



Communication 27

Symposium érosion
et protection des rives lacustres
*Fachtagung Erosionsprozesse und
Schutzmassnahmen an Seeufern*
Sutz-Lattrigen, jeudi 18 mai 2006

**Bases de dimensionnement
des mesures de protection des
rives lacustres**
***Bemessungsgrundlagen für
Massnahmen zum Schutz von
Flachufern an Seen***

-
- N° 14 2003 D. S. Hersberger
Wall roughness effects on flow and scouring in curved channels with gravel bed
- N° 15 2003 Ch. Oehy
Effects of obstacles and jets on reservoir sedimentation due to turbidity currents
- N° 16 2004 J.-L. Boillat, P. de Souza
Hydraulic System - Modélisation des systèmes hydrauliques à écoulements transitoires en charge
- N° 17 2004 Cycle postgrade en aménagements hydrauliques
Collection des articles des travaux de diplôme postgrade
- N° 18 2004 S. Emami
Erosion protection downstream of diversion tunnels using concrete prisms - Design criteria based on a systematic physical model study
- N° 19 2004 Ph. Chèvre
Influence de la macro-rugosité d'un enrochement sur le charriage et l'érosion en courbe
- N° 20 2004 S. André
High velocity aerated flows on stepped chutes with macro-roughness elements
- N° 21 2005 Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône
Nouveaux développements dans la gestion des crues
- N° 22 2005 INTERREG IIIB - Projet ALPRESERV. Conférence sur la problématique de la sédimentation dans les réservoirs - Gestion durable des sédiments dans les réservoirs alpins
- N° 23 2005 Master of Advanced Studies (MAS) in hydraulic schemes
Collection des articles des travaux de diplôme
- N° 24 2006 S. Sayah
Efficiency of brushwood fences in shore protection against wind-wave induced erosion
- N° 25 2006 P. Manso
The influence of pool geometry and induced flow patterns in rock scour by high-velocity plunging jets
- N° 26 2006 M. Andaroodi
Standardization of civil engineering works of small high-head hydropower plants and development of an optimization tool
- N° 27 2006 Symposium érosion et protection des rives lacustres
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufeln an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

Avant-propos

Les zones côtières des lacs possèdent un fort potentiel socio-économique. Toutefois, en comparaison des cours d'eau, il n'existe que peu d'exemples de gestion intégrale et durable des rives lacustres. Les ouvrages de rives sont nombreux et divers mais le recours aux aménagements inspirés du génie biologique ne sont que rarement privilégiés. La raison de ce renoncement qui va à l'encontre du maintien de berges naturelles tient essentiellement au fait que les bases de dimensionnement requises font cruellement défaut. Les résultats issus du projet de recherche EROSEE viennent combler cette lacune en proposant une démarche méthodologique de dimensionnement applicable à l'ensemble des lacs du plateau suisse.

Cette communication résume les conférences données lors du symposium *Erosion et protection des rives lacustres* qui a eu lieu à Sutz-Lattrigen le jeudi 18 mai 2006. Le symposium a suscité avec environ 70 participants un vif intérêt et s'est adressé à tous les professionnels et membres des services publics, concernés par la réhabilitation et la conservation de rives lacustres à fort potentiel environnemental et paysager.

Nous remercions tous les auteurs et conférenciers pour leurs contributions intéressantes. Nous remercions également l'Association suisse pour l'aménagement des eaux du soutien apporté à l'organisation de la conférence. La compilation finale de la présente communication a été réalisée par Dr Selim Sayah.

Le projet de recherche EROSEE a été financièrement soutenu par l'agence pour la promotion de l'innovation (CTI) sous contrat No. 5760.1, ainsi que par l'Office des ponts et chaussées du canton de Berne, Office fédérale des eaux et géologie OFEG, Association pour la protection des rives du lac de Bieme, Fondation suisse pour la protection et l'aménagement du paysage et l'Association pour le génie biologique.

Prof. Dr Anton Schleiss

Dr Jean-Louis Boillat

Christoph Iseli

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufern an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

Vorwort

Seeufer haben einen hohen sozio-ökologischen Stellenwert. Im Unterschied zu den Fliessgewässern gibt es aber nur wenige Ansätze für ein integrales und nachhaltiges Seeufermanagement. Die wasserbauliche Tätigkeit an Seeufern ist umfangreich, naturnahe und ingenieurbioologische Bauweisen kommen dabei jedoch selten zur Anwendung. Der Hauptgrund liegt im Fehlen von praxisrelevanten Bemessungsgrundlagen. Die realisierten Schutzbauten sind deshalb oft aus Sicherheitsüberlegungen zu hart konzipiert, was den Uferschutzzielen widerspricht. Die Ergebnisse des Forschungsprojektes EROSEE möchten hier bestehende Wissenslücken schliessen.

Die vorliegende Mitteilung fasst die Vorträge der Fachtagung Erosionsprozesse und Schutzmassnahmen an Seeufern zusammen, welche am 18. Mai 2006 in Sutz-Lattrigen am Bielersee stattgefunden hat. Die Tagung, welche mit rund 70 Teilnehmern auf ein reges Interesse gestossen ist, vermittelte die praktisch umsetzbaren Resultate und diskutiert den Rahmen, in welchem ein nachhaltiges Ufermanagement weiterzuentwickeln ist. Sie richtete sich an Fachleute und Behördenmitglieder, welche in den Bereichen Seeuferschutz und Seeufermanagement tätig sind.

Wir danken allen Autoren und Referenten für die interessanten Beiträge. Wir danken zudem dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband für die Mithilfe bei der Organisation der Tagung. Die vorliegende Mitteilung wurde von Dr. Selim Sayah zusammengestellt.

Das Forschungsprojekt EROSEE wurde von der Kommission für Technologie und Innovation (KTI-CTI) unterstützt (Nr. 5760.1). Weitere finanzielle Partner des Projektes waren: Tiefbauamt des Kantons Bern, Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), Verein Bielerseeschutz VBS, Stiftung Landschaftsschutz Schweiz, Verein für Ingenieurbioogie.

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufern an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

Table des Matières / Inhaltsverzeichnis

Préface/Vorwort	1
Erosionsprozesse und Uferstabilität an Seeufern – Resultate und Umfeld des Forschungsprojekts EROSEE <i>Christoph Iseli und Anton Schleiss</i>	5
Aspects socio-touristiques des rives lacustres <i>Richard Patthey</i>	17
Erosionsprozesse an Seeufern <i>Andreas Huber</i>	25
Approche méthodologique pour l'établissement d'un projet de protection de rives lacustres <i>Jean-Louis Boillat, Selim Sayah et Anton Schleiss</i>	37
Ermittlung von Grundlagen für die Bemessung (Wind, Wellen, Bathymetrie, Sedimente) <i>Bärbel Müller</i>	57
Frequenzanalyse bei Winduntersuchungen mit Simple-Scaling-Modellen <i>Erich Wylser</i>	67
Risiko eines durch Windwellen induzierten Strandrückgangs <i>Stephan Mai</i>	77
Uferschutzmassnahmen an Seen: Beispiele und ihre Wirkungen <i>Christoph Iseli</i>	89
Mesures de protection détachées et intégrées à la rive <i>Selim Sayah, Jean-Louis Boillat et Anton Schleiss</i>	99
Bedrohte Kulturgüter unter Wasser. Erosionsschutzmassnahmen für archäologische Fundstellen an Seen und Flüssen am Beispiel des Bielersees. <i>Albert Hafner</i>	113
Protection de rive contre l'érosion : étude de cas à Mörigen sur le lac de Biemme et à Préverenges sur le Léman <i>Selim Sayah, Jean-Louis Boillat et Anton Schleiss</i>	121
Praktische Hinweise und Empfehlungen bei Seeuferschutzprojekten <i>Peter Schmocker</i>	143
Stratégies pour un aménagement durable des rives lacustres <i>François Matthey</i>	153
Umsetzung und Weiterführung der Forschungsarbeiten <i>Myrta Montani und Oliver Stankiewicz</i>	163

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufern an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

**Erosionsprozesse und Uferstabilität an Seeufern – Resultate
und Umfeld des Forschungsprojekts EROSEE**

Christoph Iseli und Anton Schleiss

Zusammenfassung

Seeufer sind aus ökologischer Sicht wertvolle und multifunktionale Übergangsbiootope zwischen See und Land, aus sozioökonomischer Sicht bevorzugte Nutzungszonen und zwar sowohl an Land als auch auf dem Wasser. Aus wasserbautechnischer Sicht dagegen handelte es sich bis vor kurzem um die Wasserlinie, die das Land vom See trennt. Das Forschungsprojekt EROSEE zielte darauf ab diese wasserbautechnische Sicht zu erweitern und die hydraulischen und ökomorphologischen Prozesse der ganzen Seeuferzone mit einzubeziehen. Intakte Naturufer sind selten geworden und der Nutzungsdruck steigt beidseits der Wasserlinie. Unter diesen Voraussetzungen wird ein an die natürlichen Verhältnisse angepasster Wasserbau immer wichtiger. Im Rahmen des Projektes EROSEE wurden Bemessungsgrundlagen für naturnahe Schutzbauten an Flachufern erarbeitet.

Résumé

Du point de vue écologique, les rives lacustres sont des biotopes précieux et multifonctionnels comme transition entre les lacs et les terrains voisins. Ils sont également du point-de vue socio-économique des zones de détente sur l'eau et sur les rives. Les rives lacustres ont été traitées très souvent comme une simple ligne qui sépare l'eau du terrain. Le projet de recherche EROSEE a eu comme objectif cette vue plutôt technique des rives lacustres d'élargir et de tenir compte également des processus hydrauliques et éco-morphologiques sur toute la zone de rives. Des rives naturelles et encore intactes sont devenues rares et la pression de l'utilisation comme zones de détente augmente. Sous ces contraintes, une protection des rives avec des mesures souples et des aspects naturels devient de plus en plus importante. Dans le cadre du projet de recherche EROSEE, des bases de dimensionnement pour des mesures de protection à l'aspect naturel ont été développées pour des rives avec une faible profondeur d'eau.

1. Schilfrückgang an europäischen Seen

Der quantitative Gewässerschutz war eine der ersten umfassenden Aufgaben im Umweltschutz, welche erfolgreich gelöst worden ist. Das Ziel bestand hauptsächlich in der Reduktion der Nährstoffbelastung des Seewassers. In den achtziger Jahren rückten auch die strukturelle Belastung der Seeufer und ganz allgemein die anthropogen bedingten Änderungen der Ökosysteme in den Vordergrund. Es fand eine allgemeine Sensibilisierung für weitere Umweltthemen statt.

Eines dieser Themen war der zumindest europaweit zu beobachtende Rückgang der aquatischen Röhrichte an Seeufern. Das Wirkungsgefüge, welches für die komplexen Prozesse dieser Entwicklung verantwortlich war, ist bis heute nicht restlos geklärt. Als direkte Folge des hohen Wissensstandes in der Limnologie wurde die Eutrophierung der Seen lange Zeit als hauptverantwortlicher Faktor für den Schilfrückgang betrachtet. Erst allmählich setzte sich die Erkenntnis durch, dass nicht nur chemisch-physiologische sondern neben anderen auch physikalisch-hydromorphologische Prozesse am Phänomen 'Schilfrückgang' massgeblich beteiligt waren. Dadurch entstand ein interdisziplinärer Zusammenhang zwischen Biologie und Wasserbau.



Abbildung 1: Renaturiertes Ufer am Bielersee (Erlenwäldli Ipsach)

2. Wandel des gesellschaftlichen Stellenwerts der Seeufer

Im zwanzigsten Jahrhundert sind überall in dicht besiedelten Regionen die Seeufer durch den Menschen besiedelt und umgestaltet worden. Der Nutzungsdruck auf die Ufer ist sowohl durch Siedlungsbau landseits wie auch see-seits durch den Bau von Infrastrukturanlagen für die Schifffahrt stark gestiegen (vgl. Gurtner 2003). In den letzten Jahrzehnten kam zudem ein markant steigendes Interesse an öffentlichen Uferflächen und –promenaden als weiterer Faktor dazu.

Im Kanton Bern äusserte sich dieser Wertewandel anfangs der achtziger Jahre in der erfolgreichen Volksabstimmung über das See- und Flussufergesetz, mit welchem die Seeufer vor weiterer Überbauung geschützt, den öffentlichen Zugang zu den Seeufern mit Freiflächen und durchgehenden Uferwegen gefördert sowie die naturnahen Ufer erhalten und wenn möglich wieder hergestellt werden sollten. Seit der Inkraftsetzung

dieses Gesetzes sind am Bielersee unzählige Ufergestaltungs- und Renaturierungsprojekte realisiert worden.

Die schweizerische Landesausstellung 2002 fand in der Dreiseenregion von Bieler-, Neuenburger- und Murtensee statt. Die Inszenierung dieses Ereignisses an verschiedenen Orten am, auf und mit dem Wasser war der Kern des Ausstellungskonzepts. Als Nachwirkung der Expo.02 spielen heute die Seen eine wichtigere Rolle im regionalen Standortmarketing.

Auch die jüngsten Bestrebungen, die prähistorischen Siedlungsreste der sog. Pfahlbauten auf die UNESCO-Liste des Weltkulturerbes aufzunehmen, ist ein weiteres Indiz für den wachsenden gesellschaftlichen Stellenwert der Seeufer.

3. Wasserbau an Seeufern als unbekannte Disziplin

Wasserbau an Seeufern war bis vor kurzem mit dem Bau von Mauern oder Blocksatz gleichzusetzen. Er diente fast ausschliesslich der Gewinnung von Land und zu dessen Schutz vor Erosion. Im Unterschied zum Wasserbau an Fliessgewässern fand an den Seeufern bisher noch kaum ein Umdenken auf angepasstere und naturnähere Wasserbaumethoden statt, ja wurde Wasserbau überhaupt noch kaum methodisch aufgearbeitet. Eine Ausnahme bildet eine Publikation der Baudirektion des Kantons Bern von 1989 (Ingenieurgemeinschaft Iseli und Bächtold AG).



Abbildung 2: Aufwertung einer Badebucht durch Kies/Sand-Vorschüttung, kombiniert mit dem Schutz prähistorischer Kulturschichten durch Blocksatz (Strandplatz Sutz)

Gründe für diese Situation sind einerseits die Tatsache, dass es sich beim Wasserbau an Seeufern nicht um den Schutz vor Naturgefahren im Sinne des Risikomanagements handelt, womit das öffentliche Interesse an den Seeufern weniger offensichtlich ist. Andererseits ist die Zuständigkeit für die Seeufer auf verschiedenste Stellen aufgeteilt, was ein einheitlicher Zugriff auf die Seeufer stark erschwert: Im Kanton Bern sind für die Wasserfläche die Ämter Gewässerschutz, Natur, Wasserwirtschaft und Verkehr sowie die Polizei zuständig, für die landseitigen Uferflächen sind im Rahmen der Zonenplanung die Grundeigentümer zuständig, ebenso über den Wasserbau an der Uferlinie, über welchen das Tiefbauamt zudem die Oberaufsicht als Bewilligungsbehörde ausübt.

Die Ufer des Bielersees, welche durch die Seespiegelsenkung Ende des 19. Jahrhunderts entstanden sind, wurden vorwiegend in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts teilweise in aufwändiger Arbeit mit Blockwerk verbaut. Später sind nur noch einzelne Uferanpassungen wie z.B. in der Bieler Seebucht oder in La Neuveville (St. Joux) oder der Bau von Hafenanlagen, z.B. in Mörigen, Täuffelen und Erlach, realisiert worden. Alle diese Projekte bestanden aus Aufschüttungen von Seefläche und einer harten Verbauung der Uferlinie durch Blockwurf. Heute sind rund 40 % der Flachufer am Bielersee mit harten Massnahmen befestigt.



Abbildung 3: Bau einer Lahnung zum Schutz von Schilfbeständen (Mörigen)

4. Der Verein Bielerseeschutz (VBS) als Katalysator für den naturnahen Seeufer-schutz in der Schweiz

Der Verein Bielerseeschutz wurde 1933 als Reaktion auf die zunehmende Bautätigkeit an den Seeufern und in den Rebbergen gegründet mit dem Ziel, die Landschaft am Bielersee zu erhalten und vor schädigenden Eingriffen zu bewahren. Dieses Ziel suchte er zu erreichen, indem er die Seegemeinden in diesen Bestrebungen unterstützte und eigene Projekte durchführte.

Er engagierte sich jeweils in denjenigen Bereichen, in welchen die Ziele noch nicht mit öffentlich-rechtlichen Bestimmungen durchzusetzen waren. So zum Beispiel bei der Ausarbeitung von Schutzzonenplänen und Überbauungsordnungen in den dreissiger Jahren (lange vor dem Erlass des Raumplanungsgesetzes) oder durch den Bau von Uferwegen und den Kauf von Uferparzellen zur öffentlichen Nutzung (lange vor dem Erlass des See- und Flussufergesetzes). Das Schilf- und Uferschutzkonzept Bielersee (Iseli und Imhof 1987) diente den Gemeinden als Grundlage für die Erarbeitung der Uferschutzpläne in den neunziger Jahren, und mit dem Aufbau des 'Landschaftswerks Bielersee', eines sozialen Betriebes, welcher die Landschaftspflege in den Seegemeinden ausführt, schaffte er neue Synergien zwischen sozialen und ökologischen Aufgaben.

Nachdem die Uferschutzpläne gemäss See- und Flussufergesetz erarbeitet waren, begleitete der VBS die Gemeinden bei der Realisierung der Ufergestaltungs- und Renatu-

rierungsprojekte durch fachliche Beratung und Koordination, durch die Übernahme von Projektträgerschaften, durch Finanzhilfen aber auch durch eigene ausführende Tätigkeiten des Landschaftswerks. Dadurch wurde der VBS zum regionalen Kompetenzzentrum für den naturnahen Wasserbau an Seeufern.



Abbildung 4: Rückbau eines Blockwurfs (Strandbad Erlach)

Unter diesen günstigen Voraussetzungen – die wachsende Sensibilität für die gesellschaftlichen und ökologischen Aspekte der Seeufer, das kantonale See- und Flussufergesetz sowie die eingetübte Rolle des VBS als regionaler Koordinator – konnte der Bielersee bezüglich des wasserbaulichen Umgangs mit seinen Ufern zum Modell werden.

Eine Zusammenstellung der in den Uferschutzplänen und Realisierungsprogrammen der Seegemeinden vorgesehenen Massnahmen ergibt nämlich, dass am Südufer des Bielersees auf einer gesamten Länge von rund 8 km Massnahmen zum Schutz, Wiederherstellung oder Umgestaltung von naturnahen Flachufnern geplant waren. Davon wurden seit Beginn der Realisierungen 1987 bis heute ca. 3,7 km oder 45 % umgesetzt.



Abbildung 5: Neu gestalteter Seestrand (Strandbad Erlach)

Neben diesen baulichen Investitionen sind auch der ingenieurbioologische Uferunterhalt und die Organisation der Pflege der naturnahen Ufer durch das Landschaftswerk (vgl. Lauper 2005) oder das Einsatz-Dispositiv für Schwemmholtzereignisse zu erwähnen, welche zur Verbesserung der ökologischen Qualität der Bielerseeufer beitragen.

5. Fehlende Bemessungsgrundlagen als Motivation für das Forschungsprojekt EROSEE

Bei dieser intensiven wasserbaulichen Tätigkeit am Bielersee wurden jedoch bald auch die bestehenden Wissenslücken ersichtlich. Bereits 1993 bei der Formulierung von möglichen Strategien für die Renaturierung von Seeufern (vgl. Iseli 1993) wurde klar, dass weder die hydromorphologischen Prozesse an den Seeufern noch die nötigen Bemessungsgrundlagen für den Bau von technischen Uferschutzmassnahmen genügend bekannt waren. 1995 organisierte der Verein Bielerseeschutz deshalb ein Hearing mit den betroffenen kantonalen Amtsstellen und verschiedenen Experten, an welchem das grosse, vorhandene Wissensdefizit bestätigt wurde. Die Zusammenfassung der Diskussion wurde in einem Thesenpapier in Form eines Fragenkatalogs publiziert (Iseli 1995 und 1996), welches die Grundlage bildete für weitere Vorbereitungsarbeiten für die Initiierung eines Forschungsprojektes.

Unter der Leitung des Vereins Bielerseeschutz wurden in der darauf folgenden Zeit die Fragen aus der Praxis gebündelt, die Kontakte zu Forschungsinstituten hergestellt, die Finanzmittel der Auftraggeberschaft organisiert und das Beitragsgesuch an die Kommission für Technologie und Innovation KTI erarbeitet. Dieses wurde im September 2001 eingereicht.

6. Partner des Projektes EROSEE und deren Aufgaben

Das Forschungsprojekt EROSEE basierte auf der engen Zusammenarbeit der beteiligten Finanzierungspartnern (Tiefbauamt des Kantons Bern, Bundesamt für Umwelt BAFU (vormals BWG), Verein Bielerseeschutz VBS, Stiftung Landschaftsschutz Schweiz, Verein für Ingenieurbioogie), den beauftragten Forschungsinstitutionen (Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH) der ETH Lausanne und Berner Fachhochschule) sowie der beiden externen Experten.

Der VBS als Initiant des Projektes übernahm die Koordination und die administrative Programmleitung, während das LCH die wissenschaftliche Leitung innehatte.

Die Aufgabenteilung zwischen den einzelnen Projektpartnern zeigt die folgende Übersicht:

Aufgaben des Vereins Bielerseeschutz VBS

- Bündelung der Fragen aus der Praxis, Vermittlung zwischen Praxis und Forschung
- Beschaffung von Beiträgen der Auftraggeber, Mitfinanzierung
- Mithilfe beim Bau der Versuchsobjekte (je nach Objekt verschiedene Leistungen wie z.B. Beratung, Projektierung, Finanzierung oder Ausführung)
- Auswahl der Versuchsstandorte und -objekte
- Administrative Programmleitung, Leitung und Protokollierung der Sitzungen
- Kontakte zu anderen Seen
- Vorbereitung von Umsetzungsstrategien (Workshop, Wegleitung, Netzwerk)

Aufgaben der Berner Fachhochschule

- In-situ-Messungen an den Versuchsstandorten (Wind, Wellen, Bathymetrie, Untergrund)
- Entwicklung geeigneter Messtechniken
- Entwicklung von Methoden zur Datenauswertung
- Auswertung der Daten
- Bereitstellen der Grundlagen für die physikalische und numerische Modellierung
- Aufbau der Informationsplattform www.erosee.ch
- Formulierung von Anwendungshinweisen

Aufgaben des Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH-EPFL)

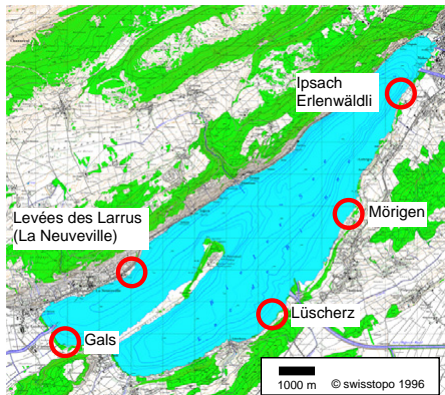
- Physikalische Modellierung (Wellenbecken)
- Numerische Modellierungen (Evaluation und Anpassung geeigneter Software)
- Kalibrierung der Modelle und Verifizierung anhand der Daten aus In-situ-Messungen
- Evaluation der massgebenden hydraulischen Prozesse und der Wirkfaktoren von Schutzbauten
- Ableitung von Übertragungsfunktionen (z.B. zwischen Winddaten und Wellenklima)
- Aufbereiten von Bemessungsgrundlagen
- Methodenentwürfe für eine ökomorphologische Uferbewertung und für die Evaluati-on von wasserbaulichen Massnahmen

7. Resultate des Projektes EROSEE

Ein genereller Überblick über die Resultate gibt Tabelle 1. Auf der Plattform www.erosee.ch sind sämtliche Projektberichte sowie die Publikationen aus der Projektphase zugänglich. Die für die Praxis relevanten Resultate und Empfehlungen wurden anlässlich einer Fachtagung einem breiteren Publikum vorgestellt. Die nachfolgenden Beiträge im Tagungsband der verschiedenen Personen, welche am Projekt beteiligt waren, fassen die Erkenntnisse zusammen.

Basierend auf Feldmessungen, hydraulischen Modellversuchen sowie numerischen Modellierungen wurden wissenschaftlich belegte Bemessungsgrundlagen für naturnahe, nachhaltige Massnahmen zum Schutz von Seeufern vor Erosion erarbeitet. Die mass-

geblichen Einflussfaktoren wie Bathymetrie (Seebodentopographie), Sedimenteigenschaften, Wind- und Wellenklima wurden in Feldmessungen an fünf verschiedenen Versuchsstandorten am Bielersee ermittelt. Diese Messungen hatten zum Ziel, die Wechselwirkungen zwischen Schutzmassnahmen und Wellen zu quantifizieren, um anschliessend die numerischen und physikalischen Modellierungen eichen zu können.



Ipsach Erlenwäldli

Wellenbrecher, Kiesschüttung

Mörigen

Lahnungen

Lüscherz

Palisade, Buhnen, Kiesschüttung, Lahnung

Gals

Wellenbrecher, Buhnen, Kiesschüttung

Levées des Larrus

natürliches Kiesufer, keine Schutzmassnahmen realisiert

Abbildung 6: Versuchsstandorte am Bielersee mit bestehenden Seeuferschutzmassnahmen

Am Beispiel des Bautyps Lahnung wurde das Verhalten naturnaher Uferschutzmassnahmen unter realen Bedingungen untersucht. Lahnungen bestehen aus Holzpfahlreihen und Faschinen aus Weidenzweigen. Zur Bestimmung der Wellendämpfung wurden die Wellenhöhen vor und hinter der Lahnung gemessen. Der Transmissionskoeffizient K_T beschreibt das Verhältnis der Wellenhöhe der transmittierten Wellen zur jener der ankommenden Wellen und ist damit ein Mass für das Dämpfungsvermögen der Lahnung. Die wellendämpfende Wirkung hängt vor allem von der Porosität der Faschine ab. Die Porosität wird durch die Packungsdichte und Zusammensetzung der Weidenzweige bestimmt und ist somit eine Funktion des Alters und des Materialzustandes. Wellenmessungen im Bereich von Lahnungen wurden während eines Zeitraumes von insgesamt zwei Jahren an Faschinen unterschiedlichen Alters durchgeführt, so dass die Wirksamkeit von Faschinen praktisch für deren gesamte Lebensdauer in-situ untersucht werden konnte. Es zeigte sich, dass die Wirksamkeit einer Lahnung des untersuchten Bautyps bereits nach zwei Jahren deutlich abnimmt.

Der Verein Bielerseeschutz hat seit 1985 innovative Schutzmassnahmen entwickelt und an verschiedenen Standorten realisiert, um natürliche Uferabschnitte zu schützen und künstliche zu renaturieren. Dabei kommen am Bielersee vor allem Kiesvorschüttungen, Lahnungen, Pfahlreihen (Palisaden), Wellenbrecher und Buhnen zur Anwendung. Für Lahnungen, Pfahlreihen und Kiesvorschüttungen wurde mit numerischen und physikalischen Modellen der Einfluss der Wellen und der Schutzmassnahmen auf den Prozess der Ufererosion untersucht, um allgemein anwendbare Bemessungsgrundlagen erarbeiten zu können.

Die physikalische Modellierung erfolgte in einem 10 x 6 m grossen Wellenbecken des LCH-EPFL. Die Lahnungen und Pfahlreihen wurden in Kunststoff auf der naturgetreu

nachgebildeten Seetopographie des Bielersees im Massstab von etwa 1:15 angebracht. Die Resultate dieser hydraulischen Modellversuche wurden zur Eichung des numerischen Modells verwendet. Dieses basiert auf dem 2-dimensionalen Berechnungsprogramm MIKE 21. Eine zusätzliche Eichung und Überprüfung des Modells erfolgte mit den Resultaten der In-situ-Messungen (Wellen, Bathymetrie), welche von der Berner Fachhochschule durchgeführt wurden. Die Resultate der numerischen Modellierungen erlaubten allgemein gültige Bemessungsregeln aufzustellen, welche die Funktionsfähigkeit der Uferschutzmassnahmen kurz-, mittel- und langfristig garantieren können.

Als abschliessende Überprüfung wurde das numerische Modell für den stark erodierten und gut dokumentierten Uferabschnitt in Prévérèges am Genfersee eingesetzt. Dieses Fallbeispiel erlaubte es wertvolle Erfahrungen mit dem Programm zu sammeln und seine numerischen Möglichkeiten bei der Nachbildung von Wellen und Sedimenttransport im Uferbereich sowie von Ufererosionen zu überprüfen.

Die Resultate des Forschungsprojektes schliesslich erlauben es dem auf dem Gebiete des Seeuferschutzes praktisch tätigen Ingenieur folgende Fragen zu beantworten:

- Wie wird das für ein Seeuferschutzprojekt massgebende Windregime bestimmt und wie wird die massgebende Wellenhöhe bestimmt?
- Welche naturnahen Schutzmassnahmen sind am besten geeignet?
- Wie werden Schutzmassnahmen wie Kiesvorschüttung, Wellenbrecher, Lahnungen und Pfahlreihen bemessen? Welches ist ihre optimale Anordnung?
- Wie müssen die Schutzmassnahmen unterhalten werden?
- Wie kann der ökologisch-morphologische Zustand eines Seeufers beurteilt werden?

Allgemeines Vorgehen bei der Evaluation und Umsetzung eines Wasserbauprojektes an Seeufern	Anwendbare Resultate des Projekts EROSEE
1. Seespezifische Grundlagen Geologische und topografische Grundlagen Sedimenthaushalt Wasserstandsschwankungen Wind- /Wellenklima Raumplanerische Rahmenbedingungen Ökologische Rahmenbedingungen	Übertragung der Windstatistik in Wellenstatistik Numerische Modellierung Wellenatlas Bielersee Ökomorphologische Uferbewertung (Entwurf einer Methode)
2. Projektierungsgrundlagen Analyse des Projektgebiets Ökomorphologischer Zustand Bisherige und geplante Nutzung Analyse der Defizite Auswahl der Handlungsstrategie Festlegen der Schutzziele (inkl. Periodizität) Schutzkonzept	Ökomorphologische Zustandserhebung (Methode)

3. Hydraulische und wasserbautechnische Rahmenbedingungen Wind-, Wellenverhältnisse Bemessungswelle (Richtung, Höhe, Periode) Bathymetrie / Topografie Sediment / Korngrößenverteilung Strömungsverhältnisse	IDF-Diagramme (Intensität, Dauer, Frequenz) Berechnungsmethode konkrete Beispiele an Versuchsstandorten konkrete Beispiele an Versuchsstandorten
4. Schutzkonzept Wahl der Schutzmassnahmen Wasserbauliches Design (räumliche Anordnung der Bautypen) Optimierung	Übersicht über verschiedene Konzepte Beschreibung von einzelnen Bautypen Numerische Modellierung
5. Bemessung der Bautypen Dimensionierung der einzelnen Bautypen	Bemessungsgrundlagen für konkrete Beispiele
6. Realisierung Bauausführung	Beschreibung von Ausführungstechniken
7. Controlling Wirkungskontrolle Stabilitätskontrolle Unterhalt	Bathymetrische Vermessung, Geländemodell Unterhaltshinweise

Tabelle 1: Überblick über die anwendbaren Resultate des Forschungsprojekts EROSEE, dargestellt entlang eines allgemeinen Vorgehens zur Erarbeitung eines Wasserbauprojektes an Seeufern

8. Schlussfolgerungen und Ausblick

Der gesellschaftliche Stellenwert der Seeufer wird weiter zunehmen. Anzeichen dafür sind z.B. der steigende Wert von Uferliegenschaften und die grosse Zahl von Projekten zur Gestaltung von öffentlichen Zonen.

Der ökologische Stellenwert wird voraussichtlich ebenfalls steigen. Denn einerseits sind die natürlichen Ufer mit ihren von Grundwasser und Hochwasser beeinflussten Auengebieten ökologisch ausserordentlich wertvoll und in ihrer Ausdehnung gleichzeitig äusserst begrenzt, weshalb diese schon heute zu den gesetzlich am besten geschützten Biotopen gehören. Andererseits ist die Flachwasserzone oder das Litoral die biologisch aktivste Zone der Seen, weshalb die Erhaltung und Aufwertung ihrer Qualität einen wichtigen Beitrag zum qualitativen Gewässerschutz darstellt.

Die Gesamtlänge der Flachufer an den grösseren und mittleren Seen in der Schweiz beträgt rund 400 km. Sowohl der bauliche Unterhalt an bestehenden Uferverbauungen, wie auch Sanierungen, Neugestaltungen und ökologische Aufwertungsmassnahmen an Seeufern verursachen Kosten in einer Höhe, welche es rechtfertigt, weiter an der Optimierung von wasserbaulichen Eingriffen zu arbeiten. Umgekehrt sind der Schutz und die Aufwertung der naturnahen Auengebiete und Flachwasserzonen eine komplexe und anspruchsvolle Aufgabe, für deren Lösung noch viele offene Fragen bearbeitet werden müssen.

All diese Feststellungen weisen darauf hin, dass die Seeufer in Zukunft noch vermehrt als Einheit betrachtet werden sollten. Beispiele für Bestrebungen, welche in diese Richtung zielen sind das Aktionsprogramm Bodensee 2004 bis 2009 oder das Projekt Vision Zürichsee 2050. Gerade auch der Bielensee würde sich aufgrund der detaillierten und flächendeckenden Uferschutzplanungen und der darin verankerten Realisierungspro-

gramme bestens als Modell eignen, um eine Methode für ein nachhaltiges Uferentwicklungsprogramm auszuarbeiten und konkret an einem Beispiel anzuwenden. Noch fehlt es also nicht an Forschungsaufgaben oder an Themen für Diplomarbeiten.

Im Spannungsfeld von (öffentlicher) Nutzung und ökologischer Aufwertung der Seeufer sowie der wasserbaulichen Umsetzung besteht ein grosses Optimierungspotenzial. EROSEE war ein erfolgreicher Versuch, die anstehenden Forschungsangaben systematisch anzugehen und hat konkret anwendbare Resultate geliefert. Es hat aber auch aufgezeigt, dass ein Optimierungspotenzial weiterhin besteht und nur mit der Weiterführung von angewandter und praxisorientierter Forschung ausgeschöpft werden kann.

Verdankung

Das Forschungsprojekt EROSEE wurde von der Förderagentur für Innovation (KTI-CTI) unterstützt (Nr. 5760.1). Weitere finanzielle Partner des Projektes waren: Tiefbauamt des Kantons Bern, Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), Verein Bielerseeschutz VBS, Stiftung Landschaftsschutz Schweiz, Verein für Ingenieurbiologie.

Bibliographie

- Gurtner, Y.** (2003): *Les rives des lacs: entre milieu naturel et aménagements anthropiques. Etat des lieux des rives du lac de Biemme*. Travail de diplôme. Institut de Géographie, Université de Lausanne
- Ingenieurgemeinschaft Iseli & Bächtold AG** (1989): *Naturnahe Flachufer an Seen, Massnahmen zu ihrer Erhaltung und Wiederherstellung*. Baudirektion des Kantons Bern, Arbeitsunterlage SFG
- Iseli, Ch.** (1993): *Ufererosion und Schilfrückgang am Bieler See, Möglichkeiten und Strategien der Uferrenaturierung*. In: Ostendorp, W., Krumscheid-Plankert, P. (Hsg): Seeuferzerstörung und Seeuferrenaturierung in Mitteleuropa. *Limnologie Aktuell* (Stuttgart) 5:103-112
- Iseli, Ch.** (1995): *Erhaltung und Wiederherstellung naturnaher Ufer am Bielersee: Wie weiter? Aktuelle Probleme aus der Sicht des Wasserbaus*. In: Zehn Jahre Schilf- und Uferschutzmassnahmen am Bielersee. Schriftenreihe Verein Bielerseeschutz 4:50-57, und
- Iseli, Ch.** (1996): *Maintien et rétablissement des rives naturelles du lac de Biemme: que faire? Problèmes actuels vus sur le plan de la construction hydraulique*. In: Ramseyer, D., Roulière-Lambert, M.J. (Ed.) (1996): *Archéologie et érosion. Mesures de protection pour la sauvegarde des sites lacustres et palustres*. Acte de la rencontre internationale de Marigny (29.-30.9.1994). Centre Jurassien du Patrimoine. Lons-le-Saunier
- Iseli, Ch., Imhof, T.** (1987): *Bielersee 1987, Schilfschutz, Erhaltung und Förderung der Naturufer*. Schriftenr. Ver. Bielerseeschutz 2
- Lauper, G.** (2005): *Plan de gestion des rives du lac de Biemme*. Travail de diplôme. Ecole d'Ingénieurs de Lullier, Gestion de la Nature

Adresse der Autoren

Christoph Iseli
Iseli & Bösiger – Wald, Landschaft, Wasserbau
Aarbergstrasse 91
CH-2502 Biel/Bienne
+41-32-328 11 44
christoph.iseli@iseli-boesiger.ch

Prof. Dr. Anton Schleiss
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
1015 Lausanne, Schweiz
+41-21-693 23 85
<http://lchwww.epfl.ch>
anton.schleiss@epfl.ch

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufeln an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

Aspects socio-touristiques des rives lacustres

Richard Patthey

Résumé

Les rives lacustres possèdent un attrait largement supérieur à celui des terres intérieures. Le calme propice à la rêverie pourrait être un des facteurs du bien-être ressenti sur ces lieux privilégiés. Malheureusement, la qualité des sites lacustres a entraîné leur appropriation à des fins privées, et une politique active d'achat de parcelles riveraines par les collectivités publiques est l'unique moyen de corriger les erreurs du passé. La protection des sites sensibles ne saurait être muséographique, mais implique une gestion et des aménagements dynamiques, respectueux des émotions esthétiques et de l'identification par le vécu des personnes qui en jouissent.

1. Introduction

Dans le contexte d'une étude très technique sur l'érosion des rives des lacs et les moyens de la freiner, le titre ci-dessus peut paraître exotique. Ce thème résulte toutefois d'une volonté déclarée de ne pas perdre de vue les bénéficiaires des mesures concrètes, dans leurs aspirations humaines, économiques et écologiques. J'ai jugé par conséquent intéressant de poser les questions suivantes:

- 1) A quoi tient l'attrait irrésistible des rives des lacs?
- 2) L'accessibilité est-elle la clé de la jouissance des endroits privilégiés?
- 3) Peut-on sauver les rives sans les mettre sous cloche, et les offrir à la pression humaine sans les dégrader?

2. A quoi tient l'attrait irrésistible des rives des lacs?

Les bords des plans d'eau sont appréciés, recherchés, convoités. Ce n'a pas toujours été le cas, lorsque les niveaux d'eau n'étaient pas encore régulés, et que les rives étaient souvent marécageuses et insalubres. Aujourd'hui, en présence de lignes littorales quasiment fixes, de l'«assainissement» accompli de 99% des zones humides de Suisse, les prix des terrains adjacents aux lacs témoignent de leur haute valeur subjective, esthétique et sociale

Les diverses utilisations et affectations des terrains riverains sont dépendantes d'abord de leur statut public ou privé, de la présence de constructions ou non, de leur accessibilité conditionnée par la configuration du terrain plus ou moins pentu ou plat, ainsi que du caractère naturel ou artificiel de leur aménagement, végétalisé ou non. Mais

dans tous les cas, ils constituent des écosystèmes érigés en symboles de l'idéal humain, favorables à la promenade, à la contemplation, à la rêverie, au délassement, à l'exercice de la pêche ou d'un sport, et à l'habitat.

Une explication possible à cet attrait extraordinaire des rives pourrait être l'émotion esthétique qui en émane, elle-même source de bien-être. Au contraire des mutations rapides qu'implique le développement économique et à l'opposé du rétrécissement du temps que nous impose la croissance, les lacs et leurs littoraux possèdent des vertus apaisantes, toniques, distrayantes et inspiratrices. Cette forme de bien-être, apportée principalement par les espaces naturels, mais aussi avidement recherchée dans les espaces urbanisés, est essentielle à l'équilibre du psychisme humain.



Paysage idyllique au Lungernsee OW

Le paysage dans la signification que lui donne la FP, la Fondation suisse pour la protection et l'aménagement du paysage, est précisément la synthèse des éléments susceptibles de fournir le bien-être décrit ci-dessus. Cette approche est éloignée de la réduction aux aspects visuels, si courante que les sites touristiques à succès sont appelés «paysages de cartes postales». Elle est encore plus distante de la réduction à la notion de subjectivité, implicite dès que le mot «esthétique» est prononcé: c'est une question de goût personnel, dit-on. Cette individualisation entraîne la perte complète des valeurs de lieux concrets, qui deviennent interchangeable, virtuels et objets de mises en scène d'effets sans histoire ni culture. En admettant que le regard prime sur l'image, on découvre un hiatus béant entre ce que les gens veulent ou prétendent vouloir, et ce que nos yeux nous permettent de voir: les rives des lacs sont non seulement en propriété privée dans leur majorité, mais elles sont également bâties ou couvertes de routes et de lignes de chemin de fer.

D'une manière plus générale, ce n'est pas le seul paradoxe que nous pouvons constater dans la mise en oeuvre de la trilogie du développement durable, entre l'utilité économique, la symbolique sociale et l'éthique de la nature. Par exemple:

- le droit de recours des associations environnementales est contesté, afin d'empêcher un examen judiciaire des décisions des autorités administratives en principe tenues d'appliquer la loi;
- l'aménagement du territoire, considéré comme un frein à la croissance, doit à tout prix être affaibli en le «cantonalisant», ou pire en le «communalisant». Or il est notoire que les inégalités d'application du droit sanctionnent les «bons élèves» et récompensent les «cancres», et génèrent des problèmes insolubles de cohabitation sociale;
- les promoteurs touristiques font preuve de mégalomanie chronique, alors que les sondages d'opinion chez les visiteurs de nos sites démontrent qu'ils les souhaitent intacts;
- les centres commerciaux, sportifs ou culturels à forte fréquentation devraient être implantés au coeur des agglomérations, dans des lieux faciles d'accès et équipés. Or, il est bien moins cher et moins compliqué de les construire loin de tout, en pleins champs.

La liste est loin d'être close des aberrations qui ont la vie dure au nom de l'«efficience» et des vues à court terme. Mais il est temps de passer à notre deuxième question.

3. L'accessibilité est-elle la clé de la jouissance des endroits privilégiés?

Ou autrement dit: à qui appartient le paysage? Cette question, apparemment banale, a fait l'objet de recherches qui ont abouti à un constat édifiant. Il n'y a pas de droits formels de propriété sur le paysage, par contre de très nombreux processus d'accaparement, qui ont en retour des effets restrictifs sur les droits d'usage de tiers. A titre d'exemple, le droit d'accès sur le fonds d'autrui dans les forêts et pâturages (art. 699 CC) peut être réduit ou annulé par un terrain de golf privé ou un plan d'affectation particulier. Le Cervin, toujours à titre d'exemple, offre une autre illustration du processus: celui qui requiert et obtient le droit de construire un téléphérique et un restaurant d'altitude se voit octroyer simultanément un quasi droit d'usage exclusif sur le paysage, un droit qui évince automatiquement toutes celles et ceux qui auraient voulu jouir du Cervin sans atteinte paysagère. Un privé acquiert ainsi une concession de transport à câble et une autorisation de construire un restaurant, tandis qu'un autre privé, sur un pied d'égalité de par la constitution fédérale, n'est pas en mesure d'acquérir un droit de protection sur le Cervin intact. Cette lacune est d'autant plus fâcheuse que la même constitution fédérale attribue au paysage la valeur d'un bien d'intérêt public. Un rôle central est ainsi dévolu à l'Etat au titre de régulateur correctif.

La thèse suivante peut être formulée sur le thème de la propriété du paysage: si celui-ci est réellement un bien public, et qu'il appartient par conséquent à tout le monde, la tâche de définir et distribuer les droits d'usage relève de la société. Les propriétaires inscrits au registre foncier, les exploitants ou utilisateurs et la population sans droits de propriété devraient être légitimés à intervenir dans le débat en toute égalité et équité. Cela pourrait se réaliser au mieux en créant des institutions de droits collectifs, telles que fondations ou associations.



Type d'occupation des rives, même escarpées, du Lac des Quatre-Cantons à Gersau LU

Revenons aux rives lacustres en confirmant les données généralement ressenties par leurs visiteurs: elles sont en moyenne helvétique inaccessibles pour cause de propriété privée à raison d'environ les deux tiers. Le tiers restant est lui aussi composé de surfaces agricoles, d'espaces naturels, de ports et chantiers navals, d'exploitations et dépôts de graviers, de sites et monuments historiques, de voies de communication, de plages et de prairies équipées pour la détente et les loisirs, dont le camping. Les surfaces publiques aménagées sont plus nombreuses en sites urbanisés, où on rencontre parfois des hôtels, restaurants ou centres de congrès ou de vacances. En tout, c'est une part extrêmement réduite des rives lacustres qui est accessible à tout un chacun, non pas au sens de la potentialité de se rendre sur les lieux, mais en additionnant les surfaces à vocation publique, affectées et équipées à cet effet.



La propriété en transformation (2005) du coureur automobile Michael Schumacher à Gland VD, au bord du Lac Léman

Sans vouloir alimenter une polémique en écrivant que les sites des bords des lacs présentant la plus haute qualité paysagère sont inaccessibles, je dois évoquer le serpent de mer des cheminements publics le long des rives, largement réalisés en sites urbains, mais utopiques là où trônent les villas et maisons de maîtres.

Là aussi, la FP encourage les collectivités publiques à pratiquer une politique foncière active, à acquérir toute parcelle riveraine mise en vente, ou à s'assurer des droits de préemption par une planification cohérente, territoriale et financière.

4. Peut-on sauver les rives sans les mettre sous cloche, et les offrir à la pression humaine sans les dégrader?

En parlant de tourisme, dont rappelons-le tout de même, le paysage de qualité est la matière première au sens étymologique du terme, la FP constate que l'industrie y relative scie la branche sur laquelle elle est assise. Ainsi que je l'ai rapidement évoqué plus haut, les investisseurs touristiques, en prônant et réalisant des installations gigantesques, sous prétexte d'économies d'échelle à court terme, tuent à moyen terme la raison d'être du tourisme, éliminent ce pourquoi les hôtes venaient. A la montagne, tant pour les sports d'hiver que pour les vacances estivales, le phénomène apparaît lentement depuis moins d'une décennie, tandis que pour les rives lacustres, il est patent depuis beaucoup plus longtemps. L'exemple le plus frappant est celui des campings.



Camping-caravaning en 1981 au bord du Greifensee, commune de Maur ZH

A l'origine, les sites réservés à l'installation passagère de tentes de toile pour des «nomades» le plus souvent citadins étaient rétablis dans leur aspect original naturel ou aménagé dès la mauvaise saison revenue. Puis sont arrivés les caravanes et les mobilhomes, établis à l'année, transformés petit à petit en résidences secondaires, jusqu'à la phase ultime de la sédentarisation, soit l'habitat permanent. Ce processus, particulièrement visible dans certaines communes de la rive sud du Lac de Neuchâtel (la Grande Carrière), a eu des effets pervers par la planification inexistante et l'absence de coordination des équipements, puisqu'il s'est réalisé largement sans autorisations de construire ni évacuation des eaux usées. En 1998, les mesures cantonales de protection des rives, tardives il est vrai, ont provoqué plus de 100'000 oppositions, ameutées par les propriétaires aux abois.

On ne peut pas protéger le paysage comme une toile de maître ou un objet rare et cher. La nature, et encore plus les activités humaines ayant des incidences spatiales, ne sont pas statiques, mais possèdent une dynamique temporelle, une vie qu'il est indispensable de prendre en compte lorsqu'une sauvegarde est envisagée. Grâce à la mémoire des lieux et à l'identification personnelle à un site particulier, toute modification du paysage est une mutation de ce que l'humain a vu ou vécu auparavant, mutation qui peut être positive, neutre ou douloureuse.

De quel droit protège-t-on la nature ?

... le cas de la Grande-Cariçaie

La nécessité de protéger la nature est souvent mal comprise par la population. Les mesures de protection ne sont elles pas démesurées, contraignantes, inutiles ? Ne vont-elles pas à l'encontre de la liberté individuelle ?

La Grande-Cariçaie

La rive sud du lac de Neuchâtel est un écosystème naturel unique. Elle est un refuge pour de nombreuses espèces animales et végétales menacées en Suisse mais aussi au niveau international. Elle abrite un tiers de la flore suisse et un quart de sa faune. Les rives du lac sont aussi un lieu de détente: camping, vélo, balade, navigation, pêche et chasse.

En 1998, un projet de protection est élaboré. Il essuie une vague de 100'000 oppositions. Une nouvelle association, Aqua Nostra, représentant les utilisateurs du lac, souhaite concilier nature et développement humain. Elle juge le projet de protection comme extrémiste. Après avoir pris en compte l'avis des populations riveraines, un second projet aboutit en 2002.



Les bonnes raisons de protéger la nature

■ Arguments économiques

Les espèces essentielles pour la recherche agronomique, pharmaceutique, etc...
Un environnement sain permet d'éviter de graves problèmes (inondation, glissement de terrain, pollution, ravageurs).

■ Arguments scientifiques

La disparition d'une espèce peut avoir de graves conséquences sur l'ensemble d'un écosystème.

La diversité biologique est déterminante pour comprendre l'origine de la vie.

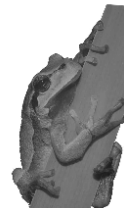
■ Arguments éthiques et religieux

L'homme fait partie de la nature, ce n'est pas elle qui nous appartient.

Chaque espèce a le droit d'exister.

■ Arguments émotionnels

La nature est belle et mérite notre respect.
La nature permet de se ressourcer.



Poster présenté par des étudiantes en biologie de l'Université de Lausanne (internet)

Demeure l'ultime question: que peut-on protéger du paysage, et comment? Non pas la beauté indéfinissable du paysage, mais ces qualités émanant à la fois de la nature et de l'humain dans sa perception de son environnement, qualités qui transforment un morceau de pays en paysage; celles-ci étant vécues individuellement, il faut en parler, en faire des sujets de communication, les introduire dans le discours. Et la prise de conscience qui doit obligatoirement précéder ce discours ne peut se produire à distance, par un regard «photographique». Elle n'est possible qu'en plongeant soi-même dans le paysage.

Adresse de l'auteur

Richard Patthey
Fondation suisse pour la protection
et l'aménagement du paysage (FP)
Schwarzenburgstrasse 11
3007 Berne
+41-31-377 00 77
www.sl-fp.ch
paysage@sl-fp.ch

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufern an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

Erosionsprozesse an Seeufern

Andreas Huber

Zusammenfassung

Der folgende Beitrag wird durch entstehungsgeschichtliche und morphologische Betrachtungen über die Seen eingeleitet. Zunächst wird auf die Vorkommen der Flachufer und deren Veränderungen innerhalb geologischer Zeiträume eingegangen. Die wesentlichen Ursachen der Ufererosion sind durch das Zusammenspiel der Strömungen windinduzierter Wellen und der langfristigen Absenkungen und der Schwankungen der Spiegel gegeben. Wellenströmungen üben im seichten Wasser Schubspannungen auf den feinkörnigen Seegrund aus und bewirken den Sedimenttransport, der teils uferparallel verläuft und teils seewärts zum Tiefwasser gerichtet ist. Harte Uferverbauungen verstärken diese Erosionsprozesse. Die Zusammenhänge zwischen den anlaufenden Wellen, den Strömungen und dem Sedimenttransport im Uferbereich werden erklärt.

Abstract

The following contribution starts with the history of the origin of lakes and morphological observations. In the beginning the sites and the alterations of flat shores within geological periods are being treated. Bank erosions are mainly caused by the interplay of wind induced wave currents and long term water level drawdowns and fluctuations. Such currents in shallow waters cause shear stresses on the fine grained bottom and induce a transport of sediment taking its course partly along the shore and partly towards the deep water zone. Massive shore measures for the protection of the shore increase the eroding procedure. The correlation between approaching waves, the currents and the transport of sediment in the shore area is being explained.

