

# Sprengerschütterungen im Hinblick auf die Revision der DIN 4150

Autor(en): **Dubsky, Milan**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **102 (1984)**

Heft 46

PDF erstellt am: **23.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75565>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

wiesen Volumina von 60 bis 70 m<sup>3</sup> und damit Gewichte von 160 bis 190 t auf. Die Sturzmasse verteilte sich über die gesamte Länge des Auffanggrabens, mehr als drei Viertel lagen jedoch im westlichen Drittel.

Sämtliche grösseren Blöcke wurden vom Auffangsystem ohne stärkere Beschädigungen aufgehalten, vor allem wurde der Damm an keiner Stelle durchbrochen. Wie in Bild 8 deutlich zu erkennen ist, beschädigte einzig ein grösserer Block die Dammkrone – dies ausgerechnet an der schmalsten Stelle des Dammes, wo zwei Gaden in das Dammprofil hineinragen. Der Block hatte leicht hüpfend den eigentlichen Auffanggraben übersprungen und war auf die bergseitige Kante der Dammkrone aufgeprallt. Er verursachte einen grösseren Impakt-Krater (Bild 10), von dem aus radiale Scherrisse den ganzen Damm durchsetzten. Der Block blieb anfänglich auf der Dammkrone liegen und kippte dann nach mehreren Stunden in den Graben zurück.

Über den Damm sprangen allein im zentralen und westlichen Abschnitt

#### Literatur

- [1] Broilli, L.: «Ein Felssturz im Grossversuch». Rock Mechanics, Supplement 3 (1974)

Der Autor dankt an dieser Stelle den zuständigen Behörden, vor allem den Herren Landwirtschaftsdirektor H. Zurfluh, Forstmeister G. Gerig und Gemeindepräsident H. Murer, für die tatkräftige Unterstützung seiner Arbeit und die Erlaubnis, das Ereignis bei Bristen zu publizieren.

einzelne Steine und kleinere Blöcke. Sie richteten an mehreren Gebäuden unbedeutende Schäden an. Der einzige grössere Schaden entstand ganz auf der Westseite. Ein Block von etwa 0,5 m<sup>3</sup> Grösse, dessen Flugbahn unmittelbar ausserhalb des Dammes verlief, richtete im WC und der Stube eines Hauses einige Zerstörungen an und blieb im Rahmen des talseitigen Fensters stecken.

Gesamthaft betrachtet darf nach diesem Befund festgestellt werden, dass das Auffangsystem seine «Feuertaufe» in äusserst befriedigender Weise überstanden hat – besonders auch deshalb, weil sich die Sturzmasse weitgehend den Erwartungen entsprechend verhielt. Vor allem trat der Zerfall in Teilstürze mit nicht allzugrossen Einzelblöcken ein; im weiteren blieben über 95% der Sturzmasse im Hang oberhalb des Auffanggrabens liegen.

#### Nachphase

Am folgenden Morgen ergab eine Begehung des Abbruchs und eine Überfliegung des gesamten Felssturzgebiets mit dem Helikopter, dass sich die Situation weitgehend beruhigt hatte. Das nicht abgestürzte Drittel des Felsturmes hatte sich in eine liegende Position gedreht und steckte stärker denn je im unterliegenden Blockschutt. Sein unmittelbarer Absturz war nicht mehr zu befürchten. Die Quelle im mittleren Teil der Runse fand wieder freien Abfluss (Bild 3). Allerdings lagen im Abrissgebiet und längs der Sturzbahn noch zahlreiche

lockere Blöcke. Diese wurden in den folgenden Tagen zum Teil «von Hand» zum Niederfahren gebracht, keiner erreichte jedoch das Auffangsystem.

Im Zuge der Fertigstellungsarbeiten am Damm wurden die aufgefangenen Sturzmassen weggeräumt und das Auffangsystem begrünt. Es blieb dann dank der günstigen Wetterentwicklung erneut für längere Zeit ruhig.

Ein erster grösserer Blocksturz als Nachphase ereignete sich am 15. Dezember 1983 gegen 22 Uhr. Durch den plötzlich einsetzenden Föhn in Verbindung mit Tauwetter lösten sich vier grössere Blöcke unterhalb des verbliebenen Felsturmes aus dem linken (östlichen) Rand der Sturzbahn (in Bild 3 z.T. deutlich erkennbar). Sie fuhren bis in das Auffangsystem nieder, wobei der grösste ein Volumen von etwa 20 m<sup>3</sup> erreichte. Auch diese Blöcke lagen über die ganze Länge des Grabens verteilt. Bei diesem Ereignis wurde die gesamte Sturzmasse vom Auffangsystem aufgehalten. Der Damm wurde an keiner Stelle übersprungen. Mit ähnlichen Ereignissen wird noch über Jahre gerechnet werden müssen. Ablösungen sind nicht nur aus dem unmittelbaren Bereich der Ablösungsnische des hier beschriebenen Felssturzes, sondern auch aus dem umgebenden Gebiet zu erwarten. Es ist jedoch zu hoffen, dass das Auffangsystem auch in Zukunft seine Schutzfunktion vollständig erfüllen wird.

