



Masterarbeit

Erarbeitung eines Sanierungskonzeptes für die abrutschenden Böschungsbereiche im Strandsolbad Staßfurt

vorgelegt von: Meike Wille
Matrikelnummer: 2014 2142
Studiengang: Bauingenieurwesen
Fachrichtung: Tief- und Verkehrswegebau

Erstgutachter: Prof. Dr.-Ing. Sven Schwerdt
Zweitgutachter: Prof. Dr. rer. nat. Petra Schneider

Eidesstattliche Erklärung

Hiermit erkläre ich, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel verwendet habe. Alle Stellen, die wörtlich oder inhaltlich den angegebenen Quellen entnommen wurden, sind als solche kenntlich gemacht.

Die vorliegende Arbeit wurde bisher in gleicher oder ähnlicher Form noch keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt und auch noch nicht veröffentlicht.

Magdeburg, 12. März 2020

Datum

Unterschrift

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis	IV
Tabellenverzeichnis	V
Symbolverzeichnis	VI
Abkürzungsverzeichnis	VII
Kurzzusammenfassung	VIII
Abstract	IX
1. Motivation und Zielsetzung.....	1
2. Entstehungsgeschichte.....	2
3. Gelände und Baugrund.....	4
3.1 Geländeaufnahme	4
3.2 Geländebeschreibung.....	5
3.3 Geologische Vorerkundung	7
3.4 Felduntersuchungen.....	8
3.5 Laboruntersuchungen.....	9
3.6 Verlauf und Beschreibung der Bodenschichten	10
4. Erarbeitung eines Sanierungskonzeptes für das Westufer	13
4.1 Theoretische Grundlagen zur Erosion	13
4.2 Ermittlung des mittleren Sandabtrages	13
4.3 Variantenentwurf und Vergleich verschiedener Lösungsmaßnahmen.....	20
4.4 Schlussfolgerungen und Empfehlungen	22

5.	Erarbeitung eines Sanierungskonzeptes für das Südufer	25
5.1	Untersuchung der Standsicherheit.....	25
5.1.1	Theoretische Grundlagen zur Scherfestigkeit	25
5.1.2	Geotechnisches Berechnungsmodell	26
5.1.3	Berechnungsgrundlagen.....	28
5.1.4	Nachweisführung.....	31
5.2	Ingenieurb biologische Wirkungen von Pflanzen	34
5.2.1	Theoretische Grundlagen	34
5.2.2	Rechnerische Berücksichtigung	35
5.2.3	Auswirkungen auf die Standsicherheit im Strandsolbad.....	39
5.3	Schlussfolgerungen und Empfehlungen	40
5.3.1	Entwässerungsmaßnahmen	41
5.3.2	Ausbildung einer freien Böschung ohne Bewuchs	42
5.3.3	Bodenvernagelung.....	43
6.	Zusammenfassung.....	48
	Literaturverzeichnis	50
	Anlagen	55

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Lage des Staßfurt-Egelner Sattels	2
Abbildung 2: Schnitt durch den Staßfurter Salzsattel	2
Abbildung 3: Tagesbruch Strandsolbad.....	4
Abbildung 4: Tagesbruch Strandsolbad kurz nach dem Aufgehen des Wasserspiegels..	4
Abbildung 5: Digitales Geländemodell vom Strandsolbad	5
Abbildung 6: Zustand des Weststrandes im Herbst 2019	6
Abbildung 7: Zustand des Weststrandes im Herbst 2019.....	6
Abbildung 8: Zustand des Südhanges im Herbst 2019.....	6
Abbildung 9: Einbringen einer Rammkern-sondierung am Strand	8
Abbildung 10: Schurf am Südufer	8
Abbildung 11: Hjulström-Diagramm.....	17
Abbildung 12: Kokosmatten für den Küstenschutz auf Bali	23
Abbildung 13: Geokunststoff-Einbau in Umschlagmethode.....	24
Abbildung 14: Einwirkungen und Widerstände an Bodenteilchen beim Böschungsbruch	26
Abbildung 15: Gleitkreis mit Lamelleneinteilung	29
Abbildung 16: Einwirkungen und Widerstände an einer Lamelle.....	29
Abbildung 17: Wirkungen von Pflanzen auf den Boden	34
Abbildung 18: Schergerade mit und ohne Berücksichtigung der Wurzelkohäsion.....	36
Abbildung 19: Bruch bzw. Herausziehen der Wurzel in der Scherfuge	38
Abbildung 20: Herauszieh Widerstand einer Pflanze	38
Abbildung 21: Herauszieh Widerstand als zusätzliche Widerstandsgröße	39
Abbildung 22: Entwässerungsmaßnahmen	42

Abbildung 23: Südhang in den 1990er Jahren.....	42
Abbildung 24: Böschungssicherung mit Bodennägeln	43
Abbildung 25: Anwendungsgrenzen verschiedener Injektionsmittel	45
Abbildung 26: Lage der Gleitlinie bei Nachweisen zur äußeren Tragfähigkeit	45
Abbildung 27: Lage der Gleitlinie bei Nachweisen zur inneren Tragfähigkeit	45
Abbildung 28: Grenzlast von Ankern in bindigen Böden ohne Nachverpressung	46
Abbildung 29: Anhaltswerte für die Gebrauchsmantelreibung von Felsankern.....	47

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Übersicht über die Bodenaufschlüsse	9
Tabelle 2: Übersicht über die durchgeführten Laboruntersuchungen	10
Tabelle 3: Einteilung von Homogenbereichen am Westufer	11
Tabelle 4: Einteilung von Homogenbereichen am Südufer.....	12
Tabelle 5: Eingangsgrößen für die Berechnung des K-Faktors.....	15
Tabelle 6: Topographiewerte der vier Querschnitte und gemittelte Topographiewerte für den Weststrand	18
Tabelle 7: Berechnung der gewichteten S-Faktoren	18
Tabelle 8: Zusammenstellung der einzelnen Faktoren und Berechnung des Bodenabtrags	19
Tabelle 9: Variantenvergleich in Bezug auf den Bodenabtrag A.....	21
Tabelle 10: charakteristische Bodenkennwerte für die Berechnung der Gesamtstand- sicherheit	28
Tabelle 11: Teilsicherheitsbeiwerte im Nachweisverfahren GEO-3.....	28
Tabelle 12: Untersuchte Bruchfiguren mit ungünstigster Lage der Gleitfläche.....	33
Tabelle 13: Auswirkungen einer Kohäsionserhöhung auf den Ausnutzungsgrad.....	40
Tabelle 14: Erforderliche Nachweise beim Einsatz von Bodennägeln	46

Symbolverzeichnis

Lateinische Zeichen

A	[t/(ha*a)]	<i>in ABAG:</i> langjährig zu erwartender mittlerer Bodenabtrag
A	[-]	<i>in ABAG:</i> Aggregierungsklasse
A	[m ²]	Scherfläche
b	[m oder cm]	Breite
C	[-]	Bedeckungs- und Bearbeitungsfaktor
C	[kN]	Kohäsionskraft
c	[kN/m ²]	Kohäsion
c'	[kN/m ²]	effektive Kohäsion
c _w	[kN/m ²]	Wurzelkohäsion
d	[m]	Durchmesser
D _{Pr}	[%]	Proctordichte
E	[kN]	Erddruckkraft
E	[kN oder kNm]	Einwirkung
G	[kN]	Gewichtskraft
h	[m oder cm]	Höhe
K	[(t*h)/(ha*N)]	Bodenerodierbarkeitsfaktor
k _f	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert
L	[-]	Hanglängenfaktor
l	[m oder cm]	Länge
m	[-]	Hanglängenexponent
M	[kNm]	Moment
N	[kN]	Normalkraft
P	[-]	<i>in ABAG:</i> Erosionsschutzfaktor
P	[-]	<i>in ABAG:</i> Permeabilitätsklasse
P	[kN]	Verkehrslast
p	[kN/m ²]	Flächenlast
R	[kN oder kNm]	Widerstand
R	[N/h*a]	<i>in ABAG:</i> Oberflächenabfluss- und Regenerositätsfaktor
R	[kN]	Reibungskraft
R _A	[kN]	Herauszieh Widerstand
r	[m]	Radius des Gleitkreises
S	[-]	Hangneigungsfaktor
T	[kN]	treibende Kraft / Scherkraft
T _w	[kN]	Zugfestigkeit von Wurzeln
U	[kN]	Porenwasserdruckkraft
u	[kN/m ²]	Porenwasserdruck
V	[kN]	Vertikalkraft

W	[-]	<i>in ABAG: Wichtungsfaktor</i>
W	[kN]	Wasserdruckkraft
z	[m]	Einbindetiefe
Z_A	[kN]	Herauszieh Widerstand parallel zur Scherfläche

Griechische Zeichen

β	[°]	Hangneigung
μ	[-]	Ausnutzungsgrad
γ	kN/m ³	Feuchtwichte des Bodens
γ'	kN/m ³	Wichte des Bodens unter Auftrieb
γ_x	[-]	Teilsicherheitsbeiwert
δ	[°]	Erddruckneigung
ν	[°]	Abscherwinkel
σ	[kN/m ²]	Normalspannung
σ'	[kN/m ²]	effektive Normalspannung
τ_f	[kN/m ²]	Scherfestigkeit
τ_M	[kN/m ²]	Mantelreibung
φ	[°]	Reibungswinkel
φ'	[°]	effektiver Reibungswinkel

Abkürzungsverzeichnis

ABAG	Allgemeine Bodenabtragsgleichung
DGM	digitales Geländemodell
DPL	leichte Rammsondierung (dynamic probing light)
GLONASS	Global Navigation Satellite System (von Russland betrieben)
GNSS	Globales Navigationssatellitensystem
GPS	Global Positioning System (von den USA betrieben)
HW	Hochwert
RAR	root area ratio
RKS	Rammkernsondierung
RW	Rechtswert
u.a.	und andere
u. GOK	unter Geländeoberkante
ü. NN	über Normalnull

Kurzzusammenfassung

Als Folge des massiven Bergbaugeschehens entstand in Staßfurt in einem ehemaligen Tagesbruch das heutige Strandsolbad. In dem salzhaltigen Gewässer wurde in den letzten Jahren eine zunehmende Verschlechterung der Gewässerqualität festgestellt. Hohe Einträge von totem organischen Material und Sedimenten aus den Böschungsbereichen beschleunigen den Prozess. Das Ziel dieser Arbeit ist die Erarbeitung von Maßnahmen zur Stabilisierung der abrutschenden Böschungsbereiche. Als solche müssen der Strand am Westufer und der Steilhang am Südufer unterschieden werden. Die Baugrundbedingungen beider Ufer werden durch Feld- und Laborversuche ermittelt.

Die Beurteilung der Sandeinspülungen vom Westufer erfolgt auf Grundlage der Allgemeinen Bodenabtragsgleichung. Nach einer Analyse der erosionsbedingenden Faktoren werden verschiedene Varianten zur Stabilisierung des Strandbereiches entworfen. Für die gewählte Vorzugsvariante werden konkrete Ausführungsmöglichkeiten aufgezeigt.

In die Bewertung der Standsicherheit des Südufers muss der dortige dichte Bewuchs einbezogen werden. Neben den üblichen Böschungsbruchberechnungen nach DIN 4084 enthält die Arbeit deshalb auch Überlegungen zur rechnerischen Berücksichtigung von Vegetationseinflüssen. Die ganzheitliche Betrachtung ermöglicht Aussagen zur Stabilität des Südhangs mit und ohne Bewuchs. Auf Grundlage der Erkenntnisse werden verschiedene Maßnahmen zur weiteren Stabilisierung vorgeschlagen.

Abstract

As a result of the massive salt mining activity, today's *Strandsolbad* in Staßfurt was built in a former sinkhole. In recent years, a considerable deterioration in water quality has been observed in the saline water. Large depositions of sediment and dead organic material from the embankment areas accelerate the process. This thesis aims to develop measures to stabilise the sliding slope areas. As such, the beach on the west bank and the steep slope on the south bank must be distinguished. Subsoil conditions of both banks are determined by field and laboratory tests.

The erosion of sand from the west bank is assessed on the basis of German ABAG (general equation for prediction of soil erosion). After an analysis of erosion-related factors, various alternatives for stabilisation of the beach area are designed. Specific construction options are shown for the preferred alternative.

At the southern bank, the dense vegetation must be considered in the assessment of slope stability. That is why, in addition to the usual calculations of embankment failure according to DIN 4084, the thesis also includes considerations about how to take into account vegetation influences. Consequently, statements about stability can be made for the slope with or without plant cover. Based on the findings, various measures for further stabilisation are proposed.

1. Motivation und Zielsetzung

Als einziges natürliches Binnen-Salzwasser-Freibad lockt das Strandsolbad in Staßfurt in Sachsen-Anhalt jährlich bis zu 25.000 Besucher an. Schon seit über 90 Jahren schätzen Gäste die gesundheitsfördernde Wirkung des salzhaltigen Wassers genauso wie die hellen Sandstrände.

Seit einigen Jahren bereitet ein vermehrtes Algenwachstum im Gewässer der Stadt Staßfurt, als Betreiber des Bades, Sorge. Dieses trägt dazu bei, dass das Gewässer mittlerweile einen Qualitätszustand erreicht hat, der als hypertroph bezeichnet werden kann. Am Gewässergrund setzt sich viel totes organisches Material ab und führt dort zur Ausbildung einer Schwarzwasserschicht. Laut einem Sanierungskonzept aus dem Jahr 2018 verstärken hohe Sand- und Laubeinträge die Problematik (Klutzny, 2018). Das Konzept gibt damit Anlass zur näheren Untersuchung dieser äußeren Einflussfaktoren.

Hohe Sandeinträge vom Strandbereich sind vor allem am Westufer des Bades zu beobachten. Durch Regenereignisse wird so viel Sand vom Strand abgespült, dass dieser regelmäßig neu aufgeschüttet werden muss. Neben möglichen Auswirkungen auf die Gewässerqualität entstehen dadurch auch Kosten für den Betreiber und Qualitätsminderungen für die Badegäste. Im ersten Teil der vorliegenden Arbeit wird deshalb ein Konzept zur Ertüchtigung des Strandbereiches erarbeitet.

Der zweite Teil der Arbeit widmet sich dann dem Südufer des Bades. Der dortige Steilhang ist dicht bewachsen und wird für Laub- und Gehölzeinträge in erster Linie verantwortlich gemacht. Das vorliegende Sanierungskonzept aus dem Jahr 2018 rät deshalb zur Abholzung und zum Rückschnitt des Bewuchses. Aus ganz anderem Interesse unterstützt auch das Landesamt für Geologie und Bergwesen Sachsen-Anhalt diesen Vorschlag. Die derzeit vom Bewuchs verdeckte Gesteinsformation ist nämlich aufgrund ihrer Seltenheit in der Region als Geotop geschützt. Durch Freilegung könne man dieses wieder für wissenschaftliche Exkursionen und touristische Zwecke nutzen (Schuberth, 2014). Da es demgegenüber bereits Hinweise auf Hangbewegungen am Südufer gibt, ist ein weiteres Ziel dieser Arbeit die Klärung der Fragestellung, ob und unter welchen Bedingungen die geforderte Freilegung des Hanges nach geotechnischen Gesichtspunkten vertretbar ist.

Die Arbeit beleuchtet die geotechnischen Randbedingungen einiger Lösungsansätze, die im damaligen Sanierungskonzept zur Verbesserung der Gewässerqualität genannt werden. Für umfassendere Ausführungen zur Gewässerkunde selbst wird auf die parallel bearbeitete Masterarbeit von M. Bruchmüller verwiesen.

2. Entstehungsgeschichte

Im Stadtgebiet von Staßfurt erhebt sich der Staßfurt-Egelner-Salzsattel. Seine natürlich zutage tretenden Salzquellen waren bereits im Mittelalter bekannt und wurden zur Gewinnung von Speisesalz genutzt (Wikipedia, 2019). Ab dem Jahr 1852 begann man darüber hinaus mit dem Abteufen von Schächten zur Förderung von Steinsalz (Seifert, 2004).



Abbildung 1: Lage des Staßfurt-Egelner Sattels

(Geoviewer BGR)

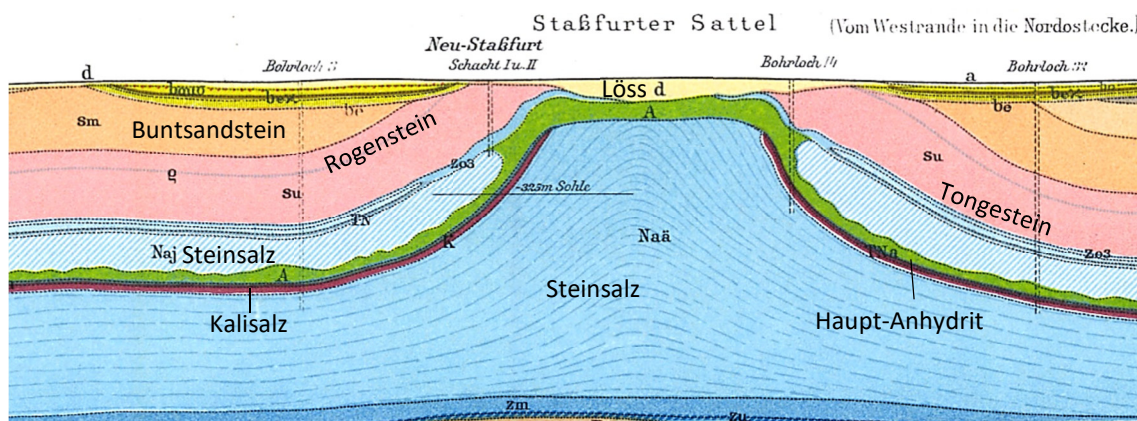


Abbildung 2: Schnitt durch den Staßfurter Salzsattel

(Geologische Karte Blatt 4135)

Die dem Steinsalz zwischengelagerten Kalisalze wurden in den ersten Jahren ungenutzt auf Abraumhalden verbracht. Erst 1860 erkannte der Staßfurter Chemiker Dr. Adolph Frank Möglichkeiten zur Nutzung in der Düngemittelproduktion sowie der Industrie (planet wissen, 2020). So gewann in den darauffolgenden Jahren auch der Kalibergbau zunehmend an Bedeutung. Staßfurt gilt bis heute als Wiege des Kalibergbaus.

Erfahrungen mit dem Abbau von Salzlagerstätten hatte man zu dieser Zeit kaum. In den ersten Jahren erfolgte der Abbau ohne jeden Versatz. „Die Sicherheitspfeiler in Verbindung mit 5 m mächtigen Schweben, die gleichfalls als Schutzstreifen zwischen den einzelnen Sohlen stehen blieben, wurden als hinreichende Unterstützung des Hangenden der leergeförderten Firsten angesehen.“ (Baumert, 1928). In der Folge wurden etwa 20 Jahre nach Aufnahme der Bergbautätigkeiten erste Erschütterungen

und Deformationen in den Grubenbauen an der Südwestflanke des Salzsattels wahrgenommen. „Die Pfeiler begannen allmählich zu bersten, und das Hangende gab nach.“ (Baumert, 1928) Aufgrund der geringen Überdeckung schlugen sich die Senkungen bis an die Erdoberfläche durch. Von den Bruchstellen aus wurden erste geringe Wasserzuflüsse in die Grubenbaue verzeichnet. Die Einstürze breiteten sich in den folgenden Jahren immer weiter aus und die Wasserzuflüsse nahmen kontinuierlich zu (Baumert, 1928). Im Jahr 1883 kam es schließlich zu einem ersten Tagesbruch an der Südwestflanke. In Folge dessen steigerten sich die Wasserzuflüsse noch einmal auf 400 Liter pro Minute. Durch diverse Abfangmaßnahmen und die Anlage von Pumpstationen konnte der Bergbaubetrieb weiterhin aufrechterhalten werden. Jedoch gelang es nicht, die Zuflüsse unter Kontrolle zu bringen. Durch Salzauflösung entstanden folglich große luftgefüllte Hohlräume im Untergrund. Übertage zeigten sich die Folgen in weiteren Tagesbrüchen. 1898 kam es zunächst zu einem kleineren Tagesbruch am Parkplatz des heutigen Strandsolbades. Nur ein Jahr später entstand in unmittelbarer Nähe ein größerer Tagesbruch mit Ausmaßen von circa 100 x 130 m. Aus diesem ging später das Strandsolbad hervor. Anlage 1 zeigt die beiden erwähnten Tagesbrüche im Schnitt gemeinsam mit den damals vorhandenen Grubenbauen. Experten nehmen an, dass ein in 297 m Tiefe unter den Tagesbrüchen liegendes Gesenk von der dritten in die fünfte Etage die großräumige Salzauflösung in genau diesem Bereich begünstigte (Seifert, 2004).

