

Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 101 (1983)
Heft: 6: Prof. Dr. Bruno Thürlimann zum 60. Geburtstag

Artikel: Durch Menschen verursachte Bauwerksschwingungen - am Beispiel einer Turnhalle
Autor: Bachmann, Hugo
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-75054>

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: 01.04.2025

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

Arch Menschen verursachte Bauwerksschwingungen - am Beispiel einer Turnhalle

Von Hugo Bachmann, Zürich

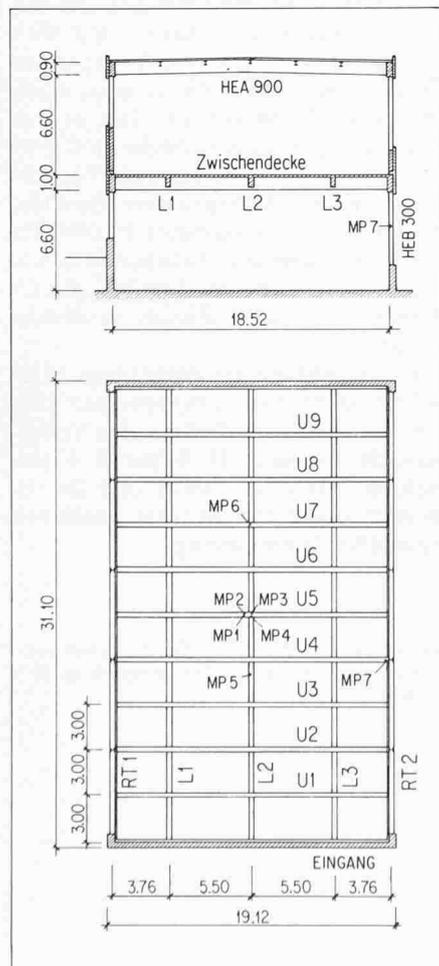
Die verbreitete Ansicht, Resonanzschwingungen eines Bauwerks könnten vermieden werden, sofern dessen Eigenfrequenz (Grundfrequenz) grösser als die Anregungsfrequenz ist, trifft nicht immer zu. Das nachfolgend beschriebene Beispiel einer Turnhalle zeigt, dass bei bestimmten stossartigen periodischen Einwirkungen - hier handelt es sich um Lauf-, Hüpf- und Sprungübungen beim Konditionstraining - schwach gedämpfte Bauwerke auch in erhebliche Resonanzschwingungen versetzt werden können, wenn die Eigenfrequenz ein ganzzahliges Mehrfaches der Anregungsfrequenz ist.

Bei einer doppelstöckigen Turnhalle traten bald nach der Inbetriebnahme starke Bauwerksschwingungen auf. Diese wurden dann beobachtet, wenn in der oberen Halle zu rhythmischer Musik moderne Konditionstrainings, d.h. Lauf-, Hüpf- und Sprungübungen, durchgeführt wurden.

Angstreaktion von Benützern

Die Schwingungen äusserten sich insbesondere in der unteren Halle durch

Bild 1. Grundriss bzw. Untersicht der Zwischendecke sowie Querschnitt des doppelstöckigen Turnhallentraktes



sichtbare Durchbiegungen der durch die Turnenden direkt belasteten Zwischendecke, durch horizontale Fassadenbewegungen und durch einen erheblichen Lärm, hervorgerufen durch das Mitschwingen und Klappern der Eingangstüre und des Tores zum Geräteraum sowie von an Decke, Fassaden und Wänden befestigten Ausstattungsteilen und Turngeräten. Ferner konnte bei geöffneter Eingangstüre ein starker rhythmischer Luftzug infolge Kompression und Dekompression des Hallenvolumens verspürt werden. Diese Wirkungen führten dazu, dass immer wieder Personen die untere Halle verliessen, sobald in der oberen Halle Konditionstrainings durchgeführt wurden. Im April 1977 beauftragte die Bauherrschaft den Autor dieses Beitrags mit der Abklärung der Ursachen und Wirkungen der Schwingungserscheinungen.

Ein modernes Bauwerk

Die doppelstöckige Turnhalle weist Grundrissabmessungen von rund 19 x 31 m auf (Bild 1). Über den Fundamenten sind in den Längsfassaden unterschiedlich hohe Stahlbetonwände und darüber Stahlstützen im Abstand von 6 m angeordnet, welche die Zwischendecke aus Stahlbeton und die Dachkonstruktion, bestehend aus Stahlträgern, Stahlpfetten und Deckenplatte, tragen. Für die Längsfassaden wurden ausser durchgehenden Fensterbändern auch vorfabrizierte Fassadenelemente verwendet. Die Stirnwände der Hallen sind als 25 bzw. 37 cm dicke Stahlbetonwände mit einer 18 cm starken Backsteinverkleidung auf der Innenseite ausgebildet. Die im vorliegenden Zusammenhang besonders interessierende Zwischendecke besteht aus 100 cm hohen und 35 cm breiten, schlaff bewehrten Unterzügen (U1 bis U9) mit einer Deckenstärke von 12 cm und einer Spannweite von 18,52 m. Deren Abstand beträgt 3 m, so dass jeder zweite Unterzug auf einem in der Fassade angeordnete

ten Randträger (RT1, RT2) aufliegt und somit bezüglich der Stützen indirekt gelagert ist. In Hallenlängsrichtung sind zudem noch drei 80 cm hohe und 35 cm breite, ebenfalls schlaff bewehrte Träger (L1, L2, L3) im Abstand von 5,50 m angeordnet.

Signifikante Rissbildung und Schäden

Ein erster Augenschein ergab, dass die stärksten Schwingungen den Charakter von Resonanzschwingungen hatten und schätzungsweise bei Schritt- bzw. Hüpf-frequenzen von etwa 2,3 bis 2,8 Hz auftraten. Eine erste überschlägige Berechnung der Grundfrequenz an einem einzelnen als einfacher Balken gelagerten Unterzug führte auf Werte zwischen 3,3 und 4,4 Hz, je nach Annahmen bezüglich vorhandener Rissbildung.

Die anschliessend im Ruhezustand mit Hilfe eines fahrbaren Turmgerüsts auf der Unterseite der Zwischendecke durchgeführten Rissaufnahmen ergaben, dass die Längsträger (L1, L2, L3) an vereinzelt Stellen Risse von bis zu 60/100 mm Breite aufwiesen, wobei ein Teil derselben dort verlief, wo im Bauzustand eine Schwindfuge vorhanden gewesen war. Die Unterzüge hingegen waren im mittleren Teil der Halle (U3 bis U7) ziemlich regelmässig gerissen, mit Rissabständen von 15 bis 40 cm und maximalen Rissbreiten von 25/100 mm. Gegen die Hallenenden (U2, U8) nahm die Rissbildung ab, und die den Stirnfassaden nächstliegenden Träger (U1, U9) waren beinahe rissfrei. Dies liess auf einen Zusammenhang mit den dynamischen Beanspruchungen schliessen. Die Einwirkung der Turnenden findet eher im Mittelbereich der Halle statt und weniger in den Randzonen. Auch werden die Randzonen durch die senkrecht zu den Stirnwänden verlaufenden Längsträger im Sinne einer Plattenwirkung ausgesteift, so dass dort geringere Beanspruchungen und Durchbiegungen auftreten. Ausserdem wurden bei mehreren Befestigungspunkten von Fassadenelementen Betonabplatzungen bemerkt, die vermutlich ebenfalls mit den dynamischen Beanspruchungen in Zusammenhang standen.

