

# Moderne Verfahren zur realitätsnahen Bewertung der Standsicherheit der historischen Mauerwerksfassaden des Römischen Hof<sup>®</sup> in Berlin - Unter den Linden

Dr. Roger Schlegel<sup>1</sup>, Prof. Rainer Auberg<sup>2</sup>, Dr. Jürgen Strauß<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Dynardo GmbH, Luthergasse 1d, 99423 Weimar, Germany

<sup>2</sup> WISSBAU GmbH, Essen, Germany

<sup>3</sup> Wiemer & Trachte AG, Dortmund, Germany

## Summary

This paper shows an effective way for a realistic determination of the load-carrying capacity of an existing masonry structure with modern numerical and experimental methods on example of the Römischen Hof<sup>®</sup> of Berlin, Unter den Linden. It is shown that for the realistic computation of the failure load and the associated failure mechanisms the inclusion of the nonlinear deformation behavior of the masonry is necessary. An three-dimensional nonlinear material model was implemented in the finite element code ANSYS. So it was possible to show the stress and strain state of the multi-leaf masonry structure very realistic and to verify the stability as well as the serviceability plausibly.

## Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag zeigt am Beispiel der mehrschaligen Mauerwerkfassade des Römischen Hof<sup>®</sup> in Berlin, Unter den Linden einen Weg die Tragfähigkeit einer historischen und denkmalgeschützten Mauerwerkstruktur durch die Kombination von gezielter Zustandsaufnahme sowie Materialprüfung mit modernsten Prüfmethode und dem Einsatz eines darauf abgestimmten, leistungsfähigen und wirklichkeitsnahen Berechnungsmodells zuverlässig bestimmen zu können. Dabei zeigt sich, dass die realitätsnahe Bewertung der Spannungen, Verformungen und der zugehörigen Rissbildungen die Einbeziehung des nichtlinearen Materialverhaltens des Mauerwerks erforderlich macht. Die Berechnungen wurden mit dem Finite-Element-Programm ANSYS<sup>®</sup> unter Verwendung eines speziell für mehrschaliges Mauerwerk implementierten elastoplastischen 3D-Materialmodell durchgeführt. Damit wurde es möglich, den Spannungs- und Verformungszustand der Mauerwerkstruktur sehr realitätsnah abzubilden und die Standsicherheit sowie die Gebrauchstauglichkeit der Fassadestruktur unter Einbeziehung der Lastgeschichte plausibel nachzuweisen.

## Keywords

mehrschaliges Mauerwerk, Fassade, Römischer Hof<sup>®</sup>, nichtlineare Berechnung, Tragfähigkeit

## 1. Problemstellung

Das traditionsreiche Gebäude Römischer Hof®<sup>1</sup> wurde 1910 als Büro- und Geschäftshaus in exponierter Lage am Berliner Boulevard "Unter den Linden" errichtet. Das 80m lange Gebäude prägt das Stadtbild durch seine klassizistische Fassade welche aus einem mehrschaligen Sandstein-Ziegel-Mauerwerk besteht. Die Planungen des Bauherrn, der Vivico Real Estate GmbH, sahen einen Abriss des bestehenden Gebäudekerns vor. An dessen Stelle sollte ein Neubau als Stahlbetonkonstruktion entstehen. Die unter Denkmalschutz stehende Sandstein-Ziegel-Mauerwerkfassade sollte erhalten bleiben und in das neue Tragsystem integriert werden. Mit der Bauausführung und Ausführungsplanung wurde die WIEMER&TRACHTe AG beauftragt.

Der vorliegende Beitrag stellt die Untersuchungen zur Standsicherheit der denkmalgeschützten Fassadenbereiche "Unter den Linden", "Charlottenstrasse" und "Mittelstrasse" vor. Die Fassaden bestehen aus mehrschaligen, tragenden Mauerwerkstützen, welche durch Brüstungen bzw. Stürze miteinander verbunden sind. Die Eigen- und Windlasten der Sturz-, Brüstungs- und Fensterbereiche werden über Stahlträger auf die Fassadenstützen abgetragen. Damit ist die bestehende Fassadenkonstruktion weitgehend selbsttragend [5]. Zur Stabilisierung werden die historischen Fassadenbereiche (mit Ausnahme der Eckstützen) im Bereich der Decken über EG, 1.OG, 2.OG und 3.OG horizontal an die Neubaukonstruktion angebunden. Die Decke über 4. OG wird auf die bestehenden Fassadenstützen aufgelegt, so dass hier neben horizontalen auch vertikale Lasten übertragen werden. Durch die großen Gebäudeabmessungen (Länge 80 m, Breite 35 m) und der fugenlosen Ausbildung des neuen Gebäudekerns ergaben sich vor allem Fragen zur Belastung der Fassade aus den durch die Stahlbeton-Neubaukonstruktion aufgezwungenen Schwindverformungen.

Wie in [5] ermittelt wurde, lassen sich die hier untersuchten Fassadenbereiche grundsätzlich in sieben verschiedene Fassadenstützen-Positionen unterteilen. Für den statischen Nachweis werden die jeweils maßgebenden Stützen-Positionen (z.B. Fig. 2, Fig.3) untersucht. Dabei werden die ungünstigsten Lastsituationen der einzelnen Stützenposition berücksichtigt.



**Fig. 1:** Römischer Hof® vor der Modernisierung, Blick von Unter den Linden.  
(Bild: mit freundlicher Genehmigung der Vivico Real Estate GmbH)

---

<sup>1</sup> Römischer Hof® ist eine eingetragene Marke der Vivico Real Estate GmbH

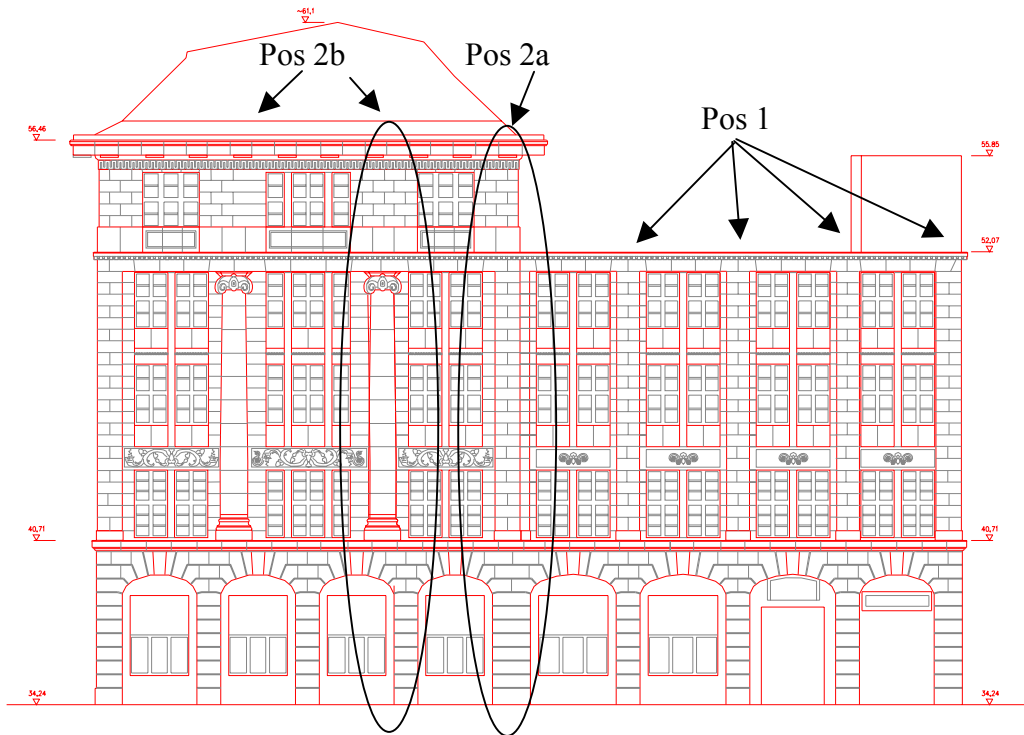


Fig. 2: Untersuchte Fassadenstützenpositionen im Bereich Mittelstrasse, Achse J/1-8