Die Abbildungen 3 und 4 zeigen den Tagesbruch „Am Strandbad“ unmittelbar nach seiner Entstehung sowie nach Wassereintritt im Jahr 1915. Während sich an drei Seiten relativ steile Hänge ausbildeten, wurde die Nordseite von einem kleinteiligen Staffelbruch geprägt. Die Umgestaltung zum Strandbad erfolgte nach 1920. Ein großer Teil des Tagesbruchs wurde mit Bauschutt, Industrieabfällen, Aschen und Erdaushub zugeschüttet (Seifert, 2004). Bei der Eröffnung im Jahr 1929 verblieb eine Wasserfläche von circa 10.000 m². Die östlich aufgeschüttete Böschung wurde im Winter 1929 in Terrassen eingeteilt und darauf Gärten angelegt. Am Nordufer wurden Zweckbauten sowie eine Parkanlage errichtet. Die Wassertiefe soll zum damaligen Zeitpunkt 41 m betragen haben (Schnitzler, 1930).

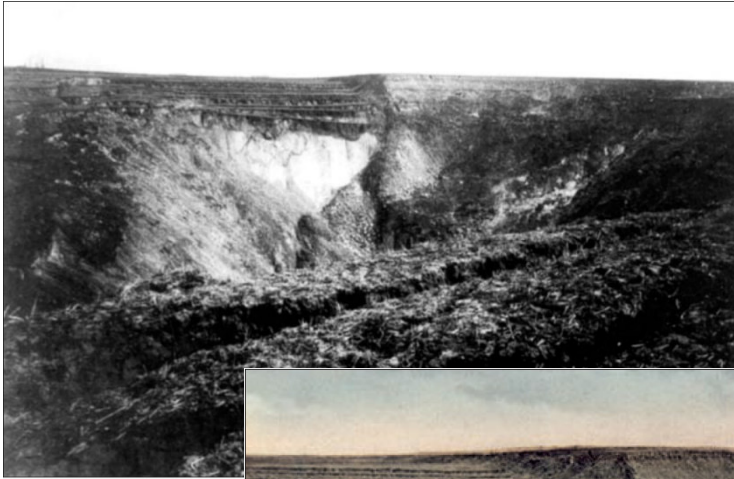


Abbildung 3: Tagesbruch Strandsolbad
Blick nach Nordosten

(Allendorf, 2010)

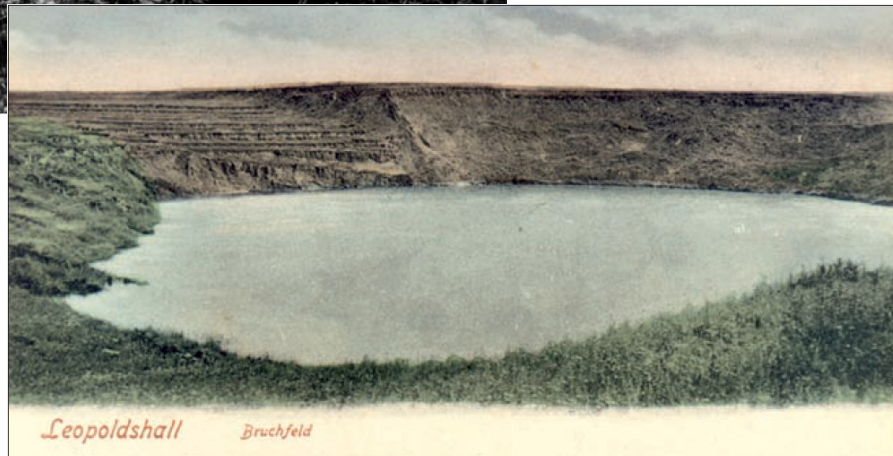


Abbildung 4: Tagesbruch Strandsolbad kurz nach dem Aufgehen des Wasserspiegels
(Allendorf, 2010)

3. Gelände und Baugrund

3.1 Geländeaufnahme

Das Gelände um das Strandsolbad wurde im Zuge dieser Arbeit am 27. November 2019 mithilfe von globalen Navigationssatellitensystemen (GNSS) vermessen. Diese Vermessungsmethode macht sich zu Nutze, dass die einzelnen Satelliten verschiedener Satellitensysteme im Weltall (z.B. GPS, GLONASS, Galileo) über Funkwellen ständig ihre aktuelle Position und Uhrzeit mitteilen. Eine Empfangsantenne, die auf einem Lotstab befestigt ist, empfängt die Signale der Satelliten. Aus den gleichzeitig empfangenen Signalen von mindestens vier verschiedenen Satelliten kann dann die Position der Empfangsantenne eindeutig bestimmt werden.

Während der Vermessungsarbeiten am 27. November 2019 wurde die Lage und Höhe von insgesamt 314 Geländepunkten bestimmt. Zum besseren Verständnis wird auf die Abbildung in Anlage 2.1 verwiesen. Je Messung wurden die Signale von durchschnittlich 15 bis 20 Satelliten gleichzeitig empfangen. Die erreichten Messgenauigkeiten liegen zwischen 1,1 und 6,1 cm Abweichung in Bezug auf die Lage und zwischen 0,7 und 5,1 cm Abweichung in Bezug auf die Höhe. Die mittleren Messabweichungen betragen 1,95 cm in Bezug auf die Lage und 1,29 cm in Bezug auf die Höhe. Die erreichten Genauigkeiten

sind für eine grobe Geländeaufnahme, wie sie für diese Arbeit benötigt wird, vollkommen ausreichend.

Die aufgenommenen Geländepunkte wurden anschließend in AutoCAD Civil3D zu einem dreidimensionalen digitalen Geländemodell (DGM) vermascht. Aus diesem wurden der in Anlage 2.2 beigefügte Übersichtsplan und die in Anlage 2.3 und 2.4 beigefügten Schnitte erzeugt.

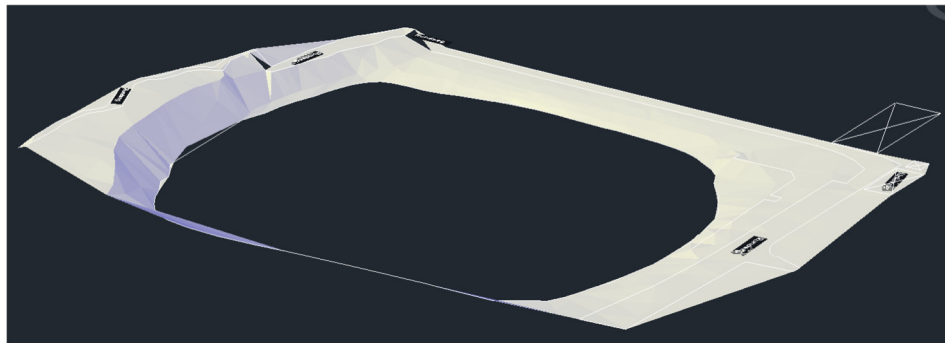


Abbildung 5: Digitales Geländemodell vom Strandsolbad

(eigene Darstellung)

Bereits im Jahr 1999 wurden im Strandbad Sonarmessungen durchgeführt. Eine Folgemessung aus dem Jahr 2007 liegt ebenfalls vor (siehe Anlage 2.5). Die Sonarmessungen geben Aufschluss über die Gestalt und Geometrie des Gewässergrundes und ergänzen somit die GNSS-Aufnahmen des oberirdischen Geländes.

3.2 Geländebeschreibung

Allgemeine Angaben

Anlage 2.6 zeigt Fotoaufnahmen vom Strandsolbad Staßfurt. Nord- und Westufer werden für den Badebetrieb genutzt. Am Ostufer befinden sich kleine Bungalowanlagen in Privatbesitz. Ein Rundweg führt um das Gewässer herum.

Die Wasserfläche misst etwa 100 x 120 m. Das Niveau der Wasseroberfläche schwankt in Abhängigkeit von den Niederschlägen und lag am Tag der Vermessung bei 66,20 m ü. NN.

Westufer

Am Westufer des Strandsolbades ist zur Verbesserung der Badequalität künstlich ein Sandstrand aufgeschüttet. Dieser ist zwischen 12,00 bis 15,00 m breit. Der Strand verläuft in Nähe zum Weg zunächst flach und wird zum Gewässer hin deutlich steiler. Aus den Vermessungsdaten können lokale Neigungen von bis zu 20° ermittelt werden. Insbesondere am unteren Strandabschnitt sind zum Zeitpunkt der Bearbeitung dieser

Arbeit im Herbst 2019 Ausspülungen im Sand in Form von Gerinnen deutlich erkennbar. An vielen Stellen tritt bereits das unter dem Sand liegende Material zum Vorschein.



Abbildungen 6 und 7: Zustand des Weststrandes im Herbst 2019

(eigene Aufnahmen)

Unter der Wasseroberfläche setzt sich die Strandneigung zunächst fort und steigt dann leicht an. In einer Tiefe von circa 20,00 m läuft der Gewässergrund flach aus (Klutzny, 2018), (Terra Data GmbH, 2007). Bei Tauchgängen wurde beobachtet, dass auch am Westufergrund Ausspülungen von bis zu 3,00 m Breite und 1,20 m Tiefe zu finden sind und „dass die Sedimentschicht auf einer Halde aus Gebäudeabbruchmaterial liegt“ (Klutzny, 2018).

Südufer

Am Südufer erhebt sich entlang der gesamten Breite ein Steilhang. Im westlichen Bereich beträgt der sichtbare Höhenunterschied zwischen Wasseroberfläche und Hangkrone circa 4,40 m, im östlichen Bereich erhöht er sich auf etwa 7,40 m. Die Hangneigung beträgt in diesem Bereich circa 45°. Zum Zeitpunkt der Bearbeitung dieser Arbeit ist die Böschung mit Sträuchern und kleineren Bäumen dicht bewachsen.



Abbildung 8: Zustand des Südhanges im Herbst 2019

(eigene Aufnahme)

Auch unterhalb der Wasseroberfläche setzt sich die starke Neigung fort. Erst in einer Gewässertiefe von etwa 15,00 m flacht der Gewässergrund ab und läuft bis zum Gewässertiefpunkt in circa 19,00 m flachwinklig aus (Terra Data GmbH, 2007), (Klutzny, 2018).

Taucher berichten, dass der Gewässergrund am Südufer von Verfüllungsmaterial und einer starken Sedimentschicht bedeckt ist (Klutzny, 2018). Ein Vergleich der Sonarmessungen aus dem Jahr 1999 gegenüber 2007 zeigt deutliche Höhenveränderungen am Gewässergrund, die möglicherweise in Veränderungen dieser Sedimentschicht begründet sein können (Terra Data GmbH, 2007).

3.3 Geologische Vorerkundung

Bereits im Jahr 1914 wurde das Gebiet Staßfurt auf geologischen Karten im Maßstab 1:25.000 erfasst (siehe Anlage 3.1) und mit zahlreichen Erläuterungen versehen. Hieraus ist bekannt, dass im Untersuchungsgebiet an der Oberfläche Löss in einer Mächtigkeit von 0,40 bis 1,50 m über unterem Buntsandstein ansteht (Keilhack, 1914). Lössböden wurden während der Eiszeit von starken Winden transportiert und schließlich abgelagert. Im Laufe der Zeit ist der abgelagerte Boden von natürlichen Prozessen nachträglich verändert worden, sodass der Löss heute nicht mehr in seiner ursprünglichen Beschaffenheit vorliegt. Typischerweise sind 50 bis 90 % Schluffkornanteil mit Sand und/oder Ton als Nebenanteile zu erwarten (DIN EN ISO 14688, 2013). An der Begrenzungsfläche zwischen Löss und unterem Buntsandstein „findet sich häufig eine Lage von größeren und kleineren Geschieben“ (Keilhack, 1914).

Die Buntsandsteinformation ist etwa 260 bis 270 m mächtig. Der Schichtenaufbau wird durch folgendes Gesamtprofil (von oben nach unten) beschrieben (Keilhack, 1914):

Bezeichnung	Mächtigkeit
rote und grüne Schiefertone mit zahlreichen Sandsteinbänken	
massige Tongesteine mit kleinen Sandsteinlinsen	20 m
rote und grüne Schiefertone mit einzelnen Rogensteinbänken	
Hauptrogensteinbank	4–6 m
rote und grüne Schiefertone mit einzelnen Rogensteinbänken	170 m

Aus einer Eintragung im Geotopkataster des Landesamtes für Geologie und Bergwesen Sachsen-Anhalt geht hervor, dass am Südufer des Strandsolbades der untere Buntsandstein in Folge des Tagesbruchereignisses an die Oberfläche tritt. Neben Sandsedimenten seien demnach in der Formation auch Schluffsedimente enthalten (Landesamt für Geologie und Bergwesen Sachsen-Anhalt, 2019).

Neben der natürlichen Geologie wird der Baugrund des Strandsolbades auch von dem Tagesbruchereignis und dessen Folgen geprägt. Im Zuge der historischen Recherche fanden sich bereits Hinweise darauf, dass der Tagesbruch großflächig verfüllt wurde. Nähere Erkenntnisse dazu sind dank einer früheren Erkundungsbohrung auf der Wiese

in der südwestlichen Ecke des Strandbades bekannt (siehe Anlage 3.2). Die Bohrung mit der Bezeichnung GWE-STF 4/09 wurde im Dezember 2009 abgeteuft und erreichte eine Endteufe von 65,00 m u. GOK. Unter dem künstlich aufgebrachtten Mutterboden wurde in den oberen Metern zunächst eine Schicht aus verschiedensten Auffüllmaterialien/Bauschutt erkundet. Ab einer Tiefe von etwa 7,00 m u. GOK wurden Versturzmassen aus dem Tagesbruchereignis angetroffen. Es handele sich dabei um locker und chaotisch gelagerte Blöcke von Tonstein, Schluffstein und Sandstein. Der gebietstypische untere Buntsandstein wurde ab einer Tiefe von 11,00 m u. GOK angetroffen und prägt die Geologie bis zur Endteufe von 65,00 m u. GOK (IHU Geologie und Analytik, 2009).

3.4 Felduntersuchungen

Zur weiteren Beurteilung der Baugrundverhältnisse wurden im Dezember 2019 am Südufer zwei Rammkernsondierungen (RKS 1 und 2) nach DIN EN ISO 22475-1 mit Schlitzsonden von 40 bis 50 mm Durchmesser abgeteuft. Die erste Rammkernsondierung wurde auf einer Ebene etwa 5,00 m oberhalb des Wasserspiegels (71,310 m ü. NN) durchgeführt, die zweite etwa 7,90 m oberhalb des Wasserspiegels (74,077 m ü. NN). Am Fuß der Steilböschung unmittelbar neben dem Gewässerrand (ca. 67,200 m ü. NN) wurde zudem eine ungekernte Sondierung mit der leichten Rammsonde (DPL 1) nach DIN EN ISO 22476-2 vorgenommen. Hier wurde auch der Grundwasserstand mit 66,64 m ü. NN ermittelt. Zur Gewinnung von ungestörten Bodenproben wurde neben der Rammkernsondierung 2 außerdem in Handschachtung ein kleiner Schurf von circa 1,00 x 0,50 m Seitenlänge und 0,60 m Tiefe angelegt. In diesem wurden in einer Tiefe von 0,60 – 0,75 m zwei Stechzylinder eingeschlagen.



Abbildung 9: Einbringen einer Rammkernsondierung am Strand (eigene Aufnahme)



Abbildung 10: Schurf am Südufer

(eigene Aufnahme)

Am Westufer wurden im oberen Strandbereich ebenfalls zwei Rammkernsondierungen (RKS 3 und 4) eingebracht. Hierbei sei angemerkt, dass die zweite Sondierung (RKS 4) wegen des hohen Bodenwiderstandes vorzeitig abgebrochen werden musste. Bereits in einer Erkundungstiefe von 2,00 m war es aufgrund des hohen Widerstandes kaum noch möglich, das Sondiergestänge mechanisch wieder herauszuhebeln. Das Grundwasser wurde am Strand in Tiefen zwischen 66,55 und 66,70 m ü. NN erkundet.

Um weitere Erkenntnisse über die Baugrundverhältnisse unterhalb der Sandschicht zu erhalten, wurde diese außerdem in unregelmäßigen Abständen abgeschürft und die darunterliegende Schicht optisch erfasst. Die Ergebnisse sind im Protokoll in Anlage 4.4 zusammengetragen.

Die Ansatzpunkte der Rammkernsondierungen wurden lage- und höhenmäßig eingemessen. Die Daten sind in Tabelle 1 zusammengetragen und lagemäßig im Übersichtsplan in Anlage 2.2 markiert. Die detaillierte Darstellung der Sondierergebnisse in Schichtenverzeichnissen und Bodenprofilen kann den Anlagen 4.1 bis 4.3 entnommen werden.

Tabelle 1: Übersicht über die Bodenaufschlüsse

lfd. Nr.	Bezeichnung	Teufe / Tiefe [m]	Koordinaten			Ausführungsdatum
			RW	HW	Höhe	
1	RKS 1	4,00	4472458.33 m	5745498.92 m	71,310 m	03.12.2019
2	RKS 2	3,00	4472470.05 m	5745490.25 m	74,077 m	03.12.2019
3	DPL 1	4,00			67,200 m	03.12.2019
4	RKS 3	4,00	4472437.74 m	5745553.70 m	68,079 m	12.12.2019
5	RKS 4	2,00	4472441.74 m	5745582.93 m	67,892 m	12.12.2019

3.5 Laboruntersuchungen

Aus den Rammkernsonden wurde gestörtes Bodenmaterial gewonnen. Aus dem Schurf wurden ungestörte Bodenproben mit dem Stechzylinder entnommen. Alle Bodenproben wurden zur weiteren bodenmechanischen Untersuchung ins Erdstofflabor der Hochschule Magdeburg gebracht. Aufgrund der jeweils begrenzten Probenmenge konnten nicht alle Proben umfassend analysiert werden. Soweit sinnvoll und notwendig, wurden Mischproben aus gleichartigem Bodenmaterial der RKS 1/2 beziehungsweise RKS 3/4 gebildet, um die vorhandene Probenmenge zu erhöhen. Durch diese Vorgehensweise wird eine ausreichende Beschreibung und Klassifizierung aller relevanten Bodenarten möglich.

Tabelle 2 gibt einen Überblick über die Art der durchgeführten Untersuchungen. Das detaillierte Untersuchungsprogramm liegt in Anlage 5.1 bei. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in den entsprechenden Protokollen in Anlage 5.2 dokumentiert.

Tabelle 2: Übersicht über die durchgeführten Laboruntersuchungen

Ifd Nr.	Versuchsart	Vorschrift
1	Wassergehalt	DIN 18121-2
2	Korngrößenverteilung	DIN EN ISO 17892-4
3	Zustandsgrenzen	DIN 18122-2
4	Glühverlust	DIN 18128
5	Dichtebestimmung	DIN 18125-2

3.6 Verlauf und Beschreibung der Bodenschichten

Westufer

In Nähe zum Wegrand wurde der künstlich aufgeschüttete Sand mit einer maximalen Mächtigkeit von 0,30 m erkundet. Darunter folgt eine zweite sandige Bodenschicht. Diese ist deutlich dichter gelagert und dunkler gefärbt. Nach den Ergebnissen der Korngrößenverteilung enthält sie große Beimengungen Schluff (fast 40 %). Bereits in einer Tiefe von 0,45 m u. GOK folgen großflächige Auffüllungen unterschiedlichster Zusammensetzung. Zunächst wurde eine 0,15 bis 0,25 m starke Schicht aus rötlich-braunem Auffüllmaterial aufgeschlossen. Vor dem Hintergrund der Literaturrecherche (vgl. Kapitel 2 und 3.3) könnte es sich dabei um Bauschutt/Ziegelbruch handeln. Darunter wurde eine zweite, andersartige Auffüllung angetroffen. Diese variiert in ihrer Färbung von weiß-grau bis hin zu grau-schwarz. Die Auffüllung stellt sich überwiegend schluffig bis sandig dar mit einzelnen Bestandteilen in Kies Korngröße. Es könnte sich dabei um Aschen oder Industrierückstände handeln. Da nicht ausgeschlossen werden kann, dass das Material kontaminiert ist, wurde auf eine nähere Untersuchung im Rahmen dieser Arbeit verzichtet.

Auffällig ist, dass die Mächtigkeit der Sandschicht zum Gewässer hin stark abnimmt. Durch Schürfe wurden an vielen Stellen Sanddicken von höchstens 5 bis 10 cm erkundet, an anderen Stellen ist das darunterliegende Material sogar komplett freigespült. Weiterhin hat sich beim Schürfen gezeigt, dass die stark schluffige, dunkel gefärbte Sandschicht offensichtlich nur im oberen Strandabschnitt vorliegt. Bei Schürfen näher am Gewässerrand wurde unterhalb des Sandes direkt eine grobkiesige Auffüllung in rot-grauer bis schwarz-grauer Färbung angetroffen. Im Bohrbericht der IHU wird diese als „chaotische Melange aus Bauschutt unterschiedlicher Zusammensetzung (...) in einer Matrix aus Sand oder schwarzgrauem Schluff/Ton und Einschaltungen von verkipptem „Buntsandsteinmaterial““ beschrieben (IHU Geologie und Analytik, 2009).

