

Ioannis Vayas  
John Ermopoulos  
Pavlos Thanopoulos

## Versagen des Daches der archäologischen Stätte in Santorin/Griechenland

Eine 3500 Jahre alte, während Vulkanexplosionen mit Lava überschüttete und nach Ausgrabungen fast intakt gefundene minoische Siedlung auf der Insel Santorin wurde über eine Fläche von 11800 m<sup>2</sup> durch eine Raumfachwerkkonstruktion überdacht. Kurz nach Fertigstellung versagte teilweise eins der insgesamt dreizehn Felder auf einer Fläche von 500 m<sup>2</sup> und führte zum Verlust von einem Menschenleben. Zur Klärung der Versagensursachen wurden die Eingangsdaten zur Bemessung und Ausführung des Tragwerks gesammelt und diverse experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt. Es zeigte sich, daß das Versagen hauptsächlich durch die Überlastung des Daches durch die Bodenauffüllung verursacht wurde, deren Dicke und spezifisches Gewicht größer als die vorgesehenen Werte waren. In kleinerem Maße trugen Zwänge infolge von Montagezuständen und geometrische Imperfektionen in Form von Abweichung der Stablängen von ihrer Sollängen dazu bei. Das spröde Tragverhalten infolge der in den Stäben vorgesehenen Löcher konnte das Versagen nicht verhindern.

**Collapse of the roof over the archaeological site in Santorin, Greece.** A 3500 old Minoan city that was covered with lava during the eruption of the volcano in Santorin was found almost intact after recent excavations. The archaeological site was covered over an area of 11800 m<sup>2</sup> with a roof. The roof consisted of a space frame steel structure and had 13 spans with length ranging from 6,5 to 16,5 m. The structure was supported by tubular steel columns resting on bearings that acted as a seismic isolation. After completion of the works, part of the roof over an area of 500 m<sup>2</sup> collapsed, causing a loss of one human life. In order to investigate the causes of the collapse, all important input data for design and construction were collected, which was followed by experimental and numerical investigations on the overall structure and its parts. The studies showed that the collapse was primarily due to overloading from the soil used to cover the roof, which was thicker and heavier than the specified one, and to a less extend due to indirect actions from erection processes and geometric imperfections in the form of deviation of bar lengths from the prescribed ones. Finally the brittle behaviour due to size and forms of the holes in the bars could not stop the collapse.

### 1 Einleitung

Santorin ist eine Insel der Kykladen in der Mitte der Ägäis. Ihre Entstehung wird zuerst von *Apollonios*, dem Direktor der Bibliothek von Alexandria, in seinem vierbändigen epischen Poem „Argonautika“ beschrieben und später vom *Pindar* bestätigt. Demnach haben die Argonauten nach ihrer Rückkehr aus dem schwarzen Meer Libyen besucht und von deren König eine Kugel Erdboden geschenkt bekommen. Aus Versehen ist diese Kugel ins Meer gefallen und an dieser Stelle die Insel Santorin entstanden. Die Ausgrabun-

gen des Archäologen *Marinatos* um 1970 haben an der Stelle Akrotiri eine minoische Siedlung (ca. 1500 v. Chr.) in Erscheinung gebracht. Die Siedlung liegt am Südwesten der Insel, ein vorteilhafter Ort, da er nach Kreta gerichtet und von den vorherrschenden Nordwinden geschützt ist. Nach dem enormen Vulkanausbruch, der die minoische Kultur zerstört hat, wurde die Insel mit Lava bedeckt. Die minoische Siedlung ist dadurch fast intakt geblieben und stellt eine unersetzbare Informationsquelle für die archäologische Forschung und einen einzigartigen Zeuge des Zivilisationsstandes

der Kupferperiode dar. Die Einwohner der Insel waren hervorragende Bauleute. Sie bauten dreistöckige fachwerkartige Häuser aus Natursteinen und Holzbalken, mit Treppen und Fenstern, wie die Minoer auf Kreta. Die Wandmalereien gehören zu den wichtigsten der griechischen Kultur. Bild 1 zeigt als Beispiel das berühmte Bild zwei spielender bzw. boxender Knaben.

Die unterirdische archäologische Stätte bekam ein neues bioklimati-

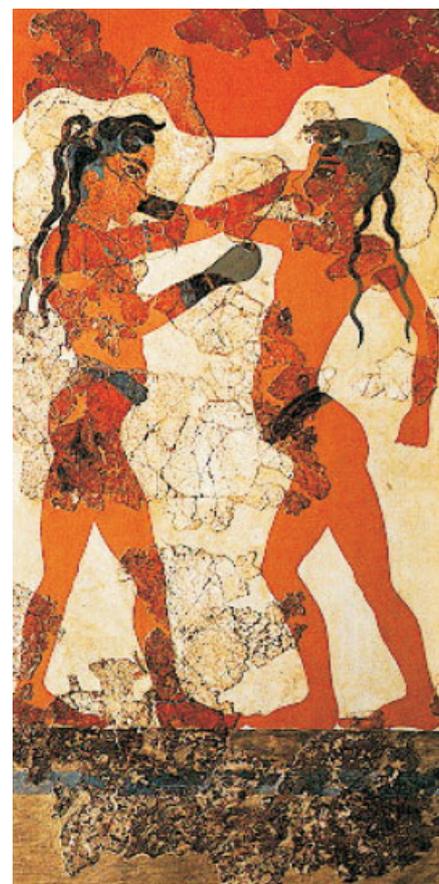


Bild 1. Wandmalerei der Siedlung von Akrotiri, 16. Jh. v. Chr.  
Fig. 1. Wall painting of the site in Akrotiri, 16 century BC

sches Dach (Bild 2), das einen natürlichen Schutz gegen die klimatischen Einwirkungen und direkte Beleuchtung und Belüftung bietet, wodurch eine Klimaanlage vermieden werden konnte. So bekamen die zum Norden gerichteten Dachflächen zur Licht- und Luftdurchlässigkeit Fenster, während die zum Süden geneigten Flächen mit Erde, die als Isolierung diente, aufgefüllt und bepflanzt wurden. Durch die Bodenauffüllung und die Bepflanzung war die Dachkonstruktion, die etwa auf Bodenhöhe verlief, kaum sichtbar. Nach fünfjähriger Bauzeit, bedingt durch die Gründungsarbeiten und den Finanzierungsfluß, wurde das Dach

fertiggestellt und die Auffüllung aufgebracht. Dann wurde die Bepflanzung feldweise von Süden nach Norden über mehrere Tage automatisch bewässert.