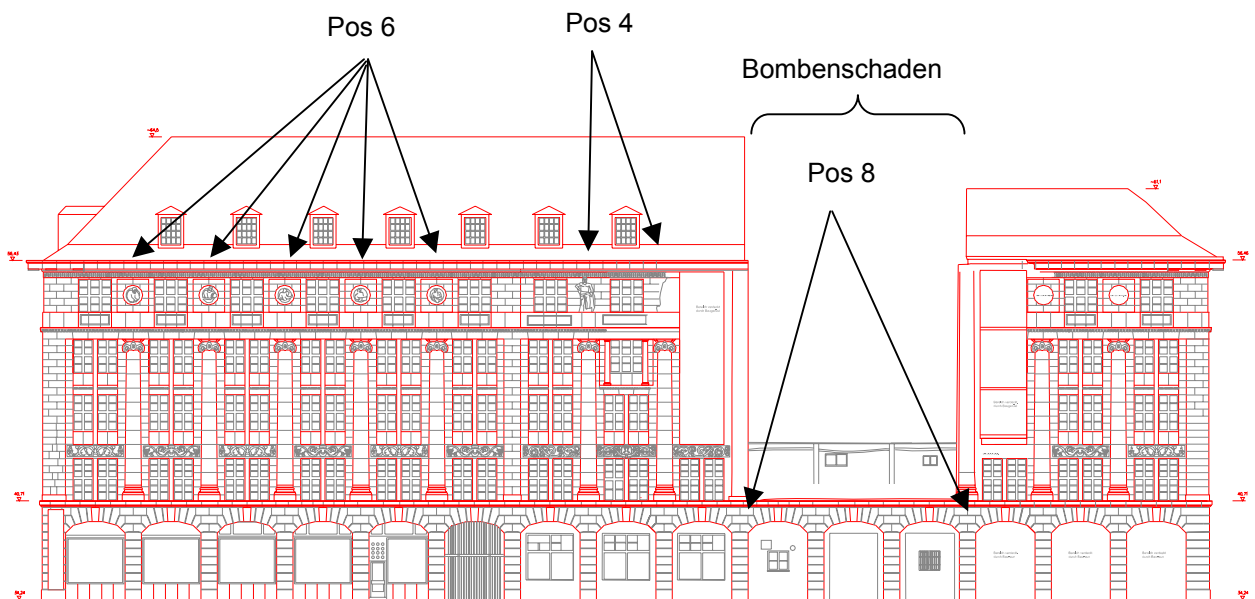


Fig. 3: Untersuchte Fassadenstützenpositionen im Bereich Charlottenstrasse, Achse 1/A-J

## 2. Materialuntersuchungen an der mehrschaligen Mauerwerksfassade

Zur Einschätzung der Materialkennwerte des mehrschaligen Mauerwerks wurden durch die WISSBAU GmbH mit Hilfe modernster Prüfmethode die erforderlichen Materialuntersuchungen [1] durchgeführt. Es wurde festgestellt, dass die Fassaden aus zwei Mauerwerksschalen (innen: Ziegelmauerwerk, außen: Sandsteinmauerwerk) bestehen, welche miteinander durch einbindende Steine verzahnt und

mittels Stahlklammern miteinander verankert sind. Die Einbindetiefe der Sandsteine in das Ziegelmauerwerk beträgt zwischen 5 und 18 cm.

Grundsätzlich zeigte das Mauerwerk seinem Alter entsprechend oberflächliche Schadstellen an den Steinen sowie Ausbrüche des Fugenmörtels, die vor allem auf Verwitterung, Feuchtigkeitseinflüsse und Kriegsschäden zurückzuführen waren [1] und entsprechende Neuverfugungen erforderlich machten. Bereichsweise starke Unterschiede im Zustand vor der Sanierung ergaben sich durch einen Bombenschaden aus dem 2. Weltkrieg im Bereich Charlottenstraße / Mittelstraße und den damit in Zusammenhang stehenden Gefügearflockerungen. Stark geschädigte Mauerwerksbereiche wurden in Abstimmung aller Beteiligten rückgebaut und wieder neu aufgemauert.

## 2.1 Experimentelle Untersuchungen

Die Materialuntersuchungen der WISSBAU GmbH [1] umfassten:

- an den Ziegeln und Sandsteinen Bohrkernprüfungen zur Ermittlung der Steindruck- und Spaltzugfestigkeiten, Bestimmung der Steinrohichte und der Stein-E-Moduli statisch durch Druckversuch und dynamisch durch Ultraschalluntersuchungen,
- die Untersuchung der Mörtelbestandteile in Lager- und Stoßfugen mittels röntgenographischer XRD-Analyse sowie die Bestimmung der Mörtelqualität und Mörteldruckfestigkeit,
- die Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit und des E-Moduls an Mauerwerksprobekörpern (Fig.4) und
- die Untersuchung der Instandsetzung und Konservierung der Stahlprofilträger in der Fassade



Fig. 4: Mauerwerksprobe links vor und rechts nach der Druckfestigkeitsprüfung

## 2.2 Ableitung der für die Berechnung erforderlichen Materialkennwerte

Die Ableitung von Rechenwerten aus den Versuchsergebnissen [1] erfolgte unter Einbeziehung der gültigen Normung im Mauerwerksbau sowie der auf diesem Gebiet veröffentlichten Fachliteratur [8]. Dem Zustand und Alter des Fassadenmauerwerks wurde durch konservative Materialkennwerte Rechnung getragen. Eine Zugfestigkeit der Mörtelfuge wurde entsprechend den Forderungen der Normung (DIN 1053) nicht in Rechnung gestellt. Den Empfehlungen der Fachliteratur [2], [9] entsprechend, wurde für die Einschätzung der zulässigen Mauerwerks-Druckspannung ein erhöhter Sicherheitsfaktor von  $\gamma = 4,5$  (gegenüber dem Mittelwert) einbezogen. Dieser erhöhte Sicherheitsbeiwert berücksichtigt:

- die i.d.R. erhöhte Streuung der Druckfestigkeit bei historischem Mauerwerk,
- Einflüsse der Dauerstandfestigkeit sowie
- das relativ spröde Versagen bzw. die späte Ankündigung des Druckbruchs

Die restlichen Festigkeitswerte (Schubfestigkeit und die parallel zur Lagerfuge gerichtete Zugfestigkeit) orientieren sich an den zulässigen Werten der DIN 1053 mit dem dort ausgewiesenen Sicherheitsniveau von 2,0.

Die in den Druckversuchen von der WISSBAU GmbH bestimmte mittlere Steindruckfestigkeit der Ziegel betrug  $39,4 \text{ N/mm}^2$ , die mittlere Spaltzugfestigkeit  $4,1 \text{ N/mm}^2$  und die mittlere Mörteldruckfestigkeit  $12,6 \text{ N/mm}^2$ . Der Mörtel des Ziegelmauerwerks konnte der Mörtelgruppe IIa nach DIN 1053 zugeordnet werden. Die an Ziegelmauerwerksproben geprüften Druckfestigkeiten betragen  $7,6$  bzw.  $19,9 \text{ N/mm}^2$ .

