

Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 112 (1994)
Heft: 14

Artikel: Der durchlöchernte Träger: Lehren aus einem Schadenfall
Autor: Hauri, Hans
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-78411>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 17.03.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Der durchlöcherter Träger

Lehren aus einem Schadenfall

Vor einiger Zeit entstand an einem wichtigen Bauwerk ein grosser Schaden als Folge eines konstruktiven Fehlers. Der Berater des Bauherrn beschreibt Ursachen und Folgen und zeigt die Lehren aus diesem Vorfall auf.

Der Schadenfall

Beim Bau eines wichtigen öffentlichen Gebäudes stellten Vertreter der Bauherrschaft fest, dass in den 43 Haupt-

VON HANS HAURI, ZÜRICH

trägern der Dachkonstruktion kräftige Risse auftraten. Der projektierende Bauingenieur wurde zur Rede gestellt und beschwichtigte die Baukommission mit Beteuerungen der Ungefährlichkeit solcher Risse.

Es handelte sich um vorfabrizierte einfache Balken in Spannbeton von 12.5 m Spannweite mit beidseitigen Auskragungen von 4.07 m. Im Mittelfeld des Doppel-T-förmigen Trägers waren kreisrunde Aussparungen für die Durchleitung von Lüftungsanlagen angeordnet. Zwischen den Löchern bestand nur noch ein Betonquerschnitt von 18 cm Breite bei 14 cm Stegdicke. Dort traten auch die beanstandeten Risse auf (Bild 1).

Die Baukommission blieb skeptisch und zog einen Fachmann als Berater bei. Dieser stellte nach kurzer Untersuchung fest, dass die Konstruktion einen erheblichen Mangel aufwies und die von den SIA-Normen geforderte Sicherheit nicht erbringen konnte.

Das statische Problem

Wenn ein Betonträger (vorgespannt oder nicht) von Löchern durchdrungen wird, so stellt sich das Problem der Schub sicherung. Dass ein genügender Ober- und Untergurt zur Aufnahme der Zug- und Druckkräfte aus Biegung vorhanden sein muss, versteht sich von selbst. Hingegen muss die Frage der Schubaufnahme näher geprüft werden. Bei einem Vollwandträger kann die Schubaufnahme mit einem Fachwerkmodell veranschaulicht werden. Druckdiagonalen im Beton und Zugglieder aus Stahl in der Form von vertikalen Bügeln oder geneigten Stäben bilden die Füllglieder des Fachwerks. Wenn nun in

einem Träger ein Loch angeordnet wird, so stellt sich die Frage, ob ein solches Fachwerkssystem noch möglich ist. Bild 2 a-c zeigt Beispiele von Anordnungen, bei denen funktionierende Fachwerke möglich sind. In jedem Fall ist natürlich nachzuweisen, dass nicht nur die Stahleinlagen ihre Zugkräfte, sondern auch die verbleibenden Betondiagonalen die auftretenden Druckkräfte aufnehmen können.

Sind die erforderlichen Löcher grösser, so ist kein Fachwerkssystem mehr möglich. Ein nächster Schritt besteht in einem Rahmenträger (Vierendeel). Die zwischen den Löchern verbleibenden Pfosten und die Gurtteile werden auf Biegung und Schub beansprucht. Dies erfordert eine entsprechende Ausbildung der Armierung (Bild 2, d). Wenn kein Platz mehr für eine biege feste Ausbildung der Pfosten besteht, so entsteht ein System nach Bild 2, e. Die Pfosten können dann nur mehr vertikale Kräfte zwischen den beiden Gurtungen vermitteln und eine gleiche Biegelinie erzwingen. Statisch gesehen teilt sich der Träger in zwei Einzelstäbe, Obergurt und Untergurt, auf, deren Tragfähigkeit zusammen viel kleiner ist als die eines Vollwandträgers.

Das Verhalten lässt sich auch mit der Funktion eines verdübelten Balkens erklären. Solange ein intaktes Fachwerkssystem erhalten ist, wirkt der Gesamtquerschnitt als einheitlicher Stab. Das Rahmensystem entspricht einem Balken mit nachgiebigen Dübeln, und wenn auch dies nicht möglich ist, so wirkt der Träger wie zwei einzelne, aufeinandergelegte Balken.

