



**Technische Universität Braunschweig**  
**Leichtweiß-Institut für Wasserbau**  
**Abteilung Hydromechanik und Küsteningenieurwesen**  
Prof. Dr.-Ing. Hocine Oumeraci

**Schleswig-Holsteinischer Landtag**   
**Umdruck 16/651**

## **Stranddrainage für den Küstenschutz**

Prof. Dr.-Ing. H. Oumeraci

Braunschweig, Februar 2006



## Inhaltsverzeichnis

|   |    |
|---|----|
| Abbildungsverzeichnis.....  | ii |
| Tafelverzeichnis.....   | ii |
| 1  Veranlassung, Zielsetzung und Vorgehen.....  | 1  |
| 2  Stranddrainage als Konzept für den sanften Küstenschutz.....   | 2  |
| 2.1  Ursprung und Entstehungsgeschichte.....  | 2  |
| 2.2  Funktionsprinzip von Stranddrainagen und bisherige Ausführungen.....                               | 4  |
| 2.2.1  Einfluss des Grundwasserspiegels auf den resultierenden<br>küstennormalen Sedimenttransport..... | 4  |
| 2.2.2  Bisherige Ausführungen in der Praxis.....  | 7  |
| a)  Aktive Stranddrainage (mit Pumpen).....   | 7  |
| b)  Passive Stranddrainage (ohne Pumpen).....   | 9  |
| 3  Stranddrainagesystem „SIC Pressure Equalization Modules“.....  | 11 |
| 3.1  Darstellung aus der Sicht des Erfinders und der Vertreiber.....                                    | 11 |
| 3.1.1  Beschreibung und Funktionsweise.....   | 11 |
| 3.2  Monitoringuntersuchungen an der Westküste, Jütland.....  | 14 |
| 3.2.1  Teststrecke und Hauptziel der Untersuchungen.....  | 14 |
| 3.2.2  Ergebnisse der ersten Messungen über das 1. Halbjahr 2005.....                                   | 16 |
| 3.2.3  Diskussion der Ergebnisse.....   | 16 |
| 3.3  Bewertung des SIC-PEM-Stranddrainage Systems aus der Sicht des<br>Unterzeichneten.....             | 18 |
| 4  Gesamtbewertung von Stranddrainagen und Forschungsdefizite.....                                      | 20 |
| 4.1  Einfluss der Infiltration/Exfiltration auf die Strandstabilität.....                               | 20 |
| 4.2  Lehren aus den bisher ausgeführten Stranddrainagen.....  | 23 |
| 4.2.1  Aktive Stranddrainage.....   | 24 |
| 4.2.2  Passive Stranddrainage.....  | 26 |
| 4.3  PEM-Stranddrainagesystem von SIC.....  | 26 |
| Schrifttum.....   | 27 |
| Anlagen.....  | 29 |
| Anhang A:.....  | 30 |
| Anhang B:.....  | 33 |
| Anhang C:.....  | 38 |

## Abbildungsverzeichnis

|         |  |    |
|---------|--|----|
| Abb. 1  | Beeinflussung des Grundwasserspiegels im Strand (Prinzipskizzen) .....   | 4  |
| Abb. 2  | Einfluss der Höhenlage des Grundwasserstandes auf den Sedimenttransport in der Wellenauflaufzone .....   | 5  |
| Abb. 3  | Asymmetrie des küstennormalen Sedimenttransports in der Auflaufzone ohne Infiltration über einen Wellenauflauf- und Wellenrücklaufzyklus (Prinzipskizze) ..... | 6  |
| Abb. 4  | Funktionsprinzip einer „aktiven“ Stranddrainage (schematisch) .....  | 8  |
| Abb. 5  | Prinzipskizze zur Absenkung des freien Grundwassers im Strand (Ausschnitt).....  | 9  |
| Abb. 6  | Funktionsprinzip einer „passiven“ Stranddrainage (schematisch) und Beispiel aus Japan (nach Yamashada et al., 2004) .....                                      | 10 |
| Abb. 7  | PEM-Stranddrainage System nach US-Patent (2003) .....  | 13 |
| Abb. 8  | Versuchsstrecke mit PEM-System in Holmsland (aus dem Werbematerial von KDI und SIC und aus Burcharth und Fredsøe, 2003 .....                                   | 15 |
| Abb. 9  | Resultierende Volumenänderungen im Profil (gemittelt über 6 Monate von Januar bis Juli 2005) .....   | 17 |
| Abb. 10 | Vermutete Analogie zwischen Strandprofil (a) und auf dem Kopf stehender Flasche (b) .....  | 19 |
| Abb. 11 | Definitionsskizze für Lage des Drainrohres .....   | 24 |

## Tafelverzeichnis

|          |   |    |
|----------|---|----|
| Tafel 1: | Wichtige Entwicklungsetappen der Stranddrainage als Küstenschutzkonzept ..... | 3  |
| Tafel 2: | Einflussgrößen auf den Sedimenttransport bei Infiltration/Exfiltration .....  | 22 |

## 1 Veranlassung, Zielsetzung und Vorgehen

Im Rahmen eines bis 2008 andauernden dänischen Monitoringprojektes an der Westküste Jütlands (Holmsland) für das Testen eines von Skagen Innovation Center (SIC) patentierten Stranddrainageverfahrens („Pressure Equalization Modules, PEM“) als sanfte Küstenschutzmaßnahme werden seit Januar 2005 Untersuchungen durchgeführt. Im Oktober 2005 wurden die ersten Ergebnisse der Messungen bis Juli 2005 in einem Zwischenbericht (Burcharth & Fredsøe, 2005) im Internet veröffentlicht.

Obwohl die ersten Ergebnisse scheinbar eine gewisse Wirkung über die sechs-monatige Beobachtungsdauer (ohne Sturmflut) aufweisen, bleibt die Funktionsweise des SIC-PEM-Stranddrainagesystems weitgehend ungeklärt.

Hauptziel dieser kurzfristig im Auftrag des Landes Schleswig-Holstein angeforderten Stellungnahme ist es, die „mögliche Wirkung im Sinne von Strandaufbau und Stabilisierung“ ohne Hilfe von experimentellen bzw. numerischen Untersuchungen, sondern lediglich auf der „Basis der zugängigen Informationen“ zu beleuchten.

Um die Funktionsweise des SIC-PEM-Systems besser verstehen und einordnen zu können, wird zunächst im nachfolgenden Abschnitt 2:

- (i) die Entstehungsgeschichte der Stranddrainage als Konzept für den sanften Küstenschutz kurz umrissen (Abschnitt 2.1),
- (ii) das Funktionsprinzip von Stranddrainagen, insbesondere die Bedeutung der Lage des Grundwasserstandes im Strand für die Strandstabilität verdeutlicht (Abschnitt 2.2.1) und schließlich
- (iii) die Funktionsweise der bisherigen Stranddrainageverfahren (ohne Berücksichtigung des SIC-PEM-Systems) kurz beschrieben, wobei zwischen aktiver und passiver Stranddrainage unterschieden wird (Abschnitt 2.2.2).

Erst im Abschnitt 3 wird auf das SIC-PEM-Drainagesystem eingegangen. Hier wird die Funktionsweise des SIC-PEM-Systems zunächst aus der Sicht des Erfinders und der Vertreiber, insbesondere auf der Grundlage des in den USA angemeldeten Patents, dargestellt (Abschnitt 3.1). Anschließend folgt eine kurze Stellungnahme zu den veröffentlichten Ergebnissen des laufenden Monitoringprojekts an der Westküste Jütlands unter der Federführung von Professor Burcharth von der Universität Aalborg/Dänemark. Daran schießt sich eine Bewertung der Funktionsweise des SIC-PEM-Systems aus der Sicht des Unterzeichneten an (Abschnitt 3.3).

Abschließend wird eine Gesamtbewertung der Stranddrainage als sanftes Küstenschutzkonzept und der Kenntnisdefizite vorgenommen. Letztere betreffen die in der Regel die Forschungsdefizite hinsichtlich des Einflusses der Infiltration/Exfiltration auf die Strandstabilität und deren Interaktion mit dem Grundwasser im Strand (Abschnitt 4.1), aber auch die Defizite

aus der unzureichenden Dokumentation der Betriebserfahrungen von bisherigen ausgeführten aktiven und passiven Stranddrainagen (Abschnitt 4.2). Das SIC-PEM-System wird zum Schluss gesondert bewertet (Abschnitt 4.3).

## 2 Stranddrainage als Konzept für den sanften Küstenschutz

### 2.1 Ursprung und Entstehungsgeschichte

Das Konzept der Stranddrainage als sanfte Alternative für den Küstenschutz beruht vorwiegend auf zwei grundlegenden Erkenntnissen, die aus der Küstenforschung der 40er Jahre stammen:

- (i) **Beziehung zwischen Stranddurchlässigkeit und Stranderosion** (u.a. Bagnold, 1940): je durchlässiger der Strand, umso größer die Infiltration und umso größer die dissipierte Energie des Wellenauflaufes. Mit steigender Durchlässigkeit wird der Wellenrücklauf, und somit auch der seewärtige Transport, geringer.
- (ii) **Beziehung zwischen Lage des Grundwassers im Strand und Stranderosion** (Grant, 1946 und 1948): Grant war der erste, der an kalifornischen Stränden feststellte, dass eine höhere Lage des GW-Spiegels die Stranderosion förderte, während eine niedrigere Lage zu einem breiteren Strand führte. Die Hauptursache hierfür sah er vorwiegend im Rücklaufprozess der aufgelaufenen Wellen. Bei einem trockeneren Strand, d.h. bei niedrigerer Lage des GW-Spiegels, wird die Rücklaufströmung geringer - und somit auch die Akkumulation in der Auflaufzone. Durch die Akkumulation wird die Strandneigung steiler, bis ein Gleichgewichtsprofil erreicht wird. Dieser Grundwassereffekt wurde durch Emory & Forster (1948) auch für Tidewellen beschrieben und bestätigt.

Duncan (1964) nutzte als erster diese Erkenntnisse, um den Einfluss des Grundwassers auf die Verteilung der transportierten Sedimente durch den Wellenauflauf und Wellenrücklauf über einen Tidezyklus zu interpretieren. Viel später unterstrich King (1972) in seinem renommierten Buch „Beaches and Coasts“ die große Bedeutung der Infiltration, die die Richtung und Größe des Sedimenttransports in der Auflaufzone entscheidend bestimmt. Der Einfluss der Rücklaufwasserströmung und somit der Infiltration wurde durch Kemp (1975) eindrucksvoll experimentell bestätigt. Die Ergebnisse zeigten, dass durch eine Reduzierung der Rücklaufströmung infolge höherer Infiltrationsraten eine zusätzliche Akkumulation am steileren Strand stattfindet.

Die erste direkte experimentelle Bestätigung der o.g. Erkenntnis von Grant (1946, 1948) im Labor gelang jedoch erst Machemehl et al. (1975). Durch die Installation eines küstenparallel verlaufenden horizontalen Drainrohrs unter der Auflaufzone und Abführung des drainierten Wassers gelang es ihnen, den positiven Einfluss der Grundwasserabsenkung auf den Sedimenttransport nachzuweisen. Damit waren auch Machemehl et al. (1975) die Ersten, die in der Steuerung der Höhenlage des Grundwassers ein Ingenieurkonzept für die Förderung der Sandakkumulation erkannten.

Die erste Überprüfung der o.g. Erkenntnisse in der Natur erfolgte durch Pumpversuche in küstenparallelen Bohrlöchern in Australien (Chappell et al., 1979), jedoch wurden dabei keine abschließenden Ergebnisse wie im Labor erzielt.

Eine maßgebliche Entwicklung des Konzeptes und dessen Anwendung in der Küsteningenieurpraxis erfolgte jedoch erst in den 80er Jahren, nachdem drei Pilotprojekte in Dänemark (1981: Hirtshals West; 1983: Hirtshals Ost; 1985: Thorsminde) und ein Pilotprojekt in Florida (1988: Sailfish Point Stuart) realisiert wurden. Die wichtigsten Meilensteine bis zur Implementierung der Stranddrainage als sanfte Küstenschutzmaßnahme sind in Tafel 1 zusammengefasst. Eine zusammenfassende Darstellungen der wichtigsten Pilotprojekte und Projekte aus der Sicht der Betreiber des aktiven Drainage BMS ist in Anlage B angegeben. Aufgrund der fehlenden Informationen und der Kürze der verfügbaren Zeit sind die letzten acht ausgeführten Projekte nicht berücksichtigt worden.

Tafel 1: Wichtige Entwicklungsetappen der Stranddrainage als Küstenschutzkonzept

|         |   |
|---------|---|
| 1940er  | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Beziehung zwischen Stranddurchlässigkeit und –erosion (BAGNOLD, 1940)</li> <li>• Beziehung zwischen Höhenlage des Grundwassers im Strand und Stranderosion (GRANT 1946, 1948). Bestätigung durch EMERY &amp; FOSTER (1948) für Tidewellen.</li> </ul>  |
| 1960er  | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Nutzung der o.g. Erkenntnisse für die Interpretation der in der Bucht von Santa Barbara (Kalifornien) beobachteten Strandmorphologie in der Auflaufzone (DUNCAN, 1964)</li> <li>• Bestätigung der starken Beziehung zwischen Grundwasser und Stranderodierbarkeit durch multivariate Analyse unter Berücksichtigung von gemessenen 15 Variablen über einen Tidezyklus (HARRISON, 1969).</li> </ul>   |
| 1970er  | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Starker Einfluss der Infiltration auf Größe und Richtung des resultierenden küstennormalen Sedimenttransports in der Auflaufzone (KING, 1972). Experimentelle Bestätigung im Labor (KEMP, 1975)</li> <li>• Erste <u>direkte</u> Überprüfung im Labor der Erkenntnisse von GRANT (1946/48) durch Steuerung der Höhenlage des Grundwassers im Sinne des Ingenieurkonzeptes für die Sandakkumulation (MACHEMEHL et al., 1975)</li> <li>• Erste Überprüfung durch Feldversuche (Pumpversuche) in küstenparallel angeordneten Bohrlöchern, jedoch ohne abschließende Ergebnisse (CHAPPELL et al., 1979).</li> </ul> |
| 1980er  | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entwicklung des „Beach Management Systems (BMS)“ und Patentierung in Dänemark (DK 152301B)<sup>(*)</sup> durch Hans Vesterby, Dänisches Institut für Geotechnik (DGI), erste Pilotprojekte in Hirtshals (1981 und 1983), in Thorsminde (1985) sowie in Florida (Sailfish Point Stuart, 1988)</li> </ul>  |
| 1990er  | <ul style="list-style-type: none"> <li>• 15 Projekte (Drei in den USA, drei in Dänemark, jeweils zwei in Großbritannien, Japan, Spanien und Frankreich)</li> </ul>  |
| Ab 2000 | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Versuchsstrecke in Markgrafenheide, Mecklenburg-Vorpommern</li> <li>• Weitere Pilotprojekte in Frankreich (3), Italien (2),...</li> </ul>  |

<sup>(\*)</sup> US- Patent Nr. B1 4,645,377

## 2.2 Funktionsprinzip von Stranddrainagen und bisherige Ausführungen

Ehe auf die bisher als Feldversuche, Pilot- bzw. Projekte ausgeführten Alternativen der Stranddrainage und auf das Funktionsprinzip eingegangen wird, ist es wichtig, zunächst den Einfluss der Höhenlage des Grundwasserspiegels im Strand auf den resultierenden küstennormalen Sedimenttransport in der Wellenauflaufzone und somit auf die Strandstabilität kurz zu verdeutlichen. Denn es ist vorwiegend dieser Aspekt, der zum Konzept der Stranddrainage als sanfte Schutzmaßnahme gegen Küstenerosion geführt hat.

### 2.2.1 Einfluss des Grundwasserspiegels auf den resultierenden küstennormalen Sedimenttransport

Unter dem Einfluss der niedrigfrequenten (Tidewellen, Sturmflutwasserstände, infraschwere Wellen, etc.) und höherfrequenten (Windwellen, Dünung) Wasserspiegelauslenkungen des Meeres erhöht sich der Grundwasserspiegel (GWS) im Strand im Durchschnitt um den Betrag  $\Delta\bar{\eta}$  (Abb. 1). Die Einwirkungen aus der See, die diese mittleren GWS und dessen Schwankungen verursachen, spielen sich über die unterschiedlichsten Zeitskalen ab, die von einigen Sekunden (Windwellen), Minuten (infraschwere Wellen, Surfbeats), Stunden (Gezeitenwellen) und Tagen (Wind- und Brandungstau) variieren.