1. Einleitung

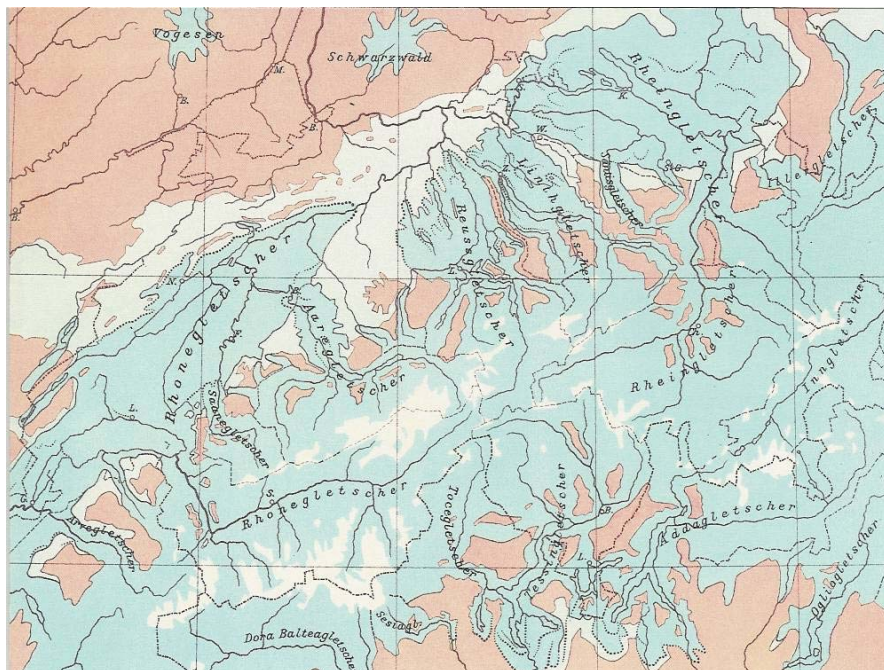
„Seen werden, Seen vergehen“ lautet der Titel eines Buches dessen Autor der Schweizer Geologe Georg Jung ist (Jung 1990). Der Themenkreis Seen umfasst folgende Aspekte: Entstehungsgeschichte, Geologie, Altersfrage, Geomorphologie, Limnologie und Ökologie. Hier interessiert vor allem die Geomorphologie, welche Auskunft über die Bildung der Ufer gibt. Kenntnisse in den drei zuerst genannten Fachgebieten tragen dazu bei die Veränderungsprozesse, insbesondere das morphologische Geschehen an den Ufern besser zu verstehen.

Der Buchtitel ruft in Erinnerung, dass Seen verschiedenen Prozessen unterworfen sind, dass sie sich im Laufe meist grosser Zeiträume von vielen Jahrtausenden verändern und

wieder verschwinden. Zahlreich sind die Entstehungsmerkmale nach welchen die verschiedenen Seetypen benannt sind:

- Glazialerosive Seen
- Karstseen
- Natürliche Stauseen durch Abdämmung
- Deflationswannen
- Seebecken in vulkanischen Hohlformen
- Meteorkraterseen
- Seebecken als Folge tektonischer Bewegungen
- Seen in winderzeugten
- Höhlenseen
- Rinnenseen

Für die vorliegenden Betrachtungen interessieren die glazialerosiven Seen am meisten. Im Alpenraum und in andern Gebieten, die mit Gletschereis bedeckt waren (Abb. 1), überwiegt dieser Typ zahlenmässig bei weitem. Alle grossen und viele kleinere Schweizer Seen gehören dazu.



Legende: Weiss: heutige Gletscher, Blau: Würmgletscher, Hellblau: Rissgletscher, Rot: eisfrei

Abb. 1 Vergletscherung der Schweiz in der Riss- und in der Würmeiszeit (Imhof 1951)

Die zurückgezogenen Gletscher der letzten Eiszeit, dem Würm, hinterliessen vor etwa 15'000 Jahren Täler mit dem typischen glazialen Längsprofil, das durch Übertriefungen (Ü) und rückläufige Gefälle (RG) gekennzeichnet ist (Abb. 2 oben). In

den Wannern bildeten sich Seen, welche bis heute durch die Flüsse eines weitverzweigten Systems durchströmt werden. Die Seebecken sind in der Regel langgezogen, oft mehrarmig. An den Enden sind die Ufer flacher, an den Talflanken, je nach Talform, meist steiler. Die Zuflüsse, welche heute noch zum Teil einem Gletscher entspringen, lagern ihre Geschiebefracht bei der Einmündung in einem Delta ab. Innerhalb einiger Jahrtausenden werden die Seen durch Sedimente aufgefüllt sein. Die Täler werden dann ein fluviales Längenprofil ohne Übertiefung und ohne rückläufige Gefälle angenommen haben (Abb. 2 unten). Kleinere Seen haben diesen Prozess bereits durchlaufen und sind von der Landkarte verschwunden. Bei grossen Seen stossen die Mündungsgebiete infolge der hertransportierten Sedimentfrachten immer weiter vor. Beispiele sind etwa der Alpenrhein vor dem Bodensee, der Tessin vor dem Lago Maggiore, die Rhone vor dem Genfersee, die Reuss vor dem Urnersee und die Aare vor dem Brienzensee. Kurz nach dem Rückzug der Gletscher reichten diese Seen viel weiter talaufwärts.

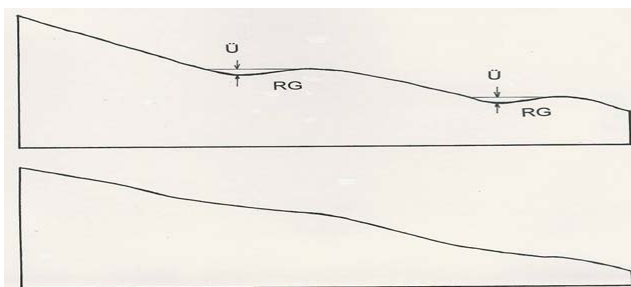


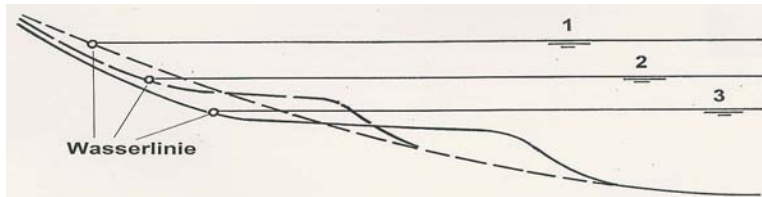
Abb. 2 Glaziales (oben) und fluviales (unten) Längenprofil von Tälern

2. Ufertypen

Zunächst sind Flachufer und Steilufern auseinander zu halten. Die Grenze der Böschungs- neigung zwischen den beiden Typen kann willkürlich bei 1 : 3 angesetzt werden:

Flachufer < 1 : 3	Steilufer > 1 : 3
<ul style="list-style-type: none"> ● Anschwemmungsufer im Mündungsgebiet eines Flusses ● Abtragungsufer mit Uferbank aus feinem Material ● Angrenzung an Schwemmebenen ● Vom Gletscher vorgeformte flache Gebiete 	<ul style="list-style-type: none"> ● Anstehender Feld ● Schutthalden ● Felssturzgebiete ● Grober Moräneschotter

Aus Naturbeobachtungen ist bekannt: Je feiner der Seegrund, je flacher das Ufer oder je flacher das Ufer je feiner der Seegrund. Es ist nicht möglich an einem Steilufer einen Sandstrand anzulegen. Das feine Material würde durch die Wellenkräfte unter Mithilfe der Schwerkraft und Böschungsneigung innerhalb kurzer Zeit in die Tiefen des

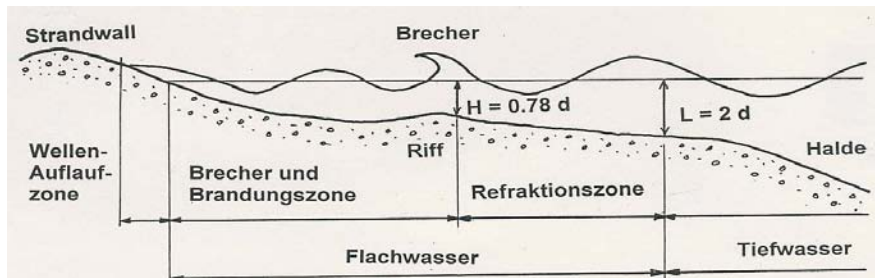


- Legende: 1: Ursprünglicher Seespiegel nach Rückzug des Gletschers
 2: Zwischenstadium
 3: Heutiger Zustand mit Erosionsufer und Uferbank

Abb. 5 Entwicklung der Abtragungsufer bei absinkendem Seespiegel
 infolge Eintiefung des Seeausflusses

3. Windeinwirkung und Wellen in der Flachwasserzone

Winde, die Wasserflächen überstreichen, erzeugen infolge der Schubspannungen zwischen Luft und Wasser Windwellen. Periode, Länge und Höhe, die Kenndaten der Wellen, sind abhängig von der Streichlänge des Windes, von der Winddauer und der Windstärke. Jeder See ist ein Individuum. Eines seiner Merkmale sind die typischen Winde. Die Wind- und Wellenverhältnisse können sich je nach Uferstandort stark ändern.



- Legende: d : Wassertiefe H : Brecherhöhe L : Wellenlänge

Abb. 6 Übergang des Seegrundes und der Wellen vom Tiefwasser ins Flachwasser

Beim Übergang vom Tiefwasser in die sog. Refraktionszone (Abb. 6) beginnen die Wellenströmungen den Seegrund zu spüren. Die Seetiefe wird kleiner als die halbe Wellenlänge ($L = 2d$). Die Strömungen erzeugen am Seegrund Schubspannungen, welche bei abnehmender Wassertiefe noch zunehmen.

Unter dem sog. Shoalingeffekt drehen sich die Wellen gegen das Ufer zu, werden gegen das Ufer hin höher und steiler. Im zunehmend seichteren Wasser ist die Stabilität der Wellen nicht mehr gewährleistet sobald die Wellenhöhe das 0,78 Fache der Wassertiefe erreicht hat. Sie brechen in einer Brecherlinie. In abgeschwächter Form durchlaufen sie die Brandungszone, bis sie in der Auflaufzone den Strandwall erreichen und nachher zurück- laufen.

4. Wellenströmungen und Sedimentbewegungen

Die Strömungsbahnen der Wellen im Vertikalschnitt unterscheiden sich nach Zone (Abb. 7)..

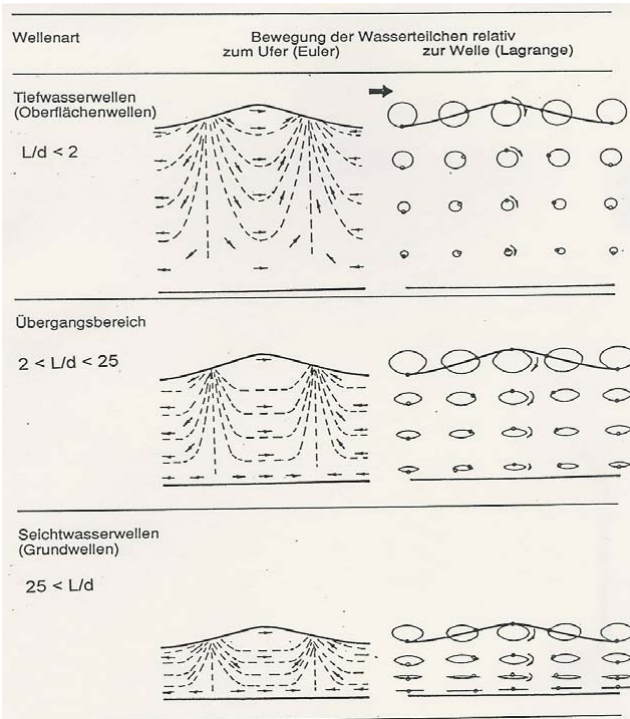


Abb. 7 Wellenströmungen in tiefem und in seichtem Wasser

- Im Tiefwasser reichen die Strömungen nicht bis auf den Grund. Die Wasserteilchen der wandernden Wellen bewegen sich auf kreisförmigen Bahnen.
- Im Refraktions- oder Übergangsbereich dringen die Wellenströmungen bis auf den Grund. Die bewegten Wasserteilchen beschreiben Ellipsen.
- Im seichten Wasser schliesslich ist der Zustand des Übergangsbereiches noch ausgeprägter und die Wasserteilchen am Grund führen nur noch horizontale Hin- und Her-Bewegungen im Rhythmus der Wellen aus.

In der Refraktionszone und noch mehr in der Brandungszone erreichen die Schubspannungen Werte, die ausreichen das Material am Seegrund in Bewegung zu versetzen. Es ist zu unterscheiden zwischen der *wirkenden Schubspannung* und der *Grenzschubspannung bei Bewegungsbeginn* des Sedimentes. Die Abhängigkeiten sind folgende:

1. Wirkende Schubspannung: Wellenhöhe, Wellenperiode, Wellenlänge, Wassertiefe
2. Grenzscherubspannung bei Bewegungsbeginn: Korndurchmesser, Dichte des Materials

In der Praxis wird oft der Einfachheit halber nicht die Grenzscherubspannung, sondern die Strömungsgeschwindigkeit als Kriterium für den Bewegungsbeginn verwendet. Aufgrund der Wellenparameter kann die Strömungsgeschwindigkeit am Seegrund nach der Wellentheorie berechnet werden (Wiegel 1964). Für ausgewählte Werte ist die Beziehung in einer Kurvenschar dargestellt (Abb.8).

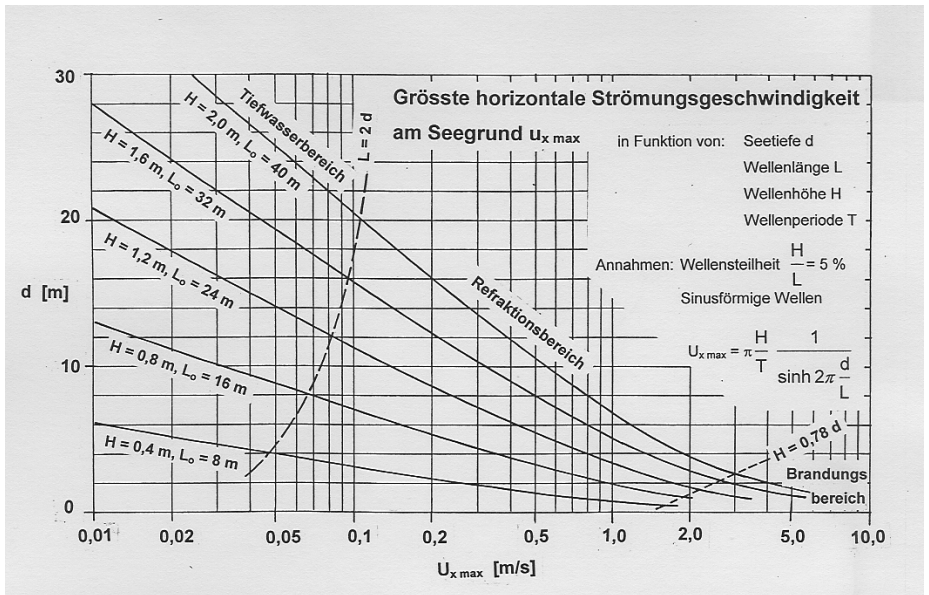


Abb. 8 Grösste horizontale Strömungsgeschwindigkeit am Seegrund in Funktion von Seetiefe und den Wellenparametern Wellenlänge und Wellenhöhe

Die entsprechenden Grenzscherubspannungen liegen in der Grössenordnung von dm/s .

Beschaffenheit des Seegrundes	Grenzeschwindigkeit in m/s
Silt, feiner Sand (0,02 / 0,2 mm)	≤ 0,20
mittlerer Sand (0,2 / 0,6 mm)	0,20 – 0,30
grober Sand (0,6 / 2 mm)	0,30 – 0,60
feiner Kies (2 / 6 mm)	0,60
mittlerer Kies (6 / 20 mm)	0,60 – 0,80
grober Kies (20 / 60 mm)	1,00 – 1,40

Bisher wurden die Wellenströmungen und deren Wirken nur im Ufer-Querprofil mit angrenzendem Flachwasser betrachtet, d.h. 2-dimensional. Um den Prozess der Ufererosion vollständig nachzuvollziehen, soll das Geschehen auch im Grundriss verfolgt werden.

Die gegen das Ufer treibenden Wellen bewirken einen Massentransport. Hinter der Brecherlinie und in der Brandungszone herrscht bei starkem Wellengang eine erhöhte Turbulenz. Die Silt- und Sandfraktionen feinkörniger Seeböden gehen in Suspension über und trüben das Wasser. Wellen und Strömungen bilden gemeinsam ein Transportsystem, bei welchem die Wellen das Seebodenmaterial erodieren und aufwirbeln, während die Strömungen das aufgewirbelte Material forttransportieren (Siessegger 2001).

Aus Kontinuitätsgründen müssen zum Ufer gedrängte Wassermassen in gleichen Mengen zurückweichen. Eine ausgleichende Zirkulation wird dadurch hervorgerufen (Abb. 9). Diese zeichnet sich einerseits durch uferparallele Strömungen aus (sog. Brandungsströmungen). Andererseits entstehen Rückströmungen, welche die ankommenden Wellen seewärts unterlaufen. Dieser Wasserrücklauf wird durch senkrecht vom Ufer abgehende gebündelte Strömungen (sog. Rippströmungen) ergänzt. In unregelmässigen Abständen zielen sie über das Flachwasser und die Haldenkante hinweg ins Tiefwasser.

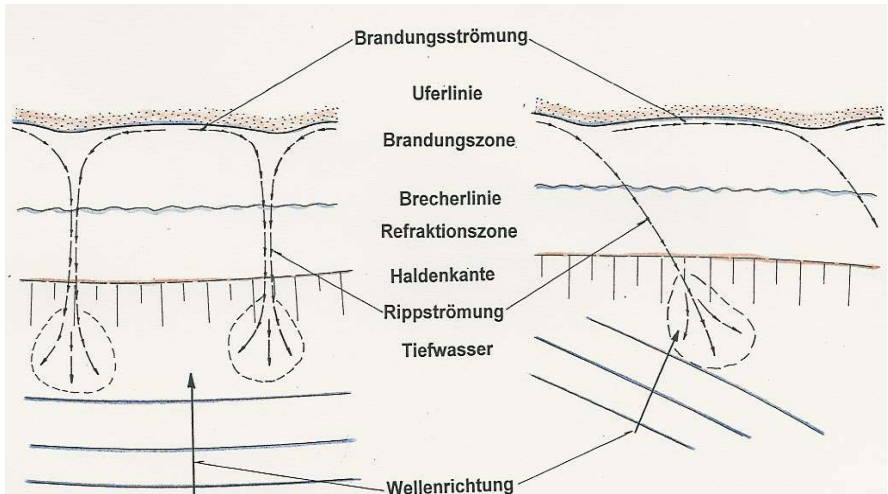


Abb. 9 Strömungen im ufernahen Flachwasser, links bei senkrechtem Anlauf, rechts bei schrägem Anlauf der Wellen

In diesem komplexen und energiereichen Strömungsfeld werden je nach Wellengang beträchtliche Sedimentmengen mobilisiert, teilweise entlang des Ufers transportiert und teilweise ins Tiefwasser befördert, wo sie sich absetzen und von den Wellenströmungen nicht mehr erfasst werden. Die Massenbilanz der Sedimente fällt deshalb auf die Dauer zuungunsten der Ufer aus. Feinsandige Ufer ohne Sedimentzufuhr eines Fließgewässers sind deshalb dem Zahn der Erosion ausgesetzt.

5. Strömungen und Erosion an verbauten Ufern

Was geschieht nun in einem Flachwasser, dessen Ufer zur Landgewinnung vorgeschüttet und mit einer harten Verbauung, einer Ufermauer (Abb. 10) oder einer gepflasterten Böschung etwa, vom Land abgetrennt wurde? Weil das Wasser vor dem künstlichen Ufer meistens zu tief ist, wird das Brecherkriterium $H > 0.78 d$ nicht erfüllt. Die Wellen brechen nicht oder dann unmittelbar vor der massiven Uferbefestigung und laufen diese mit unverminderter Wucht an. Auch hier ergibt sich aus Kontinuitätsgründen ein komplexes Feld von uferparallelen Brandungsströmungen, Rückströmungen und Rippströmungen. Im Vergleich zum stetig auslaufenden Flachwasser sind diese Strömungen intensiver. An der Verbauung werden die Wellen zurückgeworfen und das Wasser zum Rücklauf umgelenkt. Die Wellen reflektieren mindestens teilweise. Am Reflexionspunkt können sich die Wellenhöhen praktisch verdoppeln. Es entstehen hohe dynamische Drücke mit ungleichmäßiger Verteilung. Die Druckenergie wird beim Zurückweichen der Wellen in Bewegungsenergie umgewandelt. Bei diesem Vorgang entsteht eine rotierende, walzenartige Strömung mit uferparallelem Wirbelkern. Der Wirbel kann sich über weite Strecken entlang des Ufers ausbreiten und zu verstärkter Erosion in benachbarten natürlichen Ufergebieten führen.

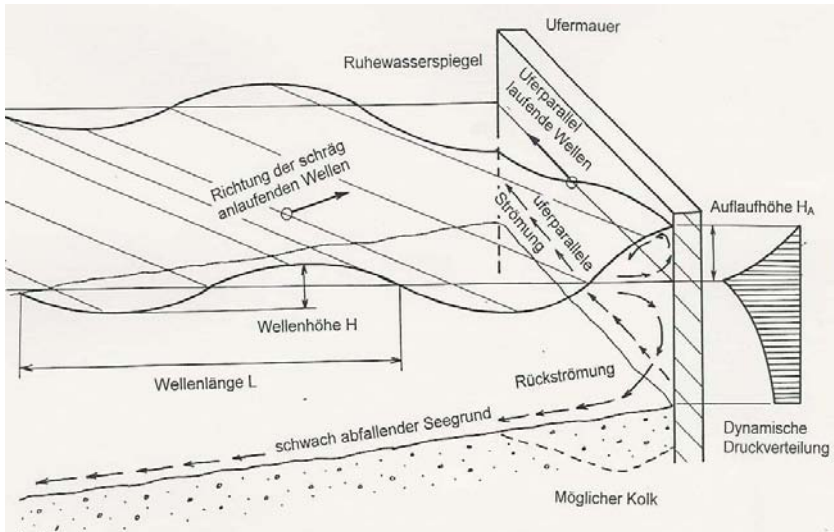


Abb. 10 Strömungen, dynamische Druckverteilung und Kolkbildung vor einer Ufermauer bei schräg anlaufenden Wellen

Die Strömungen der aufrallenden Wellen erzeugen am Fusse der massiven Uferbefestigungen im feinkörnigen Seegrund Kolke, welche die Bauwerke gefährden. Die energie-reichen Wellenströmungen tragen anstelle des Ufermaterials jenes des Seegrundes ab und befördern es dem Ufer entlang und ins Tiefwasser. Insgesamt sind bei gleichen Wellen die Erosionsraten grösser als bei flach auslaufenden Naturufern.

Wohl bremsen Ufermauern und Blockwürfe die Ufererosion. Jedoch bewirken die Strömungen der reichlich vorhandene Wellenenergie eine Abtiefung des Seegrundes weil der Materialnachschub vom Ufer fehlt. Anstelle der eigentlichen Ufererosion tritt vermehrt die Tiefenerosion. Die Abtiefung dauert an bis sich die Schubspannungen am Seegrund unter den kritischen Grenzwert verringert haben. Eine Analogie dazu ist aus dem Flussbau bekannt: Flüsse, deren Geschiebenachschub zu gering ist, etwa wegen der Errichtung einer Talsperre, neigen zur Tiefenerosion.

6. Ufermorphologische Erkenntnisse über Seen

Nach dem Rückzug der Gletscher vermindert sich der Inhalt glazialerosiver Seen stetig. Ursache sind der Sedimenteintrag der Zuflüsse, der Uferabtrag der Wellen und die Spieglabenkung infolge sich eintiefender Seeausflüsse.

Antrieb der ufermorphologischen Veränderungen ist vor allem die unerschöpfliche Energie der Winde. Je feinkörniger der Seegrund und je rauer das örtliche Wellenklima, desto stärker sind die Ufer von der Wellenerosion gefährdet.

Die Böschungsneigung natürlicher Ufer und die Körnung des Grundes sind voneinander abhängig. Je gröber das Material, desto steiler ist die Böschung.

Die feinen Teile des Ufermaterials werden von den Wellenströmungen teilweise ins strömungsarme Tiefwasser weggetragen und abgelagert, wo sie dem Ufer und dem Angriff der Wellenströmungen dauernd entzogen sind.

Wird der Abtrag der Ufer durch harte Verbauungen verhindert, so konzentriert sich der Angriff der Strömungen ungedämpft anlaufender Wellen auf die Abtiefung des vorgelagerten Flachwassers und auf die benachbarten unverbauten Ufer.

Bibliographie

Imhof E. (1951) *Schweizerischer Schulatlas*, Kantonalen Lehrmittelverlag in Zürich

Jung G. (1990) *Seen werden, Seen vergehen*; Ott Verlag Thun

Siessegger B., Teiber P. (2001) *Erfolgsmodell für Renaturierungen am Bodenseeufer*, Ingenieurbilogie 3/01

Wiegel R.L. (1964) *Oceanographical Engineering*, Prentice-Hall International Inc. London

Adresse des Autors

Andreas Huber,
Dr. Dipl.Bauing. ETHZ, beratender Ingenieur
Im Baumgarten 12
CH 8606 Greifensee

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufern an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

Approche méthodologique pour l'établissement d'un projet de protection de rives lacustres

Jean-Louis Boillat, Selim Sayah et Anton Schleiss

Résumé

L'érosion des rives lacustres dépend de nombreux facteurs, parmi lesquels la variation du niveau d'eau, la sollicitation des vagues et la végétation riveraine tiennent un rôle déterminant. Dans ces conditions, l'établissement d'un projet de protection de rives avec des mesures adéquates constitue un problème d'une grande complexité dont l'approche requiert une certaine méthode. Pour les rives lacustres, les aménagements inspirés du génie biologique offrent un potentiel intéressant dont la mise en pratique n'a pourtant été que faiblement exploitée jusqu'ici, en raison de lacunes scientifiques pour leur dimensionnement. Afin d'inverser cette tendance, des interventions pionnières ont été entreprises en particulier sur le lac de Biene en Suisse. Plus récemment, un projet de recherche, baptisé EROSEE, a été initié pour combler le vide scientifique en matière de dimensionnement des méthodes inspirées du génie biologique. Fort de ces développements récents, le présent article propose une démarche permettant de définir les sollicitations du site, le choix de la mesure de protection adéquate et la validation du concept réalisé.

Zusammenfassung

Die Erosion von Seeufern ist ein vielschichtiges Problem. Zu den wichtigsten Einflussfaktoren zählen die Schwankung des Seewasserspiegels, Wellenschlag und der Uferbewuchs. Unter diesen Gesichtspunkten stellt die Entwicklung eines Uferschutzkonzeptes sowie dazugehöriger geeigneter Massnahmen ein sehr komplexes Problem dar und erfordert eine hierfür angepasste Methodik. Ingenieurbiologische Bauweisen bieten in diesem Zusammenhang ein noch wenig genutztes Entwicklungspotential, welches aber aufgrund fehlender wissenschaftlicher Bemessungsgrundlagen bisher kaum in die Praxis umgesetzt wurde. Aus diesem Grund ist vor einiger Zeit das Forschungsprojekt EROSEE mit dem Ziel ins Leben gerufen worden, die fehlenden wissenschaftlichen Bemessungsgrundlagen zu erarbeiten und das Potential ingenieurbiologischer Ansätze auszuschöpfen. Am Bieler See in der Schweiz sind einige dieser innovativen Lösungsansätze umgesetzt worden. Im vorliegenden Beitrag werden die zur Bemessung erforderlichen hydraulischen Uferbeanspruchungen, geeignete Schutzmassnahmen sowie eine Validierung des realisierten Konzeptes vorgestellt.

1. Introduction

L'érosion des rives (Fig. 1a) et le choix de mesures de protection adaptées constituent un problème récurrent qui concerne l'ensemble des zones côtières. Les aménagements de protection habituellement réalisés sur les côtes maritimes ne sont malheureusement pas transposables simplement à petite échelle. Dans le contexte particulier des rives lacustres, les aménagements inspirés du génie biologique offrent un potentiel intéressant dont la mise en pratique n'est pourtant que faiblement exploitée (Iseli et Wehrli 1995). La raison de cette hésitation à recourir à des méthodes douces tient essentiellement au fait que les bases de dimensionnement requises sont quasi-inexistantes. Les aménagements réalisés ont de ce fait un caractère généralement dur qui va à l'encontre du maintien de berges naturelles. Pour inverser cette tendance, des interventions pionnières ont été entreprises en particulier sur le lac de Biemme en Suisse (Fig. 1).



Figure 1 : à gauche, érosion linéaire sur la rive nord du Léman; à droite, Protection de rive par des barrages à claire-voie sur le lac de Biemme

L'approche méthodologique présentée ici a pour objectif de donner aux concepteurs les moyens d'établir un projet adapté aux conditions locales, considérant non seulement l'efficacité sécuritaire mais aussi l'intégration paysagère et la préservation environnementale. Cette approche, permettant de déterminer et de dimensionner l'aménagement adéquat, nécessite l'analyse des contraintes locales, l'acquisition des données caractéristiques du site et le calcul des sollicitations auxquelles il est soumis. Elle repose également sur la connaissance des phénomènes et du comportement des ouvrages destinés à les maîtriser.

La démarche proposée pour atteindre ces objectifs s'articule en quatre étapes:

1. la définition d'un projet respectueux des bases juridiques en vigueur et des intérêts des diverses institutions et personnes concernées ;
2. la connaissance des conditions de bords auxquelles l'aménagement sera soumis et des particularités locales du site;
3. le dimensionnement et l'implantation du dispositif de protection, tenant compte non seulement de l'action des vagues mais aussi des phénomènes qu'elles subissent tels que réflexion et diffraction ;
4. le contrôle de réussite destiné à valider et, le cas échéant, corriger le projet.

2. Contexte juridique et socio-économique

Les aménagements de protection de rives concernent différentes problématiques relatives en particulier au paysage, à l'environnement, aux loisirs, aux aspects techniques et à la législation. Ce dernier point mérite d'être parcouru brièvement car il fixe le cadre et les limites d'un projet (Hugonin et Boillat 2005).

Sur le plan international, le tribunal fédéral estime que les lois suisses sont pour l'instant suffisamment sévères et astreignantes pour que l'art.8 de la Cour européenne des droits de l'homme (CEDH) ne soit pas violé. En 1971, la Suisse a ratifié la Convention Ramsar qui concerne un millier de sites répartis à travers le monde, dont 7 dans notre pays, en particulier la rive sud du lac de Neuchâtel. Cette convention, relative aux zones humides d'importance internationale met en évidence la nécessité de préserver leurs richesses écologiques par une utilisation rationnelle des ressources. Les lacs sont inclus dans la convention en particulier comme habitat des oiseaux d'eau.

En Suisse, la constitution fédérale (CF), traite de l'environnement et de l'aménagement du territoire dans sa section 4. Au chapitre « les eaux », la CF aborde l'utilisation des ressources en eaux au sens large, sans toutefois mentionner précisément les lacs. Les lois fédérales sur l'environnement (LPE) et sur la protection des eaux (Leaux) assurent surtout la protection qualitative des eaux mais les lacs n'y sont que rarement mentionnés, ce qui peut paraître étonnant dans un pays où ils recouvrent plus de 1'300 km². Il existe une Ordonnance sur la protection des bas-marais d'importance nationale, une autre sur la protection des sites marécageux mais aucune sur les lacs en tant que tels.

Il faut descendre au niveau cantonal pour trouver des lois mentionnant les lacs, ce qui est étonnant du fait qu'un plan d'eau n'est que rarement propriété d'un seul canton. Ainsi la loi bernoise du 6 juin 1982 sur les rives des lacs et des rivières (LRLR) mentionne à son art.1 que le canton et les communes protègent la physionomie des rives et veillent à ce que les rives des lacs et les rivières soient accessibles au public. L'art.3 définit le contenu des plans de protection des rives et surtout son al.d « des mesures visant au maintien des rives dans un état proche de l'état naturel et à leur rétablissement ». Cette loi fixe aussi les montants alloués à l'application de la LRLR.

Cette loi est assortie d'une Ordonnance (ORLR) qui mentionne (art.1 al.3) que « Tous les terrains situés le long des rives, y compris les zones à bâtir, la zone agricole et les autres zones d'affectation sont soumis à la législation sur les rives des lacs et des rivières ». Cet alinéa est important puisqu'il permet de lever le droit privé sur le droit public. En effet, les personnes sont tenues d'appliquer la LRLR et l'ORLR au détriment de leur propre zone d'affectation.

L'intérêt de cette Ordonnance réside dans le fait qu'elle institue le Plan de protection des rives (art. 6) dont le contenu et les formes sont définis (Chp. 3, art. 7). Elle prévoit en outre le financement de l'élaboration du Plan de protection des rives, dont la responsabilité est dévolue aux communes (art.6 al.1).

Ce petit parcours largement non exhaustif, dans le domaine juridique relatif à la protection des eaux met bien en évidence la complexité apparente associée à l'élaboration d'un projet de rives lacustres. Il montre aussi la nécessité d'intégrer dès l'origine toutes les composantes du projet ; les aspects sociaux, économiques, politiques et environnementaux et d'associer tous les acteurs concernés au processus de décision.

3. Conditions de bords

Les conditions de bords relatives à un projet de protection lacustre sont identifiées par des paramètres cruciaux décrivant les conditions de vent, responsables des vagues sur le site à protéger. Ces données de base, nécessaires au dimensionnement des ouvrages, sont obtenues par des mesures et une analyse statistique adéquates.

3.1 Les conditions anémométriques

La direction du vent et sa force appliquée sur un plan d'eau ne restent constants que sur des durées très limitées. Il convient ainsi de considérer le forçage du vent comme une suite d'événements pendant lesquels sa vitesse et sa direction restent quasi constantes.

La structure et la variabilité des cellules de pression atmosphérique induisent un caractère a priori aléatoire à la vitesse et à la direction du vent. Pourtant, l'analyse du vent sur de longues périodes, typiquement sur plusieurs années, fait apparaître certaines lois de comportement qui s'expliquent par l'influence orographique du site et par les variations météorologiques saisonnières. La topographie a en particulier comme effet de canaliser les courants principaux, rendant certaines orientations plus fréquentes que d'autres.

Il s'agit ainsi en premier lieu de choisir les stations anémométriques représentatives (Fig. 2) des conditions de vent soufflant sur le lac, sur la base des critères suivants :

- proximité du plan d'eau du lac et du site de projet, en considérant non seulement l'éloignement mais aussi l'altitude ;
- situation dans une même ouverture topographique de canalisation du vent

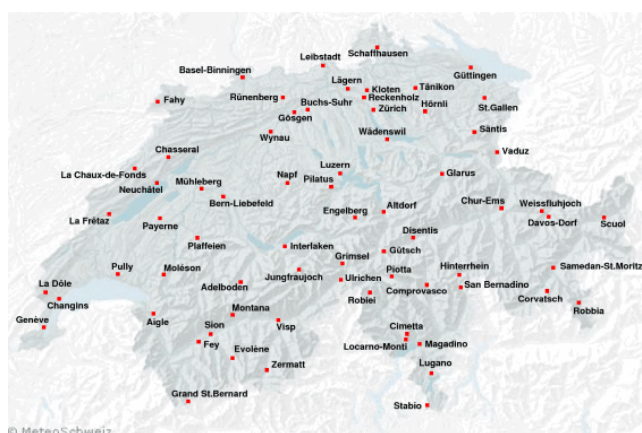


Figure 2 : Stations anémométriques des réseaux ANETZ et ENET réparties sur le territoire suisse (source: MétéoSuisse)

Ainsi, les roses des vents dans la région du plateau central, montrent la prédominance systématique de courants de même orientation mais de sens opposé, connus localement sous le nom de « Bise » et de « Vent », provenant respectivement du nord-est et du sud-ouest. Cette orientation particulière correspond au relief formé par les Alpes au sud et le Jura au nord.

À titre d'exemple, les caractéristiques de vent dans la région de Bienna (Fig. 3) sont basées sur les données anémométriques de la station météorologique de Payerne, dont la situation est plus appropriée que celle d'autres stations proches, comme Neuchâtel et Wynau. Il apparaît très clairement que la rose des vents est dominée par la Bise et le Vent dont l'orientation coïncide avec celle du lac. Les vents transversaux, comme le Joran d'orientation nord-ouest, ne jouent ainsi qu'un rôle secondaire sur la création des champs de vagues incidentes sur la rive.

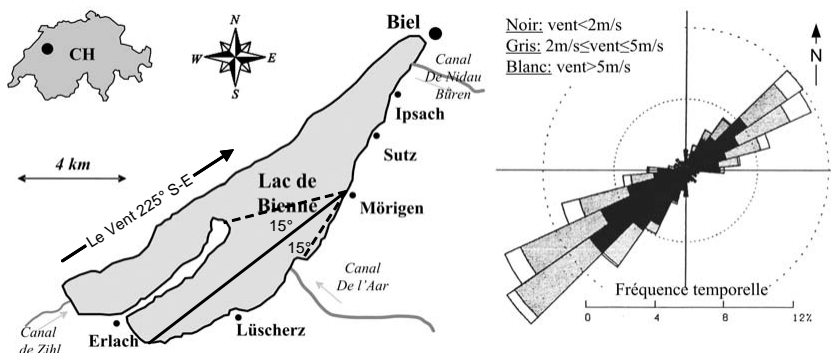


Figure 3 : à gauche, lac de Bienna sur le plateau suisse et à droite, rose des vents de la station de Payerne située à 30 km au sud (Sayah et al. 2005)

Les roses des vents des stations ANETZ peuvent être calculées à partir des mesures ou acquises directement sur le site Internet de MétéoSuisse à l'adresse suivante :

http://www.meteosuisse.ch/web/fr/climat/normes_climatologiques/tableaux_des_normes/direction_vent.html

L'analyse fréquentielle des données de vent acquises sur plusieurs années permet de décrire le comportement statistique de son intensité et de sa durée, exprimées en termes de période de retour. La probabilité d'occurrence d'un événement rare peut être définie par l'ajustement d'une loi de distribution à un échantillon de mesures. La loi double exponentielle de Gumbel est couramment utilisée en hydrologie pour établir les relations Intensité-Durée-Fréquence (IDF). Elle s'applique avec le même succès aux données de vent, où la fréquence d'apparition est exprimée par le temps de retour T_r (Fig. 4).

Diverses corrections peuvent être apportées à ces valeurs pour tenir compte d'une part de l'éloignement et de l'altitude de la station de mesure par rapport au site du projet. Ces corrections peuvent être faites par interpolation des résultats obtenus à plusieurs stations voisines ou sur la base de mesures effectuées sur le site pendant une période de référence. Une analyse comparative de mesures de vent acquises sur le plan d'eau du lac avec celles d'une station ANETZ ou ENET permet de définir exactement ces facteurs correctifs. Ceux-ci ne sont généralement pas négligeables. Ainsi, sur le lac de Bienna, pour les vitesses moyennes de vent variant entre 6 et 8 m/s, le facteur de majoration

varie entre 20 et 35% (Sayah et al. 2005). Des formulations théoriques permettent également de calculer des facteurs correcteurs tenant compte du profil de vitesse qui se développe à la surface du lac, dont la rugosité diffère de celle du relief des zones riveraines.

Il est à noter que le but principal de ces corrections de la vitesse du vent est destiné à une évaluation plus juste des conditions hydrodynamiques (vagues et courants) sur le site de projet.

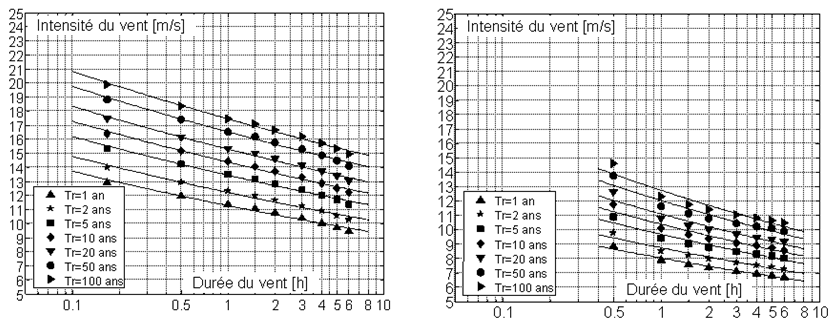


Figure 4 : Courbes IDF à la station de Payerne. A gauche : régime de Vent sur le secteur [210°-240°]. A droite : régime de Bise sur le secteur [30°-60°] (Sayah 2006).

3.2 Les vagues de vent

Le fetch du projet est la distance sur laquelle le vent peut souffler sur le plan d'eau sans rencontrer d'obstacles, pour générer des vagues à l'endroit considéré. Dans les océans, le fetch exprime la distance à partir de l'endroit où se forme la tempête. Dans le cas d'une surface confinée comme celle d'un lac, cette distance correspond au segment de droite reliant le site considéré et la rive opposée dans le sens du vent.

Comme le transfert d'énergie vent-vague ne se fait pas exclusivement le long de la ligne « idéale » du fetch mais peut se développer avec des écarts allant jusqu'à 90° de part et d'autre de la direction principale du vent, le fetch efficace peut être assimilé à une longueur représentative d'un champ de transfert. Il devient alors la moyenne des produits scalaires entre les rayons et la direction du vent, les rayons étant obtenus en faisant varier le fetch autour de la direction principale du vent dans une fourchette de +/- 15 °. Cette décomposition du fetch en rayons est illustrée à la figure 3 pour l'emplacement de Mörigen sur le lac de Biene en régime de Vent.

La longueur de chaque rayon doit encore être corrigée pour intégrer l'influence de la topographie des rives et du fond : une falaise abrite le plan d'eau, quelle soit au vent ou sous le vent. On admet que le vent suit le terrain jusqu'à une pente maximum d'environ 10° et décolle pour les pentes plus raides. De même, la bathymétrie influence la formation des vagues dans les zones de faible profondeur (inférieure à 2 m), qui ne sont comptées que pour moitié de leur longueur dans le calcul du fetch efficace.

Finalement le fetch efficace s'écrit (Kamphuis 2000) :

$$F_e = \frac{\sum_{i=1}^n r_{ei} \cos \alpha_i}{n} \quad (1)$$

Avec : r_{ei} = rayon efficace

α_i = angle du rayon r_{ei} par rapport à la direction principale du vent

La vague de projet qui se développe sous l'effet du vent, pour le fetch considéré, correspond à l'onde incidente (hauteur et période) pour laquelle le dimensionnement des mesures de protection ainsi que l'analyse de leur efficacité seront effectués. Elle peut être calculée par deux méthodes distinctes :

- par modélisation numérique de l'ensemble ou d'une partie du lac (Fig. 5) ;
- par une analyse semi-empirique basée sur des diagrammes de calcul des vagues ou sur la méthode JONSWAP (Hasselmann et al. 1973).

Ces deux méthodes reposent sur les caractéristiques de vent décrites sous 3.1. Ainsi, la période de retour des vagues sera la même que celle du vent utilisé dans le calcul.

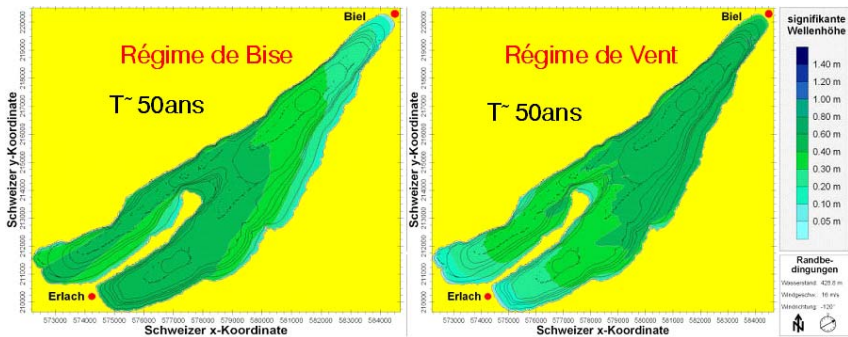


Figure 5 : Modélisation numérique de champs des vagues sur le lac de Bienne à l'aide du modèle SWAN (Booij et al. 1996) pour les régimes de Bise (à gauche) et de Vent (à droite), pour une période de retour $T=50$ ans.

Il est à préciser que la modélisation numérique donne de très bons résultats à condition que le modèle numérique de terrain (MNT) restituant la bathymétrie du lac soit de bonne qualité et que le frottement sur le fond soit bien calé. Le modèle restitue les différents processus relatifs à la propagation des vagues, notamment la réfraction (modifications d'orientation et de hauteur dus au changement de profondeur d'eau) et le déferlement.

L'analyse semi-empirique est basée sur les vitesses de vent, la variation de la profondeur d'eau et la connaissance du fetch de projet. Un aperçu théorique de la méthode JONSWAP est donné ci-après. D'autres méthodes plus directes, basées sur des abaques de vagues, se révèlent cependant moins précises et moins pratiques lorsqu'il s'agit de considérer plusieurs périodes de retour, vitesses de vents et fetchs.

La méthode paramétrique de JONSWAP permet de déterminer la hauteur et la période des vagues à partir du fetch, de l'intensité et de la durée de l'événement de vent ainsi que de la profondeur du plan d'eau à l'endroit où sont générées les vagues.

Les relations de JONSWAP s'écrivent sous forme adimensionnelle :

$$H_{m0}^* = 0.0016(F^*)^{0.5} \quad (2)$$

$$T_p^* = 0.286(F^*)^{0.33} \quad (3)$$

$$t^* = 68.8(F^*)^{0.66} \quad (4)$$

avec :

$$F^* = \frac{gF}{U^2}, \quad H_{m0}^* = \frac{gF_{m0}}{U^2}, \quad T_p^* = \frac{gT_p}{U}, \quad t^* = \frac{gt}{U}, \quad d^* = \frac{gd}{U^2}$$

où g (m/s²) : accélération de la pesanteur
 F (m) : fetch
 T_p (s) : période des vagues au large
 H_{m0} (m) : hauteur de vague
 L_{m0} (m) : longueur d'onde de la vague en zone de grande profondeur
 U (m/s) : vitesse du vent
 d (m) : tirant d'eau à l'endroit du projet
 * : pour grandeurs adimensionnalisées

Les vagues générées en eau profonde peuvent être limitées dans leur développement complet, soit par le fetch, soit par la durée de l'événement de vent. Sur une surface d'eau réduite comme celle d'un lac, les vagues sont généralement limitées par le fetch. Sur un grand plan d'eau, il faut vérifier si la durée du vent est l'élément limitant de la hauteur des vagues. Dans ce cas, un « fetch effectif » (F_{eff}) est défini comme celui produisant la même hauteur de vague pour une durée de vent infinie.

Si $F^* < F_{eff}^*$, les vagues sont limitée par le fetch. Par contre, si $F^* > F_{eff}^*$, les vagues sont limitées par la durée du vent et il faut utiliser F_{eff}^* à la place de F^* dans les équations de JONSWAP. Finalement, le calcul doit être contrôlé avec les valeurs supérieures suivantes :

$$H_{m0}^* = 0.243 \quad T_p^* = 8.13 \quad t^* = 71500$$

La valeur finale de H_{m0} et de T_p sera la plus faible des résultats obtenus à partir des valeurs supérieures et du calcul complet.

A titre d'exemple le tableau 1 donne les hauteurs et les périodes des vagues de Vent, calculées par JONSWAP à Möringen sur le lac de Biemme, avec un fetch de 7 km.

Il est important de remarquer que la méthode JONSWAP calcule les caractéristiques des vagues en grande profondeur (H_0 et T_0). Pour des ouvrages de protection détachés de la rive, il importe de calculer la profondeur moyenne du plan d'eau à l'endroit du projet, d , afin de tenir compte de l'influence du fond sur le champ des vagues incidentes et

particulièrement sur leur amplitude. La période de la vague reste quant à elle constante. Ainsi, la hauteur de la vague de projet H est obtenue à l'aide de l'équation suivante (Bonnefille 1992) :

$$\frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{1}{2 \cdot n \cdot \tanh kd}} = K_s \quad (5)$$

Avec
$$k = \frac{2\pi}{L_0} \quad \text{et} \quad n = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2 \cdot kd}{\sinh 2kd} \right)$$

K_s est le coefficient de « shoaling » ; il vaut 1.0 en zone profonde et diminue avec la profondeur jusqu'à 0.91 pour ensuite augmenter jusqu'à l'infini lorsque la profondeur tend vers zéro. A l'approche de la plage, la longueur d'onde de la houle diminue progressivement sous l'effet de la réduction de profondeur. Les lignes de crêtes se resserrent et les vagues se creusent. Avec l'augmentation de la cambrure de la houle, définie par le rapport H/L , la vague se déforme, devient instable et déferle. Trois zones sont définies pour décrire les caractéristiques de la houle pendant sa propagation dans une région de profondeur d (Bonnefille 1992):

Zone de grande profondeur :
$$\frac{d}{L_0} > \frac{1}{2} \Rightarrow L_0 = \frac{gT_0^2}{2\pi} \quad (6)$$

Zone de transition :
$$\frac{1}{25} < \frac{d}{L_t} < \frac{1}{2} \Rightarrow L_t = L_0 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L_t}\right) \quad (7)$$

Zone de faible profondeur :
$$\frac{d}{L_f} < \frac{1}{25} \Rightarrow L_f = T_0 \sqrt{gd} \quad (8)$$

Pour une houle progressive irrotationnelle, le déferlement est lié à une valeur maximale de la cambrure. Les formules suivantes définissent cette limite en fonction de la nature de la zone:

Zone de grande profondeur :
$$\frac{H_0}{L_0} < 0.142 \quad (9)$$

Zone de transition :
$$\frac{H_0}{L_t} < \tanh\left(\frac{2\pi d}{L_t}\right) \quad (10)$$

Zone de faible profondeur :
$$\frac{H_0}{d} < 0.78 \quad (11)$$

Le calcul de la profondeur de déferlement est très important pour un projet de protection de rive. En effet, lorsque les vagues incidentes déferlent au large des ouvrages de

protection, elles perdent une part importante de leur énergie avant de les atteindre et ne sont plus déterminantes pour le projet.

3.3 Niveau du plan d'eau

La variation du niveau du lac est un paramètre très important pour le dimensionnement du projet. Outre le fait que la profondeur d'eau exerce une influence directe sur le déferlement des vagues, elle affecte également l'efficacité des mesures de protection. A titre d'exemple, l'amortissement des vagues incidentes par des barrages à claire-voie est au moins 50% plus élevé lorsque ceux-ci sont émergents. Lorsque ces ouvrages de protection sont entièrement submergés, par niveau haut, ils perdent significativement en efficacité et les vagues sont presque intégralement transmises vers la rive.

La majorité des grands lacs suisses, à l'exception du lac de Constance, sont des lacs régulés sur lesquels le niveau d'eau atteint son maximum durant la période d'été et son minimum en hiver (Fig. 6). Ainsi, pour des mesures de protection détachées de la rive comme les barrages à claire-voie, il est nécessaire de considérer le niveau moyen du lac pendant la saison d'été. Afin de limiter le lessivage éventuel des sédiments par déferlement précoce des vagues incidentes sur les fondations des ouvrages, une couverture d'eau minimale doit être garantie pendant la saison d'hiver.

