

Zeitschrift:	Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria
Herausgeber:	Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band:	102 (2010)
Heft:	3
Artikel:	Berechnung felsrutschinduzierter Impulswellen im Vierwaldstättersee
Autor:	Fuchs, Helge / Boes, Robert
DOI:	https://doi.org/10.5169/seals-941662

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 29.12.2025

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

Berechnung felsrutschinduzierter Impuls-wellen im Vierwaldstättersee

■ Helge Fuchs, Robert Boes

Zusammenfassung

Am Steinbruch Obermatt am Vierwaldstättersee kam es seit der Stilllegung in den 1960er-Jahren zu vereinzelten Abbrüchen von Felsmaterial. Bei den Ereignissen innerhalb der letzten drei Jahre sind Teile des Abrutschkörpers in den Vierwaldstättersee eingetaucht und haben dabei Impulswellen erzeugt. Die Wellen wurden am Gegenufer im Bereich von Hertenstein bis Vitznau beobachtet, in Weggis wurden Schäden im Uferbereich verzeichnet. Da die Gefahr weiterer Gesteinsabbrüche besteht, hat die Kantonserverwaltung Nidwalden die Louis Ingenieurgeologie GmbH, Weggis, mit einer Gefahrenbeurteilung betraut, um über Gegenmassnahmen entscheiden zu können. Die rechnerische Abschätzung der zu erwartenen Impulswellen wurde dabei an die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich vergeben. Um die Aussagekraft der Berechnungen zu steigern, wurde in einem ersten Schritt ein Kalibrierfall auf Grundlage des an der VAW entwickelten Leitfadens nachgerechnet. Anhand der Rutschablagerungen am Fuss des Steinbruchs wurde vom Institut für Geomatik und Risikoanalyse (IGAR) der Universität Lausanne ein Rutschszenario für dieses Kalibrierereignis bestimmt, für welches die Impulswellenberechnung durchgeführt wurde. Die Berechnungsergebnisse wurden mit während des Ereignisses vor Ort beobachteten Wellenhöhen verglichen. Dabei hat sich gezeigt, dass diese in der Hauptimpulsrichtung, d. h. in Einstossrichtung des Felsrutsches, durch die Berechnungen innerhalb der angegebenen Ergebnistoleranzen leicht überschätzt wurden. Darauf aufbauend wurden Wellen- und Auflaufhöhen sowie Überschwappvolumina für drei weitere Rutschszenarien bestimmt. Eine Möglichkeit der Interpretation der berechneten Wellenhöhen für das gesamte Gegenufer wurde aufgezeigt. Weiterhin wurden die abgeschätzten Impulswellen mit 25-jährlichen Windwellen verglichen.



Bild 1. Stillgelegter Steinbruch Obermatt und davor befindlicher Talus (eigene Aufnahme).

schen, Siedlungen sowie vorhandener Infrastruktur dar.

Am zentral-schweizerischen Vierwaldstättersee wurde im Bereich der Nordflanke des Bürgenstocks in der Gemeinde Ennetbürgen (Kanton Nidwalden) bis in die 1960er-Jahre der Steinbruch

mehreren Schüben ca. 35 000 m³ Gestein aus der Felswand gelöst. Der grösste Abbruch wies ein Volumen von ca. 9000 bis 12 000 m³ auf, wovon ca. 5000 bis 8000 m³ in den See gelangt sind. Die erzeugten Impulswellen haben am Gegenufer im 3.5 km entfernten Weggis Schäden an mehreren Liegenschaften und Anlagen am See verursacht.

Um eine Gefahrenbewertung durchführen zu können, ist die Kenntnis von Impulswellen und deren Auflaufhöhen nötig. Die VAW wurde mit der Abschätzung von Impulswellenhöhen für verschiedene Felsrutschszenarien beauftragt. Die maximalen Wellenhöhen entstehen dabei stets in der Hauptimpulsrichtung, d.h. hier senkrecht zur Uferlinie im Einstossbereich. Die Wellenhöhen wurden mit an der VAW empirisch entwickelten Gleichungen in einem zweidimensionalen Ansatz ermittelt. Der untersuchte Berechnungsschnitt Steinbruch Obermatt–Weggis ist um 10° von der Hauptimpulsrichtung abgewendet (Bild 2).

Obermatt betrieben. Der Abbau erfolgte hier an einer ca. 160 m hohen, sehr steilen Felsflanke, um vorrangig die unteren Gesteinsschichten abzubauen. Direkt vor dieser Felsflanke besteht eine knapp über dem Ruhewasserspiegel gelegene horizontale Arbeitsfläche (Fallboden), auf der sich aufgrund der vorangegangenen Felssturzereignisse ein Talus gebildet hat (Bild 1).

Durch Instabilitäten innerhalb der Felsflanke kam es seit der Stilllegung mehrfach zu Abbrüchen und zur Generierung von Impulswellen im Vierwaldstättersee, zuletzt in grösserem Ausmass am 20. Juli 2007. Bei diesem Abbruch haben sich in

2. Grundlagen der Berechnung
Die Untersuchung wurde anhand des VAW-Berechnungsleitfadens zu rutschergzeugten Impulswellen in Stauseen durch-

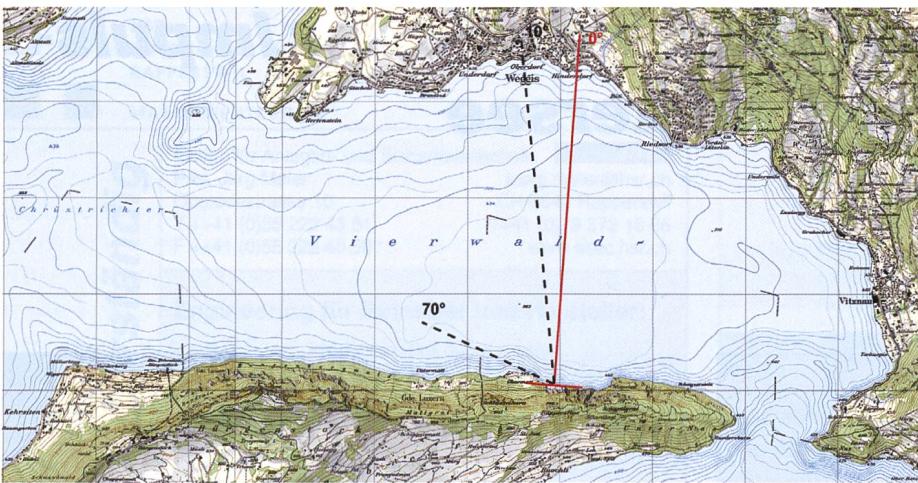


Bild 2. Ausbreitungswinkel der Impulswellen vom Steinbruch Obermatt (Kartendaten: PK25 © 2001 Bundesamt für Landestopografie (DV1366.2)).