Die Folgerung für den projektierenden Ingenieur muss daher lauten: Löcher in einem Träger stellen immer eine Schwächung dar. Eine volle Tragfähigkeit kann nur erhalten bleiben, wenn ein Fachwerk nach Bild 2 a-c einbeschrieben werden kann. Andernfalls ist ein Nachweis als Rahmenträger nach Bild 2, d oder als getrennte Balken nach Bild 2, e zu erbringen.

Vorgänge im Schadenfall

Im vorliegenden Fall mussten in dem schon erwähnten Träger eine grosse Zahl von Löchern für die Durchführung von Lüftungskanälen angeordnet werden. Der Ingenieur hat diesen Träger aber wie einen Vollwandträger bemessen, wobei er den theoretisch errechneten Bügelquerschnitt in den verbleibenden Stegen vertikal anordnete. Was fehlte, waren die Druckdiagonalen, welche das System aussteifen sollten.

In der Folge verhielt sich der Stab wie ein Rahmenträger. Da die «Pfosten» aber nicht auf Biegung und Querkraft ausgebildet waren, sondern nur wie in Bild 2, e, entstanden grosse Risse und Verformungen. Die auf Querkraft beanspruchten vertikalen Armierungen mussten als Dübel quer zu ihrer Achse wirken und sprengten den dafür nicht armierten Beton ab (siehe Bild 3 und 6). Die Folge waren grosse Risse und horizontale Verschiebungen zwischen Ober- und Untergurt. Das System verwandelte sich deshalb sukzessive von Bild 2, d zu Bild 2, e, d.h. zu zwei voneinander getrennten Gurtstäben.

Beurteilung der Sicherheit

Die Nachprüfung der Konstruktion ergab zunächst, dass die in der massgebenden Norm (es galt noch die SIA Norm 162/1959) verlangte zulässige Schubspannung nicht eingehalten werden konnte. Man hätte sie auf den verbleibenden Querschnitt zwischen den Löchern beziehen müssen, was einen

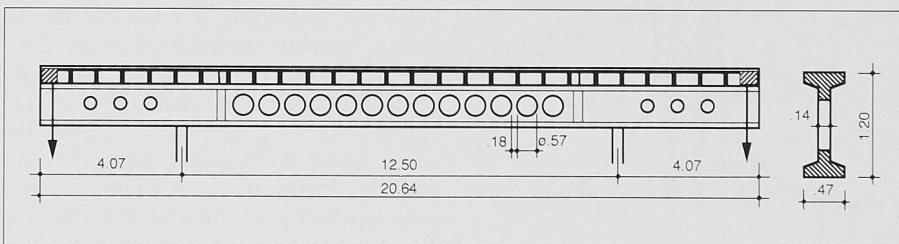


Bild 1. Der Hauptträger, vorfabrizierter Träger mit kreisrunden Aussparungen, Rippendecke und Überbeton. Kragarme durch angehängte Konstruktion belastet