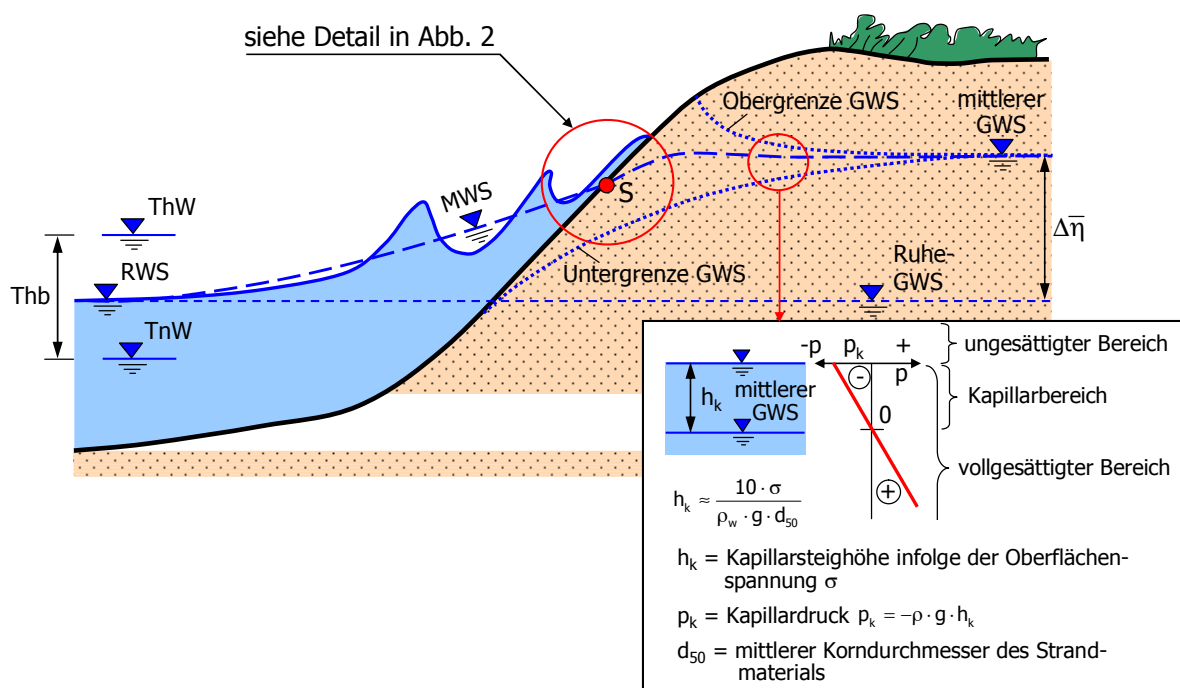


Abb. 1 Beeinflussung des Grundwasserspiegels im Strand (Prinzipischnen)

Außerdem bewirkt die Oberflächenspannung  $\sigma$  des Porenwassers einen Unterdruck (Kapillardruck  $p_k$ ), der zu einem kapillaren Anstieg  $h_k$  des mittleren Grundwasserstandes führt. Je nach Korngröße des Strandmaterials ( $d_{50}$ ) ist eine kapillare Steighöhe  $h_k$  von einigen Zenti-



metern bis Dezimetern möglich. Der Einfluss des Kapillarbereiches auf die Schwankungen des GWS ist vor allem bei weniger durchlässigen Stränden unter hochfrequenten Einwirkungen (Seegang) von Bedeutung. Die schematische Darstellung in Abb. 2 des in Abb. 1 ange deuteten Details soll die sich abspielenden Prozesse in der Wellenauflaufzone im Fall eines relativ niedrigen Grundwasserstandes im Strand (Abb. 2a) und eines höher gelegenen Grundwasserstandes (Abb. 2b) verdeutlichen.

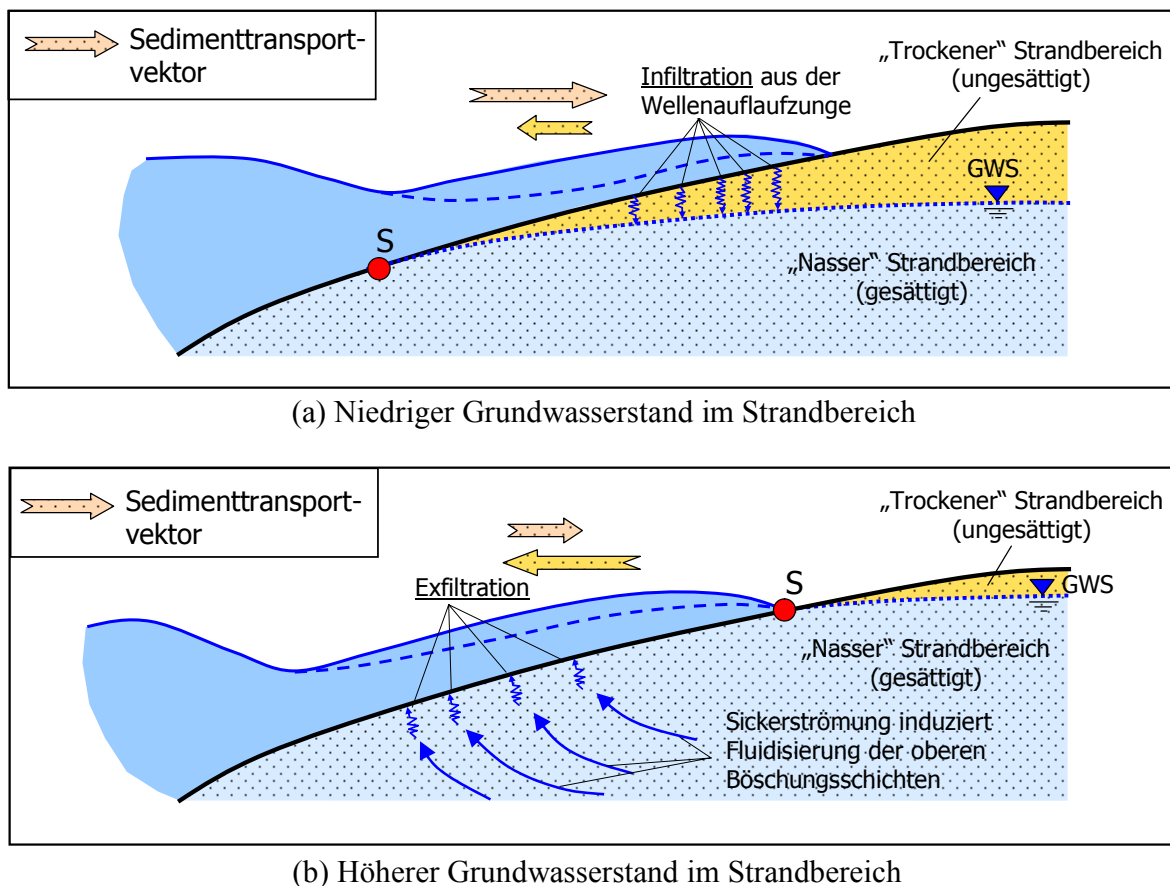


Abb. 2 Einfluss der Höhenlage des Grundwasserstandes auf den Sedimenttransport in der Wellenauflaufzone

- (a) *Bei relativ niedrigem Wasserstand (Abb. 2a):* Unter der Wellenauflaufzone liegt ein relativ großer „trockener“ (ungesättigter) Strandbereich, in den das Auf- und Rücklaufwasser infiltrieren kann.

Durch die Infiltration des Auflaufwassers wird die „Auflaufzunge“ zunehmend dünner. Als Ergebnis nimmt bei ausreichend durchlässigem Strandmaterial das Transportpotential des Wellenaufschwalls landwärts stärker als ohne Infiltration ab (siehe Abb. 3). Dadurch wird auch die Reichweite (d.h. Wellenauflaufhöhe) geringer. Kurz vor dem maximalen Wellenauflauf hat der Auflaufschwall soviel an Masse und Energie verloren, dass das Auflaufwasser viel schwächer als ohne Infiltration

zurückläuft und daher viel weniger Sedimente seewärts zurück verfrachtet, als landwärts durch den Auflaufschwall transportiert wird<sup>(\*)</sup>.

Als Gesamtergebnis nach einem Auflauf-Rücklauf-Zyklus wird eine positive Sedimenttransportbilanz (d.h. landwärts) erwartet. Bei Vernachlässigung der Infiltration würde aufgrund der inhärenten Asymmetrie der Auflauf- und Rücklaufströmung sowie aufgrund der Suspensionsverhältnisse der Sedimente in der Auflaufzone (Pritchard & Hogg, 2005) eine ungünstige Asymmetrie des Sedimenttransports auftreten (d.h. zugunsten des seewärtigen Transports) erwartet (Abb. 3). Während im oberen Strandbereich ein nahezu symmetrischer Verlauf der Transportrate  $Q$  beim Wellenauf- und -rücklauf festzustellen ist, tritt im unteren Strandbereich ein erhebliches Sanddefizit (Erosion) auf, das aufgrund der beschleunigten Rücklaufströmung seewärts stark zunimmt.

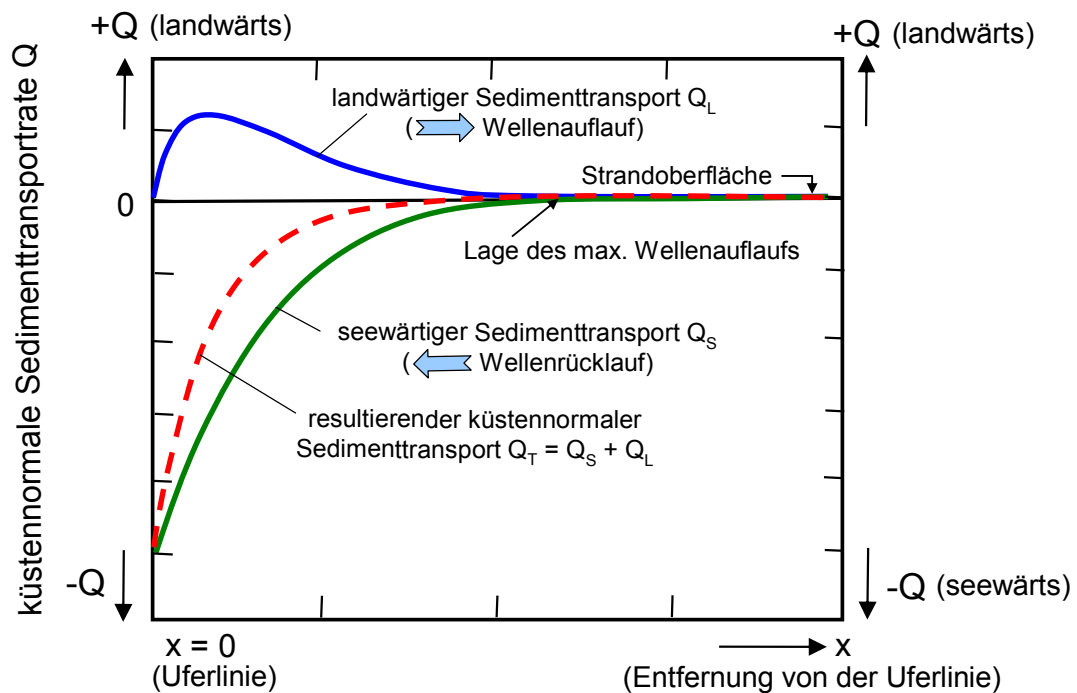


Abb. 3 Asymmetrie des küstennormalen Sedimenttransports in der Auflaufzone ohne Infiltration über einen Wellenauf- und Wellenrücklaufzyklus (Prinzipiskizze)

- (b) *Bei höher gelegenem Grundwasserstand (Abb. 2b):* Im Gegensatz zum Fall in Abb. 2a liegt unter der Auflaufzone ein vollständig wassergesättigter Strandbereich, der mehr durch Exfiltration als durch Infiltration charakterisiert ist. Da beim Auflauf kaum Infiltration stattfindet, entfällt die in Abb. 2a beschriebene positive Wirkung. Im Gegenteil wird durch die Exfiltration insbesondere die Wassermasse des Rück-

<sup>(\*)</sup> Dabei wird jedoch oft übersehen, dass durch die Infiltration der Grundwasserspiegel höher wird. Dadurch wandert die Grenze des ungesättigten Strandbereiches landwärts und wird daher entsprechend kleiner.

laufschwells größer und die Sedimente werden durch die aufwärts wirkende Sickerströmung leichter. Durch diese beiden Effekte wird der seewärts gerichtete Sedimenttransport viel mehr gefördert als in Abb. 2a. Die Asymmetrie zugunsten des seewärtigen Transports, wie sie in Abb. 3 dargestellt ist, wird verstärkt.

### 2.2.2 Bisherige Ausführungen in der Praxis

Das erste Patent<sup>(\*)</sup> (KD 152308B) über die Stranddrainage als Küstenschutzmaßnahme und die ersten drei „Pilotprojekte“ entstanden in den 80er Jahren in Dänemark. Inzwischen sind fast 30 Anwendungen weltweit zu verzeichnen, wobei die meisten eher als Feldversuche und Pilotprojekte anzusehen sind. Grundsätzlich sind hinsichtlich der Absenkung des Grundwasserstandes im Strand zwei Vorgehensweisen zu unterscheiden:

- „Aktive“ Stranddrainage (mit Pumpen)
- „Passive“ Stranddrainage (ohne Pumpen)

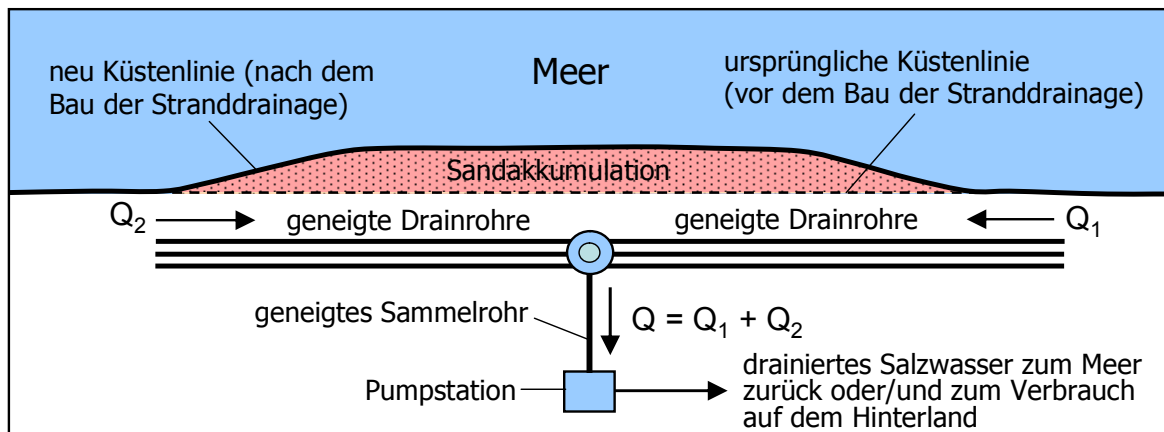
#### a) Aktive Stranddrainage (mit Pumpen)

Etwa 30 Anlagen dieses Typs wurden bislang weltweit als Feldversuche bzw. Projekte ausgeführt (ein Teil davon ist in Anlage B zusammengestellt). Fast 25% der Anlagen sind nicht mehr in Betrieb und über die meisten anderen Anlagen liegen keine Angaben über den derzeitigen Zustand vor, was eher auf negative Erfahrungen hinsichtlich des mittel- und langfristigen Verhaltens hindeutet, zumal kommerzielle Interessen dahinter stehen. Die meisten dieser Anlagen wurden nach dem patentierten „BMS“ (Beach Management System) von DGI (Danish Geotechnical Institute) gebaut.

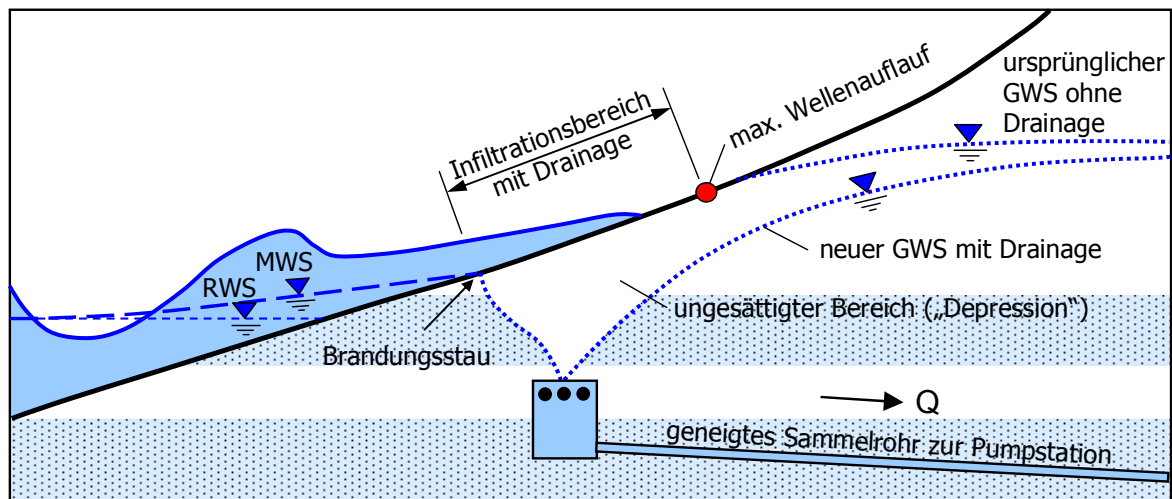
In Abb. 4 ist das Funktionsprinzip schematisch dargestellt. Ohne Drainage liegt das Grundwasser im Strand - und somit auch die ungesättigte Zone - so hoch, dass eine Infiltration des Auflaufwassers kaum gegeben ist (Abb. 4b).

---

<sup>(\*)</sup> In der Patentschrift und oft auch im Schrifttum erwähnt, dass die Idee für dieses Konzept zufällig Anfang der 80er Jahre in Dänemark entstanden ist, unabhängig von den oben beschriebenen Erkenntnissen und Entwicklungen (siehe US Patent Nr. B 14645377).



(a) Stranddrainage im Grundriss



(b) Stranddrainage im Querschnitt

Abb. 4 Funktionsprinzip einer „aktiven“ Stranddrainage (schematisch)

Durch die unter der Auflaufzone küstenparallel installierten Drainrohre, die das drainierte Wasser zu einem Pumpensumpf (Schwerkraft) abführen, wird das Grundwasser abgesenkt. Unterhalb der Auflaufzone entsteht ein wasserungesättigter Bereich, der auf das Auflaufwasser mit starker Sedimentkonzentration als „Depression“ wirkt und es förmlich „ansaugt“ (Infiltration). Das beim Wellenaufstieg durch Infiltration versickerte Wasser fehlt dann dem Rücklaufschwall, der im Vergleich zum Auflaufschwall stärker geschwächt wird, um die beim Auflauf transportierten Sedimente gänzlich wieder zurück in die See zu verfrachten. Als Ergebnis lagert sich mit jedem Wellenauf- und Rücklaufzyklus Sand in der Auflaufzone an, die im oberen Bereich zunehmend steiler wird, bis ein entsprechendes Gleichgewicht erreicht wird.