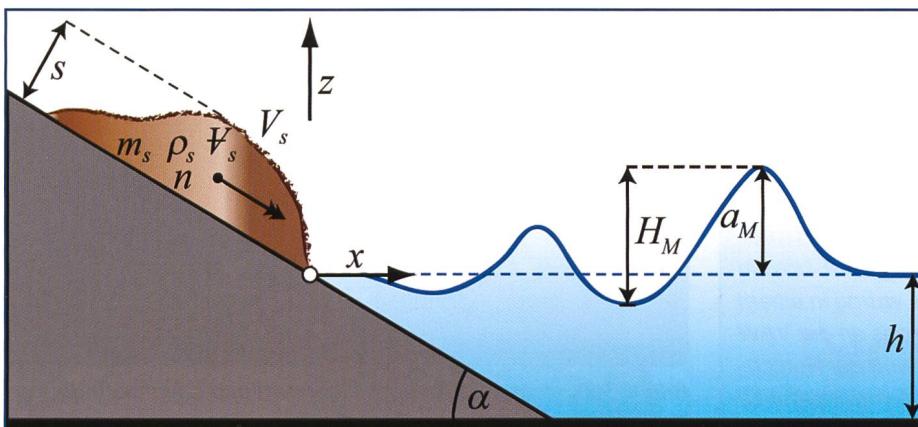


Bild 3. Definitionsskizze der Einflussparameter der Impulswellengenerierung (Heller et al. 2008).

a	Wellenamplitude	n	Porosität
α	Rutscheintauchwinkel	ρ_s	Rutschdichte
h	Ruhewassertiefe	s	Rutschmächtigkeit
H	Wellenhöhe	V_s	Rutschgeschwindigkeit
m_s	Rutschmasse	\mathcal{V}_s	Rutschvolumen

geführt (Heller et al. 2008). Demnach kann das Phänomen der Impulswellen in drei Prozesse eingeteilt werden: (1) Generation, (2) Propagation und (3) Auflaufen. Die Berechnung von (1), der Impulswellengeneration anhand der Rutschparameter, basiert auf Forschungsergebnissen der VAW, wohingegen (2) und (3) aus der Literatur zusammengefasst sind. Die Einflussparameter für die Impulswellengenerierung sind in Bild 3 dargestellt.

Darauf aufbauend werden die folgenden dimensionslosen Kennzahlen als Grundlage aller Berechnungen kurz aufgeführt:

$$F = \frac{V_s}{\sqrt{gh}}$$

(Rutscheintauch-Froudezahl)

$$S = \frac{s}{h}$$

(Relative Rutschmächtigkeit) (2)

$$M = \frac{\rho_s V_s}{\rho_w b h^2}$$

(Relative Rutschmasse) (3)

Dabei sind g = Erdbeschleunigung und $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ = Dichte von Wasser. Diese Kennzahlen werden zum massgebenden Parameter zur Charakterisierung der Impulswellen, dem Impulsproduktparameter P , zusammengefasst:

$$P = F S^{1/2} M^{1/4} \{ \cos[(6/7) \cdot \alpha] \}^{1/2}$$

(4)

Damit kann die im Eintauchbereich entstehende maximale Wellenhöhe H_M unabhängig von der Ausbreitungsrichtung zu

$$H_M = (5/9) P^{4/5} h$$

(5)

berechnet werden (Bild 5). Die kompletten Berechnungsschritte können Heller et al. (2008) entnommen werden.

3. Kalibrierberechnung anhand des Felssturzereignisses vom 20. Juli 2007

Um die Aussageschärfe der Berechnung zu erhöhen, wurde anhand des Felsrutschereignisses vom 20. Juli 2007 eine Kalibrierung vorgenommen. Informationen über die Auswirkungen der Impulswellen sind allerdings nur spärlich vorhanden. Zum einen entstanden laut Augenzeugenberichten ca. 1.0 bis 1.5 m hohe Wellen vor dem Gegenufer in Weggis, zum anderen wurden westlich des Steinbruchs Auflaufspuren bis auf eine Höhe von ca. 8.0 m über dem Ruhewasser-Seespiegel dokumentiert. Leider stehen für die Berechnung keine Messergebnisse der Rutsch-Einstossparameter zur Verfügung. Die benötigten Rutsch-eigenschaften wurden daher vom IGAR anhand einer Berechnung mit aus Feldaufnahmen gewonnenen Informationen ermittelt und von der Louis Ingenieurgeologie GmbH bereitgestellt.

3.1 Rutsch-eigenschaften

Die folgenden, aus der Rutschgeometrie berechneten Parameter unterliegen teilweise einer gewissen Streuung. Für die Berechnung wurden die unterstrichenen Werte verwendet.

Korndichte:	$\rho_g = 2650 \text{ kg/m}^3$
Rutschdichte:	$\rho_s = 2000 \text{ kg/m}^3$
Porosität:	$n = 25\%$
Rutschvolumen:	$\mathcal{V}_s = 5000 \dots 8000 \text{ m}^3$
Rutschmächtigkeit:	$s = 5 \text{ m}$
Rutschbreite:	$b = 50 \text{ m}$
Rutscheintauchgeschwindigkeit:	$V_s = 30 \dots 35 \text{ m/s}$

Zu dieser ersten Unsicherheit bei den Rutsch-eigenschaften kommt hinzu, dass die angegebene Rutschgeschwindigkeit von 30 m/s auf eine Fallrichtung von 70° zur Horizontalen bezogen wird. Es ist jedoch möglich, dass der Rutsch entweder noch oberhalb des Wasserspiegels auf dem Talus oder spätestens im Eintauchbereich in seiner Fallrichtung umgelenkt wird (Bild 4).

Der Rutscheintauchwinkel wird in einem Bereich von 70° (Felssturz), ca. 50° (Ablenkung durch Talus) oder ca. 30° (Unterwasserböschung im Eintauchbereich) abgeschätzt. Die ursprüngliche Fallge-

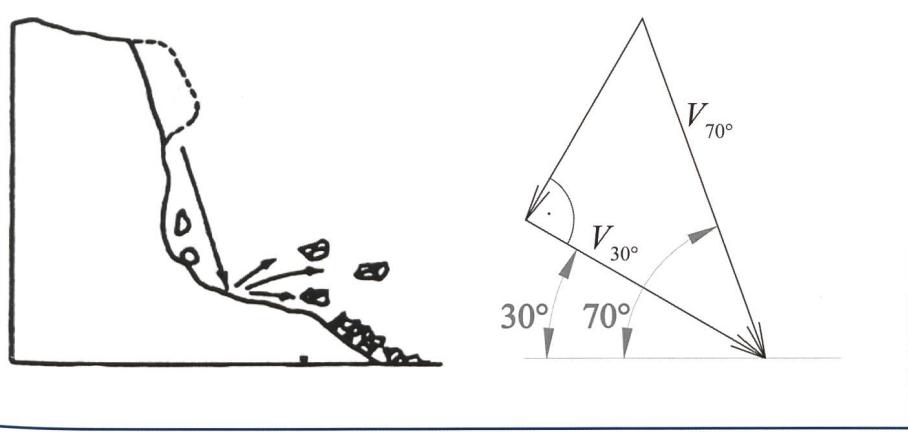


Bild 4. Umrechnung der Rutschgeschwindigkeit bei verändertem Eintauchwinkel (hier $\alpha = 30^\circ$) (Heller et al. 2008).

