

Heißbemessung als Level-3-Analyse der denkmalgeschützten Laborhalle ML der ETH Zürich

An der ETH Zürich forschen Wissenschaftler an den innovativen Verfahren von morgen. Daher ist es selbstverständlich, dass zur Sanierung der denkmalgeschützten Maschinenlaborhalle ML im Herzen von Zürich auch moderne Simulationsverfahren zum Einsatz kommen, um eine besondere Aufgabe zu lösen. Das Stahltragwerk der Halle wurde 1933 errichtet und ist eine der ersten vollständig geschweißten Stahlkonstruktionen der Schweiz. Da die Nutzung im Zuge des derzeit laufenden Umbaus auch den Brandschutz berücksichtigen muss, gleichzeitig aber aus Gründen des Denkmalschutzes die Konstruktion im ursprünglichen Zustand erhalten bleiben soll, wurde eine Heißbemessung mit Naturbrandverfahren angewandt, um den Feuerwiderstand der Stahlhalle nachzuweisen. Dabei wirkte Prof. Dr. *Mario Fontana* an diesem ambitionierten Projekt mit, der bis vor Kurzem die Professur für Stahl-, Holz- und Verbundbau am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich innehatte und einer der international renommiertesten Wissenschaftler für Heißbemessung aus der Schweiz ist. Mithilfe von Simulationsmethoden wird aktuell der Nachweis der Tragfähigkeit im Brandfall erbracht, sodass die Maschinenhalle auch in Zukunft in ihrem ursprünglichen Zustand mit sichtbarem Stahltragwerk genutzt werden kann.

Keywords Heißbemessung; Naturbrandsimulation; Finite-Element-Methode; Stahlbau; Denkmalschutz

1 Ausgangslage

Die ETH Zürich sieht für die historischen Gebäude der Maschinenlaborhalle (ML) und des Fernheizkraftwerks (FHK), die direkt im Zentrum der Stadt liegen, in den nächsten Jahren eine komplette Sanierung vor (Bilder 1, 2).

„Das denkmalgeschützte Maschinenlaboratorium (die ML-Halle) wird in seiner Funktion als Herzstück des Komplexes wiederhergestellt. Mit Blick auf das Baudenkmal ist das wesentliche Ziel des Projekts die Sicherstellung des Erhalts und teilweise Rekonstruktion der ursprünglichen Bausubstanz: Im Inneren wird das Maschinenlaboratorium (ML-Halle) wieder als Herzstück des Gebäudekomplexes mit neuem Glasdach etabliert und dem Departement für Maschinenbau und Verfahrenstechnik (D-MAVT) zur Verfügung stehen. Die ursprüngliche Glasprismendecke, über die die Halle mit Tageslicht versorgt wurde, wird wiederhergestellt.“ [1]

In Bild 3 ist der Querschnitt der ML-Halle zu sehen. Der benachbarte Gebäudeteil des Schulbaus mit Lehr- und Bü-

Structural fire design as a level-3-analysis of the listed ML machine laboratory at ETH Zurich

At ETH Zurich, scientists are researching the innovative processes of tomorrow. For this reason, it goes without saying that modern simulation methods are used to solve a special problem in the refurbishment of the listed ML machine laboratory in the heart of Zurich. The steel structure of the hall was erected in 1933 and is one of the first fully welded steel structures in Switzerland. Since the use in the course of the current transformation must take fire protection measures into account, but at the same time the construction must remain in its original state for reasons of monument conservation, a structural fire design based on natural fire methods was used to prove the fire resistance of the steel hall. Prof. Dr. *Mario Fontana* was involved in this ambitious project, which until recently held the professorship for steel, wood and composite construction at the institute for structural analysis and design at ETH Zurich and is one of the internationally renowned scientists for structural fire design from Switzerland. With the help of simulation methods, the prove of the load-bearing capacity in the event of a fire of the machine hall is currently in progress to maintain its original state with visible steel structure in the future.

Keywords structural fire design; natural fire simulation; finite-element-method; steel structure; monument conservation

rokomplexen wird auf einer Rahmenseite der ML-Halle aufgesetzt. Als brandschutztechnische Vorgabe muss das Stahltragwerk der ML-Halle R60 Brandschutzqualität aufweisen. Bei Versagen der Hallenrahmen kann ein Versagen des aufgelagerten Schulbaus nicht ausgeschlossen werden.



Bild 1 Maschinenhalle ML der ETH Zürich mit Rahmenmodell
Machine hall ML of ETH Zurich with model of the frame

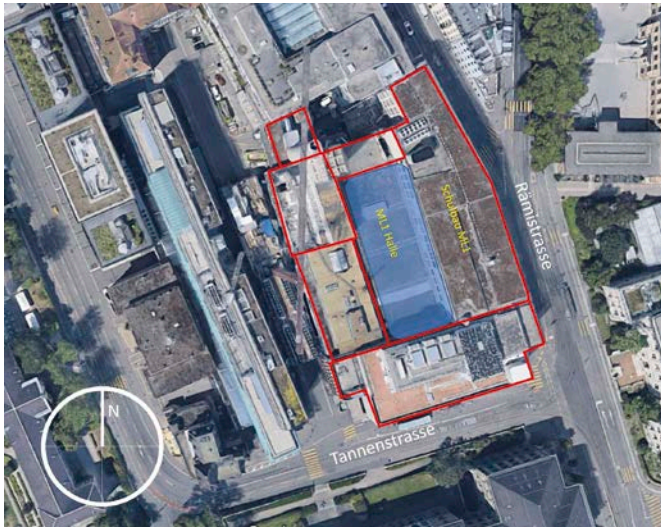


Bild 2 Gebäudekomplex ML der ETH Zürich neben dem ETH-Hauptgebäude
ML building complex of ETH Zurich next to the ETH main building