Adresse des Verfassers: Dr. T.R. Schneider, Beratender Geologe, Rütihofstr.53, 8713 Uerikon.

## Sprengerschütterungen im Hinblick auf die Revision der DIN 4150

Von Milan Dubsy, Zürich

### Vorgeschichte

Die erste DIN 4150 «Erschütterungsschutz im Bauwesen» aus dem Jahr 1939 wurde durch die dreiteilige Vornorm «Erschütterungen im Bauwesen» vom September 1975 ersetzt (der auf Baul'schen Richtwerten basierende Gelbdruck erschien im Juli 1971). Inhaltlich wurde sie sofort stark kritisiert.

Auch von aussen kamen massive Angriffe; so wurde sie z.B. vom *Bureau of Mines* als «unworkable» bezeichnet [18]. Da die Vorbehalte immer lauter wurden, wurde die Revision bald ins Auge gefasst. Die Bestimmungen der Vornorm besaßen nur den Charakter von Empfehlungen. Vorerst sollten Erfahrungen mit ihrer Anwendung gesammelt werden, die dann «in eine endgültige Norm einfließen» sollten [27].

Obwohl sie selbst auf diese Weise in ihre Rechtsstellung relativiert worden war, wurde ihre Position in der deutschen Rechtsprechung durch das Grundsatzurteil des *Verwaltungsgerichtshofes Baden-Württemberg* aus dem Jahr 1980 stark aufgewertet. Gemäss diesem ist sie als ein vorweggenommenes Sachverständigengutachten zu betrachten, und «damit steht fest, dass die über die DIN 4150 hinausgehenden Werte nicht zum Schutz vor schädlichen Umwelteinwirkungen erforderlich sind» [1,3]. Nach mehrjährigen richtungsuchenden Diskussionen erschien endlich im März 1983 der *Gelbdruck des 3. Teiles* «Einwirkungen auf bauliche Anlagen» (gemäss der deutschen Normpraxis ist der Gelbdruck eine Art von Vernehmlassung

mit theoretisch dreijähriger Laufzeit), während die für die Teile 1 und 2 der DIN 4150 zuständigen Normausschüsse sich über deren ebenfalls vorgesehene Revisionen noch nicht hatten einigen können. Der sicherlich sehr dienliche Vorsprung des 3. Teiles ist der unauf-schiebbaren Aktualität der längst erkannten Disproportionalität zwischen der Ausgabe 1975 und dem derzeitigen Wissen über das Wesen bzw. über die Einwirkung von Schwingungen auf Bauwerke sowie einigen starken, mit der Praxis eng verbundenen Persönlichkeiten im Unterausschuss 3 zu verdanken.

In Fachkreisen wird allerdings angenommen, dass in absehbarer Zeit weitere grundsätzliche Änderungen unausweichlich werden [1]. Die Novelle weicht in einigen grundsätzlichen Thesen von der Vornorm ab. Da sie vor der Herausgabe der SN 640 312 «Erschütterungseinwirkungen auf Bauwerke» vom November 1979 auch in der Schweiz als Grundlage für Gutachten und Praxis angewandt worden ist und sicherlich auch weiterhin subsidiär appliziert werden wird, sind deren Neuerungen für den in dieser Zeitschrift angesprochenen Leser von Interesse. Es ist auch zweckmässig, gewisse Vergleiche zwischen dem Gelbdruck und der Schweizer Norm vorzunehmen. Auf die Erörterung der durch den Gelbdruck ebenfalls geregelten stationären, von Rammgeräten, Vibratoren, Verdichtern usw. erzeugten Erschütterungen wurde hier verzichtet.

### Frequenzabhängige Bezugsgrössen

An erster Stelle unter den Neuerungen ist die längst fällige Einführung von frequenzabhängigen Anhaltswerten zu nennen (der im Gelbdruck von 1971 noch verwendete Begriff *Richtwert* wurde bereits in der Vornorm durch den Begriff *Anhaltswert* ersetzt, um dessen wahrscheinliche Weiterentwicklung zu betonen [6]. Darüber hinaus sollte auch noch hervorgehoben werden, dass es sich nicht um Grenzwerte handelt, bei deren Überschreitung Schäden auftreten. In der Terminologie der SN 640 312 wurde der Begriff «Richtwert» beibehalten.)

Mit dem Übergang zu deren Frequenzabhängigkeit wurde der diesbezügliche Vorsprung der SN 640 312 eingeholt. In dem hier erörterten Gelbdruck wurde aber darüber hinaus auch der nächste unbedingt erforderliche Schritt getan, der gewiss bei den normbildenden Organen anderer Länder in irgendeiner Weise Folgen zeitigen wird.

