Heft 80
Jahr 2013

Die Küste

Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY
ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

80
2013

HERAUSGEBER: KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN

Die Küste, 80 (2013), 1-169

Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY
ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

Heft 80 · Jahr 2013

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

Verlag:
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe
Telefon: 0721 9726-3380 Telefax: 0721 9726-5320
E-Mail: izw@baw.de, www.baw.de
Druck: BSH Druckerei, Rostock

Die Küste, 80 (2013), 1-169

Die Küste, 80 (2013), 1-169

ISSN 0452-7739
ISBN 978-3-939230-29-8

Verfasser dieses Heftes:

Bornschein Antje, Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, antje.bornschein@tu-dresden.de; Bruss, Gerd, Christian-Albrechts-Universität zu Kiel, Forschungs- und Technologiezentrum Westküste, bruss@corelab.uni-kiel.de; Klee Anja, Staatliches Amt für Landwirtschaft und Umwelt Mittleres Mecklenburg, anja.klee@stalumm.mv-regierung.de; Lorke, Stefanie, Ingenieurbüro Pabsch & Partner Ingenieurgesellschaft mbH, s.lorke@ipp-consult.de; Mayerle, Roberto, Christian-Albrechts-Universität zu Kiel, Forschungs- und Technologiezentrum Westküste, rmayerle@corelab.uni-kiel.de; Pohl, Reinhard, Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, reinhard.pohl@tu-dresden.de; Scheres, Babette, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen; Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, scheres@iww.rwth-aachen.de; Schlamkow, Christian, Universität Rostock, Institut Umweltingenieurwesen, Fachgebiet Küstenwasserbau, christian.schlamkow@uni-rostock.de; Schüttrumpf, Holger, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen; Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, schuettrumpf@iww.rwth-aachen.de; Schulz, Dirk, Christian-Albrechts-Universität zu Kiel, Forschungs- und Technologiezentrum Westküste, bruss@corelab.uni-kiel.de; Sommermeier, Knut, Staatliches Amt für Landwirtschaft und Umwelt Mittleres Mecklenburg, knut.sommermeier@stalumm.mv-regierung.de; Weichbrodt, Frank, Ministerium für Landwirtschaft und Umwelt, f.weichbrodt@lm.mv-regierung.de; Wosniok, Christoph, Bundesanstalt für Wasserbau, kfki-sekretariat@baw.de; Zarncke, Thomas, Ministerium für Landwirtschaft und Umwelt Meckelnburg-Vorpommern, t.zarncke@lm.mv-regierung.de

---

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich. Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Geschäftsstelle, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg.
Vorsitzender des Kuratoriums: PETER HORN, Niedersächsisches Ministerium für Umwelt, Energie und Klimaschutz, Archivstraße 2, 30169 Hannover
Geschäftsführer: Dr.-Ing. RAINER LEHFELDT, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg
Redaktionsleitung „Die Küste“: Dr.-Ing. ANNIKA SCHÜTTRUMPF

Die Küste, 80 (2013), 1-169

Die Küste, 80 (2013), 1-169

Inhaltsverzeichnis

Stefanie Lorke, Antje Bornschein, Reinhard Pohl and Holger Schüttrumpf
FlowDike-D – Influence of wind and current on wave run-up and wave overtopping – Extracts of the final report – 1

Babette Scheres and Holger Schüttrumpf
Spatial aspects of wave overtopping for seadikes 79

NLWKN-Forschungsstelle Küste
Modellierungen des mittelfristigen Seegangsklimas im deutschen Nordseeküstengebiet 111

Dirk Schulz, Gerd Bruss und Roberto Mayerle
Validierung und Anwendung der HIPOCAS-Daten zur Modellierung der Hydrodynamik entlang der deutschen Nordseeküste 133

Frank Weichbrodt, Thomas Zarncke, Knut Sommermeier, Anja Klee und Christian Schlamkow
Grundlagen für Entwurf, Bemessung und Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzanlagen in Mecklenburg-Vorpommern 143

Konferenzberichte

Sabine Jenning
6th International Conference on Water Resources and Environment Research „Water & Environmental Dynamics" in Koblenz, Deutschland 163

Christoph Wosniok
10th International Conference on Hydroscience & Engineering in Orlando, USA 167

Die Küste, 80 (2013), 1-169

Die Küste, 80 (2013), 1-169

FlowDike-D – Influence of wind and current on wave run-up and wave overtopping – Extracts of the final report –

Stefanie Lorke, Antje Bornschein, Reinhard Pohl and Holger Schüttrumpf

Summary

In the past wave overtopping was a main reason of dike failures or dike breaches. These processes are induced by erosion and infiltration. To avoid overtopping induced dike failures the wave run-up height and wave overtopping rate has to be known. A lack of knowledge in this research field may result either in too high and expensive flood protection structures or in a higher risk of flooding because of weak designs. Within the project FlowDike-D physical model tests in the shallow water basin at DHI (Hørsholm, Denmark) on wave run-up and wave overtopping were performed measuring amongst others wave run-up height and wave overtopping rates. The new approach in this research project is to consider a current parallel and a wind perpendicular to the dike line combined with different angles of wave attack. During the analysis no influence of the wind on wave run-up or wave overtopping was detectable. The influence of the current can be considered by introducing a new defined influence factor for current $\gamma_{\beta,cu}$. Thereby it is important to distinguish between wave attack with and against the current.

Keywords

dikes, wave run-up, wave overtopping, wind, current, freeboard design

Zusammenfassung

In der Vergangenheit war der Wellenüberlauf ein Hauptgrund für Deichversagen oder Deichbrüche. Diese Prozesse werden durch Erosion und Infiltration induziert. Um das von Überlauf induzierte Deichversagen zu vermeiden, müssen die Wellenauflaufhöhe und die Wellenüberlaufrate bekannt sein. Ein Mangel an Wissen in diesem Forschungsgebiet kann entweder in zu hohen und teuren Hochwasserschutzstrukturen oder in einem höheren Risiko für Überschwemmungen aufgrund schwacher Entwürfe resultieren. Im Projekt FlowDike-D wurden physikalische Modellversuche in einem flachen Wasserbecken bei DHI (Hørsholm, Dänemark) zu Wellenauflauf und Wellenüberlauf durchgeführt, um unter anderem die Wellenauflaufhöhe und die Wellenüberlaufrate zu messen. Der neue Ansatz in diesem Forschungsprojekt besteht darin, eine Strömung parallel und Wind senkrecht zur Deichlinie mit verschiedenen Winkeln zu betrachten. Während der Analyse war kein Einfluss des Windes auf den Wellenauflauf oder Wellenüberlauf nachweisbar. Der Einfluss der Strömung kann durch die Einführung eines neudefinierten Faktors für die Strömung $\gamma_{\beta,cu}$ berücksichtigt werden. Dabei ist zwischen Wellenangriff mit und gegen die Strömung zu unterscheiden.

Schlagwörter

Deiche, Wellenauflauf, Wellenüberlauf, Wind, Strömung, Freibordmessung

Contents

1 Introduction ... 3
2 Experimental procedure ... 4
2.1 Overview of test program ... 4
3 Model construction and instrumentation ... 5
3.1 Shallow water basin ... 5
3.2 Measurements ... 7
3.2.1 Overview ... 7
3.2.2 Wave field (wave gauges, ADV) ... 10
3.2.3 Wind field (wind machine, Anemometer) ... 12
3.2.4 Current (weir, ADV, micro propeller) ... 13
3.2.5 Wave run-up (capacitive gauge, camera, step gauge) ... 14
3.2.6 Overtopping velocity and layer thickness (micro propeller, wave gauge, pressure sensor) ... 17
3.2.7 Overtopping water volume (load cell, pump) ... 19
3.3 Model and scale effects ... 20
3.3.1 Model effects ... 20
3.3.2 Scale effects ... 21
4 Theory of the influence of current and wind ... 21
4.1 Wave and current interaction ... 21
4.1.1 General ... 21
4.1.2 Current induced shoaling ... 22
4.1.3 Current induced wave refraction ... 23
4.2 Wave run-up and wave overtopping influenced by current ... 25
4.3 Influence of wind on waves ... 25
4.4 Wave run-up and wave overtopping influenced by wind ... 26
5 Analysis of wave field and breaking processes ... 27
5.1 General ... 27
5.2 Verification of measurements ... 27
5.2.1 General ... 27
5.2.2 Measured wave heights ... 27
5.2.3 Reflection analysis – frequency domain ... 29
5.3 Wave breaking ... 33
6 Analysis of wave run-up and wave overtopping ... 35
6.1 Remarks ... 35

6.2 Analysis on wave run-up 36
6.2.1 Comparison between capacitive gauge and video 36
6.2.2 Reference tests 38
6.2.3 Influence of angle of wave attack 39
6.2.4 Influence of wind 43
6.2.5 Influence of current 45
6.2.6 Influence of current and oblique wave attack 47
6.2.7 Combination of all influence parameters 49
6.3 Analysis on wave overtopping 50
6.3.1 Reference test 50
6.3.2 Influence of wave spectra 52
6.3.3 Influence of oblique wave attack without current 52
6.3.4 Statistical spread of tests 55
6.3.5 Comparison with former investigations 56
6.3.6 Influence of current 57
6.3.7 Influence of wind 59
6.3.8 Influence of oblique wave attack and current 60
6.3.9 Angle of wave attack and absolute wave parameters 60
6.3.10 Angle of wave attack and relative wave parameters 61
6.3.11 Angle of wave energy and absolute wave parameters 62
6.3.12 Conclusion 64
6.4 Comparison of wave run-up and wave overtopping 64
6.5 Analysis of flow processes on dike crests 66
6.5.1 Plausibility of the measured data 66
6.5.2 Influence of oblique wave attack on flow processes on dike crests 71
7 Conclusion 72
8 List of abbreviations 74
9 Notation 74
10 References 76

1 Introduction

A variety of structures has been built in the past to protect the adjacent areas during high water levels and storm surges from coastal or river flooding. It is common practice to build smooth sloped dikes as well as steep or vertical walls as flood protection structures. The knowledge of the design water level with a certain return interval, wind surge, wave run-up and/or wave overtopping is used to determine the crest height of these structures.

The incoming wave parameters at the toe of the structure are relevant for the freeboard design in wide rivers, estuaries and at the coast. At rivers waves are probably influenced by local wind fields and sometimes by strong currents – occurring at high water levels mostly parallel to the structure. In the past no investigations were made on the

effects of current and the combined effects of wind and current on wave run-up and wave overtopping. Only a few papers, dealing with wind effects, are publicized. To achieve an improved design of structures these effects should not be neglected, otherwise the lack of knowledge may result in too high and expensive structures or in too low flood protection structures which result in higher risks of flooding.

The aim of the research project presented is to achieve a better understanding about the influence of current and wind on wave run-up and wave overtopping by experimental investigations in an offshore wave basin. Data from previous KFKI projects "Oblique wave attack at sea dikes" and "Loading of the inner slope of sea dikes by wave overtopping" and from the CLASH-database are at hand for comparison purposes. They represent a set-up with perpendicular and oblique wave attack but without wind and without longshore current.

The research dealt with the wave run-up and wave overtopping due to long-crested waves on a dike slope with a smooth surface. The experimental set-up includes different longshore current velocities and onshore wind speeds, two different dike crest levels and various wave directions.

The experimental investigations were performed within two test phases in 2009 at DHI in Hørsholm, Denmark. In the first test phase (EU-HYDRALAB-III project FlowDike) a 1:3 sloped dike (FlowDike 1) was investigated, while a 1:6 sloped dike (FlowDike 2) was tested in the second test phase (BMBF-KFKI project FlowDike-D, 03KIS075 (IWW), 03KIS076 (IWD)). The compilation of both test phases, using the results for the 1:3 dike as well as the results for the 1:6 dike, is done within the project FlowDike-D.

A first overall view of the experimental procedure and a more detailed description of the model set-up as well as the used measurements are given in sec. 2 and 3. After presenting the theory of the influence of current and wind on waves, wave run-up and wave overtopping in sec. 4, the analysis of the wave field is presented in sec. 5. The analyses on wave run-up and wave overtopping have been done in sec. 6, which includes the determination of run-up heights, mean overtopping discharges and evaluation of flow processes on dike crests. Finally a conclusion and outlook is given in sec. 7.

2 Experimental procedure

2.1 Overview of test program

The investigation was focused on long crested waves which were created using JONSWAP spectrum. The test program covered model tests with and without current and with and without wind for normal and oblique wave attack. Tab. 1 presents a summary of the test program. The angle of wave attack covers a range of 0° to 45°. The maximum flow velocity was 0.4 m/s and the maximum wind speed was 10 m/s. Normal wave attack is here equal to an angle of $\beta = 0°$. Waves with a positive angle of wave attack propagate in the direction of the current, while waves with a negative angle of wave attack are directed against the current.

The test program did consider dikes with different slopes too. In whole 119 tests were performed on a 1:3 sloped dike and 152 tests were done on a 1:6 sloped dike. Each tested combination of a certain angle of wave attack, a current velocity (including no current)

and a wind velocity (including no wind) provides the framework for six tests with six different sea states. Each sea state is characterized by a significant wave height H_s and a peak period T_p. The DHI wave synthesizer (DHI WASY WATER & ENVIRONMENT 2007) was applied to generate the time-dependent wave height according to the formulas of JONSWAP spectra so that one test includes at least 1000 approaching waves.

Table 1: Summary of the test program and test configurations.

freeboard height R_C [m]	1:3 dike: 0.10 and 0.20 1:6 dike: 0.05 and 0.15							
wave height H_s [m] and wave period T_p [s]	1:3 dike:	H_s	0.07	0.07	0.10	0.10	0.15	0.15
		T_p	1.474	1.045	1.76	1.243	2.156	1.529
	1:6 dike:	H_s	0.09	0.09	0.12	0.12	0.15	0.15
		T_p	1.67	1.181	1.929	1.364	2.156	1.525
angle of wave attack β [°]	-45	-30	-15	0	+15	+30		
current v_x [m/s]	0.00	0.15	0.30	0.40 (only 1:6 dike)				
wind velocity measured at the dike crest u [m/s]	1:3 dike			0	5	10		
	1:6 dike			0	4	8		

3 Model construction and instrumentation

3.1 Shallow water basin

The Danish Hydraulic Institute (DHI) in Hørsholm, Denmark provided a shallow water wave basin as test facility for the hydraulic model tests. It was 35 m long, 25 m wide and could be flooded to a maximum water depth of 0.9 m. At the eastern long side an 18 m long multidirectional wave generator composed of 36 segments (paddles) was installed (see Fig. 1). The 0.5 m wide and 1.2 m high segments can be used to generate multidirectional, long or short crested waves. The applied DHI software included procedures for active wave absorption. An automatic control system called AWACS (Active Wave Absorption Control System) used the measured data of the actual water depth at each paddle to identify and absorb reflected waves.

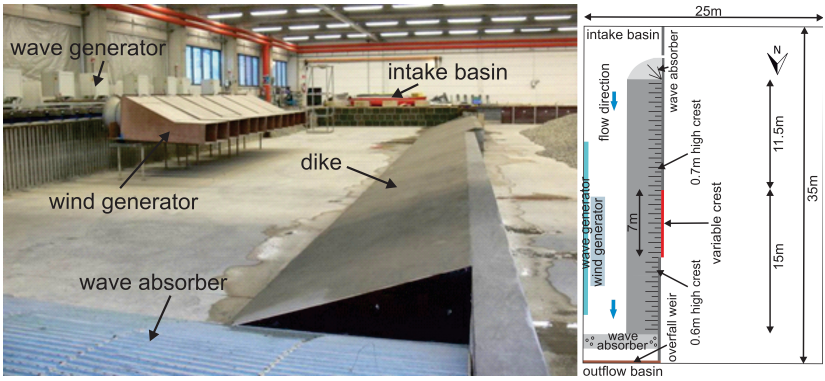


Figure 1: Completed dike slope (view from downstream), wave generator (paddles) and wind generator (fans) on the left side.

Wind machines were used to introduce wind as an influence parameter. They could generate a homogenous wind field over the free water surface. Six wind machines were placed in front of the wave generator 0.8 m above the basin floor.

An adjustable weir at the downstream end was used to ensure a constant water depth in the basin. To create a longshore current a closed water cycle was initiated. The pumped water discharge was adjusted for each current velocity so that the chosen water depth was assured. Three rows of beverage crates at the upstream end were used to straighten the inflow and to provide aligned and parallel streamlines within the channel (see Fig. 2). Wave absorbers at the upstream and downstream end ensured minimal reflection and diffraction. At the upstream end gravel heap was placed whereas at the downstream end a metallic wave absorber was used (see Fig. 2).

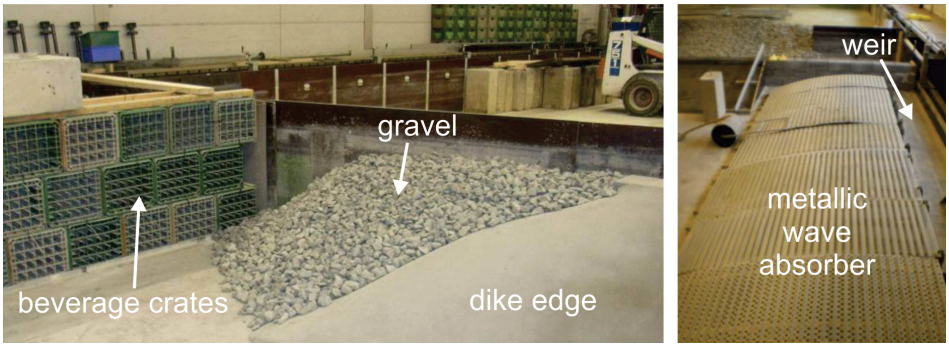


Figure 2: Left: upstream edge of the dike with wave absorption and beverage racks; right: metallic wave absorber in front of the weir.

The complete dike structure was 26.5 m long. Its length was determined by the domain where the fully developed sea state reaches the dike slope considering the different wave directions. The model dike looked like half a dike. A brick wall formed the landward side and the 0.28 m wide dike crest. On the seaward side a core of compacted gravel was covered with a 50 mm concreted layer.

The overtopping water was sampled by four overtopping units out of plywood which were mounted at the landward edge of the crest. A cross-section of one overtopping unit is given in Fig. 3. Two units have been installed at the lower and two at the higher dike part. The overtopping water was lead into an overtopping channel and then into the overtopping tank. The overtopping water in each tank was measured by a load cell and water level gauges in each tank. Standard pumps in the tanks were used to empty the tanks during and after each test. External boxes were constructed to contain the overtopping tanks, load cells and water level gauges and prevent these devices from uplift.

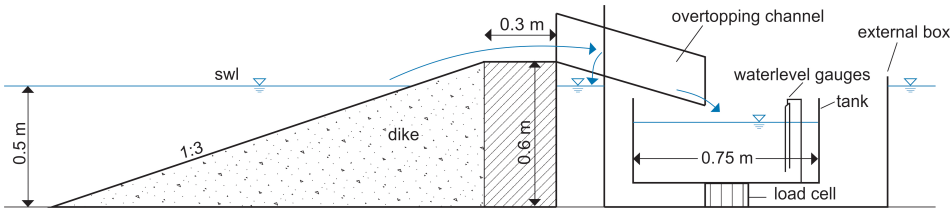


Figure 3: Cross section of overtopping unit exemplary for the 0.6 m high dike.

For the wave run-up a so called "run-up board" out of plywood (2 m x 2.5 m) was mounted on top of the concrete crest to facilitate the up rush measurement by a capacity gauge and video analysis. This plate could be moved easily in its position during the changes of set-ups. The gap between run-up board and crest edge was filled either with a wooden piece and silicone or with a cement cover. To get films with a better contrast the wave run-up board was enlightened by a 2000-W-spotlight which was positioned such as the light met the run-up board within an angle of 120° to the optical axis of the digital cameras. On the left side of the run-up plate a digital radio controlled clock with a 0.4 m x 0.4 m display was positioned due to the purpose of synchronizing the measurements (Fig. 4).

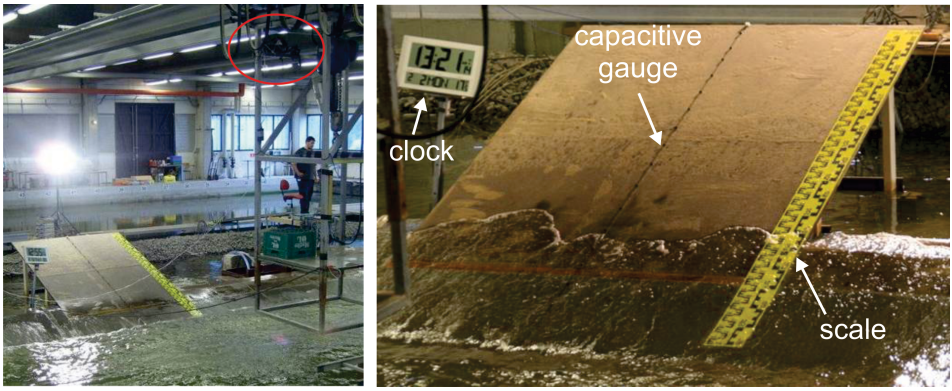


Figure 4: Wave run-up board and rack with both digital cameras marked with a red circle (left); capacitive gauge, clock and scale (right).

3.2 Measurements

3.2.1 Overview

An overview of the shallow water basin is given in Fig. 5 (1:3 sloped dike) and Fig. 6 (1:6 sloped dike). Flow direction of the current (blue arrows) was from left to right. The area marked in light yellow indicates the domain where the fully developed sea state occurred depending of the angle of wave attack. The position of all used measurement devices is marked and explained within the drawings. They are listed below in alphabetical order and are described in detail in the following sections. If there were changes in measurement devices between the tests on the 1:3 sloped dike and the 1:6 sloped dike they are explained too.

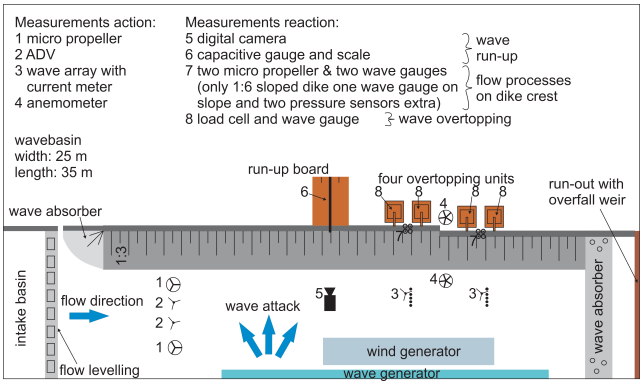


Figure 5: Model set-up FlowDike 1 with instruments and flow direction (1:3 sloped dike).

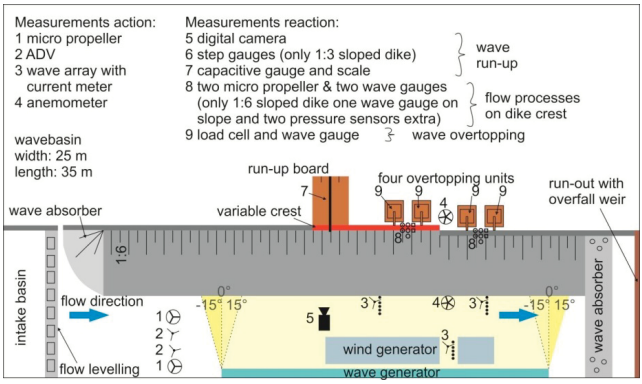


Figure 6: Model set-up FlowDike 2 with instruments and flow direction (1:6 sloped dike).

Anemometer (TSI)

Wind velocity was measured by two anemometers. They were provided by DHI and installed in the model set-up. These thin transducers with a small window for the sensor were able to record a range of 0 V – 10 V (0 m/s – 20 m/s) with a sampling frequency of 5 Hz.

Capacitive gauge

The capacitive gauge on a run-up plate was used to get quantitative data of time-dependent wave run-up and down. The main part, a 3.5 m long capacitor, was formed by one insulated and one non insulated wire. Air or water between the two wires forms the dielectric fluid. The scale of the voltage value ranged from 0 V to 5 V. A sampling frequency of 25 Hz was applied.

The capacitive gauge was insensitive to environmental conditions like changes in water temperature but it depends on the model set-up especially on the wire length and the mounting height. That is why the calibration was repeated for each model set-up.

Current meter (Acoustic Doppler Velocity meter (ADV), Minilab SD-12, Vectrino)

Different devices were applied to measure current velocity at different locations in the shallow water basin. Both ADV's and Vectrino are single point Doppler current meters. The current velocity is measured using the Doppler Effect. The sampling frequency was set to 25 Hz and a nominal velocity range of ±1 m/s. The Minilab SD-12 is an ultrasonic current meter. It contains a transducer, a reflector and four receivers that measure the velocity from time difference between the send and received signal. The resolution of this current meter is 1 mm/s.

Digital cameras

The flow processes on the run up board were recorded by means of digital cameras too. The data analysis to obtain the run-up height could then be done later after the model tests. Two digital cameras were used for FlowDike 1 as well for FlowDike 2 but with different picture resolution and different frame rates.

Load cell

The cubic shaped weighing equipment had a height of 0.1 m and was mounted beneath the overtopping tank. They were used to measure the amounts of overtopping water. Data analysis was focused on the z-component with a maximum capacity of 2150 N (≈ 220 kg). Due to its accuracy (≤ 0.05 %) it was used to detect single overtopping events.

Micro propeller (Schiltknecht)

Vane anemometers of Schiltknecht, Switzerland were used to measure flow velocity on the dike crest. The vane rotation is closely linear to flow velocity and is unaffected by pressure, temperature, density and humidity. During FlowDike 1 model tests a MiniWater 20 Micro was used. Its measuring range lay between 0.04 m/s and 5 m/s and its accuracy was 2 % of the full scale. Several MiniWater 6 Micro anemometers have been provided by DHI for FlowDike 2 tests. Their measuring range is identical to that of the MiniWater 20 Micro.

Thermometer

It was essential for some measurement devices e.g. wave gauges to assure a constant water temperature during the test. A significant change in water temperature could be caused by pumping in order to create a longshore current velocity. The water temperature was monitored during all tests.

Wave gauges, water level gauges

Wave gauges and water level gauges were applied to measure water surface elevation and to gain data about the wave field and the flow depth on the crest. These sensors detect a change in water depth by means of change of conductivity between two thin, parallel stainless steel electrodes. An analog output signal is taken from the Wave Meter conditioning module, where the wave gauge is connected to, and compiled in the data acquisition system. Each wave gauge array included five wave gauges and one velocity meter. Calibration was only valid for a constant water temperature and had to be repeated if the water temperature deviated more than 0.5°C, generally at the beginning of each test day. Hereby a calibration factor of 0.1 m per 1 Volt was used. As an exception the calibration factor for the small wave gauges on the crest was 0.1 m per 0.5 Volt during FlowDike 1.

3.2.2 Wave field (wave gauges, ADV)

To analyze the wave field the water surface elevation as well as flow velocity has to be measured. These values were determined by two wave gauge arrays of 5 wave gauges (with a length of 0.6 m each) and a current meter. An overall view given in Fig. 7 and Fig. 8 demonstrates that each of them is orthogonal aligned between the wave machine and the dike. Each array was assigned to one crest height and placed at the toe of the structure positioned between the two overtopping channels.

Non-equal distances between the single gauges of the wave gauge arrays were necessary for the reflection analysis. That is why the wave gauges were placed at 0.00 m, 0.40 m, 0.75 m, 1.00 m and 1.10 m from the first wave gauge along a line. A current meter, ADV or Minilab SD-12, was positioned close to one wave gauge of the array. Reflection and crossing analysis were carried out for each array and its associated velocity meter.

In order to observe the development of the wave field while propagating through the longshore current a third wave gauge array, which was placed in front of the wave generator, was added to the model set-up of the 1:6 sloped dike. A vectrino was assigned as current meter to this array. The two other wave gauge arrays were situated in similar positions as in FlowDike 1 (1:3 sloped dike). The distance between the two wave gauge arrays at the dike toe and the one near the wave generator was 1.5 m.

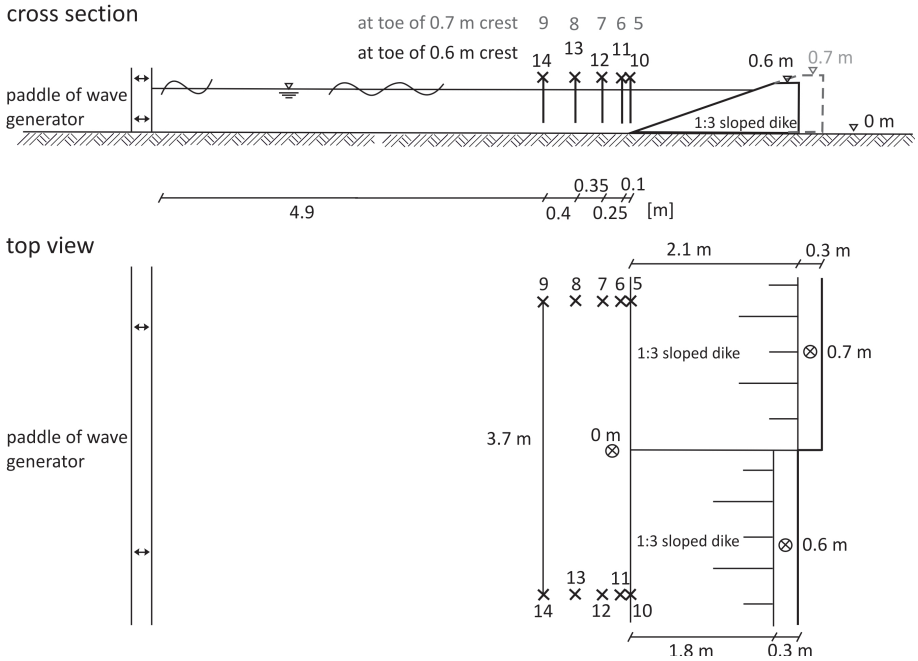


Figure 7: Configuration of the wave gauge arrays exemplary on the 1:3 sloped dike (cross sectional and top view).

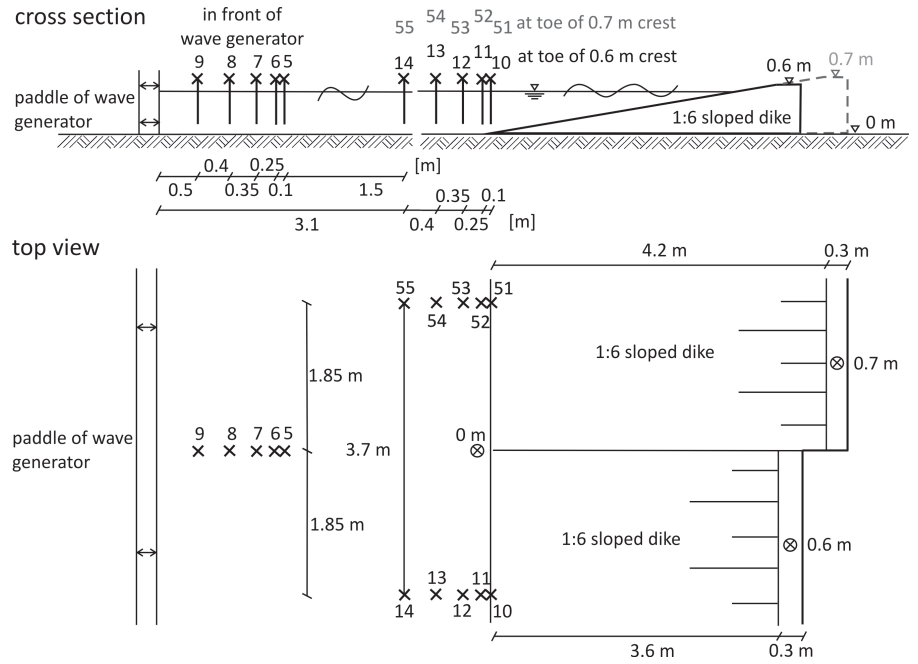


Figure 8: Configuration of the wave gauge arrays exemplary on the 1:6 sloped dike (cross sectional and top view).

3.2.3 Wind field (wind machine, Anemometer)

During the tests a wind field was generated by six wind machines using wind turbines. Wind direction was towards the dike and perpendicular to the dike crest. In order to create a homogeneous wind field on the dike slope and crest the distances between the six wind machines were not equally spaced (0.38 m – 0.45 m – 0.50 m – 0.45 m – 0.38 m).

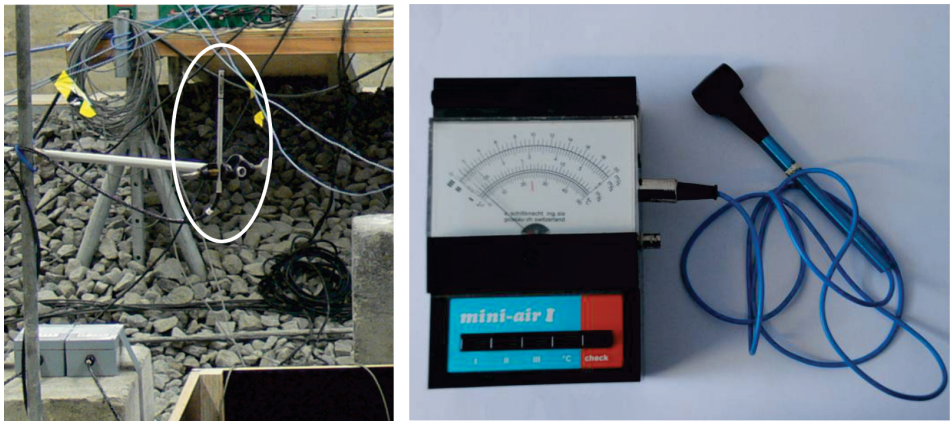


Figure 9: Anemometer (left) and fan wheel for air velocity measurement (right).

During the tests two different wind velocities have been created by setting two different propeller revolutions per second at the wind generators. To verify, if the wind field was spatially homogeneous, the wind velocity was measured along the dike crest with a fan wheel (see Fig. 9). The results are given in Fig. 10 and Fig. 11.

All measurement results prove a homogeneously distributed wind field. The average wind velocity in FlowDike 2 (1:6 sloped dike) was slightly lower than in FlowDike 1 (1:3 sloped dike). This was caused by the larger distance between the wind generator and the dike crest.

To control wind velocity during tests two anemometers for velocity measurements provided by DHI were installed in the model set-up. One was situated 2 m in front of the dike toe and the second was placed above the crest. Both measured within a height of 1 m above the basin ground, just in the middle between the overtopping unities for each crest as shown in Fig. 9.

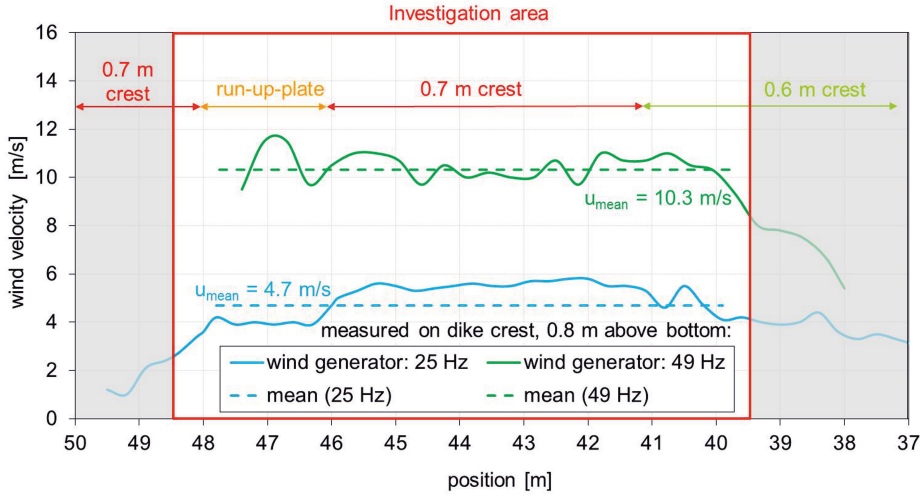


Figure 10: Wind velocity distribution for a frequency of 25 Hz and 49 Hz (1:3 sloped dike).

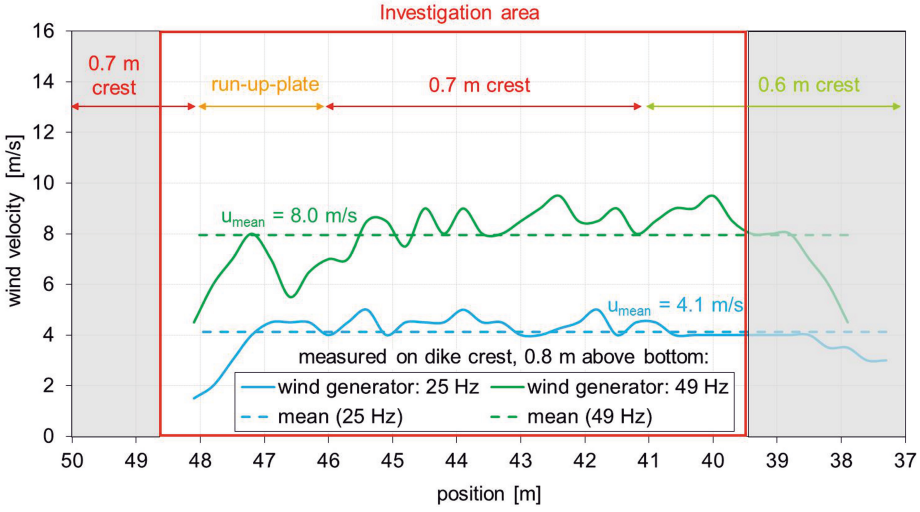


Figure 11: Wind velocity distribution for a frequency of 25 Hz and 49 Hz (1:6 sloped dike).

3.2.4 Current (weir, ADV, micro propeller)

Current velocities were controlled with two ADV's (a blue and a black one) and two big micro propellers. All these devices were fixed on a beam, which was situated 2 m upstream the wave machine (Fig. 12). The velocity was measured at a height of 2/3 water depth (circa 33 cm above the basin bottom) where an average velocity within the depth profile was assumed. Both ADV's were placed in a distance of 2 m and 3.5 m from the dike toe. For a better knowledge of the velocity distribution in the cross section two micro propellers were installed additionally, within a distance of 1.5 m, besides the ADV's.

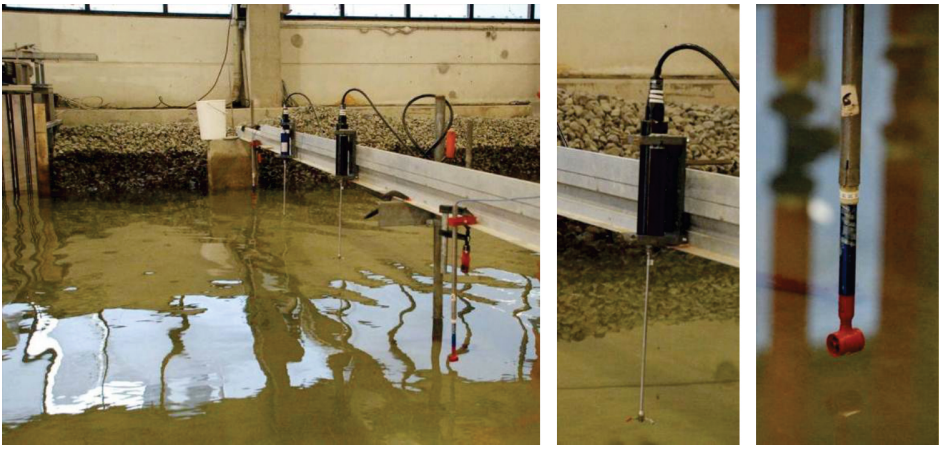


Figure 12: Beam upstream the wave machine (on the left side), flow direction from right to left; ADV; Micro propeller (FlowDike 1).

An example of measured current velocity of the ADVs before starting the wave generator for a test with a current of 0.15 m/s is given in Fig. 13. These ADVs have been installed at the middle of the beam in the flow channel. The micro propeller did not give a clear signal.

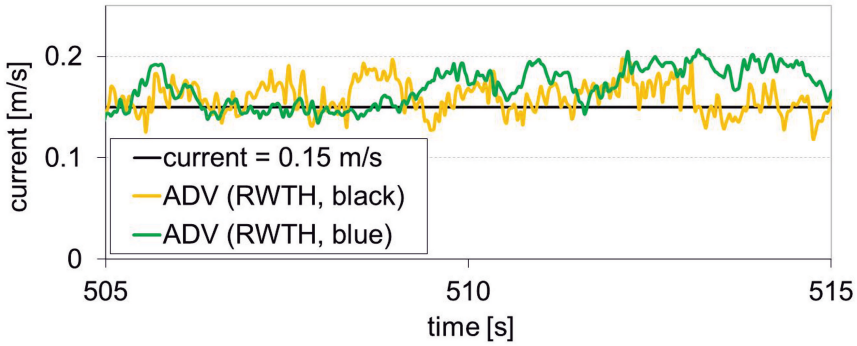


Figure 13: Signal of current meter (test s4_35 with 15 m/s current).

3.2.5 Wave run-up (capacitive gauge, camera, step gauge)

In order to observe and measure wave run-up a 2 m wide and 2.5 m long ply-wood plate was installed as an extension of the dike slope (Fig. 15). Its surface was covered with sand which was fixed by means of shellac to provide a similar surface roughness as of concrete slope.

At the right side of the run-up board an adhesive tape with a black/yellow or black/white pattern was put on as the gauge board (see Fig. 14). This gauge had two different scales in the FlowDike 1 set-up. The original scale with its 0.01 m long sections showed the oblique wave run-up height. The distances at the second scale were multiplied with a factor depending on the dike slope and represented the vertical run-up height.

A capacitive gauge was mounted in the middle of the run-up board. Its capacitor (Fig. 14) was formed by two electrodes – one insulated and one non insulated wire each 3.5 m long. They were mounted on the run-up plate orthogonally to the dike base. One end was installed about 0.25 m above the bed which is equal to 0.25 m below still water level (SWL). The other end was fitted at the highest point of the run-up plate. Thus it is possible to measure both the wave run-up and the run-down. To avoid a water film between the two electrodes after a wave runs down several rubber bands assure a constant distance of about 5 mm between the two wires.

The air or the water between the two wires was the dielectric fluid. Because the permittivity of water is 80 times greater than that of air, the variation of the water level produced a measurable variation of the electrical value of the capacitor. A transducer allowed loading and unloading the capacitor 25 times per second which is equal to a sampling frequency of 25 Hz. Each value of the time constant of the capacitor τ would be transmitted to an A/D-converter as a voltage value. The digital signal which came out of the A/D-converter would be transmitted to the data collection unit and put in storage together with the signals of the other measurement equipment.

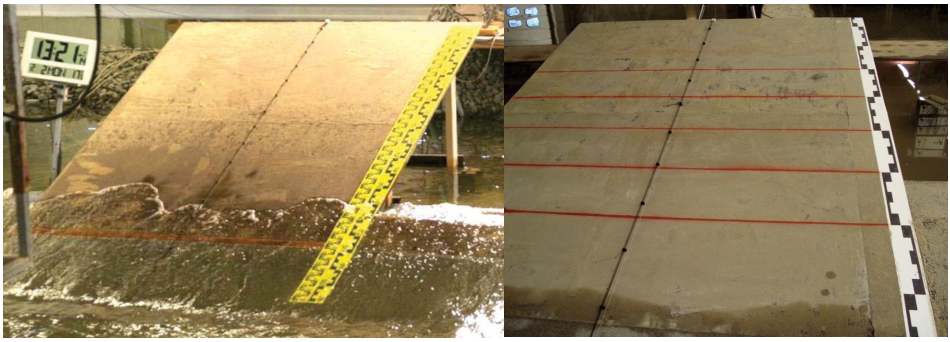


Figure 14: Capacitive gauge and visual gauge on the run-up board (left: FlowDike 1, right: FlowDike 2).

In addition to the capacitive gauge the wave run-up height was measured by two digital gauges (*step gauges)* each 1.5 m long. They were mounted at the 0.7 m high dike slope within a distance of 2.2 m. It was only possible to measure the wave run-up till the dike crest with these gauges. These devices were not applied during FlowDike 2. There is no analysis available concerning the step gauges yet.

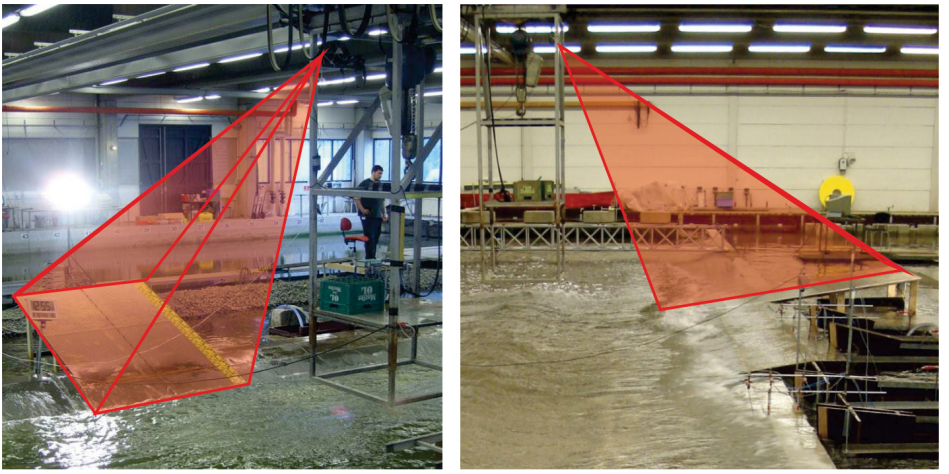


Figure 15: Wave run-up plate and rack with both digital cameras (left: FlowDike 1, right: FlowDike 2).

Two digital video cameras were used to record in parallel the wave run-up (Fig. 16). Both were mounted on a rack about 4 m above the ground (Fig. 15). The rack was fixed at a laboratory crane to make the positioning of the two cameras very easy.

In the FlowDike 1 model set-up a digital camera and SONY camcorder were applied. The digital camera was a compact, professional USB 2.0 camera from VRmagic GmbH which is suitable for industrial purposes. The used model VRmC-3 + PRO contained a 1/3 inch-CMOS-sensor which could record 69 frames per second. The picture resolution of 754 x 482 pixels was adequate for measurement purposes in the model tests presented herein. The camera was suitable for recording very fast motions like wave run-up on slopes. One benefit of this camera was the possibility to transmit the data to the computer directly by the high speed USB 2.0 interface and without any additional frame grabber hardware. The recorded films were AVI-files. These files were automatically analyzed after the end of the model tests.

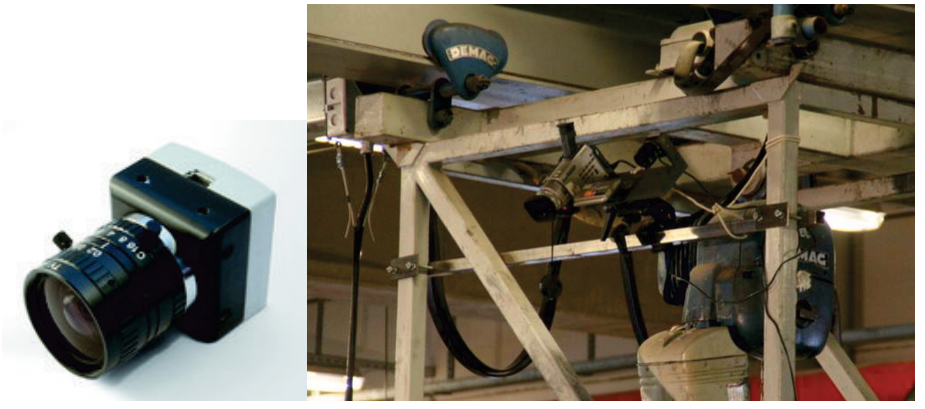


Figure 16: Left: USB-camera, Right: Both cameras mounted on a rack in the FlowDike 1 model set-up.

The SONY Camcorder (Model: *DCR-TRV900E PAL*) had a 3CCD (*Charge Coupled Device*, ¼ inch). The objective had a focal distance between 4.3 mm and 51.6 mm and a 12 times optical zoom. The camcorder was employed as a redundant system in the event of a USB-camera malfunction. The camcorder used mini cassettes to store its films. Choosing the LP-modus the record time of the mini cassettes could be extended to 90 minutes. Because of test durations between 17 and 34 minutes the cassettes were able to store between 2 and 4 test films. For analysis purposes the films on mini cassettes had to be transformed into AVI-files. This is very time expensive and that is why USB camera was chosen as the main system though the SONY camcorder has a better resolution.

In FlowDike 2 both cameras were replaced by two others with better picture resolution. Since the image-processing algorithm works with grey-level images, one color camera was replaced by a more powerful monochrome camera (1/2“ Progressive-scan-CCD sensor (*Charge Coupled Device*, ½ inch) JAI CM-140 GE of Stemmer Imaging). Its resolution of 1392 x 1040 pixels with 4.65 µm pixel size allows producing pictures of the run-up plate with a precision of 0.5 mm. The second camera (a color area scan camera) was used for documentation purposes. It had the same features like the monochrome one but the output-files are three times greater (about 2.6 GB/min). The same objectives as in FlowDike 1 were reused.

A benefit of these cameras was their Gigabit Ethernet (C3 series) interface, which allowed placing the laptop in the office room outside the very humid air of the laboratory hall. Laptop and camera were connected with a 30 m cable. In addition the interface allowed a three times higher transfer rate. The MATLAB algorithm was upgraded considering the new output-file format.

To get films with a better contrast the wave run-up board was enlightened by a 2000 W-spotlight which was positioned such as the light met the run-up plate within an angle of 120° to the optical axis of the digital cameras. For the purpose of synchronizing all measurements a digital radio controlled clock with a 0.4 m x 0.4 m display was positioned on the left side of the run-up plate (Fig. 15).

Stored video data had a compacted AVI-format (*Codec VRMM*) with 10 frames per second.

3.2.6 Overtopping velocity and layer thickness (micro propeller, wave gauge, pressure sensor)

To measure the flow processes on the dike crest, the width of the crest was enlarged to 0.3 m in the region where the measurement devices have been installed. Hence the flow processes are comparable with former investigations.

Micro propellers (SCHILTKNECHT) and small wave gauges (0.2 m long) were applied in FlowDike 1 to record flow velocities and flow depths on the crest. A testing section included two small micro propellers combined with two wave gauges between the two overtopping boxes at the seaward and the landward edge of the dike crest (see Fig. 17). An example of measured data is given in Fig. 18. They provide a good basis to distinguish between single overtopping events.

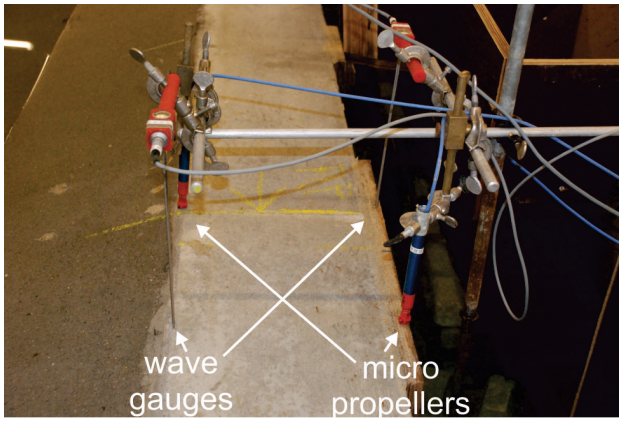


Figure 17: Measurement of velocity and depth of flow on the crest.

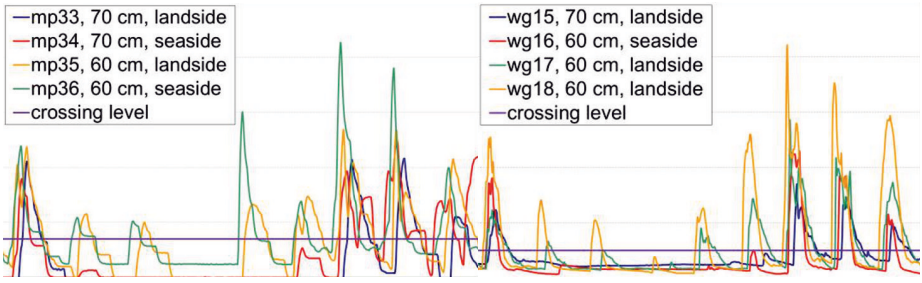


Figure 18: Micro propeller (left) and wave gauge (right) measurement for a sequence (s1_03_30_w5_00_00).

Pressure sensors were used to measure flow depth additionally in FlowDike 2. Furthermore all devices were situated 0.03 m from each crest edge, so a distance of 0.24 m was kept between the aligned seaward and landward devices. To investigate the influence of the seaward edge another wave gauge was placed perpendicular onto the slope. The flow depth of the up rushing wave was measured in a horizontal distance of about 0.12 m downstream the crest edge (Fig. 19 and Fig. 20).

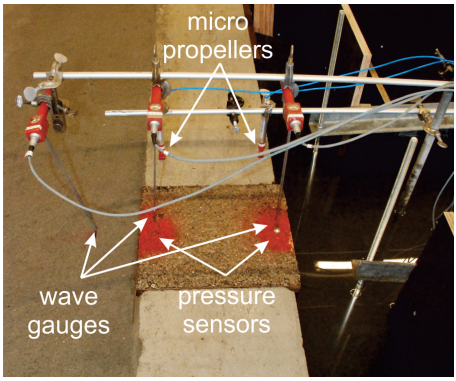


Figure 19: Measurement of pressure, velocity and depth of flow on the crest.

Figure 20: Plywood boxes and drilled holes for pressure sensors.

3.2.7 Overtopping water volume (load cell, pump)

Wave overtopping volume was measured by four similar overtopping units – two per crest section. Each overtopping unit consisted of an overtopping channel, an external box, a tank, a load cell and a water level gauge. The tank (0.35 m x 0.75 m x 0.75 m) was mounted on a load cell of 0.10 m height. This load cell was placed on the bottom of the separate watertight external box (0.55 m x 1.02 m x 1.18 m), which was built to avoid uplift of the tanks and load cells, when the shallow water basin was flooded. To avoid entering splash water into the overtopping tank next to the overtopping channel, the wall of the external box next to the dike was extended. A rectangular overtopping channel with a 0.10 m wide cross section led the incoming water into the tank, where its weight was recorded by the load cell over the time. The cross-section of an overtopping unit is sketched in Fig. 21.

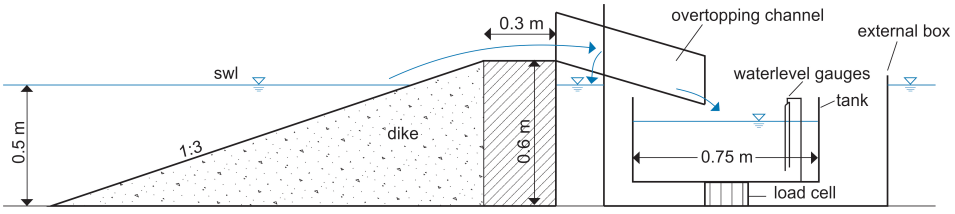


Figure 21: Cross-section of the overtopping unit on the 1:3 sloped dike.

A wave gauge (0.60 m length) was placed in every tank to gain redundant data regarding the water elevation. But wave gauge data could not be used to detect single overtopping events due to the disturbed water level.

The overtopping boxes were not capable to capture the whole overtopped water volume for each test of approximately 30 min. Therefore a pump (standard pump) with a predetermined sufficient flow was placed within each tank. All four pumps were connected with the data acquisition via a switch, so start and end time of pumping could easily be detected. This allowed recalculating the lost amount of water during the pumping time.

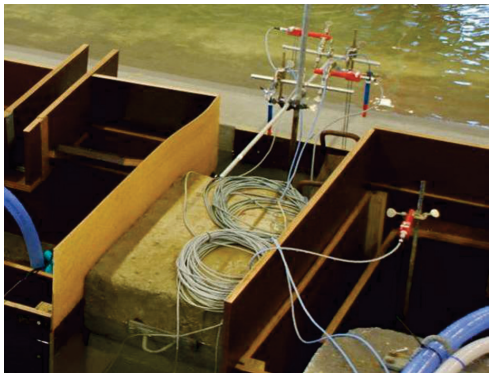


Figure 22: Overtopping units with channel and measurement devices for flow depth and flow velocity measurements.

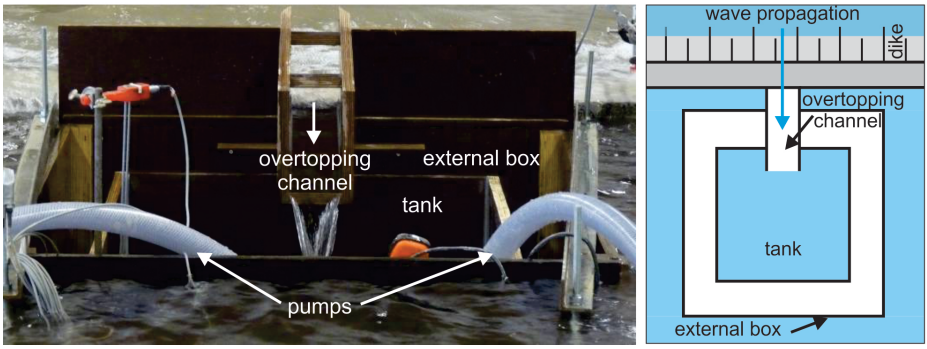


Figure 23: Overtopping unit seen from behind the dike.

3.3 Model and scale effects

3.3.1 Model effects

Model effects could be caused by boundaries of the test facility which do not represent natural boundary conditions or by inadequate wave spectra creation. The FlowDike-D tests did not reproduce a specific natural dike. Nevertheless the results can be devolved to natural relations.

Model effects regarding FlowDike-D tests might be caused by

- wave reflection at the model boundaries
- distance between wave generator and dike (basin width)
- width of the run-up board
- inlet of the overtopping channel (shape, geometry)

In order to mitigate wave reflection different devices were installed within the shallow water basin as described in sec. 3.1.1. Due to the relatively short distance between the wave generator and the dike wave reflection influenced the incoming sea state. Therefore wave generation includes an algorithm to absorb reflected waves. It should be mentioned that this algorithm was not operational during FlowDike 2 (1:6 sloped dike) due to

technical problems. In case of very oblique wave attack the up rushing waves might not develop their full run-up height in a few tests because of the limited run-up board width. To ensure low turbulence during the wave overtopping process the edges of the overtopping channel were sharpened after the first test series.

3.3.2 Scale effects

The current research project was applied to consider the influence of wind and current on wave run-up and wave overtopping. In a first step the tests can be considered as prototype tests. In a second step the model set-up can be seen as a reduced model of a natural dike. That's why a relatively smooth surface on the dike slope was applied.

To ensure the similarity between the model and the prototype, the geometric similarity, the kinematic similarity and the dynamic similarity have to be considered. The geometric similarity assures the scaling of the design and the wave heights end lengths. The kinematic similarity describes the relation of the time scale for example of the wave period. More difficult is to ensure the dynamic similarity which includes the model laws by Froude, Reynolds, Weber, Thoma and Cauchy. The model law by Cauchy includes the equality of the elasticity and the inertia force. Thoma considers the inertia forces and pressure. Both Thoma and Chauchy are negligible for free surface applications.

The main complexity in scaling the wind tests is the different theory which has to be used for wind and water waves. Wind has to be scaled according to Reynolds, whereas waves are scaled according to the Froude-law. The law of Weber considers the interface between water and air. These three theories cannot be combined. That is why only few investigations considering the influence of wind on wave overtopping by means of physical model tests have been done (GONZÁLEZ-ESCRIVA 2006). Therefore the influence of wind on wave run-up and wave overtopping is analyzed only qualitative in the project FlowDike-D.

Regarding DE ROUCK et al. (2002) the roughness of the dike surface does only influence scaling for porous dikes. Therefore this factor is negligible in this study with a smooth dike.

According to LE MÉHAUTÉ (1976) the influence of the surface tension on scale effects of the incoming wave field is negligible for water depths higher 0.02 m and wave periods higher 0.35 s. Both conditions are achieved in the current project.

4 Theory of the influence of current and wind

4.1 Wave and current interaction

4.1.1 General

The model tests were performed with and without a longshore current. Since the wave propagation is different in flowing water and in still water, it is required to interpret the following results with respect to the interaction of waves and current (TRELOAR 1986). Two main aspects have to be considered while interpreting the results:

- current induced shoaling: absolute and relative wave parameters
- current induced wave refraction: energy propagation

The wave propagation path can be divided into two parts. The first part reaches from the wave generator to the dike toe. The second part extends from the dike toe to the dike crest.

4.1.2 Current induced shoaling

If a wave propagates on a current, a distinction has to be made between relative and absolute wave parameters and can be described by using the wave celerity. The relative wave celerity is the celerity relative to an observer who moves with the current, while the absolute celerity is defined as the velocity compared to a stationary observer and the ground, respectively.

The wave gauge arrays at the toe of the dike measured the wave field with its absolute parameters. According to HEDGES (1987), TRELOAR (1986) and HOLTHUIJSEN (2007) waves act only with its relative parameters. To determine the relative wave period $T_{rel,m-1,0}$ from the measured absolute wave period $T_{abs,m-1,0}$, the absolute angular frequency ω_{abs} has to be equalized to the sum of the relative angular frequency ω_{rel} and the corresponding constituent of the current $(k \cdot v_n)$ (cf. HOLTHUIJSEN 2007):

$$\omega_{abs} = \omega_{rel} + k_{rel} \cdot v_\beta \tag{1}$$

with:
- ω_{abs} absolute angular frequency [rad/s]
- ω_{rel} relative angular frequency [rad/s]
- k_{rel} relative wave number [rad/m]
- v_β component of current velocity in the direction of wave propagation [m/s]
- d flow depth [m]

The absolute angular frequency can be determined using the measured absolute spectral wave period $T_{abs,m-1,0}$

$$T_{abs,m-1,0} = \frac{m_{-1}}{m_0} \tag{2}$$

with
- m_{-1} minus first moment of spectral density [m²]
- m_0 zero order moment of spectral density [m²/s]

and the following formula:

$$\omega_{abs} = \frac{2\pi}{T_{abs,m-1,0}} \tag{3}$$

The relative angular frequency ω_{rel} is also defined as

$$\omega_{rel} = \sqrt{g \cdot k_{rel} \cdot \tanh(k_{rel} \cdot d)} \tag{4}$$

By using eq. (1) and (4), the relative wave number k_{rel} can be determined iteratively by using the measured absolute wave period $T_{abs,m-1,0}$ (2), the known flow depth d and the current velocity in the direction of wave propagation v_β, which is defined as:

$$v_\beta = v_x \cdot \sin\beta \tag{5}$$

with the current velocity parallel to the dike v_x and the angle of wave attack β relative to a line perpendicular to the shore.

