

# Baudynamische Untersuchung von Talsperren des Ruhrverbandes

W. Kuhlmann\*, V. Bettzieche\*\*, F. Roesler\*\*, C. Butenweg\*, C. Könke\*\*\*, K. Meskouris\*

\* *Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen*

\*\* *Abteilung Talsperrenüberwachung und Geotechnik, Ruhrverband, Essen*

\*\*\* *Institut für Strukturmechanik, Bauhaus-Universität Weimar*

**Zusammenfassung:** Die Standsicherheit von Talsperren in Deutschland ist entsprechend der Forderungen der Aufsichtsbehörden unter statischen und dynamischen Lastfällen nach den aktuellen Regelwerken nachzuweisen. Bei den dynamischen Lasten ist auch die Belastung aus potentiell am Standort wirkenden Erdbeben zu berücksichtigen. Die Erdbebenuntersuchungen werden in der Regel mit numerischen Modellen nach dem vereinfachten multimodalen Antwortspektrenverfahren oder mit Zeitverlaufsberechnungen durchgeführt. Für diese Berechnungen ist die korrekte Abbildung der Randbedingungen und der Masse- und Steifigkeitsverteilung von entscheidender Bedeutung, da durch diese die Berechnungsergebnisse wesentlich beeinflusst werden. Um die Zuverlässigkeit der Berechnungsergebnisse zu gewährleisten ist es notwendig, die Qualität der erstellten Modelle durch einen Vergleich mit gemessenen Eigenfrequenzen zu überprüfen und, falls erforderlich, durch eine Kalibrierung zu verbessern. In dem Beitrag werden die Ergebnisse aus Schwingungsmessungen und numerischen Simulationen am Beispiel der Staumauer der Fürwiggetalsperre und der Staumauer und Schiebertürme der Ennepetalsperre vorgestellt und verglichen.

## 1 Einleitung

Talsperren sind als übergeordnete Bauwerke mit Versorgungsfunktion für die Bevölkerung nach den aktuellen technischen Regelwerken unter statischen und dynamischen Lasten nachzuweisen. Dabei sind neben den Lasten aus Eigengewicht, hydrostatischem Wasserdruck, Strömungsdruck und Temperatur auch seismische Einwirkungen zu berücksichtigen. Die Ermittlung der Beanspruchung durch seismische Einwirkungen erfolgt hierbei in der Regel auf Grundlage eines numerischen Modells mit dem vereinfachten multimodalen Antwortspektrenverfahren oder mit einer Zeitverlaufsberechnung [1]. Auf Grund der hohen Lebensdauer von mehr als 100 Jahren ist die Erstellung von numerischen Modellen, insbesondere bei älteren Talsperren, mit Unsicherheiten verbunden, da in der Regel nicht alle notwendigen Informationen, wie z.B. die Materialeigenschaften von Steinen und Mörtel bei Staumauern aus Bruchsteinen, verfügbar sind. Diese Unsicherheiten in der Modellierung können bei baulastdynamischen Untersuchungen zu einer nicht korrekten Beurteilung der vorhandenen Standsicherheit führen. Eine Möglichkeit die erstellten numerischen Modelle zu überprüfen, besteht im Vergleich zwischen numerisch ermittelten mit vor Ort gemessenen Eigenfrequenzen. Aus

diesem Vergleich lassen sich auch Strategien zur Kalibrierung der Modellparameter entwickeln.

Im Folgenden werden die Ergebnisse aus Schwingungsmessungen und numerischen Simulationen für die Staumauer der Fürwiggetalsperre und der Staumauer und Schiebertürme der Ennepetalsperre vorgestellt und miteinander verglichen. Im hier präsentierten ersten Schritt werden diese Ergebnisse noch nicht dazu verwendet, um eine Kalibrierung der numerischen Modelle durchzuführen.

## 2 Fürwiggetalsperre

### 2.1 Allgemeines

Bei der Staumauer der Fürwiggetalsperre handelt es sich um eine Schwergewichtsmauer aus Grauwackegestein mit einem Intze-Keil. Der Untergrund besteht aus Fels. Die Staumauer ist im Grundriss leicht gekrümmt und die Kronenlänge der Mauer beträgt 166,0 m. Im Tal liegt das max. Stauziel bei 29,00 m, der Mauerkopf befindet sich 29,60 m über der Sohlfuge. Der Regelquerschnitt der Fürwiggetalsperre ist in Bild 1a, ein Lageplan der Staumauer im Grundriss in Bild 1b dargestellt. Im Grundriss ist die Lage der zwei Schiebertürme für den Wasserablass gut zu erkennen.