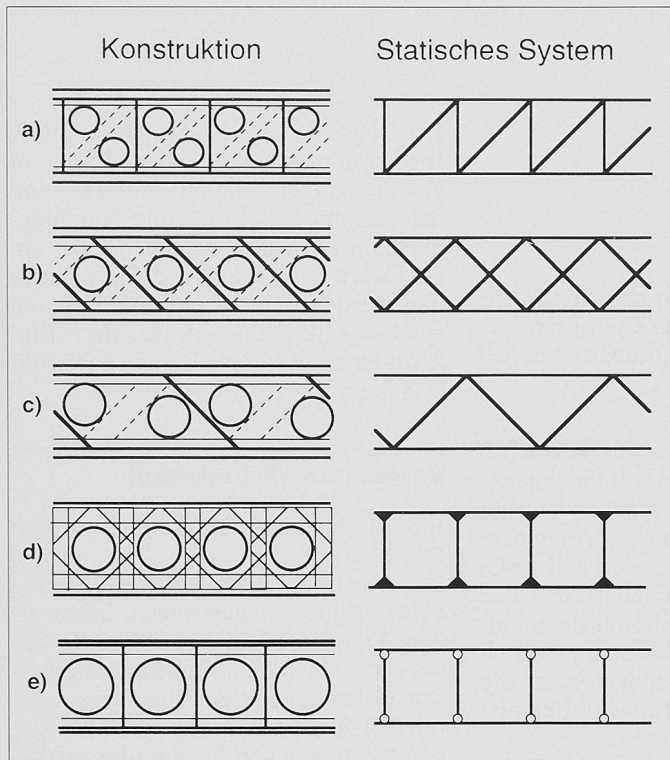


Bild 2. Der durchlöcherete Träger. a)–c) Fachwerksysteme. d) Rahmensystem, erfordert biegesteife Gurten und Pfosten. e) Biegeeweiche Verbindung, Aufnahme von Querkraft und Biegemoment durch Gurtungen allein

um ein Vielfaches zu hohen Wert ergeben hätte. Entscheidend für die Frage, ob dieser Mangel allenfalls toleriert werden könne, war die Ermittlung der Bruchsicherheit. Der Projektverfasser konnte keinen Nachweis für die Bruchsicherheit in der durch Löcher geschwächten Zone erbringen.

Versuche, einen rechnerischen Nachweis mit Hilfe der Plastizitätstheorie aufzustellen, erbrachten kein vertrauenswürdiges Ergebnis. Massgebend war die Frage, welche Schubkraft ein solcher Pfosten in Wirklichkeit aufbringen könne. Zu diesem Zwecke wurde in der EMPA ein Modellversuch an einem kurzen Trägerstück durchgeführt (Bild 5).

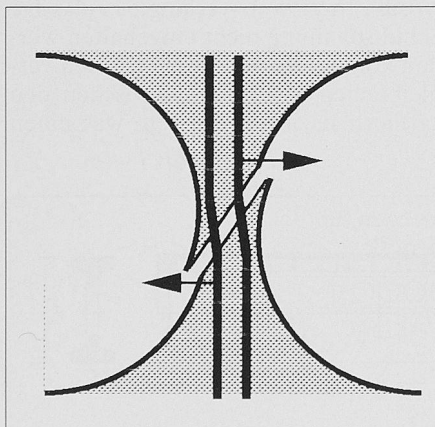


Bild 3. Bruchvorgang bei einem ungenügend armierten Pfosten

Das Ergebnis war beunruhigend. Die Schubkraft beim Bruch war erheblich tiefer als erhofft und es zeigte sich, dass der Bruch einen spröden Charakter aufwies. Der Beton brach durch den Steg durch, und die Last sank schlagartig ab auf einen Bruchteil der Traglast. Mit diesen Werten konnte der Nachweis einer genügenden Bruchsicherheit des Trägers nicht erbracht werden.

Der Projektverfasser wollte aber diese Folgerung nicht anerkennen. Er bestand darauf, dass ein solcher Vorgang im Träger nicht auftreten könne, da die horizontale Verschieblichkeit durch die Einspannung in den massiven Kragarmen des Trägers verunmöglicht werde. Wie solche horizontalen Verschiebungen trotz massiven Trägerenden auftreten, zeigte eindrücklich der spätere Grossversuch.

Der Projektverfasser bestand vielmehr auf einem Belastungsversuch am bestehenden Bauwerk. Die Bauherrschaft lehnte aber einen solchen Versuch ab. Abgesehen von dem grossen Aufwand, hätte die Belastung nur bis zur nominalen Nutzlast gebracht werden dürfen, um das Bauwerk nicht zu beschädigen. Dies hätte aber keine Aussage über die Sicherheitsreserve gebracht. Angesichts des grossen Aufwandes, den eine Sanierung erfordert, das Objekt war inzwischen fertiggestellt und dem Betrieb übergeben worden, entschloss man sich zu einem Grossversuch an einem ganzen Träger.