The relative angular frequency ω_{rel} can be calculated using equation (4). Assuming deep water conditions the relative wave period $T_{rel,m-1,0}$ and the relative wave length $L_{rel,m-1,0}$ are determinable using the following formulae:

$$T_{rel,m-1,0} = \frac{2\pi}{\omega_{rel}} \tag{6}$$

$$L_{abs,m-1,0} = g \cdot \frac{\left(T_{abs,m-1,0}\right)^2}{2\pi} \tag{7}$$

As shown in Fig. 24, the relative wave period $T_{rel,m-1,0}$ decreases compared to the absolute wave period if a wave propagates against a current and increases if a wave propagates with a current (cf. formula (1) and (6)).

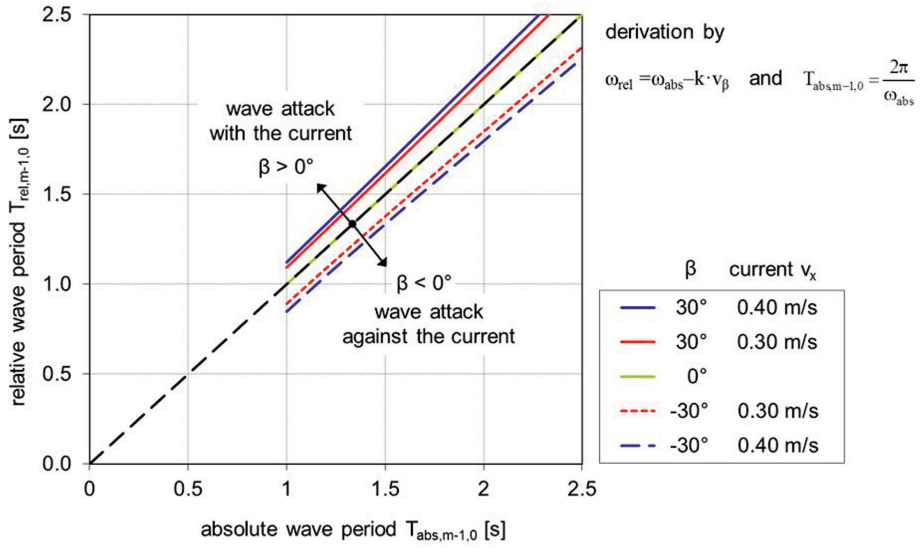


Figure 24: Absolute wave period $T_{abs,m-1,0}$ against relative wave period $T_{rel,m-1,0}$, water depth d = 0.5 m.

4.1.3 Current induced wave refraction

Fig. 25 shows schematically the combination of the two vectors for the current and the wave direction for negative (left) and positive (right) angles of wave attack. The dashed arrow describes the relative direction of the wave attack generated by the wave generator and the corresponding angle β. The dotted arrow indicates the direction of the longshore current. According to HOLTHUIJSEN (2007) the current does not change the angle of wave attack but its energy direction by the combination of the two vectors current velocity v_x and relative group velocity $c_{g,rel}$ marked with the corresponding arrow. As shown

in Fig. 25, negative angles of wave attack lead to smaller absolute values of the angle of wave energy β_e whereas positive angles of wave attack lead to higher angles of wave energy β_e than the angle of wave attack β.

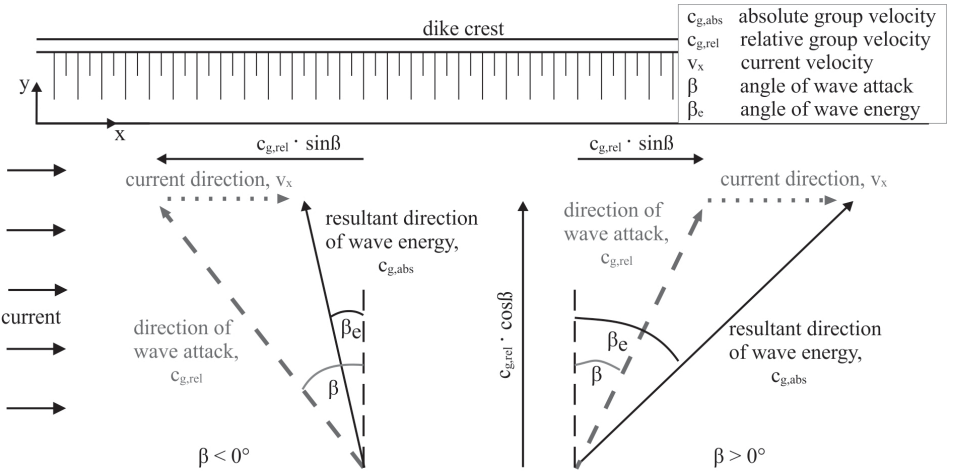


Figure 25: Interaction between wave direction and current.

The angle of wave energy β_e is determined by the relative group velocity $c_{g,rel}$, the angle of wave attack β and the current velocity v_x by the trigonometrical function (cf. Fig. 24):

$$tan\,\beta_e = \frac{c_{g,rel} \cdot sin\,\beta + v_x}{c_{g,rel} \cdot cos\,\beta} \tag{8}$$

Herein the relative group velocity $c_{g,rel}$ is determined by the following formula:

$$c_{g,rel} = \frac{\partial \omega}{\partial k} = \frac{\partial\left(\sqrt{g \cdot k \cdot tanh\left(k \cdot d\right)}\right)}{\partial k} \tag{9}$$

which leads to:

$$c_{g,rel} = 0.5 \cdot \frac{\omega_{rel}}{k}\left(1 + \frac{2 \cdot k \cdot d}{sinh\left(2 \cdot k \cdot d\right)}\right) \tag{10}$$

Fig. 26 shows how a current influences the angle of wave energy. On the abscissa the current is plotted. The ordinate shows the angle of wave attack (dashed line) and the angle of wave energy (continuous line). The graphs show different angles of wave attack with and against the current. For all angles of wave attack the angle of wave energy increases significantly depending on the current velocity. For currents higher than 4 m/s the changes in the angle of wave attack are lower and converge against 90° which is the direction of the current. For negative angles of wave attack (against the current, green and blue graph) the changing of the angle of wave energy is more significant than for the positive angles of wave attack (with the current, orange graph).

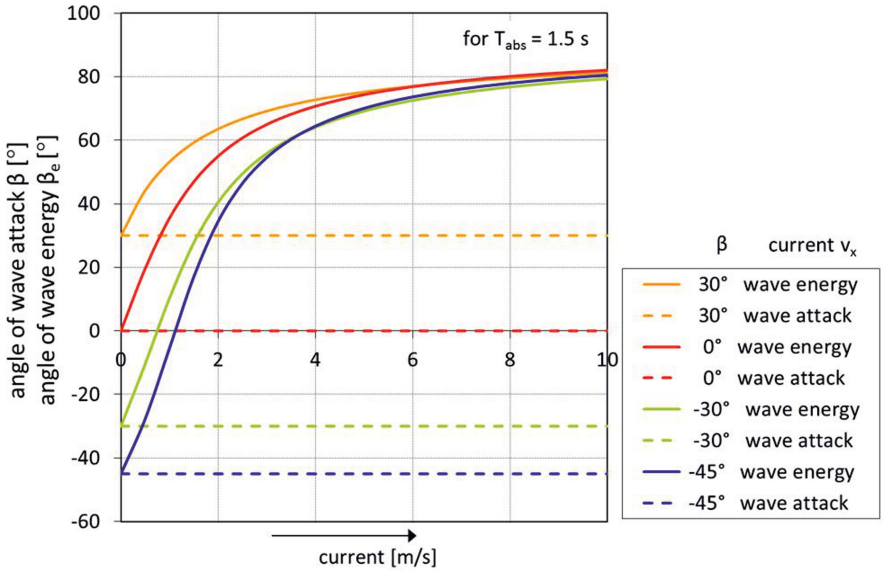


Figure 26: Angle of wave energy β_e divided by angle of wave attack β against the current for different angles of wave attack, water depth $d = 0.5\ m$, $T_{abs} = 1.5\ s$.

4.2 Wave run-up and wave overtopping influenced by current

As shown before, wave parameters are influenced by a current because of current induced refraction and current induced shoaling. ARTHUR (1950) shows, that the relative wave parameters are acting on a coastal structure, whereas VAN DER MEER (2010) applies the direction of the wave energy combining with the absolute wave parameters to determine the wave overtopping rate influenced by a current.

During a subproject of the OPTICREST-project (JENSEN and FRIGAARD 2000) the influence of a current parallel to the dike line on wave run-up was investigated by physical model tests. The current was varied between 0.5 m/s and 1.0 m/s and compared to tests without current. Hence an increasing wave run-up height up to 20 % was observed.

4.3 Influence of wind on waves

In the current research project the waves are induced by a wave generator. But the mechanically induced wind might change the wave parameters at the dike toe and influences the breaking process as well. GALLOWAY (1989) carried out wave observations at coasts to determine the influence of the wind direction on breaking waves. Wind in the direction of wave propagations leads to previous breaking of the waves which become surging waves. DE WAAL et al. (1996) included this knowledge in a formula for wave overtopping by reducing the breaker flow depth d_b. He determined the wind influenced flow depth $d_{b(wind)}$ at the breaker point to:

$$\frac{d_{b(wind)}}{d_b} = \left(1 + p \cdot \frac{u_{10}}{\sqrt{g \cdot d_b}}\right)^2 \tag{11}$$

with d_b flow depth at breaker point without wind [m]
u_{10} wind velocity 10 m above still water level [m/s]

$$p = \frac{v_{crest,wind} - v_{crest,no\,wind}}{u_{10}} \approx 0.03 \tag{12}$$

with $v_{crest,wind}$ flow velocity on the dike crest, wind $u_{10} \neq 0$ m/s [m/s]
$v_{crest,no\ wind}$ flow velocity on the dike crest, wind $u_{10} = 0$ m/s [m/s]

4.4 Wave run-up and wave overtopping influenced by wind

The influence of onshore wind on wave run-up is a much younger research topic than current-wave-interaction. One reason might be that it is more complicated to transfer the results of physical model tests into prototype conditions because the scaling laws of Froude (wave propagation, wave run-up), Reynolds (shear forces) and Weber (interface between water and air) do not correspond and cannot be fulfilled in one model set-up. Nevertheless it is commonly assumed that onshore wind has an increasing effect on wave run-up. Single reasons for that are that onshore wind pushes the water up the slope and the velocity in the wave run-up tongue increases. In addition the effect of downwash on the subsequent wave might be reduced. Other changes can be distinguished in the breaking process. Wind induces an earlier breaking of the waves and a change of the breaking type as well as of the breaking point on the slope. These effects have been summarized but could only partly be quantified by GONZÁLES-ECRIVÁ (2006).

Different hydraulic model tests were conducted to investigate the influence of wind on wave run-up (e. g. WARD et al. 1996, MEDINA 1998). The chosen facilities were flumes and monochromatic waves were studied. Wind speed created by wind machines ranged between 6.5 m/s and 16 m/s. Whereas WARD et al. (1996) studied single slope structures, the investigation of MEDINA (1998) considered complex breakwater cross sections and the wave run-up was observed e. g. at a vertical wall on the crest. In general it was found that lower wind speeds ($w < 6$ m/s) have no significant effect on wave run-up whereas higher wind speeds increase the wave run-up height substantially. This effect can be observed on smooth as well as on rough slope surfaces. In the case of flatter slopes the increasing effect is less. WARD et al. (1996) stated a linear increase of the equivalent wave run-up height (maximum wave run-up adjusted for the increase in still water level due to onshore wind) with the incident wave height for wind speed > 12 m/s. But if the wind induces wave breaking before the waves reach the test structure the wave run-up decreases with increasing incident wave height.

The OPTICREST-project was focused on storm induced wave run-up and collected prototype measurement data as well as model test results (DE ROUCK et al. 2001). Two prototype locations, the Zeebrugge Breakwater (Belgium) and the Petten Sea-Defense (Netherlands), were investigated. While the first structure is a rubble mound breakwater the measured wave run-up height is strongly influenced by the permeability and the roughness of the slope surface. The second structure is a dike with a smooth

impermeable surface but a berm and a long shallow foreshore. Mainly the foreshore has a significant influence on the measured wave run-up height. Most of the model tests did not include a wind generation. Also the conformity between physical model and prototype was ensured by applying the wave spectra measured in the prototype. Altogether these measurement results are not appropriate for comparison with the FlowDike model tests.

GONZÁLES-ECRIVÁ (2006) found that wind increases the energy of the wave spectrum slightly but no differences in the spectral width could be distinguished.

Especially for small overtopping rates and vertical structures the effect of wind might be significant (DE WAAL et al. 1996). The influence of wind can be neglected for high overtopping rates and/or low wind velocities (WARD et al. 1996) but information on wind influence on wave overtopping is still scarce.

The main problem to consider wind experimentally and to quantify its effect is the inaccurate scaling of wind in small scale model tests. YAMASHIRO et al. (2006) recommend to scale the prototype wind by a factor 1/3 but the experiments are restricted to a model scale of 1/45.

5 Analysis of wave field and breaking processes

5.1 General

To analyze the wave evolution in front of the dike, the results from reflection and zero-down-crossing analysis were evaluated. The reflection analysis was done in frequency domain, the zero-down-crossing analysis in time domain.

5.2 Verification of measurements

5.2.1 General

The measurements of the wave field had to be verified. Therefore the signals of the wave gauges recorded over the first seconds of the reference test were compared. Afterwards the zero-down-crossing analysis is described to see the distribution of the input signal of each wave gauge array. This signal should be Rayleigh distributed (HOLTHUIJSEN 2007). To verify the correctness of the reflection analysis the spectral moments of the measured, reflected and incident waves will be compared among each other. On the basis of the reflection analysis the wave parameters of the incident waves, used for the analysis on wave run-up and wave overtopping, will be determined. Additionally the wave breaking will be analyzed while comparing the reflection coefficient and the surf similarity parameter.

5.2.2 Measured wave heights

As a result of the zero-down-crossing analysis of the measured wave heights H in time domain, Fig. 27 depicts the Rayleigh distribution of wave heights exemplarily for the wave gauge array at the toe of 0.7 m high and 1:6 sloped dike. The Rayleigh distribution is

common for the analysis of JONSWAP spectra in deep water. The abscissa is fitted to a Rayleigh scale by means of the relation:

$$x' = \sqrt{-ln\left(1 - \frac{100 - x}{100}\right)} \tag{13}$$

with x probability of exceedance [%]
x′ probability of exceedance – Rayleigh distributed [%]

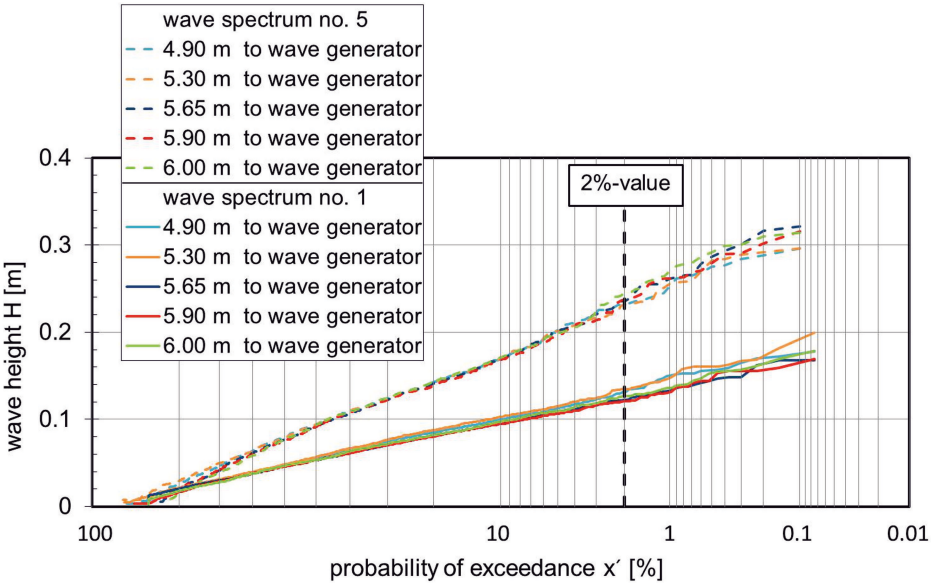


Figure 27: Linear distribution of wave height H over a Rayleigh scale for a Jonswap spectrum exemplarily for the wave gauges at the toe of the 0.7 m dike on the 1:6 sloped dike (wave no. 1 and wave no. 5).

The Rayleigh distributed x-values are the reason why a linear trend was found. The similarity of their shape indicates the homogeneous arrangement for both wave gauge arrays.

The wave height exceeded by 2 % of the waves $H_{2\%}$ in [m] is a dimension for the homogeneity of the wave field as well as the correct measuring of the wave gauges. Fig. 28 and Fig. 29 show the standard deviation of the wave heights $H_{2\%}$ of each wave gauge array for different tests (w1 to w6). The standard deviations of $H_{2\%}$ of the tests on the 1:6 sloped dike are mainly smaller than 0.01 m. The comparative high standard deviation for the wave spectra 5 (steepest analyzed wave in this project, 1:3 sloped dike) and wave spectra 6 (1:6 sloped dike, 15° wave attack) can be traced back to prematurely breaking waves caused by superposition of incident and reflected wave. This has to be considered while interpreting the results on wave run-up and wave overtopping.

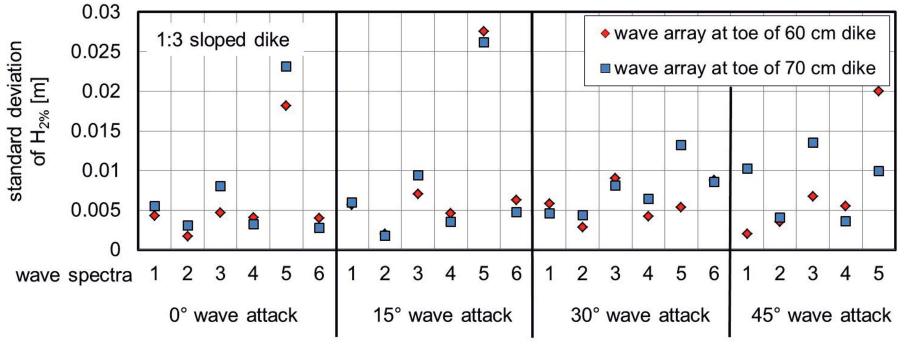


Figure 28: Standard deviation of $H_{2\%}$-values; 1:3 sloped dike.

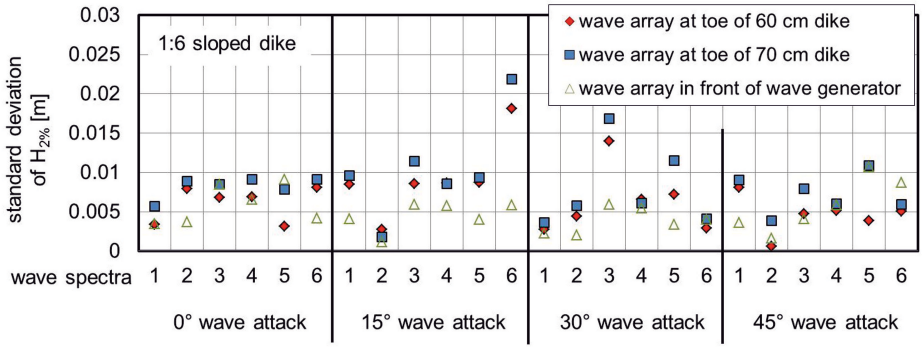


Figure 29: Standard deviation of $H_{2\%}$-values; 1:6 sloped dike.

5.2.3 Reflection analysis – frequency domain

From the reflection analysis, which is performed in frequency domain, the plotted distribution of energy density (reference tests, wave no. 1 and 5, toe at the 0.6 m high dike) in Fig. 30 corresponds to the theoretical assumption for a JONSWAP spectrum as a single peaked spectrum.

Under consideration of wave reflection one value H_{m0} for each wave gauge array was obtained. Fig. 31 gives the significant wave heights H_{m0} of the incident wave of the reference tests from the reflection analysis. The wave gauge arrays at the toe of the two dike heights give quite similar significant wave heights H_{m0} for each test phase (1:3 and 1:6 sloped dike). The right graph for the 1:6 sloped dike includes the wave heights in front of the wave generator. For the wave number 6 the wave height in front of the wave generator differs slightly from the wave heights at the toe of the dike. The maximum deviation of 0.01 m appears for wave spectrum number 5 (H_s = 0.15 m).

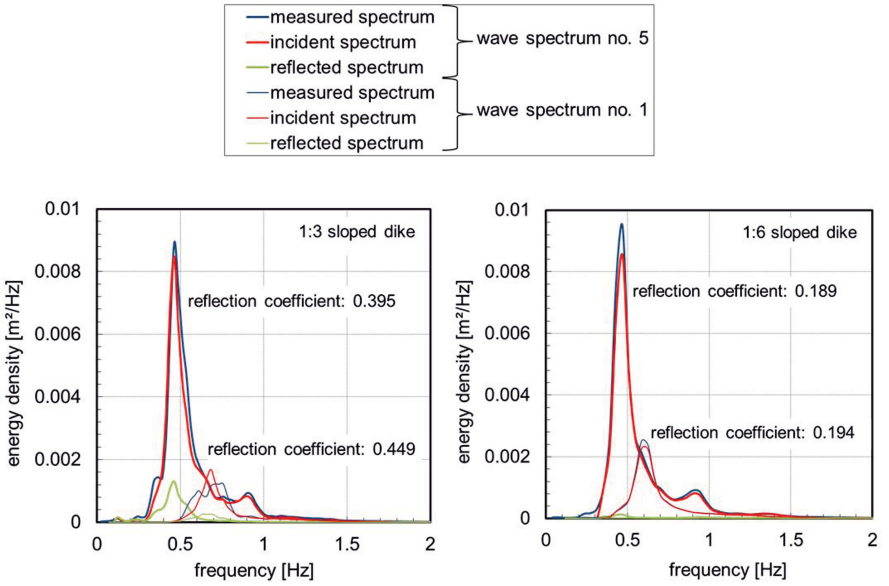


Figure 30: Energy density spectrum in front of 0.6 m crest of the 1:3 sloped dike (left) and 1:6 sloped dike (right).

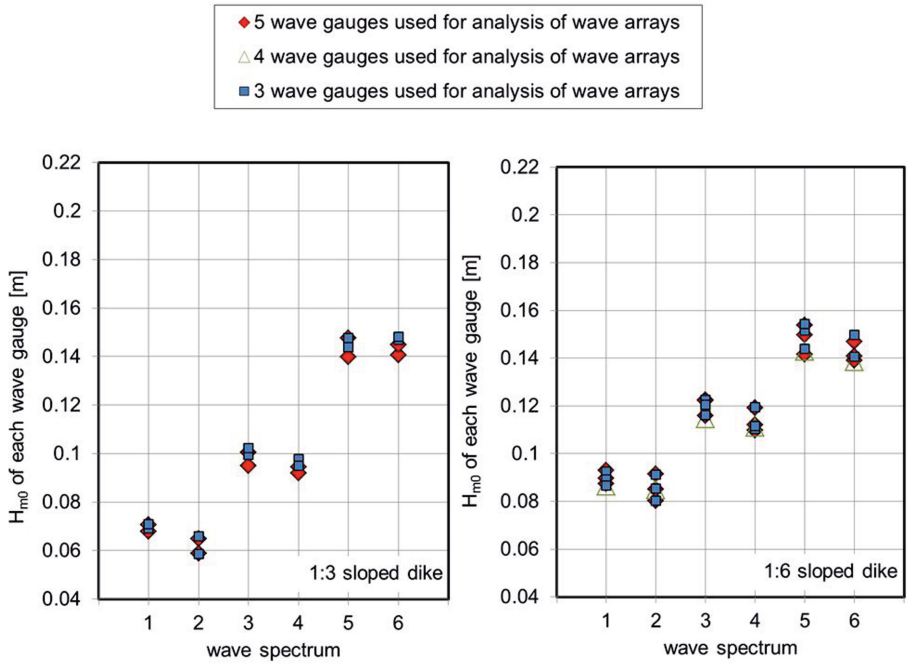


Figure 31: Significant incident wave height H_{m0} for the reference model tests calculated for each wave gauge array and the six wave spectra.

The spectral wave heights H_{m0} are determined for every test at the toe of the 0.6 m high dike and at the toe of the 0.7 m high dike. These two wave heights are plotted against each other in Fig. 32. The black graph demonstrates equal x and y values. The best fit lines of the wave heights on the 1:3 and 1:6 sloped dike correspond well with that graph. For both tests phases (1:3 and 1:6 sloped dike) the coefficient of determination of the two best-fit-lines is equal or higher than 0.90. Therefore both wave heights can be used for the following analyses on wave run-up and wave overtopping.

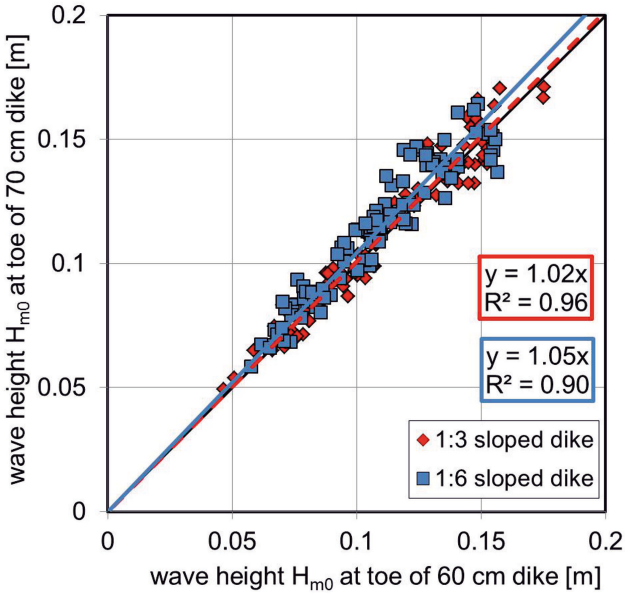


Figure 32: Spectral wave heights H_{m0} in front of 0.6 m high dike against wave heights H_{m0} in front of 0.7 m high dike; five wave gauges analyzed.

The zeroth moment of the average spectrum, which is equal to the measured spectrum, the zeroth moment of the incident spectrum and of the reflected spectrum has been determined for every test. In Fig. 33 the zeroth moment of the average wave spectrum is plotted against the sum of the incident and reflected spectrum. It should be:

$$m_{0,average} = m_{0,incident} + m_{0,reflected} \tag{14}$$

Fig. 33 shows the results of the reflection analysis. In the left graph the data points of the reference test are filled with a color and correspond well with the line of perfect equality. The data points in the right graph show the results for all tests without current and wind but with oblique wave attack. Therefore, small deviations in comparison to the line of perfect equality are noticeable.

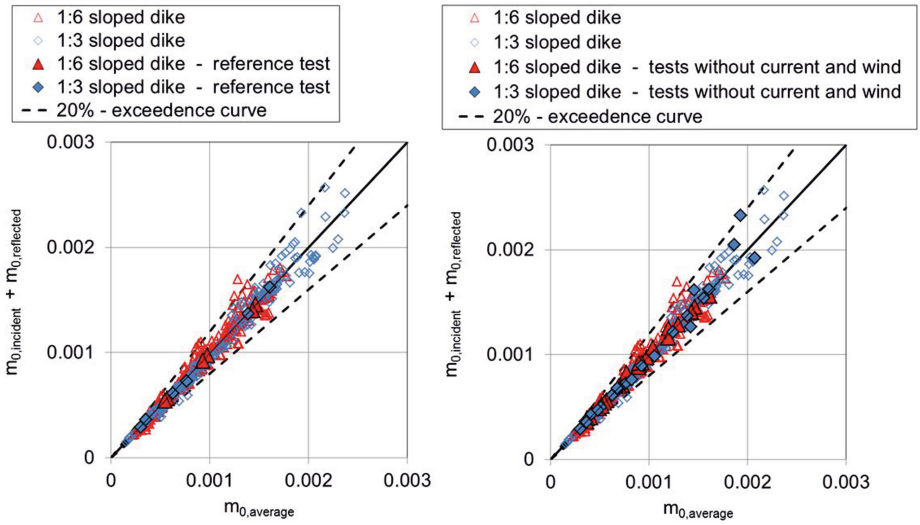


Figure 33: $m_{0,average}$ as a function of the sum of $m_{0,incident}$ and $m_{0,reflected}$, analysis with 5 wave gauges.

Many parameters, like the dimensionless run-up height and the dimensionless overtopping rate, are calculated using the spectral wave period $T_{m-1,0}$ which is defined as

$$T_{m-1,0} = \frac{m_{-1}}{m_0} \tag{15}$$

with m_{-1} minus first moment of spectral density [m²]
m_0 zero order moment of spectral density [m²/s]

As a simplification for the spectral moment $T_{m-1,0}$ is often used:

$$T_{m-1,0} = \frac{T_p}{1.1} \tag{16}$$

with T_p peak period [s]

Fig. 34 shows the calculated spectral wave period $T_{m-1,0} = m_{-1} / m_0$ against the peak period T_p. The green graph shows the approximated function $T_{m-1,0} = T_p / 1.1$. The data points agree well with the approximated function. For further analyses the exact value of the calculated spectral period $T_{m-1,0} = m_{-1} / m_0$ will be used.

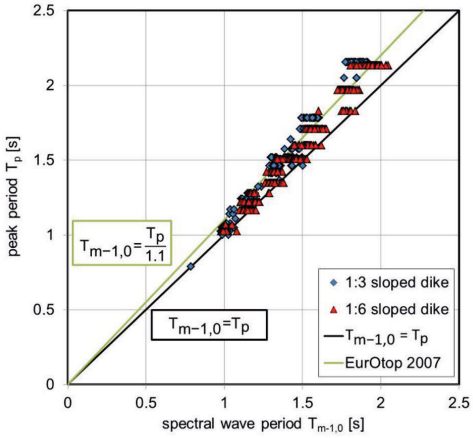


Figure 34: Spectral wave period $T_{m-1,0}$ against peak period T_p.

5.3 Wave breaking

In Fig. 35 the surf similarity parameter $\xi_{m-1,0}$ is plotted against the reflection coefficients K_R for the reference tests on the 1:3 and 1:6 sloped dike. The data points filled with color are the data points of the investigations on the 1:3 sloped dike. The reflection coefficients for the 1:6 sloped dike are lower because of less reflection. The reflection coefficients K_R of the FlowDike 1 and FlowDike 2 tests are slightly higher than given by BATTJES (1974) with:

$$K_R = 0.1 \cdot \xi^2 \tag{17}$$

The surf similarity parameter was determined using equation (18). The reflection coefficient is given by equation (19). Thereby no distinction was made between perpendicular and oblique wave attack.

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{s_{m-1,0}}} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{H_{m0}}{L_{m-1,0}}}} \tag{18}$$

$$K_R = \sqrt{\frac{m_{0,reflected}}{m_{0,incident}}} \tag{19}$$

with $m_{0,reflected}$ Energy density of the reflected wave spectrum [m²/s]
$m_{0,incident}$ Energy density of the incident wave spectrum [m²/s]

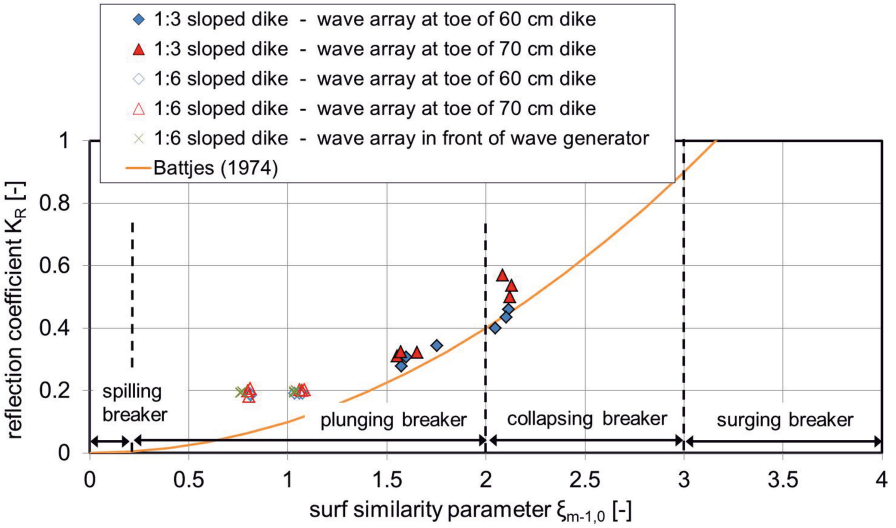


Figure 35: Surf similarity parameter $\xi_{m-1,0}$ against reflection coefficient K_R for reference tests.

Fig. 36 shows the surf similarity parameter as a function of the reflection coefficient for all tests without current and wind but considering different angles of wave attack. The reflection coefficients K_R on the 1:6 sloped dike ($\xi_{m-1,0} > 1.3$) correspond well with the reflection coefficients of the reference test. The reflection coefficients K_R on the 1:3 sloped dike ($\xi_{m-1,0} > 1.3$) are higher than the values from the reference test.

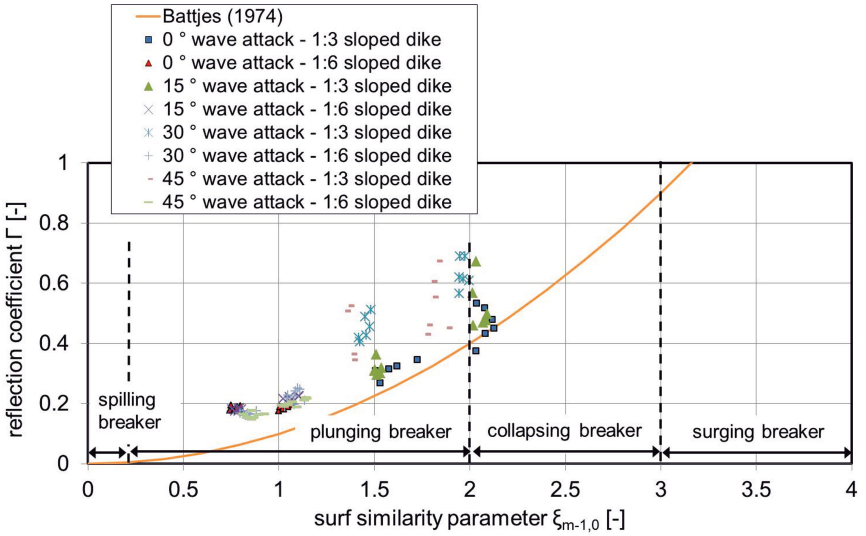


Figure 36: Surf similarity parameter $\xi_{m-1,0}$ against reflection coefficient K_R for tests without current and wind, oblique wave attack.

In Fig. 37 the surf similarity parameters $\xi_{m-1,0}$ are plotted against the reflection coefficients K_R for all tests. The data points filled with a color are the data points of the

investigations on the 1:3 sloped dike. The reflection coefficients cover a range between 0.26 and 0.71. The reflection coefficients for the 1:6 sloped dike are lower because of less reflection and their values lie between 0.16 and 0.35.

The waves on the 1:3 sloped dike can mainly be classified as plunging breakers. Some tests have to be related to collapsing breakers. The tests on the 1:6 sloped dike contain only plunging breakers.

For the analysis of wave overtopping on the 1:3 sloped dike, it has to be distinguished between breaking and non-breaking waves. On the 1:6 sloped dike only breaking waves are considered. The breaker coefficient was determined using equation (18). The surf similarity parameter is given below (cf. (19)).

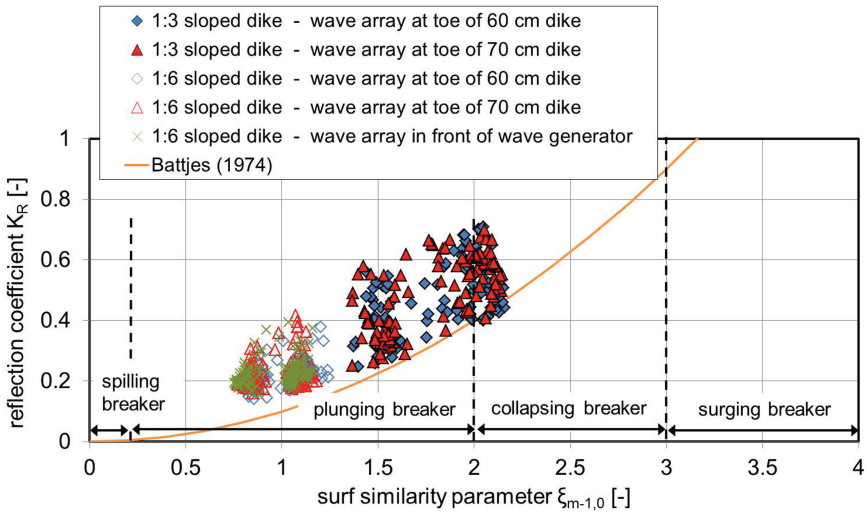


Figure 37: Surf similarity parameter $\xi_{m-1,0}$ against reflection coefficient K_R of all tests.

6 Analysis of wave run-up and wave overtopping

6.1 Remarks

This section describes the measured wave run-up and wave overtopping analysis and how these flow processes are influenced by wind, current and oblique wave attack. The studied data set includes different combinations of only two or all influencing parameters, but can be subdivided in four main sub sets:

- perpendicular wave attack – as reference test
- oblique wave attack
- current influence on wave attack
- wind influence on wave attack

The basic set for perpendicular wave attack and the sub set for oblique wave attack are used for a first comparison of the tests to the currently applied formulae and former investigations (e. g. EUROTOP-MANUAL 2007, OUMERACI et al. 2002). This is done first to

validate the applied evaluation method. In addition the newly introduced variables, such as current and wind, are analyzed and compared to the basic tests.
The considered parameters are defined as following:

- wind velocity u: 5 m/s 10 m/s (1:3 sloped dike)
  4 m/s 8 m/s (1:6 sloped dike)
- current velocity v: 0.15 m/s 0.3 m/s 0.4 m/s (only 1:6 sloped dike)
- angle of wave attack β: -45° -30° -15° 0° +15° +30°

Positive angles of wave attack describe a wave propagation with the current and negative angles of wave attack describe a wave propagation against the current.

The main objectives of measurement analysis are to estimate the influence of each parameter considered (direction of wave attack, current, wind) on the wave run-up height and to determine correction factors to the commonly used empirical formulae discussed in sec. 4.4.

6.2 Analysis on wave run-up

6.2.1 Comparison between capacitive gauge and video

Video analysis was processed regarding 10 stripes each 1/10 of the run-up board width. However data analysis does not include stripe 1 and stripe 10 because the measured values here are influenced by laterally flow processes as mentioned before. As brought up previously several regions were excluded from video analysis due to disturbing light reflection. This is the cause that for many videos of the FlowDike 1 test series (1:3 sloped dike) no values could be detected for stripe 4 and 5.

Fig. 38 shows the run-up height depending on time obtained by both measurement facilities – the capacitive gauge and video camera (model test 451, s4_01a_00_w1_00_00). Data measured by video camera are represented by the two middle stripes (stripe 5 and stripe 6). Obviously there is a good agreement regarding the run-up process and the maximum values. This indicates that both measurement techniques are suitable to determine wave run-up.

A significant difference has to be acknowledged for the wave run-down. The capacitive gauge always detected a slower run-down process because the down-rushing water was decelerated by the rubber bands which assured a constant distance between the two wires and of course due to surface tension. On the contrary the detection of run-up tongue by video analysis could not identify the very thin and almost transparent water film during the run-down process because there was no significant change in pixel brightness here. Then the next up rushing wave was identified and its run-up tongue recognized.

The data plot displays also why it was necessary to choose a crossing level higher than zero. The measured data shows that the run-down of the wave tongue could not be sufficiently measured by capacitive gauge. After the wave tongue reaches its maximum height the water level decreases very slowly and a following smaller wave might be missed. Furthermore the measurement data for the time dependent run-up often did not reach the still water level between two up-rushing waves. With a crossing level equal to zero many wave run-up events would be missed.

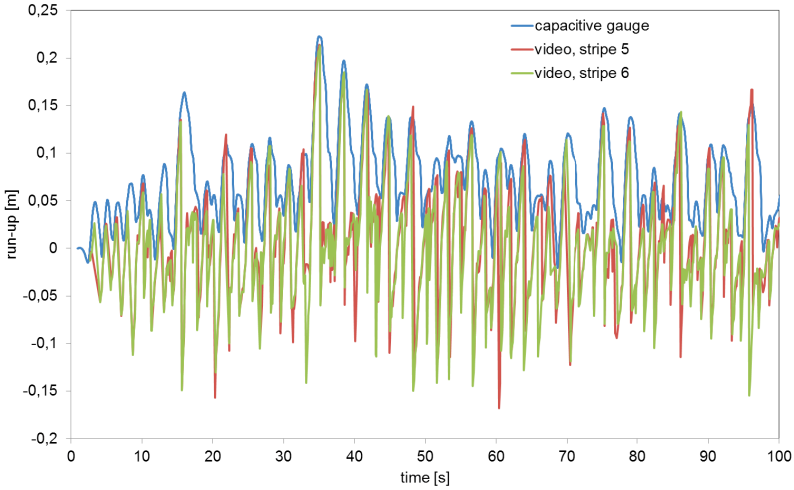


Figure 38: Wave run-up depending on time measured by capacitive gauge and video (stripe 5 and 6), model test s4_01a_00_w1_00_00.

A comparison between calculated values of $R_{u2\%}$ for both measurement devices for all model tests is presented in Fig. 39. The values on basis of capacitive gauge measurement are almost all lower than the maximum values obtained by video analysis considering the whole run-up board width. The best fit line shows average differences of about 9 %.

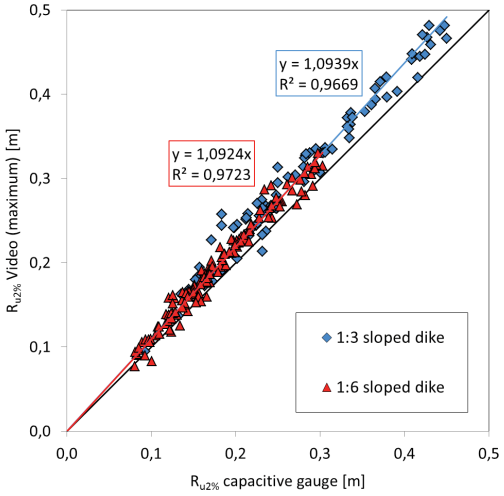


Figure 39: Wave run-up height $R_{u2\%}$ for all model tests: comparison between maximum values obtained by video analysis considering the whole run-up board width and measured by capacitive gauge.

This is because of the different width of the capacitive gauge and the run-up board. The capacitive gauge was situated in the middle of the run-up plate and could only measure the wave run-up there although the run-up height differed across the plate width. Results

from video analysis represent here the maximum run-up height independent of its location across the run-up plate width.

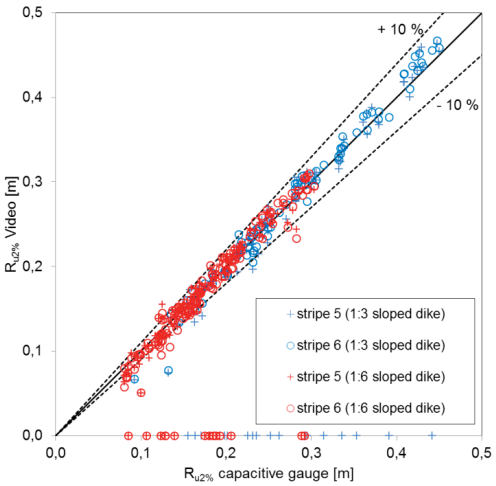


Figure 40: Comparison between wave run-up height $R_{u2\%}$ measured by capacitive gauge and extracted from video films for two smaller stripes around the capacitive gauge.

A comparison between the result of the capacitive gauge and the two stripes around it (stripe 5 and stripe 6) should show no significant difference. This is proved in Fig. 40. The diagram shows smaller relative differences for higher values of $R_{u2\%}$ which might indicate measurement errors.

The following discussion includes all $R_{u2\%-values}$ obtained by video analysis (1:3 sloped dike: 6 stripes, 1:6 sloped dike: 8 stripes) and measured by the capacitive gauge.

6.2.2 Reference tests

To validate the overall model set-up, results from reference tests (1:3 dike as well as 1:6 dike) are compared to data of former investigations. Fig. 41 shows calculated values of relative wave run-up height $R_{u2\%}/H_{m0}$ versus surf similarity parameter $\xi_{m-1,0}$. Two functions of former investigations have been added (cf. EUROTOP-MANUAL 2007). Values for H_{m0} were obtained analyzing measurement results of the wave gauge array which was situated closer to the run-up board. All measured values for wave run-up height are plotted within the graph. This gives an impression of the general variance within the model results regarding wave run-up.

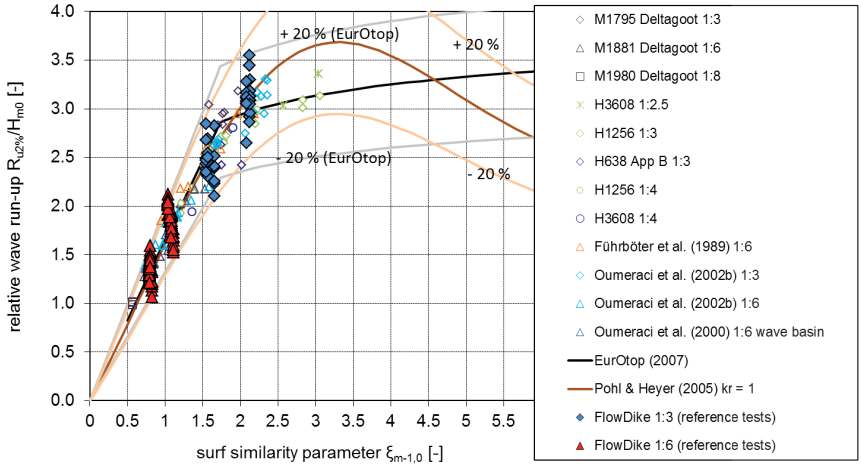


Figure 41: Relative wave run-up height $R_{u2\%}/H_{m0}$ versus surf similarity parameter $\xi_{m-1,0}$ – comparison between reference tests and former investigations (EUROTOP-MANUAL 2007).

The comparison shows a good agreement to former investigations and indicates that the general hydraulic model set-up was appropriate for the investigation planned. Surf similarity parameter $\xi_{m-1,0}$ is between 1.5 and 2.1 for the FlowDike 1 model tests (1:3 sloped dike) and between 0.8 and 1.1 for the FlowDike 2 model tests (1:6 sloped dike).

6.2.3 Influence of angle of wave attack

Fig. 42 shows calculated values of relative wave run-up height $R_{u2\%}/H_{m0}$ versus surf similarity parameter $\xi_{m-1,0}$ for all model tests with oblique wave attack (tests without current and wind). The two functions by EUROTOP-MANUAL (2007) and by HEYER and POHL (2005) have been added to the figure. Results of the reference model tests (without current, without wind, perpendicular wave attack) were added for comparison reasons.

It is obvious that an oblique wave attack leads to smaller relative run-up heights. If the angle of wave attack is higher the resultant relative run-up height $R_{u2\%}$ is smaller. This tendency is significant for angles of wave attack $\beta > 40°$ which is indicated by an arrow in the figure. For smaller angles of wave attack the influence is not obvious.

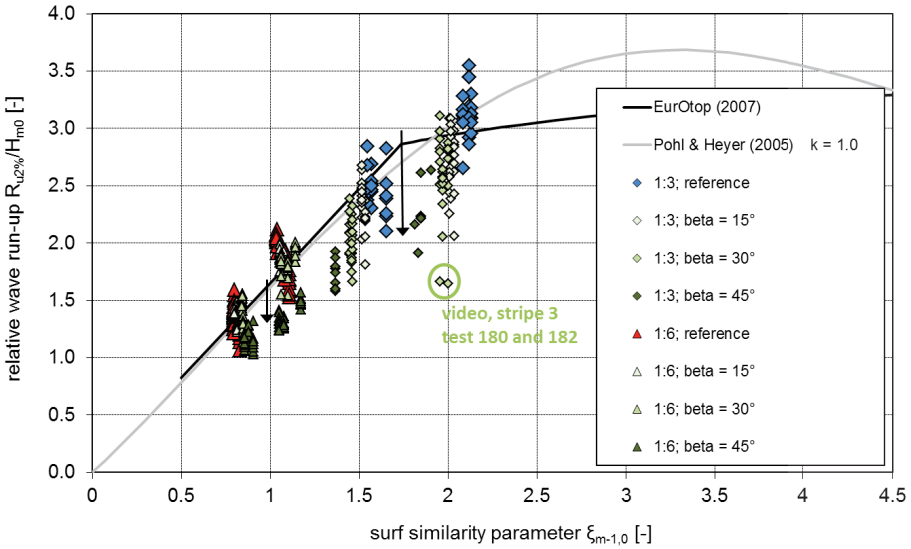


Figure 42: Relative run-up height $R_{u2\%} / H_{m0}$ versus surf similarity parameter $\xi_{m-1,0}$ for reference tests and tests with oblique wave attack.

To analyze the influence of the angle of wave attack on run-up the ratio γ_β is defined as follows:

$$\gamma_\beta = \frac{\left(R_{u2\%} / H_{m0}\right)_\beta}{\left(R_{u2\%} / H_{m0}\right)_{\beta=0}} \tag{20}$$

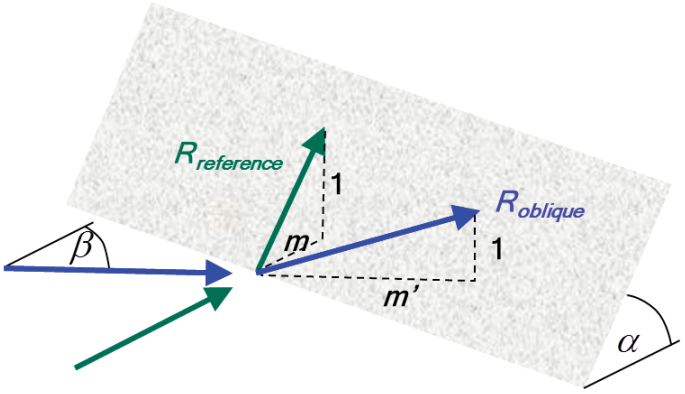


Figure 43: Relationship between wave run-up under perpendicular wave attack ($R_{\beta=0}$) and oblique wave attack ($R_{\beta\neq0}$).

The influence of the angle of wave attack on wave run-up can be described using the function ($\cos\beta$) because dike slope ($\tan\alpha = 1/m$) for perpendicular wave attack (see Fig. 43) and the according dike slope ($\tan(\alpha') = 1/m'$) considering a wave attack under the angle β are related by:

$$\frac{\tan\alpha'}{\tan\alpha} = \cos\beta \tag{21}$$

Because the run-up is proportional to the dike slope the ratio γ_β is proportional to (cos β) too. To estimate boundary value for a function $\gamma_\beta = f(\beta)$ wave run-up on a very flat shore as well as at a vertical wall should be discussed further. On a very flat shore ($\alpha \rightarrow 0°$) a total refraction is possible. Wave direction in case of shore parallel waves ($\beta = 90°$) would be changed and resulted in an almost perpendicular wave attack and the run-up would be equal to that in case of $\beta = 0°$ (see Fig. 44, left side). It follows a ratio $\gamma_{\beta=90°}$ ($\alpha \rightarrow 0°$) = 1. Waves propagating in the perpendicular direction ($\beta = 90°$) of a vertical wall ($\alpha = 90°$) create a run-up R = H (see Fig. 44, right side). If one considers a vertical wall and a wall parallel wave attack ($\beta = 0°$) the waves would propagate along the wall and create a hypothetical run-up of $R = H/2$. From this it follows that $\gamma_{\beta=90°}$ ($\alpha \rightarrow 0°$) = 0.5.

A function capturing all these considerations could be:

$$\gamma_\beta = a_r \cdot \cos^2\beta + b_r \tag{22}$$

The coefficients a_r and b_r depending at least on the dike slope (see Fig. 45) with $a_r + b_r = 1$. The coefficient b_r represents the boundary value $\gamma_{\beta=90°}$. It has to be lower in the case of a steeper slope and higher in the case of a flatter slope (see Fig. 45).

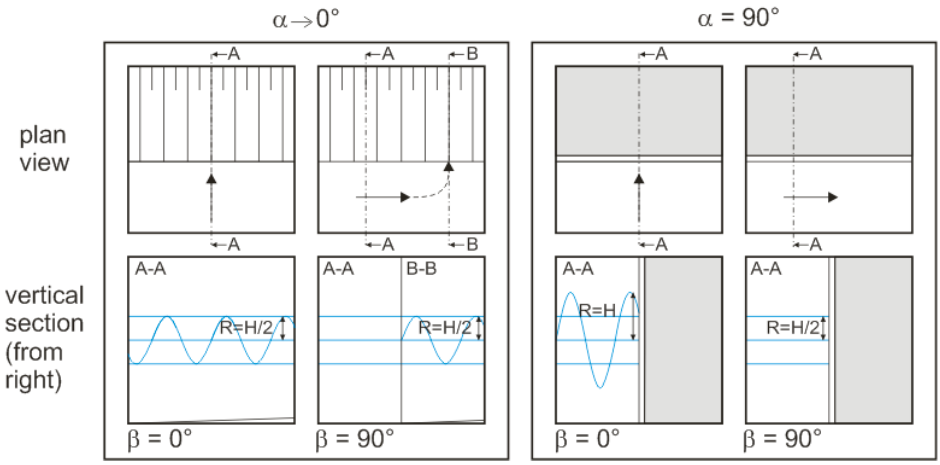


Figure 44: Wave run-up height: boundary values for perpendicular or parallel "run-up" und a very flat shore (left) and at a vertical wall (right).

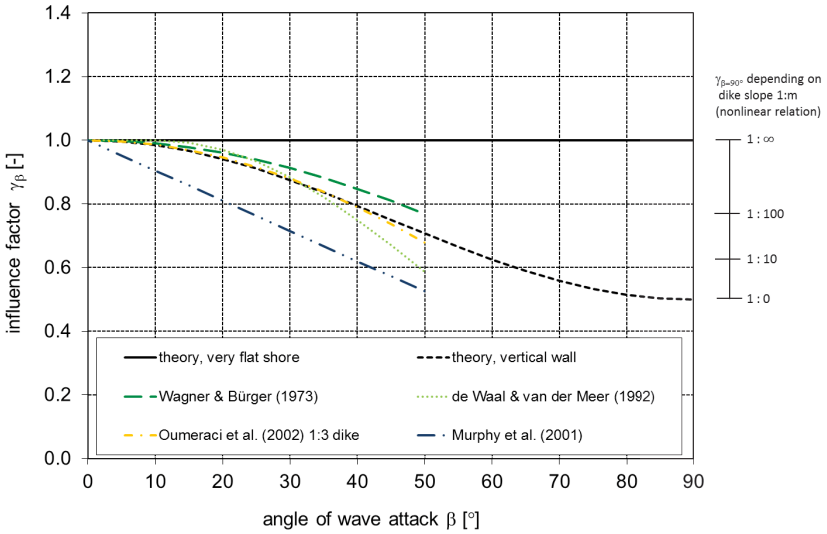


Figure 45: Empirical function for the influence factor γ_β in dependence on the angle of wave attack.

The calculated values γ_β for all tests with oblique wave attack but without wind and without a longshore current are presented in Fig. 46. Data includes measured values by capacitive gauge as well as extracted values from video analysis. Results from test 156 and test 445 were not considered within data analysis because they are characterized by significant differences between results from capacitive gauge and video analysis.

In general there is a decreasing tendency of γ_β with higher values of β. Only one data set (1:6 sloped dike, $\beta = 30°$) is not consistent with this tendency and was excluded from regression analysis. It has to be noticed that the measured data represent a more scattered data set.

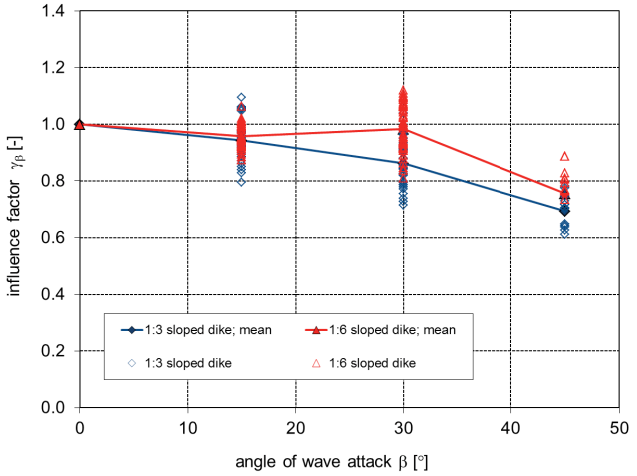


Figure 46: Influence factor γ_β in dependence on the angle of wave attack (tests without wind and current).

The results show good agreement with existing empirical functions (see Fig. 47). In general it could be stated that the results fit in former investigations and could be an additional prove that the hydraulic model set-up was appropriate chosen.

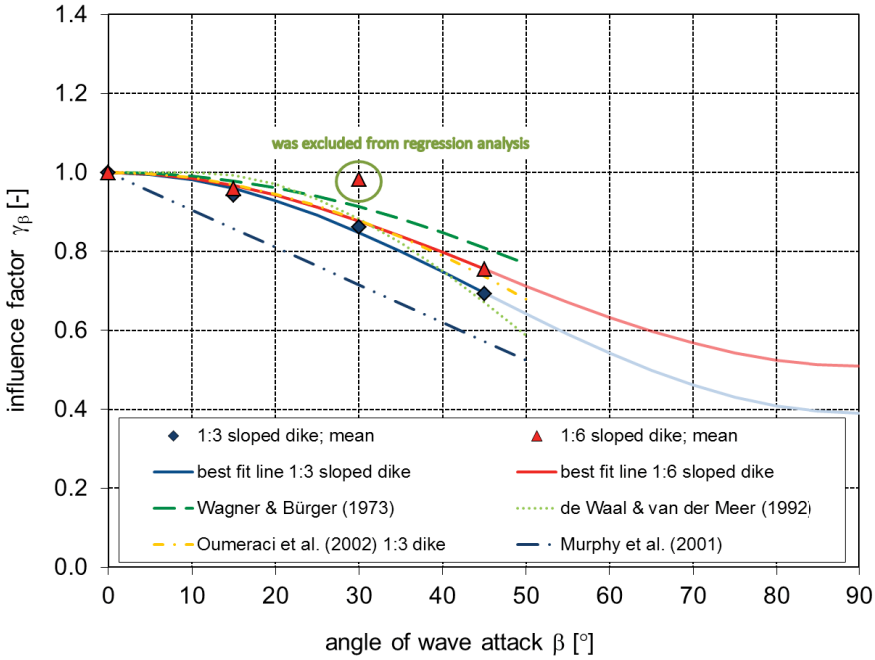


Figure 47: Influence factor γ_β in dependence on $\cos^2\beta$.

Two equations were fitted to the results according to the form derived above:

$$\gamma_\beta = 0.61 \cdot cos^2\,\beta + 0.39 \quad (1{:}3\ \textit{sloped dike}) \tag{23}$$

$$\gamma_\beta = 0.49 \cdot cos^2\,\beta + 0.51 \quad (1{:}6\ \textit{sloped dike}) \tag{24}$$

The derived functions confirm the theoretical discussion above. The value $b_r = \gamma_{\beta=90°}$ is higher for the 1:6 sloped dike than for the 1:3 sloped dike. Further investigations for $\beta > 50°$ are still needed to validate the formulae above for this co-domain.

6.2.4 Influence of wind

It is commonly assumed within the literature that onshore wind has an increasing effect on wave run-up (see chapter 4.4).

Fig. 48 displays the relative run-up height depending on surf similarity parameter for tests with wind and for reference tests. The dots cover similar regions within the diagram and no clear tendency is visible.

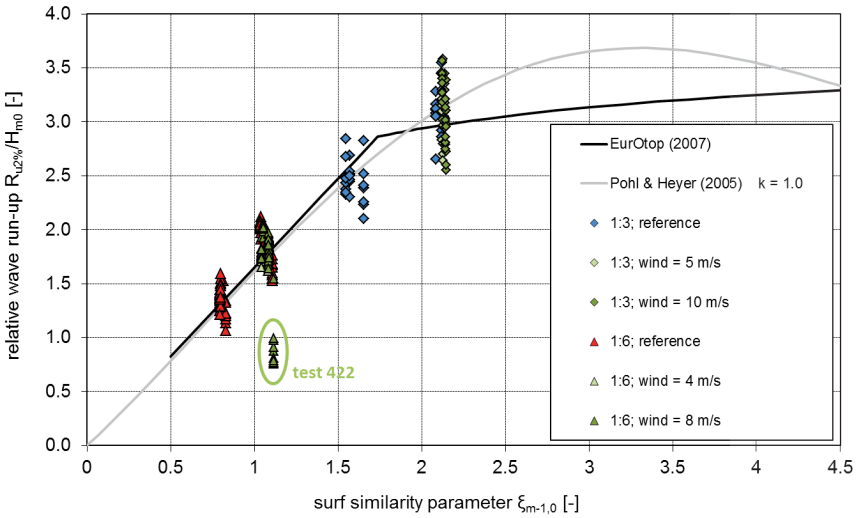


Figure 48: Relative run-up height $R_{u2\%}/H_{m0}$ versus surf similarity parameter $\xi_{m-1,0}$ for reference tests and tests with wind.

To analyze the influence of onshore wind the ratio γ_w is defined as follows:

$$\gamma_w = \frac{(R_{u2\%}/H_{m0})_w}{(R_{u2\%}/H_{m0})_{w=0}} \tag{25}$$

The calculated factors for each test with wind, rectangular wave attack and without a current are presented in Fig. 49. Data includes measured values by capacitive gauge as well as extracted values from video analysis.

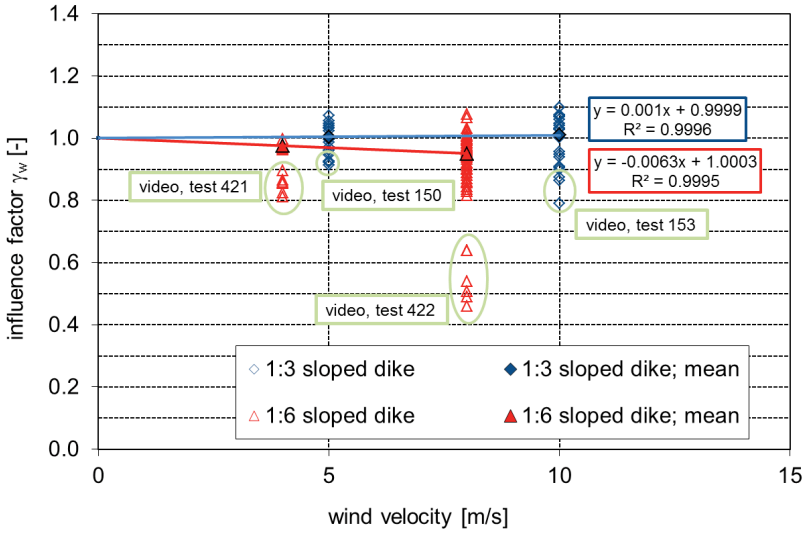


Figure 49: Influence factor γ_w in dependence on wind velocity (tests without current and perpendicular wave attack).