schwindigkeit wird dabei wie folgt abgemindert:

$$V_{70^\circ} = 30.0 \text{ m/s}$$

$$V_{50^\circ} = V_{70^\circ} \cdot \cos(70^\circ - 50^\circ) \approx 28.2 \text{ m/s}$$

$$V_{30^\circ} = V_{70^\circ} \cdot \cos(70^\circ - 30^\circ) \approx 23.0 \text{ m/s}$$

Die nachfolgende Kalibrierberechnung wurde für drei verschiedene Winkel und drei dazugehörige Eintauchgeschwindigkeiten durchgeführt (oranger Kasten in Bild 5). Dieser Effekt der verringerten Geschwindigkeit wird mit einem gegenläufigen Effekt des Rutscheintauchwinkels überlagert, da sich bei einem kleineren Winkel der Impuls stärker auf den Wasserkörper überträgt, so dass die generierten Wellenhöhen nur um maximal rund 7% um den Mittelwert der drei Fallunterscheidungen streuen (Bild 5).

3.2 Berechnungsprofil Steinbruch-Weggis (K_1)

Die Wellenhöhen werden zweidimensional entlang eines Längsschnittes zwischen dem Einstossort und Weggis (Bilder 2 und 5) berechnet. Voraussetzung dafür ist die Kenntnis der Seegrundtopografie (Bathymetrie). Die notwendigen Berechnungsprofile wurden von der Louis Ingenieurgeologie GmbH in digitaler Form zur Verfügung gestellt. Folgende massgebende Parameter für den Kalibrierfall K_1 wurden daraus entnommen (siehe Bild 5):

$$\text{Eintauchwinkel: } \alpha = 30^\circ \dots 70^\circ$$

$$\text{Auflaufwinkel: } \beta = 5^\circ \dots 10^\circ$$

$$\text{Ruhewassertiefe: } h = 146 \text{ m}$$

Die maximale Wellenhöhe von $H_M \approx 5$ bis 6 m (nach Gl. 5), je nach Eintauchwinkel und -geschwindigkeit, entwickelt sich zu dem Zeitpunkt, bei dem der Impuls durch den Einstoss vollständig auf das Wasser übertragen und in Wellenenergie umgewandelt ist. Sie entsteht in der Entfernung x_M von der Eintauchstelle:

$$x_M = (1/2)P^{1/2}h \quad (6)$$

Erst nach dieser Distanz (hier $x_M \approx 145$ bis 155 m) sind die Welleneigenschaften auch von der Ausbreitungsrichtung abhängig. Unter der Annahme einer konstanten Wassertiefe kann die Impulswellenhöhe in beliebiger radialer Entfernung r von der Eintauchstelle in Abhängigkeit des Wellenpropagationswinkels γ zu

$$H(r, \gamma) = (3/2)P^{4/5} \cos^2\left(\frac{2\gamma}{3}\right)(r/h)^{-2/3}h \quad (7)$$

bestimmt werden. Die Wellenhöhe beträgt am Punkt (c) in Abhängigkeit des Eintauchwinkels zwischen $H_{(c)} = 2.3$ und 2.5 m (Bild 5).

Danach verringert sich die Wassertiefe mit einem Winkel von ca. 5° von Punkt (c) nach (d), wodurch die Welle gebremst wird. Sie wird zusammenstaucht, die Wellenlänge wird kürzer und die Wellenhöhe wird grösser. Diese Veränderung der Welleneigenschaften bei sich verändernder Wassertiefe auf Basis der Energieerhaltung wird als «Shoaling» bezeichnet. Die allgemeine Gleichung für den Energiefluss zwischen zwei Punkten (c) und (d), auch bekannt als das «Green'sche Gesetz», lautet:

$$H_{(d)} = H_{(c)} \left(\frac{h_{(c)}}{h_{(d)}} \right)^{1/4} \left(\frac{b_{(c)}}{b_{(d)}} \right)^{1/2} \quad (8)$$

Um den Einfluss der Breite b zu berücksichtigen, wird das Verhältnis der beiden Radien zueinander als Breitenverhältnis wie folgt angewendet:

$$\left(\frac{b_{(c)}}{b_{(d)}} \right)^{1/2} = \left(\frac{\pi \cdot r_{(c)}}{\pi \cdot r_{(d)}} \right)^{1/2} = \left(\frac{2215 \text{ m}}{2215 \text{ m} + 885 \text{ m}} \right)^{1/2} = 0.845 \quad (9)$$

Daneben erfährt die Welle eine steigige Dämpfung, hervorgerufen durch innere Reibung. Diese Energieumwandlung führt wiederum zu einer Wellenhöhenabnahme. Unter Berücksichtigung dieser Abnahme liegen die berechneten Wellenhöhen am Punkt (d), 365 m vor dem Ufer, zwischen $H_{(d)} = 1.8$ und 2.1 m (Bild 5).

Auf dem weiteren Weg zum Ufer (b) verringert sich die Wassertiefe immer weiter, und die Welle wird immer steiler, d.h. die Wellenlänge nimmt weiter ab und die Wellenhöhe zu. Da die Berechnung von Wellenhöhen ab einem gewissen Punkt physikalisch nicht mehr sinnvoll ist (für $h = 0$ geht $H \rightarrow \infty$), wird die Wellen-Auflaufhöhe R (engl. «run-up») angegeben:

$$R = 1.25 \left(\frac{H}{h} \right)^{5/4} \left(\frac{H}{L} \right)^{-3/20} \left(\frac{90^\circ}{\beta} \right)^{1/5} h \quad (10)$$

Diese Auflaufhöhe beschreibt die vertikale Höhendifferenz zwischen dem Ruhewasserspiegel und dem höchsten Punkt, bis zu dem die Welle aufläuft (Bild 6a). Sie wird mit der Wellenhöhe vor der Böschungsneigung (am Punkt d) und einem konstanten Auflaufwinkel (hier $\beta = 10^\circ$) berechnet und beträgt zwischen $R = 3.2$ und 3.7 m (Bild 5).

Die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse wird von Heller et al. (2008) zu $\pm 30\%$ angegeben, d.h. die Wellenhöhen am Punkt (d), 365 m vor dem Ufer, können (auch in Abhängigkeit vom Eintauchwinkel) zwischen $H = 1.3$ und 2.7 m betragen. Die von Augenzeugen beobachteten Wellenhöhen liegen zwischen 1.0 und 1.5 m, was auf eine Überschätzung der Wellen durch die Berechnung hindeutet. Es werden daher für die weiteren Berechnungen die um 30% reduzierten und damit am unteren Ende der Schwankungsbreite liegenden Rechenergebnisse verwendet. Weiterhin hat sich unter Berücksichtigung der genannten Unschärfe der Einfluss des Eintauchwinkels als nicht massgebend erwiesen. Für die weiteren Berechnungen wird daher $\alpha = 70^\circ$ angenommen.