Was jedoch dabei häufig übersehen wird, ist, dass die Strandverbesserung im Profil lokal sehr begrenzt ist und lediglich auf viel weniger als 10% des gesamten Profils der Erosionsküste stattfindet (Brunn, 1989). Vielmehr findet diese lokale Sandakkumulation auf Kosten anderer Stellen entlang des Profils: unterhalb des Infiltrationsbereichs statt (da der Rücklauf ge-

schwächt ist) sowie im obersten Strandbereich, da der mit Sediment beladene Auflaufschall nicht bis dahin gelangt, um dort Teile seiner Fracht sedimentieren zu lassen (Brunn, 1989).

#### Anmerkungen zur aktiven Stranddrainage

Das Konzept in Abb. 4 mit küstenparallel installierten Drainrohren, Sammelrohr und Pumpensumpf stellt die bislang am häufigsten eingesetzte Alternative dar. Jedoch wurden früher auch Pilotprojekte mit der in Abb. 5 dargestellten Lösung durchgeführt. Das erste und bislang bekannteste Pilotprojekt dieser Art stammt aus den 70er Jahren (Durras Beach Australien). Dabei wurden 24 Brunnen installiert und insgesamt 100m<sup>3</sup>/h gepumpt. Gleichzeitig wurden die dadurch induzierten Veränderungen der Strandmorphologie beobachtet. Die veröffentlichten Ergebnisse (Chappell et al., 1979) lassen – wie in den meisten Fällen – keine abschließenden Aussagen über die erzielte Wirkung der aktiven Stranddrainage zu. Bei beiden Varianten in Abb. 4 und 5 ist für die Absenkung des Grundwassers die Abführung relativ großer Wassermengen aus dem Grundwasserleiter ( $Q = 100\text{--}1500\text{m}^3/\text{h}$ ) unverzichtbar (siehe auch Beispiele in Anlage B).

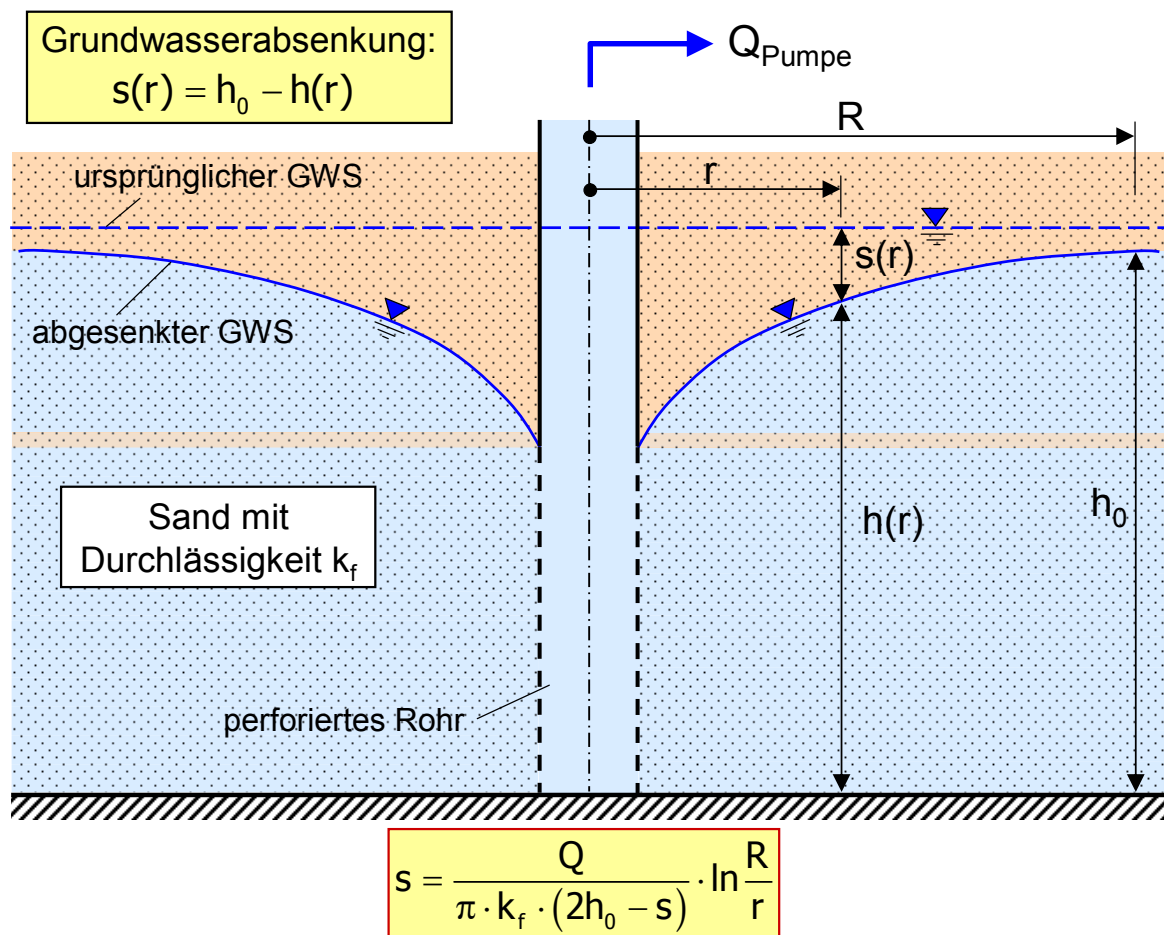


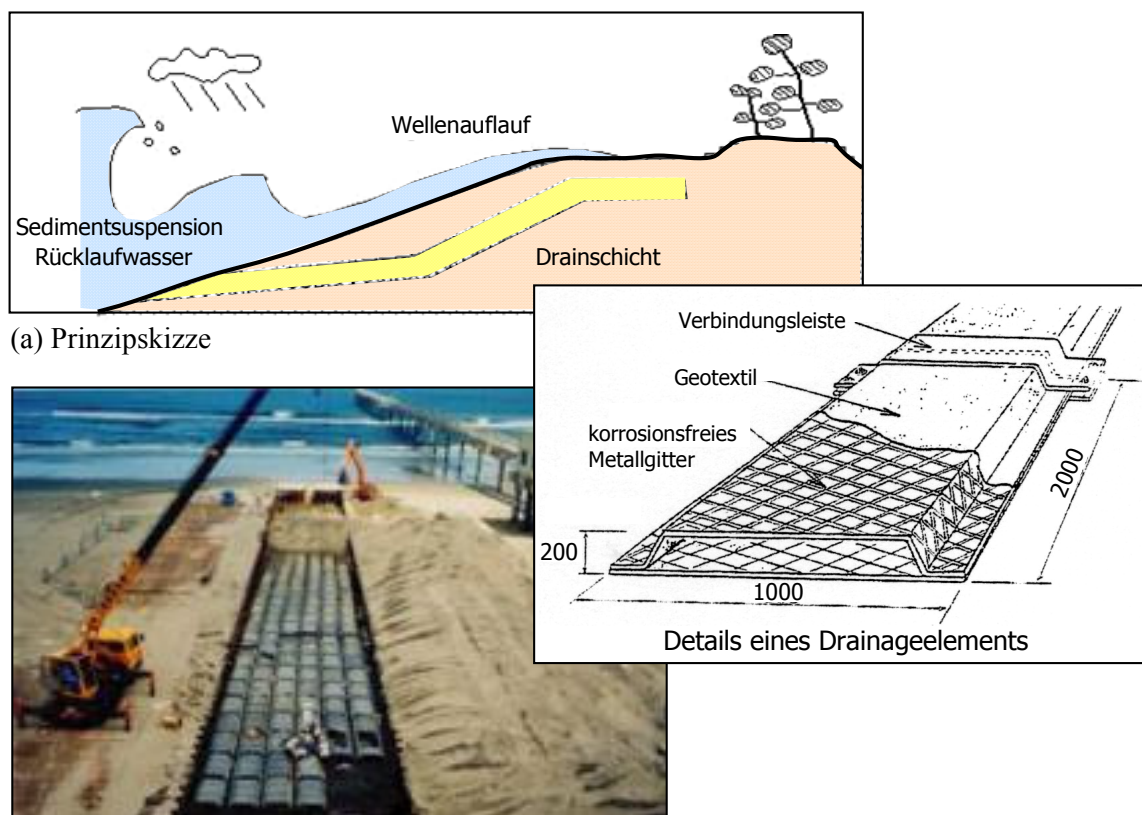
Abb. 5 Prinzipskizze zur Absenkung des freien Grundwassers im Strand (Ausschnitt)

#### b) Passive Stranddrainage (ohne Pumpen)

Im Gegensatz zur aktiven Stranddrainage sind von diesem Typ nur sehr wenige Pilotprojekte bekannt: Dee Why Beach in Australien (Davies et al., 1994) und Hazaki Oceanographic Re-

search Station (Hors) in Japan (Yamashada et al., 2004). Da die nach dem Bau der Stranddrainage festgestellten Veränderungen im Strandbereich in derselben Größenordnung wie die natürliche Variabilität der Küstenmorphologie lag, können auch hier keine abschließenden Aussagen über die Wirkung der Stranddrainage gemacht werden.

Das Funktionsprinzip entspricht dem der aktiven Stranddrainage in Abb. 4, jedoch mit dem Unterschied, dass die Abführung des drainierten Wassers lediglich durch die Schwerkraft erfolgt. Entsprechend sind auch die Investitionskosten für die Drainageeinrichtungen höher als bei der aktiven Stranddrainage. Als Beispiel für eine derartige Anlage ist in Abb. 6 das in HORS, Japan, installierte System dargestellt. Problematisch ist die Dauerhaftigkeit der Anlage, insbesondere auch wegen der Versandung der Ausflussleitungen im Meer.



(b) Bau des Stranddrainagesystems in HORS, Japan (nach KATOH et al., 2003)

Abb. 6 Funktionsprinzip einer „passiven“ Stranddrainage (schematisch) und Beispiel aus Japan (nach Yamashada et al., 2004)

#### Anmerkungen zum Drainagesystem vom dänischen „Skagen Innovation Center (SIC)“

Obwohl das SIC-PEM-System eindeutig in die Gruppe der „passiven Stranddrainagen“ einzuordnen ist (da es keinen Einsatz von Pumpen bedarf) lässt sich das Funktionsprinzip weder aus den Beschreibungen des Erfinders, noch aus anderen Unterlagen nachvollziehen. Die physikalische Basis für die Funktionsweise ist schwer identifizierbar. Deshalb wird das System gesondert im Abschnitt 2 behandelt.

### 3 Stranddrainagesystem „SIC Pressure Equalization Modules“

Nachfolgend werden zunächst das „SIC-PEM-System“ und die Erfahrungen mit dessen Einsatz in den bisherigen Projekten/Feldversuchen aus der Sicht des Erfinders und der Vertreiber dargestellt. Anschließend folgt eine kurze Stellungnahme zu den Ergebnissen des laufenden Monitoringprojekts an der Westküste Jütlands unter der Federführung von Professor Burcharth von der Universität Aalborg. Abschließend wird eine Bewertung der Funktionsweise des SIC-PEM-Systems aus der Sicht des Unterzeichneten vorgenommen.

#### 3.1 Darstellung aus der Sicht des Erfinders und der Vertreiber

Das in den 90er Jahren in Dänemark, wahrscheinlich auch in weiteren Ländern und zuletzt auch in den USA (US-Patent, 2003), patentierte System wurde bislang vorwiegend von SIC erfolgreich vermarktet. Seit dem letzten Jahr versucht auch „Eco Shore International“ einen Vertrieb auf dem US-Markt. Auffällig ist, dass es im Gegensatz zum aktiven Stranddrainagesystem „Beach Management System“<sup>(\*)</sup>, das ebenfalls aus Dänemark stammt, die Funktionsweise des SIC-PEM-Systems sehr spärlich dokumentiert ist und daher viel Raum für Spekulationen zulässt.

Die hier zusammenfassend wiedergegebenen Beschreibungen stammen ausschließlich aus den Darstellungen des Erfinders (US-Patent, 2003) und der Vertreiber (Internet).

##### 3.1.1 Beschreibung und Funktionsweise

Das System besteht hauptsächlich aus vertikalen Kunststoffrohren von ca. 2 m Länge und 5 bis 7 cm Durchmesser. Sie sind im unteren Bereich perforiert und das offene obere Ende gewährleistet die Verbindung mit der Atmosphärenluft. Durch diese Verbindung soll nach Angaben des Erfinders „der Druck des Grundwasserleiters mindestens entlang der (drainierten) Küstenstrecke vollständig bzw. teilweise ausgeliehen werden“ (US-Patent, 2003). Deshalb werden diese Rohre auch „Druckausgleich-Module“ (Pressure Equalization Modules, PEM) genannt.

Die ca. 2m langen Rohre werden etwa alle 10m auf das Küstenprofil und in Abständen von ca. 100m entlang der Küstenlinie lotrecht in den Strand eingerammt. Dadurch entsteht eine Verlegedichte von ca. 1 Rohr/1000m<sup>2</sup>. Die Skizze in Abb. 7a, die sowohl in der Patentschrift als auch in allen Werbungsprospekten und Internetseiten der Vertreiber abgebildet ist, erscheint wenig hilfreich.

---

(\*) Erfinder Hans Vesterby, Danish Geotechnical Institute (Patent angemeldet in mehreren Ländern, in Deutschland vertrieben durch die Firma „Clement“, Rostock).

Trotzdem soll nachfolgend versucht werden, die Funktionsweise anhand der Ausführungen der Patentschrift (US Patent, 2003) etwas zu verdeutlichen.

Die entscheidende Stelle in der Patentschrift für den Versuch, die Funktionsweise des PEM-Systems zu erklären ist:

- (1) *„...Thus, the coastal profile may be compared to a downwardly open tank where the tank is opened at the top with the pressure equalization modules which extend through the compact layers of the profile so that the water runs more easily and thereby more quickly out of the profile in the period from flood to ebb. This means that a pressure equalized profile is better emptied of freshwater and salt water in the fall period of the tide....”*

Dies würde voraussetzen, dass die wasserungesättigte Zone (d.h. zwischen Strandoberfläche und Grundwasserspiegel!) keine Verbindung zur Atmosphäre hat und einem Unterdruck unterliegt. Wie es zu diesem unter real existierenden Bedingungen schwer vorstellbaren Effekt kommen kann, wurde in der Patentschrift versucht, wie folgt zu erklären:

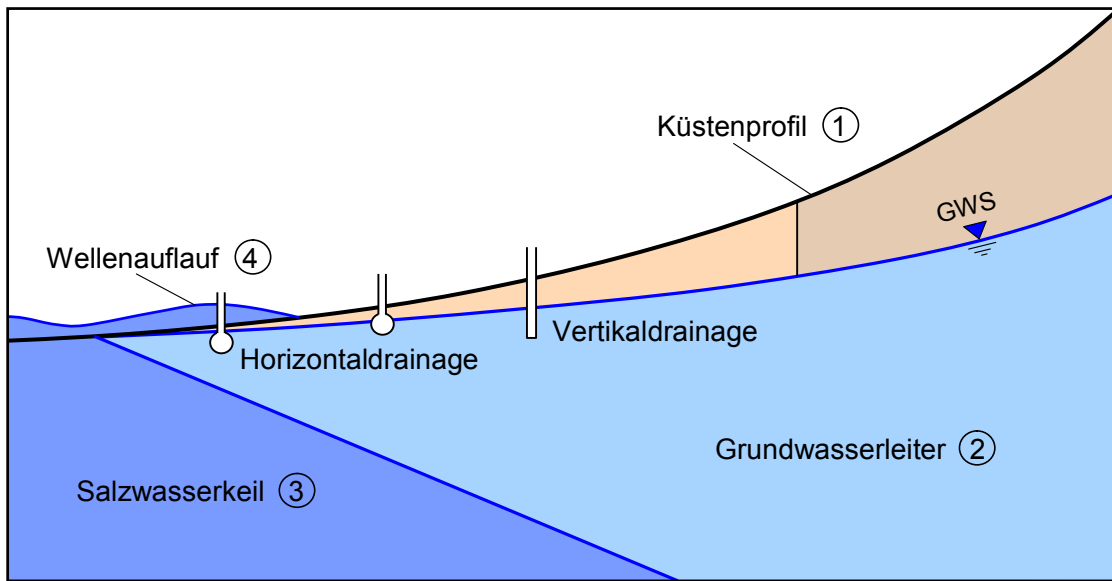
- (2) *„... A possible explanation as to why coastal accretion takes place is that the very fine sand which is fed to the profile partly by the sea and partly by the wind and which is packed with silt and other clay particles, reduces the hydraulic conductivity. Deeper layers in the coastal profile, which have exclusively been built by the waves of the sea, are primarily coarse in the form of gravel and pebbles which have a greater hydraulic conductivity. The difference in hydraulic conductivity will be seen clearly when digging into a coastal profile, it being possible to dig a hole in the profile, and the groundwater will then rise up into the profile once the water table is reached. The reason is the very different hydraulic conductivity and that the freshwater is under pressure from the hinterland...”*

Nach der o.g. Erklärung (1) für die Funktionsweise während der “Ebbephase” (Wellenrücklauf) im Zusammenhang mit der Erklärung der hierfür erforderlichen Voraussetzung (2) folgt dann die Erklärung für die Funktionsweise während der “Flutphase” (Wellenauflauf):