Video films for FlowDike 2 (1:6 sloped dike) and wind velocity of 4 m/s were defective as visible in the results of test 421. That's why the mean value was only calculated using data from capacitive gauge. Data extracted by video analysis for test 422 were excluded too because they did not fit with the value of the capacitive gauge and show a significant lower value of γ_w without any comprehensible reason. But it might be possible that reflections of light which occurred on the run-up board have interfered with run-up detection during video analysis. Out of the same reason test 150 and test 153 were not considered within further data analysis.

The results indicate no noteworthy increasing effect of wind on run-up as stated in the literature for wind speeds > 6 m/s to 8 m/s. On the contrary there is a very slight decreasing effect in case of the 1:6 sloped dike. Because the presented study considered sea state the explanation of these results which are different to those from former investigations with monochromatic waves might lay herein. That the wind pushes a wave tongue up the sloped might be the case for monochromatic waves as well as sea state and would increase the wave run-up. In case of a reducing influence of downwash on the subsequent wave there might be a different effect. Because in a sea state a higher wave is in general followed by a smaller wave so that this effect may not come out so significant considering the wave run-up of higher waves in a sea state. An explanation for a decreasing effect could be that the wind induces an earlier breaking process of the waves on the dike slope and that's why the wave run-up is lower than without wind. It seems that in the case of a sea state these opposing effects balance each other.

To estimate the corresponding prototype wind speed out of model wind speed the formula presented in GONZÁLES-ECRIVÁ (2006) might be useful but very few data were used to establish it:

$$w = \frac{w_p}{c_w} \tag{26}$$

with w_p prototype wind speed [m/s]
c_w constant factor c_w = 1.2 to 1.8 [-]

6.2.5 Influence of current

The following ways of interaction between wave and current are possible and are stated here as hypotheses. They are focused on the change in wave height. On a first thought it seems that a current causes only a displacement of every single water drop parallel to the wave crest and no change of any wave parameter is happening, than no effect on run-up would be detectable. But if we consider in a second thought that the current causes a deflection of every water particle moving in circular paths, than every particle would move along a helix and has to travel a longer distance which would cause an additional energy loss and a lower wave run-up. If we consider a sea state we can distinguish further between its smaller and bigger waves. Particles in a smaller wave would have to move in a more stretched helix as particles in a bigger wave. As we are focused on larger waves because they cause the widely known $R_{u2\%}$, a run-up height which would be only exceeded by 2 % of the incoming waves, the effect described above may be not so significant in the whole.

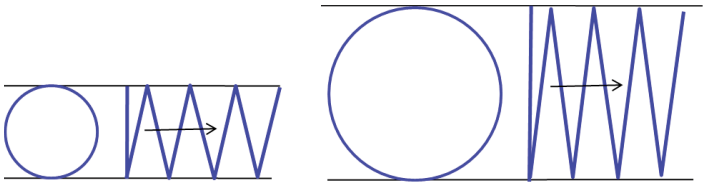


Figure 50: Moving path of a water drop in a smaller (left) and a bigger (right) wave of a sea state.

The change of the angular frequency and connected parameters as wave period and wave length can be calculated according to sec. 4.1.

But it is also possible that the current provides additional energy and this increases the wave energy and affects a higher wave run-up. The maximum attainable run-up height is equal to the kinetic energy head of the current ($v^2/(2g)$). A component of the current in wave direction may also increase the run-up velocity and leads to a higher run-up.

If there is a component of the current in the direction of wave propagation the wave length would increase which leads to a higher run-up and vice versa. If the component of the current in wave direction is equal to zero (the wave propagates in a perpendicular direction relative to the current) there would be no change in wave length. But there would be still a change in the direction of wave energy transport, because some energy would propagate parallel to the wave crest.

Fig. 51 shows the relative wave run-up versus surf similarity parameter for both reference tests and tests with currents, without wind and perpendicular wave attack. Regarding this diagram it is not obvious if a higher current velocity has any effect on the wave run-up.

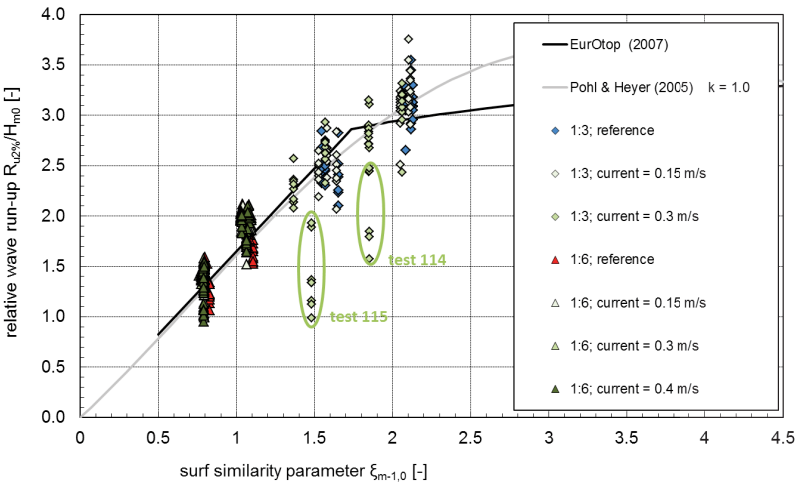


Figure 51: Relative run-up height $R_{u2\%}/H_{m0}$ versus surf similarity parameter $\xi_{m-1,0}$ for reference tests and tests with longshore current.

To analyze the influence of current on wave run-up the ratio γ_{cu} is defined as follows:

$$\gamma_{cu} = \frac{(R_{u2\%}/H_{m0})_{cu}}{(R_{u2\%}/H_{m0})_{cu=0}} \tag{27}$$

The so calculated influence factor γ_{cu} in dependence on current velocity is presented in Fig. 52. Green marked tests are characterized by significant differences between results from capacitive gauge and video analysis and were excluded from further analysis. The calculated values show no significant influence of current on run-up considering current velocities up to 0.4 m/s and perpendicular wave attack.

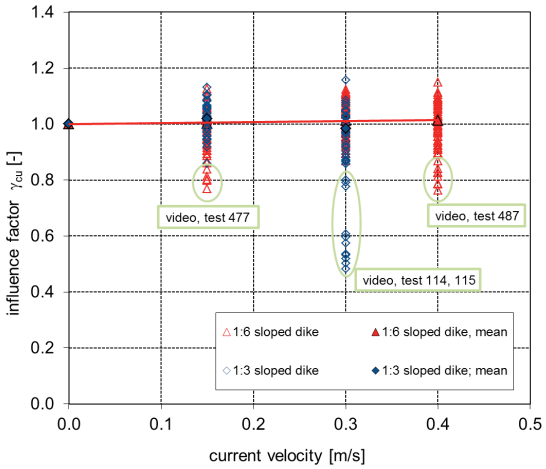


Figure 52: Influence factor γ_{cu} in dependence on current velocity (tests with current but without wind and perpendicular wave attack).

It seems that in case of oblique wave attack and longshore current the different and in part opposing effects mentioned above together with refraction and shoaling results in no change of run-up height.

6.2.6 Influence of current and oblique wave attack

In a second step the combined effect of oblique wave attack and a longshore current was investigated. It was described previously (chapter 4.1) that it is possible to include the change of wave parameters due to a longshore current by using the absolute wave parameters together with the angle of wave energy instead of the angle of wave attack.

But it is also possible that additional to the effect that a longshore current causes a deflection of the wave energy direction which decreases the wave run-up it increases the wave run-up velocity which would increase wave run-up. It is not obvious which effect might be dominated. It has to be considered too that all these effects will be superposed by refraction and shoaling as well.

The results of the current investigation show no obvious dependencies (Fig. 53 and Fig. 54) but it has to be considered that the relative wave run-up height $R_{u2\%}/H_{m0}$ is a very sensitive parameter. Here no clear advantage is obvious in using absolute wave parameters and the angle of wave energy instead of the relative wave parameters together with the angle of wave attack.

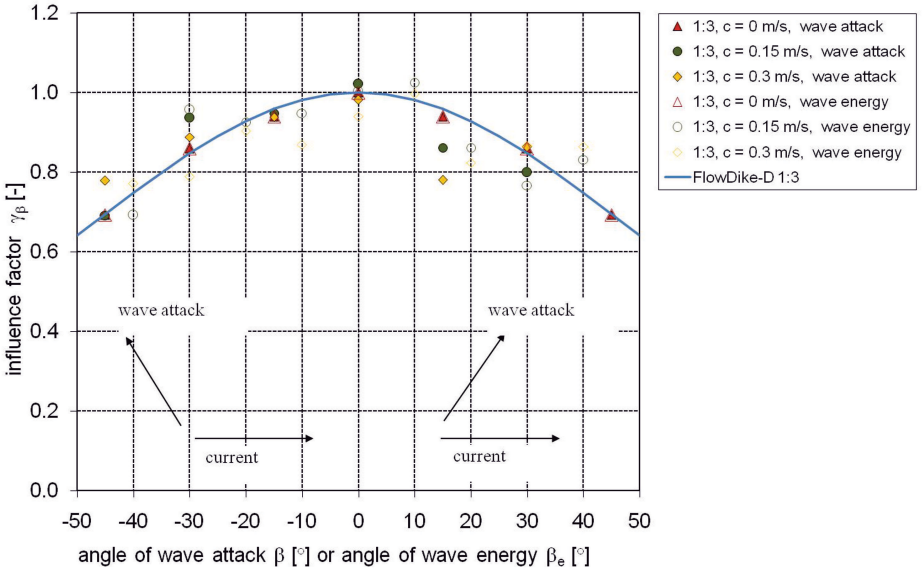


Figure 53: Influence factor γ_β in dependence on angle of wave attack or angle of wave energy respectively (1:3 sloped dike, tests with current and perpendicular and oblique wave attack but without wind).

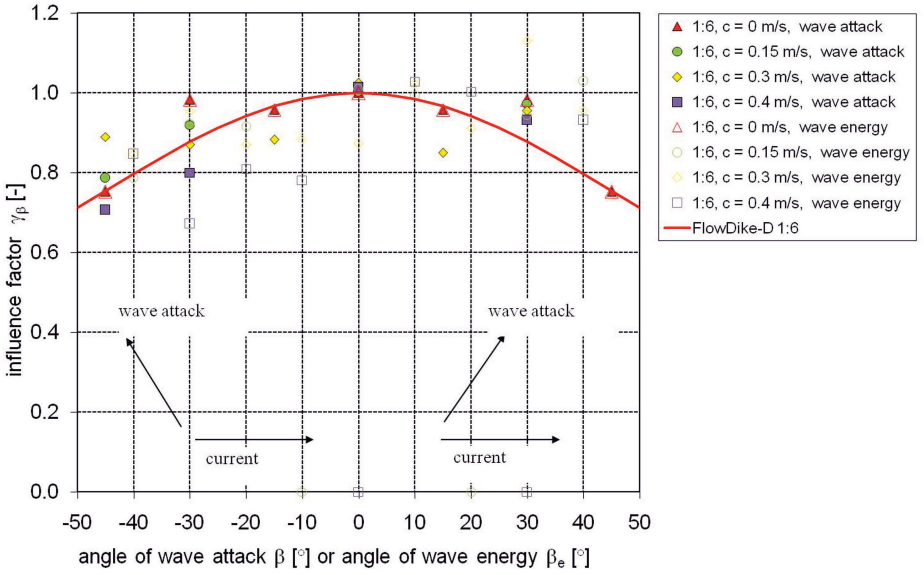


Figure 54: Influence factor γ_β in dependence on angle of wave attack or angle of wave energy respectively (1:6 sloped dike, tests with current and perpendicular and oblique wave attack but without wind).

6.2.7 Combination of all influence parameters

The third step within data analysis was the comparison between measured and calculated relative wave run-up. Calculation was done using the formula of EUROTOP-MANUAL (2007) together with the estimated influence factors γ_β, γ_{cu} and γ_w (see chapters 6.2.3 to 6.2.5). Results are presented in Fig. 55 and Fig. 56.

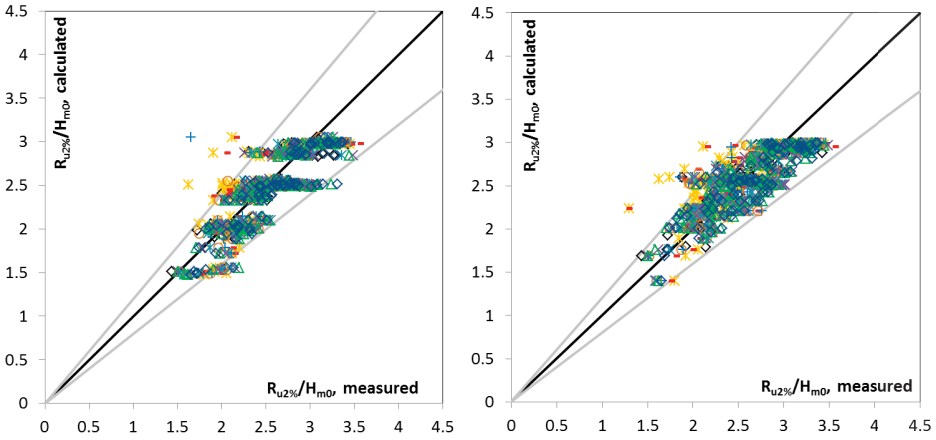


Figure 55: Comparison between measured and calculated relative wave run-up (1:3 sloped dike, calculation formulae by EUROTOP (2007) and the influence factors determined above; left: calculation using relative wave parameters; right: calculation using absolute wave parameters).

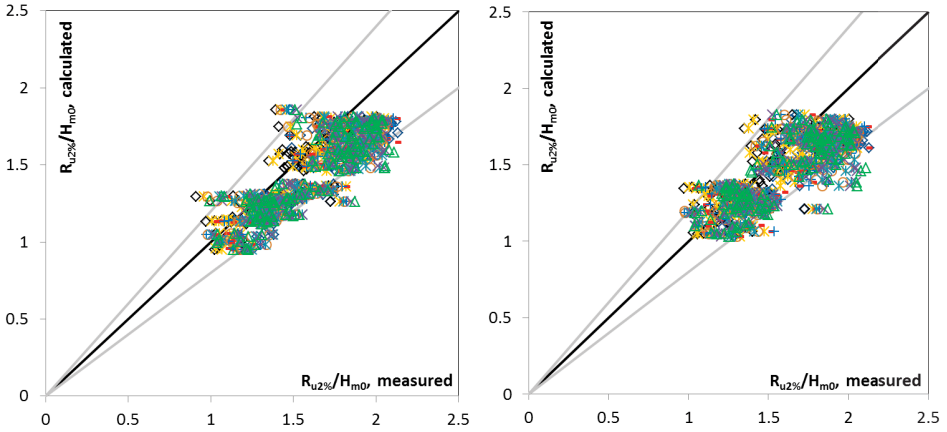


Figure 56: Comparison between measured and calculated relative wave run-up (1:6 sloped dike, calculation formulae by EUROTOP (2007) and the influence factors determined above; left: calculation using relative wave parameters; right: calculation using absolute wave parameters).

The comparison shows a good agreement between the measured and the calculated values. All pairs of values are in a range of ± 20 %. The advantage in using absolute wave parameters together with the angle of wave energy instead of relative wave parameters together with the angle of wave attack is not obvious.

6.3 Analysis on wave overtopping

6.3.1 Reference test

In a first step the results from the basic test without wind and current are compared to the existing formulae from the EurOtop-Manual (2007). The results on the 1:3 sloped dike and 1:6 sloped dike are illustrated below, together with their 95 % confidence range. First the results for both configurations fit well within the 95 % confidence range, which are displayed as dotted lines in the graphics. Most of the points fall below the average probabilistic trend (dashed blue line) from the EurOtop-Manual (2007), but validate altogether the formulae.

Interpolated trend lines were added to the following diagrams to make them easier to understand. Due to the relation between the dimensionless overtopping discharge q_* and the dimensionless freebord height R_{c*} an exponential function was chosen. After fitting the trend for the basic reference test, all following analysis will be done by regression analysis. For this purpose the inclinations of the slope b for each test series trend are compared to the inclination b of the reference test.

Fig. 57 shows the results of the reference tests for the 1:3 and 1:6 sloped dikes for breaking waves. In Fig. 58 the regression curve for non-breaking waves for the 1:3 sloped dike is given. All regression lines of the two dike slopes (dotted graph (1:3 dike) and dashed graph (1:6 dike)) are slightly lower than the recommended formula of the EurOtop-Manual (2007), but still lying within the confidence range of 95 %. In the following analysis the inclination of the graph of the corresponding reference test is used to determine the influence factors γ_i for the three different conditions:

- 1:3 dike for breaking wave conditions
- 1:6 dike for breaking wave conditions
- 1:3 dike for non-breaking wave conditions

For better comparison with the formulae from the EurOtop-Manual (2007), a regression with a fixed crossing on the y-axis was applied. The fixed interception Q_0 remains the same as the y-axis crossing from the EurOtop-Manual (2007) for each breaking condition.

The following trend was found for the 1:3 sloped dike (blue line):

- breaking waves: $Q_0 = 0.067$ $b = -5.189$
- non-breaking waves: $Q_0 = 0.2$ $b = -2.677$

The 1:6 sloped dike (red line) gives the following parameter:

- breaking waves: $Q_0 = 0.067$ $b = -4.779$

In each case the results follow an average trend, which is just a bit lower than the stated equation from the EurOtop-Manual (2007). Concluding for the analysis on wind, current and oblique wave attack, the crossing with the y-axis of the basic reference test can remain the same as in the formulae from EurOtop-Manual (2007). The inclination of the slope b will influence the designated comparison of the results, as it is used to determine the influence of each variable within a parametric study.

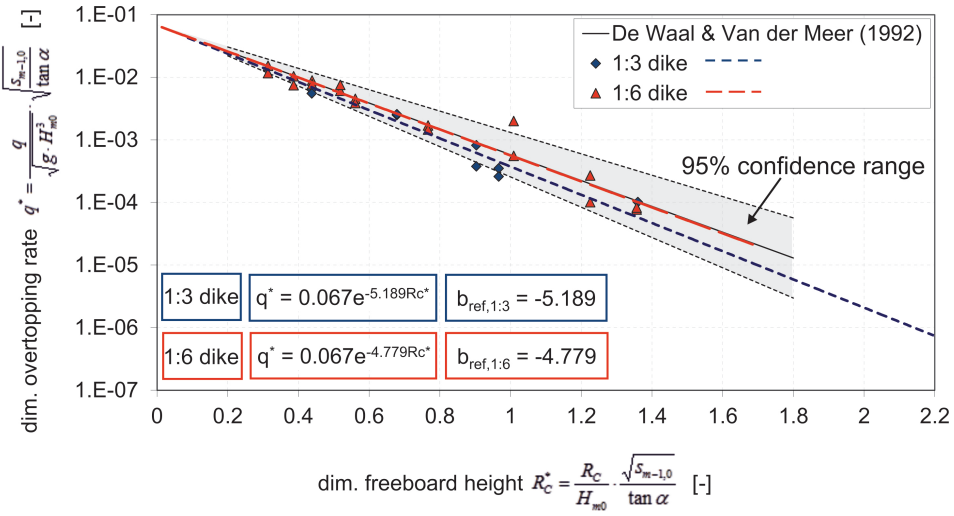


Figure 57: Dimensionless overtopping rate – reference tests for breaking wave conditions (1:3 dike, 1:6 dike).

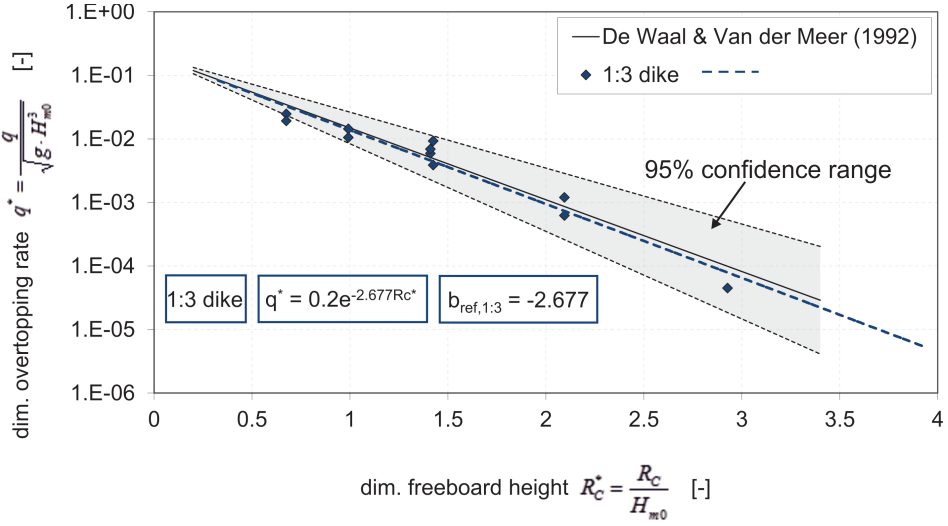


Figure 58: Dimensionless overtopping rate – reference test for non-breaking wave conditions (1:3 sloped dike).

Summarizing the first conclusions drawn in this section, it can be stated that:

- The results validate well the theory applied in EUROTOP-MANUAL (2007).
- The overtopping formula underestimates slightly the results found in FlowDike 1, but fits those of FlowDike 2 as well.
- The trend lines with fixed interception show an acceptable accuracy.
- The basic trend lines used for regression analysis of the following parametric set can be fixed on the y-axis to the interception values of formulae by the EUROTOP-MANUAL (2007).

- Between FlowDike 1 and FlowDike 2 a shift of the results has remained. This variance was about 8 % referring to the slope inclinations ($b_{ref,1:6} / b_{ref,1:3}$) = (-4.779/-5.189) = 92%.

6.3.2 Influence of wave spectra

Fig. 59 shows the results of former investigations on mostly 1:6 smooth sloped dikes. Most of the listed tests were performed during the German research project "Loading of the inner slope of sea dikes by wave overtopping" (BMBF KIS 009) where the investigation of different wave spectra was part of it. Also the test results during the project "Influence of oblique wave attack on wave run-up and wave overtopping – 3D model tests at NRC/Canada with long and short crested Waves" are included. In the left graph the data points of all tests are given. The corresponding regression curves are given in the right graph. It can be seen that the results for the double peak spectra and the TMA spectra is a bit smoother than the regression curve of FlowDike 1 and FlowDike 2 (1:3 and 1:6 sloped dike) and the sea state test.

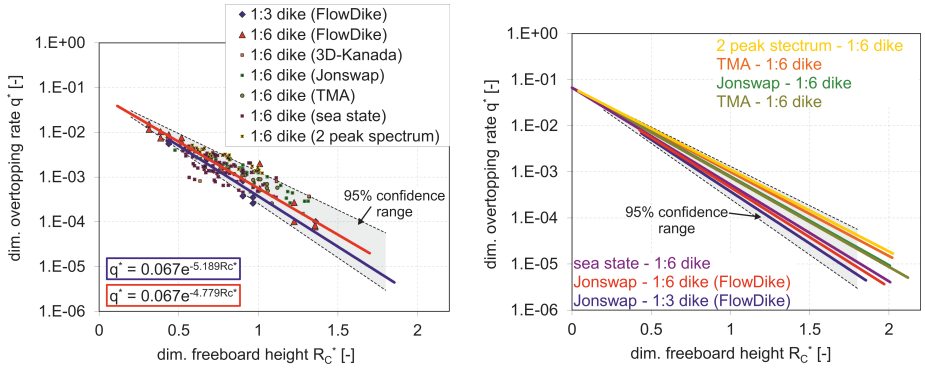


Figure 59: Influence of wave spectra on wave overtopping; Comparison of FlowDike 1 and FlowDike 2 results with former investigations by OUMERACI et al. (2002).

6.3.3 Influence of oblique wave attack without current

Oblique wave attack has been investigated before, so this section will only be an adaptation and verification. This is done with regard to the following analyses, which will consider the combined effects of obliqueness, currents and wind.

In the following figures (Fig. 60 to Fig. 62) all test results for oblique wave attacks are given. The trend lines have been determined with fixed interception for each angle of wave attack.

Again the data points lay very well around their exponential regression. Only the points for non-breaking waves with -15° oblique waves seem to scatter too much (cf. Fig. 62). There is an obvious trend in both graphs, where the increase of obliqueness results in a reduction of overtopping. For larger angles the reduction increases, this means between 0° and 15° the reduction is lower than between 30° and 45°.

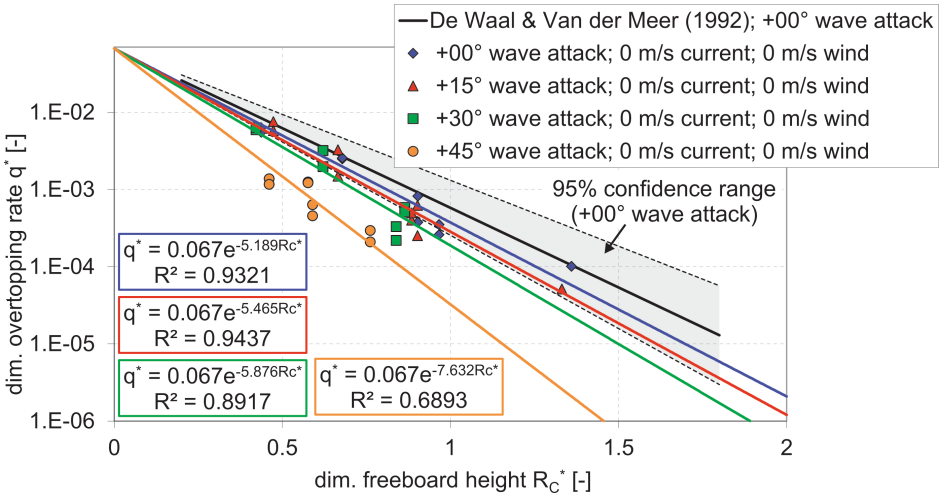


Figure 60: Influence of oblique wave attack on wave overtopping; 1:3 sloped dike (breaking conditions).

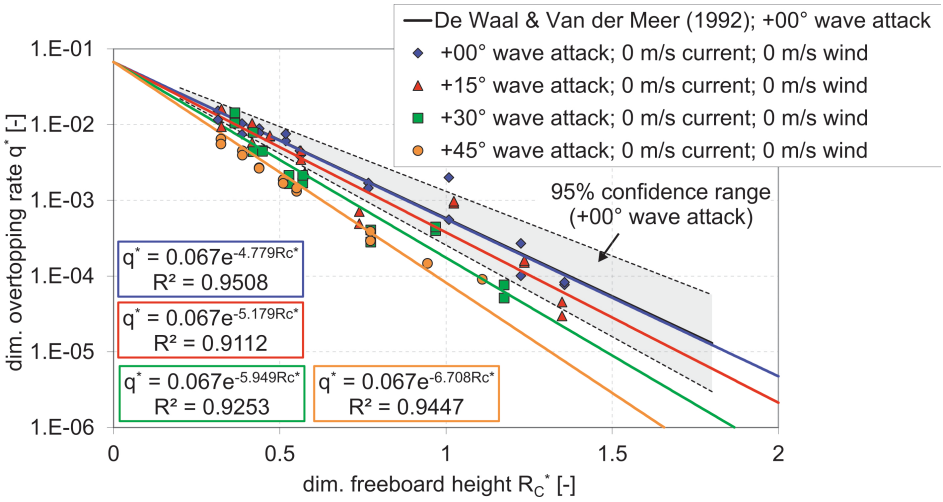


Figure 61: Influence of oblique wave attack on wave overtopping; 1:6 sloped dike (breaking conditions).

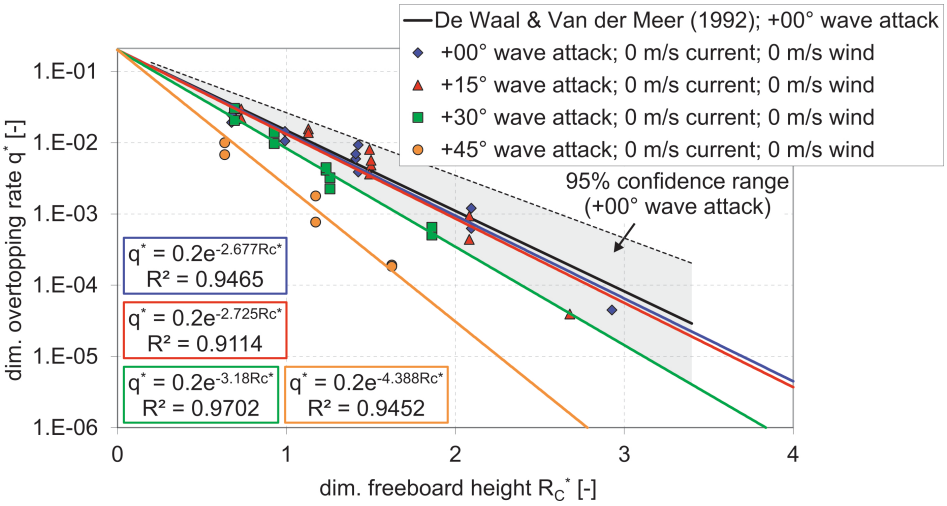


Figure 62: Influence of oblique wave attack on wave overtopping; 1:3 sloped dike (non-breaking conditions).

On the 1:6 sloped dike the trend lines and results for oblique wave attack for breaking conditions are illustrated in Fig. 61. A similar effect is obvious. The increase in obliqueness results in the reduction of overtopping, but this time the reduction, especially between 30° and 45°, is not as large as for the 1:3 sloped dike. It was mentioned before, that small overtopping amounts were expected and also recognized during testing due to the slope inclination. An explanation for less difference in the overtopping graphs for FlowDike 2 could be as well the smoother slope of the dike that leads to early breaking on the dike.

At a closer look one finds that the trend line slope b shows for all different angles of wave attack a shift between the 1:3 slope and the 1:6 slope. The shift was already perceived for the perpendicular waves (sec. 6.3.1) and will stay the same through the whole analysis (Tab. 2).

Table 2: Inclinations of the slopes $b_{1:3}$ and $b_{1:6}$ of tests without current and wind (cf. Fig. 60 to Fig. 61).

dike slope	wave conditions	wave attack			
		0°	15°	30°	45°
1:3	breaking waves	-5.189	-5.465	-5.876	-7.632
1:3	non-breaking waves	-2.677	-2.725	-3.180	-4.388
1:6	breaking waves	-4.779	-5.179	-5.949	-6.708

6.3.4 Statistical spread of tests

The slopes of the trend lines b (cf. figures above) are determined using the regression formula of Microsoft Excel 2010. To determine the statistical spreading of these values b a slope b_i was determined for every measured value separately. The procedure is clarified in Fig. 63 while b_i can be calculated by

$$b_i = \frac{ln\left(\frac{q_*}{a}\right)}{R_{c^*}} \quad [-] \tag{28}$$

with
- q_* dimensionless overtopping rate [-]
- a regression coefficient with $a = 0.067$ for breaking conditions and $b = 0.2$ for non-breaking conditions [-]
- R_{c*} dimensionless freeboard height [-]

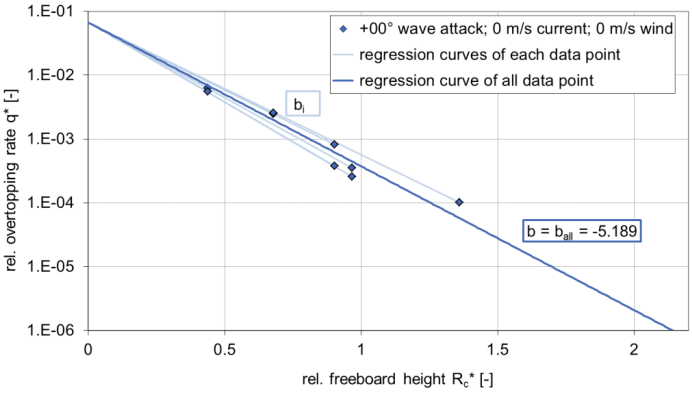


Figure 63: Determination of the slopes of the graphs for each data point b_i and the slope of the graph considering all data points $b_{all} = b$ exemplary for the reference test on the 1:3 sloped dike (breaking conditions).

For each data point i and its slope of the graph b_i, an influence factor γ_i is determined separately for each data point and defined by the following formula:

$$\gamma_i = \frac{b_i}{b_{all,0°}} [-] \tag{29}$$

Like given in Tab. 2 the parameter $b_{all,0°}$ are determined as follows:

- 1:3 sloped dike, breaking waves: $b_{all,0°} = -5.189$
- 1:3 sloped dike, non-breaking waves: $b_{all,0°} = -2.677$
- 1:3 sloped dike, breaking waves: $b_{all,0°} = -4.779$

These influence factors are plotted in Fig. 64 to Fig. 65 against the angle of wave attack.

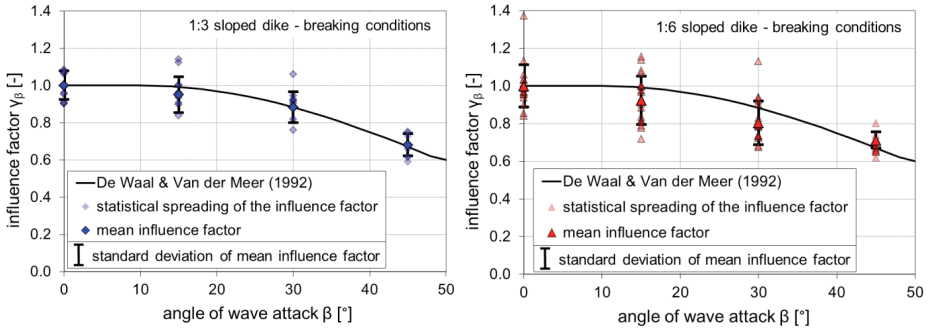


Figure 64: Influence of oblique wave attack on wave overtopping: statistical spreading of tests with oblique wave attack; breaking conditions (left: 1:3 sloped dike; right: 1:6 sloped dike).

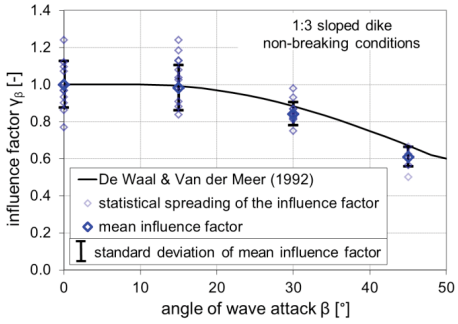


Figure 65: Influence of oblique wave attack on wave overtopping: statistical spreading of tests with oblique wave attack; 1:3 sloped dike (non-breaking wave conditions).

6.3.5 Comparison with former investigations

Influence factors for wave overtopping for obliqueness γ_β can be determined by comparing the exponential coefficients b_β for normal wave attack ($\beta=0$) and oblique wave attack ($\beta\neq0$):

$$\gamma_i = \frac{b_\beta}{b_{\beta=0°}} \tag{30}$$

The results of FlowDike 1 and FlowDike 2 validate well the trend of the former results like DE WAAL and VAN DER MEER (1992) (cf. Fig. 66). Most data points fall a little bit below the regression line.

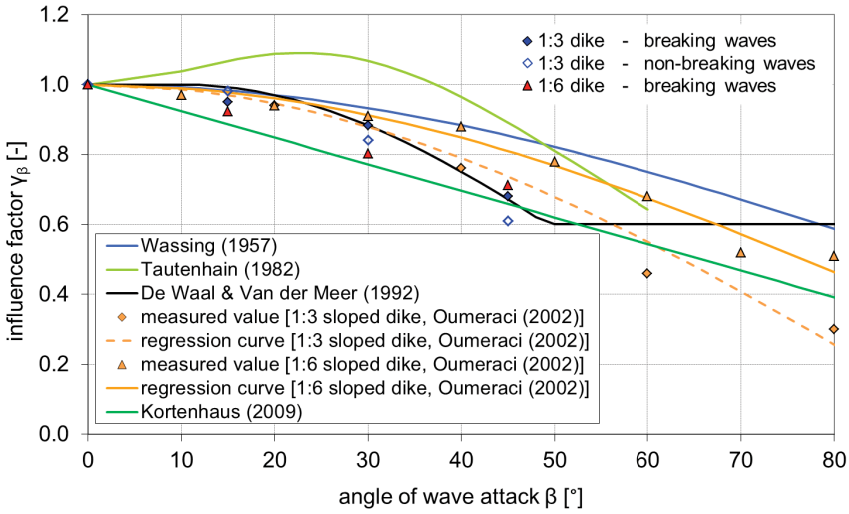


Figure 66: Comparison of influence factors for obliqueness – FlowDike 1 and FlowDike 2 (1:3 and 1:6 sloped dike) with former investigations.

6.3.6 Influence of current

To determine the influence of the longshore current, the influence factors γ_{cu} was introduced to take the influence of current v_x into account:

$$\gamma_{cu} = \frac{b_{cu}}{b_{cu=0}} \tag{31}$$

This influence factor is defined for tests with perpendicular wave attack and without wind. Fig. 67 gives these influence factors plotted against the current velocity for breaking and non-breaking conditions of each dike. The influence factors differ between 0.965 and 1.025, with the exception of the test on the 1:3 sloped dike under non-breaking wave conditions with a current velocity of 0.3 m/s.

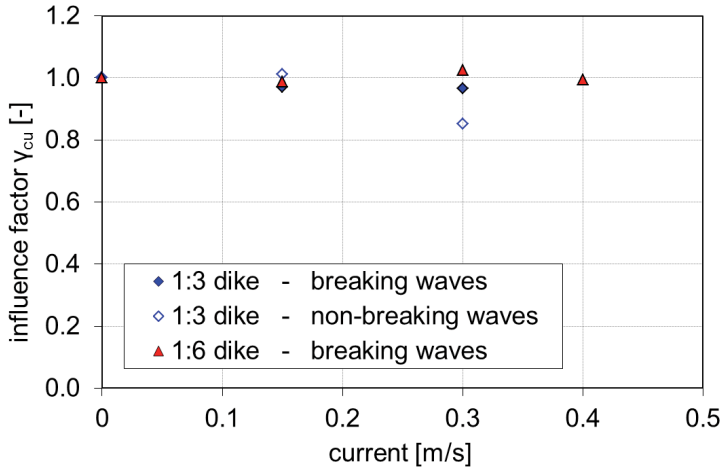


Figure 67: Influence of the current on wave overtopping, angle of wave attack $\beta = 0°$, no wind.

These influence factors and their statistical spreading against the current are plotted in Fig. 68 and Fig. 69.

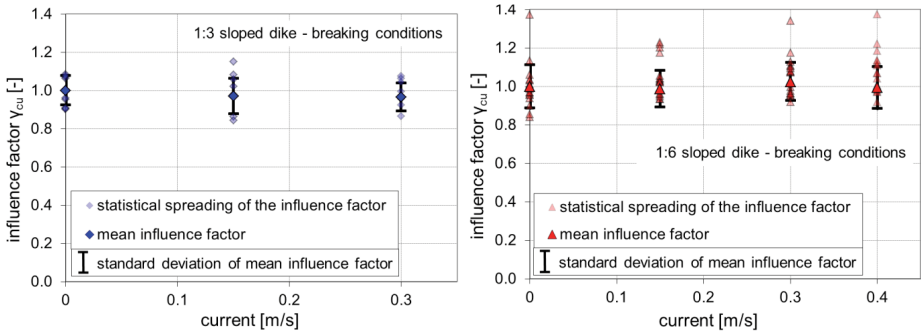


Figure 68: Influence of the current on wave overtopping: statistical spreading of tests with current, breaking conditions (left: 1:3 sloped dike; right: 1:6 sloped dike).

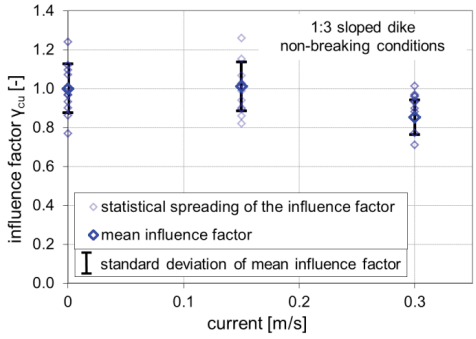


Figure 69: Influence of the current on wave overtopping: statistical spreading of tests with current; 1:3 sloped dike (non-breaking wave conditions).

6.3.7 Influence of wind

From the test program it can be seen that the test series on wind contain merely the wave spectra w1, w3 and w5 with a lower steepness than the wave spectra w2, w4 and w6. The steepness is a limiting factor for the surf similarity parameter, which is an input variable in the overtopping formulae. Due to this the generated waves for wind tests give only results for non-breaking conditions during FlowDike 1. For FlowDike 2 the influence of the slope was governing and still only breaking waves occurred. Another difference between FlowDike 1 and FlowDike 2 is the missing wind test for u = 4 m/s, only two tests on this wind speed exist.

Though the effect in overtopping could be measured the detected events marked as points in the graphs show almost no influence for small and high overtopping events for the 1:3 sloped dike (cf. Fig. 70, left; lying nearly on the points of the reference test and in the 95 % confidence range of DE WAAL and VAN DER MEER (1992)). This does not correlate to the statement by WARD et al. (1996) and DE WAAL et al. (1996) that for smaller overtopping amounts a small increasing trend for the average overtopping can be established while no influence is noticeable for higher overtopping rates.

For FlowDike 2 the effect of increasing average overtopping amounts for the smaller wave spectra, such as w1 can be stated again. The first data points for high waves in the graph match again the points from the reference test. The regression curves are nearly the same, so that no influence of wind is recognizable (cf. Fig. 70, right). The influence factors and their statistical spreading are plotted in Fig. 71 against the wind.

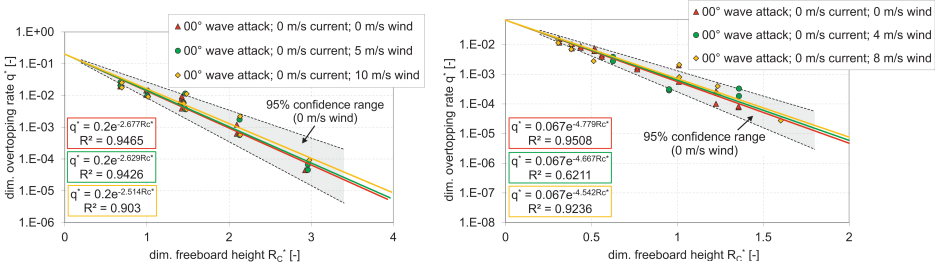


Figure 70: Wind influence on wave overtopping; left: 1:3 sloped dike – FlowDike 1; 1:6 sloped dike – FlowDike 2.

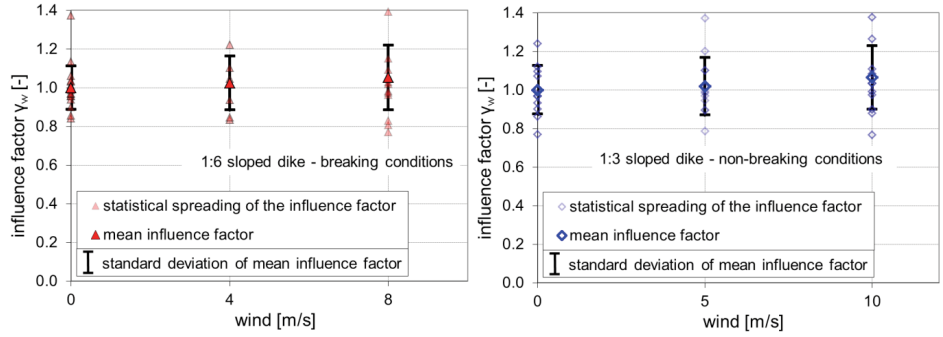


Figure 71: Statistical spreading of tests with wind; left: 1:6 sloped dike (breaking conditions); right: 1:3 sloped dike (non-breaking conditions).

6.3.8 Influence of oblique wave attack and current

To present the results of oblique wave attack and current on wave overtopping a distinction has to be done between the results for the 1:3 sloped dike for breaking and non-breaking waves (cf. Fig. 73) and the results for the breaking waves on the 1:6 sloped dike (cf. Fig. 74). In the following the results are presented for different combinations of the angle of wave attack and the angle of wave energy respectively the absolute and relative wave parameters (cf. Fig. 72):

- angle of wave attack and absolute wave parameters
- angle of wave attack and relative wave parameters
- angle of wave energy and absolute wave parameters

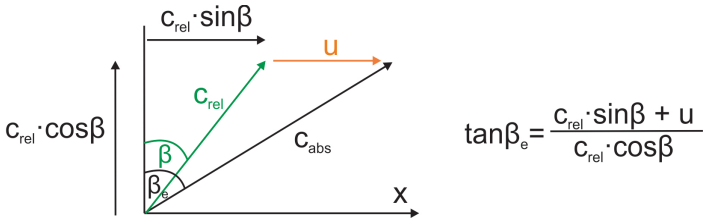


Figure 72: Relationship of the angle of wave attack, angle of wave energy, relative group velocity and absolute group velocity (cf. Fig. 25).

6.3.9 Angle of wave attack and absolute wave parameters

In a first step, a characteristic factor was applied to determine the influence of a combination of oblique waves and longshore current. The absolute wave parameters are used. The triangles show the influence factors for tests without current. An increase of the influence factor for increasing current velocity, shown by the circles (0.15 m/s), diamonds (0.30 m/s) and squares (0.40 m/s only 1:6 dike) is noticeable for breaking wave conditions. For non-breaking wave conditions (1:3 sloped dike) the influence factor increases for angles of wave attack of -45°, -30° and +15° and decreases for angles of wave attack of -15° and +30°. For non-breaking waves the influence factor of the tests under perpendicular wave attack and with a current of 0.30 m/s is quite smaller than with no current or a current of 0.15 m/s.

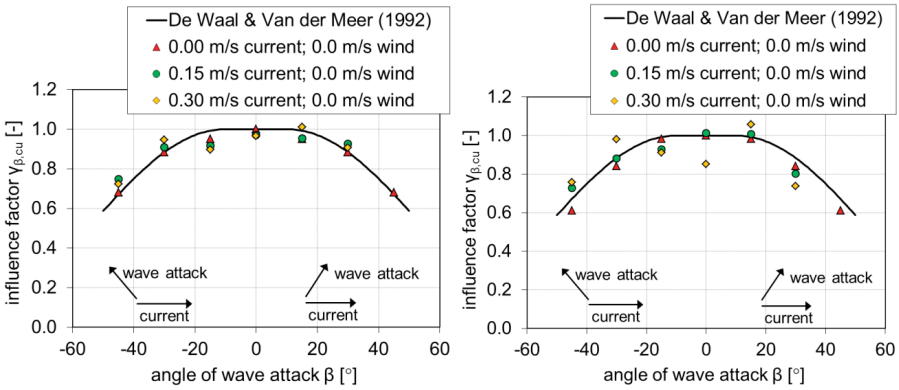


Figure 73: Current influence on wave overtopping, 1:3 sloped dike, left: breaking waves; right: non-breaking waves.

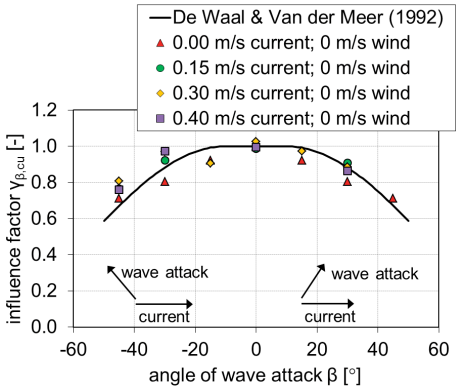


Figure 74: Current influence on wave overtopping, 1:6 sloped dike, breaking waves.

6.3.10 Angle of wave attack and relative wave parameters

For non-breaking waves the dimensionless overtopping rate and the dimensionless freeboard height were determined independent of the wave period (cf. Fig. 57 and Fig. 58). Hence using the relative wave period only changes the influence factor $\gamma_{\beta,cu}$ for breaking wave conditions and not for non-breaking conditions. The corresponding graphs are given below for the 1:3 and the 1:6 sloped dike (Fig. 75 and Fig. 76). The filled data points are results considering the absolute wave period $T_{abs,m-1,0}$. The non-filled data points were determined by using the relative wave period $T_{rel,m-1,0}$. The influence factor decreases for positive angles of wave attack. For negative angles of wave attack the relative wave periods become smaller. Consequently the influence factors increase to high values and cannot be used for describing the influence of currents. The here presented data corresponding to the relative wave period investigation are preliminary data and do not fit the data of further graphs.

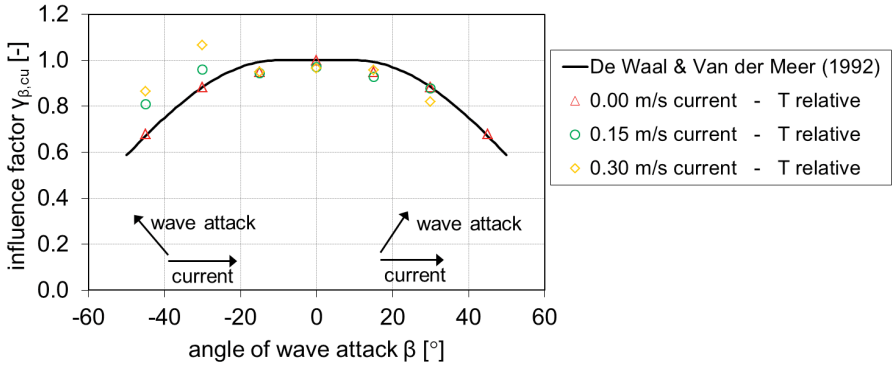


Figure 75: Current influence on wave overtopping including the relative wave period, 1:3 sloped dike, br. waves.

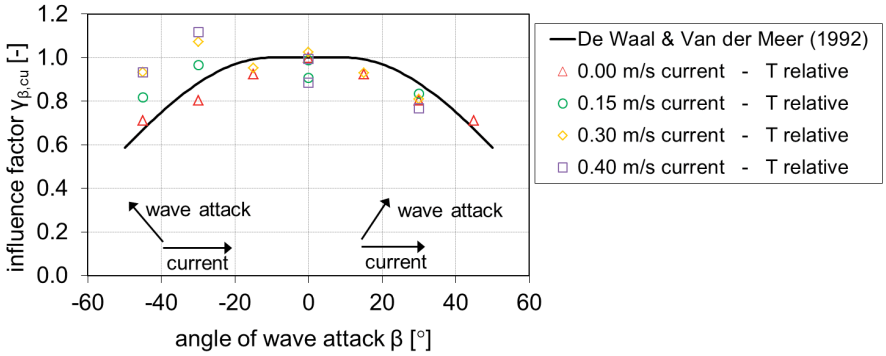


Figure 76: Current influence on wave overtopping including the relative wave period, 1:6 sloped dike, br. waves.

6.3.11 Angle of wave energy and absolute wave parameters

In the following, the theory of the wave energy direction is applied to the test results in Fig. 77 to Fig. 79 for the 1:3 and 1:6 sloped dike for breaking and non-breaking (only 1:3 sloped dike) waves. The filled data points are plotted against the angle of wave energy β_e. The data using the direction of wave energy lie further to the right than the data points that consider only the wave direction and not its energy direction and correspond fairly well to the graph of DE WAAL and VAN DER MEER (1992).

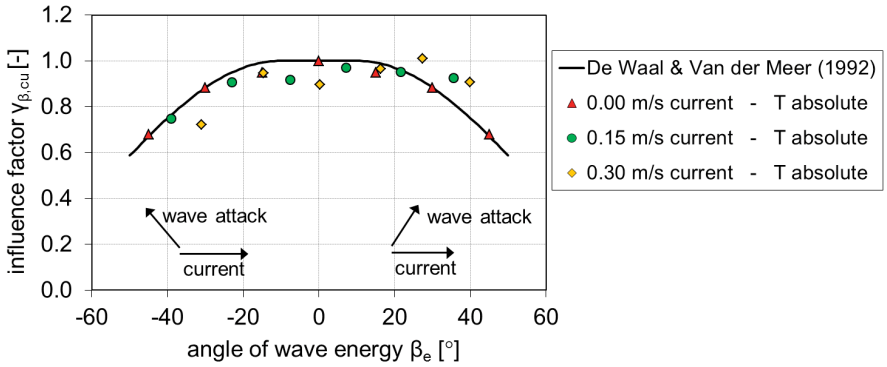


Figure 77: Current influence on wave overtopping including the angle of wave energy, 1:3 sloped dike, br. waves.

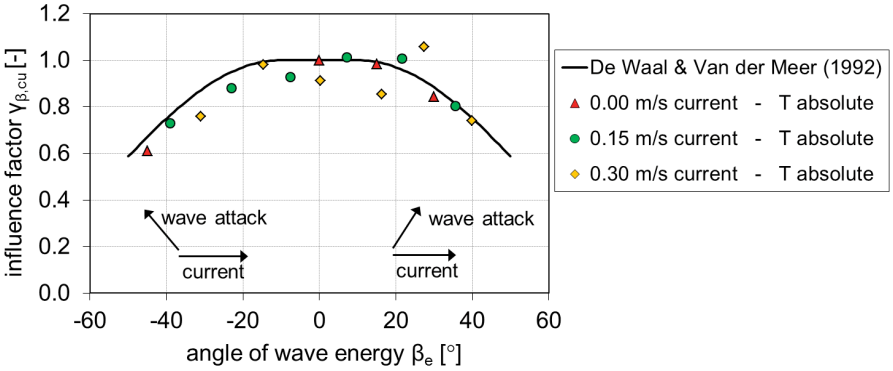


Figure 78: Current influence on wave overtopping incl. the angle of wave energy, 1:3 sloped dike, non-br. waves.

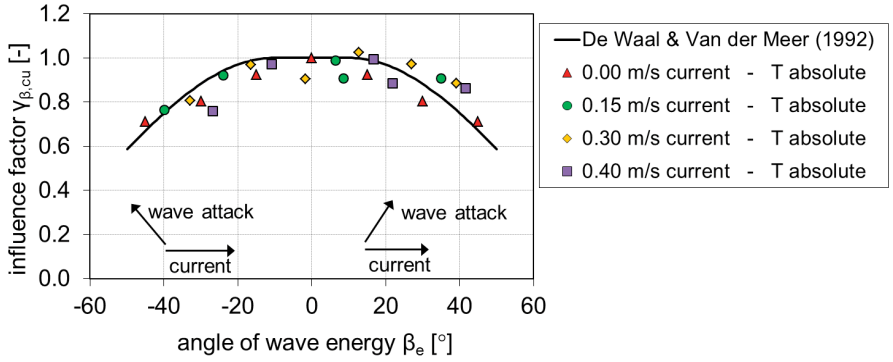


Figure 79: Current influence on wave overtopping including the angle of wave energy, 1:6 sloped dike, br. waves.

6.3.12 Conclusion

The influence of a longshore current combined with oblique wave attack has been analyzed. In the following a brief conclusion will be given for the three different combinations of the angle of wave attack and the angle of wave energy respectively the absolute and relative wave parameters:

- angle of wave attack and absolute wave parameters:
  - no significant influence of the current on wave overtopping could be measured
  - for breaking waves an insignificant increasing of wave overtopping is identifiable for current > 0 m/s
  - for non-breaking waves (1:3 sloped dike): the wave overtopping increases with a higher current velocity with negative angles of wave attack; the wave overtopping decreases with a higher current velocity with positive angles of wave attack
- angle of wave attack and relative wave parameters
  - the dimensionless overtopping rate increases inexplicable using relative wave parameters
- angle of wave energy and absolute wave parameters
  - influence factors correspond more or less with the formula for γ_β by EUROTOP-MANUAL (2007)

Because of the slight influence of a longshore current on wave overtopping it is recommended to use the angle of wave attack and absolute wave parameters as analyzing method.

6.4 Comparison of wave run-up and wave overtopping

This section summarizes the influences of the angle of wave attack, the longshore current and wind on wave run-up and wave overtopping. For every data set the influence factor γ is given in Tab. 3 to Tab. 10 for the 1:3 sloped (breaking and non-breaking wave conditions) dike and the 1:6 sloped dike (breaking wave conditions). The influence factors determined by the analysis on wave run-up correspond well with the influence factors determined by wave overtopping analysis. As described in sec. 6.2 for wave run-up and 6.3 for wave overtopping only some tests give unclear influence factors. These factors are written in gray in the following tables.

Table 3: Influence factors γ_β for oblique wave attack.

angle of wave attack	1:3 sloped dike			1:6 sloped dike	
	run-up	overtopping br. waves	overtopping non-br. waves	run-up	overtopping br. waves
0°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
-15°	0.94	0.95	0.98	0.96	0.92
-30°	0.86	0.88	0.84	0.98	0.80
+45°	0.69	0.68	0.61	0.75	0.71

Table 4: Influence factors γ_{cu} for current.

current	1:3 sloped dike			1:6 sloped dike	
	run-up	overtopping br. waves	overtopping non-br. waves	run-up	overtopping br. waves
0 m/s	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.15 m/s	1.02	0.97	1.01	1.00	0.99
0.30 m/s	0.98	0.97	0.85	1.01	1.02
0.40 m/s	-	-	-	1.01	0.99

Table 5: Influence factors γ_{w} for wind.

wind	1:3 sloped dike			1:6 sloped dike	
	run-up	overtopping br. waves	overtopping non-br. waves	run-up	overtopping br. waves
0 m/s	1.00	-	1.00	1.00	1.00
4 m/s or 5 m/s	1.00	-	1.02	0.98	1.02
8 m/s or 10 m/s	1.01	-	1.07	0.95	1.05

Table 6: Influence factors $\gamma_{\beta,cu}$ for current, oblique wave attack $\beta = -45°$, 0 m/s wind.

current	1:3 sloped dike			1:6 sloped dike	
	run-up	overtopping br. waves	overtopping non-br. waves	run-up	overtopping br. waves
0 m/s	0.69	0.68	0.61	0.75	0.71
0.15 m/s	0.69	0.75	0.73	0.79	0.76
0.30 m/s	0.78	0.72	0.76	0.89	0.81
0.40 m/s	-	-	-	0.71	0.76

Table 7: Influence factors $\gamma_{\beta,cu}$ for current, oblique wave attack $\beta = -30°$, 0 m/s wind.

current	1:3 sloped dike			1:6 sloped dike	
	run-up	overtopping br. waves	overtopping non-br. waves	run-up	overtopping br. waves
0 m/s	0.86	0.88	0.84	0.98	0.80
0.15 m/s	0.94	0.91	0.88	0.92	0.92
0.30 m/s	0.89	0.95	0.98	0.87	0.97
0.40 m/s	-	-	-	0.80	0.97

Table 8: Influence factors $\gamma_{\beta,cu}$ for current, oblique wave attack $\beta = -15°$, 0 m/s wind.

current	1:3 sloped dike			1:6 sloped dike	
	run-up	overtopping br. waves	overtopping non-br. waves	run-up	overtopping br. waves
0 m/s	0.94	0.95	0.98	0.96	0.92
0.15 m/s	0.95	0.92	0.93	-	-
0.30 m/s	0.94	0.90	0.91	0.88	0.90
0.40 m/s	-	-	-	-	-

Table 9: Influence factors $\gamma_{\beta,cu}$ for current, oblique wave attack $\beta = +15°$, 0 m/s wind.

current	1:3 sloped dike			1:6 sloped dike	
	run-up	overtopping br. waves	overtopping non-br. waves	run-up	overtopping br. waves
0 m/s	0.94	0.95	0.98	0.96	0.92
0.15 m/s	0.86	0.95	1.01	-	-
0.30 m/s	0.78	1.01	1.06	0.85	0.97
0.40 m/s	-	-	-	-	-

Table 10: Influence factors $\gamma_{\beta,cu}$ for current, oblique wave attack $\beta = +30°$, 0 m/s wind.

current	1:3 sloped dike			1:6 sloped dike	
	run-up	overtopping br. waves	overtopping non-br. waves	run-up	overtopping br. waves
0 m/s	0.86	0.88	0.84	0.98	0.80
0.15 m/s	0.80	0.93	0.80	0.97	0.91
0.30 m/s	0.86	0.91	0.74	0.96	0.89
0.40 m/s	-	-	-	0.93	0.86

6.5 Analysis of flow processes on dike crests

6.5.1 Plausibility of the measured data

Nowadays, the research on wave run-up and wave overtopping intends to describe also the flow processes on the crest. SCHÜTTRUMPF (2001) and VAN GENT (2002) describe these processes related to wave run-up and wave overtopping by flow parameters such as flow depth $h_{2\%}$ and flow velocity $v_{2\%}$. A formula resulting from a simplified energy equation is given to determine the flow depths on the seaward dike crest $h_{2\%}$ which are exceeded by 2 % of the incoming waves with the formula

$$\frac{h_{2\%}}{H_s} = c_h \cdot \frac{R_{u2\%} - R_c}{H_s} \text{ [-]} \tag{32}$$

with H_s significant wave height [m]

$R_{u2\%}$ run-up height exceeded by 2 % of the incoming waves [m]
R_c freeboard height [m]
c_h empirical coefficient determined by model tests[-]

Additionally flow velocities on the seaward dike crest $v_{2\%}$ are given by

$$\frac{v_{2\%}}{\sqrt{g \cdot H_s}} = c_v \cdot \sqrt{\frac{R_{u2\%} - R_c}{H_s}} \text{ [-]} \tag{33}$$

c_v empirical coefficient determined by model tests [-]

Experimental investigations on the overtopping flow parameters were performed in small and large wave flumes but the three dimensionality of the process was not investigated so far.

For each test of the 1:3 and 1:6 sloped dike the coefficients c_h and c_v were determined by using the described formula (32) and (33) by SCHÜTTRUMPF and VAN GENT (2003). To exclude measuring errors a selection of tests was made: flow velocities of wind tests and with a corresponding flow depth on the crest lower than 1 cm are not usable because the micro propeller was not able to deliver correct results under these conditions. These flow velocities are not considered in the following analysis. Fig. 80 and Fig. 81 show the coefficients c_h and c_v for all four dike configurations on the seaward side. These coefficients c_h and c_v are determined using the mentioned formula by SCHÜTTRUMPF and VAN GENT (2003):

$$c_h = \frac{R_{u2\%} - R_c}{H_s} \cdot \frac{H_s}{h_{2\%}} \text{ [-]} \tag{34}$$

$$c_v = \sqrt{\frac{R_{u2\%} - R_c}{H_s}} \cdot \frac{\sqrt{g \cdot H_s}}{v_{2\%}} \text{ [-]} \tag{35}$$

with H_s significant wave height [m]
$R_{u2\%}$ run-up height exceeded by 2 % of the incoming waves [m]
R_c freeboard height [m]
c_h empirical coefficient determined by model tests [-]

In Fig. 80 and Fig. 81 the standard-deviations $\pm\sigma$, $\pm 2\sigma$ and $\pm 3\sigma$ of the coefficients c_h and c_v are plotted respectively.