Dynamische Versuche mit Hilfe der Turnenden

Aufgrund dieser Feststellungen schlug der Experte vor, an der Turnhalle dynamische Versuche und entsprechende Messungen durchzuführen. Diese hatten zum Ziel, die Schwingungseigenschaften

der Decke und die beim Trainingsbetrieb auftretenden Beanspruchungen zu ermitteln. Bei bester Zusammenarbeit zwischen der Versuchsequipe und Benutzer wurden die notwendigen dynamischen Belastungen durch die Turnenden selbst aufgebracht. Bezüglich *Art und Frequenz der Anregung* wurden insbesondere die folgenden, teilweise speziell auf die Versuche ausgerichteten Übungsprogramme verwendet:

a) Übungen mit vorgegebener Anregungsfrequenz

„Hüpfen an Ort“ während rund 20 Sekunden, wobei die Hüpf- = Anregungsfrequenz mit Hilfe eines Metronoms vorgegeben und über Lautsprecher verstärkt wurde:

- Steigerung der Hüpf Frequenz von 2,0 bis 3,2 Hz in Schritten von 0,2 Hz zwecks ungefährender Ermittlung der Resonanz-Anregungsfrequenz (im folgenden kurz Resonanzfrequenz genannt);
- Variation der Hüpf Frequenz im Bereich der Resonanzfrequenz in kleinen Schritten von 0,05 und 0,02 Hz zwecks genauere Ermittlung der Resonanzfrequenz;
- Konstante Hüpf Frequenz \approx Resonanzfrequenz mit mehreren Wiederholungen zwecks Überprüfung der Reproduzierbarkeit.

„Verschiedene Übungen“ wie Laufsprünge, hohes Knieheben, Hüpfen - Hocke, usw. während jeweils 15 bis 20 Sekunden zu Musik über Lautsprecher, möglichst in der zuvor ermittelten Resonanzfrequenz.

b) Übungen mit zufälliger Anregungsfrequenz

„Normale Übungen“ mit Einlaufen usw. zu Musik über Lautsprecher entsprechend dem durch die verschiedenen Sportlehrer frei gestalteten Trainingsbetrieb.

Diese Versuche mit den Übungsarten a) und b) fanden im Februar 1978 statt, es wirkten dabei etwa 40 bis 130 Turnende mit. Um den Aufwand niedrig zu halten, wurde nur einige wenige Grössen an ausgewählten Punkten gemessen. Die Anordnung der Messpunkte (MP) ist in Bild 1 angegeben:

- MP1: Induktiver Rissweitenmesser am U5
- MP2: Dehnungsmessbrücke über 24 cm Länge am U5
- MP3: Induktiver vertikaler Durchbiegungsmesser am U5
- MP4: Vertikaler Beschleunigungsgeber am U5
- MP5: Induktiver Rissweitenmesser am L2 zwischen U3 und U4
- MP6: Induktiver vertikaler Durchbiegungsmesser am U7

MP7: Horizontaler Beschleunigungsgeber an der Stahlstütze unter U4

Die Zeitfunktionen sämtlicher Messgrössen wurden entweder auf einem Magnetband mit Abspielmöglichkeit auf Papierschreiber oder direkt auf einem solchen festgehalten.

Ungewöhnliche Versuchsergebnisse

Die durchgeführten Versuche und Messungen ergaben zum Teil Resultate, die nicht unbedingt erwartet werden konnten.

Bauwerksfrequenz = doppelte Anregungsfrequenz

Als erstes wichtiges Ergebnis aus den Aufzeichnungen sämtlicher Messpunkte ergaben sich die stärksten Antwortschwingungen des Bauwerkes bei einer Anregungsfrequenz von rund 2,45 Hz. Die *Grundfrequenz der Bauwerksschwingungen* hingegen betrug rund 4,9 Hz, d.h. das Doppelte der Anregungsfrequenz. Diese vorerst ungewöhnliche Feststellung bedeutet anschaulich ausgedrückt, dass durch die Turnenden ein „Stoss in jedes zweite Wellental der Bauwerksschwingung“ (mit Phasenverschiebung) ausgeübt wird. In Bild 2, das als Beispiel einen Ausschnitt der Durchbiegungsaufzeichnung im Messpunkt 3 zeigt, ist der mutmassliche Zeitpunkt des Maximums der Stosskraft durch Pfeile markiert.

Erstaunliche Biegesteifigkeit

Vor den Versuchen und Messungen war die massgebende Eigenfrequenz der Decke am System des einfachen Balkens je nach Rechenannahmen auf 3,3 bis 4,4 Hz geschätzt worden. Die Differenz zum effektiven Wert von $\sim 4,9$ Hz konnte auf die folgenden versteifenden Einflüsse zurückgeführt werden:

- Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen der Unterzüge,
- verhältnismässig hoher dynamischer E-Modul des Betons,
- Mitwirkung des Zementüberzuges (4 cm),
- Mitwirkung des Bodenbelags (sog. Schwingboden, siehe Abschnitt Belastungsfunktion),
- Wirkung der Längsträger (Plattenwirkung, orthotrope Platte),
- Rahmenwirkung (teilweise Einspannung der Decke in den Stahlstützen).

Von besonderer Bedeutung ist die erstaunlich starke Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und deren Einfluss auf die Biegesteifigkeit der Unterzüge. Durch Rückrechnung aus der gemessenen Durchbiegung konnte der Verbund-

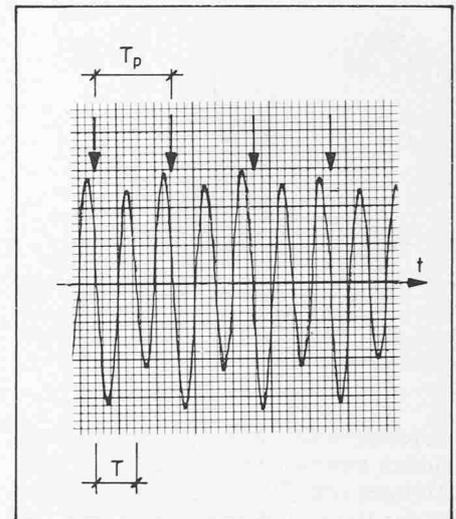


Bild 2. Ausschnitt aus Durchbiegungs-Aufzeichnung MP3 mit eingetragenen mutmasslichen Zeitpunkten des Maximums der Stosskraft, Anregungsperiode T_p und Eigenperiode $T = T_p/2$

koeffizient [6] auf $\kappa \approx 0,5$ geschätzt werden. Dies bedeutet, dass die tatsächliche Biegesteifigkeit im Risszustand - rechnerisch angenommen im Bereich zwischen den Längsträgern L1 und L3 - rund 200% der reinen Risssteifigkeit oder rund 80% der Biegesteifigkeit des ungerissenen Querschnittes betrug.