Da die Topografie des Ufers jedoch oberhalb des Seespiegels nicht weiter mit konstantem Auflaufwinkel von 10° verläuft, sondern sich eine ca. 1.0 m hohe Stufe (Ufermauer) und eine beinahe horizontal verlaufende Fläche anschliessen, ist die Angabe der Auflaufhöhe nur schwer interpretierbar. Die Auflaufhöhe bedeutet nicht, dass das gesamte Ufergelände bis zur Kote R überflutet wird. In Abhängigkeit vom Wasservolumen innerhalb eines Wellenbergs und der Topografie des Ufer-

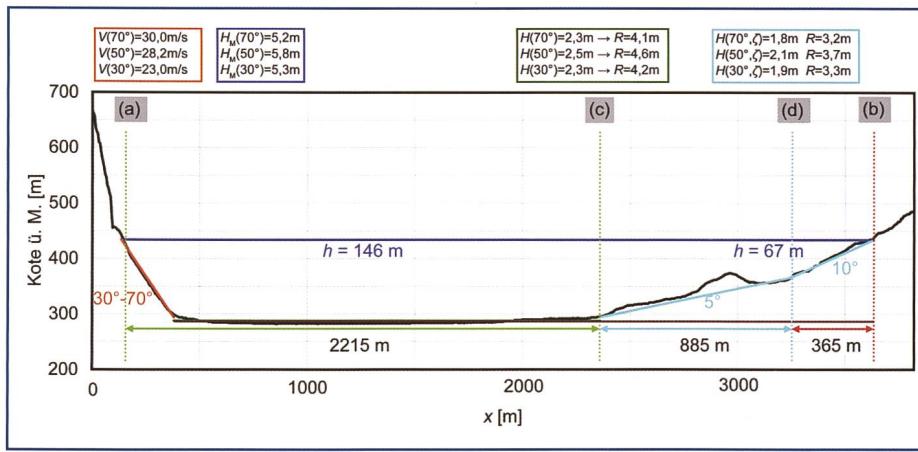


Bild 5. Schnittdiagramm und Berechnungsschema für den Kalibrierfall K_1.

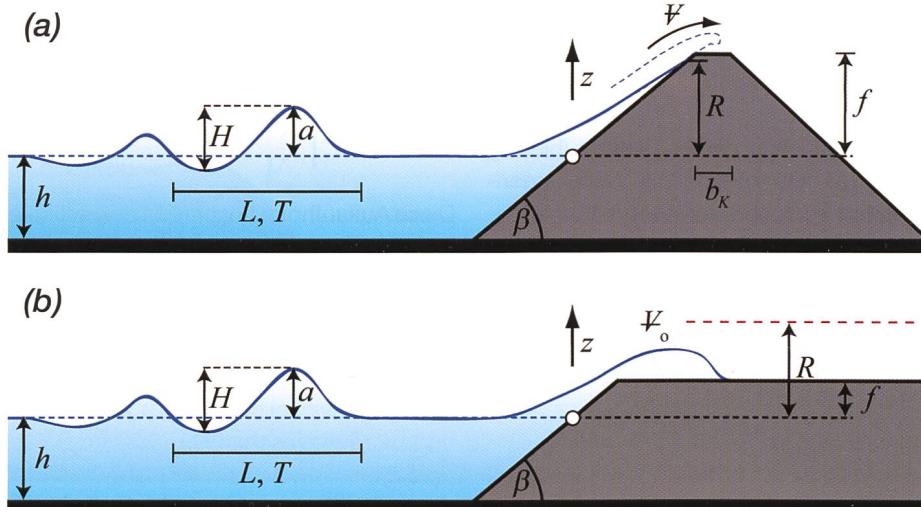


Bild 6. Interpretation der Wellenauflauftiefe (Heller et al. 2008).

geländes kommt es vielmehr zum Überströmen des Uferbereichs. Dieser Prozess kann dem Überschwappen von Wellen über einen Damm gleichgesetzt werden (Bild 6b).

Das Überschwappvolumen V_0 pro Laufmeter einer Welle kann für den Fall ohne Freibord f , d.h. der Ruhewasserspiegel liegt genau am Ende der geneigten Uferböschung, wie folgt berechnet werden:

$$V_0 = 1.45 \kappa \left(\frac{H}{h} \right)^{4/3} \left(\frac{T}{\sqrt{h/g}} \right)^{4/9} h^2 \quad (11)$$

Hier stellen T die Wellenperiode und κ einen Überfallbeiwert dar, der unter anderem die Effekte der Uferneigung und der Kronenbreite berücksichtigt. Dieser Überfallbeiwert liegt für die gesamten Berechnungen bei $\kappa \approx 0.45$. Für $\alpha = 70^\circ$, $H_{(d)} = 0.7$ · 1.8 m = 1.3 m und $h_{(d)} = 67$ m ergibt sich bei einer Wellenperiode von $T = 14.5$ s ein Überschwappvolumen von $V_0 = 33 \text{ m}^3/\text{m}$. Im vorliegenden Fall kann die Ufermauer als Freibord $f \neq 0$ angesehen werden, weshalb sich das Überschwappvolumen mit $f = 1.0$ m und $R = 2.1$ m (siehe Tabelle 2) auf

$$V_f = \left(1 - \frac{f}{R} \right)^{11/5} V_0 \quad (12)$$

also $V_f = 8 \text{ m}^3/\text{m}$ verringert. Die Dauer des Überschwappvorgangs ohne Freibord, d.h. für $f = 0$, wird zu

$$t_0 = 4 \left(T \sqrt{g/h} \right)^{4/9} (h/g)^{1/2} \quad (13)$$

bestimmt. Im Kalibrierfall K_1 liegt die Überschwappdauer mit $t_0 = 22.4$ s über der eigentlichen Periodendauer $T = 14.5$ s. Mit dem Überschwappvolumen und dieser Überschwappdauer kann ein mittlerer spezifischer Abfluss

$$q_{0m} = \frac{V_0}{t_0} \quad (14)$$

ermittelt werden. Dieser gilt wohlgemerkt für den Überschwappvorgang ohne Freibord und überschätzt daher den tatsächlich vorhandenen «Abfluss». Der mittlere Abfluss beträgt $q_{0m} = 1.5 \text{ m}^2/\text{s}$. Der auftretende Spitzendurchfluss kann dabei mit dem zweifachen mittleren Abfluss angenähert werden, d.h. hier $q_{0M} = 3 \text{ m}^2/\text{s}$.