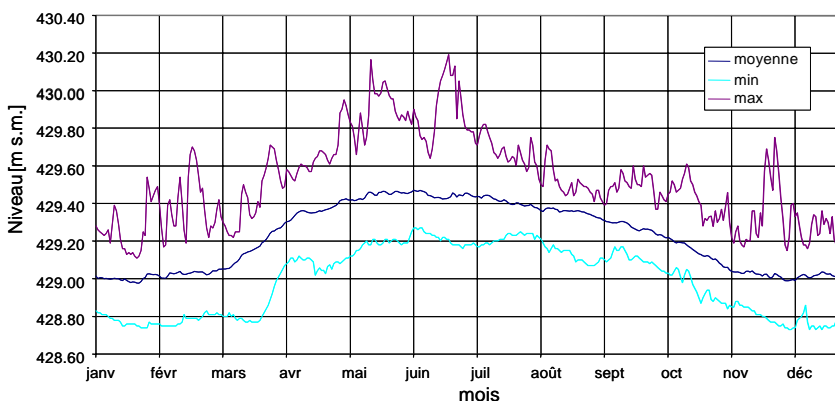


Figure 6 : Variation annuelle du plan d'eau du lac de Biemme (période 1973-1999)

4. Conditions locales particulières

Les conditions locales du site à protéger peuvent introduire des contraintes indépendantes des sollicitations hydrodynamiques. Elles peuvent être liées à la morphologie, à l'écologie ou à l'histoire du lieu. Un aperçu général de ces contraintes est présenté dans les paragraphes suivants, dans le seul but de rendre attentif aux éléments parfois imprévisibles qui peuvent influencer un projet lacustre.

4.1 Evolution historique et valeur archéologique

Une recherche de documents d'archives permet de reconstituer l'évolution historique de la morphologie et de la bathymétrie du site. L'analyse de ces documents en regard de la situation actuelle, permet souvent d'expliquer les principales causes des problèmes rencontrés. Ces documents peuvent être de différentes natures (Fig. 7) :

- Photos aériennes ancienne et actuelles de l'Office fédéral de topographie ;
- Anciens plans (cadastraux ou autres) montrant la situation du site
- Anciennes photos ou cartes postales récoltées auprès des habitants riverains.



Figure 7 : Exemples de documents historiques de la plage de Prévèrènges sur la rive nord du Léman. A gauche : plan cadastrale du début du 20ème siècle montrant une largeur significative de la plage actuellement disparue. A droite : photo aérienne récente (1997) montrant le régime de transport solide à proximité de la rive

Il est également important de considérer les éventuels travaux réalisés sur le site, tels que remblayage, pose de conduites, plantations riveraines. Finalement la valeur archéologique du site, liée à la présence de vestiges à préserver, peut avoir une influence déterminante sur le choix des mesures de protection.

4.2 Bathymétrie, granulométrie et formes de lit

La bathymétrie du fond lacustre est la base de tout projet de protection. Elle est définie grossièrement sur les cartes topographiques au 1 :25'000 et peut être complétée par des levés bathymétriques réalisés in situ. Ces données permettent d'établir le profil en long caractéristique de la beine, nécessaire au calcul de la vague de projet. Elles décrivent également la morphologie de la ligne de rive, particulièrement importante lorsque le projet inclut une modélisation numérique bidimensionnelle.

Lors d'une campagne in situ de mesures bathymétriques, il est important de respecter les points suivants :

- établir des profils perpendiculaires à la ligne de rive, avec un semis de points intermédiaires ;
- poursuivre le levé au-delà du « mont » marquant la limite de la « beine » (partie à faible pente) au large ;
- relever la ligne de rive et les particularités du site (embouchure d'affluent, digues,...)

L'analyse des levés bathymétriques peut mettre en évidence les zones de dépôt ou d'érosion. Elle permet également de caractériser le régime de transport solide, par la présence de formes de fond (dunes, tombolos,).

L'analyse du transport sédimentaire met en relation les caractéristiques des courants et des alluvions. Il est de ce fait nécessaire de procéder au prélèvement d'échantillons sédimentaires en différents points de la rive et de définir leur distribution granulométrique. L'analyse sédimentaire est destinée à définir les points suivants :

- le débit solide sur le fond du lac;

- l'origine des sédiments (par ex. embouchure d'un affluent)
- les tensions de frottement, responsables du tri granulométrique et des trajectoires des courants dominants le long de la côte ;
- la rugosité de fond, nécessaire à la modélisation numérique.

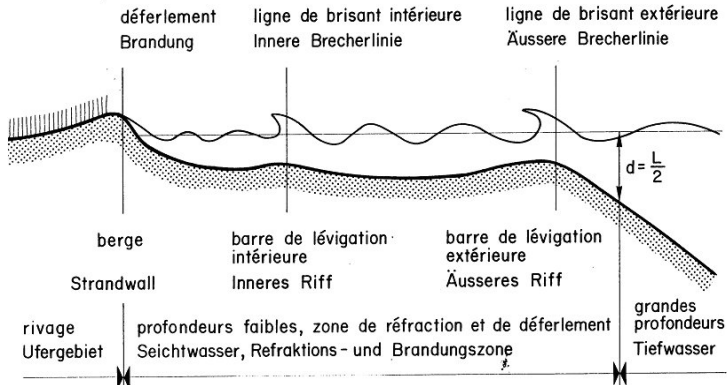


Figure 8 : Déformation des vagues et différentes zones de transport solide

Généralement, les pentes des plages sont de l'ordre de 1 à 5%, elles sont d'autant plus douces que la houle est creuse et le sable fin. Le gravier et les galets se déposent dans les parties les moins abritées, où la turbulence est maximale.

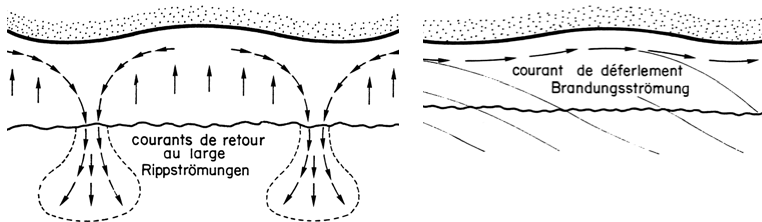


Figure 9 : Différents régimes de transport solide littoral; à gauche, vagues perpendiculaires à la rive induisant un transport solide perpendiculaire à la rive ; à droite, vagues incidentes obliques à la rive, induisant un transport en dents de scie

Les plus gros déplacements de matériaux se produisent sur les barres de lévigation ou beines et dans la zone de déferlement (Fig. 8). C'est à cet endroit que les vagues perdent le plus d'énergie en se brisant et déferlant. Cette dissipation d'énergie remet en mouvement les sédiments, qui sont ensuite transportés par charriage ou en suspension.

Sur une plage où les vagues atteignent la rive perpendiculairement, le transport solide peut être associé à des courants de retour au large (Fig. 9gauche) qui entraînent les matériaux vers la zone plus tranquille en eaux profondes. Si les vagues approchent la rive de biais, elles induisent des courants longitudinaux de déferlement (Fig. 9droite) qui sont à l'origine du transport sédimentaire.

Quand la vitesse des courants est faible, le transport solide se fait par saltation et il y a formation de rides sur le fond. Avec une augmentation significative de la vitesse, les

particules n'ont plus le temps de se déposer et le fond se couvre d'une fine couche de sédiments qui restent en mouvement. Les grandes vitesses de transport conduisent finalement à la formation de dunes. La nature du régime de transport solide peut être définie à l'aide des relations suivantes (Bonnefille 1992) :

- formation de rides si $D_* < 15$
- formation de dunes si $D_* \geq 15$

Avec D_* : diamètre adimensionnel donné par la relation :

$$D_* = \left[\frac{(s-1) \cdot g}{\nu^2} \right]^{1/3} \cdot D \quad (12)$$

où s : densité relative des sédiments égale à $s = \frac{\rho_s}{\rho}$

ρ (kg/m³) : masse volumique du fluide

ρ_s (kg/m³) : masse volumique des sédiments

D (m) : diamètre moyen des grains

g (m/s²) : accélération de la pesanteur

ν (m²/s) : viscosité cinématique

La condition limite marquant le début d'entraînement des particules de sable non-cohésif dépend de la relation $D_* = f(R_*)$ (Fig. 10) où R_* est le nombre de Reynolds des particules:

$$R_* = \frac{u_* D}{\nu} \quad (13)$$

et u_* (m/s) : vitesse de frottement due aux courants orbitaux générés par les vagues, qui peut se calculer par l'équation (Bonnefille 1992):

$$u_* = 2.2 \cdot \left[\frac{\nu H^2}{T^3 \sinh^2 2\pi \frac{d}{L}} \right]^{1/4} \quad (14)$$

où H (m) : hauteur de la vague

T (s) : période de la vague

L (m) : longueur d'onde de la vague

d (m) : profondeur à l'endroit où u_* est calculé

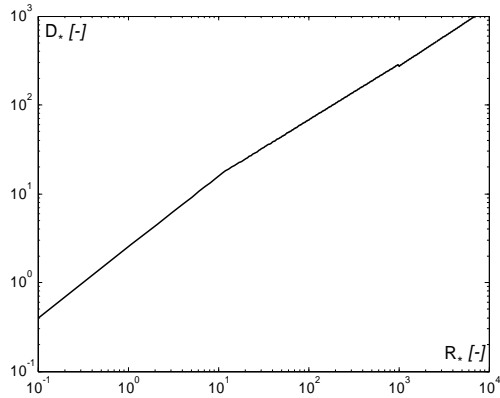


Figure 10 : Relation entre le diamètre adimensionnel du sable et le nombre de Reynolds des grains décrivant le début d'entraînement (Bonnefille 1992)

5. Mesures de protection et critères de choix

5.1 Choix de la mesure de protection

Le choix de la mesure adéquate pour un site particulier repose généralement sur une réflexion qualitative sans recours immédiat à des critères objectifs et scientifiques. La définition de la mesure de protection optimale et son dimensionnement doivent toutefois pouvoir s'appuyer sur des bases scientifiques prenant en compte la nature du sol, l'impact environnemental, la sollicitation des vagues et des courants côtiers ainsi que les difficultés de mise en œuvre.

Une matrice d'aide à la décision faisant intervenir ces différents critères (Tab. 1) est destinée à orienter le choix du projeteur vers les solutions les mieux adaptées a priori. Le choix final de la mesure appropriée peut être effectué sur la base d'une analyse de variantes et d'une consultation faisant intervenir les différents acteurs concernés. Le succès de la réalisation et de l'acceptation d'un projet passe ainsi par une analyse multicritères à laquelle tous les acteurs potentiels sont associés.

Une sélection de quelques mesures de protection est discutée ci-après sans toutefois aborder les bases de dimensionnement.

		Mesure intégrée ou liée à la rive					Mesure détachée de la rive		
		Stabilisation végétale	Revêtement dur	Enrochement	Protection par remblayage	Epis	Palisade	Barrage à claire-voie	Brise-lame en enrochements
Nature du sol	Sable cohésif	+	+ -	-	-	+	+	+	+
	Sable pulvérulent	++	+ -	+	++	++	++	++	++
Ecologie	Faune et flore lacustres	++	--	-	+	+	++	++	+
	Paysage	++	--	-	++	+	++	++	-
Incidence des vagues	Perpendiculaire	+ -	+ -	+ -	++	0	++	++	++
	Oblique	+ -	+ -	+ -	0	++	+	+	0
Mise en oeuvre	Facilité de construction	++	-	+	+	-	++	+	-
	Longévité	++	++	+	-	++	+	-	++

Echelle ++ Très adapté + Adapté 0 Non adapté
 + - Neutre - Effet négatif -- Effet très négatif

Tableau 1 : Matrice préliminaire d'aide à la décision pour l'établissement un projet de protection de rive

5.2 Remblayage avec des matériaux fins et grossiers

La protection d'une plage par des matériaux fins et grossiers est souvent conçue comme une mesure à double but. Le premier est d'assurer la protection de la plage contre l'érosion due à l'impact des vagues incidentes lors de forts événements de vent, le deuxième est de restaurer la plage dans son état initial avant érosion. Les projets de remblayage sont souvent accompagnés de mesures d'accompagnement consistant à délimiter la région protégée par des épis perpendiculaires à la rive. Ces ouvrages servent surtout à limiter la quantité de sable nécessaire au remblayage périodique. Des bases générales pour le choix des matériaux de remblayage sont proposés par Sayah et al. (2006).

5.3 Mesures détachées de la rive

Brise-lames en enrochements

Cette structure immergée, détachée de la rive, protège des vagues incidentes perpendiculaires. Son fonctionnement dépend essentiellement de sa largeur B et de sa distance S par rapport à la ligne de rive.

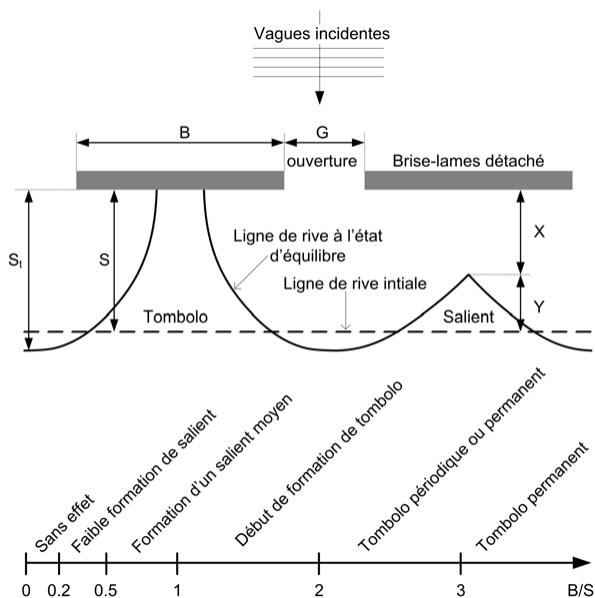


Figure 11 : Comportement d'un brise-lames non poreux (Sayah 2006)

Le rapport B/S est la variable principale définissant la quantité de sable qui peut être « piégée » derrière l'ouvrage (Fig. 11). Pour $B/S < 1$, un saillant se forme derrière l'ouvrage. Quand ce rapport est supérieur à 1, le saillant se transforme en tombolo. Un projet de brise-lame doit encore prendre en considération les points suivants :

- la nature de la rive et la quantité de sable existant. L'échec des brise-lames est souvent dû à l'insuffisance de sable pour la formation de dépôts derrière l'ouvrage ;
- lorsque le niveau du lac est variable, il est nécessaire d'étudier l'effet de la transmission des vagues quand le plan d'eau dépasse la crête du brise-lames, tendant à ralentir la formation de dépôts solides.

5.4 Barrage à claire-voie et palissade

Les barrages à claire-voie (Fig. 12gauche) sont construits avec des rouleaux de fascines déposés entre deux rangées de pilotis en bois, généralement parallèles à la rive, destinés à dissiper l'énergie des vagues incidentes. Les palissades (Fig. 12droite) sont principalement utilisées dans des régions peu profondes, où les forces hydrodynamiques générées par le vent et les courants ne sont pas trop élevées. Elles sont constituées d'une ou plusieurs rangées de pieux en bois alignés de façon jointive.

Le dimensionnement de ces deux mesures peut être effectué sur la base des résultats et recommandations proposés par Sayah et al. (2006), qui permettent d'évaluer leur efficacité à amortir les vagues incidentes et à favoriser le dépôt de sédiments dans la partie protégée entre la rive et l'ouvrage.



Figure 12 : à gauche, détail constructif de barrage à claire-voie sur le lac de Biemme; à droite, exemple de palissade à deux rangées de pieux

6. Optimisation du projet et contrôle de réussite

La dernière étape du projet est consacrée à son optimisation puis au suivi de son évolution. Elle est destinée en particulier à corriger les défauts prévisibles et surtout à permettre des interventions opportunes pour l'entretien des ouvrages endommagés.

6.1 Vérification et optimisation numérique

Lorsque les sollicitations ont été définies et que les choix constructifs et d'implantation ont été opérés, il s'agit de vérifier le comportement du projet. La modélisation numérique offre des moyens intéressants à cet égard. L'exemple présenté à la Fig. 13 met en évidence certains phénomènes rotationnels générés par une géométrie locale particulière. Cet exemple montre également que l'orientation des vagues conduit à des configurations dynamiques locales particulières. Les résultats issus de la modélisation numérique peuvent ainsi être utilisés pour l'optimisation du projet. Il est important de remarquer que la modélisation numérique nécessite la connaissance des conditions hydrodynamiques aux limites du modèle, c'est-à-dire les caractéristiques des vagues aux bords d'entrée. Il requiert également la connaissance de la géométrie et en particulier de la bathymétrie locale.

De manière générale, la modélisation numérique peut être utilisée pour l'analyse quantitative des variables suivantes :

- champs de vagues ;
- courants littoraux ;
- transport solide ;
- influence de la géométrie des ouvrages de protection (implantation, hauteur) ;
- influence de la porosité des structures ;
- influence du niveau du lac.

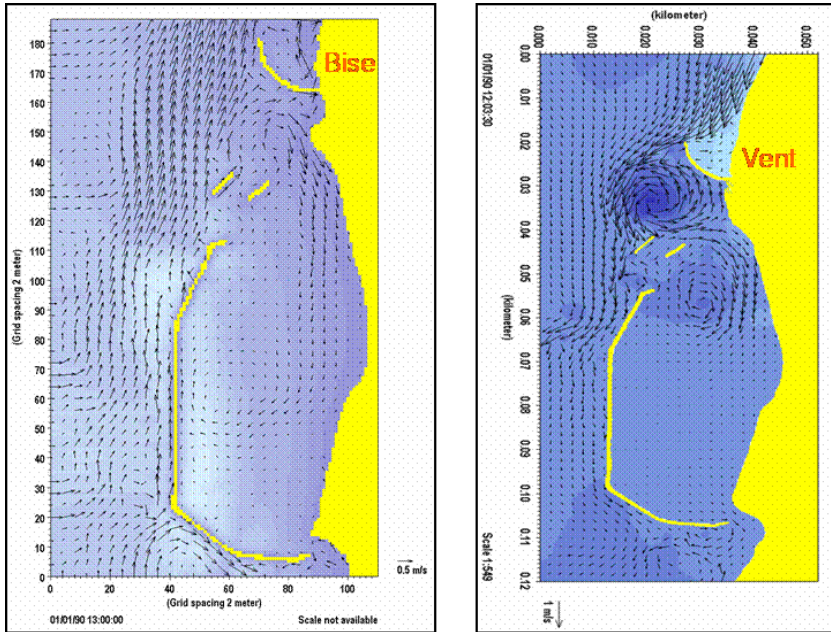


Figure 13 : Modélisation numérique d'une digue de protection par régimes de Bise (à gauche) et de Vent (à droite)

Les prévisions d'évolution du site sont toutefois plus difficiles à définir, surtout en ce qui concerne son évolution temporelle. Cette dernière remarque plaide en faveur de l'introduction d'une phase de suivi du projet.

6.2 Suivi et contrôle de réussite

Les ouvrages de protections de rives et en particulier ceux inspirés du génie biologique nécessitent la mise en place d'un programme de suivi dont le but est d'évaluer le taux de réussite du projet et de contrôler son évolution au cours du temps. Il n'existe pas actuellement de méthodologie reconnue incluant tous les paramètres inhérents aux impacts écologiques et paysagers d'un projet. Une proposition intéressante est présentée par Hugonin et Boillat (2005) sous la forme de fiches d'évaluation et de monitoring qui décrivent l'établissement de l'état actuel de la rive, l'élaboration d'un diagnostic de l'état futur et le suivi du projet. Cette méthode pourra être développée et améliorée au travers d'applications futures et inclure les mesures d'entretien nécessaires à la pérennité du projet.

7. Conclusions

Des aménagements inspirés du génie biologique n'ont que rarement été utilisés jusqu'ici pour la protection des rives. La raison tient essentiellement au fait que les bases de dimensionnement requises faisaient cruellement défaut. Les derniers développements réalisés dans ce domaine renforcent les possibilités de recours à ces techniques constructives. Leur dimensionnement passe toutefois par une démarche systématique

dont le contenu a été décrit ci-dessus. Des progrès doivent encore être réalisés dans ce domaine, ils s'appuieront notamment sur les résultats issus d'un suivi programmé des nouvelles réalisations. La poursuite des travaux de recherche entrepris contribuera également à renforcer la science naissante de l'ingénierie eco-morphologique.

Références

- Bonnefille, R.** (1992). *Cours d'hydraulique maritime*, Masson.
- Booij, N., Holthuijsen, L. H., and Ris, R. C.** "The SWAN Wave Model for Shallow Water." *15th International Conference on Coastal Engineering*, Orlando, Florida, USA, 668-676.
- Hasselmann, K., Barnett, T. P., Bouws, E., Carlson, H., D. E. Cartwright, Enke, K., Ewing, J. A., Gienapp, H., Hasselmann, D. E., Kruseman, P., Meerburg, A., Müller, P., Olbers, D. J., Richter, K., Sell, W., and Walden, H.** (1973). "Measurements of Wind-Wave Growth and Swell Decay during the Joint North Sea Wave Project." *A(8^o)-12*, Deutsches Hydrographisches Institut - Hamburg.
- Hugonin, P., and Boillat, J.-L.** (2005). "Diagnostic éco-morphologique des rives lacustres." *Genie biologique*, 3-4, 40-41.
- Iseli, C., and Wehrli, M.** (1995). "Zehn Jahre Schilf- und Uferschutzmassnahmen am Bielersee." *BVS Schriftenreihe*, 4.
- Kamphuis, J. W.** (2000). *Introduction to Coastal Engineering and Management*, World Scientific.
- Sayah, S.** (2006). "Efficiency of brushwood fences in shore protection against wind-wave induced erosion," Swiss federal institute of technology, Lausanne.
- Sayah, S., Boillat, J.-L., et Schleiss, A.** "Mesures de protection détachées et intégrées à la rive." *Symposium Erosion et protection des rives lacustres*, Sutz-Lattrigen, Bern.
- Sayah, S. M., Mai, S., Boillat, J.-L., and Schleiss, A. J.** "Field measurements and numerical modelling of wind-waves in Lake Biel: a basic tool for shore protection projects." *XXXIth International Association for Hydraulic Research IAHR Congress*, Seoul, Korea, 4332-4343.

Remerciement

Le projet de recherche EROSEE a été financièrement soutenu par l'Agence pour la promotion de l'innovation (CTI-KTI) sous contrat No. 5760.1, ainsi que par l'Office des ponts et chaussées du canton de Berne, Office fédérale des eaux et géologie (OFEG), Association pour la protection des rives du lac de Biemme, Fondation suisse pour la protection et l'aménagement du paysage et l'Association pour le génie biologique.

Adresse des auteurs

Jean-Louis Boillat, Selim Sayah et Anton Schleiss
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Station 18, 1015 Lausanne, Schweiz
+41-21-693 23 85
<http://lchwww.epfl.ch>
jean-louis.boillat@epfl.ch, selim.sayah@epfl.ch, anton.schleiss@epfl.ch

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufern an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

Ermittlung von Grundlagen für die Bemessung (Wind, Wellen, Bathymetrie, Sedimente)

Bärbel Müller

Zusammenfassung

Zur Planung und Dimensionierung von Uferschutzmassnahmen müssen die örtlichen Verhältnisse bekannt sein. In der Regel sind die erforderlichen Grundlagendaten jedoch nicht vorhanden. Windinduzierte Wellen als primäre Belastungsgrösse sowohl für Seeufer als auch für Uferschutzmassnahmen können mit guter Genauigkeit aus den örtlichen Windverhältnissen abgeleitet werden, deren Messung im Vergleich zu Wellenmessungen relativ einfach durchgeführt werden kann. Des weiteren können die Wellenverhältnisse numerisch unter Verwendung örtlicher Windstatistiken in Form von Intensity-Duration-Frequency (IDF) Diagrammen abgeschätzt werden. Für numerische Simulationen müssen ausserdem die topographischen Grundlagen des Projektgebietes sowie die Sedimenteigenschaften im Litoral bekannt sein. Diese Daten werden in Felduntersuchungen ermittelt.

Abstract

Planning and dimensioning of soft shore protection measures requires good knowledge of the local conditions. However, the necessary basic data are normally missing. Knowledge of the design wave conditions is fundamental for the dimensioning of shore protection measures. Wind induced waves can be derived with good accuracy from the local wind climate, which can be measured easier than wave data. Furthermore, wave characteristics can be determined numerically using long term wind data described by intensity-duration-frequency (IDF) diagrams. Bathymetry of the project area and sediment characteristics of the littoral are required additionally to perform numerical simulation. These data are determined in field tests.

1. Einleitung

Vor der Planung von Uferschutzprojekten müssen alle die Seeufer beeinflussenden Randbedingungen möglichst genau erfasst und beurteilt werden. Seeufer als Übergangsbereiche zwischen terrestrischem und aquatischem Milieu sind dynamische Regionen. Sie werden durch physikalische, biologische, geologische und vom Menschen beeinflusste Prozesse gestaltet und befinden sich in einem ständigen Wandel. Die Ermittlung der erforderlichen Grundlagendaten ist mit Schwierigkeiten verbunden; einerseits wegen der grossen Fülle an benötigten Daten und dem damit gekoppelten finanziellen und zeitlichen Aufwand, zum anderen wegen der örtlichen Variabilität der Kennwerte und daraus resultierenden Unsicherheiten hinsichtlich ihrer Übertragbarkeit auf die lokalen Verhältnisse.

An Meeresküsten werden schon seit längerer Zeit regelmässige Feldmessungen durchgeführt und zur Abschätzung des Wellenklimas aus der Seebodentopographie (Bathymetrie) und den Windverhältnissen existieren erprobte Übertragungsfunktionen. Für Binnenseen gibt es dagegen bislang kaum Untersuchungsergebnisse. Wenn überhaupt, sind diese Messungen standortbezogen und damit nicht ohne weiteres auf andere Standorte oder Seen übertragbar. Vor der Planung eines Uferschutzprojektes müssen deshalb die projektspezifischen Grundlagendaten in der Regel zuerst ermittelt werden. Mit Ausnahme von wenigen verfügbaren Daten, wie zum Beispiel Pegelmessdaten, müssen viele der benötigten Daten in Feldmessungen bestimmt werden. Insbesondere können topographische Grundlagendaten, Strömungsverhältnisse, Windverhältnisse und Sedimenteigenschaften nur vor Ort erhoben werden.

Feldmessungen dienen zunächst der Ermittlung von Grundlagendaten für die Planung von Uferschutzmassnahmen. In Form von Langzeitstatistiken der örtlichen Windverhältnisse, Bathymetrie und Sedimenteigenschaften liefern sie aber auch die erforderlichen Grundlagen für die Dimensionierung der Schutzmassnahmen und für numerische Simulationen. Darüber hinaus gewährleisten regelmässig durchgeführte Feldmessungen die Erfolgskontrolle nach der Realisierung von Uferschutzmassnahmen.

Die wichtigsten, für die Planung und Bemessung von Uferschutzmassnahmen erforderlichen Grundlagendaten sind nachfolgend zusammengefasst.

Grundlagendaten	Datenzusammensetzung	Datenherkunft	Intervall
Seebodentopographie (Bathymetrie)	Tiefenlinien Lage und Verlauf der Haldekante Senken, Untiefen, Abbruchkanten	Bathymetrische Vermessung	Referenzmessung Wiederholungen alle 2-3 Jahre (Erfolgskontrolle)
Uferlinie	Verlauf und Veränderungen der Uferlinie	Vermessung Luftbilddaufnahmen	Referenzmessung Wiederholungen alle 2-3 Jahre
Wasserspiegel	Langjährige Wasserspiegelschwankungen Hoch-, Mittel- und Niedrigwasserspiegel	Hydrologische Daten des Bundesamtes für Umwelt (BAFU)	Kontinuierliche Messungen vorhanden
Sedimentbudget	Sedimentverfrachtungen Sedimentzufuhr (Flüsse) Sedimenttransportraten Sedimenttransportrichtung	Regelmässige bathymetrische Messungen Strömungsmessungen	Referenzmessung Wiederholungen alle 2-3 Jahre (Erfolgskontrolle)
Sedimentcharakterisierung	Korngrössenverteilung Porosität	Sedimentprobenentnahme und Analyse	Einmalige Kennwertermittlung
Wellenklima	Wellenhöhen Wellenperioden Wellenrichtung Wiederkehrintervalle	Wellenmessungen Windmessungen Wind/Wellenkorrelationen Fetch-Diagramme	Örtliche Windmessungen (ca. 0.5 - 1 Jahr)

Tabelle 1: Zusammenstellung und Herkunft der wichtigsten Grundlagendaten

2. Ermittlung von Wind- und Wellendaten

Wellen stellen die primäre physikalische Belastung sowohl für Seeufer und Ufervegetation wie auch für Uferschutzmassnahmen dar. Durch das Brechen und die Reflexion der Wellen im Uferbereich entstehen Belastungen in Form von Wellenenergie, Strömungen und Turbulenzen. Zur Planung und Dimensionierung von Uferschutzmassnahmen werden deshalb möglichst genaue Angaben zu den erwarteten Wellenhöhen und zur Wahrscheinlichkeit ihres Auftretens benötigt.

Wellendaten sind normalerweise nicht verfügbar und müssen deshalb in Felduntersuchungen ermittelt werden. Die Durchführung von Wellenmessungen ist zeitaufwendig und mit hohen Kosten verbunden. Vor allem erfordern Wellenmessungen eine spezielle Ausrüstung, die in den meisten Fällen nicht zur Verfügung steht.

Aus diesem Grund erfolgt die Abschätzung der Wellenhöhen häufig numerisch oder unter Verwendung von lokalen Winddaten, welche einfacher ermittelt werden können. Windstärke und Wellenhöhe sind eng miteinander verbunden; die Windstärkenskala nach Beaufort spiegelt diese Beziehung wieder. Windwellen können deshalb mit guter Genauigkeit unter Beachtung der Windrichtung und der Überstreichlänge (Fetch) aus der gemessenen Windstärke abgeleitet werden. Allerdings sollten zur Abschätzung der maximalen Wellenhöhen und ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit Langzeit-Winddaten verfügbar sein. Da Messungen über lange Zeiträume hinweg normalerweise nicht möglich sind, werden langfristige Winddaten durch Korrelation von Kurzzeit-Messdaten mit Langzeitdaten der Wetterdienste (z.B. Meteo Schweiz) hergeleitet. Wegen der unterschiedlichen Geschwindigkeitsprofile über Land und Wasser und aufgrund topographischer Einflüsse können die über Land gemessenen Winddaten der Wetterdienste jedoch nicht ohne weiteres auf die Verhältnisse an Seen übertragen werden. Für die numerische Simulation des Wellenklimas werden örtliche Windstatistiken, Bathymetrie und Sedimenteigenschaften benötigt.

2.1 Messung der Wind- und Wellendaten

Winddaten (Windstärke und Windrichtung) werden international standardisiert in einer Höhe von 10 m über dem Boden gemessen und als 10-Minuten-Mittelwerte aufgezeichnet. Zur Messung der Windstärke werden häufig Anemometer verwendet; die Windrichtung wird mit einem Windrichtungsgeber (Windfahne) erfasst.

Wellendaten, das heisst Wellenhöhe und gegebenenfalls Wellenrichtung, können mit verschiedenen Messgeräten (Ultraschallsonden, kapazitive Sonden, Dopplersystemen (ADCP), Messbojen usw.) bestimmt werden. Damit die Wellenhöhen korrekt erfasst werden können, sollte die Mess- und Aufzeichnungsfrequenz möglichst klein gewählt werden. Eine Reduzierung der Datenmenge kann mit der Festlegung eines Schwellwertes und der zeitlich begrenzten Speicherung von Wellendaten erreicht werden. Am Bielersee wurden Wellendaten nach Überschreiten eines Schwellwertes mit einer Frequenz von 2 Hz (2 Messungen pro Sekunde) ermittelt.

Windstärke und -richtung wurden am Bielersee mit einem Anemometer von Campbell Scientific gemessen. Die Wellenmessung war auf die Wellenhöhe beschränkt; verwendet wurden eine modifizierte kapazitive Stabpegelsonde von Endress & Hauser sowie Ultraschallsensoren von Pepperl & Fuchs. Die Energieversorgung wurde durch ein Solarpanel mit Stützbatterie gewährleistet, die Wind- und Wellendaten wurden täglich übertragen. Der Aufbau der Messstation am Bielersee ist in Abbildung 1 dargestellt.

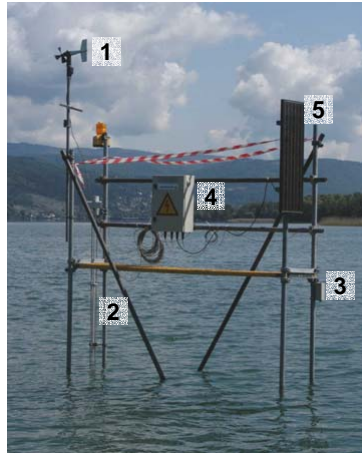


Abbildung 1: Aufbau der Anlage zur Messung von Wind- und Wellendaten. (1) Windmonitor; (2) kapazitive Stabpegelsonde; (3) Ultraschallsonde; (4) Datenlogger; (5) Solarpanel

2.2 Datenauswertung

Winddaten werden normalerweise als Zeitreihen (Windstärke, Windrichtung, Datum und Uhrzeit) in 10-Minuten-Intervallen gespeichert. Die folgende Abbildung zeigt ein Beispiel für eine im Dezember 2003 in Lüscherz gemessene Zeitreihe. Man erkennt, dass Windstärke und Windrichtung miteinander gekoppelt sind: Windgeschwindigkeiten von mehr als 6 bis 8 m/s treten mit Ausnahme kurzer Böen nur dann auf, wenn die Windrichtungen über längere Zeit konstant sind.

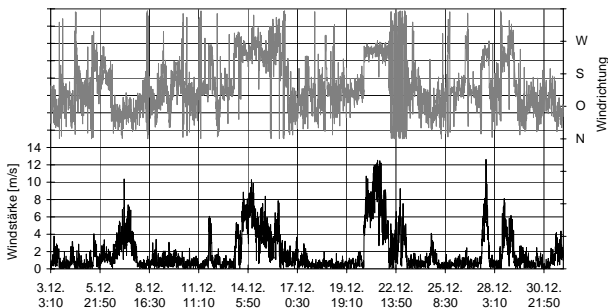


Abbildung 2: Resultate der Windmessungen im Dezember 2003, Lüscherz

Am Bielersee wurden Winddaten in einer Höhe von ca. 3.50 m gemessen. Zum Vergleich mit Winddaten der offiziellen Messstationen müssen die örtlich gemessenen Daten mit der folgenden Formel auf die standardisierte Höhe von 10 m umgerechnet werden:

$$\frac{U_{10}}{U_z} = \left(\frac{10}{z} \right)^{\frac{1}{7}} \quad (1)$$

Weiterhin ist bei der Umrechnung der Winddaten der unterschiedliche Einfluss der Reibung über Land und Wasser zu berücksichtigen (Kamphuis, 2000).

Durch Korrelation der örtlich gemessenen Winddaten mit Langzeit-Messdaten können für den Projektstandort so genannte Intensity-Duration-Frequency (IDF) Diagramme erstellt werden. Eine effiziente Methode zum Erstellen von IDF-Diagrammen unter Anwendung eines Simple-Scaling-Modells auf Basis der Gumbel-Verteilung wurde von Wyler (2004) vorgestellt.

Wellendaten werden ereignisgesteuert erfasst, das heisst, die Messung der Wellenhöhe erfolgt erst nach Überschreiten eines vorgegebenen Schwellwertes. Abbildung 3 zeigt einen Ausschnitt aus einem fünfständigen Wellenereignis; die Auslenkungen des Wasserspiegels (Amplituden) sind in ihrer zeitlichen Abfolge dargestellt. Da die Amplituden stark schwanken, wird in der Regel der Mittelwert des obersten Drittels der in einem bestimmten Zeitintervall gemessenen Wellenhöhen, die so genannte „signifikante Wellenhöhe H_s “, als Kennwert verwendet. Ausgehend von der Annahme, dass die Wellenhöhen rayleigh-verteilt sind, kann das Energiespektrum E_G der Wellen unter Anwendung einer Fourier-Transformation berechnet werden. Die signifikante Wellenhöhe wird über den Zusammenhang

$$H_s = 4\sqrt{E_G} \quad (2)$$

direkt aus dem Energiespektrum abgeleitet. Für diese Methode spricht auch, dass die Belastung der Seeufer und der Uferschutzmassnahmen in erster Linie von der Wellenenergie abhängt.

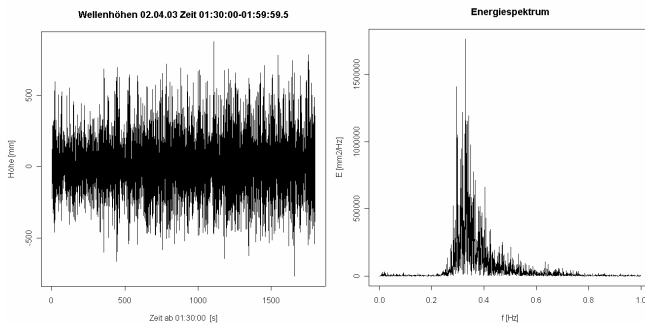


Abbildung 3: Zeitreihe der Messdaten und Energiespektrum eines Wellenereignisses am 2.4.2003, 01:30:00–01:59:59, Sutz-Lattrigen

3. Bathymetrische Messungen

Wellenparameter (Wellenanlaufrichtung, Wellenhöhe, -länge und Wellensteilheit) und Seebodentopographie (Bathymetrie) sind eng miteinander gekoppelt. Das Wellenklima bestimmt die Gestalt des Seebodens in Bereichen, in welchen der Seeboden mit den Wellen in Berührung kommt. Umgekehrt wird die Wellenbewegung von der Seebodentopographie beeinflusst, wenn die Wassertiefe d auf etwa die halbe Wellenlänge L

abnimmt ($d/L < 0.5$). Bis zur Wellenauflaufzone im Uferbereich nimmt der Einfluss der Seebodentopographie ständig zu. Uferprofil und Wellenklima passen sich bis zum Erreichen eines Gleichgewichtszustandes aneinander an. Bathymetrische Daten stellen deshalb eine wichtige Grundlage zur Planung von Uferschutzprojekten sowie zur Abschätzung der Wellenenergie im Uferbereich und zur Dimensionierung von Uferschutzmassnahmen dar.

3.1 Messverfahren und Resultate

Je nach Wassertiefe und Zugänglichkeit des Gebietes kommen verschiedene Messverfahren zur Anwendung. Wenn mindestens drei lage- und höhenmässig bekannte Referenzpunkte in der näheren Umgebung vorhanden sind, kann ein Tachymeter in Kombination mit einem auf einen Verlängerungsstab montierten Reflektor verwendet werden. Mit einem Tachymeter können Lage und Höhe eines Punktes gleichzeitig und mit hoher Genauigkeit erfasst werden. Die Methode ist allerdings auf Wassertiefen bis zu etwa 1.50 m beschränkt, da ein Messgehilfe das Messraster im Wasser abschreiten muss. Ausserdem ist darauf zu achten, dass der Reflektorstab im weichen Untergrund nicht einsinken und die Resultate verfälschen kann. Bei grösseren Wassertiefen werden Echolote zur Vermessung der Seebodentopographie eingesetzt. Die bathymetrische Vermessung mit Echolot ist allerdings erst in Wassertiefen von mehr als 50 bis 100 cm möglich; die Mindesttiefe hängt vom Messbereich des verfügbaren Schwingers ab. In schwer zugänglichen Gebieten empfiehlt sich die Verwendung von GPS (Global Positioning System). GPS ermöglicht die dreidimensionale Positionsbestimmung mit einer Genauigkeit von 5 bis 10 Metern. Durch nachträgliche oder direkte Korrektur unter Verwendung einer Referenzstation können die Positionsdaten mit cm-Genauigkeit bestimmt werden (differentielles GPS). Die nachfolgende Abbildung zeigt die Auswertung hydrographischer Messdaten. Die Daten wurden von der Berner Fachhochschule mit dem Mehrfrequenz-Vermessungsecholot EA 400 von Kongsberg in Verbindung mit einem GPS-System von Leica (GPS 1220 Rover) aufgenommen.

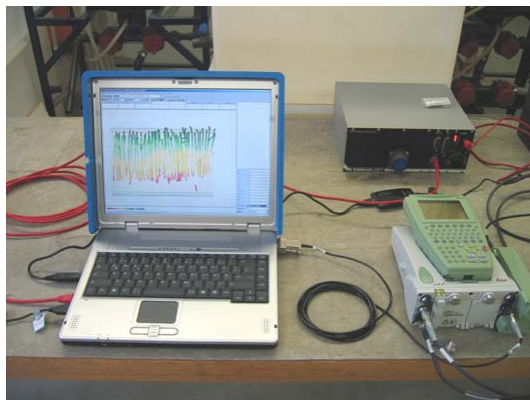


Abbildung 4: Auswertung hydrographischer Messdaten an der Berner Fachhochschule

Die lage- und höhenmässig erfassten, georeferenzierten Messpunkte werden interpoliert und als Höhenlinien in digitalen Geländemodellen (DGMs) dargestellt. Damit eine ausreichende Genauigkeit erreicht werden kann, sollte ein möglichst gleichmässiges, nicht

4. Entnahme und Analyse von Sedimentproben

Die Erosionsanfälligkeit von Seeufern wird durch ihre Morphologie und durch die Sedimenteigenschaften im Uferbereich bestimmt. Erosionsprozesse treten vor allem an sandigen, unkonsolidierten, meist flachen Seeufern auf, während felsige und steile Uferbereiche kaum der Erosion ausgesetzt sind.

Zur Bestimmung der Sedimenttransportraten müssen neben den Belastungsgrößen (Wellen und Strömungen) und der Seebodentopographie auch die Sedimenteigenschaften bekannt sein. Seesedimente sind hauptsächlich durch ihre Dichte, Korngrößenverteilung und Porosität charakterisiert. Für viele Berechnungen ist der mittlere Korndurchmesser d_{50} ein wichtiger Kennwert. Der mittlere Korndurchmesser ist eng mit der Fallgeschwindigkeit von Sedimentpartikeln im ruhenden Wasser verknüpft und ermöglicht in Verbindung mit der Wellenenergie die Bestimmung der Sedimenttransportrichtung. Korngrößenverteilung und Wellenklima bestimmen, ob Sedimentpartikel im Litoral oder hinter der Haldekante deponiert werden. Im Tiefwasserbereich abgelagertes Sediment wird der Uferzone dauerhaft entzogen und resultiert langfristig in Ufererosion. Korngrößenverteilung und Wellenklima bestimmen die Sedimentations- und Erosionsprozesse und damit auch Form und Neigung des Uferprofils.

Die Methoden zur Entnahme der Sedimentproben hängen von den zu bestimmenden Kennwerten und von der Zusammensetzung des Sedimentes ab. Sedimentproben zur Bestimmung der Korngrößenverteilung können auf einfache Weise mit einem Kastengreifer entnommen werden. Die vertikale Schichtung (Stratigraphie) und das Porenvolumen des Seesedimentes müssen hingegen an ungestörten Bohrprofilen ermittelt werden. Die Entnahme ungestörter Profile setzt die Verwendung spezieller Geräte, z. B. eines Kurzkerngerätes (Abbildung 7), voraus. Mit einem Kurzkerngerät können unter Ausnutzung der Schwerkraft Bohrkerne entnommen werden, in denen Gefüge und Porenvolumen der Sedimentprobe durch Erzeugen eines Vakuums erhalten bleiben.



Abbildung 7: Kurzkerngerät zur Entnahme ungestörter Sedimentproben (Gerät und Foto: Gewässer- und Bodenschutzlabor des Kantons Bern)

Für eine geologische Kartierung der Sedimente im Uferbereich muss die Position der entnommenen Sedimentproben mit einem einfachen GPS-Handgerät bestimmt werden.

Die Korngrößenverteilung von Seesedimenten wird mit kombinierten Sieb- und Sedimentationsverfahren (Siebanalyse nach EN 933-1 und Aräometeranalyse nach SN 670816a) bestimmt. Zur Analyse des Porenvolumens werden die ungestörten Bohrprofile der Länge nach aufgeschnitten; die wassergesättigten Proben werden entsprechend ihrer optisch erkennbaren Kornzusammensetzung in Schichten aufgeteilt, ausgemessen, gewogen, getrocknet und erneut gewogen. Das Porenvolumen ergibt sich auf dem Verhältnis von Trocken- und Korndichte.

Die Profile in Abbildung 8 zeigen zwei aufbereitete, ungestörte Sedimentproben. Der Übergang zwischen der oberen Feinsandschicht und der darunterliegenden Seekreide ist deutlich erkennbar. Die beiden Proben wurden vor und hinter einer Lahnung aufgenommen. Die Mächtigkeit der oberen Feinsandschicht unterscheidet sich trotz der kurzen räumlichen Distanz von nur wenigen Metern bei beiden Proben deutlich.

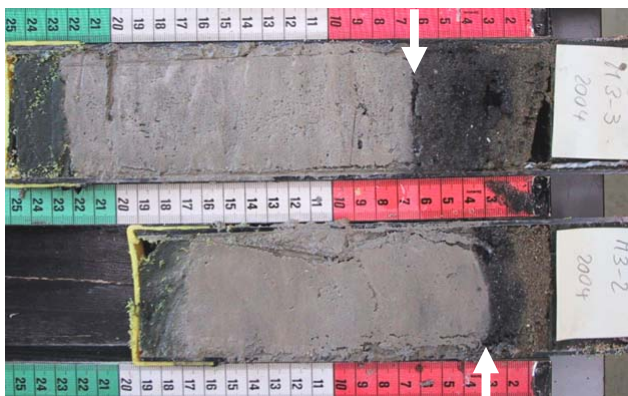


Abbildung 8: Ungestörte, der Länge nach aufgeschnittene Sedimentproben; die vertikale Schichtung des Seesedimentes ist deutlich erkennbar.

5. Schlussfolgerungen

Viele der für die Dimensionierung von Uferschutzmassnahmen erforderlichen Grundlagendaten können nur in Feldmessungen ermittelt werden, da Erfahrungswerte und vergleichbare Datenbasen für Seeufer grösstenteils fehlen. Erschwerend kommt hinzu, dass vor Ort gemessene Daten nicht ohne weiteres auf andere Uferbereiche oder Gewässer übertragbar sind.

Feldmessungen sind sowohl in zeitlicher als auch in finanzieller Hinsicht mit grossem Aufwand verbunden und werden deshalb nach Möglichkeit durch Simulationen ersetzt. Vor allem die besonders zeitintensiven Wellen- und Windmessungen könnten grösstenteils durch Simulations- und Korrelationsrechnungen ersetzt werden; allerdings sollten zuvor noch weitere Felduntersuchungen durchgeführt werden, um die Berechnungsmodelle ausreichend mit Messresultaten abzustützen.

Allerdings sind auch die Resultate von Feldmessungen mit mehr oder weniger grossen Messunsicherheiten behaftet. Strukturelle Veränderungen von Uferschutzmassnahmen können nur schwer erfasst werden und erschweren die Beurteilung der Wirksamkeit einer Schutzmassnahme und ihres Langzeitverhaltens. Bathymetrische Messungen müs-

sen ebenfalls vorsichtig interpretiert werden. Jahreszeitlich bedingte Veränderungen der Seebodentopographie, z. B. als Folge von Wasserspiegelschwankungen, können langfristige Trends übertreffen. Diese jahreszeitlich bedingten Schwankungen heben sich im Jahresmittel jedoch meist wieder auf. Damit ihr Einfluss erfasst werden kann, müssten bathymetrische Messungen in kurzen, regelmässigen Zeitabständen durchgeführt werden. Normalerweise liegt die jährliche Sedimenttransportrate allerdings so tief, dass sie in den Bereich der Messunsicherheit fallen kann. Wiederholungsmessungen sollten in diesem Fall erst nach 3 bis 4 Jahren durchgeführt werden. In dynamischen Uferbereichen mit hohen Sedimenttransportraten sollten bathymetrische Messungen entsprechend häufiger durchgeführt werden.

Zur Bestimmung der Seebodentopographie für Planungsaufgaben und zur Erfolgskontrolle nach der Realisierung von Uferschutzmassnahmen sind hydrographische Aufnahmen des Seebodens unerlässlich. Wissenschaftlich abgestützte Erfolgskontrollen können die Verbesserung und Verfeinerung von Vorhersagemodellen und Dimensionierungsgrundlagen wirksam unterstützen.

Bibliographie

- Kamphuis, J.W.** (2000). *Introduction to Coastal Engineering and Management*, Advanced Series in Ocean Engineering – Volume 16, World Scientific, Singapore
- Wyler, E.** (2004). *Statistische Auswertung von Winddaten*. Berner Fachhochschule, Institute for Risk and Extremes (unveröffentlichter Bericht), 1-24

Notationen

m_d	Masse der trockenen Probe (g)	U_{10}	Windgeschwindigkeit (m/s) in 10 m Höhe
V	Volumen der wassergesättigten Probe (cm^3)	U_z	Windgeschwindigkeit (m/s) in Messhöhe
ρ_s	Korndichte (g/cm^3)	z	Messhöhe (m)
d_m	mittlerer Korndurchmesser (mm)		

Dank

Diese Arbeit wurde finanziert durch die Kommission für Technologie und Innovation (KTI), das Tiefbauamt des Kantons Bern, das Bundesamt für Umwelt BAFU (ehemals BWG), den Verein Bielerseeschutz, den Verein für Ingenieurbiologie sowie die Stiftung für Landschaftsschutz.

Adresse der Autorin

Bärbel Müller
 Berner Fachhochschule
 Architektur, Bau und Holz HSB
 Abteilung F+E, Forschungseinheit Bauingenieurwesen
 3400 Burgdorf, Schweiz
 +41-34-426 42 29
 baerbel.mueller@bfh.ch

Frequenzanalyse bei Winduntersuchungen

mit Simple-Scaling-Modellen

Erich Wyler

Zusammenfassung

Ziel der Frequenzanalyse bei Winduntersuchungen ist das Erstellen von IDF-Diagrammen (Intensity-Duration-Frequency). In diesen Diagrammen werden die maximalen Windintensitäten abhängig von der ausgewählten Dauerstufe und der Wiederkehrperiode dargestellt.

Üblicherweise werden solche Diagramme mit der Quantil-Regressions-Methode erstellt. Diese Methode ist schwerfällig, da für die Berechnung aller Kurven keine geschlossene Formel angegeben werden kann und für das gesamte Diagramm eine Vielzahl von Parametern berechnet werden muss.

In diesem Artikel wird mit der Simple-Scaling-Methode eine neue Methode vorgestellt, welche die bei Winden beobachteten selbstähnlichen Strukturen im Modell berücksichtigt. Die Berechnung des IDF-Diagramms wird dadurch stark vereinfacht: Es sind insgesamt nur 3 Parameter zu berechnen und die Kurven des Diagramms können anhand einer geschlossenen Formel berechnet werden. Dies ermöglicht ein effizientes Arbeiten.

Abstract

The aim of the frequency-analysis on wind surveys is the drawing up of IDF-graphs (intensity-duration frequency). The maximum wind intensities depending on the chosen duration-time and the return period are described in these diagrams.

Such diagrams are usually drawn up by means of the Quantile-Regression-Method. This method, however, is ponderous, as for the calculation of all curves set formulas cannot be used and for the whole diagram a large number of parameters must be calculated.

In this article a new method by means of the Simple-Scaling Method is introduced, which takes into consideration the observed self-similar structures of the model on winds. The calculation of the IDF-graph is thus severely simplified. All in all only 3 parameters are to be calculated and the curves of the graph can be calculated on the basis of a set formula. This enables efficient work.

1. Klassischer Ansatz: Quantil-Regressions-Methode

Ziel der Frequenzanalyse bei Winduntersuchungen ist das Erstellen von IDF-Diagrammen. Ausgangslage dazu bilden die diskreten Zeitreihen der ANETZ-Stationen mit den gemessenen 10 Minuten-Intensitäten. Da sich die Winde hinsichtlich Richtung

und Stärke unterscheiden, werden die Daten zuerst bez. der Windrichtung gefiltert. Im Falle der Messstation Payerne werden alle Windereignisse der Hauptwindrichtung $224 \pm 15^\circ$ ausgewählt. Diese Zeitreihe $X(t)$, $t \in \{1, \dots, n\}$ wird nun in einzelne Windereignisse zerlegt. Ein einzelnes Windereignis kann als ein Stück $Y(t)$ der gesamten Zeitreihe $X(t)$ interpretiert werden (vgl. Abbildung 1). Anstelle einzelner Windereignisse können auch Winde fester Zeitabschnitte betrachtet werden.