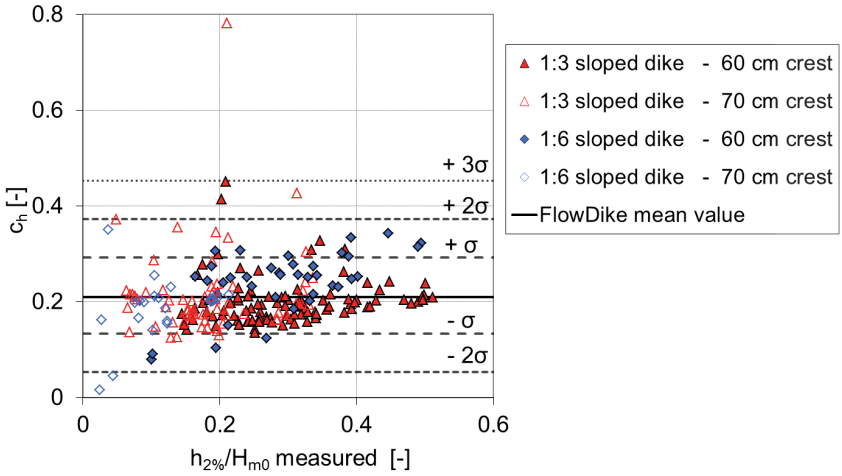


Figure 80: Coefficient c_h as a function of $h_{2\%}/H_{m0}$ without tests with wind or flow depth under 1 cm.

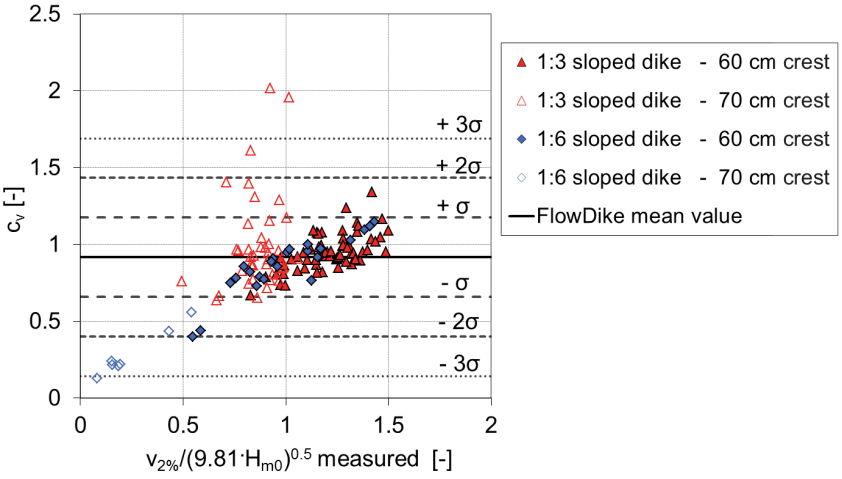


Figure 81: Coefficient c_v as a function of $v_{2\%}/\left(9.81H_{m0}\right)^{0,5}$ without tests with wind or flow depth under 1 cm.

Furthermore, as a result of these distributions the data which are located outside the 3σ-interval are excluded from the following analysis and new mean values are determined.

To verify the coefficients for each dike configuration the average coefficient of each dike configuration and the average coefficient of all dike configurations are shown in Fig. 82. The standard deviation refers to every single test. The coefficient c_v of the 1:6 sloped and 0.7 m high dike gives quite different values than the other dike configurations (cf. red-lined circle in Fig. 82). Therefore this dike configuration will be omitted for the determination of the coefficient c_v. Fig. 83 shows the new distribution of coefficients and the final constant empirical coefficients c_h and c_v:

$c_h = 0.21$ and $c_v = 0.94$

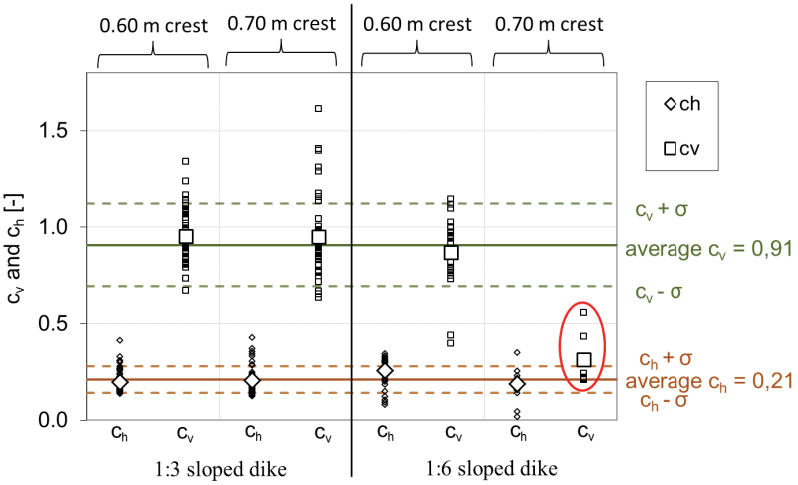


Figure 82: Average coefficients of every single dike configuration and of all configurations together.

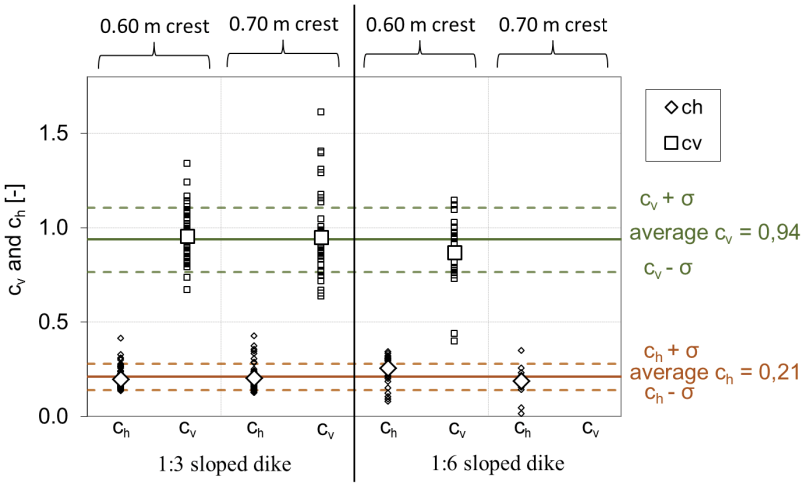


Figure 83: Average coefficients of every single dike configuration and of all configurations together excluding c_v of 1:6 sloped and 0.7 m high dike.

It is possible to determine the flow depths and flow velocities on the seaward side by using the modification of empirical coefficients used in formula (32) and (33) by SCHÜTTRUMPF and VAN GENT (2003).

Fig. 84 shows that the new empirical coefficient $c_h = 0.21$ is lower than the coefficient by SCHÜTTRUMPF (2001) $c_h = 0.33$ and is slightly higher than the value by VAN GENT (2002) $c_h = 0.15$. The coefficient $c_v = 0.94$ for the results of FlowDike 1 and FlowDike 2 is lower than the coefficients by SCHÜTTRUMPF (2001) $c_v = 1.37$ and VAN GENT (2002) $c_v = 1.30$. The coefficients by SCHÜTTRUMPF (2001) have been determined

by flow depth and flow velocities on the dike slope, while flow depths on the dike crest have been used in FlowDike 1 and FlowDike 2.

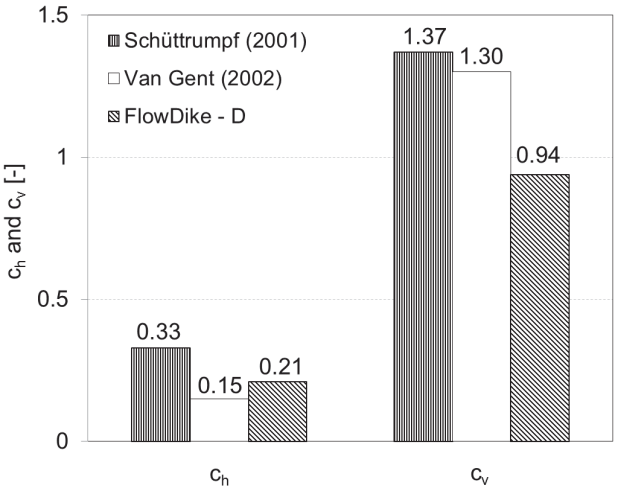


Figure 84: Coefficients c_h and c_v of former investigations compared with the new coefficients by FlowDike 1 and FlowDike 2.

With the new empirical coefficients c_h and c_v flow depths $h_{2\%}$ and flow velocities $v_{2\%}$ were calculated and plotted against the measured values (Fig. 85). According to the modification of empirical coefficients used in formulas by SCHÜTTRUMPF and VAN GENT (2003) it is possible to determine the flow depths and flow velocities on the seaward side of the crest on the 1:3 sloped dike (Fig. 85) and 1:6 sloped dike (Fig. 86). Further analysis considering the influence of current and wind on flow processes on dike crests has not been carried out yet.

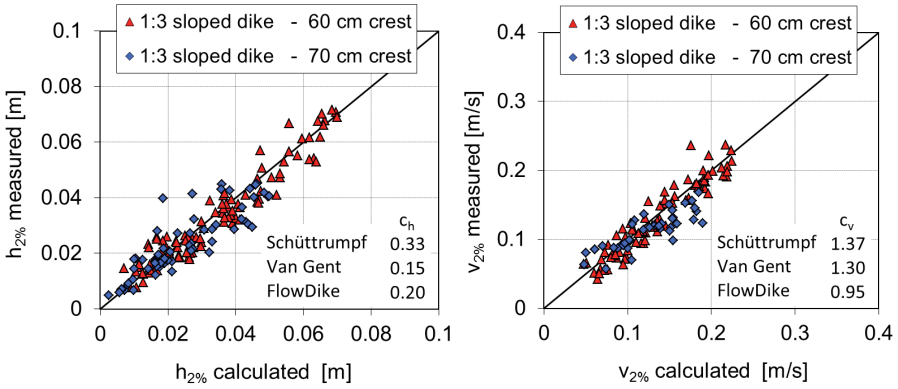


Figure 85: Measured and calculated flow depths $h_{2\%}$ and flow velocities $v_{2\%}$ on the seaward side of the dike crests using the new empirical coefficients, 1:3 sloped dike.

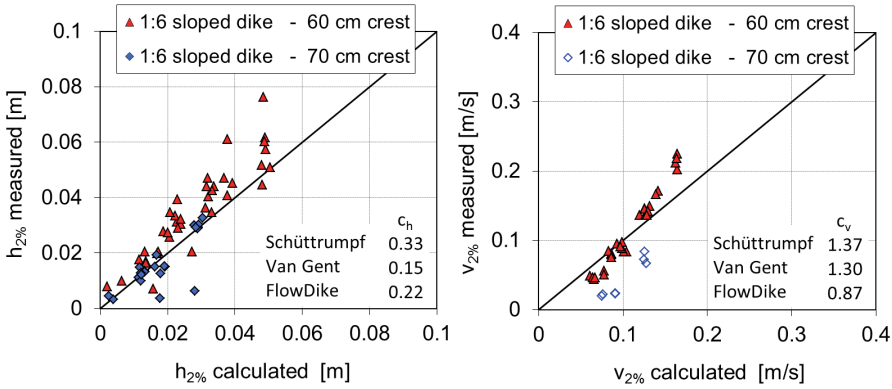


Figure 86: Measured and calculated flow depths $h_{2\%}$ and flow velocities $v_{2\%}$ on the seaward side of the dike crests using the new empirical coefficients, 1:6 sloped dike.

6.5.2 Influence of oblique wave attack on flow processes on dike crests

In the following section the influence of oblique wave attack on flow depth on dike crests will be analyzed. Following the previous chapter, the flow velocities on the dike crests do not give clear results. Therefore they will not be used for the determination of the influence of oblique wave attack on flow processes on dike crests.

The dimensionless flow depth h^* can be determined using the following formula:

$$h^* = \frac{h_{2\%}}{H_s} \text{ [-]} \tag{36}$$

with $h_{2\%}$ flow depths on seaward dike crest, which is exceeded by 2 % of the incoming waves [m]

H_s significant wave height [m]

Fig. 87 and Fig. 88 give the dependency between the dimensionless flow depth h^* and the dimensionless freeboard height R_c^* for the different angles of wave attack. The interception with the y-axis of the regression curves is defined as $h^*=1$. This means that the flow depths on the seaward dike crest $h_{2\%}$ have the same value as the significant wave height H_s. The inclination of the graphs of the tests with perpendicular wave attack is lower than the slopes of the graphs of the test with oblique wave attack. The higher the angle of wave attack the smaller is the dimensionless flow depth h^* for unchanged dimensionless freeboard height R_c^*. This behavior corresponds well with the characteristic of the wave overtopping rate (cf. section 6.3).

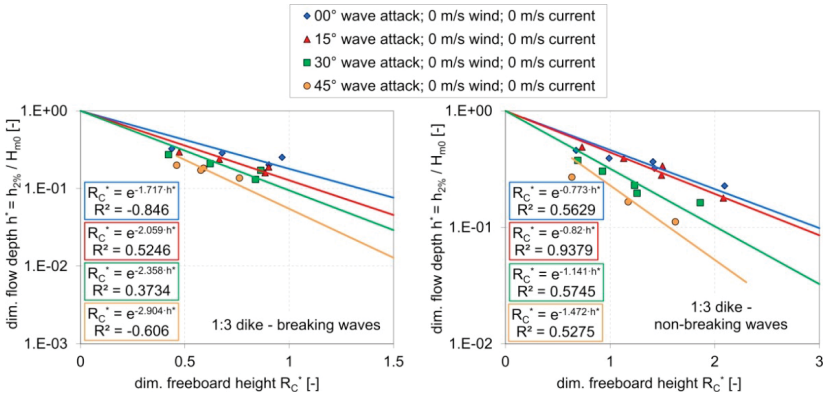


Figure 87: Influence of oblique wave attack on flow depth on dike crests; 1:3 sloped dike (left: breaking conditions; right non-breaking conditions).

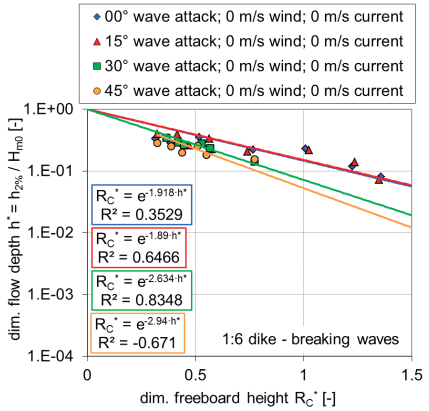


Figure 88: Influence of oblique wave attack on flow depth on dike crests; 1:6 sloped dike (breaking conditions).

7 Conclusion

The investigations of FlowDike 1 and FlowDike 2 focussed on the effects of onshore wind and longshore current on wave run-up and wave overtopping for perpendicular and oblique wave attack. These variables were two of the missing effects in freeboard design and therefore a main interest for design purposes. Model tests were carried out in the shallow water wave basin at DHI (Hørsholm, Denmark) and included the configuration of a 1:3 sloped dike (FlowDike 1) and a 1:6 sloped dike (FlowDike 2).

The data analysis on wave run-up was based on an advanced data extraction from video films considering 10 separate stripes of the run-up board which provided additional measurement results. In a first step the measured wave run-up was analyzed with respect to the influence of a single parameter: oblique wave attack, onshore wind and a longshore current.

Results considering oblique wave attack confirm former empirical investigations. The increasing effect of onshore wind on wave run-up as described regarding former model

tests with monochromatic waves could not be validated by the FlowDike test results. The investigated onshore wind speed of < 10 m/s had no significant effect on the wave run-up in the model tests with the 1:3 sloped dike and a very slightly decreasing effect in the model tests with the 1:6 sloped dike. Furthermore no significant effect on wave run-up in case of a longshore current velocity < 0.4 m/s and a perpendicular wave attack was obtained.

In a second step the combined effect of oblique wave attack and a longshore current was investigated. The results show non obvious dependencies but it has to be considered that the relative wave run-up height is a very sensitive parameter.

The third step within data analysis was the comparison between measured and calculated relative wave run-up. Calculation was done using the formula of EUROTOP-MANUAL (2007) together with the estimated influence factors γ_β, γ_{cu} and γ_w. The comparison shows a good agreement between the measured and the calculated values. All pairs of values are in a range of ± 20 %.

The tests on perpendicular wave attack without influencing parameter were validated with existing wave overtopping formulae from the EUROTOP-MANUAL (2007). For both model tests the data points of the reference tests fit well within the 95 % confidence range of the formula.

All wind tests confirmed the stated assumptions by GONZÁLEZ-ECRIVA (2006) and DE WAAL et al. (1996) concerning the significant wind impact on small overtopping discharges. For high overtopping discharges practically no influence is noticeable as the data points for wind match those of the reference test, this validates the stated theory of WARD et al. (1996).

The influence of oblique waves on overtopping was analyzed as a last resort. In a first attempt the results found for both investigations validate the trend for obliqueness to reduce wave overtopping. The influence factors found for FlowDike 1 validate well the regression trend found for former investigations.

For wave overtopping the combination of oblique wave attack and longshore current was analyzed by determining an influence factor $\gamma_{\beta,cu}$. Using therefore the relative wave period $T_{rel,m-1,0}$ instead of the absolute wave period $T_{abs,m-1,0}$ leads to rather high values and does not account the current influence on wave overtopping. Instead of that the influence-factor $\gamma_{\beta,cu}$ can be determined by using the angle of wave energy β_e instead of the angle of wave attack β.

The influence factors for the angle of wave attack, the longshore current and wind on wave run-up correspond well to the influence factors on wave overtopping. For both analysis on wave run-up and wave overtopping the absolute wave parameters and the angle of wave attack should be used.

According to the modification of empirical coefficients used in formulae by SCHÜTTRUMPF and VAN GENT (2003) it is possible to determine the flow depths and flow velocities on the seaward side of the crest. Additionally, the dimensionless flow depths for different dimensionless freeboard height and different angles of wave attack have been analyzed. The higher the angle of wave attack the smaller is the dimensionless flow depth for unchanged dimensionless freeboard heights. This behavior corresponds well with the characteristics of the wave overtopping rate.

Further investigations on very oblique wave attack with $\beta > 45°$ are planned within the HYDRALAB-IV project CornerDike.

8 List of abbreviations

br	breaking wave conditions
nbr	non-breaking wave conditions
SWL	still water level
w1	wave condition number 1
w2	wave condition number 2
w3	wave condition number 3
w4	wave condition number 4
w5	wave condition number 5
w6	wave condition number 6

9 Notation

a	[-]	regression coefficient with $a=0.067$ for breaking conditions and $a=0.2$ for non-breaking conditions
a_r	[-]	coefficient depending at least on the dike slope to determine the influence factor γ_β
b_{all}, $b_{all,0°}$	[-]	slope of the graph considering all data points (for normal wave attack)
b_i	[-]	slopes of the graphs for each data point
b_r	[-]	coefficient depending at least on the dike slope to determine the influence factor γ_β
$b_{ref,l:3}$	[-]	slopes of the graph of the reference test (1:3 sloped dike)
$b_{ref,l:6}$	[-]	slopes of the graph of the reference test (1:6 sloped dike)
b_β	[-]	exponential coefficients for normal or oblique wave attack
c_{abs}	[m/s]	absolute velocity of waves
$c_{g,abs}$	[m/s]	absolute group velocity of waves
$c_{g,rel}$	[m/s]	relative group velocity of waves
c_h	[-]	empirical coefficient determined by model tests concerning flow depth on crest
c_{rel}	[m/s]	relative velocity of waves
c_v	[-]	empirical coefficient determined by model tests
c_w	[-]	constant factor to determine the wind speed by GONZÁLES-ECRIVÁ (2006)
d	[m]	flow depth, water depth
d_b	[m]	flow depth at breaker point without wind
$d_{b(wind)}$	[m]	flow depth at breaker point with wind
g	[m/s²]	acceleration due to gravity (= 9.81 m/s²)
h^*	[-]	dimensionless flow depth on seaward dike crest
$h_{2\%}$	[m]	flow depth on dike crest exceeded by 2 % of the incoming waves
$H_{2\%}$	[m]	wave height exceeded by 2 % of the waves
H_{m0}	[m]	significant wave height from spectral analysis
H_s	[m]	significant wave height
H_s	[m]	significant wave height (defined as highest one-third of wave heights)

k	[rad/m]	wave number with $k = 2 \cdot \pi / \omega$
K_R	[-]	reflection coefficient
k_{rel}	[rad/m]	relative wave number $k = 2 \cdot \pi / \omega_{rel}$
$L_{m-1,0}$	[m]	deep water wave length $L_{m-1,0} = \frac{T_{m-1,0}}{2\pi}$
m	[-]	slope of the dike: 1 unit vertical corresponds to m units horizontal
m'	[-]	adapted slope of the dike for oblique wave attack: 1 unit vertical corresponds to m units horizontal
m_0	[m²/s]	zero order moment of spectral density
$m_{0,incident}$	[m²/s]	energy density of the incident wave spectrum
$m_{0,reflected}$	[m²/s]	energy density of the reflected wave spectrum
m_{-1}	[m²]	minus first moment of spectral density
p	[-]	probability of wave overtopping event
q	[m³/(sm)]	mean overtopping rate per meter structure width
q^*	[-]	dimensionless overtopping discharge
Q_0	[-]	interception with the y-axis
R_c	[m]	freeboard height of the structure
R_{c*}	[-]	dimensionless freeboard height
$R_{u2\%}$	[m]	run-up height exceeded by 2 % of the incoming waves
$s_{m-1,0}$	[-]	wave steepness defined by $s_{m-1,0} = H_{m0} / L_{m-1,0}$
T_{abs}	[s]	absolute wave period
$T_{m-1,0}$	[s]	spectral wave period defined by $T_{m-1,0} = m_{-1} / m_0$
T_p	[s]	spectral peak wave period
u	[m/s]	wind velocity
u_{10}	[m/s]	wind velocity 10 m above still water level
v	[m/s]	current velocity parallel to the dike crest
$v_{2\%}$	[m/s]	flow velocity on dike crest exceeded by 2 % of the incoming waves
$v_{crest,no\ wind}$	[m/s]	flow velocity on the dike crest, wind $u_{10} = 0$ m/s
$v_{crest,wind}$	[m/s]	flow velocity on the dike crest, wind $u_{10} \neq 0$ m/s
v_β	[m/s]	component of current velocity in the direction of wave propagation
w	[m/s]	wind speed by GONZÁLES-ECRIVÁ (2006)
w_p	[m/s]	prototype wind speed by GONZÁLES-ECRIVÁ (2006)
x	[m]	horizontal coordinate parallel to the dike crest
x'	[-]	probability of exceedance – Rayleigh distributed [%]
y	[m]	horizontal coordinate perpendicular to the dike crest
z	[m]	vertical coordinate
α	[°]	slope of the front face of the structure
α'	[°]	adapted slope of the dike for oblique wave attack
β	[°]	angle of wave attack relative to normal on structure; perpendicular wave attack: $\beta=0°$; oblique wave attack: $\beta \neq 0°$
β_e	[°]	angle of wave energy relative to normal on structure
γ_{cu}, $\gamma_{\beta,cu}$	[-]	correction factor to take the influence of current v_x (and the angle of wave attack) into account
γ_i	[-]	influence factor of each data point
γ_w	[-]	correction factor to take the influence of wind into account

γ_β	[-]	correction factor for oblique wave attack considering run-up and ov. design
ξ	[-]	surf similarity parameter
$\xi_{m-1,0}$	[-]	surf similarity parameter based on $s_{m-1,0}$
σ	(varying)	standard deviation
ω	[rad/s]	angular frequency
ω_{abs}	[rad/s]	absolute angular frequency
ω_{rel}	[rad/s]	relative angular frequency

10 References

ARTHUR, R. S.: Refraction of shallow water waves: The combined effect of currents and underwater topography, Transactions, American Geophysical Union, Vol. 31-4, 549–552, doi: 10.1029/TR031i004p00549, 1950.

BATTJES, J. A.: Computation of set-up, longshore currents, run-up and overtopping due to wind-generated waves, Vol. 74-2, Delft, Netherlands, 1974.

DE ROUCK, J.; BOONE, C. and VAN DE WALLE, B.: The optimisation of crest level design of sloping coastal structures through prototype monitoring and modelling: OPTICREST; Detailed scientific and technical report, Ghent, Belgium, Ghent University, (contract; MAS3-CT97-0116), 2001.

DE ROUCK, J.; TROCH, P.; VAN DE WALLE, B.; VAN GENT, M. R. A.; VAN DAMME, L.; DE RONDE, J.; FRIGAARD, P. and MURPHY, J.: Wave run-up on sloping coastal structures prototype measurements versus scale model tests, Proceedings of the international Conference on Breakwaters, coastal structures and coastlines, 233–244, London, England, 2002.

DE WAAL, J. P. and VAN DER MEER, J. W.: Wave runup and overtopping on coastal structures, Proceedings of the 23rd International Conference on Coastal Engineering, 1772–1784, 1992.

DE WAAL, J. P.; TÖNJES, P. and VAN DER MEER, J. W.: Wave overtopping of vertical structures including wind effect, Proceedings of the 25th International Conference on Coastal Engineering, 2216–2229, Singapore, Singapore, 1996.

DHI WASY WATER & ENVIRONMENT: WS Wave Analysis Tools – User Guide, [DHI Software 2007], 2007. http://www.hydroasia.org/jahia/webdav/site/hydroasia/shared/Document_public/Project/Manuals/WRS/MIKEZero_WSWAnalysisTools.pdf (access on 27th October 2011)

EUROTOP-MANUAL; PULLEN, T.; ALLSOP, N. W. H.; BRUCE, T.; KORTENHAUS, A.; SCHÜTTRUMPF, H. and VAN DER MEER, J. W.: EurOtop, wave overtopping of sea defences and related structures: Assessment manual, Die Küste, 73, 2007. http://www.overtopping-manual.com/eurotop.pdf (04-18-12)

FÜHRBÖTER, A. and WITTE, H.-H.: Wellenbelastung an Seedeichen – Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauflauf auf einer Böschung der Neigung 1 : n = 1 : 6 (Experimentelle Untersuchungen im Großen Wellenkanal Hannover), In: Sonderdruck aus dem Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft, Band 44, 176–194, 1989.

GALLOWAY, J. S.; COLLINS, M.B. and MORAN, A. D.: Onshore/offshore influence on breaking waves: An Empirical Study. Coastal Engineering 13. Elsevier Science Publishers, 1989.

GONZÁLES-ECRIVÁ, J. A.: The role of wind in wave runup and wave overtopping of coastal structures, Proceedings of the 30th International Conference, Vol. 5, 4766–4778, Singapore, 2006.

HEDGES, T. S.: Combinations of Waves and Currents – An Introduction, Proceedings of the Institution of Civil Engineers Part 1-Design and Construction, Vol. 82, 567–585, London, England, 1987.

HEYER, T. und POHL, R.: Der Auflauf unregelmäßiger Wellen im Übergangsbereich zwischen branden und Schwingen, Wasser und Abfall, Vol. 5, 34–38, Sindelfingen, Germany, 2005.

HOLTHUIJSEN, L. H.: Waves in oceanic and coastal waters, New York, 2007.

JENSEN, M. S. and FRIGAARD, P.: The optimisation of crest level design of sloping coastal structures through prototype monitoring and modelling: OPTICREST; Final edition; Zeebrugge model: Wave runup under simulated prototype storms (II); The influence on wave run-up introducing a current, Aalborg, Denmark, Aalborg University (contract; MAS3-CT97-0116), 2000.

LE MÉHAUTÉ, B.: Similitude in Coastal Engineering. Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering, Vol. 102, 317–335, 1976.

MEDINA, J.: Wind effects on run-up and breakwater crest design. Proceedings International conference on coastal engineering. Copenhagen, 1998.

MURPHY, J.; SCHÜTTRUMPF, H. and LEWIS, T.: Wave run-up and overtopping of sea dikes: results from new model studies, In: Fourth International Symposium on Ocean Wave Measurement and Analysis: September 2-6, 2001 in San Francisco, California, United States / Edge, Billy L., Hemsley, J. Michael [Ed.] – New York, American Society of Civil Engineers, 1575–1584, 2001.

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; SAUER, W.; MÖLLER, J. and DROSTE, T.: Physical model tests on wave overtopping with natural sea states – 2D model tests with single, double and multi peak wave energy spectra, Vol. LWI-Bericht 852, Braunschweig, Germany, 2000.

OUMERACI, H.; MÖLLER, J.; SCHÜTTRUMPF, H.; ZIMMERMANN, C.; DAEMRICH, K.-F. und OHLE, N.: Schräger Wellenauflauf an Seedeichen, Vol. LWI 881, FI 643/V, Braunschweig, Germany, 2002.

SCHÜTTRUMPF, H.: Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen – Experimentelle und theoretische Untersuchungen, Braunschweig, Germany, 2001.

SCHÜTTRUMPF, H. and VAN GENT, M. R. A.: Wave overtopping at seadikes, 431–443, Vicksburg, MS, 2003.

TRELOAR, P. D.: Spectral wave refraction under the influence of depth and current, Coastal Engineering, Vol. 9, Issue 5, 439–452, Amsterdam, Netherlands, 1986.

VAN DER MEER, J. W.: Hydralab-Flowdike; Influence of wind and current on wave runup and wave overtopping; detailed analysis on the influence of current on wave overtopping, Heerenveen, The Netherlands: Van der Meer Consulting B.V., Coastal Engineering Consultancy & Research, (Project number; vdm08310), 2010.

VAN GENT, M. R. A.: Wave overtopping events at dikes, Proceedings of the 28th International Conference, Singapore, 2002.

WAGNER, H. und BÜRGER, W.: Kennwerte zur Seedeichbemessung, Wasserwirtschaft Wassertechnik, Vol. 23, Issue 6, 204–207, Berlin, Germany, 1973.

WARD, D. L.; ZHANG, J.; WIBNER, C. G. and CINOTTO, C. M.: Wind effects on runup and overtopping of coastal structures, Proceedings of the 29th International Conference on Coastal Engineering, 2206–2215, Singapore, 1996.

YAMASHIRO, M.; YOSHIDA, A.; HASHIMOTO, H. and IRIE, I.: Conversion ratio of wind velocity from prototype to experimental model on wave overtopping. Proceedings of the International Conference on Coastal Engineering, San Diego, 2006.

Die Küste, 80 (2013), 1-169

Spatial aspects of wave overtopping for seadikes

Babette Scheres and Holger Schüttrumpf

Summary

Within the HYDRALAB IV project CornerDike wave overtopping processes and the influence of very oblique waves and a corner in the dike line on wave overtopping have been investigated on a 1:4 sloped, convexly curved dike model. The test program covered angles of wave attack up to 112.5° for long crested waves and short crested waves with directional spreadings of $\sigma = 12°$ and $\sigma = 34°$. Results showed that the influence of the corner in the dike line depends for $\beta \leq 45°$ on the angle of wave attack and the wave parameters. Increased overtopping discharges at the corner were observed for high waves (here $H_S = 0.15$ m). Tests with long crested and swell-like ($\sigma = 12°$) waves showed no significant influence of the corner on wave overtopping for angles of wave attack between 45° and 75°. For $\beta > 75°$ the influence of oblique wave attack and a corner in the dike line depends greatly on the point of interest: higher mean overtopping discharges were found along the adjacent straight dike arms than next to the dike corner. This issue may be ascribed to diffraction and refraction effects. For high angles of wave attack increased wave overtopping was observed for short crested waves with $\sigma = 34°$ compared to long crested and swell-like waves due to the directional spread.

Keywords

wave overtopping, mean overtopping discharge, very oblique wave attack, curved dike line, dike corner, wave transformation, physical modelling

Zusammenfassung

Im Rahmen des HYDRALAB IV CornerDike-Projektes wurde der Einfluss von sehr schrägem Wellenangriff und einer Ecke in der Deichlinie auf den Wellenüberlauf an einem 1:4 geneigten, konvex gekrümmten Deichmodell untersucht. Das Testprogramm beinhaltete Wellenangriffswinkel bis zu 112,5° für langkämmige Wellen und kurzkämmige Wellen mit Spreadings von $\sigma = 12°$ und $\sigma = 34°$. Die Auswertungen zeigen, dass der Einfluss der Deichecke für $\beta \leq 45°$ von der Wellenangriffsrichtung und den Wellenparametern abhängt. Erhöhter Wellenüberlauf an der Ecke wurde für hohe Wellen festgestellt (hier $H_S = 0,15$ m). Tests mit langkämmigen und schwell-ähnlichen ($\sigma = 12°$) Wellen zeigten für β zwischen 45° und 75° keinen signifikanten Einfluss der Ecke auf den Wellenüberlauf. Für $\beta > 75°$ hängt der Einfluss des schrägen Wellenangriffs und der Deichecke stark von der betrachteten Stelle ab: entlang der benachbarten gerade verlaufenden Deicharme wurden höhere mittlere Wellenüberlaufraten festgestellt als an der Deichecke. Diese Beobachtung könnte auf Diffraktions- und Refraktionseffekte zurückzuführen sein. Für kurzkämmigen Seegang mit $\sigma = 34°$ wurden bei hohen Wellenangriffswinkeln, infolge der stärker gestreuten Wellenrichtungen, höhere Überlaufraten als bei langkämmigem und schwell-ähnlichem Seegang festgestellt.

Schlagwörter

Wellenüberlauf, mittlere Wellenüberlaufrate, sehr schräger Wellenangriff, gekrümmte Deichlinie, Deichecke, Wellentransformation, physikalische Modellversuche

Contents

1 Introduction ... 81
2 Literature review on wave overtopping ... 82
3 CornerDike project ... 83
3.1 Experimental set-up ... 83
3.2 Measuring instrumentation ... 85
3.2.1 Wave field – wave arrays and one-point-measurements ... 85
3.2.2 Overtopping volume – weighing cells and pumps ... 86
3.2.3 Measurements on the dike crest – mini/micro propellers and small wave gauges ... 88
3.3 Test program ... 88
4 Wave field analysis ... 89
4.1 Theory of wave fields ... 89
4.2 General observations ... 90
4.3 Comparison of measurement techniques ... 90
4.4 Wave field development along the structure ... 91
4.4.1 Performing numerical simulations ... 91
4.4.2 Analyzing model test data ... 92
4.4.3 Comparison of laboratory and numerical results ... 93
5 Wave overtopping analysis ... 93
5.1 Preliminary remarks ... 93
5.1.1 Terms and abbreviations ... 93
5.1.2 Analysis restrictions ... 94
5.2 Analysis of mean overtopping discharges ... 94
5.3 Analysis of wave overtopping incorporating the wave parameters ... 95
5.3.1 Approach of the analysis ... 95
5.3.2 Reference tests ... 96
5.3.3 Determination of correction factors ... 97
5.3.4 Influence of oblique wave attack – comparisons to former investigations ... 97
5.3.5 Influence of a corner in the dike line for $\beta \leq 45°$ ... 99
5.3.6 Influence of very oblique waves ($45° \leq \beta \leq 90°$) and slightly offshore waves ($\beta > 90°$) ... 102
5.3.7 Influence of the directional spreading ... 106
6 Summary and conclusions ... 106

7 Acknowledgement 109
8 References 109

1 Introduction

Hydraulic-engineering structures, e. g. dikes, can be found along coastlines and rivers all over the world to protect against severe storm surges. Hydraulic processes on these structures, such as wave run-up and wave overtopping, are still investigated to develop and optimize design guidance.

Mathematically exact descriptions for the hydraulic processes during wave run-up and wave overtopping on dikes do not exist due to the stochastic nature of these processes. Thus, empirical formulae, which have been obtained from laboratory experiments, help to design straight-aligned dikes by considering the wave run-up heights and wave overtopping discharges. Several effects, caused by e. g. different roughnesses, geometry variations and oblique wave attack, are already considered in these equations to a certain extent.

As incoming waves seldom approach the dike line perpendicularly and sometimes even move parallel to the structure, knowledge about wave run-up and wave overtopping processes under oblique wave attack is required. Yet, no information is given on the effect of waves that move nearly parallel to the dike or even slightly offshore away from the dike.

Some coastlines do not only include straight-aligned dikes, but also concave (bent inland) or convex (bent to the sea) sections as a result of geological characteristics or anthropogenic influences (see Fig. 1). The effect of a corner in the dike line on wave run-up and wave overtopping processes still has to be investigated.

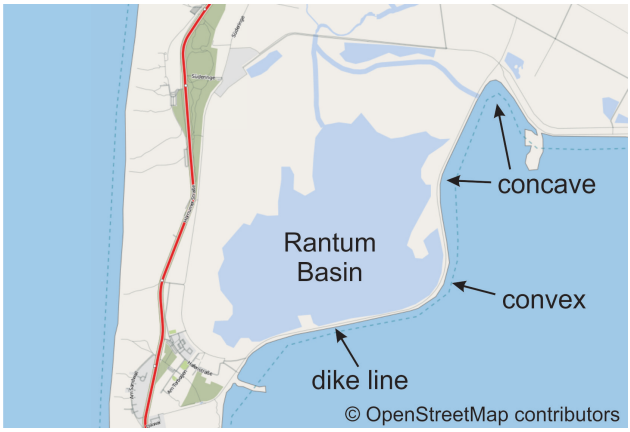


Figure 1: Aerial view of the Rantum Basin on Sylt, Germany [adapted from OPENSTREETMAP].

The main objective of this study is to analyze the influence of very oblique waves and the effect of a corner in the dike line on wave overtopping. The investigations are conducted within the project CornerDike – HyIV-DHI-05. Laboratory tests have been performed on a convex formed dike. A description of the model tests and analysis results on wave overtopping are given in the following.

2 Literature review on wave overtopping

The mean overtopping discharge is a key parameter for designing coastal structures. An overview of methods to assess wave overtopping is given in the EurOtop-Manual (2007).

Approaching waves with run-up heights that exceed the freeboard height (vertical distance between still water level and crest height) lead to wave overtopping. The magnitude of wave overtopping depends on the ratio between the freeboard height and wave run-up height. The EurOtop-Manual (2007) suggests the following formulae for probabilistic calculations, predictions of wave overtopping and comparisons of measurements for coastal dikes:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan\alpha}} \cdot \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left(-4.75 \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_v} \right) \quad (1)$$

$$\text{with a maximum of} \quad \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right) \quad (2)$$

with:
- g gravity acceleration [m/s²]
- H_{m0} significant wave height [m]
- α angle between dike slope and horizontal [°]
- R_c freeboard height [m]
- $\xi_{m-1,0}$ = $\tan\alpha/(H_{m0}/L_{m-1,0})^{1/2}$ breaker parameter based on spectral period $T_{m-1,0}$ [-]
- γ_b correction factor for a berm [-]
- γ_f correction factor for the permeability and roughness of or on the slope [-]
- γ_β correction factor for oblique wave attack [-]
- γ_v correction factor for a crest wall on the slope [-]

Different surfaces of the seaward slope and dike crest of coastal dikes can be found, each influencing wave overtopping to a certain extent. The effect of the surface roughness is considered in wave overtopping predictions with a correction factor for the permeability and roughness of or on the slope γ_f. Examples and detailed information are given in the EurOtop-Manual (2007). A concrete cover corresponds to a smooth, impermeable surface that is considered with a correction factor of $\gamma_f = 1.0$. The influences of a berm or a crest wall are not explained any further here. Methods to consider the influence of oblique wave attack on wave overtopping are presented in the following.

Oblique waves are described by the angle of wave attack β at the toe of the structure, which is defined as the angle between the direction of approaching waves and the normal line to the dike axis (see Fig. 2). $\beta = 0°$ is equivalent to waves that approach perpendicularly to the dike.

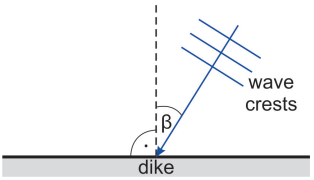


Figure 2: Definition of the angle of wave attack β (adapted from EurOtop-Manual 2007).

The influence of oblique wave attack on wave overtopping is considered with the correction factor γ_β. Results of investigations on the influence of oblique waves show that wave overtopping discharges decrease with increasing angle of wave attack β (see DE WAAL and VAN DER MEER 1992; KORTENHAUS et al. 2006; LORKE et al. 2010). Some investigations found no influence for small angles of wave attack $\beta < 20°$ (cf. OUMERACI et al. 2001; NAPP et al. 2004). Only little knowledge exists for $\beta > 60°$. No validated guidance is given for $\beta > 80°$. Wave overtopping is assumed to be $q = 0$ for angles of wave attack $\beta > 110°$. Recommended formulae of γ_β for sloped structures are plotted against the angle of wave attack β in Fig. 3.

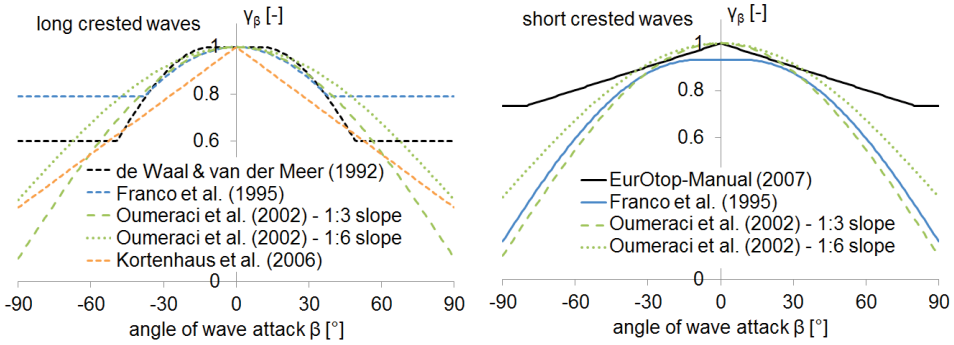


Figure 3: Correction factor γ_β from previous investigations for long crested waves (left) and short crested waves (right) plotted against angle of wave attack β.

Multidirectional waves lead for perpendicular wave attack to slightly lower overtopping discharges than unidirectional waves. The difference may lie in the range of scattering (see OUMERACI et al. 2001). Considering the angle of wave attack β, differences in the behavior of wave overtopping during tests with long crested and short crested waves have been observed. These are partly considered by giving recommendations depending on the wave crestedness (cf. Fig. 3).

High wave overtopping was observed at re-entrant corners during field observations. SAKAKIYAMA and KAJIMA (1996) and NAPP et al. (2002) carried out laboratory experiments on models of seawalls with convex or concave corners. Results of these investigations cannot be applied to sloped structures. Hence, no clear statement on the effects of a corner in the dike line can be given yet.

Overall, investigations are required to analyze the influence of very oblique and slightly offshore ($\beta > 90°$) waves and a corner in the dike line. Therefore, the CornerDike project was originated to develop and enhance the design guidance for seadikes.

3 CornerDike project

3.1 Experimental set-up

The model tests were performed in the shallow water basin of the Danish Hydraulic Institute (DHI) in Hørsholm, Denmark. This 35 m long and 25 m wide basin with an overall depth of 0.8 m can be used for combined wave and current tests. A multidirectional segmented wave maker was installed along the east side of the basin.

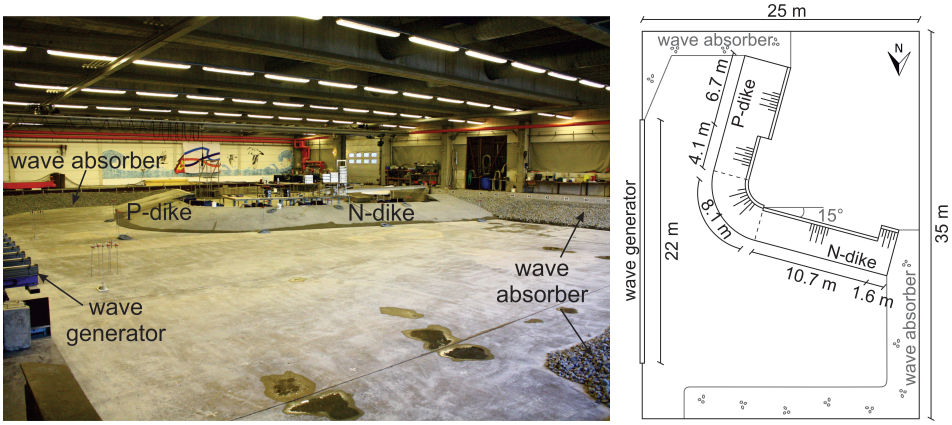


Figure 4: Overview of the model set-up (left) and plan view (right).

The investigated dike was built up in the southern part of the basin. The model set-up is given in Fig. 4. For the CornerDike project, the 18 m long wave maker had to be extended on the southern side by a 4 m long portable wave maker (see Fig. 5). The 44 segments of this combined wave generator had a width of 0.5 m and a height of 1.2 m each and could be used to generate 2D and 3D waves with a maximum wave height of 0.55 m at a period of 2.3 s.

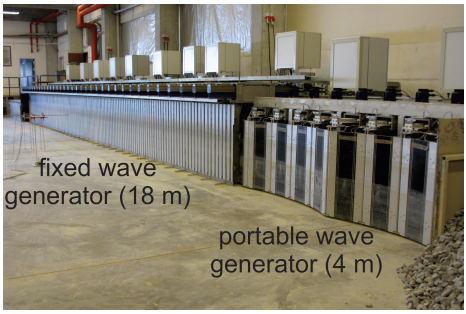


Figure 5: Fixed and portable wave generator.

Stone rip-rap was used as wave absorber to reduce wave reflection and diffraction to a minimum. Therefore, heaps of gravel were placed along the vertical borders of the basin (cf. Fig. 4).

The model tests were performed for a 1:4 sloped dike, which is typical for river and coastal dikes. The dike is convex formed with an angle of 90° and thus can be divided into two sections: The P-dike, which is almost parallel to the wave generator, and the N-dike, which is rectangular (normal) to the P-dike. The whole dike construction is rotated by 15° to provide a fully developed wave field at the N-dike and to ensure that those angles of wave attack that were neglected in the past can be investigated during the CornerDike project. The crest heights were adjusted to 0.75 m at the P-dike and 0.7 m at the N-dike. Parts of the dike that were not required during the overtopping tests had a crest height of 1.0 m as a preparation for run-up tests, for which the dike height had to be increased.

3.2 Measuring instrumentation

An overview of all measuring devices that were used during the overtopping tests is given in Fig. 6. The blue marked area illustrates the range of investigated wave directions.

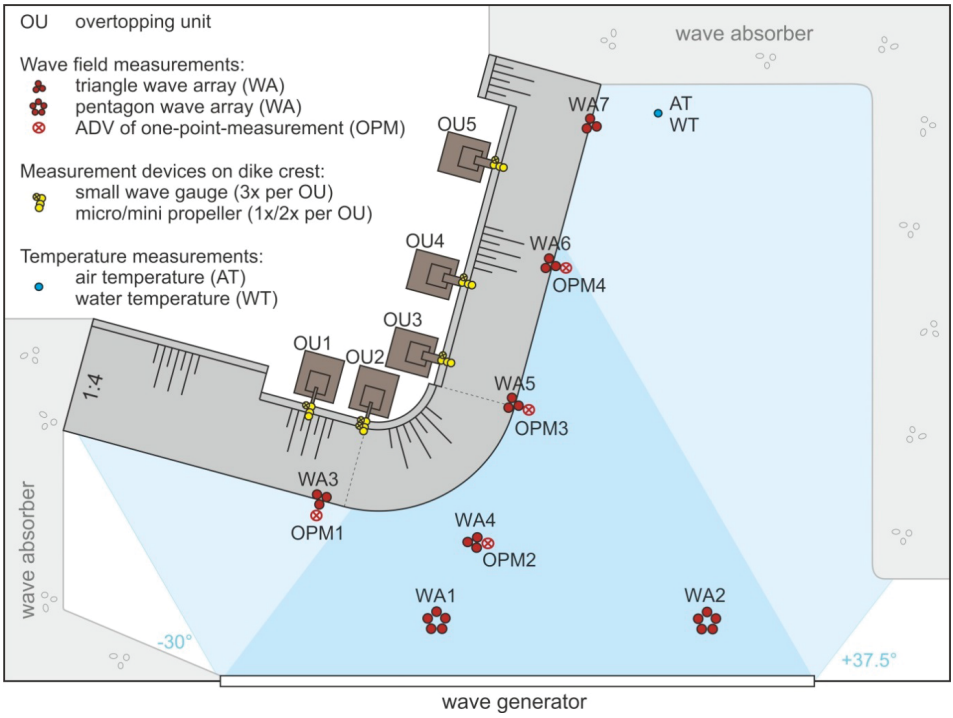


Figure 6: Overview of all measuring devices for the overtopping tests.

3.2.1 Wave field – wave arrays and one-point-measurements

The wave field was measured at seven positions (see Fig. 6). To consider the wave crestedness, the following configurations of wave field measurements were chosen:

- Wave arrays WA (three wave gauges in triangle-configuration or five wave gauges in pentagon-configuration)
- One-point-measurements OPM (one wave gauge and one ADV)

Two wave arrays in pentagon-configuration were installed in front of the wave generator (see WA1 and WA2 in Fig. 6). Moreover three one-point-measurements were placed at the toe of the dike (OPM1, OPM3 and OPM4). OPM2 was fixed at the intersection point of the extension lines of both dike arms to observe the development of the wave field. Each of these four one-point-measurements was extended by two further wave gauges to create another opportunity for wave field analysis (three wave gauges in a triangle-configuration, WA3 to WA6). Additionally, a wave array in triangle-configuration (WA7) was attached at the toe of the N-dike near overtopping unit no. 5.

The one-point-measurements consisted each of one wave gauge and one ADV (Acoustic Doppler Velocimeter), which were installed close to each other. Fig. 7 shows one of the one-point-measurements.

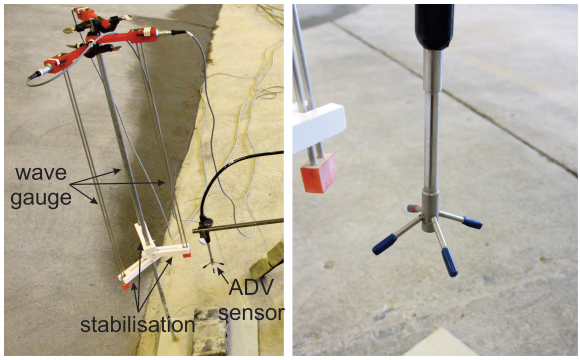


Figure 7: One-point-measurement (left) and close-up of ADV sensor (right).

The wave arrays were built up of three large wave gauges positioned in a triangle or of five large wave gauges installed in a pentagon. Fig. 8 illustrates the triangle- and the pentagon-configuration.

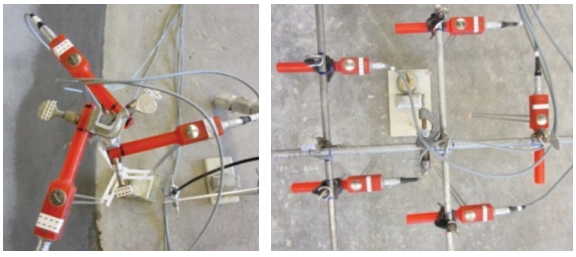


Figure 8: Triangle-configuration (left) and pentagon-configuration (right).

Time domain and frequency domain wave field analyses were performed with DHI MIKE Zero and the WAFO-tool (Wave Analysis for Fatigue and Oceanography). No reflection analysis could be performed with DHI MIKE Zero or the WAFO-tool. Hence, only the measured wave parameters (not the wave parameters of the incident waves!) could be determined with these software programs. The use of the measured wave parameters is considered to be appropriate due to the low reflection of the smooth structure.

3.2.2 Overtopping volume – weighing cells and pumps

Three overtopping units were built up behind the N-dike and two behind the P-dike to measure the amount of overtopped water. All overtopping units were made of plywood and were constructed identically except for different inlet channel widths at the P-dike and N-dike (see below). Fig. 9 illustrates the overtopping units and gives the exact positions.

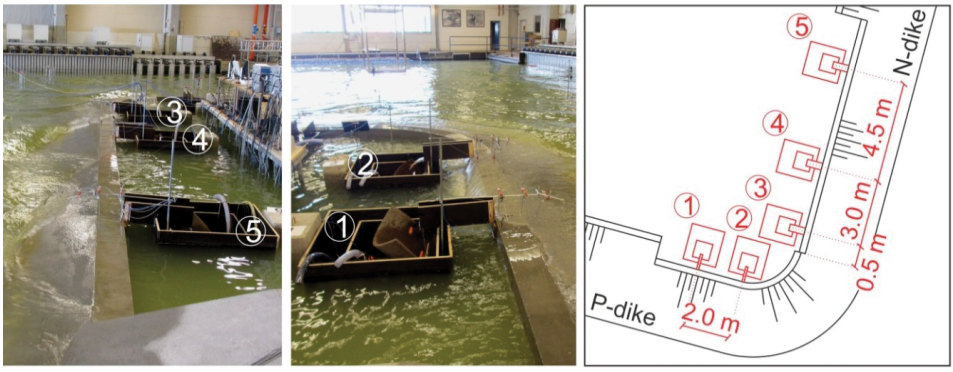


Figure 9: Overtopping units at N-dike (left) and at P-dike (middle), set-up of overtopping units (right).

Fig. 10 shows a cross section of an overtopping unit at the P-dike. Overtopping water flows over an overflow channel into the inner tank (0.75 m x 0.75 m x 0.43 m). In this inner tank the weight of overtopping water is measured by a 0.1 m high weighing cell, which was fixed beneath the inner tank. The outer box contained the weighing cell and the inner tank. This way the weighing cell and inner tank were positioned in a dry area and prevented from uplifting. The wall of the outer box next to the dike was extended to avoid water splashing into the inner tank. Additionally, a mat was placed in the overtopping tank to reduce the noise of the signals, which occurred due to the inflow of water and impact on the bottom of the inner tank. Standard pumps installed in the inner tanks were used to empty the inner tanks during and after the tests. Furthermore, pumps were used in the outer boxes to keep the water level in these boxes as low as possible in the case that there was a leak.

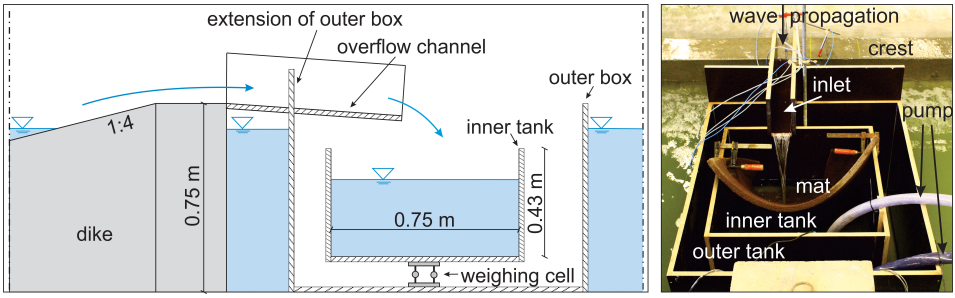


Figure 10: Cross-section of overtopping unit at P-dike (left) and overtopping unit at P-dike seen from behind the dike (right).

As the predicted mean overtopping discharges were higher for the P-dike than for the N-dike, the width of the inlet channels was chosen 0.1 m at the P-dike and 0.3 m at the N-dike to adjust the overtopping volumes. The gap between overtopping channel and dike crest was filled up with silicone to smoothen the junction and to prevent any water intrusion.

3.2.3 Measurements on the dike crest – mini/micro propellers and small wave gauges

Flow processes can be investigated using the signals of 15 small wave gauges, two mini propellers and four micro propellers (manufactured by the Swiss company Schiltknecht). These devices were installed on the dike crest and on the slope (see Fig. 11).

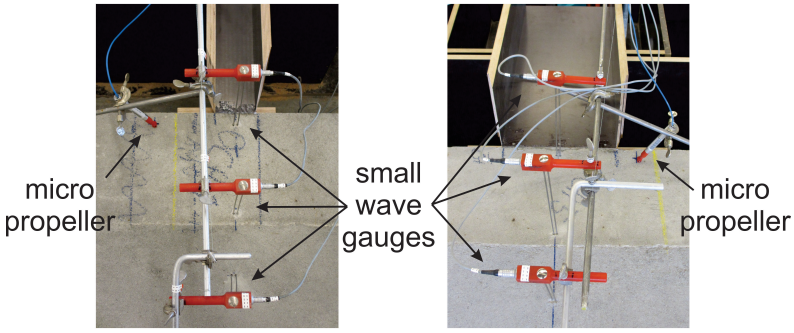


Figure 11: Configuration of instrumentation on the dike crest of P-dike (left) and N-dike (right).

3.3 Test program

The test program covered tests with wave directions α from -30° to +37.5° with respect to the wave generator. Fig. 12 gives the definition of positive and negative angles of wave direction. The angles of wave attack at both dike arms β_N and β_P are calculated with Eq. (3) by considering the rotation of the dike (cf. Ch. 3.1). Unidirectional (long crested) and two types of multidirectional (short crested) waves were generated using a JONSWAP spectrum. Tab. 1 gives the tested angles of wave attack β_N and β_P and a summary of the test configuration.

$$\begin{aligned} &\text{for P - dike:} \quad \beta_P = \alpha - 15° \\ &\text{for N - dike:} \quad \beta_N = \alpha + 75 \end{aligned} \tag{3}$$

with: α wave direction with respect to the wave generator [°]
β_P angle of wave attack (P-dike) [°]
β_N angle of wave attack (N-dike) [°]

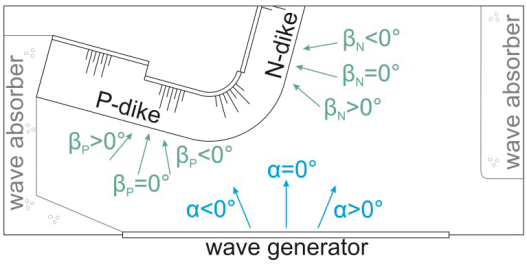


Figure 12: Definition of wave direction α and angle of wave attack β.

Table 1: Summary of test configuration.

crest height [m]	P-dike:	0.75						
	N-dike:	0.70						
freeboard height R_C [m]	P-dike:	0.15	0.10	0.07				
	N-dike:	0.10	0.05	0.02				
wave crestedness σ [°]	long crested waves: σ = 0° ("long ref")							
	short crested waves: σ = 34° ("short 1") and σ = 12° ("short 2")							
wave height H_S [m]	H_S	0.07	0.07	0.10	0.10	0.15	0.15	
and wave period T_p [s]	T_p	1.339	0.947	1.601	1.132	1.960	1.386	
angle of wave attack β [°]	P-dike:	-45	-30	-15	-7.5	0	+7.5	+15	+22.5
	N-dike:	+45	+60	+75	+82.5	+90	+97.5	+105	+112.5

4 Wave field analysis

4.1 Theory of wave fields

Information on the wave generation and wave parameters of tested wave fields is required for overtopping analyses. Furthermore, wave transformation processes may occur during wave overtopping model tests and have to be considered.

Theoretical wave spectra and directional distributions help defining the input (time-series of surface elevations) to generate wave fields for physical model tests. Sea states can be described with wave parameters, such as the significant wave height H_{m0} and average wave period $T_{m-1,0}$. These parameters are obtained from frequency domain or time domain analysis. Both types of analyses are described in MAI et al. (2004), MALCHEREK (2010) and HOLTHUIJSEN (2010).

The wave field evolution and wave overtopping behavior during model tests are affected to a great extent by wave transformation and wave breaking. A short description is given in the following.

Wave shoaling describes the phenomenon of changes in the wave height when waves approach perpendicularly from deep into shallow water. Approaching shallow water, the wave height and wave steepness increases due to shoaling until the orbital velocity exceeds the wave propagation velocity and the wave breaks. This process leads to a sudden decrease in wave height and energy dissipates.

Wave refraction describes the changes in wave direction when waves approach the shore obliquely, i. e. when the wave crests are not parallel to the depth contours. The rotation of the wave direction is a result of different water depths and consequently different propagation velocities along the oblique approaching wave crest. Besides the wave direction, the wave height is influenced. Refraction effects are expected during the CornerDike project when waves approach and run up the dike obliquely so that the wave direction rotates towards areas with shallower water (i. e. towards the dike structure).

Wave diffraction describes the propagation of waves behind obstructions (e. g. breakwaters or headlands) with zero water depth change. Passing an obstruction, the waves bend around this obstacle or waves spread out behind the opening due to wave energy transfer along wave rays. Diffraction descriptions are based on the Huygen's principle, which indicates that every point of a wave front is a source of a new wave that spreads out forward. Diffraction effects are expected during the CornerDike project at the wave field boundaries and near the dike during tests with $\beta > 90°$. These slightly

offshore waves move away from the dike and a shadow zone develops between the structure and the outer wave ray. According to Huygen's principle, new waves evolve in this area, which are then moving towards or along the dike.

Detailed information and mathematical descriptions on wave refraction and wave diffraction are given in MAI et al. (2004), HOLTHUIJSEN (2010), KAMPHUIS (2010) and MALCHEREK (2010).

4.2 General observations

Observations during the model tests and videos recorded during the experiments showed that the wave behavior and interaction with the structure depend on many factors, such as the wave direction, directional spread and further wave parameters. However, a general rough pattern of the wave behavior can be detected: Waves are redirected at the corner, then interact with approaching waves and finally slide along the N-dike in the form of wave rollers. A rough scheme of the observed wave behavior is shown in Fig. 13.

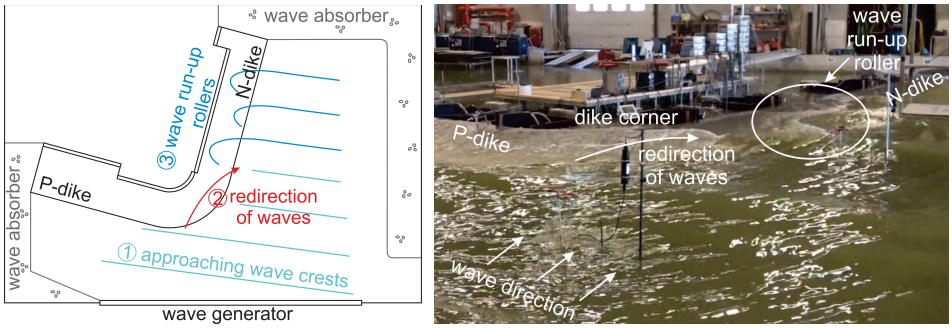


Figure 13: Rough scheme of wave development at the corner and N-dike (left) and wave pattern seen from wave generator (right) – long crested waves.

4.3 Comparison of measurement techniques

The wave field was measured at several positions with different measuring devices (see Ch. 3.2.1). Wave field signals obtained from records of the different measuring devices were processed with two types of analysis software (cf. Ch. 3.2.1) and the determined wave parameters were compared to each other. Slight differences were observed between the results of MIKE Zero and the WAFO-tool. A good agreement was found between the wave parameters obtained from the one-point-measurements (OPM) and wave arrays in a triangle-configuration (WA) calculated with the WAFO-tool. The model set-up included even a fifth wave array at the toe of the dike (WA7 in Fig. 6) while only four one-point-measurements were available. Therefore, further analyses are carried out with regard to the wave parameters obtained with WAFO from data of the triangle wave arrays.