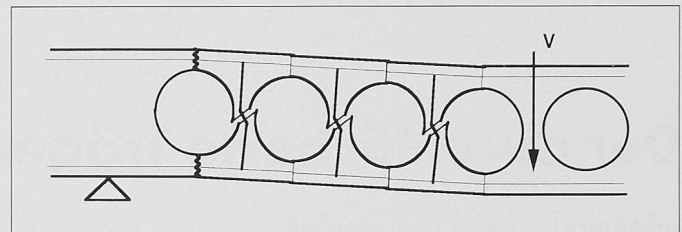


Bild 4. Mechanismus der Schubverformung. Horizontalverschiebungen in den Pfosten und plastische Gelenke in den Gurtungen führen zu einer Einsenkung des Trägers

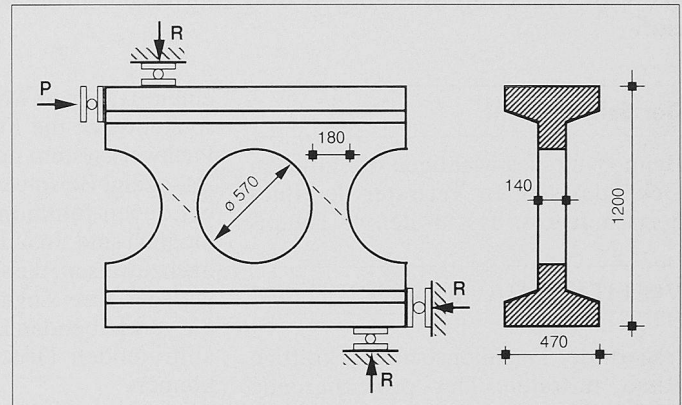


Bild 5. Modellversuch an einem nachgebauten Trägerstück zur Ermittlung der Schubfestigkeit

Der Grossversuch

Genau nach den Ausführungsplänen wurde ein Träger in Naturgrösse mit zwei anschliessenden Deckenfeldern auf einem Werkplatz erstellt und durch die EMPA mit hydraulischen Pressen so belastet, dass die gleichen Kräfteverhältnisse wie am Bau erzeugt werden konnten. Das Programm sah vor, zunächst schrittweise den Zustand unter ständigen Lasten herzustellen, dann in zwei Schritten die normenmässige Nutzlast aufzubringen und nach einer einmaligen Entlastung auf die ständige Last anschliessend diese Totallast in Schritten von 20% bis zum Bruch zu erhöhen.

Schon vor Erreichen der ständigen Last traten in den Pfosten Schubrisse auf, in gleicher Form, wie sie am Bau festgestellt worden waren (Bild 7). Bei Totallast hatten die Risse bereits Breiten von über 3 mm erreicht. Auch die Durchbiegungen deuteten den kommenden Bruch an. Es folgte eine Entlastung auf das Niveau der ständigen Lasten. Bei der Wiederbelastung auf Totallast traten erhöhte Durchbiegungen und zusätzliche lokale Zerstörungen auf.

Bei einem intakten Träger hätte die Durchbiegung im Feld wegen der überwiegend negativen Momente nach oben stattfinden müssen. Schon vor Erreichen der ständigen Last kehrte das Verhalten um, der Träger senkte sich als Folge einer Schubverformung nach