DEF k-tes Windereignis $Y_k(t)$:

$$Y_k(t) = \begin{cases} X(t) & t \in \{n_{k,low}, n_{k,high}\} \\ 0 & \text{sonst} \end{cases}$$

mit $Y_k(t) \geq s$ für alle $t \in \{n_{k,low}, \dots, n_{k,high}\}$, $n_{k,high} - n_{k,low} > \Delta t$, $X(n_{k,low} - 1) < s$, $X(n_{k,high} + 1) < s$. s ist ein Schwellwert und Δt die minimale Winddauer.

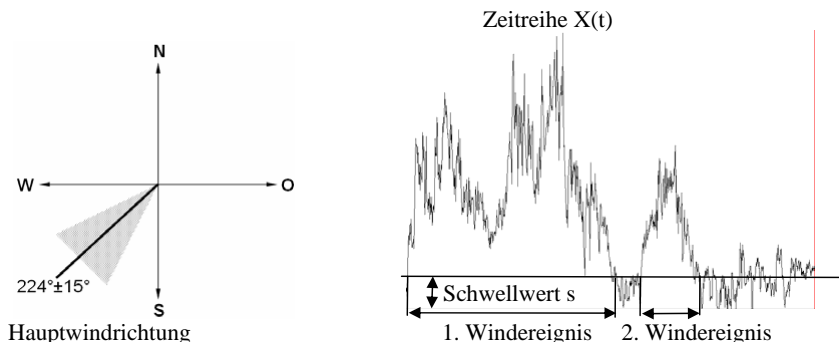


Abbildung 1 Selektion einzelner Windereignisse.

Für jedes einzelne Windereignis $Y_k(t)$ werden nun für ausgewählte Zeitdauern T die T-Minuten-Maximalintensitäten $I_k(T)$ bestimmt.

DEF T-Minuten-Maximalintensität $I_k(T)$

$$I_k(T) = \max_{n_{k,low} \leq u \leq n_{k,high}} \frac{1}{T} \int_u^{u+T} Y_k(t) dt.$$

Die Arbeitsschritte bis hierhin sind für den klassischen wie für den neuen Ansatz identisch. Bei beiden Ansätzen werden die Werte $I_k(T)$ sortiert und in einer Tabelle zusammengefasst (vgl. Abbildung 2).

Beim klassischen Ansatz werden als nächstes für vorgegebene Wiederkehrperioden die dazugehörigen Maximalintensitäten ermittelt. Wird ein nicht parametrisches Modell gewählt, so werden in einem ersten Schritt den beobachteten Maximalintensitäten mithilfe von Plotting-Formeln Wiederkehrperioden zugeordnet. In einem zweiten Schritt werden dann für ausgewählte Wiederkehrperioden z mittels Interpolation die gesuchten Intensitätswerte $i_z(T)$ bestimmt. Beim parametrischen Ansatz wird für die Beschreibung der Maximalintensitäten ein Wahrscheinlichkeitsmodell postuliert. An die beobachteten Maximalintensitäten werden abhängig von T Wahrscheinlichkeitsverteilungen angepasst anhand derer für ausgewählte Wiederkehrperioden z die gesuchten Intensitätswerte $i_z(T)$ berechnet werden. Beim parametrischen Ansatzes wird $I_k(T)$, $k = 1, \dots, m$ iid (iid = independant and identical distributed) vorausgesetzt.

Für die Annahme, dass die T-Minuten-Maximalintensitäten $I_k(T)$ gumbelverteilt sind und für die Modellierung die jeweils grössten 52 Intensitätswerte verwendet werden, erhält man für die gesuchten Intensitätswerte $i_z(T)$ die Punkte in Abbildung 3.

T mit $[T] = h$							
0.17	0.33	0.67	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00
17.1	16.85	16.5	16.3333	13.475	11.43889	11.6	11.11
15.4	15.05	14.05	13.81667	12.05	11.06667	11.1625	10.62333
14.9	14.65	14.05	13.45	12.01667	10.82778	10.86667	10.56667
14.4	13.95	13.625	13.4	11.40833	10.76667	10.85333	10.4
14.3	13.85	13.375	13.06667	11.35833	10.66667	10.47917	10.01333
14	13.4	13.3	12.95	11.19167	10.63333	10.17083	9.73333
13.9	13.35	12.9	12.68333	11.04167	10.48889	10.11667	9.61333
13.8	13.15	12.725	12.56667	11.01667	10.35556	9.99167	9.54667
13.7	13.1	12.7	12.55	11.00833	10.12222	9.86667	9.50333
13.6	13	12.55	12.46667	10.93333	10.04444	9.80833	9.47
13.5	13	12.55	12.4	10.65833	10.01111	9.74583	9.4
13.4	12.9	12.45	12.23333	10.65	9.92222	9.73333	9.4
13.4	12.9	12.275	11.9	10.64167	9.90556	9.69683	9.36333
13.3	12.85	12.1	11.81667	10.63333	9.89444	9.64167	9.33333
13.3	12.8	12.05	11.75	10.425	9.88889	9.60833	9.26
13.2	12.75	12.025	11.7	10.35	9.88889	9.5625	9.25333
13.2	12.7	12.025	11.68333	10.30833	9.87222	9.5125	9.15333
13.2	12.7	11.975	11.66667	10.25	9.85556	9.49167	9.10667
13.2	12.55	11.95	11.61667	10.21667	9.82778	9.4675	8.97333
13.2	12.45	11.95	11.55	10.19167	9.72222	9.4375	8.91667

Abbildung 2 Sortierte T-Minuten-Maximalintensitäten (Ausschnitt).

DEF T-Minuten-Maximalintensität $i_z(T)$ mit Wiederkehrperiode z

$$P[I_k(T) \geq i_z(T)] = \frac{t}{z \cdot N}, \quad z \geq t/N$$

t = Beobachtungszeitraum der Zeitreihe $X(t)$, N = Anzahl der für die Modellierung ausgewählten Windereignisse in dieser Zeitperiode. N kann von der Dauerstufe T abhängen, d.h. $N = N(T)$. Diese Formel gilt ausschliesslich für parametrische Modelle; sie hat den Erneuerungssatz als Grundlage.

Mit Hilfe von Regressionstechniken werden nun die IDF-Kurven berechnet (siehe Abbildung 3).

Der klassische Ansatz weist folgende Nachteile auf:

- Beim nicht parametrischen Ansatz führen Plotting-Formeln häufig zu ungenauen Resultaten. Häufig ist unklar, welche Plotting-Formel verwendet werden soll.
- Beim parametrischen Ansatz werden z.T. Wahrscheinlichkeitsverteilungen verwendet, die für die Modellierung von Maximalintensitäten ungeeignet sind.
- Für jede Wiederkehrperiode muss mit separater Rechnung eine Regressionskurve bestimmt werden. Diese Methode ist schwerfällig, da für jede Kurve mindestens zwei Parameter geschätzt werden müssen und für die Berechnung aller Kurven keine geschlossene Formel angegeben werden kann.
- Die Rechnung muss wiederholt werden, wenn für weitere Wiederkehrperioden zusätzliche Kurven im Diagramm dargestellt werden sollen.

Der neue Ansatz mit dem Simple-Scaling-Modell beseitigt diese Nachteile.

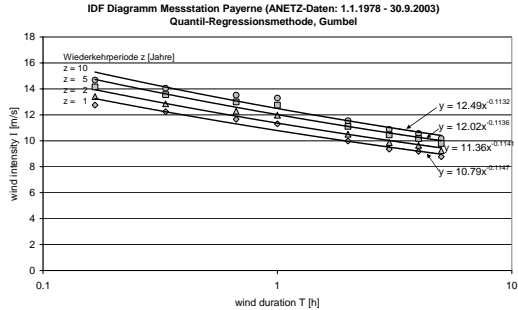


Abbildung 3 IDF-Diagramm Messstation Payerne, Quantil-Regressions-Methode, Gumbel.

2. Neuer Ansatz: Simple-Scaling-Methode

Winde weisen in ihrer phänomenologischen Beschreibung selbstähnliche Strukturen auf. Das bedeutet beispielsweise, dass bei der Darstellung eines Windereignisses im ersten Moment nicht entschieden werden kann, ob es sich beim abgebildeten Wind um einen starken oder um einen schwachen Wind handelt. Erst anhand der Skala lässt sich ablesen, ob der Wind als stark oder schwach eingestuft werden muss.

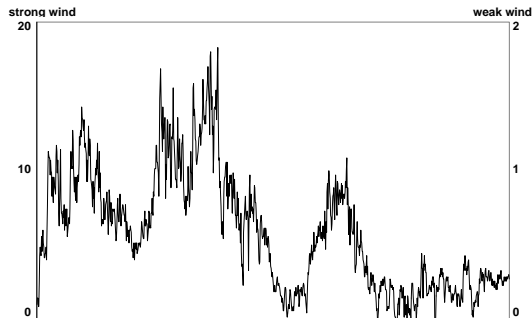


Abbildung 4 Selbstähnlichkeit von Winden (Angaben in m/s).

Diese selbstähnlichen Strukturen werden nun in das Modell integriert. Im Modell selber drückt sich diese Selbstähnlichkeit durch den Begriff der Skaleninvarianz aus, weshalb solche Modelle als Skalenmodelle bezeichnet werden. Konkret wird ein Simple-Scaling-Modell eingeführt. Simple-Scaling-Modelle werden z.T. recht unterschiedlich definiert. Siehe dazu z.B. Burlando P. und Rosso R. (1966), Menabde M., Seed A., Pegram G. (1999), Menabde M., Seed A., Harris D. and Austin. G. (1997) oder M.I.P. de Lima, J. Grasman (1999), Gupta V. K., Waymire E. C. (1995). Wir folgen hier der Definition von Menabde M., Seed A., Pegram G. (1999). In allen dem Autor bekannten Publikationen über Simple-Scaling-Modelle wurden bislang jedoch die technischen Möglichkeiten und das Potenzial, das in diesen Modellen steckt, nicht vollumfänglich ausgeschöpft.

In einem Simple-Scaling-Modell wird für die Verteilung der Maximalintensitäten $I_k(T)$ verschiedener Dauerstufen folgende Beziehung postuliert:

DEF Die T-Minuten-Maximalintensitäten $I_k(T)$ erfüllen ein **Simple-Scaling-Modell**, wenn $I_k(\lambda T)$ und $\lambda^n I_k(T)$ dieselbe Verteilung besitzen, d.h.

$$I_k(\lambda T) \stackrel{d}{=} \lambda^n I_k(T).$$

Die Simple-Scaling-Eigenschaft überträgt sich auf andere Zielgrößen:

SATZ 1 Erfüllen die $I_k(T)$ die Bedingungen des Simple-Scaling-Modells, so gilt:

- (i) $i_z(\lambda T) = \lambda^n i_z(T)$
- (ii) $E[I_k(\lambda T)] = \lambda^n E[I_k(T)]$
- (iii) $\text{var}(I_k(\lambda T)) = \lambda^{2n} \text{var}(I_k(T))$.

Diese Beziehungen hängen nicht von der konkreten Verteilung der Maximalintensitäten ab. Wir betrachten Simple-Scaling-Modelle für parametrische Familien der Form:

$$I_k(T) \stackrel{d}{=} \sigma_T \cdot I + \mu_T$$

Diese Wahrscheinlichkeitsfamilien werden durch eine Standarddichte $f(x)$, die Dichte von I , und zwei Parameter, einen Lageparameter μ_T (location) und einen Skalenparameter σ_T (scale) vollständig festgelegt. Für die Dichtefunktion $f_T(x)$ von $I_k(T)$ gilt:

$$f_T(x) = \frac{1}{\sigma_T} f\left(\frac{x - \mu_T}{\sigma_T}\right).$$

SATZ 2 Bilden die Verteilungen von $I_k(T)$ eine parametrische Familie der obigen Form und erfüllen die $I_k(T)$ die Bedingungen des Simple-Scaling-Modells, so gilt:

- (i) $\mu_{\lambda T} = \mu_T \cdot \lambda^n$ und $\sigma_{\lambda T} = \sigma_T \cdot \lambda^n$
- (ii) $\mu_T = \mu_1 \cdot T^n$ und $\sigma_T = \sigma_1 \cdot T^n$ (normierte Darstellung).

Aufgrund dieses Satzes ist ersichtlich, dass für Simple-Scaling-Modelle mit parametrischen Familien der obigen Form das gesamte Modell durch die drei Parameter μ_1 , σ_1 und n vollständig bestimmt wird.

T_1, \dots, T_r bezeichnen die gewählten Dauerstufen für T , (x_{k1}, \dots, x_{knk}) mit $x_{k1} \geq \dots \geq x_{knk}$ die sortierten und für die Modellierung ausgewählten T-Minuten-Maximalintensitäten der Zufallsvariablen $I(T_k)$ und x den Vektor all dieser Intensitätswerte. Die globalen Größen μ_1 , σ_1 und n können nun mit der Maximum-Likelihood-Methode direkt anhand der Daten berechnet werden. Für die Berechnung der Schätzer $\hat{\mu}_1$, $\hat{\sigma}_1$ und \hat{n} betrachten wir die Log-Likelihoodfunktion:

$$L(x, \mu_1, \sigma_1, n) = \sum_{k=1}^r \sum_{i=1}^{N_k} -\ln(\sigma_1) - n \cdot \ln(T_k) + \ln\left(f\left(\frac{x_{ki} - \mu_1 \cdot T_k^n}{\sigma_1 \cdot T_k^n}\right)\right)$$

Wir betrachten eine Dichtefunktion f , die überall differenzierbar ist. Wir führen eine Hilfsfunktion $g(x)$ ein, die mit der Scorefunktion verwandt ist.

$$g(x) = \frac{d}{dx} \ln(f(x)) = \frac{f'(x)}{f(x)}.$$

Damit erhält man für die Bestimmungsgleichungen von $\hat{\mu}_1$, $\hat{\sigma}_1$ und \hat{n} :

$$\frac{\partial}{\partial \mu_1} L(x, \mu_1, \sigma_1, n) \stackrel{!}{=} 0 \Leftrightarrow \sum_{k=1}^r \sum_{i=1}^{N_k} g\left(\frac{X_{ki} - \mu_1 \cdot T_k^n}{\sigma_1 \cdot T_k^n}\right) = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial}{\partial \sigma_1} L(x, \mu_1, \sigma_1, n) \stackrel{!}{=} 0 \Leftrightarrow \sigma_1 = -\frac{1}{\sum_{k=1}^r N_k} \sum_{k=1}^r \sum_{i=1}^{N_k} g\left(\frac{X_{ki} - \mu_1 \cdot T_k^n}{\sigma_1 \cdot T_k^n}\right) \frac{X_{ki}}{T_k^n} \quad (2)$$

$$\frac{\partial}{\partial n} L(x, \mu_1, \sigma_1, n) \stackrel{!}{=} 0 \Leftrightarrow \sigma_1 = -\frac{\sum_{k=1}^r \sum_{i=1}^{N_k} \ln(T_k) \cdot g\left(\frac{X_{ki} - \mu_1 \cdot T_k^n}{\sigma_1 \cdot T_k^n}\right) \frac{X_{ki}}{T_k^n}}{\sum_{k=1}^r N_k \frac{1}{r} \sum_{i=1}^r \ln(T_k)} \quad (3)$$

Für die Exponentialverteilung beispielsweise, deren Dichtefunktion f nicht überall differenzierbar ist, muss das Maximierungsproblem kontextbezogen gelöst werden. Die Gültigkeit des Simple-Scaling-Modells kann grafisch überprüft werden. Aufgrund Satz 2, b) gilt nämlich: $\log(\mu_T) = n \cdot \log(T) + \log(\mu_1)$ und $\log(\sigma_T) = n \cdot \log(T) + \log(\sigma_1)$. Ersetzen wir in diesen Formeln μ_T und σ_T durch die Parameterschätzungen $\hat{\mu}_T$ und $\hat{\sigma}_T$ aus dem Quantil-Regressions-Modell, so gilt:

Regel

In einem doppelt logarithmischen Diagramm liegen die Punktepaare $(T, \hat{\mu}_T)$ und $(T, \hat{\sigma}_T)$ auf einer Geraden mit gemeinsamer Steigung \hat{n} .

3. Wahl der Wahrscheinlichkeitsverteilung: MAX- und POT-stabile Verteilungen

Da es sich bei den T-Minuten-Maximalintensitäten $I_k(T)$ um Maximalwerte handelt und wir uns für Intensitätswerte $i_z(T)$ mit langen Wiederkehrperioden z interessieren, stehen für die Modellierung der T-Minuten-Maximalintensitäten $I_k(T)$ Wahrscheinlichkeitsverteilungen aus dem Bereich der Extremwerttheorie im Vordergrund. Die Extremwertverteilungen müssen als die konzeptionell richtigen Wahrscheinlichkeitsverteilungen betrachtet werden. Die Extremwertverteilungen gliedern sich in die MAX- und die POT-stabilen Wahrscheinlichkeitsverteilungen. Siehe dazu z.B. Reiss R. D., Thomas M. (2001) oder Pfeifer, D. (1989).

DEF Eine Wahrscheinlichkeitsverteilung F heisst **MAX-stabil**, wenn gilt:

$$F^n(b_n + a_n x) = F(x) \text{ für geeignete Konstanten } b_n \text{ und } a_n > 0.$$

Es gibt 3 Familien von MAX-stabilen Verteilungen:

- Gumbel (EV0) $G_0(x) = \exp(-e^{-x})$, $x \in \mathbb{R}$
- Fréchet (EV1), $\alpha > 0$ $G_{1,\alpha}(x) = \exp(-x^{-\alpha})$, $x \geq 0$
- Weibull (EV2), $\alpha < 0$ $G_{2,\alpha}(x) = \exp(-(-x)^{-\alpha})$, $x \leq 0$.

DEF Eine Wahrscheinlichkeitsverteilung F heisst **POT-stabil** (POT = Peak over Threshold), wenn gilt:

$$F^{[u]}(b_u + a_u x) = F(x) \text{ für geeignete Konstanten } b_u \text{ und } a_u > 0.$$

$F^{[u]}$ bezeichnet die Exzedentenverteilung $F^{[u]}(x) = P[X \leq x \mid X \geq u]$

Es gibt 3 Familien von POT-stabilen Verteilungen:

- Exponential (GP0) $W_0(x) = 1 - e^{-x}, x \geq 0$
- Pareto (GP1), $\alpha > 0$ $W_{1,\alpha}(x) = 1 - x^{-\alpha}, x \geq 1$
- Beta (GP2), $\alpha < 0$ $W_{2,\alpha}(x) = 1 - (-x)^{-\alpha}, -1 \leq x \leq 0.$

Ohne auf die Grundlagen der Extremwertverteilungen weiter einzugehen, halten wir hier vereinfachend fest, dass unter gewissen Bedingungen die Verteilung des Maximums von Zufallsvariablen gegen eine MAX-stabile Verteilung und Zufallsvariablen, die einen Schwellwert u übertreffen, gegen eine POT-stabile Verteilung konvergieren.

Wir konkretisieren das Simple-Scaling-Modell mit einer Gumbel- und einer Exponentialverteilung. Vorbereitend dazu müssen diese Verteilungsannahmen mittels QQ-Plots oder statistischen Tests wie dem Kolmogorov-Smirnov-Test überprüft werden. Die Verteilungsannahmen werden für die gewählten Verteilungen nicht verworfen.

4. Simple-Scaling-Modell auf der Basis der Gumbelverteilung

Da die Gumbelverteilung eine Grenzverteilung für Maxima ist, werden für die Modellierung für jede Dauerstufe T_1, \dots, T_r die grössten N Werte verwendet.

Für die Messstation Payerne liegen die ANETZ-Daten von fast 26 Jahren vor (1.1.1978 – 30.9.2003). Zum Teil weist dieser Datensatz längere Messlücken auf. Mit dem Schwellwert $s = 5.6\text{m/s}$ für die minimale Windgeschwindigkeit und der minimalen Winddauer $\Delta t = 2\text{h}$ für ein Windereignis wurden in der Hauptwindrichtung $224 \pm 15^\circ$ rund 650 einzelne Windereignisse selektiert. Für die Analyse wurden die Dauerstufen $T_1 = 0.17\text{h}$ (=10min), $T_2 = 0.33\text{h}$, $T_3 = 0.67\text{h}$, $T_4 = 1\text{h}$, $T_5 = 2\text{h}$, $T_6 = 3\text{h}$, $T_7 = 4\text{h}$ und $T_8 = 5\text{h}$ betrachtet. In der Analyse zeigt sich, dass für die Modellierung lediglich die grössten 52 Intensitätswerte verwendet werden sollten, d.h. $N_1 = N_2 = \dots = N_8 = N = 52$.

Sind die $I_k(T)$ gumbelverteilt, so gilt:

$$f(x) = e^{-x} e^{-e^{-x}}$$

$$f'(x) = -e^{-x} e^{-e^{-x}} + e^{-2x} e^{-e^{-x}}$$

$$g(x) = -1 + e^{-x}.$$

Für die Bestimmungsgleichungen für $\hat{\mu}_1$, $\hat{\sigma}_1$ und \hat{n} erhält man:

$$(1) \quad \Leftrightarrow \quad \hat{\mu}_1 = -\hat{\sigma}_1 \cdot \ln\left(\frac{1}{r \cdot N} \sum_{k=1}^r \sum_{i=1}^N \exp\left(-\frac{x_{ki}}{\hat{\sigma}_1 \cdot T_k^{\hat{n}}}\right)\right)$$

$$(2) \quad \Leftrightarrow \quad \hat{\sigma}_1 = \frac{1}{r \cdot N} \sum_{k=1}^r \sum_{i=1}^N \frac{x_{ki}}{T_k^{\hat{n}}} - \frac{\sum_{k=1}^r \sum_{i=1}^N \exp\left(-\frac{x_{ki}}{\hat{\sigma}_1 \cdot T_k^{\hat{n}}}\right) \cdot \frac{x_{ki}}{T_k^{\hat{n}}}}{\sum_{k=1}^r \sum_{i=1}^N \exp\left(-\frac{x_{ki}}{\hat{\sigma}_1 \cdot T_k^{\hat{n}}}\right)}$$

$$(3) \quad \Leftrightarrow \quad \hat{\sigma}_1 = \frac{\frac{1}{r \cdot N} \sum_{k=1}^r \sum_{i=1}^N \ln(T_k) \cdot \frac{x_{ki}}{T_k^{\hat{n}}} - \frac{1}{r \cdot N} \sum_{k=1}^r \sum_{i=1}^N \ln(T_k) \cdot \exp\left(-\frac{x_{ki}}{\hat{\sigma}_1 \cdot T_k^{\hat{n}}}\right) \cdot \frac{x_{ki}}{T_k^{\hat{n}}}}{\frac{1}{r} \sum_{k=1}^r \ln(T_k) - \frac{1}{r \cdot N} \sum_{k=1}^r \sum_{i=1}^N \exp\left(-\frac{x_{ki}}{\hat{\sigma}_1 \cdot T_k^{\hat{n}}}\right)}$$

Für die Parameter $\hat{\mu}_1$, $\hat{\sigma}_1$ und \hat{n} der Messstation Payerne erhält man:

$$\hat{\mu}_1 = 10.52, \quad \hat{\sigma}_1 = 0.7107 \quad \text{und} \quad \hat{n} = -0.11388.$$

Und für die Zielgrösse $i_z(T)$ erhält man nach kleiner Rechnung:

$$i_z(T) = T^n (\mu_1 - \sigma_1 \cdot \ln(-\ln(1 - \frac{t}{N \cdot z}))), \quad z \geq t/N.$$

Unschön an dieser Formel ist, dass sie von N abhängt. Näherungsweise gilt:

$$i_z(T) \approx T^n (\mu_1^* + \sigma_1 \cdot \ln(z)) \quad \text{mit} \quad \mu_1^* = \mu_1 + \sigma_1 \cdot \ln\left(\frac{N}{t}\right) \quad \text{und} \quad \frac{t}{N \cdot z} \quad \text{klein.}$$

Ersetzt man in diesen Formeln die exakten Parameter durch ihre Schätzwerte, so erhält man bei Anwendung der oberen Formel die IDF-Kurven, wie sie in Abbildung 5 dargestellt sind. Die eingezeichneten Punkte stellen wiederum die gesuchten Intensitätswerte $i_z(T)$ des parametrischen Quantil-Regressionsmodells dar (vgl. Abbildung 3). Man erkennt dass die Simple-Scaling-Methode dasselbe liefert. Die Abweichungen zwischen den Kurven der Abbildungen 3 und 5 sind minim ($<0.3\text{m/s}$).

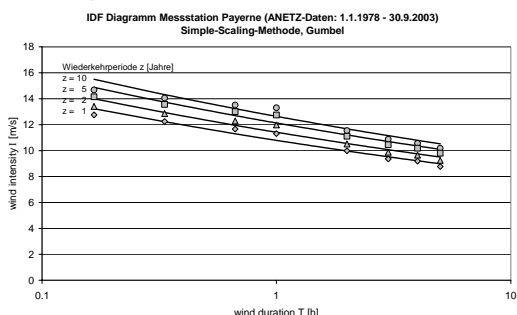


Abbildung 5 IDF-Diagramm Messstation Payerne, Simple-Scaling-Methode, Gumbel.

5. Simple-Scaling-Modell auf der Basis der Exponentialverteilung

Da die Exponentialverteilung eine Grenzverteilung für Exzedenten ist, werden in Übereinstimmung mit der Formel von Satz 2, (ii) für die Modellierung abhängig von der Dauerstufe T variable Schwellwerte verwendet. Eine geeignete Wahl ist $u_k = u_1 \cdot T_k^{n^*}$ mit $u_1 = 10.3\text{m/s}$ und $n^* = -0.1$. Der Wert von n^* wurde geschätzt und anhand der berechneten Resultate nachjustiert. Wir betrachten dieselben Daten wie vorhin.

Sind die $I_k(T)$ exponentialverteilt, so gilt:

$$f(x) = e^{-x}, \quad x \geq 0$$

$$f'(x) = -e^{-x}, \quad x \geq 0$$

$$g(x) = -1, \quad x \geq 0.$$

Die Bestimmungsgleichungen für $\hat{\mu}_1$, $\hat{\sigma}_1$ und \hat{n} müssen, weil die Dichte $f(x)$ der Exponentialverteilung nicht überall differenzierbar ist, neu berechnet werden. Man erhält das Gleichungssystem:

$$(1') \quad \hat{\mu}_1 = \min_{k,i} \left(\frac{x_{ki}}{T_k^{\hat{n}}} \right)$$

$$(2') \quad \hat{\sigma}_1 = \frac{1}{\sum_{k=1}^r N_k} \sum_{k=1}^r \sum_{i=1}^{N_k} \frac{X_{ki}}{T_k^{\hat{n}}} - \hat{\mu}_1$$

$$(3') \quad \hat{\sigma}_1 = \frac{\sum_{k=1}^r \sum_{i=1}^{N_k} \ln(T_k) \cdot \frac{X_{ki}}{T_k^{\hat{n}}}}{\sum_{k=1}^r N_k \frac{1}{T_k} \sum_{i=1}^{N_k} \ln(T_k)}$$

Für die Parameter $\hat{\mu}_1$, $\hat{\sigma}_1$ und \hat{n} der Messstation Payerne erhält man:

$$\hat{\mu}_1 = 10.26, \quad \hat{\sigma}_1 = 1.0710 \quad \text{und} \quad \hat{n} = -0.09617.$$

Für die Zielgrösse $i_z(T)$ erhält man nach kleiner Rechnung:

$$i_z(T) = T^n (\mu_1 + \sigma_1 \cdot \ln(\frac{N(T) \cdot z}{t})) = T^n (\mu_1 + \sigma_1 \cdot \ln(\frac{N(T)}{t}) + \sigma_1 \cdot \ln(z)), \quad z \geq t/N$$

In dieser Formel ist zu beachten, dass $N(T)$ neu eine Funktion von T ist. Diese Formel wird nun vereinfacht, sodass sie nicht mehr von $N(T)$ abhängt:

$$i_z(T) = T^n (\mu_1 + \sigma_1 \cdot \ln(\frac{\bar{N}}{t}) + \sigma_1 \cdot \ln(z)) + T^n \sigma_1 \cdot \ln(\frac{N(T)}{\bar{N}})$$

\bar{N} bezeichnet den Mittelwert der beobachteten Werte $N(T_k)$, $\bar{N} = 36.375$. Der letzte Term ist betragsmässig klein und kann weggelassen werden. Die Grössenordnung dieses Terms kann betragsmässig mit dem Wert 0.2m/s abgeschätzt werden. Die Zielfunktion kann also in der folgenden Form angegeben werden:

$$i_z(T) = T^n (\mu_1^* + \sigma_1 \cdot \ln(z)) \quad \text{mit} \quad \mu_1^* = \mu_1 + \sigma_1 \cdot \ln(\frac{\bar{N}}{t}).$$

Ersetzt man wiederum in dieser Formel die exakten Parameter durch ihre Schätzwerte, so erhält man die IDF-Kurven, wie sie in Abbildung 6 dargestellt sind. Die eingezeichneten Punkte stellen wiederum die gesuchten Intensitätswerte $i_z(T)$ des parametrischen Quantil-Regressionsmodells dar, diesmal allerdings auf der Basis einer Exponentialverteilung.

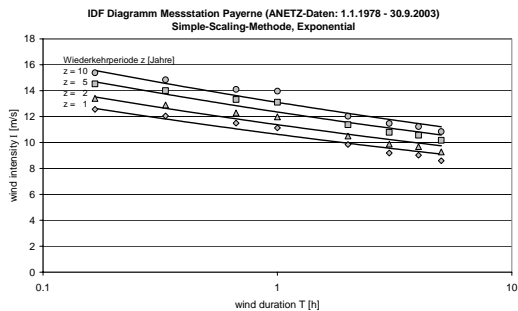


Abbildung 6 IDF-Diagramm Messstation Payerne, Simple-Scaling-Methode, Exponential.

Beim Vergleich der Abbildungen 5 und 6 erkennt man, dass die Kurven bei Abbildung 6 ein wenig weiter auseinander liegen und die berechneten Punkte z.B. für $T = 0.17h$

unterschiedlich liegen. Diese Unterschiede hängen mit der Wahl der Verteilung zusammen.

6. Schlussfolgerungen

Die Simple-Scaling-Methode beseitigt die Nachteile der klassischen Quantil-Regressions-Methode, indem

- die Selbstähnlichkeit von Winden im Modell integriert wird
- mit den MAX- und POT-stabilen Extremwertverteilungen die kontextbezogen richtigen Wahrscheinlichkeitsverteilungen verwendet werden
- geschlossene Formeln für das Erstellen der IDF-Diagramme gefunden werden können. Ein IDF-Diagramm ist damit durch nur 3 Parameter vollständig bestimmt. Diese drei Parameter können für die Klassierung verschiedener Stationen verwendet werden
- das IDF-Diagramm bei Bedarf ohne zusätzlichen Aufwand mit den Kurven weiterer Wiederkehrperioden ergänzt werden kann.

Ein ausführlicheres Paper, welches auch die Beweise und einige zusätzliche technischen Überlegungen enthält, kann beim Autor bezogen werden.

Bibliographie

Burlando P. und Rosso R. (1966). *Scaling and multiscaling models of depth-duration-frequency curves for storm precipitation*, Journal of Hydrology 187, 45-64

Menabde M., Seed A., Pegram G. (1999). *A simple scaling model for rainfall*, Water Resources Research, Vol. 35, No 1, 335-339

Menabde M., Seed A., Harris D. and Austin. G. (1997). *Self-similar random fields and rainfall simulation*, J. of Geophysical Research, Vol. 102, No. D12, 13509-13,515

M.I.P. de Lima, J. Grasman (1999). *Multifractal analysis of 15-min and daily rainfall from a semi-arid region in Portugal*, J. of Hydrology 220 (1999) 1-11

Gupta V. K., Waymire E. C. (1995). *Multiscaling Properties of Spatial Rainfall and River Flow Distributions*, Journal of Geophysical Research 95(D3), 1999-2009

Reiss R. D., Thomas M. (2001). *Statistical Analysis of Extreme Values*. Birkhäuser

Pfeifer, D. (1989). *Einführung in die Extremwertstatistik*. B.G. Teubner Stuttgart

Adresse des Autors

Prof. Dr. Erich Wyler
Berner Fachhochschule Technik und Informatik
Institut für Risiko- und Extremwerttheorie i-REX
Pestalozzistr. 20
CH-3400 Burgdorf
+41 (0)34-426 42 25
erich.wyler@bfh.ch

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufern an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

Risiko eines durch Windwellen induzierten Strandrückgangs

Stephan Mai

Zusammenfassung

Sowohl an den Küsten der Meere als auch den Ufern grosser Seen bestimmen Wellen die für den Strand- bzw. Uferückgang massgebliche Belastungssituation. Während an Meeresküsten neben winderzeugten Wellen auch Dünung diese Belastung bestimmt, handelt es sich an den Seeufern um lokal erzeugte Windwellen. Zur Abschätzung des Risikos eines mit der Wellenbelastung der Ufer einhergehenden Strand- bzw. Uferückgangs wird beispielhaft für den Bieler See aufbauend auf der Windstatistik ein probabilistisches Konzept vorgestellt. In diesem werden die Windverhältnisse mit Hilfe numerischer Simulationen in die Wellenbedingungen auf dem Bieler See überführt und die Wellenbedingungen an der Brecherlinie in Ufernähe schliesslich in Transportraten für die strand- bzw. ufernahen Sedimente umgeformt. Bei Divergenz des Transports ergibt sich ein Strandrückgang. Mit der Zuordnung der Windbedingungen zu Transportraten erfolgt die Übertragung der Windstatistik in eine Transportstatistik. Der sich aus der Transportstatistik ergebende Erwartungswert des Transports ist ein Mass für das Risiko eines durch Windwellen induzierten Strandrückgangs.

Abstract

Wave climate determines the predominant stress causing the shoreline retreat of marine coasts or of the banks of large lakes respectively. In comparison to marine coasts, where wind waves as well as swell make up the load, only locally generated wind waves act on the banks of lakes. In order to estimate the risk of shoreline retreat caused by wave action a probabilistic concept founding on wind statistics is developed. A worked out example is presented for lake Biel. Within this approach different wind conditions are transferred to wave conditions on the lake making use of numerical modeling. The wave parameters at the line of breaking are finally used to calculate the transport of near-shore sediments. In case of diverging sediment transport shore retreat has to be expected. With this attribution of wind conditions to sediment transport rates the wind statistics is transferred to the statistics of sediment transport. The expected value derived from transport statistics serves as a measure for the risk of shore retreat induced by wind waves.

1. Einleitung

An vielen grossen Seen der Schweiz, insbesondere auch an dem Bieler See, wird derzeit an einzelnen Uferabschnitten ein starker kontinuierlicher Uferückgang festgestellt (Sayah et al., 2005). Dieser Uferückgang wird auf den Einfluss von winderzeugten Wellen zurückgeführt (Laboratoire de Constructions Hydrauliques, 2003). Die Intensität

des Uferückgangs entlang des Seeufers ist hierbei einerseits von der Wellenbelastungssituation und andererseits von der Sedimentbeschaffenheit, insbesondere von der Kornverteilung, am Ufer abhängig.

Während die Kornverteilung derzeit ausschliesslich über direkte in-situ-Messungen, wie z.B. für den Bieler See durch die Berner Fachhochschule (2003) dargestellt, erfasst werden kann, sind für die Beschreibung der Wellenbelastung am Ufer nicht zwangsläufig flächendeckende Messungen nötig. Vielmehr können Wellenmessungen an einzelnen Lokationen, wie durch die Berner Fachhochschule (2003) am Bieler See durchgeführt, unter Vorgabe des herrschenden Windes entweder durch empirische Verfahren (Fetch-Diagramm) der Wellenvorhersage (USACE, 2001, CUR/TAW 1992), wie durch Sayah et al. (2004) für den Bieler See erläutert, oder durch numerische Wellensimulation (Sayah et al., 2005) ergänzt werden.

Auf der Grundlage einzelner Wellensimulation ist bei vergleichbarer Sedimentbeschaffenheit am Ufer eine erste deterministische Beurteilung der Gefahr eines Uferückgangs mit Hilfe des Energieflusses der Wellen möglich (Partenscky et al., 1988). So ist die uferparallele Komponente des Energieflusses proportional zum Uferlängstransport des Sediments. Unter Berücksichtigung der Windstatistik lässt sich das deterministische Vorgehen in ein probabilistisches Konzept überführen, welches im folgende näher erläutert und am Beispiel des Bieler Sees vorgestellt wird.

2. Risiko des Strandrückgangs – Theoretisches Konzept

Ausgehend von den Wellenparametern entlang des Ufers - signifikante Wellenhöhe $H_s(s)$, der mittleren Wellenperiode $T_m(s)$ und der mittleren Wellenangriffsrichtung normal zum Ufer $\alpha(s)$ - ist zunächst die Energiedichte der Wellen $E(s)$ am Ufer zu berechnen:

$$E(s) = \frac{\rho \cdot g}{8} \cdot H_s(s)^2 \quad (1)$$

Aus der Energiedichte $E(s)$ und Gruppengeschwindigkeit $c_g(s)$ der Wellen im Brechpunkt vor dem Ufer folgt der Energiefluss P^* je Einheitslänge des Wellenkamms

$$P^*(s) = E(s) \cdot c_g(s) \quad (2)$$

Bei schrägen Wellenangriff am Ufer ($\alpha(s) \neq 0^\circ$) folgt der Energiefluss $P(s)$ je Einheitslänge des Ufers nach

$$P(s) = P^*(s) \cdot \cos(\alpha(s)) \quad (3)$$

Für die küstenparallele, d.h. sedimenttransportwirksame, Komponente $P_1(s)$ des Energieflusses je Einheitslänge des Ufers gilt dann

$$P_1(s) = P(s) \cdot \sin(\alpha) \quad (4)$$

Die küstenparallele Komponente des Energieflusses ist proportional zur Sedimenttransportrate $Q(s)$ entlang der Küste (Daemrich et al., 1984):

$$Q(s) = C_s(s) \cdot P_1(s) \quad (5)$$

Die Proportionalitätskonstante $C_s(s)$ ist darin eine Funktion der Sedimenteigenschaften, insbesondere des Korndurchmessers (CERC, 1984).

Eine Bilanzierung des Transports, d.h. die Identifikation von Erosionszonen, erfolgt durch Differentiation:

$$Q'(s) = \frac{\partial Q(s)}{\partial s} = \frac{\partial C_s(s)}{\partial s} \cdot Q(s) + C_s(s) \cdot \frac{\partial Q(s)}{\partial s} \quad (6)$$

Erosion tritt für $Q'(s) < 0$ ein. Bei gleichartigen Sedimentbedingungen ($\partial C_s(s)/\partial s=0$) entlang der Küste gilt:

$$Q'(s) = C_s(s) \cdot \frac{\partial Q(s)}{\partial s} \quad (7)$$

Da die Wellenparameter und damit auch Energiefluss, Sedimenttransportrate und Sedimentbilanz entlang des Ufers infolge veränderlicher Windbedingungen nicht zeitlich konstant sind, ist eine Berücksichtigung ihrer Statistik bei der Beurteilung des Erosionsrisikos nötig.

Werden die Wellenbedingungen empirisch über ein Fetch-Diagramm oder durch Einzelsimulation der Wellen bestimmt, bildet die Statistik $p_w(u_w, \gamma_w)$ von Windgeschwindigkeit u_w und Windrichtung γ_w den Ausgangspunkt dieser probabilistischen Betrachtung. Über das Fetch-Diagramm werden die Windbedingungen in zugehörigen Wellenbedingungen überführt:

$$H_s = f_H(u_w, \gamma_w) \quad (8)$$

$$T_m = f_T(u_w, \gamma_w) \quad (9)$$

$$\alpha = f_\alpha(u_w, \gamma_w) \quad (10)$$

Das Einsetzen der Formeln (8) - (10) in das Formelsystem (1) - (7) lässt die Ermittlung von Transferfunktionen zur Bestimmung von Energiefluss, küstenparallelem Energiefluss und Sedimentbilanz aus den Windbedingungen zu:

$$P = f_P(u_w, \gamma_w) \quad (11)$$

$$P_l = f_{P_l}(u_w, \gamma_w) \quad (12)$$

$$P_{Q'} = f_{Q'}(u_w, \gamma_w) \quad (13)$$

Für die Statistik der Wellen- und Transportparameter gilt dann:

$$p_H(H_s) = \iint \delta(H_s - f_H(u_w, \gamma_w)) p_w(u_w, \gamma_w) du_w d\gamma_w \quad (14)$$

$$p_T(T_m) = \iint \delta(T_m - f_T(u_w, \gamma_w)) p_w(u_w, \gamma_w) du_w d\gamma_w \quad (15)$$

$$p_\alpha(\alpha) = \iint \delta(\alpha - f_\alpha(u_w, \gamma_w)) p_w(u_w, \gamma_w) du_w d\gamma_w \quad (16)$$

$$p_P(P) = \iint \delta(P - f_P(u_w, \gamma_w)) p_w(u_w, \gamma_w) du_w d\gamma_w \quad (17)$$

$$p_{P_1}(P_1) = \iint \delta(P_1 - f_{P_1}(u_w, \gamma_w)) p_w(u_w, \gamma_w) du_w d\gamma_w \quad (18)$$

$$p_{Q'}(Q') = \iint \delta(Q' - f_{Q'}(u_w, \gamma_w)) p_w(u_w, \gamma_w) du_w d\gamma_w \quad (19)$$

Gilt für die Sedimentbilanz im Mittel

$$\bar{Q}' = \int Q' p_{Q'}(Q') dQ' < 0 \quad (20)$$

so besteht für den Uferabschnitt das Risiko eines Strandrückgangs.

Alternativ zu dem im Formelsystem (8) - (19) dargestellten Konzept der Risikobeurteilung unter Verwendung von empirischen Wind-Welle-Beziehungen oder von Einzelsimulationen des Seegangs ist auch eine Langzeit-Wellensimulation über mehrere Jahre möglich. Die Statistik der Wellenparameter, des Wellenenergieflusses und der Sedimentbilanz ergibt sich dann durch direkte Auswertung der Zeitreihe dieser Parameter.

3. Numerische Simulation der Wellenentstehung auf dem Bieler See

Für den Bieler See werden im folgenden sowohl Langzeit-Simulationen des instationären Wellenfeldes bei variablen Windbedingungen als auch Einzelsimulationen des stationären Wellenfeldes unter der Annahme eines zeitkonstanten Windfeldes dargestellt. Als Grundlage dieser Simulationen dient ein digitales Höhenmodell des Seegrundes einer räumlichen Auflösung von 25 m, welches auf der NM25 basiert (Sayah et al., 2005). Die Berechnung der Wellenfelder erfolgt mit dem phasengemittelten Modell Simulating Waves Nearshore SWAN der Technischen Universität Delft (Booij et al., 1999, Ris et al. 1999). SWAN löst dazu die orts- und zeitabhängige Erhaltungsgleichung des Wellenimpulses $N(\omega, \theta)$, der von Wellenfrequenz ω und Wellenrichtung θ abhängig ist:

$$\frac{\partial N(\omega, \theta)}{\partial t} + \frac{\partial c_x N(\omega, \theta)}{\partial x} + \frac{\partial c_y N(\omega, \theta)}{\partial y} + \frac{\partial c_\omega N(\omega, \theta)}{\partial \omega} + \frac{\partial c_\theta N(\omega, \theta)}{\partial \theta} = \frac{S(\omega, \theta)}{\omega} \quad (21)$$

Durch die wassertiefen- (d) und wellenzahlabhängigen (k) Geschwindigkeiten c_x und c_y des Impulstransports im Ortsraum ist der Prozess des Shoaling berücksichtigt. Die gleichermassen abhängige Geschwindigkeit c_θ des Impulstransports im Spektralraum der Wellenrichtung bildet den Prozess der Refraktion ab. Die Geschwindigkeit c_ω dient der Berücksichtigung des Impulstransports im Frequenzraum bei Vorhandensein von Strömungen und wird im folgenden vernachlässigt. Der Prozess der Diffraktion bleibt wegen der Phasennittlung in SWAN unberücksichtigt. Für die stationären Simulationen des Wellenfeldes verschwindet die zeitliche Änderung des Wellenimpulses, d.h. $\partial N/\partial t = 0$. Neben den genannten Umverteilungen des Wellenimpulses sind zudem insbesondere folgende Quellen (Windenergieeintrag (1. Summand)) und Senken (Wellenbrechen (2. Summand) und Bodenreibung (3. Summand)) zu berücksichtigen:

$$S(\omega, \theta) = +S_w(\omega, \theta) - \frac{1}{4} \alpha_{BJ} Q_b \frac{\omega_m}{2\pi} \rho \cdot g \cdot \gamma^2 \cdot d^2 \cdot \frac{N(\omega, \theta)}{\omega \cdot E} - \dots \quad (22)$$

$$\dots - C_{fw} \cdot g \cdot U_{mss} \cdot \frac{\omega^2}{\sinh^2(kd)} \cdot \frac{N^2(\omega, \theta)}{\omega^2 \rho^2 g^3}$$

Die in Formel (22) eingehenden Parameter für das Wellenbrechen α_{BJ} und γ sowie für die Bodenreibung C_{fw} sind durch Mai et al. (1999a+b) durch Vergleich mit Seegangsmessungen an der Küste und experimentellen Untersuchungen im Grossen Wellenkanal der Universität Hannover bestimmt und in dieser Arbeit entsprechend verwendet worden, da für grosse Inlandgewässer bisher nur wenige Untersuchungen (z.B. Booij et al. (1996)) verfügbar sind. Auf eine im Rahmen dieser Untersuchungen durchgeführte Validierung des Wellenmodells wird im Rahmen der Darstellung des Vorgehens für die Langzeit-Simulationen eingegangen.

Den Ausgangspunkt der Langzeit-Simulation des Wellenfeldes auf dem Bieler See bildet eine Zeitserie von Windgeschwindigkeit und -richtung für das Jahr 2003. Diese ist ausschnittsweise (20.12.2003-22.12.2003) in Abbildung 1 dargestellt. Während dieses „Le Vent“-Ereignisses mit charakteristischerweise südwestlichen Windrichtungen sind Windgeschwindigkeiten von über 12 m/s aufgetreten. Unter Vorgabe dieses zeitabhängigen Windes unter Vernachlässigung der räumlichen Struktur des Windfeldes ist sodann das zeitabhängige, räumlich variable Wellenfeld ermittelt worden.

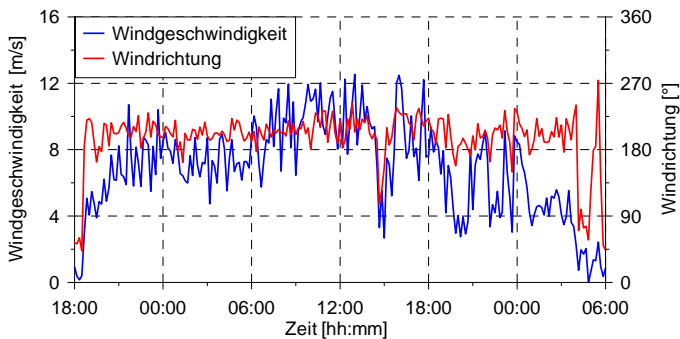


Abbildung 1 Instationäre Windbedingungen am Bieler See
(Situation: Le Vent)

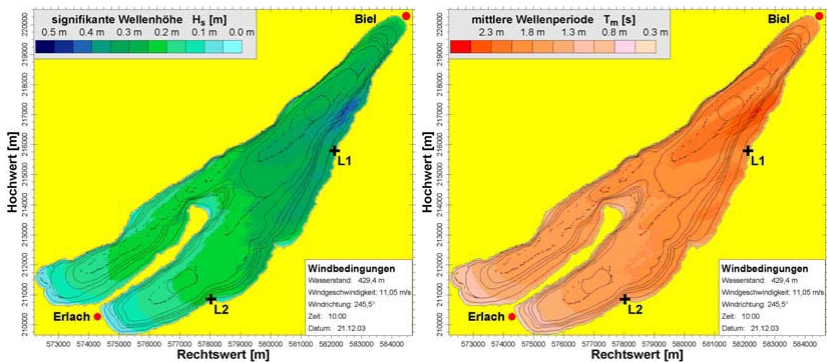


Abbildung 2 Ergebnis instationärer Wellensimulation mit SWAN während der Windsituation „Le Vent“ - signifikante Wellenhöhe (rechts), mittlere Wellenperiode (links)

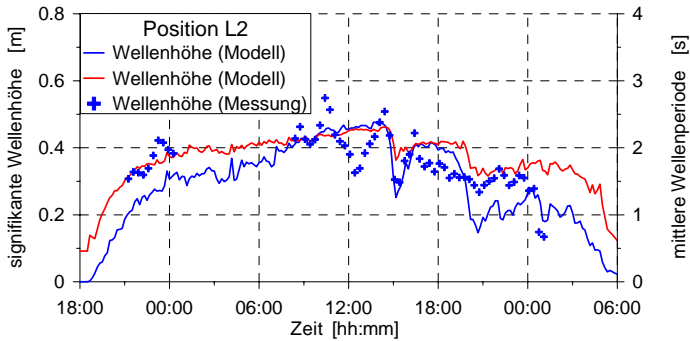


Abbildung 3 Zeitliche Entwicklung der Wellenparameter vor dem Ufer bei Lüscherz während der Windsituation „Le Vent“ und Vergleich mit Messungen

Die Abbildung 2 zeigt das Wellenfeld auf dem Bieler See zu einem Zeitpunkt (21.12.2003, 10:00 Uhr) hoher Windgeschwindigkeit. Für das „Le Vent“-Ereignis sind die maximalen Wellenhöhen und –perioden und damit auch die Wellenenergieflüsse am Ufer vor Sutz zu erwarten. Eine Zeitreihe der Wellenparameter ist für das in Abbildung 1 dargestellte Windereignis für das Ufer vor Lüscherz in Abbildung 3 dargestellt. Die signifikante Wellenhöhe beträgt maximal bis zu 0,45 m und die mittlere Wellenperiode maximal bis zu 2,3 s. Zur Modellvalidierung stehen vor Lüscherz Messungen der signifikanten Wellenhöhe der Berner Fachhochschule zur Verfügung (siehe auch Wyler, 2004). Diese sind in Abbildung 3 den Modellergebnissen gegenübergestellt. Es zeigt im Tagesmittel eine gute Übereinstimmung von Modell und Messung. Kurzzeitige Variationen der gemessenen Wellenhöhe werden jedoch nicht wiedergegeben, was möglicherweise auf die Annahme eines homogenen Windfeldes über dem See zurückzuführen ist. Die Korrelation von Modell und Messung beträgt 0,75.

Aus den in Abbildung 3 dargestellten Wellenparametern ergeben sich mit Hilfe des Formelsystems (2) – (4) unter Einbeziehung der Zeitreihe der mittleren Wellenrichtung die Energieflüsse P^* , P und P_1 , welche in Abbildung 4 dargestellt sind. Mit dem Korndurchmesser vor Lüscherz kann so die Sedimenttransportrate Q und ihre Bilanz Q' bestimmt werden.