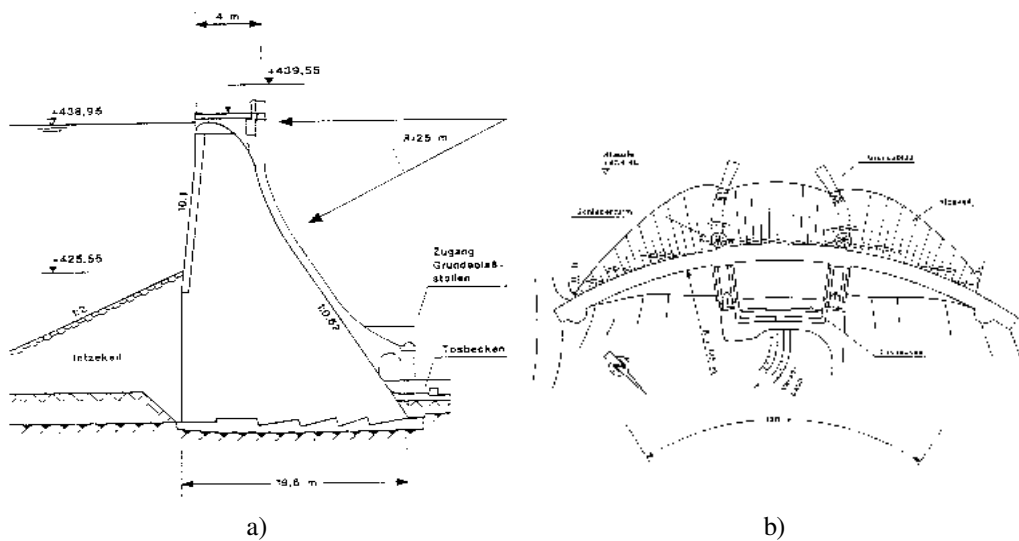


Bild 1: Regelquerschnitt (a) und Lageplan (b) der Fürwiggetalsperre.

## 2.2 Staumauer

### 2.2.1 Numerische Untersuchungen

Die baudynamischen Untersuchungen der Staumauer wurden an einem zweidimensionalen Finite-Elemente Modell durchgeführt, in dem der Regelquerschnitt der Staumauer mit Elementen im ebenen Dehnungszustand diskretisiert wurde. Die Berücksichtigung der Boden-Bauwerk Interaktion erfolgte durch die Abbildung des Untergrundes bis zu einer Tiefe von 60 m und 60 m beiderseits des Mauerfußes (Bild 2).

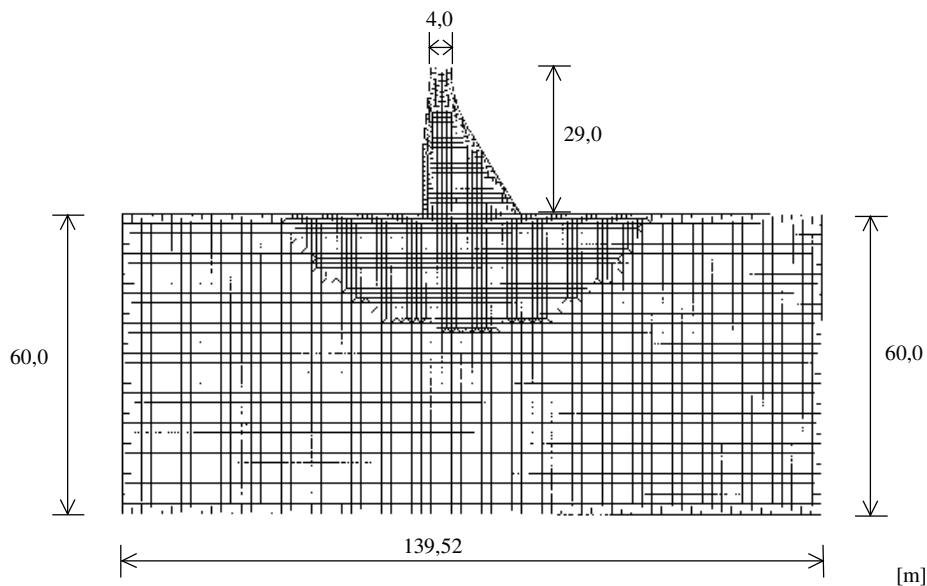


Bild 2: Finite-Elemente Modell der Staumauer mit Untergrundausschnitt.