Am 23. September 2005 gegen 13.50 Uhr stürzte eine 500 m<sup>2</sup> große Dachfläche des an diesem Tag bewässerten Feldes 7 (in Bild 2 mit Pfeil gezeigt) ein. Einstürzt waren etwa 3/4 der gesamten Fläche dieses Feldes und 5 % der Gesamtdachfläche (Bild 3). Nach Berichten von Augenzeugen versagte einige Stunden früher ein Untergurtstab am Nettoquerschnitt (Nr. 31940, Bild 12) und wurde gleich ohne jegliche Maßnahmen (Abheben o. ä.) ausgewechselt. Etwas später fing



Bild 3. Einstürzter Teil des Daches  
Fig. 3. Collapsed part of the roof

das Dach an zu lecken. Die Bewässerungsarbeiten wurden zur Auswechslung der Isolierung kurz unterbrochen und dann fortgesetzt. Kurz vor dem Versagen waren mehrere Knalle – offensichtlich von versagenden Stäben bzw. Bolzen – zu hören, dann stürzte das Dach in wenigen Sekunden ein. Als Folge des Einsturzes verlor ein Besucher sein Leben, mehrere wurden verletzt. Das Ereignis geschah an einer Stelle, an der sich in der Siedlung ein Platz befand. An der selben Stelle – einem der ältesten Plätze Europas – waren *Marinatos* während seiner Ausgrabungen und ein Bauarbeiter während der Errichtung eines früheren Daches tödlich verunglückt.

Kurz nach dem Ereignis wurde vom Kulturminister ein multidisziplinärer Sachverständigenausschuß zur Klärung der Versagensursachen berufen (die Professoren *Penelis, Avramidis, Gazetas, Ermopoulos, Vayas* und *Dr. Chandakas*), der nach drei Monaten seinen Bericht [1] abgegeben hat. Im folgenden wird über das Versagen des Daches, die numerischen Untersuchungen der Autoren und die Versagensursachen berichtet. Es wird darauf hingewiesen, daß Sachverhalte, Meinungen oder Formulierungen des Berichts gültig sind, falls die des Aufsatzes von denen des Berichtes des Ausschusses abweichen sollten.

## 2 Tragwerksbeschreibung und Bemessung

Das Dach besteht aus einem zweilagigen Raumfachwerk des Typs Halb-Oktaeder/Tetraeder und deckt eine Gesamtfläche von 11800 m<sup>2</sup>. Das eingesetzte Raumfachwerkssystem besitzt Ähnlichkeiten zum MERO-System. Es besteht aus Rohren als Stäbe, angeschweißten Kegelstücken, Schlüssel-muffen, Bolzen und Kugelknoten mit

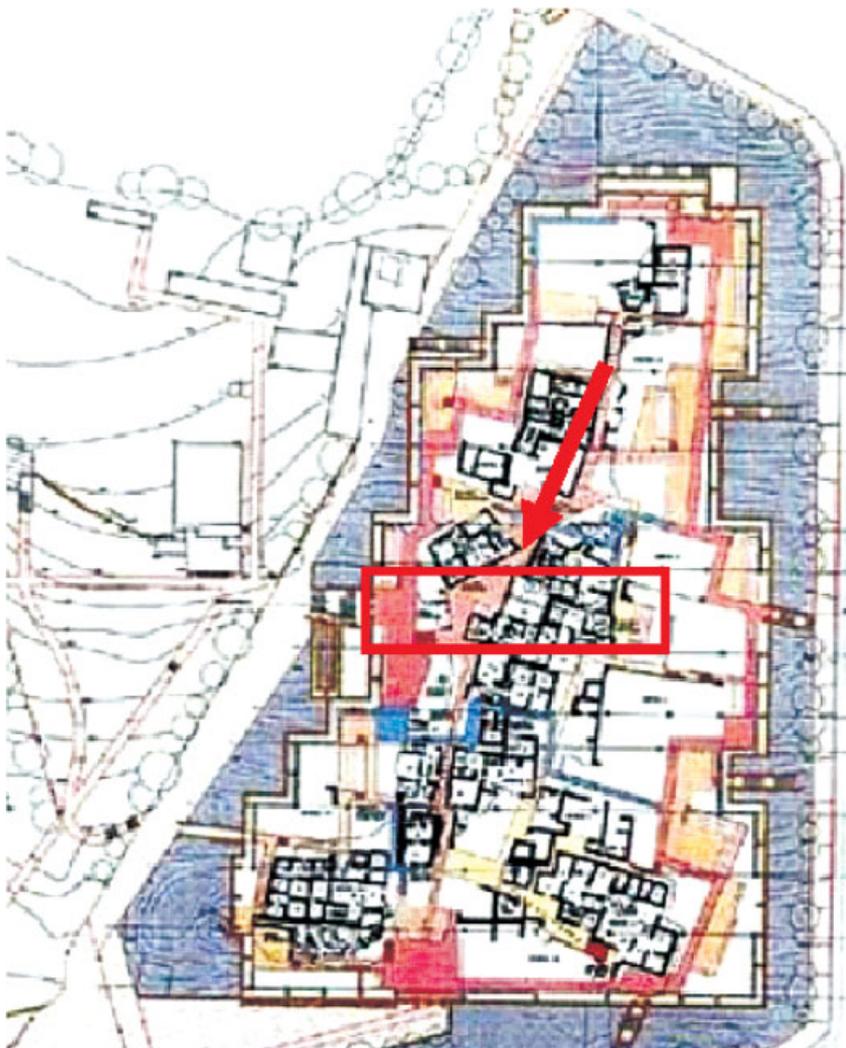


Bild 2. Grundriß (Süden unten) und Schnitt (Süden rechts) der überdachten archäologischen Stätte  
Fig. 2. Plan view (south lower side) and cross section (south on the right) of the covered archaeological site