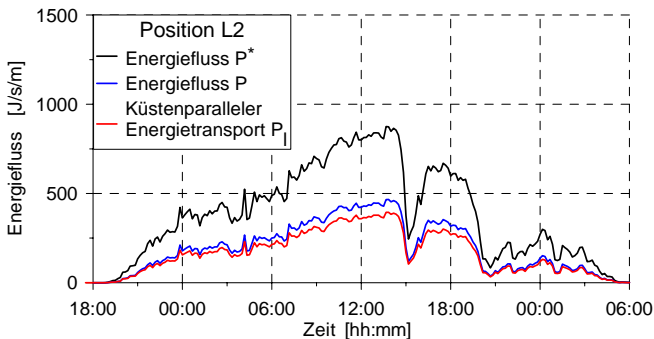


Abbildung 4 Zeitliche Entwicklung der Energieflusses vor dem Ufer bei Lüscherz

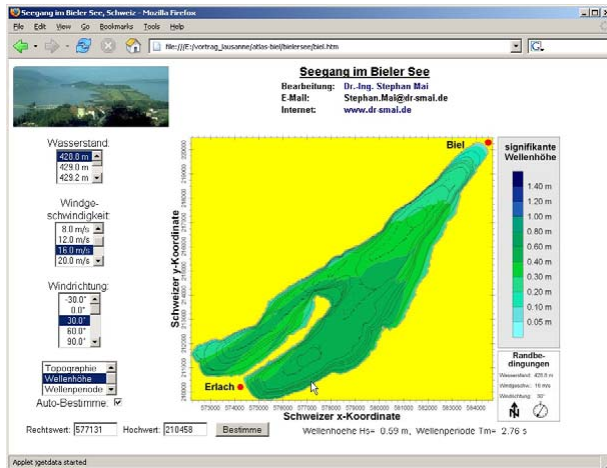


Abbildung 5 Zusammenstellung einzelner Wellensimulationen in einem internet-basierten Atlas

Den Ausgangspunkt der stationären Simulationen des Wellenfeldes bildet die Vorgabe eines sowohl zeitlich und räumlich konstanten Windes. Für den Bieler See sind Simulationen für Richtungen von 0° , 30° , ..., 360° und für Windgeschwindigkeiten von 4 m/s, 8 m/s, ..., 28 m/s durchgeführt worden. Die Simulationsergebnisse sind in einen internet-basierten Atlas (siehe auch Mai u. v. Lieberman, 1999) zusammengestellt und dort über verschiedene Auswahlmenüs wählbar. Die Abbildung 5 zeigt eine Bildschirmkopie des Atlases. Die Graphik stellt die signifikante Wellenhöhe für eine „La Bise“-Windsituation dar. Für das „La Bise“-Ereignis sind die maximalen Wellenhöhen am Ufer bei Lüscherz zu erwarten.

4. Statistik der Wellenparameter und der Sedimenttransportrate

Durch Auswertung der stationären Wellensimulationen am Seeufer für die verschiedenen Windbedingungen folgen die in den Formeln (8) - (13) eingeführten Transferfunktionen.

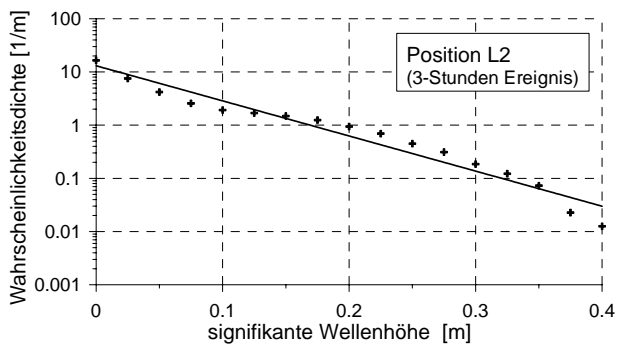


Abbildung 6 Statistik der signifikanten Wellenhöhe vor dem Ufer bei Lüscherz

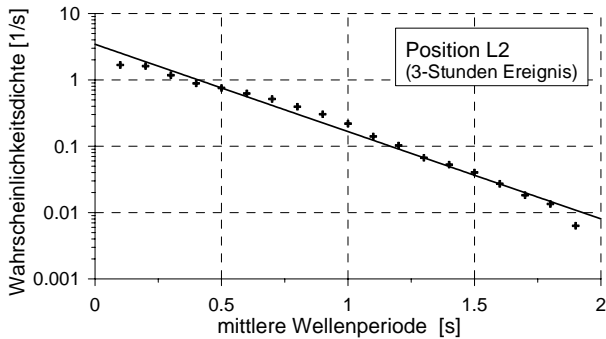


Abbildung 7 Statistik der mittleren Wellenperiode vor dem Ufer bei Lüscherz

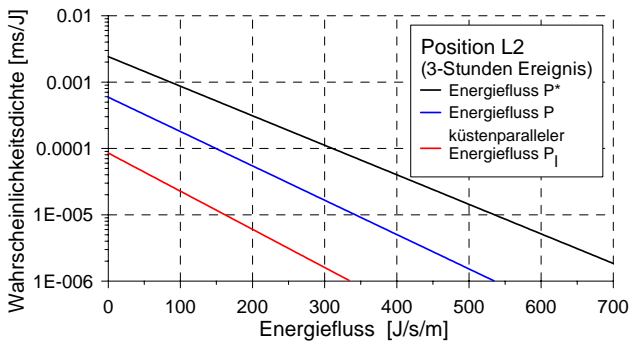


Abbildung 8 Statistik des Energieflusses vor dem Ufer bei Lüscherz

Mit einer aus einem 25 Jahre langen Datensatz von Windmessungen bei Payerne (Station des ANETZ) für den Bieler See abgeleiteten Windstatistik (Sayah et al., 2005) folgen über das Formelsystem (14) - (18) die Statistik der signifikanten Wellenhöhe H_s , der mittleren Wellenperiode T_m und der Energieflüsse P^* , P und P_1 . Die Abbildung 6 zeigt die Wahrscheinlichkeitsdichte der Wellenhöhen, Abbildung 7 die der Wellenperiode. Für die Energieflüsse ist die Wahrscheinlichkeitsdichte in Abbildung 8 gegeben. Es zeigt sich, dass die Wahrscheinlichkeitsdichte des Energieflusses längs des Wellenkamms etwa fünfmal grösser ist als der Energiefluss bezogen auf die Uferlänge. Der küstenparallele Energiefluss ist um einen weiteren Faktor 5 geringer. Bei Kenntnis der Sedimenteigenschaften folgt schliesslich die Statistik der Transportrate und das Risiko einer Ufererosion.

5. Schlussfolgerungen

Am Beispiel des Bieler Sees ist der Einsatz des numerischen Modells SWAN zur Analyse der Erosionsgefährdung der Seeufer dargestellt worden. Neben der Nutzung rechenzeitintensiver Langzeitsimulationen wird ein statistisches Konzept der Beurteilung der Erosionsgefährdung auf der Grundlage stationärer, weniger rechenzeitintensiver Einzelsimulationen erläutert und dessen Anwendbarkeit exemplarisch gezeigt. Das Konzept kann insbesondere bei der Identifikation von Vorrangbereichen für Uferschutz-

massnahmen, wie sie z.B. durch Sayah (2005) untersucht wurden, helfen.

Bibliographie

- Berner Fachhochschule** (2003). *Development of Constructional Techniques and Dimensioning Principles by the Example of Lake Biènn*, 1. Zwischenbericht zum Projekt EROSEE (Teil 3), KTI-Projekt 5760.1UTS, Lausanne, Switzerland, 1-96.
- Booij, N., Holthuijsen, L.H., Ris, R.C.** (1996). *The SWAN Wave Model for Shallow Water*, Proc. 25th Int. Conf. On Coastal Engineering, Orlando, Florida, USA, 668-676.
- Booij, N., Ris, R.C. Holthuijsen, L.H.** (1999). *Third-Generation Wave Model for Coastal Regions, Model Description and Validation*, JGR, 104, Washington, USA, 7649-7666.
- CERC** (1984). *Shore Protection Manual, Vol. 1*, Manual, Coastal Engineering Research Center, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, USA.
- CUR/TAW** (2001). *Guide for Design of River Dikes, Vol. 1 – Upper River Areas*, Report 142, Centre for Civil Engineering Research and Codes / Technical Advisory Committee on Water Defences, Gouda, The Netherlands.
- Daemrich, K.-F., Kohlhase, S., Partensky, H.-W.** (1984). *Investigations of Longshore Transport and Morphological Changes of the Coastline in the Vicinity of Lome/Togo*, Proc. of the 4th ADP-IAHR congress, Chiang Mai, Thailand.
- Laboratoire de Constructions Hydrauliques** (2003). *Wave Effect on Erosion and Shore Protection – Efficiency in Shallow Lakes*, 1. Zwischenbericht zum Projekt EROSEE (Teil 2), KTI-Projekt 5760.1UTS, Lausanne, 1-62.
- Mai, S., Ohle, N., Zimmermann, C.** (1999a). *Applicability of Wave Models in Shallow Coastal Waters*, Proc. 5th Int. Conf. on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC), Cape Town, South Africa, 170-179.
- Mai, S., Ohle, N., Daemrich, K.-F.** (1999b). *Numerical Simulations of Wave Propagation compared to Physical Modeling*, Proc. of HYDRALAB-Workshop, Hannover, Germany, 217-226.
- Mai, S., v. Liebermann, N.** (2000). *Internet-based Tools for Risk Assessment for Coastal Areas*, Proc. 4th Int. Conf. on Hydroinformatics, Iowa, USA, CD-ROM.
- Partensky, H.-W., Kohlhase, S., Daemrich, K.-F., Scheffer, H.-J., Schwarze, H.** (1988). *Theoretische Vorstudie zur wellendämpfenden Wirkung des Riffs und zum seegangserzeugten Feststofftransport an der Westküste der Insel Sylt*, Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, 67, 135-244.
- Ris, R.C., Holthuijsen, L.H., Booij, N.** (1999). *A Third-Generation Wave Model for Coastal Regions, 2. Verification*. JGR, 104, Washington, USA, 7667-7681.
- Sayah, S., Boillat, J.-L., Schleiss, A.** (2004). *The Use of Soft Shore Protection Measures in Shallow Lakes: Research Methodology and Case Study*, Limnologica, 34, 65-74.
- Sayah, S., Boillat, J.-L., Schleiss, A.** (2004). *Effect of Porosity of Brushwood Fences on Wave Transmission*, Proc. of the 4th International Symposium on Environmental Hydraulics ISEH, Hong Kong, 1057-1062.
- Sayah, S., Mai, S., Boillat, J.-L., Schleiss, A.** (2005). *Field Measurements and Numerical Modeling of Wind-Waves in Lake Biel: A Basic Tool for Shore Protection Projects*, Proc. of the XXXI IAHR Congress, Seoul, Korea, 4332-4343.
- Sayah, S.** (2005). *Efficiency of Soft Coastal Structures for Shore Protection Against Wind-Wave Induced Erosion*, Ph.D. thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland.
- USACE** (2001). *Coastal Engineering Manual*, Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington D.C.
- Wyler, E.** (2004) *Statistische Auswertung von Wellendaten*, Bericht zum Projekt EROSEE, Berner Fachhochschule, Hochschule für Architektur, Bau und Holz HSB, Burgdorf, Biel, Schweiz, 1-20.

Notationen

$C_s(s)$	korngößenabhängiger Transportparameter ($m^3/(J/m)$)	f_{PI}	Transferfunktion zur Ermittlung des küstenparallelen Wellenenergieflusses aus dem Wind ($J/s/m$)
C_{fw}	Collins-Parameter (-)		
E	Energiedichte der Wellen (J/m^2)	f_Q	Transferfunktion zur Ermittlung der Sedimentbilanz aus dem Wind ($m^3/s/m$)
$E(s)$	Energiedichte der Wellen (J/m^2)		
$H_s(s)$	signifikante Wellenhöhe (m)	g	Erdbeschleunigung (m/s^2)
$N(\omega, \theta)$	Impulsdichte der Wellen (Js/m^2)	k	Wellenzahl ($1/m$)
$P^*(s)$	Energiefluss je Einheitslänge des Wellenkamms ($J/s/m$)	p_w	Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit und -richtung ($1/(m/s)$)
$P(s)$	Energiefluss je Einheitslänge des Ufers ($J/s/m$)	p_H	Wahrscheinlichkeitsdichte der signifikanten Wellenhöhe ($1/m$)
$P_I(s)$	küstenparalleler Energiefluss je Einheitslänge des Ufers ($J/s/m$)	p_T	Wahrscheinlichkeitsdichte der mittleren Wellenperiode ($1/s$)
$Q(s)$	Sedimenttransportrate (m^3/s)	p_α	Wahrscheinlichkeitsdichte der mittleren Wellenrichtung (-)
$Q^*(s)$	Sedimentbilanz ($m^3/s/m$)		
Q_b	Anteil der brechenden Wellen (-)	p_P	Wahrscheinlichkeitsdichte des Wellenenergieflusses ($1/(J/s/m)$)
$S(\omega, \theta)$	Quellen und Senken von Impulsdichte der Wellen (J/m^2)	p_{PI}	Wahrscheinlichkeitsdichte des küstenparallelen Wellenenergieflusses ($1/(J/s/m)$)
$S_w(\omega, \theta)$	Winderzeugter Eintrag von Impulsdichte in das Wellenfeld (J/m^2)	p_Q	Wahrscheinlichkeitsdichte der Sedimentbilanz ($1/(m^3/s/m)$)
$T_m(s)$	mittlere Wellenperiode (s)	s	Koordinate entlang der Küste (m)
U_{rms}	effektive Orbitalgeschwindigkeit am Boden (m/s)	t	Zeit (s)
c_x	Geschwindigkeit der Impulsadvektion im Ortsraum (m/s)	u_w	Windgeschwindigkeit (m/s)
c_y	Geschwindigkeit der Impulsadvektion im Ortsraum (m/s)	x	Ortskoordinate (m)
c_θ	Geschwindigkeit der Impulsadvektion im Richtungsraum des Wellenspektrums ($1/s$)	y	Ortskoordinate (m)
c_ω	Geschwindigkeit der Impulsadvektion im Frequenzraum des Wellenspektrums ($1/s^2$)	$\alpha(s)$	mittlere Wellenangriffsrichtung normal zur Küste (-)
$c_g(s)$	Gruppengeschwindigkeit der Wellen (m/s)	α_{BJ}	Battjes-Janssen-Parameter (-)
d	Wassertiefe (m)	γ	Brecherparameter (-)
f_H	Transferfunktion zur Ermittlung der Wellenhöhe aus dem Wind (m)	δ	Dirac-Funktion (-)
f_T	Transferfunktion zur Ermittlung der Wellenperiode aus dem Wind (s)	γ_w	Windrichtung (-)
f_α	Transferfunktion zur Ermittlung der Wellenrichtung aus dem Wind (-)	ρ	Dichte des Seewassers (kg/m^3)
f_P	Transferfunktion zur Ermittlung des Wellenenergieflusses aus dem Wind ($J/s/m$)	θ	Wellenrichtung (-)
		ω	Kreisfrequenz der Wellen ($1/s$)
		ω_m	mittlere Kreisfrequenz der Wellen ($1/s$)
		<i>Indizes und Exponenten</i>	
		l	küstenparallel
		m	mittlere
		s	signifikant
		s	Sediment
		w	Wind

Verdankung

Die vorgestellten Ergebnisse sind im Anschluss an einen durch die European Research Community On Flow, Turbulence And Combustion (ERCOFTAC) unterstützten Gastaufenthalt am Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH) der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), welcher dankend erwähnt wird, entstanden.

Adresse der Autoren

Dr.-Ing. Stephan Mai
vormals: Franzius-Institut, Universität Hannover
jetzt: Bundesanstalt für Gewässerkunde
Am Mainzer Tor 1
56076 Koblenz, Deutschland
+49-0261-1306 5322
<http://www.bafg.de>
Mai@bafg.de

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufern an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

**Uferschutzmassnahmen an Seen:
Beispiele und ihre Wirkungen**

Christoph Iseli

Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsprojekts EROSEE wurden fünf Versuchsstandorte am Bielersee näher untersucht. Einer dieser Standorte umfasst das in den Jahren 2001 – 2002 ausgeführte Revitalisierungsprojekt im Naturschutzgebiet Gals. Anhand dieses Beispiels wird der Ablauf einer Projektierung von der Analyse des Projektgebiets über die Definition des Schutzkonzepts bis zur Bemessung der Bautypen dargestellt. Dabei wird jeweils Bezug genommen auf die Wissenslücken, welche bei der Erarbeitung des Uferschutzprojektes vorhanden waren und welche das Projekt EROSEE zu schliessen versuchte. Die am Bielersee am häufigsten angewendeten naturnahen Uferschutzmassnahmen werden zudem näher erläutert.

Résumé

Dans le cadre du projet de recherche EROSEE, cinq sites expérimentaux ont été examinés de manière détaillée. L'un d'entre eux inclut le projet de revitalisation réalisé entre 2001 et 2002 dans la zone naturelle protégée de Gals. Sur la base de cet exemple le processus d'élaboration du projet est présenté, depuis l'analyse du site jusqu'au dimensionnement des ouvrages en passant par la définition du concept de protection de rive. Les lacunes scientifiques de l'époque seront mises en évidence, celles-là mêmes qui ont constitué la motivation du projet EROSEE. Les mesures de protection les plus couramment utilisées pour la protection des rives du lac de Biemme sont finalement passées en revue.

1. Revitalisierung des Seeufers in Gals (Bielersee): Das Beispiel eines Projektierungsablaufs

Das nachfolgende Beispiel zeigt einen möglichen Ablauf einer Projektentwicklung. Die darin beschriebene Uferrevitalisierung wurde zu einer Zeit projektiert, als die Forschungsergebnisse von EROSEE noch nicht zur Verfügung standen. Während der Projekterarbeitung musste deshalb mit vielen Annahmen und Schätzungen gearbeitet werden. Der Hinweis auf diese Wissenslücken soll mithelfen, den Nutzen der geleisteten und auch zukünftigen Forschungsarbeit für die praktische Anwendung zu unterstreichen.

1.1 Ausgangslage

Das Projektgebiet liegt am Südwestende des Bielersees im Perimeter eines kantonalen Naturschutzgebiets und umfasst auf rund einem Kilometern das Seebecken zwischen

der Einmündung des Zihlkanals und der Grenze zu Erlach. Es befindet sich zum grossen Teil in Eigentum des Kantons Bern und besteht landseits hauptsächlich aus Auenwald.

1.2 Projektierungsgrundlagen

1.2.1 Analyse des Projektgebiets: bisherige und geplante Nutzung, ökomorphologische Bewertung, Defizitanalyse

Die vorhandenen planerischen Grundlagen waren einerseits die Uferschutzplanung der Standortgemeinde Gals von 1993, welche eine ökologische Aufwertung und Revitalisierung des Ufergebiets postulierte, und andererseits ein älterer forstlicher Nutzungsplan aus der Zeit der intensiven Waldnutzung. Eine systematische, ökomorphologische Uferbewertung, welche eine fundierte Defizitanalyse und eine entsprechende Ableitung des Handlungsbedarfs erlaubt hätte, wurde keine durchgeführt. Es muss allerdings erwähnt werden, dass dieses Defizit nicht nur bei dem hier beschriebenen Projekt besteht. Vielmehr handelt es sich um ein grundsätzliches. Bis heute existiert nämlich kein anwendbares Verfahren für die Zustandsbeschreibung und die Bewertung von Seeufern. (vgl. Walz et al. 2003). Aus diesem Grund erarbeitete Hugonin (2004) im Rahmen des Forschungsprojekts ‚EROSEE‘ einen Entwurf für ein solches Bewertungsverfahren. Ziel sollte nun sein, dieses zu einem parxistauglichen Verfahren, welches an allen Seen anwendbar ist, weiterzuentwickeln. Dabei ist eine enge Koordination mit dem kurz vor dem Abschluss stehenden Projekt 'Entwicklung eines naturschutz- und gewässerschutzfachlichen Übersichtsverfahrens zur hydromorphologischen Zustandserfassung von Seeufern' der Deutschen Bundesstiftung Umwelt anzustreben.

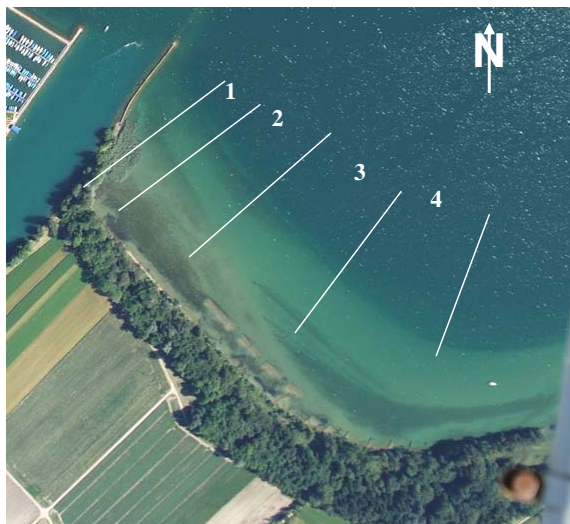


Abb. 1: Projektgebiet Naturschutzgebiet Gals, südöstlich der Zihlmündung. Aufnahme von 2005. Ausgeführte Massnahmen: Abschnitt 1: unbefestigtes Ufer, Abschnitt 2: Kiesschüttung, Abschnitt 3: Wellenbrecher, Abschnitt 4: Buhnen

Die Uferlinie des betroffenen Gebiets wurde in den 1930er Jahren mit Steinblöcken gesichert und begradigt, das Ufer zeichnete sich somit durch eine Strukturarmut und durch eine fehlende morphologische Dynamik aus. Der Wald ist durch mehrere Gräben ent-

wässert und wurde bis vor kurzer Zeit intensiv forstlich genutzt. Eine wichtige Funktion übt er als Windschutz für die südwestlich angrenzenden landwirtschaftlichen Nutzflächen aus. Nicht zuletzt ist auch der steigende Nutzungsdruck durch Erholungssuchende beidseits der Wasserlinie zu erwähnen.

1.2.2 Handlungsstrategie und Schutzziele

In einer Vorstudie wurde aufgrund der festgestellten Defizite und der vorhandenen Rahmenbedingungen die Handlungsstrategie festgelegt: Mittels gezielter Massnahmen sollte eine Dynamisierung der Ufermorphologie erreicht werden. Es sollten einerseits punktuell Verlandungsprozesse provoziert und andererseits beschränkte Erosionsprozesse geduldet werden können. Zudem sollte die Strukturvielfalt erhöht werden durch die Schaffung von zusätzlichen Lebensraumtypen, wie z.B. Röhrichtzonen, Totholz oder Amphibienteiche.

Die Schutzziele wurden so definiert, dass die Windschutzfunktion des Uferwaldes erhalten bleiben muss und dass zumindest die landseitige Erholungsnutzung zugunsten des prioritären Auenschutzes reduziert werden soll. Ein Schutzziel im Sinne der Festlegung einer Periodizität des Bemessungsereignisses wurde nicht bestimmt und hätte mangels Grundlagen auch nicht definiert werden können.

1.3 Hydraulische und wasserbautechnische Rahmenbedingungen

1.3.1 Wind und Wellen

Der massgebende Wind ist hier der Nordost-Wind; das Ufer wird also primär durch die Wellen der ‚Bise‘ belastet. Diese streichen zunächst südwestlich von Erlach dem Ufer entlang, bis sie das Ende des Seebeckens erreichen und in der entsprechenden Bucht, welche nordwestlich durch den Damm des Zihlkanals begrenzt ist, frontal auf die Uferlinie (Abschnitte 1 bis 4) branden. Eine statistische Auswertung der Wind- und Wellenverhältnisse wurde für das Projekt nicht durchgeführt, entsprechend wurde auch keine Bemessungswelle definiert.

1.3.2 Bathymetrie, Sedimente und Strömungen

Aufgrund von einfachen, stichprobeweise vorgenommenen Seegrundvermessungen war bekannt, dass die Flachwasserzone generell für die Verhältnisse des Bielersees hier vergleichsweise seicht ist. Bei den bathymetrischen Aufnahmen wurde ein leichtes Gefälle festgestellt. Bei der Zihlmündung (Abschnitte 1 und 2) ist der Vorgrund sehr seicht und gegen Süden (Abschnitt 3 und 4) und schliesslich gegen Osten in Richtung Erlach wird die Flachwasserzone allmählich etwas tiefer. Die kanalisierte Zihl bildet den Abfluss des nahe gelegenen Neuenburgersees in den Bielersee und führt kein Geschiebe. Somit ist die seichte Flachwasserzone im Mündungsbereich nicht auf eine Deltabildung zurückzuführen. Vielmehr wurde das Phänomen als Hinweis darauf interpretiert, dass bei Starkwind die Sedimente durch eine uferparallele Strömung von Erlach her dem östlichen Uferabschnitt entlang transportiert und schliesslich in der Bucht vor der Zihlmündung deponiert werden. Aufgrund dieser Überlegungen wurde in der betroffenen Bucht also ein dominierender, uferparalleler Sedimenttransport im Uhrzeigersinn vermutet. Eine numerische Simulation der Wind- und Strömungsverhältnisse hätte die Zuverlässigkeit dieser Analyse wesentlich erhöhen können, womit auch die Herleitung des Schutzkonzepts abgesichert gewesen wäre.

1.4 Schutzkonzept

Im Schutzkonzept werden die Auswahl der Schutzmassnahmen und das wasserbauliche Design, also die räumliche Anordnung der Bautypen festgelegt. Im vorliegenden Projekt wurden drei Uferabschnitte mit jeweils verschiedenen Massnahmen definiert.

1.4.1 Befestigte Uferlinie, Beeinflussung der uferparallelen Strömung, ökologische Ersatzmassnahmen landseits

Im südlichsten Uferabschnitt (Abschnitt 4) wurden der Abbau des Blocksatzes bis auf die Höhe der mittleren Wasserlinie, der Bau von Bühnen und die Aufwertung des landseitigen Uferbereichs durch den Aushub von Grundwasserteichen geplant. Die Ziele dabei waren, den vorhandenen, uferparallelen Erosionsschutz durch den Blocksatz unterhalb der Wasserlinie beizubehalten, durch den Rückbau der Uferbefestigung oberhalb der Wasserlinie jedoch eine beschränkte Uferdynamik durch Erosion zuzulassen und durch den Bau von Bühnen die Uferstruktur so aufzurauen, dass ein Teil des uferparallel transportierten Sediments zurückgehalten wird. Durch die landseitigen Massnahmen wurde zudem eine ökologische Aufwertung des Uferbereichs erzielt.

1.4.2 Reduktion der Wellenbelastung und Beeinflussung des Sedimenttransports

Im mittleren Uferabschnitt (Abschnitt 3) schien es dank der seichteren Flachwasserzone möglich, die Uferbefestigung ganz zurückzubauen und die Wellenbelastung des nunmehr unbefestigten Ufers durch den Bau eines uferparallelen Wellenbrechers zu reduzieren. Durch die Ausgestaltung eines unterbrochenen Wellenbrechers mit vier Elementen sollten durch die Bildung von Tombolos (vgl. Abb. 2) Verlandungszonen entstehen. Damit soll längerfristig die Aufwertung des seeseitigen Uferbereichs und die Ansiedlung von Schilf erzielt werden.

1.4.3 Rückbau der Uferbefestigung, natürliche Dynamik

Die bathymetrischen Verhältnisse im nördlichen Uferabschnitt (Abschnitte 2 und 1) erlaubten den Konzeptansatz, durch Rückbau der Uferbefestigung eine natürliche Uferdynamik zu schaffen, in welcher die Ufermorphologie längerfristig durch den Aufwuchs von Schilf einerseits und den Bewuchs von Auengehölzen andererseits in einem gewissen Toleranzbereich ein dynamisches Gleichgewicht finden kann.

1.5 Bemessung der Bautypen

Mangels quantitativer Bemessungsgrundlagen mussten die einzelnen Bautypen ohne Berechnungen definiert werden. Insbesondere für die Anordnung der Wellenbrecher-Elemente waren keine konkreten Angaben bekannt. So mussten die optimalen Verhältnisse zwischen der Elementlänge und dem Uferabstand sowie zwischen den Elementlängen und den Elementzwischenräumen aufgrund von rudimentären Literaturangaben abgeschätzt werden (ASCE 1994).

Dasselbe gilt für die Bemessung des ungeschützten Uferabschnitts. Die Einschätzung, dass der Uferabschnitt längerfristig auch ohne Befestigung stabil sei, konnte nicht rechnerisch nachgewiesen werden. Dies hatte im konkreten Fall zur Folge, dass die Bauherrschaft das Risiko einer Ufererosion als zu hoch einschätzte und deshalb verlangte, den betroffenen Uferabschnitt (Abschnitt 2) durch eine Kiesschüttung zu sichern. Damit wurden an diesem Abschnitt jedoch sämtliche Projektziele verfehlt: Eine natürliche Uferdynamik wurde unterbunden und eine Aufwertung des seeseitigen Uferbereichs und die Ansiedlung von Schilf wurde so verhindert. Gleichzeitig muss anhand der nun häufig zu beobachtenden 'wildern' Feuerstellen darauf geschlossen werden, dass der

Kiesstrand ein beliebter Aufenthaltsort für Erholungssuchende geworden ist. Nicht zuletzt hatte die Kiesschüttung auch einen erheblichen Mehraufwand zur Folge.

Wie eingangs erwähnt, hätte eine seriöse ökomorphologische Uferbewertung eine klare Definition der Schutzziele erlaubt. Eine numerische Simulation der Strömungsverhältnisse und Sedimenttransporte einerseits sowie der Wellenbelastung und der Uferstabilität andererseits hätten eine fundierte Begründung des Schutzkonzepts geliefert. Mittels einer weiteren numerischen Simulation hätte das wasserbauliche Design zudem optimiert werden können. Ein solches Vorgehen hätte im Vergleich zum ausgeführten zu einer (besseren) ökologischen Aufwertung und zu einem effizienteren Mitteleinsatz geführt.

2. Beispiele von Baumassnahmen und deren Wirkung

Im folgenden Kapitel werden die am Bielersee am häufigsten angewendeten Bautypen vorgestellt und diskutiert.

2.1 Wellenbrecher

Mit dem Bau von uferparallelen Wellenbrechern wird die Belastung auf das Ufer reduziert. Damit wird es möglich, die Uferlinie in ihrer natürlichen Beschaffenheit zu belassen, resp. zurückzubauen. Durch die Reduktion der Wellenbelastung wird der Uferbereich zwischen Wasserlinie und Wellenbrecher aufgewertet, indem sich die verschiedenen Vegetationszonen (z.B. Schilfröhricht) besser entwickeln können. Bei den Wellenbrechern kann grundsätzlich zwischen durchlässigen (porösen) und undurchlässigen (dichten) sowie zwischen durchgehenden und unterbrochenen Bauweisen unterschieden werden.

2.1.1 Unterbrochene, nicht durchlässige Wellenbrecher (Beispiel Gals)

Mit dem Bau von unterbrochenen Wellenbrechern wird einerseits die Gesamtenergie der Wellenbelastung auf das Ufer reduziert, andererseits wird durch die spezielle Anordnung der Elemente die Bildung von sog. Tombolos bewirkt: Durch die Diffraktion der Wellen an den beiden Enden eines Elementes werden die Wellenkämme im Lee des Wellenbrechers so abgedreht, dass sie gegeneinander stossen und das mitgeführte Sediment ablagern. Wenn die auf diese Weise abgelagerte Sandbank das Ufer mit dem Wellenbrecher verbindet, spricht man von einem Tombolo (vgl. Abb. 2).

Eine auflandende Wirkung der 2002 gebauten Wellenbrecher in Gals ist nach vier Jahren noch kaum festzustellen. Unter Umständen ist aber auch die Anordnung der Elemente nicht optimal oder die Durchlässigkeit der nur aus Blöcken aufgebauten Elemente zu hoch. Sollte die Wirkungskontrolle zeigen, dass keine Tombolobildung eintritt, müssten die Wellenbrecher optimiert werden, z.B. durch die Verbindung der vier kurzen zu zwei längeren Elementen.

Was jedoch bereits jetzt festgestellt werden kann, ist die infolge der Wellenbrechung reduzierte Erosion am Ufer. Lediglich randlich an einem Ende der Serie ist eine verstärkte Erosion festzustellen. Hier handelt es sich um die in der Ausführungspraxis oft schwierig zu meisternden Randeffekte und Übergangsprobleme zwischen den verschiedenen Bautypen. Hier handelt es sich konkret um die fehlende Überlappung der zwei verschiedenen Bauweisen der Abschnitte 3 und 4.



Abb. 2: Durch Refraktion der Wellen am Wellenbrecher (links) bildet sich ein Tombolo (rechts)

2.1.2 Lahnungen als durchlässige Wellenbrecher

Als erste Umsetzung des Schilfschutzkonzepts Bielersee (Iseli und Imhof 1987) wurden 1989 mit dem Bau von Lahnungen zum Schutz der bedrohten Schilfbestände begonnen. Bis 1994 wurden an fünf Standorten Lahnungen mit einer Gesamtlänge von ca. 1'200 m erstellt. Die Standorte waren bewusst an verschiedenen exponierten Uferabschnitten ausgewählt worden. Die Ziele der Massnahmen waren, einerseits durch die wellenbrechende Wirkung der Lahnungen die Erosion des Seegrundes aufzuhalten, resp. eine Akkumulation von Sediment im Wellenschatten der Lahnungen zu bewirken und andererseits durch die Reduktion der mechanischen Belastung der Schilfbestände durch Schwemmut einen weiteren Schilfrückgang zu verhindern, resp. die Wiederausdehnung der Schilfbestände zu fördern.

Zwischen 1991 und 2000 wurde in 21 Versuchsfeldern und 6 Kontrollfeldern jährlich die Wirkung der Lahnungen auf die Bathymetrie und auf die Ausdehnung der Schilfbestände ausgemessen ((Iseli 1995 und Heimann 2000)). An drei Standorten konnte eine deutliche Akkumulation von Sediment festgestellt werden. Zwei dieser Standorte zeichnen sich durch eine starke Wellenexposition aus (Mörigen und Sutz) und der dritte durch die unmittelbare Nähe einer Mündung eines geschiefbeführenden Baches (Erlach). Es kann also vermutet werden, dass die Lahnung nur an denjenigen Standorten, welche eine hohe Sedimentdynamik aufweisen, als Sedimentfalle wirkt. In der Praxis ist es allerdings schwierig, das Ausmass dieser Dynamik im Voraus abzuschätzen. Ausserdem ist seit den Untersuchungen von Sayah et al. (2004) klar, dass diese Wirkung nur dann eintreten kann, wenn die Lahnungen regelmässig unterhalten werden und dauernd eine gewisse, maximale Durchlässigkeit nicht übersteigen.

Die Wirkung der Lahnungen auf die Entwicklung der Schilfbestände ist dagegen schwieriger festzustellen. Im Durchschnitt aller Messungen haben sich die Schilfbestände leicht ausgedehnt, wobei die durch Lahnungen geschützten etwas mehr als die ungeschützten. Allerdings sind die jährlichen Schwankungen der einzelnen Stichproben so gross, dass eine positive Wirkung der Lahnung nicht nachzuweisen ist. Die Entwicklung der Schilfbestände unterliegt offenbar einer starken und unregelmässigen, jährli-

chen Schwankung, was den Schluss nahe legt, dass Entwicklungstendenzen nur über einen längeren Zeitraum hinweg festgestellt werden können.



Abbildung 3: Wellendämpfende Wirkung von Lahnungen

Aufgrund der bisherigen Erfahrungen werden nachfolgend einige weitere Einschränkungen und Randbedingungen für die Anwendung von Lahnungen angeführt.

Wassertiefe: Die Weidenpackung der Lahnungen sollte eine Höhe von 1,20 m ab Seegrund nicht übersteigen. Höher gebaute Lahnungen haben z.T. wiederholt versagt, während niedrigere Elemente bisher noch keine Schäden infolge Wellenbelastung aufgewiesen und auch die Stürme 'Vivian' (Februar 1990) und 'Lothar' (Dezember 1999) unbeschadet überstanden haben. Die Krone der Lahnung sollte nicht überflutet sein, damit eine maximale Wellendämpfung erreicht wird. Weil die Weidenzweige, welche nicht dauernd unter Wasser liegen, rasch verrotten, wird die Kronenhöhe normalerweise auf den mittleren Sommerwasserspiegel ausgerichtet.

Baumaterial: Unbehandelte Nadelholzpfähle weisen eine Lebensdauer von rund 15 Jahren auf. Die Weidenzweige, welche zwischen die Pfahlreihen verpackt werden, sind dagegen bereits nach zwei Jahren so stark verrotten, dass die wellendämpfende Wirkung der Lahnung markant abnimmt. Nach spätestens drei Jahren ist die Wirkung bedeutungslos, und die Lahnung muss neu gepackt werden. Die Ernte von Weidenzweigen kann idealerweise mit einer ökologischen Pflege von Kopfweiden verbunden werden, wie dies in der Region Bielersee-Seeland seit 1989 geschieht. Trotzdem ist der Unterhaltsaufwand für diese Bauweise sehr hoch, weshalb die Entwicklung einer alternativen Bauweise oder der Ersatz der Weiden durch ein dauerhafteres Material erwünscht wären. Wie Sayah et al. (2005) gezeigt haben, sind mit Palisaden vergleichbare Wirkungen nur schwierig zu erreichen, da ihre Durchlässigkeit für die Wellen im Allgemeinen zu hoch ist. Effizienter ist dafür ihre Wirkung im Rückhalten von Schwemmgut.

2.2 *Kiesschüttungen*

Im Vergleich zum Wellenbrecher, welcher die Belastung des Ufers reduziert, wird mit der Kiesschüttung die Strategie verfolgt, den Widerstand des Ufers zu erhöhen. Mit einer richtig konzipierten Kiesschüttung kann eine Uferlinie dauerhaft stabilisiert werden. Unter 'Kiesschüttung' wird hier jegliche Schüttung von rundkörnigem Material zwi-

schen grobem Kies und Sand mit einer Böschungsneigung von weniger als 1:10 (bis max. 1:8) verstanden. Grundsätzlich soll eine Kiesschüttung aus möglichst feinem Material zusammengesetzt und möglichst flach geschüttet werden. Nur unter diesen Voraussetzungen kann sie als naturnahe Befestigung der Uferlinie bezeichnet werden.

Die wichtigsten Parameter bei der Bemessung von Kiesschüttungen sind die Korngrösse, die Korngrößenverteilung und die Schüttneigung. Daneben sind einige Randbedingungen beim Projektdesign massgebend. Im Querschnitt sind es die Topografie der Flachwasserzone und die Höhe der Uferböschung in Bezug auf den Seespiegel und in der Situation ist es die Ausrichtung der Wasserlinie in Bezug auf die Wellenrichtung sowie die seitlichen Abgrenzungen der Kiesschüttung.



Abb.4: Je seichter die Flachwasserzone und je geringer die Schüttneigung, desto feineres Material kann geschüttet werden.

Korngrösse, Korngrößenverteilung und Schüttneigung: Noch fehlen genaue Bemessungsgrundlagen. Grundsätzlich gelten folgende Regeln: Die Korngrößenverteilung muss in jedem Fall möglichst breit sein, und je stärker die Wellenexposition und je steiler die Schüttneigung, desto gröberes Material muss verwendet werden.

Am Bielersee bestehen Erfahrungen mit verschiedenen Kiesqualitäten. *Gewaschenes und fraktioniertes* Material ist wenig stabil. Mangels innerer Kohäsion wird der Kieskörper durch die Brandung zu stark verformt (Beispiel: westlich des Hafens Ipsach, Baujahr 1996). *Kies aus Flüssen oder Deltas* eignet sich im Allgemeinen sehr gut. Beispiele finden sich in den beiden EROSEE-Versuchsstandorten Lüscherz mit Kies aus dem Schüssdelta bei Biel (1996) und Ipsach Erlenwäldli mit Kies aus der Aare in Bern (2001). *Kies ab Wand* kann gegenüber dem Flusskies den Nachteil eines zu hohen Feinanteils haben, was ein Materialverlust durch Auswaschung von bis zu 30% des eingebrachten Volumens zur Folge haben kann (Beispiel Strandbad Erlach 1998, vgl. Abb. 5). Andererseits ist damit der Vorteil verbunden, dass soviel Feinmaterial zurückbleibt, wie es der Standort erlaubt. Ein Beispiel ist der Strandplatz in Sutz (2005, vgl. Abb. 4), an welchem die Wellenbelastung infolge der seichten Flachwasserzone geringer ist als angenommen, was zu einem sehr feinkörnigen und dadurch idealen Badestrand führte. Ein nach einer bekannten Siebkurve *künstlich zusammengesetztes Material* wurde bei einer Privatparzelle auf der St. Petersinsel eingesetzt (2004). Als Vorlage diente die Siebkurve des Versuchstandortes Lüscherz. Der leicht höhere Materialpreis pro Volu-

meneinheit konnte kompensiert werden, indem auf die Schüttung von zusätzlichem Reservematerial verzichtet und dadurch auch höhere Transportkosten vermieden werden konnten.



Abb. 5: Die Verjüngung der Böschungsbreite gegen den Vordergrund hin hat eine übersteilen Böschungsneigung, zur Folge. Die Kiesschüttung wird durch die Brandung jedoch abgeflacht, was zu einem Verlust von Material durch seitliche Verfrachtung in Richtung des Betrachters oder zu einer Unterspülung der Blockreihe an der Böschungsoberkante führt.

Bei feinkörnigen Kiesschüttungen ist immer, zumindest temporär, mit uferparallelen Verfrachtungen zu rechnen. Um einen Materialverlust aus der Schüttung zu vermeiden, müssen deshalb seitliche Stützwerke erstellt werden. Die richtige Anordnung dieser meist in Form von Bühnen erstellten Stützwerke ist eine wichtige Voraussetzung für die Stabilität der Kiesschüttung.

Die korrekte Bemessung des eingebrachten Materials und das richtige Projektdesign, also die Geometrie von Kiesschüttung, Ausrichtung und seitlicher Abschlüsse ist massgeblich für die Stabilität und damit auch Voraussetzung für einen minimalen Unterhaltsaufwand. Ein Fehler im Design kann nur durch regelmässiges Nachschütten von Material oder durch eine bauliche Veränderung der Geometrie korrigiert werden.



Abb. 6: Eine Mole bildet den seitlichen Abschluss der Kiesschüttung. Die Wellen werden der Mole entlang jedoch beschleunigt und treffen mit erhöhter Energie auf den Kieskörper auf. Bereits kurz nach dem Einbau ist hier eine Materialverlagerung entlang des Dammfusses festzustellen. Dies führte in der Folge zu einer übersteilen Böschungsneigung, weshalb die Stelle nachträglich mit einer Pflasterung aus Blöcken gesichert werden musste

Bibliographie

- ASCE, American Society of Civil Engineers (Hsg.)** (1994). *Coastal groins and nearshore breakwaters*. Technical engineering and design guides as adapted from the US Army Corps of Engineers, No. 6
- Heimann, Ph.** (2000). *Schilfschutzmassnahmen am Bielersee, 10 Jahre Erfolgskontrolle*. Verein Bielerseeschutz (unveröffentlicht)
- Hugonin, P.** (2004). *Diagnostic écomorphologique des rives lacustres*. Travail de diplôme, Cycle post-grade interuniversitaire en gestion des ressources en eau, hydrologie et hydrogéologie, EPF, Lausanne
- Iseli, Ch.** (1995): *Zehn Jahre Schilf- und Uferschutzmassnahmen am Bielersee*. Schriftenreihe Verein Bielerseeschutz 4:39-48.
- Sayah, S. M., Boillat, J.-L., Schleiss, A. J.** (2004). *Effect of Porosity of Brushwood Fences on Wave Transmission*. 4th International Symposium on Environmental Hydraulics & 14th Congress of Asia and Pacific Division 2004, Hong Kong, China, 1057-1062.
- Sayah, S. M., Metral, M., Boillat, J.-L., Schleiss, A. J.** (2005). *Effet de la répartition géométrique des pieux de palissades sur la transmission des vagues*. *Génie biologique*, 3-4, 8-11.
- Walz, N., Ostendorp, W. & Brüggemann, R.** (2003). *Die ökologische Bewertung von Seeufern in Deutschland*. - UWSF - Z Umweltchem Ökotox 15: 31-38.

Adresse des Auteurs

Christoph Iseli
 Iseli & Bösigler – Wald, Landschaft, Wasserbau
 Aarbergstrasse 91
 CH-2502 Biel/Bienne
 +41-32-328 11 44
 christoph.iseli@iseli-boesiger.ch

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufern an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

Mesures de protection détachées et intégrées à la rive

Selim Sayah, Jean-Louis Boillat et Anton Schleiss

Résumé

Dans le cadre du projet de recherche EROSEE, qui concerne l'analyse de l'érosion des rives lacustres et l'optimisation des mesures de protection inspirées du génie biologique, quatre différents types de protection ont été analysés par une approche physique et/ou analytique. L'article présente des bases de dimensionnement simples, facilement utilisables par un praticien pour les barrages à claire-voie et les palissades, considérées comme mesures détachées de la rive, le remblayage par des matériaux fins et grossiers, considéré comme mesure intégrée à la rive. L'analyse des deux premières mesures concerne notamment leur efficacité dans l'initiation du dépôt solide entre la berge et la structure et leur influence sur l'accrétion de la ligne de rive. Pour les mesures de protection intégrées à la rive, l'analyse donne les bases techniques à considérer pour un choix optimal des matériaux de remblayage.

Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsprojektes EROSEE ist das Erosionsverhalten von Seeufern analysiert worden. Zur Optimierung von Erosionsschutzmassnahmen sind basierend auf physikalisch-analytischen Untersuchungen vier verschiedene Verbaumethoden aus dem Bereich der Ingenieurbiologie betrachtet worden. Im vorliegenden Beitrag werden einfache und leicht in die Praxis umsetzbare Bemessungsgrundlagen für Lahnungen und Palisaden vorgestellt. Beiden Verbauelementen ist gemeinsam, dass sie vom Ufer losgelöste Varianten darstellen. Dem gegenüber stehen zwei Aufschüttungsvarianten aus feinem und grobem Material, welche das anstehende Ufer unmittelbar einbeziehen und folglich als uferintegrierende Massnahmen angesehen werden können. Bei der Analyse der beiden ersten Massnahmen geht es insbesondere um deren Wirksamkeit hinsichtlich der Schaffung eines Auflandungsbereiches zwischen dem Ufer und dem Bauwerk sowie deren Einfluss auf die Gestalt der Uferlinie. Für die uferintegrierenden Schutzmassnahmen werden die technischen Bemessungsgrundlagen vorgestellt, insbesondere die Auswahl eines geeigneten Korndurchmessers des Schüttmaterials.

1. Introduction

Le choix optimal et le dimensionnement adapté de mesures de protection contre l'érosion des zones côtières sont d'une importance majeure dans la problématique de l'aménagement de rives. Malheureusement, quand il s'agit des rives lacustres, où l'aspect écologique est un critère important dans l'approche de protection, les règles de

dimensionnement sont quasi-inexistantes. Dans ce contexte, des aménagements inspirés du génie biologique offrent un potentiel qui n'est que rarement utilisé dans la pratique pour la protection des rives (Iseli et Wehrli 1995).

L'objectif de cet article est de combler cette lacune en donnant un aperçu général des différentes variables qu'il faut prendre en considération lors du dimensionnement de deux types d'ouvrages de protection contre l'érosion des rives lacustres :

1. Mesures de protection détachées de la rive (brise-lames, barrage à claire-voie, palissade, etc.): ces mesures constructives ont comme but de dissiper les vagues incidentes lors d'événements de fort vent. Elles favorisent ainsi la protection de la rive en la protégeant contre une éventuelle érosion et/ou elles initient le dépôt de sable et l'accrétion de la ligne de rive (cf. Fig. 1a).
2. Mesures de protection intégrées à la rive (remblayage, mur de protection, couverture en enrochements/moellons, etc.): ces techniques de protection construites ou installées sur la rive même ont pour but de stopper son érosion et de restaurer son état antérieur (cf. Fig. 1b).



Figure 1 : Protection des rives par des mesures souples : (a) protection des roselières par des barrages à claire-voie sur le lac de Biemme; (b) stabilisation par matériaux fins et épis à la Bellerive sur la rive nord du Léman

Les bases générales de dimensionnement de quatre types de protection sont présentées ci-après. Les barrages à claire-voie et les palissades comme éléments détachés de la rive, le remblayage par des matériaux fins et grossiers comme mesures intégrées à la rive.

2. Barrages à claire-voie

Les barrages à claire-voie (Fig. 2) sont des protections souples construites avec des rouleaux de fascines entreposés entre deux rangées de pilotis en bois, généralement parallèles à la rive, destinés à dissiper l'énergie des vagues incidentes. Ils sont fréquemment utilisés sur le lac de Biemme, eg. Ipsach, Sutz, Mörigen, Täuffelen, Lüscherz, Erlach.

En l'état actuel, leur dimensionnement repose généralement sur une approche qualitative sans recours à des critères objectifs et scientifiques. La définition de la mesure de protection optimale et son dimensionnement doivent pouvoir toutefois s'appuyer sur des bases scientifiques prenant en compte la nature du sol, l'impact environnemental, la sollicitation des vagues et des courants côtiers ainsi que les difficultés de mise en œuvre. Ainsi, le dimensionnement de barrages à claire-voie nécessite de considérer les points suivants :

- La pente du fond ou la protection est projetée
- La granulométrie du sable
- Les conditions hydrodynamiques (courant + vagues)
- La variation du niveau du lac

Sur la base de ces informations il sera possible d'évaluer l'efficacité de cette protection, en particulier:

- Sa capacité à amortir les vagues incidentes
- Son efficacité à favoriser le dépôt du sable dans la partie protégée (entre la rive et l'ouvrage)

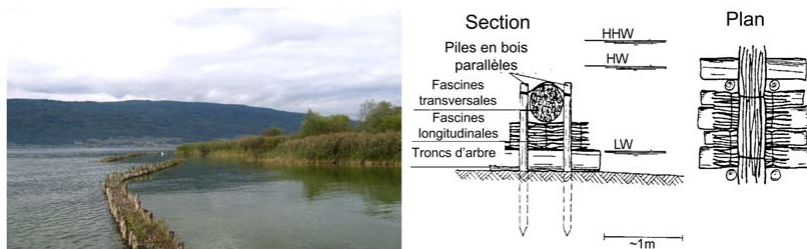


Figure 2 : Implantation et construction des barrages à claire-voie sur le lac de Biemme

Afin de quantifier l'efficacité de ce type d'ouvrage, une étude expérimentale a été réalisée au Laboratoire de constructions hydrauliques de l'EPFL. La Fig. 3 montre la maquette du barrage à claire-voie (échelle environ 1 :10) et le schéma des différentes variables testées. Les essais ont été effectués dans un bassin à houle de 10 m de longueur et de 6 m de largeur. Différentes caractéristiques de vagues ont été générées pour plusieurs profondeurs d'eau d , plusieurs hauteurs de la structure h et plusieurs porosités p . Pour chaque essai le coefficient de transmission de la structure K_T a été mesuré. Ce dernier est défini par l'équation :

$$K_T = \frac{H_i}{H_T} \quad (1)$$

où H_i est la hauteur de la vague incidente (ou vague de projet) et H_T est la hauteur de la vague transmise. Les points suivants ont été notés (Sayah et al. 2004) et (Sayah 2006):

- La hauteur de la structure n'a pas une influence directe sur son efficacité (décrite par le coefficient de transmission)
- La structure perd rapidement son efficacité quand elle est entièrement submergée
- La revanche (R_c) possède une influence directe sur K_T
- La porosité p joue un rôle primordial dans l'amortissement des vagues. Son effet devient par contre minime quand la structure est submergée
- Aucune formation de tombolo (défini comme accrétion de la rive atteignant la structure de protection) n'est possible vu le mouvement de vague à travers la structure qui ralentit le dépôt des sédiments dans la partie protégée

Une relation empirique est proposée pour quantifier l'efficacité des barrages à claire-voie par leur coefficient de transmission K_T :

$$K_T = 0.01\left(\frac{R_c}{H_i}\right)^2 - 0.11\frac{R_c}{H_i} + 0.69p^{-0.04} - 12.40\frac{H_i}{gT^2}; \quad (\pm 0.24) \quad (2)$$

Cette équation est utilisable pour les conditions de bord suivantes :

$$p > 0; \quad 2 \leq \frac{R_c}{H_i} \leq 2; \quad 0.001 \leq \frac{H_i}{gT^2} \leq 0.008 \quad (3)$$

L'effet d'un barrage à claire-voie sur l'évolution de la ligne de rive est fonction de B/S et X/B (où B est la longueur de la structure, S sa distance à la ligne de rive et X la largeur du dépôt solide) comme montré à la Fig. 4.