Die seitlichen Ränder des Untergrundes wurden als horizontal verschieblich und vertikal unverschieblich angenommen. Entlang der unteren Berandung wurden alle Knoten in jeder Richtung als unverschieblich angenommen. Der wasserseitige Intze-Keil wurde bei der Modellierung vernachlässigt und es wurde konservativ unterstellt, dass die Wand bis zur Sohlfuge mit Wasserdruck beaufschlagt ist und hydrodynamische Effekte wirksam werden. Zur Berücksichtigung der hydrodynamischen Effekte im Erdbebenfall wurden an der Mauer Zusatzmassen angeordnet. Die Massen wurden nach der Theorie von Westergaard [2] ermittelt und als konzentrierte Massen, die in horizontaler Richtung schwingen, in den FE-Knoten auf der Wasserseite angesetzt. Die Dämpfung wurde nach Petersen [3] für Natursteinmauerwerk mit Verbindungsmitteln mit 10% angesetzt. Für die Berechnungen wurden die folgenden Materialparameter angesetzt:

Staumauer:	$E_{\text{dyn}} = 1,0 * 10^7 \text{ kN/m}^2$	dynamischer E-Modul
	$\nu = 0,25$	Querdehnzahl
	$\rho = 2400,0 \text{ kg/m}^3$	Dichte
Untergrund:	$E_{\text{dyn}} = 1,3 * 10^7 \text{ kN/m}^2$	dynamischer E-Modul
	$\nu = 0,35$	Querdehnzahl
	$\rho = 2400,0 \text{ kg/m}^3$	Dichte

In der Berechnung nach dem Antwortspektrenverfahren wurden die ersten 10 Eigenfrequenzen (Tabelle 1) berücksichtigt.

Tabelle 1: Berechnete Eigenfrequenzen der Staumauer.

Eigenfrequenz [Hz]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
volles Becken	4,63	6,11	9,72	11,75	11,86	13,51	14,49	17,68	18,39	19,50
leeres Becken	5,44	6,82	9,73	11,87	12,27	14,51	15,54	17,95	18,64	19,55

### 2.2.2 Schwingungsmessungen

Zur Verifizierung der berechneten Eigenfrequenzen wurden Schwingungsmessungen an der Talsperre durchgeführt, bei denen ein triaxialer Beschleunigungsaufnehmer mit integriertem Messverstärker verwendet wurde. Die Daten werden über eine 4-Kanal Messkarte mit einem tragbaren PC aufgezeichnet und ausgewertet.

Der Beschleunigungsaufnehmer wurde mittig auf der Fahrbahnoberfläche der Staumauer positioniert, wobei die Ausrichtung des Beschleunigungsaufnehmers so gewählt wurde, dass die x-Richtung senkrecht zur Staumauer und die y-Achse in Richtung der Staumauer weist.



Bild 3: Messaufnehmer, Messrechner und seine Positionierung.

Die Schwingungen werden in Folge ambierter Erregung gemessen. Die Anregung durch die stets vorhandene Mikroseismizität reicht bei hohen Bauwerken aus, um bei der Schwin-

gungsmessung ein verwertbares Signal zu erhalten. Die natürlich vorhandene dynamische Erregung entspricht bekanntlich einem Breitbandrauschen, aus dem das Tragwerk die in der Nähe seiner Eigenfrequenzen vorhandenen Frequenzanteile bevorzugt aufnimmt und in Bewegungsenergie umsetzt. Die Messungen in der Mitte der Staumauerkrone ergaben das in Bild 4 dargestellte Frequenzspektrum in x-Richtung.

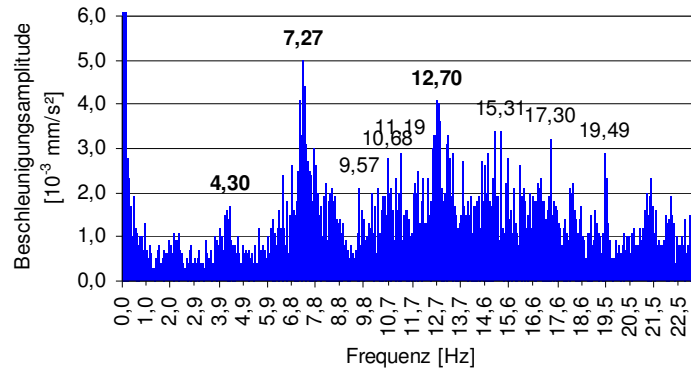


Bild 4: Frequenzbereich der Staumauer der Fürwiggetalsperre.

Die ersten Eigenfrequenzen der Staumauer liegen bei 4,3 und 7,3 Hz, eine weitere deutliche Eigenfrequenz liegt bei 12,7 Hz. Es sind deutlich auch höhere Eigenfrequenzen zu erkennen, wobei es im Rahmen der messtechnischen Genauigkeit nicht mit Sicherheit möglich ist, jedem der Peaks eine Eigenfrequenz zuzuordnen.