Das Sandsteinmauerwerk der Fassadenstützen wurde als regelmäßiges Quadermauerwerk klassifiziert. Die Versuche ergaben eine mittlere Steindruckfestigkeit von 65,6 N/mm<sup>2</sup>, eine Stein-Spaltzugfestigkeit von 3,49 bzw. 3,8 N/mm<sup>2</sup> und einen Kalkmörtel der Mörtelgruppe MG I mit einer mittleren Mörteldruckfestigkeit von  $\beta_{D,M\ddot{o}} = 0,8$  MN/m<sup>2</sup>. Wie Ultraschalluntersuchungen ergaben, ist die Qualität des vorhandenen Sandsteins sehr homogen. Die Qualität des Fugenmörtels ist dagegen teilweise stark geschädigt. Der Fugenmörtel musste daher bereichsweise erneuert werden. Nachstehend werden alle für die Berechnung benötigten Materialparameter [8] übersichtlich in einer Tabelle zusammengestellt. Zum Bezug auf das fugenbezogene Koordinatensystem bedeuten die

Indizes

V – senkrecht zur Lagerfuge (x-Richtung)

H – parallel zur Lagerfuge (senkrecht zur Stoßfuge bzw. Längsfuge)

Materialparameter		Ziegelmauerwerk	Sandsteinmauerwerk	Einheit
Elastizitätskennwerte				
E-Modul (Sekantenmodul)	$E_V$	2000	3784	N/mm <sup>2</sup>
Querdehnzahl	$\nu$	0,1	0,1	
Schubmodul	$G_V$	909	1800	N/mm <sup>2</sup>
Festigkeitswerte				
Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge	$f_{mV}$	8,8	9,18	N/mm <sup>2</sup>
Druckfestigkeit senkrecht zur Stoßfuge	$f_{mH}$	0,62	1,29	N/mm <sup>2</sup>
Reibungswinkel (Lagerfuge)	$\phi$	31	31	°
Haftscherfestigkeit (Lagerfuge)	C	0,242	0,032	N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge	$f_{tV}$	0	0	N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit parallel zur Lagerfuge	$f_{tH}$	0,5	1,57	N/mm <sup>2</sup>
Stoßfugenabstand	$a_S$	0,25	0,5	m
Lagerfugenabstand	$a_L$	0,07	0,5	m
Überbindemaß	$\ddot{U}$	0,125	0,25	m
Rest-Reibungswinkel	$\phi_R$	18	18	°
Sonstige				
Wichte	$\gamma_{MW}$	1,8	2,25	t/m <sup>3</sup>

**Tab. 1:** Materialkennwerte (Rechenwerte) [8]

Der in Tab.1 angegebene E-Modul des Mauerwerks berücksichtigt die Forderung der DIN 1053, Stabilitätsnachweisen den Sekantenmodul zugrunde zu legen.

Die Schubfestigkeit der Verbundfuge ist im Wesentlichen vom Reibungswinkel  $\phi_{VF}$  und der Haftscherfestigkeit  $c_{VF}$  abhängig. Der Reibungswinkel wurde in Anlehnung an DIN 1053 mit  $\phi_{VF} = 30^\circ$  angenommen. Der Kohäsionsanteil wurde auf der sicheren Seite zu

$$c_{VF} = 0,45 \cdot \beta_{RZ} = 0,45 \cdot f_{th} = 0,45 \cdot 0,5 = 0,22 \text{ N/mm}^2$$

angenommen. Die Übertragung von Zugspannungen senkrecht zur Verbundfuge ist abhängig von der vorhandenen Verzahnung zwischen Sandstein- und Ziegelmauerwerk. Hierfür wird im verwendeten Verbundmodell ein Verzahnungsgrad berücksichtigt (s. Fig. 6). Er ist das Verhältnis von mittlerer Einbindetiefe  $t_m$  zum Abstand einzelner Verzahnungen (Bindersteine) L:

Prinzipiell drei verschiedene Verzahnungsbereiche unterschieden werden:

- Verzahnungsbereich V1:  
Einbindetiefe der Bindersteine des Sandsteinmauerwerks in das Ziegelmauerwerk  $t = 5$  cm.  
Daraus ergibt sich bei einer mittleren Steinhöhe des Sandsteinmauerwerks von ca.  $h_{St} = 50$  cm ein Verzahnungsgrad von  $v_K = 5 / (2 \cdot 50) = 0,05$
- Verzahnungsbereich V2:  
Einbindetiefe der Bindersteine des Sandsteinmauerwerks in das Ziegelmauerwerk  $t \geq 17$  cm.  
Daraus ergibt sich bei einer mittleren Steinhöhe des Sandsteinmauerwerks von ca.  $h_{St} = 50$  cm ein Verzahnungsgrad von  $v_K = 17 / (2 \cdot 50) = 0,17$
- Verzahnungsbereich V3:  
ohne Verzahnung, Einbindetiefe  $t = 0$ , Verzahnungsgrad  $v_K = 0$ .

Wie im folgenden Abschnitt 2.3 beschrieben, hängt im verwendeten Modell die senkrecht zur Verbundfuge aufnehmbare Zugspannung von der Kohäsion  $c_{VF}$  und der Auflast bzw. Vertikalspannung  $\sigma_x$  ab. Der kohäsive Anteil (ohne Auflast- bzw. Reibungsanteil) ist mit einer horizontalen Zugfestigkeit der Verbundfuge  $f_{tz}$  vergleichbar. Sie beträgt (für  $\sigma_x = 0$ )

- im Verzahnungsbereich V1:  $f_{tz} = v_K \cdot c_{VF} = 0,05 \cdot 0,22 = 0,011 \text{ N/mm}^2$
- im Verzahnungsbereich V2:  $f_{tz} = v_K \cdot c_{VF} = 0,17 \cdot 0,22 = 0,037 \text{ N/mm}^2$
- im Verzahnungsbereich V3:  $f_{tz} = v_K \cdot c_{VF} = 0 \cdot 0,22 = 0$

und ist, wie die Betrachtungen zeigen, sehr konservativ gewählt. Die Konservativität der Annahmen wird durch die in der Fassade vorhandene (hier nicht angesetzte) Verankerung des Sandstein- und Ziegelmauerwerks mittels Stahlklammern weiter untermauert. Da ca. jeder zweite Sandstein im Ziegelmauerwerk einbindet, wurde der Elastizitätsmodul der Verbundfugen-Elemente im Verzahnungsbereich V2 als Mittelwert aus dem des Ziegel- und des Sandsteinmauerwerks zu gewählt. Wegen der relativ geringen Einbindetiefe wurde der Elastizitätsmodul der Verbundfugen-Elemente im Verzahnungsbereich V1 und V3 gleich dem des Ziegelmauerwerks gewählt.

### 2.3 Nichtlineares Materialmodell für mehrschaliges Mauerwerk

Laut DIN 1053 dürfen im Mauerwerk Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge nicht und parallel zur Lagerfuge nur in begrenztem Umfang übertragen werden. Ebenso sind auch die übertragbaren Schub- und Druckspannungen begrenzt. Für die Spannungsermittlung bedeutet das, dass auftretende unzulässige Spannungen iterativ umgelagert werden müssen, und ein Gleichgewichtszustand unter Ausschluss unzulässiger Spannungsgrößen zu ermitteln ist. Dieser Nachweis wird bei der hier gewählten Verwendung elasto-plastischer Materialgesetze explizit erfüllt. Weiterhin werden in den elasto-plastischen Berechnungen, im Fall der Überschreitung von Festigkeiten ein ausreichendes Kraftumlagerungsvermögen nachgewiesen, wenn die aus den Überschreitungen resultierenden Ungleichgewichtskräfte im Gesamttragwerk erfolgreich umgelagert werden können. Nach erfolgreicher Umlagerung dürfen in den Spannungszuständen der konvergierten Gleichgewichtslösung keine Überschreitungen zulässiger Spannungen beobachtet werden. Die konsistente numerische Umsetzung der elasto-plastischen Materialgesetze in ANSYS sichert die Eindeutigkeit und Zulässigkeit der pfadabhängigen Lösung [7].