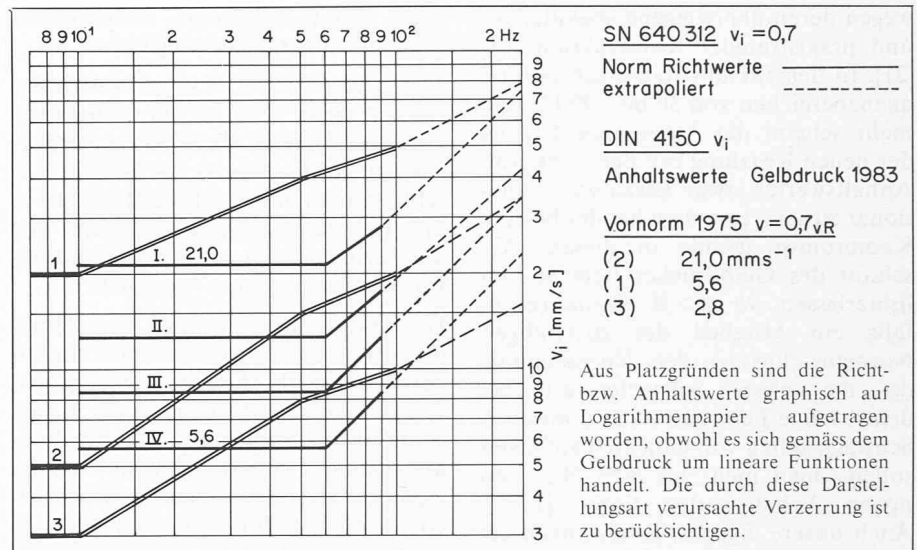


Bild 1.  $v_i$ -Werte [mm/s]. Einzelkomponente der Schwinggeschwindigkeit

Bei der frequenzmässigen Zuordnung der Anhaltswerte wurde nämlich oft nicht berücksichtigt, dass es keine korrekte Möglichkeit gibt, die gemessenen Werte direkt mit einem  $v_R$ -Anhaltswert zu vergleichen. Es ist ja mathematisch nicht möglich, die messtechnisch festgestellten Frequenzwerte von Einzelkomponenten (von der mathematischen Natur her Skalare) wie Vektoren zu behandeln, um den Frequenzbereich der resultierenden Schwinggeschwindigkeit rechnerisch festzustellen. Der Benutzer einer solchen Norm, also auch der SN 640 312, kann die Messmit den Richtwerten *nur auf Umwegen* vergleichen. Auch die mit einem Analogrechner ausgestatteten Messgeräte zeichnen auf der für die resultierende Schwinggeschwindigkeit vorbehaltenen Spur nur eine resultierende «Pseudofrequenz» auf [11].

Eine Beurteilung, die auf frequenzabhängigen Resultierenden basiert, ist überdies ohnehin fragwürdig, denn eine Überbelastung entsteht bei den meisten Konstruktionsteilen nicht durch eine räumliche, sondern durch eine axiale Beanspruchung [1, 3, 8].

Die revidierte deutsche Norm hat sich für eine brauchbare Lösung dieses Problems entschieden, indem sie als Bezugsgrösse den *grössten Schwinggeschwindigkeits-Scheitelwert* einer der drei gemessenen Einzelkomponenten definiert. Das Symbol für diesen Bezugswert bzw. Anhaltswert ist  $v_i$ . Man hätte allerdings erwarten können, dass dabei horizontale und vertikale Komponenten einander nicht gleichgestellt würden [4], da die senkrechte Schwelle doch zwei bis dreimal höher als die waagrechten Schwellen angesetzt werden könnte. Es kann aber angenommen werden, dass die Festlegung auch noch separater  $v_z$ -Anhaltswerte zur Zeit eine

kaum zu bewältigende Aufgabe gewesen wäre.

Man muss sich allerdings dessen bewusst sein, dass bei der Festlegung von Anhaltswerten neben den technischen *auch andere Gesichtspunkte* massiv mit-spielen. *Raab* (ein Mitglied des Unterausschusses 3 und dessen harter Kritiker) spricht in diesem Zusammenhang sogar über «quasi politische Zahlen» [19]. Z.B. kann bereits die Zusammensetzung des Normausschusses entscheidend sein, inwiefern Praxis, Theorie, Erfahrungswerte oder auch sogar Geschäftsinteressen zur Geltung kommen, da über die Gültigkeit von technischen Grössen «demokratisch» abgestimmt wird. Berichte über Zwischenentscheide dieses Normausschusses bezeugten es einleuchtend [8, 18]; das Ergebnis ist allerdings viel besser ausgefallen, als man es bei Kompromissen erwarten kann.