Tabelle 2: Gemessene Eigenfrequenzen der Staumauer der Fürwiggetalsperre (in x-Richtung).

Eigenform Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Eigenfrequenz [Hz]	4,3	7,3	9,6	10,7	11,2	12,7	15,3	17,3	19,5

In der y-Richtung, die hier nicht näher erläutert wird, ergaben sich nur undeutlich auszumachende Eigenfrequenzen, wobei im Bereich zwischen 12 und 15 Hz ein verschwommener Peak vorliegt.

### 2.2.3 Vergleich von Messung und Simulation

Der Vergleich zwischen den Messergebnissen und den berechneten Eigenfrequenzen liefert folgende prozentuale Abweichungen:

Tabelle 3: Vergleich zwischen Messung und Berechnung (in x-Richtung).

Eigenfrequenz [Hz]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Abweichung [%]	7,1	-19,5	1,2	8,9	5,6	6,0	-5,6	2,1	-	0,0

Es zeigt sich zum einen, dass sich 9 der 10 ersten gemessenen Eigenfrequenzen den berechneten Eigenfrequenzen zuordnen lassen, nur zur 9. berechneten Eigenfrequenz korrespondiert kein Messwert. Zum anderen liegen die Abweichungen der Eigenfrequenzen außer bei der zweiten Eigenfrequenz stets unter 10%. Somit besteht eine gute Übereinstimmung zwischen den Mess- und Berechnungsergebnissen.

## 3 Ennepetalsperre

### 3.1 Allgemeines

Die Ennepetalsperre wurde in den Jahren 1902 bis 1904 erbaut und besitzt seit der Erweiterung 1912 einen Stauinhalt von 12,6 Millionen m<sup>3</sup>, der die Wasserversorgung des Ennepe-Ruhr-Kreises sichert (Bild 5).



Bild 5: Luftbild der Ennepetalsperre.

### 3.2 Staumauer

#### 3.2.1 Numerische Untersuchungen

Die durchgeführten numerischen Untersuchungen entsprechen dem in Abschnitt 2 vorgestellten Vorgehen bei der Fürwiggetalsperre. Deshalb werden an dieser Stelle direkt die Ergebnisse der in [4] berechneten ersten zehn Eigenfrequenzen (Tabelle 4) dargestellt. Dabei wird zwischen voller und leerer Talsperre unterschieden, außerdem sind die effektiven Massen der Eigenfrequenzen angegeben. Es zeigte sich, dass die Modellierung des Bodens einen erheblichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat.

Tabelle 4: Berechnete Eigenfrequenzen und effektive Massen der Staumauer [4].

Eigenfrequenz [Hz]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10%, leer	3,02	<b>5,31</b>	7,05	7,84	8,99	10,6	12,1	13,4	14,7	15,6
Eff. Masse, hor.	6	<b>74</b>	3	2	0	0	0	1	0	2
10%, voll	2,64	<b>4,98</b>	6,33	7,75	8,97	9,8	11,8	12,3	14,4	15,4
Eff. Masse, hor.	9	<b>61</b>	15	0	0	0	1	1	0	1

### 3.2.2 Schwingungsmessungen

Die Messungen an der Ennepetalsperre wurden analog zur Messung an der Fürwiggetalsperre (s. Kap. 2.2.2) durchgeführt. Aus den Messungen ergaben sich die in Bild 6 und Bild 7 dargestellten Frequenzspektren senkrecht und parallel zur Staumauer. Tabelle 5 fasst die gemessenen Eigenfrequenzen senkrecht zur Staumauer zusammen.

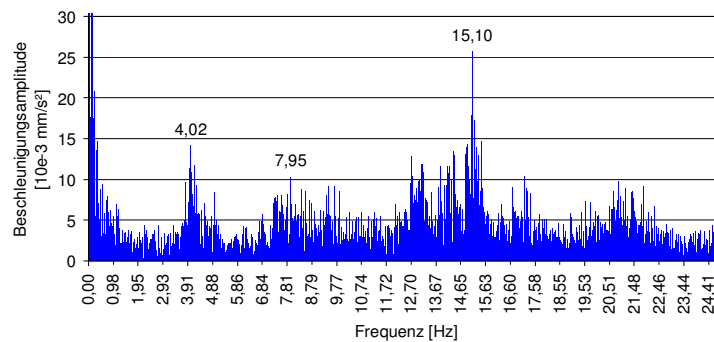


Bild 6: Frequenzspektrum der Ennepetalsperre senkrecht zur Staumauer.