Die Simulation des Mauerwerks erfolgte im vorliegenden Fall mit Hilfe eines Makromodells. Das bedeutet, daß nicht alle einzelnen Steine und Fugen diskret im FE-Modell abgebildet werden, sondern der Mauerwerksverband über die Steine und Fugen verschmiert als ein Ersatzkontinuum modelliert wird. Für die Fragestellung nach Rissbildungen bedeutet das, daß auch die Risse verschmiert, d.h. in Form von plastischen Dehnungen ermittelt werden. Das verwendete, in ANSYS implementierte Materialmodell setzt sich aus zwei Teilen zusammen. Für die Beschreibung der orthotropen Festigkeit des Ziegel- und Sandsteinmauerwerk wurde ein erweitertes, räumliches Mauerwerksmaterialmodell [7] mit einer Fließbedingung nach Ganz [4] verwendet. Diese Bruchbedingung bildet die Grundlage der Schweizer Mauerwerksnorm SIA 177/2. Für den Sonderfall einer einachsigen, vertikalen Druck- und gleichzeitigen Schubbeanspruchung ist eine weitgehende Übereinstimmung mit dem in DIN 1053 enthaltenen Bruchmodell von Mann [6] sowie dem für Natursteinmauerwerk vorgeschlagenen Modell von Berndt [5], [3] gegeben. Im verwendeten Materialmodell wird darüber hinaus auch die Interaktion mit einer horizontalen Beanspruchung (parallel zur Lagerfuge) berücksichtigt. Die erforderlichen Materialparameter dieses Modells sind die Druck- und Zugfestigkeiten des Mauerwerks, der Reibungswinkel und die Kohäsion zwischen Stein und Fuge sowie die Steinabmessungen. Die verwendete Bruchbedingung (Fig. 5) setzt sich aus einzelnen Bruchkriterien (Fließkriterien) zusammen, die die einzelnen Versagensmechanismen eines regelmäßigen Mauerwerkverbandes abbilden. Das orthotrope, nichtlineare Spannungs-Dehnungsverhalten von Mauerwerk wird über entsprechende Softening- und Hardeningmodelle (s. [7]) beschrieben.

Die Schub- und Zugfestigkeit der Verbundfuge wird durch ein auf die Ebene der Verbundebene bezogenes Mohr-Coulombsches Schubspannungskriterium mit einer Zugspannungsbegrenzung beschrieben [7]. Die Schubfestigkeit der Verbundfuge ist dabei abhängig von Reibungswinkel  $\phi_{VF}$  und der Haftscherfestigkeit  $c_{VF}$ . Die Größe der aufnehmbaren Zugspannungen hängt von der Verzahnung der einzelnen Schichten (s. Fig. 6) ab.

Detaillierte Ausführungen zu den verwendeten nichtlinearen Materialmodellen für Mauerwerk und deren numerische Umsetzung, sowie deren Verifikation an Versuchsergebnissen sind in [7] enthalten.

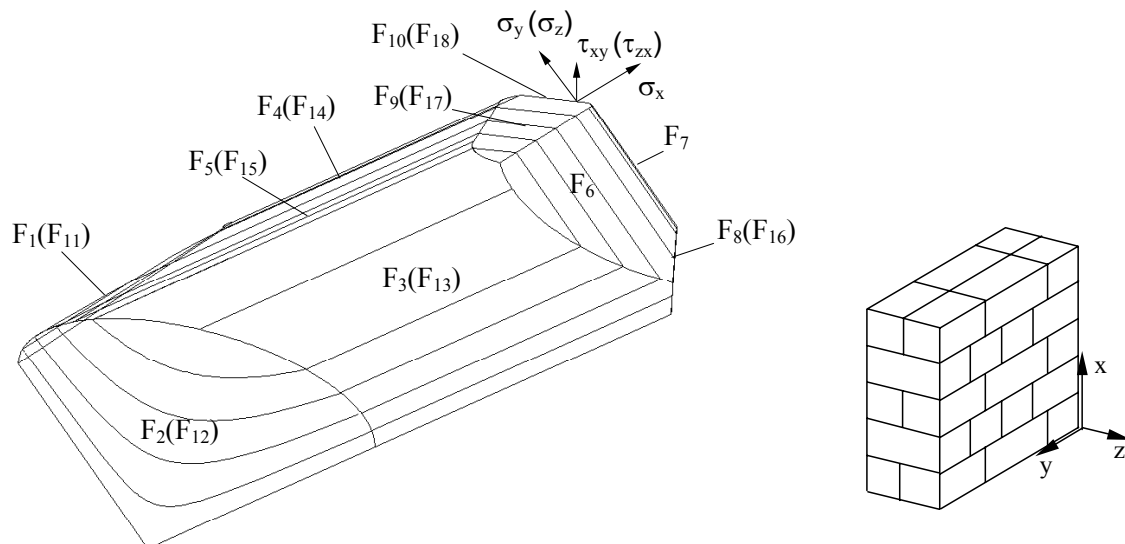
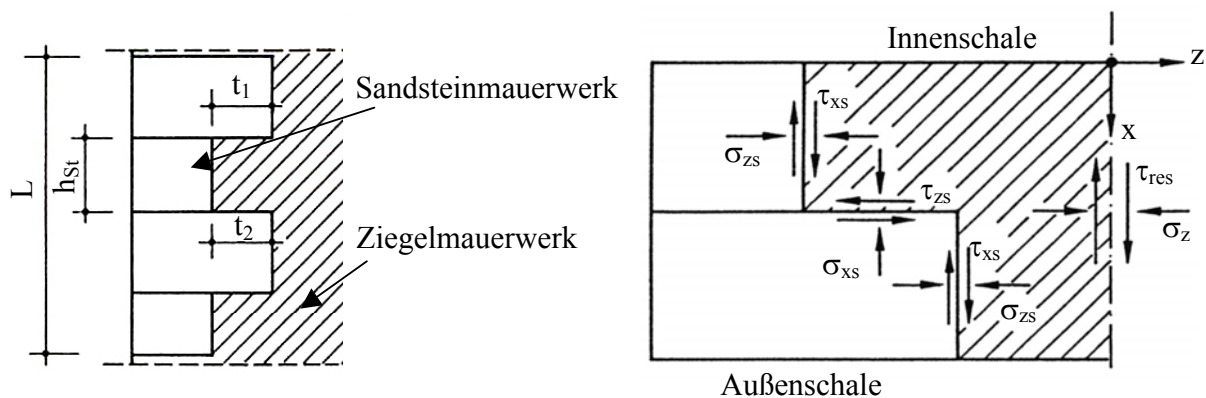


Fig. 5: Materialmodell für regelmäßiges Mauerwerk [7]