Der untersuchte Strandabschnitt kann in folgende Homogenbereiche eingeteilt werden:

Tabelle 3: Einteilung von Homogenbereichen am Westufer

Homogenbereich	Tiefe [m u. GOK]	Bezeichnung	Beschreibung
1	0,00 – max. 0,30	Sand	Der Sandstrand ist künstlich aufgeschüttet und mitteldicht gelagert mit enggestufter Körnung. Seine Mächtigkeit beträgt ca. 30 cm im oberen Strandbereich und nimmt zum Gewässer hin in Abhängigkeit von den Ausspülungen stark ab.
2	0,25 – max. 0,50	Sand, stark schluffig	Unter dem künstlich aufgeschütteten Sand wurde eine deutlich dichter gelagerte, ebenfalls sandige Schicht erkundet. Sie ist intermittierend gestuft mit hohen Schluffkornanteilen. Die Schicht ist erdfeucht und dunkelbraun gefärbt.
3	0,45 – max. 0,70	anthropogene Auffüllung	Unter den Sandschichten wurden Auffüllungen erkundet. Die oberste Auffüllung ist rötlich-grau bis schwarz-grau gefärbt und dicht gelagert. In ihr finden sich sehr grobe Bestandteile in einer Matrix aus sandigem und schluffigem Feinkorn.
4	0,60 – Endteufe	anthropogene Auffüllung	Die zweite erkundete Auffüllung ist ebenfalls dicht gelagert, aber überwiegend feinkörnig mit nur geringen grobkörnigen Bestandteilen. Das Material liegt feucht vor und setzt sich zu lockeren Aggregaten zusammen. Die Färbung variiert in horizontaler und vertikaler Richtung unregelmäßig von weiß über grau bis hin zu schwarz. Teilweise kann ein öliger Geruch wahrgenommen werden.

Südufer

Die Ergebnisse der bodenmechanischen Untersuchungen machen deutlich, dass am Südhang vorrangig schluffige Sedimente in unterschiedlichen Formationen vorliegen. Unter einer etwa 0,30 m starken Schicht Mutterboden ist der Schluff teilweise humifiziert und enthält geringe organische Beimengungen. Darunter bedeckt eine 0,25 bis 0,60 m starke Schicht aus unverfestigtem, leicht plastischem Schluff ein in großer Mächtigkeit anstehendes Festgestein. Dieses ist stark zersetzt und zerfällt beim Zerreiben zwischen den Fingern. Gemäß Korngrößenanalyse besteht auch das Festgestein überwiegend aus Schluffsedimenten (nahezu 50 %) und enthält größere Beimengungen aus Sand- (nahezu 25 %) und Tonsedimenten (circa 15 %).

Bei der Rammsondierung DPL 1 wurde ein deutlicher Anstieg des Eindringwiderstandes in 1,00 m Tiefe verzeichnet. Die Beobachtung stützt die Erkenntnisse der Rammkernsondierungen, dass das Festgestein von weicheren Schichten überlagert wird. In Tiefen zwischen 1,00 bis 4,00 m variiert der Eindringwiderstand und damit die Lagerungsdichte des Bodens zum Teil stark. Die Beobachtung deutet darauf hin, dass das anstehende Festgestein unterschiedlich stark verwittert ist. Die Erkundung von einzelnen Zersatzbänken bei den Rammkernsondierungen unterstützt diese Hypothese. Von näheren Aussagen zur Lagerungsdichte oder gar der Ableitung des Reibungswinkels aus den Schlagzahlen wird in dieser Arbeit Abstand genommen, weil über die auftretende Mantelreibung in den untersuchten Böden zu wenig bekannt ist und folglich ihr Einfluss bei der Auswertung nicht hinreichend berücksichtigt werden kann.

Die ermittelten Baugrundverhältnisse werden wie folgt in Homogenbereiche eingeteilt:

Tabelle 4: Einteilung von Homogenbereichen am Südufer

Homogenbereich	Tiefe [m u. GOK]	Bezeichnung	Beschreibung
0	0,00 – max. 0,30	Mutterboden	Der Mutterboden ist teilweise stark durchwurzelt sowie mit Rasen begrünt.
1	0,30 – max. 0,70	Schluff (humos), sandig	Die Humifizierung kann nur lokal begrenzt nachgewiesen werden. Die leicht sandige Schicht zeichnet sich durch dunkelbraune Färbung und Durchwurzelung aus.
2	0,30 – max. 1,30	Schluff, schwach tonig, sandig	Die Mächtigkeit der unverfestigten Schluffe schwankt stark zwischen 0,25 – 0,60 m. Der Boden ist in diesem Bereich leicht plastisch, halbfest bis fest und durch einen geringen Wassergehalt gekennzeichnet.
3	0,45 – Endteufe	Schluffstein, tonig, sandig	In größerer Tiefe geht die Schluffschicht in Schluffstein mit höherer Lagerungsdichte über. Das Festgestein ist verwittert. Vereinzelt sind grobkörnigere Zersatzbänke zwischengelagert.

4. Erarbeitung eines Sanierungskonzeptes für das Westufer

Wie die Fotoaufnahmen in Kapitel 3.2 zeigen, ist der Strand am Westufer von starker Erosion betroffen. Ziel dieses Kapitels ist es, die Ursachen der Erosion zu untersuchen und darauf aufbauend Lösungsvorschläge zu erarbeiten.

4.1 Theoretische Grundlagen zur Erosion

Als Erosion bezeichnet man grundsätzlich „alle Vorgänge, die auf der Erdoberfläche zu Massenverlagerungen von Böden, Lockergesteinen und Festgesteinen führen (...)“ (DIN 4047, 2015). Der Vorgang wird als Wassererosion bezeichnet, wenn die Bodenverlagerung durch Wasser ausgelöst wird und als Winderosion bezeichnet, wenn die Bodenverlagerung durch Wind ausgelöst wird. Wassererosion tritt in flächenhaften und in linienhaften Formen auf. Bei der Flächenerosion werden kleine Bodenpartikel beim Aufprall von Regentropfen abgelöst und mit dem flächenhaften Oberflächenabfluss transportiert/verlagert. Lineare Erosion entsteht auf unregelmäßig strukturierten Bodenflächen dadurch, dass sich der flächenhafte Abfluss in bevorzugten Fließwegen konzentriert. Sofern die linearen Formen – wie am Strand des Solbades – nur wenige Zentimeter tief sind, spricht man von Rillenerosion (Fuchsschwanz, 2015). Die starke Ausprägung der Rillenerosion am Strand des Solbades verdeutlicht, dass es sich um Wassererosion handeln muss. Die vorliegende Arbeit konzentriert sich daher auf diese Erosionsform und meint mit dem Begriff Erosion im Folgenden stets die Wassererosion.

Auslöser für die Erosion ist ein Auslösen der Bodenteilchen mit anschließendem Transport. Um die Problematik der Erosion weiter untersuchen zu können, muss deshalb zunächst geklärt werden, unter welchen Bedingungen es überhaupt zum Auslösen und Transport der Bodenteilchen kommt und welche Faktoren die Ausprägung der Erosion begünstigen. Auf Grundlage der erosionsbedingenden Faktoren kann dann der Bodenabtrag am Strand näher analysiert werden.

4.2 Ermittlung des mittleren Sandabtrages

Es existieren zahlreiche Modelle, mithilfe derer der mittlere Bodenabtrag prognostiziert werden kann. Ein in der Landwirtschaft in Deutschland üblicherweise angewandtes Modell ist die Allgemeine Bodenabtragungsgleichung (ABAG) nach DIN 19708. Unter gewissen Annahmen und Vereinfachungen ist eine Übertragung auf nicht landwirtschaftlich genutzt Böden möglich. Die ABAG definiert sechs erosionsbedingende Faktoren:

Beschreibung	Kurzzeichen
Charakteristik des Regengeschehens	R
Bodeneigenschaften	K
Hanglänge	L
Hangneigung	S
Bedeckung und Bearbeitung des Bodens	C
Erosionsschutzmaßnahmen	P

Aus der Multiplikation der genannten Faktoren erhält man den langfristig zu erwartenden, mittleren jährlichen Bodenabtrag A:

$$A = R * K * L * S * C * P \quad [t/ha*a]$$

Die einzelnen Faktoren werden nachfolgend in Bezug auf den Strand in Staßfurt näher erläutert und bestimmt.

1. Regen- und Oberflächenabflussfaktor R

Nicht alle Niederschläge haben die gleiche erosive Wirkung. Vor allem lange und/oder heftige Niederschläge begünstigen den Bodenabtrag. DIN 19708 definiert einen Niederschlag erst dann als erosionswirksam, wenn die Niederschlagsmenge mindestens 10 mm beträgt oder die Niederschlagsintensität innerhalb von 30 Minuten größer ist als 10 mm/h. Für die relevanten Niederschläge wird einerseits die kinetische Energiedichte E aus Regenschreiberkurven ermittelt und andererseits die maximale Regenmenge I innerhalb von 30 Minuten abgelesen. Um den R-Faktor zu erhalten, werden beide Faktoren miteinander multipliziert und die Produkte der Einzelregenereignisse an dem bestimmten Standort über das Jahr hinweg aufsummiert: $E [kJ/m^2] * I_{30} [mm/h] = R [N/h]$ (Schwertmann, 1987).

Für den Standort Staßfurt kann der R-Faktor aus dem Agraratlas Sachsen-Anhalt mit $R = 50-55 N/h*a$ abgelesen werden (Landesanstalt für Landwirtschaft und Gartenbau Sachsen-Anhalt, Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg, 2020). Im deutschlandweiten Vergleich sind die Niederschläge in Staßfurt als wenig erosionswirksam einzuordnen (Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, 2020).

2. Bodenerodierbarkeitsfaktor K

Spezifische Zusammensetzung und Zustand eines Bodens beeinflussen seine Anfälligkeit gegenüber Erosion. Schluffe und Feinsande sind besonders erosionsanfällig. Organische Substanz kann dem Boden eine begrenzte zusätzliche Festigkeit geben. Die Größe und

damit einhergehende Zerfallsbereitschaft der Bodenaggregate beeinflusst die Erodierbarkeit ebenfalls. Nicht zuletzt wirkt sich eine hohe Wasserdurchlässigkeit positiv aus. In Abhängigkeit von den genannten vier Eigenschaften kann aus einem Nomogramm der K-Faktor abgelesen werden (Schwertmann, 1987). Da das Ablesen aus dem Nomogramm sehr aufwändig und fehleranfällig ist, werden hier die von Auerswald und Elhaus entwickelten Gleichungen angewandt, die das Nomogramm abbilden (Auerswald, 2016), (DIN 19708, 2017). Als Eingangsgrößen werden ermittelt:

Tabelle 5: Eingangsgrößen für die Berechnung des K-Faktors

Abkürzung	Erläuterung	Wert
f_{U+ffs}	Massenanteil von Schluff und Feinstsand 0,002 – 0,1 mm [%]	4 %
f_T	Massenanteil von Ton < 0,002 mm [%]	0 %
f_{S-ffs}	Massenanteil von Sand (ohne Feinstsand) 0,1 – 2,0 mm [%]	92 %
F_{oS}	Massenanteil von organischer Substanz [%]	0 %
f_{Stein}	Flächenanteil von Steinen > 2 mm [%]	0 %
A	Aggregierungsklasse	2
P	Permeabilitätsklasse	2

Die Massenanteile wurden im Labor durch Siebung bestimmt und können aus der Korngrößenverteilung abgelesen werden. Eine Steinbedeckung liegt am Strand nicht vor und bleibt unberücksichtigt.

Aggregierungsklasse und Permeabilitätsklasse sind in DIN 19708 tabellarisiert. Die Aggregierungsklasse beschreibt die mittlere Größe der Bodenaggregate. Klasse 2 entspricht dabei einer mittleren Aggregatgröße von 1 bis 2 mm (DIN 19708, 2017). Größere Aggregate sind bei Sandböden kaum stabil, kleinere hingegen aufgrund der Einzelkorngröße kaum möglich (Auerswald, 2016).

Der Sand selbst weist mit $k_f = 2,9 \cdot 10^{-4}$ m/s eine sehr hohe Wasserdurchlässigkeit auf und müsste der Permeabilitätsklasse 6 zugeordnet werden. Maßgebend ist jedoch die Wasserdurchlässigkeit in den gesamten obersten 80 cm. Für die Auffüllungen unterhalb der Sandschicht sind die Durchlässigkeiten nicht bekannt und variieren wohl auch stark mit der lokalen Zusammensetzung. Da es sich zumindest teilweise um eine Ton-/Schluff-Matrix handelt und die Materialien zudem sehr dicht gelagert sind, ist die Durchlässigkeit im Vergleich zum Sand als wesentlich geringer einzuschätzen und eher den Permeabilitätsklassen 1 bis 3 zuzuordnen. Für die Berechnung der Wasserleitfähigkeit in den oberen 80 cm werden Schichtdicken von durchschnittlich 10 cm Sand und entsprechend 70 cm Auffüllung angenommen.

$$P = \frac{10}{80} * 6 + \frac{70}{80} * 2 = 2,5$$

Für die Bestimmung des K-Faktors wird die Permeabilitätsklasse mit dem ungünstigeren Wert $P = 2$ angesetzt.

Aus den Eingangsgrößen setzt sich der K-Faktor wie folgt zusammen:

$$K_1 = 2,77 * 10^{-5} * ((f_{U+ffs}) * (100 - f_T))^{1,14} = 2,77 * 10^{-5} * (4 * (100-0))^{1,14} = 0,0256$$

$$K_2 = K_1 * (12 - f_{os}) / 10 = 0,0256 * (12 - 0) / 10 = 0,0307$$

$$K_3 = 0,091 - 0,34 * K_2 + 1,79 * K_2^2 + 0,24 * K_2 * A + 0,033 * (4-P)$$

$$= 0,091 - 0,34 * 0,0307 + 1,79 * 0,0307^2 + 0,24 * 0,0307 * 2 + 0,033 * (4-2) = 0,1630$$

$$K = K_3 = 0,1630 \quad [t*h / ha*N]$$

Die Spanne der möglichen K-Faktoren liegt bei Sanden zwischen $K = 0,02$ bis $K = 0,70$ ($t*h$) / ($ha*N$) (Auerswald, 2016). Der vorhandene Sand lässt sich diesbezüglich also im untersten Viertel einordnen und ist damit als wenig erosionsanfällig einzustufen.

3. Topographiefaktor L

Der Oberflächenabfluss kumuliert sich mit zunehmender Hanglänge und kann so auf langen Hängen einen größeren Bodenabtrag bewirken. Der L-Faktor beschreibt das Verhältnis des Bodenabtrags eines beliebig langen Hanges im Verhältnis zu einem Standardhang mit 22 m Länge (DIN 19708, 2017).

$$L = (l/22)^m \quad \text{mit} \quad \begin{array}{ll} l = \text{erosive Hanglänge} & [m] \\ m = \text{Hanglängenexponent} & [-] \end{array}$$

Zur Bestimmung der notwendigen Eingangsgrößen wurden aus dem digitalen Geländemodell vier Querschnitte erzeugt (siehe Anlage 2.3). Die mittlere Gesamtbreite des Strandes kann daraus mit 13,46 m ermittelt werden. Als erosive Hanglänge ist nur der Bereich zwischen Einsetzen des Oberflächenabflusses und Beginn der Sedimentation definiert. Erosionserscheinungen treten am Strand nur im unteren Bereich auf. Der obere flache Bereich zählt daher nicht zur erosiven Hanglänge. Auf der sicheren Seite liegend wird angenommen, dass der Oberflächenabfluss etwa 3,00 m vom Wegrand entfernt mit dem ersten gemessenen Neigungswechsel einsetzt. Die erosive Hanglänge beträgt somit etwa $3,80 \text{ m} + 4,35 \text{ m} + 2,46 \text{ m} = 10,61 \text{ m}$.

Der Hanglängenexponent ergibt sich in Abhängigkeit von der Hangneigung und ist für Neigungen $\beta \geq 4^\circ$ mit $m = 0,5$ angegeben (DIN 19708, 2017).

$$L = (10,61 / 22)^{0,5} = 0,6945$$

4. Topographiefaktor S

Mit zunehmender Hangneigung steigt die Fließgeschwindigkeit des abfließenden Wassers. Zwischen Fließgeschwindigkeit und Erosionsbeginn besteht ein Zusammenhang, der im Hjulström-Diagramm veranschaulicht wird:

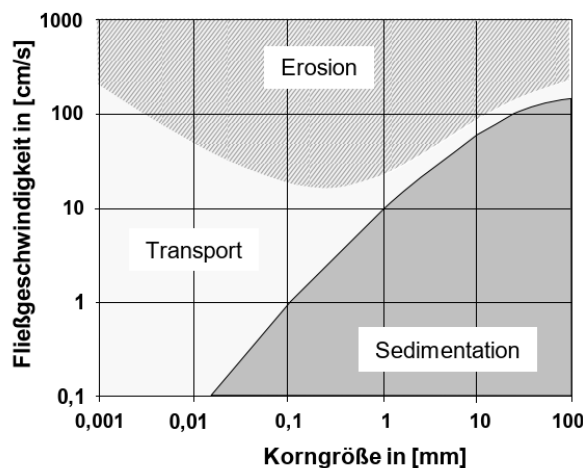


Abbildung 11:
Hjulström-Diagramm

(Fuchsschwanz, 2015)

Die Bodenabtragsgleichung trägt diesem Zusammenhang Rechnung, indem die Hangneigung als zweiter Topographiefaktor in die Bodenabtragsgleichung eingeht.

$$S = -1,5 + \frac{17}{1 + e^{2,3 - 6,1 \cdot \sin \beta}} \quad \text{mit} \quad \beta = \text{Hangneigung} \quad [^\circ]$$

Es wurde bereits darauf hingewiesen, dass die Hangneigung im oberen Bereich eher flach verläuft und zum Gewässer hin zu nimmt. Um die Hangneigung genauer zu erfassen, werden die erzeugten Strandquerschnitte in Abschnitte eingeteilt, innerhalb derer die Hangneigung annähernd konstant ist (siehe Anlage 2.3). So ergeben sich über die Hanglänge für jeden Strandquerschnitt vier Abschnitte, wobei der oberste Teilabschnitt als nicht erosionswirksam eingestuft wird (siehe Topographiefaktor). Aus den Einzelwerten der Abschnitte wird gemäß Tabelle 6 ein Mittelwert aus allen Querschnitten gebildet.

Tabelle 6: Topographiewerte der vier Querschnitte und gemittelte Topographiewerte für den Weststrand

Quer- schnitt	Abschnitts- länge	β	Abschnitts- länge	β	Abschnitts- länge	β	Abschnitts- länge	β	Gesamt- länge
Nr.	[m]	[°]	[m]	[°]	[m]	[°]	[m]	[°]	[m]
1	3,15	1	3,24	4	5,07	10	2,99	16	14,45
2	2,62	1	4,09	4	3,72	13	2,03	20	12,46
3	2,80	4	4,15	6	3,62	11	2,46	14	13,03
4	2,84	2	3,70	6	5,00	9	2,36	13	13,90
Mittel	2,85	2	3,80	5,0	4,35	10,8	2,46	15,8	13,46

Die vorgenommene Einteilung in Abschnitte ermöglicht es, den konvexen Böschungsverlauf zu berücksichtigen. Dafür werden zunächst die S-Faktoren für jeden Teilabschnitt ermittelt und anschließend mit unten angegebenem Wichtungsfaktor W multipliziert. Der Wichtungsfaktor führt dazu, dass Teilabschnitte umso stärker in das Gesamtergebnis eingehen, desto weiter unten am Hang sie liegen. Die gewichteten Einzelergebnisse werden in Tabelle 7 zum Gesamtergebnis addiert (DIN 19708, 2017).

$$W = \frac{i^{(m+1)} - (i-1)^{(m+1)}}{n^{(m+1)}} \quad \text{mit} \quad \begin{array}{l} i = \text{Nummer des Teilabschnitts von oben} \\ m = \text{Hanglängenexponent des Gesamthanges} \\ n = \text{Anzahl der Teilabschnitte} \end{array}$$

Tabelle 7: Berechnung der gewichteten S-Faktoren

i	β [°]	S_i	W_i	$S_i * W_i$
1	5,0	0,9777	0,19	0,1858
2	10,8	2,5667	0,35	0,8983
3	15,8	4,3727	0,46	2,0114
			Σ	3,0955

5. Bedeckungs- und Bearbeitungsfaktor C

Eine Vegetationsbedeckung mindert den Bodenabtrag, indem sie den Boden vor aufprallenden Regentropfen schützt. Bei landwirtschaftlich genutzten Böden werden die im Jahresverlauf auftretenden Vegetationsperioden berücksichtigt und der C-Faktor komplex berechnet (DIN 19708, 2017). Der Strand in Staßfurt ist unbepflanzt und der Sandboden den Regentropfen schutzlos ausgesetzt. Der Bedeckungs- und Bearbeitungsfaktor wird deshalb möglichst ungünstig mit $C = 1,0$ (im landwirtschaftlichen Sinne „Schwarzbrache“) angesetzt.