4.4 Wave field development along the structure

The development of the wave height and wave period along the structure is of great interest for wave overtopping analyses. The evolution of the wave field, especially of the significant wave height and wave energy, is investigated on the one hand by analyzing model test data and on the other hand by performing numerical simulations.

4.4.1 Performing numerical simulations

To simulate the wave field evolution during CornerDike tests, a numerical wave model of the investigated dike structure was developed and simulations were performed with Delft3d-WAVE and the SWAN model. Three wave conditions are simulated numerically, which were tested during the laboratory investigations. The distribution of the significant wave height H_{m0} in the basin can be analyzed with the graphs given in Fig. 14.

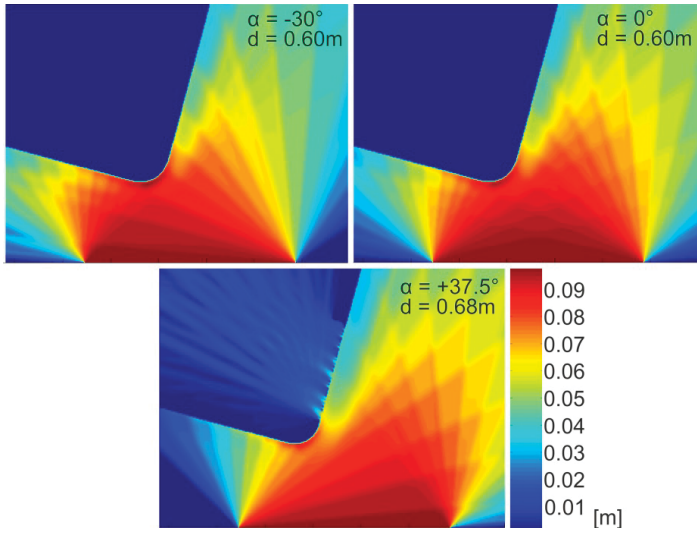


Figure 14: Wave height distribution – numerical results of test with α = -30° (top left), with α = 0° (top right) and with α = +37.5° (bottom).

Wave height concentrations (deep red areas) are detected right in front of the wave generator and at the dike corner. This means that the wave energy accumulates at the convex formed section of the dike and wave heights are increased in this area. Consequently, higher overtopping discharges are expected at the corner due to the wave energy maximum.

Furthermore, the significant wave height H_{m0} is investigated along a path (red line in sketch) and plotted against the distance from the starting point (see sketch) in Fig. 15. Fig. 15 shows that the wave height maximum is observed at the corner for all three simulations. Depending on the wave direction, it is relocated along the dike corner. Negative angles of wave attack (α = -30°) give a maximum wave height nearby the transition to the P-dike.

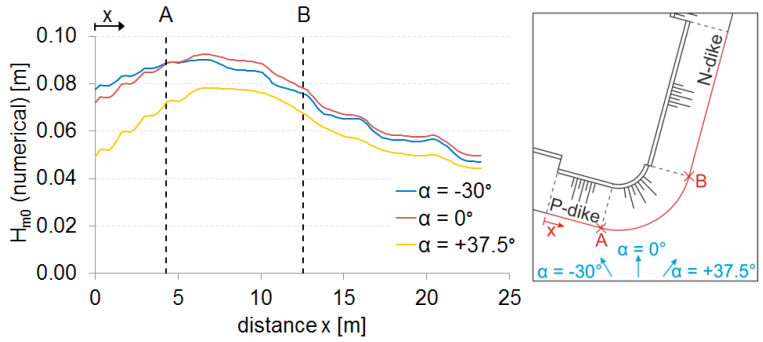


Figure 15: Evolution of significant wave height H_{m0} at toe of the structure along the dike line.

Increasing the angle of wave attack from α = -30° over α = 0° to α = +37.5° leads to a shift of the wave height maximum towards the middle of the corner. This means that also the position of the maximum wave energy depends on the wave direction. In general, the highest wave energy of each test exists at the dike corner. The wave energy decreases along the dike arms. Some small oscillations of the wave height can be detected at both dike arms, especially at the P-dike. These observations are ascribed to interactions between down-running and up-running waves.

4.4.2 Analyzing model test data

In the following, a reference position is chosen to compare the wave parameters at the investigated positions along the dike line. It is assumed that the wave parameters achieved from data of wave arrays in front of the wave generator are closest to the incident wave parameters. Therefore, WA1 is taken as a reference position. The ratio of the wave height H_{m0} (wave period $T_{m-1,0}$) of WAi (i = 3, …, 7) and wave height H_{m0} (wave period $T_{m-1,0}$) of WA1 are plotted against the measuring position (see Fig. 16 left). The same procedure is performed with the results of the numerical simulations (Fig. 16 right). Similar trends between the results of the laboratory tests and numerical simulations become apparent.

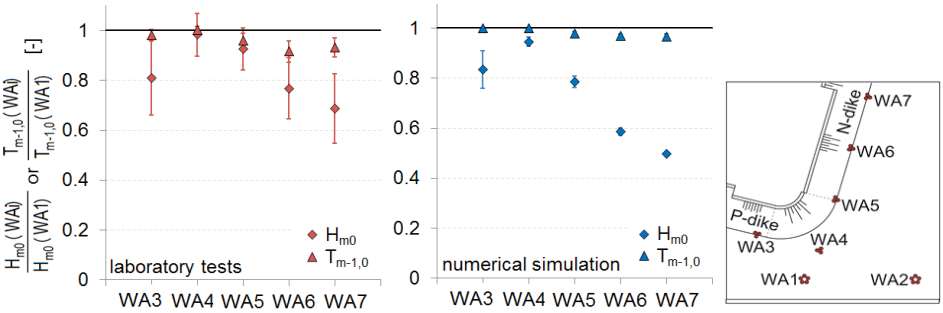


Figure 16: Development of wave height H_{m0} and wave period $T_{m-1,0}$ along the dike line from laboratory tests (left) and numerical simulation (right).

The wave period $T_{m-1,0}$ changes slightly along the dike line and the standard deviation is very small. In contrast, the wave height development shows a clear trend. Due to wave

diffraction and energy dissipation, the wave height decreases with increasing distance to the wave generator. WA4 (wave array in front of the corner) gives on average the same value as WA1. Moving along the N-dike, the wave height H_{m0} declines (cf. WA4 to WA7) down to a value of about 70 % of the wave height calculated at WA4.

4.4.3 Comparison of laboratory and numerical results

Wave parameters obtained from numerical simulations are now directly compared to the calculated wave parameters of the performed model tests. Therefore, the significant wave height H_{m0} and wave period $T_{m-1,0}$ determined numerically at the positions of the wave arrays are used. These values are plotted against the wave parameters calculated with data of the laboratory tests (see Fig. 17).

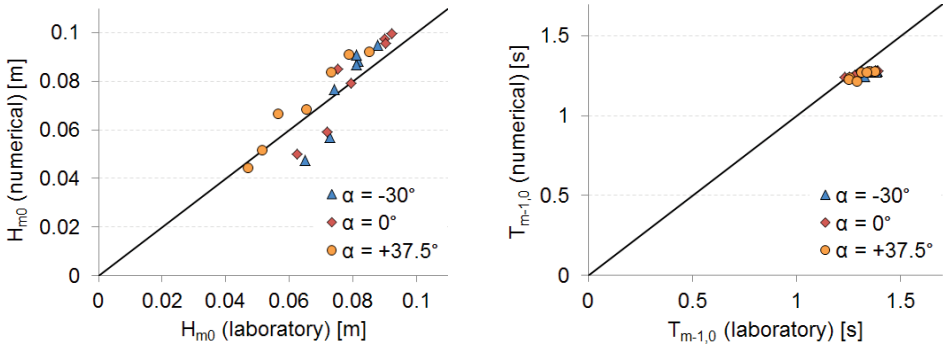


Figure 17: Comparison of wave parameters obtained from numerical simulations and laboratory tests – significant wave height H_{m0} left and mean wave period $T_{m-1,0}$ right.

In general, a good approximation between the results of the numerical simulations and model tests can be observed. The mean wave period $T_{m-1,0}$ is slightly underestimated by the numerical simulation for nearly all tests and measuring positions ($T_{num}/T_{lab} = 0.953 \pm 0.025$). The significant wave height H_{m0} is overestimated in most cases ($H_{num}/H_{lab} = 1.022 \pm 0.128$). Considering the fact that a calibration of the numerical model was omitted, results of the model test data correspond well to the results of the numerical simulation.

5 Wave overtopping analysis

5.1 Preliminary remarks

5.1.1 Terms and abbreviations

Several abbreviations and generalizations are used in the following sections. Tab. 2 gives an overview of the used abbreviations and their long forms. Since the used measuring devices are numbered (see Fig. 6), a control variable i is introduced to facilitate the differentiation between the instruments. Assigning a value to i leads to a clear definition of the addressed device, e. g. "OU3" stands for overtopping unit no. 3.

If no specific measuring device or several instruments are addressed, the general abbreviation is used and values for the control variable are defined in the context, e. g. "OUi with i = 1, 2" if overtopping units no. 1 and 2 are addressed.

Table 2: Explanation of used abbreviations.

abbreviation	long form / explanation
OUi	overtopping unit no. i with i = 1, …, 5
WAi	wave array no. i with i = 1, …, 7
OPMi	one-point-measurement no. i with i = 1, …, 4

5.1.2 Analysis restrictions

The reproduction of structures and natural processes is connected with simplifications and restrictions that have to be considered during analyses. One aspect of imperfect replications within the CornerDike project was the generated wave field as its width-development, which was limited due to the finite length of the wave generator (22 m). Consequently, some areas of the basin lay, depending on the direction of the generated wave field, outside the fully developed wave field. Signals of measuring instruments that were positioned in these areas have to be interpreted with caution or have to be neglected during analyses.

The evaluation whether measuring devices were influenced or not was carried out by considering the finite length of the wave generator, the wave direction and diffraction effects at the wave field boundaries. Data of measurement devices that were positioned outside the fully developed wave field and transition area is excluded from analyses.

5.2 Analysis of mean overtopping discharges

In a first step, the mean overtopping discharges q are analyzed without considering any measured wave parameters (cf. SCHERES et al. 2013). Wave overtopping rates of the investigated measuring positions are directly compared and the influence of the wave direction on wave overtopping is investigated. Within this first analysis, no mathematical descriptions or recommendations are given. It should rather provide a qualitative insight into wave overtopping behavior and influences on wave overtopping during the performed model tests.

Results show that the wave overtopping evolution along the dike line varies depending on the directional width. Short crested waves with a high directional spreading ($\sigma = 34°$) lead to decreasing wave overtopping discharges with increasing distance from the corner for all tested angles of wave attack. The development of mean overtopping discharges along the dike line of long crested and swell-like waves ($\sigma = 12°$) depends greatly on the wave direction.

Increased wave overtopping discharges were observed near the corner in the dike line for short crested waves with a directional spread $\sigma = 34°$ and small angles of wave attack ($|\beta| \leq 30°$). Increasing the angle of wave attack from $\beta = 45°$ upwards, in general decreasing overtopping discharges were observed during tests with multidirectional waves ($\sigma = 34°$).

5.3 Analysis of wave overtopping incorporating the wave parameters

Subsequently, the influence of the wave direction and corner in the dike line is analyzed incorporating the measured wave parameters at the toe of the dike. This analysis is undertaken with reference to the EURTOP-MANUAL (2007). Considering the wave parameters means that e. g. wave heights are taken into account by working with dimensionless parameters.

Empirical formulae describe the relationship between wave overtopping discharges and the freeboard height. Correction factors γ help to consider the influence of e. g. the roughness of the dike or oblique wave attack. Former investigations gave recommendations to consider the influence of oblique wave attack for angles of wave attack up to $\beta = 80°$. Yet, no validated guidance is given for $\beta > 80°$.

In the following, results of CornerDike tests with angles of wave attack up to 112.5° are analyzed and compared to previous investigations. Firstly, wave overtopping is analyzed separately for each tested wave crestedness. The influence of the directional spreading is analyzed at the end.

5.3.1 Approach of the analysis

Wave overtopping formulae are recommended in the EURTOP-MANUAL (2007) describing the relationship of the dimensionless overtopping discharge q^* and the relative freeboard height R_c^* (cf. Ch. 2). For analysis purposes the mentioned equations are rearranged into:

$$q^* = a \cdot \exp\left(-b \cdot R_c^*\right) \tag{4}$$

with: q^* dimensionless overtopping discharge [-]
R_c^* relative freeboard height [-]
a exponential regression coefficient (interception point with the y-axis) [-]
b exponential regression coefficient (slope of the regression curve) [-]

and

$$q^* = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} \cdot \frac{\sqrt{\tan\alpha}}{\xi_{m-1,0}} \qquad R_c^* = \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0}} \qquad a = 0.067 \quad \text{(br)} \tag{5}$$

respectively:

$$q^* = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} \qquad R_c^* = \frac{R_c}{H_{m0}} \qquad a = 0.2 \quad \text{(nbr)} \tag{6}$$

Wave parameters (H_{m0} and $T_{m-1,0}$) at the toe of the structure in front of each overtopping unit are substituted into the Eq. (4) to (6). In this case, the measured wave parameters, which are a combination of incident and reflected waves, are applied due to a missing reflection analysis.

An average coefficient b (see Eq. (4)) is calculated per overtopping unit OUi for tests with identical angles of wave attack and directional spreadings by performing an exponential regression analysis. The coefficient a in Eq. (4) is taken as a fixed interception point with the y-axis: 0.067 for breaking waves (br) and 0.2 for non-breaking waves (nbr)

(cf. EUROTOP-MANUAL 2007). Since the investigated dike was smooth with no berm or vertical wall on the slope, the correction factors γ_b, γ_f and γ_v are set to 1.0. In the following, the influence of oblique waves and a corner in the dike line is evaluated with the correction factor $\gamma_{\beta,c}$:

$$\gamma_{\beta,c} = \frac{b_{OUi,\beta}}{b_{ref}} \quad (i = 1, \ldots, 5) \tag{7}$$

with: $\gamma_{\beta,c}$ correction factor for oblique wave attack and a corner section in the dike line [-]
$b_{OUi,\beta}$ exponential coefficient for tests with β at OUi (i = 1, … , 5) [-]
b_{ref} exponential coefficient of the reference data (tests with β = 0° at OU2) [-]

5.3.2 Reference tests

Data of overtopping unit no. 2 (OU2) of tests with perpendicular waves (β_P = 0°) is used as reference data. Overtopping unit no. 1 (OU1) was positioned outside the fully developed wave field during tests with an angle of wave attack β_P = 0°. Results of the reference tests (β_P = 0° at OU2) of the three tested directional spreadings (σ = 0°, σ = 12° and σ = 34°) are presented in Fig. 18. The dimensionless overtopping rates q^* are plotted against the relative freeboard heights R_c^* (blue squares). Furthermore, the results of exponential regressions with a fixed intersection point with the y-axis according to Ch. 5.3.1 (blue, continuous line) are shown. Recommended formula for wave overtopping predictions of breaking waves (black, continuous line) of the EUROTOP-MANUAL (2007) and the 90 % confidence range (black, dotted lines) are illustrated in Fig. 18 as well.

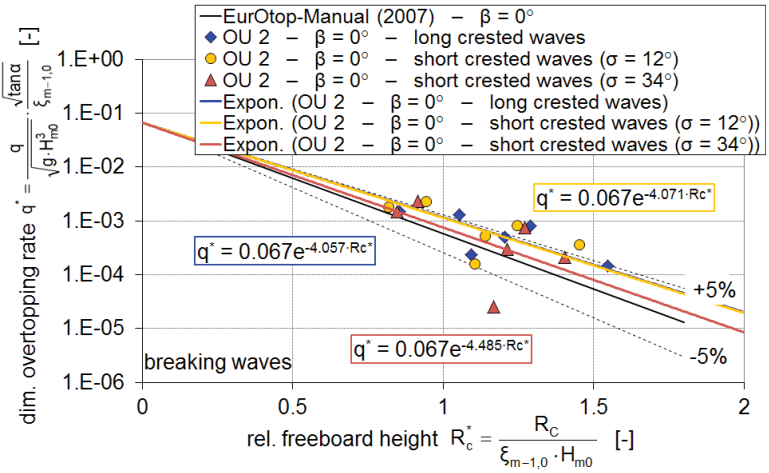


Figure 18: Dimensionless overtopping discharges of reference data: β_P = 0° at OU2.

Some data points are slightly higher than the predictions of the EUROTOP-MANUAL (2007), but most points fall within the 90 % confidence range. One point of short crested waves with σ = 34° lies beneath the predictions. A maximal difference of 15 % to the prediction formula (long crested waves) is found ($b_{ref,\sigma=0°}/b_{EurOtop}$ = -4.057/-4.75

= 85 %). The high differences are ascribed to the application of measured wave parameters instead of wave parameters of incident waves.

Overall, considering the lack of the incident wave parameters, the reference data corresponds quite well to the recommended formula of the EUROTOP-MANUAL (2007). For further analyses, the inclination of the slope b_{ref} of the reference data is compared to the slope inclinations b of further test conditions and overtopping units by determining correction factors $\gamma_{\beta,c}$.

5.3.3 Determination of correction factors

The b-coefficients of further CornerDike tests are calculated according to Ch. 5.3.1. Regression equations give the determined b-coefficients. For further analyses the correction factors $\gamma_{\beta,c}$ are determined with Eq. (7). By using the ratio of determined b-factors for further analyses, the influence of using the measured instead of incident wave parameters should be reduced to a great extent.

Non-breaking waves were observed during only about 5 % of all CornerDike tests. Consequently, the regression analyses for non-breaking waves are mostly based on a single point. Therefore, it is not reliable to include the data. In the following, only breaking waves are considered.

5.3.4 Influence of oblique wave attack – comparisons to former investigations

Wave overtopping at coastal structures under oblique wave attack with angles of wave attack β up to 80° was analyzed during previous experimental investigations. During the CornerDike project, angles of wave attack between -45° and +22.5° were tested at the P-dike and +45° to +112.5° at the N-dike (see Tab. 1). Previously determined correction factors $\gamma_{\beta,c}$ of CornerDike tests with $\beta \leq 75°$ and corresponding standard deviations are now plotted against the angle of wave attack β_P (for OU1 and OU2) and β_N (for OU3, OU4 and OU5) in Fig. 19 to Fig. 21. Results are presented separately for each investigated directional spreading. Different symbols help to distinguish between the correction factors of the probed overtopping units. A graphical legend in the top right of each figure illustrates which symbol corresponds to which overtopping unit. Fig. 12 shows the detailed definition of angles of wave attack. Recommendations of previous investigations (DE WAAL and VAN DER MEER 1992; OUMERACI et al. 2002; KORTENHAUS et al. 2006; EUROTOP-MANUAL 2007) are given in addition to the CornerDike results (black and grey lines). A similar wave overtopping behavior of swell-like waves ($\sigma = 12°$) and long crested waves is expected so that the recommended curves for long crested waves are used in the figure for short crested waves with $\sigma = 12°$ (cf. Fig. 20).

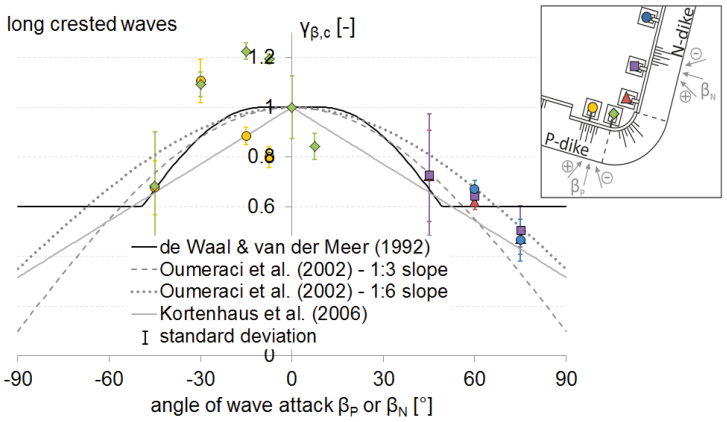


Figure 19: Correction factors $\gamma_{\beta,c}$ of CornerDike tests with angles of wave attack $\beta \leq 75°$ – long crested waves.

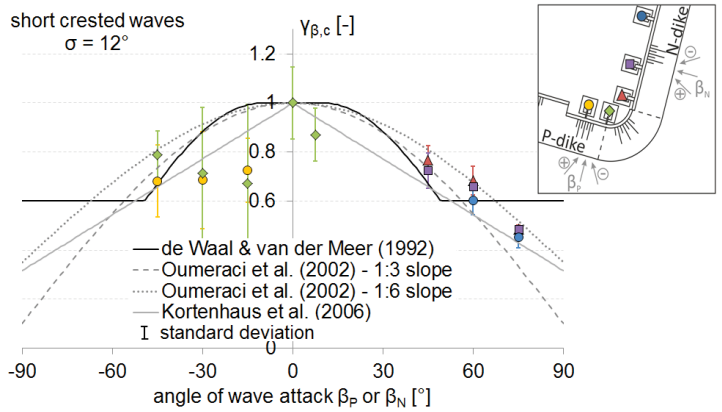


Figure 20: Correction factors $\gamma_{\beta,c}$ of Corner Dike tests with angles of wave attack $\beta \leq 75°$ – short crested waves ($\sigma = 12°$).

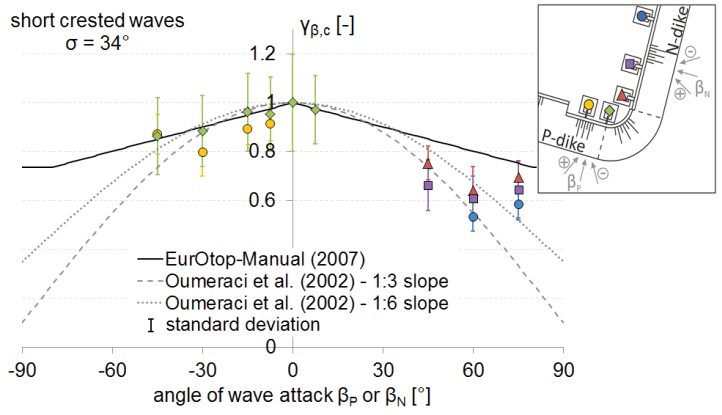


Figure 21: Correction factors $\gamma_{\beta,c}$ of CornerDike tests with angles of wave attack $\beta \leq 75°$ – short crested waves ($\sigma = 34°$).

The graphs show that the influence of oblique wave attack varies for the different directional widths and has to be examined separately for each wave crestedness. CornerDike results of tests with $\beta_P \leq 45°$ partly differ distinctively from recommended formulae (DE WAAL and VAN DER MEER 1992; EUROTOP-MANUAL 2007). Overall, correction factors $\gamma_{\beta,c}$ of $\beta_N \geq 45°$ fit well with the recommendations (e. g. OUMERACI et al. 2002). Differences between the correction factors of the overtopping units at the N-dike (OU3, OU4 and OU5) are very small. This means that the influence of the measuring position is largely considered in overtopping analyses: The wave parameters at the toe of the dike differ at the measuring positions as a result of wave transformation processes; due to incorporating the measured wave parameters in front of each overtopping unit into overtopping analyses, the influence of the wave field evolution is taken into account.

In front of the P-dike, only one wave array/one-point-measurement was installed. Wave parameters obtained from this device were used to calculate the dimensionless overtopping discharges and relative freeboard heights for OU1 as well as of OU2. Consequently, the evolution of wave parameters at the toe of the dike is not taken into account for these overtopping units. This leads to some significant differences between the correction factors of OU1 and OU2 (green and yellow symbols in Fig. 19 to Fig. 21). For long crested and swell-like waves ($\sigma = 12°$), the correction factor is for $\beta_P = 7.5°$ much lower than for perpendicular wave attack ($\beta_P = 0°$). This observation can be ascribed to diffraction effects at the wave field boundaries that affect the wave parameters and wave overtopping (cf. Ch. 5.1.2). For $|\beta_P| \leq 45°$, the results of long crested and short crested waves with $\sigma = 12°$ were assumed to be almost equal. However, converse results were obtained: The correction factors of long crested waves increase at first (maximum correction factor for $|\beta_P| = 15°$ at OU2 and $|\beta_P| = 30°$ at OU1, cf. Fig. 19), then they decrease again; the opposite can be observed for swell-like waves ($\sigma = 12°$, cf. Fig. 20).

Overall, the reliability of CornerDike tests is proven. Correction factors for angles of wave attack $\beta \geq 45°$ match well with the recommendations and the model tests are assessed as reliable.

5.3.5 Influence of a corner in the dike line for $\beta \leq 45°$

Differences for $\beta \leq 45°$ between CornerDike results and the recommendations (DE WAAL and VAN DER MEER 1992; EUROTOP-MANUAL 2007) are ascribed to effects of the dike corner. Results of tests with $\beta \leq 45°$ at the P-dike are analyzed in-depth subsequently.

The correction factors of short crested waves with $\sigma = 34°$ and $|\beta_P| \leq 45°$ correspond well to the results of former investigations. Still, the standard deviation is high for these tests (see Ch. 5.3.4). Furthermore, long crested and short crested waves with $\sigma = 12°$ show for $|\beta_P| \leq 45°$ unexpectedly converse results and high standard deviations (see Ch. 5.3.4). Plotting the correction factors against the angle of wave attack for each test separately, it becomes obvious that the correction factors $\gamma_{\beta,c}$ do not only depend on the angle of wave attack β_P but also on the significant wave height H_s and wave steepness s_{0p}. Increasing correction factors can be observed for increasing wave heights. Furthermore, shallow waves ($s_{0p} = 0.025$) lead to higher correction factors than steeper

waves (s_{0p} = 0.050). Depending on the deep water wave height H_s and wave steepness s_{0p}, the obtained correction factors $\gamma_{\beta,c}$ are higher or smaller than the recommendations (DE WAAL and VAN DER MEER 1992; EUROTOP-MANUAL 2007) given for γ_β. Therefore, two groups of waves are differentiated in order to analyze the results presented above:

- waves that lead to correction factors $\gamma_{\beta,c}$ above recommendations (WC1, WC2 & WC3)
- waves that lead to correction factors $\gamma_{\beta,c}$ below recommendations (WC4, WC5 & WC6 for long crested and short crested waves with σ = 12° or WC4 & WC6 for short crested waves with σ = 34°)

Investigating the influence of the corner in the dike line, the curve of DE WAAL and VAN DER MEER (1992) is taken as a reference for long crested and swell-like waves (σ = 12°) and the recommendations of the EUROTOP-MANUAL (2007) for short crested waves (σ = 34°). The correction factors for a corner in the dike line γ_c are determined as the ratio between the correction factors $\gamma_{\beta,c}$ and recommended correction factors γ_β (see Eq. (8)).

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{\beta,c}(\text{of CornerDike tests})}{\gamma_\beta(\text{of EurOtop - Manual 2007 or de Waal \& van der Meer 1992})} \tag{8}$$

with: γ_c correction factor for a corner in the dike line [-]
$\gamma_{\beta,c}$ correction factor for oblique wave attack and a corner in the dike line [-]
γ_β correction factor for oblique wave attack [-]

Subsequently, the calculated correction factors γ_c are plotted against the angle of wave attack β_P in Fig. 22 to Fig. 24. Each wave condition (WC) is defined by a colored symbol and line. Regression analyses are performed separately for both groups of waves.

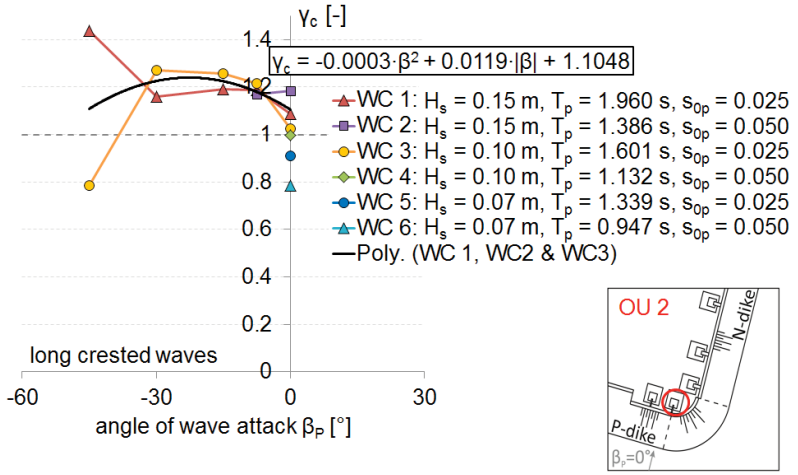


Figure 22: Correction factors γ_c of CornerDike tests at OU2 for each test separately – long crested waves.

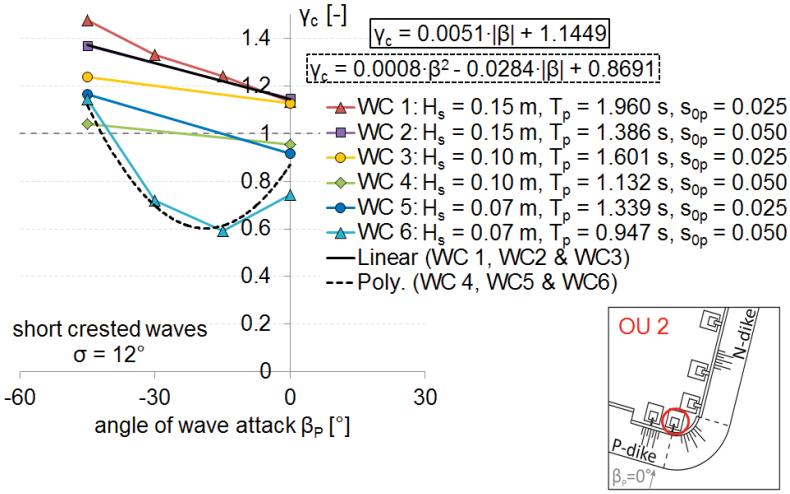


Figure 23: Correction factors γ_c of CornerDike tests at OU2 for each test separately – short crested waves ($\sigma = 12°$).

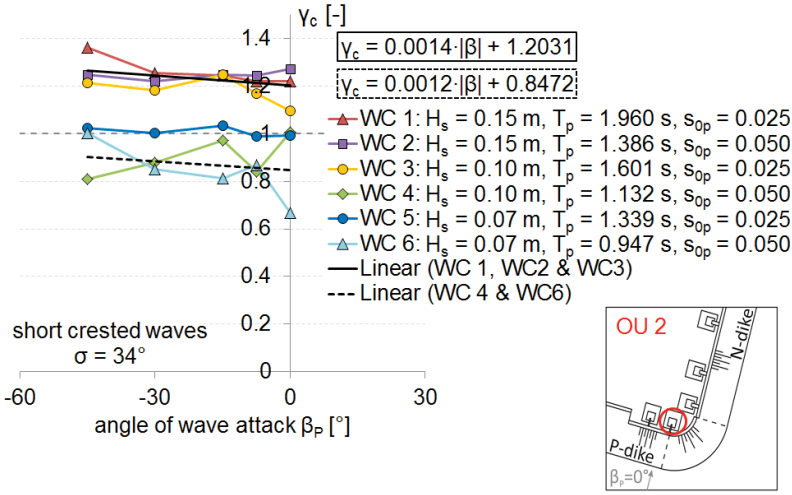


Figure 24: Correction factors γ_c of CornerDike at OU2 for each test separately – short crested waves ($\sigma = 34°$).

A summary of the obtained formulae to consider the influence of a corner in the dike line for $\beta \leq 45°$ is given in Ch. 6. No recommendations can be given how to incorporate the influence of a corner in the dike line for $\beta \leq 45°$ at parts of the dike with a distance from the corner $\geq 3 \cdot h_{dike}$ as no tests were performed with $\beta_N \leq 45°$.

As a last step, the evidence of the obtained equations is proven by revising the correction factors $\gamma_{\beta,c}$ of CornerDike tests with $\beta \leq 45°$ using Eq. (9). This means that the influence of the corner in the dike line is deducted and γ_β is calculated. The obtained correction factors γ_β are compared to recommendations of former investigations (see Fig. 25). Deducting the influence of the corner, the correction factors of CornerDike tests match well to existing test results.

$$\gamma_\beta(\text{of CornerDike tests}) = \frac{\gamma_{\beta,c}(\text{of CornerDike tests})}{\gamma_c(\text{with (6.12) to (6.17)})} \quad (9)$$

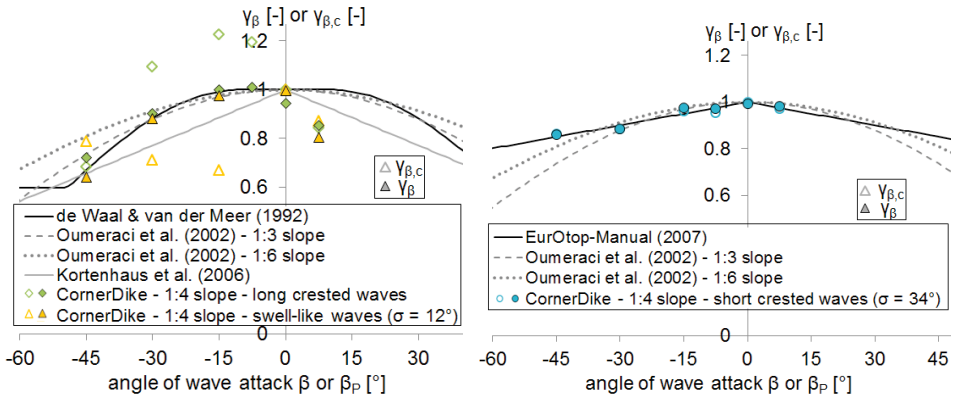


Figure 25: Correction factors $\gamma_{\beta,c}$ of CornerDike tests with $\beta \leq 45°$ compared to former investigations.

5.3.6 Influence of very oblique waves ($45° \leq \beta \leq 90°$) and slightly offshore waves ($\beta > 90°$)

No validated guidance for wave overtopping predictions is given for very oblique and slightly offshore waves ($\beta > 80°$). Angles of wave attack between +45° to +112.5° were tested at the N-dike during the CornerDike project (see Tab. 1). These tests are analyzed in the following. Plotting the calculated correction factors $\gamma_{\beta,c}$ and corresponding standard deviations of these tests against the angle of wave attack β_N for OU3, OU4 and OU5 (positioned behind the N-dike), the different wave overtopping behavior of long crested and short crested waves becomes obvious. In the following, the results of long crested waves are evaluated in combination with the results of swell-like waves ($\sigma = 12°$) as similar wave overtopping behavior is expected. Afterwards, short crested waves with $\sigma = 34°$ are analyzed separately.

For long crested and swell-like ($\sigma = 12°$) waves, equal correction factors exist for $\beta_N \leq 75°$ at the transition from the corner to the dike arm (OU3) and along the N-dike (OU4 & OU5). This means that no influence of the corner is detected for angles of wave attack between 45° and 75°. The difference between long crested and swell-like waves is very small for these wave directions. For $\beta_N \geq 82.5°$, higher correction factors $\gamma_{\beta,c}$ are given for OU4 and OU5 compared to OU3. It is assumed, that influences of the corner lead to continuously decreasing $\gamma_{\beta,c}$ of OU3 while the correction factors of OU4 and OU5 increase for parallel and slightly offshore waves compared to waves with $\beta_N = 75°$. The increase of $\gamma_{\beta,c}$ of OU4 and OU5 is ascribed to diffraction and refraction effects. Hence, recommendations are given on the one hand at the transition from the corner to the dike arm (OU3) and on the other hand for parts of the straight-aligned dike arm with a distance from the corner $\geq 3 \cdot h_{dike}$ (OU4 and OU5).

Regression analyses were conducted using Microsoft Excel and SPSS Statistics. Objective of these analyses is the development of formulae that describe the relationship

between correction factors $\gamma_{\beta,c}$ and angles of wave attack β. Fig. 26 to Fig. 29 show the results for long crested and swell-like waves (σ = 12°). Correction factors of CornerDike tests, corresponding trend lines and recommendations of former investigations (DE WAAL and VAN DER MEER 1992; OUMERACI et al. 2002; KORTENHAUS et al. 2006; EUROTOP-MANUAL 2007) are given. To obtain formulae that represent the whole range of wave directions (0° to 105°/112.5°), auxiliary values (black diamonds) were incorporated into these regression analyses. For long crested and swell-like waves (σ = 12°), these auxiliary values were determined with design guidance given by DE WAAL and VAN DER MEER (1992), whose reliability was proven in previous investigations (cf. VAN DER MEER 2010).

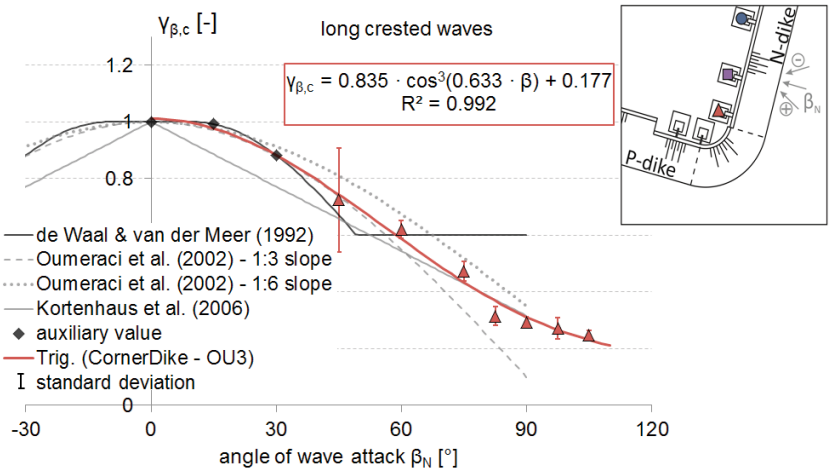


Figure 26: Regression analysis for the transition from the corner to the N-dike (OU3) – long crested waves.

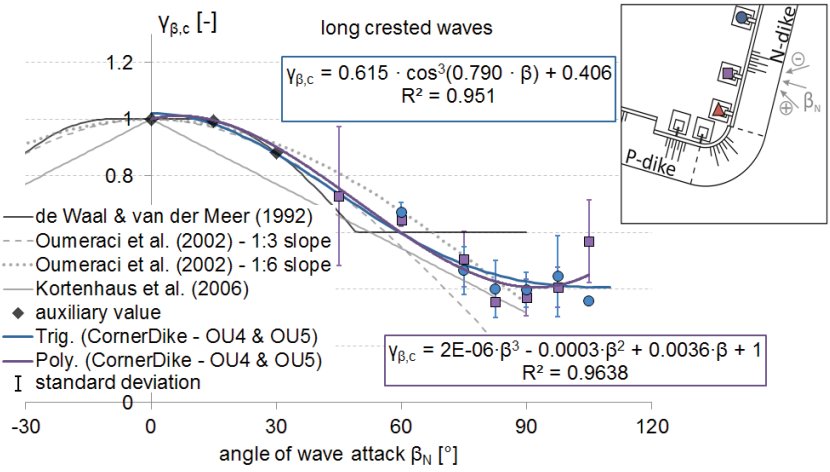


Figure 27: Regression analysis for the straight-aligned dike arm (OU4 & OU5) – long crested waves.

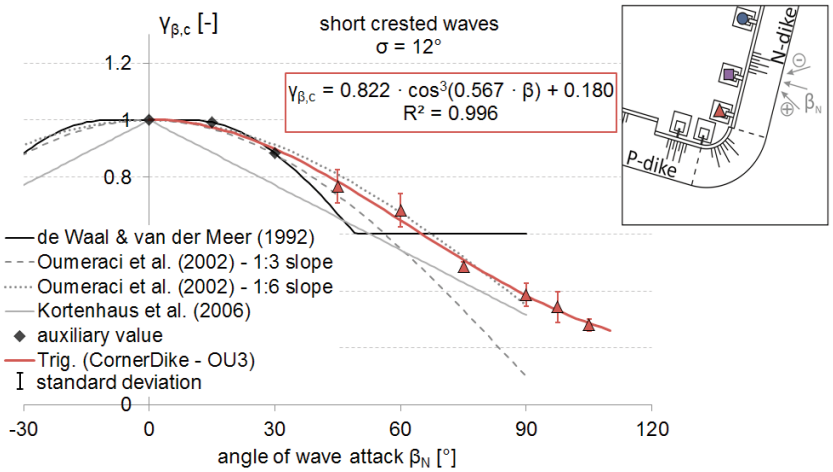


Figure 28: Regression analysis for the transition from the corner to the N-dike (OU3) – short crested waves (σ = 12°).

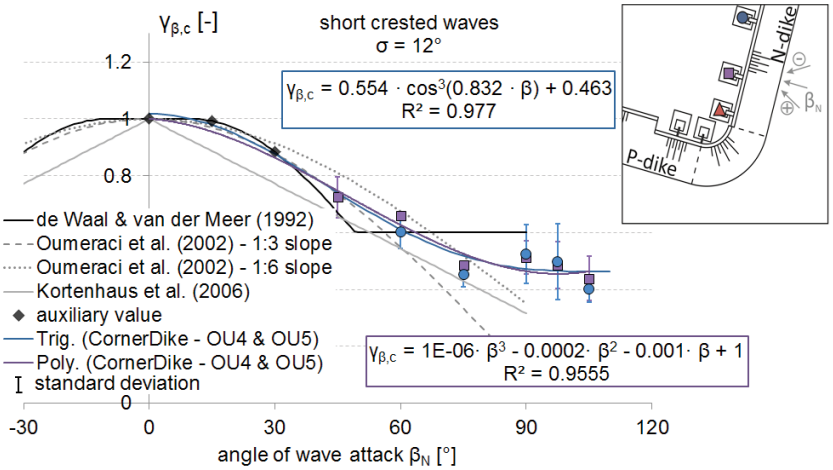


Figure 29: Regression analysis for the straight-aligned dike arm (OU4 & OU5) – short crested waves (σ = 12°).

Determined trend lines approximate the correction factors very well and are for small angles of wave attack (β < 45°) quite similar to recommendations given by DE WAAL and VAN DER MEER (1992). Looking at Fig. 27 (regression analysis for the straight-aligned dike arm (OU4 & OU5) for long crested waves) it is noticeable that the polynomial trend line leads to a more precise approximation. However, the trigonometric function is seen as more reasonable.

The influence of very oblique and slightly offshore, long crested and swell-like (σ = 12°) has been analyzed. Subsequently, short crested waves with σ = 34° and β ≥ 45° are investigated.

The results of short crested waves with σ = 34° yield, compared to long crested and swell-like waves, an irregular pattern (see Fig. 30). Correction factors $\gamma_{\beta,c}$ show several

minima and maxima with increasing angles of wave attack. In general, slight differences between the $\gamma_{\beta,c}$ of the three overtopping units exist. For $\beta_N \leq 75°$, OU3 shows the highest correction factors; this changes for $\beta_N \geq 82.5°$. Correction factors of OU4 are for all wave directions slightly higher than the ones of OU5. A significant difference between the correction factor for $\beta_N = 45°$ at the N-dike and the correction factor for $|\beta_P| = 45°$ at the P-dike (see Fig. 22) was noticed. This deviation is ascribed to the width-limit of the wave generator and diffraction effects at the wave field boundaries: Every wave of a multidirectional wave field has a different wave direction as a result of the directional spread; the less oblique approaching waves (single waves with $\beta_N \leq 15°$ e. g. during tests with $\beta_N = 45°$ and $\sigma = 34°$) do not reach the N-dike due to the finite length of the wave generator and consequently the test results are influenced by model effects. Therefore, correction factors for $|\beta| = 45°$ are lower at the N-dike than at the P-dike (see Fig. 22). This restriction is also present for $\beta_N = 60°$. Hence, the correction factors for $\beta_N = 45°$ and $\beta_N = 60°$ of short crested waves with $\sigma = 34°$ are excluded from subsequent regression analyses.

Results of the regression analysis for short crested waves with $\sigma = 34°$ are illustrated in Fig. 30. Regressions were performed for the transition from the corner to the dike arm (OU3, red curve) and for the straight-aligned dike (OU4 & OU5, violet curve). Auxiliary values (black diamonds) were calculated using the recommendations of the EUROTOP-MANUAL (2007). Correction factors of the CornerDike project that were excluded from regression analyses (see paragraph above) are illustrated with transparent symbols ($\beta = 45°$ and $\beta = 60°$).

The deviations from determined trend lines are slightly higher than during the analysis of long crested and swell-like waves. However, the trends of the correction factors are described with the given formulae. Additionally, an intersection point at $\beta \approx 90°$ between both regression lines is obtained so that the wave overtopping behavior along the dike line is reproduced ($\beta < 90°$ higher correction factors at OU3, $\beta \geq 90°$ lower correction factors at OU3 than at OU4 & OU5). A summary of obtained formulae to consider the influence of a corner in the dike line for $\beta \geq 45°$ is given in Ch. 6.

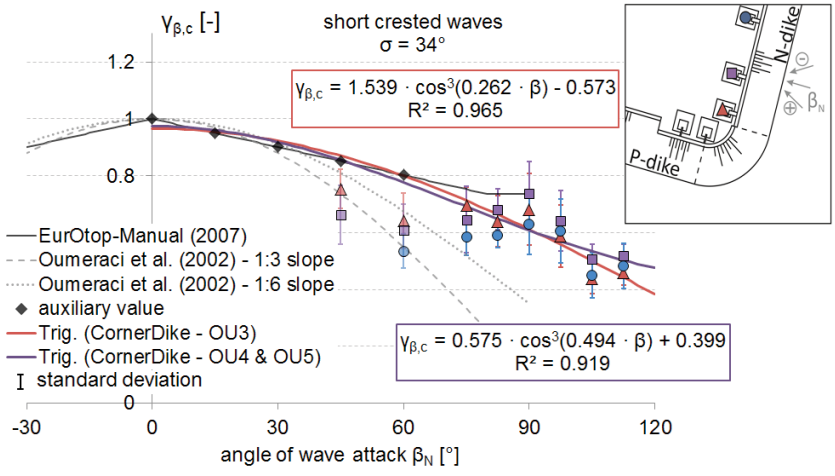


Figure 30: Regression analysis for the transition from the corner to the N-dike (OU3) and straight-aligned dike arm (OU4 & OU5) – short crested waves ($\sigma = 34°$).

5.3.7 Influence of the directional spreading

The CornerDike reference data has shown differences between the tested directional spreadings. Therefore, the wave overtopping analyses were conducted separately for each wave crestedness. The influence of the directional spreading on wave overtopping is herein investigated by comparing the reference b-factors of long crested waves and short crested waves. For this analysis, the correction factors γ_σ of the reference data are redetermined with Eq. (10).

$$\gamma_\sigma = \frac{b_{OU2,\beta=0°,\sigma}}{b_{OU2,\beta=0°,\sigma=0°}} \tag{10}$$

with: γ_σ correction factor for directional spreading [-]
$b_{OU2,\beta=0°,\sigma}$ exponential coefficient for tests with $\beta = 0°$ and σ at OU2 [-]
$b_{OU2,\beta=0°,\sigma=0°}$ exponential coefficient for tests with $\beta = 0°$ and $\sigma = 0°$ at OU2 [-]

The redetermined correction factors γ_σ are plotted against the corresponding directional spreading in Fig. 31. Furthermore, the correction factors and recommendations by KORTENHAUS et al. (2006) for breaking waves are shown.

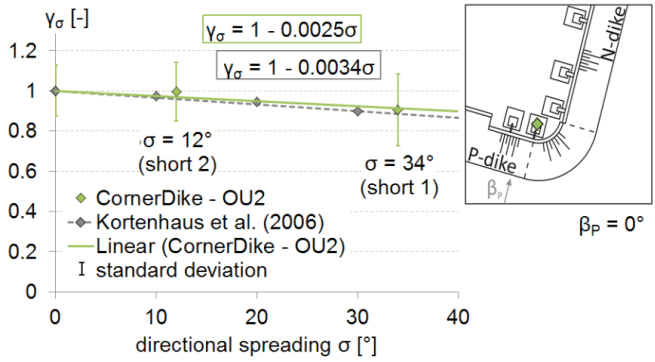


Figure 31: Correction factors γ_c of CornerDike tests with $\beta = 0°$ at OU2.

The influence of the directional width can be described with Eq. (11):

$$\gamma_\sigma = 1 - 0.0025 \cdot \sigma \tag{11}$$

with: γ_σ correction factor for directional spreading [-]
σ directional width [°]

The deviation between CornerDike results and KORTENHAUS et al. (2006) is very small and the results are confirmed due to the good fit.

6 Summary and conclusions

The main objective of this study was to extend the knowledge on wave overtopping processes and the influence of very oblique waves and a corner in the dike line on wave overtopping. Therefore, model tests were conducted in the CornerDike project on a 1:4 sloped, convex dike in the shallow water basin of DHI in Hørsholm, Denmark. Wave

run-up and wave overtopping was investigated during tests with long crested and short crested waves with angles of wave attack between -45° to +112.5°.

Relevant equations that describe the relationship between mean wave overtopping discharges and the freeboard height are given in the EUROTOP-MANUAL (2007). Correction factors γ help to consider the influence of e. g. the roughness of the dike surface or oblique wave attack.

The correction factors γ of CornerDike tests have been determined and analyzed. Formulae for the correction factors γ_β (influence of oblique wave attack), γ_c (influence of a corner in the dike line) and γ_σ (influence of the directional width) have been developed and are recommended for future wave overtopping predictions or comparisons with further investigations.

Results showed that the influence of a corner in the dike line γ_c depends for $\beta \leq 45°$ on the angle of wave attack β as well as on the deep water wave height H_s and wave steepness s_{0p}. Correction factors $\gamma_{\beta,c}$ have been developed from test data of waves with $45° \leq \beta \leq 112.5°$ (very oblique and slightly offshore waves). Formulae for γ_β are given at the transition from the corner to the straight-aligned dike arm and for positions on the dike arm with a distance from the corner $\geq 3 \cdot h_{dike}$ for each directional spreading separately.

Table 3: Recommended formulae for γ_β and $\gamma_{\beta,c}$ at the transition from corner to dike arm (distance to corner < $3 \cdot h_{dike}$).

transition corner to dike arm	long crested waves	$\lvert\beta\rvert < 10°$:	$\gamma_\beta = 1.0$
		$10 \leq \lvert\beta\rvert < 30°$:	$\gamma_\beta = \cos^2(\lvert\beta\rvert - 10°)$
		$\lvert\beta\rvert \geq 30°$:	γ_β or $\gamma_{\beta,c} = 0.835 \cdot \cos^3(0.633 \cdot \lvert\beta\rvert) + 0.177$
	swell-like waves (σ = 12°)	$\lvert\beta\rvert < 10°$:	$\gamma_\beta = 1.0$
		$10 \leq \lvert\beta\rvert < 25°$:	$\gamma_\beta = \cos^2(\lvert\beta\rvert - 10°)$
		$\lvert\beta\rvert \geq 25°$:	γ_β or $\gamma_{\beta,c} = 0.822 \cdot \cos^3(0.567 \cdot \lvert\beta\rvert) + 0.180$
	short crested waves (σ = 34°)	$\lvert\beta\rvert < 60°$:	γ_β or $\gamma_{\beta,c} = 1 - 0.0033 \cdot \lvert\beta\rvert$
		$\lvert\beta\rvert \geq 60°$:	$\gamma_{\beta,c} = 1.539 \cdot \cos^3(0.262 \cdot \lvert\beta\rvert) + 0.573$

Table 4: Recommended formulae for γ_β and $\gamma_{\beta,c}$ for parts of the dike with a distance $\geq 3 \cdot h_{dike}$ from the corner.

distance ≥ 3·hdike from corner	long crested waves	$\lvert\beta\rvert < 10°$:	$\gamma_\beta = 1.0$
		$10 \leq \lvert\beta\rvert < 30°$:	$\gamma_\beta = \cos^2(\lvert\beta\rvert - 10°)$
		$\lvert\beta\rvert \geq 30°$:	γ_β or $\gamma_{\beta,c} = 0.615 \cdot \cos^3(0.790 \cdot \lvert\beta\rvert) + 0.406$
	swell-like waves (σ = 12°)	$\lvert\beta\rvert < 10°$:	$\gamma_\beta = 1.0$
		$10 \leq \lvert\beta\rvert < 30°$:	$\gamma_\beta = \cos^2(\lvert\beta\rvert - 10°)$
		$\lvert\beta\rvert \geq 30°$:	γ_β or $\gamma_{\beta,c} = 0.554 \cdot \cos^3(0.832 \cdot \lvert\beta\rvert) + 0.463$
	short crested waves (σ = 34°)	$\lvert\beta\rvert < 45°$:	$\gamma_\beta = 1 - 0.0033 \cdot \lvert\beta\rvert$
		$\lvert\beta\rvert \geq 45°$:	$\gamma_{\beta,c} = 0.575 \cdot \cos^3(0.494 \cdot \lvert\beta\rvert) + 0.399$

Recommendations for γ_β and $\gamma_{\beta,c}$ for waves that first have to pass the corner before or while running up the dike (i. e. positive β, cf. legend in Fig. 32 are given in Tab. 3 and Tab. 4 (γ_β given for $\beta \leq 45°$ and $\gamma_{\beta,c}$ for $\beta > 45°$). Fig. 32 illustrates the given equations. Furthermore, it is recommended to use the formulae given in Tab. 5 for γ_c to consider the influence of a corner in the dike line at the transition from the corner to the dike arm for angles of wave attack $0 \leq \beta \leq 45°$.

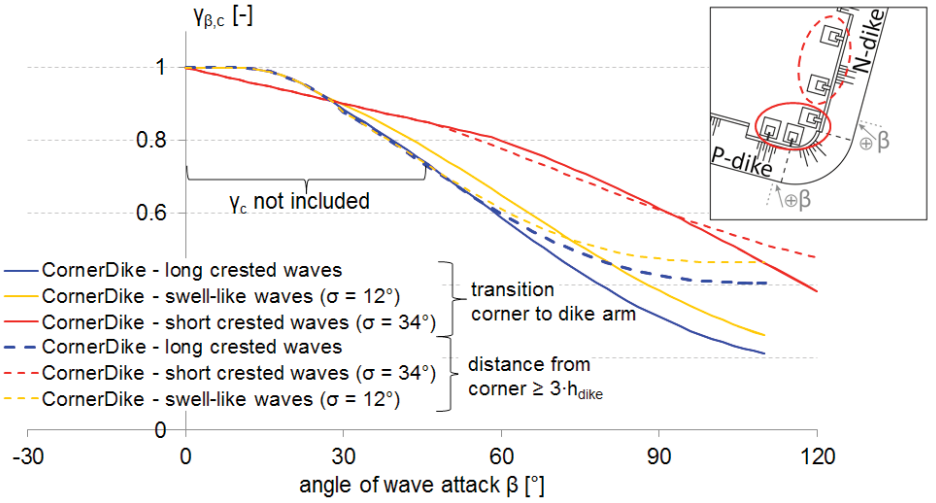


Figure 32: Recommendations of Tab. 3 and Tab. 4 to consider the influence of very oblique wave attack and a corner in the dike line.

Table 5: Recommended formulae for γ_c at the transition from the corner to the dike arm (distance to corner < $3 \cdot h_{dike}$) for $\beta \leq 45°$.

	$H_s/h_{dike} = 0.2$, all steepnesses or $H_s/h_{dike} = 0.133$, shallow waves ($s_{0p} = 0.025$)	$H_s/h_{dike} = 0.133$, steep waves ($s_{0p} = 0.050$) or $H_s/h_{dike} = 0.1$, all steepnesses [for σ = 34°: without $H_s/h_{dike} = 0.1$, $s_{0p} = 0.050$]
long crested waves	$\gamma_c = -0.0003 \cdot \beta^2 + 0.0119 \cdot \lvert\beta\rvert + 1.1048$	no recommendations possible
swell-like waves (σ = 12°)	$\gamma_c = 0.0051 \cdot \lvert\beta\rvert + 1.1449$	$\gamma_c = 0.0008 \cdot \beta^2 - 0.0284 \cdot \lvert\beta\rvert + 0.8691$
short crested waves (σ = 34°)	$\gamma_c = 0.0014 \cdot \lvert\beta\rvert + 1.2031$	$\gamma_c = 0.0012 \cdot \lvert\beta\rvert + 0.8472$

Lastly, the influence of the wave crestedness on wave overtopping was analyzed. The influence of the directional width can be described with Eq. (12).

$$\gamma_\sigma = 1 - 0.0025 \cdot \sigma \tag{12}$$

First analyses on wave overtopping and wave run-up (see WOLF 2013) are successfully undertaken within the CornerDike project. Analyzing data of the CornerDike model tests can still be continued, e. g. analyses concerning the flow processes on the dike crest or a detailed analysis of the wave field are desirable.

7 Acknowledgement

This work was supported by the European Community's Seventh Framework Programme through the grant to the budget of the Integrating Activity HYDRALAB IV, contract no. 261520. The authors thank the EU for funding the CornerDike project and the project partners for the great cooperation. The contribution of the Danish Hydraulic Institute (DHI) in Hørsholm (Denmark) by providing access to the hydraulic laboratory and scientific support during the physical model tests is also highly acknowledged.

Furthermore, the authors wish to express their thanks to the German Ministry of Education and Research (BMBF) for the support of the follow-up project ConDyke within a KFKI-project, project-no. 03KIS0108 (RWTH Aachen University) and 03KIS0109 (Leibniz Universität Hannover).

8 References

DE WAAL, J. P. and VAN DER MEER, J. W.: Wave run-up and overtopping on coastal structures. In: Proceedings of the 23th International Conference on Coastal Engineering. Venice, Italy, 23, 1758–1771, 1992.

EURTOP-MANUAL: Pullen, T.; Allsop, N. W. H.; Bruce, T.; Kortenhaus, A.; Schüttrumpf, H. and van der Meer, J. W.: EurOtop - Wave overtopping of sea defences and related structures: Assessment manual. Die Küste, 73, 2007.

FRANCO, C.; FRANCO, L.; RESTANO, C. and VAN DER MEER, J. W.: The effect of wave obliquity and short crestedness on the overtopping rate and volume distribution on caisson breakwaters. Final Project Proceedings, MAST II, MCS-Project: Monolithic Coastal Structures. 37 pp., 1995.

HOLTHUIJSEN, L. H.: Waves in oceanic and coastal waters. Cambridge University Press, 404 pp., 2010.

KAMPHUIS, J. W.: Introduction to Coastal Engineering and Management. In: Advanced Series on Ocean Engineering, 30. World Scientific Publishing Company, Incorporated. 564 pp., 2010.

KORTENHAUS, A.; GEERAERTS, J. and HASSAN, R.: Wave run-up and overtopping of sea dikes with and without stilling wave basin under 3D wave attack. DIKE-3D. Final Report. Braunschweig, Germany, 2006.

LORKE, ST.; BRÜNING, A.; VAN DER MEER, J. W.; SCHÜTTRUMPF, H.; BORNSCHEIN, A.; GILLI, ST.; POHL, R.; SCHLÜTTER, F.; SPANO, M.; RIHA, J. and WERK, ST.: On the effect of current on wave run-up and wave overtopping. In: Proceedings of the 32nd International Conference on Coastal Engineering. Shanghai, China, 2010.

MAI, S.; PAESLER, CH. und ZIMMERMANN, C.: Wellen und Seegang an Küsten und Küstenbauwerken. Vorlesungsergänzungen des Lehrstuhls für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Franzius-Institut, Universität Hannover, Germany, 2004.

MALCHEREK, A.: Gezeiten und Wellen. Die Hydromechanik der Küstengewässer. Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden, 301 pp., 2010.

NAPP, N.; BRUCE, T.; PEARSON, J. and ALLSOP, W.: Violent overtopping of vertical seawalls under oblique wave conditions. In: Proceedings of the 29th International Conference of Coastal Engineering. Lisbon, Portugal, 4482–4493, 2004.

NAPP, N.; PEARSON, J.; RICHARDSON, ST.; BRUCE, T.; ALLSOP, W. and PULLEN, T.: Overtopping of seawalls under oblique and 3-D wave conditions, In: Proceedings of the 28th International Conference on Coastal Engineering. Cardiff, United Kingdom, 2178–2190, 2002.

OPENSTREETMAP: Die freie Wiki-Weltkarte.
Accessed 7 April 2013: http://www.openstreetmap.org/
License: http://www.openstreetmap.org/copyright/en.

OUMERACI, H.; MÖLLER, J.; SCHÜTTRUMPF, H.; ZIMMERMANN, C.; DAEMRICH, K.-F. und OHLE, N.: Schräger Wellenauflauf an Seedeichen. Abschlussbericht zum BMBF Forschungsprojekt KIS 015/016. LWI Report No. 881 / FI Report No. 643/V. Braunschweig, Germany, 2002.

OUMERACI, H.; MÖLLER, J.; SCHÜTTRUMPF, H.; ZIMMERMANN, C.; DAEMRICH, K.-F. and OHLE, N.: Influence of oblique wave attack on wave run-up and wave overtopping – 3D model tests at NRC/Canada with long and shorts crested waves. LWI Report No. 859 / FI Report No. 643. Braunschweig, Germany, 2001.

SAKAKIYAMA, T. and KAJIMA, R.: Wave overtopping and stability of armor units under multidirectional waves. In: Proceedings of 25th Conference on Coastal Engineering. Orlando, Florida, 1862–1875, 1996.

SCHERES, B.; LORKE, ST.; POHL, R.; VAN DER MEER, J. W. and SCHÜTTRUMPF, H.: The effect of very oblique waves on wave overtopping at a convex formed sea dike. In: Proceedings of the 6th International Short Course/Conference on Applied Coastal Research (6th SCACR). Lisbon, Portugal, 2013.

VAN DER MEER, J. W.: Influence of wind and current on wave run-up and wave overtopping. Detailed analysis on the influence of current on wave overtopping. Hydralab – Flowdike report, 2010.

WOLF, V.: Schräger und gerader Wellenauflauf an speziellen Deichformen. Dresden, Germany, unpublished diploma thesis, 2013.

Die Küste, 80 (2013), 1-169

Modellierungen des mittelfristigen Seegangsklimas im deutschen Nordseeküstengebiet

NLWKN-Forschungsstelle Küste

Anmerkung

Das Projekt Modellierungen des mittelfristigen Seegangsklimas im deutschen Nordseeküstengebiet (MOSES-A) wurde 2003 bis 2007 von Agnieska Herman, Ralf Kaiser und Hanz Dieter Niemeyer† bearbeitet. Nachfolgender Bericht stellt eine Zusammenfassung des Abschlussberichts (HERMAN et al. 2007a) dar, welche nach dem Weggang der Autoren von Mitarbeitern der Forschungsstelle Küste im NLWKN erstellt wurde.