Bild 4 Rahmen mit Auflagerstempel für das Gebäude
Frame with support of the building

Da ein Verändern der historischen Stahlstruktur seitens der Denkmalpflege Zürich nicht erwünscht ist, wurde eine rechnerische Ermittlung der Feuerwiderstandsfähigkeit der vorhandenen Hallenstahlstruktur vorgenommen. Ausgehend von dieser Bestandssituation wurde das weitere Vorgehen mit der ETH Zürich sowie der Brand- und Denkmalschutzbehörde abgestimmt. Mit dem Verfahren der Naturbrandsimulation auf Basis numerischer Berechnung erfolgte die Temperaturermittlung an den tragenden Bauteilen. Für die anschließende strukturelle Berechnung der Halle und des aufgelagerten Gebäudes wurde aufgrund der komplexen Vorgänge im Brandfall ein Ansatz mit Finite-Element-Modellen zweier unterschiedlicher FEM-Programme gewählt. Die Brand-szenarien für die numerische Ermittlung der Temperaturbelastung sind spezifisch mit den Nutzungskonzepten der ETH Zürich abgestimmt. In einer Voranalyse ist das

Vorgehen mit Prof. Dr. *Mario Fontana* diskutiert und Idealisierungen der Rechenmodelle abgestimmt worden. Aktuell befindet sich der Nachweis in der Schlussabstimmung.

2 Bestehende Konstruktion

Die im Jahr 1933 gebaute Maschinenhalle ML ist eine vollständig geschweißte Stahlkonstruktion. Die Halle ist ca. 64 m lang und in sechs Felder von ca. 12 m aufgeteilt. Die Spannweite eines Rahmens beträgt ca. 22 m, die Höhe ca. 11 m. Die Stahlrahmen sind als Zweigelenrahmen mit gelenkiger Lagerung an den Fußpunkten und biegesteifen Rahmenecken ausgebildet.

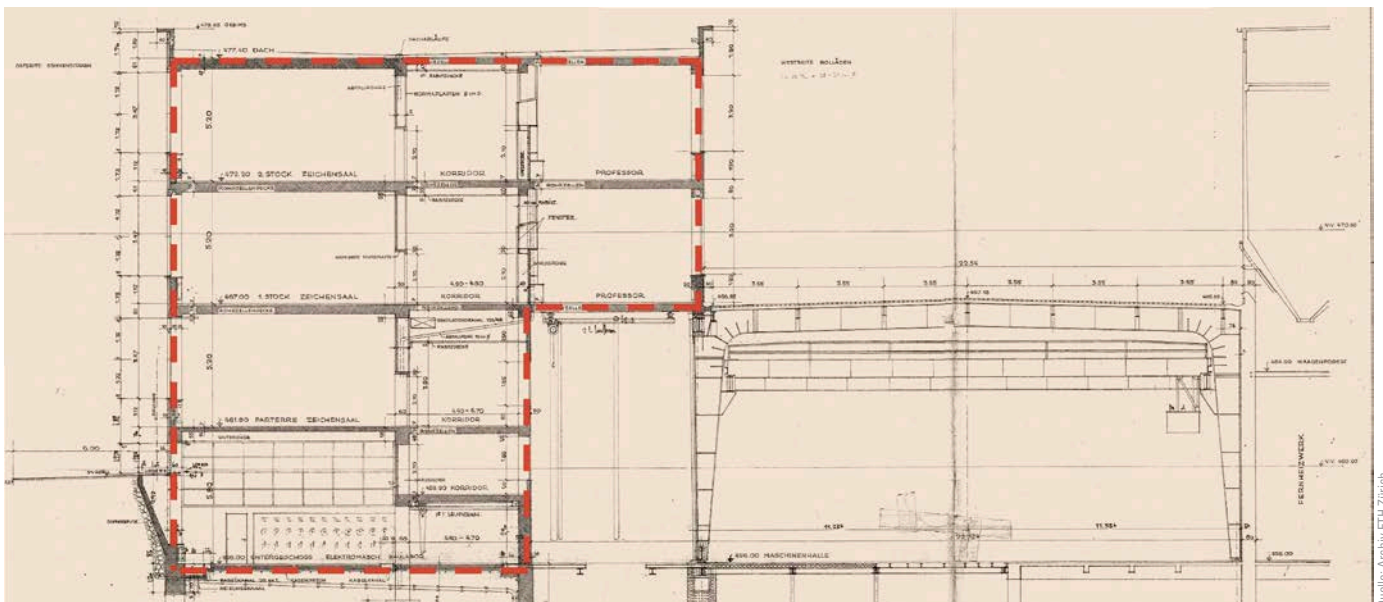


Bild 3 Querschnitt der ML-Halle mit angrenzendem Gebäude
Cross section of ML hall with adjacent building