Um dem Leser einen analytischen Vergleich der Anhaltswerte des Gelbdruckes mit der Vornorm und der Schweizer Norm zu ermöglichen, muss der entsprechende *Faktor für die Umrechnung* von  $v_R$ - auf  $v_i$ -Anhalts-(Richt)-werte gefunden werden. Dieser wird bei der in Deutschland mehr auf Steinbruchsprengungen ausgerichteten Aufmerksamkeit bei 80% liegen [18]. In dem beigefügten Nomogramm haben wir den Faktor 0,7 eingesetzt, der sich aus den Messungen in der Nähe von Erschütterungsquellen eher ergibt (Bild 1).

Der *Geltungsbereich der Vornorm-Anhaltswerte* erstreckte sich auf Frequenzen «zwischen einigen Hz bis zu etwa 60 Hz». Bei ihrer Revision wurde offensichtlich gefunden, dass diese Schwelle effektiv lediglich für Frequenzen zwischen 10 bis max. 30 Hz gilt (vgl. Nomogramm). Man sieht, wie berechtigt die Kritik an den alten Anhaltswerten

wegen deren überwiegend spekulativer und praxisfremder Konstruktion war [21]. In den für uns interessanten Frequenzbereichen von 30 bis 100 Hz und mehr scheint die Auseinandersetzung der neuen Regelung mit den Vornorm-Anhaltswerten zwar geradezu revolutionär zu sein, trotzdem hat der besagte Kompromiss gerade in diesem Abschnitt des Gelbdruckes tiefe Spuren hinterlassen. So ist z.B. *Arnold* (ebenfalls ein Mitglied des zuständigen Normausschusses) der Überzeugung, dass die sicheren Schwellenwerte, bei denen keine Feinrisse an dynamischen Schwachstellen von Objekten auftreten sollen, noch mehr als 50% über den neuen Anhaltswerten liegen [1, 3]. Auch unsere eigenen Erfahrungen gestatten uns, uns dieser Meinung anzuschliessen. Vor allem der Schwellwert für Objekte ohne Verputz hat eine noch grössere Reserve als 50% inne [17].

Der vergleichende Leser merkt gleich die *Zusammenhänge zwischen der SN und der DIN*. Die Richt- und Anhaltswerte, mit Ausnahme der ersten Bauwerksklasse, stimmen weitgehend überein. Die Autoren der Schweizer Norm haben offensichtlich die Richtwerte – unter Verzicht auf die Sonderklasse für schadhafte und besonders erschütterungsempfindliche Objekte – zwischen die beiden normalen Gebäudearten der damalig geltenden deutschen Vornorm plaziert und diese erst ab 60 Hz der da-

mals bereits allgemein anerkannten Frequenzabhängigkeit angepasst.

In den von der SN nicht geregelten Bereichen unter 30 Hz hat der vorliegende Gelbdruck die Erdbebenskala berücksichtigt, im Gegensatz zur SN 640 312, schliesst aber auch im Bereich bis 50 Hz die Frequenzabhängigkeit nicht aus und bringt deren steil zunehmenden Einfluss deutlich zum Ausdruck.

Die Differenzen zwischen dem Gelbdruck und der Schweizer Norm sind in der II. und III. Klasse unwesentlich. Dafür ist die *Diskrepanz in der Klasse I*, die im Gelbdruck auf eine wirklichkeitsnähere Höhe gebracht wurde, ziemlich krass. Die neue deutsche sichere Schwelle für die Gebäudeart I ist im Bereiche bis 60 Hz doppelt so hoch wie der schweizerische Richtwert für den Bauwerkstyp I. Der deutsche Experte wird z.B. bei 42 mm/s und 60 Hz dem Erschütterungsereignis volle Unschädlichkeit bezeugen, während gemäss SN 640 312, Art. 6 bereits wegen der Überschreitung des Richtwertes um 100% «Schäden zu erwarten» seien, auch wenn es sich um unverputzte Objekte handeln würde. Überdies wird in der Schweizer Norm auf die Möglichkeit der Entstehung von vereinzelt tolerierbaren (aber unter Umständen doch entschädigungspflichtigen) Schäden (z.B. Anrisse, Abfallen loser Putzstücke, Springen von nicht fachgerecht gefassten Glasscheiben) auch bei Nicht-

überschreitung des einschlägigen Richtwertes ausdrücklich für Ausnahmefälle hingewiesen und somit die Türe für Rechtsstreitigkeiten geöffnet.

Dafür enthält die Novelle so positiv sich auswirkende Bestimmung wie den vollen Ausschluss von Erschütterungsschäden bei  $v_R < 3$  mm/s in der Schweizer Norm, obwohl dies auch in der deutschen Literatur voll bestätigt wurde [4, 7, 26].