Laufübungen am gefährlichsten

Im weiteren zeigte es sich, dass die grössten Bauwerksbeanspruchungen nicht wie zuerst erwartet durch Hüpfübungen, sondern eher durch Laufübungen - beide in der Resonanzfrequenz, d.h. der halben Bauwerksgrundfrequenz, - entstehen. Diese Feststellung wurde allerdings nur zufällig gemacht, indem bei der Übungsart b) bei Laufübungen mit 2,4 Hz, d.h. etwas unterhalb der ausgeprägten Resonanzfrequenz, nahezu die gleichen Verformungsamplituden und Beschleunigungen gemessen wurden wie bei der Übungsart a) mit der Resonanzfrequenz 2,45 Hz. Es war jedoch nicht möglich, diese Beobachtung in systematischen Versuchen zu überprüfen.

Geringe Dämpfung

Setzt man bei einem schwingenden System lineares Verhalten und viskose, d.h. geschwindigkeitsproportionale, Dämpfung voraus, so kann das Dämpfungsmass entweder aus der Form der Resonanzkurve bei erzwungenen Schwingungen oder aus dem Verhältnis einander folgender Amplituden beim freien Ausschwingen ermittelt werden. Wie Bild 3 zeigt, standen im vorliegenden Fall keine sehr zuverlässigen Resonanzkurven zur Verfügung, da insbesondere der Spitzenwert unsicher war. Das Dämpfungsmass konnte hingegen

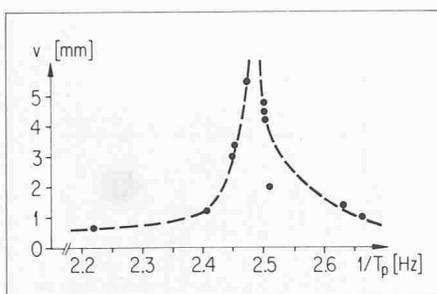


Bild 3. Beispiel einer Resonanzkurve: Deckendurchbiegungen v in der Mitte des Unterzuges U5 (MP3) in Funktion der Anregungsfrequenz $1/T_p$

näherungsweise aus den Ausschwingkurven ermittelt werden, die nach dem Abbruch von Übungen „Hüpfen an Ort“ in der Resonanzfrequenz bei praktisch still stehenden Turnenden registriert worden waren. Es ergaben sich Werte von $\xi = 0,022$ bis $0,026$, im Mittel $\xi = 0,024$, d.h. 2,4% der kritischen Dämpfung. Dieser Wert liegt zwar im Rahmen von Messwerten bei anderen Stahlbetonkonstruktionen [4], ist jedoch absolut gesehen ziemlich klein, was ebenfalls zur Schwingungsanfälligkeit des Turnhallegebäudes beiträgt.

Erhebliche dynamische Beanspruchungen

Die Turnhallendecke war vom projektierenden Ingenieur gemäss Norm SIA 160 für die ständige Last und für eine ruhende Nutzlast von $5,5 \text{ kN/m}^2$ (550 kg/m^2) bemessen worden.

In den Unterzügen U1 bis U9 erhält man an dem der Bemessung zugrunde gelegten System eines einfachen Balkens (geringe Einspannung in den Stahlstützen) in der aus zehn Stäben $\varnothing 34 \text{ mm}$ bestehenden Längsbewehrung in Feldmitte aus ständiger Last eine Spannung von $\sigma_{e,g} \approx 135 \text{ N/mm}^2$. Am Unterzug U5 wurden bei der Übungsart a) „Hüpfen an Ort“ mit konstanter Hüpfhäufigkeit \approx Resonanzfrequenz eine maximale Durchbiegung (MP3) von $v = \pm 5,5 \text{ mm}$ und eine maximale Beschleunigung (MP4) von $a_0 = \pm 5,15 \text{ m/s}^2$ gemessen. Die Variation der Rissweiten an derselben Stelle (MP1) betrug $w_d = \pm 4/100 \text{ mm}$. Nimmt man am gleichen System einen parabelförmigen Verlauf der Beschleunigung längs des Unterzugs an, so ergibt sich eine dynamische Zusatzspannung von $\sigma_{e,d} \approx \pm 58 \text{ N/mm}^2$.

Am Längsträger L2 wurde bei derselben Übungsart eine maximale Variation der Rissweite (MP5) von $w_d = \pm 15/100 \text{ mm}$ festgestellt. Dieser beträchtliche Wert hängt vermutlich mit der hier durch Schwinden und vor allem durch dynamische Beanspruchungen bewirkten Schwächung des Verbundes sowie mit der indirekten Lagerung und somit etwas unterschiedlichen Durchbiegung jedes zweiten Unterzugs zusammen, was zu einem Mitschwingen der Randträger

RT1 und RT2 führte. Deren Spannungswerte wurden auf $\sigma_{e,g} \approx 145 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_{e,d} \pm 45 \text{ N/mm}^2$ geschätzt.

Beurteilung

Aufgrund der mit einfachen Mitteln erhaltenen Versuchsergebnisse konnten die Beanspruchungen und die Gebrauchsfähigkeit beurteilt und Empfehlungen für die Sanierung gegeben werden. Diese werden auch durch die weiter hinten dargestellten theoretischen Überlegungen gestützt.

Ermüdungsgefahr

Der Beurteilung der Beanspruchungen in den Bewehrungsstäben wurde für die Laufübungen eine geschätzte maximale Beschleunigung von $a_0 = 7,0 \text{ m/s}^2$ zugrunde gelegt. Dies entspricht einer dynamischen Zusatzspannung von $\sigma_{e,d} \approx \pm 78 \text{ N/mm}^2$ und damit einer Oberspannung $\sigma_{e,max} \approx 135 + 78 = 213 \text{ N/mm}^2$. Demgegenüber ergibt sich die zulässige Oberspannung gemäss Norm SIA 162, Art. 3.07, extrapoliert auf Stäbe $\varnothing 34 \text{ mm}$, zu $\sigma_{e,zul} \approx 177 \text{ N/mm}^2$. Die der Norm SIA 162 zugrunde liegenden Sicherheitsanforderungen bezüglich der Ermüdung der Armierungseisen waren somit nicht erfüllt. Die gleiche Schlussfolgerung ergab sich bei den Unterzügen auch für die in den Versuchen während der Hüpfübungen gemessene maximale Beschleunigung von $a_0 = \pm 5,15 \text{ m/s}^2$ - allerdings mit geringerer Überschreitung der zulässigen Spannungen - sowie bei den Randlängsträgern.