Wie zuvor bereits beschrieben, treten Abweichungen der Rechenergebnisse zu den Beobachtungen der Augenzeugen auf. Folgende Ursachen können einen Einfluss auf die Abweichungen haben:

Im Profil gibt es bei $x \approx 2900$ m eine Erhebung auf dem Seegrund, die einen Teil der Wellenergie reflektiert (Bild 5). Da es sich um Wellen im Übergangsbereich zwischen Flachwasser- und Tiefwasserwellen handelt, ist der Einfluss nicht quantifizierbar.

Weiterhin ist es möglich, dass die Welle bereits auf dem Weg zwischen (d) und (b) bricht, wobei ein grosser Teil der Energie umgewandelt wird. Das Brechen von Wellen wird durch die Brecher- oder Iribarrenzahl

$$\xi = \frac{\tan \beta}{\sqrt{H_{(d)}/L_{(d)}}} \quad (15)$$

charakterisiert. Sie kann als ein Verhältnis von Ufersteilheit zu Wellensteilheit interpretiert werden. Für den Kalibrierfall K_1 ist $\xi = 2.66$ und liegt damit genau auf der Schwelle von Brechen zu Nichtbrechen ($\xi = 2.5 \dots 3$), so dass man diesen Vorgang nicht sicher vorhersagen kann (Schierack 2004).

Weiterhin werden 10 von insgesamt 15 Randbedingungen (Limitationen) der zugrundeliegenden Berechnungsgleichungen verletzt. Im Wesentlichen sind in Bezug auf die Wassertiefe die Rutschmächtigkeit zu klein, die Rutschmasse und das Rutschvolumen zu gering. Außerdem ist der Auflaufwinkel von 10° zu gering. Die Einflüsse der Limitationsverletzungen sind allerdings als solches nicht quantifizierbar.

3.3 Berechnungsprofil Steinbruch-Kantine (K_2)

Der Kalibrierfall wurde ebenfalls für das Schnittdiagramm zur alten Kantine des Steinbruchs am Nidwaldner Ufer berechnet, wo Auflaufspuren von ca. $R = 8 \dots 10$ m beobachtet wurden. Die Kantine befindet sich mit $x = 210$ m sehr nah und in einem Winkel von ca. 70° zur Hauptpropagationsrichtung (Bild 2) und liegt innerhalb einer kleinen Bucht, welche eine Verengung darstellt. Es kommt dort zu einer Konzentration der Wellenergie und damit zu einer Wellenhöhenzunahme. Diese ergibt sich gemäss Gl. (9) zu $H_{(d)} = (2/1)^{1/2} \cdot H_{(c)} = 1.41 \cdot H_{(c)}$. Die Ergebnisse bezüglich Wellen- und Auflauftiefen unter zusätzlicher Berücksichtigung des «Shoaling»-Effektes nach Gl. (8) und der Wellendämpfung zwis-

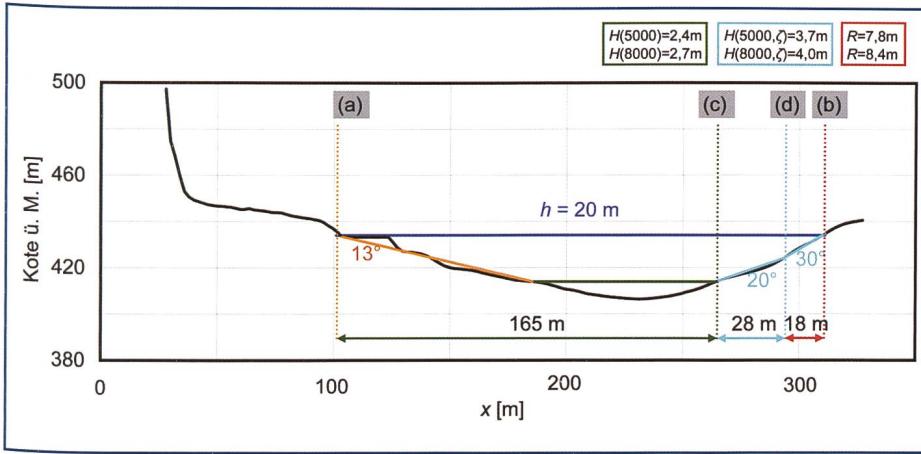


Bild 7. Schnittprofil und Berechnungsschema für den Kalibrierfall K_2.

Szenario	Jährlichkeit	Rutsch-volumen	Rutsch-mächtigkeit	Rutschbreite	Rutscheintauchgeschwindigkeit
	[a]	\mathcal{V}_s [m ³]	s [m]	b [m]	V_s [m/s]
S_1	20 bis 30	40'000	41	54	<u>42</u> – 46
S_2	20 bis 30	20'000	20	54	<u>42</u> – 46
S_3	30 bis 100	60'000	53	54	<u>42</u> – 46

Tabelle 1. Rutschparameter der verschiedenen Szenarien.

Szenario	K_1	S_1	S_2	S_3	W_1
$H_{(d)}$ [m]	1.3	5.9	3.9	7.1	1.1
$L_{(d)}$ [m]	376	566	503	597	21
$T_{(d)}$ [s]	14.5	21.4	19.2	22.4	3.6
$c_{(d)}$ [m/s]	25.8	26.5	26.2	26.7	5.7
R [m]	2.1	12.4	7.6	15.2	1.4
\mathcal{V}_0 [m ³ /m]	33	295	162	385	14
f [m]	1.0	1.0	1.0	1.0	0.95
\mathcal{V}_f [m ³ /m]	8	245	118	331	1.1
t_0 [s]	22.4	26.6	25.4	27.2	12.1
q_{0m} [m ² /s]	1.5	11.1	6.4	14.2	1.1
x_b [m]	15	51	36	59	7
H_b [m]	2.1	7.0	5.0	8.1	1.0

Tabelle 2. Parameter der berechneten Impulswellen.

schen den Punkten (c) und (d) (Heller et al. 2008) sind Bild 7 zu entnehmen. Die berechnete maximale Auflaufhöhe liegt hier bei $R = 7.8$ m für $\alpha = 70^\circ$ und sonst gleiche Felsrutschparameter wie beim Kalibrierfall K_1. Für ein grösseres Rutschvolumen von $\mathcal{V}_s = 8000$ m³ beträgt die rechnerische Auflaufhöhe $R = 8.4$ m.

3.4 Schlussfolgerungen aus den Kalibrierberechnungen

Die Kalibrierberechnungen haben gezeigt, dass die Wellenhöhen in der Hauptimpulsrichtung (K_1, Steinbruch Obermatt–Weggis) rechnerisch überschätzt werden und die zu erwartenden Wellenhöhen eher im unteren Bereich der angegebenen Schwankungsbreite von ±30% liegen. Der Grund dafür ist in der Vielzahl der ver-

letzten Limitationen der Berechnung zu suchen. Zu beachten ist dabei allerdings auch, dass Unschärfen sowohl bei den beobachteten Wellenhöhen als auch bei den zugrundeliegenden Rutschegenschaften bestehen. Weiterhin ist es möglich, dass ein Teil der Wellenenergie an der Seegrunderhebung bei $x = 2900$ m reflektiert wird oder die Wellen vor dem Ufer, begleitet von signifikanter Energiedissipation, brechen.