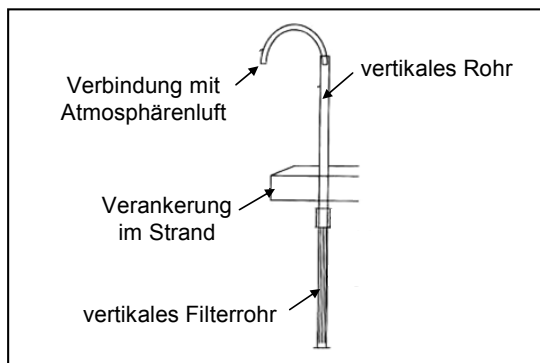
- (3) *„...When the tide then rises from ebb to flood, a greater fluctuation occurs in the foreshore, as the salt water in the swash zone is drained in the swash zone so that materials settle in the foreshore during this period of time. Conversely, coastal erosion takes place if the freshwater is under pressure in the foreshore, as the salt water will then run back into the sea on top of the freshwater and thereby erode the foreshore. In reality, the pressure equalization modules start a process which spreads from the pressure equalization modules, as the silt and clay particles are flushed out of the foreshore when the fluctuation is increased because of the draining action of the modules...”*

Die in Abb. 7d,e dargestellte Konstruktion mit den so genannten „longitudinalen und transversalen Faschinen“ dient lediglich der Fixierung der verfrachteten Sedimente in der Ablaufzone und der Festlegung der oberen Grenze der Strandbreite:

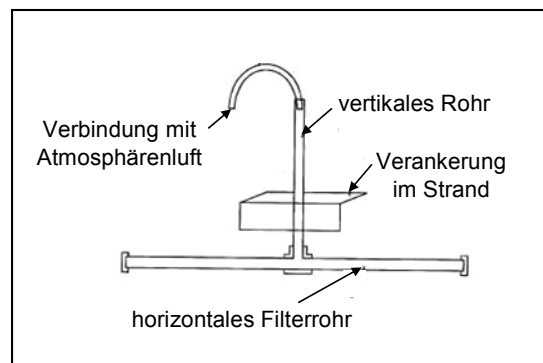




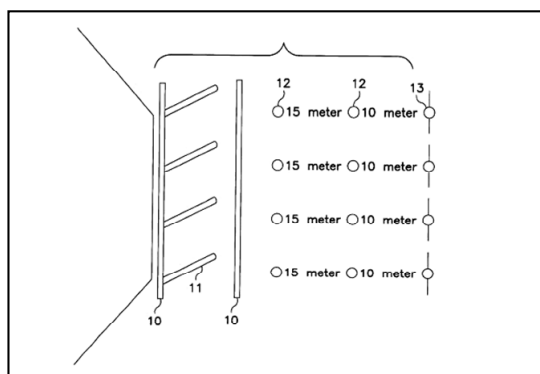
(a)



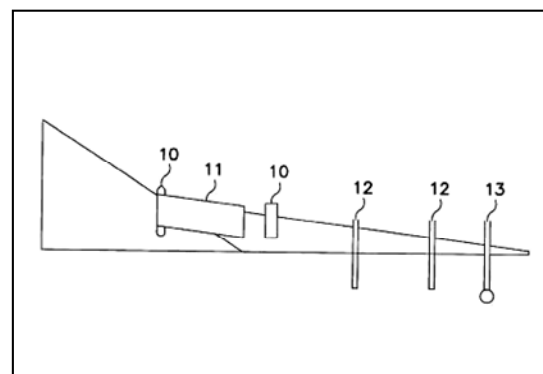
(b)



(c)



(d)



(e)

Abb. 7 PEM-Stranddrainage System nach US-Patent (2003)

(4) „...Further, a clear connection has been found between the amount of sediment transport on the coast and the rate of the coastal accretion. It has been found that the

*pressure equalization modules create a natural equilibrium profile with a system of about 1:20, so that the waves run up on the beach and leave material, as water in motion can carry large amounts of material which settle when the velocity of the water decreases. The profile must therefore have a given width with respect to the tide and a maximum water level in the area. Coastal profiles with pressure equalization modules naturally become very wide, which results in a very great sand drift on the foreshore. This great sand drift is utilized by establishing longitudinal fascines high up in the beach and transverse fascines with an increasing height toward the foot of the dune, the fascines forming the upper part of the beach profile... ”*

Deshalb wird in Abschnitt 3.3, wo die in der Patentschrift dargestellten „Erklärungen für die Funktionsweise“ diskutiert werden, nicht mehr darauf eingegangen. Es erscheint jedoch hilfreich, vorher die Ergebnisse der laufenden Monitoringuntersuchungen des in Holmsland (Westküste Jütlands, Dänemark) eingebauten PEM-Systems zu diskutieren.

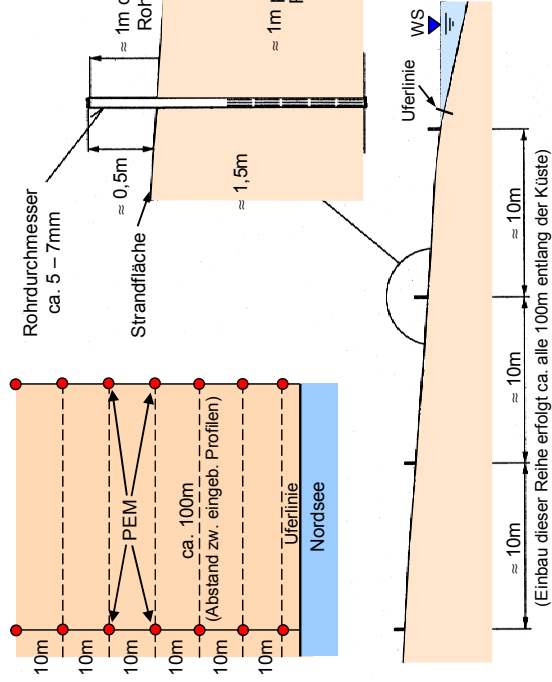
## **3.2 Monitoringuntersuchungen an der Westküste, Jütland**

### **3.2.1 Teststrecke und Hauptziel der Untersuchungen**

Die Teststrecke in Holmsland, südlich von Hvide Sande für das PEM-System, beträgt insgesamt 11 km und setzt sich aus folgenden 5 Teilstrecken zusammen (Abb. 8):

- Drei Referenzstrecken I, II und III von je 1,8 km ohne Stranddrainage
- Zwei drainierten Strecken I und II von jeweils 4,7 km und 0,9 km, wobei das eingebaute PEM-Drainagesystem in Abb. 8 dargestellt ist.

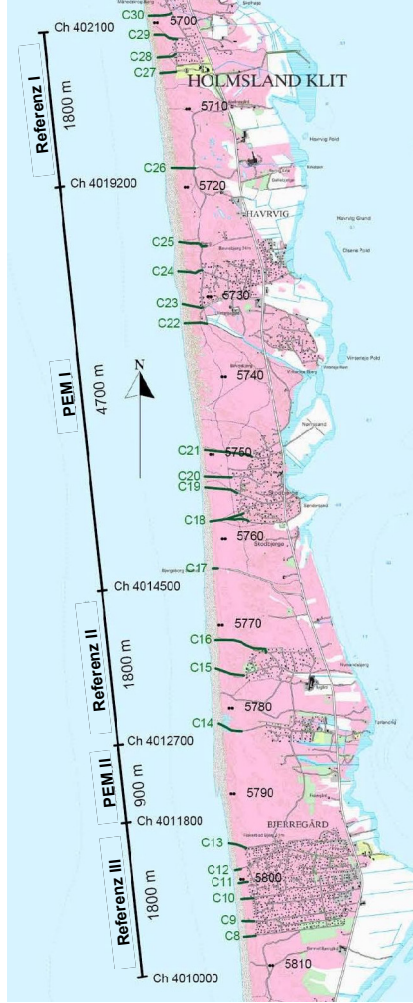
Die Stranddrainage ist seit Januar 2005 in Betrieb, jedoch erst nach der Sturmflut um den 8. Januar 2005 (d.h. keine Sturmflut während der ausgewerteten Monitoringperiode). Die Feldversuche, geplant über insgesamt drei Jahre, bestehen hauptsächlich darin, die Wirksamkeit der Stranddrainage durch regelmäßige Vermessungen der fünf Teilstrecken und durch Vergleich der morphologischen Entwicklungen an den Strecken mit und ohne Stranddrainage zu bestimmen. Das Projekt wird in Zusammenarbeit mit Skagen Innovation Center (SIC) und Dänischem Küstendirektorat (KDI) unter Mitwirkung von zwei Universitätsprofessoren aus Dänemark, Professor H. Burcharth aus Aalborg und Professor J. Fredsøe aus Lyngby, durchgeführt. Diese Arbeitsgruppe hat unter der Federführung von Professor H. Burcharth den 1. Zwischenbericht vom 12. Oktober 2005 im Internet veröffentlicht (<http://www.kyst.dk/graphics/publications/Fields%20tests.pdf> und <http://www.shore.dk/SICfieldtest.pdf>). Hierin wird vor allem über die Wahl der Teststrecke, die Monitoringverfahren, das gesamte Vorgehen und die Ergebnisse der ersten Messungen von Januar, April und Juli 2005 berichtet. Die nachfolgenden Ausführungen basieren also hauptsächlich auf den Angaben in diesem Bericht (Burcharth & Fredsøe, 2005).



(a) Lage der Versuchsküste

(c) Küstennormale und küstenparallele Anordnung der PEM im Strand

„Druckausgleichsrohr (PEM)“ vor dem Einrammen in den Strand



(b) Anordnung der Teststrecken an der Westküste Jutlands, Dänemark. Versuchsstrecke mit PEM-System in Holmsland.



PEM beim Einrammvorgang

Abb. 8 Versuchsstrecke mit PEM-System in Holmsland (aus dem Werbematerial von KDI und SIC und aus Burcharth und Fredsøe, 2003)

### 3.2.2 Ergebnisse der ersten Messungen über das 1. Halbjahr 2005

Ehe man auf die Ergebnisse der drei Messkampagnen (Januar, April und Juli 2005) eingeht, ist es wichtig, zunächst anzumerken, dass die Stranddrainage erst nach der letzten Sturmflut in jenem Winter (um den 8. Januar 2005) installiert war und danach weder ein merklicher See-gang noch maßgeblich hohe Wasserstände auftraten; d.h. der Strand befand sich, wie üblich in der Sommerphase, wieder im natürlichen Aufbau. Auf weitere Aspekte, die bei der Bewertung derartiger Ergebnisse zu beachten sind, wird in der Diskussion unter Abschnitt 3.2.3 eingegangen.

Die wichtigsten Ergebnisse sind in Abb. 9 dargestellt, die aus den Zahlen im Bericht (Burcharth & Fredsøe, 2005) entwickelt wurden. Daraus ist auf den ersten Blick Folgendes ersichtlich, das in der nachfolgenden Diskussion im Abschnitt 3.2.3 relativiert wird:

- (i) Bei beiden Strecken mit Stranddrainage überwiegt die Akkumulation.
- (ii) In zwei der Strecken ohne Stranddrainage überwiegt zwar die Stranderosion, aber in der dritten Strecke ist eine beachtliche Akkumulation festzustellen.

Daraus wird der Bericht unter „Preliminary Conclusion“, wenn auch sehr vorsichtig geäußert, doch auf eine mögliche Korrelation zwischen drainierten und undrainierten Strecken geschlossen. Hingegen wird keine merkliche Änderung der Strandbreite über alle Versuchsstrecken innerhalb der sechs Monate festgestellt. (Siehe Abb. 5 im Originalbericht Burcharth & Fredsøe, 2005)

### 3.2.3 Diskussion der Ergebnisse

Wie es im Bericht explizit auch erwähnt wird, ist der 6-monatige Beobachtungszeitraum noch viel zu kurz, um zuverlässige und brauchbare Aussagen über die Wirksamkeit der Schutzmaßnahme herleiten zu können. Erschwerend kommt noch hinzu, dass keine Sturmflut in der Testperiode auftrat. Neben der Verkomplizierung des Problems durch die Besonderheiten der gewählten Teststrecke (im Lee-Bereich bestehender Schutzmaßnahmen, Fortsetzung der Sandvorspülungen am Riff, etc.), wird auch das Fehlen von Angaben über folgende Aspekte die abschließende Beurteilung der Ergebnisse – auch nach drei Jahren Messungen!!! – maßgeblich erschweren:

- (i) Die zeitliche Variabilität des Sedimenttransports über das gesamte Jahr und für die Jahre seit der Implementation der nördlich gelegenen Schutzmaßnahmen. Dasselbe gilt auch über die räumliche Variabilität auf der gesamten Versuchsstrecke von 11 km Länge.
- (ii) Die Variabilität der geologisch/sedimentologischen (Lythologie) Verhältnisse auf die gesamten Versuchsstrecke.
- (iii) Die Umverteilung des vorgespülten Sandmaterials am Riff.

Insbesondere Angaben zu (i) hätten bereits zur Beurteilung der Ergebnisse dieser Testphase beitragen können –insbesondere bei der Klärung der Frage, inwieweit die in Abb. 9 darge-

stellten Verteilungen im Vergleich zu Verteilungen über derselben Jahreszeit der letzteren Jahre tatsächlich auf die Stranddrainage zurückzuführen sind oder doch im Rahmen der natürlichen räumlichen und zeitlichen Variabilität des Sedimenttransports liegen.

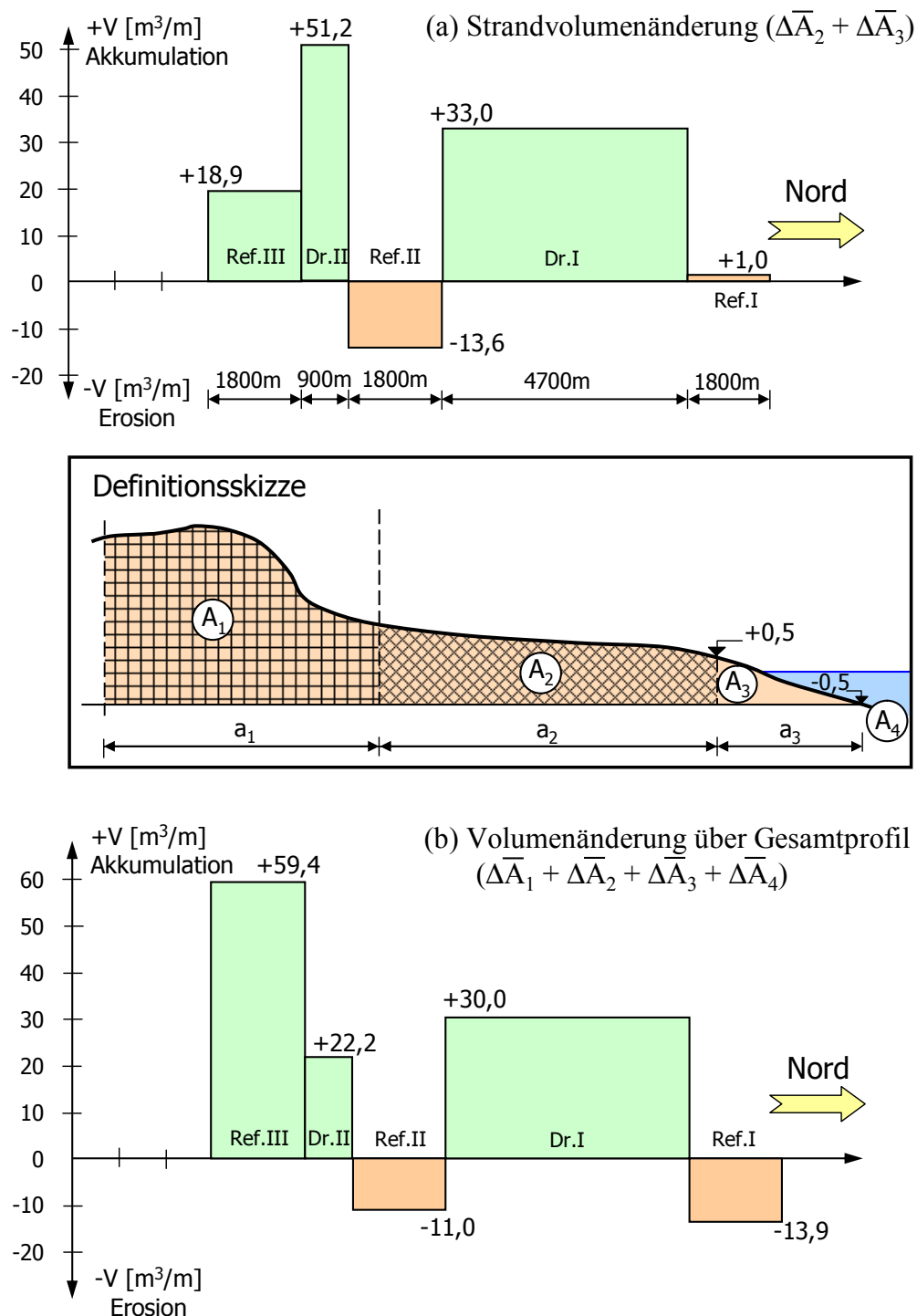


Abb. 9 Resultierende Volumenänderungen im Profil (gemittelt über 6 Monate von Januar bis Juli 2005)

Zur Feststellung der Wirksamkeit der Stranddrainage über kurze Testperioden gibt es auch weitere Möglichkeiten:

- (a) Direkte visuelle Beobachtung der Farbe der Strandoberfläche im Bereich der Drainrohre: eine „matt“ erscheinende Sandoberfläche weist auf drainierten Sand (Wirksamkeit gegeben!) und eine „glänzend“ erscheinende Strandoberfläche eher auf eine undrainierten Sandoberfläche (keine Wirkung!) hin.
- (b) Online Messungen der Grundwasserstandsänderungen im Bereich der drainierten Bereiche: Da die Drainrohre der Absenkung des GWS im Strand dienen sollten, sind diese Messungen ein Muss.
- (c) Online Messungen des Porenwasserdruckes im angeblichen Einflussbereich der Druckausgleichmodule (PEMs): Da letztere laut Patentschrift beträchtliche Änderungen in der Sickerströmung im Einflussbereich darstellen, sind derartige Messungen unverzichtbar.
- (d) Bohrungen zur Probenentnahme und Analyse der Kornverteilung über die Tiefe: Die Annahme, dass die PEM eine merkliche Auswaschung der Feinfraktionen in der Auflaufzone induzieren (und somit erst eine bessere Infiltration des Auflaufwassers ermöglichen), ist anhand der Ergebnisse der Analyse zu verifizieren.