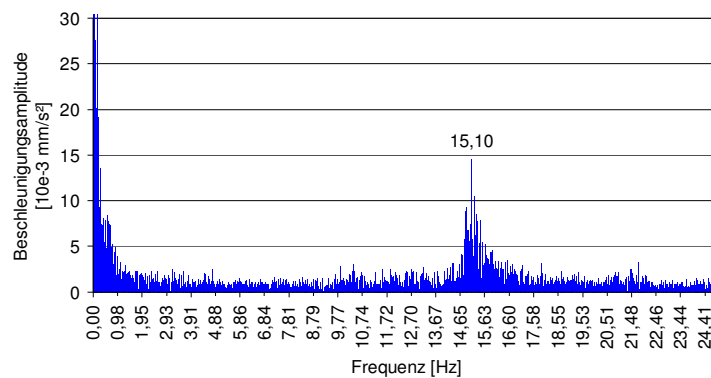


Bild 7: Frequenzspektrum der Ennepetalsperre parallel zur Staumauer.

Tabelle 5: Gemessene Eigenfrequenzen der Staumauer der Ennepetalsperre (in x-Richtung).

<b>Eigenfrequenz [Hz]</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3/4</b>	<b>5/6</b>	<b>7/8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>
Talsperre gefüllt	-	<b>4,02</b>	7,95	9,67	13,1	14,2	15,1

### 3.2.3 Vergleich von Messung und Simulation

Im Fall der Ennepetalsperre ist es nicht möglich, die gemessenen Eigenfrequenzen den berechneten eindeutig zuzuordnen. Daher wurden die gemessenen, nicht klar separierbaren Peaks der höheren Eigenfrequenzen entsprechend Tabelle 5 den berechneten Eigenfrequenzen zugeordnet.

Die größte Bedeutung kommt in diesem Fall der der Biegeschwingung der 2. Eigenfrequenz zu, da sie die erste gemessene Eigenfrequenz ist und gleichzeitig von den berechneten Eigenfrequenzen die mit Abstand größte effektive Masse aufweist. Die Abweichung zwischen den gemessenen 4,02 und den berechneten 4,98 Hz liegt bei ca. 20%.

Da im Fall der Ennepetalsperre das Antwortspektrum, mit dem die Erdbebennachweise durchgeführt wurden, einen Plateaubereich von 4-15 Hz besitzt, führen die erläuterten Differenzen nicht zu veränderten anzusetzenden Bodenbeschleunigungen, so dass der Einfluss auf die Berechnungsergebnisse vernachlässigbar ist.

## 3.3 Schiebertürme

### 3.3.1 Allgemeines

Die an der Ennepetalsperre vorhandenen Schiebertürme dienten seit jeher zur Aufnahme des Gestänges der beiden Grundablasschieber, so dass deren Bedienung von der Mauerkrone ermöglicht wurde. Im Gegensatz zu vergleichbaren Staumauern war die zusätzliche Funktion als Wasserschloss zum Druckausgleich in der jeweiligen Grundablassleitung bei Betätigung des Schiebers nicht vorgesehen, so dass die Rohrleitung jeweils durch die Sohletage des Schieberturmes direkt zum Anschluss an den Einlaufstollen geführt wurde.



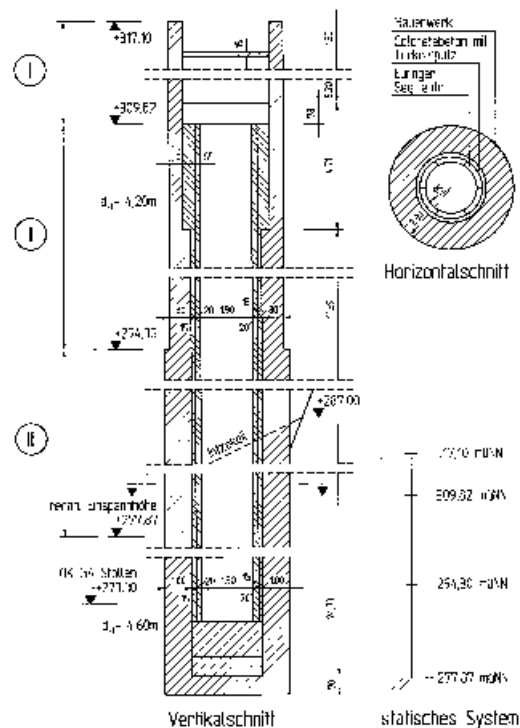


Bild 8: Schnittdarstellung Schiebertürme Ennepetalsperre.