## Erschütterungsempfindlichkeit von Objekten

Die Novelle hat sich auch von den wenig konkreten, zu stark gegliederten, z.T. sich überlappenden und zugleich doch nicht völlig erschöpfenden Konstruktionsmerkmalen von Bauwerkstypen befreit (Tab. 1). Natürlich verbirgt sich hinter den Nutzungsaspekten vor allem auch irgendeine typische Konstruktionsart; dementsprechend ist die Einstufung in eine höhere Gebäudeklasse möglich, wenn z.B. die eingebauten Baustoffe höhere dynamische Belastungen kurzzeitig vertragen [1, 3]. Die neue Klassifikation der Schwingungsempfindlichkeit von Bauwerken hat aber damit die *wünschenswerte Vereinfachung* gebracht, die Norm hat an Eindeutigkeit gewonnen.

Ein *Nachteil* der SN 640 312 sowie der Novelle ist der, dass es an jeglichen

Tabelle 1. Klassifikation von Objekten nach ihrer Empfindlichkeit bzw. auf Erschütterungseinwirkungen

SN 640 312			DIN 4150			
Ausgabe 1970			Gelbdruck 1983			Vornorm 1975
Bauwerkstyp	Berücksichtigung der Nutzungsart	Berücksichtigung der Konstruktionsart	Gebäudeart	Berücksichtigung der Nutzungsart	Berücksichtigung der Konstruktionsart	Aspekte die im Gelbdruck nicht mehr berücksichtigt werden
I.	Stahlbeton- und Stahlkonstruktionen (ohne Mörtelverputz) wie Industrie- und Gewerbebauten,	Stützmauern, Brücken, Masten, offen verlegte Rohrleitungen, Untertagebauten wie Kavernen, Tunnel, Stollen, mit oder ohne Betonauskleidung	1	Gewerblich genutzte Bauten und Industrie-Bauten		(2) Gute Aussteifung der Bauten aus schweren Bauteilen, gut ausgesteifte Skelettbauten, Erhaltungszustand entsprechen den allgemeinen Regeln der Bautechnik,
II.		Gebäude mit Fundamentmauern und Decken in Beton, aufgehendes Mauerwerk aus künstlichen Bausteinen, Hausteinen oder aus Beton, Stützmauern in Hausteinmauerwerk Untertagebauten wie Kavernen, Tunnel, Stollen mit Mauerwerksauskleidung, Rohrleitungen in Lockergestein verlegt	2	Wohngebäude und Bauten ähnlicher Nutzungsart,	Bauten ähnlicher Konstruktion wie Wohngebäude, Gebäude mit Putz	(1) Erhaltungszustand entsprechend den allgemeinen Regeln der Bautechnik,
III.		Gebäude mit Fundamentmauern und Kellerdecke in Beton, Holzbalkendecken in oberen Stockwerken, aufgehendes Mauerwerk aus künstlichen Bausteinen				
IV.	Besonders schützenswerte Bauwerke	Besonders erschütterungsempfindliche Bauwerke	3		Besonders erschütterungsempfindliche Bauten	(3) unter Denkmalschutz stehende Bauten

Hinweisen auf Merkmale fehlt, die ein Objekt als besonders erschütterungsempfindlich qualifizieren. Die Ansichten einzelner Fachleute gehen hier gewaltig auseinander. So gilt zum Beispiel ein starkes Rissaufkommen infolge Gebäudealterung ganz sicher nicht als solches Merkmal [5, 12, 18, 24], obwohl dies mancherorts behauptet wird. Ebenfalls könnte man vermessen, dass die Anhaltswerte in keiner Weise die Baugrundverhältnisse berücksichtigen, wie man es vor allem in Schweden für zweckmässig gefunden hat. Der Einfluss des Baugrundes wird – z.B. gegenüber den allgemein zum Ausdruck gebrachten Konstruktionsmerkmalen – stark unterschätzt. Innerhalb der Bauwerksklassen könnte bzw. sollte zum Vorteil der Baupraxis unter Beizug des Baugrundes noch weiter und ziemlich stark differenziert werden [10].

### Anwendungsregeln der Norm

Die Anhaltswerte beziehen sich auf *Messungen an Gebäudefundamenten* (bei nicht unterkellerten Objekten nicht höher als 0,5 m über Gelände) und zwar an der «Luv»-Seite. (An der der Sprengung entgegengesetzten «Lee»-Seite des zu beobachtenden Objektes sind die Messwerte in der Regel um 50% kleiner [18]). Bei Objekten mit grossem Grundriss sind die Messungen gleichzeitig an mehreren Stellen vorzunehmen.

Mit dem *Messortdispositiv* hängt eine weitere wichtige Neuerung in der revidierten DIN 4150 zusammen, die auch die schweizerische Messpraxis beeinflussen wird. Bei Objekten mit mehr als zwei Vollgeschossen sind inskünftig auch an einer Aussenwand der obersten Deckebene Messwertaufnehmer anzubringen. Diese Empfehlung ist für jede nachfolgende Messung zwingend, wenn ein am Fundament gemessener Einzelwert die Anhaltswerte um 70% überschreitet. Bei Messungen am Fundament wird nämlich die Reaktion des Objektes auf die äussere Anregung nur mangelhaft erfasst. Je nach den eigenen Schwingungscharakteristiken können die in höheren Stockwerken festgestellten Schwellen ein Vielfaches der Fundamentmesswerte erreichen. Theoretisch sollte in verschiedenen Objekthöhen gemessen werden, eine Messung auf dem Niveau der obersten Decke genügt jedoch, um ausreichend genaue Kenntnisse über die Eigendynamik des Objektes zu erhalten [3, 25].