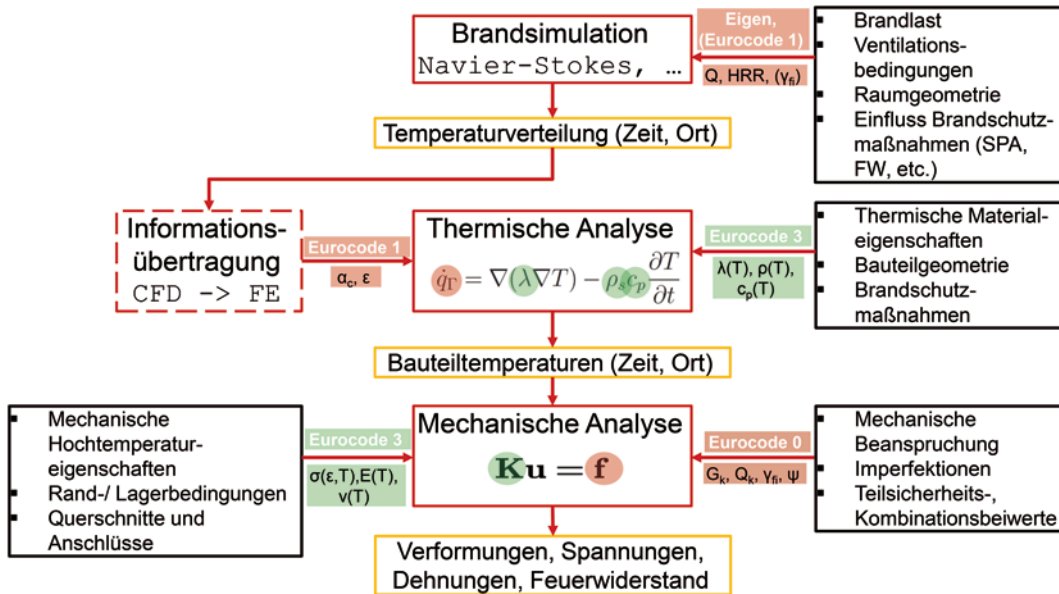


Bild 5 Verfahren der Heißbemessung nach den Anforderungen der Eurocodes
Methodology of the structural fire design considering the requirements of the Eurocodes

Auf einer Seite des Stahlrahmens erfolgt die Lastabtragung aus dem benachbarten Stahlbetongebäude. Die Gebäudelasten werden mit einem speziell ausgebildeten Druckstempel in die Rahmenecke eingeleitet (Bild 4). Im Stempel übertragen zwei Pendelstäbe die Lasten in die Stahlkonstruktion. Durch den Pendelmechanismus sind das Stahlbetongebäude und die Stahlhalle voneinander derart entkoppelt, dass sie sich in Hallenlängsrichtung unabhängig voneinander verschieben können. Dies ist zur Zeit des Entwurfs der Maschinenhalle gezielt geplant worden, da man mit großen Längsverformungen der Stahlkonstruktion aufgrund von betriebsbedingten hohen Temperaturen in der Halle gerechnet hat. Aus diesem Grund wurde darüber hinaus in Hallenmitte eine Dehnfuge vorgesehen [2]. Die Stützenfußpunkte sind als Gelenke ausgebildet, sodass eine Verdrehung nur in Rahmen-ebene ermöglicht wird.

3 Allgemeines Verfahren nach den Eurocodes

Mit Einführung der Eurocodes, welche in der Schweiz als SN-EN-Normen eingeführt sind, ist der Nachweis der Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen und Tragwerken über allgemeine Naturbrandverfahren nach SN EN 1991-1-2 (Eurocode 1) in Kombination mit dem Verfahren der erweiterten Berechnungsmodelle nach SN EN 1993-1-2 (Eurocode 3) möglich. Die Beurteilung des Stahltragwerks erfolgt nach den Anforderungen der Eurocodes [3–6] inkl. der dazugehörigen nationalen Anwendungsdokumente. Dort sind Ansätze zu den Wärmeübergangsbedingungen, den temperaturabhängigen thermischen und mechanischen Materialeigenschaften sowie zu den Last- und Einwirkungskombinationen aus SN EN 1990 (Eurocode 0) angegeben.

In Bild 5 sind die einzelnen drei Prozesse des Verfahrens als Ablaufschema mit den Eingabe- und Ausgabedaten sowie den benötigten Prozessparametern dargestellt.

Im Ergebnis erhält man temperaturabhängige Verformungen sowie die Dehnungs- und Spannungsverteilung des Tragwerks. Leistungskriterien zur Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer sind nach SN EN 1993-1-2 und angelehnt an andere Normen definiert. Deren Einhaltung wird mithilfe der Finite-Element-Modelle bewertet:

- Globale Verformungen von Primärbauteilen des Tragwerks in Kombination mit den Leistungskriterien für druck- und biegebelastete Bauteile nach SN EN 1363-1 (Prüfnorm Bauteile) bzw. 13501-2 (Klassifizierung Versuchsergebnisse).
- Verformungsgeschwindigkeit in Kombination mit den Leistungskriterien für druck- und biegebelastete Bauteile nach SN EN 1363-1 (Prüfnorm Bauteile) bzw. 13501-2 (Klassifizierung Versuchsergebnisse).
- Plastische Dehnungen an Bauteilprofilen sowie Anschlüssen, duktiler Materialversagen an lokalen Bruchdehnungsspitzen mit Bruchdehnungen als Schadenstoleranzanalyse der Tragstruktur.