Die Beanspruchung der mitschwingenden Fassadenelemente, insbesondere bei den Befestigungspunkten, wo sich ja bereits Schäden eingestellt hatten, konnten nicht ermittelt werden, doch waren auch da *Ermüdungsbrüche nicht auszuschliessen*. Ähnliches traf für *Fenster und Wandverkleidungen* sowie für verschiedene an Decke und Wänden befestigte Turngeräte und Ausstattungsteile wie Basketballkörbe usw. zu, bei denen sich laufend Schrauben lockerten.

Eingeschränkte Gebrauchsfähigkeit

Menschen reagieren auf Schwingungen und auch auf entsprechende Geräusche sehr empfindlich und haben bald einmal das Gefühl, es müsse eine Überbeanspruchung des Gebäudes oder sogar eine Einsturzgefahr vorliegen. Bei unserem Beispiel, der Turnhalle, wurden insbesondere die durch das Schwingen von Eingangstüre, Tor zum Geräteraum und Ausstattungsteilen erzeugten Geräusche als stark störend und verunsichernd

empfunden. Wie bereits erwähnt, haben immer wieder Personen die untere Halle verlassen, sobald die Decke und die Fassaden infolge des Konditionstrainings in der oberen Halle zu starken Schwingungen angeregt worden waren. Aus diesen Gründen, und weil in der oberen Halle keine Konditionstrainings mit üblichen Teilnehmerzahlen mehr zugelassen werden konnten, musste die *Gebrauchsfähigkeit des Turnhallegebäudes als eingeschränkt* beurteilt werden.

Empfehlungen zur Sanierung

Nachdem durch weitere Beobachtungen bestätigt worden war, dass auch kleinere Gruppen von rund dreissig Übungsteilnehmern das Gebäude zu starken Schwingungen anregen konnten, und somit die Beschränkung der Teilnehmerzahl keine Lösung gebracht hatte, entschloss sich die Bauherrschaft Mitte 1979, eine grundlegende Sanierung anzustreben.

Die Versuchsergebnisse hatten zur Erkenntnis geführt, dass bei der hier vorliegenden stossartigen periodischen Einwirkung durch Lauf- und Hüpfübungen eine Turnhallendecke insbesondere dann zu Schwingungen angeregt werden kann, wenn die Eigenfrequenz (Grundfrequenz) der Decke ein Mehrfaches der Anregungsfrequenz beträgt (d.h. z.B. das Zweifache, das Dreifache, usw. bei zunehmend günstiger Wirkung der Dämpfung). Mit einer *Frequenzanalyse verschiedener Übungsprogramme* wurde ferner festgestellt, dass die auftretenden wesentlichen Schritt- und Hüpfhäufigkeiten im Bereich von etwa 2 bis 3,2 Hz liegen. Vom Experten wurde daher empfohlen bzw. als genügend erachtet, mit einer Sanierung die Eigenfrequenz der Decke auf etwa das Zweieinhalbfache der maximal möglichen Anregungsfrequenz von 3,2 Hz (in [2] werden Werte von bis zu 3,6 Hz genannt), d.h. auf etwa 8 Hz anzuheben. Damit war zwar nicht auszuschliessen, dass die Decke auch noch nach der Sanierung, insbesondere durch Anregungsfrequenzen von einem Drittel, einem Viertel, usw. der Eigenfrequenz, zu gewissen Resonanzschwingungen angeregt werden könnte (vgl. folgenden Abschnitt), doch wurde in Anbetracht des mit der angestrebten Eigenfrequenz stark anwachsenden Sanierungsaufwandes der obige Wert als genügend erachtet. Die resultierenden Beanspruchungen in der Tragkonstruktion (Ermüdungsgefahr) lägen bei einer noch möglichen Schwingung jedenfalls innerhalb zulässiger Grenzen. Hingegen wurde mit diesem begrenzten Sanierungsziel bezüglich des immer noch denkbaren Mitschwingens der Fassadenelemente und Ausstattungsteile usw. ein gewisses Restrisiko in Kauf genommen.

Theoretische Betrachtungen

Belastungsfunktion

Die Kraft-Zeit-Funktion der Belastung, die der menschliche Fuss durch das Auftreten beim Gehen und Laufen oder auch beim Hüpfen und bei kombinierten Lauf- und Hüpfübungen auf die Unterlage ausübt, ist von sehr komplexer Art. Sie hängt von verschiedenen Parametern, wie Art der Übung, Schritt- bzw. Hüpfhäufigkeit, Fussbekleidung, Beschaffenheit der Unterlage, usw. ab. Bild 4 zeigt als Beispiel die gemäss [1] (zit. nach [2]) beim Gehen und Laufen mit Halbschuhen auf einer Unterlage „Sand über Gummi“ gemessenen Belastungsfunktionen. Während bei niedrigen Schrittfrequenzen von etwa 0,8 bis 1,3 Hz, ein einziges Kraftmaximum auftritt, weist die Belastungsfunktion bei Schrittfrequenzen von etwa 1,5 bis 2,7 Hz zwei mehr oder weniger ausgeprägte Kraftmaxima auf, die vermutlich durch das Abrollen bzw. Auftreten und Abspringen des Fusses hervorgerufen werden. Der Maximalwert der Belastung, im folgenden mit p_0 bezeichnet, wächst vom unteren zum oberen Frequenzbereich auf etwa das Eineinhalb- bis Zweifache an.

Im Bild 4 ist die zeitliche Abfolge der einzelnen Belastungsfunktionen infolge des periodischen Auftretens angedeutet (gestrichelt) und die entsprechende Periode der Belastung T_p eingetragen. Während beim Gehen stets Kontakt zum Boden besteht – einander folgende Belastungsfunktionen überlappen sich – geht dieser Kontakt beim raschen Laufen periodisch nahezu oder eventuell auch ganz, wie beim Hüpfen, verloren.

Im vorliegenden Fall ist der Bodenbelag als rund 11 cm dicker sog. Schwingboden ausgebildet. Es handelt sich um eine verhältnismässig nachgiebige Konstruktion, die im wesentlichen aus mehreren Lagen trägerrostartig angeordneter Holzbretter besteht, die mit einer kompakten Riemenschalung, Pavatexplatten und einem Korklinoleum abgedeckt sind. Die während Konditionstrainings infolge verschiedenartigster Lauf- und Hüpfübungen auf den Schwingboden und durch diesen auf die Tragkonstruktion ausgeübten Belastungsfunktionen sind weiter nicht bekannt.