6. Erosionsschutzfaktor P

Der Erosionsschutzfaktor P berücksichtigt in der Landwirtschaft jegliche Maßnahmen, die auf dem Acker zum Schutz vor Erosion getroffen werden, zum Beispiel Kontur- und

Streifennutzung (Schwertmann, 1987). Eine solche Bewirtschaftung erfolgt am Strand des Solbades nicht. Auch der P-Faktor wird deshalb auf der sicheren Seite liegend mit $P = 1,0$ angenommen.

Der langfristig zu erwartende mittlere jährliche Bodenabtrag ergibt sich aus Multiplikation der sechs Faktoren zu:

Tabelle 8: Zusammenstellung der einzelnen Faktoren und Berechnung des Bodenabtrags

R	K	L	S	C	P	A
$N/h \cdot a$	$t \cdot h / ha \cdot N$	-	-	-	-	$t / ha \cdot a$
55	0,1630	0,6945	3,0955	1,0	1,0	19,2732

Bei dieser Betrachtung muss berücksichtigt werden, dass der Bodenabtrag A nur den flächenhaften jährlichen Abtrag als Mittelwert abbildet. Linienhafte Erosionsformen werden nicht berücksichtigt, sodass der tatsächliche Abtrag deutlich höher ausfallen kann (DIN 19708, 2017). Die aus Einzelregenereignissen ermittelten Werte können einer breiten Streuung unterliegen und mit der Bodenabtragsgleichung ebenfalls nicht bewertet werden. Zudem sind für die Berechnung eine Vielzahl von Eingangsgrößen erforderlich, die alle mit Unsicherheiten behaftet sind. Das Ergebnis sollte deshalb nicht als absolut betrachtet werden. Vielmehr bietet der Ansatz unabhängig vom ermittelten Wert eine solide Grundlage, um Auswirkungen verschiedener Lösungsmaßnahmen abschätzen und miteinander vergleichen zu können.

Aus den bisherigen Untersuchungen können mit Hinblick auf eine Verbesserung der Erosionsproblematik folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Der Regen- und Oberflächenabflussfaktor R ist rein standortabhängig und kann durch menschliche Eingriffe nicht verändert werden.
- Der Bodenerodierbarkeitsfaktor K wird hier vor allem durch die schlechte Wasserdurchlässigkeit der unter dem Sand liegenden Auffüllungen negativ beeinflusst. Verbessert sich die Permeabilität um eine Klasse, sinkt automatisch auch der K-Faktor um jeweils 0,033. Durch eine wasserdurchlässigere Unterlage könnte der K-Faktor folglich verringert werden. Es wurde jedoch gezeigt, dass der vorhandene K-Faktor bereits im wenig erosionsanfälligen Bereich liegt. Eine Reduzierung des K-Faktors birgt deshalb eher wenig Verbesserungspotenzial und soll nicht im Fokus der weiteren Untersuchungen stehen.
- Der Erosionsschutzfaktor P setzt eine Bewirtschaftung der Bodenfläche voraus und wurde deshalb in dieser Arbeit nicht näher betrachtet. Da eine Bewirtschaftung des Strandes auch zukünftig nicht angestrebt ist, bietet der Erosionsschutzfaktor keinen Lösungsansatz für die betrachtete Problematik.

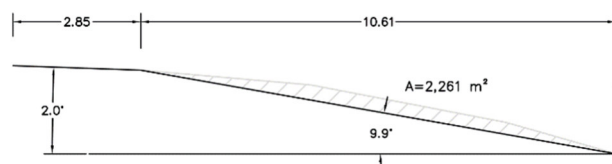
- Der Bedeckungs- und Bearbeitungsfaktor C wurde in dieser Arbeit ebenfalls nicht weiter analysiert, da der Strand zurzeit unbepflanzt ist. Es sollte untersucht werden, inwiefern eine Vegetationsbedeckung den Bodenabtrag mindern könnte. Eine solche Lösung ginge jedoch zu Lasten des Sandstrandes. Da ein Sandstrand die Qualität des Solbades erhöht, wäre eine Vegetationsbedeckung nur in zweiter Linie als Lösungsalternative zu wählen.
- Als letzte Faktoren bieten die Topographiefaktoren den größten Spielraum für mögliche Lösungsansätze. Schwertmann schreibt dazu, dass die Hangneigung „den Abtrag (...) in vielen Fällen stärker beeinflusst als jeder andere Faktor“ (Schwertmann, 1987). Eine Lösung, die die Topographie des Strandes verändert, wird deshalb als vorzugsweise Alternative betrachtet und näher untersucht.

4.3 Variantenentwurf und Vergleich verschiedener Lösungsmaßnahmen

Es soll untersucht werden, welchen Einfluss die Reduzierung von Hangneigung und erosiver Hanglänge auf den Bodenabtrag haben. Hierfür werden in Anlage 6.1 verschiedene Varianten entworfen, in denen jeweils einer oder beide Faktoren verändert werden. Da eine Stufe zwischen vorhandenem Wegrand und Strand vermieden werden soll, wird die Höhe des Wegrandes weitestgehend als Höhenzwangspunkt betrachtet.

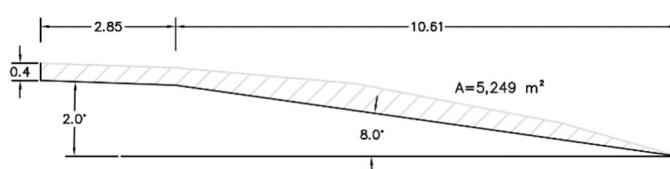
Variante 1

Ein erster Entwurf schlägt entlang der gesamten erosiven Hanglänge eine konstante Neigung von circa 10° vor. Die vorhandene Strandgeometrie müsste dabei kaum verändert werden und es wäre nur ein geringer Bodenabtrag von $2,261 \text{ m}^2/\text{m}$ erforderlich.



Variante 2

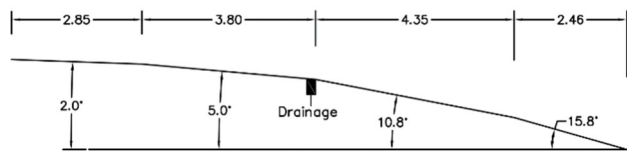
Eine weitere Abflachung der Strandneigung ist kaum möglich, wenn die vorhandene Strandhöhe am Wegrand



beibehalten werden soll. Variante 2 zeigt einen Entwurf, in dem die Neigung entlang der erosiven Hanglänge auf 8° reduziert wird. Es wird deutlich, dass eine solche Abflachung nur bei gleichzeitiger Tieferlegung des Strandes gegenüber dem vorhandenen Wegrand erfolgen kann. Eine solche Gestaltung geht mit einem relativ großen erforderlichen Flächenabtrag einher. Auch die entstehende Stufe in Höhe von etwa 0,40 m müsste für den Badebetrieb entsprechend sicher gestaltet werden.

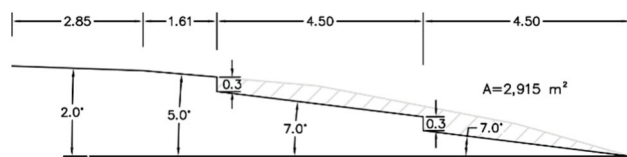
Variante 3

Variante 3 zielt nicht darauf ab, die Strandneigung zu reduzieren, sondern untersucht stattdessen, welche Auswirkungen eine Reduzierung der erosiven Hanglänge hat. Hierfür wird zwischen dem dritten und vierten Teilabschnitt ein Drainagegraben angeordnet. Für den Vergleich der Varianten wird der mittlere Bodenabtrag zunächst nur im ungünstigeren unteren Strandabschnitt berechnet. Die erosive Hanglänge beträgt dort dann 6,81 m.



Variante 4

Um eine Stufe zwischen Wegrand und Strand zu vermeiden, versucht ein dritter Entwurf den Strand selbst abzutreten. Durch die Anordnung von zwei kleineren Stufen von je 30 cm kann eine Strandneigung von maximal 7° verwirklicht werden. Gleichzeitig wird durch die Abtreppe die erosive Hanglänge auf jeweils 4,50 m begrenzt.



Variante 5

Zuletzt sieht Variante 5 vor, statt zwei kleinerer Stufen nur eine größere Stufe mit circa 65 cm Höhe anzuordnen. Wie auch in Variante 4 beträgt die Strandneigung unterhalb der Stufe 7°. Die erosive Hanglänge misst 7,74 m.

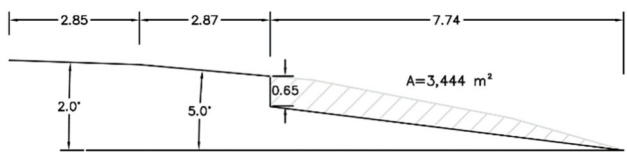


Tabelle 9 zeigt die Auswirkungen der 5 Varianten im Vergleich zur Ausgangssituation:

Tabelle 9: Variantenvergleich in Bezug auf den Bodenabtrag A

Variante	R	K	L	S	C	P	A	Reduzierung
	N/h*a	t*h / ha*N	-	-	-	-	t / ha*a	
	55	0,163	0,6945	3,0955	1	1	19,2732	
1	55	0,163	0,6945	2,3132	1	1	14,4024	25,3 %
2	55	0,163	0,6945	1,7273	1	1	10,7545	44,2 %
3	55	0,163	0,5564	3,7406	1	1	18,6586	3,2 %
4	55	0,163	0,4523	1,4603	1	1	5,9213	69,3 %
5	55	0,163	0,5931	1,4603	1	1	7,7646	59,7 %

Bis auf Variante 3 können alle Varianten den zu erwartenden Bodenabtrag deutlich mindern. Auffällig ist, dass allein die Reduzierung der erosiven Hanglänge nur eine geringe Verbesserung bewirken kann, während eine Kombination aus reduzierter Hangneigung und erosiver Hanglänge wie in Variante 4 und 5 sich besonders vorteilhaft auf den Bodenabtrag auswirkt.

4.4 Schlussfolgerungen und Empfehlungen

Erosion ist ein natürlicher Prozess, der niemals vollkommen verhindert werden kann. Technische Lösungen können aber dabei helfen, die Erosion und dadurch entstehende Kosten und Aufwand zu begrenzen. Große Erfolgspotenziale wurden für die Lösungsalternativen 4 und 5 ermittelt. Aus diesem Grund wird empfohlen, den von starker Erosion betroffenen Strandbereich abzutreten.

Es versteht sich von selbst, dass die Scherfestigkeit des Sandes allein nicht ausreicht, um die erforderlichen Stufen dauerhaft standsicher herzustellen. Für die Herstellung der notwendigen Stützkonstruktion stehen verschiedene Ausführungsmöglichkeiten zur Auswahl. Am naheliegendsten ist die Errichtung einer kleinen Stützmauer. Am Nordstrand des Solbades wurde eine solche Lösung bereits mit Betonfertigteilen umgesetzt. Eine Befestigung mit Steinen oder Gabionen ist in ähnlicher Weise möglich. Bei der Materialwahl ist darauf zu achten, dass Attraktivität, Qualität und Sicherheit des Badebetriebs nicht beeinträchtigt werden. Deshalb wird eine möglichst naturnahe Lösung angestrebt. Zwei Ausführungsalternativen werden in diesem Kapitel vorgestellt.

Entwurf 1: Holzpfähle

Statt des Baus einer massiven Stützmauer wird vorgeschlagen, die Sandstufe durch das Einschlagen von natürlichen Holzpfählen in einer geschlossenen Palisadenreihe zu sichern. Dabei gilt zu beachten, dass Holz insbesondere in der Wasser-Wechselzone anfällig für Fäulnis ist. Um die Lebensdauer der Konstruktion zu erhöhen, sollte deshalb ein Holz mit möglichst hoher Widerstandsklasse gewählt werden. Im naturnahen Wasser- und Gartenbau haben sich Lärche, Tanne, Eiche, Robinie und Douglasie bewährt (Patt, 2018), (Holz vom Fach, 2020). Ein leichtes Ankohlen der Pfähle kann die Lebensdauer zusätzlich erhöhen (Patt, 2018).

Um Staunässe im Gründungsbereich vorzubeugen, wird außerdem empfohlen, die Holzpfähle in einem Kiesbett als kapillarbrechende Schicht zu gründen. Um die Filterstabilität zwischen Kiesbett und Strandsand zu gewährleisten, kann zwischen beide Schichten ein Vliesstoff gelegt werden. Ein Entwurf findet sich in Anlage 6.2.

Maßgebend für die Tragfähigkeit der Konstruktion ist die Einbindetiefe der Pfähle. Diese wird durch Kippnachweise in Anlage 6.2 für Variante 4 mit $z \geq 0,25$ m und für Variante 5 mit $z \geq 0,50$ m ermittelt. Aufgrund der deutlich geringeren Aushubtiefe bietet sich demnach die Lösung vor allem für die geringe Stufenhöhe in Variante 4 an.

In ähnlicher Weise werden auf Bali Bambuspfähle und lokal hergestellte Geotextilien aus Kokosnusssfasern zur Dünensicherung eingesetzt (David, 2015).



Abbildung 12:
Kokosmatten für den Küstenschutz auf Bali

(David, 2015)

Entwurf 2: Begrünter Erdkörper mit Geokunststoffen

Geokunststoffe sind aus synthetischen Rohstoffen (Polyester, Polypropylen, Polyamid u.a.) hergestellte Fertigprodukte in Form von Gittern, Gewirren, Geweben, Vliesstoffen, oder Verbundstoffen. Im Verbund mit dem Boden können Geokunststoffe die bodenmechanischen Eigenschaften auf vielfältige Weise verbessern. Bei der Errichtung von Stützkörpern macht man sich die hohe Zugfestigkeit der Geokunststoffe zu Nutze. Durch Reibung oder Verzahnung zwischen Geokunststoff und Boden werden Zugkräfte vom Boden in den Geokunststoff eingeleitet und die Scherfestigkeit verbessert (Müller-Rochholz, 2008).

Je nach Form, Geometrie und Herstellungsprozess variieren die Eigenschaften der verschiedenen Geokunststoffe sehr stark. Am Strand in Staßfurt stehen bei der Produktwahl folgende Aspekte im Mittelpunkt:

- **Öffnungsweite:** Ein Auswaschen / Ausrieseln des Füllbodens muss verhindert werden.
- **Zugfestigkeit:** Die eingeleiteten Zugkräfte müssen vom Geokunststoff sicher und dauerhaft aufgenommen werden.

- **Wasserdurchlässigkeit:** Oberflächenwasser soll durch die Geokunststoffkonstruktion frei hindurchsickern können.
- **Anpassung an Bodenunebenheiten:** Das Geotextil wird auf unebenem Untergrund (Auffüllung) eingebaut. Durch den Badebetrieb wird es auch nach Einbau immer wieder zu Belastungen an der Oberfläche kommen. Das Geotextil muss daraus folgende Verformungen sicher aushalten. Eine gute Anpassungsfähigkeit an den Boden verbessert das Verbundverhalten und folglich die Kraftübertragung zwischen Boden und Geotextil.

Die genannten Anforderungen werden durch eine Kombination aus Geogitter und Erosionsschutzmatte am besten erfüllt. Während Geogitter die statischen Anforderungen an eine ausreichende Zugfestigkeit erfüllen, verhindern aufgenagelte Erosionsschutzmatten ein Auswaschen des Bodens und gewährleisten eine schnelle Begrünung der Konstruktion.

Bei der geplanten Einbauweise in der Umschlagmethode wird das Geogitter unter dem Füllboden nach vorne herausgeführt und um die Front des Bodens herumgeschlagen. Der Einsatz einer Hilfsschalung erleichtert den Einbau. Der umgeschlagene Geokunststoff wird entsprechend der statischen Erfordernisse auf dem Füllboden wieder nach hinten geführt und mit Sand bedeckt. Im Anschluss können Erosionsschutzmatten auf die Front aufgenagelt und die Konstruktion nach Belieben begrünt werden.

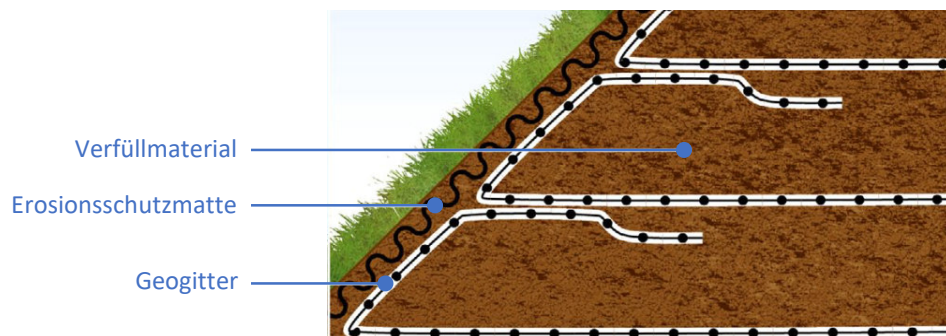


Abbildung 13: Geokunststoff-Einbau in Umschlagmethode
(Produktprogramm BECO Bermüller)

Für die Vorbemessung in Anlage 6.3 wird die Software DC-Geotex genutzt. Das gewählte Geogitter Secugrid 30/30 Q6 wird mit einer Frontneigung von 45° eingebaut. Die später aufgenagelte Erosionsschutzmatte erfüllt keine statischen Aufgaben und wird bei der Bemessung nicht berücksichtigt.

Um den Aufwand für den Bau einer solchen Konstruktion in einem vertretbaren Rahmen zu halten, wird die Lösung nur für die höhere Stufe von 65 cm (Variante 5) berücksichtigt.

5. Erarbeitung eines Sanierungskonzeptes für das Südufer

Infolge des Tagesbruchs bildete sich am Südufer ein fast 30 m hoher steiler Hang aus, der heute zu etwa 20 m unter der Wasseroberfläche liegt. Dort berichten Taucher von „starken Sedimentabgängen“ am Grund, die sich in „Rinnen mit bis zu 2,0 m Tiefe“ darstellen und in deren Folge immer wieder „Gesteinsformationen frei gelegt werden.“ (Klutzny, 2018).

Auch oberhalb der Wasseroberfläche werden gelegentlich kleinere Rutschungen beobachtet. Die am Hang wachsenden Bäume zeigen einen Säbelwuchs, der ebenfalls als Anzeichen für Hangbewegungen bekannt ist (Tobias, 2003). Ziel des Kapitels 5 ist daher die Untersuchung der Standsicherheit sowohl über als auch unter Wasser. In diesem Zusammenhang soll auch die Wirkung des Pflanzenbewuchses auf die Hangstabilität näher untersucht werden. Empfehlungen zur Stabilisierung des Hanges schließen das Kapitel ab.

5.1 Untersuchung der Standsicherheit

5.1.1 Theoretische Grundlagen zur Scherfestigkeit

Mit Standsicherheit ist hier die Sicherheit gegen ein Versagen durch Böschungsbruch gemeint. Nach DIN 4084 versteht man unter einer Böschung eine künstlich hergestellte Geländeoberfläche, während ein Hang eine natürlich entstandene Geländeoberfläche bezeichnet (DIN 4084, 2009). Streng genommen müsste im Strandsolbad also von einem Hang und entsprechend von einer Hangrutschung gesprochen werden. Im Hinblick auf die Standsicherheitsbetrachtung bestehen aber zwischen Böschungsbrüchen und Hangrutschungen keine Unterschiede, sodass in dieser Arbeit beide Begriffe synonym verwendet werden. Einen Oberbegriff bildet die Bezeichnung „Geländebruch“ (DIN 4084, 2009).

Bodeneigengewicht und äußere Lasten führen in geneigten Erdkörpern immer zu Scherspannungen. Den Scherspannungen wirkt der Scherwiderstand des Bodens entgegen. Eine Hangrutschung tritt dann auf, wenn entlang einer Gleitlinie die Scherspannungen größer sind als der Scherwiderstand und folglich ein Erdkörper entlang der Gleitlinie abrutscht (DIN 4084, 2009).

Der Scherwiderstand des Bodens bestimmt sich über seine Scherfestigkeit. Diese wiederum ist definiert als die maximale Schubspannung, mit der ein Boden vor dem horizontalen Abscheren belastet werden kann:

$$\tau_f = \frac{T}{A} \quad \text{mit} \quad \begin{array}{ll} \tau_f = \text{maximale Schubspannung an der Scheroberfläche} & [\text{kN/m}^2] \\ T = \text{horizontale Scherkraft an der Scheroberfläche} & [\text{kN}] \\ A = \text{Scherfläche} & [\text{m}^2] \end{array}$$

Beim Abscheren müssen Reibungs- und Kohäsionskräfte des Bodens überwunden werden. Die Größe dieser beiden Kräfte beeinflusst also die Größe der Scherfestigkeit.