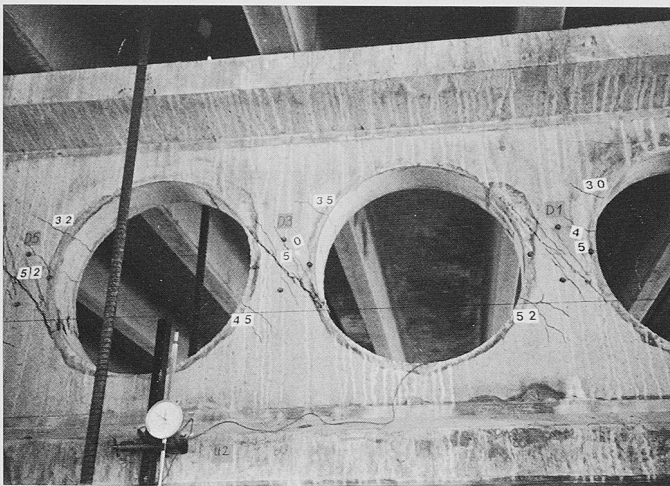


Bild 7. Grossversuch. Rissebildung bei 85% der ständigen Last

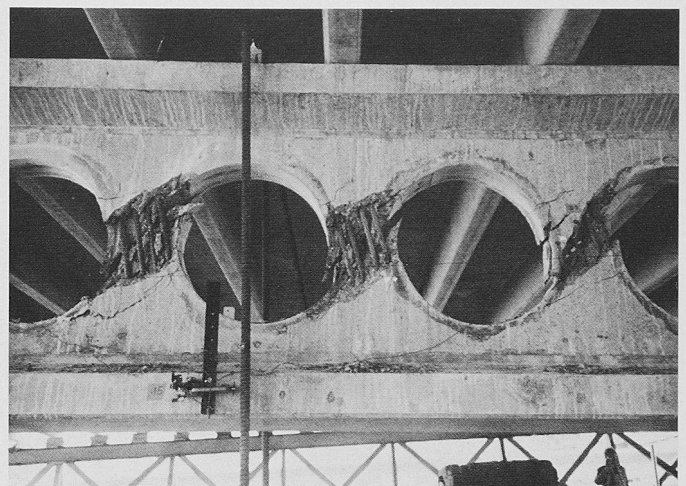


Bild 8. Grossversuch. Zerstörungen an den Stegen im Bruchzustand

unten. Als man die Last weiter steigern wollte, versagte der Träger bei 20% über der rechnerischen Totlast. Die hydraulischen Pressen konnten keine Last mehr steigern, und der Träger setzte sich auf die Hilfsunterstützungen ab (Bilder 8 und 9).

Das Ergebnis musste so interpretiert werden, dass der Träger eine Bruchsicherheit von höchstens 1.2 bezogen auf die rechnerische Totlast aufwies. Verglichen mit der in den massgebenden Normen verlangten Bruchsicherheit von 1.8 entspricht dies einer Reduktion der Sicherheitsmarge auf einen Viertel. Übertragen auf das Bauwerk bedeutete dies eine akute Gefährdung, muss doch eine Sicherheitsmarge von nur 20%, bei der noch mit erheblichen Streuungen zu rechnen ist, als ungenügend erachtet werden.

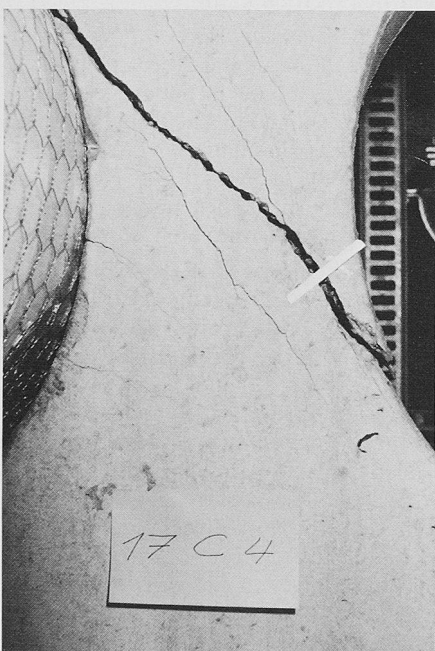


Bild 6. Rissebildung am Bauwerk. Nahaufnahme eines Steges zwischen zwei Löchern

Zudem zeigte der Versuch, dass eine wiederholte Belastung im Bereich der Nutzlasten zu fortschreitenden Zerstörungen führt. Ein Wohlverhalten im Gebrauchszustand ist deshalb nicht gewährleistet. Angesichts des hohen Schadenspotentials des Bauwerks, in welchem sich häufig sehr viele Menschen aufhalten, mussten sofort Massnahmen ergriffen werden. Eine elektronische Überwachungsanlage wurde eingesetzt, welche allfällige Durchbiegungen von Trägern melden konnte, damit man unverzüglich Notunterstützungen hätte anbringen können. Inzwischen wurde die Sanierung der Träger projektiert und ausgeführt.

Die Sanierung

Die Sanierung der über 40 ungenügenden Träger gestaltete sich recht schwierig. Es galt, die Schubfestigkeit in der gelochten Mittelzone herzustellen. Das Bauwerk befand sich in Betrieb, die Leitungen, welche durch die Löcher führten, konnten nicht demontiert werden, und ein Zugriff von oben war auch nicht möglich, da sich dort hochwertige Installationen befanden. So blieb nur die Möglichkeit, den Untergurt durch eine Stahlkonstruktion so zu verstärken, dass er die Schubkräfte allein aufnehmen kann. Dies geschah durch den Einbau von U-förmigen Trägern, die durch Fließmörtel mit dem Untergurt verbunden wurden (Bild 10).