Es ist etwas verwunderlich, dass die ersten Ergebnisse der Messungen veröffentlicht wurden, ohne die Funktionsweise direkt anhand der oben aufgezeigten Möglichkeiten im Feld bzw. im Labor zu verifizieren. Denn die Schwierigkeiten, brauchbare Aussagen aus den morphologischen Veränderungen allein zu erhalten, werden aufgrund der großen Vielfalt und der extrem hohen zeitlichen und räumlichen Variabilität der hydro- und morphodynamischen Einflussfaktoren weiterhin bestehen – auch nach drei Jahren Messungen (siehe Abschnitt 4.2).

### **3.3 Bewertung des SIC-PEM-Stranddrainage Systems aus der Sicht des Unterzeichneten**

Es erscheint zweckmäßig und zugleich erforderlich, die Diskussion mit dem Hintergrund folgender gesicherter Erkenntnisse (siehe Abschnitt 2.2) zu führen:

- (a) Die Absenkung des Grundwasserspiegels im Strand verbessert die Strandstabilität
- (b) Die Hauptfunktion einer Stranddrainage besteht darin, eine derartige Absenkung effektiv und dauerhaft zu gewährleisten.

Eine effektive Absenkung kann nur durch einen ausreichenden Sickerabfluss  $Q$  aus dem Grundwasserleiter erzielt werden. Der erforderliche Abfluss  $Q$ , um eine gewünschte GW-Absenkung  $\Delta h$  zu erzielen, lässt sich in der Regel bei genaueren Vorgaben der hydrologischen und hydrogeologischen lokalen Verhältnisse relativ gut berechnen (z.B. Beach Win-Modell). Zur Abführung dieses erforderlichen Sickerabflusses  $Q$  sind folgende zwei Voraussetzungen unverzichtbar:

- (a) erforderliche Treibkraft (Schwerkraft, Pumpen)
- (b) Sickerströmungsleiter mit ausreichenden Fließquerschnitt, d.h. ausreichende Durchlässigkeit

Im „*rein aktiven Drainagesystem*“ (Abb. 5) sind die erforderliche Treibkraft und die erforderliche Ableitung der Strömung jeweils direkt durch die Pumpleistung und die Rohrleitungen an der Pumpe gegeben.

Im „*aktiven Dränagesystem*“ (Abb. 4) ist die erforderliche Treibkraft sowohl durch die Schwerkraft (Neigung der Drainrohre in Richtung des Sammelrohrs hin und Neigung des letzteren zum Pumpensumpf hin) als auch durch die Pumpleistung gewährleistet. Die Abführung des drainierten Wassers wird durch die Drainrohre, das Sammelrohr und die Pumpen gesichert.

Im „*passiven Drainagesystem*“ (Abb. 6) sichern die schräg zur See hin eingebauten Strömungskanäle im Strand sowohl die Treibkraft (Schwerkraft) als auch die Ableitung der Strömung.

Beim „*PEM-Drainagesystem*“ (Abb. 7) ist unter normalen Strandverhältnissen hingegen weder die Treibkraft der Strömung noch das Strömungsmedium erkennbar, die zum Abführen des erforderlichen Abflusses  $Q$  und der damit einhergehenden Absenkung des Grundwasserstands erforderlich sind.

Die Verlegedichte der PEMs (1 Rohr/1000m<sup>2</sup>) ist viel zu klein, um eine merkliche Änderung der Stranddurchlässigkeit und des Grundwasserstands zu bewirken.

Die Erklärung des Erfinders an der Stelle (2) im Abschnitt 3.1, woraus wahrscheinlich die Bezeichnung „*Pressure Equalization Modules*“ (PEM) für das Drainagesystem abgeleitet wurde, ist auszuschließen. Denn damit wird vermutlich versucht, den in Abb. 10 dargestellten Effekt nachzuahmen [„*Pressure equalized profile is better emptied of freshwater and saltwater in the fall period of the ebb*“ (US-Patent, 2003)].

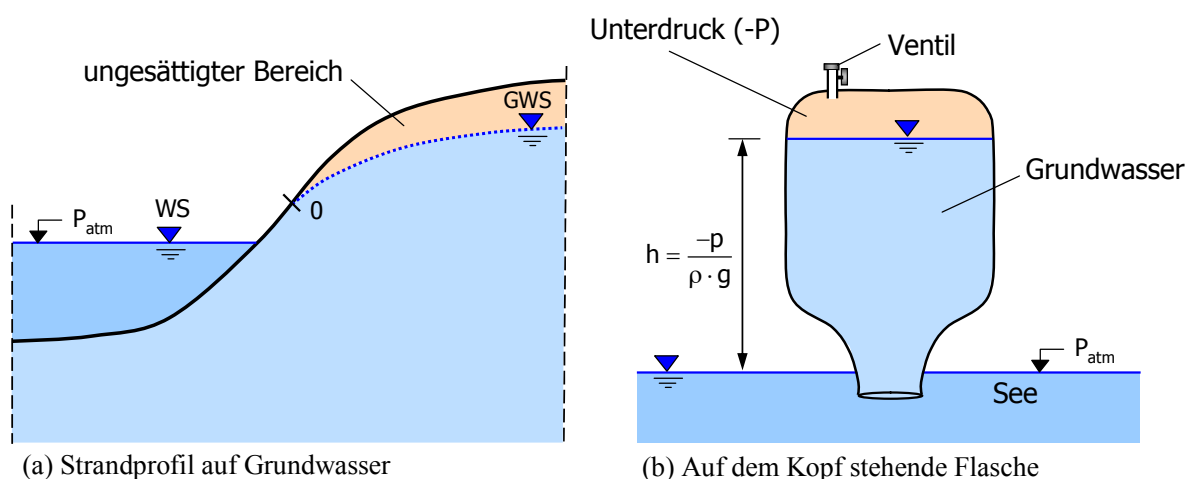


Abb. 10 Vermutete Analogie zwischen Strandprofil (a) und auf dem Kopf stehender Flasche (b)

Im oberen Teil der Flasche (Abb. 10b) herrscht ein Teilvakuum (Unterdruck). Die Verbindung zur Atmosphärenluft ist nicht gegeben, solange das untere Ende der Flasche im freien Wasser ist und das Ventil luftdicht geschlossen ist. Wird die Flaschenöffnung leicht über den freien Wasserspiegel angehoben, beginnt das Wasser aus der Flasche auszufließen. Es fließt

solange, bis die Verbindung zur Atmosphärenluft durch den Anstieg des freien Wasserspiegels wieder aufgehoben ist. Stellt man, z.B. durch die Öffnung eines Ventils die Verbindung zwischen dem Inneren der Flasche und der Atmosphärenluft her, so entleert sich die Flasche rasch. Da der Strand weder luftdicht noch der Grundwasserspiegel frei, d.h. unter Atmosphärendruck, ist, muss eine derartige Analogie (Abb. 10a,b) gänzlich ausgeschlossen werden.

Auch wenn die Ergebnisse der 6-monatigen Monitoringversuche anscheinend auf eine gewisse Korrelation zwischen den drainierten und den undrainierten Teststrecken hinweisen, ist die physikalische Grundlage für die Funktionsweise des PEM-Systems nicht gegeben. Die festgestellte Korrelation kann angesichts der extrem großen Vielfalt und hohen Variabilität der hydraulischen und morphodynamischen Einflussfaktoren nur als „zufällig“ eingestuft werden. Möglichkeiten, diesen Schluss im Labor bzw. bei den laufenden Monitoringuntersuchungen sofort zu bestätigen, wurden bereits im Abschnitt 3.2 aufgezeigt. (siehe auch Gesamtbewertung unter Abschnitt 4.3).

## 4 Gesamtbewertung von Stranddrainagen und Forschungsdefizite

Das größte Hindernis für die sichere Bemessung und den erfolgreichen Einsatz von Stranddrainagen als dauerhafte und nachhaltige Küstenschutzmaßnahme ist eindeutig in den noch vorhandenen Defiziten hinsichtlich der Grundlagenkenntnisse zu sehen. (Abschnitt 4.1). Dies betrifft hauptsächlich die Prozesse in der Auflaufzone (swash zone) und deren komplexen Wechselwirkungen mit dem Grundwasserstand im Strand, insbesondere über den Einfluss der Infiltration/Exfiltration auf die Strandstabilität. Darüber herrscht ein breiter Konsens in der „Scientific Community“, die sich mit der Hydrodynamik und Sedimenttransport im Küstenbereich sowie mit Stranddrainagen befasst. Deshalb wird nachfolgend zunächst auf die Forschungsdefizite hinsichtlich der Infiltration/Exfiltration und deren Einfluss auf die Strandstabilität eingegangen. (Abschnitt 4.1).

Das zweite größte Hindernis liegt zweifelsohne in den Defiziten einer objektiven Berichterstattung/Bewertung und unvollständigen Dokumentation der Monitoringuntersuchungen von bisher in der Praxis ausgeführten Stranddrainagen. Dies liegt verständlicherweise vor allem an kommerziellen Interessen, da fast alle bisherigen Stranddrainagen nach Patenten realisiert wurden. Hier wird zwischen aktiver und passiver Stranddrainage unterschieden, wobei die Erfahrungen mit den aktiven Stranddrainagen ausführlicher diskutiert werden. (Abschnitt 4.2). Gesondert folgt eine kurze abschließende Bewertung des PEM-Stranddrainage-Systems von Skagen Innovation Center, die darauf zielt, ob das System im Grundsatz noch dauerhaft funktionieren kann. (Abschnitt 4.3).

### 4.1 Einfluss der Infiltration/Exfiltration auf die Strandstabilität

Die Infiltration des Auflaufwassers in den Strand (Abb. 2a) und die Exfiltration des Wassers beim Wellenrücklauf (Abb. 2b) spielen in Wechselwirkung mit der Lage des Grundwasser-



stands im Strand eine entscheidende Rolle für den resultierenden küstennormalen Sedimenttransport im Zyklus des Wellenauf- und -rücklaufs. Sie beeinflussen u.a. folgende drei wichtige Einflussparameter, die über Richtung und Größe des Sedimenttransports entscheiden:

- (i) Volumenstrom  $Q_W$  des Auflaufwassers auf den Strand und dadurch bewirkte Beanspruchung der Sedimente,
- (ii) vertikale Strömungskräfte  $F_V$  auf die Sedimente und deren Auswirkung auf das „effektive Eigengewicht“  $G'$  ( $= G \pm F_V$ ),
- (iii) Dicke  $\delta$  der Strömungsgrenzschicht an der Strandfläche und deren Einfluss auf die Sohlschubspannung  $\tau_0$ .

Der Wissensstand über die Wirkung dieser drei Größen im Zyklus des Wellenauf- und Wellenrücklaufes wird versuchsweise in Tafel 1 kurz zusammengefasst. Qualitative und zum geringeren Teil auch quantitative Kenntnisse über die Wirkungen dieser einzelnen, in Tafel 2 beschriebenen Prozesse auf den Sedimenttransport liegen vor. Es gibt jedoch noch zu wenige Kenntnisse über die relative Bedeutung der o.g. drei Einflussgrößen sowie über deren Zusammenwirken und deren Wirkung auf den resultierenden Sedimenttransport über den gesamten Wellenauf- und Wellenrücklaufzyklus. In diesem Zusammenhang ist lediglich bekannt (vorwiegend qualitativ!), dass die Stranddurchlässigkeit – und somit auch die Periode von Auflauf- und Rücklaufzyklus – den entscheidenden Einfluss auf Richtung und Größe des resultierenden Sedimenttransports über den Infiltration/Exfiltrationszyklus ausübt. In der Regel gilt: je durchlässiger der Strand, umso größer die Infiltration und umso mehr landwärts wird der resultierende Transport gerichtet sein.

Die Stranddurchlässigkeit wird nicht nur durch die Korngröße der Sedimente bestimmt, sondern auch durch die beim Auflauf- und Infiltrationsprozess mitgeführte Luft. Letztere kann nach Fayer & Hillei (1986) von 5 bis 20% des Porenvolumens erreichen und den DARCY-schen Durchlässigkeitsbeiwert um 15%-20% gegenüber den Werten bei wassergesättigten Bedingungen sinken lassen.

Noch weitgehend unbekannt – obwohl entscheidend für den Transport in der Auflaufzone – ist auch die Struktur der Turbulenz in der Auflaufzone sowie deren Einfluss auf die Sedimentkonzentration - und somit auf den Transport -, die bekanntlich 5 bis 10-fach höhere Werte als in der Brecherzone erreichen kann. Die Sedimentkonzentration kann bekanntlich mehrere 100g/l über einige Millimeter Schichtdicke in Sohlhöhe betragen.

Außerdem spielt auch der Einfluss der Fluidisierung der oberen Strandschicht, bedingt durch höhere hydraulische Gradienten ( $I > 0,6$ ) an der Front der „Wellenauflaufbore“ sowie infolge Exfiltration beim Wellenrücklauf eine große Rolle.

Tafel 2: Einflussgrößen auf den Sedimenttransport bei Infiltration/Exfiltration

| Auflauf- und Rücklauf Zyklus<br>Einflussfaktoren                         | Volumenstrom $Q_w$ des Auflaufwassers auf dem Strand  | Vertikale Strömungskraft $F_v$<br>(und effektives Sedimentgewicht $G' = G \pm F_v$ )                                   | Strömungsgrenzschicht an der Strandfläche (Dicke $\delta$ und Sohlschubspannung $\tau_0$ )   | Relative Bedeutung des Einflusses                   |
|--|---|--|--|---|
| Wellenauflauf (Infiltration)   | Volumenstrom $Q_w$ wird infolge Infiltration kleiner $\downarrow$<br>Mobilisierungs- und Transportpotential wird kleiner $\downarrow$ | $F_v$ nach unten gerichtet $\downarrow$<br>$G'$ wird größer (stabilisierend) $\downarrow$<br>Widerstand wird größer    | Verschiebung der sohnahen Stromlinien nach innen $\downarrow$<br>$\delta$ wird kleiner und $\tau_0$ größer   | Noch nicht quantifiziert!                           |
| Einfluss auf ( $Q_s$ ) onshore   | $-(\Delta Q_s)_{on}$  | $-(\Delta Q_s)_{on}$   | $+(\Delta Q_s)_{on}$   | $\Sigma Q_s?$                                       |
| Wellenrücklauf (Exfiltration)  | Weniger Rücklaufwasser als ohne Infiltration beim Wellenauflauf $\downarrow$  | $F_v$ nach oben gerichtet $\downarrow$<br>$G'$ wird kleiner (destabilisierend) $\downarrow$<br>Widerstand wird kleiner | Verschiebung der sohnahen Stromlinien nach außen $\downarrow$<br>$\delta$ wird größer und $\tau_0$ kleiner $\downarrow$<br>Mobilisierungs- und Transportpotential wird kleiner | Noch nicht quantifiziert!                           |
| Einfluss auf den resultierenden Sedimenttransport über einen Wellenzklus | $-(\Delta Q_s)_{off}$<br>In der Regel „landwärts“, hängt jedoch stark von der Stranddurchlässigkeit ab                                | $+(\Delta Q_s)_{off}$<br>In der Regel „landwärts“, hängt jedoch von der Stranddurchlässigkeit ab.                      | $-(\Delta Q_s)_{off}$<br>In der Regel „landwärts“  | $\Sigma Q_s?$<br>Hängt von Stranddurchlässigkeit ab |

Hinzu kommt als weitere Komplikation der Einfluss der Auslenkung des Außenwasserspiegels in Form von Tidewellen, Sturmflutwasserständen und -seegang sowie in Form von infraschweren Wellen auf den Grundwasserspiegel. Bekanntlich hängt die Reaktion des Grundwassers stark von den Perioden der einlaufenden Wasserspiegelauslenkungen in Zusammenhang mit der Durchlässigkeit und Geometrie des Strandes ab. In der Regel gilt: je länger die einlaufenden Wellen und je durchlässiger der Strand, umso geringer die Dämpfung und die Phasenunterschiede der „transmittierten“ Wasserspiegelauslenkungen in das Grundwasser. Zugleich wird durch den horizontal gerichteten Massentransport unter den einlaufenden Wellen Wasser in das Grundwasser eingeleitet.

Hingegen verläuft bei weniger durchlässigen Stränden und kürzeren (einlaufenden) Wellen der Mechanismus grundsätzlich anders. In diesem Fall spielt die Kapillarwasserschicht („capillary fringe“) eine entscheidende Rolle für die Reaktion des Grundwasserspiegels. Die Reaktion erfolgt ohne Verzögerung, und der Massentransport ist im Vergleich zum erstgenannten Mechanismus vernachlässigbar klein. Ein weiterer Einfluss des Kapillaranstiegs besteht in der Reduktion der infiltrierten Wassermenge beim Wellenauflauf, d.h. die Vernachlässigung des Kapillaranstiegs würde zu einer Überschätzung der Infiltrationsrate führen.