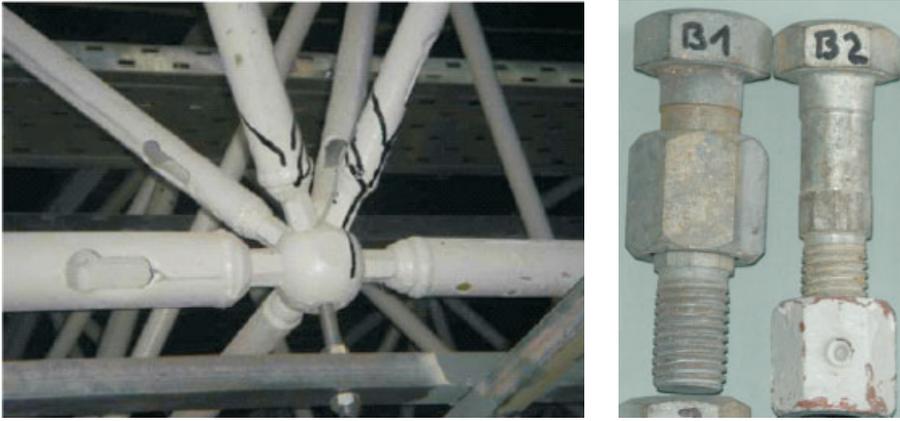


Bild 4. Ausbildung der Knoten und der Bolzen des Raumfachwerks  
Fig. 4. Joints and bolts of the space frame

eben gefrästen Flächen aus Vergütungsstahl (Stahlsorte C 45) (Bild 4). Die zwei Systeme unterscheiden sich an der Art der Verschraubung der Bolzen in den Knoten. Beim hier eingesetzten System ist ein Teil des Bolzenschaftes direkt vor dem Gewinde und passend zur Schlüsselnut sechskantig ausgebildet. Durch Drehen der Schlüsselnut wird damit der Bolzen in das Knotenstück geschraubt. Im Gegensatz zu MERO, wo aus der Lage des Kerbstiftes in dem Kerbstiftschlitz bzw. -loch die korrekte Verschraubung der Bolzen kontrolliert werden kann, ist beim hier eingesetzten System keine optische Kontrolle möglich.

Für die Stäbe des Raumfachwerks wurden neun verschiedene Rohrquerschnitte der Stahlsorte S 235 mit Durchmessern von 33,7 mm bis 219,1 mm und Wanddicken von  $t = 3,2$  mm bis 6,3 mm verwendet, von denen die überwiegende Mehrheit (ca. 70 %) den Querschnitt  $33,7 \times 3,2$  mm besaß. Die Größe der Anschlußbolzen der Stahlsorte 12.9 mit einem Durchmesser von 12 mm bis 24 mm richtet sich nach dem Stabquerschnitt. Diese Stahlsorte liegt außerhalb des Anwendungsbereichs vom Eurocode 3, nach dem das Tragwerk bemessen wurde. Die Anzahl der Stäbe betrug rd. 55000 und die der Knoten etwa 13500.

Die Raumstruktur stützte sich auf insgesamt 95 Stützen aus Rohrprofilen der Stahlsorte S 355 in einer Höhe von 5 m bis 11,5 m. Die Stützen waren in 14 Reihen angeordnet, so daß sich 13 Felder mit Stützweiten zwischen 6,5 m und 16,5 m bildeten (s. Bild 2). Die Stützen waren nicht nach einem regelmäßigen Raster angeordnet, da sie immer versetzt werden mußten, damit

ihre Schächte nicht mit archäologischen Funden zusammenfielen. Zur Erzielung einer gewissen Kontinuität zwischen den Feldern waren die Stützenköpfe durch ein geschweißtes Blech und vier Diagonalstäbe kranzartig ausgebildet (Bild 5). Die Stützen lagen auf 95 Bohrpfehlen mit einem Durchmesser von jeweils 1,2 m. Die Schächte wurden der Archäologie entsprechend per Hand ausgegraben. Stieß man bei der Ausgrabung auf archäologische Funde, so wurden die Pfehle und Stützen versetzt, was zu einer Verzögerung der Bauarbeiten führte. Das System besaß eine passive seismische Isolierung. Die Isolatoren aus Elastomerlager mit Bleikern befanden sich unter den Stützen (Bild 5). Die seitliche Stabilität wurde durch an die Längsseiten angeordnete vertikale Verbände gewährleistet.

Beim Entwurf wurden folgende Lasten berücksichtigt:

Ständige Lasten G

Eigengewicht der Stahlkonstruktion

Eigengewicht der oberen Eindeckung und der unteren Holzdecke: 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Eigengewicht der Bodenauffüllung (Dicke 15 cm, spez. Gewicht 8 kN/m<sup>3</sup>): 1,2 kN/m<sup>2</sup>

Veränderliche Lasten Q

Wasserlast infolge Bewässerung bzw. Regen: 1,0 kN/m<sup>2</sup>

Schneelast: 0,75 kN/m<sup>2</sup>

Temperatur:  $\pm 20$  °C



Bild 5. Ausbildung der Stützenköpfe und -füße  
Fig. 5. Details of the top and bottom of the columns

Die Bemessungslasten erfolgten aus der Kombination (1,35 G + 1,5 Q), wobei die Wasser- und Schneelasten gleichzeitig wirkend berücksichtigt wurden. Das Tragwerk wurde ferner auf Erdbeben nach den griechischen Bestimmungen und einem speziellen Gutachten bemessen. Zur wirklichkeitsnahen Erfassung der Erdbeeinwirkungen beinhaltete das Modell zur Tragwerksberechnung die Hochbaukonstruktion, die Isolatoren, die Pfehle und über seitliche Federn den umfassenden Boden. Die Entwurfsdauer betrug etwa zwei Jahre, da die endgültige Lage der Stützen und die seitlichen Federn, infolge der bei den Ausgrabungen entdeckten Hohlräumen im Boden und damit verbundenen Ausfällen entsprechender Federn, aktualisiert werden mußten. Die Bemessung erfolgte nach Eurocode 3 [2]. Die Statik lieferte die Kräfte und die Querschnitte des Raumfachwerks, die Endausbildung der Stäbe (Kegel, Schlüsselnutten, Schrauben) und die Knoten wurden vom Hersteller bestimmt.

### 3 Messungen, experimentelle Untersuchungen

#### 3.1 Lasten

Als erstes wurden die Vertikallasten zur Zeit des Unfalls untersucht. Die Dicke der Bodenauffüllung sollte nach dem Entwurf 15 cm sein. Zu deren Einhaltung und Kontrolle waren 12 cm hohe Holzlatten auf der Trapezblecheindeckung befestigt. Detaillierte Messungen des Sachverständigenausschusses