Gedämpfter Einmassenschwinger

Im folgenden wird einfachheitshalber ein Einmassenschwinger mit viskoser Dämpfung betrachtet. Es wird die klassische analytische Formulierung mit der Fourier-Zerlegung der periodischen Be-

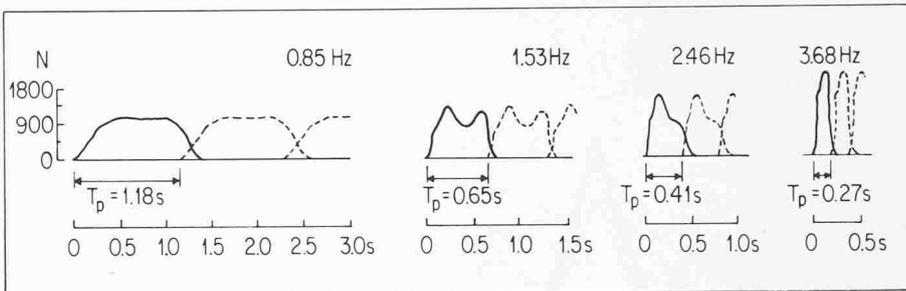


Bild 4. Belastungsfunktionen durch Kräfteinwirkung von Menschen auf die Unterlage beim Gehen und Laufen nach [1] (zit. nach [2]). Fall „Sand über Gummi“, Halbschuhe

lastung gemäss [3] verwendet, da diese im vorliegenden Fall zu besonders anschaulichen Ergebnissen und somit auch zu einem vertieften Verständnis der wesentlichen Zusammenhänge führt. Die Fourier-Darstellung einer beliebigen periodischen Belastung $p(t)$ lautet:

$$p(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cdot \cos\left(n \cdot \frac{2\pi}{T_p} \cdot t\right) + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \cdot \sin\left(n \cdot \frac{2\pi}{T_p} \cdot t\right)$$

Darin ist $2\pi/T_p = \bar{\omega}_1$ die Kreisfrequenz der periodischen Belastung. Die Fourier-Koeffizienten sind:

$$a_0 = \frac{1}{T_p} \cdot \int_0^{T_p} p(t) \cdot dt$$

$$a_n = \frac{2}{T_p} \cdot \int_0^{T_p} p(t) \cdot \cos\left(n \cdot \frac{2\pi}{T_p} \cdot t\right) \cdot dt$$

$$b_n = \frac{2}{T_p} \cdot \int_0^{T_p} p(t) \cdot \sin\left(n \cdot \frac{2\pi}{T_p} \cdot t\right) \cdot dt$$

Da hiermit die periodische Belastung – abgesehen vom konstanten Anteil a_0 – ausschliesslich durch Sinus- und Cosinusfunktionen dargestellt wird, besteht die Antwort des linearen Schwingers aus der Superposition der Antworten aus harmonischen Belastungen:

$$v(t) = \frac{1}{k} \left(a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(1 - \beta_n^2)^2 + (2 \cdot \xi \cdot \beta_n)^2} \cdot \{ [a_n \cdot 2 \cdot \xi \cdot \beta_n + b_n \cdot (1 - \beta_n^2)] \cdot \sin(n \cdot \bar{\omega}_1 \cdot t) + [a_n \cdot (1 - \beta_n^2) - b_n \cdot 2 \cdot \xi \cdot \beta_n] \cdot \cos(n \cdot \bar{\omega}_1 \cdot t) \} \right)$$

mit: v = Auslenkung bzw. Durchbiegung
 k = Federkonstante
 ξ = Dämpfungsmass (Verhältnis der Dämpfung zur kritischen Dämpfung)
 $\beta_n = n \cdot \bar{\omega}_1 / \omega = n \cdot T / T_p$
 $\omega = 2\pi / T$ = Kreisfrequenz des Schwingers

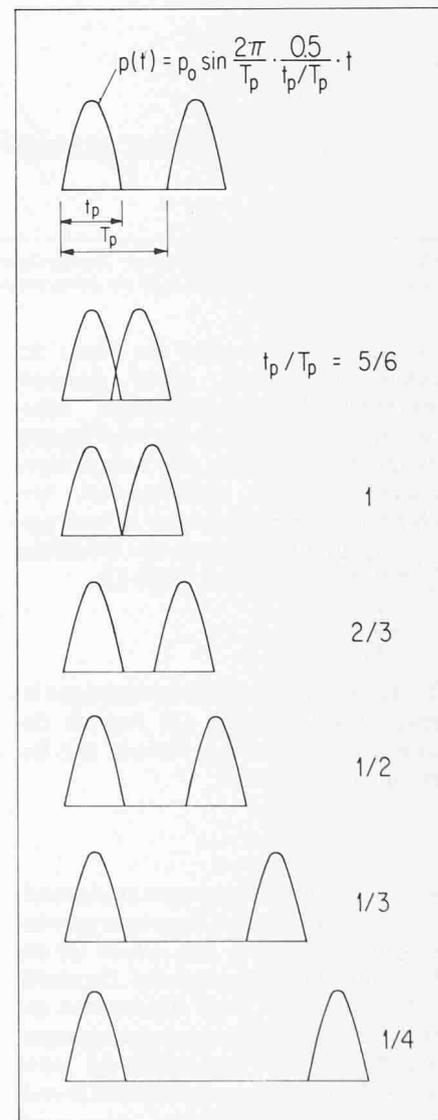
Diese Gleichung kann auch wie folgt geschrieben werden:

$$v(t) = \frac{p_0}{k} \left\{ a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} [\varphi_n \cdot \sin(n \cdot \bar{\omega}_1 \cdot t) + \psi_n \cdot \cos(n \cdot \bar{\omega}_1 \cdot t)] \right\}$$

$$\text{mit: } \varphi_n = \frac{a_n \cdot 2 \cdot \xi \cdot \beta_n + b_n \cdot (1 - \beta_n^2)}{(1 - \beta_n^2)^2 + (2 \cdot \xi \cdot \beta_n)^2}$$

$$\psi_n = \frac{a_n \cdot (1 - \beta_n^2) - b_n \cdot 2 \cdot \xi \cdot \beta_n}{(1 - \beta_n^2)^2 + (2 \cdot \xi \cdot \beta_n)^2}$$

Bild 5. Darstellung der Belastungsfunktion durch Sinushalbbögen mit verschiedenen Verhältnissen der Belastungsdauer t_p und der Periode der Belastung T_p