Da die Einwirkung von Spannungswellen auf Objekte nie mit Bestimmtheit vorausgeschätzt werden kann, ist in hö-

### Literatur

- [1] Arnold, K.: «Welche Folgerungen ergeben sich aus dem Gelbdruck DIN 4150 Erschütterungen im Bauwesen, Teil 3. Einwirkungen auf bauliche Anlagen, für die Durchführung von Sprengarbeiten?». Nobel-Hefte 3/4 1984
- [2] Arnold, K.: «Gedanken zur Neufestlegung von Anhaltswerten für den Immissionschutz gegenüber baulichen Anlagen». Nobel-Hefte 1/1980 bzw. Sammelbuch Linz 1979
- [3] Arnold, K.: «Konsequenzen aus dem Gelbdruck DIN 4150 Erschütterungen im Bauwesen, Teil 3. Einwirkungen auf bauliche Anlagen für die Durchführung von Sprengarbeiten». Die Naturstein-Industrie 3/1983
- [4] Arnold, K.: «Sprengerschütterungen bei unterirdischen Vortrieben in der Nähe von Wohnbereichen». Nobel-Hefte 1/82
- [5] Arnold, K.: «Über das Problem der Vermeidung schadenverursachender Sprengerschütterungen». Die Naturstein-Industrie 5/1972
- [6] Arnold, K.: «Die Vornorm DIN 4150 Erschütterungen im Bauwesen als Grundlage für die Beurteilung von Sprengerschütterungen». Die Naturstein-Industrie 2/1976
- [7] Arnold, K.: «Vorbeugender Schutz gegen Sprengerschütterungsschäden bei Felsausubarbeiten im Fassungsgebiet von Quellen im dicht besiedelten Wohngebiet von Baden-Baden». Nobel-Hefte 1/1978
- [8] Arnold, K.: «Wie steht es um den Immissionschutz für bauliche Anlagen bei kurzzeitigen Erschütterungseinwirkungen?». Der Sachverständige 4/1981
- [9] Arnold, K.: Privater Brief vom 11.2.1980
- [10] Bartoš, L.: «Technische Bedingungen für die Durchführung von Sprengarbeiten und den Umweltschutz beim Bau der Prager U-Bahn» (tsch.). V. Seminar für Sprengleiter, Sammelbuch von Tagungsvorträgen 1983
- [11] Borgers: «Der Entwicklungsstand der Erschütterungsmessgeräte der Wassag Chemie GmbH». Nobel-Hefte 2/1975
- [12] Dubsky, M.: «Sprengerschütterungen». Vortrag in Linz 1977
- [13] Dubsky, M.; Ingold, H.: «Bericht über die Demonstration des Erschütterungsmessgerätes System Beitzer in München». Juni 1983 (nicht veröffentlicht)
- [14] Gruner, H.; Utsch, K.: «Tunnelbau unter dichter Bebauung mit Hilfe von Bohr und Sprengarbeiten, dargestellt am Beispiel der U-Stadtbahn in Essen». Nobel-Hefte 2/1978
- [15] Heinze, H. und Koll.: «Handbuch Sprengtechnik». VEG, Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1980
- [16] Medvedev, S. V.: Die Einwirkung von Sprengerschütterungen auf Gebäude». Bergakademie, 4/1966
- [17] Müller, P.; Widmer, R.: «Sprengungen von armiertem Beton in bestehenden Gebäuden». Schw. Ingenieur und Architekt 17/1983
- [18] Raab, A.: «Anhaltswerte für Bodenerschütterungen durch Sprengarbeiten im internationalen Vergleich». Die Industrie der Steine und Erden 4/1982
- [19] Raab, A.: «Einwirkungen auf bauliche Anlagen durch Erschütterungen». Die Schweizer Baustoffindustrie 6/1983
- [20] Raab, A.: Privater Brief vom 14.12.1981
- [21] Raab, A.; Widmer, R.: «Einwirkung von Sprengerschütterungen auf Gebäude. Anhaltswerte verschiedener Staaten». Schw. Ingenieur und Architekt 4/1980
- [22] Renz, E.: «Erschütterungseinwirkungen auf Bauwerke». Schweizer Sprengtechnik, Heft 6/1982
- [23] Widmer, R.: «Bericht vom Kongress der Internationalen Organisation für Normung ISO». Schw. Sprengtechnik, Heft 4/1979
- [24] Widmer, R.: «Sprengarbeiten neben einer tausendjährigen Kapelle». Schw. Sprengtechnik, Heft 4/1979
- [25] Wüstenhagen, K.: Stand des Immissions-schutzes bei Sprengarbeiten». Nobel-Hefte 3/1982
- [26] Wüstenhagen, K.: «Die im Rahmen des Immissions-schutzes in der DDR gültige Richtlinie der Kammer der Technik Wirkung von Sprengungen auf Gebäude». Nobel-Hefte 1/1978
- [27] Deutsches Institut für Normung: «Erschütterungen im Bauwesen». DIN 4150, Berlin

heren und sprengungsnahen Gebäuden diese Messanordnung mindestens bei erstmaligen Erschütterungsmessungen als vorsorgliche Massnahme immer empfehlenswert [1, 3].