Ein zweifelhaftes Gegengutachten

Die Bauherrschaft machte den Projektverfasser für den eingetretenen Schaden haftbar. Seine Versicherung liess von einem renommierten Ingenieurbüro ein Gegengutachten erstellen. Ein Mitarbeiter dieses Büros versuchte in einer umfangreichen Arbeit im nach-

hinein den Beweis anzutreten, dass das Bauwerk durchaus genügt hätte und dass die getroffenen Sanierungsarbeiten unnötig und zum mindesten übertrieben gewesen seien. Er argumentierte, das Bauwerk sei bereits erstellt, deshalb seien die Normen, die dem Ingenieurvertrag zugrunde lägen, nicht mehr anwendbar, ein bestehendes Bauwerk sei anders zu beurteilen als eines im Projektstadium. In der Folge führte er aus:

□ Ein Widerstandsfaktor von 1.2, wie es die neuen Normen verlangen, sei nicht nötig, da man die Qualität des Bauwerks nun kenne, und er setzte den Widerstandswert mit 1.0 ein. Dies trifft aber überhaupt nicht zu. Von den Materialqualitäten kennt man höchstens ein paar Stichproben, Geometrie und Lage der Bewehrung ist nicht nachgeprüft, von lokalen Mängeln und Alterungsvorgängen ganz zu schweigen. Nach wie vor muss beim Widerstandswert mit einer erheblichen Streuung gerechnet werden.

□ Der Lastfaktor für die ständigen Lasten könne von 1.3 auf 1.1 reduziert werden, da sie nachprüfbar seien. Sie sind aber genau so gut und so schlecht nachprüfbar wie im Projektstadium.

□ Die Faktoren für die Nutzlast könnten reduziert werden. So setzt er z.B. für Personenbelastung nur 0.9 statt 1.4 ein, obgleich man weiss, dass bei einer Massierung von Personen oft mehr als die normengemässen 300 kg/m² erreicht werden, und gerade dies kann bei diesem Bauwerk durchaus eintreffen.

□ Trotz Kenntnis der Versuchsergebnisse der EMPA verwendete er für seine rechnerischen Nachweise ein Modell für die Schubfestigkeit der Pfosten zwischen den Löchern, das Betondruckdiagonalen vorsah, die quer durch die vollkommen gerissene Zone durchführen müssten. Mit solchen Manipula-

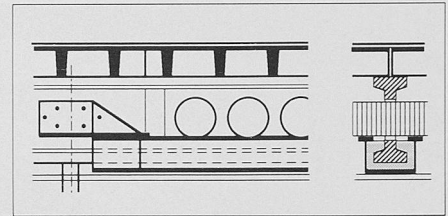


Bild 10. Verstärkung der Träger. Der Untergurt wird von einem U-förmigen Stahlträger umfasst. Der Zwischenraum ist mit Fließmörtel ausgegossen. Die Verstärkung muss im Raum zwischen Rohrleitungen und Unterdecke eingepasst werden

tionen sollte bewiesen werden, dass ein Grossteil der Träger gar nicht hätte verstärkt werden müssen. Mit anderen Worten, eine durch unangefochtene Versuche der EMPA ermittelte Bruch-sicherheit von rund 1.2 sollte für ein Bauwerk auch von solcher Bedeutung und selbst mit solch grossem Risiko durchaus genügen.

Das Schiedsgericht

Da der projektierende Ingenieur seinen Fehler nicht eingestehen wollte und der Schaden ein grosses Ausmass angenommen hatte, musste das im SIA-Vertrag vorgesehene Schiedsgericht bestellt werden. Es bestand aus einem hochkarätigen Juristen und zwei prominenten Hochschulprofessoren als Ingenieure. Das Schiedsgericht behandelte den Fall mit grösster Akribie. Ordner mit Repliken und Dupliken wurden gefüllt und Dutzende von Zeugen wurden vernommen. Schliesslich, nach rund 6 Jahren, gelangte es zu seinem Urteil, nicht ohne dabei erkleckliche Kosten verursacht zu haben. In seinem Urteil deckt es vollständig die Ansicht des Bauherrn und seines Beraters.