Zusammenfassung

Ziel des Projekts Modellierungen des mittelfristigen Seegangsklimas im deutschen Nordseeküstengebiet (MOSES) war die Erstellung von Datensätzen über mehrere Jahrzehnte durch die teilweise Substitution von prozessbasierten mathematischen Modellierungen durch statische Modellierungen, die weit weniger Rechnerkapazitäten benötigten. Bei Antragstellung im Jahr 2002, bei Bewilligung im Jahr 2003 und auch bei Projektende 2007 bestand hier ein dringliches Kapazitätsproblem.
Auf der Grundlage von Ergebnissen zeitlich begrenzter Modellierungsperioden wird für deren kennzeichnende Parameter eine Hauptkomponenten-Analyse vorgenommen. Für eine enge Zahl von Hauptkomponenten, die weitgehend die Varianz der Seegangsparameter repräsentieren, erfolgen anschließend Modellierungen mit künstlichen neuronalen Netzen. Nach deren Optimierung können verfahrensmäßig – bei Einsatz wesentlich geringerer Rechnerkapazitäten – wesentlich umfassendere Datensätze für längere Zeiträume erstellt werden.
Wenngleich mittlerweile durch Fortschritte in den Rechner- und Modellarchitekturen erheblich größere Kapazitäten zur Verfügung stehen, bleibt der Wert, der in MOSES entwickelten Verfahren, ungeschmälert.

Schlagwörter

Seegangsklima, mathematische Modellierung, Wasserstand, Strömung, Hauptkomponentenanalyse, künstliche neuronale Netze (KNN)

Summary

Aim of the project Modeling of mid-term wave climate in the North Sea coastal waters of Germany (MOSES) was the production of time series of wave data for a couple of decades by substitution of process-based models by statistical methods as main component analysis and as artificial neural networks in order to reduce needed computer capacity. At the time of project planning in 2003 and also at its end in 2007 there were enormous limitations for mathematical modeling due to available computing capacities.

Whereas this problems have lost and still loose continuously their weight in research and application the results of the MOSES projects are still very valuable. This has been highlighted by the acceptance for scientific discussion on the platforms of scientific discussion in the international community.
Based on runs of the process-based models Delft-3D and SWAN for time series of a few years main component analysis was carried out for significant parameters of waves, water levels and currents. In the following step a limited number of main components representing to the greatest extent the variability of the substituted hydrodynamic parameters were modeled by artificial neural networks. After their optimization they allow successfully the reproduction of hydrodynamic parameters for long-term investigation with enormous smaller computing capacities than needed for mathematical modeling by process-based models.

Keywords

wave climate, mathematical modeling, water levels, currents, main component analysis, artificial neural networks (ANN)

Inhalt

1 Einleitung ... 112
2 Untersuchungsgebiet ... 113
3 Modellkonfiguration ... 114
4 Verifizierung der Modellierungsergebnisse ... 115
4.1 Wasserstandsmodellierung ... 115
4.2 Seegangsmodellierung ... 116
5 Verfahren zur beschleunigten Erstellung eines 40-jährigen Datensatzes ... 120
6 Hauptkomponentenanalyse der Modellierungsergebnisse ... 122
7 Anwendung der künstlichen neuronalen Netze (KNN) zur Erstellung der Daten ... 126
8 Rekonstruktion der Wasserstände, der Strömungen und des Seegangs früherer Sturmfluten ... 130
9 Schlussfolgerungen ... 130
10 Schriftenverzeichnis ... 131

1 Einleitung

Für verschiedene Fragestellungen im Küsteningenieurwesen wie beispielsweise für mittel- bis langfristige morphodynamische Modellierungen oder zur Bemessung auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis ist eine umfassende Datengrundlage von kennzeichnenden Seegangsparametern in küstennahen Bereichen erforderlich. Diese ist kaum irgendwo verfügbar und könnte -wenn überhaupt- nur in zeit- und kostenaufwändigen Messkampagnen erlangt werden. Eines der zentralen Ziele des Projekts MOSES war deshalb die Erstellung eines 40-jährigen Datensatzes für Wasserstände, Strömungen und Seegangsparameter für ausgewählte Gebiete der Deutschen Nordseeküste. Die Daten bilden die

Grundlage für die Analyse der mittelfristigen Variabilität von relevanten Seegangsparametern und bei der Entwicklung eines Konzepts zum morphologisch wirksamen Seegang.

Im ersten Teil des Projekts MOSES wurden für das Einzugsgebiet des Norderneyer Seegats regionale Tide- und Seegangsmodelle erstellt und die Modelle an Hand geeigneter Datensätze verifiziert. Dabei konnte die Numerik des Seegangsmodells so weiterentwickelt werden, dass für die Parallel-Version des Seegangsmodells eine deutliche Verbesserung der Rechengeschwindigkeit erreicht werden konnte, die für das Gelingen des Projekts in zeitlicher Hinsicht von hoher Bedeutung war (HERMAN et al. 2007a). Daneben konnte über die Anwendung der Modelle auf die von HIPOCAS gelieferten Randbedingungen und dem Vergleich der daraus gewonnenen Modellierungsergebnisse der Nachweis der Eignung des HIPOCAS-Datensatzes für die Fragestellung des Projekts erbracht werden.

Im zweiten Teil des Projekts konzentrierten sich die Arbeiten hauptsächlich auf die Erstellung des oben erwähnten Datensatzes. Infolge einer sehr hohen räumlichen und zeitlichen Auflösung, die zur Tide- und Seegangsmodellierung im Untersuchungsgebiet Norderneyer Seegat erforderlich ist, war es klar, dass die Erstellung der vollständigen Datensätze mit mathematischer Modellierung durch Delft3D/SWAN wegen des sehr hohen Rechenaufwands in der verfügbaren Projektlaufzeit unmöglich war. Mit den Ergebnissen ausgewählter Perioden von Modellierungen wurde die Komplettierung mit einem auf der Hauptkomponentenanalyse und auf künstlichen neuronalen Netzen (KNN) entwickelten Verfahren erfolgreich vorgenommen. Die Entwicklung und das Konzept dieses Verfahrens werden im Folgenden ausführlich beschrieben. Die Ergebnisse der Hauptkomponentenanalyse und der KNN-Modellierungen zeigen, dass mit dem Verfahren ein zuverlässiges Mittel zur Rekonstruktion von langen Zeitreihen flächenhafter Tide- und Seegangsdaten zur Verfügung steht, das auch über den Rahmen des Forschungsvorhabens hinaus für ähnlich gelagerte Fragestellungen sehr gut geeignet ist.

2 Untersuchungsgebiet

Das von der Forschungsstelle Küste (FSK) im Rahmen des Projekts MOSES untersuchte Gebiet ist das Einzugsgebiet des Norderneyer Seegats, wobei für die mathematischen Modellierungen dessen Umfeld einbezogen worden ist (Abb. 1). Das Einzugsgebiet des Norderneyer Seegats ist -wie die gesamte Region der Ostfriesischen Inseln und Küstedurch eine sehr hohe zeitliche und räumliche Variabilität von Wasserständen, Strömung und Seegang gekennzeichnet. Die überlagerte Wirkung von Gezeiten und meteorologischen Einwirkungen führt in Zusammenhang mit einer unregelmäßig strukturierten und stark gegliederten Topographie dazu, dass die Ausführung sowohl von Naturmessungen als auch von mathematischen Modellierungen in diesem Gebiet sehr anspruchsvoll sind und auch an moderne Mess- und Modellierungsverfahren wegen der großen Bandbreite der untersuchten Parameter erhebliche Anforderungen gestellt werden.

Der mittlere Tidenhub im Bereich von Norderney beträgt etwa 2,4 m. Dadurch fällt bei Niedrigwasser ein Großteil des Untersuchungsgebiets trocken; das Tidevolumen des Einzugsgebiets des Norderneyer Seegats ist größer als sein bei Tideniedrigwasser im Gebiet verbleibendes Beckenvolumen. Die Strömungsgeschwindigkeiten im Seegat und in den Rinnen des Tide-beckens überschreiten bei Ebbe und Flut typischerweise die Schwelle von 1 m/s und haben außerhalb der Stauphasen bei den Tidescheiteln einen

ausgeprägten Einfluss auf die Ausbreitung und Umwandlung der Wellenenergie. Alle oben erwähnten Erscheinungen werden in den Messungen und in den Modellierungsergebnissen deutlich erkennbar.

Die Modellierungen von Wasserständen, Strömung und Seegang in dem Einzugsgebiet des Norderneyer Seegats werden im Rahmen des Projekts MOSES mittels des Tidemodells Delft3D (DELFT HYDRAULICS 2003) und des vollspektralen Seegangsmodells SWAN ausgeführt. Eine generelle Beschreibung der Modelle sowie die Einzelheiten zu deren Modifikation und Optimierung sind im Abschlussbericht erläutert (HERMAN et al. 2007a).

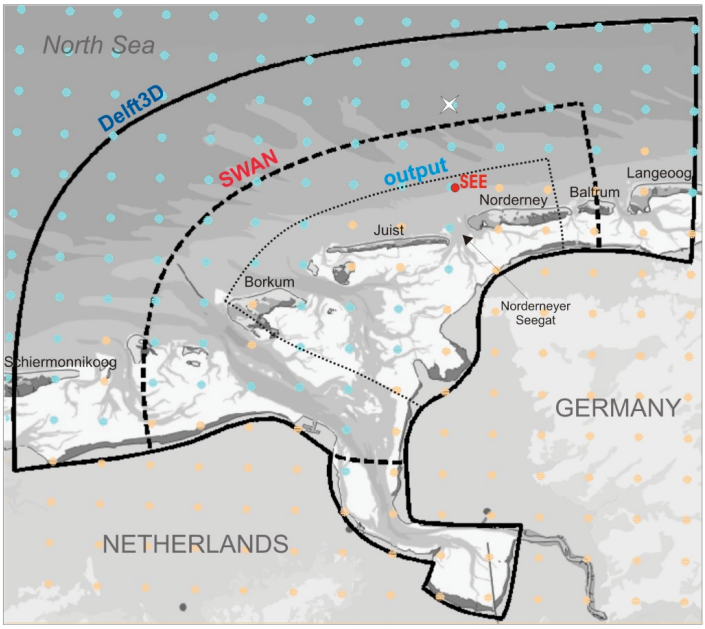


Abbildung 1: Lage des Norderneyer Seegats und seines Tidebeckens mit den Grenzen der im MOSES-Projekt angewandten Modellgitter sowie des Gebiets, für das die Ergebnisse analysiert und mit neuronalen Netzen modelliert worden sind. Das Kreuz nördlich vom Norderneyer Seegat markiert die Lage des HIPOCAS-Punktes, dessen Daten als Input für den Windatlas und für die neuronalen Netze genutzt werden. Blau und gelb sind die See- bzw. Landpunkte des HIPOCAS-Gitters markiert. Der rote Kreis gibt die Position der Messstation SEE an.

3 Modellkonfiguration

Die Grenzen der Modellgitter, die in dem Projekt MOSES genutzt werden, sind in der Abb. 1 dargestellt. Das Gitter für das hydrodynamische Modell Delft3D hat eine Auflösung von ungefähr 50 Meter im Norderneyer Seegat bis 300 Meter am nordwestlichen Rand des Modells. Im Rahmen des Projekts wird eine zweidimensionale Version von Delft3D genutzt.

Das Gitter für das SWAN-Modell hat eine höhere Auflösung von 30 bis 200 Meter. Zur Verifizierung des SWAN-Modells sind mit dem Modell zusätzliche Rechnungen über eine dreimonatige Periode (September–November 2002) mit einem kleinerem durch die

Station SEE (roter Punkt in Abb. 1) begrenztem Gitter ausgeführt worden (Absatz 4.2). Dabei wurde das vorhandene Gitter so beschnitten, dass dessen nördliche Grenze durch die Position der Messstation SEE verläuft. Am nördlichen Rand des beschnittenen Gitters werden die an der Position See gemessenen Wellenenergiespektren als räumlich gleichförmige Randbedingungen eingegeben.

Die Hauptquelle der Input-Daten für die Modellierung ist der im EU-Projekt HIPOCAS (Hindcast of Dynamic Processes of the Ocean and Coastal Areas of Europe; WEISSE et al. 2003) erstellte Datensatz mit einer homogenen Zeitreihe von 40 Jahren gewesen. Als Input-Daten für das Tidemodell Delft3D werden am offenen Modellrand die interpolierten HIPOCAS-Wasserstände genutzt, die auf einem regelmäßigen Gitter mit der Auflösung von etwa 5,5 km verfügbar sind (Abb. 1). Das Gebiet des Delft3D-Gitters ist größer als das Gebiet des SWAN-Gitters gewählt worden, um einen eventuellen Einfluss von Störungen aus den Randbedingungen des hydrodynamischen Modells auf das Seegangsmodell möglichst zu vermeiden.

In der Ems wird bei Emden ein Abfluss mit einem konstanten Wert von 80 m^3/s angenommen. Für die Steuerung des Modells werden außerdem Windfelder benötigt. Sie wurden mit dem -ebenfalls im Rahmen des MOSES-Projekts entwickelten- Windatlas des Deutschen Wetterdienstes berechnet. Als Eingangswerte für den Windatlas wurden die Zeitreihen von Windgeschwindigkeit, Windrichtung und Wasserstand in dem dafür genutzten HIPOCAS-Punkt (Abb. 1) genutzt.

Als Randbedingungen für die SWAN-Modellierungen werden die HIPOCAS-Wellenenergiespektren am nördlichen Rand, und flächig die mit Delft3D erhaltenen Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten sowie die Winddaten aus dem Windatlas genutzt. Zwischen dem hydrodynamischen und dem Seegangs-Modell besteht eine Einwegkopplung. Die Ergebnisse der Seegangsmodellierungen haben keinen Einfluss auf die Ergebnisse der hydrodynamischen Modellierung.

4 Verifizierung der Modellierungsergebnisse

4.1 Wasserstandsmodellierung

Die mit Delft3D berechneten Wasserstände wurden, zur Verifizierung des Modells und der HIPOCAS-Randbedingungen, mit am Pegel Norderney-Riffgat im Zeitraum vom September bis November 2002 gemessenen Werten verglichen. Die Übereinstimmung zwischen den Zeitreihen ist gut: Der Korrelationskoeffizient beträgt 92 %, die Standardabweichung der Differenzen – 35 cm. Diese Differenz zwischen gemessener und modellierter Zeitreihe wird im Wesentlichen durch eine Phasenverschiebung von ungefähr 40 Minuten verursacht. Nach Korrektur dieser Phasenverschiebung steigt der Korrelationskoeffizient auf 98 % und die Standardabweichung der Differenzen wird auf 16 cm reduziert.

In dem analysierten Zeitraum werden in der Regel die Tideniedrigwasserwerte durch das Modell überschätzt - was sowohl in der Abbildung mit den Zeitreihen als auch im Streudiagramm (Abb. 2) deutlich wird; es ist für Wattenmeergebiete mit großen trockenfallenden Gebieten und relativ dazu schmalen Rinnen typisch. Die modellierten Tidehochwasserwerte werden hingegen ein wenig unterschätzt.

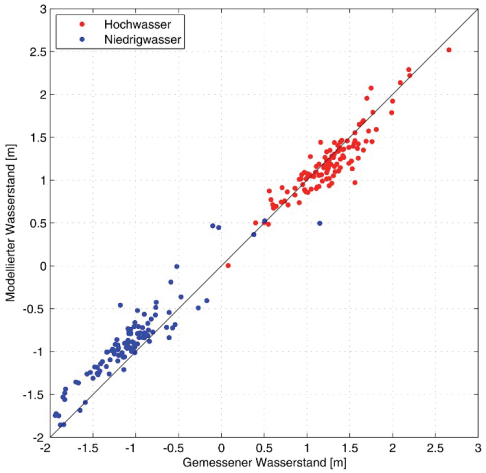


Abbildung 2: Streudiagramm der gemessenen und mit Delft3D modellierten Tidehoch- und -niedrigwasserwerte am Pegel Norderney-Riffgat (18. Sep. bis 17. Nov. 2002).

4.2 Seegangsmodellierung

Die Rechnungen mit dem Seegangsmodell SWAN wurden zweimal auf zwei Gittern mit unterschiedlichen Randbedingungen ausgeführt (Abb. 3). Das Ziel der Rechnungen war es, zum einen das SWAN-Modell mit gemessenen Seegangsdaten zu verifizieren, die an der Position SEE zur Verfügung standen, und zum anderen die Anwendbarkeit der HIPOCAS-Daten, die ungefähr an der 20 m-Tiefenlinie vorlagen, für den Zweck des Projekts, d. h. für eine mittelfristige statistische Seegangsanalyse, zu bestimmen.

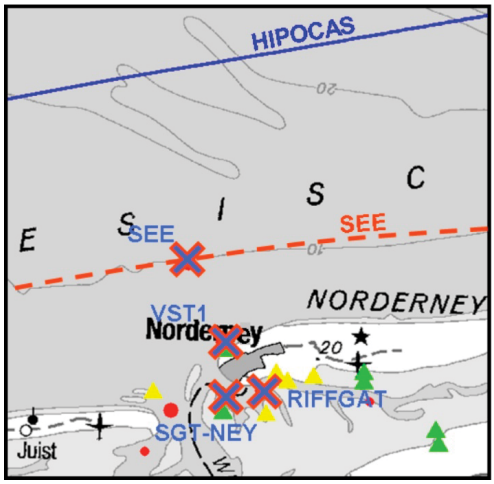


Abbildung 3: Lage der Messstationen der FSK in der Umgebung der Insel Norderney. Die Daten aus den Stationen (SEE, VST1, SGT-NEY und RIFFGAT) wurden für die Verifizierung des SWAN-Modells genutzt. Die Grenzen der SWAN-Gitter sind in blau und in rot markiert.

Um das erste Ziel zu erreichen, wurde ein Vergleich zwischen den modellierten und gemessenen Seegangsparametern (signifikante Wellenhöhe H_s und Energieperiode $T_e = T_{m-1,0}$ und Energiespektren) an den vier Messstationen ausgeführt.

Zeitreihen von gemessenen und auf dem kleineren Gitter (mit SEE-Randbedingungen) modellierten signifikanten Wellenhöhen und Energieperioden an der Messstation VST1 (Abb. 4) weisen sehr gute Übereinstimmungen aus, selbst die für mathematische Seegansmodelle eher kritische Dünung (Tage 29–32 in Abb. 4) wird korrekt nachgebildet. Allerdings wird die Amplitude von Wellenhöhenschwankungen von dem Modell unterschätzt - die modellierten Wellenhöhen sind zu klein zum Zeitpunkt des Tidehochwassers und zu hoch beim Tideniedrigwasser. Die berechneten Werte der Energieperioden sind dagegen während der gesamten Untersuchungsperiode zu niedrig. Dies ist die Folge der Überschätzung von Energie im Bereich der höheren Frequenzen in den Energiespektren und typisch für Seegangsmodellierung mit dem Modell SWAN im untersuchten Bereich. Wie allerdings eindimensionale Energiespektren zeigen (Abb. 5) ist die Stärke dieses Effektes von der Wellenhöhe abhängig: Je kleiner die Wellen, desto größer ist der Einfluss der Energie im Bereich der höheren Frequenzen auf den Wert der mittleren Periode.

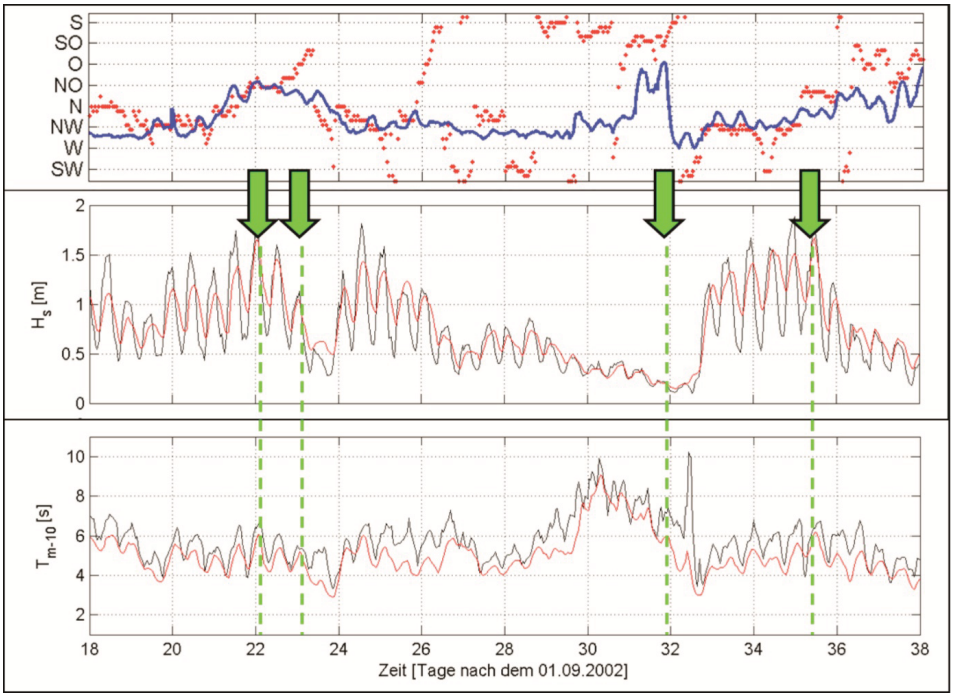


Abbildung 4: Oben: an der Station SEE gemessene mittlere Wellenrichtungen (blau) und auf Norderney gemessene Windrichtungen (rot). Mitte: gemessene (schwarz) und modellierte (rot) H_s an der Station VST1. Unten: gemessene (schwarz) und modellierte (rot) T_e an der Station VST1. Für die mit Pfeilen gekennzeichneten Zeitpunkte sind die Energiespektren in der Abb. 5 dargestellt.

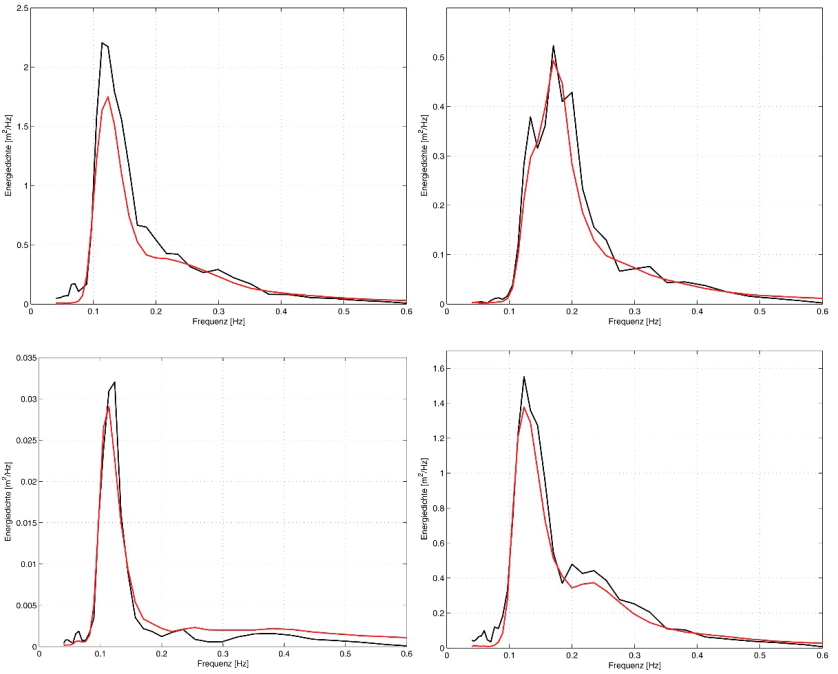


Abbildung 5: Gemessene (schwarz) und modellierte (rot) Wellenenergiespektren an der Station VST1, zu den vier in der Abb. 4 markierten Zeitpunkten.

Insgesamt werden aber sowohl die mittleren Seegangsparameter als auch die Energiespektren von dem SWAN-Modell gut reproduziert.

Um die Anwendbarkeit des HIPOCAS-Datensatzes für die Bereitstellung von Randbedingungen für eine kleinräumige Seegangsmodellierung in der Umgebung von Norderney zu prüfen wurden die Ergebnisse der Rechnungen auf den zwei Gittern miteinander verglichen.

Einen ersten Hinweis auf die Qualität der HIPOCAS-Daten und auf deren Anwendbarkeit als Randbedingungen für kleinräumige Seegangsmodellierung gibt eine Analyse von Modellierungsergebnissen mit HIPOCAS-Randbedingungen an der Station SEE. Ein Vergleich zwischen den modellierten H_s- und T_e-Werten an der Position SEE und den entsprechenden Werten am Rand des Modells (Abb. 6) zeigt deutlich, dass das Modell auf verschiedene Weise -abhängig von der Wetterlage- auf die Randbedingungen an der nördlichen Modellgrenze reagiert. Für den Seegang, der aus Richtungen Nord oder Nordwest auf die Küste zuläuft, gibt es in den modellierten Daten fast keinen Energieverlust zwischen der Modellgrenze und der Position SEE. Die leichte Abnahme von mittleren Perioden muss also eine Folge des Energietransfers von niedrigen zu höheren Frequenzen sein. Ein gutes Beispiel dafür ist ein Zeitraum mit relativ hohen Wellen Ende Oktober 2002 (Tage 53–57; Abb. 6). Bei einer Ostwetterlage (Tage 39–43) werden dagegen sowohl die modellierten signifikanten Wellenhöhen, als auch die Energieperioden unterschätzt. Eine klare Abhängigkeit dieser Ergebnisse von den Randbedingungen ist jedoch nicht festzustellen.

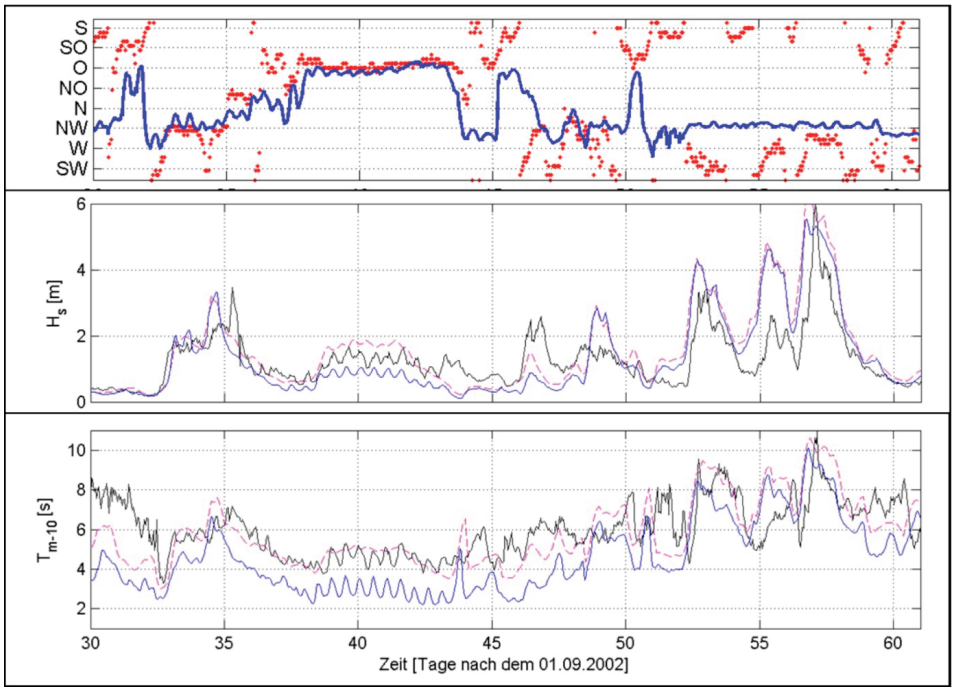


Abbildung 6: Oben: an der Station SEE gemessene mittlere Wellenrichtungen (blau) und auf Norderney gemessene Windrichtungen (rot). Mitte: gemessene (schwarz) und mit HIPOCAS-Randbedingungen (rosarot) modellierte (blau) H_S an der Station SEE. Unten: gemessene (schwarz) und mit HIPOCAS-Randbedingungen (rosarot) modellierte (blau) T_e an der Station SEE.

Von Bedeutung für die Seegangsmodellierung im Rahmen des Projekts MOSES ist dabei: Insgesamt nehmen die absoluten Differenzen der Seegangsparameter bei den unterschiedlichen Randbedingungen von der Position SEE zum Seegat und zu den Gebieten südlich der Insel deutlich ab. Der Einfluss von Wind und lokaler Wassertiefe dominiert in diesem Gebiet über den Einfluss des durch das Seegat einschwingenden Seegangs. Die durchschnittlichen Werte von signifikanten Wellenhöhen und mittleren Perioden sind deshalb -besonders beim Tideniedrigwasser- sehr klein, was unter diesen Randbedingungen die Seegangsmessung und -auswertung mit den verwendeten Wellenrichtungsmessbojen an der Station RIFFGAT, insbesondere bei den zeitweise starken Strömungen der Tiderinne, sehr schwierig macht. Eine -hier nicht präsentierte- Analyse von entsprechenden Rohdaten hat gezeigt, dass dieser Effekt in den meisten Fällen von Messstörungen verursacht wird.

In der statistischen Analyse der Ergebnisse auf der Station RIFFGAT (Tab. 1 und 2) wurden daher nur solche Zeitabschnitte berücksichtigt, für welche die gemessene Wellenhöhen größer als 10 cm waren. Die modellierten Wellenhöhen auf der Station SEE, SGT-NEY und RIFFGAT sind durchschnittlich nur 1–2 cm zu hoch bzw. zu niedrig. Nur bei Station VST1 beträgt die mittlere Differenz zwischen modellierten und gemessenen H_s 21 cm. Dies ist auch die Station, an der die modellierten Perioden mit ungefähr 2 s am stärksten unterschätzt werden, und die einzige Station, für die die Ergebnisse der

Modellierung mit SEE-Randbedingungen deutlich besser als die der Modellierung mit HIPOCAS-Randbedingungen sind: die mittlere Differenz der Perioden verringert sich beispielsweise um mehr als 70 %. Insgesamt ist die Übereinstimmung zwischen den modellierten und gemessenen kennzeichnenden Seegangsparametern und Energiespektren auf allen vier Stationen unter den gegebenen Umständen zufriedenstellend.

Tabelle 1: Standardabweichungen der Differenzen und mittlere Differenz von gemessenen und mit HIPOCAS-Randbedingungen berechneten H_s und T_e an den vier analysierten Stationen (großes Gitter).

	SEE	VST1	SGT-NEY	RIFFGAT
Anzahl der Daten	1405	504	875	600
Standardabweichung $H_{s,mes} - H_{s,mod}[m]$	0.63	0.31	0.15	0.16
mittlere Differenz $H_{s,mes} - H_{s,mod}[m]$	0.01	0.21	-0.02	-0.01
Standardabweichung $T_{e,mes} - T_{e,mod}[s]$	1.21	1.06	0.83	0.26
mittlere Differenz $T_{e,mes} - T_{e,mod}[s]$	1.15	1.89	0.58	0.13

Tabelle 2: Standardabweichung der Differenzen und mittlere Differenz von gemessenen und mit SEE-Randbedingungen berechneten H_s und T_e an den vier analysierten Stationen (kleines Gitter).

	SEE	VST1	SGT-NEY	RIFFGAT
Anzahl der Daten	1405	504	875	600
Standardabweichung $H_{s,mes} - H_{s,mod}[m]$	-	0.21	0.16	0.14
mittlere Differenz $H_{s,mes} - H_{s,mod}[m]$	-	-0.02	-0.04	-0.02
Standardabweichung $T_{e,mes} - T_{e,mod}[s]$	-	0.58	0.82	0.34
mittlere Differenz $T_{e,mes} - T_{e,mod}[s]$	-	0.56	0.36	0.15

5 Verfahren zur beschleunigten Erstellung eines 40-jährigen Datensatzes

Die starke räumliche und zeitliche Variabilität von hydrodynamischen Prozessen im Untersuchungsgebiet kann nur mittels mathematischer Modelle mit hoher Auflösung naturähnlich reproduziert werden. Die Delft3D- und SWAN-Simulationen, die im Rahmen des Projekts MOSES ausgeführt werden, sind deshalb extrem zeitaufwendig. Dies führt zu der Frage, ob eine Berechnung einer 40-jährigen Zeitreihe für jeden diskreten Zeitschritt erfolgen muss, um das mittelfristige Wasserstands-, Strömungs- und Seegangsklima im Untersuchungsgebiet charakterisieren zu können. Deshalb wurde ein Verfahren entwickelt, das auf der Hauptkomponentenanalyse und künstlichen neuronalen Netzen (KNN) basiert (Abb. 7): Die grüne Linie im oberen Teil des Diagramms symbolisiert die HIPOCAS-Input-Daten, die über die ganze Zeitspanne 1962 - 2002 zur Verfügung stehen. Die darunter, in rot gezeichneten Abschnitte markieren die mit Delft3D und SWAN modellierten Wellenperioden. Insgesamt sind mit Delft3D die Wasserstände und Strömungen für die Jahre 1962 - 1965, 1976, 1985, 1993 und 2002 modelliert worden und mit SWAN der Seegang für die Jahre 1962–1964, 1985 und 2002. Für die Hauptkomponentenanalyse und künstlichen neuronalen Netze spielt die Größe der physikalisch modellierten Datensätze keine bedeutsame Rolle.

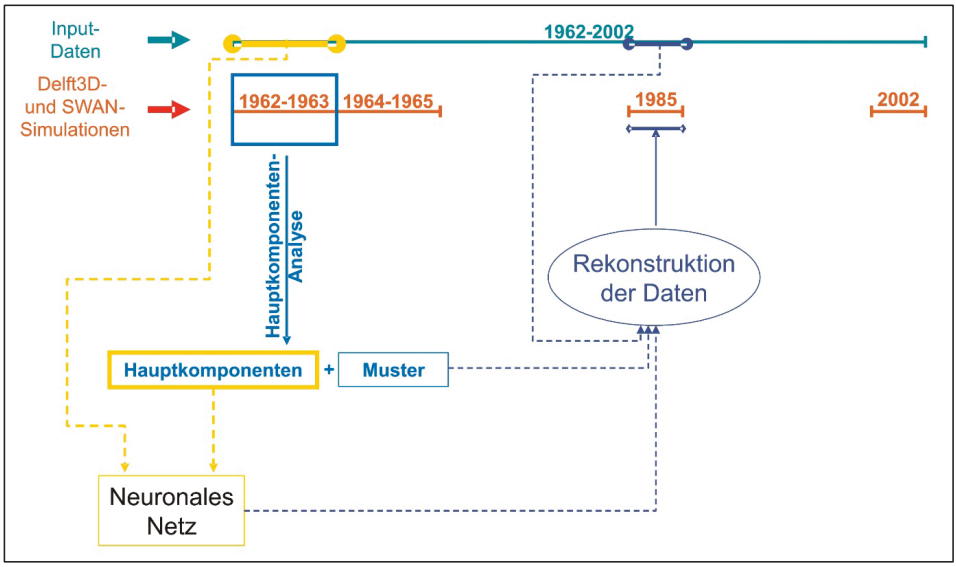


Abbildung 7: Schema des im Projekt MOSES angewandten Verfahrens zur Erstellung von 40-Jahre-Datensätzen für Wasserstände, Strömungen, signifikante Wellenhöhen und Energieperioden.

Die Ergebnisse der Delft3D- und SWAN-Modellierungen für 1962–1963 als die ersten zwei Jahre der gesamten Untersuchungsperiode dienen als grundlegende Datensätze für die Anwendung des neuen, gekoppelten Verfahrens. In dem ersten Schritt ist die Hauptkomponentenanalyse dieser Daten ausgeführt worden (blau, Abb. 7). Die Hauptkomponentenanalyse und ihre Ergebnisse für die fünf hier untersuchten Parameter Wasserstand, Strömung, signifikante Wellenhöhe, Energieperiode und mittlere Wellenrichtung werden nachfolgend lediglich exemplarisch erläutert. Die ausführliche Beschreibung der Methodik ist im MOSES-Abschlussbericht (HERMAN et al. 2007a) bzw. den zugehörigen Veröffentlichungen enthalten (HERMAN et al. 2006, 2007b und 2009, HERMAN 2007). Dort wird vor allem gezeigt werden, dass die Hauptkomponentenanalyse eine deutliche Reduzierung der Dimensionalität der Daten ohne Verlust von wesentlichen Inhalten und Information ermöglicht. Eine der wichtigsten hierbei getroffenen Annahmen von entscheidender Bedeutung für die weiteren Schritte des Verfahrens beinhaltet, dass die sich aus der Hauptkomponentenanalyse ergebenden Muster einen „universellen" Charakter haben. Mit anderen Worten, es wird angenommen, dass nicht nur die Daten aus den Jahren 1962–1963, sondern auch die aus der gesamten Periode 1962–2002, als lineare Kombination dieser Muster reproduziert werden können.

Im nächste Arbeitsschritt des Verfahrens wird für jeden der fünf Parameter, für den 40-jährige Datensätze erstellt werden sollen, ein neuronales Netz aufgebaut, mit dem aus den Input-Daten in einem ausgewählten HIPOCAS-Punkt die jeweiligen Hauptkomponenten rekonstruiert werden (Abb. 7). Dabei werden die Daten aus der Zeit Januar 1962–Juni 1963 für das Trainieren der Netze und die Daten aus den restlichen sechs Monaten für die Verifikation angewandt. Die Daten aus einer beliebig ausgewählten Periode können dann als eine lineare Kombination von den Mustern und den mit dem trainierten neuronalen Netz erzeugten Hauptkomponenten rekonstruiert werden, wie hier beispielhaft

für das Jahr 1985 dargestellt (Abb. 7: dunkelblau). Die einzige Voraussetzung ist, dass die entsprechenden Eingangsdaten für diese Periode zur Verfügung stehen. In den Jahren, in denen die Delft3D- und SWAN-Ergebnisse vorhanden sind, ist die Verifikation der KNN-Modellierungsergebnisse möglich, wozu nachfolgend eine eingehende Analyse der Qualität der mit dem hier präsentierten Verfahren erzeugten Daten vorgenommen wird. Es wird unter anderem gezeigt, dass die mit Delft3D und SWAN einerseits und mit den KNN andererseits modellierten Daten aus statistischer Sicht sehr ähnliche Eigenschaften haben. Beide Datensätze sind also für das Ziel des Projekts MOSES – die statistische Untersuchung der mittelfristigen Variabilität des Wasserstands-, Strömungs- und Seegangsklimas im Norderneyer Seegat und dessen Tidebecken – eine belastbare Grundlage.

Einer der wichtigsten Vorteile des oben beschriebenen Verfahrens ist seine Effizienz. Dank der Hauptkomponentenanalyse kann die KNN-Modellierung ausgeführt werden ohne dass die sehr komplexe räumliche Struktur der Daten beachtet werden muss. Die KNN können daher mit einer einfachen Struktur aufgebaut und schnell und effizient trainiert werden. Mit einem trainierten Netz besteht dann die Möglichkeit, die Daten für die fehlenden Jahre in wenigen Sekunden zu produzieren; unvergleichbar schneller als mit Delft3D- und SWAN-Modellierungen, mit denen für die gleiche Aufgabe zum Zeitpunkt des Projekts mehrere Monate gebraucht worden wären.

6 Hauptkomponentenanalyse der Modellierungsergebnisse

Die mit Delft3D und SWAN modellierten Parameter für Tide und Seegang wurden für das Untersuchungsgebiet stündlich gespeichert. Für die Hauptkomponentenanalyse sind die Daten aus den Jahren 1962 und 1963 ausgewählt worden. Jeder 5te Delft3D-Gitterpunkt und jeder 7te SWAN-Gitterpunkt je Gitterrichtung sind für die Hauptkomponentenanalyse und für die KNN-Modellierung ausgewählt worden, um eine vergleichbare Anzahl von Stützpunkten für die Wasserstands-, Strömungs- und Seegangsdaten zu erreichen: Die Dimensionen der Datenmatrizen betragen Np x Nt, mit N = 3454 für die Delft3D-Ergebnisse und Np = 3463 für die SWAN-Ergebnisse. Dabei sind nur diejenigen Punkte berücksichtigt worden, die mindestens während 10 % der Zeit mit Wasser bedeckt waren. Nt = 17521 bezeichnet die Zahl der Zeitpunkte, stündlich vom 01.01.1962, 00:00 bis 01.01.1964, 00:00. Die Strömungen sind bei der Hauptkomponentenanalyse als komplexe Zahlen betrachtet worden, wobei die kartesischen x- und y-Komponenten den realen bzw. imaginären Teil der Datenmatrix bildeten. Die mittleren Wellenrichtungen θ_m sind als Einheitsvektoren zeigend in Richtung θ_m betrachtet worden.

Die Grundlagen der Hauptkomponentenanalyse sind in zahlreichen Textbüchern beschrieben worden, wie beispielsweise bei PREISENDORFER (1988). Prinzipiell geht es darum die Komplexität eines Datensatzes auf wesentliche Faktoren zu reduzieren und mit diesen Faktoren (Hauptkomponenten) den Datensatz hinreichend genau zu beschreiben.

Exemplarisch für die 5 untersuchten Paramater Wasserstand, Strömung, Wellenhöhe, Wellenperiode und Wellenrichtung werden nachfolgend die Ergebnisse für den Wasserstand dargestellt (Abb. 8). Die Analysen der übrigen Parameter können im Abschlussbericht (HERMAN et al. 2007) nachgeschlagen werden.

Schon die erste Hauptkomponente der Wasserstände kann über 97 % der gesamten Varianz, dem Informationsgehalt des analysierten Datensatzes beschreiben (Tab. 3). Mit den ersten drei Hauptkomponenten können über 99,6 % der Varianz rekonstruiert

werden. Die räumlichen Muster, die zu diesen Hauptkomponenten gehören, sind in den linken Höhenlinienkarten der Abb. 8 dargestellt. (Die Farbskala in jedem Bild wurde an die Werte des jeweiligen Musters angepasst; die Muster wurden so skaliert, dass jede Hauptkomponente eine Standardabweichung von 1 hat).

Tabelle 3: Prozentualer Anteil der ersten 10 Hauptkomponenten der Wasserstände an der gesamten Varianz des jeweiligen Datensatzes.

Muster	einzeln	kummulativ
1.	97,177	97,177
2.	1,803	98,980
3.	0,638	99,618
4.	0,144	99,762
5.	0,052	99,814
6.	0,034	99,848
7.	0,029	99,877
8.	0,023	99,900
9.	0,017	99,917
10.	0,012	99,929

Das erste Muster und die zu ihm gehörende Hauptkomponente bilden in hohem Maße die Variationen des mittleren Wasserstandes in dem Untersuchungsgebiet ab. Dieses Muster hat positive Werte in jedem Gitterpunkt. Seewärts von den Inseln und in den Rinnen sind die Variationen von diesen Werten gering. Nur über den Wattflächen unterscheiden sich die Werte deutlich von denen in den umgebenden Gebieten. Dies sind die Punkte, bei denen in der ersten Komponente weniger als 90 % der Varianz beinhaltet ist (Abb. 8b).

Das zweite und dritte Muster (Abb. 8c und e) spiegeln u.a. den Wasserstandsgradienten entlang der Küste wider, der durch die Ausbreitung des Tidesignals erzeugt wird. Auch die Neigung der Wasseroberfläche in den Prielen und Rinnen während Ebbe/Flut ist in der Struktur des zweiten und dritten Musters deutlich sichtbar. Diese Muster (genauso wie die weiteren, nicht abgebildeten) sind durch eine höhere räumliche Variabilität über den Wattflächen und an der Küste gekennzeichnet und nur von lokaler Bedeutung, wie die Abb. 8d und f deutlich zeigt. Die ersten fünf Muster zusammen beschreiben über 99 % der Varianz in 93 % der Punkte und über 97 % der Varianz in 97 % der Punkte (Abb. 8a).

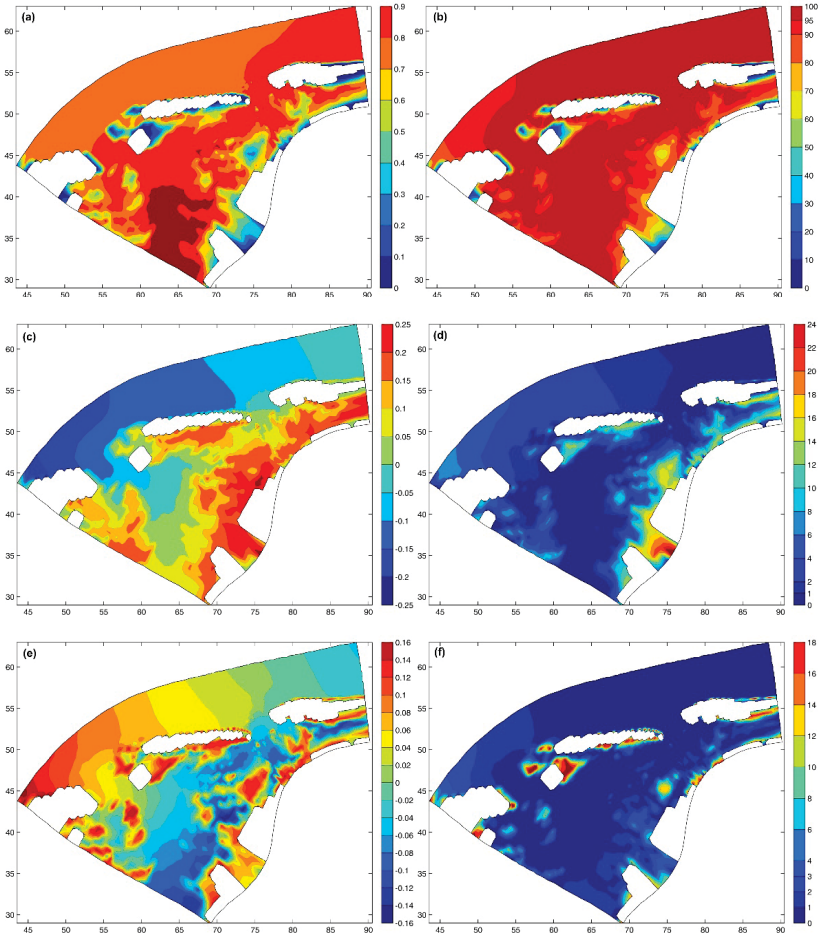


Abbildung 8: Ergebnisse der Hauptkomponentenanalyse der Wasserstände in den Jahren 1962–1963: die ersten drei Muster (a, c, e) und die räumliche Verteilung des Varianzanteils (in %) in diesen Mustern (b, d, f). Achsenbeschriftung in km.

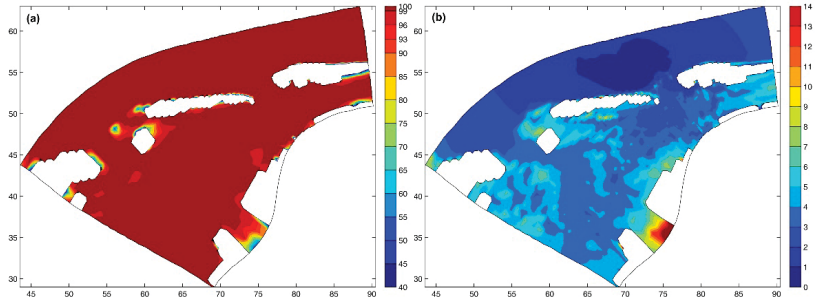


Abbildung 9: Prozentualer Anteil der mit den fünf ersten Hauptkomponenten rekonstruierten Varianz (a) und die Standardabweichung der Differenzen (in cm) zwischen den ursprünglichen und den mit fünf Hauptkomponenten rekonstruierten Daten (b). (Achsenbeschriftung in km).

Die Standardabweichung der Differenzen zwischen den ursprünglichen und den mit fünf Hauptkomponenten rekonstruierten Daten variiert von 3–4 cm seewärts von den Inseln bis zu 5–8 cm über den Wattflächen (Abb. 9b). Nur in einigen vereinzelten Punkten ist dieser Parameter etwas höher. Die höchsten Werte erreicht er in der Leybucht, in der ein sehr großer Flächenanteil über dem mittleren Wasserstand liegt und damit selten mit Wasser überdeckt ist. Folgendermaßen enthalten die Zeitreihen von Wasserständen in den in der Leybucht liegenden Punkten längere Perioden mit konstanten Werten (Trockenfallperioden), die nur mit einer sehr großen Zahl der Hauptkomponenten genau rekonstruiert werden könnten. Es ist ein vergleichbares Phänomen analog zu dem bei der Fourier-Analyse von stückweise konstanten Funktionen.

Die oben skizzierte Interpretation der Rolle des ersten Musters wird durch eine einfache Abhängigkeit zwischen der ersten Hauptkomponente und den HIPOCAS-Wasserständen in dem Input-Punkt bestätigt (Abb. 10). Der Korrelationskoeffizient zwischen den beiden Zeitreihen beträgt 99,7 %. Zudem ist dieses Verhältnis für Wasserstände höher als ~0 mNN nahezu linear. Wie erwartet, offenbart sich das nichtlineare Verhalten des Systems stärker bei niedrigen Wasserständen, wenn Topographie, Bodenreibung und andere damit verbundene Effekte eine dominante Rolle spielen.

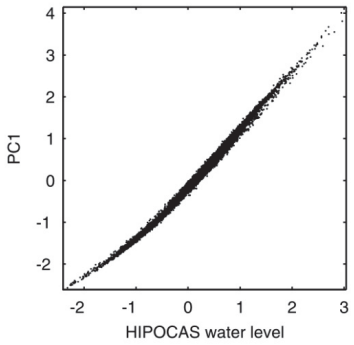


Abbildung 10: Verhältnis zwischen der ersten Hauptkomponente der Wasserstände und den HIPOCAS-Wasserständen in dem Input-Punkt.

Es existiert auch eine deutliche Abhängigkeit zwischen der ersten und den weiteren Hauptkomponenten (Abb. 11) und daraus folgend, zwischen den HIPOCAS-Wasserständen und den weiteren Hauptkomponenten. In den Streudiagrammen ist der Verlauf der Tiden klar erkennbar: im durch die ersten fünf Hauptkomponenten gespannten Raum wird während eines typischen Tidezyklus eine fünfdimensionale „Schleife" gezeichnet, die durch die Bereiche der höchsten Konzentration der Punkte verläuft. All das ist für die KNN-Modellierung, insbesondere für die erreichbare Qualität der mit einem künstlichen neuronalen Netz rekonstruierten Hauptkomponenten, von entscheidender Bedeutung.

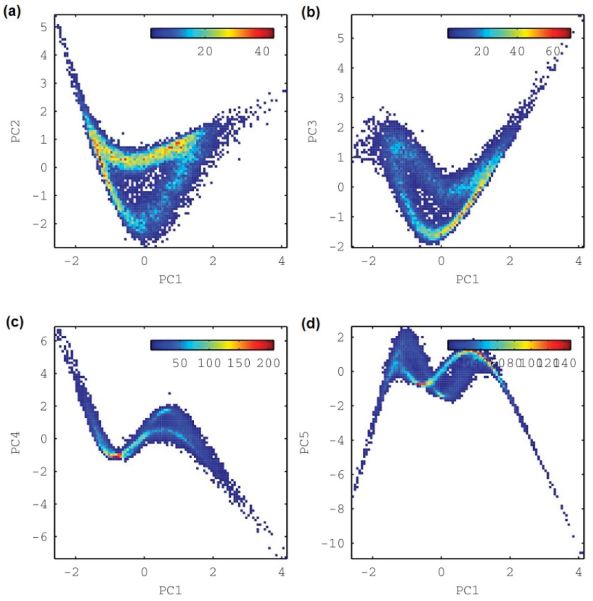


Abbildung 11: Streudiagramme für die ersten vier Hauptkomponenten der Wasserstände.

7 Anwendung der künstlichen neuronalen Netze (KNN) zur Erstellung der Daten

Es wurden die Strömungs- und Seegangsdaten für die Zeiträume, in denen keine Delft3D/SWAN-Simulationen ausgeführt worden sind, mit künstlichen neuronalen Netzen erstellt. Das Verfahren basiert auf der Annahme, dass die räumlichen Muster, die sich als Ergebnis der Hauptkomponentenanalyse der Daten aus den Jahren 1962–1963 ergeben, einen „universellen" Charakter haben. Die Aufgabe besteht also darin, die Hauptkomponenten mit einem neuronalen Netz zu simulieren, um dann die fehlenden Daten als eine lineare Kombination von diesen Hauptkomponenten und von den jeweiligen Mustern zu erzeugen. Nachfolgend wird die Struktur der neuronalen Netze, die zur Modellierung von Wasserständen, Strömungen, signifikanten Wellenhöhen, Energieperioden und mittleren Wellenrichtungen angewandt worden sind, exemplarisch für den Wasserstand beschrieben und die Eignung der neuronalen Netze für die Rekonstruktion der Hauptkomponenten und die Qualität der rekonstruierten Daten ausführlich diskutiert. Die KNN-Untersuchungen für Strömung, Wellenhöhe, Wellenperiode und Wellenrichtung können im Abschlussbericht (HERMAN et al. 2007) nachgelesen werden. Dort ist auch die Untersuchung verschiedener Netzwerktypen ausführlich erläutert aus denen für die weiteren Untersuchungen die zweistufigen *feed-forward*-Netze ohne direkte Verbindungen von der Eingabeschicht zur Ausgabeschicht ausgewählt wurden (Abb. 12). Als Lernverfahren wurde die sogenannte *Backpropagation* angewandt, bei der der Fehler (Differenz zwischen Zielwert und Ausgabewert) dazu genutzt wird, die Gewichte der einzelnen Neuronen mit Hilfe eines Gradientenabstiegsverfahrens zu optimieren.

Der optimale Satz von Eingabeparametern und die optimale Zahl der Neuronen in der verdeckten Schicht ist für jedes Netz durch zahlreiche Tests und eine Reihe von Input-

Parametern der HIPOCAS Daten bestimmt worden: Wasserstand ξ, Windgeschwindigkeitskomponenten u_w, v_w, Windgeschwindigkeitskomponenten (4-Stunden Mittel) $u_{w,mean}$, $v_{w,mean}$, signifikante Wellenhöhe H_s, Energieperiode T_e, mittlere Wellenrichtung θ_m und Wasserstandsgradient $\Delta\xi / \Delta t$. Außerdem wurde die geschätzte Fläche der trockengefallenen Gebiete F_t (berechnet als eine Funktion von ξ und der hypsographischen Kurve des Untersuchungsgebiets) berücksichtigt.

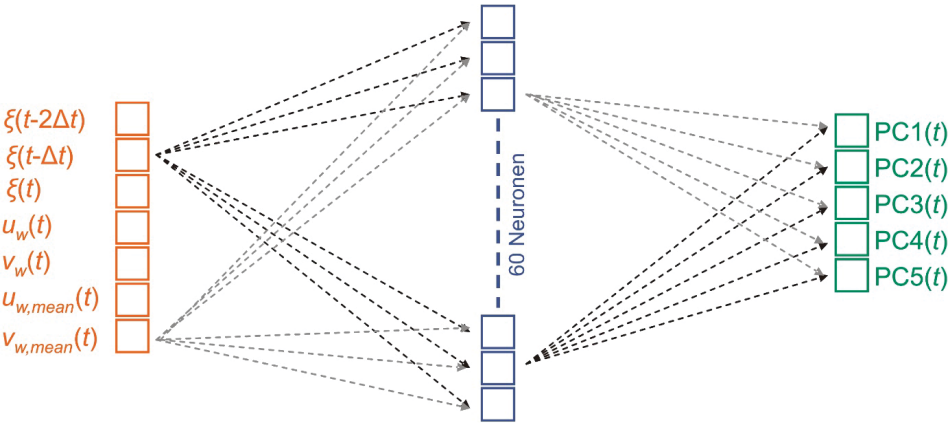


Abbildung 12: Struktur eines künstlichen neuronalen Netzes für die Modellierung am Beispiel des Wasserstandes.

Für das Training wurde der Datensatz von Januar 1962 bis Juni 1963 verwendet. Mit den Daten von Juli bis Dezember 1963 wurde das KNN geprüft. Die Qualität des trainierten KNN wird durch Streudiagramme der ursprünglichen und der mit dem KNN modellierten Hauptkomponenten nachgewiesen.

Die fünf Hauptkomponenten der Wasserstände sind mit einer sehr hohen Genauigkeit rekonstruiert worden (Abb. 13). Wichtig ist, dass die Hauptkomponenten in dem gesamten Wertebereich möglichst genau simuliert werden können; Abb. 13 zeigt, dass das KNN sowohl die „typischen" als auch die „extremen" (bis zu ±4 Standardabweichungen) Ereignisse sehr gut rekonstruiert - und das obwohl die Anzahl der letzteren in den Training-Daten sehr begrenzt ist.

Die Übertragbarkeit der trainierten KNN auf andere Zeitabschnitte wurde geprüft indem die über die künstlichen neuronalen Netze rekonstruierten Daten mit den Ergebnissen der Delft3D- und SWAN-Modellierung aus dem Jahr 1985 verglichen wurden. Dabei wird die räumliche Verteilung des rekonstruierten Varianzanteils und der Standardabweichung der Differenzen zwischen den ursprünglichen und rekonstruierten Daten analysiert. Außerdem wird an ausgewählten Stellen im Untersuchungsgebiet die diskrete Wahrscheinlichkeitsdichte der analysierten Parameter untersucht, um darüber die Eignung des entwickelten Verfahrens zur Erreichung der Ziele des Forschungsvorhabens auch anhand üblicher statistischer Qualitätsparameter nachzuweisen.

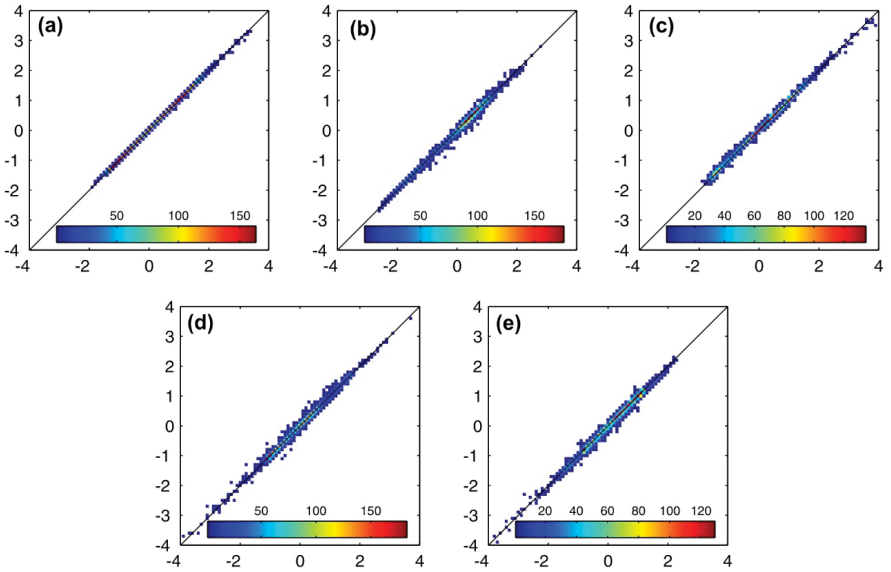


Abbildung 13: Streudiagramme für die ersten fünf ursprünglichen (horizontale Achse) und mit dem KNN rekonstruierten (senkrechte Achse) Hauptkomponenten (a–e) der Wasserstände in der Testperiode Juli-Dezember 1963.

Die räumliche Verteilung des rekonstruierten Varianzanteils der Wasserstände im Jahr 1985 und die Standardabweichung der Differenzen zwischen den Delft3D-Ergebnissen und den rekonstruierten Daten sind in der Abb. 14 dargestellt. Die rekonstruierten Daten repräsentieren mindestens 99 % der Varianz in 95 % der Punkte. Die Standardabweichung der Differenzen variiert von 5 bis 7 cm fast im ganzen Untersuchungsgebiet, nur an einzelnen Stellen ist sie höher.

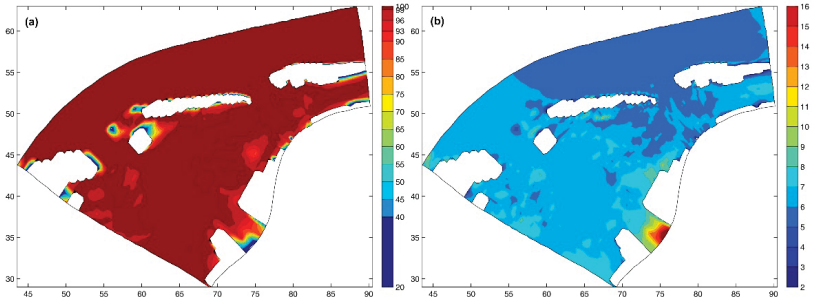


Abbildung 14: Der Anteil (in %) der mit dem künstlichen neuronalen Netz rekonstruierten Varianz (a) und die Standardabweichung der Differenzen (in cm) zwischen den mit Delft3D- mit dem KNN modellierten Wasserständen (b) im Jahr 1985. Achsenbeschriftung in km.

Für ausgewählte Punkte im Untersuchungsgebiet wurde die diskrete Wahrscheinlichkeitsdichte der Wasserstände analysiert (Abb. 15a). Dabei wurden die aus den Delft3D- und aus den KNN-Ergebnissen berechneten diskreten Wahrscheinlichkeitsdichten der Wasserstände in diesen Punkten verglichen (Abb. 15b–f). In den Punkten 1–3 und 5 ist die Form der Wahrscheinlichkeitskurven der Wasserstände sehr ähnlich. Sie sind, wie

erwartet, in den im Wattenmeer gelegenen Punkten, wo die Tideamplitude größer ist, ‚breiter' als seewärts der Inseln. Nur im trockenfallenden Punkt 4 haben sie einen abweichenden Verlauf und weisen ein sehr starkes Maximum bei dem Wasserstand auf, welcher der Geländehöhe in diesem Punkt entspricht.

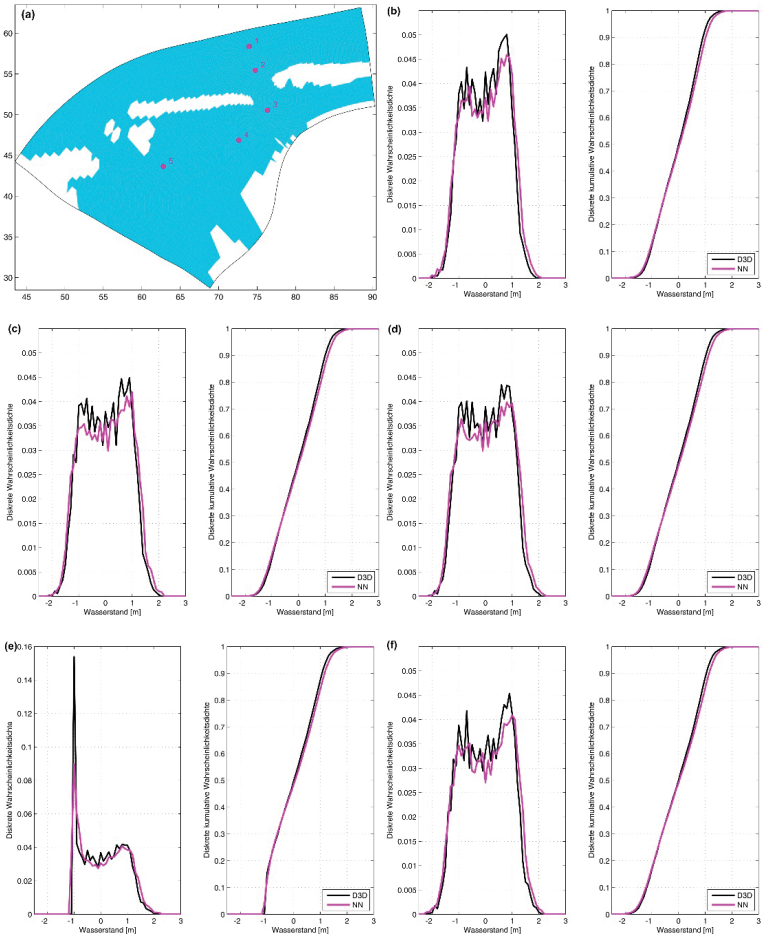


Abbildung 15: Die Lage der Analysepunkte (a) und die diskrete Wahrscheinlichkeitsdichte der Wasserstände in den Punkten 1–5 (b–f) im Jahr 1985. Klassenbreite 0,1 m.