Die Strandgeometrie, die zum Teil im engen Zusammenhang mit der Korngröße – und somit mit der Durchlässigkeit – des Strandmaterials steht (d.h. je grobkörniger, umso steiler!), bestimmt zum Teil die Infiltrations- und Exfiltrationsrate sowie den Brandungstau und den Wellenauflauf, die wiederum das Grundwasser beeinflussen.

## 4.2 Lehren aus den bisher ausgeführten Stranddrainagen

Die Drainageverfahren haben sich seit mehreren Jahrzehnten in der Grundbauindustrie als Wasserhaltungsverfahren (siehe Anlage A) bewährt und können heute sicher bemessen und zuverlässig betrieben werden. Auch hier gilt der Grundsatz für die Funktionsweise: ausreichende Treibkraft und sichere Abführung des drainierten Abflusses aus dem Grundwasser (siehe Abschnitt 3 und Anlage A). Die „aktive Stranddrainage“ in Abb. 4 erfüllt prinzipiell diesen Grundsatz, sogar in stärkerem Maße als die passive Stranddrainage in Abb. 5. Der maßgebliche Unterschied zu den Wasserhaltungsverfahren im Grundbau liegt u.a. darin, dass (i) es sich im Grundbau um vorläufige statt dauerhafter Maßnahmen handelt und (ii) im Stranddrainagefall eine hoch dynamische und hochgradige komplexe Übergangszone zwischen Land, Meer und Grundwasser vorliegt, wo sich sehr komplexe hydro-morphodynamische Prozesse/Wechselwirkungen mit extrem hoher zeitlicher und räumlicher Variabilität abspielen und nach dem derzeitigen Wissensstand eine sichere Bemessung und einen zuverlässigen dauerhaften Einsatz von Stranddrainagen unmöglich machen. Diese Aussage gilt besonders für Hochenergieküsten, wie z.B. die Westküste Sylts. Aus dem o.g. Grund und da die meisten und längsten Praxiserfahrungen über aktive Stranddrainagen (Abb. 4) vorliegen, wird zunächst auf die Bewertung der aktiven Stranddrainage ausführlich eingegangen. (Abschnitt 4.2.1). Dies wird auch besser helfen, die Bewertung der „passiven Stranddrainagen“ (Abb. 5), von denen lediglich zwei Projekte weltweit bekannt sind und die vergleichsweise sehr spärlich dokumentiert sind, vorzunehmen. (Abschnitt 4.2.2). Gleichzeitig soll dies auch

zu der Aussage beitragen, warum das SIC-PEM-Stranddrainagesystem weder prinzipiell noch dauerhaft funktionieren kann. (Abschnitt 4.3).

#### 4.2.1 Aktive Stranddrainage

Eine überschlägliche Durchsicht der bisher veröffentlichten und zum Teil auch von unveröffentlichten Ergebnissen der Monitoringuntersuchungen zeigt Folgendes:

- (i) **Gerade bei Sturmfluten**, d.h. zu Zeiten, wo die Schutzfunktion am meisten benötigt wird, haben sich die gebauten Anlagen meistens als unwirksam und nicht robust genug erwiesen. Auch dort, wo keine direkten sichtbaren Beschädigungen von Teilen der Anlage festzustellen waren, ging die Drainagewirksamkeit so erheblich zurück, dass auch bei moderaten Seegangsverhältnissen die übliche Akkumulation durch die Stranddrainage nur schwer feststellbar war. Dies liegt in der Regel daran, dass durch die starken Strandprofilveränderungen, die durch Sturmfluten verursacht werden, eine beträchtliche Änderung der Lage der küstenparallel installierten Drainrohre bezüglich der Uferlinie bewirkt wird. Dadurch ist die Wirksamkeit der Drainage im Vergleich zur ursprünglich geplanten Lage entsprechend beeinträchtigt (Abb. 11).

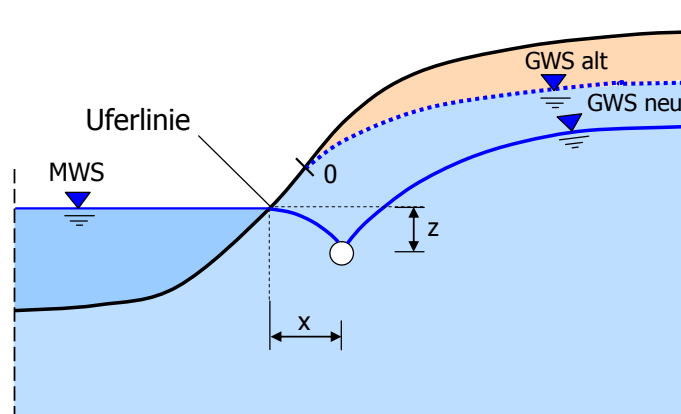


Abb. 11 Definitionsskizze für Lage des Drainrohres

Dieser Effekt dürfte bei sehr dynamischen Stränden, d.h. bei Hochenergieküsten, besonders ausgeprägt sein, so dass eine hier angestrebte Sandakkumulation als sehr zweifelhaft anzusehen ist. Außerdem wird bei Sturmfluten die Auflaufzone landwärts, d.h. weg von den darunter liegenden Drainrohren, verlagert. Zusätzlich ist bei Hochenergieküsten, d.h. bei höherem Seegang, ein entsprechend größeres Transportpotential (durch größere Schubspannungen, größere Auflaufwassermassen, höherem Brandungsstau, etc.) gegeben, wofür nicht nur viel robustere Anlagen, sondern auch viel höhere Drainage- und Pumpleistungen als bei allen bislang bekannten Anlagen, erforderlich sind. Diese Interpretation wird durch das in Mulvaney's Dissertation eingeführte Konzept des „kritischen Abflusses“ („threshold discharge flow rate“) bestätigt (Mulvaney, 2001). Letzteres besagt, dass je höher der Seegang ist, umso größer der erforderliche Drainageabfluss für die Schutzwirksamkeit sein muss. Das

heißt, der erforderliche Drainageabfluss (und Pumpleistung) stellt im Zusammenhang mit der Stranddurchlässigkeit, der Seegangsverhältnisse und der möglichen Strandgeometrien über das gesamte Jahr die entscheidende Größe für die funktionelle Bemessung der Stranddrainage dar.

- (ii) **Bei moderaten Seegangsverhältnissen** wurde tatsächlich in den meisten Fällen eine höhere Sandakkumulation im sichtbaren Strandbereich festgestellt, jedoch lediglich über einen sehr geringen Bereich des gesamten Strandprofils und auf Kosten der anderen Strandbereiche (Brunn, 1989).
- (iii) **Bei großen Tidehüben** haben sich die Stranddrainagen wesentlich wirksamer als an Küsten mit geringeren Tidehüben erwiesen. Dies liegt daran, dass die höheren Tidewellen einen höheren Grundwasserstand im Strand erzeugen, wodurch entsprechend auch die Wirksamkeit der Stranddrainage voll zur Geltung kommt.
- (iv) **Bei allen bisherigen Monitoringuntersuchungen** war es aufgrund der großen Vielfalt und hochgradigen Dynamik/Stochastik der involvierten Prozesse/ Wechselwirkungen (siehe Abschnitte 2.2 und 4.1) unmöglich, den Einfluss der Stranddrainage auf das Strandverhalten eindeutig von den anderen natürlichen Einflussfaktoren mit hoher zeitlicher und räumlicher Variabilität zu trennen, so dass auch die Ergebnisse von Messungen über mehrere Jahre zu keinen abschließenden Aussagen über die tatsächliche Wirksamkeit geführt haben. Aus diesem Grund gilt auch heute noch, d.h. auch nach dem Bau von mehr als 15 weiteren Anlagen seit 1997, die Schlussfolgerung der Studie von Turner & Leatherman (1997):

*„It is fully recognized by all parties that the results of previous installations remain inconclusive”.*

Die beiden Autoren hatten auch nach sechs Jahren (1988-1993) Monitoringuntersuchungen der ersten Anlage in den USA (Sailfish Point Florida) festgestellt, dass es objektiv nicht möglich war, weder auf positive noch auf negative Effekte zu schließen. (Turner & Leatherman, 1997).

Aus den o.g. Gründen im Zusammenhang mit der Wirksamkeit bei Sturmfluten scheint die dauerhafte Sicherung der Funktion von installierten Stranddrainageanlagen nicht gegeben zu sein. Dies geht vor allem aus unveröffentlichten Dokumenten und privaten Mitteilungen hervor, aber zum Teil auch aus den veröffentlichten Ergebnissen (u.a. Turner & Leatherman, 1997; Mulvaney, 2001) und aus der bisherigen Tendenz, dass von den Betreibern (insbesondere, in den letzteren fünf Jahren) die Ergebnisse der Monitoringversuche konsequent zurückgehalten werden – auch in Deutschland.

Die bisherigen Ergebnisse zeigen, dass die bestehenden Stranddrainagen an offenen Erosionsküsten unwirksam sind und dass die Wirksamkeit nur steigt, je moderater die Seegangsverhältnisse und je höher die Tidewellen sind.

### 4.2.2 Passive Stranddrainage

Über „passive Stranddrainagen“ (Abb. 5) liegen weltweit sehr wenig Erfahrungen vor. Von den zwei bislang ausgeführten Anlagen jeweils in Australien (Davies et al., 1994) und Japan (Yamashada et al., 2004) gibt es nur spärliche Informationen vor. Deshalb soll für die Bewertung auf die Erfahrungen mit den „aktiven Stranddrainagen“ im Abschnitt 4.2.1 zurückgegriffen werden. Die starke Abhängigkeit der Wirksamkeit von entscheidenden Bemessungsparametern, wie dem erforderlichen Drainageabfluss im Zusammenhang mit den Seegangs- und Gezeitenverhältnissen, der Stranddurchlässigkeit und der möglichen Strandgeometrien über das gesamte Jahr, gilt ebenfalls für passive Stranddrainagen. Wichtig ist auch der Hinweis auf die Schwierigkeit der Gewährleistung einer dauerhaften Funktion, was sinngemäß auch für passive Stranddrainagen gilt - auch wenn in stärkerem Maße und zum Teil aus anderen Gründen. Bei passiven Stranddrainagen (Abb. 5) stellt die dauerhafte Sicherung einer freien Abführung des drainierten Wassers ins Meer das kritischste Problem dar, auf das weder bei Davies et al. (1994) noch bei Yamashada et al. (2004) bzw. Katoh et al. (2003) hingewiesen wird. Zusätzlich kommen fast alle unter Abschnitt 4.2.1 diskutierten Probleme hinzu - zum Teil sogar in noch stärkerem Maße.

### 4.3 PEM-Stranddrainagesystem von SIC

Vor dem Hintergrund der historischen Entwicklung des Stranddrainagekonzeptes und des Funktionsprinzips, das auf die Absenkung des Grundwasserstandes im Strand und die damit beabsichtigte Vergrößerung der wasserungesättigten Zone zur Förderung der Infiltration des Auflaufwassers ausgerichtet ist, sowie anhand der bisher ausgeführten aktiven und passiven Stranddrainagen (Abschnitt 2), aber auch unter dem Hinweis auf die aufgeführten Wasserhaltungsverfahren im Grundbau (Anlage A) wurde gezeigt, dass zwei Voraussetzungen erfüllt sein müssen, damit eine Stranddrainage prinzipiell funktionieren kann:

- (i) Ausreichende Treibkraft für die Drainage des erforderlichen Abflusses  $Q$ ;
- (ii) Sichere Abführung dieses Abflusses  $Q$  aus dem Grundwasserleiter.

Die Analyse des PEM-Drainagesystems auf der Grundlage der Angaben des Erfinders und der Betreiber sowie auf der Grundlage des US-Patents (2003) und des Berichts von Burcharth & Fredsøe (2005) über die ersten Ergebnisse der Monitoringuntersuchungen an der Westküste Jütland/Dänemark (Abschnitt 3) lässt auf Folgendes schließen:

- (i) Weder die o.g. Treibkraft für den erforderlichen Abfluss  $Q$  noch dessen sichere Abführung können an dem PEM-System identifiziert werden; d.h. dass beide vorgenannten Voraussetzungen für die Funktionsweise einer Stranddrainage nicht erfüllt sind.
- (ii) Die physikalische Grundlage für die Wirkung des PEM-Systems als Stranddrainage ist daher eindeutig nicht gegeben! Deshalb ist das PEM-System als Stranddrainage grundsätzlich als unwirksam einzustufen.

- (iii) Aufgrund der unter (i) gezogenen Schlussfolgerung und aufgrund der großen Vielfalt und noch höheren zeitlichen und räumlichen Variabilität der hydromorphodynamischen Einflussfaktoren und Wechselwirkungen (siehe u.a. Abschnitt 4.1) kann die im Bericht von Burcharth & Fredsøe (2005) festgestellte Korrelation nur als „zufällig“ bzw. „scheinbar“ angesehen werden.

## Schrifttum

- Bagnold, R.A. (1940): Beach formation by waves: some model experiments in a wave tank. *Journal Institute Civil Engineers*, Vol. 15, 27-54
- Brunn, P. (1989) : The coastal drain : what can it do or not do ? *Journal of Coastal Research*, Vol. 5, No 1. pp. 123-125.
- Burcharth, H.; Fredsøe, J. (2005): Field tests with vertical perforated drain pipes used for beach protection at Southern Holmsland Barrier on the Danish Sea Coast. Report of 12 Oct. 2005 in: <http://www.kyst.dk/graphics/publications/Fields%20tests.pdf> and in: <http://www.shore.dk/SICfieldtest.pdf>.
- Chappell, J. ; Eliot, I.G. ; Bradshaw, W.P.; Lonsdale, E. (1979): Experimental control of beach face dynamics by water table pumping. *Engineering Geology* 14, 29-41.
- Davies, G.A.D.; Hanslow, D.J.; Hibbert, K.; Nielsen, P. (1994): Gravity drainage: A new Method of beach stabilzzation through drainage of the water table. ASCE, Proc 23<sup>rd</sup> Intern. Conf. Coastal Eng. , Venice, ppp. 1129-1141.
- Duncan, J.R. (1964): The effects of water table and tide cycle on swash-backwash sediment distribution and beach profile development. *Marine Geology* 2, 186-197.
- Emery, K.O., Foster, J.F. (1948): Water tables in marine beaches. *Journal Marine Research*, Vol. 7, pp. 644-654.
- Fayer, M.J.; Hillel, D. (1986): Air encapsulation in a field soil. *Journal of the Soil Society of America*. Vol. 50, pp. 568-572.
- Grant, U.S. (1946): Effect of Ground Water in Beach Erosion. *Bulletin of Geological Society of America*, 57, pp. 1252.
- Grant, U.S. (1948): Influence of the water table on beach aggradation and degradation. *Journal Marine Research* VII, 3, 655-660.
- Harrison, W. (1969): Empirical equations for foreshore changes over a tidal cycle. *Marine Geology*, Vol. 7, pp. 529-551.
- Katoh, K.; Yanagushima, S.I.; Hasegawa, I.; Katano, A. (2003): Field experiments in relation to a gravity-drained system as a soft shore protection measure. Proc. Conference on Soft Protection, Greece., pp. 158-169.

- Kemp, P.H. (1975): Wave asymmetry in the nearshore zone and breaker area. In “Nearshore Sediment Dynamics and Sedimentation” by HAILS & CARR, John Wiley & Sons, pp. 47-67.
- King, C.A.M. (1972): Beaches and Coasts. Edward Arnold, London.
- Machemehl, J.L.; French, T.J.; Huang, N.E. (1975): New method for beach erosion control. ASCE Specialty Conference Engineering in the Oceans, pp. 142-160.
- Mulvaney, H.S. (2001): An investigation into sandy beach stabilisation through controlled drainage, University Southampton, Dept. Civil & Environmental Engineering.
- Pritchard, D.; Hogg, A.J. (2005): On the transport of suspended sediment by a swash event on a plane beach. Coastal Engineering, Elsevier, Vol. 52, No. 1, pp. 1-23. r
- SIC Skagen InnovationCenter: <http://www.shore.dk>
- Turner, I.; Leatherman, S.P. (1997): Beach Dewatering as a ‘Soft’ Engineering Solution to Coastal Erosion – History and Critical Review. Journal of Coastal Research, Vol. 13, No. 4, pp. 1050-1063.
- US-Patent (2003): Method of Coastal Protection – US 6,547,486 B1 of 15 April 2003.
- Yamashada, T.; Sumie, J.; Nara, S.; Yamazaki, S. (2004): Development of Gravity drainage system for beach protection. Proc. 2nd Conference Asian and Pacific Coasts, Makuhan, Japan.