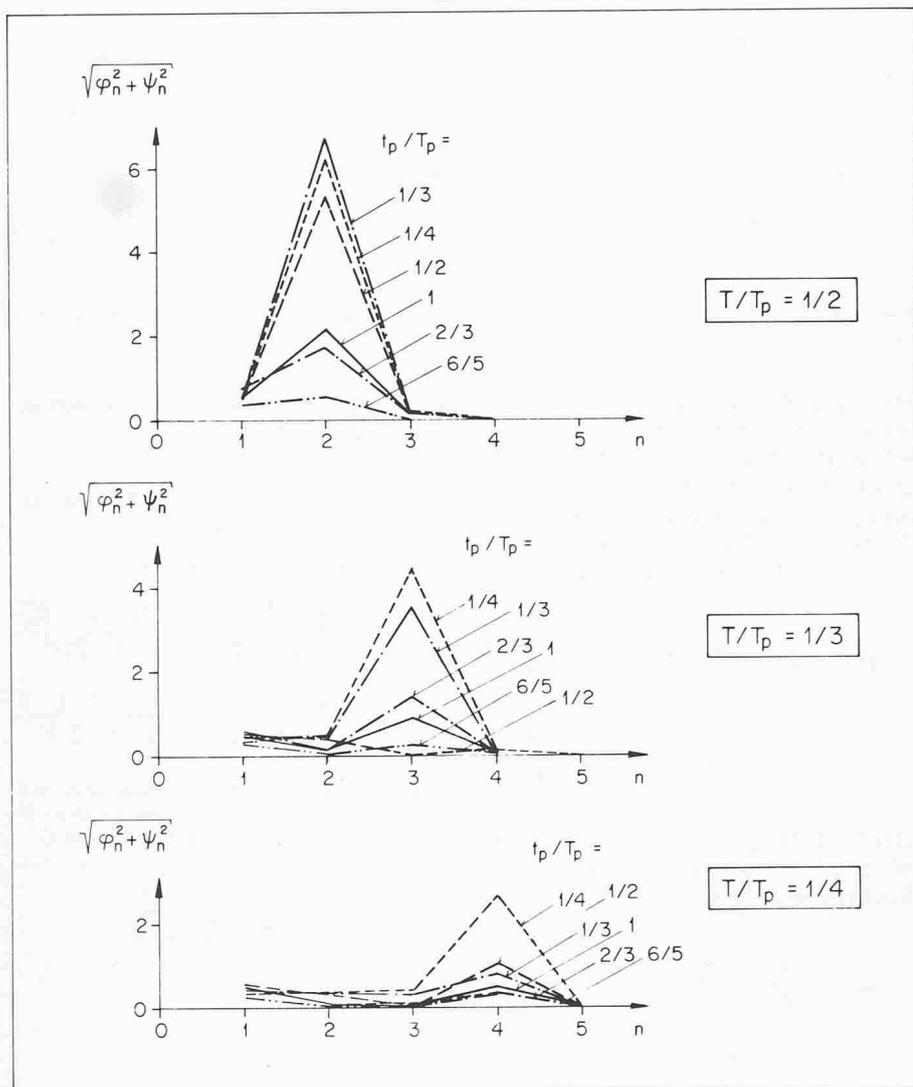


Bild 6. Amplituden der verschiedenen Schwingungsanteile eines Einmassenschwingers für verschiedene Verhältnisse T/T_p und t_p/T_p , berechnet für ein Dämpfungsmass $\xi = 0,020$

Für das Folgende wird die Form der wirklichen, jedoch nicht genauer bekannten Belastungsfunktion näherungsweise durch einen Sinushalbbogen ersetzt, und es werden, den verschiedenartigen Übungen entsprechend, verschiedene Verhältnisse der Belastungsdauer t_p und der Periode der Belastung T_p in Betracht gezogen (Bild 5):

$$\frac{t_p}{T_p}$$

Für die resultierenden Schwingungen ist ferner das Verhältnis der Periode des Schwingers T und der Periode der Belastung T_p wesentlich:

$$\frac{T}{T_p}$$

Die stärksten Schwingungen sind grundsätzlich für $T/T_p = 1$ als Resonanzschwingungen zu erwarten, was jedoch für die Decke der hier betrachteten Turnhalle nicht relevant ist. Dort entsprachen die festgestellten Resonanzschwingungen dem Wert $T/T_p = 1/2$ („Stoss in jedes zweite Wellental“), und es konnte grundsätzlich vermutet werden, dass auch

Werte $T/T_p = 1/3, 1/4$ usw. („Stoss in jedes dritte, vierte, usw. Wellental“) zu Resonanzschwingungen führen. Dies musste für die sanierte Decke in Betracht gezogen werden, da ja deren Eigenfrequenz auf etwa das Zweieinhalbfache der maximal möglichen Anregungsfrequenz angehoben werden sollte. Bei der numerischen Auswertung der Gleichung für $v(t)$ wurde für das Dämpfungsmass der Wert $\xi = 0,020$ eingesetzt. Dieser liegt etwas tiefer als der aus den Versuchsergebnissen erhaltene Mittelwert $\xi = 0,024$. Aufgrund der Dissertation [5] konnte vermutet werden, dass das Dämpfungsmass nach der Sanierung etwas kleiner als vorher sein würde, da der mit der Rissbildung in Zusammenhang stehende Anteil der Reibungsdämpfung weitgehend wegfallen und durch einen kleineren Anteil an viskoser Dämpfung ersetzt werden würde.

Im Bild 6 sind die Amplituden der verschiedenen Schwingungsanteile $\sqrt{\varphi_n^2 + \psi_n^2}$ für $T/T_p = 1/2, 1/3$ und $1/4$ jeweils für $t_p/T_p = 6/5, 1, 2/3, 1/2, 1/3$ und $1/4$ dargestellt. Wie erwartet zeigt es sich, dass die Schwin-

gungsanteile, die der Eigenperiode bzw. Eigenfrequenz des Schwingers entsprechen, $n = 2$ bei $T/T_p = 1/2$, $n = 3$ bei $T/T_p = 1/3$ usw., dominieren, was einer Resonanzschwingung entspricht. Dadurch wird die weiter vorn formulierte Feststellung grundsätzlich bestätigt, wonach die Turnhallendecke insbesondere dann zu Schwingungen angeregt werden kann, wenn die Eigenfrequenz (Grundfrequenz) ein ganzzahliges Mehrfaches der Anregungsfrequenz beträgt. Es muss jedoch der Einfluss von t_p/T_p noch speziell diskutiert werden. Der Resonanzschwingung in der n -fachen Anregungsfrequenz sind noch weitere Schwingungen überlagert, die allerdings bei der hier vorliegenden geringen Dämpfung unbedeutend sind. Tatsächlich kann in Bild 2 eine überlagerte Schwingung festgestellt werden, da die Amplituden zwischen den Stößen nicht monoton abnehmen, wie dies bei einer reinen Resonanzschwingung der Fall wäre. Diese überlagerte Schwingung entspricht im Bild 6 für $T/T_p = 1/2$ dem Wert $n = 1$ (Schwingung in der Anregungsfrequenz).

Bild 6 macht ersichtlich, dass vor allem für kleinere Werte t_p/T_p eine Anregung des Schwingers erfolgt. Dies ist einleuchtend, da ein im Verhältnis zur Eigenschwingungsdauer möglichst kurzer periodischer Stoss am ehesten zu einer Schwingung in der Eigenfrequenz führt. Beschränkt man sich auf den oberen Frequenzbereich und berücksichtigt die Annäherung durch Sinushalbbögen, womit die Belastungsfunktion an der Basis etwas schmälere wird, so können aufgrund von Bild 4 für das Laufen Werte t_p/T_p von 1 bis ungefähr $2/3$ in Betracht gezogen werden. Die verhältnismässig starken Resonanzschwingungen der Decke deuten allerdings darauf hin, dass für spezifische Laufübungen auch $t_p/T_p = 1/2$ in Frage kommen kann. Für das Hüpfen (und Rennen) kann aufgrund der Angaben in [2] als unterer Grenzwert $t_p/T_p = 1/3$ angenommen werden, was beispielsweise hohen Sprüngen mit verhältnismässig langdauerndem Unterbruch des Bodenkontaktes entsprechen dürfte.