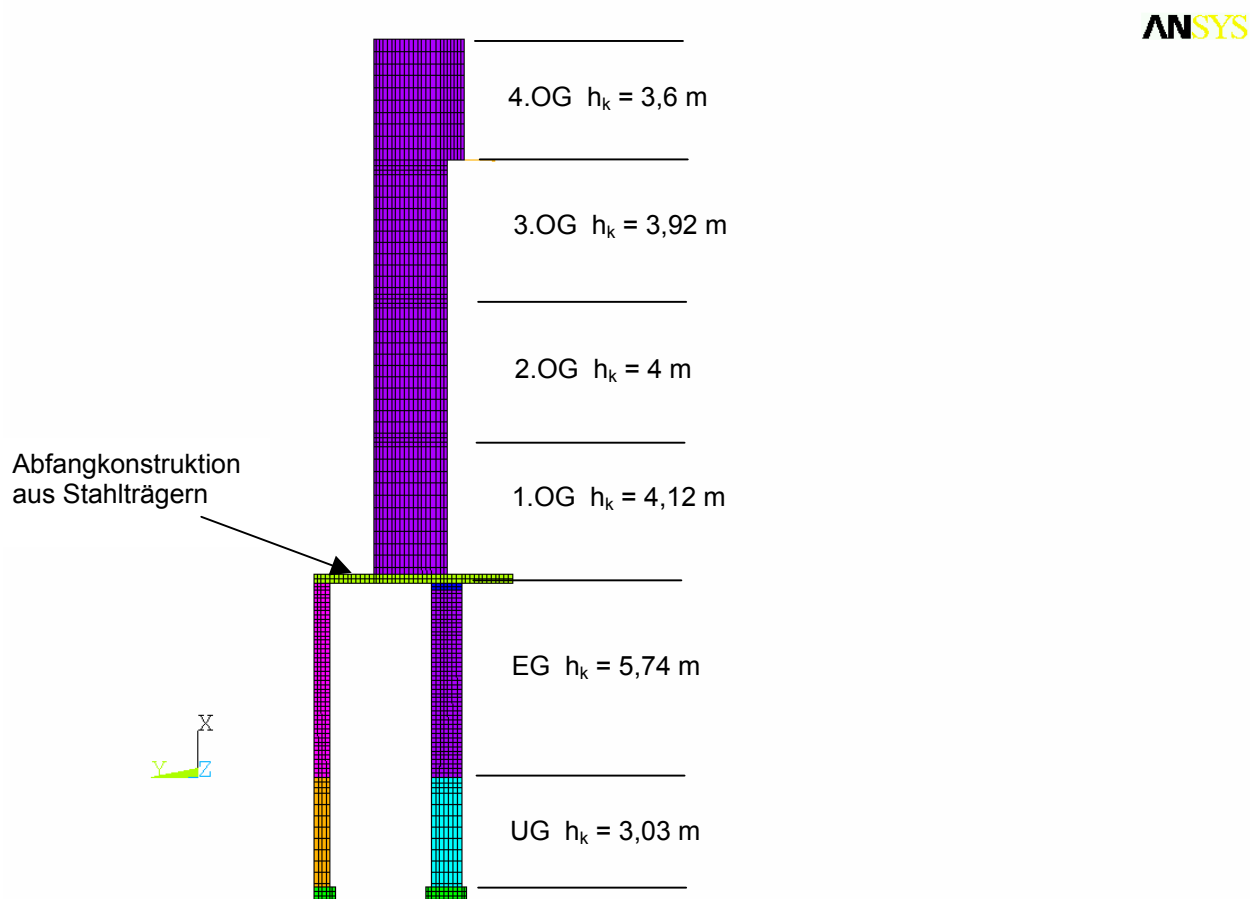
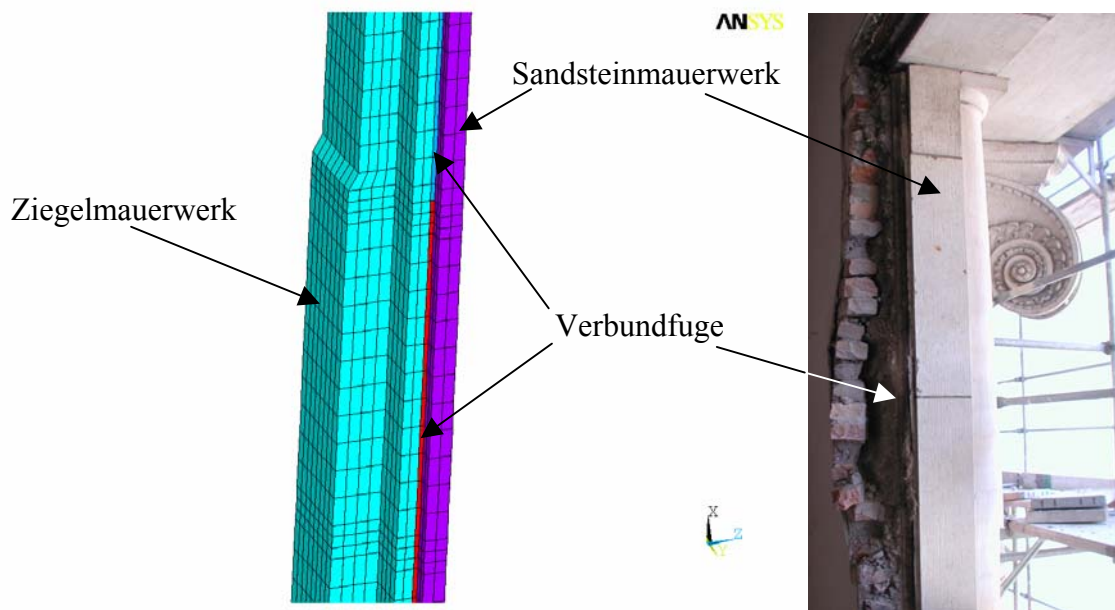


$$\text{Verzahnungsgrad: } v_k = \frac{t_m}{L}, \quad \text{Zugfestigkeit: } f_t = v_k \cdot \text{aufn.} \tau_{zs}, \quad f_t = v_k \cdot (-\sigma_{xs} \tan \varphi_{VF} + c_{VF})$$

Fig. 6: Modell der Verbundfuge nach [10], [7]

### 3. Strukturmodellierung

Für die Berechnungen wurden dreidimensionale Finite-Element-Modelle der einzelnen Mauerwerkstützen-Positionen erstellt. Die Modelle berücksichtigen, wie in Fig.7 gezeigt, die einzelnen Mauerwerkschalen aus Ziegel- bzw. Sandsteinmauerwerk sowie die Verbundfuge zwischen diesen Schalen. In Fig. 8 ist exemplarisch das Strukturmodell einer Fassadenstützen-Position unter Angabe der einzelnen Geschosshöhen dargestellt. Die Diskretisierung der Struktur erfolgt mit 8-knotigen Volumenelementen (Solid45 Mechanik). Für die mechanischen Berechnungen wird die Elementintegration mit extra shape functions verwendet (Behinderung von Schub- und Volumenlocking). Die Simulation der Baugrundsteifigkeit erfolgt mit Hilfe von Surface-Elementen mit den vom Baugrundgutachter angegebenen Bettungsmodulen. Die Variation des Bettungsmoduls brachte keine nennenswerten Unterschiede in den Ergebnissen. Die Anbindung der Fassadenstützen in den Ebenen der Geschoßdecken sowie die Verbindung mit den relativ massiven Kellerwänden wurden durch entsprechende horizontale Halterungen berücksichtigt.