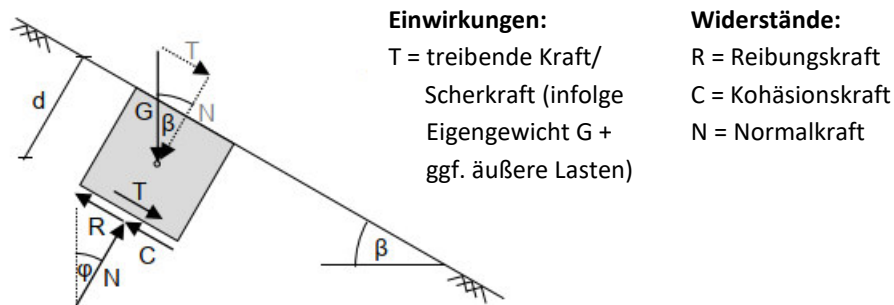


Abbildung 14: Einwirkungen und Widerstände an Bodenteilchen beim Böschungsbruch (Fuchsschwanz, 2015)

Für den Reibungsanteil gilt nach Coulomb eine lineare Abhängigkeit von der Normalspannung, die im Mohr-Coulombschen Bruchkriterium zum Ausdruck kommt (Möller, 2016):

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi' = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad \text{mit}$$

c' = effektive Kohäsion	[kN/m ²]
σ = Normalspannung in der Scherfläche	[kN/m ²]
u = Porenwasserdruck	[kN/m ²]
σ' = effektive Normalspannung in der Scherfläche	[kN/m ²]
φ' = effektiver Reibungswinkel	[°]

Die Kohäsion wird bei bindigen Böden durch adhäsive Oberflächenkräfte, Van-der-Waals-Kräfte, polare Bindungen und Ionenbindungen verursacht. Die Größe des Kohäsionsanteils ist direkt abhängig vom Wassergehalt des Bodens und nimmt mit zunehmendem Wassergehalt ab. Im Festgestein wird die Kohäsion zu einem großen Teil durch mineralische Bindungen und Verkittungen verursacht (Dachroth, 2017).

5.1.2 Geotechnisches Berechnungsmodell

Rechenverfahren zur Geländebruchberechnung werden in DIN 4084 erläutert. Voraussetzung für die Berechnung sind zum einen die Kenntnis der notwendigen Eingangsparameter und zum anderen eine Vorstellung über das Bruchverhalten.

Überlegungen zum Bruchverhalten

Das Bruchverhalten bestimmt sich über die Lage und Ausbildung von möglichen Gleitflächen/Scherfugen. In Abhängigkeit von den Untergrundverhältnissen können sich kreisförmige, einsinnig gekrümmte, ebene oder zusammengesetzte Gleitflächen ausbilden. Alle in Frage kommenden Bruchmechanismen müssen untersucht werden, um den ungünstigsten maßgebenden Bruch zu ermitteln. Geologie, Bebauung und Erfahrungswerte können beim Auffinden der wahrscheinlichen Form und Lage der Gleitfläche als Anhaltspunkte herangezogen werden.

Am Südufer kann insgesamt davon ausgegangen werden, dass die Verwitterung von oben nach unten fortschreitet. Die Schichtgrenzen werden deshalb vereinfachend parallel zur Oberfläche angenommen. Unter Berücksichtigung dieser Annahme lassen sich in der Literatur folgende relevante Hinweise zur Ausbildung der Gleitflächen finden. Sie bilden die Grundlage für die Wahl der zu untersuchenden Bruchmechanismen.

➤ **Gleitlinie entlang der Schichtgrenze**

„Gleitlinien können durch die geologischen Verhältnisse vorgegeben sein.“
(DIN 4084, 2009)

➤ **Böschungsnaher Gleitkreis**

„Bei Reibungsböden mit geringer Kohäsion ist ein abgeflachter böschungsnaher Gleitkreis zu erwarten.“ (Katzenbach, 2011)

➤ **Ebene, flache Gleitfläche**

„In Verwitterungsböden, die zur Tiefe hin fester werden, [sind] abgeflachte Gleitflächen die Regel“ (Prinz, 2018)

Die Mächtigkeit der oberen Bodenschichten schwankt stark. Während bei den Rammkernsondierungen für den Schluff Schichtdicken von 0,25 bis 0,60 m erkundet wurden, berichten Taucher am Grund von Sedimentabgängen mit bis zum 2,00 m Tiefe. Auf der sicheren Seite liegend wird für die Böden flächendeckend eine hangparallele Schichtdicke von mindestens 1,00 m angenommen. Zur Tiefe hin nimmt die Mächtigkeit etwas zu.

Bodenkennwerte

Bei der Bewertung der bodenmechanischen Eigenschaften sind zersetzte Gesteine grundsätzlich wie Boden einzustufen und deshalb mit ähnlichen Bodenkenngrößen behaftet (Dachroth, 2017). Im vorliegenden Fall wird davon abgewichen und der Schluffstein mit besseren Bodenkennwerten eingestuft. Dieses Vorgehen lässt sich damit rechtfertigen, dass es nach den bisherigen Beobachtungen nur zu Rutschungen

der oberen Bodenschichten kommt, während das Festgestein sich standsicher zeigt. Zudem war bei den Felduntersuchungen im Schluffstein eine deutlich stärkere Verkittung der Bodenteilchen erkennbar.

Im oberflächennahen Bereich treten großflächige Rutschungen vor allem unter Wasser auf. Wie im vorherigen Kapitel erwähnt wurde, sinkt bei steigendem Wassergehalt die Kohäsion eines Bodens. Dies wird beim Schluff entsprechend berücksichtigt. Beim Schluffstein wird die Kohäsion durch einen großen Teil auch durch Verkittungen verursacht. Die Kohäsionswerte werden deshalb über und unter Wasser identisch angesetzt.

In Anlehnung an DIN 1055-2 werden die charakteristischen Bodenkenngrößen vorsichtig geschätzt.

Tabelle 10: charakteristische Bodenkennwerte für die Berechnung der Gesamtstandsicherheit

Nr.	Bodenart		Schichtdicke	φ'	c'	γ	γ'
			m	°	kN/m ²	kN/m ³	kN/m ³
1	Schluff	UL	1,00 – 2,00	27,5	5,0	19,5	11,0
2	Schluffstein, zersetzt	UM	Endtiefe	32,5	15,0	21,0	21,0

Zum derzeitigen Zeitpunkt ist auf der Hangkrone lediglich ein schmaler Fußweg angelegt. Um Lasten zu berücksichtigen, die beispielsweise bei Pflegearbeiten oder Baumaßnahmen auftreten könnten, wird bei der Berechnung auf der sicheren Seite liegend eine Flächenlast von $p = 5 \text{ kN/m}^2$ auf der Hangkrone angesetzt.

5.1.3 Berechnungsgrundlagen

Böschungsbruchberechnungen sind den Nachweisen zum Verlust der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C) zuzuordnen. Sie werden im Nachweisverfahren GEO-3 geführt. Beim Nachweisverfahren GEO-3 werden die Teilsicherheitsbeiwerte direkt auf die Einwirkungen und die Bodenkenngrößen angewendet. Für den dauerhaften Bemessungsfall sind sie wie folgt festgelegt (Eurocode 7, 2011):

Tabelle 11: Teilsicherheitsbeiwerte im Nachweisverfahren GEO-3

Einwirkung / Bodenkenngröße	Zeichen	BS-P
ständige Einwirkungen	γ_G	1,00
ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30
Reibungsbeiwert $\tan \varphi$	γ_φ	1,25
Kohäsion c	γ_c	1,25

Nach DIN 4084 kann zwischen verschiedenen Berechnungsverfahren gewählt werden. In dieser Arbeit kommt das Verfahren nach Bishop für die Untersuchung von Gleitkreisen und das Verfahren nach Janbu für die Untersuchung von ebenen Gleitflächen zum Einsatz. Die Grundlagen beider Verfahren werden nachfolgend kurz erläutert.

Lamellenverfahren für kreisförmige Gleitflächen nach Bishop

Durch die Wahl eines Mittelpunktes M und eines Radius r wird ein möglicher Bruchkreis vorgegeben. Der entstehende Bruchkörper wird in senkrechte Lamellen eingeteilt und das Kräftegleichgewicht jeder einzelnen Lamelle betrachtet. Abbildung 16 zeigt die Einwirkungen und Widerstände, die dabei berücksichtigt werden müssen. Bei Lamellenbereichen im Wasser reduzieren Auftriebskräfte das Bodeneigengewicht auf γ' . Zusätzlich wirken Porenwasserdruckkräfte.

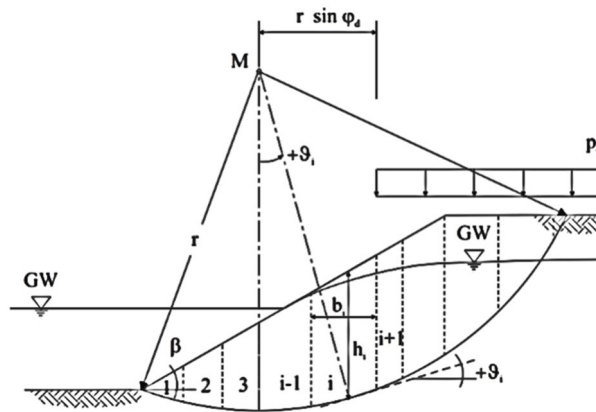


Abbildung 16: Gleitkreis mit Lamelleneinteilung
(Katzenbach, 2011)

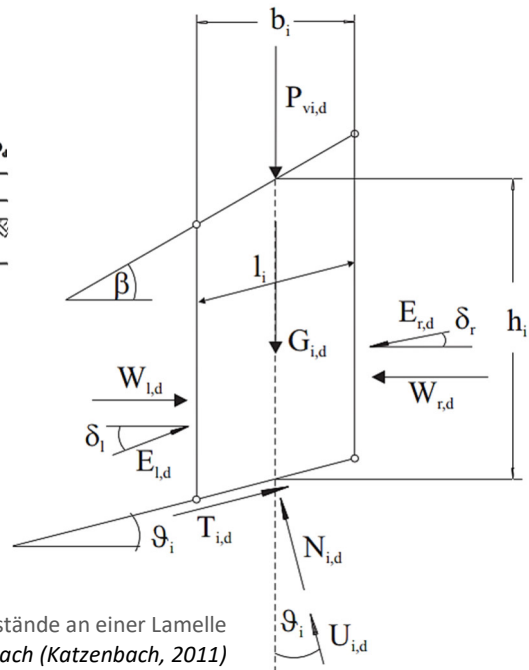


Abbildung 15: Einwirkungen und Widerstände an einer Lamelle
verändert nach (Katzenbach, 2011)

mit P = äußere Last auf Lamelle
 G = Eigengewicht der Lamelle
 N = Normalkraft
 U = Porenwasserdruckkraft
 W = Wasserdruckkraft
 E = Erddruckkraft
 C = Kohäsionskraft
 R = Reibungskraft

b = Breite der Lamelle
 h = Höhe der Lamelle
 l = Länge der Scherfläche der Lamelle
 β = Böschungsneigung
 ν = Abscherwinkel
 δ = Erddruckneigung

Die Größe der Normalkraft N ist unbekannt und auch von den Neigungen der Erddruckkräfte abhängig. Nach Bishop gilt die Vereinfachung, dass Erddruckkräfte horizontal angenommen werden (Ziegler, 2012). Die Größe der Normalkraft N kann dann aus dem vertikalen Kräftegleichgewicht wie folgt ermittelt werden:

$$\Sigma V = (G+P) - N \cdot \cos v - U \cdot \cos v - C \cdot \sin v - R \cdot \sin v = 0$$

Dabei ergeben sich die charakteristischen Werte der Porenwasserdruckkraft U , der Kohäsionskraft C und der Reibungskraft R aus:

$$U = u \cdot l = u \cdot \frac{b}{\cos v} \quad C = c \cdot l = c \cdot \frac{b}{\cos v} \quad R = N \cdot \tan \varphi$$

Eingesetzt in obige Gleichung und aufgelöst nach N ergibt sich:

$$\Sigma V = (G+P) - N \cdot \cos v - u \cdot \frac{b}{\cos v} \cdot \cos v - c \cdot \frac{b}{\cos v} \cdot \sin v - N \cdot \tan \varphi \cdot \sin v = 0$$

$$\begin{aligned} N \cdot \cos v + N \cdot \tan \varphi \cdot \sin v &= (G+P) - u \cdot b - c \cdot \frac{b}{\cos v} \cdot \sin v \\ N \cdot (\cos v + \tan \varphi \cdot \sin v) &= \frac{(G+P) - u \cdot b - c \cdot b \cdot \sin v}{\cos v} \quad (\text{weiter mit } \frac{\sin v}{\cos v} = \tan v) \\ N &= \frac{(G+P) - u \cdot b - c \cdot b \cdot \tan v}{(\cos v + \tan \varphi \cdot \sin v)} \end{aligned}$$

Nach Bishop wird für jede Lamelle das Gleichgewicht zwischen einwirkenden und widerstehenden Momenten am Gleitkreis nachgewiesen. Dafür werden die ständigen und veränderlichen Einwirkungen G und P jeweils so in zwei Kraftkomponenten zerlegt, dass eine Komponente parallel zur Scherfuge und die andere senkrecht auf die Scherfuge wirkt. Die parallel zur Scherfuge wirkende Komponente erzeugt ein hangabwärts gerichtetes Moment um den Mittelpunkt und wird daher den Einwirkungen zugerechnet. Die senkrecht zur Scherfuge wirkende Komponente bewirkt eine haltende Reibungskraft und wird den Widerständen zugerechnet.

Bei Lamellen, die an freies Außenwasser grenzen, sind bei den Einwirkungen außerdem Momente infolge Wasserdrucks auf die Hangoberfläche zu beachten. Bei den Widerständen wird die Wirkung des Wassers bereits durch die Reduzierung der Normalkraft N um den Porenwasserdruck U berücksichtigt (Ziegler, 2012).

Vor der Nachweisführung im Verfahren GEO-3 werden die Einwirkungen G und P mit den Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert und die Bodenkenngößen $\tan \varphi$ und c durch die Teilsicherheitsbeiwerte dividiert (Eurocode 7, 2011).

$$G_d = G_k \cdot \gamma_G \quad P_d = P_k \cdot \gamma_Q \quad \tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi} \quad c_d = \frac{c_k}{\gamma_c}$$

$$E_{M,d} = r \cdot \sum (G_d + P_d) \cdot \sin v + \sum M_d$$

$$R_{M,d} = r \cdot \sum (N_d \cdot \tan \varphi_d + C_d) = r \cdot \sum \frac{(G_d + P_d - u \cdot b) \cdot \tan \varphi_d + c_d \cdot b}{\cos v + \tan \varphi_d \cdot \sin v}$$

Für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit muss gelten $E_{M,d} \leq R_{M,d}$.

Lamellenverfahren für ebene Gleitflächen nach Janbu

Das Verfahren nach Janbu ähnelt dem Verfahren nach Bishop. Auch hier wird der Bruchkörper zunächst in senkrechte Lamellen eingeteilt und die Einwirkungen und Widerstände an einer einzelnen Lamelle wie in Abbildung 16 betrachtet. Der wesentliche Unterschied besteht darin, dass das Kräftegleichgewicht nicht für die Momente, sondern für die Horizontalkräfte nachgewiesen wird. Zudem ist das Verfahren nach Janbu auf beliebige Gleitflächen anwendbar und besonders gut geeignet für annähernd böschungsparelle Gleitlinien (DIN 4084, 2009). Die Einwirkungen und Widerstände ergeben sich im einfachen Fall ohne Zugglieder wie folgt:

$$E_d = \sum (G_d + P_d) \cdot \tan v \quad R_d = \sum \frac{(G_d + P_d - u \cdot b) \cdot \tan \varphi_d + c_d \cdot b}{\cos^2 v \cdot (1 + \tan \varphi_d \cdot \tan v)}$$

Für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit muss entsprechend gelten $E_d \leq R_d$.

Durch Division von $\frac{E_{M,d}}{R_{M,d}}$ beziehungsweise $\frac{E_d}{R_d}$ lässt sich der Ausnutzungsgrad μ der Widerstände unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte ermitteln. Bei sicheren Systemen ergeben sich Ausnutzungsgrade $\mu < 1,0$. Sind die Einwirkungen gerade so groß wie die Widerstände, befindet sich das System im Grenzgleichgewicht und es ergibt sich ein Ausnutzungsgrad $\mu = 1,0$. Bei Ausnutzungsgraden $\mu > 1,0$ sind die Bemessungswerte der Einwirkungen größer als die Bemessungswerte der Widerstände und das System rechnerisch nicht standsicher.

5.1.4 Nachweisführung

Heutzutage können verschiedene Bruchfiguren relativ einfach mit Softwarelösungen berechnet werden. Durch programmgesteuerte Iteration der Lage der möglichen Gleitlinien kann die Bruchfigur mit dem geringsten Sicherheitsgrad ermittelt werden. In dieser Arbeit wird dafür das Programm GGU-STABILITY 13 genutzt. Der Software liegen die Berechnungsverfahren nach Bishop (für Gleitkreise) und Janbu (für ebene Gleitflächen) zu Grunde. Die Berechnungsprotokolle sind in Anlage 7.1 enthalten.

Bruchfigur 1: Gleitkreise

Die Lage der möglichen Gleitkreise lässt sich in drei Gruppen unterteilen:

a. Flache Gleitkreise unter der Wasseroberfläche:

Gleitkreise, die vollständig unter der Wasseroberfläche liegen, weisen den höchsten Ausnutzungsgrad auf ($\mu > 2,00$). Es handelt sich dabei stets um sehr flache Bruchkörper (wenige cm bis dm tief) mit sehr kleinem Bruchkörpervolumen. Für die Bewertung der Standsicherheit sind solche Hautrutschungen quasi nicht von Bedeutung. Insbesondere unter Wasser geht von Ihnen kaum Schadenspotenzial aus.

b. Flache Gleitkreise über der Wasseroberfläche:

Etwas tiefer reichende Gleitkreise entstehen in Böden mit Kohäsion. Sie liegen also zumindest teilweise oberhalb der Wasseroberfläche, verlaufen aber weiterhin nur durch die Schluffschichten. Dort zeigen Bruchfiguren in der Wechselzone zwischen Über- und Unterwasserbereich die höchsten Ausnutzungsgrade ($\mu_{\max} = 1,63$).

c. Tiefe Gleitkreise:

Auch für tiefe Gleitkreise durch den Schluffstein werden Ausnutzungsgrade $\mu > 1,00$ berechnet ($\mu_{\max} = 1,21$). Grundlage dieser Ergebnisse sind vorsichtig geschätzte Bodenkennwerte. Insbesondere für den Schluffstein liegen keinerlei felsmechanische Untersuchungen vor. Für eine sichere Aussage zur Standsicherheit müssten die Eigenschaften des Festgesteins zunächst genauer analysiert werden. Die hier ermittelten Ergebnisse für die Standsicherheit in den tiefen Gleitkreisen sind deshalb wenig zuverlässig, sollten in weiteren Untersuchungen aber betrachtet werden.

Oberflächennah abrutschende Böschungsbereiche stellen derzeit das Hauptproblem am Südufer im Strandsolbad dar. Die weiteren Ausführungen konzentrieren sich deshalb auf die Betrachtung von flachen Gleitkreisen über der Wasseroberfläche.

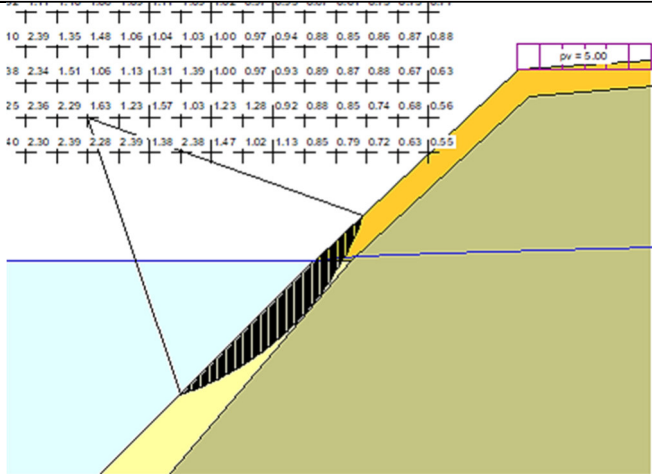
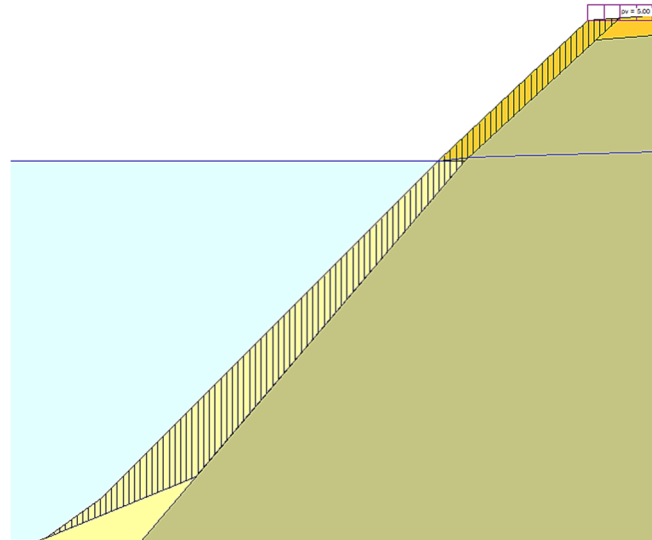
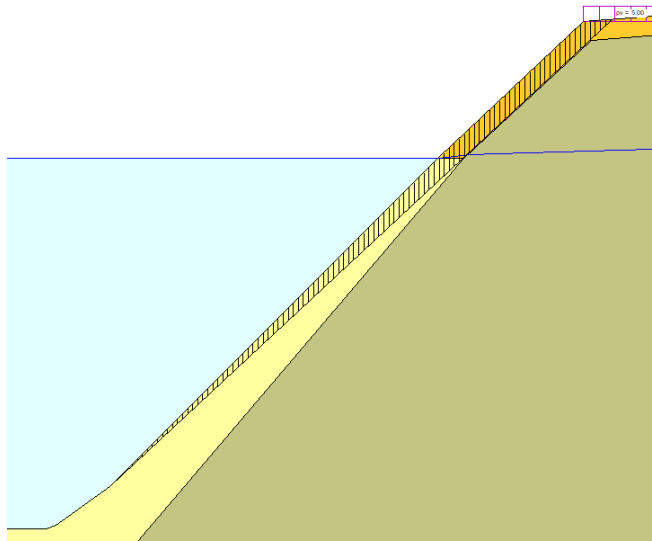
Bruchfigur 2: Geologisch vorgegebene Gleitfläche

Durch die Schichtgrenze zwischen Schluff und Schluffstein ist eine Gleitlinie geologisch vorgegeben. Die Gefahr, dass der Bodenkörper entlang der Schichtgrenze abrutscht, wird durch einen Ausnutzungsgrad von $\mu_{\max} = 1,25$ gekennzeichnet.