Die Übereinstimmung zwischen den aus den Delft3D- und aus den KNN-Ergebnissen berechneten Kurven ist sehr gut, obwohl das KNN nicht in der Lage ist, die relativ starke Variation der Wahrscheinlichkeitsdichte im Bereich ±1 m NN genau zu reproduzieren: Die mit dem KNN simulierten Kurven sind in diesem Bereich glatter und liegen generell leicht unter den aus den Delft3D-Daten berechneten Wahrscheinlichkeitsdichten. Die höheren Wasserstände (etwa im Bereich NN+ 1,0–2,5 m) werden hingegen durch das neuronale Netz leicht überschätzt. Das alles macht sich aber in den kumulativen Wahrscheinlichkeitsdichten kaum bemerkbar – die Kurven in den rechten Teilen der Abb. 15b–f liegen sehr eng beieinander.

8 Rekonstruktion der Wasserstände, der Strömungen und des Seegangs früherer Sturmfluten

Da in dem Forschungsvorhaben eine 40-jährige Zeitreihe des Seegangs im Bereich des Norderney Seegats rekonstruiert werden sollte, bot es sich an, die Aufgabenstellung um einen Punkt zu erweitern: die Rekonstruktion der Sturmfluten mit den Randbedingungen aus HIPOCAS für die Ereignisse, bei denen erhebliche Schäden an den Bauwerken des Insel- und Küstenschutzes entstanden sind. Über den Seegang der meisten von diesen Sturmfluten liegen bisher keine oder nur unzureichend abgesicherte quantitative Erkenntnisse vor.

Dabei stellt sich die wesentliche Frage, ob die im Rahmen des Projekts rekonstruierten Daten dazu benutzt werden können, präzise Aussagen über den Verlauf der Wasserstände, der Strömungen und des Seegangs bei diesen Extremereignissen zu erhalten. Es ist im Laufe des Projekts mehrfach festgestellt worden, dass der HIPOCAS-Datensatz, der als Quelle von Randbedingungen für die Delft3D- und SWAN-Simulationen im Untersuchungsgebiet gebraucht wurde, eine belastbare Grundlage für die mittelfristige Modellierung bildet. Der Vergleich der Modellierungsergebnisse mit den Messdaten zeigt, dass der HIPOCAS-Datensatz zuverlässige Daten bezüglich der statistischen Verteilung der analysierten Parameter und des Verlaufs „typischer" Ereignisse liefert (Kap. 4). Es wurde aber auch mehrfach betont, dass diese Daten nur mit großer Vorsicht bei singulären Ereignissen wie Sturmfluten angewandt werden können. Um die Anwendbarkeit der HIPOCAS-Daten bei Extremereignissen belastbar zu überprüfen, wurden für ausgewählte Sturmfluten aus der Periode 1962–2002 Delft3D-Rechnungen mit unterschiedlichen Eingangsdaten ausgeführt. Die Einzelheiten der Untersuchung sind im Abschlussbericht dargestellt (HERMAN et al. 2007a).

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Input-Daten aus HIPOCAS, die im Projekt MOSES zur Verfügung stehen, für die Rekonstruktion der Wasserstände, der Strömungen und des Seegangs früherer Sturmfluten ungeeignet sind. Diese Aussage gilt allein für die Rekonstruktion singulärer Ereignisse aber keinesfalls für ihre Nutzung bei der Realisierung des Hauptzieles des Projekts, der beispielhaften und übertragbaren Ermittlung repräsentativer mittelfristiger Zeitreihen von Tide- und Seegangsparametern im Untersuchungsgebiet.

9 Schlussfolgerungen

Aus den Ergebnissen der hier dargestellten und erläuterten Modelluntersuchungen lassen sich die folgenden Schlussfolgerungen ziehen:

1. Der HIPOCAS-Datensatz ist für mittelfristige statistische Seegangsuntersuchungen im Küstenvorfeld von Norderney eine belastbare Grundlage. Er liefert geeignete Randbedingungen für kleinräumige Seegangsmodellierungen in den Küstengewässern.
2. Das Seegangsmodell SWAN kann die zeitliche und räumliche Variabilität des Seegangs in dem durch Tide, stark strukturierter Topographie und Wind geprägten Einzugsgebiet des Norderneyer Seegats zuverlässig reproduzieren. Mit dem hydrodynamischen Modell Delft-3D lassen sich die für das Einzugsgebiet

des Norderneyer Seegats typischen Phänomene des Wasseraustausches naturähnlich nachbilden.

3. Auf der Grundlage der HIPOCAS-Randbedingungen und der Daten des DWD-Windatlas kann für das See- und Wattengebiet von Norderney mit gekoppelter SWAN/Delft-3D-Modellierung ein statistisch repräsentatives Seegangsklima erstellt werden.
4. Das im Rahmen des Projekts MOSES entwickelte Verfahren zur Erstellung der 40-Jahre-Datensätze für die Wasserstände, Strömungen und Seegangsparameter ist in der Lage sehr effizient und mit hoher Genauigkeit die Ergebnisse der Delft-3D- und SWAN-Modellierung zu reproduzieren. Wie ausführlich beschrieben wurde ist damit das Verfahren in der Lage, für die Zeitabschnitte, für die aus Zeitgründen keine numerischen Modellierungen vorgenommen werden konnten, die für die Ziele des Forschungsvorhabens benötigten Daten hinreichend genau zu bestimmen.
5. Es konnte gezeigt werden, dass die mit dem KNN-Verfahren erzeugten Daten für das Ziel des Projekts zur Ermittlung von Zeitreihen zur Repräsentanz des mittelfristigen Wasserstands-, Strömungs- und Seegangsklimas im Norderneyer Seegat und seinem Einzugsgebiet mit Umfeld beispielhaft und übertragbar auf andere Gebiete eine belastbare Grundlage bilden.
6. Es wurde festgestellt, dass die im MOSES-Projekt verwendeten Randbedingungen keine belastbare Grundlage für die Rekonstruktion von Wasserständen, Strömungen und Seegang früherer Sturmfluten bilden, insbesondere hinsichtlich der Windfelder. Für Extremereignisse wie die hier untersuchten historischen Sturmfluten ist die Generierung von Randbedingungen für die lokalen Modelle mit wesentlich aufwändigeren Methoden erforderlich, insbesondere mit meteorologischen Modellen, die zeitlich und räumlich höher auflösende Windfelder erzeugen als die hier verwandten Datensätze.

10 Schriftenverzeichnis

DELFT HYDRAULICS: User manual of Delft3D-FLOW - simulation of multidimensional hydrodynamic flows and transport phenomena, including sediments. 2003.

HERMAN, A.; KAISER, R. and NIEMEYER, H. D.: Medium-term wave and current modelling for a mesotidal Wadden Sea coast. In: Proc. 30th Int. Conf. Coastal Eng. World Scientific, San Diego, 2006.

HERMAN, A.: Nonlinear principal component analysis of the tidal dynamics in a shallow sea. Geophysical Research Letters 34, 2007.

HERMAN, A.; KAISER, R. und NIEMEYER, H. D.: MOSES A (03KIS040) - Schlussbericht zum KFKI-Forschungsvorhaben MOSES, NLWKN - Forschungsstelle Küste, Norderney, 2007a.
http://edok01.tib.uni-hannover.de/edoks/e01fb08/559767226.pdf.

HERMAN, A.; KAISER, R. and NIEMEYER, H. D.: Modelling of a medium-term dynamics in a shallow tidal sea, based on combined physical and neural network methods. Ocean Modelling 17, 277–299, 2007b.

HERMAN, A.; KAISER, R. and NIEMEYER, H. D.: Wind-wave variability in a shallow tidal sea-Spectral modelling combined with neural network methods. Coastal Engineering 56, 759–772, 2009.
http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378383909000374

PREISENDORFER, R. W.: Principal component analysis in meteorology and oceanography. Elsevier Science, New York, 1988.

WEISSE, R.; FESER, F. und GÜNTHER, H.: Wind- und Seegangsklimatologie 1958–2001 für die südliche Nordsee basierend auf Modellrechnungen. GKSS Institut für Küstenforschung, Report 2003/10, 2003.

Die Küste, 80 (2013), 1-169

Validierung und Anwendung der HIPOCAS-Daten zur Modellierung der Hydrodynamik entlang der deutschen Nordseeküste

Dirk Schulz, Gerd Bruss und Roberto Mayerle

Zusammenfassung

Der Beitrag fasst Ergebnisse von Untersuchungen zusammen, die im Rahmen des Forschungsvorhabens MOSES-B (03KIS041) durchgeführt wurden. Ziel von MOSES war die Erstellung eines 40-jährigen Datensatzes für Wasserstände, Strömungen und Seegangsparameter für ausgewählte Gebiete der Deutschen Nordseeküste. Untersuchungsgebiet in MOSES-B war die Dithmarscher Bucht in der südöstlichen Nordsee. In diesem Beitrag wird die entwickelte Methode exemplarisch für die hydrodynamischen Größen Wasserstand und Strömung vorgestellt. Bestehende küstennahe Modelle wurden erweitert und dazu eingesetzt, hochauflösende hydrodynamische Felder für einen Zeitraum von 40 Jahren zu generieren. Der Modellantrieb erfolgte mit Daten aus dem HIPOCAS-Projekt und dem Windatlas des Deutschen Wetterdienstes. Die Validierung des Strömungsmodells erfolgte anhand von Pegeldaten, wobei der mittlere absolute Fehler bei 0,2 m lag. Strömungssimulationen wurden für den Zeitraum zwischen 1962 und 2002 durchgeführt. Als Ergebnis stehen zeitlich und räumlich hoch auflösende hydrodynamische Felder für das Untersuchungsgebiet und den untersuchten Zeitraum zur Verfügung. Als recheneffektive Alternative zur Erzeugung langer Datensätze wurde ein alternatives Verfahren, basierend auf Hauptkomponentenanalyse und Neuronalen Netzen, entwickelt und auf Effizienz hin untersucht. Die Eignung des alternativen Verfahrens wurde anhand von Vergleichen zu den prozessbasierten Modellen bestätigt.

Schlagwörter

Langzeitprognose, Hydrodynamik, Strömungsmodell, Seegangsmodell, Validierung, Hauptkomponentenanalyse, Neuronale Netzwerke

Summary

This paper summarizes results of investigations conducted within the framework of the research project MOSES-B. The objective of MOSES was to generate a data set containing of 40 years of water levels, currents and waves for selected areas of the German North Sea coast. The area of interest of MOSES-B was the Dithmarschen Bight of the south eastern North Sea. In this paper, the developed method is presented exemplary for the hydrodynamic parameters of water levels and currents. Existing near shore models were extended and used to generate high resolving hydrodynamic fields for a period of 40 years. The models were forced with data of the HIPOCAS project and the Windatlas of the German Meteorological Service. The flow model was validated against tide gauge data, showing a mean absolute error of 0.2 m. Continuous flow simulations were conducted for the period between 1962 and 2002. As a result, temporally and spatially high resolving hydrodynamic fields are available for the area and time of investigation.

To reduce computing time the effectiveness of principal components analysis in conjunction with neuronal networks in generating long time series was assessed. On the base of comparison with process based modelling the effectiveness and reliability of the methods in predicting water levels, current and waves was confirmed.

Keywords

long term hydrodynamics, flow model, wave model, validation, principal component analysis neuronal networks

Inhalt

1 Einleitung 134
2 Verwendete Daten 135
2.1 HIPOCAS 135
2.2 CSM und GBM 135
2.3 Messdaten 136
3 Validierung *HIPOCAS*-Daten 136
4 Regionalmodell 137
5 Datenerzeugung über 40 Jahre 138
5.1 Modellsimulationen 138
5.2 Alternatives Verfahren 138
6 Zusammenfassung 141
7 Danksagung 141
8 Schriftenverzeichnis 141

1 Einleitung

Im Rahmen des Verbundprojektes MOSES-B wurden hochauflösende Felder hydrodynamischer Größen für Küstennahbereiche der Deutschen Nordseeküste über einen Zeitraum von 40 Jahren generiert. Zum einen wurden Langzeitsimulationen mit prozessbasierten Küstenmodellen durchgeführt, zum anderen wurde ein alternatives Verfahren, basierend auf Hauptkomponentenanalyse und Neuronalen Netzen, verwendet, um impraktikable Rechenzeiten der prozessbasierten Modell zu vermeiden. Aufgrund der Limitierung des Umfangs dieses Beitrages werden hier Methode und Ergebnisse exemplarisch für die Parameter Wasserstand und Strömung vorgestellt.

Als Grundlage für das regionale Modell wurden bestehende, validierte Modelle erweitert und an die Erfordernisse von Langzeitsimulationen angepasst. Die hydrodynamischen Modelle simulieren Strömungen, Wasserstände und Seegang basierend auf der Simulationssoftware von Delft3D (ROELVINK und VAN BANNING 1994). Grundlage des meteorologischen Antriebs ist der Windatlas (GANSKE et al. 2005) des Deutschen Wetterdienstes. Als Randbedingungen für den Modellantrieb wurden Daten aus Ergebnissen

des EU-Projekts HIPOCAS (WEISSE 2002) für Wind, Wasserstand, Strömung und Seegang verwendet.

Da Randbedingungen bei regionalen Küstenmodellen einen bedeutenden Einfluss auf die Ergebnisse haben, schließt die vorliegende Untersuchung eine umfangreiche Verifizierung der HIPOCAS Datensätze ein. Die hydrodynamischen Parameter aus HIPOCAS werden mit Messdaten und mit Modellergebnissen aus überregionalen Modellen verglichen. Aufbau und Verifizierung der Regionalmodelle werden vorgestellt und die Erzeugung des 40-jährigen Datensatzes wird erläutert. Der Simulationsaufbau für die kontinuierliche 40-Jahre Simulation sowie das alternative Verfahren zur Erzeugung langer Zeitreihen und dessen Effizienz werden beschrieben.

2 Verwendete Daten

2.1 HIPOCAS

Hindcast Daten aus dem Projekt HIPOCAS (Hindcast of Dynamic Processes of the Ocean and Coastal Areas of Europe) (SOARES et al. 2002) wurden als Randwerte für die Regionalmodelle verwendet. Der HIPOCAS Datensatz umfasst Parameter aus dem meteorologischen Regionalmodell REMO (JACOB 1997), Wasserstände und Strömungen aus dem Nordseeumfassenden Strömungsmodell TELEMAC-2D und Seegangsdaten aus dem Seegangsmodell WAM (WEISSE et al. 2003). Die Daten haben eine horizontale räumliche Auflösung von 0,65 × 1,1 km und liegen als stündliche Felder für den Zeitraum 1958–1999 vor.

2.2 CSM und GBM

Das Gitternetz des Continental Shelf Model (CSM) (VERBOOM 1992) reicht von 48° bis 62,3°N und 12°W bis 13°E und hat eine Auflösung von 0,083° in N-S und 0,125° in E-W Richtung. Die Topographie wurde in der Nordsee mit dem GENO-Modell (VOOGT 1984) und außerhalb aus Seekarten generiert (VERBOOM 1992). Der Modellantrieb an den 23 offenen Randsegmenten erfolgt durch 10 astronomische Partialtiden. Aus dem *PRISMA*-Modell (LUTHARDT 1987) können Wind- und Druckfelder als Randbedingung herangezogen werden. *PRISMA* erzeugt aus einer großen Anzahl von Messstationen zeitlich und räumlich veränderliche Wind- und Druckfelder mit 3 h bzw. 40 km Auflösung. Die Auflösung des CSM im Bereich der Deutschen Bucht ist eher grob und wurde daher nur zur Erzeugung von Randbedingungen für das Modell der Deutschen Bucht eingesetzt.

Das German Bight Model (GBM) (HARTSUIKER 1997) wurde 1997 für die Forschungsstelle Küste, Norderney, entwickelt und dem FTZ Büsum zur Verfügung gestellt. Es erstreckt sich in der südöstlichen Nordsee über eine Fläche von etwa 230 × 270 km^2. Die nördliche Modellgrenze liegt bei 55°45' N, die westliche bei 5°15' E. Die Küsten von Dänemark, Deutschland und den Niederlanden bilden die Ost- und Westgrenze des Modellgebiets. Im Modell enthalten sind das Ems-Dollart-Ästuar, der Jadebusen und die (schematisierten) Ästuare Ems, Weser, Elbe und Eider bis zu ihrer jeweiligen Tidegrenze. Die Weiten der einzelnen Gitterzellen reichen von ca. 1700 × 2200 m am nordwestlichen Modellrand bis zu 500 × 500 m an den Tiderinnen der Wattgebiete. Das GBM wird in

das übergeordnete CSM eingebettet („sequenziell genested"). An den offenen Rändern des GBM werden Wasserstände aus Simulationen mit dem CSM übernommen. Zeitlich und räumlich variierende Windfelder werden ebenfalls aus dem PRISMA-Modell (s. o.) gewonnen. Grundlage für das in dieser Studie verwendete GBM ist die Modelltopografie von 1998. CSM und GBM sind 2DH Strömungsmodelle und werden mit dem Delft3D-Modellsystem betrieben.

2.3 Messdaten

Pegeldaten von Großer Vogelsand (1997–2000) und Helgoland (1998–2003) wurden vom WSA Cuxhaven bereitgestellt. Pegeldaten vom Huibertgat (ab 1988) stammen aus der DONAR Datenbank des Niederländischen Ministeriums für Verkehr und Wasserwirtschaft. Tab. 1 zeigt die zeitlich-räumliche Auflösung von Pegeldaten, Modellen und *HIPOCAS*.

Tabelle 1: Zeitliche und Räumliche Auflösung von Wasserstandsdaten.

Pegel	Großer Vogelsand	Helgoland	Huibertgat
	1 min	1 min	10 min
Modelle CSM/GBM	12 min		
	1 km × 1 km	1,3 km × 0,9 km	1,7 km × 700 km
HIPOCAS	1 h		
	0,65 × 1,1 km		

Quelle der Strömungsdaten sind HF-Radarmessungen des Instituts für Meereskunde der Universität Hamburg. Gemessen wurde die Meeresoberflächenströmung, d. h. die ersten 50 cm der Wassersäule mittels zweier HF-Radargeräte. Positioniert waren die Messgeräte zum einen auf Helgoland, zum anderen in der Nähe von Eiderstedt.

Die für den Antrieb der Regionalmodelle verwendeten Winddaten entstammen dem Windatlas aus dem DWD-Teilprojekt (GANSKE et al. 2005). Mit dem Windatlas können Windfelder in einer räumlichen Auflösung von 250 m und einer zeitlichen Auflösung von einer Stunde erstellt werden. Durch Vorgabe eines punktuellen Referenzwertes wird mit Hilfe des Windatlasses ein Windfeld für das gesamte Modellgebiet generiert. Dieser Referenzwert muss eine Windgeschwindigkeit und eine -richtung beinhalten, sowie einen Wasserstand.

3 Validierung *HIPOCAS*-Daten

Die Validierung der Wasserstandsdaten aus *HIPOCAS* erfolgte über die Pegel *Großer Vogelsand*, *Helgoland* und *Huibertgat* mit Zeitreihen der Jahre 1997–2000. Für die Vergleiche werden die Tidenparameter Flut- und Ebbdauer, Phasenversatz, sowie MThw und MTnw verwendet. Da Wasserstände bei *HIPOCAS* in Zeitintervallen von 1 h vorliegen, liegen hier das MThw niedriger und das MTnw höher als bei den Pegeldaten, da MThw und MTnw nur zufällig zu vollen Stunden auftreten und Interpolationseffekte eintreten. In Tab. 2 sind die Ergebnisse der Vergleichspegel zu *HIPOCAS* sowie zu CSM/GBM-Modellergebnissen als über vier Jahre gemittelte absolute Fehler für MThw und MTnw dargestellt.

Um die Sensitivität der CSM/GBM Modelle auf Unterschiede im Windantrieb zu untersuchen, wurden die Ergebnisse von Modellsimulationen unter Zugrundelegung von Winddaten aus *PRISMA* und *HIPOCAS* verglichen. Die räumlich-zeitliche Datenauflösung liegt bei *PRISMA* bei 42 km bzw. 3 h und bei *HIPOCAS* bei 50 km bzw. 1 h. Die Ermittlung der mittleren absoluten Differenzen über einen Zeitraum von 4 Jahren ergab bei den Wasserständen sowie bei Flut- und Ebbdauer geringe Unterschiede. Differenzen treten bei besonders hohen und besonders niedrigen Hoch- und Niedrigwasserständen stärker in Erscheinung. Da der Einfluss der Winddaten auf die Modellergebnisse sehr gering ist, werden *HIPOCAS*-Winddaten für die weitere Berechnungen verwendet. Vergleiche der Strömungsgeschwindigkeiten erfolgen auf Grundlage von Zeitreihen aus HF-Radarmessungen mit Werten im Radar-Rasterpunkt 286 und Simulationsergebnissen aus den 2HD-Modellen (CSM/GBM). Bei geringen Windgeschwindigkeiten treten bei den Strömungsgeschwindigkeiten Abweichungen von 0,1–0,2 m/s auf, die mit Anstieg der Windgeschwindigkeit anwachsen. Gemessene und modellierte Strömungsrichtungen zeigen bei schwachen Winden eher geringe Divergenzen, die ab Windgeschwindigkeiten > 8 m/s zunehmen. Kritisch ist, dass Ergebnisse eines tiefengemittelten Modells mit Messwerten von Oberflächenströmungen des HF-Radars verglichen werden, deren Richtung und Stärke sehr windanfällig sind. Zusammenfassend wird festgestellt, dass die Daten im HIPOCAS Datensatz eine zufriedenstellende Genauigkeit aufweisen und somit als Randwerte für die vorliegende Studie geeignet sind.

Tabelle 2: Mittlerer absoluter Fehler: Gemessene und simulierte Wasserstände über 4 Jahre.

Wasserstände	Pegel	HIPO-CAS 1997–2000	CSM/GBM 1997–2000	HIPO-CAS Max	CSM/GBM Max	HIPO-CAS Min	CSM/GBM Min
MThw	Gr. Vogels.	0,18	0,11	0,33	0,21	0,08	0,05
	Huibertgat	0,15	0,12	0,28	0,28	0,05	0,06
	Helgoland	0,11	0,15	0,18	0,25	0,06	0,07
NTnw	Gr. Vogels.	0,20	0,25	0,29	0,41	0,13	0,10
	Huibertgat	0,22	0,25	0,32	0,40	0,16	0,12
	Helgoland	0,21	0,24	0,29	0,40	0,15	0,06

4 Regionalmodell

Die in dieser Studie eingesetzten Regionalmodelle der Dithmarscher Bucht wurden im Rahmen von *PROMORPH* (MAYERLE und ZIELKE 2005) entwickelt und ausgiebig verifiziert. Abb. 1 zeigt links das Modellgebiet des regionalen Strömungsmodells. Im Bereich der Außenelbe wurde das Dithmarscher Bucht Modell (DBM) erweitert und verfeinert. Wegen fehlender Abdeckung des erweiterten Modells durch den Windatlas werden für den erweiterten Bereich die Winddaten entlang der ehemaligen Modellgrenze verwendet.

Das Regionale Strömungsmodell wurde für die vorliegende Untersuchung am westlichen Modellrand mit *HIPOCAS*-Wasserständen angetrieben. Die Zeitauflösung wurde durch Spline-Interpolation auf 1 min erhöht. Am östlichen Modellrand wurden Wasserstandsdaten vorgegeben. An der Eider wird ein konstanter Durchfluss von 5 m^3/s angesetzt und am südlichen Modellrand der Elbe werden als Randbedingung Abflusszeitreihen

unter Berücksichtigung des Zeitversatzes zwischen Neu Darchau und der Position des Modellrandes vorgegeben. Als Randbedingung an der freien Wasseroberfläche werden Windgeschwindigkeits- und Druckfelder verwendet, wobei der Luftdruck als räumlich konstant angesetzt wird. Die Windfelder wurden mittels des Windatlasses generiert. Für den Windschub-Koeffizienten C_D im Strömungsmodell wurde bei der Kalibrierung anhand von Sensitivitätsstudien die Beziehung $C_D = (0.82 + 0.039|W|)*10^{-3}$ als bestgeeignet ermittelt. Zur Quantifizierung der Modellgüte wird eine Kombination aus Mittelwert (MThw oder MTnw) und Standardabweichung der Fehler ($Wasserstand_{Modell}$ - $Wasserstand_{Natur}$) sowie der mittlere absolute Fehler *MAE* verwendet. Abb. 1 zeigt rechts als Übersicht die mittleren absoluten Fehler für Niedrigwasser und Hochwasser, die sich vielfach in den Fehlergrößen der Randwerte bewegen.

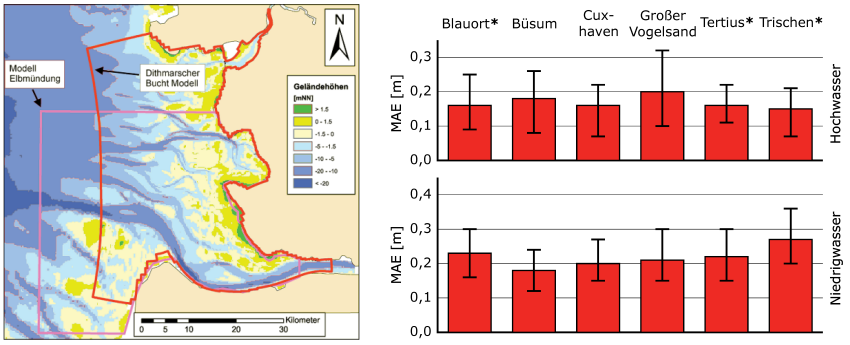


Abbildung 1: Links: Modellgebiet Strömungsmodell, Rechts: Mittlere absolute Fehler bei Niedrigwasser und Hochwasser an 6 Standorten. Vergleichszeitraum ist 12 Monate, bei mit * gekennzeichneten Pegeln 9 Monate.

5 Datenerzeugung über 40 Jahre

5.1 Modellsimulationen

Um hochauflösende hydrodynamische Felder für längere Zeiträume zu generieren, wurden Simulationen mit den Regionalmodellen durchgeführt. Der Modellantrieb erfolgte mit Daten aus dem *HIPOCAS*-Projekt und dem Windatlas des Deutschen Wetterdienstes. Als Ergebnis der Simulationen liegen an allen Punkten des Berechnungsgitters Wasserstände und Strömungen über 40 Jahre vor. Um die Limitierung durch lange impraktikable Rechenzeiten zu umgehen, wurde die Eignung eines alternativen Verfahrens zur Erzeugung langjähriger Datensätze untersucht.

5.2 Alternatives Verfahren

Das hier angewendete Alternative Verfahren wurde von HERMANN (2006) entwickelt und basiert auf der Kombination von Hauptkomponentenanalyse (Principal Component Anlysis PCA) und Neuronalen Netzen (NN). Für einen bestimmten Zeitraum werden mittels PCA aus Modellergebnissen Hauptkomponenten sowie räumliche Muster bestimmt. Die Hauptkomponenten wurden anschließend dazu verwendet, ein neuronales Netz zu

trainieren. Das trainierte Neuronale Netz kann dann verwendet werden, um Hauptkomponenten anderer Zeiträume zu berechnen. Validiert wurden die Hauptkomponenten des Neuronalen Netzes anhand von Vergleichen mit Hauptkomponenten, welche aus Modellergebnissen der Regionalmodelle bestimmt wurden.

Bei PCA-Verfahren wird ein hochdimensionaler Datensatz in einen niederdimensionalen Raum projiziert. Die Varianzen der Objekte im hochdimensionalen Raum sollen möglichst gut mit denen im niederdimensionalen Raum abgedeckt werden. Ergebnisse der in Abschnitt 5.1. beschriebenen Modellsimulationen wurden verwendet, um die Hauptkomponenten für Strömung und Wasserstand anhand PCA zu bestimmen. Für die Analyse wurden Modellergebnisse des Zeitraumes 1962 bis Mitte 1963 verwendet. Tab. 3 zeigt den Anteil der Hauptkomponenten an der gesamten Varianz. Angewendet auf Wasserstände lassen sich mit den ersten 5 Hauptkomponenten 99,55 % der gesamten Varianz ausdrücken. Aus Tab. 3 geht zudem hervor, dass Hauptkomponente 1 der Strömungen lediglich 70,7 % der gesamten Varianz ausdrücken kann. Kumulativ ergibt sich für die ersten 5 Hauptkomponenten mit 98,97 % jedoch ein mit den Wasserständen vergleichbar hoher Wert. Betrachtet man die räumlichen Muster der Hauptkomponenten, so spiegelt sich vor allem in den ersten drei Komponenten die Topographie wider. Hier steigen die Werte bei größeren Wassertiefen an. Abb. 2 ist eine grafische Übertragung der Analyse der Wasserstände für die Hauptkomponenten 1 und 2.

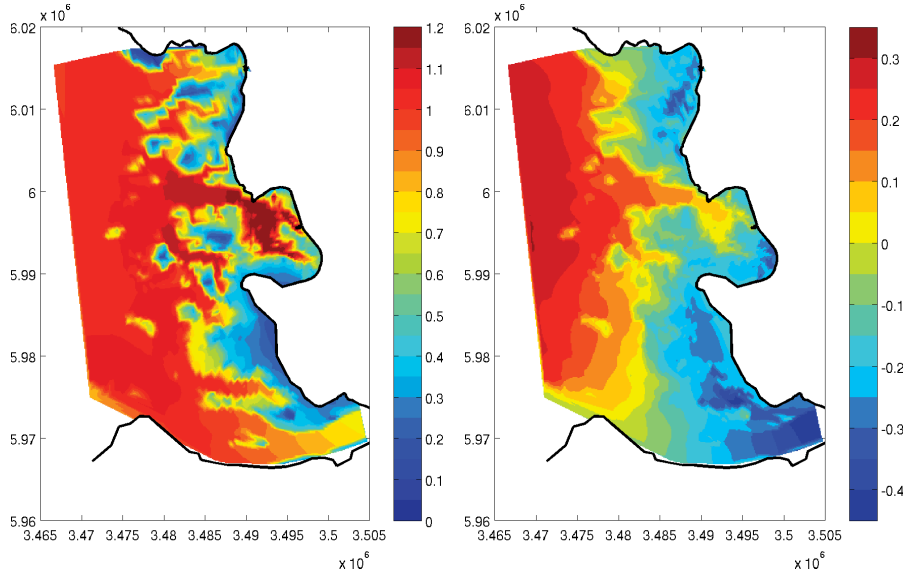


Abbildung 2: Ergebnisse der Hauptkomponentenanalyse der Wasserstände der Jahre 1962 und 1963: Regionale Muster der Hauptkomponenten 1 und 2.

Das hier angewandte Neuronale Netz-Verfahren zielt darauf, Hauptkomponenten der betrachteten Parameter im Zeitraum 1965–2002 zu berechnen. Grundlage ist das „Training" des Neuronalen Netzes, das mit den Hauptkomponenten der unterschiedlichen Parameter von 1962–63 durchgeführt wird. Beim eingesetzten Neuronalen Netz handelt es sich um ein zweistufiges feed-forward-Netz ohne direkte Verbindung zwischen Eingabeschicht und Ausgabeschicht. Als Lernverfahren wurde die „Backpropagation"

ausgewählt, weil sie zu den besten Ergebnissen führte (HERMANN 2006). Für die Berechnung der unterschiedlichen Hauptkomponenten sind je nach Parameter unterschiedliche Eingangsgrößen erforderlich, die in Tab. 3 für die ersten 10 Hauptkomponenten aufgeführt sind. Für die verdeckte Schicht werden bei Wasserständen und Strömungen 60 und bei den Seegangsparametern 90 Neuronen verwendet.

Tabelle 3: Anteil der einzelnen Hauptkomponenten (HK) an der Gesamtvarianz und Eingangsdaten für die Berechnung der Hauptkomponenten mit dem Neuronalen Netz.

	Wasserstand			Strömung		
HK	Varianz Einzeln [%]	Varianz Kumulativ [%]	Berechnung NN	Varianz Einzeln [%]	Varianz Kumulativ [%]	Berechnung NN
1	91,013	91,013	$\zeta(t\text{-}2\Delta t)$	70,732	70,732	$\zeta(t\text{-}3\Delta t)$
2	6,038	97,051	$\zeta(t\text{-}\Delta t)$	24,351	95,083	$\zeta(t\text{-}2\Delta t)$
3	1,726	98,777	$\zeta(t)$	2,379	97,462	$\zeta(t\text{-}\Delta t)$
4	0,546	99,322	$u_w(t)$	0,947	98,409	$\zeta(t)$
5	0,228	99,550	$v_w(t)$	0,563	98,972	$u_w(t)$
6	0,130	99,680	$u_{w,mean}(t)$	0,365	99,337	$v_w(t)$
7	0,086	99,766	$v_{w,mean}(t)$	0,216	99,553	$u_{w,mean}(t)$
8	0,039	99,805		0,180	99,733	$v_{w,mean}(t)$
9	0,033	99,838		0,140	99,874	
10	0,030	99,868		0,126	100,00	

Tabelle 4: Vergleich der Hauptkomponenten (neuronales Netz-numerisches Modell).

Hauptkomponente	1	2	3	4	5
Wasserstand					
mittlerer Fehler	0,0001	0,0038	0,0085	0,0082	-0,0078
Standardabweichung	0,0159	0,0464	0,0528	0,0787	0,1109
MAE	0,0120	0,0338	0,0387	0,0527	0,0812
Korrelationskoeffizient	0,9999	0,9990	0,9985	0,9967	0,9931
Strömung X-Komponente					
mittlerer Fehler	0,0009	0,0024	0,0108	-0,0019	-0,0012
Standardabweichung	0,0218	0,0276	0,0492	0,0516	0,0935
MAE	0,0152	0,0184	0,0323	0,0360	0,0567
Korrelationskoeffizient	0,9998	0,9996	0,9988	0,9987	0,9957
Strömung Y-Komponente					
mittlerer Fehler	0,0003	-0,0017	0,0032	0,0155	-0,0080
Standardabweichung	0,0732	0,0530	0,0481	0,0581	0,0751
MAE	0,0406	0,0302	0,0313	0,0414	0,0479
Korrelationskoeffizient	0,9974	0,9986	0,9989	0,9983	0,9972

Um die Aussagekraft des trainierten Neuronalen Netzes zu überprüfen, wurden Hauptkomponenten, die mit NN berechnet wurden, verglichen mit Hauptkomponenten, die auf Modellsimulationen der Regionalmodelle basieren. Die Validierung wurde für den Zeitraum Juli–Dezember 1963 durchgeführt. Wie aus Tab. 4 hervorgeht, zeigen die fünf ersten Hauptkomponenten der Wasserstände, die mit dem alternativen Verfahren berechnet wurden, zu den Modelldaten eine allgemein gute Übereinstimmung. Über den

gesamten Wertebereich der Hauptkomponenten treten sehr geringe Abweichungen auf. Die ersten beiden Hauptkomponenten, die einen Anteil von 97,05 % (siehe Tab. 3) an der gesamten Varianz haben, sind mit sehr geringem mittlerem Fehler reproduzierbar. Die MAE liegen zwischen 0,01 und 0,08. Die Reproduktion der Strömungen durch das Neuronale Netz zeigt ebenfalls gute Übereinstimmung mit den Modelldaten. Im Vergleich der statistischen Parameter der ersten X- und Y-Komponenten zeigen sich bei der Y-Komponente ein vergleichsweise höherer MAE und eine höhere Standardabweichung.

6 Zusammenfassung

Im Teil B des Verbundprojekts MOSES wurden Langzeitsimulationen mit prozessbasierten Küstenmodellen sowie ein alternatives Verfahren, basierend auf Hauptkomponentenanalyse und Neuronalen Netzen, eingesetzt, um hydrodynamische Felder im Küstennahbereich über Zeiträume von Dekaden zu erzeugen. Als Antrieb für die Küstenmodelle wurden hydrodynamische Daten aus dem *HIPOCAS*-Projekt und Windfelder aus dem Windatlas des Deutschen Wetterdienstes verwendet. Die Eignung der *HIPOCAS* Daten wurde anhand von Vergleichen mit Messdaten und überregionalen Modellen überprüft und bestätigt. Die Verifizierung der regionalen Küstenmodelle ergab ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit Felddaten.

Teile der mit den Modellen erzeugten Datensätze wurden verwendet, um ein alternatives Verfahren, bestehend aus Hauptkomponentenanalyse und Neuronalen Netzen, aufzusetzen und zu kalibrieren. Das alternative Verfahren wurde für eine vom Kalibrierungszeitraum unterschiedliche Periode erfolgreich validiert und kann für die effektive Erzeugung langjähriger Datensätze verwendet werden.

7 Danksagung

Das Forschungsvorhaben MOSES-B wurde vom 01.05.2003 bis 30.04.2007 vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) durch den Projektträger Jülich (PTJ) unter dem Förderkennzeichen 03KIS041 gefördert.

8 Schriftenverzeichnis

BOOIJ, N.; RIS, R. and HOLTHUIJSEN, L.: A third-generation wave model for coastal regions, part i, model description and validation. Journal of Geophysical Research 104(C4), 7649–7666, 1999.

GANSKE, A.; ROSENHAGEN, G. und SCHMIDT, H.: Kfki-Projekt Moses-Statusbericht, Anlage i, Deutscher Wetterdienst, Geschäftsfeld Seeschifffahrt, 2005.

HARTSUIKER, G.: Deutsche Bucht and Dithmarschen Bucht, set-up and calibration of tidal flow models, Delft Hydraulics, 1997.

HERMANN, A.; KAISER, R. und N. H.: Statusbericht, Anlage IV, KFKI-Projekt MOSES, 2005.

HERMANN, A.; KAISER, R. und N. H.: Statusbericht 2, Anlage III, KFKI-Projekt MOSES, 2006.

JACOB, D. and PODZUN, R.: Sensitivity studies with the regional climate model remo, Meteorol. Atmos. Phys., 1997.

JANSSEN, P.: Quasi-linear theory of wind-wave generation applied to wave forecasting, Journal of physical oceanography 21, 1631–1642, 1991.

LUTHARDT, H.: Analyse der wassernahen Druck- und Windfelder über der Nordsee aus Routinebeobachtungen, Hamburger Geophysikalische Einzelschriften, 1987.

MAYERLE, R. and ZIELKE, W.: PROMORPH – Predictions of Medium-Scale Morphodynamics: Project Overview and Executive Summary, Die Küste, 69, 1–23, 2005.

ROELVINK, J. A. and VAN BANNING, G.K.F.M.: Design and Development of DELFT3D and Application to Coastal Morphodynamics. In: VERWEY; MINNS; BABOVIC and MAKSIMOVIC (eds.): Hydroinformatics '92. Balkema, Rotterdam, 451–455, 1994.

SCHULZ, D. und MAYERLE, R.: MOSES B (03KIS041) – Abschlussbericht Modellierung des mittelfristigen Seegangsklimas im deutschen Nordseeküstengebiet, FTZ-Westküste CORELAB, 77 S., 2007.
http://edok01.tib.uni-hannover.de/edoks/e01fb08/560667639.pdf

SOARES, C. G.; WEISSE, R.; CARRETERO, J. C. and ALVAREZ, E.: A 40 years hindcast of wind, sea level and waves in European Waters. Proceedings of OMAE 2002: 21st International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering in June 2002. Oslo, Norway, 23–28, 2002.

VERBOOM, G.; DE RONDE, J. and VAN DIJK, R.: A fine grid tidal flow and storm surge model of the North Sea. Continental Shelf Research 12(2/3Abbildung), 213–233, 1992.

VOOGT, L.: A tidal model of the North Sea based on the jonsdap-1976 measuring campaign (in dutch), Rijkswaterstaat, Report WWKZ-842.006, 1984.

WEISSE, R. and GAYER, G.: An approach towards a 40-year high-resolution wave hindcast for the southern North Sea. Proceedings of the 6th International Workshop on Wave Hindcasting and Forecasting, Monterey, California, 2002.

Die Küste, 80 (2013), 1-169

Grundlagen für Entwurf, Bemessung und Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzanlagen in Mecklenburg-Vorpommern

Frank Weichbrodt, Thomas Zarncke, Knut Sommermeier, Anja Klee und Christian Schlamkow

Zusammenfassung

Eine wesentliche Grundlage für den Entwurf, die Bemessung und die Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzanlagen ist die Kenntnis der örtlichen hydrodynamischen Bedingungen. Für alle Küstenschutzanlagen in Mecklenburg-Vorpommern, die dem Schutz von in Zusammenhang bebauten Gebieten dienen, wird die Ermittlung von hydrodynamischen Eingangsparametern auf Grundlage landeseinheitlicher Verfahren durchgeführt. Die kontinuierliche Weiterentwicklung dieser Verfahren auf Grundlage von Erfahrungen mit realisierten Küstenschutzanlagen, neuen wissenschaftlichen Erkenntnissen und die Anpassung der Verfahren an die lokalen natürlichen Verhältnisse sind vor dem Hintergrund des wachsenden Schadenspotentials unverzichtbar.
In diesem Beitrag wird die aktuelle, überarbeitete Konzeption Mecklenburg-Vorpommerns zur Festlegung hydrodynamischer Eingangsparameter und der Sicherheitsüberprüfung bestehender Anlagen vorgestellt. Für drei besonders wichtige Parameter – Bemessungshochwasserstand, Referenzhochwasserstand und Bemessungsseegang – werden bereits durchgeführte Arbeiten zur Anwendung dieser Konzeption, d. h. die Bestimmung der jeweiligen Eingangsparameter, etwas detaillierter dargestellt.

Schlagwörter

Mecklenburg-Vorpommern, Küstenschutz, Bemessung von Küstenschutzanlagen, Bemessungshochwasserstand, Referenzhochwasserstand, Bemessungswasserstandsganglinie, Bemessungsseegang

Summary

The knowledge of local hydrodynamic conditions is an essential basis for the design, dimensioning and safety assessment of coastal protection systems. The hydrodynamic conditions are determined by standardized methods for all coastal structures protecting populated areas in Mecklenburg-West Pomerania. The continual further development of these methods based on experience, additional scientific knowledge and adaption to the local natural conditions is indispensable with regard to the damage potential.
This article presents the current adapted concept for the determination of hydrodynamic input parameters and the safety assessment of existing coastal structures. For three particularly important parameters – design water level, design wave parameters and design water level curve – an application of this method is shown in somewhat more detail.

Keywords

Mecklenburg-Western Pomerania, coastal flood defense and protection, design of coastal structures, design water level, reference water level, design wave parameter, design water level curve

Inhalt

1 Einleitung und Zielsetzung 144
2 Konzeption zur Festlegung hydrodynamischer Eingangsparameter sowie zur Sicherheitsüberprüfung 146
2.1 Bemessungshochwasserstand 147
2.2 Referenzhochwasserstand 150
2.3 Bemessungsseegang 151
2.4 Statistische Häufigkeitsverteilung hydrodynamischer Parameter 152
2.5 Bemessungswasserstandsganglinie 153
2.6 Verfahren zur Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzanlagen 154
3 Bestimmung von Eingangsparametern 155
3.1 Bemessungshochwasserstand und Referenzhochwasserstand 155
3.2 Bemessungsseegang 159
4 Zusammenfassung und Ausblick 161
5 Schriftenverzeichnis 162

1 Einleitung und Zielsetzung

Mit der zunehmenden Besiedlung des Küstenraumes und seiner verstärkten landwirtschaftlichen, industriellen und touristischen Nutzung stieg der monetäre Wert des Küstenraumes in den letzten Jahrhunderten stetig an. Diese Entwicklung hat sich in Mecklenburg-Vorpommern in den vergangenen Jahrzehnten – insbesondere mit Blick auf die touristische Nutzung – noch beschleunigt. Dabei wuchs auch das Schadenspotential infolge von Sturmfluten, die an der Außenküste und in den inneren Küstengewässern (Bodden) zu hohen Wasserständen mit vergleichsweise langer Verweilzeit führen können. Dies gilt vor allem für die überflutungsgefährdeten Küstenniederungen und erosionsgefährdeten Küstenabschnitte (Abb. 1.). Mesoskalige Analysen zum ökonomischen Schadenspotential zeigen, dass in Mecklenburg-Vorpommern bei Eintritt einer sehr schweren Sturmflut Schäden mit einem Wert von ca. 2,9 Mrd. € zu erwarten sind (HKV HYDROKONTOR AACHEN 2013)

Abbildung 1: Potentielle Überflutungsflächen bei Eintritt von sehr schweren Sturmfluten (hellrot, Wasserstand >2,00 m ü. NHN) und erosionsgefährdete Küstenabschnitte mit Angabe der beobachteten mittleren Uferlinienverlagerung in m/100 Jahre (dunkelrot, negative Werte = Küstenrückgang).

Bereits in der Vergangenheit haben Sturmfluten in Mecklenburg-Vorpommern wiederholt zum Verlust von Menschenleben und zu erheblichen Sachschäden geführt. Daher wurden zunächst sehr einfache Bauwerke zum Schutz gegen Überflutungen oder Küstenrückgang errichtet. Die Bauwerke wurden immer vor dem Hintergrund des den Küstenbewohnern zum jeweiligen Zeitpunkt zur Verfügung stehenden Wissens sowie der verfügbaren technischen und finanziellen Mittel geplant und gebaut. Um einen möglichst effektiven Küstenschutz zu gewährleisten und unter Berücksichtigung des Schadenspotentials einen möglichst einheitlichen Schutzstatus zu schaffen, wurden Konzeptionen und Entwurfsgrundsätze entwickelt. Diese wurden auf Grundlage von Erfahrungen mit realisierten Küstenschutzbauwerken weiterentwickelt.

Die kontinuierliche Weiterentwicklung dieser Konzeptionen und Entwurfsgrundsätze sowie deren Anpassung an die lokalen natürlichen Gegebenheiten sind für den Küstenschutz – nicht nur in Mecklenburg-Vorpommern – von großer Bedeutung, da an der Küste typischerweise sehr unterschiedliche naturräumliche Bedingungen vorzufinden sind. Für konkrete, in der Küstenschutzverwaltung umsetzbare Festlegungen sind neben dem aktuellen Wissens- und Erfahrungsstand auch die nutzbaren Datengrundlagen sowie die zur Verfügung stehenden Ressourcen zu berücksichtigen.

Vor dem Hintergrund des Bedarfs an Erneuerung bzw. Ertüchtigung von Küstenschutzanlagen und geänderter gesetzlicher Rahmenbedingungen wurde 1995 der Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz Mecklenburg-Vorpommern entwickelt. Im Generalplan sind neben den genannten Konzeptionen und Entwurfsgrundsätzen auch vorhandene Küstenschutzanlagen beschrieben. Darüber hinaus sind geplante Küstenschutzmaßnahmen inkl. Kostenschätzung und Einstufung der Dringlichkeit abgebildet. Um flexibel auf neue Erkenntnisse, geänderte Anforderungen und die Verfügbarkeit von finanziellen Mitteln reagieren zu können, wird der Generalplan seit 2009 in Form von

themenbezogenen, leicht aktualisierbaren Regelwerken weitergeführt (selbständige Hefte für einzelne Themenkomplexe). Ein wichtiger Teil des Regelwerkes ist die Zusammenstellung der Kenntnisse zu den im jeweiligen Küstenabschnitt zu erwartenden hydrodynamischen Verhältnissen und des Schutzniveaus. Die Regelwerke sind öffentlich zugänglich und dienen somit auch als Grundlage für Planungen von Gemeinden bzw. mit Planungen beauftragten Ingenieurbüros.

Da verbesserte wissenschaftliche Methoden, aktuelle Zeitreihen von hydrodynamischen Messdaten und Erkenntnisse zum Anstieg des relativen Meeresspiegels im Regelwerk berücksichtigt werden sollen, wurden im Rahmen der Weiterentwicklung des Regelwerkes neue einheitliche Festlegungen zur Ermittlung der hydrodynamischen Eingangsparameter für Entwurf, Bemessung und Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzanlagen getroffen. Ziel ist es, wesentliche Eingangsdaten für alle Küstenschutzbauwerke/-maßnahmen, die dem Schutz von in Zusammenhang bebauten Gebieten dienen, zu definieren. Im Folgenden wird die in Mecklenburg-Vorpommern angewandte Konzeption zur Festlegung der Eingangsparameter und der Sicherheitsüberprüfung beschrieben. Für ausgewählte Eingangsparameter wird das fachliche Herangehen bei der Bestimmung der konkreten Parameter/Bemessungswerte dargestellt.

2 Konzeption zur Festlegung hydrodynamischer Eingangsparameter sowie zur Sicherheitsüberprüfung

Unterschiedliche Entwurfs- und Bemessungsaufgaben (funktionelle, konstruktive Bemessung) erfordern die Definition unterschiedlicher hydrodynamischer Parameter als Eingangsgröße für den Entwurf, die Bemessung und die Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzbauwerken. Dabei sind nicht immer zwangsläufig Extremereignisse wie der höchste zu erwartende Wasserstand oder der höchste gemessene Seegang von Bedeutung, da nicht alle Küstenschutzbauwerke funktionell gegen Extremereignisse bemessen werden müssen (z. B. Bauwerke zur Sicherung gegen Küstenrückgang) oder bei Eintritt von Extremereignissen sogar geringeren Belastungen ausgesetzt sind (z. B. nearshore Wellenbrecher mit geringer Kronenhöhe oder Buhnen bei sehr hohen Wasserständen). Für die Konzeption zur Festlegung hydrodynamischer Eingangsparameter wurde daher zwischen funktioneller und konstruktiver Bemessung unterschieden.

Bei der funktionellen Bemessung von Küstenschutzbauwerken werden im Wesentlichen die Lage, die erforderlichen Dimensionen (Länge, Breite, Höhe) und gegebenenfalls weitere Eigenschaften des Bauwerkes (z. B. Durchlässigkeit) festgelegt. Dabei ist immer die spezielle Funktion, die das Bauwerk erfüllen soll, wie etwa der Schutz vor Überflutung oder die Beeinflussung von Sedimenttransportvorgängen zu beachten. Einige Bauwerke können auch Doppelfunktionen übernehmen. Die für die funktionelle Bemessung erforderlichen hydrodynamischen Eingangsparameter unterscheiden sich für Hochwasserschutzbauwerke und Küstensicherungsbauwerke wie in Abb. 2 dargestellt.

Die konstruktive Bemessung von Küstenschutzbauwerken dient vor allem der Sicherstellung der Standsicherheit und Dauerhaftigkeit des Bauwerks. Hier sind nach Analyse der angreifenden hydrodynamischen Kräfte die geeignete Konstruktion und geeignete Baustoffe zu wählen. Des Weiteren sind die Bauteile des Bauwerks so zu dimensionieren, dass eine wirtschaftliche Lebensdauer für das Bauwerk erreicht werden kann. Die für die

konstruktive Bemessung von Küstenschutzbauwerken festzulegenden hydrodynamischen Eingangsparameter sind ebenfalls in Abb. 2 dargestellt.

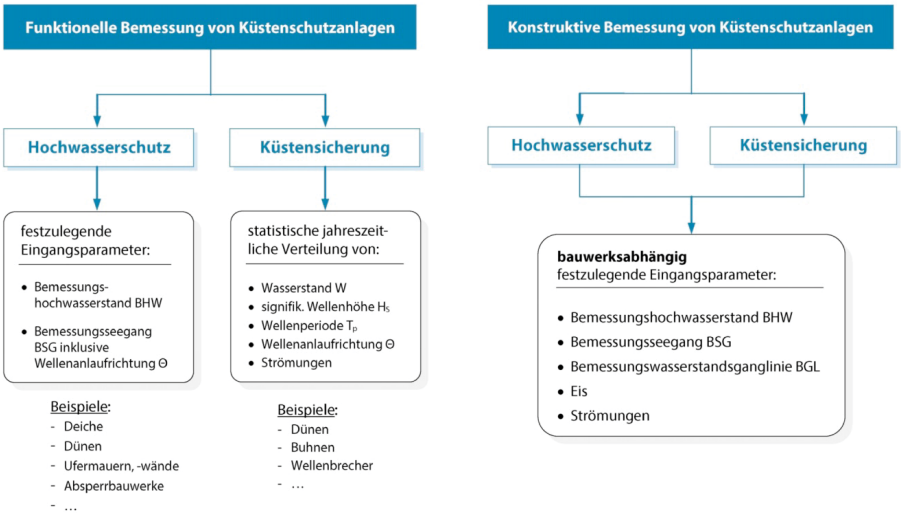


Abbildung 2: Hydrodynamische Eingangsparameter für die funktionelle bzw. konstruktive Bemessung von Küstenschutzbauwerken.

2.1 Bemessungshochwasserstand

Für den Entwurf, die Bemessung und die Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzbauwerken kommen, je nach Zielstellung, zwei Bezugsgrößen zum Einsatz:

- Der Bemessungshochwasserstand (BHW) dient dem Entwurf und der Bemessung neuer Küstenschutzbauwerke bzw. dem Ausbau bereits bestehender Anlagen, die den Anforderungen der Sicherheitsüberprüfung nicht entsprechen.
- Der Referenzhochwasserstand (RHW) dient der funktionellen Überprüfung bestehender Küstenschutzbauwerke sowie zur funktionellen Prüfung der Notwendigkeit einer Küstenschutzmaßnahme (abhängig vom Schadenspotential).

Der BHW ist als Ruhewasserstand definiert, der sich ohne Wellenbewegung als Scheitelwasserstand einer Bemessungssturmflut einstellt. Mit Hilfe des BHW wird ein zu bemessendes Bauwerk so dimensioniert, dass der BHW schadlos gekehrt werden kann. Die Ermittlung der Sollhöhe des Bauwerkes erfolgt unter Berücksichtigung des möglicherweise gleichzeitig auftretenden Bemessungsseegangs. Abhängig von den Eigenschaften des Bauwerks sind die Wellenauflaufhöhe und gegebenenfalls die zulässige Überlaufwassermenge zu ermitteln.

Aufgrund des Schadenspotentials kommt der Weiterentwicklung der Entwurfs- und Bemessungsregeln und damit auch einem einheitlichem Verfahren zur Festlegung des BHW in Mecklenburg-Vorpommern eine besondere Bedeutung zu. Bisher wurde in Mecklenburg-Vorpommern der örtliche BHW auf Grundlage des Vergleichswertverfahrens ermittelt. Der BHW basierte dabei auf dem in der Vergangenheit höchsten, sicher gemessenen Sturmflutereignis an der deutschen Ostseeküste. Er setzte sich aus dem

örtlich gemessenen Scheitelwasserstand des Extremereignisses (1872 bzw. 1913 für einige Binnenküstenstandorte) zuzüglich des seit dem Eintrittsdatum beobachteten und für den Zeitraum von 200 Jahren erwarteten relativen Meeresspiegelanstiegs (0,20–0,30 m) zusammen.

Zukünftig wird der BHW nicht mehr nach dem Vergleichswertverfahren, sondern auf Grundlage statistischer Analysen von zurückliegend erfassten Wasserständen ermittelt. Die dazu erforderlichen gemessenen Zeitreihen liegen heute aufgrund der kontinuierlichen Erfassung hydrodynamischer Größen für einige Messstandorte vor und sind für derartige Analysen geeignet. Das bis zum heutigen Zeitpunkt höchste gemessene Sturmflutereignis von 1872 findet im statistischen Bemessungsverfahren keinen Eingang. Diese Sturmflut stellt ein einmalig gemessenes Ereignis dar und wird als sog. „Ausreißer" aus den Extremwertanalysen ausgeschlossen.

Zur statistisch basierten Ermittlung des BHW bedarf es neben ausreichend langer Zeitreihen auch der Festlegung der Eintrittswahrscheinlichkeit des für die Bemessung maßgebenden Extremereignisses. Die an der Ostsee liegenden Küstenbundesländer Schleswig-Holstein und Mecklenburg-Vorpommern haben sich auf Grundlage wissenschaftlicher Erkenntnisse bzgl. der Definition der Eintrittswahrscheinlichkeit abgestimmt. Ziel ist es, eine einheitliche, länderübergreifende Grundlage für den Entwurf, die Bemessung und die Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzanlagen zu verwenden. Die Eintrittswahrscheinlichkeit des für die Bemessung maßgebenden Hochwasserereignisses wurde mit $p = 0{,}005$ bzw. einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren (Kurzbezeichnung HW_{200}) festgesetzt (siehe auch MELUR-SH 2013).

Für die Ermittlung des BHW sind neben der Bestimmung möglicher Extremereignisse auch die bisher beobachteten sowie die zukünftig zu erwartenden Änderungen des mittleren Wasserstandes zu berücksichtigen (relativer Meeresspiegelanstieg). Diese Änderungen haben ihre Ursache in:

- Schwankungen des Meeresspiegels durch Veränderung der Gesamtwassermenge (Volumen) der Weltmeere (eustatischer Anteil)
- langfristigen neotektonischen Bewegungen der Erdkruste
- Landhebungen bzw. -senkungen infolge der Belastung der Erdkruste durch die Eismassen der letzten Eiszeit (isostatischer Anteil, Stillstand erst bei Erreichen der Isostasie).

Langjährige Messreihen des Wasserstandes an verschiedenen Orten der Küste Mecklenburg-Vorpommerns zeigen bis heute einen kontinuierlichen relativen Anstieg des mittleren Wasserstandes der Ostsee. Für Warnemünde ist beispielsweise ein Anstieg von 1,2 mm/Jahr (DIETRICH und LIEBSCH 2000) bzw. 1,4 mm/Jahr (JENSEN und MUDERSBACH 2004) dokumentiert. Der Anstieg variiert vergleichsweise stark in Abhängigkeit vom Betrachtungszeitraum. Untersuchungen der Universität Rostock ergaben für Warnemünde z. B. einen Anstieg von 2,3 mm/Jahr für einen Untersuchungszeitraum von 1956 bis 2006. Weitere Messungen vor der Küste Mecklenburg-Vorpommerns und entsprechende Auswertung der Messdaten werden zeigen, ob sich aus den gewonnenen Daten eine Beschleunigung des relativen Meeresspiegelanstiegs ableiten lässt.

Die neotektonischen und isostatischen Vorgänge stellen langfristige Prozesse dar, die für die Zukunft vergleichsweise gut abschätzbar sind. Der eustatische Anteil des relativen Meeresspiegelanstiegs kann sich aber infolge der klimabedingten Erwärmung der Erde

beschleunigen. Abhängig vom gewählten Klimaszenario ergeben sich unterschiedliche Werte für den globalen Anstieg des Meeresspiegels (siehe 4. IPCC-Sachstandsbericht, 2007; *[1]). Mögliche zukünftige Änderungen des Meeresspiegelanstiegs sind derzeit Gegenstand der Forschung, da insbesondere die zukünftigen Veränderungen der Eisbedeckung der Pole der Erde nur mit Unsicherheiten beschrieben werden können*[2]; *[3].

Auf Grundlage der 2012 vorliegenden wissenschaftlichen Erkenntnisse und politischer Festlegungen haben Schleswig-Holstein und Mecklenburg-Vorpommern festgelegt, einen Gesamtzuschlag von 0,50 m für den zukünftigen Anstieg des relativen Meeresspiegels für einen Zeitraum von 100 Jahren zu berücksichtigen. Dieser Wert stellt auch das Vorsorgemaß für Küstenschutzmaßnahmen an der deutschen Nordseeküste dar. Da der größte Anteil dieses Gesamtzuschlags auf den angenommenen klimainduzierten Meeresspiegelanstieg (eustatischer Anteil) entfällt, wird dieser Gesamtzuschlag als Klimazuschlag bezeichnet.

Aufgrund sich verändernder mittlerer Wasserstände (relativer Meeresspiegelanstieg) ist ein fest definierter Bemessungswasserstand immer an ein konkretes Bemessungsdatum gebunden. Es wird davon ausgegangen, dass die Funktionalität einer Anlage, die mit dem BHW bemessen wurde, vom Zeitpunkt der Berechnung des BHW bis 100 Jahre in die Zukunft gewährleistet ist. Voraussetzung dafür ist eine entsprechende Unterhaltung der Anlage.

Mit dem in Mecklenburg-Vorpommern festgelegten Verfahren wird der Bemessungshochwasserstand mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $p = 0,005$ (HW_{200}) mit der zum Zeitpunkt der Berechnung zur Verfügung stehenden langjährigen Wasserstandszeitreihe ermittelt. Für die statistische Auswertung sind die Messdaten entsprechend des beobachteten relativen Meeresspiegelanstiegs zu korrigieren (Beschickung). Zur Ermittlung des BHW wird, wie bereits erwähnt, zum ermittelten HW_{200}-Wert ein Klimazuschlag in Höhe von 0,50 m für 100 Jahre addiert. Die Überprüfung des BHW wird alle 10 Jahre durchgeführt. Unter Berücksichtigung des beobachteten Meeresspiegelanstiegs erfolgt dann die Entscheidung über die Notwendigkeit einer Anpassung des BHW (vgl. Abb. 3).

Mit der statistisch basierten Festlegung des BHW auf Grundlage langjähriger Wasserstandszeitreihen und der Berücksichtigung des Klimazuschlags steht für die Küste

*[1] Im 5. Sachstandsbericht des IPCC 2013 wurden aktualisierte modell- und szenariobasierte Simulationsergebnisse veröffentlicht. Bei Annahme des Szenarios RCP8.5, das die höchsten Auswirkungen auf den Meeresspiegelanstieg zeigt (Bevölkerungswachstum auf 12 Mrd. Menschen und Verdreifachung des Primärenergieverbrauchs), wurde bis zum Jahr 2100 ein globaler mittlerer Meeresspiegelanstieg von 0,74 m ermittelt (Median, 0,52 bis 0,98 m für das 5 % bzw. 95 % Percentil). Die Vereinten Nationen gehen von einem Bevölkerungszuwachs von derzeit ca. 7,5 Mrd. Menschen auf ca. 11 Mrd. Menschen in 2100 aus.