Im Gegensatz dazu werden die Wellenhöhen bei starker Abweichung von der Hauptimpulsrichtung (K_2, Steinbruch–Kantine) rechnerisch gut abgebildet, obwohl die ausgeprägten dreidimensionalen Effekte der Wellenausbreitung für das vorliegende Felsrutschereignis zusätzliche Unsicherheiten mit sich brin-

gen. In diesem Punkt besteht weiterer Forschungsbedarf, da dazu bisher nur wenige Untersuchungen vorliegen.

Für die weiteren Berechnungen zum Gegenufer an der Nordseite des Vierwaldstättersees werden die unteren Grenzwerte der um 30% abgeminderten Berechnungsergebnisse verwendet.

4. Berechnung für potenzielle Felsrutschszenarien

Die Berechnungen werden analog dem Kalibrierfall K_1 am Profil Steinbruch Obermatt–Weggis durchgeführt. Da sich die einzelnen Berechnungsschritte nicht in ihren Grundzügen, sondern nur in ihren Werten unterscheiden, werden diese nicht weiter aufgeführt. Die nachfolgend vorgestellten Rutschparameter stellen keine Naturmessungen dar, sondern wurden analytisch abgeschätzt und bergen daher bereits Unsicherheiten in sich, vor allem in Bezug auf die Rutschporosität und damit das Rutschvolumen und die Rutschbreite bzw. -mächtigkeit. Die Rutschgeschwindigkeit als massgebende Eingangsgröße für die Impulswellengenerierung (siehe Gl. 1, 4 und 5) kann jedoch zufriedenstellend genau bestimmt werden.

Bei Szenario 1 wird von einem 20- bis 30-jährlichen Rutschereignis und dem Steinbruch im Ist-Zustand, d.h. mit einem unberäumten Fallboden am Fuss, ausgegangen. Vom Ausbruchvolumen von 55 000 m³ werden ca. 15 000 m³ zurückgehalten. Szenario 2 basiert auf dem gleichen Felsrutschereignis mit 55 000 m³ Ausbruchvolumen wie zuvor, jedoch wird durch den vorher beräumten Fallboden ein grösserer Anteil des Rutschvolumens zurückgehalten. Das dritte Szenario mit einer Jährlichkeit von 30 bis 100 Jahren entspricht einem grösseren Ausbruchvolumen von 74 000 m³. Der Fallboden befindet sich auch hier im nicht beräumten Ist-Zustand und kann daher nur ca. 14 000 m³ des Rutschvolumens zurückhalten. Die Felsrutschparameter der Szenarien 1 bis 3 können Tabelle 1 entnommen werden.

4.1 Zusammenfassung und Diskussion der Ergebnisse

Tabelle 2 fasst die um 30% abgeminderten Ergebnisse aller Felsrutschszenarien zusammen. Die Welleneigenschaften entsprechen den Wellen vor dem Gegenufer am Punkt (d). Weiterhin sind auch die Ergebnisse der Windwellenberechnung aus Kapitel 5 enthalten. Ein Vergleich zwischen Impuls- und Windwellen wird in Kapitel 6 gezogen. Ein 20- bis 30-jährliches Felsrutschereignis generiert demnach

bei ungeräumtem Fallboden Impulswellen mit einer Wellenhöhe von $H_{(d)} = 5.9$ m vor dem Gegenufer in Weggis. Geht man davon aus, dass eine ca. 1.0 m hohe Ufermauer einen Teil der Welle reflektiert, wird diese Mauer von einem Wellenberg mit $V_f = 245 \text{ m}^3/\text{m}$ Wasser überströmt. Der spezifische Spitzenabfluss beträgt dabei $q_{0M} \approx 2 \cdot q_{0M} \approx 22 \text{ m}^2/\text{s}$.

Wird der Fallboden unterhalb des Anbruchgebietes im Steinbruch beräumt, so werden bei demselben Rutschereignis ca. 20 000 m³ des Rutschvolumens zusätzlich zurückgehalten und gelangen nicht in den See. Die maximale Wellenhöhe vor dem Gegenufer reduziert sich dadurch auf $H_{(d)} = 3.9$ m. Unter Berücksichtigung eines Freibords von $f = 1.0$ m halbiert sich das Überschwappvolumen einer Welle auf $V_f = 118 \text{ m}^3/\text{m}$ und der spezifische Spitzenabfluss auf $q_{0M} \approx 13 \text{ m}^2/\text{s}$.

Bei einem grösseren Rutschereignis mit einer höheren Jährlichkeit von 30 bis 100 Jahren entstehen im Bereich von Weggis 7.1 m hohe Wellen. Das Überschwappvolumen beträgt $V_f = 331 \text{ m}^3/\text{m}$ bei einem spezifischen Spitzenabfluss von $q_{0M} \approx 28 \text{ m}^2/\text{s}$.

Die berechneten Windwellen infolge Föhnereignis (Szenario W_1) haben zwar eine Höhe von rund $H = 1.1$ m, aufgrund der kurzen Wellenlänge und -periode sind die Überschwappvolumina mit $V_f = 1.1 \text{ m}^3/\text{m}$ aber weitaus geringer. Der spezifische Spitzenabfluss kann zu $q_{0M} \approx 2 \text{ m}^2/\text{s}$ abgeschätzt werden.

Infolge der veränderten Wellenparameter im Vergleich zum Kalibrierfall K_1 ist die Wellensteinheit bei den Szenarien 1 bis 3 grösser, die Wellen können brechen und einer signifikanten Energieumwandlung unterliegen. Die Brecherkennzahl (Gl.(15)) beträgt $\xi = 1.7$ (S_1), 2.0 (S_2) und 1.6 (S_3), womit die Wellen aller drei Ereignisse als Sturzbrecher brechen. Die Entfernung des Wellenbrechens zum Ufer berechnet sich nach Dean und Dalrymple (2008) zu

$$x_b = \frac{h_b}{\tan \beta} = \frac{1}{\tan \beta g^{1/5} \kappa_b^{4/5}} \left(\frac{H_{(d)}^2 C_{(d)} \cos \beta}{2} \right)^{2/5} \quad (16)$$

mit einer relativen Brecherwellenhöhe von $\kappa_b = H_b/h_b = 0.78$. Damit ergibt sich mit h_b als Wassertiefe am Brechpunkt eine Brecherwellenhöhe von $H_b = \kappa_b \cdot \tan \beta \cdot x_b$ (Tabelle 2). Der Prozess des Wellenbrechens ist jedoch räumlich und zeitlich nicht auf einen Punkt zu beschränken. Das Brechen einer Welle benötigt Zeit, in welcher die Welle weiter zum Ufer propagiert. Aufgrund der sehr kurzen Distanzen des Wellenbrechens zur Uferlinie ist für alle Szenarien anzunehmen, dass dieser Prozess bis zu deren Erreichen nicht abgeschlossen ist und die daraus folgende Energieumwandlung vernachlässigt werden kann.