Bruchfigur 3: Ebene, flache Gleitfläche

Für ebene, flache Bruchfiguren durch die oberflächennahen Schluffschichten errechnet sich der maximale Ausnutzungsgrad mit $\mu_{\max} = 1,34$. Die Ausbildung tiefer liegender Gleitlinien durch den Schluffstein ist rechnerisch nicht zu erwarten.

Tabelle 12: Untersuchte Bruchfiguren mit ungünstigster Lage der Gleitfläche

Fall	Beschreibung	Skizze	$\mu_{\max}$
1	Gleitkreis oberhalb Wasserspiegel		1,63
2	Gleitlinie entlang der Schichtgrenze Schluff/Schluffstein		1,25
3	Ebene, flache Gleitlinie		1,34

Alle maßgebenden Bruchfiguren liegen innerhalb der Schluffschichten.

5.2 Ingenieurbiologische Wirkungen von Pflanzen

5.2.1 Theoretische Grundlagen

Ingenieurbiologie ist ein „biologisch-technisches Fachgebiet“, das sich mit dem Einsatz von Pflanzen und Pflanzenbestandteilen im Bauwesen befasst (Hacker, 2012). Abbildung 17 gibt einen Überblick über die vielfältigen technisch relevanten Wirkungen von Pflanzen.

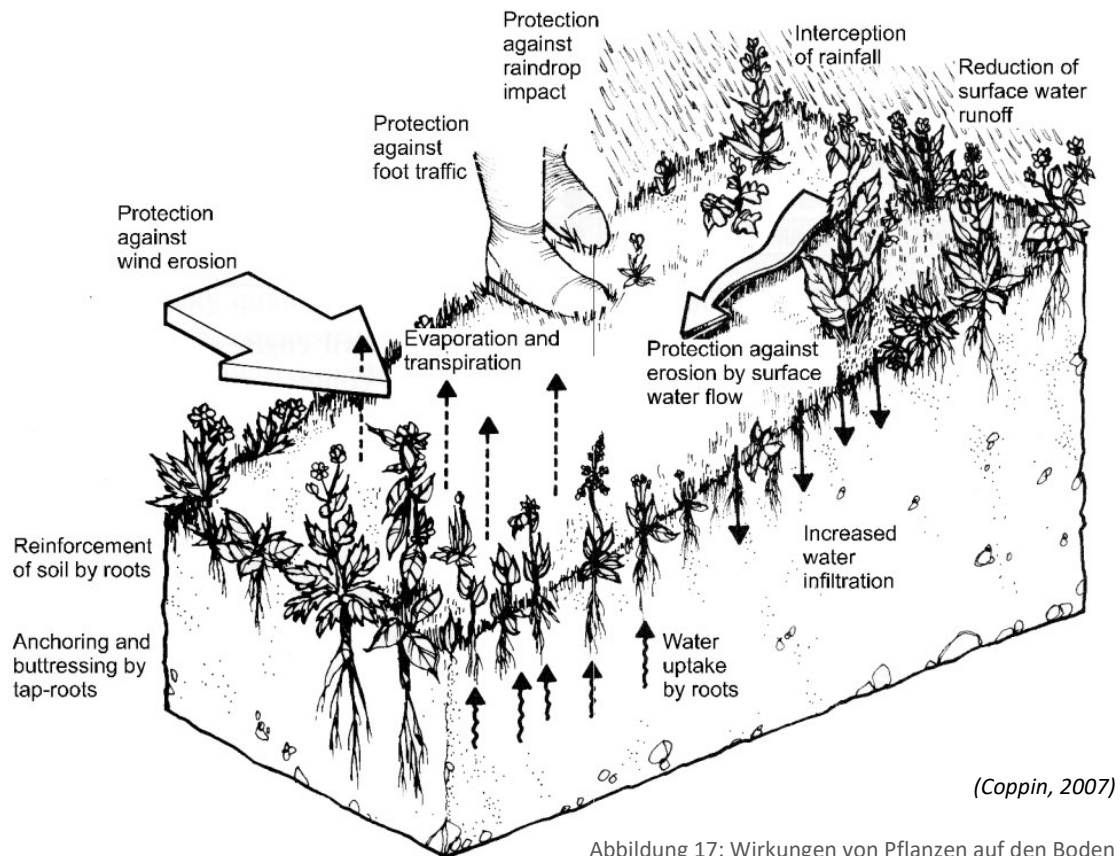


Abbildung 17: Wirkungen von Pflanzen auf den Boden

In vielen Fällen treten Hangrutschungen kurze Zeit nach Rodung vorhandener Pflanzenbestände auf. In Laborversuchen wurde nachgewiesen, dass aufnehmbare Scherspannung und Scherweg bei durchwurzelter Böden höher sind als bei unbepflanztem Boden (Bransby, 2006). Es bestehen deshalb keine Zweifel, dass sich Pflanzenbestände positiv auf die Hangstabilität auswirken können. Die Frage, der sich dieses Kapitel widmet, ist darüber hinaus, ob und wie sich der ingenieurbiologische Nutzen quantitativ ausdrücken und in Böschungsbruchberechnungen angemessen berücksichtigen lässt.

In der Literatur herrscht allgemeines Einvernehmen darüber, dass die stabilisierende Wirkung von Pflanzen bei Böschungsbrüchen vor allem auf zwei Wirkungsweisen zurückzuführen ist (Hacker, 2012), (Greenwood, 2004), (Bransby, 2006):

1. Mechanischer Bewehrungseffekt

Ähnlich wie Bodennägel oder Geokunststoffe können Wurzeln eine Bewehrungsfunktion übernehmen. Voraussetzung dafür ist eine ausreichende Wurzeltiefe, sodass die potenzielle Gleitfläche sicher durchkreuzt wird. Die quantitative Erhöhung der Scherfestigkeit in der Gleitfläche ist dann vor allem abhängig von der Zugfestigkeit und dem Herauszieh Widerstand der Wurzeln. Neben der Art der Pflanze und ihrer Wurzel Ausbildung spielen hier auch Wurzeldurchmesser und Querschnittsanteil der Wurzeln in der Gleitfläche (Wurzeldichte) eine Rolle (Bransby, 2006), (Greenwood, 2004). Im Gegensatz zu gewöhnlichen Baukonstruktionen kann davon ausgegangen werden, dass die stabilisierende Wirkung mit dem Bestandsalter der Pflanzen zunimmt (Tobias, 2003), (Sonnenberg, 2008). Ein weiterer Vorteil ist die Fähigkeit der Pflanzen, beschädigte Wurzeln neu aufzubauen oder auszutreiben und so quasi die Bewehrung zu reparieren (Sonnenberg, 2008).

2. Hydrologischer Effekt

Es wurde bereits erwähnt, dass ein direkter Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt eines Bodens und der Scherfestigkeit besteht. Zum einen geht im wassergesättigten Boden die Kohäsion verloren, zum anderen wird der Reibungsanteil durch den hohen Porenwasserdruck gemindert.

Wenn Pflanzen über ihre Spaltöffnungen an der Blattoberfläche Wasser verdunsten, entstehen in den Blättern der Pflanze Saugspannungen, die dafür sorgen, dass Wasser und Nährstoffe aus der Wurzel bis in die Blätter gezogen werden. Die Saugspannungen übertragen sich aus der Pflanze bis in den umgebenden Boden, dem in der Folge Wasser entzogen wird (Hacker, 2012). Zum einen erhöht sich durch die Saugspannungen die Kapillarkohäsion im Boden. Zum anderen werden Wassergehalt und Porenwasserdruck auf natürliche Weise reduziert und somit die Scherfestigkeit ebenfalls erhöht.

5.2.2 Rechnerische Berücksichtigung

In der Literatur wird dem mechanischen Bewehrungseffekt der Hauptanteil an der Stabilisierungswirkung zugesprochen. Hydrologische Effekte wurden zwar häufig nachgewiesen, ihr Beitrag zur Hangstabilisierung wird jedoch meist als vernachlässigbar gering eingeschätzt (Chok, 2008). Der hydrologische Effekt wird deshalb in diesem Kapitel nicht weiter betrachtet.

Es existieren bis heute keine allgemein anerkannten Regeln, wie die mechanische Wirkung von Pflanzen rechnerisch berücksichtigt werden soll. Die in der Literatur genannten Berechnungsansätze lassen sich danach unterscheiden, ob eher ein Netz aus

dünnen, fein verzweigten Wurzeln (Durchmesser < 5 mm) oder dicke Einzelwurzeln (Durchmesser > 20 mm) betrachtet werden (Sonnenberg, 2008).

1. Wurzelfaser – Modell

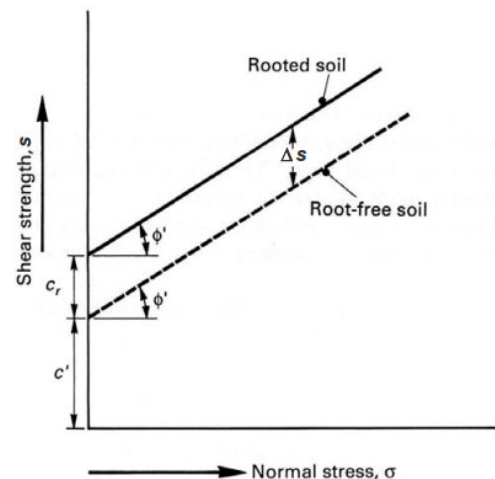
Dünne, fein verzweigte Wurzeln wirken ähnlich wie die Fasern in einem faserbewehrten Beton, indem sie die geringe Zugfestigkeit der Bodenmatrix durch ihre eigene hohe Zugfestigkeit stärken (Sonnenberg, 2008), (Chok, 2008). Ein mit Wurzelfasern dicht durchzogener Boden verhält sich wie ein Verbundwerkstoff, in dem die Wurzeln die Bodenmatrix monolithisch zusammenhalten. In Feld- und Laborversuchen wurde herausgefunden, dass sich dieser Bindungseffekt mehr in einem Anstieg der Kohäsion als in einem Anstieg des Reibungswinkels äußert, weshalb er von vielen Wissenschaftlern durch Einführung eines zweiten Kohäsionsterms, der sogenannten Wurzelkohäsion, in der Mohr-Coulomb-Gleichung berücksichtigt wird (Sonnenberg, 2008), (Chok, 2008):

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' + c_w$$

mit c_w = Wurzelkohäsion

Abbildung 18: Schergerade mit und ohne Berücksichtigung der Wurzelkohäsion

(Chok, 2008)



Die Größe der Wurzelkohäsion steigt mit der Wurzeldichte. Diese wird über einen Verhältniswert (root area ratio (RAR)) erfasst und bildet eine wichtige Eingangsgröße:

$$RAR = \frac{A_w}{A} = \frac{\text{Querschnittsfläche der Wurzeln in der betrachteten Scherfläche}}{\text{gesamter Querschnitt der betrachteten Scherfläche}} \quad [-]$$

Die höchste Wurzeldichte ist im Allgemeinen in Bodentiefen bis zu 1,00 m zu finden, da bis in diese Tiefe auch Gräser und Kräuter ihre Wurzeln ausbilden. Darüber hinaus hat die Dichte der Bodenmatrix Einfluss auf die Wurzeldichte. Sehr dichte Böden sind für viele Wurzeln undurchdringbar (Sonnenberg, 2008), (Chok, 2008). Es wird deutlich, dass die Eingangsgröße RAR sehr inhomogen ist und für jede betrachtete Scherfläche individuell ermittelt werden muss. Ohne nähere Geländeuntersuchungen und Aufgrabungen ist eine Aussage über die vorhandene Wurzeldichte schwierig.

Unter den Berechnungsansätzen ist das Modell nach Wu das bekannteste. Wu und viele Wissenschaftlicher nach ihm sehen die Zugfestigkeit der Wurzelfasern als limitierenden Faktor für die Wurzelkohäsion. Wenn die Zugfestigkeit der Wurzelfasern überschritten wird, geht die Bewehrungsfunktion in der Bodenmatrix verloren und der maximale Wert der Wurzelkohäsion wird erreicht. Unter der Annahme, dass die Wurzelfasern senkrecht zur Scherfläche verlaufen, gilt für die Berechnung der maximalen Wurzelkohäsion also (Sonnenberg, 2008), (Chok, 2008):

$$c_w = T_w * RAR \quad \text{mit} \quad T_w = \text{Zugfestigkeit der Wurzeln}$$

Da die Wurzeln in der Realität in alle Richtungen wachsen und nur selten senkrecht zur Scherfläche verlaufen, wurde dieser Ansatz dahingehend erweitert, dass die Zugfestigkeit in eine normal und eine tangential zur Scherfläche wirkende Komponente zerlegt wird:

$$c_w = T_w * (\cos \alpha * \tan \varphi + \sin \alpha) * RAR$$

mit α = Abscherwinkel zwischen Wurzel und Scherfläche

Auf diese Weise kann die Zugfestigkeit unter verschiedenen Abscherwinkeln genauer berücksichtigt werden. Sensitivitätsanalysen ergaben, dass für gewöhnliche Abscherwinkel zwischen 40 bis 90° die Werte des Klammerterms zwischen 1,0 bis 1,3 liegen. Nach Wu kann deshalb vereinfachend auch $c_w = 1,2 * T_w * RAR$ angesetzt werden (Sonnenberg, 2008), (Chok, 2008).

Dem Modell liegt die Annahme zugrunde, dass während des Abscherens alle beteiligten Wurzeln ihre volle Zugfestigkeit mobilisieren. Schon allein aufgrund der unterschiedlichen Wuchsrichtungen ist diese Annahme realitätsfern (Sonnenberg, 2008). Hinzu kommt, dass die maximale Zugfestigkeit der Wurzeln häufig erst nach größeren Scherwegen erreicht wird als die Scherfestigkeit des Bodens (Simon, 2005). Der volle Ansatz der Zugfestigkeit ist deshalb kritisch zu betrachten.

Vereinfachend wird in dem Modell außerdem angenommen, dass alle Wurzeln die gleiche Zugfestigkeit besitzen. Tatsächlich variiert die Zugfestigkeit verschiedener Wurzeln aber sehr stark. Unter anderem bei Norris lässt sich eine Zusammenstellung von Ergebnissen aus zahlreichen Zugversuchen an Wurzeln finden. Die Versuche wurden teilweise im Labor, teilweise in situ durchgeführt. Die ermittelten Werte liegen im Bereich zwischen $T_w = 5$ bis 60 MN/m^2 (Norris, 2006).

Darüber hinaus ist anzumerken, dass der mechanische Bewehrungseffekt neben dem Versagen infolge Wurzelbruchs auch durch ein Versagen infolge Herausziehens der Wurzeln verloren gehen kann. In Untersuchungen zeigt beispielweise Norris, dass die

Ausreißfestigkeit häufig bereits bei 50 bis 70 % der Zugfestigkeit erreicht wird (Norris, 2006). In dem Modell nach Wu bleibt dieser Versagensfall unberücksichtigt.

Es wird deutlich, dass der Versuch, den Vegetationseinfluss quantitativ zu erfassen, mit vielen Annahmen und Vereinfachungen verbunden ist. Durch die Aufsummierung vieler Unsicherheiten besteht die Gefahr, dass die Wurzelkohäsion erheblich überschätzt wird.

2. Einzelwurzel – Modell

Im Einzelwurzel-Modell wird die mechanische Bewehrungswirkung einzelner Wurzeln betrachtet. Ähnlich wie ein Bodennagel bildet jede Wurzel ein einzelnes Bewehrungselement ab. Bei der Untersuchung der Tragfähigkeit wird zwischen einem Versagen durch Bruch der Wurzel oder durch Herausziehen der Wurzel unterschieden.

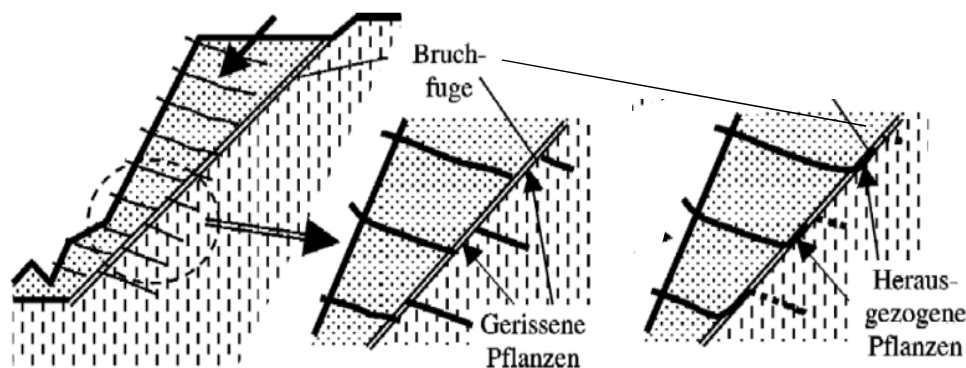


Abbildung 19: Bruch bzw. Herausziehen der Wurzel in der Scherfuge (Schuppener, 2002)

Der geringste Bewehrungseffekt ist kurz nach der Pflanzung zu erwarten. Die Pflanze ist zu diesem Zeitpunkt noch weitestgehend ohne Wurzeln und der Verbund zwischen Pflanze und Boden besonders schwach. Dieser Anfangszustand ist laut Schuppener für die Bemessung der Standsicherheit maßgebend. Das Versagen tritt zu diesem Zeitpunkt immer durch Herausziehen der Wurzel ein, da die volle Zugfestigkeit erst bei stärkerem Verbund zwischen Wurzel und Boden mobilisiert werden kann. Für eine einzelne Pflanze lässt sich der Herauszieh Widerstand R_A nach folgender Gleichung berechnen.

$$R_A = \pi \cdot d \cdot l \cdot \tau_M \quad \text{mit}$$

d = Durchmesser der Wurzel

l = Verankerungslänge

τ_M = Mantelreibung

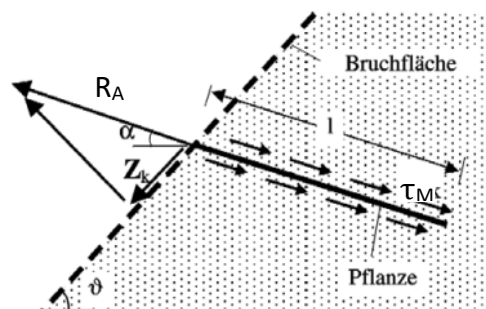


Abbildung 20: Herauszieh Widerstand einer Pflanze (Schuppener, 2002)

Bei der Nachweisführung wird nur der parallel zur Scherfläche wirkende Anteil Z_A berücksichtigt und als weitere Widerstandsgröße in Rechnung gebracht (Schuppener, 2002).

$$Z_A = \Sigma R_{A,i} \cdot \cos(\alpha + v) \quad \text{mit} \quad \alpha = \text{Neigung der Wurzel zur Horizontalen} \\ v = \text{Abscherwinkel}$$

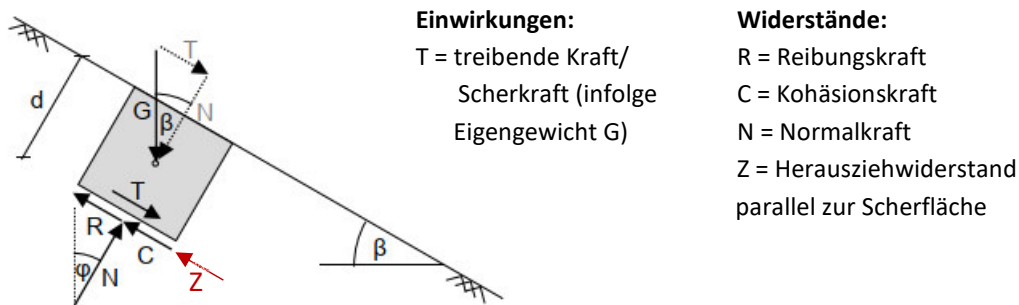


Abbildung 21: Herausziehwiderstand als zusätzliche Widerstandsgröße verändert nach (Fuchsschwanz, 2015)

Der Verbund zwischen Wurzel und Boden wurde unter anderem von Schuppener in Zugversuchen analysiert. Dabei zeigten sich neben dem bereits genannten Einfluss der Wurzelentwicklung auch Zusammenhänge zwischen Proctordichte des Bodens und Verbundfestigkeit. In Abhängigkeit von Entwicklungsstadium und Proctordichte streuen die ermittelten Werte für die Mantelreibung in einer breiten Spanne zwischen $\tau_M = 8$ bis 53 kN/m^2 . Für junge Pflanzen und eine Proctordichte $D_{Pr} \geq 93 \%$ kann laut Schuppener auf der sicheren Seite liegend $\tau_M = 15 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden (Schuppener, 2002).