4 Temperaturemittlung durch Naturbrandsimulation

Das Nutzungskonzept der ETH Zürich sieht für die zu beurteilende Halle die Nutzung als

- einfache Elektronikwerkstätte,
- Robotik,
- mechanische Werkstätten,
- einfache Werkplätze,
- Ausstellungsflächen, Promotion sowie
- eindeutig definierte Labortätigkeiten nach Risikoanalyse

vor. Darauf aufbauend wird der Bemessungsbrand entsprechend den Anforderungen der SN EN 1991-1-2 und den beschriebenen Überlegungen abgeleitet. Die letztend-

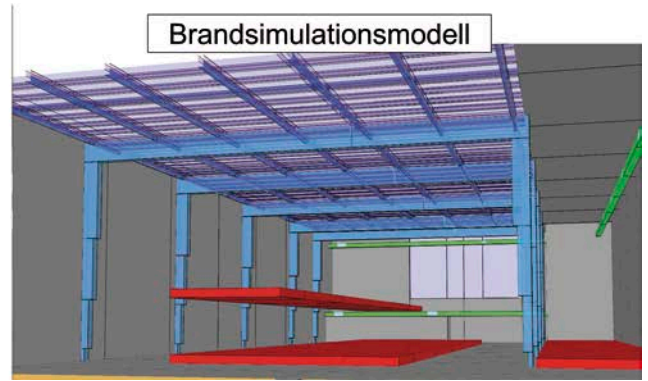


Bild 6 Blick in die Halle (links Rendering ETH Zürich, rechts Brandsimulationsmodell Variante R2)
View at the hall (left rendering of the ETH Zürich, right CFD model variant R2)

lich angesetzten Angaben zur maximalen flächenspezifischen Brandleistung, der flächenspezifischen Brandlast sowie der Brandentwicklungsgeschwindigkeit ergeben bei einer Brandfläche von knapp unter 1 000 m² eine maximale Brandleistung von ca. 250 MW.

Der als Bemessungsbrand festgelegte Verlauf der Brandleistung über die Zeit kann bei gleicher Brandfläche, flächenspezifischer (maximaler) Brandleistung, Brandlast und Brandentwicklungsgeschwindigkeit auf zwei unterschiedlichen Wegen im Brandsimulationsmodell berücksichtigt werden.

Für die Maschinenhalle der ETH Zürich werden zwei Varianten, eine gleichmäßige sowie eine kreisförmige Brandausbreitung, untersucht. Variante R1 führt schnell zu lokal hohen Temperaturen, welche wiederum zu einem früheren lokalen Versagen der Dachbereiche führen könnten, Variante R2 zu einer gleichmäßigen und langsameren Temperaturerhöhung.

Die Brandmodellierung nach Variante R1 ermöglicht die Definition eines Brandorts. Hier ist die Stütze des Rahmens, auf die das aufgehende Gebäude aus Stahlbeton aufgelagert ist, der maßgebende Brandort.

In Abstimmung mit der Brandschutzbehörde wurde die geplante maschinelle Rauch- und Wärmeabzugsanlage

(MRWA) in der Brandsimulation zusammen mit den projektierten Nachströmflächen berücksichtigt.

Für den rechnerischen Brandsimulationsnachweis wurde das CFD-Programm „Fire Dynamics Simulator“ (FDS) verwendet.

Einen Eindruck vom Brandsimulationsmodell verschafft Bild 6. Zu erkennen sind die großflächig aus Glasbausteinen ausgeführte Decke, die Gebäudehülle und das Stahltragwerk selbst.

Die nach Bemessungsbrand angesetzte Maximalbrandleistung von mehr als 250 MW kann aufgrund der vorhandenen Ventilationsverhältnisse auch bei laufender MRWA nicht komplett umgesetzt werden. Bei einer Brandleistung von etwa 25 MW (etwa ein Vollbrand von 5 Pkw) zwischen Minute 25 und Minute 30 reicht der über die Nachströmöffnungen zugeführte Luftsauerstoff nicht aus, die nach Bemessungsbrand weiter ansteigende Brandleistung auch umzusetzen. Nach einem kurzzeitigen Abfall auf ca. 15 MW prognostiziert das Brandsimulationsmodell eine weitestgehend konstante Brandleistung von etwa 20 MW. Dies gilt für beide Varianten der Brandausbreitung, wie in Bild 7 dargestellt.

In Bild 8 sind die Maximaltemperaturen aller Temperaturfühler dargestellt, ausgewertet als oberflächennahe

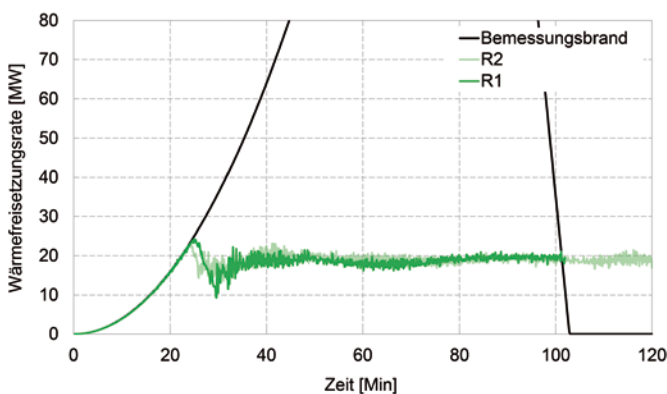


Bild 7 Vergleich der umgesetzten Brandleistung der beiden Varianten R1 und R2 mit Verlauf des Bemessungsbrands
Comparison of the resulting heat release rates in both simulations with the design fire