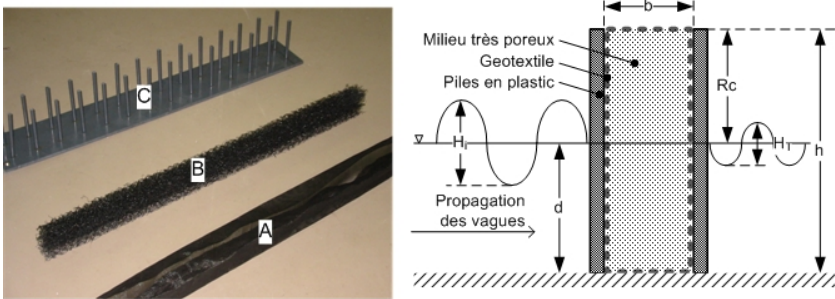


Figure 3: Maquette du barrage à claire-voie avec la description des variables principales

La relation empirique décrivant l'évolution de la ligne de rive est donnée par :

$$\frac{X}{B} = 0.85 \left[\frac{B}{S} \right]^{-1.21}; \quad (\pm 0.22) \quad (4)$$

Le volume de sable déposé derrière la structure V_d peut être calculé par:

$$V_{d,*} = \frac{6.54Y_*^2}{2}; \quad (\pm 0.0003) \quad (5)$$

où
$$V_{d,*} = \frac{V_d}{V_s}; \quad V_s = \frac{SBd}{2} \text{ et } Y_* = \frac{Y}{S} \quad (6)$$

sachant que V_d est le volume de sable déposé derrière la structure, d la profondeur de l'eau au niveau de la structure et Y la longueur de l'accrétion.

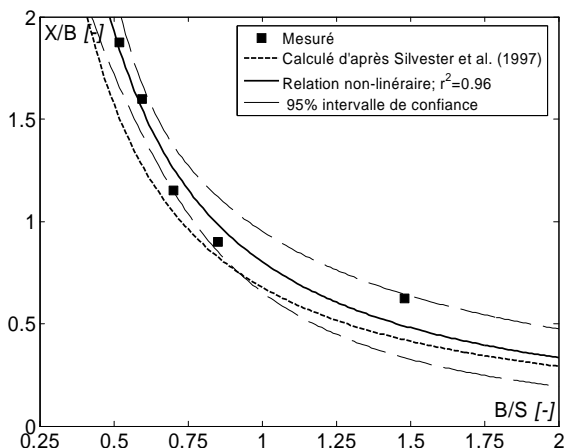


Figure 4 : Evolution de la ligne de rive derrière un barrage à claire-voie (entièrement détaché de la rive)

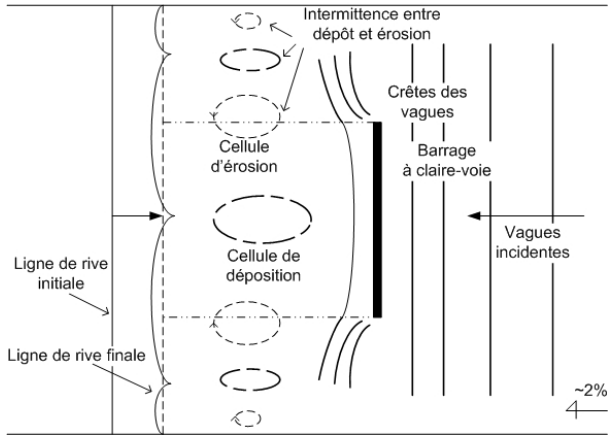
Les différentes zones de dépôt et d'érosion derrière un barrage à claire-voie entièrement détaché de la ligne de rive sont décrites schématiquement sur la Fig. 5. Les essais réalisés sur un barrage à claire-voie simple (Fig. 5a) ont montré que la région de dépôt, située entre la structure et la ligne de rive, n'est pas reliée à cette dernière contrairement au cas des brise-lames où la liaison est établie par la formation d'un tombolo.

Les essais réalisés sur un barrage à claire-voie discontinu, avec des ouvertures de largeur G (Fig. 5b), ont montré que la plus grande zone de dépôt est située entre la structure et la ligne de rive parallèle à l'ouverture. Il est recommandé que G/B soit inférieur à 0.5 pour favoriser le dépôt.

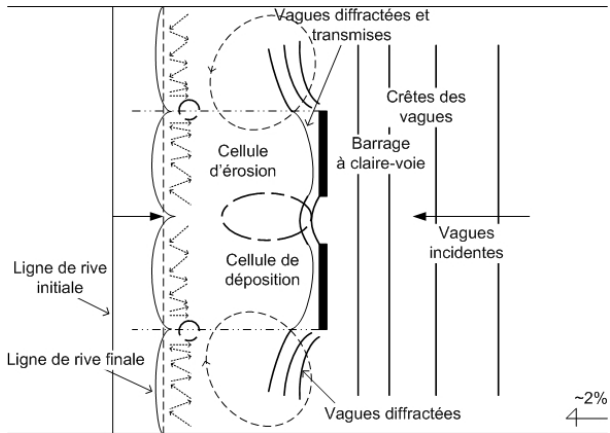
Pour un projet de protection avec des barrages à claire-voie, il est ainsi nécessaire de prendre en compte les points suivants :

- *Distance par rapport à la ligne de rive* : Cette distance varie au cours de l'année en fonction du niveau d'eau du lac. La variation suivant la saison et la profondeur du lac peut être significative, comme par exemple à Mörigen sur le lac de Biene où un déplacement d'une vingtaine de mètres est facilement atteint. Afin de positionner l'ouvrage, il faut évaluer la variation périodique de la revanche R_c qui dépend du niveau du lac et de la pente de fond. Il est recommandé de dimensionner la hauteur de la structure de façon que la revanche soit toujours positive (structure

émergeante). Cependant une hauteur maximale garantissant la stabilité de la structure peut varier entre 1.2 et 1.5m.



(a)



(b)

Figure 5 : Zones de dépôt et d'érosion derrière un barrage à claire-voie ; (a) structure simple ; (b) structure double

- **Porosité** : la porosité d'un barrage à claire-voie change au fil du temps. Les fascines deviennent moins compactes, et leur coefficient de transmission tend à augmenter. En général, une porosité moyenne de dimensionnement tenant compte de cette perte d'efficacité peut varier entre $p=0.2$ et $p=0.5$.

3. Palissades

Les palissades (Fig. 6) sont principalement utilisées dans des régions peu profondes du lac, où les forces hydrodynamiques générées par le vent et les courants ne sont pas significatives. Dans le cas du lac de Biemme, les palissades sont constituées d'une ou plusieurs rangées de pieux de bois alignés. Ces pieux sont plantés de façon quasi jointive, l'espacement entre deux pieux successifs d'une même rangée n'excédant pas 2 centimètres. L'espacement entre deux rangées de pieux est variable et atteint jusqu'à deux fois le diamètre des pieux soit environ 20 centimètres.

Le principal objectif des essais réalisés en bassin à houle consistait à déterminer les valeurs optimales de ces deux espacements. En effet, c'est la porosité de la structure, dépendant de la configuration géométrique des pieux au sein de la palissade, qui exerce le principal effet de dissipation de la vague incidente.

Le mécanisme par lequel une partie de l'énergie de la vague est dissipée à travers la palissade est basé sur le fait que le mouvement elliptique des particules, au sein du mouvement sinusoïdal global de propagation des vagues, est interféré par la structure formée par les pieux. Les turbulences induites sont responsables de la perte d'énergie, elles peuvent être augmentées artificiellement par une configuration géométrique optimale des pieux au sein de la palissade.



Figure 6 : Photo d'une palissade utilisée sur le Lac de Biemme pour la protection du rivage contre l'érosion.

Les résultats expérimentaux ont permis d'évaluer le coefficient de transmission K_T (rapport des amplitudes des vagues transmises à travers la structure et des vagues incidentes) pour différents espacements latéraux entre deux pieux successifs et en fonction de la revanche relative de la structure R_c/H_i (Fig. 7).

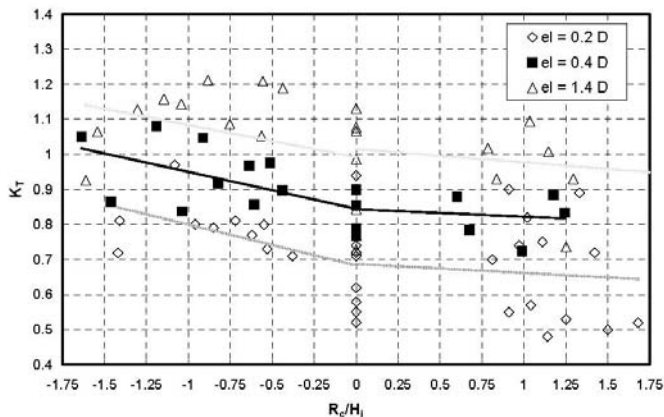


Figure 7 : Coefficient de transmission K_T d'une palissade en fonction de la revanche relative R_c/H_i , pour différentes valeurs d'espacement latéral e_l .

Les résultats obtenus permettent de définir deux domaines de fonctionnement de la protection en palissade. Le premier domaine correspond à un comportement immergé ($R_c < 0$) et le second à un comportement émergent ($R_c > 0$).

Il apparaît que le fonctionnement émergent de la palissade assure une meilleure atténuation de l'énergie de la vague incidente. En effet, la pente des courbes de tendance des régimes immergé et émergent indique que pour une même diminution du rapport R_c/H_i , la perte d'efficacité en régime immergé est d'environ 1.5 fois supérieure à celle observée en régime émergent. En régime émergent, l'influence de e_l sur K_T n'est pas linéaire. En effet, lorsque l'espacement latéral entre les pieux e_l double, la valeur moyenne de K_T est multipliée par 1.2 alors que ce coefficient est égal à 1.5 quand la valeur de e_l est multipliée par 7. De plus, il semble que seule la valeur $e_l = 0.2 D$ permet d'assurer une réduction significative de l'énergie de la vague incidente avec un K_T moyen de l'ordre de 0.79 en régime immergé et 0.67 en régime émergent (Sayah et al. 2005).

Il ressort clairement des résultats expérimentaux que même pour un espacement relatif faible de 2 mm (égal au cinquième du diamètres des pieux), la transmission des vagues est importante (valeur minimale de K_T égale à 0.66). Ainsi, pour avoir une grande efficacité il est nécessaire que les pieux soient entièrement jointifs. En réalité, les pieux jointifs peuvent s'écarter au fil du temps et la transmission des vagues à travers les palissades augmente significativement. Il est ainsi recommandé de bien attacher les pieux pour limiter cet effet. La construction de plusieurs rangés de palissades en quinconce peut compenser l'impact négatif de cet écartement.

Afin d'étudier en première approche le comportement du coefficient de transmission en fonction de la valeur de l'espacement latéral e_c entre deux rangées de pieux, la configuration en quinconce est considérée, les pieux d'une même rangée étant espacés de $e_l = 14$ mm. La variation de K_T en fonction de e_c et de R_c est donnée dans le

tableau 1. Il apparaît que les résultats les plus satisfaisants en terme de dissipation d'énergie des vagues incidentes, correspondent aux configurations pour lesquelles e_c varie entre 2 et 10 mm, et ce pour une revanche nulle ou égale à 0.5 h, cette dernière présentant les meilleurs résultats. L'influence de e_c sur la valeur de K_T dans la gamme de valeurs $2 \leq e_c \leq 10 \text{ mm}$ n'apparaît pas comme significative. Le comportement de la palissade immergée s'avère encore une fois médiocre ($K_T > 1$).

R_c	K_T moyen			
	$e_c = 2 \text{ mm}$	$e_c = 4 \text{ mm}$	$e_c = 10 \text{ mm}$	$e_c = 34 \text{ mm}$
0.5 h	0.66	0.79	0.69	0.99
0.3 h	1.05	1.00		0.95
0	0.77	0.87	0.86	0.96
-0.25 h	1.13	1.02	1.01	1.03

Tableau 1 : Influence de l'espacement e_c de deux rangées de palissades pour différentes valeurs de revanche R_c

Les résultats montrent que, pour un même nombre de pieux utilisés, les deux types de configuration donnent des résultats similaires en terme de dissipation d'énergie ($K_T = 0.67$ pour une seule rangée de pieux et $K_T = 0.66$ pour deux rangées en quinconce). Il est toutefois conseillé d'adopter la configuration à deux rangées car la modification naturelle de l'espacement entre les pieux sous l'effet des vagues au cours du temps aura moins d'influence sur l'efficacité de la palissade que dans la cas où celle-ci est composée d'une seule rangée. De plus, il est recommandé de limiter la valeur de l'espacement entre deux rangées de pieux à une fois le diamètre des pieux pour optimiser l'efficacité de la palissade. En conclusions, les palissades peuvent constituer comme une mesure efficace de protection des rives contre l'érosion produite par les vagues dans les régions peu profondes des lacs.

4. Mesures intégrées à la rive

4.1. Remblayage avec des matériaux fins

La protection d'une rive lacustre par remblayage à l'aide de matériaux adéquats est une opération très sensible qui offre de nombreux avantages mais présente aussi des inconvénients. Parmi les avantages de ce type de solution, les points suivants sont à mentionner:

- Création d'une plage favorable à la baignade, avec une granulométrie légèrement plus grossière que celle de la plage initiale érodée.
- Intervention intégrée à la rive facilitant l'accès au large pour les sports aquatiques (voile, planche à voile, etc.).
- Respect de l'environnement par une mesure douce, sans impact négatif lorsque le fond de la partie remblayée n'est pas riche en faune ou flore aquatique.

La protection par remblayage peut aussi présenter quelques inconvénients :

- Le dépôt de sable est soumis à des sollicitations hydrodynamiques susceptibles d'engendrer une érosion partielle ou complète de la « couche » de protection lors d'une tempête. Il est ainsi nécessaire de recharger périodiquement (en moyenne tous les 3 à 5 ans) la grève remblayée par un nouvel apport de sable érodé. Ceci implique que la protection de la plage par remblayage n'est pas une opération unique et définitive mais qu'elle nécessite un suivi régulier engendrant des coûts d'entretien.
- En raison à sa granulométrie plus grossière, la protection par remblayage engendre une pente d'équilibre de la plage plus raide que la pente initiale. Cela implique un changement significatif de la morphologie de la région protégée. Suivant son importance, l'augmentation de la pente d'équilibre de la plage peut avoir un impact négatif pour la baignade

Dans le but de prolonger la vie du remblayage, des protections en enrochements peuvent être envisagées pour délimiter le site de remblayage et empêcher le transport sédimentaire parallèlement à la rive.

Le choix des matériaux de remblayage passe par le calcul du facteur R_A ('Overfill Ratio' en anglais). Il est déterminé par la comparaison de la granulométrie des sédiments natifs et de remblayage. Il est calculé en utilisant le graphique de la Fig. 8 avec, (USACE 2001):

$$\frac{\sigma_{\phi b}}{\sigma_{\phi n}} = \frac{\left[\frac{(\varphi_{84} - \varphi_{16})}{4} + \frac{(\varphi_{94} - \varphi_5)}{6} \right]_b}{\left[\frac{(\varphi_{84} - \varphi_{16})}{4} + \frac{(\varphi_{94} - \varphi_5)}{6} \right]_n} \quad (7)$$

et

$$\frac{\mu_{\phi b} - \mu_{\phi n}}{\sigma_{\phi n}} = \frac{\left[\frac{(\varphi_{84} + \varphi_{16} + \phi_{50})}{3} \right]_b - \left[\frac{(\varphi_{84} + \varphi_{16} + \phi_{50})}{3} \right]_n}{\left[\frac{(\varphi_{84} - \varphi_{16})}{4} + \frac{(\varphi_{94} - \varphi_5)}{6} \right]_n} \quad (8)$$

où :

φ_x : Diamètre logarithmique du sable correspondant à la limite pondérale x % .

Indice 'n' : sédiments natifs (*native sediment*).

Indice 'b' : sédiments de remblayage (*borrow sediment*).

Il est à noter que des matériaux de remblayage de diamètre moyen nettement supérieur à celui des sédiments de la plage induisent une instabilité vis-à-vis des sollicitations hydrodynamiques, qui modifient la morphologie actuelle. Ainsi, pour le choix des matériaux de remblayage adéquats une valeur de R_A variant entre 1.02 et 1.05 est généralement recommandée.

Concernant le calcul du volume de remblayage, deux méthodes sont considérées. La première tient compte du relevé du profil actuel de la plage, combiné avec le profil

hypothétique d'équilibre des sédiments de remblayage. Cette méthode dépend donc essentiellement du profil de la plage, qui varie spatialement d'un endroit à un autre, faisant varier en conséquence le volume de remblayage (calculé par mètre linéaire). Le volume approximatif (en m³/ml) est calculé comme suit :

$$V = WB + \frac{(3/5)W^{5/3}A_n A_b}{(A_b^{3/2} - A_n^{3/2})^{2/3}} \quad (9)$$

où « A » est le « sediment scale parameter » (Tableau 2), W, et B sont respectivement la largeur et la hauteur du remblayage.

D (mm)	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.10	0.0630	0.0672	0.0714	0.0756	0.0798	0.0840	0.0872	0.0904	0.0936	0.0968
0.20	0.1000	0.1030	0.1060	0.1090	0.1120	0.1150	0.1170	0.1190	0.1210	0.1230
0.30	0.1250	0.1270	0.1290	0.1310	0.1330	0.1350	0.1370	0.1390	0.1410	0.1430
0.40	0.1450	0.1466	0.1482	0.1498	0.1514	0.1530	0.1546	0.1562	0.1578	0.1594
0.50	0.1610	0.1622	0.1634	0.1646	0.1658	0.1670	0.1682	0.1694	0.1706	0.1718
0.60	0.1730	0.1742	0.1754	0.1766	0.1778	0.1790	0.1802	0.1814	0.1826	0.1838
0.70	0.1850	0.1859	0.1868	0.1877	0.1886	0.1895	0.1904	0.1913	0.1922	0.1931
0.80	0.1940	0.1948	0.1956	0.1964	0.1972	0.1980	0.1988	0.1996	0.2004	0.2012
0.90	0.2020	0.2028	0.2036	0.2044	0.2052	0.2060	0.2068	0.2076	0.2084	0.2092
1.00	0.2100	0.2108	0.2116	0.2124	0.2132	0.2140	0.2148	0.2156	0.2164	0.2172

Tableau 2 : Calcul du « sediment scale parameter » (A) (Dean 2002)

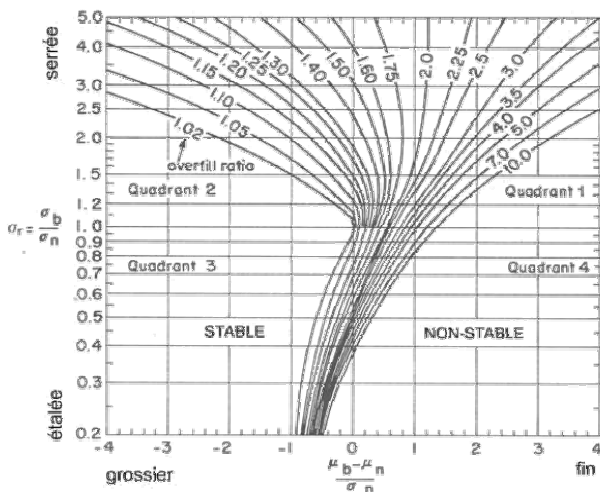


Figure 8: Facteur de remblayage pour un projet de protection d'une plage (Delft-Hydraulics 1987).

4.2. Remblayage avec des matériaux grossiers

Les matériaux grossiers utilisés pour protéger une plage de sable fin sont définis par un diamètre moyen qui dépasse d'au moins 2 à 3 fois le diamètre moyen du sable. Ainsi leur comportement face aux sollicitations des vagues s'approche plutôt de celui du gravier. La réponse des matériaux grossiers est considérée quasi identique pour la gamme de diamètres d_{50} compris entre 1.8 et 16.5 mm. Le type d'érosion d'une plage constituée de matériaux grossiers est exprimé sous la forme du profil final de la plage. La configuration atteinte se définit comme suit :

- $H_0/(wT) < 1$: profil en escalier (« step profile ») résultant d'une plage non érosive.
- $H_0/(wT) > 1.4$ à 1.5 : profil en dune (« bar profile ») résultant d'une plage érosive.

Où H_0 et T sont respectivement la hauteur et la période de la vague incidente en zone de grande profondeur et w la vitesse de sédimentation des matériaux grossiers. Cette vitesse est calculée en référence à la vitesse de sédimentation V_{ss} d'une sphère en eau calme :

$$V_{ss} = \frac{4}{3} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) g \frac{d_{50}}{C_T} \quad (10)$$

où :

- ρ_s : masse volumique des grains,
- ρ : masse volumique de l'eau,
- g : accélération de la pesanteur,
- d_{50} : diamètre d'un grain sphérique,
- C_T : coefficient de traînée qui vaut environ 0.4 pour des nombres de Reynolds compris entre 10^3 et 10^4 .

La vitesse de sédimentation d'un grain de diamètre équivalent vaut $w=0.55 V_{ss}$.

La Fig. 9 montre à titre d'exemple la réponse de la plage de Préverenges pour un remblayage de matériaux grossiers en fonction des vagues incidentes. Ainsi, pour des vagues de période de retour annuelle ($Tr=2.33$ ans), l'accrétion de la plage nécessite un diamètre minimal d_{50} d'environ 2 mm. Pour la période de retour la plus élevée ($Tr=50$ ans), le diamètre minimal est d'environ 3 mm. L'accrétion de la plage signifie que les matériaux grossiers auront tendance à être transportés vers la rive. Ainsi, ils constitueront à long terme une grève déformée où les matériaux grossiers s'accumulent vers le bord.

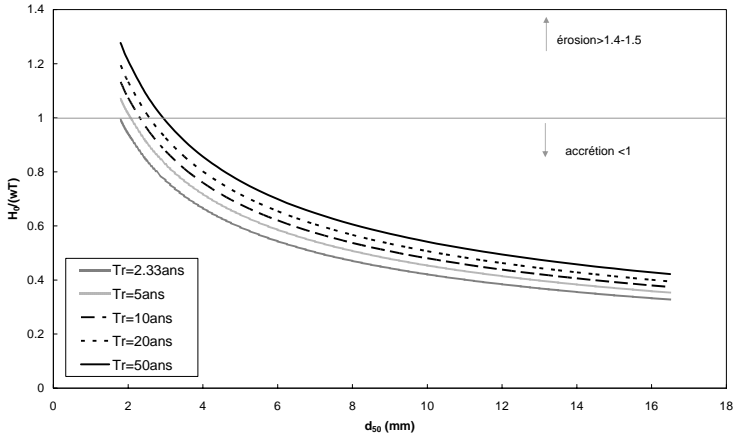


Figure 9 : Erosion et accrétion d'un remblayage en matériaux grossiers en fonction du diamètre de remblayage et de la période de retour des vagues incidentes pour la plage de Préverenges (Lac Léman)

Conclusions

Suivant les conditions hydrodynamiques et la configuration de la rive, les mesures de protection contre l'érosion peuvent être approchées par deux méthodes : protections détachées de la rive et protection intégrées à la rive. Dans cet article deux types de protections détachées ont été évalués, les barrages à claire-voie et les palissades. En ce qui concerne les barrages à claire-voie, il a été démontré que leur efficacité, définie par leur capacité d'atténuer les vagues incidentes, est optimale en mode d'émergence. Des relations empiriques pour calculer leurs coefficients de transmission et leur capacité à favoriser l'accrétion de la rive ont été données. Pour les palissades, il a été démontré qu'une configuration de pieux à double rangées construite en quinconce est optimale pour l'atténuation des vagues incidentes. Dans l'optique d'une protection intégrée à la rive, deux méthodes ont été exposées, le remblayage par des matériaux fins et grossiers. Pour les matériaux fins, le choix du diamètre moyen des matériaux de remblayage doit prendre en considération les caractéristiques des matériaux natifs de la plage. Par contre, pour le remblayage avec des matériaux grossiers, le choix du diamètre moyen dépend essentiellement de la forme souhaitée de la plage finale. Un mauvais choix du diamètre pourrait conduire à une plage très déformée et inutilisable.

Bibliographie

Dean, R. G. (2002). *Beach Nourishment - Theory and Practice*, World Scientific, Singapore.

Delft-Hydraulics. (1987). *Manual on Artificial Beach Nourishment*, The Netherlands.

Iseli, C., and Wehrli, M. (1995). "Zehn Jahre Schilf- und Uferschutzmassnahmen am Bielersee." *VBS Schriftenreihe*, 4.

- Sayah, S.** (2006). "Efficiency of brushwood fences in shore protection against wind-wave induced erosion." Swiss federal institute of technology, Lausanne.
- Sayah, S. M., Boillat, J.-L., and Schleiss, A. J.** "Effect of Porosity of Brushwood Fences on Wave Transmission." *4th International Symposium on Environmental Hydraulics & 14th Congress of Asia and Pacific Division 2004*, Hong Kong, China, 1057-1062.
- Sayah, S. M., Metral, M., Boillat, J.-L., and Schleiss, A. J.** (2005). "Effet de la répartition géométrique des pieux de palissades sur la transmission des vagues." *Génie biologique*, 3-4, 8-11.
- USACE.** (2001). *Coastal Engineering Manual*, Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.

Remerciement

Le projet de recherche EROSEE a été financièrement soutenu par l'Agence pour la promotion de l'innovation (CTI-KTI) sous contrat No. 5760.1, ainsi que par l'Office des ponts et chaussées du canton de Berne, Office fédérale des eaux et géologie (OFEG), Association pour la protection des rives du lac de Biemme, Fondation suisse pour la protection et l'aménagement du paysage et l'Association pour le génie biologique.

Adresse des auteurs

Selim Sayah, Jean-Louis Boillat et Anton Schleiss
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Station 18, 1015 Lausanne, Suisse
+41-21-693 23 85
<http://lchwww.epfl.ch>
selim.sayah@epfl.ch, jean-louis.boillat@epfl.ch, anton.schleiss@epfl.ch

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufern an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

**Bedrohte Kulturgüter unter Wasser:
Erosionsschutzmassnahmen für archäologische Fundstellen
an Seen und Flüssen am Beispiel des Bielersees.**

Albert Hafner

Résumé

Les vestiges d'habitats néolithiques et de l'âge du Bronze découverts dans les lacs, marais et rivières sont des sources archéologiques particulièrement importantes. Ils permettent en effet une conservation optimale du matériel organique. Des 700 « palafittes » connus dans la zone circum-alpine, environ 50 se trouvent dans le canton de Berne. Le lac de Biemme et le cours inférieur de la Thielle comptent à eux seuls 35 sites. Aujourd'hui ces sites sont menacés par une érosion massive. C'est pourquoi le Service archéologique du canton de Berne a développé une double stratégie dans sa gestion du patrimoine subaquatique. Les champs de pilotis érodés et sans couche archéologique sont documentés sur l'ensemble de leur surface d'une part et les parties de sites bien conservées sont d'autre part soumise à des mesures de protection actives. Nous considérons aujourd'hui que le recouvrement d'un site au moyen de géotextiles et de gravier comme meilleure solution pour protéger le sous-sol lacustre contre l'érosion.

Abstract

The remains of Neolithic and Bronze age settlements in lakes and bogs are archaeological sources of outstanding value. The conditions of conservation allow a perfect preservation of organic material. From the existing 700 sites around the Alps about 50 are in the Canton of Bern. We find 35 of them on the shores of Lake Biemme and the river Thielle. Most of them are threatened by rapidly progressing erosion in the still-water zone. This is the reason why the Archaeological service of the Canton of Bern developed a sort of double strategy: already eroded sites are documented on large surfaces whereas intact sites are protected. Actually we think that covering sites with geotextile and a thin layer of gravel is the most appropriate method.

1. Einleitung

Die neolithischen und bronzzeitlichen Siedlungsreste in Seen, Mooren und Flüssen sind wegen den ausserordentlich guten Erhaltungsbedingungen für organisches Material besonders interessante archäologische Quellen. Von den etwa 700 „Pfahlbauten“ im Umkreis der Alpen befinden sich etwa 50 im Kanton Bern. Allein 35 Fundstellen sind am Bielersee und der unteren Zihl bekannt, die übrigen verteilen sich auf die verlandeten Abschnitte von Kleinseen. Die meisten davon sind bereits seit etwa 1850

bekannt. Bis 1970 entstanden die meisten Schäden durch Ausgrabungen in der Pionierzeit der Archäologie, Plünderungen durch private Sammler, Hafengebauten und Uferbefestigungen. Heute sind die Fundstellen am Bielersee durch Erosion massiv gefährdet während die Moorsiedlungen durch Austrocknung schleichend zerstört werden.

Das 2001 in Kraft gesetzte (neue) Denkmalpflegegesetz des Kantons Bern legt fest, dass archäologische Fundstellen grundsätzlich vor Zerstörung geschützt werden müssen. Ist dies aus bestimmten Gründen nicht möglich, ist ihre wissenschaftliche Dokumentation vorgesehen. Die Erfahrungen der vergangenen Jahre zeigen, dass die heute noch intakten Siedlungsareale am Bielersee ohne künstliche Schutzmassnahmen die nächsten Jahrzehnte nicht überleben werden. Der Archäologische Dienst verfolgt deshalb eine denkmalpflegerische Doppelstrategie: weitgehend erodierte Pfahlfelder werden grossflächig dokumentiert, bevor sie endgültig verschwinden und ausgewählte, noch gut erhaltene Siedlungsteile werden aktiv geschützt.

2. Erosionsschutzmassnahmen im Bielersee

2.1 Sutz-Lattrigen - Rütte 1997-98

Die in Sutz-Lattrigen angesiedelte Aussenstelle Unterwasserarchäologie beschäftigt sich seit 1994 mit dem Thema Erosionsschutz. Erste Erfahrungen wurden 1997/98 mit dem Bau eines Wellenbrechers in Sutz-Lattrigen - Rütte gesammelt. Unter dem Eindruck einer rasch voranschreitenden Erosion, hatten diese Arbeiten den Charakter einer Notfallübung, die eine mittelfristige Lösung des Problems ermöglichen sollte. Die Doppelposten-Konstruktion wurde auf einer Länge von etwa 150 m Länge errichtet (Abb. 1). Anschliessend sind mehrere Lagen von Faschinen eingelegt worden. Das Bauwerk soll die auflaufenden Wellen brechen und den dahinter liegenden Wasserkörper beruhigen.



Abb. 1: Sutz-Lattrigen - Rütte. Erosionsschutzmassnahmen 1997/98. Der Bau eines Wellenbrechers war einer der ersten Massnahmen zum Schutz einer archäologischen Fundstelle am Bielersee.

2.2 Sutz-Lattrigen - Hauptstation Aussen 2000-2001

Im Jahr 2000 unternahmen wir erste Schritte um dauerhafte Massnahmen zu realisieren. Wir stellten uns folgende Bedingungen: Die Bauten sollten mindestens 50 Jahre halten, über Wasser nicht sichtbar sein und über den geplanten Zeitraum hinweg kostengünstig zu unterhalten sein. Frühere Arbeiten am deutschen und am schweizerischen Ufer des Bodensees zeigten, dass eine Überdeckung des Seegrundes mit Geotextil und Kies die

besten Ergebnisse bringt. Wir haben uns deshalb ein fahrbares Floss ausgeliehen und konnten damit die ersten beiden Etappen der Schutzmassnahmen in der Äusseren Hauptstation von Lattrigen durchführen. Zunächst musste Geotextil auf 5 x 2 m messende Stahlgittermatten befestigt werden. Sie wurden benötigt, um das Geotextil überhaupt im Wasser bewegen zu können. So fixiert wiegt eine 10 m² messende Platte unter Wasser etwa 11 kg und ist wegen der im Vlies eingeschlossenen Luft nahezu gewichtsneutral. Führungsleinen ermöglichten ein genaues positionieren und so konnten insgesamt 300 Platten am Seegrund verlegt werden (Abb. 2). Auf diesen ersten Arbeitsgang folgte das Überdecken der Geotextilplatten mit einer etwa 20 cm mächtigen Kiesauflage. Das Kies wurde mit Kiesbarken aus dem Neuenburgersee antransportiert und mit Kleinbagger und Förderband auf das Floss umgeladen.



Abb. 2: Sutz-Lattrigen - Hauptstation. Erosionsschutzmassnahmen 2000-2001. Verlegen der Stahlgittermatten vom Arbeitsboot aus. Etwa 25 Gittermatten können in einem Arbeitsgang von etwa 2 Stunden ausgebracht werden.

2.3 Sutz-Lattrigen - Hauptstation Innen 2003-2004

Die Erosionsschutzmassnahmen in der Inneren Hauptstation stellten wegen ihrer Lage unmittelbar am Ufer eine besondere Herausforderung dar. Während in der Äusseren Hauptstation die Wassertiefe normalerweise 1.2 - 2 m beträgt, ist der See hier meist nicht tiefer als 0.5 -1.2 m. Die Kraft der auflaufenden Wellen ist deutlich höher als in den seewärtigen Bereichen der Bucht. Von Anfang an war klar, dass die Verwendung von Stahlgittermatten bei den Anwohnern zu Einsprachen führen würde. Die Vorstellung, es könnten scharfkantige Eisenteile aus dem Seegrund ragen, sorgten verständlicherweise für wenig Enthusiasmus. In der Folge suchten wir deshalb eine Alternative zum bisherigen Verfahren mit den Stahlgittermatten und benutzten 2003 erstmals sogenannte Sandmatten.



Abb. 3: Sutz-Lattrigen - Hauptstation. Erosionsschutzmassnahmen 2003-2004. Die nahezu 1 t schweren Geotextilmatten können mit dem Spezialschiff verlegt werden. Mit ihm kann auch Kies in einer dünnen Schicht effizient ausgebracht werden. Alle Arbeiten können von der Tauchequipe selbst ausgeführt werden. In der Bucht von Lattrigen sind 6.000 m² Siedlungsareal überdeckt und 30.000 m² archäologisch untersucht worden.



Abb. 4: Sutz-Lattrigen - Hauptstation. Erosionsschutzmassnahmen 2003-2004. Eine ausgerollte Bahn Geotextil von 30 x 5 m zeichnet sich vom dunkleren Seegrund ab. Für das Verlegen sind mindestens zwei Taucher im Einsatz.

Hohe Transportkosten und Aufwände für Montage und Demontagearbeit führten zur 2003 auch zur Entwicklung und zum Bau eines eigenen schwimmenden Arbeitsgerätes, mit dem diese sehr schweren Geotextilmatten verlegt werden können (Abb. 3 und 4). Der „ROBOR“ genannte Katamaran verfügt zudem über einen Jalousienboden, der es ermöglicht grosse Flächen effizient mit einer gleichmässig dünnen Kiesschicht zu überdecken (Abb. 5 und 6).



(a)



(b)



(c)



(d)

Abb. 5: Sutz-Lattrigen - Hauptstation. Erosionsschutzmassnahmen 2003-2004. Verladen von Kies mit Hilfe eines Kleinbaggers und eines Förderbandes von er Kiesbarke auf den Kieskatamaran „ROBOR“.

Mit dem Einsatz dieser neuen Technik konnte die für das Verlegen des Geotextils und das Verklappen des Kieses aufgewendete Zeit massiv reduziert werden.

Die Sandmatten erscheinen im Vergleich zu einfachem Geotextil und Stahlgittermatten zunächst relativ teuer. Eine Kostenanalyse ergab jedoch, dass dieses Verfahren ab einer bestimmten Fläche – etwa 1000 m² – günstiger ist als das arbeitsintensive Gittermattensystem. Die Sandmatten bieten ausserdem qualitative Vorteile, denn sie sind wesentlich robuster und besitzen hervorragende Filtereigenschaften.

3. Technische Angaben

Schutzmassnahmen 1997/1998:

Projektierung: Büro Iseli und Bösiger, Biel

Ausführung: Arbeitswerk des Verein Bielerseeschutz (VBS)

Schutzmassnahmen 2000/2001:

Überdeckte Fläche: 1200 m² (2000), 1800 m² (2001)

Stahlgittermatten: 5 x 2 m; Drahtstärke 3 mm, Gesamtgewicht 3.3.t

Geotextil: handelsübliche mechanisch verfestigte Vliesmatten aus Polypropylen (PP), 140 bzw. 280 g/m², Rollen von 5.25 x 100 m, Gewicht 80 bzw.150 kg

Deckmaterial: 250 bzw. 360 m³ Wandkies 0-250 mm, Sandanteil etwa 50%, Anlieferung per Kiesbarken „Zihl“ und „Rhône“ durch Fa. Eugène Buhler & Fils SA, Marin.

Dauer der Arbeiten: insgesamt etwa sechs (2000) bzw. sieben Wochen (2001), davon Kies verklappen 23 bzw. 26 Tage, ausschliesslich durch Mitarbeiter des Archäologischen Dienstes.

Floss für Kiesverklappungen: Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein/Hochrhein, Rottweil/Baden-Württemberg (D).

Schutzmassnahmen 2003/2004:

Überdeckte Fläche: 1400 m² (2003), 1600 m² (2004)

Geotextil: Sandmatten der Fa. Naue Fasertechnik, Typ Terrafix B113, ein Geocomposit aus Polypropylen/Polyester (PP/PES) und Sand, 6100 g/m², Rollen von 4.80 x 30 m, Gewicht ca. 880 kg. Die Sandmatten sinken aufgrund ihres Eigengewichtes sofort auf den Seegrund ab.

Kieskatamaran „ROBOR“: Konstruktion und Fertigung Firmen JPK Kessler, Düdingen FR und ROBOR-Weiss AG, Wünnewil FR.

Deckmaterial: 280 und 300 m³ Wandkies 0-250 mm, Sandanteil etwa 20%, Anlieferung per Kiesbarken „Zihl“ und „Rhône“ durch Fa. Eugène Buhler & Fils SA, Marin.



Abb. 6: Sutz-Lattrigen - Hauptstation. Erosionsschutzmassnahmen 2003-2004. Verklappen einer Kiesladung.

Dauer der Arbeiten: Bei vollem Einsatz können bis zu sechs Matten am Tag verlegt werden. Für 12 Matten wurden jedoch durchschnittlich drei Tage plus ein Tag Vorbereitung und Vermessung aufgewendet (zwei Taucher, fünf Personen Bedienung des Katamarans). Insgesamt jeweils etwa vier Wochen, davon Kies verklappen jeweils 12 Tage, ausschliesslich durch Mitarbeiter des Archäologischen Dienstes.

4. Zwischenbilanz der Erosionsschutzmassnahmen 1997-2004

Aus heutiger Sicht ist die Lahnung von Sutz-Lattrigen - Rütte ein im Bau günstiges, aber im Unterhalt aufwändiges Bauwerk, das nach 10 Jahren komplett erneuert werden muss. Für Boote stellen Lahnungen ein Hindernis im See dar, während sie aus ökologischer Sicht positiv angenommen werden. Sie bilden Standplätze für Vögel und geschützte Brutzonen für Fische. Wir beurteilen heute Überdeckungen mit Geotextil und Kies als insgesamt bessere Lösungen.

Mit den Erosionsschutzmassnahmen 2000-2004 in der Bucht von Lattrigen sind alle verbleibenden Siedlungsreste mit Kulturschichterhaltung überdeckt worden. Insgesamt wurden 6000 m² Seegrund mit Geotextil und Kieschüttungen abgedeckt. Damit ist aus heutiger Sicht der bestmögliche Schutz vor Erosion gegeben. Allerdings wird erst die langfristige Beobachtung der Massnahmen, eventuell auch eine Testgrabung in einigen Jahren mehr Klarheit bringen. Zur Gewinnung von Langzeiterfahrung ist eine Erprobung in der Praxis unumgänglich. Da die Erosion rasch voranschreitet, bleibt auch nicht unbegrenzt Zeit zur Entwicklung und Erprobung neuer Methoden.

Eine Ausgrabung der geschützten Flächen und die damit verbundenen Folgekosten sind mindestens 10-15 mal teurer als Abdeckungen und würde der Fundstelle jedes wissenschaftliche Potential rauben. Zudem würden sämtliche Ressourcen über Jahre hinweg an ein Objekt gebunden. Die Erosionsschutzmassnahmen in der Bucht von Lattrigen machen also aus verschiedenen Blickwinkeln Sinn und sind Teil einer umfassenden Strategie möglichst viele Kulturgüter dauerhaft zu erhalten.

Bibliographie

Brem H. et al. 2001 Archäologische Schutzmassnahmen in den Seeufersiedlungen von Ermatingen TG - Westerfeld. Jahrbuch der Schweizerischen Gesellschaft für Ur- und Frühgeschichte 84, 7-28.

Hafner A. à paraître: Le défi du patrimoine en danger. Mesures de protection pour la sauvegarde des sites archéologiques du lac de Bienne (Suisse occidentale). In: M.-J. Lambert/D. Ramseyer (ed.): Archéologie et Érosion. Mesures de protection pour la sauvegarde des sites lacustres et palustres. Actes de la rencontre internationale de Neuchâtel, 23-25 septembre 2004, Lons-le-Saunier, à paraître.

Köninger J. und Schlichtherle H. 2000 Reservatbildende Massnahmen in Bodensee-Pfahlbausiedlungen bei Wallhausen und am Schachenhorn von Bodman. Nachrichtenblatt Arbeitskreis Unterwasserarchäologie 7, 69-74.

Adresse de l'auteur

Dr. Albert Hafner
Archäologischer Dienst des Kantons Bern
Unterwasserarchäologie
Seestrasse 6
CH-2572 Sutz-Lattrigen
albert.hafner@erz.be.ch

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufern an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

**Protection de rive contre l'érosion : étude de cas à Mörigen
sur le lac de Biemme et à Préverenges sur le Léman**

Selim Sayah, Jean-Louis Boillat et Anton Schleiss

Résumé

Dans l'optique d'une sélection optimale de mesures de protection souples contre l'érosion des rives lacustres, deux études de cas sont présentées dans cet article. A Mörigen sur le lac de Biemme, une protection de rive par des barrages à claire-voie a été réalisée au siècle dernier. Il s'est avéré au fil du temps que cette protection n'était pas optimale. Une modélisation numérique basée sur des mesures in situ de vents et de vagues a permis d'analyser la situation actuelle et de mettre en évidence l'effet de trois régimes de vents dominants, le Vent, la Bise et le Joran pour plusieurs niveaux du lac. Les résultats montrent que la configuration actuelle des barrages à claire-voie n'est optimale qu'en régime de Vent du sud-ouest et pour des niveaux du lac moyens et bas. Pour le cas de Préverenges sur le Léman, l'étude présentée concerne l'analyse de la situation actuelle de la rive et une description détaillée de la méthode de protection choisie pour restaurer la plage de sable fortement érodée. Une investigation historique permet d'expliquer les causes de l'érosion. Elle est suivie d'une investigation technique basée sur une analyse numérique de la situation hydrodynamique actuelle de la plage. Différentes mesures de protection sont proposées et adaptées aux différents secteurs de la plage. Une analyse détaillée de la protection par remblayage permet de définir la quantité de sable à remblayer ainsi que la longévité de cette solution qui dépend surtout des caractéristiques des vagues incidentes déferlant par régimes de vents du sud-ouest et du nord-est.

Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag werden zwei Fallstudien hinsichtlich optimierter Erosionsmassnahmen zum Schutz von Seeufern mittels weicher Verbauungsmethoden vorgestellt. Am Bieler See bei Mörigen ist im letzten Jahrhundert eine Uferschutzmassnahme mittels Lahnungen realisiert worden. Im Laufe der Zeit hat sich diese Lösung als nicht optimal herausgestellt. Mit Hilfe numerischer Simulationen, basierend auf in-situ Untersuchungen der Windverhältnisse und des Wellengangs, ist die derzeitige Situation analysiert worden. Hierdurch konnte der Einfluss der drei dominierenden Windregime, 'Vent', 'Bise' und 'Joran', für unterschiedlichste Seewasserstände bestimmt werden. Es zeigt sich, dass die derzeitige Konfiguration der Lahnungen nur für südwestliche Winde und für ein mittleres bis tiefes Seewasserniveau optimal ist. Im Falle des Seeufers in Préverenges am Genfer See geht es um die Analyse

der Ist-Situation sowie einer detaillierten Beschreibung der gewählten Schutzmethode. Diese hat zum Ziel, die Erosion des bereits stark abgetragenen Sandstrandes zu reduzieren und einen stabilen Zustand wiederherzustellen. Anhand historischer Nachforschungen und technisch-numerischer Untersuchungen konnten die Ursachen der Ufererosion identifiziert und die heutigen hydrodynamischen Verhältnisse bestimmt werden. Basierend auf diesen Untersuchungen sind unterschiedliche Schutzmassnahmen für die jeweiligen Standortbedingungen entwickelt und angepasst worden. Als beste Lösung erwies sich hier eine Aufschüttung. Die zu verbauenden Sandmengen werden abgeschätzt und die Lebensdauer bestimmt. Diese hängt vornehmlich von den Eigenschaften der auflaufenden Wellen sowie der Brandung bei einem Windregime aus Südwest und Nordost ab.

1. Introduction

Les développements scientifiques réalisés au Laboratoire de constructions hydrauliques de l'EPFL dans le cadre du projet Erosee ont été appliqués à deux études de cas, l'une à Mörigen sur le lac de Biemme, l'autre à Préverenges sur le Léman. Le but étant de mettre en évidence une méthode d'application pratique des bases théoriques acquises.

L'étude de cas à Mörigen est basée sur des campagnes de mesures in situ de vagues et de bathymétrie dans la région nearshore de Mörigen réalisées par les Hautes Ecoles techniques de Berne (BFH). Les résultats ont été utilisés pour caler le modèle numérique basé sur l'équation « elliptic mild slope » implémentée dans le module Mike 21 EMS . Cette équation permet, dans le cas de Mörigen, de modéliser des parois poreuses (i.e. barrages à claire-voie) utilisées comme agent de protection contre l'énergie des vagues incidentes. Le but de la modélisation numérique est de vérifier l'efficacité des mesures de protection déjà construites dans l'amortissement des vagues incidentes générées pour plusieurs régimes de vents dominants et différents niveaux du lac. Cette efficacité est calculée en comparant les champs des vagues entre les barrages à claire-voie et la ligne de rive.

En ce qui concerne la protection de la plage de Préverenges, le but de l'étude réalisée est de fournir des bases pratiques d'un projet de restauration. Cette plage fortement érodée pendant les dernières décennies, est d'un grand intérêt pour les habitants de la région. Sa restauration vise à rétablir son état antérieur comme espace de loisirs aquatiques. L'approche du problème est basée sur une analyse historique et technique. Ainsi, des campagnes de mesures in situ des vagues et de la bathymétrie ont été réalisées. Un modèle numérique de vagues et de transport solide a été adopté pour quantifier l'impact des vagues incidentes. Le projet de remblayage est basé sur une approche théorique destinée à fournir les bases de dimensionnement nécessaires et à définir les variables importantes à considérer pour les travaux de restauration.

Dans les paragraphes qui suivent, une description résumée de ces deux études de cas sera présentée. Pour plus de détail concernant de calage des modèle numériques, les analyses statistiques des mesures de vent et la modélisation numérique des vagues, il faut se référer à (Sayah 2006). L'étude détaillée du projet de remblayage de Préverenges est consignées dans (LCH 2004) et (Sayah et al. 2005).

2. Mörigen : protection par des barrages à claire-voie

2.1. Situation actuelle

La configuration du site de Mörigen sur le lac de Biemme avec les mesures de protection de rives existantes est montrée à la Fig. 1. Malgré la présence de ces ouvrages destinés à amortir les vagues incidentes, il est apparu que pour certains régimes de vent et niveaux du lac, la configuration des barrages à claire-voie n'était pas optimale. Ainsi, à plusieurs endroits, la rive et les champs de roselières ont subi et continuent à subir une érosion accrue. Le but de l'étude proposée est défini comme suit :

- Calcul des vagues incidentes au large de Mörigen. Ces vagues seront utilisées comme conditions de bord pour le modèle numérique.
- Calcul du champ de vagues entre les barrages à claire-voie et la rive pour trois niveaux du lac, 429.6 m s.m., 429.2 m s.m. et 428.8 m s.m. Ceci permettra d'évaluer l'effet de la variation saisonnière du niveau du lac sur l'efficacité des mesures de protection existantes.
- Calcul du champ de vagues entre les barrages à claire-voie et la rive pour trois régimes de vent dominants choisis sur la base de l'analyse statistique des mesures de vitesse et de direction du vent à la station ANETZ de Neuchâtel. Ceci permettra de calculer et comparer l'efficacité des mesures de protection pour chacun des régimes choisis.

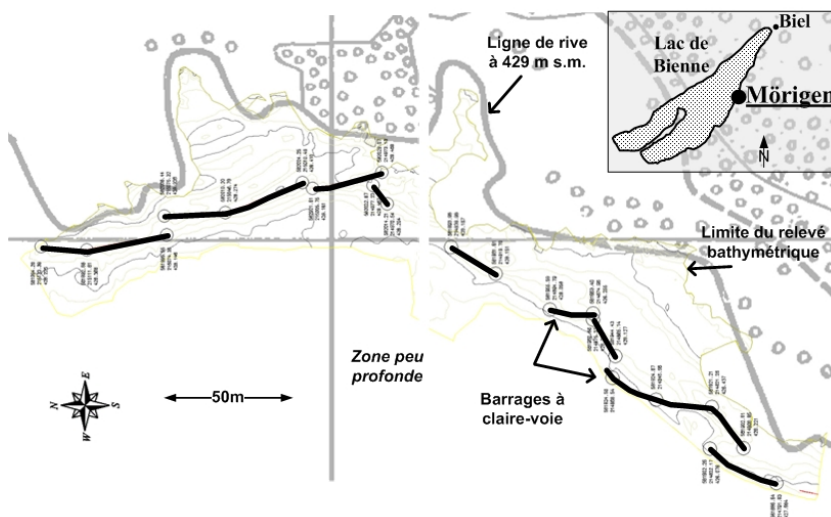


Figure 1 : Le site de Mörigen sur le lac Biemme avec ses mesures de protection

2.2. Mesures in situ du vent et des vagues

Avant de procéder à la génération de vagues de vent sur la surface confinée d'un lac, il est important d'établir la comparaison des vitesses de vent mesurées sur la terre ferme et des vitesses correspondantes mesurées à la surface de l'eau. L'analyse des vitesses et des directions de vent mesurées à la station de Neuchâtel, choisie pour cette étude, met en évidence trois régimes de vent dominants :

- Le Vent : soufflant du sud-ouest avec des vitesses comprises entre 8.77 et 13.25 m/s (période de retour $Tr=1$ et 50 ans)
- Le Joran : soufflant de l'ouest avec des vitesses comprises entre 9.64 et 13.82 m/s (période de retour $Tr=1$ et 50 ans)
- La Bise : soufflant du nord-est avec des vitesses comprises entre 8.35 et 11.54 m/s (période de retour $Tr=1$ et 50 ans)

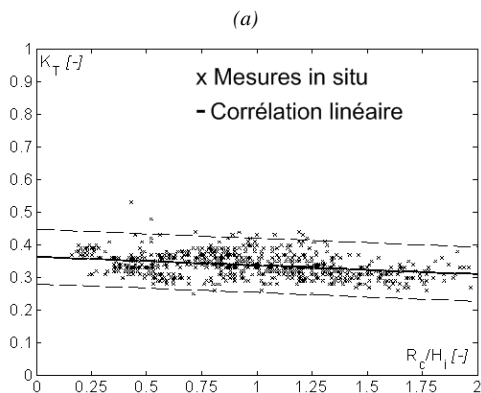
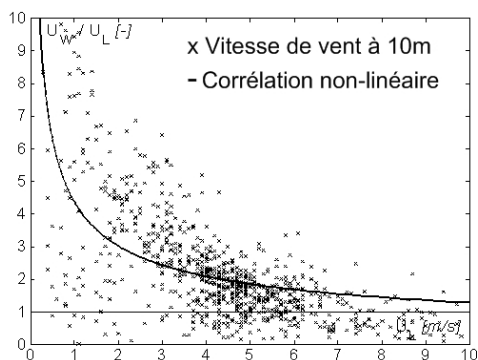


Figure 2 : Mesures réalisées in situ : (a) vitesses de vents à Neuchâtel (U_L) comparées à celles mesurées à Mörigen (U_W) ; (b) coefficient de transmission K_T des barrages à claire-voie à Mörigen sur le lac de Biènn en fonction de la revanche relative R_c/H_i (BFH 2005)

La comparaison des vitesses de vent mesurées à Neuchâtel (U_L) et sur le site de Möriegen (U_W) à l'emplacement des barrages à claire-voie est présentée à la Fig. 2a. Il apparaît que pour une vitesse moyenne de 10 m/s, les vitesses de vent à la surface sont environ 35% supérieures à celle mesurées sur la terre ferme. Ce rapport moyen sera utilisé pour majorer les vitesses de vent mesurées à Neuchâtel, qui seront utilisées pour le calcul des vagues de vents.