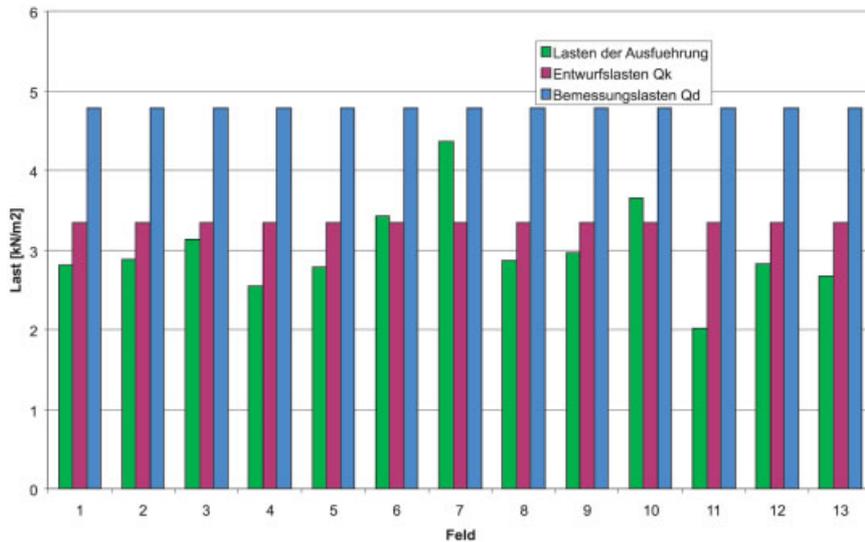


Bild 6. Vertikallasten nach dem Entwurf und der Ausführung  
Fig. 6. Vertical loads according to the design and the reality

ses nach dem Unfall ergaben jedoch höhere, feldabhängige Werte. Die höchsten Werte betragen 26 bzw. 27,5 cm und lagen über den Feldern 7 (eingestürztes Feld) und 10, die die größten Spannweiten von etwa 16,5 m besaßen. Der Entwurf sah eine Auffüllung aus einem lokalen Bimsstein mit spezifischem Gewicht 8 kN/m<sup>3</sup> vor. In der Praxis war aber das spezifische Gewicht der trockenen bzw. wassergesättigten Auffüllung 11,5 bzw. 15 kN/m<sup>3</sup>. Bei der Eindeckung ergaben sich keine nennenswerten Abweichungen vom Entwurf. Die charakteristischen Bemessungswerte der Vertikallasten des Entwurfs (inklusive Wasser und Schnee) und die entsprechenden Werte der Ausführung sind in Bild 6 dargestellt. Man erkennt, daß die Lasten des eingestürzten Feldes 94 % der Bemessungswerte erreicht haben.

### 3.2 Werkstoffe und gelochte Zugstäbe

Für alle Stahlbauteile lagen Werkzeugeigenschaften vor, die die Zustimmung mit den gültigen Normen bestätigten. Die Werkstoffeigenschaften wurden vom Sachverständigenausschuß durch eigene stichprobenartige Laboruntersuchungen ermittelt. Es ergab sich, daß der eingesetzte Stahl eine Überfestigkeit von etwa 50 % in bezug auf die Streckgrenze und 15 % in bezug auf die Zugfestigkeit gegenüber den Nennwerten besaß. Ferner wurden Zugversuche an vollen und gelochten Stabquerschnitten durchgeführt. Daraus ergab sich, daß im Gegensatz zum vollen Querschnitt das Versagen des Lochquerschnitts spröde – also

ohne nennenswerte plastische Verformungen – eintrat.

### 3.3 Imperfektionen

Raumfachwerke sind bekanntlich sehr empfindlich gegenüber Zwängungen aus Imperfektionen in Form von Abweichungen der Stablängen von ihren Sollwerten. Ein Plan zu den notwendigen geometrischen Messungen und entsprechende Meßprotokolle lag hier nicht vor. Ebenso fehlte ein Montageplan zur Errichtung des Raumfachwerks. Die Montage erfolgte feldweise, wobei nur das jeweils betreffende Feld unterstützt wurde. Abweichungen von der Sollgeometrie waren sichtbar. Bild 5 zeigt als Beispiel einen Stützenkranz, bei dem die Stäbe aus der Stütze mit den Stäben des Raumfachwerks an der Kopfplatte zusammenstoßen sollen, aber dies offensichtlich nicht taten.

## 4 Numerische Untersuchungen

### 4.1 Tragverhalten von Stäben

Bei den vier Stabtypen mit den kleinsten Rohrdurchmessern wurden zur einfacheren Einbringung der Schrauben schlüsselartige Löcher vorgesehen

(Bild 4). Diese unübliche Lochform wurde vom Hersteller kurz vor der Ausführung vorgeschlagen und durch nur zwei Traglastversuche an Zugstäben geprüft. Daher wurden vom Sachverständigenausschuß numerische Untersuchungen durchgeführt, mit dem Ziel, das Tragverhalten und die Traglasten der gelochten Stäbe zu ermitteln. Die Untersuchungen erfolgten mit Hilfe von FEM-Berechnungen durch Anwendung des ABAQUS-Programms. Die Berechnungen waren geometrisch und stofflich nichtlinear und bei den Druckstäben unter Berücksichtigung von Imperfektionen (GMNIA – Berechnungen nach Eurocode 3) ausgeführt worden.

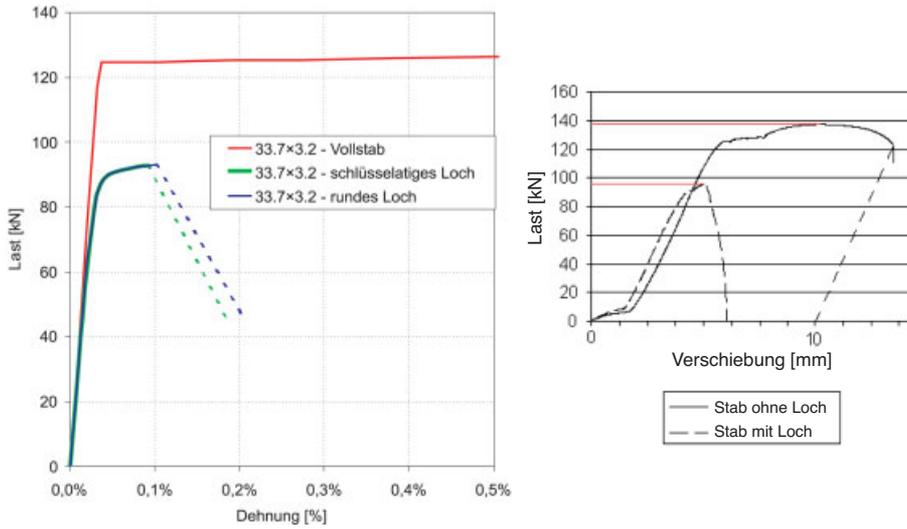
Bei den Zugstäben wurden diejenigen Stäbe numerisch untersucht, bei denen experimentelle Untersuchungen nach Abschn. 3.2 vorlagen. Die Werkstoffeigenschaften wurden aus den Versuchswerten übernommen. Bild 7 zeigt Stäbe mit schlüsselartigen und runden Löchern in der verformten Lage, aus der die Querverformungen infolge Exzentrizitäten ersichtlich sind. Bild 8 zeigt die gute Übereinstimmung der experimentell und numerisch ermittelten Traglastkurven am Beispiel des meist vorkommenden Stabtyps mit einem Querschnitt von 33,7 × 3,2 mm. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen lassen folgende Rückschlüsse auf die Zugstäbe ziehen:

- Im Gegensatz zu den Vollstäben versagen die gelochten Stäbe durch Sprödbbruch. Das liegt hauptsächlich an der kleinen Materialverfestigung des eingesetzten Stahls (vgl. Abschn. 3.2).
- Die Traglast kann trotz der exzentrischen Lochlage mit ausreichender Genauigkeit durch die Beziehung  $N_{Rk} = 0,90 \cdot A_{net} \cdot f_u$  für den zentrisch beanspruchten Nettoquerschnitt ausgedrückt werden.