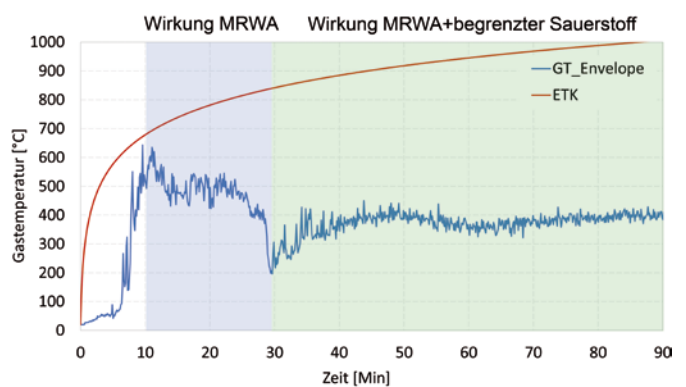


Bild 8 Maximalwerte (Envelope) der Gastemperaturen im Bereich der Bauteile, Variante R1
Maximum (envelope) values of the gas temperatures at the steel frames, variant R1

Gasttemperaturen im Bereich der nachzuweisenden Konstruktion (ohne Flammenachse). Deutlich zu erkennen ist die Wirkung der MRWA, welche durch die Abführung der Heißgase zusammen mit der Frischluftzufuhr aufgrund Nachströmung die Temperaturen im Bereich von etwa 500°C hält. Nach 25 min, nach dem Eintreten unterventilierter Verhältnisse bei einer Gesamtbrandleistung von ca. 20 MW, pendeln sich die prognostizierten Maximaltemperaturen im Bereich von 400°C ein.

Die von FDS prognostizierten Temperaturen sind vergleichsweise niedrig. Diese werden ergänzend zur Simulation mit der Plumeformel des SN EN 1991-1-2 Anhang C plausibilisiert.

5 Strukturanalyse

5.1 Vorgehensweise

Das primäre numerische Modell des Hallenstahlrahmens für die thermische und mechanische Analyse ist mit dem FEM-Programm ABAQUS erstellt worden. Durch die Verwendung von 2D- und 3D-Elementtypen ist eine genaue Abbildung der Geometrie der Stahlkonstruktion möglich. Die temperaturabhängigen Materialeigenschaften des historischen Stahls wurden aus Probekörpern der Stahlkonstruktion in Zugversuchen durch das von Prof. Dr. *Mario Fontana* geleitete Institut für Stahl-, Holz- und Verbundbau der ETH Zürich ermittelt. Die genaue Abbildung eines Stahlbetonwandabschnitts über mehrere Stockwerke mit Vorgabe eines temperaturabhängigen Rissmodells des Stahlbetons würde die numerische Effizienz des Gesamtmodells stark einschränken. Der aufgelagerte Teil der Stahlbetonstruktur wurde daher in ABAQUS mit Schalenelementen (Beton) und Stabelementen (Bewehrung) ohne Berücksichtigung des Rissverhaltens erstellt. Die Materialeigenschaften für Stahl und Beton sind konform zum Eurocode 2 [7, 8] aufgebaut. Um eine vergleichende Aussage zum Last- und Verformungsverhalten des aufgehenden Gebäudes zu erhalten und das Rissverhalten zu untersuchen, ist ein zweites Modell in SOFiStiK mit ebenfalls gleicher Geometrie und validierten Materialeigenschaften auf Basis der Eurocodes für Stahlbeton und Stahl erstellt worden. Beide Modelle sind in den Randbedingungen aufeinander abgestimmt. Die Verformungen beider Modelle wurden unter der angesetzten Last und Temperatur gegengeprüft. Die aufgetretenen Differenzen konnten als unwesentlich eingeschätzt werden. Der Vorteil dieser Vorgehensweise liegt im konservativen Ansatz der Steifigkeit des aufgelagerten Stahlbetonbauteils und der genauen Aussage zur Temperaturverteilung und des Stabilitätsversagens der Rahmenstützen. Die numerisch aufwendigen Berechnungen sind so durch konservative Vereinfachungen optimiert. Gleichzeitig kann eine ingenieurtechnisch genaue Aussage zum Tragverhalten unter Brandeinfluss getroffen werden.

5.2 Modellierung in ABAQUS

Zur numerischen Idealisierung der Stahlrahmen wurde ein FEM-Modell eines Rahmens (Bild 9) mit Anbindung an die benachbarten Rahmen durch die Längsträger im Dachbereich und an den oberen Stützenbereichen erstellt. Unter Verwendung definierter Randbedingungen sind horizontales Ausdehnen der Träger in Längsrichtung sowie eine Durchbiegung in vertikaler Richtung zugelassen. Die Verformungen der Rahmenstützen in vertikaler Richtung müssen mit den Lagerungsbedingungen der Stahlbetonstruktur abgestimmt sein, um den Einfluss der thermisch bedingten Zwängung der Stützen konservativ zu erfassen und gleichzeitig ein Ausknicken der Rahmenstützen wirksam abzubilden. Die mechanische Analyse erfolgt unter Beachtung von geometrischer Nichtlinearität, sodass Stabilitätseinflüsse und lokales Beulen von Bauteilen berücksichtigt werden. Die Materialnichtlinearität des Stahls wurde durch Zugversuche unter Temperatureinfluss vorgegeben. Kontaktbedingungen sind ebenfalls an relevanten Elementflächen angesetzt worden, um eine theoretische Durchdringung von Bauteilen zu vermeiden und ein physikalisch genaues Zusammenwirken der detaillierten Konstruktion zu erreichen. Die Betonbauteile des aufgelagerten Gebäudes wurden als 2D-Elemente (Beton) und 1D-Elemente (Bewehrung) modelliert [9] und für einen Ausschnitt des Modells aus dem Gesamttragwerk mit einem mechanisch wirksamen Einflussbereich abgebildet. Die Hohlkörperdecken über den Hallenrahmen werden als gelenkig an die Randbalken angeschlossen angenommen, somit erfahren diese keine Biegung aus der thermischen Dehnung des Hallenrahmens und werden nicht abgebildet. Die Bewehrung ist wie im SOFiStiK-Modell in den Bestandsplänen vorgegeben.