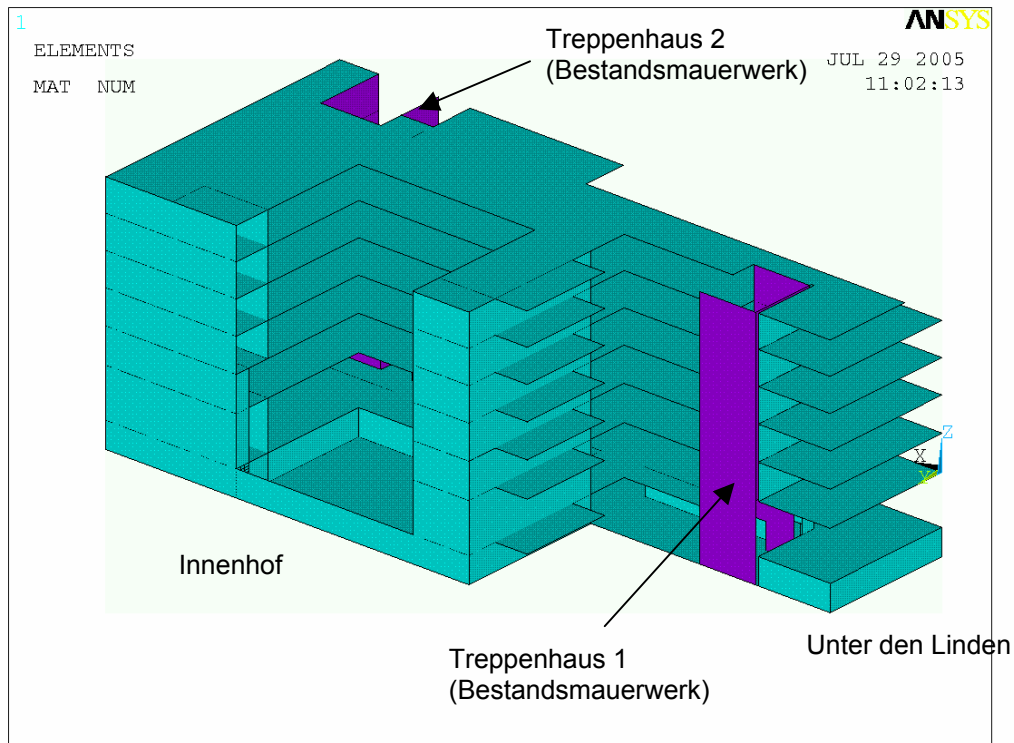


#### 4. Einwirkungen

Neben den Eigenlasten der Fassade, der Deckenlast über 4. OG, Erddruck und Windlasten waren insbesondere die Zwangsbeanspruchungen aus Schwindenverformungen der fugenlosen

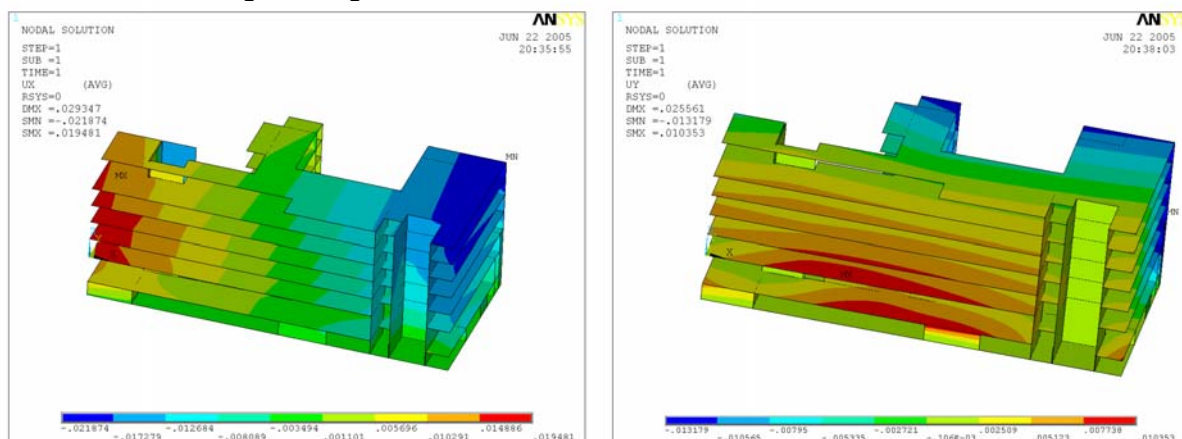


Neubaukonstruktion maßgeblich für die Beanspruchungszustände der einzelnen Fassadenbereiche. Da die Fassaden allein aus Gründen der Stabilisierung an die Neubaukonstruktion zug- und druckfest angebunden werden müssen, erhalten die Fassadenstützen erhebliche Zwangsbeanspruchungen die aus den Verformungen des Neubaus infolge Schwinden herrühren. Zur Ermittlung der Schwindverkürzungen wurde das in Fig. 9 abgebildete 3D-FE-Modell der Neubaukonstruktion erstellt.



**Fig. 9:** Gesamtmodell der Stahlbeton-Neubaukonstruktion

Das Schwinden der Stahlbetonkonstruktion wurde mit Hilfe einer Temperaturanalogie simuliert. Die Schwindmaße wurden gemäß DIN 1045-1 für eine relative Luftfeuchte von 70% und eine Betonsorte C30/37 bestimmt. Die ermittelten Horizontalverschiebungen der Neubaukonstruktion infolge Schwinden sind in Fig. 10 dargestellt.



**Fig. 10:** Horizontalverformungen infolge Schwinden der Neubaukonstruktion in Gebäudelängsrichtung (links) und in Gebäudequerrichtung (rechts)

Die ermittelten Horizontalverschiebungen wurden an den Punkten der einzelnen Fassadenstützen aus dem Gesamtmodell ausgelesen und bei der Berechnung der einzelnen Stützenpositionen als Zwangsverformungen in den einzelnen Geschossdecken-Ebenen eingetragen. Um die Lastgeschichte der Schwindverformungen realitätsnah zu simulieren wurde in Abstimmung mit den Beteiligten davon ausgegangen, dass die Geschossdecken in Abständen von ca. 14 Tagen betoniert werden und

Schwindverformungen in die Fassadenstützen eintragen. Dementsprechend wurde mit Hilfe einzelner Lastschritte die Entwicklung der Zwangsverformungen berücksichtigt.

#### 4.1 Resultierende Lastfallkombinationen

Die Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit der Stützen wurden als nichtlineare Lastgeschichteberechnungen mit folgenden Lastschritten durchgeführt:

Lastschritt 1	Eigenlasten (Stützeigengewicht + Eigenlasten aus Fassadenkonstruktion)
Lastschritt 2	Erddruck
Lastschritt 3	Windbeanspruchung
Lastschritt 4	Schwinden Decke über EG 14d
Lastschritt 5	Schwinden Decke über EG 28d, Decke über 1.OG 14d
Lastschritt 6	Schwinden Decke über EG 42d, Decke über 1.OG 28d, Decke über 2.OG 14d
Lastschritt 7	Schwinden Decke über EG 56d, Decke über 1.OG 42d, Decke über 2.OG 28d, Decke über 3.OG 14d
Lastschritt 8	Belastung aus Decke über 4.OG
Lastschritt 9	Endschwindverformungen der Geschossdecken
Lastschritt 10	Laststeigerung bis maximal zur Verdopplung aller Last-Einwirkungen der Lastschritte 1 bis 3 und 8, Zwangsverformungen aus Schwinden

### 5. Nichtlineare Finite-Element Berechnungen der Mauerwerkfassade

#### 5.1 Nachweiskonzept

Das durchgeführte Untersuchungsprogramm gliederte in die folgenden Berechnungsschritte. Im ersten Schritt wurden Beuleigenwertberechnungen zur Ermittlung der maßgebenden Beuleigenformen (Knickbiegelinien) durchgeführt. Die nach DIN 1053 zu berücksichtigende geometrische Imperfektion wurde sodann als spannungslose Vorverformung affin zu den maßgebenden Beuleigenformen berücksichtigt. Damit wurden die Imperfektionen in der ungünstigsten Form angesetzt.

Im zweiten Berechnungsschritt wurde mit Hilfe nichtlinearer, elastoplastischer Berechnungen die Lastgeschichte der Mauerwerkstützen mit den einzelnen Lastschritten nachvollzogen. Im Ergebnis dieser Berechnungen wurden die Beanspruchungen der Mauerwerkstützen unter 1,0-fachen Lasten ausgewertet.

Im dritten Berechnungsschritt wurden sämtliche Lasteinwirkungen (Eigengewicht, Vertikallasten, Wind, Erddruck) auf den doppelten Wert gesteigert. Damit wurde in diesem Schritt mit Hilfe nichtlinearer, elastoplastischer Berechnungen die Standsicherheit der Stütze unter 2,0-facher Belastung nachgewiesen. Die Berechnungen wurden am verformten, imperfekten System nach Theorie 2. Ordnung durchgeführt.