Der Schwellwert für die Messorte *in der obersten Deckebene* ist gemäss dem Gelbdruck nicht frequenzabhängig und entspricht den im Nomogramm angeführten Anhaltswerten für den Frequenzbereich 50 Hz der jeweiligen Gebäudeklasse. Beim Auftreten von starken Deckenschwingungen sind diese ebenfalls durch Messen (in der Regel in der Deckenmitte) zu kontrollieren. In Folge der nur kurzzeitigen Einwirkung ist bei  $v_R < 20$  mm/s keine Verminderung des Gebrauchswertes der Decken zu erwarten (Schwellwert für stationäre Deckenschwingungen = 10 mm/s). Dieser Anhaltswert ist ebenfalls frequenzunabhängig.

Bei Frequenzen über 100 Hz dürfen mindestens die Anhaltswerte für 100 Hz angewandt werden. Dieser Hinweis gestattet, mindestens indirekt die den

jeweiligen Anhaltswerten zugehörige Kurve in höhere Frequenzbereiche zu extrapolieren. (Hierzu siehe Vorbehalt in [16]). Mit dieser Streckung der Gültigkeit auch auf Frequenzen bis und über 100 Hz geriet die Novelle in einen partiellen, jedoch nur scheinbaren Widerspruch zur DIN 41 669-Messung von Schwingimmissionen vom Januar 1981, die den vorgeschriebenen Messbereich für neue Geräte auf bis 80 Hz beschränkt und nur «für spezielle Anwendungsfälle» (wie z.B. für Schwingungsmessungen im Nahbereich von Sprengungen) dessen Ausweitung bis 315 Hz vorsieht. Messgeräte mit einer Arbeitsfrequenz bis nur 80 Hz vereinfachen nämlich in einem nicht unbedeutenden Mass die Problematik der Gerätekonstruktion. Überdies entbehrt diese Einschränkung keineswegs einer gewissen Logik.

Es lag ihr die Erwägung zugrunde, dass in der Folge von Schwingungen über 80 Hz und Erregern ausserhalb des Nahbereichs keine Schäden verursacht

werden können. Auf dem deutschen Markt gibt es bereits ein *Messgerät* [13], das allen Anforderungen der Revision sowie der anspruchsvollen DIN 45 669 entspricht und sogar der heute voraussehbaren Entwicklung auf diesem Gebiet gerecht sein könnte (z.B. zeitintegriertes effektives Gesamtereignis). Die Lieferanten von Messgeräten haben bereits die Anpassung der auch in der Schweiz vorhandenen Mess-Systeme durch Ergänzen mit Filtern angekündigt.

### Schlussfolgerungen für die schweizerische Praxis

Die auf Wohnbauten bezogenen schweizerischen Richtwerte für kurzzeitige Schwingungen sind etwa 1,5- bis 5fach strenger als andere bekannte nationale Normen. Eingebaut ist ein etwa *zehnfacher Sicherheitsfaktor*, obwohl nur eine vier- bis sechsfache Sicherheit international üblich und erstrebens-

wert ist [22]. Damit ist der Bauunternehmer benachteiligt, weil ihm oft Mittel für einen zweckmässigen Umweltschutz fehlen, die er für den zu weit aufgefassten Immissionsschutz ausgeben musste. Die Praxis muss unbedingt auf eine beschleunigte Beseitigung der handikapierenden Normbestimmungen über Sprengimmissionen drängen.

Eine Lösung betreffend den *zu tief angesetzten Richtwert für die I. Bauwerksklasse* sollte aber unverzüglich gefunden werden; das Warten auf eine Revision der SN 640 312 würde unnötige Aufwände mit sich bringen. Ebenso lässt sich nicht mit dem Ersetzen der in  $v_R$  ausgedrückten Richtwerte durch Einzelkomponenten warten. Die revidierte DIN 4150 kann oder muss auch überall dort subsidiär angewandt werden, wo die SN 640 312 über gewisse Fragen keine Antwort gibt. Ersatzweise können einige Bestimmungen des Gelbdruckes, z.B. via Werkvertrag, Ausschreibungsbedingungen usw., dort eingeführt werden, wo es unbedingt nötig ist.