Aufgrund von Undichtigkeiten im Mauerwerk wurden die seinerzeit auch für den Trockenbetrieb vorgesehenen Schiebertürme letztlich als Nasstürme betrieben. Beide etwa 45 m hohen Schiebertürme sind im Jahr 1959 durch die Abdichtung der Wasseraustrittsstellen und den Einbau eines gemauerten Innenrings aus Spezial-Beton-Segmentsteinen der Firma Eufinger saniert worden. Aufgrund dieser Maßnahme hat sich der Innenradius der Türme von 2,60 m auf 1,90 m reduziert.

Nach der Übernahme der Ennepetalsperre durch den Ruhrverband im Jahr 1997 wurde ein umfassendes Sanierungskonzept umgesetzt. Im Rahmen dieser Sanierung wurden die in den Schiebertürmen vorhandenen Grundablasschieber entfernt und durch Absperrklappen in den Grundablassstollen unmittelbar hinter dem so genannten Propfenmauerwerk ersetzt. Zwar haben die Schiebertürme somit ihre eigentliche Funktion verloren und dienen nunmehr ausschließlich zur Aufnahme der Trinkwasserentnahmeeinrichtungen, jedoch hängt von ihrer Standsicherheit die Funktionstüchtigkeit der Grundablässe ab. Im Rahmen der Sanierung war somit ein Standsicherheitsnachweis der beiden aus Grauwacke-Bruchsteinen gemauerten Türme für Erdbebenbelastung zu führen.

### 3.3.2 Numerische Untersuchungen

Die Untersuchung der Erdbebenbeanspruchung der Schiebertürme erfolgte ebenfalls mit Hilfe des Antwortspektrumverfahrens. Im Rahmen der Untersuchung [5] wurde ausschließlich das

Sicherheitserdbeben nachgewiesen. Das zugehörige Antwortspektrum bei einer Dämpfung von 10 % entspricht dem der Staumauer aus Abschnitt 3.2.

Die Berücksichtigung der Belastung aus dem äußeren Wasserdruck geschah über den Ansatz zusätzlicher Wassermassen nach Liaw-Chopra. Theoretische Betrachtungen hierzu sind in [6] zu finden. Es wurde der einfachste Ansatz gewählt, wobei die Abhängigkeit der Zusatzmassen von den Eigenformen der Struktur unberücksichtigt blieb. Als Turmhöhe wurde nur der mit Wasser benetzte Anteil unterhalb der Stauhöhe berücksichtigt.

Die Belastung aus dem inneren Wasserdruck wurde über den Ansatz zusätzlicher Wassermassen für steife flüssigkeitsgefüllte Behälter (starre Tankwand) nach Housner [7] berücksichtigt. Im Gegensatz zu gewöhnlichen, eher gedrunenen Flüssigkeitstanks sind die Schiebertürme wegen ihrer Höhe als außerordentlich schlank zu bezeichnen. Der konvektive Kraftanteil (aus der Schwappbewegung), welcher ja nur im oberen Bereich entsteht, tritt somit in seinem Einfluss hinter den impulsiven Anteil (aus der Trägheit der Flüssigkeit) zurück. Der Einfachheit halber wurde die konvektive Wassermasse für die Berechnung daher durch zusätzliche impulsive Masse ersetzt.

Die zweidimensionale dynamische Berechnung erfolgte an einem unten eingespannten Biegestab, so dass der Einfluss des Untergrunds vernachlässigt wurde. Wegen der seitlichen Halterung durch die Staumauer im Bereich des Intzekeils wurde als Einspannhöhe ein Drittel der Höhe des Intzekeiles oberhalb des Einlaufstollens gewählt. Eine eventuelle Halterung am oberen Ende durch den Bediensteg von der Mauerkrone blieb unberücksichtigt. Zur Aufnahme der zusätzlichen Wassermassen in den Knotenpunkten wurde das System aus insgesamt 38 Biegestäben diskretisiert.

Für die Berechnung wurden drei verschiedene Szenarien je nach Füllung von Talsperre und Turm untersucht. Zunächst wurden die Eigenfrequenzen ermittelt, wovon die ersten vier jeweils in Tabelle 6 aufgelistet sind. Die erste Eigenfrequenz in vertikaler Richtung bleibt konstant bei 14,9 Hz, da sich zwischen den einzelnen Szenarien nur die horizontalen Zusatzmassen ändern.

Tabelle 6: Berechnete Eigenfrequenzen [Hz] des Schieberturmes.

Nr.	Sperre und Turm entleert	Sperre gefüllt, Turm entleert	Sperre und Turm gefüllt
1	1,18	1,09	1,06
2	6,1	5,4	5,2
3	14,9 (v.)	14,1	13,6
4	16,4	14,9 (v.)	14,9 (v.)