Das hier verfolgte Nachweiskonzept zum Nachweis der Standsicherheit der Fassadenstützen (Nachweis unter 2,0-fachen Lasten gegenüber den Rechenwerten der Mauerwerksfestigkeit) entspricht damit im Grundsatz der in DIN 1053, Abs. 7.9.1 (genauerer Berechnungsverfahren) enthaltenen Vorgehensweise.

Sämtliche Berechnungen wurden mit dem Programmsystem ANSYS® und der eigenen dort implementierten elastoplastischen Materialbibliothek durchgeführt.

#### 5.1 Beuleigenwertberechnungen, Berücksichtigung von Imperfektionen

Es wurden die jeweils ersten sieben Eigenwerte und die ersten sieben Eigenformen (Knickbiegelinien) für alle zu untersuchenden Stützenpositionen unter den zugehörigen 1,0-fachen Vertikallasten berechnet. Die Eigenwerte (min. 57,6) entsprechen den ideellen Lasterhöhungsfaktoren die zum Ausknicken der Stützen (bei perfekter Stützengeometrie) führen würden. In Fig. 11 ist exemplarisch die für die Pos. 2b maßgebende Beuleigenform dargestellt. Es zeigt sich erwartungsgemäß, dass infolge der fehlenden horizontalen Halterung  $u_z$  (senkrecht zur Fassadenebene) in Höhe der Decke über UG die maßgebenden Beuleigenformen ein Ausknicken der Stützen im UG und EG senkrecht zur Fassadenebene repräsentieren. Die zugehörige Knicklänge (Abstand der Wendepunkte) beträgt  $h_k = 8,77$  m. Als geometrische Imperfektion (Vorverformung) wurde gemäß DIN 1053 eine maximale Auslenkung von  $h_k/300 = 2,92$  cm berücksichtigt.

Aufgrund der wandartigen Ausbildung des 4. OG kommt eine weitere maßgebliche Beuleigenform, welche das Ausknicken dieses Bereichs senkrecht zur Fassadenebene repräsentiert hinzu.

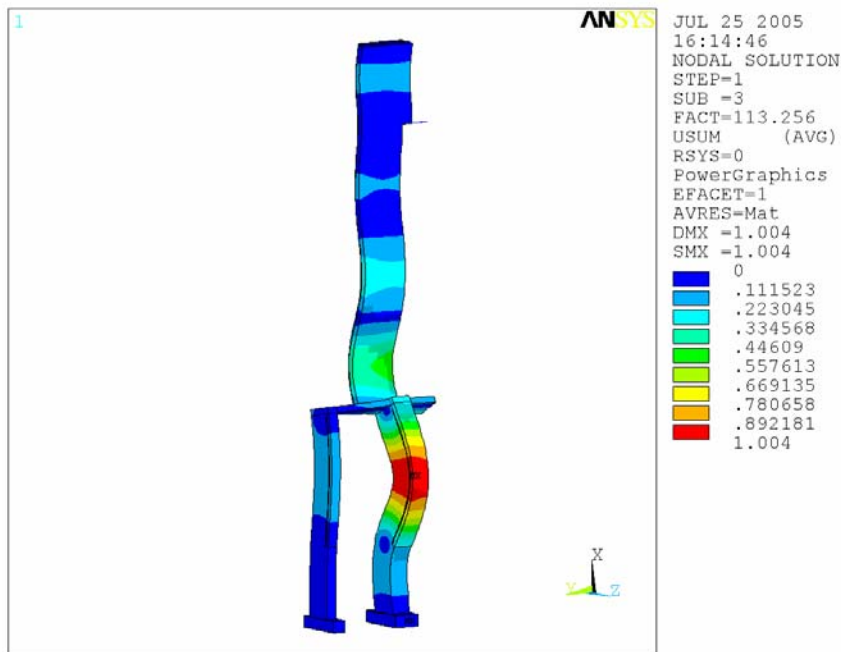


Fig. 11: Maßgebende Beuleigenform für Pos. 2b

## 5.2 Nichtlineare Tragfähigkeitsberechnungen zum Nachweis der Standsicherheit

In den Auswertungen der nichtlinearen Berechnungen wurden neben den Spannungen, Verformungen und Reaktionskräften die plastische Dehnungen und die plastische Aktivität bewertet. Die plastische Aktivität ist ein qualitatives Maß und zeigt an, welche Bereiche in den gefundenen Gleichgewichtszuständen plastisch aktiv sind. Das heißt, hier befinden sich die Spannungszustände auf der Fließfläche und Belastungen können nicht mehr in alle Richtungen aufgenommen werden.

Während die Belastungen in den Lastschritten 1 bis 3 keine nennenswerten plastischen Dehnungen hervorrufen, resultieren plastische Bereiche und die damit verbundenen Rissbildungen und Lastumlagerungen im Wesentlichen aus den eingetragenen Zwangsverformungen infolge Schwinden der Neubaukonstruktion. Diese Feststellung wird durch die in Fig. 12 bis Fig. 15 exemplarisch für die Pos. 4 dargestellten plastischen Aktivitäten untermauert.

- Fig. 12 zeigt im Lastschritt 4 (Schwinden der Decke über EG nach 14 Tagen) das Entstehen von plastischen Dehnungen an der Außenseite in Höhe der Decke über 1.OG infolge der Umlagerung von Biegezugspannungen.
- Fig. 13 zeigt im Lastschritt 5 (Schwinden der Decke über 1.OG nach 14 Tagen und Decke über EG nach 28 Tagen) das Entstehen von plastischen Dehnungen infolge der Umlagerungen von Biegezugspannungen auf der Innenseite in des 1.OG, auf der Außenseite der Fassadenstützung in Höhe der Decke über 2.OG und auf der Innenseite der Fassadenhalterung in Höhe der Decke über 3.OG.
- Fig. 14 zeigt im Lastschritt 6 (Schwinden der Decke über 2.OG nach 14 Tagen, der Decke über 1.OG nach 28 Tagen und der Decke über EG nach 52 Tagen) das Entstehen von plastischen Dehnungen infolge der Umlagerungen von Biegezugspannungen auf der Innenseite in Höhe der Decke über 2.OG und auf der Außenseite der Fassadenhalterung in Höhe der Decke über 3. OG bzw. im 4.OG.

Aus diesen Betrachtungen wird der Lastumlagerungsmechanismus und das Entstehen der Rissbildungen infolge der Schwindverformungen besonders veranschaulicht. Weiterhin wird deutlich, dass sämtliche plastische Dehnungen aus der Überschreitung und Umlagerung unzulässiger Zug- und Schubspannungen (Fließkriterien F6, F7, F8, F9) resultieren. Die gerissenen Bereiche dringen nicht bis zur Querschnittsmitte vor, so dass die Resultierende der Druckspannungen innerhalb der 1. Kernweite verbleibt. Wie Fig. 15 weiterhin zeigt, resultieren aus der Vertikal-Lasteintragung der Decke über 4. OG in das Ziegelmauerwerk plastische Dehnungen infolge vertikaler Biegezugbeanspruchungen im Sandsteinmauerwerk. Diese plastischen Dehnungen (bzw.

Rissbildungen und Lastumlagerungen) könnten durch eine weitere Zentrierung der Deckenlast im Gesamt-Mauerwerksquerschnitt abgebaut werden.

Aufgrund der notwendigen Anbindung der bestehenden Fassadenbereiche an die fugenlos geplante Neubaukonstruktion sind infolge von Schwindverformungen des Neubaus bereits im Gebrauchslastzustand in den Fassaden Rissbildungen, welche aus der Verformungsmithnahme und den damit verbundenen Lastumlagerungen resultieren, zu erwarten. Derartige Rissbildungen können aus Gründen der Gewährleistung einer Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit weitere Unterhaltungs- bzw. Sanierungsmaßnahmen während der Nutzungsdauer des Bauwerks erforderlich machen.