5.3 Modellierung in SOFiStiK

Für das Finite-Element-Modell in SOFiStiK wird ebenfalls das Materialverhalten für Baustahl gemäß Probenuntersuchung berücksichtigt. Im Hinblick auf eine nichtlineare Berechnung von Verformungen und Rissbildung der Stahlbetonbauteile ist die Bewehrung gemäß den in den Bestandsplänen enthaltenen Angaben im Modell angesetzt. Ähnlich wie in ABAQUS ist das SOFiStiK-Modell (Bild 10) ein Teilmodell eines Hallenrahmens mit den Pfetten, dem Stabilisierungsträger im Rahmeneck unter dem benachbarten Gebäude sowie den beiden Kranbahnträgern. Alle Querbauteile sind mit geeigneten Randbedingungen versehen, um die Gesamtwirkung aller Rahmen in Hallenlängsrichtung zu simulieren. Die Lagerung der Stützenfußpunkte erfolgt analog zum tatsächlich ausgebildeten Gelenklager. Der Druckstempel unter dem benachbarten Stahlbetongebäude ist mit Pendelstäben modelliert, sodass das Stahlbetongebäude und die Hallenkonstruktion unabhängig voneinander in Längsrichtung verschieblich sind. Das Stahlbetontragwerk des Schulgebäudes mit Stahlbetonrandbalken und Fassadenstützen ist als Scheibe in Fassadenebene über die Spannweite von zwei Hallenfeldern abgebildet.

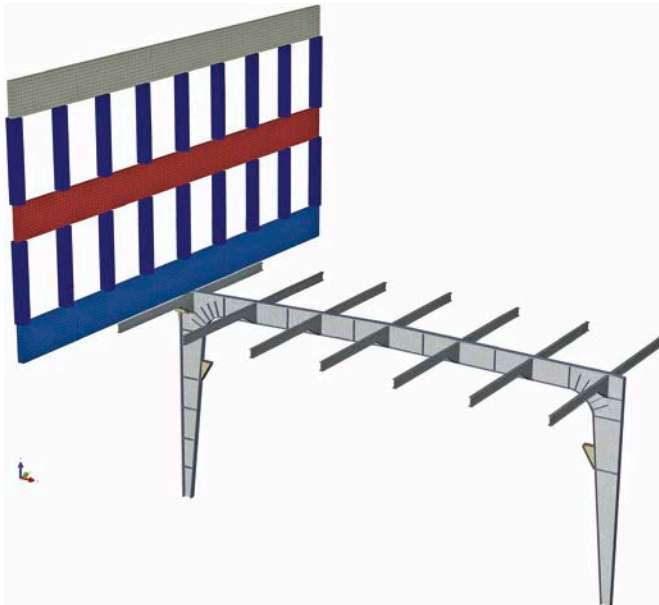


Bild 9 ABAQUS-Modell des Hallenrahmens mit aufgelagertem Gebäudeteil
ABAQUS model with extended section of the building

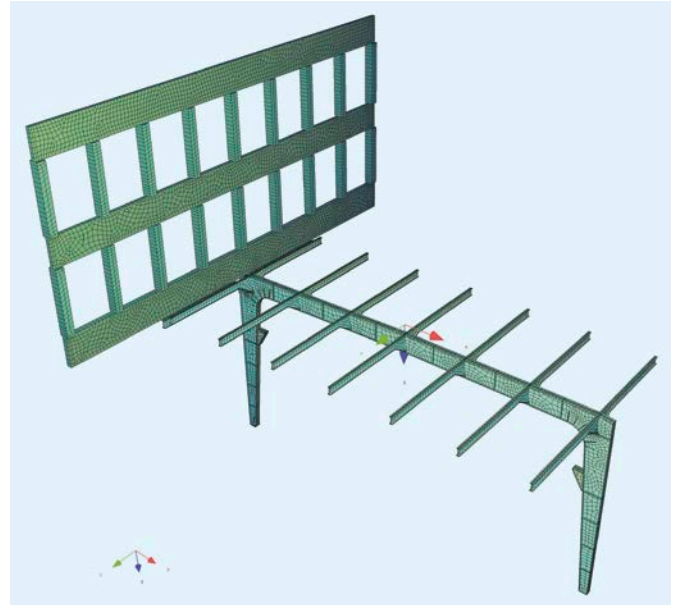


Bild 10 Numerisches Modell für die mechanische Analyse in SOFiSTiK
Numerical model for mechanical analysis in SOFiSTiK

Sowohl die Stahlbetonbauteile als auch alle Stahlprofile sind in SOFiSTiK mit über Layer geschichteten Schalenelementen modelliert. Die Berechnung über die Branddauer erfolgt geometrisch und materiell nichtlinear unter Ansatz von Imperfektionen. Die Materialnichtlinearität für den Baustahl wird standardmäßig in Form der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit plastischen Umlagerungen berücksichtigt. Für den Stahlbeton werden das temperaturabhängige Materialgesetz sowie die Umlagerungen aufgrund der Rissbildung verwendet.