Die Propagationsgeschwindigkeit der Impulswellen ist bei den drei Szenarien mit $c \approx 26.5 \text{ m/s}$ nahezu unabhängig von den Einstossparametern. Die Distanz von rund 3.5 km bis zum Nordufer wird demnach in rund 130 s oder gut 2 Minuten zurückgelegt.

Durch die grösseren Rutschmächtigkeiten und Rutscheintauchgeschwindigkeiten der Szenarien S_1 bis S_3 im Vergleich zum Kalibrierszenario sind drei Limitationen weniger verletzt. Dies deutet auf eine bessere Anwendbarkeit der Berechnungsgleichungen hin. Im Wesentlichen sind die relative Rutschmasse und das relative Rutschvolumen sowie die relative Rutschbreite und die relative Wellenhöhe zu gering. Der Einfluss der Limitationsverletzungen ist auch hier nicht quantifizierbar.

4.2 Interpretation der Ergebnisse für andere Uferabschnitte

Die Impulswellenhöhen richten sich stark nach den lokalen Gegebenheiten der Seetopografie. In Abhängigkeit der Propagationsdistanz flachen die Wellen infolge

Wellendämpfung ab. Wellenhöhe, -länge und -ausbreitungsgeschwindigkeit verändern sich. Weiterhin kann sich der Wellentyp von anfänglich stark nichtlinearen Wellen zu linearen Wellen ändern. Die genaue Beschreibung der Welleneigenschaften vor dem kompletten Gegenufer von Hertenstein bis Vitznau ist mit dem hier verwendeten zweidimensionalen Ansatz nicht oder nur mit sehr grossem Aufwand zu bewältigen, indem eine Vielzahl von Berechnungsprofilen zu untersuchen wäre. Daher wurden die Berechnungen für die maximal erwarteten Wellenhöhen entlang der Hauptimpulsrichtung für das Schnittprofil Steinbruch Obermatt–Weggis durchgeführt und die Wellenhöhen im weiteren Uferbereich darauf aufbauend durch Interpretation abgeschätzt.

Die massgebenden Parameter sind dabei die Propagationsdistanz x und der Wellenpropagationswinkel γ , da der Auflaufwinkel für das besiedelte Gegenufer mit $\beta = 10^\circ$ sehr gleichmässig ist. Unter der Annahme einer konstanten Propagationsdistanz zum Gegenufer und einem einheitlichen Seegrundverlauf kann die Wellenhöhe mit den Bildern 8 und 9 abgeschätzt werden. Während die relative Erhöhung vom Berechnungsprofil ($\gamma = -10^\circ$) auf die exakte Hauptpropagationsrichtung in Weggis ($\gamma = 0^\circ$) mit ca. 2% vernachlässigbar ist, beträgt beispielsweise die Wellenhöhe in Vitznau bei $\gamma = 70^\circ$ nur noch rund 45% der in Tabelle 2 angegebenen Wellenhöhen $H_{(d)}$. Nach Gl.(10) ist der Effekt auf die Wellenauflaufhöhe mit $R \sim H^{11/10}$ in derselben Grössenordnung.

5 Windwellen durch Föhn-einwirkung (W_1)

Um eine bessere Einschätzung des Gefahrenpotenzials der entstehenden Impulswellen vornehmen zu können, wurde zu Vergleichszwecken eine Abschätzung von durch Föhnstürme hervorgerufenen Wellen nach DVWK (1997) durchgeführt.

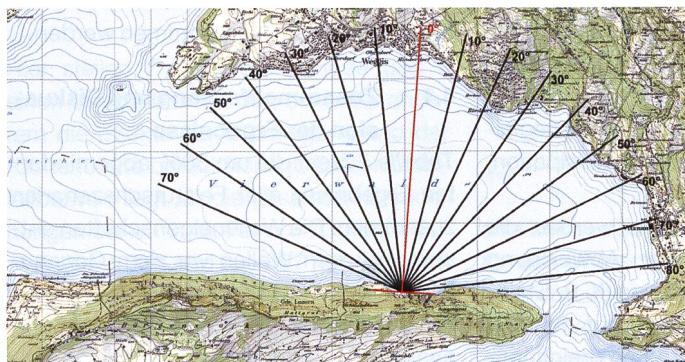


Bild 8. Ausbreitungswinkel zum Gegenufer bezogen auf die Hauptimpulsrichtung (Kartendaten: PK25 © 2001 Bundesamt für Landestopografie (DV1366.2)).

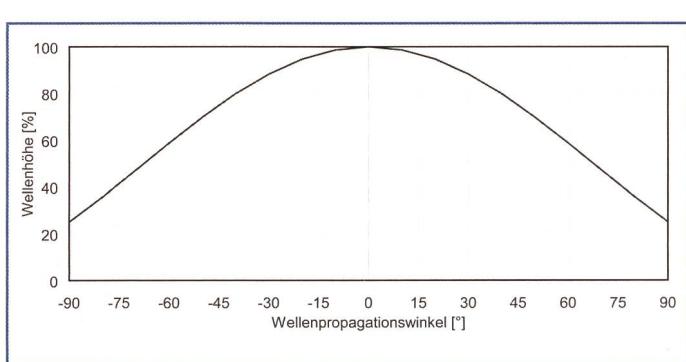


Bild 9. Einfluss des Wellenpropagationswinkels auf die Impulswellenhöhe.

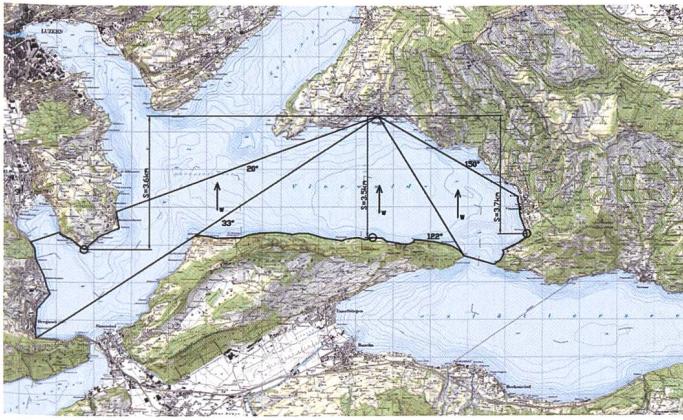


Bild 10. Vereinfachte sektorale Einteilung der Seeoberfläche zur Ermittlung der Windwellenhöhe in Weggis (Kartendaten: PK25 © 2001 Bundesamt für Landestopografie (DV1366.2)).

Neben der Bemessungwindgeschwindigkeit und der Winddauer sind die massgebenden Eingangsgrössen für diese Berechnung die Streichlänge, d.h. die Länge der windbeeinflussten Seeoberfläche, und die Geometrie der windbeaufschlagten Wasseroberfläche sowie die Wassertiefe. Da kein Windgutachten vorliegt, sind die entsprechenden Werte für den Bemessungswind aus DVWK (1997) entnommen worden.