Die Rolle der SIA-Normen

Nach der Auffassung der Bauherrschaft, ihres juristischen und ihres technischen Beraters bilden die Baunormen des SIA einen integrierenden Bestandteil eines Auftrages, den der Ingenieur mit einem SIA-Vertrag eingeht. Der Bauherr hat ein Anrecht darauf, dass das Projekt gemäss diesen Normen erstellt wird. Wenn der Projektierende diese Normen in irgend einem Punkte

nicht einhalten kann oder will, so hat er dies dem Bauherrn mitzuteilen und einen Nachweis für die Einhaltung der Sicherheit zu liefern. Machinationen, wie sie der Gegengutachter vorgelegt hat, sind aufs schärfste zu verurteilen. Sie schädigen das Ansehen der SIA-Normen und vermindern das Vertrauen in die Ingenieure insgesamt.

Lehren für den Ingenieur

Aus dem vorliegenden Schadenfall ergeben sich für den Ingenieur in der Praxis folgende Lehren:

Vorsicht vor der Routine! Im vorliegenden Fall besteht der Eindruck, dass der projektierende Ingenieur wohl eine grosse Erfahrung mit vorfabrizierten Elementen aus dem Sortiment der Lieferfirmen hatte, dass er aber völlig über-sah, dass er mit der Anordnung dieser Löcher einen kritischen Sonderfall schuf.

Grundlagenkenntnisse sind wichtig! Als Ingenieur soll man nicht nur Normalfälle behandeln können, sondern auch in besonderen Fällen in der Lage sein, auf die Grundlagen zurückgreifen zu können. So darf man die gesetzmässigen Zusammenhänge zwischen den Schnittkräften nie vergessen (die Querkraft ist die Ableitung des Biegemomentes), und es ist besonders wichtig, dass man stets ein zutreffendes Bild über den Verlauf der Kräfte besitzt.

Bei Unsicherheiten Ratsuchen! Wenn man sich nicht ganz sicher ist, so suche man den Rat eines vertrauenswürdigen kompetenten Kollegen. Dies ist ein Zeichen von Klugheit, nicht von Dummheit!

Fehler eingestehen! Nur solche, die nichts tun, machen keine Fehler. Ein Fehler ist keine Schande. Einen Fehler sollte man eingestehen und versuchen, die Folgen möglichst gering zu halten. Wenn sich durch rechtzeitige offene Gespräche und Verhandlungen Lösungen finden lassen, so vermeidet man unnötige Kosten, Zeitverlust und Juristereien.

Vorsicht vor Kochbuchrezepten! Leider haben sich in unseren Normen immer mehr «Kochbuchrezepte» eingeschlichen, Formeln und Konstruktionsanweisungen, die sich notgedrungen stets auf den Normalfall beziehen. Ihre Anwendung verführt zu einem unkritischen Verhalten, das in Sonderfällen gefährlich werden kann.

Den Gebrauchszustand beachten! Trotz dem die neuen Normen für Bauten des Hochbaus in der Regel keinen Nachweis für den Gebrauchszustand verlangen, sollte man sich bewusst sein, dass bei Abweichungen vom Normalfall lokale Überbeanspruchungen im Gebrauchszustand auftreten können.

Verantwortung des Ingenieurs. Der projektierende Ingenieur trägt eine grosse Verantwortung. Sie erschöpft sich nicht in der rechtzeitigen Ablieferung korrekter Pläne, sondern betrifft vor allem die Sicherheit und das Wohlergehen des Bauwerks. Der Ingenieur soll das Vertrauen des Auftraggebers voll und ganz rechtfertigen. Machenschaften, wie sie in diesem Falle der Gegenexperte entgegen Treu und Glauben und sicher gegen besseres Wissen begangen hat, schaden dem Ansehen der gesamten Ingenieurgemeinschaft.

Adresse des Verfassers: Prof. H. Hauri, Tennried 25, 8044 Gockhausen.