5.4 Vergleich der beiden Finite-Element-Modelle

Die Vorgabe der zeitabhängigen Temperaturverteilung in den Stahlbauteilen des Hallenrahmens wurde mithilfe

des ABAQUS-Modells in einer thermischen Analyse bestimmt und zonenweise auf das SOFiSTiK-Modell übertragen. Die Wirkung der thermisch bedingten Dehnung auf die Stahlbetonstruktur ergibt eine Verformung, die auf die Stahlbetongeometrie des ABAQUS-Modells übertragen werden kann. Da beide Modelle aufeinander abgestimmt sind und die Wirkung von nichtlinearen Einflüssen gering ist, konnte ein Vergleich der Ergebnisse und damit eine gegenseitige Prüfung zwischen beiden Modellen umgesetzt werden. Im ABAQUS-Modell wurde für die verschiedenen Brandlastfälle die Beurteilung des Trag- und Stabilitätsverhaltens des Stahlrahmens vorgenommen und im SOFiSTiK-Modell die auftretenden Risse im Stahlbetonbauteil aus der thermischen Dehnung des Stahlrahmens bestimmt und hinsichtlich ihrer Relevanz für die Tragsicherheit des Stahlbetongebäudes beurteilt.

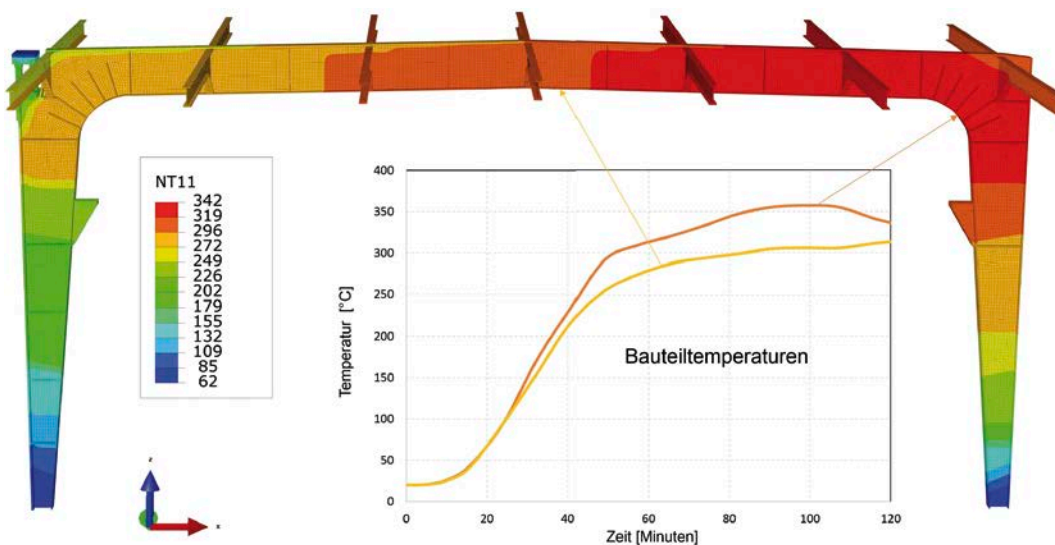


Bild 11 Bauteiltemperaturen aus der maßgebenden Brandbelastung des Szenarios R2
Temperatures of components for critical fire scenario R2

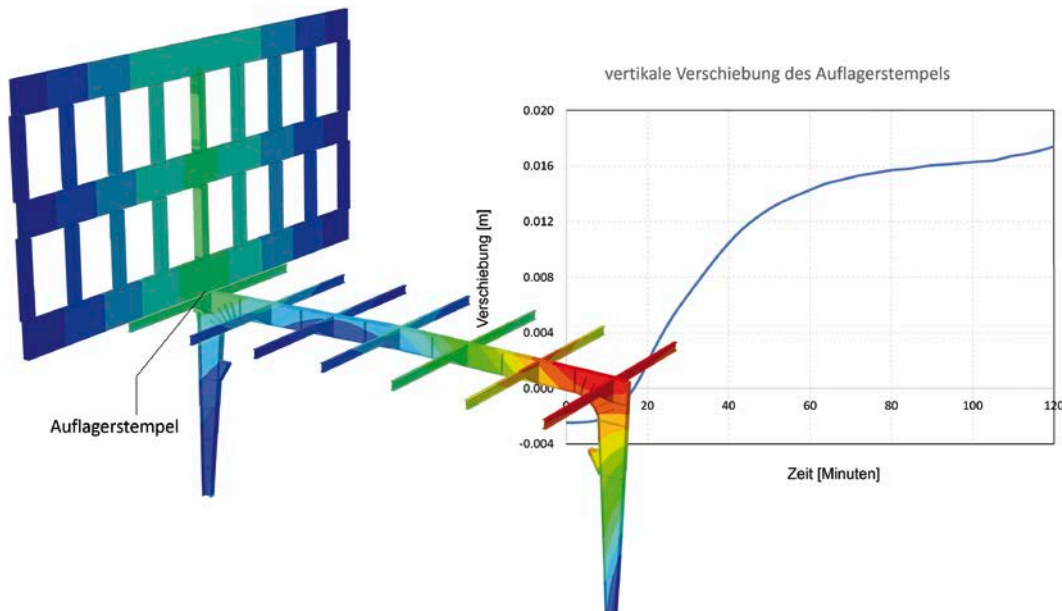


Bild 12 Entwicklung der vertikalen Verformung am Auflagerstempel
Progress of vertical deformation at the frame support

5.5 Ergebnisse

Die thermische Analyse ergibt für beide Varianten R1 und R2 über den Einwirkungszeitraum von 120 min in beiden Brandszenarien abgesehen von lokalen Bereichen keine Bauteiltemperaturen oberhalb von 500 °C (Bild 11). Entsprechend gering sind auch die Entwicklungen der plastischen Dehnungen im Stahltragwerk, die im Maximum 2,4% betragen. Ein Stabilitätsversagen der Rahmenstützen tritt nicht auf, das Anheben der Auflagerstempel wird im Brandszenario R2 mit einem maximalen Wert von 17 mm errechnet (Bild 12).