Das 25-jährliche Stundenmittel der Bemessungwindgeschwindigkeit in einer Höhe von 10 m über der Wasseroberfläche für einen windexponierten Bezugspunkt mit einer geodätischen Höhe von 400 m ü.M. wird zu $w_{10} = 30 \text{ m/s}$ angenommen (DVWK 1997). Die Ausreifzeit t_{wi} des Windereignisses [in min] ergibt sich als 10-Faches der Streichlänge S_i [in km] (Bild 10) zu $t_{wi} \approx 3.5 \text{ [km]} \cdot 10 \approx 35 \text{ [min]}$ und liegt damit unterhalb einer Stunde. Da die Windgeschwindigkeit w_{10} als Stundenmittel angegeben ist, in einer kürzeren Zeitspanne dennoch grössere Windgeschwindigkeiten auftreten können, wird dieses Stundenmittel auf $1.05 \cdot 30 = 31.5 \text{ m/s} \approx 110 \text{ km/h}$ erhöht. Diese Werte entsprechen damit in etwa den Angaben von MeteoSchweiz für Föhnpitzengeschwindigkeiten an der Messstation in Altdorf im Urner Reusstal.

Die mittlere Wellenhöhe in Weggis ergibt sich mit diesen Eingangswerten zu ca. $H_{(d)} = 1.1 \text{ m}$. Die mittlere Wellenperiode beträgt $T = 3.6 \text{ s}$ und die mittlere Wellenlänge $L = 20.6 \text{ m}$. Daraus ergibt sich eine Wellengeschwindigkeit von $c = L/T = 5.7 \text{ m/s}$.

Zusätzlich zu den entstehenden Wellen ist ein pauschaler Windstau, d.h. eine Erhöhung des Ruhewasserspiegels von $h_{wi} = 0.05 \text{ m}$ zu berücksichtigen. Dadurch wird der Freibord um den Betrag des Windstaus auf $f = 0.95 \text{ m}$ verringert, was bei der Berechnung der spezifischen Überschwappabflüsse berücksichtigt wurde (Tabelle 2).

6. Vergleich Impuls-/Windwellen

Die durch ein 25-jährliches Windereignis in Weggis hervorgerufene Wellenhöhe beträgt mit $H_{(d)} = 1.1 \text{ m}$ nur ca. 19% der Wellenhöhe bei Szenario 1 (Jährlichkeit 20–30 Jahre) bzw. 28% der Wellenhöhe bei Szenario 2 (wie S_1, jedoch beräumter Fallboden). Durch die signifikant geringere Wellenlänge der kurzkämmigen Windwellen sind die Überschwappvolumina je Wellenberg weitaus geringer. Windwellen treten dafür voraussichtlich in einem längeren Zeitraum auf, da die Dauer des Windereignisses mehrere Stunden betragen kann. Im Unterschied dazu sind die durch Felsrutsche generierten Impulswellen nur wenige Minuten zu beobachten, bewirken jedoch ein Vielfaches an Überschwappvolumina pro Wellenberg. Weiterhin ist zu beachten, dass die Gefährdung von Menschen bei fähnzeugen Wellen weitaus geringer ist, da sich bei derartigen Wetterlagen im Allgemeinen nur wenige Personen im Bereich der Ufer aufhalten. Ein Felsrutschereignis kann hingegen prinzipiell spontan zu jeder Tages- und Jahreszeit und damit auch bei menschengefüllter Uferpromenade erfolgen. Dies birgt insbesondere deshalb ein hohes Risiko, weil infolge der kurzen Wellenlaufzeiten von nur gut 2 Minuten (siehe Abschnitt 4.1) bei Rutschereignissen, die sich nicht bereits vorher durch geologisch-geotechnische Auffälligkeiten ankündigen, kaum Vorwarnzeit für Notfallmassnahmen gegeben ist.

7. Fazit

Es wurden Impulswellen im Vierwaldstättersee abgeschätzt, die durch potenzielle Felsrutsche vom stillgelegten Steinbruch Obermatt hervorgerufen werden können. Zur Kalibrierung des auf experimentellen Versuchsdaten basierenden allgemein anwendbaren Berechnungsschemas (VAW-Leitfaden) wurde das letzte Rutschereignis vom 20. Juli 2007 verwendet und die Impulswellenhöhen in zwei Längsschnit-

ten berechnet. Der Vergleich mit Augenzeugenberichten zeigt die Plausibilität der Ergebnisse, die jedoch bei den hier zugrundeliegenden Felsrutschereignissen entlang der Hauptpropagationsrichtung innerhalb der angegebenen Schwankungsbreite tendenziell zu einer leichten Überschätzung führen. Unsicherheiten treten dabei bereits bei der Bestimmung der Rutschparameter zutage, d.h. vor der eigentlichen Anwendung des Leitfadens. Um die Auswirkung der felsrutschengenerierten Wellen noch besser einschätzen zu können, wurden weiterhin zu Vergleichszwecken Windwellen berechnet.

Bei annähernd gleicher Eintretenswahrscheinlichkeit der Ereignisse S_1 und W_1 ergeben die Impulswellen mehr als die 5-fache Wellenhöhe und etwa das 220-fache spezifische Überschwappvolumen pro Wellenberg im Vergleich zu den Windwellen. Das Gefährdungspotenzial ist damit ungleich grösser. Durch Beräumung des Fallbodens können die Wellenhöhen jedoch um 1/3 auf $H_{(d)} = 3.9 \text{ m}$ reduziert werden. Dennoch sind die auch dann noch zu erwartenden Überschwappvolumina von $q_{0m,S_2} = 6.4 \text{ m}^2/\text{s}$ so gross, dass umfangreiche Schäden zu befürchten wären.

Verdankung

Die Autoren danken der Louis Ingenieurgeologie GmbH, Weggis, für die Beauftragung mit der vorgestellten Untersuchung und die angenehme Zusammenarbeit.

Literatur

- Dean, R.G., Dalrymple, R.A. (2008). Water wave mechanics for engineers and scientists. World Scientific, Singapur.
- DVWK (1997). Freibordbemessung an Stauanlagen. Merkblätter zur Wasserwirtschaft: 246.
- Heller, V., Hager, W.H. und Minor, H.-E. (2008). Rutscherzeugte Impulswellen in Stauseen: Grundlagen und Berechnung. Mitteilungen 206, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), H.-E. Minor, Hrsg., ETH Zürich.
- Schiereck, G.J. (2004). Introduction to bed, bank and shore protection. Delft University Press, Delft.

Anschrift der Verfasser

Helge Fuchs, wissenschaftlicher Mitarbeiter;
Prof. Dr. Robert Boes, Direktor
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und
Glaziologie (VAW), ETH Zürich
Gloriastrasse 37/39, CH-8092 Zürich
fuchs@vaw.baug.ethz.ch
www.vaw.ethz.ch