Le coefficient de transmission (rapport des hauteurs des vagues transmises à travers la structure et des vagues incidentes) des barrages à claire-voie à Möriegen a été calculé sur une période de plusieurs mois. La Fig. 2b montre que la valeur moyenne de ce coefficient est de 0.35 environ. Cette valeur sera utilisée pour le coefficient de transmission du modèle numérique des barrages à claire-voie quand le niveau du lac est à 429.2 m s.m. Il est à noter que cette valeur change en fonction du niveau du lac, de la période de retour des vagues et du régime de vent. Ainsi, il est proposé d'utiliser les résultats des essais sur modèle physique d'un barrage à claire-voie réalisés au LCH (Sayah 2006) pour calculer le coefficient de transmission des autres valeurs sur la base la valeur moyenne mesurée in situ.

2.3. Conditions de bord

Les conditions de bord sont des informations de base (mesurées et/ou calculées) utilisées comme entrée pour le modèle numérique. Dans le cas présent, ces conditions sont résumées comme suit :

- Bathymétrie : mesurée in situ par (Müller et al. 2005). Les mesures ont été utilisées pour générer un modèle numérique de la bathymétrie à Möriegen avec une maille quadratique de 50 cm de côté (cf. Fig. 3)

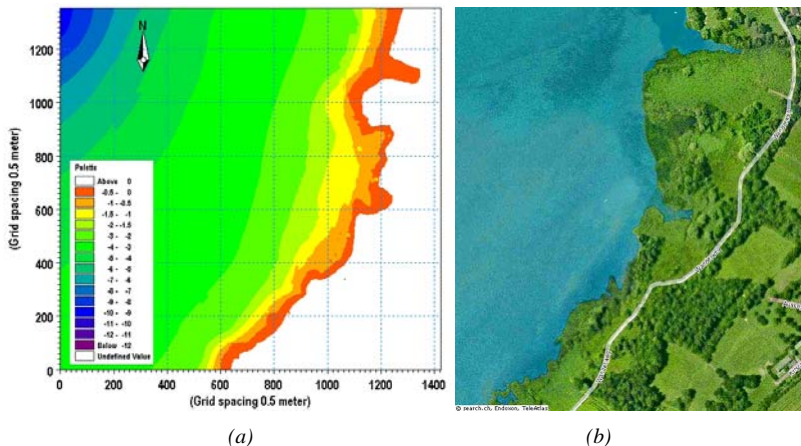


Figure 3 : (a) Profondeurs en mètres du modèle numérique de la bathymétrie à Möriegen ; (b) vue aérienne de la même région montrant la ligne de rive

- Conditions hydrodynamiques : Les caractéristiques (hauteur et période) des vagues incidentes. Ces vagues ont été calculées en se basant sur deux

approches : numérique, à l'aide du modèle Swan (Booij et al. 1996), et analytique avec la méthode Jonswap (Hasselmann et al. 1973). Seuls les résultats de cette dernière méthode sont présentés ici.

Un exemple des caractéristiques de vagues en grande profondeur générées pour un régime de Vent est donné à la Fig. 4. Ces vagues sont calculées pour différentes durées de vent et périodes de retour. Il est important de considérer des durées de vent représentatives du lac. Ceci dépend de fetch de la région de Mörigen pour les régimes de vent concernés. Pour le Vent soufflant du sud-ouest, la durée minimale pour une période de retour $Tr=20$ ans s'élève à de 90 min et pour une période $Tr=1$ an la durée minimale s'élève à 120 min. Cette durée correspond au temps nécessaire pour qu'un régime de vent constant puisse générer un régime de vagues d'équilibre et quasi constant (Kamphuis 2000). Les vagues calculées seront par la suite introduites comme conditions de bord dans le modèle numérique de Mörigen. Ces vagues de grande profondeur seront ainsi transformées numériquement en appliquant les équations de réfraction due au changement de profondeur d'eau et de diffraction due à la présence des structures de protection.

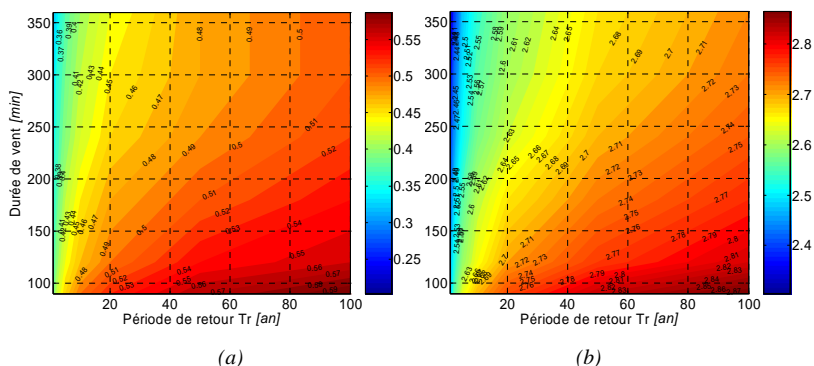


Figure 4 : Caractéristiques de vagues en régime de Vent pour différentes périodes de retour :
(a) hauteurs en mètres (b) périodes en secondes

2.4. Modélisation numérique

La modélisation numérique de la région de Mörigen est effectuée pour les scénarios suivants :

- Trois régimes de vent dominants : le Vent, la Bise et le Joran
- Pour chaque régime de vent, trois périodes de retour sont considérées :
 $Tr=1, 5$ et 20 ans
- Pour chaque période de retour, trois niveaux de lac sont considérés :
 $MHWL=429.6$ m s.m, $MWL=429.2$ m s.m. et $MLWL= 428.8$ m s.m.
- Pour chaque niveau du lac, deux cas sont modélisés : la région de Mörigen sans et avec les structures de protection

Le quatrième point vise à comprendre l'effet direct des mesures de protection. Dans le présent article, seuls les résultats des champs de vagues avec les mesures de protection sont présentés. Pour plus de détails, il faut se référer à (Sayah 2006)

Effet de la variation du niveau d'eau du lac

Un exemple représentatif de l'effet de la variation du niveau du lac sur l'efficacité des mesures de protection est montré à la Fig. 5 pour le régime de Joran et la période de retour de 5 ans. La variation du niveau d'eau influence de manière significative la position de la ligne de rive. Par conséquent, pour MHWL cette dernière se déplace vers l'intérieur des terres et pour MLWL, elle se déplace en direction du large. A quelques endroits peu profonds, pour une variation du niveau d'eau de 0.80 m, le déplacement de la ligne de rive peut atteindre 25 m. Pour des régions à très faible tirant d'eau, ce déplacement atteint même 75 m. De telles valeurs mettent en évidence l'importance de l'effet de la distance entre les barrages à claire-voie et la ligne de rive. Cette distance devrait être suffisante pour permettre une bonne efficacité de la structure en basses eaux. Les résultats prouvent que ce critère est pratiquement satisfait dans tous les cas.

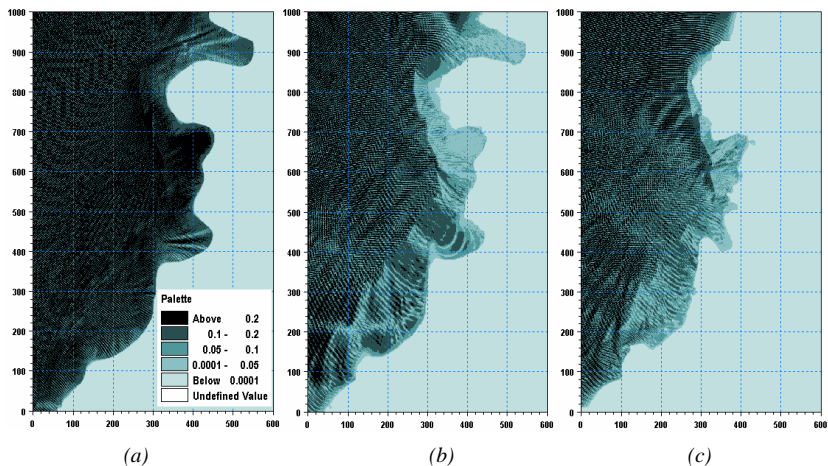


Figure 5 : Hauteur des vagues en mètres montrant l'effet de la variation du niveau du lac de Biemme sur l'efficacité des mesures de protection dans l'amortissement des vagues incidentes pour un régime de Joran et une période de retour $Tr= 5$ ans (a) Hautes eaux MHWL (b) Niveau moyen MWL (c) Basses eaux MLWL

Même pour le niveau le plus bas MLWL, toutes les structures sont dans l'eau et capables d'atténuer efficacement les vagues incidentes (Figs. 5b et 5c). Par contre, l'effet atténuant diminue d'une manière significative quand le niveau de l'eau est élevé. Pour le MHWL, les vagues transmises sont environ semblables devant et derrière les structures de protection, la transmission des vagues étant quasi-totale. Il à noter que pour ce niveau d'eau, les structures sont totalement submergées. Pour le niveau moyen MWL (Fig. 5b), les vagues dans le secteur protégé par les barrages à claire-voie sont très faibles en comparaison de celle à MHWL (Fig. 5a). Cependant, en les comparant à

celles à MLWL (Fig. 5c), elles ne semblent pas être beaucoup plus hautes, bien que la variation de niveau d'eau soit identique. Ceci est dû au fait que pour les deux niveaux MWL et MLWL, les structures de protection émergent complètement. Dans cette condition, leur efficacité est quasi-constante.

Effet du régime de vent :

Le régime de vent a un grand effet sur le champ de vagues proche de la rive à Mörigen. En se référant au calcul des vagues en grande profondeur pour les trois régimes de vent considérés, il s'avère que les vagues les plus hautes correspondent au Vent du sud-ouest. Ces vagues de haute amplitude sont essentiellement dues au fait que le fetch du Vent est environ double de ceux des deux autres régimes. En outre, les vitesses de Vent sont aussi les plus élevées. Avec la présence des barrages à claire-voie, l'influence des structures par régime de Vent sur le champ des vagues est significative (Fig. 6). En comparant les différents champs de vagues, il apparaît clairement que pour les régimes de Bise et de Joran, les vagues incidentes atteignent plus facilement la ligne de rive, par diffraction dans les espaces séparant les différentes structures (Figs. 6d et 6c comparées à la Fig. 6a). Par régime de Vent, bien que les vagues soient plus hautes, la disposition géométrique actuelle des structures protège efficacement la rive (Fig. 6a). Le grand espace existant au milieu des barrages à claire-voie (X~350 ; Y~350) est la région la moins protégée en régime de Joran et de Bise. Par contre, par régime de Vent, les vagues semblent atténuées plus efficacement à cet endroit. La disposition géométrique actuelle des barrages à claire-voie est donc plus efficace pour un régime de Vent. Elle se révèle par contre moins efficace pour régime de Bise, comme montré à la Fig. 6c où les vagues peuvent atteindre la ligne de rive sur la quasi-totalité de la région de Mörigen.

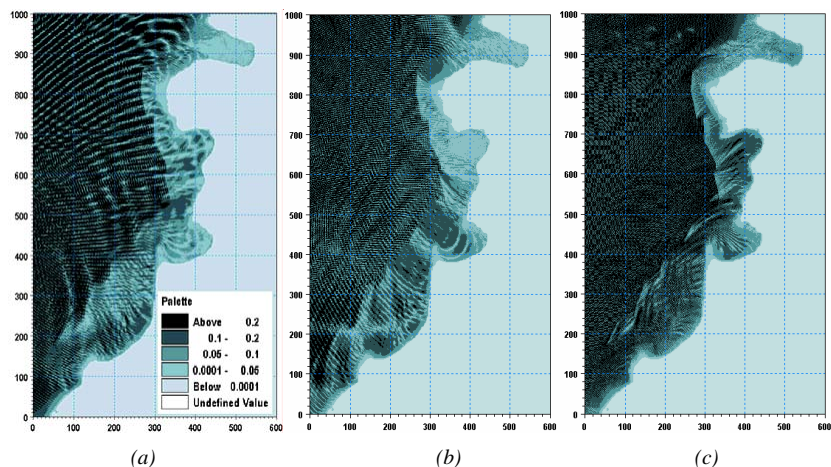


Figure 6 : Hauteur des vagues en mètres montrant l'effet du régime de vent au lac de Biemme sur l'efficacité des mesures de protection dans l'amortissement des vagues incidentes pour le niveau du lac MWL et une période de retour $T_r = 5$ ans (a) Vent (b) Joran (c) Bise

3. Préverenges : projet de protection par remblayage

Dès la fin des années 1980, la Municipalité de Préverenges s'est préoccupée de l'érosion qui ronge son territoire sur la rive nord du Léman (cf. Fig.7). Après une large consultation, des épis ont été réalisés en 1990 dans le but d'enrayer cette progression. Il s'avère aujourd'hui que cette solution n'est pas satisfaisante et que le problème reste entier.

La démarche suivie pour trouver des solutions applicables aux conditions de la plage de Préverenges et pour analyser leur capacité à contrecarrer l'érosion de rive est divisée en deux parties. La première, basée sur des investigations in situ, est consacrée à une description détaillée de la plage, de sa morphologie, de la granulométrie des sédiments, de la bathymétrie, etc. Elle contribue à générer des solutions adaptées aux besoins de la région. La deuxième partie de l'étude propose une analyse détaillée des variantes. Elle établit les bases générales de dimensionnement des protections adoptées.



Figure 7 : Situation de la plage de Préverenges (Swiss Topo). En traitillé la zone concernée par l'étude

3.1. L'érosion de la plage

La variation du niveau du plan d'eau, appelée *marnage*, est un facteur primordial pour la stabilité des rives lacustres. En effet, le marnage peut influencer la dynamique sédimentaire littorale en modifiant les caractéristiques et la nature des déformations des vagues incidentes sur les rives ainsi que les courants associés. Ce changement hydrodynamique peut ainsi provoquer une modification de l'état d'équilibre lié au transport sédimentaire lacustre.

Le niveau du plan d'eau du Léman n'a pas subi de grandes variations au cours du siècle dernier, comme illustré par la Fig. 8. Il est par contre intéressant de mentionner que, d'après le témoignage des habitants de la région de Préverenges, il y a environ trente à quarante ans la ligne de rive était située plus loin vers le large que à la ligne actuelle. A l'évidence, ce changement ne peut être associé à une augmentation du niveau du lac car l'évolution du niveau maximum, visible sur la Fig. 8, met plutôt en évidence un trend vers des valeurs plus basses. Le déplacement de la ligne de rive ne s'exprime par

conséquent que par une modification du profil d'équilibre consécutif à un dégraissement de la rive.

Au cours du siècle passé, la plage de Préverengens a subi un recul accentué de sa grève, dû probablement à des phénomènes d'érosion causés essentiellement pas les vagues incidentes et les courants littoraux. Ce recul est évalué, sur la base de témoignages des habitants et des pêcheurs de la région, à quelques dizaines de mètres.

Afin d'évaluer plus exactement l'importance de cette érosion plusieurs investigations ont été entreprises à différents niveaux. L'idée sous-jacente était également de parvenir à « caler » un modèle numérique d'érosion sur une période définie, de manière à obtenir des résultats comparables à la réalité. Le modèle devait ensuite permettre d'évaluer l'érosion à court, moyen et long terme avec plus de certitude.

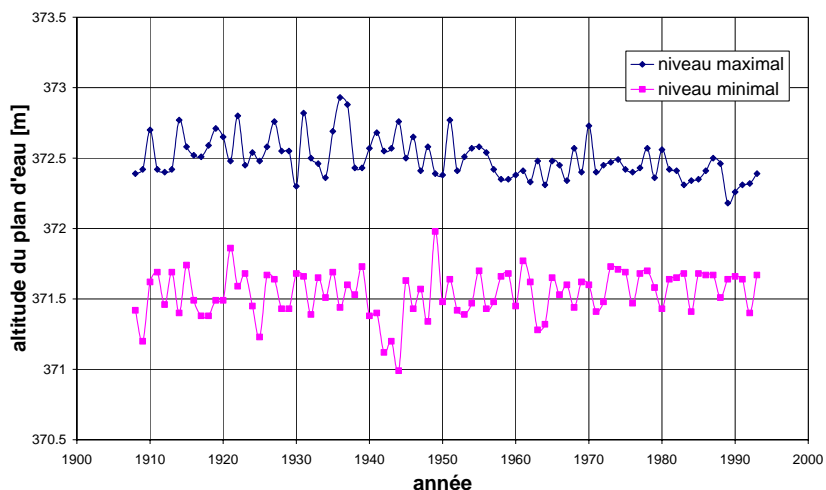


Figure 8 : Altitudes maximales et minimales du plan d'eau du Léman au cours du 20^{ème} siècle

L'investigation a été organisée en trois phases. La première a été consacrée au recueil de témoignages des habitants de la région, notamment du pêcheur André Martin qui vit à Préverengens et qui possède une grande expérience du lac de par la nature de son travail. Il a ainsi été possible d'obtenir des photos et cartes postales anciennes de la plage de Préverengens, la plus vieille date de l'année 1935.

La photo de la Fig. 9 met bien en évidence l'importante largeur de la grève qui s'étend sur une largeur de 6 à 10 mètres environ, sur toute la longueur de la plage. Il est important de noter également que le niveau de la rangée des arbres longeant la rive s'inscrit dans le prolongement de la grève sans discontinuité.

La deuxième phase d'investigation s'est concentrée sur l'analyse d'anciennes cartes et photos tirées des archives cantonales. Il a ainsi été possible de trouver de très anciens plans cadastraux, parfois non datés, montrant la commune de Préverengens avec son bord

de lac. L'analyse montre ainsi une grande étendue de sable sur la plage de Préverenges. Cette grève dont la largeur est estimée à 30 m environ à la fin du 19^{ème} siècle, révèle qu'à cette époque il n'y avait pas de route qui longeait la plage (actuellement avenue de la Plage), ni de rangée d'arbres, qui a vraisemblablement été plantée au début du 20^{ème} siècle.

Cette large grève a totalement disparu et il est vraisemblable que ce recul soit lié aux forces hydrodynamiques, source d'érosion de la plage. Mais il faut noter surtout que cette largeur de grève a été utilisée pour la construction de la route et la plantation d'une rangée d'arbres. Il est ainsi très probable que ce changement morphologique conséquent de la plage, a modifié sa pente d'équilibre.



Figure 9 : Photo de la Plage de Préverenges datée de 1935, prise depuis le parking actuel situé au sud de l'avenue de la Plage

3.2. Evaluation actuelle du site

Il ressort de l'analyse historique de la plage de Préverenges que celle-ci présentait par le passé une grève plus large que dans l'état actuel. La Fig. 10a montre une grève en été 1935, d'une largeur d'environ 10 mètres alors que la Fig. 10b montre cette même grève 68 ans plus tard, pendant une période de basses eaux avec une largeur d'environ 2 mètres alors qu'elle devait être d'au moins 15 mètres à la même période en 1935. L'autre fait à mentionner est l'important rehaussement du niveau de la chaussée. Ceci a certainement eu un impact négatif sur la stabilité de plage.



(a)

(b)

Figure 10 : Photos de la plage de Préverenges ; (a) plage dans son état pendant l'été 1935 (b) la même partie de la plage en février 2003

En réalité, chaque plage possède sa « pente d'équilibre » qui dépend de la granulométrie du site et des caractéristiques des vagues incidentes (Trenhaile 1997). Cette pente d'équilibre caractérise un « point neutre » à partir duquel l'engraissement et le dégraissage périodiques sont équilibrés. De fait, il est fort probable qu'un changement de cette pente a abouti à une augmentation du pouvoir érosif des vagues incidentes et des courants littoraux qui ont contribué à une disparition progressive de la plage.

Afin de mieux comprendre la réponse de la plage aux sollicitations hydrauliques, il s'est avéré important de procéder à deux analyses distinctes, l'une en régime de Vent, vent dominant soufflant du sud-ouest et l'autre en régime de Bise, vent dominant du nord-est. Ces deux régimes présentent un intérêt particulier en raison de l'orientation de la plage, quasi perpendiculaire à la direction de propagation des vagues sur l'axe sud-ouest/nord-est.

3.3. Modélisation numérique

Il a été recouru à la modélisation numérique pour quantifier les effets des vagues et des courants côtiers dans la région de la plage de Préverenges et pour évaluer le transport solide sur le fond lacustre dû à ces différentes sollicitations. Pour ce faire, le modèle numérique, MIKE 21, a été utilisé. Il s'agit d'un modèle 2D, développé par l'Institut Danois d'Hydraulique (DHI). Les résultats fournis par ce modèle, peuvent être subdivisés en deux volets :

- *Hydrodynamique* : à partir des caractéristiques de vagues au large, le module MIKE 21 NSW est capable de calculer la réfraction et le déferlement des vagues incidentes sur la plage de Préverenges (Fig. 11). Une fois le plan des vagues connu, grâce au module MIKE 21 HD, il est possible de calculer les courants moyens générés par les vagues selon les deux directions X et Y.

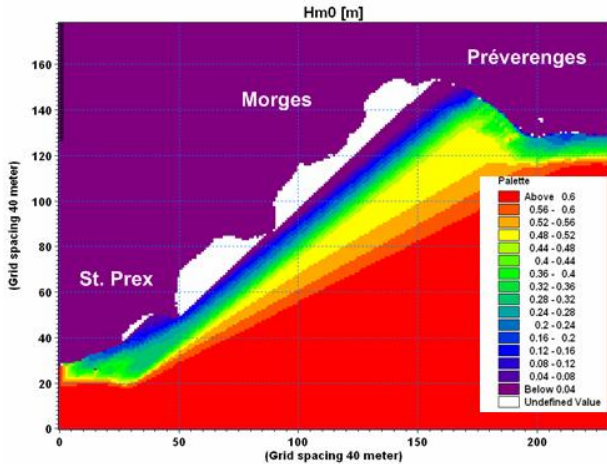


Figure 11 : Début de la réfraction des vagues incidentes sur la plage de Préverenges au niveau de St.-Prex (modélisation numérique en utilisant MIKE 21 pour $Tr=50$ ans). La Palette des valeurs indique la hauteur des vagues en mètres

- *Dynamique sédimentaire* : après introduction des caractéristiques sédimentaires dans le modèle et en utilisant les résultats des courants moyens calculés par MIKE 21 HD, il est possible d'évaluer, suivant une loi de transport solide adéquate, les débits solides sur le fond lacustre dans les deux directions X et Y.

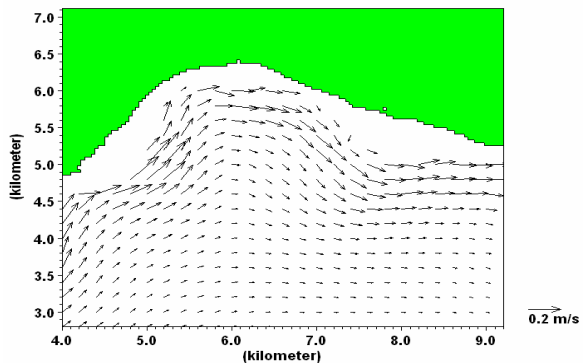
La force de cisaillement appliquée par le vent sur le plan d'eau du lac engendre des courants appelés « courants de dérive » qui se propagent selon la direction et dans le sens du vent. L'effet de ce cisaillement conduit à la formation d'un profil de vitesse verticale dans la colonne d'eau. Loin des rives, les composantes verticales de ces vitesses sont en général négligeables.

Le vitesse d'entraînement superficielle u_s engendrée par le vent, peut être exprimée par différentes formules, parmi lesquelles celle de Keulegan (1951), donnée en fonction de la vitesse de vent mesurée 10 m au dessus du plan d'eau (u_{10}) :

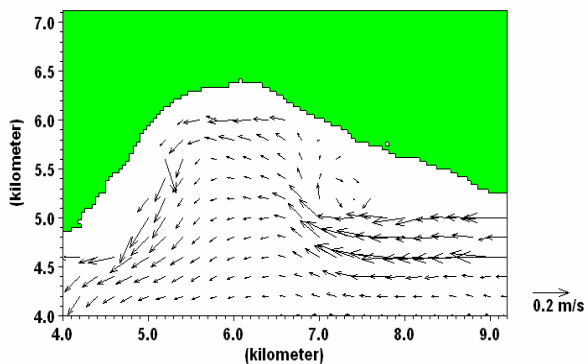
$$u_s = 0.03u_{10} \quad (1)$$

Afin d'évaluer l'effet du forçage du vent (Vent et Bise) dans la région de Préverenges, une vitesse de 7.5 m/s a été choisie. Elle correspond à une vitesse de vent soufflant sur une durée de 6 heures, pour une période de retour $Tr=2.33$ ans.

Suivant l'Equ. 1, la vitesse d'entraînement superficielle est de 0.225 m/s. Par régime de Vent, les écoulements sont orientés vers l'est quasi parallèlement à la plage (Fig. 12a) avec des vitesses de l'ordre de 0.2 m/s. Il en résulte qu'en régime de Vent, l'effet des vagues produit des sollicitations érosives sous l'effet des courants littoraux.



(a)



(b)

Figure 12 : Courants littoraux générés dans des conditions des vents dominants (a) Vent du sud-ouest (b) Bise du nord-est

A l'opposé, un régime de Bise (Fig. 12b) engendre des courants à proximité de la plage de Préverenges, qui sont orientés selon la même direction que ceux du régime de Vent mais qui progressent dans le sens opposé avec une vitesse d'environ 0.2 m/s. Il est à noter qu'en régime de Bise, de faibles courants de retour se forment en face de la plage (X=7 Km, Y=5.5 Km) suggérant un effet érosif vers le large perpendiculairement à la rive.

Sur la base de l'analyse numérique de l'effet du régime de vent et du transport solide qu'il entraîne dans la région de la plage, il apparaît que les courants de retour vers le large, générés par les vagues incidentes perpendiculaires à la rive, entraînent des sédiments fins depuis la plage vers une zone plus profonde moins sollicitée. Cet entraînement est caractérisé par un régime de rides à proximité de la rive et/ou un

régime de dunes généré par des vagues à période de retour élevée. La plage qui tend à retourner à un profil d'équilibre, n'est alimentée par aucune source de sédiments. En effet, la charge sédimentaire en suspension provenant de la Venoge est orientée vers l'est par régime de Vent. Les sédiments seront ainsi plutôt déposés sur la plage de St. Sulpice. En régime de Bise, cet apport tend à se déposer au large à quelques centaines de mètres de la plage de Préverenges. De ce fait, si les vagues incidentes contribuent à éroder la plage, les sédiments évacués ne sont pas remplacés par une autre source.

Sur la base de cette analyse, les paragraphes suivants proposent différents types de protection et analysent en détail la protection de la plage par remblayage en vue de sa restauration.

3.4. *Projet de protection*

Dans l'étape de recherche de solutions pour la protection de la plage de Préverenges, les critères de choix reposent essentiellement sur l'efficacité à court, moyen et long terme. Il est toutefois évident que l'intégration environnementale et le coût de réalisation des mesures de protection interviendront au stade d'établissement du projet.

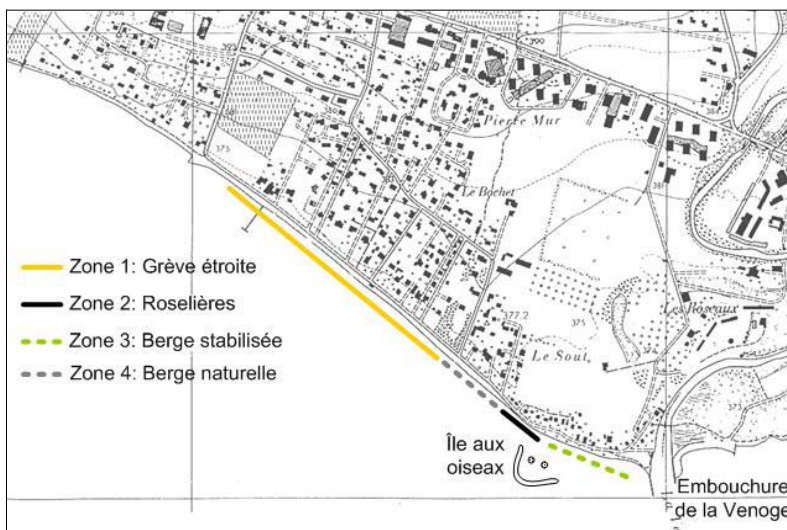


Figure 13 : Plan d'implantation indicatif des mesures de protection suivant les classes choisies (le traitillé indique une mesure non appliquée uniformément)

Les mesures de protection contre l'érosion adaptées à la plage de Préverenges peuvent être différenciées selon les zones concernées :

a) Zone 1 : Le fait que la plage est réputée pour la pratique de la planche à voile implique que d'éventuelles structures rigides construites au large et parallèles à la rive constitueraient un inconvénient majeur à la pratique de ce sport. Si la construction de brise-lames devait toutefois être retenue, il faudrait qu'ils soient noyés à une profondeur

suffisante pour éviter tout accident. Il reste donc possible de combiner cette solution avec une mesure de protection intégrée à la plage comme le remblayage. Ce type de mesure peut être considéré comme solution de protection pour la Zone 1 (Fig. 13).

b) Zone 2 : Une mesure de protection de la Zone 2 (Fig. 13) doit permettre de conserver l'aspect naturel de la végétation de rive. Elle a pour but de réduire l'effet des vagues déferlantes en brisant leur énergie avant qu'elles n'atteignent la plage. Dans ce cas, des structures détachées de la rive, mais pas trop éloignées vu la faible longueur à protéger, peuvent être envisagées. Ainsi des brise-lames ou des mesures du génie biologique, telles que palissades ou barrages à claire-voie, sont envisageables.

c) Zone 3 : Les mesures adaptées à la Zone 3 (Fig 13) visent essentiellement à protéger la rive avec des structures intégrées. Un remblayage ne serait ici pas très efficace vu la pente très raide de la rive et son altitude élevée par rapport au niveau moyen du lac. La protection de la rive peut se faire par des enrochements, des pieux ou des caissons en bois.

d) Zone 4 : La Zone 4 (Fig 13) de la plage de Préverenges ne nécessite pas de protection particulière si ce n'est un éventuel renforcement des radiers inclinés. Il est possible par ailleurs de séparer les Zones 1 et 4 par un long épi transversal en enrochements ou en troncs d'arbres afin d'éviter la migration de matériaux de la zone remblayée vers la zone non aménagée.

Le tableau 1 résume les mesures de protection adaptées à chaque Zone.

Classes	Mesures de protection adaptées
Zone 1	Mesures de protection intégrées à la plage ou détachées mais parallèles à la ligne de rive : brise-lames noyé ; remblayage de sable ; combinaison brise-lames noyé et remblayage de sable.
Zone 2	Mesures de protection détachées, parallèles et proches de la plage : palissade, barrage à claire-voie.
Zone 3	Mesures de protection intégrées à la plage : revêtement ou mur de protection.
Zone 4	Pas de mesures de protection particulières : renforcement des radiers inclinés.

Tableau 1 : Choix des mesures de protection adaptées à chaque zone de la plage

3.5. Protection par remblayage : volume et longévité

Concernant le calcul du volume de remblayage, deux méthodes sont considérées. La première tient compte du relevé du profil actuel de la plage, combiné avec le profil hypothétique d'équilibre des sédiments de remblayage. Cette méthode dépend donc essentiellement du profil de la plage, qui varie spatialement d'un endroit à un autre, faisant varier en conséquence le volume de remblayage (calculé par mètre linéaire).

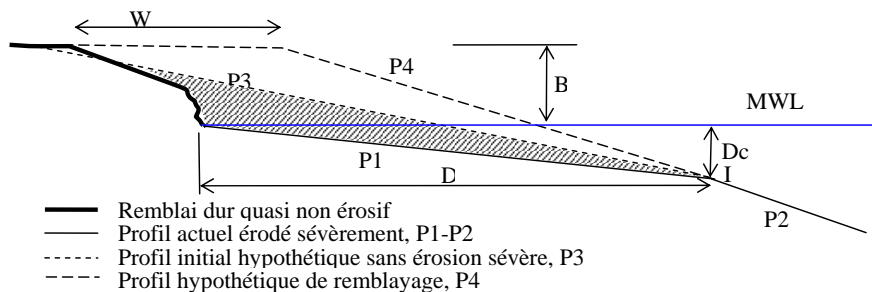


Figure 14 : Profils réel (P1-P2), initial hypothétique (P3) et de remblayage (P4) de la plage

La deuxième méthode se base sur le diamètre moyen des sédiments natifs et de remblayage. Elle suppose que le profil existant a atteint son état d'équilibre. Dans la présente étude, les deux méthodes sont appliquées afin d'avoir une estimation volumétrique comparative.

La Fig. 14 schématise l'érosion sévère de la plage actuelle. En fait, la partie consolidée de la grève, quasi non érosive car fixée par les racines des arbres et des enrochements, contribue négativement à la protection de la plage. La pente P1 de la plage actuelle (environ 1.5%) est le résultat d'une érosion sévère due au déferlement et à la réflexion des vagues sur la grève dure de la plage. Cette dernière avait à l'origine une pente comprise entre 2.5 et 3.5%, suivant le calcul des profils d'équilibre. La hauteur Dc (Fig. 14) indique la profondeur à partir de laquelle le profil de la plage en direction du large reste stable. Cette profondeur se situe exactement à l'endroit de la cassure de pente (entre P1 et P2). Cette cassure indique que la pente P3 a été modifiée par un processus d'érosion sévère qui a conduit à son aplatissement pour atteindre la valeur P1, d'environ 25% plus faible.

Une synthèse des volumes de remblayage est présentée dans le tableau 2. Elle met en évidence une grande différence entre la méthode pratique qui tend à surestimer les quantités de matériaux de remblayage et la méthode théorique qui conduit à des valeurs nettement inférieures.

Diamètre d_{50} (mm)	Volumes pratiques (m^3/ml)	Volumes théoriques (m^3/ml)
0.20	80	46
0.25	72	45
0.65	53	44

Tableau 2 : Comparaison des volumes de remblayage calculés par la méthode pratique et par la méthode théorique

Pour les matériaux à granulométrie fine (0.20 et 0.25 mm) la méthode pratique donne des volumes qui sont environ 2 fois supérieurs à ceux calculés par la méthode théorique. Cependant, pour le diamètre 0.62 mm, l'estimation des volumes est très proche avec les deux méthodes. Ceci peut être interprété comme suit :

- La méthode pratique est principalement basée sur l'intersection des deux pentes P1 et P4 (pente actuelle de la plage et pente de remblayage). Géométriquement, les distances calculées pour les points d'intersection de ces deux pentes sont très grandes. Ceci conduit par la suite à des volumes significatifs. Il est cependant évident que la distance d'intersection des deux pentes est relativement petite (53 m pour un $d_{50}=0.62$ mm) et le volume de remblayage est faible.
- La méthode théorique est basée principalement sur la théorie de pente d'équilibre finale de la plage. Elle prend aussi en compte la hauteur Dc. Cette hauteur se situe actuellement, pour un niveau du lac moyen, à une distance d'environ 80 m de la ligne de rive. Ainsi, pour cette distance de remblayage, le volume calculé théoriquement décroît significativement.

Il est difficile par la suite d'avoir une estimation exacte des volumes de remblayage pour différents matériaux. Ainsi, il est à considérer que le volume de remblayage sera situé entre les valeurs issues des deux méthodes. Pratiquement, les projets de remblayage se réfèrent principalement aux volumes calculés par la méthode théorique.

La période de demi-vie, $t_{50\%}$ (Fig. 15) d'un remblayage linéaire sur une demi longueur de rive « a », comme c'est le cas pour Préverenges, est donnée par l'Equ. 2:

$$p(t) = 1 - \frac{\sqrt{\varepsilon \cdot t_{50\%}}}{a\sqrt{\pi}} \quad (2)$$

Où : $p(t)$ (-) : variable dépendant de la quantité de remblayage restant après érosion. Basée sur plusieurs études comparatives d'érosion de plage, elle exprime une relation approximative entre la longueur de la plage, les conditions hydrodynamiques et la période de demi-vie ; $p(t)$ est normalement considérée égale à 0.5.

ε (m^2/s): capacité érosive de la plage donnée par la formule simplifiée

$$\varepsilon = \frac{0.77H_b^2 \sqrt{9.81 \cdot H_b}}{8} \cdot \frac{1}{(2.65 - 1)} \cdot \frac{1}{(1 - 0.4)} \cdot \frac{1}{(B + h_l)} \quad (3)$$

Où H_b (m) : hauteur de la vague au déferlement dans la surfzone.

a (m) : longueur du remblayage (en moyenne égale à 300m dans le cas de Préverenges).

h_l (m) : profondeur équivalente à la profondeur Dc dans la zone de transition. Elle est donnée par la formule

$$h_l = H_s T_s (9.81/5000d_{50})^{0.5} \quad (4)$$

Il est important dans ce type d'étude de définir une hauteur de vague au déferlement H_b à partir de mesures in situ sur de courtes périodes (variant généralement de 1 à 2 mois).

Ce traitement, différent du traitement statistique réalisé dans l'étape 1 du projet, passe par une analyse statistique à court terme. Par manque de données in situ, la valeur de H_b est admise égale à la hauteur en eau profonde H_0 (0.59 m pour un $Tr=2.33$ ans).

Il apparaît que la longueur de remblayage de rive concernée par le remblayage et la hauteur H_b sont les deux variables qui influencent le plus la période de demi-vie de la plage après réalisation du projet de remblayage. Par contre, il est très difficile d'évaluer exactement la durée de vie du remblayage. Un suivi du projet après réalisation est primordial pour déterminer la période optimale d'alimentation périodique en sédiments. Dans l'hypothèse la plus défavorable, il faut s'attendre à une période d'alimentation d'environ 3 ans (Fig. 15) pour garder la plage telle qu'elle a été reconstituée avec le remblayage.

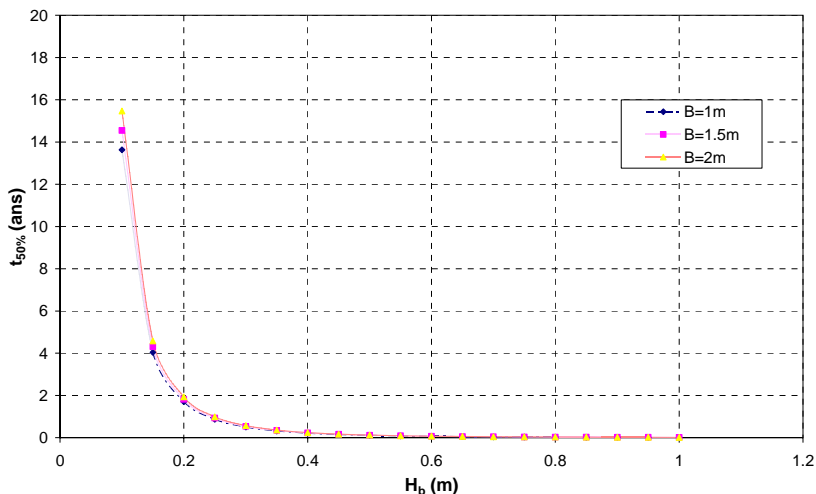


Figure 15 : Période de demi-vie du projet de remblayage de la plage de Prévéranges en fonction de la hauteur de vague H_b pour une longueur de remblayage de 300m et pour $h_I=6.41m$

D'après ce qui précède, la durée de demi-vie de la plage est faible (2 à 3 ans au maximum). Ceci est dû essentiellement à la longueur très faible (environ 300 m) de l'éventuel remblayage. Il est recommandé dans de pareils cas de construire des structures d'accompagnement dont le but principal est de limiter l'érosion due aux courants littoraux et prolonger ainsi la durée de vie du remblayage. Les conséquences directes seront essentiellement perçues au niveau du remblayage périodique futur de la plage. En construisant ces structures, la période de remblayage sera significativement augmentée contribuant à la réduction des coûts d'entretien périodique de la plage.

Plusieurs types de structures de transition entre la partie remblayée de la plage et la partie non remblayée peuvent être réalisés pour renforcer le projet de remblayage. Dans

le cas de Préverenges, du fait que la partie sujette à remblayage est relativement étroite, des épis perpendiculaires à la rive délimitant le remblayage s'imposent.

Concernant la Venoge, il est probable que les courants littoraux, en régime de Vent, transportent les sédiments du lieu de remblayage pour les déposer plus à l'est dans les environs de son embouchure. Ce flux sédimentaire devrait être intercepté par la zone alluvionnaire qui se développe entre la rive et l'île aux oiseaux (Fig. 13). Lors d'événements exceptionnels, des sédiments pourraient atteindre au maximum l'embouchure de la Venoge. Ainsi, l'épi à l'est du projet de remblayage (comme esquissé à la Fig. 16) jouera un double rôle dans la protection de la plage contre le flux migratoire vers l'est.

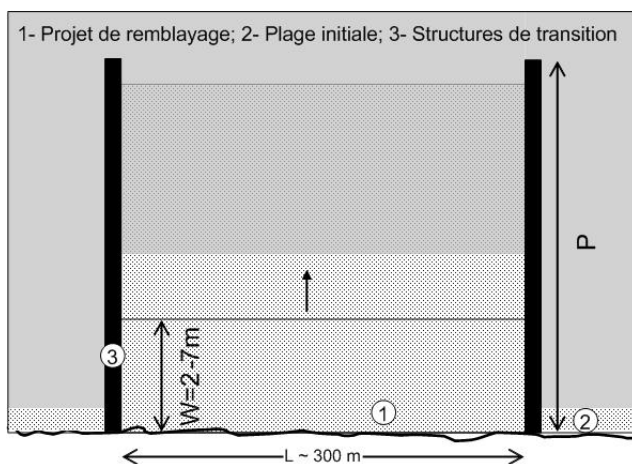


Figure 16 : Projet de remblayage de la plage avec les structures de transition

Dans le projet final de réalisation, la longueur des épis devra couvrir la totalité de la distance de remblayage. Une terminaison des épis en forme de L ou T peut être envisagée afin d'empêcher l'érosion due aux courants de retour.

4. Conclusions

L'étude de cas à Mörigen a montré la nécessité d'une post-analyse technique et détaillée lorsque les mesures ne sont pas nécessairement construites d'une façon optimale. Il apparaît dans ce cas d'étude qu'une amélioration de la configuration géométrique actuelle du champ des barrages à claire-voie existant est nécessaire pour optimiser leur effet de protection contre les vagues incidentes lors d'événement de Bise et de Joran. L'analyse a également montré la nécessité de construire les barrages à claire-voie de façon qu'ils restent émergents quand le lac atteint son plus haut niveau.

Pour le cas de Préverenges, l'analyse historique a montré que les interventions d'origine anthropique ont eu un effet négatif sur la stabilité de la plage. Un projet de restauration

doit prendre en compte la particularité de chaque région de la plage et adapter en conséquence la mesure de protection. En outre, une protection par remblayage dans le cas de Préverenges ne sera efficace qu'à condition qu'elle soit délimitée pas des épis perpendiculaires à la rive qui prolongeront la durée de vie du projet de remblayage et réduiront ainsi les apports périodiques supplémentaires.

Bibliographie

- BFH** (2005). "Basic principles and methods of field measurements, analysis of wind, wave, bathymetry and sediment data.", Berner Fachhochschule, Burgdorf.
- Booij, N., Holthuijsen, L. H., and Ris, R. C.** (1996) "The SWAN Wave Model for Shallow Water." *15th International Conference on Coastal Engineering*, Orlando, Florida, USA, 668-676.
- Hasselmann, K., Barnett, T. P., Bouws, E., Carlson, H., D. E. Cartwright, Enke, K., Ewing, J. A., Gienapp, H., Hasselmann, D. E., Kruseman, P., Meerburg, A., Müller, P., Olbers, D. J., Richter, K., Sell, W., and Walden, H.** (1973). "Measurements of Wind-Wave Growth and Swell Decay during the Joint North Sea Wave Project." *A(8°)-I2*, Deutsches Hydrographisches Institut - Hamburg.
- Kamphuis, J. W.** (2000). *Introduction to Coastal Engineering and Management*, World Scientific.
- LCH** (2004). "Erosion de la plage de Préverenges (VD) sur le rive Nord du Léman; Concepts de protection - Recherche et analyse de solutions." *10-04 (non-publié)*, Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH) - Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL).
- Müller, B., Sayah, S. M., Wyler, E., and Schmoker, P.** (2005) "Shore protection in Swiss Lakes: Physical modelling and in-situ measurements." *Waves2005*, Madrid, Spain, 34-45.
- Sayah, S.** (2006). "Efficiency of brushwood fences in shore protection against wind-wave induced erosion," Swiss federal institute of technology, Lausanne.
- Sayah, S. M., Boillat, J.-L., and Schleiss, A. J.** (2005) "Analysis and rehabilitation of a severely eroded sand beach at Lake Geneva in Switzerland." *3rd International Conference on Asian and Pacific Coasts*, Jeju, Korea, 713-728.
- Trenhaile, A. S.** (1997). *Coastal Dynamics and Landforms*, Clarendon Press-Oxford.

Remerciement

Le projet de recherche EROSEE a été financièrement soutenu par l'Agence pour la promotion de l'innovation (CTI) sous contrat No. 5760.1, ainsi que par l'Office des ponts et chaussées du canton de Berne, Office fédérale des eaux et géologie (OFEG), Association pour la protection des rives du lac de Biemme, Fondation suisse pour la protection et l'aménagement du paysage et l'Association pour le génie biologique.

Adresse des auteurs

Selim Sayah, Jean-Louis Boillat et Anton Schleiss
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Station 18, 1015 Lausanne, Suisse
+41-21-693 23 85
<http://lchwww.epfl.ch>
selim.sayah@epfl.ch, jean-louis.boillat@epfl.ch, anton.schleiss@epfl.ch

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufern an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

Praktische Hinweise und Empfehlungen bei Seeuferschutzprojekten

Peter Schmocker

Zusammenfassung

Das Referat erläutert im ersten Teil die gesetzlichen Grundlagen zur Umsetzung von Massnahmen an Seeufern. Anders als bei Fliessgewässern kommt hier erschwerend hinzu, daß die Seeanlieger selbst für die Seeufer und eventuelle Massnahmen zuständig sind. Die wichtigsten zu berücksichtigenden Vorschriften finden sich im Wasserbaugesetz (Art. 4), im Natur- und Heimatschutzgesetz (Art. 21 und 22) und im Fischereigesetz (Art. 8). Grundsätzlich wird das beim Hochwasserschutz anwendbare Vorgehen auch für Seeufer vorgeschlagen. Die Defizite in Bezug auf Uferschutz und ökologische Ziele werden untersucht und mit einer verhältnismässigen Massnahmenplanung behoben. Das Referat zeigt die dazu notwendigen Grundlagen und deren Erarbeitung sowie das Vorgehenskonzept auf. Weiterhin folgen Angaben zur Erfolgskontrolle, die sowohl für wissenschaftliche Zwecke wie auch für die optimale Planung von Unterhaltmassnahmen wichtig ist.

Abstract

In the first section the present paper explains the statutory fundamentals for the realization of measures at lakeshores. Different from rivers the process is more complicated for lakeshores, because riparian owners are responsible for the implementation of measures. The most important applicable regulations can be found in "Wasserbaugesetz" (Art. 4), "Natur- und Heimatschutzgesetz" (Art. 21 and 22) and "Fischereigesetz" (Art. 8). In principle the procedure applicable for flood protection is recommended for lakeshores. Deficiencies with regard to shore protection and ecological objectives are investigated and eliminated with balanced planning of measures. The paper points out the necessary basics, the elaboration of fundamentals and a concept for an applicable procedure. Furthermore specifications for control of success are given. Control of success is most important as well for scientific purposes as for optimum planning of measures of maintenance.

1. Einleitung

Mindestens zwei Bedingungen müssen erfüllt sein, damit ein Uferschutzprojekt zustande kommen kann:

1. Der Handlungsbedarf muss vorhanden und erkannt sein und
2. Jemand muss zuständig sein

Dieses Referat soll aufzeigen, wie man einen Handlungsbedarf erkennt und wer für die Umsetzung von Massnahmen zuständig ist.

2. Zuständigkeiten

Die Zuständigkeit für Massnahmen an Seeufern liegt im Verantwortungsbereich der Grundeigentümer der an den See anstossenden Parzellen. Dabei spielt es keine Rolle, ob es sich um Massnahmen zum Schutze der Parzelle – zum Beispiel vor Hochwasser oder Ufererosion – oder um gestalterische Massnahmen handelt. Die entsprechende gesetzliche Grundlage findet sich im Wasserbaugesetz. Die Grundeigentümer sind bei der Wahl der Massnahmen jedoch nicht frei. Zum ersten sind die Massnahmen bewilligungspflichtig und zum zweiten müssen die Anforderungen der Bundesgesetze über den Natur- und Heimatschutz (NHG) und über die Fischerei (BGF) erfüllt werden. Nach Artikel 8 des BGF brauchen Eingriffe in ein Gewässer – Massnahmen an Seeufern gehören dazu – eine Bewilligung der für die Fischereibelange zuständigen kantonalen Behörde. Etwas weniger bekannt sind die Anforderungen des NHG. Das NHG stellt die Seeufer mit ihrer Vegetation weitgehend unter Schutz.

Dazu sagt Artikel 21 des NHG aus:

¹ Die Ufervegetation (Schilf- und Binsenbestände, Auenvegetationen sowie andere natürliche Pflanzengesellschaften im Uferbereich) darf weder gerodet noch überschüttet noch auf andere Weise zum Absterben gebracht werden.

² Soweit es die Verhältnisse erlauben, sorgen die Kantone dafür, dass dort, wo sie fehlt, Ufervegetation angelegt wird oder zumindest die Voraussetzungen für deren Gedeihen geschaffen werden.

Und Artikel 22 des NHG besagt:

² Sie (die zuständige kantonale Behörde) kann die Beseitigung der Ufervegetation in den durch die Wasserbaupolizei- oder Gewässerschutzgesetzgebung erlaubten Fällen für standortgebundene Vorhaben bewilligen.

Unter den Begriff Ufervegetation fallen alle Pflanzengesellschaften, die einen direkten räumlichen Zusammenhang mit einem oberirdischen Gewässer haben. Die Grösse des Gewässers spielt dabei keine Rolle, jedoch sollte es während eines überwiegenden Teiles des Jahres Wasser führen. Umstritten ist dabei die Ausdehnung der Ufervegetation. Im Kommentar zum NHG kann dazu folgendes nachgelesen werden: *Die Ufervegetation tritt bei stehenden Gewässern je nach Wasser- und Lichtverhältnisse bereits in einer Tiefe von 30m auf. Ob ihre Ausdehnung vom Ufer aus begrenzt werden kann und soll, ist umstritten. Landeinwärts hängt die Ufervegetation vom Grundwasserspiegel ab, der das oberirdische Gewässer umgibt und mit dessen Wasserstand schwankt, wobei die Grundwasserspitzen ausschlaggebend sind.*

Als Ufervegetation kommt nur eine natürliche oder naturnahe und standortgerechte Pflanzenschicht in Frage. Das Gesetz zählt beispielhaft Schilf- und Binsenbestände als natürliche Ufervegetation auf. Die natürlichen Ufervegetationen stehender Gewässer folgen einer regelmässigen Zonation. Ausgehend von einer Unterwasser- und Schwimmblattflur geht die Vegetation im Schwankungsbereich des Seespiegels in Röhricht und Grossegegnried über. Anschliessend folgen Bruchwälder und in trockeneren Verhältnissen Eichen- und Eschenwälder. An Fliessgewässern wird die Unterwasserve-

getation von Flussröhrichten, Weiden und Eschenwäldern abgelöst. Aus ihnen entstehen Ulmen- und Eschenwälder und schliesslich, wenn das Grundwasser den Hauptwurzelbereich der Pflanzen nicht mehr erreicht, Buchenmischwälder. Diese fallen nicht mehr unter den Begriff der Ufervegetation. Wo der Mensch eingegriffen und gerodet hat finden sich oft Streuwiesen, die zur Streugewinnung extensiv bewirtschaftet werden. Auch diese Vegetationsformen sind im Sinne des NHG natürlich oder naturnah. Sogar künstlich angelegte Bestockungen können einen naturnahen Charakter entwickeln, sofern standortgemässe Arten ausgepflanzt wurden.