Die Spannungsnachweise des Mauerwerks wurden nach der Überlagerung der statischen Normalkräfte mit den dynamischen Normalkräften und Biegemomenten geführt. In allen drei Fällen traten innerhalb des Schieberturmquerschnitts keine Zugspannungen auf und die größten Druckspannungen lagen deutlich unter den maximal zugelassenen für das Mauerwerk.

### 3.3.3 Schwingungsmessungen

Zur Überprüfung der Zuverlässigkeit der Modellannahmen in der Berechnung der Schiebertürme wurden an folgenden Stellen im Schieberturm Messungen durchgeführt.

- Position 1: im Schieberturm, auf Höhe des begehbaren inneren Plateaus,
- Position 2: im Schieberturm, auf Höhe des ersten über die Einstiegleiter zugänglichen Plateaus (ca. 4 m unter dem begehbaren Plateau),
- Position 3: im Schieberturm, noch einige weitere Meter unterhalb des ersten über die Einstiegleiter zugänglichen Plateaus,
- Position 4: wie Position 3, jedoch bei geleertem Schieberturm.

Die Ausrichtung des Beschleunigungsaufnehmers wurde erneut so gewählt, dass die x-Richtung senkrecht zur Staumauer und die y-Achse in Richtung der Staumauer weist.



Bild 9: Messung im Inneren des Schieberturms.

Exemplarisch für eine der vier Messpositionen sind die Frequenzspektren des Schieberturms für Position 3 senkrecht zur Staumauer (Bild 10) und parallel zur Staumauer (Bild 11) dargestellt.

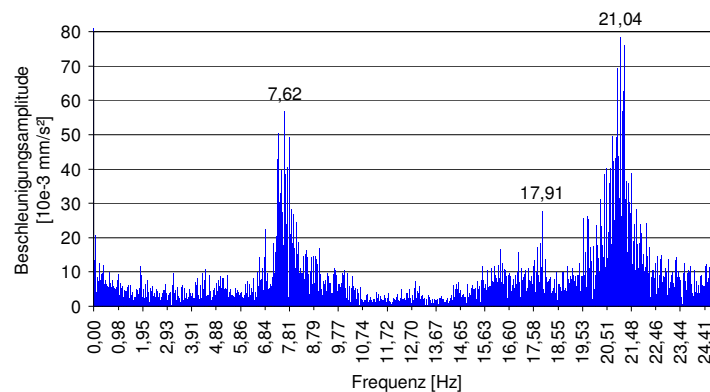


Bild 10: Frequenzspektrum des Schieberturms (in x-Richtung).

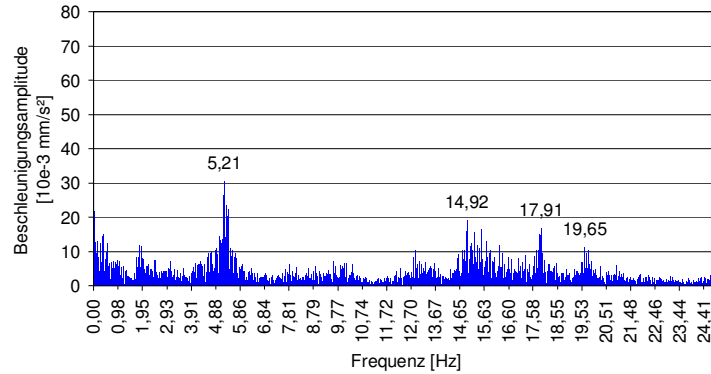


Bild 11: Frequenzspektrum des Schieberturms (in y-Richtung).

In Tabelle 7 und Tabelle 8 sind die an den verschiedenen Positionen gemessenen Eigenfrequenzen zusammengestellt.

Tabelle 7: Gemessene Eigenfrequenzen des Schieberturmes (in x-Richtung).

Eigenfrequenz [Hz]	1	2	3
Position 1	-	-	20,7
Position 2	7,5	16,4	20,9
Position 3	7,6	17,9	21,0
Position 4	7,4	16,3	-

Tabelle 8: Gemessene Eigenfrequenzen des Schieberturmes (in y-Richtung).

Eigenfrequenz [Hz]	1	2	3	4	5
Position 1	5,2	9,5	15,1	17,9	19,3
Position 2	5,3	-	15,1	18,0	19,4
Position 3	5,2	-	14,9	17,9	19,7
Position 4	5,3	-	15,1	-	-

Es wird deutlich, dass die erste Eigenfrequenz in x-Richtung bei 7,5 Hz und in y-Richtung bei 5,25 Hz liegt. Die höhere Eigenfrequenz in x-Richtung ist plausibel, da in x-Richtung durch die Verbindung des Schieberturms mit der Staumauer eine höhere Steifigkeit vorhanden ist.