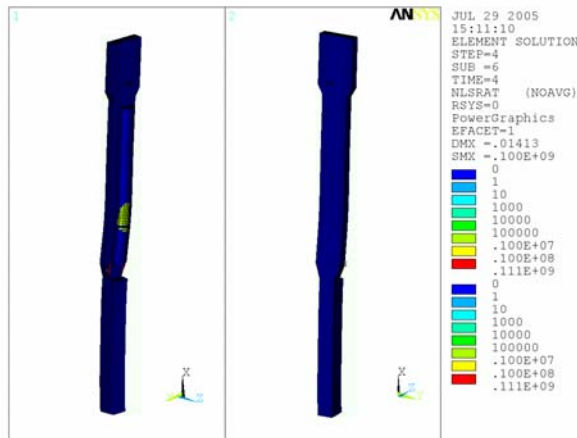


Fig. 12: Plastische Aktivitäten, Lastschritt 4

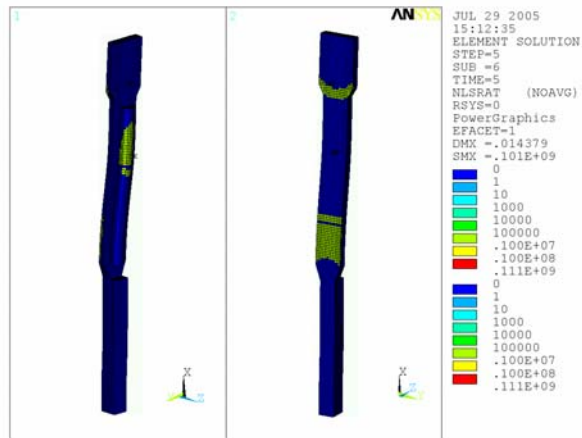


Fig. 13: Plastische Aktivitäten, Lastschritt 5

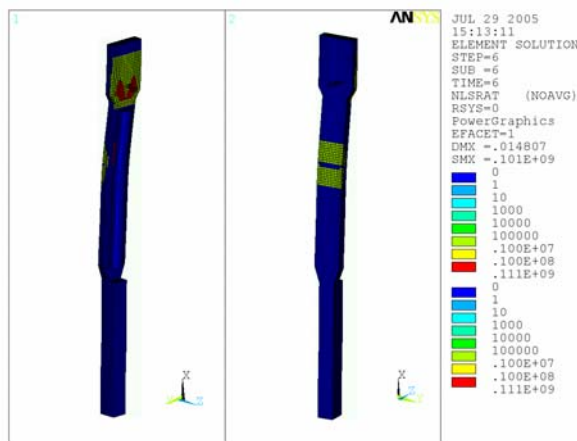


Fig. 14: Plastische Aktivitäten, Lastschritt 6

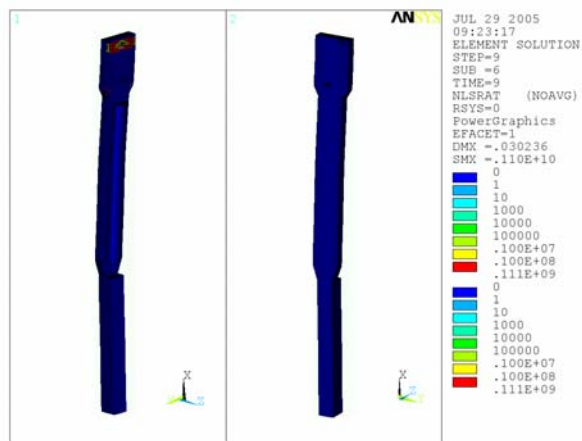


Fig. 15: Plastische Aktivitäten, Lastschritt 9

Unter Ansatz der hier beschriebenen Idealisierungen konnte die Standsicherheit der Fassadenstützen mit 2-facher globaler Sicherheit gegenüber den Lasteinwirkungen nachgewiesen werden. Es konnte für alle betrachteten Fassadenstützen ein Gleichgewichtszustand unter 2,0-fachen Lasteinwirkungen und den Zwangsbeanspruchungen aus Schwinden der Stahlbetonkonstruktion gefunden werden. Überschreitungen zulässiger Spannungen wurden mit Hilfe der elasto-plastischen Materialgesetze identifiziert und es wurden durch plastische Dehnungen Kraftumlagerungen in der Struktur initiiert. Die plastischen Ungleichgewichtskräfte konnten von der Struktur aufgenommen werden und es konnte ein ausreichendes Kraftumlagerungsvermögen nachgewiesen. Im Lastschritt 10 (unter 2,0-fachen Lasten) ist das Ziegelmauerwerk zu maximal 96% - 99% und das Sandsteinmauerwerk zu ca. 90% der Rechenwerte der Mauerwerksdruckfestigkeiten ausgelastet. Die auftretenden Plastische Dehnungen bzw. Lastumlagerungen resultieren aus der Umlagerung unzulässiger Zug- und Schubspannungen im Mauerwerkverband.

## 6. Zusammenfassung

Mit Hilfe modernster Methoden der Materialprüfung und hochwertiger, geometrisch und materiell nichtlinearer Finite-Element-Berechnungen konnte die Standsicherheit der mehrschaligen Fassadenkonstruktion unter Einbeziehung der Interaktion mit der Neubaukonstruktion (insbesondere aus Schwindverformungen) nachgewiesen werden. Die Untersuchungen ermöglichten außerdem eine

Beteiligung der Fassadenkonstruktion am Lastabtrag der Neubaulasten, was zu wesentlichen Vorteilen hinsichtlich der Konstruktion, Ausführung und der Raumnutzung führte.

## 7. References

- [1] Auberg, R. et al.: Untersuchung von Außenwänden aus Ziegelmauerwerk und Natursteinmauerwerk am Objekt "Römischer Hof", Unter den Linden 10 in Berlin. Gutachten der Fa. WISSBAU GmbH, Auftrag Nr. 2005-015-1 (unveröffentlicht)
- [2] Berndt, E.: Erfahrungen und Erkenntnisse zum Tragverhalten und zur Sanierung von historischem und modernem Mauerwerk. Tagungsband 9. Brandenburgischer Bauingenieurtag, März 2002
- [3] Berndt, E.: Zur Druck- und Schubfestigkeit von Mauerwerk – experimentell nachgewiesen an Strukturen aus Elbsandstein. Bautechnik 73, S. 222-234 Ernst & Sohn, Berlin (1996)
- [4] Ganz, H.R.: Mauerwerkscheiben unter Normalkraft und Schub. ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion. Dissertation. Birkhäuser Verlag Basel (1985)
- [5] Ingenieurbüro Dr. Krämer GmbH: Statisch-Konstruktive Bauaufnahme, Projektnummer 1293, 17.05.2005 (unveröffentlicht)
- [6] Mann, W.; Müller, H.: Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises. Berlin: Ernst u. Sohn. In: Mauerwerk-Kalender (1985)
- [7] Schlegel, R.: Numerische Berechnung von Mauerwerkstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Universitätsverlag (2004) ISBN 3-86068-243-1  
Internet: [http://e-pub.uni-weimar.de//frontdoor.php?source\\_opus=236](http://e-pub.uni-weimar.de//frontdoor.php?source_opus=236)
- [8] Schlegel, R.: Bauvorhaben Römischer Hof®: Statische Berechnungen zur Standsicherheit der tragenden Fassadenbereiche "Unter den Linden", "Charlottenstrasse", "Mittelstrasse". Technischer Bericht, Dynardo GmbH, Weimar (1.8.2005) (unveröffentlicht)
- [9] Stiglat, K.: Zur Tragfähigkeit von Mauerwerk aus Sandstein, In: Bautechnik 61, Heft 2 / 3, S. 51-59 und S. 94-100, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (1984)
- [10] Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk. Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Dissertation, TU Braunschweig (1995)