## **Anlagen**

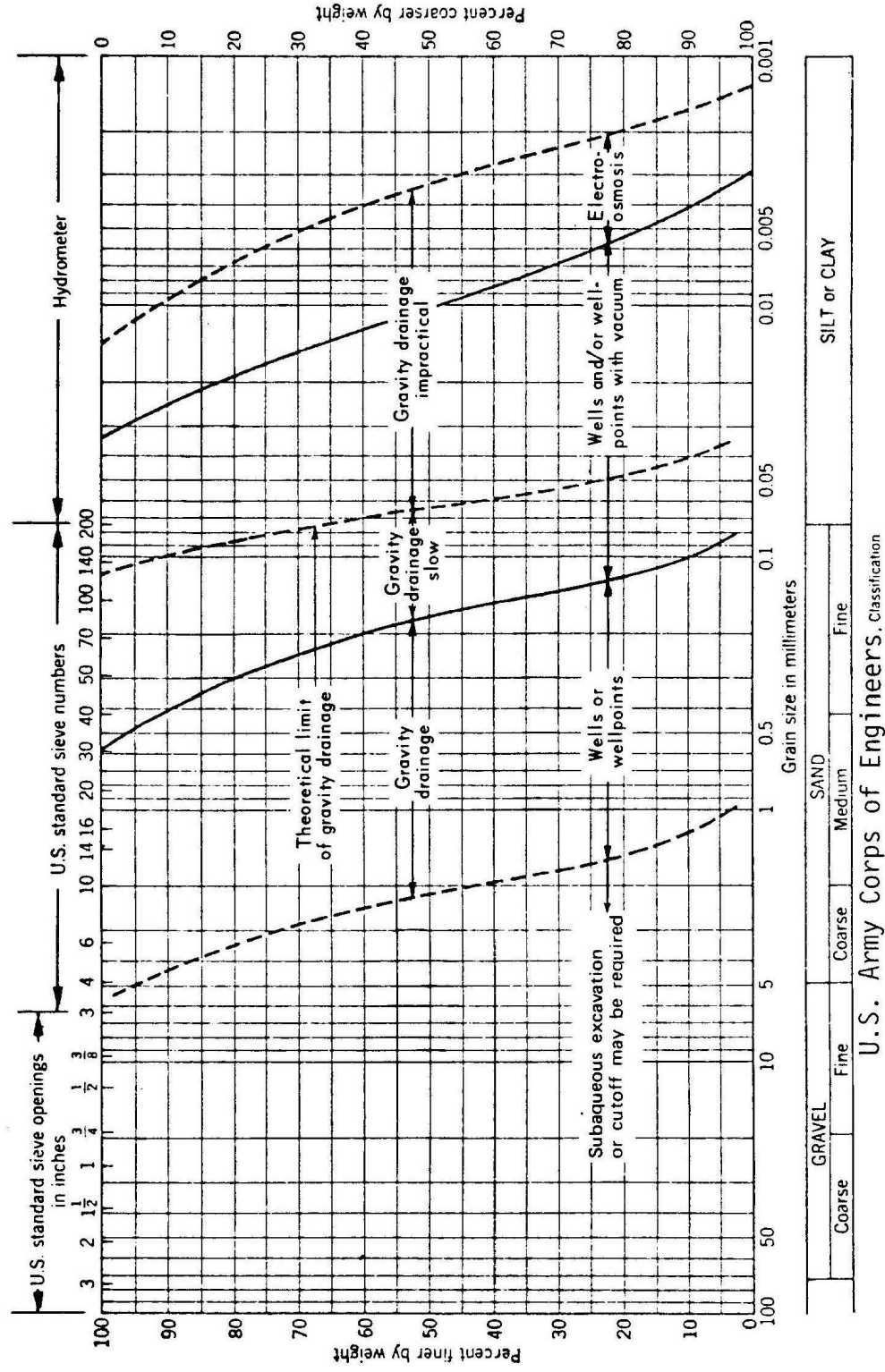
- A. Überblick und Anwendungsbereiche der bisherigen Wasserhaltungsverfahren im Grundbau
- B. Überblick über die bisherigen Ausführungen von Stranddrainagen
- C. US-Patent 6547486: Method for Coastal Protection by P. Jakobsen, SIC.

## **Anhang A:**

Überblick und Anwendungsbereiche der bisherigen Wasserhaltungsverfahren im Grundbau

Tabelle A 1 Überblick über die Wasserhaltungsverfahren

| Method                        | Applicability  | Remarks  |
|-------------------------------|--|--|
| Sumps and ditches             | Collect water entering an excavation or structure. †   | Generally water level can be lowered only a few feet. Used to collect water within cofferdams and excavations. <b>Sumping</b> is usually only successful in relatively stable gravel or well-graded sandy gravel, partially cemented materials, or porous rock formations. |
| Conventional wellpoint system | Dewater soils that can be drained by gravity flow.   | Most commonly used dewatering method. <b>Drawdown</b> limited to about 15 ft per stage; however, several stages may be used. Can be installed quickly.   |
| Vacuum wellpoint system       | Dewater or stabilize soils with low permeability. (Some silts, sandy silts).   | Vacuum increases the hydraulic gradient causing flow. Little vacuum effect can be obtained if lift is more than 15 ft.   |
| <b>Jet-eductor</b> wellpoint  | Dewater soils that can be drained by gravity flow. Usually for deep excavations where small flows are required.        | Can lower water table as much as 100 ft from top of excavation. <b>Jet-eductors</b> are particularly suitable for dewatering shafts and tunnels. <b>Two</b> header pipes and two riser pipes, or a pipe with- in a pipe, are required.                                     |
| Deep-well systems             | Dewater soils that can be drained by gravity flow. Usually for large, deep excavations where large flows are required. | <b>Can</b> be installed around periphery of excavation, thus removing dewatering equipment from within the excavation. Deep wells are particularly suitable for dewatering shafts and tunnels.   |
| Vertical sand drains          | Usually used to conduct water from an upper stratum to a lower more pervious stratum.                                  | Not effective in highly pervious soils.  |
| Electroosmosis                | Dewater soils that cannot be drained by gravity. (Some silts, clayey silts, clayey silty sands),                       | Direct electrical current increases hydraulic gradient causing flow.   |
| <b>Cutoffs</b>                | Stop or minimize seepage into an excavation when installed down to an impervious stratum.                              | See paragraph 2-8 for materials used.  |



(Courtesy of *Moretrench American Corp.*)

Abb. A1 Anwendungsbereiche der Wasserhaltungsverfahren

## **Anhang B:**

Überblick über die bisherigen Ausführungen von Stranddrainagen nach den Betreibern des Beach Management Systems (BMS).

## Ausgearbeitet von den Betreibern des Beach Management Systems (BMS)

| Project                           | Year Installed | Period of operation | Length of system | Drain material | Drain diameter & Invert (MSL)       |
|-----------------------------------|----------------|---------------------|------------------|----------------|-------------------------------------|
| Hirtshals W, Denmark              | 1981           | Since 9/81          | 200 m 656'       | 1)             | 315 mm 185/200 -2,5m                |
| Hirtshals E, Denmark              | 1983           | 8 mounths 1983      | 200 m 656'       | 1)             | 200mm -2,0 m                        |
| Thorsminde,Denmark                | 1985           | 1/85 - 4/91         | 500 m 1640'      | 1)             | 200mm -2,0 / -2,5 m                 |
| Sailfish Point Stuart, Fl. USA    | 1988           | 7/88 - 8/96         | 177 m 580'       | 3)             | 50 / 450 mm -2,4 m                  |
| Enoe Strand, Denmark              | 1994           | Since 7/94          | 600 m 1969'      | 5)             | 113 mm -1,8 m                       |
| Towan Bay,UK                      | 1994           | Since 9/94          | 180 m 591'       | 6)             | 300 mm                              |
| Codfish Park, Natucket I, MA, USA | 1994           | Since 1/95          | 357 m 1170'      | 7)             | 300 mm -2,1 m                       |
| Lighthouse S, Natucket I, MA, USA | 1994           | Since 1/95          | 309 m 1015'      | 7)             | 300 mm -2,1 m                       |
| Lighthouse N, Natucket I, MA, USA | 1994           | Since 1/95          | 405 m 1330'      | 7)             | 300 mm -2,1 m                       |
| Chigasaki-Naka Beach, Japan       | 1996           | 5/96 - 9/96 - 7/97  | 180 m 600'       | 10)            | 300 mm -2,3 m                       |
| Riumar , Ebro Delta, Spain        | 1996           | Since 10/96         | 300 m 985'       | 11)            | 160 mm -2,3 m                       |
| Hornbaek W, Danmark               | 1996           | Since 12/96         | 450 m 1410'      | 11)            | 160 mm -0,8 m                       |
| Hornbaek E, Danmark               | 1996           | Since 12/96         | 530 m 1650'      | 11)            | 160 mm -1,5 m                       |
| Ystad,Sweden                      | 1998           | Since 3/98          | 200 m 656'       | 11)            | 160 mm -1,5 m                       |
| Branksome Chine,Dorset,UK         | 1998           | 3 months            | 100 m 305'       | 11)            | 200 mm -1,5 m                       |
| Hitotsumatsu Beach,Japan          | 1998           | Since 6/98          | 800 m 2490'      | 11)            | 300mm -2,4                          |
| Les Sables d' Olonne, France      | 1999           | Since 4/99          | 300 m 985'       | 11)            | 160 - 215 - 280 - 355 - 470 mm -1,2 |
| Riumar II, Ebro Delta, Spain      | 1999           | Since 12/99         | 300 m 985'       | 11)            | 160 mm -2,0                         |
| Markgrafenheide, Germany          | 2000           | Since 8/00          | 300 m 985'       | 11)            | 200 mm -1,4m                        |
| Lido di Ostia, Italy              | Dec. 2000      |                     | 400 m 1245'      | 11)            | 160 mm -1,4m                        |

- 1 Epoxy cemented filter sand around PVC perforated pipe
- 2 Gravity wet well with pressure discharge pipe
- 3 Horizontal well points with epoxy cemented sand filter attached to PVD pipe
- 4 Inlet/mole south of system can add 1 knot to littoral current
- 5 Flexible perforated corrugate pipe with filter saled and geotextile cover (at bottom side)
- 6 Perforated PVC pipe with gravel wrapped in geotextile
- 7 Flexible PE perforated corrugated pipe with geotextile stocking
- 8 Tide induced littoral current less severe to 3 knots max
- 9 Tide induced littoral current less severe to 1-2 knots max
- 10 Flexible perforated corrugated pipe with filter gravel 90 m and without filter gravel 90 m
- 11 Flexible perforated corrugated pipe with geotextile stocking and filter gravel

| Project                           | Installation method | Tide range  | Initial / Final Beach slope | Pump arrangement            | d50/U Sand Grain Size |
|-----------------------------------|---------------------|-------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------|
| Hirtshals W, Denmark              | Backhoe W.pts.      | ~1,5 m      | 1:20/1:2 0                  | 2)                          | 0,26/1,7              |
| Hirtshals E, Denmark              | Backhoe W.pts.      | ~1,0 m      | 1:25/1:2 0                  | 2)                          | 0,2/1,3               |
| Thorsminde,Denmark                | Backhoe W.pts.      | 1,5 m       | 1:25/1:2 0                  | 2)                          | 0,35/1,7              |
| Sailfish Point Stuart, Fl. USA    | Backhoe W.pts.      | 0,8 m       | 1:25/1:2 5                  | 2)                          | 0,3/3                 |
| Enoe Strand, Denmark              | Plough              | 0,5 - 1,0 m | 1:15/                       | 2)                          | 0,25/2,3              |
| Towan Bay,UK                      | Backhoe W.pts.      | 7 m         | 1:45/                       | 2)                          | 0,2/1,7               |
| Codfish Park, Natucket I, MA, USA | Trench machine      | 1,0 - 1,5 m | 1:45/                       | Low vac. Wet well (3-5' HG) | 1,5/4,2               |
| Lighthouse S, Natucket I, MA, USA | Trench machine      | 1,0 - 1,5 m | 1:6/                        | 2)                          | 0,8/3,2               |
| Lighthouse N, Natucket I, MA, USA | Trench machine      | 1,0 - 1,5 m | 1:6/                        | 2)                          | 0,4/3,7               |
| Chigasaki-Naka Beach, Japan       | Trench machine She  | 1,6 m       | 1:10/                       | 2)                          | 0,5/4                 |
| Riumar , Ebro Delta, Spain        | Backhoe W.pts.      | 0,2 - 0,4 m | 1:20/                       | 2)                          | 0,2/1,4               |
| Hornbaek W, Danmark               | Plough              | 0,2 - 0,4 m | 1:10/                       | 2)                          | 0,3/2                 |
| Hornbaek E, Danmark               | Plough              | 0,2 - 0,4 m | 1:20                        | 2)                          | 0,3/2                 |
| Ystad,Sweden                      | Plough              | ~1,0 m      | 1:15/                       | 2)                          | 0,3/3                 |
| Branksome Chine,Dorset,UK         | Backhoe             | ~2,0m       | 1:18/                       | 2)                          | 0,25/1,6              |
| Hitotsumatsu Beach,Japan          | Trench machine      | ~2,0 m      | 1:20/                       | 2) 2 separate wet wells     | 0,25/2                |
| Les Sables d' Olonne, France      | Trench machine      | 3,4 m mean  | 1:70/                       | 2)                          | 0,25/3                |
| Riumar II, Ebro Delta, Spain      | Backhoe W.pts.      | 0,2 - 0,4 m | 1:20/                       | 2)                          | 0,25/1,6              |
| Markgrafenheide, Germainy         | Trench machine      | ~0,3 m      | 1:30/                       | 2)                          | 0,7/2,6               |
| Lido di Ostia, Italy              | Plough              | ~0,3 m      | 1:40/                       | 2) 3 separate wet wells     | 0,25/2                |

| Project                           | Pump capacity instal      | Initial / Final Flow rate m <sup>3</sup> /h/m | Appr. drawdown C drain | Littoral conditions |
|-----------------------------------|---------------------------|---|------------------------|---------------------|
| Hirtshals W, Denmark              | 400 m <sup>3</sup> /h     | 2,0/1,0                                       |                        |                     |
| Hirtshals E, Denmark              | 100 m <sup>3</sup> /h     | 0,4/0,15                                      |                        |                     |
| Thorsminde, Denmark               | 700 m <sup>3</sup> /h     | 1,7/1,1                                       |                        |                     |
| Sailfish Point Stuart, Fl. USA    | 340 m <sup>3</sup> /h     | 1,5/0,60                                      | 0,8 m                  | 4)                  |
| Enoe Strand, Denmark              | 300 m <sup>3</sup> /h     | 0,4/0,1                                       | 1,0 m                  |                     |
| Towan Bay, UK                     | 200 m <sup>3</sup> /h     | 1,27/1,0                                      |                        |                     |
| Codfish Park, Natucket I, MA, USA | 700 m <sup>3</sup> /h     | 1,7/  | 0,3 m                  | 8)                  |
| Lighthouse S, Natucket I, MA, USA | 1400 m <sup>3</sup> /h    | 1,08/   | 0,3 to 1,3 m           | 8)                  |
| Lighthouse N, Natucket I, MA, USA | 1400 m <sup>3</sup> /h    | 3,2/  | 0,9 to 1,8 m           | 9)                  |
| Chigasaki-Naka Beach, Japan       | 500 m <sup>3</sup> /h     | 2,8/  |                        |                     |
| Riumar , Ebro Delta, Spain        | 290 m <sup>3</sup> /h     | 0,5/  | 1,0                    |                     |
| Hornbaek W, Danmark               | 170 m <sup>3</sup> /h     | 0,1/  | 0,5                    |                     |
| Hornbaek E, Danmark               | 325 m <sup>3</sup> /h     | 0,3/  | 1,0                    |                     |
| Ystad, Sweden                     | 240 m <sup>3</sup> /h     | 0,8/  | 1,0                    |                     |
| Branksome Chine, Dorset, UK       | 65 m <sup>3</sup> /h      | 0,4/  |                        |                     |
| Hitotsumatsu Beach, Japan         | 2 x 300 m <sup>3</sup> /h |   |                        |                     |
| Les Sables d' Olonne, France      | 250 m <sup>3</sup> /h     |   |                        |                     |
| Riumar II, Ebro Delta, Spain      | 400 m <sup>3</sup> /h     |   |                        |                     |
| Markgrafenheide, Germainy         | 300 m <sup>3</sup> /h     | 0,9/  |                        |                     |
| Lido di Ostia, Italy              | 3 x 140 m <sup>3</sup> /h |   |                        |                     |



| Project                           | Comments  |
|-----------------------------------|---|
| Hirtshals W, Denmark              | 25,000 m <sup>3</sup> sand harvested each years to renourish other beaches  |
| Hirtshals E, Denmark              | Width maintained.Erosion rate: 7 m/year   |
| Thorsminde,Denmark                | Experimental system,width increased by 25 m   |
| Sailfish Point Stuart, Fl. USA    | Width increased by 20-25 m during operation   |
| Enoe Strand, Denmark              | Width increased by 3 m August 1996.Maintained   |
| Towan Bay,UK                      | General accretionary tred.Exposed seawall footing safeguarded   |
| Codfish Park, Natucket I, MA, USA | Decreases in shoreline width due to storm events.Shoreline erosion rate in the treated areas has been reduced compared to untreated areas |
| Lighthouse S, Natucket I, MA, USA |   |
| Lighthouse N, Natucket I, MA, USA |   |
| Chigasaki-Naka Beach, Japan       | Temporary shut down due to typhone damage.Repaired and reactivated. Shore-line stabilized.Beach level increased.                          |
| Riumar , Ebro Delta, Spain        | Width maintained after severe storm event in Oct. 97  |
| Hornbaek W, Danmark               | Width increased by 0 - 5 m, May 1997  |
| Hornbaek E, Danmark               |   |
| Ystad,Sweden                      | Accretionary trend on the lea side of the 90 metres long groyne   |
| Branksome Chine,Dorset,UK         | Experimental system.Increased beach level   |
| Hitotsumatsu Beach,Japan          | Accretionary trend.Breach level increased.200 metres foreshore treated by 4 drain structures in parallel                                  |
| Les Sables d' Olonne, France      | Accretionary trend and substantial foreshore dry up in the drain zone   |
| Riumar II, Ebro Delta, Spain      | No measurements at present  |
| Markgrafenhede, Germainy          | Width increased by 8-10 m in October 2000   |
| Lido di Ostia, Italy              | Pumps not running yet   |

## **Anhang C:**

US-Patent 654786

Method for Coastal Protection

<http://www.patentstorm.us/patents/6547486.html>

Method for coastal protection

US Patent Issued on [April 15, 2003](#)

### **Abstract**

In a method for coastal protection, where the coastal area has an underlying freshwater basin and below this a salt water tongue which extends obliquely down into the coastal area, the pressure is equalized in the groundwater basin at least along an area at the shore line completely or partly to the atmosphere through pressure equalization modules, preferably in the form of pipes with a filter at the bottom, which extend down into the groundwater basin. This causes sedimentation of material and thereby an increase in the width of the shore. The resulting sand drift may be utilized for additional building-up of the coastal area by further establishing fascines.