Man wird aber nach der DIN 4150 auch in den Fällen greifen müssen, wenn z.B. die *Eigendynamik des Objektes* eine Rolle spielen könnte. Es lässt sich nämlich annehmen, dass infolge einer klaren Formulierung dieser Frage in den auf strittige Fälle bezogenen Expertisen darauf hingewiesen wird. Ebenfalls wird es inskünftig problematisch sein, deren Bestimmungen über die Deckenschwingungen nicht zu beachten. Bei allfälligen Streitigkeiten wird ein solches Messverfahren oder eine solche Expertise von der Gegenpartei ganz sicher gerügt werden, wenn die einmal erkannte Problematik unberücksichtigt bleiben würde. Die DIN 4150 behält daher weiterhin ihre Bedeutung für das schweizerische Bauwesen.

Adresse des Verfassers: Dr. M. Dubsky, c/o Kibag Sprengtechnik AG, Mythenquai 383, 8038 Zürich.

## Dynamic Soil-Structure Interaction

Kurs an der ETHZ vom 24.-28. Sept. 1984

Die Fachgruppe der ETH Zürich für Erdbebeningenieurwesen (FEE) hat vom 24. bis 28. September an der ETH-Z einen Kurs zum Thema «Dynamic Soil-Structure Interaction» organisiert. Der Kurs hat mit 78 Teilnehmern aus insgesamt 15 Ländern auch international grossen Anklang gefunden. Rund ein Drittel der Teilnehmer stammte aus der Schweiz, ein weiteres Drittel aus den angrenzenden Ländern Deutschland, Frankreich, Italien und Österreich. Ferner fanden sich Teilnehmer ein aus den skandinavischen Ländern, aus England, den Benelux-Staaten, Jugoslawien, Griechenland, Iran und den USA.

Als Referenten konnten zwei der bestausgewiesenen Fachleute auf diesem äusserst komplexen Gebiet verpflichtet werden; nämlich Professor J. M. Roesset (Texas University, Austin, USA) und Dr. J. P. Wolf (Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, Zürich). Professor Roesset arbeitet seit über 20 Jahren auf diesem Gebiet und ist zurzeit auch Vorsitzender des «Executive Committee of the Engineering Mechanics Division of the American Society of Civil Engineers». Dr. Wolf arbeitet seit rund 10 Jahren auf diesem Gebiet

und hat soeben das erste auf dem Gebiet der Boden-Struktur-Interaktion existierende Buch fertiggestellt, mit dem Titel «Dynamic Soil-Structure Interaction». Dr. Wolf ist im weiteren Lehrbeauftragter an der ETH-Z und zurzeit Präsident der Schweizer Gruppe für Erdbebeningenieurwesen im Rahmen des SIA/FBH.

Der Inhalt des fünftägigen Kurses gliederte sich in die folgenden Themenkreise:

1. Tag: Einführung in die grundlegenden Zusammenhänge der dynamischen Boden-Bauwerks-Interaktion sowie Reiteration der Grundlagen in Dynamik.
2. Tag: Grundlagen der Wellenausbreitung im Boden (ein- und dreidimensionaler Fall).
3. Tag: Ermittlung der dynamischen Steifigkeit für Fundamente an der Oberfläche und für eingebettete Fundamente einschliesslich Pfahlfundationen anhand der Integralgleichungsmethode, einer FE-Berechnung oder aber der Boundary-Element-Methode. Anwendung findet die dynamische Steifigkeit z.B. bei der Berechnung von Maschinenfundamenten.

4. Tag: Definition der sogenannten Freies-Feld-Bewegung für die seismische Boden-Bauwerks-Interaktion. Diskussion der verschiedenen Wellenarten (SH-, SV-, P- und Rayleigh-Wellen). Kinematische Interaktion und Lösungsmethoden für oberflächennahe und eingebettete Fundamente. Eine Reihe von Anwendungsbeispielen aus dem Nuklearbereich verdeutlichte die einzelnen Einflüsse und Abhängigkeiten.

5. Tag: Nichtlineare Effekte bei der dynamischen Boden-Bauwerks-Interaktion. Diskussion verschiedener Möglichkeiten zur Berücksichtigung dieser Einflüsse, z.B. beim Material mit einem äquivalenten linearen Bodenmodell oder einem nichtlinearen Bodenmodell. Diskussion von Berechnungsmöglichkeiten bei teilweisem Abheben des Fundamentes.

Als Kursunterlagen dienten das erwähnte Buch von J. P. Wolf «Dynamic Soil-Structure Interaction», Verlag Prentice Hall, 1985, 480 Seiten (\$ 67.45), ein Vorlesungsmanuskript von Professor J. M. Roesset und Zeitschriftenartikel der beiden Referenten. Eine beschränkte Anzahl an Unterlagen (nur Buch und Vorlesungsmanuskript) kann noch zum Preis von Fr. 200.- bezogen werden.

Adresse des Verfassers: Dr. W. Ammann, Sekretär FEE, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ, 8093 Zürich.