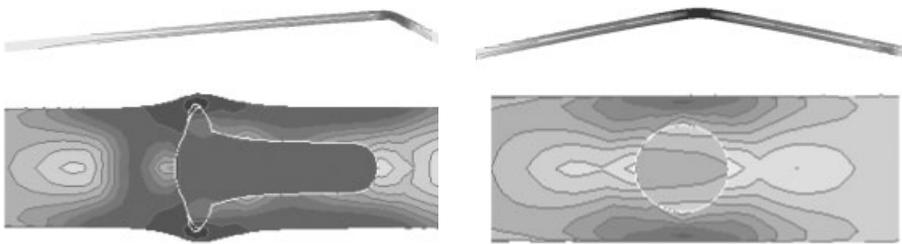
Bei den Druckstäben lagen keine Traglastversuche vor. Daher wurden die numerischen Untersuchungen mit Hilfe des in Eurocode, Teil 1.6 vorge-



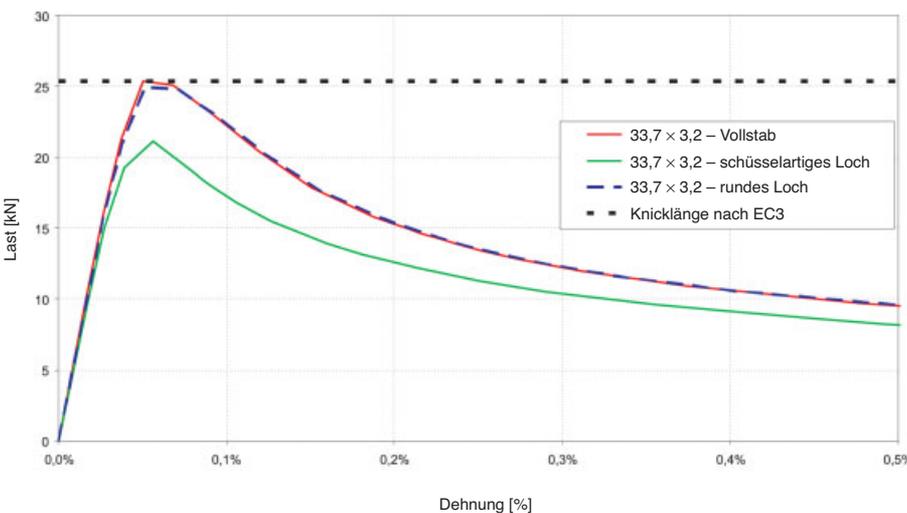
Bild 7. Verformter Zustand von Zugstäben (33,7 × 3,2 mm) mit schlüsselartigen bzw. runden Löchern nach FEM-Berechnungen im Traglastzustand  
Fig. 7. Deformed shape of tension bars (33,7 × 3,2 mm) with key-type and round holes according to FEM calculations at the ultimate load



**Bild 8.** Experimentell und numerisch ermittelte Traglastkurven von Zugstäben (33,7 × 3,2 mm) mit vollen und gelochten Querschnitten  
**Fig. 8.** Experimental and numerical load-deformation curves of tension bars (33,7 × 3,2 mm) with full cross section and cross section with holes



**Bild 9.** Knickformen von Stäben mit schlüsselartigen und runden Löchern  
**Fig. 9.** Buckling shapes of bars with key-type and round holes



**Bild 10.** Traglastkurven von Druckstäben mit vollen und gelochten Querschnitten (Querschnitt 33,7 × 3,2 mm, bezogene Schlankheit  $\bar{\lambda} = 1,473$ )  
**Fig. 10.** Load-deformation curves of compression bars with full cross section and cross section with holes (cross section 33,7 × 3,2 mm, relative slenderness  $\bar{\lambda} = 1,473$ )

sehenen Vorgangs kalibriert, der eine Kalibrierung an bekannte Normwerte vorsieht. Dementsprechend erfolgte die Kalibrierung anhand numerischer Untersuchungen an zentrisch gedrückten Vollstäben. Als Imperfektion wurde ein sinusförmiger Stich gewählt, dessen Größtwert sich an die Norm richtet. Untersuchungen zeigten, daß die gelochten Stäbe je nach Schlankheit, Lochgröße und -form in der Mitte oder am Loch ausknicken (Bild 9). Mit fallender Schlankheit, steigender Lochgröße und schlüsselartigen Löchern wird die zweite Versagensform bevorzugt. Bild 9 zeigt, daß beide Versagensformen beim Einsturz auftraten und stellt die Verzerrung des Loches dar, wenn der Stab dort ausknickt.

Traglastkurven von Druckstäben werden exemplarisch in Bild 10 dargestellt. Man erkennt daß die Traglast des gelochten Stabs gegenüber dem Vollstab von der Knickfigur abhängt. Bei Ausknicken in der Mitte sind die Traglasten gleich. Bei Ausknicken am Loch wird die Traglast reduziert. In allen Fällen fällt die aufnehmbare Last nach Erreichen der Traglast rasch ab. Das Versagen ist nicht duktil.

#### 4.2 Tragverhalten vom Gesamttragwerk

Das Tragwerk wurde sowohl unter den Bedingungen des Entwurfs als auch unter denen der Ausführung untersucht. Das Modell beinhaltete das gesamte Tragwerk ab der Oberkante des Fundaments. Im Gegensatz zum ursprünglichen Entwurf wurden also die Pfähle und der umgebende Boden nicht modelliert, da ihr Einfluß auf das Tragwerksverhalten unter Vertikallasten als klein eingeschätzt wurde. Die Berechnungen wurden mit dem Rechenprogramm SOFISTIK durchgeführt. Die untersuchten Zustände sind in Tabelle 1 zusammengefaßt.