Der Schutz der Ufervegetation ist umfassend und kennt keine Pflicht zur Rücksichtnahme auf andere schutzwürdige Interessen (so wie zum Beispiel beim Moorschutz oder Biotopschutz auf Interessen der Land- und Forstwirtschaft Rücksicht genommen werden kann). Absatz 2 des Schutzartikels beauftragt die Kantone dafür zu sorgen, dass Ufervegetation dort neu anzulegen ist, wo sie fehlt. Ein grosse Einschränkung stellt hier der Vorbehalt dar, dass Ufer nur dort neu anzulegen sind, wo die Verhältnisse es erlauben. Auf die Kantone wartet deshalb hier eine grosse Aufgabe, geht es doch darum, mit entsprechenden Planungen grossflächig die naturnahe Ufervegetation wieder herzustellen (ähnlich dem Beispiel Auen). Bereits weitgehend umgesetzt werden die Anliegen der Ufervegetation im Zusammenhang mit weiteren Projekten (Wassernutzung, Konzessionen, Wasserbaumassnahmen u. dgl.).

Es handelt sich hier eindeutig um einen an die Kantone gerichteten Revitalisierungsauftrag. Neben dem über die Raumplanung gewährleisteten grossflächigen Schutz erfüllen die Kantone auch dort ihre Aufgabe, indem sie bei Erneuerung oder bei neu zu erteilenden Bewilligungen und Konzessionen auch dort, wo kein Eingriff in eine Ufervegetation vorliegt, eine solche aber standortgerecht und möglich wäre, mit Bedingungen und Auflagen dafür sorgen, dass die Gesuchsteller selbst die geeigneten Massnahmen zur Wiederherstellung einer natürlichen Ufervegetation ergreifen. Verfahren, die auf den ersten Blick nichts mit Ufervegetation zu tun haben, können zum Beispiel Geländestabilisierungen, Verbreiterungen oder Sanierungen von Strassen etc. im Uferbereich sein.

Selbstverständlich geht es auch hier nicht ohne Ausnahmeregelung: Artikel 22, Absatz 2, oben erwähnt. Ausnahmen gestützt auf das Wasserbaugesetz sind denkbar, wenn es um den Schutz von Menschen oder erheblichen Sachwerten geht. Ausnahmen gestützt auf das Gewässerschutzgesetz sind möglich für das Einbringen fester Stoffe in den See, die Spülung und Entleerung von Stauräumen, das Entfernen von Treibgut aus Stauanlagen sowie die Entnahme und Einleitung von Wasser oder Abwasser und die Ausbeutung von Kies, Sand und anderen Materialien. Alle diese Vorhaben sind natürlich bewilligungspflichtig und unterliegen generell der Umweltschutzgesetzgebung.

Weitere Gesetzesvorschriften zum Schutz der Seeufer, auf die hier nicht mehr weiter eingegangen wird, sind die folgenden:

- Bundesgesetz über die Raumplanung, Artikel 3/22/24
- Bundesgesetz über den Wasserbau, Artikel 4

3. Handlungsbedarf

Handlungsbedarf kann auf verschiedene Arten entstehen:

- Im Rahmen einer Planung oder eines Projektes, das nur bedingt mit dem Seeufer zusammenhängt, muss der Zustand des Seeufers beurteilt (Art. 21) und das Ufer renaturiert werden;
- Das Ufer wird speziell untersucht, zum Beispiel bei festgestellten Schäden;
- Das Ufer muss im Rahmen von grossflächigen Sachplanungen des Kantons untersucht werden.

Das Vorgehen zur Abklärung eines Handlungsbedarfs kann auf die Methodik zur Planung des Hochwasserschutzes an Fliessgewässern abgestützt werden. Die massgebende Grafik ist in der folgenden Abbildung wiedergegeben.

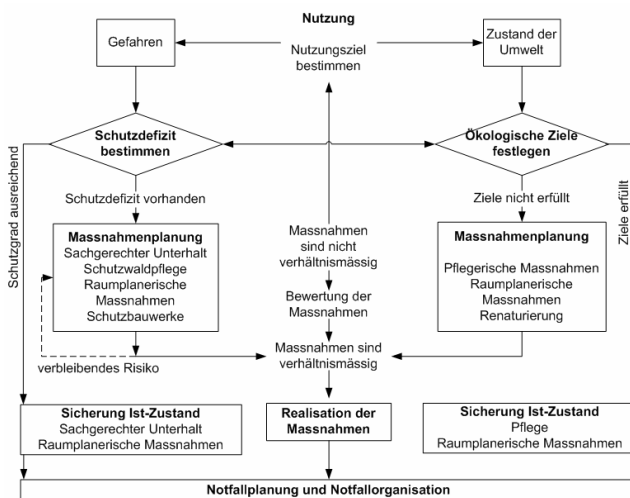


Abbildung 1: Methodik zur Planung des Hochwasserschutzes an Fliessgewässern

Anders als beim Hochwasserschutz an Fliessgewässern sind die erforderlichen Grundlagen für Seeufer, vor allem die zulässigen Einwirkungen auf die Ufer, noch nicht im gleichen Detaillierungsgrad vorhanden wie für Fliessgewässer. Oder anders gesagt, teilweise fehlen die Grundlagen zur Beurteilung der Belastbarkeit der Seeufer. Als direkte Folge verursacht auch die Festlegung der Schutzziele von Seeufern Probleme. Dies soll jedoch kein Hinderungsgrund sein, allgemeine Vorgehensgrundsätze für die Projektierung zu postulieren.

4. Projektablauf

Am Anfang eines Uferschutzprojektes steht ein Problem, das einen Handlungsbedarf auslöst. Dies kann zum Beispiel fortschreitende Ufererosion sein (Abbildung 2). Auch die Rückführung hart verbauter Bereiche in einen naturnahen Zustand kann aus den bereits genannten Gründen erforderlich sein.

Bei der Planung eines Uferschutzprojektes ist es wichtig, den Uferbereich nicht isoliert zu betrachten, sondern als Teil eines Gesamtsystems, bestehend aus Wasserkörper, Seeufer und terrestrischer Umgebung. Deshalb sollte das Vorgehen unterteilt werden in die

- Analyse des Gesamtsystems und
- Analyse des Projektgebiets

Ausserdem darf das Projektgebiet nicht als isolierte Zelle betrachtet werden. Uferabschnitte stehen über Strömungen, Sedimenttransportvorgänge und Wellenreflexion miteinander in Verbindung und beeinflussen sich daher gegenseitig.



Abbildung 2: Ufererosion und Entstehung von "Bulten" (Naturschutzgebiet Lüscherz)

Eine mögliche Vorgehensweise bei der Planung eines Seeuferschutzprojektes ist in der folgenden Abbildung dargestellt. Die einzelnen Schritte werden anschliessend erläutert.

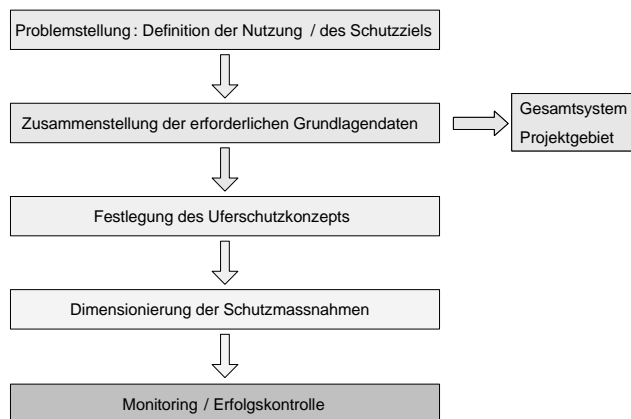


Abbildung 3: Vorgehen bei der Planung eines Uferschutzprojektes

4.1 Nutzung und Schutzziel

Zu Beginn der Planung muss die Nutzung des Seeufers festgelegt werden: Soll das Seeufer zugänglich sein und als Erholungsraum für Menschen zur Verfügung stehen, oder soll das Ufer soweit wie möglich im Naturzustand belassen werden? Hierbei müssen die politischen Rahmenbedingungen und ökologische Randbedingungen berücksichtigt werden.

Mit Schutzziele wird der Zustand festgelegt, den der projektierte Uferabschnitt erreichen soll. Schutzziele können gesellschaftlicher (Erhaltung der natürlichen Seeufer, Erhaltung historischer Fundstätten, Schaffung von Erholungsgebieten) oder technischer Natur sein (Schutz vor Ufererosion, Hochwasserschutz, Uferrenaturierung).

4.2 Erforderliche Grundlagendaten

Die Festlegung eines Uferschutzkonzeptes wird auf der Basis von Grundlagendaten vorgenommen. Diese Daten werden zum einen in einem regionalen, vernetzten Zusammenhang benötigt und beschreiben den Wasserkörper (See), die Uferzone, die terrestrische Umgebung sowie Zu- und Abflüsse. Für die Auswahl und Dimensionierung der Schutzmassnahmen sind ausserdem gebietsspezifische Grundlagen erforderlich. Diese Daten müssen im Projektgebiet und in benachbarten Uferbereichen erfasst werden.

Die wichtigsten Grundlagendaten sind in der folgenden Tabelle für das Gesamtsystem sowie für das Projektgebiet und benachbarte Uferbereiche dargestellt.

Wasserkörper, Uferzone, Umgebung:

Grundlagendaten	Datenzusammensetzung	Datenherkunft
Historische Daten	Veränderungen der Uferlinie Ausdehnung des Pflanzenbewuchses Ausdehnung der Flachwasserzone Veränderung der Seebodentopographie	historische Karten topographische Karten Luftbildaufnahmen Fotos
Geologische Daten	geologische Charakterisierung Stratigraphie	Geologischer Atlas geologische Untersuchungen
Bathymetrische Daten	Tiefenlinien Verlauf der Uferlinie	bathymetrische Vermessung
Wellenklima	Wellenhöhen Wellenperioden Wellenrichtung Wiederkehrintervalle	Wellenmessungen Wind-/Wellenkorrelationen Fetch-Diagramme numerische Simulation
Wasserspiegel	langjährige Wasserspiegelschwankungen Hoch-, Mittel- und Niedrigwasserpegel	hydrologische Daten des Bundesamtes für Umwelt (BAFU)
Sedimentbudget	langfristige Sedimentverfrachtungen Sedimentzufuhr (Flüsse) Sedimenttransportrate Sedimenttransportrichtung	regelmässige bathymetrische Messungen Strömungsmessungen numerische Analyse

Projektgebiet und benachbarte Uferabschnitte:

Grundlagendaten	Datenzusammensetzung	Datenherkunft
Strömungsverhältnisse	uferparallele Strömung Uferquerströmung	Strömungsmessungen
Korngrößenverteilung	Korngrößenverteilungsdiagramm	Sedimentanalyse
Topographie der Flachwasserzone	Lage der Uferlinie Verlauf der Tiefenlinien Verlauf der Haldekante Senken und Untiefen, Abbruchkanten	bathymetrische Vermessung
Ökologische Randbedingungen	Zustand (natürlich, naturnah, verbaut) und Verlauf der Uferlinie Verbauungsgrad Artenvielfalt Zustand der Ufervegetation	ökologische Kartierung der Uferzone (Litoral und Uferumgebung)

Tabelle 1: Zusammenstellung der wichtigsten Grundlagendaten und ihrer Herkunft

Die benötigten Grundlagendaten stehen nur teilweise zur Verfügung (z. B. hydrologische Daten und Kartenwerke). Gebietsspezifische Daten müssen meist vor Ort mit Feldmessungen ermittelt werden.

4.3 Festlegung des Uferschutzkonzeptes

Die technischen und planerischen Randbedingungen liefern die Grundlagen zur Festlegung des Uferschutzkonzeptes. Die technischen Randbedingungen setzen sich aus den geologischen und physikalischen Einflüssen auf den betrachteten Uferabschnitt zusammen, sie bestimmen vor allem die Auswahl der Schutzmassnahmen. Die Erosionsanfälligkeit der Seeufer wird zum Teil durch ihre Geomorphologie und Sedimenteigenschaften bestimmt. Erosions- und Akkumulationsprozesse treten vor allem an sandigen, unkonsolidierten und meist flachen Seeufern auf. Erosion tritt auf, wenn der Sedimenthaushalt im betrachteten Uferabschnitt negativ ist. Die Sedimenttransportkapazität kann anhand der Korngrößenverteilung, der Strömungen, der Seebodentopographie und des Wellenklimas ermittelt werden.

Umgebungs- und Nutzungseinflüsse, politische und ökologische Bedingungen definieren vor allem die Art der Ufernutzung. Aus der Nutzung (Freizeitnutzung oder Naturschutzgebiet) ergibt sich wiederum eine Vorauswahl der Schutzmassnahmen, sofern diese unter den technischen Gesichtspunkten realisiert werden können. Vor allem die Bewertung des ökologischen Zustandes des Sees und der Seeufer und das Aufzeigen von Defiziten gehört zur Analyse des Gesamtsystems. Die Seeufer sind als Lebensraum für Lebewesen der Nachbarbiotope und solcher, die sich auf das Seeufer selbst spezialisiert haben, durch hohe Biodiversität charakterisiert. Viele Tier- und Pflanzenarten sind auf diesen Lebensraum angewiesen; Eingriffe in den Lebensraum können den Wegfall sensibler Arten zur Folge haben.

4.4 Empfehlungen zur Anwendung und Kombination von Uferschutzmassnahmen

Je nachdem ob Wellenhöhe, Sedimenthaushalt oder die Uferlinie allgemein beeinflusst werden soll, kommen verschiedene Massnahmen in Frage:

- Auswirkungen auf die Wellenhöhe haben uferparallele Massnahmen (Lahnungen,

Palisaden, Wellenbrecher). Flache Schüttungen tragen ebenfalls zur Reduzierung der Wellenhöhe bei, da die Wellen bereits in der Wellenauflaufzone einen Teil ihrer Energie abbauen können.

- Bühnen wirken sich auf den Sedimenthaushalt aus, indem sie den uferparallelen Sedimenttransport unterbrechen. Bei der Anwendung von Bühnen ist allerdings Vorsicht geboten, denn Bühnen können in strömungsabwärts gelegenen Uferabschnitten langfristig Erosion bewirken. Auch Wellenbrecher verändern den Sedimenthaushalt, indem sie die Ablagerung von Sediment bei Strömung quer zum Ufer begünstigen.
- Auswirkungen auf die Uferlinie haben Wellenbrecher und Bühnen, diese können die Uferlinie stabilisieren, indem sie den Sedimenttransport verhindern.

Zur Verbesserung oder Gewährleistung ihrer Wirksamkeit können Uferschutzmassnahmen auch kombiniert werden. Unter anderem kommen die folgenden Kombinationen in Frage:

- Schüttungen kombiniert mit Bühnen: Je nach Exposition des Uferbereiches (z. B. bei vorspringenden Stränden, Kaps) oder bei uferparallelem Sedimenttransport können Schüttungen mit seitlichen Stützbauwerken kombiniert werden, um den Transport von Sediment aus dem Projektgebiet hinaus zu unterbinden.
- Wellenbrecher oder Bühnen kombiniert mit Sandvorspülungen: In dieser Kombination können Sandvorspülungen Sedimentdefizite ausgleichen oder Sedimentdepots bereitstellen. Auf diese Weise kann die Sedimentakkumulation von Wellenbrecher- oder Bühnensystemen beeinflusst und Erosion in benachbarten Uferbereichen evtl. vermieden werden.

Die Kombination von Lahnungen oder Palisaden mit Sandvorspülungen ist nicht sinnvoll, da Lahnungen und Palisaden nicht als Sedimentfallen konzipiert sind. Allerdings können Sandvorspülungen bei fortschreitender Ufererosion Sedimentdefizite ausgleichen und so der Erosion entgegenwirken. Kies- und Sandschüttungen sollten nur dann mit Lahnungen und Palisaden kombiniert werden, wenn die Standfestigkeit der Schüttung auch ohne die uferparallelen Schutzmassnahmen gewährleistet ist.

4.5 Berücksichtigung der Auswirkungen auf benachbarte Gebiete

Die Verhältnisse in benachbarten Uferbereichen für eine zuverlässige Beurteilung des Projektgebietes bekannt sein. Zum Beispiel beeinflussen strömungsaufwärts gelegene Uferabschnitte bei uferparalleler Strömung das Projektgebiet, während strömungsabwärts liegende Uferbereiche durch Änderungen im Projektgebiet beeinflusst werden können. Uferschutzmassnahmen können örtliche Änderungen der Strömungsverhältnisse und damit des Sedimenthaushaltes auch ausserhalb des Projektgebietes bewirken. So haben hart verbaute Uferabschnitte, die in der Regel ein Defizit an Sedimenten aufweisen, eine nachteilige Wirkung auf renaturierte Abschnitte, die dann quasi als Sedimentlieferant funktionieren. Fortschreitende Erosion in den renaturierten Abschnitten ist die Folge. Es empfiehlt sich deshalb, die renaturierten Abschnitte so gross und zusammenhängend wie möglich zu gestalten.

4.6 Monitoring / Erfolgskontrolle

Nach Abschluss eines Uferschutzprojekts sollten als Erfolgskontrolle regelmässige Untersuchungen ("Monitoring") durchgeführt werden. Regelmässige Erfolgskontrollen haben zum einen wissenschaftliche Ziele (Verbesserung und Verfeinerung von Vorhersagemodellen, wissenschaftlich abgestützte Erfolgskontrolle). Ausserdem können regelmässige Nachmessungen zeigen, ob und zu welchem Zeitpunkt Unterhaltsarbeiten notwendig sind. Auf diese Problematik geht das folgende Kapitel noch detaillierter ein.

5. Unterhaltungsempfehlungen und Erfolgskontrolle

Schutzmassnahmen sind dann wirksam, wenn sie zum einen die Ufermorphologie langfristig stabilisieren und sich die Ufervegetation wieder langsam ausbreiten kann. Die Wirksamkeit von Uferschutzmassnahmen hängt nicht nur von ihrer Gestaltung und Dimensionierung, sondern auch von ihrer Dauerhaftigkeit ab. Die Dauerhaftigkeit hängt wiederum in erster Linie mit der Materialwahl und zusammen. Auch ein schlechter Verbund kann die Lebensdauer reduzieren. Vor allem die sogenannten "weichen" Schutzmassnahmen wie Lahnungen sind durch ein schnelles Nachlassen der Wirksamkeit als Folge von Materialveränderungen und Materialverlust gekennzeichnet. Dem Nachlassen der Wirksamkeit kann man mit regelmässigen Unterhaltsmassnahmen entgegenwirken.

Massnahmen zur Erhaltung der Wirksamkeit von Uferschutzmassnahmen und die erforderlichen Unterhaltsintervalle sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Schutzmassnahme	Kriterium	Massnahme	Ziel	Intervall
Wellenbrecher	Lebensdauer	Ersatz des Bauteils	Wirksamkeit wiederherstellen	bei Bedarf
Buhnen	Lebensdauer	Ersatz des Bauteils	Wirksamkeit wiederherstellen	bei Bedarf
Palisade	Lebensdauer	Ersatz der Holzpfähle	Wirksamkeit wiederherstellen	ca. 15 Jahre
Lahnung	Unterhaltsintervall	Faschinen: Erneuerung Holzpfähle: Ersatz	Wirksamkeit gewährleisten	2-3 Jahre ca. 15 Jahre
Kiesschüttung Sandschüttung	Erfolgskontrolle	Änderung der Zusammensetzung	Fehlerkorrektur	bei Bedarf
Sandvorspülung	Wiederholung	Umlagerung von Seesediment	Sedimentreservoir	bei Bedarf

Tabelle 2: Kriterien für die Wirksamkeit von Uferschutzmassnahmen

Kies- oder Sandschüttungen sollten in regelmässigen zeitlichen Abständen kontrolliert werden. Dies gilt besonders für Sandschüttungen, da Sandpartikel wegen ihres geringeren Gewichtes schneller und über grössere Distanzen transportiert werden können. Materialverlagerungen innerhalb des geschütteten Bereiches sind erlaubt. Wenn Material dauerhaft aus dem projektierten Bereich entfernt wird, sollte entweder eine gröbere Kornzusammensetzung des Schüttmaterials gewählt oder seitliche Stützbauwerke (Buhnen) gebaut werden.

6. Extremereignisse

Mit Ausnahme des Bodensees sind alle grösseren Seen auf Schweizer Gebiet reguliert. Bei gekoppelten See/Flusssystemen werden Seen als "Retentionsbecken" genutzt, um die Hochwasserspitzen und Spitzenabflüsse in den Flüssen zu reduzieren. Während extremen Hochwasserereignissen werden Uferbereiche und Ufervegetation mit Schwemmgut und Treibholz belastet; für mittleres Niedrigwasser oder Hochwasser konzipierte Schutzmassnahmen werden ebenfalls überschwemmt und können ihre Schutzwirkung nicht mehr erfüllen. Vor allem bewirken hohe Wasserstände Erosion in Uferbereichen, die normalerweise nicht der Belastung durch Wellen ausgesetzt sind. Da ein Schutz vor Extremereignissen kaum möglich ist, muss eine Anpassung an Extremereignisse erfolgen, wenn Schäden am Ufer verhindert werden sollen. Insbesondere sollten Schwemmgut und Treibholz entfernt werden, um die Ufervegetation vor Schäden zu bewahren.



Abbildung 4: Schwemmholz im Uferbereich nach dem Hochwasser im August 2005

Bibliographie

- Bundesgesetz vom 21. Juni 1991 über die Fischerei (Fischereigesetz BGF)
- Bundesgesetz vom 1. Juli 1966 über den Natur- und Heimatschutz (NHG)
- Bundesgesetz vom 22. Juni 1979 über die Raumplanung (Raumplanungsgesetz, RPG)
- Bundesgesetz vom 21. Juni 1991 über den Wasserbau

Adresse de l'auteur

Peter Schmocker
Berner Fachhochschule
Architektur, Bau und Holz HSB
Fachbereich Bau
3400 Burgdorf, Schweiz
+41-34-426 4255
peter.schmocker@bfh.ch

transports publics, plages publiques. De plus, l'occupation du fond par des passages à câbles ou conduites est de plus en plus courante (cf. Fig. 1).

Le domaine public (DP) des lacs est un domaine menacé parce que le territoire terrestre ne permet plus tous les développements souhaités par notre société. Il y a donc une pression constante contre laquelle la fonction publique doit résister car elle seule est en mesure de résister aux demandes d'anticipation sur ce domaine.

L'érosion est un phénomène naturel qui fait partie de la dynamique des rives lacustres. Elle ne devient gênante que lorsqu'il y a un objet digne de protection parmi lesquels se sont récemment rangés les milieux naturels eux-mêmes. La lutte contre l'érosion est donc une préoccupation constante de notre société.

Les rives vaudoises sont soumises à une forte sollicitation érosive du fait des deux principales causes suivantes:

1. D'une part parce que la majorité des étendues d'eau vaudoises présente des longueurs de fetchs importantes (longueurs de prise au vent sur le lac), comprises entre 10 km et 30 km,
2. D'autre part du fait que le niveau des lacs est stabilisé par une réglementation annuelle stricte dans une frange relativement étroite (60 à 80 cm); l'énergie érosive est donc concentrée au même niveau.

2. Evolution historique

Au cours des siècles passés, les préoccupations de notre société n'étaient guère orientées dans le sens d'une protection des milieux naturels mais au contraire dans celui de la lutte contre Dame Nature et le gain sur la surface lacustre au prix le plus bas. Les lacs ne présentaient alors que peu d'intérêt pour les activités sportives et seul l'exercice de la pêche professionnelle, le transport des sables et graviers et les transports publics étaient présents.

C'est la raison pour laquelle le principal mode de protection a été et reste encore aujourd'hui principalement l'enrochement de rive. Or cette méthode, si elle n'est guère compatible avec les besoins biologiques, paysagers ou le développement durable, présente cependant l'avantage d'offrir une excellente efficacité contre les effets mécaniques des vagues. Les riverains ont donc vite opté pour cette solution dont la longévité est prouvée malgré son coût initial important. En outre les moyens manquaient jusqu'ici pour concevoir d'autres mesures plus douces et plus respectueuses de l'environnement naturel.

Aujourd'hui c'est une toute autre situation qui se présente avec l'éveil de la protection des milieux naturels, la multiplication des loisirs, des activités sportives et le recours aux ressources naturelles. Il s'agit de promouvoir des ouvrages compatibles avec ces nouvelles données et corriger, dans la mesure du possible, les excès du passé.

Proportion des rives naturelles par rapport à celles artificielles

Ancien style = remblais et enrochements = gain de surface (cf. Fig. 2)

Style actuel = maintien du statut quo (cf. Fig. 3)

Futur style = renaturation, création de nouvelles plages et grèves (cf. Fig. 4)

Lac	Léman	Neuchâtel	Morat	Joux
Rives proche du naturel	25%	83%	83%	75% (cf. Fig. 5)
Rives mixtes	35%	8%	17%	20% (cf. Fig. 6)
Rives artificielles	40%	9%	0%	5% (cf. Fig. 7)



Figure 2



Figure 3



Figure 4

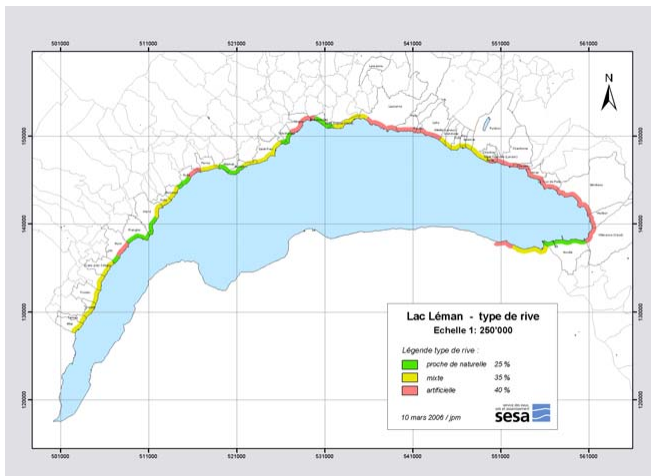


Figure 5

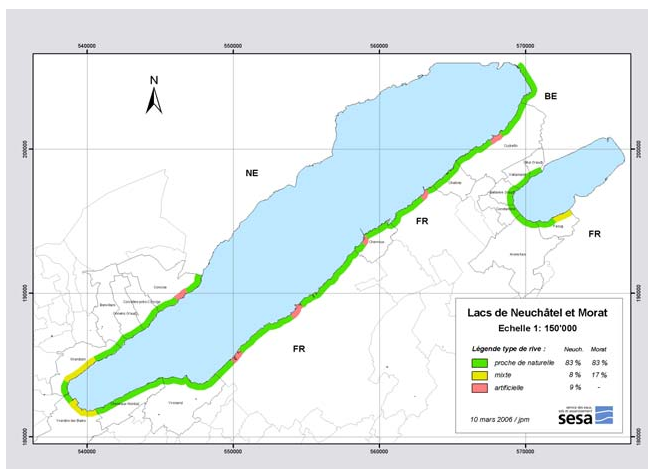


Figure 6

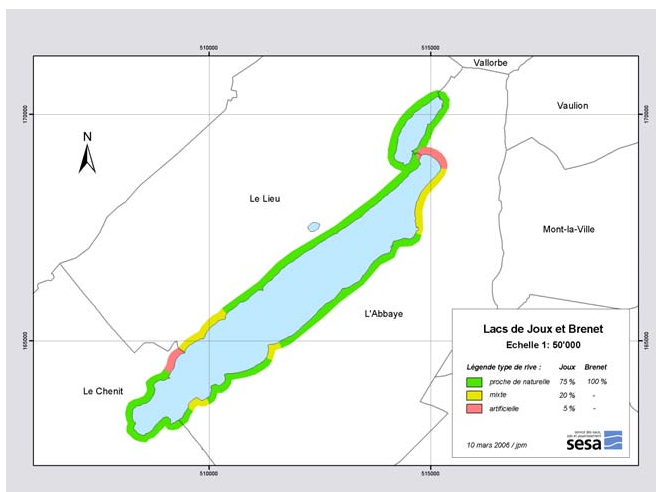


Figure 7

Pour éviter une prolifération anarchique des zones de développement en bordure des lacs vaudois et une multiplication des rives artificielles, le Conseil d'Etat a établi un Plan directeur des rives et constitué une commission des rives formée des divers services spécialisés dans ce domaine (Eaux, Forêts, Aménagement du territoire et mobilité). Cette commission analyse toutes les demandes de construction et de planification sises en bordure des lacs vaudois. Elle a pour but d'assurer la protection du paysage, la préservation des rives naturelles et de prendre toute mesure utile pour

assurer un cheminement piétonnier accessible au public le plus continu possible le long des lacs.

La commission travaille donc en étroite collaboration avec les communes et peut subventionner des travaux liés à la création d'un cheminement public. La lutte contre l'érosion n'est cependant pas de sa compétence directe.

Demain : Le département va chercher à promouvoir une amélioration des rives avec le concours des communes par la création de nouvelles grèves et plages (Préverenges, Riviéra, etc.) à partir des matériaux de curage des embouchures de rivières. Dans cette optique il s'agira aussi de préserver les beines, de limiter l'occupation des fonds par des conduites et des canalisations et de revaloriser les anciennes fosses de dragage pour recréer des zones propices au frai des poissons (cf. Fig. 8).

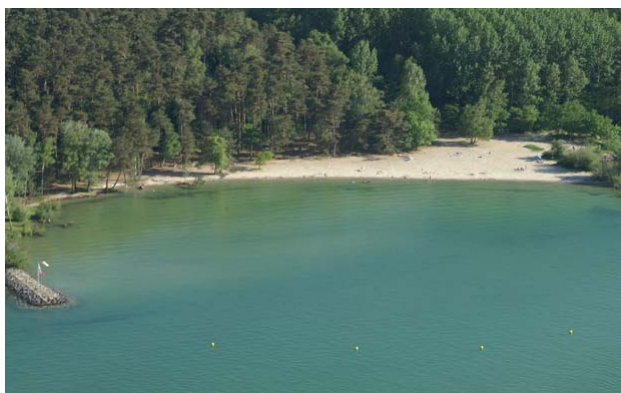


Figure 8

Or les budgets spécifiques à de tels objectifs sont actuellement inexistantes compte tenu de l'état des finances vaudoises et le manque de volonté d'investir dans ce domaine est entretenu par la crainte de jeter l'argent au lac. Il faudra donc se limiter à agir au cas par cas.

3. Expériences pratiques

3.1. Léman : Les Grangettes (1980-1990)

La protection des roselières des Grangettes à l'extrémité Est du Léman s'est faite dans les années 1985-1990 au moyen de mesures de compensations liées aux octrois d'exploitations de sables et graviers. Il s'est agit de réaliser un cordon d'enrochements continu au large sur environ 1.2 km d'une valeur de l'ordre de 2 millions (1'600.-/m'). Réalisé dans une première phase en cordon continu il a conduit à une eutrophisation de la lagune. Dans une deuxième phase le cordon a été ouvert en surface à intervalles réguliers pour permettre une meilleure circulation des eaux (cf. Fig. 9).

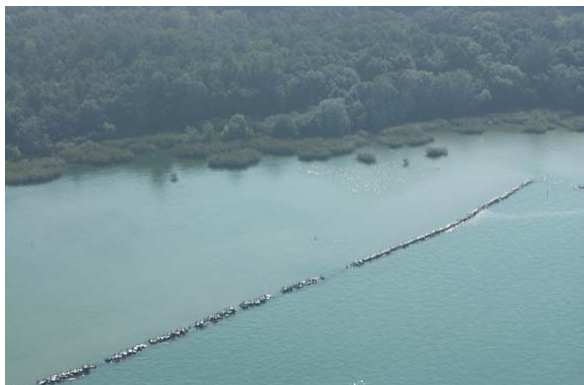


Figure 9

3.2. Rive Sud du Lac de Neuchâtel (RSLN 1990-2000)

La Grande Cariçaie et la beine lacustre de la Rive Sud du Lac de Neuchâtel (RSLN) constituent la plus grande rive naturelle palustre de Suisse et l'un des ensembles les plus précieux subsistant encore à l'heure actuelle (cf. Figs. 10).



Figure 10

Le site jouit d'un intérêt national et international incontesté. Au titre de biotope d'importance nationale et internationale, il bénéficie d'un soutien particulier de l'Office Fédéral de l'Environnement, des Forêts et du Paysage (OFEPF aujourd'hui OFEV). Soumis sur près d'un tiers de ses rives à une érosion active dépassant localement 2 m/année, il pourrait à l'échelle d'un siècle disparaître si aucune mesure constructive de protection n'est prise (Laboratoire de recherches hydrauliques de l'EPFZ, 1990).

Sur la base de ce constat, en décembre 1991, les départements concernés des deux cantons de Vaud et de Fribourg constituaient le Groupe d'étude des problèmes de lutte contre l'érosion de la Rive Sud du lac de Neuchâtel (groupe érosion). Ce groupe a dressé un bilan de l'érosion et chiffré, en 1991, à environ 37 millions (22 millions sur VD et 15 millions sur FR) le coût des mesures de protection pour 12,5 km de rives. Afin de procéder à la mise au point des méthodes constructives et à la vérification des coûts effectifs des ouvrages, il a proposé la réalisation d'un tronçon pilote de 4 km devant la commune vaudoise de Cheseaux-Noréaz.

En juin 1994, le Conseil d'Etat vaudois instituait une Entreprise de correction fluviale (ECF-RSLN) pour mener à bien le tronçon pilote. Simultanément il accordait les crédits nécessaires à la réalisation des ouvrages, subventionnés par l'OFEPF et soutenus par les routes nationales qui fournissaient quelques 31'000 m3 de matériaux rocheux, blocs et brut de minage, issus des chantiers autoroutiers de la Rive nord du lac (RN5-NE).

Le rapport de l'OFEPF (SRU-372-F) établit la synthèse finale de cette opération pilote, débutée pour sa phase de travaux en 1994, achevée en 2000 et suivie jusqu'en 2003. Il tire les principales conclusions tant sur les moyens mis en place, leur rapport efficacité/coût ainsi que leur impact sur les milieux naturels. Il recommande enfin aux deux départements cantonaux comment il faudrait poursuivre la lutte contre l'érosion et la préservation des milieux naturels.

4. OBJECTIFS du tronçon pilote du secteur de Cheseaux-Noréaz

L'objectif principal du projet est de préserver le site protégé de la Grande Cariçaie contre l'érosion, par le recours à des moyens artificiels compatibles avec les caractéristiques, propriétés et richesses naturelles du site. Cet objectif final comprend plusieurs objectifs intermédiaires, sectoriels ou techniques qui ont déterminé le choix des ouvrages et les méthodes de construction.

Nature

- conservation de la beine sur la plus grande surface possible
- création de conditions favorables à la réinstallation de végétation aquatique émergente et/ou palustre
- création d'une ligne de rive sinueuse et d'un long développement
- création de conditions diverses permettant l'installation de biotopes variés (par exemple frayères, îlots, grèves eau calme, etc.) en s'inspirant si possible de la dynamique qui a présidé à la création des zones naturelles existantes
- impact minimal sur la diversité des milieux et des communautés végétales et animales littorales
- impact minimal sur le fonctionnement écologique de la beine, et en particulier sur les échanges lac-beine-marais
- intégration satisfaisante au paysage.

Autres impacts

- prise en compte des desiderata des pêcheurs professionnels

- intégrer localement des possibilités d'accostage compatibles avec les règlements des réserves.

Aspects constructifs

- construction facile à ériger et à réparer (limiter l'emprise et l'impact des installations provisoires sur les zones naturelles)
- faibles besoins d'entretien
- rapport "investissement / durabilité" favorable.

Mécanique de l'écoulement et des vagues

- amortissement des vagues incidentes, sans provocation d'un phénomène de réflexion
- pas d'interruption des courants le long de la rive (pas de zone morte).

Objectifs supplémentaires d'évaluation et de comparaison des divers types d'ouvrages

- efficacité de lutte contre l'érosion de la rive.
- durabilité
- coûts de construction et d'entretien, rapport coût / efficacité
- adéquation aux caractéristiques du site

5. Coûts de protection

Les coûts de protection de rive sont à mettre en relation avec le coût moyen d'une protection par la pose de simples enrochements directement contre la berge de l'ordre de Fr. 900.-/ m' (120.-/t).

Le coût total des ouvrages de la rive sud et de leur suivi a été le suivant:

Nature des prestations	Coûts (Fr)
1- Projet général et direction (DG et DL)	655'000.-
2 - Bathymétrie de la beine	115'000.-
3- Suivi biologique des travaux (Ecotec)	280'000.-
4- Suivi mécanique des ouvrages	35'000.-
5- Suivi scientifique et phase suivante	90'000.-
6- Frais administratifs et d'emprunt	120'000.-
7- Palissades en pieux jointifs sur 700 m de rive	1'020'000.-
8- Récifs artificiels noyés sur 1'000 m de rive	690'000.-
9- Brises lames et îles – enrochements sur 1500 m de rive	4'555'000.-
Total (protection de 3'200 m de rive)	Fr 7'560'000.-

Ce prix reste indicatif, dans la mesure où la réalisation des ouvrages en pieux jointifs et celle des ouvrages lourds ont bénéficié de conditions particulières (fourniture gratuite d'une bonne partie des enrochements, mise en place des palissades de pieux jointifs par l'armée).

En répartissant les frais généraux des points 1 à 6 par m linéaire de rive protégée (3'200 m) on arrive à Fr. 405.-/m' et au coût linéaire global effectif suivant par type d'ouvrage. Entre parenthèses, on indique le coût estimatif 2000 qui tient compte du coût des éléments non facturés lors de cet essai:

- Récifs noyés en béton préfabriqué : 1'095.- / m' (=> 1'100.-/m')

- Palissades en bois et pieux jointifs : 1'862.- / m' (=> 2'300.-/m')

- Ouvrages lourds en enrochements : 3'445.- / m' (=> 4'500.-/m')

L'expérience permet de cibler l'ordre de grandeur du coût de protection de rive par un dispositif diversifié tel que celui du tronçon d'essai de Cheseaux-Noréaz à Fr. 3'000.- / m' de rive protégée.

6. Stratégie

Que peut-on entendre alors par stratégie, sinon la prise de conscience par les services cantonaux gérant le domaine public des valeurs environnementales en jeu, de la volonté de préserver ces milieux par une résistance aux demandes d'anticipation sur le DP et dans la mesure des moyens possibles de promouvoir une renaturation des rives à la faveur d'investissements.

La stratégie cantonale est aussi de mettre à profit les nouvelles connaissances des milieux scientifiques. Il faut en effet reconnaître ici l'importance du centre de compétence de nos Hautes Ecoles pour la promotion de méthodes plus en harmonie avec notre environnement et saluer les efforts méritoires des scientifiques de ces écoles qui travaillent dans ce domaine depuis de longues années sans souvent toute la reconnaissance qui leur est due.

Adresse de l'auteur

M. François Matthey

Chef de division, Economie hydraulique

Service des eaux, sols et assainissement (SESA), Canton de Vaud

10 rue du Valentin

CH-1014 Lausanne

+41-21-316 75 09

francois.matthey@sesa.vd.ch

Bemessungsgrundlagen für Massnahmen zum Schutz von Flachufern an Seen
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres

Umsetzung und Weiterführung der Forschungsarbeiten

Myrta Montani, Oliver Stankiewicz

Zusammenfassung

Die Forschungsergebnisse des Projektes EROSEE sollen einem breiten Publikum zugänglich gemacht werden und dadurch in konkrete Uferprojekte einfliessen. Für diese Umsetzung sollen bestehende Gefässe genutzt werden. Aus der Analogie zwischen Fliessgewässern und Seeufern kann die bestehende Wegleitung *Hochwasserschutz an Fliessgewässern* als Raster dienen für die Ausarbeitung einer Wegleitung *Erosionsschutz an Seeufern*.

1. Einleitung

Es könnte sein, dass Sie eines Tages vor einer bröckelnden Ufermauer stehen und sich fragen, ob dieser Uferabschnitt nicht natürlicher und attraktiver gestaltet werden könnte. Vielleicht verfolgen Sie auch einfach den steten Rückgang der Uferlinie in ihrem beliebten Naherholungsgebiet und fragen sich, wie man diesen Rückgang aufhalten könnte...

Dann werden Sie sich vielleicht an diese Tagung zurückerinnern. Da gab's doch mal EROSEE und damit auch die Möglichkeit, Ufer zu bewerten: Wind und Wellen wurden da berechnet und ihre Wirkung auf das Ufer modelliert. Es wurden auch naturnahe wasserbauliche Massnahmen beschrieben, Ausführungstechniken aufgezeigt und dabei auf den nötigen Unterhalt hingewiesen.

Wie gut wäre es dann, wenn Sie diese Resultate einfach, kompakt und übersichtlich zur Verfügung hätten.

Dieses Anliegen wurde vom EROSEE-Projektteam bereits erkannt. Nicht zuletzt wurde auch von der KTI (Kommission für Technologie und Innovation) als Hauptträgerin des EROSEE-Projektes eine konkrete Umsetzungsstrategie für den Wissenstransfer der Forschungsergebnisse in die Praxis gefordert.

2. Ziele

Für die Umsetzung Praxis können aus unserer Sicht die folgenden Ziele formuliert werden:

- **Sensibilisierung** der wesentlichen Akteure im Bereich Seeufer für die naturnahen wasserbaulichen Möglichkeiten beim Erosionsschutz.

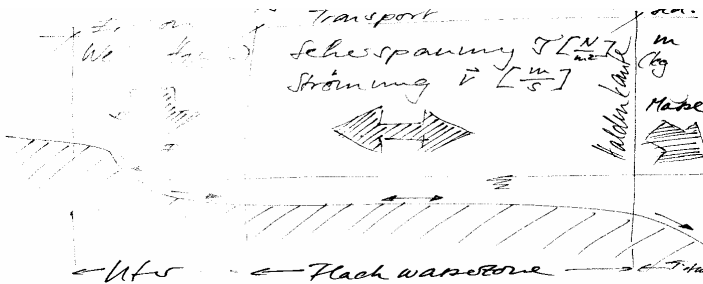
- **Gesamtkonzept:** Neben den wasserbaulichen Bemessungsgrundlagen bedarf es eines Gesamtkonzeptes, welches die Herleitung des Handlungsbedarfs, Interessenabstimmung etc. gewährleistet.
- **Praxistauglich:** Die Umsetzungsstrategie soll praxistaugliche Instrumente schaffen, welche adressatengerecht formuliert und anwendbar sind.
- **Vorhandenes nutzen:** Für Fließgewässer wurden etliche Grundlagen erarbeitet. Diese sollen, wo möglich, auf die Thematik Seeufer übertragen werden.

Zielpublikum für diese Umsetzung können sein: Gemeinden, Kantone, Organisationen, Planungsbüros oder Privatpersonen, welche konkrete Wasserbauprojekte an Seeufern durchführen.

3. Analogie Fließgewässer

Vor der Umsetzung lohnt sich ein Blick über die Seeufer hinaus. Für die Fließgewässer wurden bereits viele Grundlagen zusammengetragen und gute Instrumente für die Praxis entwickelt. Eine Analogie zu den Fließgewässern bietet sich an, wenn man Erosions-, Transport- und Sedimentationszone am Seeufer mit jenen eines Fließgewässers vergleicht. In der nachfolgenden Skizze wird das zeichnerisch dargestellt (Abb.1).

Seeufer:



Fließgewässer:

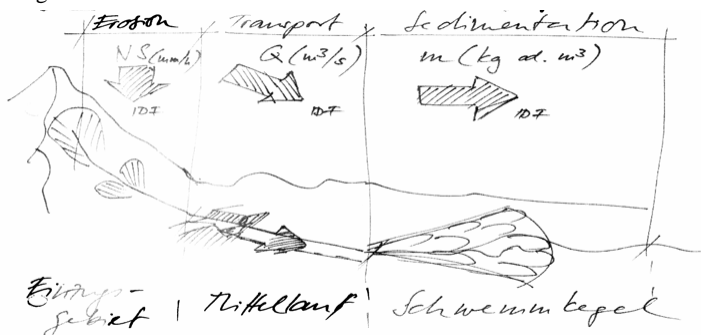


Abbildung 1 Analogie zwischen Seeufer und Fließgewässer betreffend Erosions-, Transport- und Sedimentationszone

4. Wegleitung Erosionsschutz an Seeufern

Zu den bestehenden Praxisinstrumenten für Fließgewässer gehört die Wegleitung *Hochwasserschutz an Fließgewässern* des ehemaligen BWG (Bundesamt für Wasser und Geologie, heute BAFU, Bundesamt für Umwelt). Diese Wegleitung kann als Raster dienen für die Ausarbeitung einer Wegleitung *Erosionsschutz an Seeufern*. Ein Vorgehen nach diesem Raster gewährleistet, dass die Resultate von EROSEE in ein Gesamtkonzept eingebettet werden.

Es ist klar, dass gewisse Abweichungen von der Wegleitung Hochwasserschutz unumgänglich sind (Abb.2). So kann wohl kaum dieselbe Bearbeitungstiefe angestrebt werden. Weiter gibt es einen Unterschied in der Gewichtung des Handlungsbedarfs. Im Falle der Seeufer entsteht der Handlungsbedarf weniger aus einer direkten Gefahrensituation heraus. Vielmehr ist hier der Gewässer- resp. Uferzustand aus Sicht der Ökologie, der Erholung und des Landschaftsschutzes meist der Anlass für die Planung und Durchführung von naturnahen wasserbaulichen Massnahmen. Es ist durchaus denkbar, dass bereits gemachte Überlegungen des BAFU zu einem Modulstufen-Konzept See hier einfließen können.

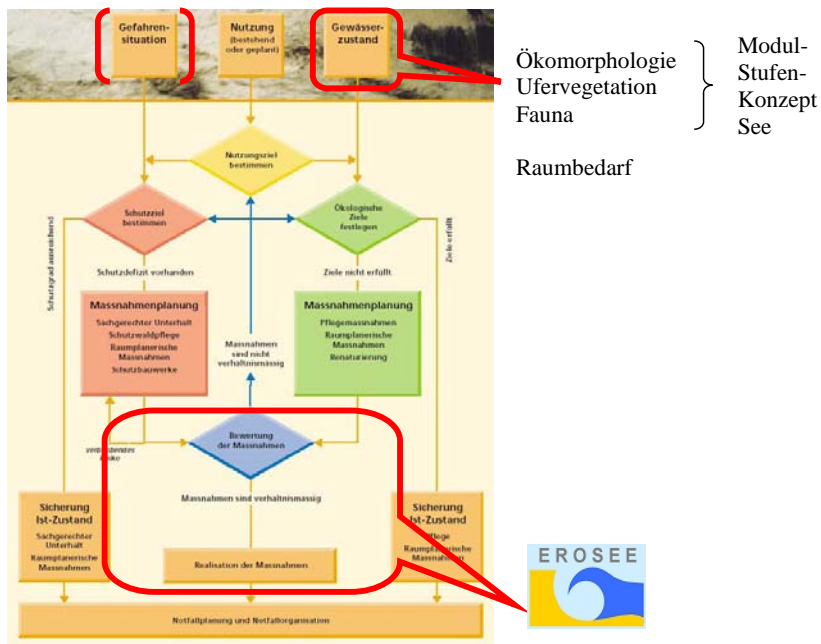


Abbildung 2 Zusammengefasstes Vorgehen für den Hochwasserschutz an Fließgewässern (Auszug aus der Wegleitung des BWG), ergänzt mit den Anpassungen, wie sie für eine Wegleitung Erosionsschutz an Seeufern gemacht werden müssten.

5. Vorgehen

Als nächstes müssen die bestehenden Grundlagen für die Seeufer zusammengestellt und auf ihre Vollständigkeit geprüft werden. Dazu ist ein Vergleich mit den bestehenden Grundlagen für Fließgewässer hilfreich. Anhand dieser Auslegeordnung kann die Bearbeitungstiefe festgelegt werden bzw. es können Prioritäten gesetzt werden. Gestützt darauf wird ein erster Entwurf der Begleitung *Erosionsschutz an Seeufern* erarbeitet. Nach der Vernehmlassung bei den verschiedenen Akteuren wird der Entwurf überarbeitet und eine definitive Version erstellt.

Für die Erarbeitung der Begleitung *Erosionsschutz an Seeufern* soll mit derselben Projektorganisation wie bei EROSEE weitergearbeitet werden. So wird die wissenschaftliche Projektleitung wie bisher bei Prof. Dr. Anton Schleiss liegen. Die Bearbeitung seitens Praxis wird durch das EROSEE-Team wahrgenommen.

6. Schlussfolgerungen

Wir sind überzeugt, dass mit einer Begleitung *Erosionsschutz an Seeufern* die Forschungsergebnisse aus EROSEE einem breiten Publikum zugänglich gemacht werden können und dadurch wertvolle Uferabschnitte vor Erosion und unverhältnismässigem Hartverbau geschützt werden können.

Bibliographie

- Bundesamt für Wasser und Geologie, BWG** (2001). *Hochwasserschutz an Fließgewässern*.
Begleitungen des BWG.
- Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft, BUWAL** (1998). *Modul-Stufen-Konzept*. Methoden zur Untersuchung und Beurteilung der Fließgewässer.

Adresse der Autoren

Myrta Montani
IMPULS Wald Landschaft Naturgefahren
Seestrasse 2
3600 Thun
+41-33-225 60 17
<http://www.impulsthun.ch>
myrta.montani@impulsthun.ch

Oliver Stankiewicz
IMPULS Wald Landschaft Naturgefahren
Seestrasse 2
3600 Thun
+41-33-225 60 20
<http://www.impulsthun.ch>
oliver.stankiewicz@impulsthun.ch

- N° 1 1986 W. H. Hager
Discharge measurement structures
- N° 2 1988 N. V. Bretz
Ressaut hydraulique forcé par seuil
- N° 3 1990 R. Bremen
Expanding stilling basin
- N° 4 1996 Dr R. Bremen
Ressaut hydraulique et bassins amortisseurs, aspects hydrauliques particuliers
- N° 5 1997 Compte-rendu du séminaire à l'EPFL
Recherche dans le domaine des barrages, crues extrêmes

Communications du Laboratoire de constructions hydrauliques
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
Editeur: Prof. Dr A. Schleiss

- N° 6 1998 N. Beyer Portner
Erosion des bassins versants alpins suisse par ruissellement de surface
- N° 7 1998 G. De Cesare
Alluvionnement des retenues par courants de turbidité
- N° 8 1998 J. Dubois
Comportement hydraulique et modélisation des écoulements de surface
- N° 9 2000 J. Dubois, J.-L. Boillat
Routing System - Modélisation du routage de crues dans des systèmes hydrauliques à surface libre
- N° 10 2002 J. Dubois, M. Pirotton
Génération et transfert des crues extrêmes - Le logiciel Faitou
- N° 11 2002 A. Lavelli, G. De Cesare, J.-L. Boillat
Modélisation des courants de turbidité dans le bassin Nord du Lac de Lugano
- N° 12 2002 P. de Almeida Manso
Stability of linings by concrete elements for surface protection of overflow earthfill dams
- N° 13 2002 E. Bollaert
Transient water pressures in joints and formation of rock scour due to high-velocity jet impact



ÉCOLE POLYTECHNIQUE
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

ISSN 1661-1179

Prof. Dr A. Schleiss
Laboratoire de constructions hydrauliques - LCH
EPFL, Bât. GC, Station 18, CH-1015 Lausanne
<http://lchwww.epfl.ch>
e-mail: secretariat.lch@epfl.ch