Grösste zu erwartende Durchbiegung nach der Sanierung

Aufgrund der obigen Betrachtungen und Annahmen sowie weiterer Überlegungen konnten die nach der vorgesehenen Sanierung, d.h. nach Anheben der Steifigkeit zu erwartenden Schwingungsamplituden grob abgeschätzt werden. Für den ungünstigen Fall einer Resonanzschwingung mit $T/T_p = 1/3$ und $t_p/T_p = 1/3$ ergab sich, dass die Durchbiegung höchstens noch etwa 10 bis 15% derjenigen vor der Sanierung betragen würde.

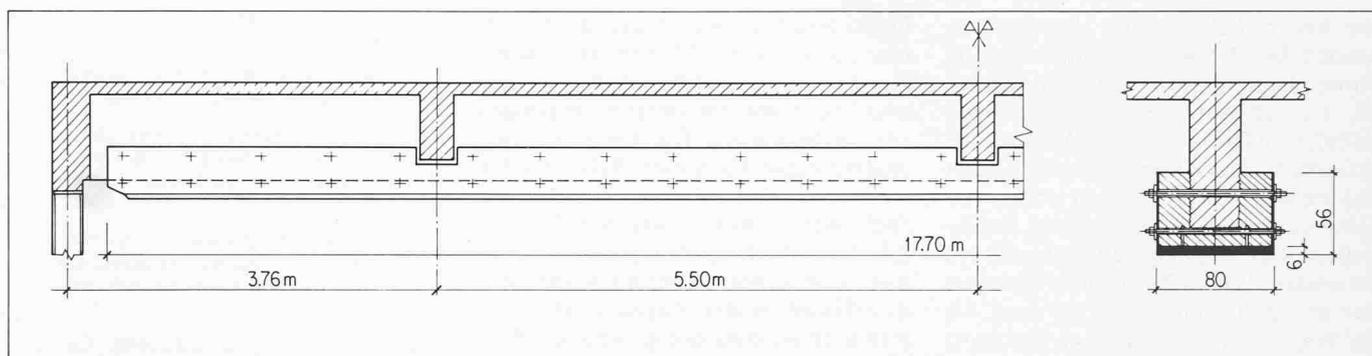


Bild 7. Ansicht und Querschnitt der ausgeführten Sanierungslösung

Die Sanierung

Verschiedene Varianten

In der Folge beauftragte die Bauherrschaft ein Ingenieurbüro mit der Ausarbeitung eines Sanierungsprojektes. Dieses sah vor, die Unterzüge U1 bis U9 mit massiven Winkelträgern aus Stahl, die mit Epoxymörtel aufgeklebt werden, zu verstärken. Zur Brandsicherung und zum Anpressen der Stahlträger an die Betonträger während des Klebevorgangs waren vertikale Klebeanker vorgesehen. Geplant waren auch das Anheben der ganzen Decke mit Hilfe hydraulischer Pressen, das Abstützen auf Rundholzspriessen und ein entsprechender Aus- und Einbau des Bodenbelages in der unteren Halle (Schwingboden). Dieses Projekt erwies sich jedoch als verhältnismässig aufwendig, und die vertikalen Klebeanker hätten wegen der in den Unterzügen vorhandenen dichten Längsbewehrung kaum realisiert werden können. Auch die Toleranzprobleme im Zusammenhang mit der Verklebung (mittlere Schichtstärke 5 mm) wären trotz der vorgesehenen genauen Vermessung der Betonträger (Durchbiegungen bis zu 8 cm) wohl schwierig zu lösen gewesen.

Ein von anderer Seite eingebrachter Vorschlag sah vor, eine 12 cm dicke durchgehende Betonplatte als Unterflansch anzuordnen, um damit vor allem die Plattenwirkung der Decke zu erhöhen. Diese Lösung hätte eine ästhetisch vorteilhafte Untersicht gebracht, doch hätte die grosse Gefahr bestanden, dass sich die in den Unterzügen vorhandenen Risse infolge Zug- und Kerbwirkung in Zusammenhang mit differentiellem Schwinden und dynamischen Einwirkungen in die Platte fortpflanzen, und dass mit der Zeit die Eigenfrequenz der Decke wieder nahezu auf den vor der Sanierung vorhandenen Wert zurückgegangen wäre.

Schliesslich genehmigte die Bauherrschaft den Vorschlag des Experten, der im Bild 7 mit einigen Modifikationen aufgrund der Detailprojektierung darge-

stellt ist. Der Verbund zwischen den bestehenden und sehr gut aufzurauhenden Unterzügen und den Verstärkungen aus Stahl sollte auf herkömmliche Weise durch frischen Beton und hochfeste vorgespannte Schrauben – die obere Lage in gebohrten Löchern über der vorhandenen Längsbewehrung – hergestellt werden, eine Lösung, die sich bereits bei anderen Sanierungen mit wesentlich höheren Schubbeanspruchungen bewährt hat. Das Anheben der Decke, der Aus- und Einbau des Bodens in der unteren Halle sowie die aufwendigen Verklebearbeiten samt Toleranzproblemen, Brandschutzmassnahmen, usw. liessen sich damit vermeiden, und die Sanierungskosten konnten erheblich gesenkt werden.

Speditive Ausführung

Nachdem durch die zuständigen Instanzen die erforderlichen Kredite bewilligt worden waren, wurde die Sanierung im Sommer 1982 ausgeführt. Die in der Stahlbauwerkstätte in einem Stück vorgefertigten trogförmigen und rund 90 kN schweren Stahlträger wurden durch ei-

nen Autokran von der Hallenseite her auf ein rund 5 m breites Stahlrohrgerüst eingeschoben. Dieses war in Hallenlängsrichtung auf einfache Weise mittels Luftkissen verschiebbar. Nachdem ein Stahlträger unter dem entsprechenden Betonunterzug angelangt war, wurde er, mit einer andern Art von Luftkissen, auf die planmässige Höhe angehoben und an einigen Punkten an den hochfesten Schrauben aufgehängt, die durch die vorgängig in den Unterzügen gebohrten Löcher gesteckt worden waren. Es folgten das Betonieren und schliesslich das Vorspannen der hochfesten Schrauben. Sämtliche neun Träger konnten innert vier Wochen eingeschoben und betoniert werden. Nachdem die teilweise entfernten Fassadenteile, Leuchten, Turngeräte, usw. wieder montiert worden waren, war die Turnhalle drei Monate nach Beginn der Arbeiten wieder betriebsbereit. Bild 8 zeigt die Decke mit den verstärkten Unterzügen.