Gemäß den Ergebnissen aus der SOFiSTiK-Berechnung treten in der Stahlkonstruktion nur lokal plastische Bereiche mit Dehnungen von unter 4% auf. Diese liegen deutlich unter der Dehnung an der Fließgrenze oder der Bruchdehnung. In der Berechnung ist kein globales Versagen des Stahltragwerks oder auch nur ein Anzeichen dafür erkennbar.

Durch die thermische Ausdehnung der Stahlkonstruktion für das maßgebende Brandszenario wird die Stahlbetonkonstruktion des angrenzenden Gebäudes über der Rahmenstütze um ca. 17 mm angehoben. Bezogen auf die Spannweite der Randbalken von insgesamt zwei Feldern der Maschinenhalle über ca. 24 m entspricht dies weniger als $L/1000$. Für diese Verformung weist das Stahlbetontragwerk eine ausreichende Duktilität auf. Die durch das Modell errechneten Betondruckspannungen und Betonstahldehnungen befinden sich in einem unkritischen Bereich. Die errechneten theoretischen mittleren Rissbreiten bleiben unter ca. 1 mm. Somit ist aufgrund der thermischen Dehnung des Hallentragwerks im Stahlbetongebäude keine kritische Rissbildung zu erwarten.

6 Zusammenfassung

Für den brandschutztechnischen Nachweis der ausreichenden Feuerwiderstandsfähigkeit nach SN EN 1991-1-2 wurde ein simulatives Verfahren auf Basis von Naturbrandszenarien für die historische Maschinenhalle der ETH Zürich durchgeführt. Aufgrund des konstruktiv komplexen Zusammenwirkens der Gebäudestrukturen zwischen ML-Halle und dem Nachbargebäude wurde die mechanische Analyse mit zwei verschiedenen FEM-Programmen für multiphysikalische Berechnungsaufgaben gewählt. Im Ergebnis kann eine ausreichende Feuerwiderstandsfähigkeit für die brandschutztechnisch ungeschützte Stahlstruktur der ML-Halle nachgewiesen werden.

Projektbeteiligte

Bauherrschaft:	ETH Zürich Abteilung Immobilien
Generalplanung:	Itten + Brechbühl AG, Zürich
Tragwerksplanung:	Gruner Wepf AG, Zürich
Heißbemessung:	Gruner AG, Basel
Brandschutzplanung:	Amstein + Walthert AG, Zürich

Literatur

- [1] ETH Zürich (2019) ML/FHK – Maschinenlaboratorium und Student Project House [online]. [Stand Mai 2019]. <https://www.ethz.ch/de/campus/entwickeln/bauprojekte/mlfhk-projekt>
- [2] Karner, L. (1933) Die Stahlkonstruktion der Maschinenhalle im neuen Maschinenlaboratorium der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich. In: Schweizerische Bauzeitung 101, Nr. 21, S. 252–255.
- [3] SN EN 1991-1-2:2002 (SIA 261.002), Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke. Berlin: Beuth.
- [4] SN EN 1991-1-2/NA:2016 (SIA 261.002/NA:2016), Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke –

- Nationaler Anhang NA zu SN EN 1991-1-2:2002. Berlin: Beuth.
- [5] SN EN 1993-1-2:2005 (SIA 263.002), Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Berlin: Beuth.
- [6] SN EN 1993-1-2/NA:2016 (SIA 263.002/NA:2016), Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall – Nationaler Anhang NA zu SN EN 1993-1-2:2005. Berlin: Beuth.
- [7] SN EN 1992-1-2:2004: Eurocode 2, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2 – Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Berlin: Beuth.
- [8] SN EN 1992-1-2/NA:2014: Eurocode 2, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2 – Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall – Nationaler Anhang NA zu SN EN 1992-1-2:2004. Berlin: Beuth.
- [9] Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc [eds.] (2018) ABAQUS, 2018 – SIMULIA User Assistance.

Autoren

Dipl.-Ing. Matthias Stamm
Gruner AG
Gellertstrasse 55
4020 Basel, Schweiz
matthias.stamm@gruner.ch

Dipl.-Ing. Pascal Lequime
Gruner AG
Gellertstrasse 55
4020 Basel, Schweiz
pascal.lequime@gruner.ch

Dr.-Ing. Matthias Siemon
Gruner AG
Gellertstrasse 55
4020 Basel, Schweiz
matthias.siemon@gruner.ch

Ihre Ansprechpartner für Heißbemessung



Dipl.-Ing. **Matthias Stamm**
Teamleiter numerische Methoden,
Strukturmechanik
Abteilung Brandschutz, Ingenieurmethoden
matthias.stamm@gruner.ch
T +41 61 317 64 52



Dipl.-Ing. **Pascal Lequime**
Teamleiter Tragwerksplanung
pascal.lequime@gruner.ch
T +41 61 317 62 27



Dr.-Ing. **Matthias Siemon**
Leiter Abteilung
Brandschutz, Ingenieurmethoden
matthias.siemon@gruner.ch
T +41 61 317 64 58

Gruner AG
Gellertstr. 55
Postfach
CH-4020 Basel
T +41 61 317 61 61
www.gruner.ch