Die Tragwerksberechnung für die Zustände 1 und 2 liefert die charakteristischen Werte bzw. Bemessungswerte der Stabkräfte mit den Lasten des ursprünglichen Entwurfs. Der Zustand 3 liefert die Kräfte mit den Lasten im Moment des Einsturzes unter der Annahme, daß Herstellung und Montage so genau waren, daß Zwänge aus geometrischen Imperfektionen ausgeschlossen werden konnten. Das Fehlen von Messungsprotokollen zur Strukturgeometrie, das Fehlen eines Montageplanes und die zuvor

Tabelle 1. Untersuchte Zustände  
Table 1. Investigated conditions

Nr.	Beschreibung	Vertikallasten	Schnittgrößen
1	Lasten nach Entwurf	$G_{\text{Entwurf}} + Q_{\text{Entwurf}}$ ( $Q_{\text{Entwurf}} = \text{Wasser} + \text{Schnee}$ )	$S_k$ Entwurf
2	Bemessungslasten nach Entwurf	$1,35 G_{\text{Entwurf}} + 1,5 Q_{\text{Entwurf}}$	$S_d$ Entwurf
3	Lasten im Moment des Einsturzes	$G_{\text{Einsturz}}$ (Eigengewicht + Auffüllung)	$S_{\text{Einsturz}}$
4	Wie 3 + geometrische Imperfektion eines Stabes (Längenabweichung um $\pm 1$ mm)	$G_{\text{Einsturz}}$	$S_{\text{Einsturz}} + \text{Zwang}$
5	Wie 3, ohne den ausgewechselten Stab Nr. 31940	$G_{\text{Einsturz}}$	$S_{\text{Einsturz}} + \text{Mech}$

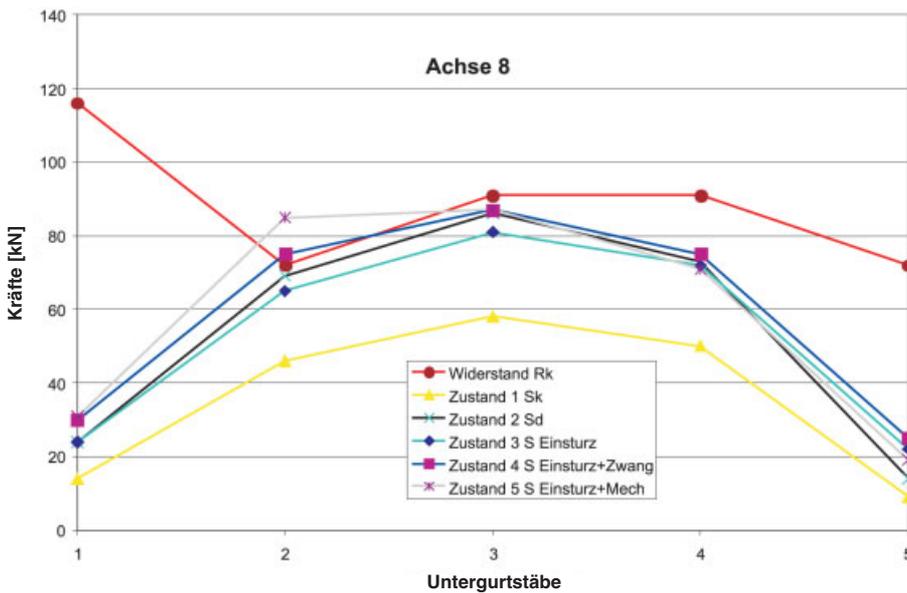


Bild 11. Kräfte der Untergurtstäbe 32155, 31914, 31621, 31358 und 31036 (Stabnummern nach Bild 12)

Fig. 11. Forces in the lower chord bars 32155, 31914, 31621, 31358 and 31036 (number of bars according to Fig. 12)

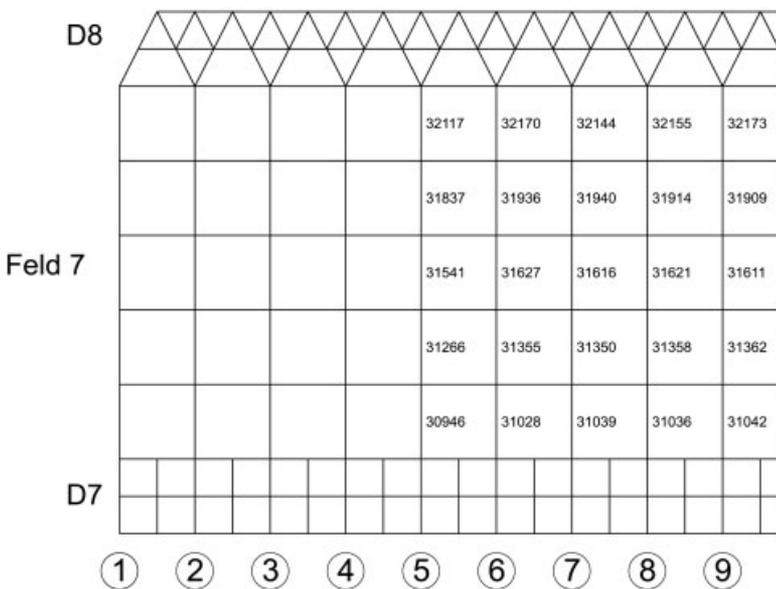


Bild 12. Untergurt des untersuchten Feldes mit Stabnumerierung  
Fig. 12. Lower chord of the investigated span with numbers of bars

beschriebenen optischen Beobachtungen ließen aber Zweifel an dieser Annahme. Daher wurde der Zustand 4 untersucht, bei dem die Lasten wie beim Zustand 3 angenommen wurden, aber Zwänge infolge geometrischer Imperfektionen in Form von Abweichungen von Stablängen vom Sollmaß um  $\pm 1$  mm berücksichtigt wurden. Das Maß  $\pm 1$  mm wurde als untere Schranke der Imperfektionen betrachtet, da es in Raumfachwerkzulassungen, z. B. in der MERO-Zulassung, als zulässige Abweichung vorgesehen ist. Die geometrischen Imperfektionen wurden an mehreren Stäben unabhängig gesetzt, jedoch nicht kombiniert, so daß im Tragwerk jeweils nur ein imperfekter Stab vorlag. Schließlich entspricht Zeile 5 dem Zustand nach der Auswechslung des versagten Stabes. Der Stab wurde vom Tragwerksmodell entfernt, da er wegen der in Abschn. 1 beschriebenen Art bis zum Zeitpunkt der Auswechslung nicht in der Lastaufnahme teilnehmen konnte.