5.2.3 Auswirkungen auf die Standsicherheit im Strandsolbad

Zu Beginn des Kapitels wurde die stabilisierende Wirkung von Pflanzen auf Böschungen erläutert. Der vorhandene Bewuchs im Strandsolbad wurde bei den bisherigen Böschungsbruchberechnungen nicht berücksichtigt. Es wurde auch gezeigt, wie schwierig eine angemessene rechnerische Berücksichtigung ist. Für den Südhang im Strandsolbad sind die Eingangsparameter, die für die Anwendung der vorgestellten Rechenmodelle notwendig wären, nicht bekannt. Eine Einschätzung der stabilisierenden Wirkung ist alternativ über Scherversuche mit durchwurzeltem Boden oder Rückrechnung möglich. Aufbauend auf den Böschungsbruchberechnungen aus Kapitel 5.1 wird hier der Versuch einer Rückrechnung unternommen.

Bei den Standsicherheitsbetrachtungen lagen die Ausnutzungsgrade der jeweils maßgebenden Bruchlinien im Bereich $\mu = 1,25$ bis $1,63$. Diese hohen Werte bilden einen nicht standsicheren Hang ab. Tatsächlich deuten die gelegentlich auftretenden Rutschungen am Südhang eher auf einen Zustand im Grenzgleichgewicht hin. Ein solches

wird durch einen Ausnutzungsgrad $\mu \approx 1,00$ abgebildet. Der eingangs berechnete Ausnutzungsgrad erscheint also zu hoch für eine wirklichkeitsnahe Abbildung der Situation. Eine Annäherung an den realistisch erscheinenden Ausnutzungsgrad $\mu \approx 1,00$ wird durch schrittweise Erhöhung der ursprünglich angenommenen Kohäsion erreicht. Der Betrag der Kohäsionserhöhung bildet die Größe der vorhandenen Wurzelkohäsion ab. Weil nur der obere Hangbereich bewachsen ist, wird eine Wurzelkohäsion nur dort berücksichtigt. Sie wird außerdem nur auf den Schluff angewendet. Für den tieferliegenden Schluffstein kann aufgrund der Bodentiefe und der höheren Dichte des Bodens eine Durchwurzelung nicht mit ausreichender Sicherheit angenommen werden.

Aus den Analysen in Anlage 7.2 geht hervor, dass die zunächst als nicht standsicher einzustufenden Bruchfiguren unter Berücksichtigung von einer Wurzelkohäsion $c_w = 4$ bis 5 kN/m^2 einen Zustand nahe des Grenzgleichgewichts erreichen.

Tabelle 13: Auswirkungen einer Kohäsionserhöhung auf den Ausnutzungsgrad

Bruchfigur	c [kN/m ²]	$\mu_{\max}$	
flacher Gleitkreis über der Wasseroberfläche	5,0	1,63	Ausgangssituation
	10,0	1,04	$c_w = 5 \text{ kN/m}^2$
böschungsparelle Gleitfläche	5,0	1,25	Ausgangssituation
	10,0	1,08	$c_w = 5 \text{ kN/m}^2$
flache, ebene Gleitfläche	5,0	1,34	Ausgangssituation
	9,0	1,01	$c_w = 4 \text{ kN/m}^2$

Die Veröffentlichungen von Norris und Chok enthalten Zusammenstellungen von Wurzelkohäsionswerten, die in verschiedenen Untersuchungen von verschiedenen Wissenschaftlern durch Labor- und Feldversuche oder Rückrechnung ermittelt wurden. Die ermittelten Werte liegen überwiegend im Bereich $c_w = 1$ bis 20 kN/m^2 (Chok, 2008), (Norris, 2006). Im Vergleich mit diesen Ergebnissen liegt der für das Strandsolbad ermittelte Wert im unteren Bereich und kann als realistisch eingeschätzt werden.

Aufgrund der begrenzten Wirkungstiefe der Wurzeln hat der Bewuchs keinen Einfluss auf die Standsicherheit in tiefen Kreisgleitflächen.

5.3 Schlussfolgerungen und Empfehlungen

Wie die derzeitigen Rutschungen zeigen, befindet sich der Südhang bereits in einem labilen Zustand, in dem die stabilisierende Wirkung der Pflanzen einen entscheidenden Beitrag zur Standsicherheit leistet. Starke Regenfälle bringen jederzeit die Gefahr weiterer Rutschungen infolge Hangdurchnässung mit sich. Ohne die positiven Effekte der Pflanzen steigt diese Gefahr noch und sollte gerade vor dem Hintergrund des Klimawandels nicht vernachlässigt werden. Bezüglich der Diskussion, ob der Hang

zugunsten der Gewässerqualität und Geotopnutzung freigelegt werden sollte, wird aus geotechnischer Sicht die Empfehlung gegeben, die Freilegung abzulehnen.

Darüber hinaus sollte der Hang durch gezielte Entwässerungsmaßnahmen weiter stabilisiert werden. Ausführungen dazu enthält Kapitel 5.3.1. Sofern sich eine Entfernung des vorhandenen Bewuchses im Hinblick auf die Gewässerqualität als unvermeidbar erweist, werden anderweitige technische Sicherungsmaßnahmen erforderlich. Vorschläge dazu sind in Kapitel 5.3.2 und 5.3.3 enthalten.

Entwurfsvorschläge werden jeweils nur für den oberhalb der Wasseroberfläche liegenden Hangbereich erarbeitet. Von den oberflächigen Rutschungen unter der Wasseroberfläche geht kein größeres Schadenspotential aus, sodass auch weiterhin auf technische Lösungen verzichtet werden kann. Im Sanierungskonzept von 2018 heißt es, dass die Veränderungen am Gewässergrund durch Einspülungen von Feinsplitt und organischen Rückständen aus dem Oberwasserbereich beschleunigt werden (Klutzny, 2018). Durch eine Stabilisierung des oberen Hangbereichs sind daher ohnehin auch positive Auswirkungen auf den unter Wasser liegenden Bereich zu erwarten.

5.3.1 Entwässerungsmaßnahmen

Starke oder langanhaltende Regenereignisse zählen zu den häufigsten Auslösern von Hangrutschungen (Sonnenberg, 2008). Gezielte Entwässerungsmaßnahmen zur Reduktion von Porenwasserdrücken sollten unabhängig von anderen technischen Sicherungsmaßnahmen als Begleitmaßnahme immer berücksichtigt werden. Sie begünstigen darüber hinaus den Schutz der Hangoberfläche vor Erosion und Verwitterung.

Zur Reduzierung von einsickerndem Oberflächenwasser wird auf der Hangkrone ein Drainagegraben vorgesehen. Ein darin verlegtes Sickerrohr sammelt das auf der Hangkrone abfließende und einsickernde Oberflächenwasser und leitet es sicher ab, bevor es in den Hang eindringen kann.

Wasser, das bereits in den Hang eingedrungen ist und die Klüfte und Poren des Bodens beziehungsweise Schluffsteins füllt, kann mittels Drainagebohrungen abgeleitet werden. Dazu werden Bohrungen mit Gefälle in den Hang eingebracht und mit Drainagerohren ausgekleidet. Aufgrund der hohen Einbringtiefe ist diese Maßnahme auch in den tiefen Kreisgleitflächen wirksam. Die Anzahl der Bohrungen richtet sich nach den spezifischen Erfordernissen, üblich ist die Anordnung von mindestens einer Bohrung je 50 m² Hangoberfläche (French National Research Project, 1991).

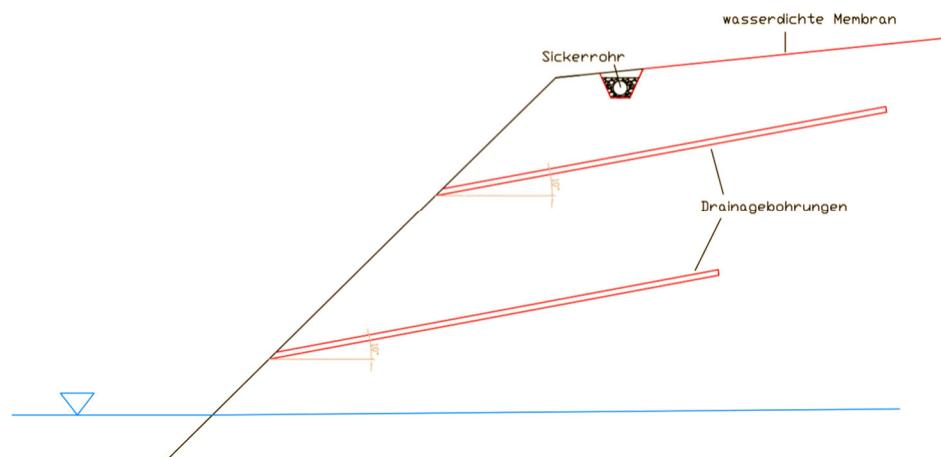


Abbildung 22: Entwässerungsmaßnahmen (eigene Darstellung)

5.3.2 Ausbildung einer freien Böschung ohne Bewuchs

Eine Rodung der vorhandenen Wurzeln vermindert die Scherfestigkeit des Bodens. Um die Böschung trotzdem auch weiterhin ohne konstruktive Sicherungselemente standsicher auszubilden, werden Eingriffe in die Böschungsgeometrie notwendig. Solche Eingriffe zielen üblicherweise auf die Reduzierung von Neigung und/oder Höhe ab.

Für den Südhang haben die Standsicherheitsuntersuchungen in Kapitel 5.1 gezeigt, dass nur die obere Schluffschicht rutschungsgefährdet ist, nicht aber das tieferliegende Festgestein. Eine Abflachung der Böschungsneigung ist deshalb nicht notwendig, wenn im Zuge der Rodungsarbeiten auch die Schluffschicht vorsichtig abgetragen wird. Fotoaufnahmen aus den 1990er Jahren zeigen, dass ein solcher Zustand sich bereits als standsicher erwiesen hat (Landesamt für Geologie und Bergwesen Sachsen-Anhalt, 2019).



Abbildung 23: Südhang in den 1990er Jahren

Die Böschung ist zu diesem Zeitpunkt noch überwiegend unbewachsen, das Schichteneinfallen deutlich erkennbar.

(Landesamt für Geologie und Bergwesen Sachsen-Anhalt, 2019)

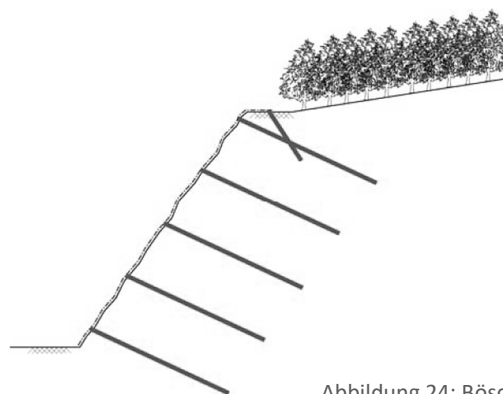
Neben einer Verminderung der Scherfestigkeit gehen auch die Entwässerungswirkung der Pflanzen sowie der Schutz der Hangoberfläche vor Erosion und Verwitterung verloren. Nach der Profilierung ist also zu erwarten, dass Erosion und Verwitterung auf

der ungeschützt frei liegenden Oberfläche schnell voranschreiten und sich die lockere Schluffschicht ständig neu bildet. Das Einfallen der Schichten quer zur Böschung wirkt sich vorteilhaft auf die Standsicherheit aus, dennoch besteht die Gefahr von plötzlichen Gesteinsabgängen. Eine regelmäßige Prüfung der Gesteinsoberfläche auf lockere Bereiche und das Abtragen der lockeren Schichten ist deshalb unvermeidbar.

5.3.3 Bodenvernagelung

Im Zusammenhang mit der mechanischen Bewehrungswirkung von Pflanzenwurzeln wurde bereits darauf hingewiesen, dass eine große Ähnlichkeit zwischen der Wirkungsweise von Wurzeln und Bodennägeln besteht. Es liegt deshalb nahe, eine Bodenvernagelung als Alternative zur Durchwurzelung zu betrachten. Die vorhandenen Wurzelballen können bei der Ausführung im Boden verbleiben und bis zu ihrem Zerfall die Standsicherheit zusätzlich verbessern.

Als Bewehrungselemente werden Stahl- oder Kunststoffstäbe in den Boden eingebracht. Sie dienen in erster Linie zur Erhöhung der Zugfestigkeit und verbessern auch die Scherfestigkeit, wenn sie die Gleitfläche sicher durchkreuzen. Durch das Einbringen mehrerer Nägel in einem engen Raster mit maximal 1,50 m Abstand wird der umgebende Boden monolithisch zusammengehalten. Neben dem eigentlichen Bodennagel gehört zur Konstruktion üblicherweise eine Frontausbildung aus Spritzbeton, vorgesetzten Fertigteilen, Gabionen oder Geotextilien. Je nach Ausführung stützen diese den Boden zusätzlich und schützen vor Erosion und Verwitterung (Boley, 2019). Sofern eine ausreichende Erosionsbeständigkeit gewährleistet ist, ist laut DIN 14490 eine Konstruktion ohne Veränderung der vorhandenen Oberfläche in Ausnahmefällen ebenfalls möglich (DIN EN 14490, 2010).



(Rüegger, 2014)

Abbildung 24: Böschungssicherung mit Bodennägeln

Im verwitterungsempfindlichen Schluff und Schluffstein besteht ein hohes Risiko, dass die Böden weiter entfestigen. Das Risiko einer Rutschung ist insbesondere dann gegeben, wenn Oberflächenwasser in den Boden eindringt. Da eine flächenhafte Abdeckung der Böschungsoberfläche möglichst vermieden werden soll, wird statt der

üblichen Frontausbildung zunächst die Möglichkeit einer Oberflächenverbesserung durch Injektion untersucht.

Injektionsvernagelung

Bei sogenannten Injektionsvernagelungen werden perforierte Stahlrohre als Bewehrungselemente in zuvor hergestellte Bohrlöcher eingebracht und mit Injektionsgut verpresst (Boley, 2019), (Brandl, 2009). Das Injektionsgut dringt in die Porenräume des Bodens ein, vermindert auf diese Weise seine Durchlässigkeit und erhöht seine Festigkeit (E DIN EN 12715, 2019). Eindringendes Oberflächenwasser kann sich folglich nicht mehr so leicht im Boden ausbreiten, wodurch die Widerstandsfähigkeit gegen Erosion und Verwitterung steigt. Kontrollierte niedrige Injektionsdrücke und Durchflussraten stellen sicher, dass der Boden während der Arbeiten nicht übermäßig verdrängt und verformt wird, sondern lediglich verfestigt (E DIN EN 12715, 2019).

Ähnlich wie schon bei den Wurzeln, wird auch die Bemessung der Injektionsvernagelung dadurch erschwert, dass sich die Wirkung des Injektionsgutes nicht quantifizieren lässt (Wichter, 2000), (Brandl, 2009). Analog zur Wurzelkohäsion greift man deshalb üblicherweise auch bei der Injektionsvernagelung auf eine fiktive Erhöhung der Kohäsion zurück. Der fiktive Kohäsionswert wurde in Großversuchen von Brandl analysiert und liegt bei Rasterabständen von 2,00 x 2,00 m im Bereich zwischen $\Delta c = 10$ bis 50 kN/m² (Brandl, 2009). Diese Werte liegen oberhalb der üblichen Werte für die Wurzelkohäsion. Durch Rückrechnung wurde in Kapitel 5.2 gezeigt, dass mit dem Pflanzenbewuchs im Strandsolbad derzeit eine Wurzelkohäsion von $c_w \approx 4$ bis 5 kN/m² angenommen werden kann. Nach Brandl kann dieser Wert nach Freilegung des Hanges ebenso durch Injektionsvernagelung erreicht werden.

Die Gesamtstandsicherheit des Hanges kann durch die beschriebene Verfahrensweise garantiert werden. Genauere Betrachtung erfordert der notwendige Schutz der Oberfläche vor Erosion und Verwitterung. Problematisch an der Injektionsvernagelung ist, dass die Ausbreitung des Injektionsgutes im Untergrund unbekannt bleibt. Feinkörnige Böden sind aufgrund ihrer geringen Durchlässigkeit besonders schwer durchdringbar. Brandl berichtet zwar von erfolgreichen Umsetzungen „auch in tertiären tonig-schluffigen Sedimenten und Feinkornreichen, schieferigen Fels-Verwitterungsprodukten“ (Brandl, 2009), viele Hersteller beschränken die zuverlässige Anwendbarkeit jedoch auf grobkörnigere Böden (Abbildung 25). Auch die Ausführungsnorm für Injektionen DIN EN 12715 sieht die Anwendungsgrenzen bei feinem Sand (E DIN EN 12715, 2019).

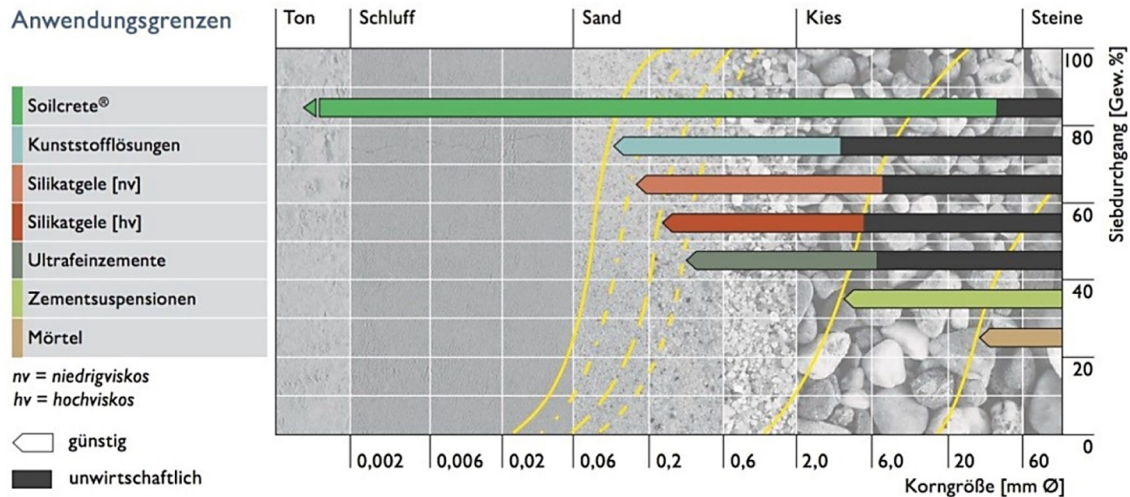


Abbildung 25: Anwendungsgrenzen verschiedener Injektionsmittel

(Keller Grundbau)

Beim anstehenden Schluff kann der Ver- und Abdichtungserfolg nicht garantiert werden und muss im Vorfeld durch Feldinjektionsversuche bestimmt werden. Einen sicheren Oberflächenschutz bietet die übliche Frontausbildung mit Spritzbeton oder Geotextilien, auch wenn dadurch die Sichtbarkeit des Geotops verloren geht.

Bodenvernagelung mit Erosionsschutzmatte

Auch bei der einfachen Bodenvernagelung ohne Injektion werden die Bodennägel in zuvor hergestellte Bohrlöcher eingebracht. Anschließend wird der Ringraum zwischen Bohrloch und Nagel zur Gewährleistung eines guten Verbundes mit Zementmörtel verpresst. Die Bemessung folgt den üblichen Regelungen des Eurocode 7 in Verbindung mit DIN 1054 und umfasst Untersuchungen zur äußeren und inneren Tragfähigkeit.