Gute Sanierungsergebnisse

Im November 1982 konnten am sanierten Turnhallegebäude ähnliche Versu-

Bild 8. Sanierte Turnhallendecke



che wie im Februar 1978 durchgeführt werden. Bei den wiederum mit rund 100 Turnenden und mit Frequenzen von 2,4 bis 3,5 Hz durchgeführten Übungen „Hüpfen an Ort“ gemäss der Versuchsart a) konnten jedoch keine offensichtlichen Resonanzschwingungen und somit auch keine eindeutige Eigenfrequenz festgestellt werden. Die insgesamt gemessenen maximalen Durchbiegungen betragen nur knapp 0,3 mm. Dies ist rund 5% des Wertes vor der Sanierung (5,5 mm) und erheblich weniger, als aufgrund theoretischer Überlegungen für eine ungünstige Parameterkonstellation zu erwarten war (10 bis 15%). Ein merkliches Mitschwingen von Fassadenelementen und Ausstattungsteilen mit entsprechender Lärmentwicklung konnte ebenfalls nicht mehr festgestellt werden. Diese Sanierungsergebnisse können somit als gut bezeichnet werden.

Eine nach den Versuchen durchgeführte Analyse der Schwingungsaufzeichnungen mit Hilfe von *Fourier-Amplitudenspektren* ergab verhältnismässig unsichere Werte für die Eigenfrequenz der Träger bzw. der Decke im Bereich zwischen 7,2 und 7,6 Hz. Deshalb wurden mit Hilfe eines Sandsackes von 100 kg Masse, der aus Höhen bis zu 1,80 m fallen gelassen wurde, ergänzende Stossversuche vorgenommen.

Dabei resultierte eine maximale Durchbiegung von rund 0,1 mm. Die Dämpfung konnte zu rund 2% ermittelt werden und liegt somit im Bereich derjenigen vor der Sanierung. Die Eigenfrequenzanalyse ergab für diesen Belastungsfall einen Wert von $7,3 \pm 0,1$ Hz. Rechnerisch waren Werte zwischen 7,0 und 8,8 Hz ermittelt worden, je nach Annahmen, insbesondere über die Mitwirkung des Betons in der Zugzone. Der Vergleich zeigt, dass der gemessene Wert eher im unteren Bereich der berechneten Werte liegt.

Folgerungen

Durch stossartige periodische Einwirkungen, wie sie beispielsweise bei Konditionstrainings mit Turnübungen zu rhythmischer Musik entstehen, kann ein schwach gedämpftes Bauwerk zu Resonanzschwingungen angeregt werden, sofern die Eigenfrequenz (Grundfrequenz) des Bauwerks ein ganzzahliges Mehrfaches der Einwirkungsfrequenz beträgt. Dieses an sich gut erklärbare Phänomen war bisher praktisch unbekannt. Es sollte jedoch in Zukunft bei der Bemessung von Bauwerken mit entsprechenden Einwirkungen beachtet werden.

Literatur

- [1] Gailbraith and Barton (1970): "Ground loading from Footsteps", JASA 48, 1288
- [2] Kramer, H., Kebe, H.-W. (1979): „Durch Menschen erzwungene Bauwerkschwingungen“. Der Bauingenieur 54, S. 195-199
- [3] Clough, R. W., Penzien, J. (1975): "Dynamics of Structures". Mc Graw-Hill Kogakusha Ltd., International Student Edition, Tokyo
- [4] Dieterle, R., Bachmann, H. (1978): „Versuche über den Einfluss der Rissbildung auf die dynamischen Eigenschaften von Leichtbeton- und Betonbalken“. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7501-1, Birkhäuser Verlag Basel/Stuttgart
- [5] Dieterle, R. (1981): „Modelle für das Dämpfungsverhalten von Stahlbetonträgern im ungerissenen und gerissenen Zustand“. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 111, Birkhäuser Verlag Basel/Stuttgart.
- [6] Bachmann, H. (1974): „Stahlbeton I, II“. Vorlesungsautographien. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. H. Bachmann, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich

Schweizer Ingenieure in den USA und die Bedeutung ihrer Aktivitäten für die Schweiz

Von Jean-Claude Badoux, Lausanne

Die Pflege von Kontakten verschiedener Länder untereinander ist nur natürlich. Aber gerade für die Schweiz, ein Land ohne nennenswerte Bodenschätze, war und ist der Dialog mit dem Ausland notwendig. In diesem Beitrag soll für einmal, beinahe nicht-technisch, das Thema «Die Schweiz und das Ausland» angeschnitten werden. Nach einem eher allgemein gehaltenen Kapitel werden am Beispiel des konstruktiven Ingenieurbaus die Beziehungen zu den USA beleuchtet. Stellvertretend dafür wird O. Ammann gewählt, der mit seinen Brückenbauwerken in den USA Grosses geleistet hat und damit den Schweizer Technischen Hochschulen und ihren Absolventen viel Auftrieb gab. Weiter soll aus dem Bereich der jüngeren Forschung in den USA über das Verhalten von Vollwandträgern im überkritischen Bereich gezeigt werden, wie deren Einfluss auf die Schweiz bis in das Normenshaffen verfolgt werden kann. Der Kontakt mit der Neuen Welt führt damit zu einem neuen Verständnis der modernen Forschung. Zum neuen Bild der Forschung gehören auch moderne Versuchseinrichtungen wie sie hierzulande an den Forschungsanstalten benutzt werden. Schliesslich wird versucht, Resultate aus den Überlegungen zu ziehen und diese in zwei Postulaten zusammenzufassen.

Il est bien naturel que différents pays entretiennent entre eux des contacts plus ou moins étroits. Pour la Suisse, un pays sans véritables richesses minières, ce dialogue avec l'étranger était et reste nécessaire. Cet article aborde, sous un angle qui ne se veut pas technique, le thème de la Suisse et l'étranger.

Après un chapitre de caractère général, le domaine du génie civil, et avant tout ses liens avec les USA, sont mis en évidence par l'exemple. La première référence est l'œuvre d'O. Ammann,

Die Schweiz und das Ausland

Die Schweiz ist ein Land ohne bedeutende Bodenschätze, eine seit eh und je bekannte und auch wichtige Tatsache. Selbst die Landwirtschaft, die in einem gewissen Sinn auch als «Bodenschatz» betrachtet werden kann, trug nicht immer zum gesicherten Lebensunterhalt bei. Die Suche nach anderen Lebensgrundlagen war immer eine Notwendigkeit und von grosser Bedeutung. Die Alpenübergänge sind dafür ein Beispiel. Über sie wurden Dienstleistungen von europäischer Bedeutung erbracht, die den Handel auch im eigenen Land förderten. Auf das eher traurig-heroische Kapitel der Reisläuferei sei ebenfalls hingewiesen. Diese Art von «Auswanderung» wurde zwar im letzten Jahrhundert verboten, doch auswandern mussten immer noch viele. Die mühsame Geburt der modernen Schweiz ging einher mit der industriellen Revolution. Damit eröffnete sich ein neues Potential: die *Qualitätsarbeit*.