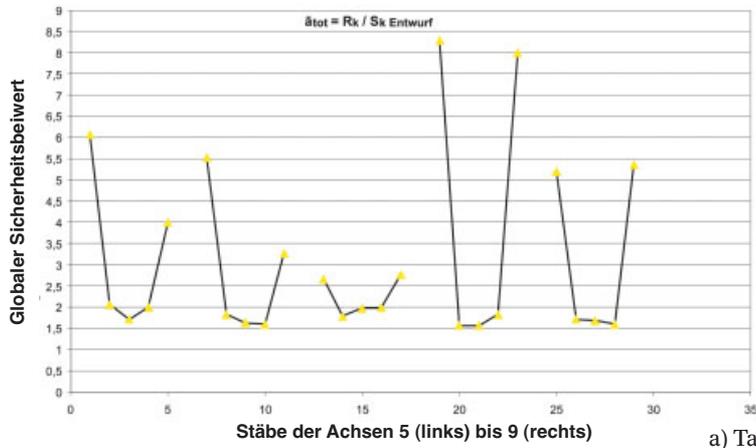
Bild 11 zeigt die Stabkräfte für die verschiedenen Zustände entlang einer Untergurtachse des eingestürzten kritischen Feldes 7. Die Achsen dieses Feldes und die Stabnummern sind in Bild 12 wiedergegeben. In Bild 11 sind außerdem mit rot die Stabwiderstände  $R_k$  ohne Teilsicherheitsbeiwerte aufgetragen. Man erkennt, wie die Kräfte der Zustände 1 bis 3 kleiner, jedoch einige Kräfte der Zustände 4 und 5 größer als die entsprechenden Widerstände sind.

Die Sicherheit der unter Zug stehenden Untergurtstäbe kann für die verschiedenen Zustände anhand von den globalen Sicherheitsbeiwerten  $\gamma_{\text{tot}}$ , die die Sicherheiten auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite vereinen, nach Gl. (1) beurteilt werden.

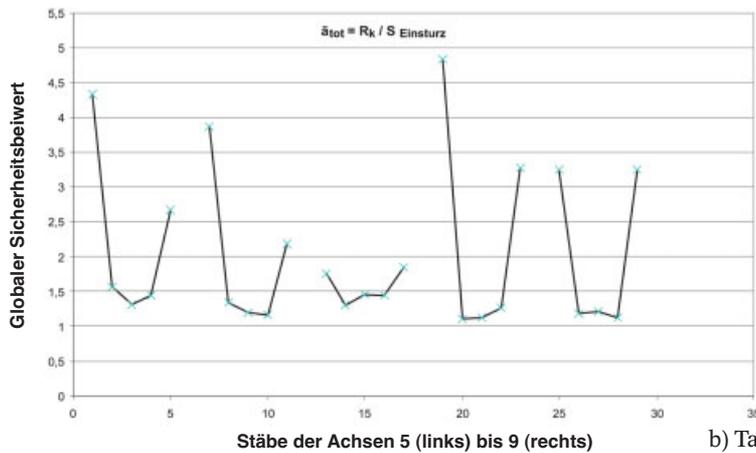
$$\gamma_{\text{tot}} = \frac{R_k}{S_k} \quad (1)$$

$R_k$  Stabwiderstände =  $\min\{\text{Bruch des Nettoquerschnittes, Bruch der Bolzen}\}$   
 $S_k$  Stabkräfte der Zustände 1 und 3 bis 5 aus der Tragwerksberechnung

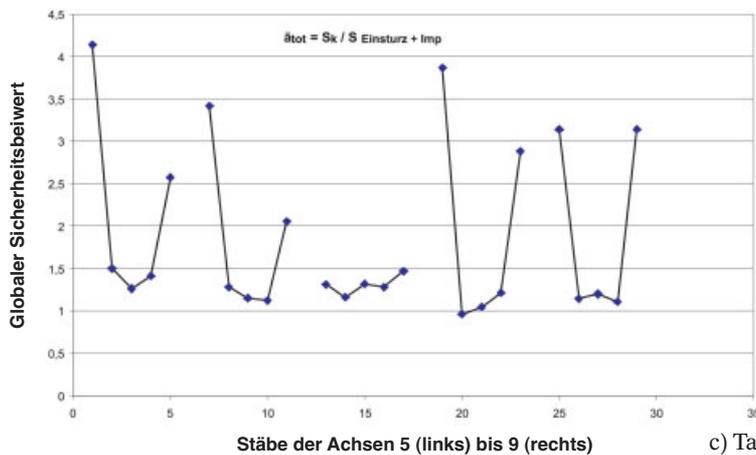
Die Widerstände  $R_k$  wurden mit den Nennwerten der Materialeigenschaften ohne Teilsicherheitsbeiwerte bestimmt. Bild 13 zeigt die Werte von  $\gamma_{\text{tot}}$  für die Stäbe des Bildes 12. Folgendes kann festgestellt werden:



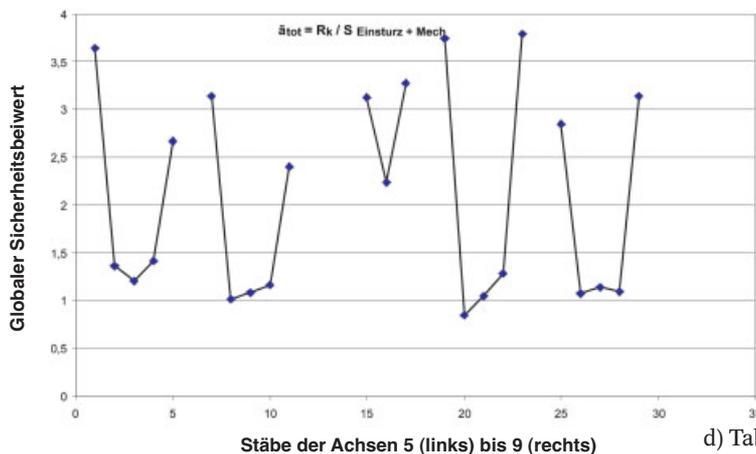
a) Tabelle 1, Zeile 1,  
a) Table 1, row 1,



b) Tabelle 1, Zeile 3,  
b) Table 1, row 3,



c) Tabelle 1, Zeile 4,  
c) Table 1, row 4,



d) Tabelle 1, Zeile 5,  
d) Table 1, row 5,

a) Der ursprüngliche Entwurf lieferte für die betrachteten kritischen Stäbe einen globalen Sicherheitsbeiwert von 1,6 (Bild 13a).

b) Durch die dickere und schwerere Auffüllung wurde die Sicherheit auf 1,10 reduziert (Bild 13b).

c) Durch die Zwänge aus der Nichteinhaltung der vorgesehenen Stablängen um  $\pm 1$  mm wurde die Sicherheit für den Stab Nr. 31914 auf 0,96 reduziert (Bild 13c). Der betreffende Stab, der der direkte Nachbarstab zum gebrochenen und ausgewechselten Stab Nr. 31940 ist, versagt also rechnerisch.