### 3.3.4 Vergleich von Messung und Simulation

In Tabelle 9 sind die Ergebnisse der Berechnungen und Messungen für die verschiedenen Füllzustände zusammengestellt.

Tabelle 9: Vergleich der gemessenen und berechneten horizontalen Eigenfrequenzen.

	<b>Eigenfrequenz [Hz]</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Berechnung	Sperre und Turm entleert	1,18	6,1	16,4
	Sperre gefüllt, Turm entleert	1,09	5,4	14,1
	Sperre und Turm gefüllt	1,06	5,2	13,6
Messung	Sperre gefüllt, Turm entleert, Pos. 4	-	5,3	15,1
	Sperre und Turm gefüllt, Pos. 3	-	5,2	14,9

Es fällt zunächst auf, dass die erste Eigenfrequenz von etwa 1 Hz nur in der Berechnung auftritt. Diese Eigenfrequenz konnte nicht gemessen werden, da in der Realität offensichtlich eine Verbindung zwischen Staumauer und Schieberturm durch den Bediensteg vorhanden ist, die einen wesentlichen Einfluss auf die Eigenfrequenzen hat. Bei der zweiten Eigenfrequenz zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Mess- und Berechnungsergebnissen.

Wegen der durch die Modellbildung bedingten Abweichungen zwischen der gemessenen und berechneten ersten Eigenfrequenz wurden weitergehende Betrachtungen durchgeführt. Die von 1,06 auf 5,2 Hz erhöhte erste Eigenfrequenz bewirkt eine deutlich höhere anzusetzende Spektralbeschleunigung des Bemessungserdbebens, da im Bemessungsspektrum der Plateaubereich bei 4 Hz beginnt und die zunächst angesetzten 1,06 Hz deutlich darunter auf dem ansteigenden Ast des Spektrums lagen. Dem Modell, mit dem die Erdbebennachweise durchgeführt worden waren, wurde daher ein Auflagerpunkt am oberen Ende hinzugefügt, um die Auswirkung der höheren ersten Eigenfrequenz auf die Berechnungsergebnisse zu untersuchen. Die Berechnungen mit dem modifizierten statischen System und der höheren Spektralbeschleunigung ergaben kleinere resultierende Spannungen im Schieberturm als das Modell ohne Berücksichtigung der Auflagerwirkung durch die Staumauer. Der Grund hierfür ist das veränderte statische System mit höherer Steifigkeit, das zu geringeren Schnittgrößen führt. Die Systemwahl hätte jedoch auch zu auf der unsicheren Seite liegenden Ergebnissen führen können. Das Beispiel des Schieberturms zeigt, dass mit Hilfe der Ergebnisse der Schwingungsmessungen die Plausibilität der der Systemwahl für den Schieberturm erfolgreich überprüft werden kann.

## 4 Zusammenfassung und Ausblick

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass mit vor Ort durchgeführten Schwingungsmessungen eine Kontrolle und Kalibrierung von baulynamischen Modellen durchgeführt werden kann, so dass mit diesen verlässliche Aussagen über die Standsicherheit zum aktuellen Zeitpunkt der Untersuchungen gemacht werden können. Zudem können durch wiederholte Eigenfrequenzmessungen Steifigkeitsänderungen infolge von Schädigungseinflüssen erfasst werden, die gerade bei Talsperrenbauwerken mit Lebensdauern von über 100 Jahren eine wichtige Rolle spielen.

## 5 Literatur

- [1] Meskouris, K., Hinzen, K.-G.: Bauwerke und Erdbeben, Vieweg Verlag, 2003.
- [2] DVWK-Merkblatt. Nr. 242: 1996.
- [3] Petersen, C. : Dynamik der Baukonstruktionen, Vieweg Verlag, 1996.
- [4] König und Heunisch, Beratende Ingenieure für Bauwesen: Bericht über rechnerische Untersuchungen zum Lastfall Erdbeben im Auftrag des Ruhrverband Essen, 1995.
- [5] Ruhrverband: Ennepetalsperre, Erdbebenuntersuchung der Schiebertürme, Essen, 2002.
- [6] Liaw, C-Y. / Chopra, A. K.: Dynamics of Towers surrounded by water, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, 1974.
- [7] Meskouris, K.: Baudynamik, Ernst & Sohn, Berlin 1999.
- [8] El-Deib, K., Chudoba, R., Butenweg, C., Meskouris, K., Könke, C., Bettzieche, V.: Safety assessment of rockfill and masonry dams. Eurodyn 2002, S. 237-242, 2002.