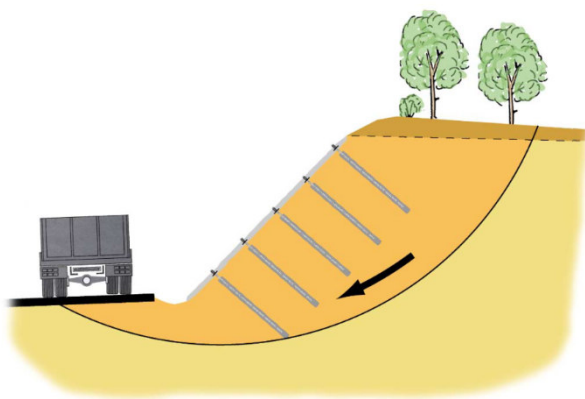


Abbildung 27: Lage der Gleitlinie bei Nachweisen zur äußeren Tragfähigkeit (Rüegger, 2014)

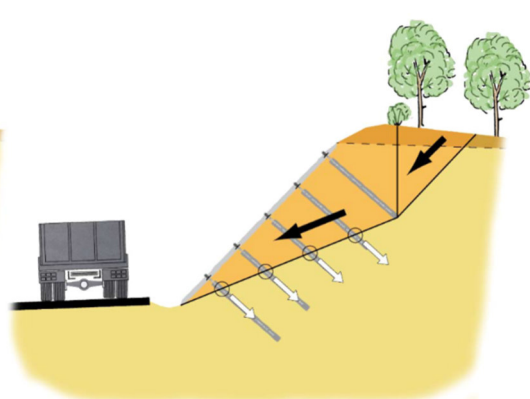


Abbildung 26: Lage der Gleitlinie bei Nachweisen zur inneren Tragfähigkeit (Rüegger, 2014)

Hinweise zu den im Einzelnen erforderlichen Nachweisen sind in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der Bodennägel enthalten. Bei den Untersuchungen zur äußeren Tragfähigkeit werden üblicherweise die Nachweise gegen ein Versagen durch Grundbruch, Gleiten sowie Verlust der Gesamtstandsicherheit gefordert (Deutsches Institut für Bautechnik, 2017). Die betrachteten Gleitflächen verlaufen dabei außerhalb des vernagelten Bodenkörpers.

Bei den Untersuchungen zur inneren Tragfähigkeit verlaufen die betrachteten Gleitflächen durch den vernagelten Bodenkörper, sodass der Tragwiderstand der Nägel in die Untersuchungen einbezogen werden muss (Rüegger, 2014). Eine ausreichende Sicherheit gegen Materialversagen und Herausziehen der Bodennägel muss entsprechend nachgewiesen werden (Deutsches Institut für Bautechnik, 2017).

Tabelle 14: Erforderliche Nachweise beim Einsatz von Bodennägeln

	Nachweis	Nachweisverfahren
vernagelte Stützkonstruktion	Grundbruch	GEO-2
	Gleiten	GEO-2
	stark exzentrische Belastung	GEO-2
	Gesamtstandsicherheit	GEO-3
Nägel	Materialversagen	STR
	Herausziehen	GEO-3

Die erforderlichen Materialkennwerte werden vom Hersteller ermittelt und zur Verfügung gestellt. Die charakteristische Mantelreibung zur Bestimmung des Herauszieh Widerstandes muss durch Ausziehversuche bestimmt werden. Für die Vorbemessung wird sie hier mithilfe der Diagramme von Ostermayer für Verpressanker geschätzt.

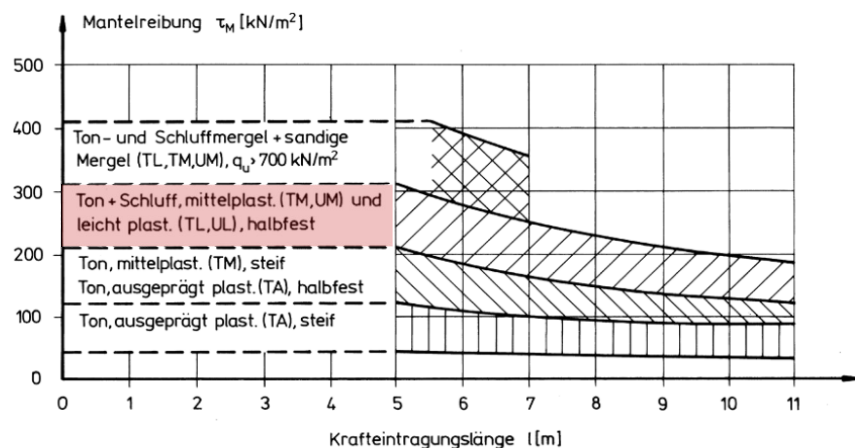


Abbildung 28: Grenzlast von Ankern in bindigen Böden ohne Nachverpressung (nach Ostermayer) (Meiniger, 2018)

	Gesteinsart		
a) Verwitterungszustand b) Grad der mineralischen Bindung c) Trennflächenabstände	massige Erstarrungs- und Umwandlungsgesteine, z. B. Granite, Diorite, Gneise, Basalte, Porphyre, Quarzite, Gabbro, Melaphyre, Diabase	festes Sedimentgesteine: Konglomerate, Brekzien, Arkosen, Sandsteine, Kalksteine, Dolomite, Tonschiefer, Grauwacken	weichere oder veränderlich feste Sedimentgesteine: Mergelsteine, Schluffsteine, Tonsteine
a) unverwittert b) sehr gute mineralische Bindung c) größer 0,5 bis 1,0 m	1,5	1,0	0,7
a) angewittert b) gute mineralische Bindung c) im Dezimeterbereich (0,1 bis 0,2 m)	1,0	0,7	0,4
a) stark verwittert b) mäßige mineralische Bindung c) im cm-Bereich	0,5	0,3	0,15 (oder Werte für bindigen Boden mit Sicherheitsbeiwert)

Abbildung 29: Anhaltswerte für die Gebrauchsmantelreibung von Felsankern in MN/m² (nach Ostermayer) (Meiniger, 2018)

Der vernagelte Bodenkörper gilt als standsicher, wenn alle Einzelnachweise erfüllt sind. Die umfangreichen Berechnungen werden erneut mithilfe von GGU-STABILITY 13 geführt und sind in Anlage 7.3 enthalten.

Für die Vorbemessung werden DYWIDAG-Bodennägel mit 32 mm Durchmesser gewählt. Der charakteristische Materialwiderstand an der Streckgrenze wird vom Hersteller mit $R_k = 402 \text{ kN}$ angegeben (DYWIDAG-Systems International GmbH). Der Bemessungswert ergibt sich damit zu $R_d = \frac{402}{1,35} = 297,77 \text{ kN}$.

Im betrachteten ungünstigsten Querschnitt erfordert eine standsichere Konstruktion den Einbau von 5 Nägeln mit 3,00 m Länge im Abstand von 1,50 m. In Hangbereichen mit geringer Höhe oder flacherer Neigung kann diese Anzahl entsprechend angepasst werden.

Zum Schutz der freiliegenden Böschungsoberfläche wird eine Erosionsschutzmatte aufgebracht. Gegenüber Spritzbeton bietet diese den Vorteil, dass sie weniger anfällig für Feuchtigkeitsschäden ist und auch in der Wasserwechselzone dauerhaften Schutz bietet. Zur Auswahl stehen neben Geokunststoffen auch Matten aus Kokosfasern oder Jute. Dauerhaftigkeit und UV-Stabilität der verschiedenen Produkte sollten bei der Auswahl berücksichtigt werden.

6. Zusammenfassung

In Staßfurt wurde ein Tagesbruch aus dem 19. Jahrhundert für die Nutzung als Strandbad ausgebaut. In diesem Zusammenhang wurde am Westufer ein Sandstrand aufgeschüttet. Bei starken Regenfällen werden von diesem regelmäßig große Mengen Sand abgespült und am Gewässergrund abgelagert. Ziel dieser Arbeit war die Erarbeitung eines Konzeptes zur Sanierung der abrutschenden Strandbereiche. Die dargestellte Erosionsproblematik wurde zunächst mithilfe der Allgemeinen Bodenabtragsgleichung analysiert und daraus die starke Neigung des Ufers als Hauptursache ermittelt. Die betrachteten Stabilisierungsmaßnahmen zielten deshalb darauf ab, den Strandbereich abzuflachen. Im Vergleich der entworfenen Varianten zeigte eine Abtreppung des Strandes das größte Erfolgspotenzial. Zur Umsetzung der Variante mit naturnahen und optisch ansprechenden Lösungen wurden die Sicherung mit Holzpfählen oder begrünten Geokunststoff-Konstruktionen erläutert.

Am Südufer zeigt sich der Tagesbruch in einem steilen Hang. Aus den Baugrunderkundungen ging hervor, dass dort Schluffsteinformationen oberflächennah anstehen. Bedeckt werden diese derzeit durch gering mächtige Schichten von Schluff- und Mutterboden, auf denen Sträucher und kleinere Bäume wachsen. Teile beider Schichten rutschen gelegentlich bis auf den Gewässergrund ab und begünstigen dort die Ausbildung einer Schwarzwasserschicht. Das zweite Ziel dieser Arbeit bestand deshalb in der Erarbeitung von Sanierungsmaßnahmen für den abrutschenden Südhang. Zur Beurteilung der derzeitigen Standsicherheit wurden zum einen Böschungsbruchberechnungen nach DIN 4084 durchgeführt. Zum anderen wurden Ansätze zur Berücksichtigung der vorhandenen Pflanzenvegetation vorgestellt und ihr Einfluss auf die Standsicherheit im Strandsolbad untersucht.

Es zeigte sich, dass der vorhandene Bewuchs einen entscheidenden Beitrag zur natürlichen und nachhaltigen Stabilisierung der rutschungsgefährdeten Bereiche leistet. So entstand ein Konflikt zwischen der Freilegung des Hanges zur Verbesserung der Gewässerqualität einerseits und dem Erhalt des Bewuchses zur natürlichen Hangstabilisierung andererseits. Die erarbeiteten Vorschläge zur Sanierung der abrutschenden Bereiche enthalten deshalb Maßnahmen sowohl mit als auch ohne Entfernung des Bewuchses. In die abschließende Entscheidung müssen Aspekte der Gewässerqualität mit einbezogen werden. Weiterführende Analysen hierzu unternimmt derzeit M. Bruchmüller in seiner Masterarbeit. Gegebenenfalls kann ein starker Rückschnitt der Vegetation mit Beibehaltung der Wurzeln und ergänzenden Entwässerungsmaßnahmen den Konflikt lösen. Als Kompromiss zur Nutzbarmachung des Geotops könnte auch eine flächenmäßig begrenzte Rodung vereinbart werden.

Literaturverzeichnis

Allendorf, A. 2010. Montanhistorie der Kaligruben am Staßfurter Sattel - Grundlagen. *EDGG, Heft 244 - Staßfurt 2010 - Erkennen, analysieren, bewerten und prognostizieren der zukünftigen Entwicklung der Bergbaufolgeschäden*. 2010, S. 15-27.

Arslan, U. 2013. Geotechnik - Boden- und Felsmechanik. [Buchverf.] Beckmann et al. K. J. (Hrsg.). *Handbuch für Bauningenieure*. Berlin : Springer Vieweg, 2013, S. 1491 - 1737.

Auerswald, K., Elhaus, D., Martin, W. 2016. Wassererodierbarkeit von Böden der Bodenart Sand (Ss). *Bodenschutz*. Januar 2016, S. 42-45.

Baumert, B. 1928. Ueber Laugen- und Wasserzuflüsse im deutschen Kalibergbau. Aachen : s.n., 1928.

Boley, C. (Hrsg.). 2019. Handbuch Geotechnik. Wiesbaden : Springer Vieweg, 2019.

Brandl, H. 2009. Stützbauwerke und konstruktive Hangsicherungen. *Grundbau-Taschenbuch Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke*. Berlin : Ernst & Sohn, 2009, S. 1019 - 1185.

Bransby, M.F. et al. 2006. Stabilisation of slopes by vegetation reinforcement. Dundee : s.n., 2006.

Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe. 2020. Erosivität der Niederschläge in Deutschland (R-Faktor der ABAG). [Online] 2020. [Zitat vom: 01. 01 2020.]
https://www.bgr.bund.de/DE/Themen/Boden/Bilder/Bodenerosion/Bod_BoEro_KarteErosivitaet_g.html?nn=4919534.

Chok, Y. H. 2008. Modelling the effects of soil variability and vegetation on the stability of natural slopes. Adelaide : s.n., 2008.

Coppin, N. J., Richards, I. G. 2007. Use of vegetation in civil engineering. London : CIRIA, 2007.

Dachroth, W. 2017. *Handbuch der Baugeologie und Geotechnik*. Berlin : Springer Vieweg, 2017.

David, G. 2015. Kokosmatten für den Küstenschutz - Ökologischer und nachhaltiger Hochwasserschutz für Süd-Ost-Asien. *Technologie-Informationen: Klimawandel - Folgen und Maßnahmen*. 2015, 3/2015, S. 16-17.

Deutsches Institut für Bautechnik. 2017. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-20.1-106. 2017.

Deutsches Institut für Normung e.V. 2010. DIN 1054: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. 12 2010.

— **2010.** DIN 1055-2: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Bodenkenngößen. 11 2010.

— **2020.** DIN 18121-2: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Wassergehalt - Teil 2: Bestimmung durch Schnellverfahren. 03 2020.

— **2000.** DIN 18122-2: Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) - Teil 2: Bestimmung der Schrumpfgrenze. 09 2000.

— **2011.** DIN 18125-2: Baugrund. Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte des Bodens - Teil 2: Feldversuche. 03 2011.

— **2002.** DIN 18128: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung des Glühverlustes. 12 2002.

— **2017.** DIN 19708: Bodenbeschaffenheit - Ermittlung der Erosionsgefährdung von Böden durch Wasser mithilfe der ABAG. 08 2017.

— **2015.** DIN 4047-1: Landwirtschaftlicher Wasserbau. 12 2015.

— **2009.** DIN 4084: Baugrund - Geländebruchberechnungen. 01 2009.

— **2010.** DIN EN 14490: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Bodenvernagelung. 2010.

— **2013.** DIN EN ISO 14688-1: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 1: Benennung und Beschreibung. 12 2013.

— **2017.** DIN EN ISO 17892-4: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 4: Bestimmung der Korngrößenverteilung. 04 2017.

— **2007.** DIN EN ISO 22475-1: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Probenentnahmeverfahren und Grundwassermessungen - Teil 1: Technische Grundlagen der Ausführung. 01 2007.

— **2019.** E DIN EN 12715: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Injektionen. 2019.

— **2011.** *Handbuch Eurocode 7 - Geotechnische Bemessung Band 1: Allgemeine Regeln.* Berlin : Beuth Verlag, 2011.

DYWIDAG-Systems International GmbH. DYWIDAG Geotechnische Systeme.
Königsbrunn : s.n.

French National Research Project. 1991. Recommendations Clouterre 1991. Paris :
s.n., 1991.

Fuchsschwanz, M. 2015. *Zur Standsicherheit und Erosion von Böschungen - Bewertung und Vergleich von Stabilisierungsmaßnahmen für Bergehalden des Steinkohlenbergbaus in Vietnam.* Fakultät für Bauingenieurwesen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen. Aachen : s.n., 2015.

Gerardi, J. 2013. *Forschungsverbundvorhaben "Dynamik abgesoffener oder gefluteter Salzbergwerke und ihres Deckgebirgsstockwerks" - Zusammenfassender Abschlussbericht.* Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe. 2013.

Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik. 2019. GGU Software - Handbuch GGU-STABILITY Version 13. 2019.

Greenwood, J.R. 2004. Assessing the contribution of vegetation to slope stability.
Nottingham : s.n., 2004.

Hacker, E., Johannsen R. 2012. *Ingenieurbiologie.* Stuttgart : Eugen Ulmer KG, 2012.

Holz vom Fach. 2020. Holzpalisaden. [Online] 2020. [Zitat vom: 26. 01 2020.]
<https://www.holzvomfach.de/holzprodukte/gartenholz/holzpalisaden/>.

IHU Geologie und Analytik. 2009. *Bericht zur geowissenschaftlichen Erkundungsbohrung GWE STF 4/2009 auf dem Gelände des Strandbades/Staßfurt.* 2009.

Katzenbach, R. 2011. Studienunterlagen Geotechnik, Kapitel VII Böschungs- und Geländebruch. Darmstadt : s.n., 2011.

Keilhack, K. 1914. *Erläuterungen zur Geologischen Karte von Preußen und benachbarten Bundesstaaten. Lieferung 177 - Blatt Staßfurt.* Berlin : Königlich Preussische Geologische Landesanstalt, 1914.

Klutzny, J. 2018. *Konzept zur Sanierung des Strandsolbades in Staßfurt.* Schönebeck : s.n., 2018. Sanierungskonzept.

Landesamt für Geologie und Bergwesen Sachsen-Anhalt. 2019. Aufschluss "Rote Wand" im Tagesbruch Strandsolbad in Staßfurt (Geotop 4135-01). [Online] 14. 10 2019. [Zitat vom: 25. 10 2019.] <http://webs.idu.de/lagb/o/gd.asp?id=18>.

Landesanstalt für Landwirtschaft und Gartenbau Sachsen-Anhalt, Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg. 2020. Agraratlas Sachsen-Anhalt. [Online] 2020. [Zitat vom: 01. 01 2020.] <http://www.agraratlas.uni-halle.de/>.

Meiniger, L., Wichter, W. 2018. Verpressanker, Bodennägel und Zugpfähle. [Buchverf.] K.-J. Witt (Hrsg.). *Grundbau-Taschenbuch Teil 2: Geotechnische Verfahren*. Berlin : Ernst & Sohn, 2018, S. 375-468.

Möller, G. 2016. *Geotechnik - Bodenmechanik*. Berlin : Ernst & Sohn, 2016.

Müller-Rochholz, J. 2008. *Geokunststoffe im Erd- und Verkehrswegebau*. Köln : Werner Verlag, 2008.

Norris, J., Greenwood, J.R. 2006. Assessing the role of vegetation on soil slopes in urban areas. Nottingham : s.n., 2006.

Patt, H. 2018. *Naturnaher Wasserbau - Entwicklung und Gestaltung von Fließgewässern*. Wiesbaden : Springer Vieweg, 2018.

planet wissen . 2020. planet wissen. [Online] ARD, 2020. [Zitat vom: 18. 01 2020.] <https://www.planet-wissen.de/gesellschaft/landwirtschaft/anbaumethoden/pwiegeschichtederduengemittel100.html>.

Prinz, H., Strauß, R. 2018. Einführung in die Berechnungsverfahren für Flachgründungen und Geländebruch. *Ingenieurgeologie*. Berlin : Springer, 2018.

Rüegger, R. 2014. Entwurf & Konstruktion in der Geotechnik, Vorlesungsteil Verankerungen. St. Gallen : s.n., 2014.

Schnitzler, Dr. 1930. Das Solestrandbad Leopoldshall. [Hrsg.] Deutscher Kaliverein e.V. *Kali und verwandte Salze - Zeitschrift für die Kali- und Steinsalzindustrie sowie das Salinenwesen*. 11 1930, S. 319-320 u. 338-345.

Schuberth, K. 2014. Der Geotop "Rote Wand" im Strandsolbad Staßfurt. Entstehung, gegenwärtige Situation und Vorschläge zu Pflege und Nutzung. (Exposé). Halle : Landesamt für Geologie und Bergwesen Sachsen-Anhalt, 2014.

Schuppener, B. 2002. Einsatz von Pflanzen zur Befestigung von Böschungen und künstlichen Riffen. Karlsruhe : s.n., 2002.

Schwertmann, U., Vogl, W., Kainz, M. 1987. *Bodenerosion durch Wasser - Vorhersage des Abtrags und Bewertung von Gegenmaßnahmen*. Stuttgart : Ulmer, 1987.

Seifert, G., Bode, B., Baumgarten, L. 2004. *Neubewertung des latent bruchgefährdeten Gebietes im Bergschadensraum Staßfurt*. Kali-Umwelttechnik GmbH. Sondershausen : s.n., 2004.

Simon, A., Pollen, N. 2005. Estimating the mechanical effects of riparian vegetation on stream bank stability using a fiber bundle model. *Water Resources Research*. Juli 2005.

Sonnenberg, R. 2008. Centrifuge modelling of root reinforced slopes. Dundee : s.n., 2008.

Terra Data GmbH. 2007. *Sonar-Vermessung Strandbad Staßfurt*. 2007.

Tobias, S. 2003. Einführung in die Ingenieurbiologie (Skriptum). 2003.

Wichter, L., Meiniger, W. 2000. *Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau*. Berlin : Ernst & Sohn, 2000.

Wikipedia. 2019. Wikipedia. [Online] 25. 11 2019.
https://de.wikipedia.org/wiki/Salzgewinnung_am_Sta%C3%9Ffurter_Sattel.

Ziegler, M. 2012. *Geotechnische Nachweise nach EC 7 und DIN 1054: Einführung mit Beispielen*. Berlin : Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2012.

-