Daß er nicht als erster versagt hat, liegt an einer möglichen Überfestigkeit des Materials bzw. an unterschiedlichen als den hier angesetzten Imperfektionen.

d) Nach dem Versagen des Stabs Nr. 31940 lagern sich seine Kräfte um, wodurch der Sicherheitsbeiwert eines Nachbarstabs unter 1,0 fällt (Bild 13d).

e) Die Zugstäbe versagen durch die Größe und Form der Löcher spröde, sie fallen einer nach dem anderen aus. Es bildet sich ein Mechanismus im untersuchten Feld (Bild 14).

f) Der Mechanismus erweist einen Knick im Feld, und das Dach fängt an zu lecken. An der Knickstelle sammelt sich mehr Wasser an, so daß die Last weiter steigt.

g) Zugstäbe im Untergurt werden zu Druckstäben, die ausknicken (Bild 9). Das untersuchte Feld stürzt ein.

h) Die anderen Felder stürzen nicht ein, weil sie weniger belastet sind (Bild 6).

Es ist anzumerken, daß Mangels genauerer Kenntnisse bei der Bestimmung der  $\gamma_{tot}$ -Werte die Nennwerte der Materialfestigkeiten angesetzt wurden. Falls alle Stäbe die in Abschn. 3

*Bild 13. Globale Sicherheitsbeiwerte der Untergurtstäbe des eingestürzten Feldes nach den Zuständen der Tabelle 1. Stäbe von links nach rechts (s. Bild 12):*

*32117, 31837, 31541, 31266, 30946, 32170, 31936, 31627, 31355, 31028, 32144, 31940, 31616, 31350, 31039, 32155, 31914, 31621, 31358, 31036, 32173, 31909, 31611, 31362, 31042*

*Fig. 13. Global safety factors of the lower chord bars of the collapsed span according to the design situations of table 1. Bars from left to right (see Fig.12):*

*32117, 31837, 31541, 31266, 30946, 32170, 31936, 31627, 31355, 31028, 32144, 31940, 31616, 31350, 31039, 32155, 31914, 31621, 31358, 31036, 32173, 31909, 31611, 31362, 31042*

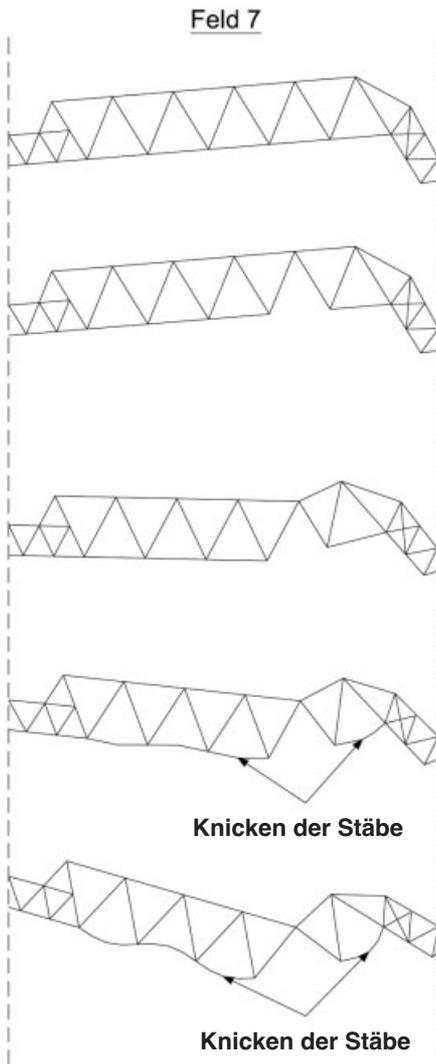


Bild 14. Mechanismus des eingestürzten Feldes  
 Fig. 14. Mechanism of the collapsed span

beschriebenen Überfestigkeiten besäßen, müßten der Zwang und die Imperfektionen noch höher sein.

### 5 Schlußfolgerungen und Lehren

Wie so oft der Fall, ist das Versagen des Daches in Santorin nicht auf eine, sondern auf mehrere Ursachen zurückzuführen. Die Hauptversagensursache ist allerdings nicht wie üblich die Folge klimatischer Einwirkungen, sondern die Überlastung durch die von Menschen aufgebraachte Bodenauffüllung. Als zweite untergeordnete Ursache kommt Zwang infolge geometrischer Imperfektionen der Stäbe und aus Montagezuständen. Das spröde Tragverhalten infolge der Größe und Art der Löcher in den Stäben und der kleinen Materialverfestigung hat schließlich größere Kräfteumlagerungen nicht erlaubt und das Versagen nicht verhindern können. Wie in den meisten Fällen [3] ist also auch hier im Nachhinein leicht zu sagen, wie das Versagen zu verhindern gewesen wäre.

Aus dem Versagen können einige Lehren gezogen werden:

- Alle am Bau Beteiligten müssen die Sensitivitäten der zu errichtenden Bauwerke (z. B. auf Änderungen der Lastannahmen oder anderen Randbedingungen) kennen.
- Stahlbauten müssen zwangsfrei zusammengesetzt werden. Wenn zum Zusammenbau des Tragwerks auch die geringsten Kräfte notwendig sind,

muß die Montage unterbrochen und die Ursachen dafür untersucht werden.

- Die Kontrollmechanismen in bezug auf die Ausführung sollten von der Bauaufsicht und nicht vom Bauherrn oder der ausführenden Firma eingeschaltet und beauftragt werden.

- Tragwerke aus Stahl sollten, soweit wie möglich, nach Kapazitätskriterien auch auf Duktilität ausgelegt werden, um die Konsequenzen aus unplanmäßigen Zuständen zu reduzieren.

### Literatur:

- [1] Penelis, G., Chandakas, V., Ermopoulos, J., Avramidis, I., Vayas, I., Gazetas, G.: Bericht des Sachverständigenausschusses zur Klärung der Versagensursachen eines Teils des Daches der archäologischen Stätte in Akrotiri, Santorin (griechisch), Januar 2006.
- [2] Eurocode 3 – Design of Steel Structures, Part 1.1: General rules and rules for Buildings. European Committee for Standardisation (CEN), ENV 1993-1.1/1992.
- [3] Scheer, J.: Versagen von Bauwerken. Band 1 Brücken, Band 2 Hochbauten und Sonderbauwerke, Berlin: Ernst & Sohn 2001.

### Autoren dieses Beitrages:

Prof. Dr.-Ing Dr. h. c. Ioannis Vayas,  
 Prof. John Ermopoulos,  
 PhD, Dipl.-Ing Pavlos Thanopoulos,  
 National Technical University of Athens,  
 Laboratory of Steel Structures, Iron Polytechniou Str. 9, 15 780 Athen, Griechenland