*[2] 2015 wurden Untersuchungsergebnisse von GRINSTED et al. zum möglichen Meerespiegelanstieg für Nordeuropa bei Annahme des o. g. Szenarios RCP8.5 veröffentlicht. In dieser Veröffentlichung wird die im IPCC-Sachstandsbericht veröffentlichte „wahrscheinliche" Bandbreite des Meeresspiegelanstiegs diskutiert. Darüber hinaus wird auf Unsicherheiten/Risiken (Abschmelzen der antarktischen Eismassen) eingegangen.
Für den Bereich der Ostseeküste Mecklenburg-Vorpommerns wird ein Meeresspiegelanstieg von ca. 0,70 m für RCP8.5 (Median) ermittelt. Nach den Untersuchungen von GRINSTED et al. ist die Unsicherheit aber größer als im Bericht des IPCC dargestellt. Für das 95 % Percentil wurde ein gegenüber dem Median zusätzlicher Anstieg des Meeresspiegels von ca. 0,90 m ermittelt.

*[3] Von der LAWA wurde 2017 empfohlen, den für 2019 angekündigten Sonderbericht des IPCC abzuwarten und dann über neue/veränderte Maßnahmen zur Anpassung an den Klimawandel zu entscheiden.

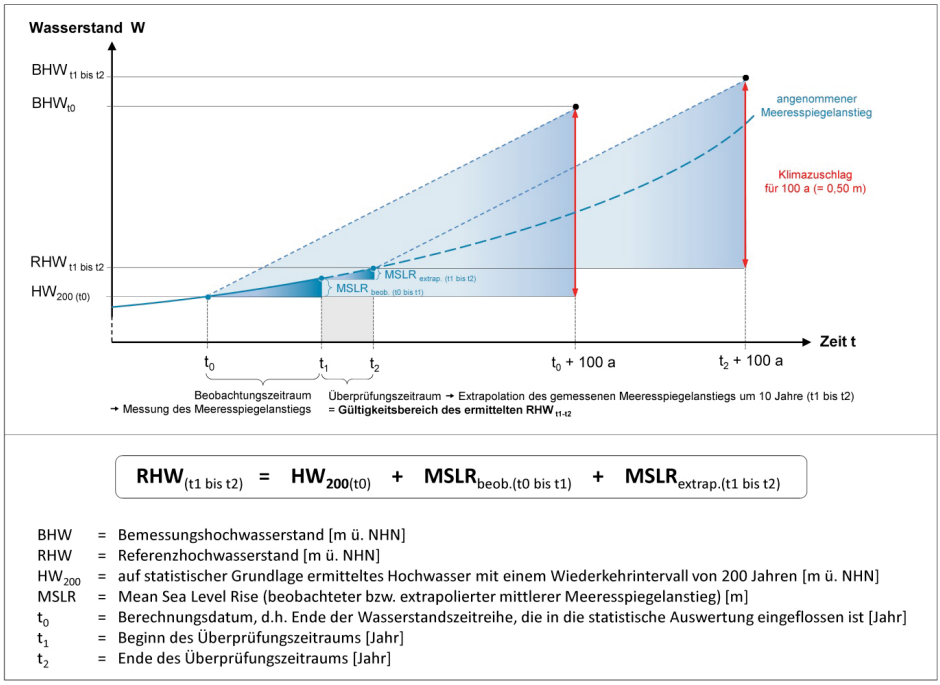
Mecklenburg-Vorpommerns eine einheitliche Konzeption für die Ermittlung dieses wichtigen Eingangsparameters zur Verfügung.

2.2 Referenzhochwasserstand

Mit Hilfe des Referenzhochwasserstandes (RHW) wird ermittelt, ob ein bestehendes Hochwasserschutzbauwerk funktionell den Sicherheitsanforderungen entspricht, d. h. ob das Bauwerk ein Sturmflutereignis mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $p = 0{,}005$ (Wiederkehrintervall 200 Jahre) kehren kann. Der RHW ist somit ein wichtiger Parameter bei der regelmäßigen Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzbauwerken. Im Folgenden werden der fachliche Hintergrund und das in Mecklenburg-Vorpommern angewandte Verfahren zur Ermittlung des RHW für einen Gültigkeitszeitraum von 10 Jahren beschrieben.

Da der Anstieg des Meeresspiegels, z. B. für den Zeitraum von 2020 bis 2120, nicht als linear angenommen werden kann, ist bei einer Sicherheitsüberprüfung bestehender Hochwasserschutzbauwerke lediglich der bis zum Beginn des Überprüfungszeitraums beobachtete und der bis zum Ende des Überprüfungszeitraums zu erwartende Meeresspiegelanstieg zu berücksichtigen. Der Zeitraum bis zur erneuten Überprüfung des Referenzwasserstandes wurde in Mecklenburg-Vorpommern mit 10 Jahren festgelegt. Ziel ist es, Veränderungen in der Entwicklung des mittleren relativen Meeresspiegelanstiegs rechtzeitig zu erkennen. Eine jährliche Überprüfung ist vor dem Hintergrund der vergleichsweise langsamen Änderungen nicht zielführend. Dementsprechend ist zur Ermittlung des jeweiligen Referenzhochwasserstandes für den festgelegten 10-jährigen Überprüfungszeitraum der bis zum Berechnungszeitpunkt beobachtete und der im Überprüfungszeitraum zu erwartende relative Meeresspiegelanstieg zu ermitteln (Extrapolation bis zum Ende des Überprüfungszeitraums). Die Abb. 3 verdeutlicht das Verfahren zur Ermittlung des RHW für einen beliebig wählbaren 10-jährigen Überprüfungszeitraum.

Der Referenzhochwasserstand wird unter Berücksichtigung des beobachteten Meeresspiegelanstiegs alle 10 Jahre neu festgelegt. Nach jeweils 20 Jahren ist eine neue statistische Auswertung der gemessenen Zeitreihen geplant (Beschickung von Messdaten). Der Zeitraum, nach dem eine neue statistische Auswertung gemessener Ereignisse vorgenommen wird, kann bei einer Häufung extremer Ereignisse verkürzt oder, sofern wenig Ereignisse eintreten, die die statistische Aussage beeinflussen, auch verlängert werden.



$$RHW_{(t1\ bis\ t2)} = HW_{200(t0)} + MSLR_{beob.(t0\ bis\ t1)} + MSLR_{extrap.(t1\ bis\ t2)}$$

BHW	=	Bemessungshochwasserstand [m ü. NHN]
RHW	=	Referenzhochwasserstand [m ü. NHN]
HW_{200}	=	auf statistischer Grundlage ermitteltes Hochwasser mit einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren [m ü. NHN]
MSLR	=	Mean Sea Level Rise (beobachteter bzw. extrapolierter mittlerer Meeresspiegelanstieg) [m]
t_0	=	Berechnungsdatum, d.h. Ende der Wasserstandszeitreihe, die in die statistische Auswertung eingeflossen ist [Jahr]
t_1	=	Beginn des Überprüfungszeitraums [Jahr]
t_2	=	Ende des Überprüfungszeitraums [Jahr]

Abbildung 3: Hydrodynamische Eingangsparameter für die funktionelle bzw. konstruktive Bemessung von Küstenschutzbauwerken.

2.3 Bemessungsseegang

Der Bemessungsseegang (BSG) ist der für den Entwurf, die Bemessung und die Sicherheitsüberprüfung eines Küstenschutzbauwerkes oder einzelner Bauteile maßgebende Seegang und somit eine wichtige Eingangsgröße insbesondere für die konstruktive Bemessung von Küstenschutzbauwerken in Mecklenburg-Vorpommern.

Für die funktionelle Bemessung von Küstenschutzbauwerken ist die Festlegung eines einzelnen örtlichen Bemessungsseegangs in den meisten Fällen nicht zielführend. Hier ist die statistische Verteilung von Seegangsereignissen für entsprechend der Aufgabenstellung zu bestimmende Zeiträume zu ermitteln. Allerdings kann der Bemessungsseegang auch für die funktionelle Bemessung von Küstenschutzbauwerken maßgebend sein, sofern die Einwirkungen des Seegangs die Funktion eines Bauwerks beeinflussen (z. B. Wellenauf-/überlauf an Hochwasserschutzbauwerken).

Die Festlegung des Bemessungsseegangs für Küstenschutzbauwerke muss unter Berücksichtigung örtlich und zeitlich variabler hydrodynamischer Größen wie Wasserstand, Strömung und Wind sowie der örtlichen Morphologie (Wassertiefe) erfolgen, da diese Größen die signifikanten Seegangsparameter wesentlich beeinflussen.

Die Festlegung des Bemessungsseegangs für die Küste Mecklenburg-Vorpommerns soll auf Grundlage einer statistischen Analyse möglichst langer Seegangszeitreihen erfolgen. Die Eintrittswahrscheinlichkeit des für den Entwurf, die Bemessung und die Sicherheitsüberprüfung maßgebenden Bemessungsseegangsereignisses wurde – in Übereinstimmung

mit den Festlegungen zum Bemessungshochwasserstand – mit $p = 0{,}005$ (Wiederkehrintervall 200 Jahre) festgelegt, da das gleichzeitige Eintreten von Wasserständen und Seegang mit jeweils geringer Eintrittswahrscheinlichkeit nicht ausgeschlossen werden kann. Die statistische Auswertung von Wassstands-/Seegangsmessdaten an der Küste Mecklenburg-Vorpommerns hat vielmehr gezeigt, dass an exponierten Küstenabschnitten kein statistischer Zusammenhang zwischen den beiden Messgrößen besteht.

Da für die Küste Mecklenburg-Vorpommerns gemessene langjährige Seegangszeitreihen, die für eine belastbare statistische Auswertung erforderlich sind, nicht vorliegen, sollen die langjährigen Seegangszeitreihen aus vorliegenden Windzeitreihen ermittelt werden. Zur Ermittlung der Seegangszeitreihen aus Windzeitreihen können grundsätzlich numerische Simulationen (stationär, instationär) bzw. empirische Verfahren (SPM, Wind-Wellen-Korrelationen) genutzt werden. Da instationäre Winddaten des Deutschen Wetterdienstes erst seit 1998 vorliegen, werden stationäre Simulationen genutzt. Für Seegebiete, für die bereits Seegangsmessungen vorliegen, sollen die Ergebnisse von Wind-Wellen-Korrelationen einbezogen werden.

Da die naturräumlichen Bedingungen an der Küste Mecklenburg-Vorpommerns sehr unterschiedlich sind, ist der Bemessungsseegang vergleichsweise kleinräumig zu bestimmen. Dabei ist zwischen der Außenküste und den inneren Küstengewässern (Bodden, Haffe) zu unterscheiden.

Da die Seegangsparameter u. a. von der Wassertiefe abhängen, ist die Angabe, für welche örtliche Wassertiefe (Tiefwasser, Übergangsbereich oder Flachwasser) der Bemessungsseegang ermittelt wurde, besonders wichtig. Mögliche Wasserstandsänderungen sind zu berücksichtigen. Für die konkrete funktionelle und konstruktive Bemessung von Küstenschutzbauwerken sind örtliche Flachwassereffekte und Bauwerkseffekte zu berücksichtigen.

2.4 Statistische Häufigkeitsverteilung hydrodynamischer Parameter

Für die funktionelle Bemessung bestimmter Küstenschutzbauwerke ist die Kenntnis eines örtlich definierten Bemessungswasserstandes bzw. Bemessungsseegangs nicht ausreichend. Zur funktionellen Bemessung von Bauwerken, die den örtlichen Sedimenttransport beeinflussen (z. B. Wellenbrecher oder Buhnensysteme), sind z. B. Informationen zur Häufigkeitsverteilung von Seegangparametern und Wasserständen erforderlich. Auch für die Bemessung des Volumens von Strandersatzmaßnahmen oder des Volumens von Sedimentfallen entsprechend der örtlichen prognostizierten Sedimenttransportvorgänge ist die Kenntnis der Häufigkeitsverteilung hydrodynamischer Parameter wichtig.

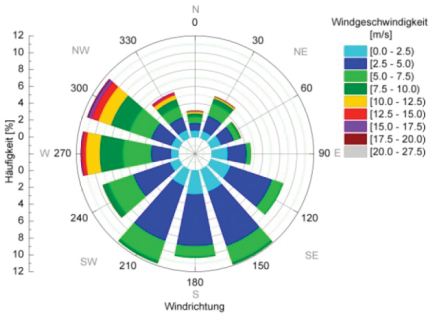
Aufgrund der unterschiedlichen naturräumlichen Bedingungen der verschiedenen Küstenabschnitte variieren die Windwirklänge und die Wassertiefe. Dementsprechend unterliegen die Küstenabschnitte Mecklenburg-Vorpommerns auch einer unterschiedlichen Seegangsbelastung. Diese kann jedoch mit Hilfe der mittleren Häufigkeitsverteilung der Wellenhöhen an der Küste gut abgeschätzt und dargestellt werden. Die daraus gewonnenen Informationen sind für die Bemessung geplanter bzw. die Beurteilung bestehender Bauwerke an der Küste wertvoll.

In Abb. 4 sind die mittlere Häufigkeitsverteilung von Windrichtung und -stärke sowie die mittlere Häufigkeitsverteilung von Wellenanlaufrichtung und -höhe beispielhaft für den Küstenabschnitt von Warnemünde dargestellt.

Häufigkeitsverteilung Wind (1996-2005)

[%]		Windrichtung [°]												
		0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330	Σ
Windgeschwindigkeit [m/s]	1,25	0,77	0,84	1,24	1,87	2,43	2,78	2,85	2,03	1,14	0,86	0,95	0,99	18,75
	3,75	0,89	1,90	1,63	2,22	5,18	6,78	6,11	6,88	4,57	2,32	2,53	1,60	42,61
	6,25	0,72	1,57	0,67	0,51	1,29	2,08	1,28	2,51	3,10	3,34	2,68	1,34	21,07
	8,75	0,40	0,61	0,16	0,01	0,07	0,25	0,12	0,33	0,70	2,73	2,33	0,90	8,62
	11,25	0,24	0,20	0,05		0,01	0,01		0,02	0,05	1,66	1,59	0,53	4,36
	13,75	0,10	0,08	0,02						0,01	0,45	0,85	0,26	1,77
	16,25	0,02	0,02								0,10	0,38	0,10	0,62
	18,75	0,01									0,04	0,14	0,01	0,20
	21,25										0,01	0,03		0,04
	23,75													0,00
	26,25													0,00
	Σ	3,15	5,22	3,77	4,61	8,98	11,90	10,35	11,77	9,56	11,50	11,49	5,73	100,00

Häufigkeitsverteilung Wind (1996-2005)



Häufigkeitsverteilung Seegang (1996-2005)
Seegang stationär berechnet in ca. 10 m Wassertiefe

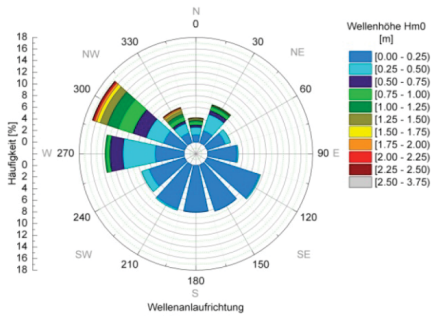


Abbildung 4: Beispiel für die Häufigkeitsverteilung von Wind und Seegang vor Warnemünde (Daten Deutscher Wetterdienst, Universität Rostock).

2.5 Bemessungswasserstandsganglinie

Die Bemessungswasserstandsganglinie (BGL) ist die für den Bemessungsfall repräsentative Wasserstandsganglinie. Sie stellt Wasserstände und zugehörige Verweildauern der eingetretenen Wasserstände für ein Ereignis dar, das für die konstruktive Bemessung von Küstenschutzbauwerken gewählt wurde. Dies umfasst die Bemessung von Dünenbauwerken und anderen linienhaften Küstenschutzbauwerken, bei denen auch die Dauer der Belastung oder die Durchsickerung maßgeblich die konstruktive Sicherheit einer Anlage bestimmen. Darüber hinaus dienen die Ganglinien der Bestimmung von realen Überflutungsflächen/-tiefen bei möglichen Durchbruchsszenarien.

BGL können durch die gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeit hoher Wasserstände, Verweildauern und Füllen von Sturmfluten beschrieben werden. Dabei stellt die Fülle das Integral der Fläche zwischen Ganglinie und einer Begrenzungslinie dar. Wird für eine Fragestellung zur Bemessung einer Küstenschutzanlage eine einheitliche Eintritts-wahrscheinlichkeit gewählt, dann lassen sich dafür die Wasserstände und Füllen frei bestimmen. Beispielhaft sind in Abb. 5 skalierte, d. h. im Wasserstand veränderte, Ganglinien gleicher Eintrittswahrscheinlichkeit dargestellt. In Abhängigkeit von der

Aufgabenstellung (Bauwerksbemessung, Überflutungssimulation) ist festzulegen, welche der Ganglinien verwendet wird.

Das hohe Maß der Variabilität in der Auswahl der Bemessungsganglinien ist für verschiedene küstenschutztechnische Fragestellungen von Bedeutung. Es ist geplant, Bemessungswasserstandsganglinien für ausgewählte Küstenabschnitte in Mecklenburg-Vorpommern zu ermitteln.

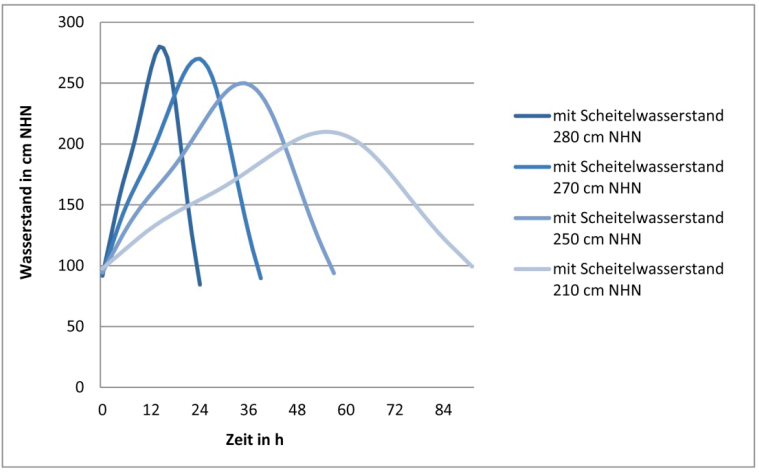


Abbildung 5: Wasserstandganglinien verschiedener Kombinationen von Wasserständen und Fülle mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $p = 0,005$ für den Pegel Warnemünde; interne Mitteilung Universität Rostock an StALU MM auf Grundlage von Untersuchungen im Forschungsvorhaben HoRisk – B.

2.6 Verfahren zur Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzanlagen

Sofern zum Überprüfungszeitpunkt festgestellt wird, dass ein bestehendes Küstenschutzbauwerk die funktionellen Anforderungen nicht mehr erfüllt, d. h. z. B. den Referenzhochwasserstand zzgl. Wellenauflauf nicht mehr kehren kann, wird das Bauwerk entsprechend BHW bemessen (Ausbau bzw. Ersatzneubau). Die Anwendung des Referenzhochwasserstandes bei der Überprüfung bestehender Küstenschutzanlagen bzw. anderer Küstenbauwerke ermöglicht eine variable Anpassung an die zukünftig tatsächlich eintretenden Erhöhungen des Meeresspiegels. Eine Erhöhung aller bestehenden Küstenschutzbauwerke auf ein nach der neuen Ermittlungsmethode gegebenenfalls erhöhten BHW ist zum jetzigen Zeitpunkt nicht erforderlich. Dies entspricht dem Ansatz der Deutschen Anpassungsstrategie des Bundes an den Klimawandel (DAS).

Zur Sicherstellung der Funktion von Küstenschutzbauwerken kann es aber erforderlich sein, Verstärkungen bzw. Ersatzneubauten vorzunehmen, auch wenn die Höhe des Bauwerks zum Überprüfungszeitraum noch ausreichend bemessen ist. Dies gilt beispielsweise für Küstenschutzdünen, die an sandigen Rückgangsküsten einem permanenten Sedimentverlust unterliegen und in einem diskontinuierlichen Zeitintervall durch Aufspülungen wiederherzustellen sind. Daher ist neben der funktionellen Sicherheitsüberprüfung auch eine Sicherheitsüberprüfung der konstruktiven Eigenschaften durchzu-

führen, um die Standsicherheit des Bauwerks zu gewährleisten. Dies erfolgt auf der Grundlage von Schadensuntersuchungen und unter Berücksichtigung der auf das Bauwerk einwirkenden Lasten (Wasserstand, Seegang, Strömung, Eis). Der schematische Ablauf der in Mecklenburg-Vorpommern geplanten funktionellen und konstruktiven Sicherheitsüberprüfung für Küstenschutzbauwerke in Mecklenburg-Vorpommern ist in Abb. 6. dargestellt.

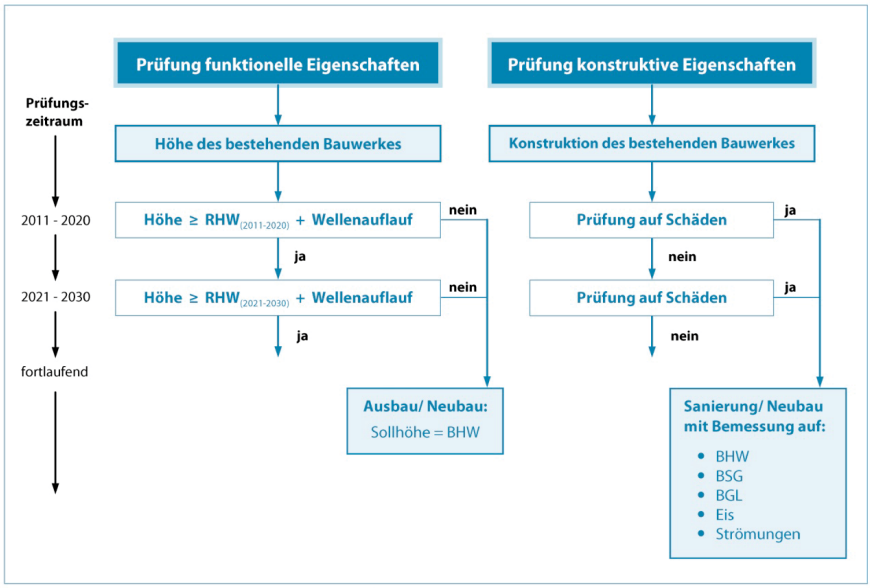


Abbildung 6: Ablaufschema zur funktionellen und konstruktiven Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzbauwerken in Mecklenburg-Vorpommern.

3 Bestimmung von Eingangsparametern

3.1 Bemessungshochwasserstand und Referenzhochwasserstand

Grundlage für die Bestimmung des Bemessungshochwasserstandes (BHW) sind Pegelmessreihen über vergleichsweise lange Zeiträume, die statistisch ausgewertet und bewertet wurden. Auf der Grundlage langer Messzeitreihen lassen sich auch über den Messzeitraum hinaus definierte Eintrittswahrscheinlichkeiten mittels statistischer Verteilungsfunktionen ableiten. Hierbei sind die Dauer der am Pegel gemessenen Zeitreihe sowie die Lage des jeweiligen Pegels von Bedeutung.

Als Grundlage für die Ermittlung der ortsspezifischen BHW für die Küste Mecklenburg-Vorpommerns wurden langjährig gemessene Wasserstandszeitreihen verwendet. Es wurden Messdaten berücksichtigt, die bis 2010 erfasst wurden. In den Abb. 7 und 8 sind die Lage der in die Untersuchungen einbezogenen Pegelstandorte sowie der zeitliche Umfang der berücksichtigten Zeitreihen dargestellt.

Für die statistischen Auswertungen wurden die gemessenen Daten zunächst auf das derzeit gültige Höhenbezugsniveau (NHN) umgerechnet und auf Plausibilität geprüft. Darauf aufbauend sind aus den gemessenen Zeitreihen jeweils geeignete Stichproben

abgeleitet worden. Je gemessener Zeitreihe (Pegelstandorte) wurden jeweils die Jahresmaxima sowie die Maxima von Sturmflutwasserständen, die einen definierten Wert überschreiten, als sogenannte „Peak over Threshold“ Werte für die statistischen Analysen als Stichprobe zugrunde gelegt. Da Trends statistische Auswertungen verfälschen, wurden sie aus den Stichproben eliminiert. Dazu wurde der für die gemessenen Jahresmaxima der Wasserstände ermittelte Wasserstandsanstieg ermittelt (lineare Funktion). Danach wurden die einzelnen Messwerte entsprechend ihres Erfassungsdatums zunächst auf das Jahr 2010 beschickt. Beschickung bedeutet in diesem Zusammenhang, dass der für den Zeitraum zwischen Messdatenerfassung und 2010 ermittelte Anstieg zum gemessenen Wasserstandswert addiert wurde. Um auch die bis 2020 zu erwartenden Änderungen des mittleren Wasserstandes zu berücksichtigen, wurde der im Beobachtungszeitraum an den jeweiligen Pegeln ermittelte Wasserstandsanstieg linear auf das Jahr 2020 extrapoliert. Die Messwerte der Stichprobe wurden wiederum entsprechend ihres Erfassungsdatums auf das Jahr 2020 beschickt.

Abbildung 7: Pegelstandorte mit Langzeitmessungen des Wasserstandes.

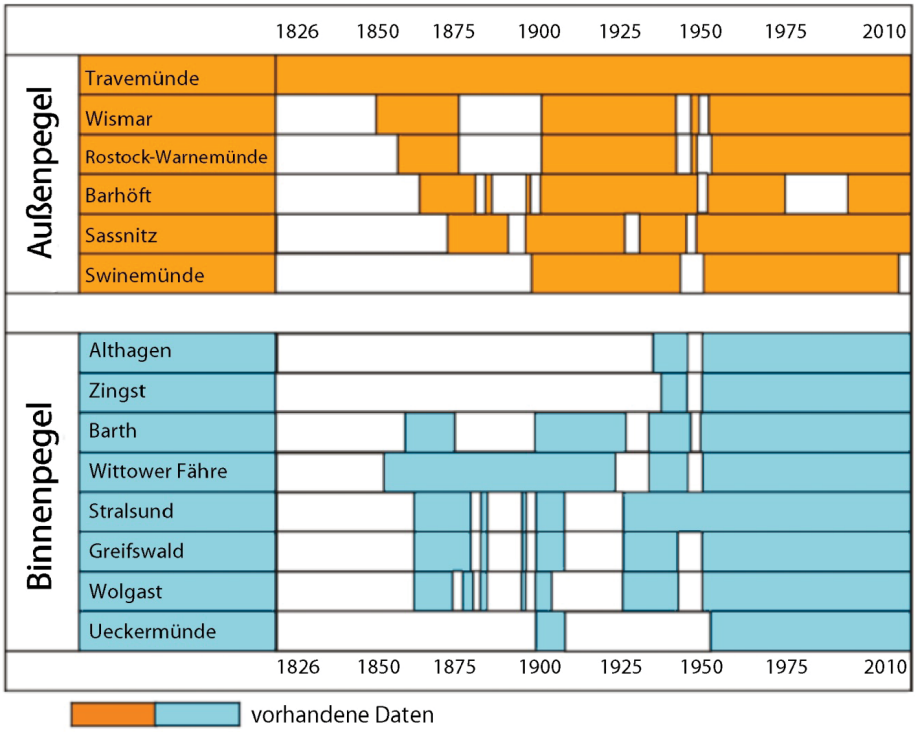


Abbildung 8: Datenumfang der einzelnen Pegelzeitreihen.

Für die Extrapolation auf Ereignisse mit geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten wurden die verschiedenen extremwertstatistischen Verteilungsfunktionen (generalisierte Extremwertverteilung, Weibull-Verteilung, Extremal-I-Verteilung, Gumbel-Verteilung, Log-Normalverteilung etc.) an die Daten angepasst. Dazu wurde die Maximum-Likelihood-Methode sowie die Methode der L-Momente verwendet. Anschließend wurden die Anpassungen mittels grafischer Methode sowie statistischer Testverfahren bewertet.

Generell ließ sich für die Wasserstandsdaten entlang der Küste von Mecklenburg-Vorpommern die Gumbel-Verteilung am besten an die Daten anpassen. In Abb. 9 sind die Jahresmaxima der gemessenen Wasserstände (Stichprobe) zusammen mit den gewählten Extremwertverteilungsfunktionen exemplarisch für den Standort Warnemünde dargestellt.

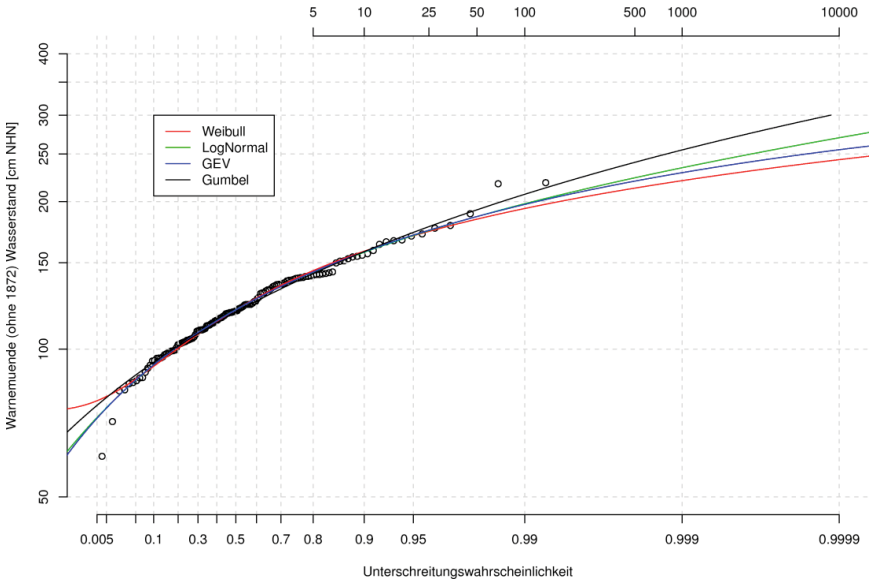


Abbildung 9: Trendbereinigte Jahresmaxima für den Pegel Warnemünde mit angepassten Extremwertverteilungsfunktionen, Universität Rostock.

Mit Hilfe der Verteilungsfunktion kann der zur festgelegten Überschreitungswahrscheinlichkeit von $p = 0{,}005$ bzw. zu einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren zugehörige Hochwasserstand HW_{200} ermittelt werden. Der regional gültige BHW für den Gültigkeitszeitraum von 2011–2020 berechnet sich anschließend durch Addition des Klimazuschlags, der wie bereits dargestellt, mit einem Pauschalwert von 0,50 m für die kommenden 100 Jahre angesetzt wird.

Der BHW repräsentiert somit einen Wasserstand, der sich aus der Addition eines Hochwassers mit einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren bezogen auf das Ende des Gültigkeitszeitraumes (MSLR 2011 bis 2020) und dem Klimazuschlag ergibt. Dieses Verfahren wurde sowohl für die Außen- als auch die Binnenküstenstandorte angewandt.

Die Ermittlung des Referenzhochwasserstands (RHW) zur funktionellen Prüfung bestehender Küstenschutzanlagen sowie der Notwendigkeit von Küstenschutzmaßnahmen erfolgt entsprechend des im Abschnitt 2.2 beschriebenen Verfahrens. Der Überprüfungszeitraum für die im aktuellen Regelwerk-Themenheft aufgeführten RHW-Werte umfasst die Dekade von 2011 bis 2020. Damit repräsentiert der RHW den Wasserstand eines Hochwassers mit einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren, der am Ende des Gültigkeitszeitraums des Referenzwasserstandes (in diesem Fall 2020) anzunehmen ist.

Die für die verschiedenen Abschnitte der Außenküste sowie der inneren Küstengewässer ermittelten BHW und RHW-Werte sind im Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern tabellarisch zusammengestellt. Da bei den dargestellten Verfahren statistisch ermittelte Werte weniger Pegelstandorte großräumig auf das gesamte Küstengebiet übertragen wurden, wurden alle aufgeführten Bemessungswasserstände auf volle Dezimeter aufgerundet. Ziel dieser Rundung ist es, eine eventuelle Unterschreitung des geforderten Sicherheitsniveaus auszuschließen.

3.2 Bemessungsseegang

Auf Grundlage der Ergebnisse eines Forschungsvorhabens zur Bestimmung des Bemessungsseegangs an der Außerküste Mecklenburg-Vorpommerns (FRÖHLE et al. 2006) wurde der für die Küste Mecklenburg-Vorpommerns bislang geltende Bemessungsseegang aktualisiert. Ziel der Aktualisierung ist die Anpassung der Bemessungswerte an die in Abschnitt 2.3 beschriebene Konzeption (v. A. Eintrittswahrscheinlichkeit $p = 0{,}005$) und die Berücksichtigung fortgeschriebener Messzeitreihen.

Die Untersuchungen gliedern sich in zwei Teile und sind noch nicht vollständig abgeschlossen. Im ersten Teil der Untersuchungen wird der Bemessungsseegang in einiger Entfernung von der Küste, konkret an der Grenze des Übergangs vom gleichförmigen Seegrund zum Flachwasserbereich (Wassertiefe ca. 10 bis 12 m), ermittelt. Im zweiten Teil soll der Bemessungsseegang auf Grundlage von Festlegungen zum sog. Pessimalprofil wassertiefenabhängig über Profile normal zur Uferlinie ermittelt werden, um für Küstenschutzbauwerke wassertiefenabhängige Bemessungswerte zur Verfügung zu stellen (Transformation des Seegangs bis zur Küste). Das Pessimalprofil stellt dabei die größten zu erwartenden bzw. akzeptablen Wassertiefen im Küstenvorfeld bis zum Strand dar. Im Folgenden werden die Methodik der Untersuchungen und einzelne Ergebnisse zum Teil 1 kurz dargestellt.

Analog zum bisher genutzten Verfahren wurde ein Verfahren angewendet, bei dem Langzeit-Zeitserien auf der Grundlage von stationären Seegangssimulationen ermittelt wurden. Die Simulationen wurden mit dem Seegangsvorhersagemodell SWAN durchgeführt. Das Verfahren wurde gewählt, weil andere verfügbare Verfahren weniger genaue Ergebnisse liefern (einfache empirische Seegangsvorhersageverfahren), nicht flächendeckend angewendet werden können (direkte Seegangsmessungen und Wind-Wellen-Korrelationsrechnungen) oder nicht genügend Eingangsdaten zur Verfügung stehen (instationäre Seegangssimulationen).

Zunächst wurden 1116 stationäre Simulationsrechnungen für 36 Windrichtungen und 31 Windgeschwindigkeiten ($U_{min} = 0\ m/s$, $U_{max} = 30\ m/s$, $d_U = 1\ m/s$) für insgesamt 14 Simulationsgebiete (Küstenabschnitte in Mecklenburg-Vorpommern) durchgeführt. In den stationären Seegangssimulationen wurde jeweils von einem mittleren Wasserstand ausgegangen, da der Einfluss veränderter Wasserstände bei größeren Wassertiefen nur geringe Auswirkungen auf die Wellenhöhen hat. Um Langzeit-Zeitserien der Seegangsparameter an einem beliebigen Ort im Simulationsgebiet zu erzeugen, wurden geeignete Winddaten in relativer Nähe der Simualtionsgebiete verwendet. Die Winddaten wurden auf eine Höhe von 10 m höhenkorrigiert. Die korrigierte Zeitserie der Windgeschwindigkeiten und die Windrichtungen wurden auf volle m/s bzw. volle 10° gerundet. Für jeden Zeitpunkt, für den Winddaten vorlagen, wurden den Winddaten die Ergebnisse der jeweils entsprechenden stationären Simulationsrechnung zugeordnet. Aus den Berechnungsergebnissen wurden die Wellenhöhen H_{m0} und die mittleren Wellenanlaufrichtungen für den jeweiligen Berechnungspunkt ermittelt.

Die Wellenhöhen der so gewonnen Zeitserien wurden umfangreich verifiziert und mit richtungs- und lokationsabhängigen Korrekturfaktoren versehen, um die Genauigkeit der Langzeit-Zeitserien zu verbessern. Dazu wurden die Ergebnisse mit Messdaten von Seegangsmessbojen verglichen, die in den vergangenen Jahren an verschiedenen Lokationen vor der Küste Mecklenburg-Vorpommerns im Einsatz waren. Erforderliche Korrekturen

wurden richtungsabhängig mit einer Auflösung von 10° für die Windrichtung vorgenommen.

Um den Bemessungsseegang abzuleiten, wurden auf Grundlage der korrigierten Zeitserien für jede Lokation statistische Untersuchungen durchgeführt. Dabei wurde zum einen eine Extremwertstatistik durchgeführt, zum anderen wurden Häufigkeitsverteilungen ermittelt. Die Zeitserien umfassen – je nach Ausgabelokation – Zeiträume von 38 bis 57 Jahren. Zur Ermittlung der Extremwerte konnten daher die Jahresmaxima der Wellenhöhen H_{m0} ausgewählt und verschiedene Extremwertverteilungen angepasst werden. Im Rahmen der Extremwertanalysen wurden die Generalisierte Extremwertverteilung (GEV), die Weibull-Verteilung, die Log-Normal-Verteilung und die Gumbel-Verteilung an die Zeitreihe der Jahresmaxima der Wellenhöhen angepasst und bewertet. Über alle Berechnungspunkte zeigt die GEV insgesamt die beste Anpassung. Daher wurden die Bemessungswerte für die Wellenhöhen mit festgelegten Eintrittswahrscheinlichkeiten auf Grundlage der GEV für alle Berechnungspunkte abgeleitet. Analog zur Ermittlung des Bemessungshochwasserstands (BHW) wurde die Eintrittswahrscheinlichkeit für den Bemessungsseegang (BSG) mit einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren (Eintrittswahrscheinlichkeit $p = 0{,}005$) festgelegt. Zusätzlich wurden die Wellenhöhen mit Wiederkehrintervallen von 100, 75 und 50 Jahren ermittelt. Die zusätzlichen Werte können zur Bemessung von Bauwerken mit begrenzter Lebensdauer oder niedrigeren Schutzanforderungen genutzt werden. Zur Einschätzung der möglichen Wellenanlaufrichtungen für Bemessungsereignisse wurde der Bereich der möglichen Wellenanlaufrichtungen der Jahresmaxima angegeben. Neben den Bemessungswerten wurden auch die Häufigkeitsverteilungen für die Auswertepunkte ermittelt.

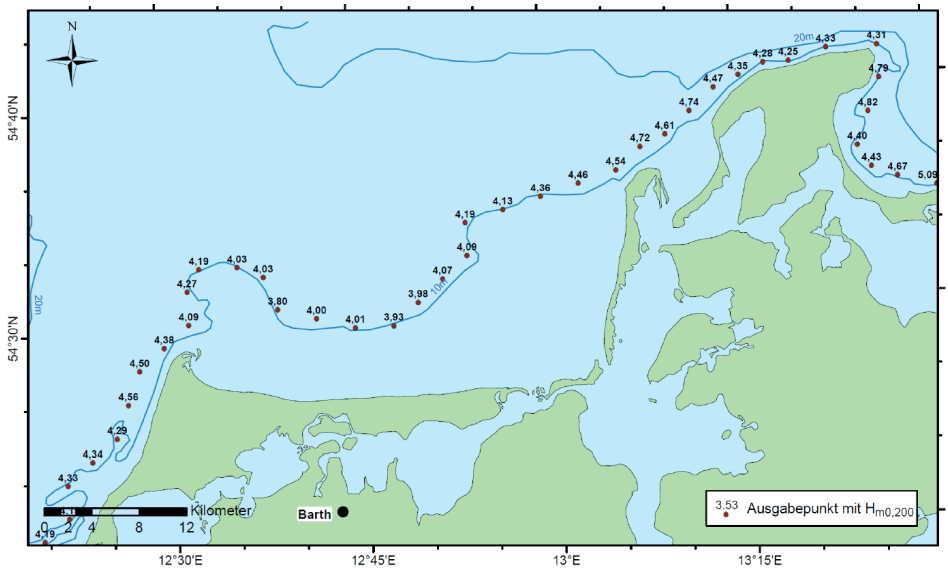


Abbildung 10: Ausgabepunkte und Bemessungsseegang $H_{m0,\,200}$ an der generalisierten Tiefenlinie.

Die Auswertepunkte befinden sich auf einer generalisierten Tiefenlinie, die im Übergangsbereich vom schwach geneigten Seegrund in das Küstenvorfeld in einer Wassertiefe

von 10–12 Metern definiert wurde. Jeder Punkt hat feste Koordinaten und eine Wassertiefe. Als Ergebnisse liegen für jeden Punkt:

- die Häufigkeitsverteilungen der Wellenhöhen und Wellenanlaufrichtungen in grafischer und tabellarischer Darstellung
- die im Messzeitraum (Windmessung) höchste aufgetretene berechnete Wellenhöhe
- die Bemessungswellenhöhen für die Eintrittswahrscheinlichkeiten mit Wiederkehrintervallen von 200, 100, 75 und 50 Jahren sowie die zugehörigen Wellenanlaufrichtungen

vor und ermöglichen eine qualifizierte Einschätzung der Seegangsverhältnisse entlang der Außenküste von Mecklenburg-Vorpommern. Die Ergebnisse sind Grundlage für die Transformation des Seegangs bis an die Küste (Teil 2 der Untersuchungen). In Abb. 10 ist der Bemessungsseegang H_{m0} für ein Wiederkehrintervall von 200 Jahren beispielhaft für den Küstenabschnitt vom Darß bis West-Rügen dargestellt.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem in diesem Beitrag beschriebenen Konzept wurden die Regeln für den Entwurf, die Bemessung und die Sicherheitsüberprüfung für Küstenschutzbauwerke in Mecklenburg-Vorpommern weiterentwickelt. Eine wichtige Grundlage war hierbei die länderübergreifende Festlegung zwischen Schleswig-Holstein und Mecklenburg-Vorpommern bzgl. einer einheitlichen Eintrittswahrscheinlichkeit für das Bemessungsereignis und einem Sicherheitszuschlag für den Anstieg des relativen Meeresspiegels (sog. Klimazuschlag).

Ein absoluter Schutz vor Überschwemmungen und Küstenrückgang ist auch bei Umsetzung dieses Konzeptes nicht gegeben. Außergewöhnliche Ereignisse mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit $< p = 0{,}005$ können bei besonderen meteorologischen und hydrodynamischen Bedingungen auftreten. Darüber hinaus ist bei unvorhersehbaren Belastungssituationen (z. B. Schiffsstoß) bzw. Vorschäden infolge vorangegangener Ereignisse (z. B. Abtrag von Dünen) auch ein Versagen von Küstenschutzbauwerken möglich.

Vor diesem Hintergrund ist es richtig, vom „Sicherheitsversprechen" zu einer Diskussion und letztendlich Definition des akzeptablen Risikos überzuleiten. Dies bedingt eine gesamtgesellschaftliche Diskussion des Risikos auf Grundlage der identifizierten Gefahren und des Schadenspotentials, das vor allem von der Nutzung der potentiellen Überflutungs- bzw. Rückgangsküsten abhängig ist. Probabilistische Bemessungsansätze, welche z. B. die Versagenswahrscheinlichkeit von Bauwerken einbeziehen, sind derzeit noch Gegenstand von Forschungsarbeiten. Diese komplexen Verfahren bedingen darüber hinaus eine Vielzahl von Eingangsgrößen, die zeitnah nicht für alle Standorte in Mecklenburg-Vorpommern ermittelt werden können.

Das in diesem Beitrag beschriebene Verfahren ist der nächste Schritt in der Weiterentwicklung der Regeln für den Entwurf, die Bemessung und die Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzbauwerken in Mecklenburg-Vorpommern. Für Bemessungsaufgaben werden zunehmend auch kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten – also die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens von Ereignissen – interessant. Zukünftig (bei Vorliegen längerer Zeitreihen) sollten auch kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten der verschiedenen hydrodynamischen Parameter unter genauer Betrachtung der

Unsicherheiten bei Entwurf, Bemessung und Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzbauwerken in Mecklenburg-Vorpommern ermittelt und bei der Bemessung berücksichtigt werden. Untersuchungen zu diesem Thema werden u. a. im KFKI- Forschungsvorhaben HoRisk – B durchgeführt. Abschließende Ergebnisse des Forschungsvorhabens HoRisk – B lagen bei Festlegung der Verfahren für Entwurf, Bemessung und Sicherheitsüberprüfung von Küstenschutzanlagen in Mecklenburg-Vorpommern im Jahr 2012 noch nicht vor.

5 Schriftenverzeichnis

DIETRICH, R. und LIEBSCH, G.: Zur Variabilität des Meeresspiegels an der Küste Mecklenburg-Vorpommers, Zeitschrift für geologische Wissenschaften 28, 2000.

FRÖHLE, P.; SCHLAMKOW, C.; HORLACHER, H.-B.; CARSTENSEN, D. und DRÄGERT, S.: Bemessungsseegang Außenküste Mecklenburg-Vorpommern. Abschlussbericht, Uni Rostock, TU Dresden, 2006.

HKV, HYDROKONTOR AACHEN: Mesoskalige Schadenspotentialanalyse für Mecklenburg-Vorpommern, 2013.

INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE IPCC, WMO/UNEP: Climate Change 2007, The Physical Science Basis, Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the IPCC, 2007 (AR4).

INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE IPCC, WMO/UNEP: Climate Change 2013, The Physical Science Basis, Working Group I Contribution to the Fifth Assessment Report of the IPCC, 2013.

JENSEN, J. and MUDERSBACH, C.: Analyses of variations in water level time series at the southern baltic sea coastline, coastline reports 2, 2004.

MINISTERIUM FÜR BAU, LANDESENTWICKLUNG UND UMWELT M-V: Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz Mecklenburg-Vorpommern, 1995.

MINISTERIUM FÜR LANDWIRTSCHAFT, UMWELT UND VERBRAUCHERSCHUTZ M-V: Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern, Übersichtsheft – Grundlagen, Grundsätze, Standortbestimmung und Ausblick, 2009.
http://www.stalu-mv.de/mm/Themen/K%C3%BCstenschutz/

MINISTERIUM FÜR LANDWIRTSCHAFT, UMWELT UND VERBRAUCHERSCHUTZ M-V: Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern, Hydrodynamische Eingangsparameter für den Entwurf, die Bemessung und die Sicherheitsprüfung von Küstenschutzanlagen in M-V, 2012.
http://www.stalu-mv.de/mm/Themen/K%C3%BCstenschutz/

MINISTERIUM FÜR LANDWIRTSCHAFT, UMWELT UND VERBRAUCHERSCHUTZ M-V: Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern, Bemessungshochwasserstand und Referenzhochwasserstand, 2012.
http://www.stalu-mv.de/mm/Themen/K%C3%BCstenschutz/

MINISTERIUM FÜR ENERGIEWENDE, LANDWIRTSCHAFT, UMWELT UND LÄNDLICHE RÄUME S-H (MELUR-SH): Generalplan Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein, Fortschreibung 2012, 2013.

TECHNISCHE UNIVERSITÄT HAMBURG-HARBURG: HoRisk – B Belastungen von Küstenschutzanlagen und Konsequenzen des Versagens im Bereich der Ostseeküste, KFKI-Abschlussbericht, 2014.

Die Küste, 80 (2013), 1-169

6th International Conference on Water Resources and Environment Research „Water & Environmental Dynamics" in Koblenz, Deutschland

Sabine Jenning

1 Einleitung

Vom 3. bis zum 7. Juni 2013 fand in Koblenz die 6th International Conference on Water Resources and Environment Research (ICWRER) 2013 mit dem Untertitel Water & Environmental Dynamics statt. Die Organisation der Konferenz stand unter der Schirmherrschaft des IHP/HWRP-Sekretariats mit Sitz an der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG). Das Sekretariat gehört zur Deutschen UNESCO-Kommission e.V. und hat das Ziel, die Zusammenarbeit zwischen Wissenschaft, Fachverwaltung und Beobachtungsdiensten zu fördern. Im Rahmen der Konferenz kann dieser Austausch zwischen Forschung und Praxis auf einer internationalen Ebene geschehen.

Neben dem IHP/HWRP-Sekretariat und der BfG sind das Ressortforschungsprogramm KLIWAS (Auswirkungen des Klimawandels auf Wasserstraßen und Schifffahrt-Entwicklung von Anpassungsoptionen) gefördert durch das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) sowie das europäische Sedimentnetzwerk (SedNet) für die Inhalte der Konferenz zuständig.

2 Konferenzort

Der Austragungsort der 6. ICWRER war die neu sanierte Rhein-Mosel-Halle in Koblenz (vgl. Abb. 1), welche sich direkt gegenüber der BfG befindet. Der Name spiegelt die geografische Besonderheit wieder, dass in Koblenz die Mosel in den Rhein mündet.

Abbildung 1: Rhein-Mosel-Halle in Koblenz (Fotos: IWW 2013).

Zeitgleich zur Konferenz laufen in weiten Teilen Deutschlands und Europas außergewöhnliche Hochwasserereignisse ab. Auch dies sollte Thema auf der Konferenz sein. Dazu wurde von der BfG kurzfristig eine Sondersitzung zur aktuellen Lage und weiteren Prognosen abgehalten. In Koblenz selbst handelte es sich um ein ca. 2-jährliches Hochwasserereignis am Rhein, welches glücklicherweise nicht mit dem Hochwasserscheitel der Mosel zusammentraf.

In Abb. 2 ist deutlich die erhöhte Sedimentfracht im Rhein (rechts) zu erkennen. Die Mosel (links) wird aufgrund der erhöhten Wasserstände im Rhein zurückgestaut, führt zu diesem Zeitpunkt jedoch kein Hochwasser mehr.

Abbildung 2: Blick vom Reiterstandbild am Deutschen Eck auf Moselmündung (links) in den hochwasserführenden Rhein (rechts) (Foto: IWW 2013).

Die Abendveranstaltung zur Konferenz fand am Donnerstag, den 6. Juni 2013, im kurfürstlichen Schloss statt (vgl. Abb. 3). In diesem festlichen Rahmen erfolgte zusätzlich die Verleihung des *ICWRER Lifetime Awards*. Dieses Jahr wurden die Herren Prof. Dr.-Ing. habil. Gerd H. Schmitz (emeritiert, TU Dresden) und Prof. Dr. Graeme Dandy (University of Adelaide, Australien) für ihre besonderen Verdienste im Bereich der Wasser- und Umweltforschung geehrt.

Abbildung 3: Kurfürstliches Schloss Koblenz (Foto: IWW 2013).

3 Teilnehmer

Die ICWRER 2013 in Koblenz wurde von rund 350 Teilnehmern aus 50 verschiedenen Ländern besucht. In den unterschiedlichen Vortragsblöcken fanden ca. 280 Vorträge statt. Zusätzlich wurden im Atrium der Veranstaltungshalle zahlreiche Poster präsentiert. Außerdem präsentierten neun Aussteller, hauptsächlich Partner oder Initiatoren der Kooperationsprojekte zur Konferenz, während der Pausen ihre Institutionen sowie aktuelle Veröffentlichungen.

4 Konferenzinhalte

Die Konferenz zum Thema Wasser- und Umweltforschung ist eine unabhängige Plattform, die Wissenschaftlern aus der ganzen Welt eine Möglichkeit zur Präsentation und Diskussion ihrer Arbeiten bietet. Schwerpunkte liegen dabei in den Bereichen Hydrologie, Umweltforschung, aquatische Ökosystemforschung, Wasserressourcenforschung und -management sowie im globalen Wandel. Der Schwerpunkt der 6. Konferenz lag in der Förderung eines integrativen Verständnisses von Wasser und Umwelt, wobei physikalische,

biologische, chemische, statistische, sozioökonomische und technische Aspekte und Lösungsansätze einbezogen und diskutiert wurden.

Aus dem Bereich des KLIWAS Ressortforschungsprogramms wurden Vortragsblöcke zum Umgang mit den Auswirkungen des Klimawandels auf die Binnen- und Küstenwasserstraßen sowie zum Potential einer Anpassung an Veränderungen präsentiert.

Von SedNet wurde ein Symposium organisiert, welches hauptsächlich die Sedimentprozesse auf Einzugsgebietsebene behandelt. Die Quellen von Sedimenten sind vielfältig und betreffen oft unterschiedliche Zielevorgaben im Hinblick auf den Umgang mit ihnen.

5 Exkursionsziele

Am Mittwochnachmittag, den 5. Juni 2013, wurden verschiedene Exkursionen angeboten. Zur Auswahl standen die Besichtigung einer Schleuse inklusive Fischtreppe an der Mosel, des Hafens oder des Wasserwerks in Koblenz oder der Laboratorien und des Vorhersagezentrums der BfG.

Für die erstgenannte Exkursion ging es mit dem Bus zu der von RWE betriebenen Schleuse an der Mosel, kurz vor ihrer Mündung in den Rhein. Das Kraftwerk wurde 1951 in Betrieb genommen und verfügt bei einer Fallhöhe von 5,3 m über eine Leistung von 16 MW. Wie die meisten Laufwasserkraftwerke an der Mosel verfügt auch dieses über einen Fischpass (vgl. Abb. 4), um die Wanderung der Fische weiterhin zu ermöglichen

Abbildung 4: Schleuse an der Mosel (links), Mosellum mit Fischpass im Hochwasser (Mitte) und Blick in den Fischpass (rechts) (Fotos: IWW 2013).

Für das bessere Verständnis der Funktionsweise eines Fischpasses wurde am Wasserkraftwerk in Koblenz zusätzlich eine Erlebniswelt eingerichtet. Das Mosellum erklärt das Prinzip einer Fischtreppe zum einen anhand von Modellen und interaktiven Exponaten und zum anderen lassen Fenster einen direkten Blick in den Fischpass und somit auf die auf- und absteigenden Fische zu.

6 Beitrag des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW) der RWTH Aachen

Am Dienstag, den 4. Juni 2013, dem zweiten Veranstaltungstag, eröffnete Sabine Jenning (IWW) den von Astrid Sudau und Hartmut Hein (beide BfG) organisierten Vortragsblock mit dem Titel „Interdisciplinary contributions of regional sea level variations“. Der Vortrag trug den Titel „Analyzing regional sea level changes: Tidal characteristics, intra- and inter-annual frequencies, probabilistic trends”. Diese Arbeit entstand in einer Kooperation mit der BfG im Rahmen des KLIWAS Verbundforschungsprogramms. Ziel der

Untersuchungen war es, lange Zeitreihen des Wasserstands und anderer Tideparameter statistisch auszuwerten. Im Rahmen der Präsentation wurden dazu verschiedene Bearbeitungsverfahren und beispielhafte Ergebnisse aus dem Untersuchungsgebiet der Deutschen Bucht vorgestellt. Es konnte gezeigt werden, dass sich das Verhalten des Tidewasserstandes an den acht untersuchten Pegeln entlang der Küste in der Vergangenheit unterschiedlich entwickelt hat. An allen Pegeln ist ein Anstieg des Tidehochwasserstandes zu verzeichnen, der Tideniedrigwasserstand zeigte unterschiedliche Entwicklungen. Auch die Parameter des Tidenhubs, der Flutdauer sowie der Ebbedauer weisen keinen einheitlichen Trend in eine Richtung auf. Dies ist zum Teil auf die Veränderung des natürlichen Systems, zum anderen auf anthropogene Einflüsse, wie zum Beispiel verschiedene Ausbaumaßnahmen, zurückzuführen. Ein Projektziel von KLIWAS ist es, aus solchen beobachteten Veränderungen mögliche zukünftige Entwicklungen abzuschätzen, um daraus Anpassungsmaßnahmen identifizieren zu können.

7 Danksagung

Die Autorin dankt der Hafentechnischen Gesellschaft e. V. (HTG) für die finanzielle Unterstützung bei der Teilnahme an der ICWRER 2013 in Koblenz.

Die 7. ICWRER fand im Oktober 2016 in Kyoto, Japan, statt.

Die Küste, 80 (2013), 1-169

10th International Conference on Hydroscience & Engineering in Orlando, USA

Christoph Wosniok

1 Einleitung

Die International Conference on Hydroscience & Engineering (ICHE) fand vom 4. bis zum 8. November 2012 im spätsommerlichen Orlando, Florida statt. Unter dem Titel „Using Hydroscience and Engineering for a Sustainable Future" diskutierten über 200 Teilnehmer aus der ganzen Welt im Rosen Plaza Hotel den aktuellen Stand der Forschung in einer breiten thematischen Auswahl von Klimawandel über Wassermanagement bis zur praktischen Problemen der numerischen Modellierung. Schwerpunkte lagen außerdem auf dem Meeresspiegelanstieg, Morphodynamik und Sedimenttransport oder auch dem Umgang mit Überflutungen und Wassermanagement.

2 Konferenzverlauf

Die fünf informativen und spannenden Tage fanden unter dem Eindruck der am dritten Konferenztag stattfindenden Präsidentschaftswahl statt, vor allem aber sorgte der zerstörerische Hurricane Sandy im Nordwesten der USA für Fachdiskussionen. Florida selber war nicht betroffen, einige Vortragende aus der betroffenen Region konnten aber nicht zur Konferenz anreisen. Deutschland war hingegen mit 30 Teilnehmern aus verschiedenen Institutionen gut vertreten.

Die Konferenz startete mit einer Icebreakerveranstaltung am Sonntag, insgesamt fünf teils grundlegende Fragen aufwerfende Keynotes definierten an den Vortragstagen den inhaltlichen Rahmen für die Konferenz. Roger Falconer als aktueller Präsident des IAHR berichtete von der Forschung zu extremen Flutereignissen insbesondere in England, Robert Dalrymple über den Meeresspiegelanstieg in Kalifornien und Nikolas Katopodes über den Einfluss des Klimawandels und der Änderung von Wassereinzugsgebieten auf Flussbett-Morphologie und Biota. Aus Managementsicht stellte Larry Weber dagegen ein umfassendes Flutinformationssystem vor. Aus Forrest Hollys Gedanken zur verantwortlichen Nutzung von Modellierungssoftware entwickelte sich eine angeregte Diskussion über Tiefe und Breite der Lehre in den Ingenieurswissenschaften.

Drei Tage waren mit bis zu sechs parallelen Vortragstracks gut gefüllt. Da viele der Teilnehmer im Konferenzhotel übernachteten, gab es auch nach dem offiziellen Programm noch viel Raum für wissenschaftlichen Austausch. Die Session Information Management mit zwei Vorträgen aus der BAW war leider relativ klein besetzt, die Vorträge liefen aber gut und die anschließenden Diskussionen waren dafür umso ergiebiger.

Abgeschlossen wurde die Konferenz mit einem Konferenzdinner und zwei Exkursionen am letzten Tag. Beide Touren gaben einen Einblick in das fragile Süßwassersystem Floridas, das zwischen zwei Meeren gelegen mit einem kalkigen Boden und mit einer großen Wasserentnahme durch die Landwirtschaft zu kämpfen hat. Die erste Tour führte zum St. Johns River im Norden von Orlando, dieser wurde in den letzten Jahren renaturiert und bietet nun ein Rückzugsgebiet für die Fauna Floridas.

Bei der Bootstour über den Fluss dominierten neben Alligatoren, Schildkröten und diversen Reiherarten die fast zwei Meter langen Seekühe, die in der Blue Springs Quelle überwintern, das Geschehen. Die andere Tour führte in den Süden Orlandos zum Kissimmee River, der zurzeit im Prozess einer umfassenden Renaturierung steckt.

Alles in allem hat sich die ICHE 2012 hochinformativ und dynamisch dargestellt und setzt damit eine gute Grundlage für die ICHE 2014 in Hamburg.

Die Veröffentlichungen aller Beiträge der Internationalen Conference on Hydroscience and Engineering sind online verfügbar im ICHE Conference Archive http://mdide.baw.de/icheArchive/.

2012 waren folgende deutsche Beiträge vertreten:

ARNE ARNS, THOMAS WAHL and JÜRGEN JENSEN
Statistics of Extreme Still Water Levels – between Policy and Objectivity

BERT PUTZAR and ANDREAS MALCHEREK
Forecasting the German Bight´s Morphodynamics: Development of a Tool for Long-Term Coastal Management

CHRISTOPH WOSNIOK and RAINER LEHFELDT
A Metadata Profile for Numerical Modeling Systems

FRANZ SIMONS, JINGMING HOU, ILHAN ÖZGEN and REINHARD HINKELMANN
High Resolution Simulation of Surface Water Flow Innatural Catchment Areas

FRAUKE KOENIG, INA QUICK, and STEFAN VOLLMER
Defining Quantitative Hydromorphological Reference Conditions in Large Rivers for a Sustainable and Effective Sediment Managementapplied to the River Elbe, Germany

JUHA JÄRVELÄ and JOCHEN ABERLE
Vegetated Flows: Characterization of Floodplain Plants in Hydraulic Analyses

JÜRGEN JENSEN, SÖNKE DANGENDORF and CHRISTOPH MUDERSBACH
Effects of Seasonal MSL Variability on Extreme Sea Levels in the German Bight

LIAN GUEY LER, KLAUS-PETER HOLZ and GYEWOON CHOI
Impacts of the Ganghwa Channel Cut-off on the Han River Dynamics and Environment

MATTHIAS KUFELD, HOLGER SCHÜTTRUMPF, BERND HAUSMANN and CHRISTOF HOMANN
Combining Reliability, Resilience, Vulnerability Criteria and Downstream Flood Risk to Derive Robust Adaptation Strategies of Multi-Reservoir, Multi-Objective Water Resources System Operation under Climate Change

MICHAEL BAUER, KIRSTEN BINDER and DR. HANS-CHRISTIAN REIMERS
Simplify Reporting through Spatial Data Infrastructures – the Example of the German Marine Data Infrastructure

MONIKA DONNER, FLORIAN LADAGE and OLIVER STOSCHEK
Impact and Retention Potential of Tidal Polders in an Estuary with High Suspended Sediment Concentrations

PETER MEWIS
Alternate Bar Instability as a Verification Test of a Morphodynamic-Numerical Model

PETER MILBRADT
Analysis of the Morphodynamics of the German North Sea Coast on the Basis of a Functional Seabed Model

SUPATCHAYA CHUANPONGPANICH, KENJI TANAKA, TOSHIHARU KOJIRI, PHATCHARASAK ARLAI, TAWATCHAI TINGSANCHALI and MANFRED KOCH
Inflow Prediction for the Upstream Boundary Condition of the Chao Phraya River Model Using an Artificial Neural Network

SUPATCHAYA CHUANPONGPANICH, PHATCHARASAK ARLAI, MANFRED KOCH, TOSHIHARU KOJIRI, KENJI TANAKA and TAWATCHAI TINGSANCHALI
Tide Prediction for the Downstream Boundary Condition of the Chao-Phraya River Integrated River Model Using Harmonic Analysis

TIM BERTHOLD, PETER MILBRADT and VOLKER BERKHAHN
Morphodynamic Modeling in the German Bight Using Ann

TORSTEN HEYER, HANS-B. HORLACHER and JUERGEN STAMM
Reliability Analysis of River Levees Using Logistic Regression Models – Abilities and Limitations

ZHIHUA XIE, BINLIANG LIN, ROGER A. FALCONER and ANDREW NICHOLS
A Cartesian Grid Method for Shallow Water Flows Over a Gravel Bed

Die Küste, 80 (2013), 1-169