### **Claims**

What is claimed is:

1. A method for protecting a coastal area which includes a beach area that meets salt water at a shoreline, and where a freshwater basin underlies the coastal area and a salt water tongue extends below the freshwater basin at an oblique angle, the method comprising extending at least one pipe downwardly in the beach area near the shoreline so as to reach the freshwater basin and communicate the freshwater basin with the atmosphere such that at least a partial equalization of a pressure in the freshwater basin with a pressure of the atmosphere is achieved in said beach area by means of said communication.
2. A method according to claim 1, wherein said at least one pipe includes a filter in a part thereof that extends into the freshwater basin.
3. A method according to claim 1, wherein a plurality of pipes are extended downwardly through the beach to the fresh water basin at a distance from the shoreline.
4. A method according to claim 3, wherein, said coastal area also defines a swash zone adjacent said shoreline, and including placing a plurality of additional said pipes in said swash zone to communicate with said freshwater basin.
5. A method according to claim 1 wherein fascines are provided on the coastal area.
6. A method according to claim 1, wherein said at least one pipe includes an anchoring element.
7. A method according to claim 6, wherein said at least one pipe has a pipe stub which protrudes upwardly from the coastal area and a downwardly bent extension attached to the stub

which includes an aperture facing downwardly and which defines an upper free end of the pipe.

## **Description**

### **BACKGROUND OF THE INVENTION**

#### **Field of the Invention**

The present invention relates to a method for coastal protection where the coastal area has an underlying freshwater basin and below this a salt water tongue which extends obliquely down into the coastal profile.

#### **The Prior Art**

For coastal protection, it is generally known to build breakwaters of huge stones or concrete blocks which extend from the beach to a distance into the water. Breakwaters are effective, but the costs of construction and maintenance are relatively great. Another coastal protection method is coastal feeding where large amounts of sand are transported to the stretch of coast which is to be protected. This method also involves great costs of construction and maintenance, since large amounts of sand have to be transported. These two methods are still the most widely used coastal protection methods.

In connection with the establishment of intakes for the pumping of sea water for use in salt water aquaria, it was discovered in the early 1980s that sedimentation took place around the intake, which became clogged because of the deposits on top of the intake. This was the incentive for experimenting with a new method for coastal protection, as described in DK 152 301 B. The idea of the method is to pump water from drains established along the shore line, resulting in sedimentation at the drains. However, this method never found extensive use, as it requires a great pumping capacity and consequently high costs of construction and high pump operating costs.

U.S. Pat. No. 5,294,213 discloses a similar system likewise based on drainage pipes established in parallel with the coastal both on the beach and in the water. The operation of the system, which is likewise based on pumping of water, is adapted to the weather, i.e., whether ordinary water level, low water, high water or storm conditions. The system includes a water reservoir into which the water may be pumped through the drainage pipes, and water may be pumped through these into the sea, e.g., to remove sand banks formed by a storm.

A corresponding method is known from U.S. Pat. No. 4,898,495 to keep an inlet, which debouches into the sea, open. This method is likewise based on pumps. The system comprises various diffuser arrangements to remove deposits from the mouth of the inlet by fluidizing these and transporting the material further downstream of the inlet mouth by generating a flow. Sedimentation is carried out downstream of the inlet mouth by pumping water from drains to the diffuser arrangements.

An object of the present invention is to provide a method for coastal protection which is not vitiated by the drawbacks of the known coastal protections.

## SUMMARY OF THE INVENTION

This is achieved according to the invention by a method which is characterized in that the pressure of the groundwater basin at least along an area at the shore line is equalized completely or partly through pressure equalization modules, preferably in the form of pipes with a filter at the bottom, which extend down into the groundwater basin.

It has surprisingly been found by the invention that positioning of pressure equalization modules in the beach results in sedimentation of material at the area where the modules are placed.

A possible explanation as to why coastal accretion takes place is that the very fine sand which is fed to the profile partly by the sea and partly by the wind and which is packed with silt and other clay particles, reduces the hydraulic conductivity. Deeper layers in the coastal profile, which have exclusively been built by the waves of the sea, are primarily coarse in the form of gravel and pebbles which have a greater hydraulic conductivity. The difference in hydraulic conductivity will be seen clearly when digging into a coastal profile, it being possible to dig a hole in the profile, and the groundwater will then rise up into the profile once the water table is reached. The reason is the very different hydraulic conductivity and that the freshwater is under pressure from the hinterland. Thus, the coastal profile may be compared to a downwardly open tank where the tank is opened at the top with the pressure equalization modules which extend through the compact layers of the profile so that the water runs more easily and thereby more quickly out of the profile in the period from flood to ebb. This means that a pressure equalized profile is better emptied of freshwater and salt water in the fall period of the tide. When the tide then rises from ebb to flood, a greater fluctuation occurs in the foreshore, as the salt water in the swash zone is drained in the swash zone so that materials settle in the foreshore during this period of time. Conversely, coastal erosion takes place if the freshwater is under pressure in the foreshore, as the salt water will then run back into the sea on top of the freshwater and thereby erode the foreshore. In reality, the pressure equalization modules start a process which spreads from the pressure equalization modules, as the silt and clay particles are flushed out of the foreshore when the fluctuation is increased because of the draining action of the modules. Further, a clear connection has been found between the amount of sediment transport on the coast and the rate of the coastal accretion. It has been found that the pressure equalization modules create a natural equilibrium profile with a system of about 1:20, so that the waves run up on the beach and leave material, as water in motion can carry large amounts of material which settle when the velocity of the water decreases. The profile must therefore have a given width with respect to the tide and a maximum water level in the area. Coastal profiles with pressure equalization modules naturally become very wide, which results in a very great sand drift on the foreshore. This great sand drift is utilized by establishing longitudinal fascines high up in the beach and transverse fascines with an increasing height toward the foot of the dune, the fascines forming the upper part of the beach profile.

The invention will be described more fully below with reference to the accompanying drawings.

## BRIEF DESCRIPTION OF THE DRAWINGS

FIG. 1 shows a cross-section through a coastal profile,

FIG. 2 shows a pressure equalization module intended to be positioned on the beach,

FIG. 3 shows a pressure equalization module intended to be positioned in the swash zone,

FIG. 4 shows a stretch of coast seen from above with pressure equalization modules and fascines, and

FIG. 5 shows a coastal profile in the stretch of coast in FIG. 4.

## DETAILED DESCRIPTION OF THE PREFERRED EMBODIMENTS

As shown in FIG. 1, a freshwater basin is present below a coastal profile 1, and this freshwater basin is defined at the bottom in a downwardly inclined plane by a tongue of salt water 3 which has a greater density than freshwater.

The reason for coastal erosion is thus that when the freshwater below the beach profile is under pressure, the salt water seeping down into the profile runs back into the sea on top of the freshwater 2, as shown in FIG. 1. When the pressure of the freshwater decreases, the salt water seeps down through the material in the coastal profile and is mixed with the freshwater and thus does not erode the coastal profile, but, instead, material settles on the beach.

As shown in FIG. 2, the pressure equalization modules may consist of a rigid filter pipe 6 which is connected to a pipe 7 having a sleeve 7a. The filter and the pipe may thus be pressed, flushed or dug into the freshwater basin 2. Preferably, the pipe 7 has a length such that it protrudes slightly above the surface of the coastal profile 1 when the filter is in position in the freshwater basin. The pipes with filters, as shown in FIG. 2, are arranged in a row in a line which is perpendicular or approximately perpendicular to the shore line. The pipe 7 is open at the top so as to create good hydraulic contact down to the freshwater basin.

When the pressure in the freshwater basin has been equalized by means of the pressure equalization modules 12, the sedimentation of material on the stretch of coast may be accelerated according to the invention by establishing further pressure equalization modules 13 in the swash zone 4. An expedient arrangement of a module to be positioned in this zone is shown in FIG. 3 and comprises a rigid pipe 7' connected with a horizontal filter pipe 6'.

In both cases, the modules are provided with an anchoring element 8 intended to be dug into the sand to prevent unauthorized removal of the modules. The anchoring element is in the form of two angled plate elements secured to the rigid pipe. Furthermore, the pipe end, which protrudes from the sand, is provided with a curved termination 9 to prevent unauthorized filling of the pipe with sand, stone, etc. Optionally, the pressure equalization modules may be connected with dug pipes which are run to the foot of the dune where free communication with the atmosphere is created, thereby avoiding protruding pipe stubs.

The use of such pressure equalization modules on a stretch of coast has resulted in a land reclamation of a width of 4-6 metres and an increase in the coastal profile of 60-70 cm in 40 days.

Coastal profiles with pressure equalization modules naturally become very wide, as mentioned, which results in a great sand drift on the foreshore. As will appear from FIGS. 4 and 5, this great sand drift is utilized by establishing longitudinal fascines 10 high up in the beach and transverse fascines 11 of an increasing height toward the foot of the dune. The upper part of the beach profile may be given the desired shape by adapting the length, orientation and height of the fascines. The fascines may, e.g., be formed by brushwood of pine and spruce or the like dug into the coastal profile or stacked between buried piles, which makes it easy to give the fascines the desired shape. The invention is unique by low costs of construction and operation, the cost of operation involving merely ordinary inspection and maintenance of the systems.

New research in the field has documented that the groundwater pressure on a coastal profile is very decisive for its appearance. It has been demonstrated that coastal profiles having a high freshwater pressure become narrow and concave (also called winter profile), while coastal profiles without noticeable freshwater pressure become wide and convex (also called summer profile). Narrow, concave coastal profiles having a high freshwater pressure are seen in Denmark typically at Vejby Strand on the north coast of Zealand and south of Lønstrup at Mårup Kirke.

Narrow, concave coastal profiles are greatly exposed to erosion, while wide, convex coastal profiles have beach accretion. With the invention, as described, it is possible to convert a narrow, concave coastal profile into a wide, convex coastal profile and thereby to protect the coast.



US006547486B1

(12) **United States Patent**  
**Jakobsen**

(10) **Patent No.:** **US 6,547,486 B1**  
(45) **Date of Patent:** **Apr. 15, 2003**

(54) **METHOD FOR COASTAL PROTECTION**

(75) Inventor: **Poul Jakobsen**, Skagen (DK)

(73) Assignee: **SIC Skagen Innovationscenter**,  
Skagen (DK)

(\*) Notice: Subject to any disclaimer, the term of this patent is extended or adjusted under 35 U.S.C. 154(b) by 0 days.

(21) Appl. No.: **09/555,257**

(22) PCT Filed: **Nov. 26, 1998**

(86) PCT No.: **PCT/DK98/00522**

§ 371 (c)(1),

(2), (4) Date: **May 26, 2000**

(87) PCT Pub. No.: **WO99/28559**

PCT Pub. Date: **Jun. 10, 1999**

(30) **Foreign Application Priority Data**

Nov. 28, 1997 (DK) ..... 1380/97

(51) Int. Cl.<sup>7</sup> ..... **E02B 3/04**

(52) U.S. Cl. .... **405/15; 405/74**

(58) Field of Search ..... 405/15, 52, 73,  
405/74

(56) **References Cited**

U.S. PATENT DOCUMENTS

4,645,377 A \* 2/1987 Vesterby ..... 405/74

4,898,495 A \* 2/1990 Lin ..... 405/73

5,061,117 A \* 10/1991 Parks ..... 405/73

5,149,227 A \* 9/1992 Parks ..... 405/73

5,294,213 A \* 3/1994 Parks ..... 405/73

\* cited by examiner

*Primary Examiner*—Robert E. Pezzuto

*Assistant Examiner*—Tara L. Mayo

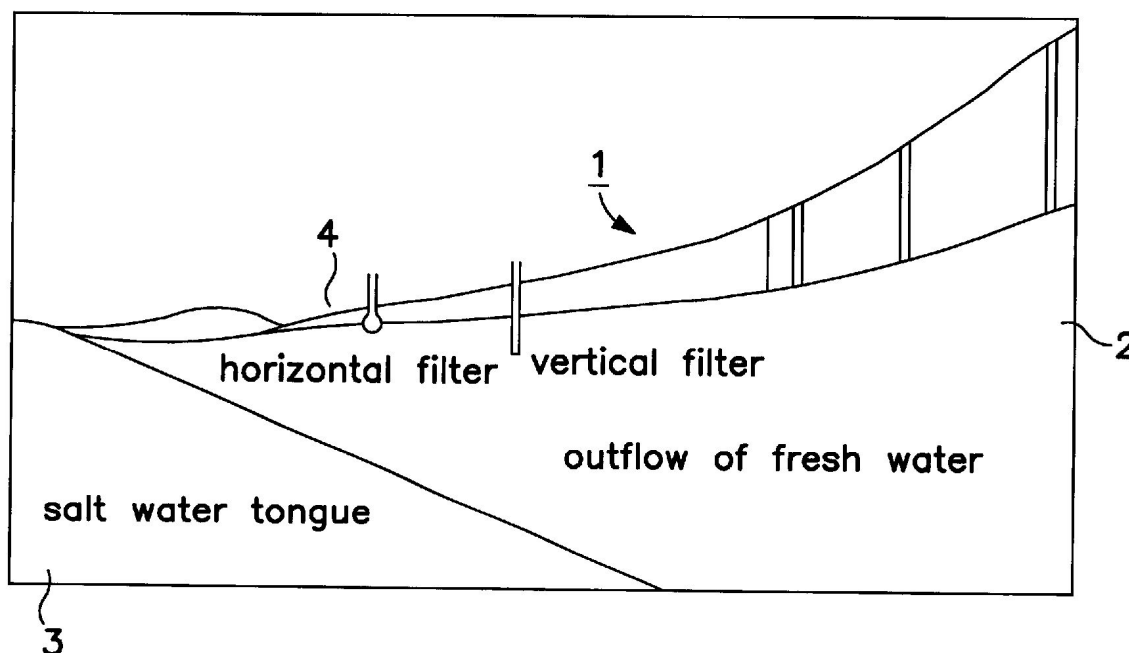
(74) *Attorney, Agent, or Firm*—Dykema Gossett PLLC

(57) **ABSTRACT**

In a method for coastal protection, where the coastal area has an underlying freshwater basin and below this a salt water tongue which extends obliquely down into the coastal area, the pressure is equalized in the groundwater basin at least along an area at the shore line completely or partly to the atmosphere through pressure equalization modules, preferably in the form of pipes with a filter at the bottom, which extend down into the groundwater basin. This causes sedimentation of material and thereby an increase in the width of the shore. The resulting sand drift may be utilized for additional building-up of the coastal area by further establishing fascines.

7 Claims, 2 Drawing Sheets

### Schematic placing in coastal profile





U.S. Patent

Apr. 15, 2003

Sheet 1 of 2

US 6,547,486 B1

Schematic placing in coastal profile

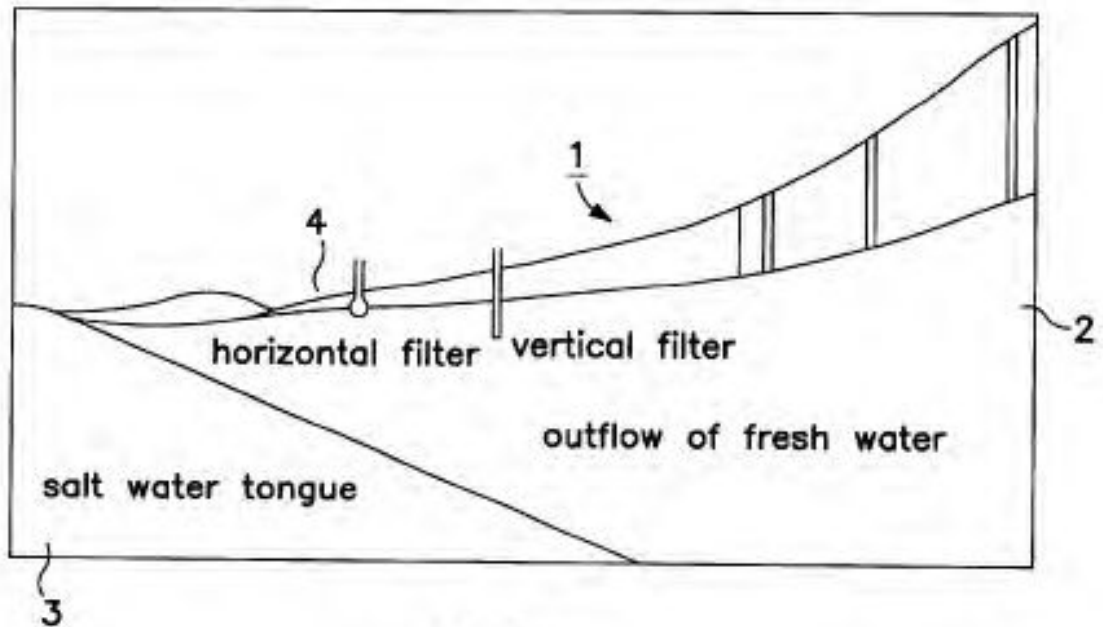


FIG. 1

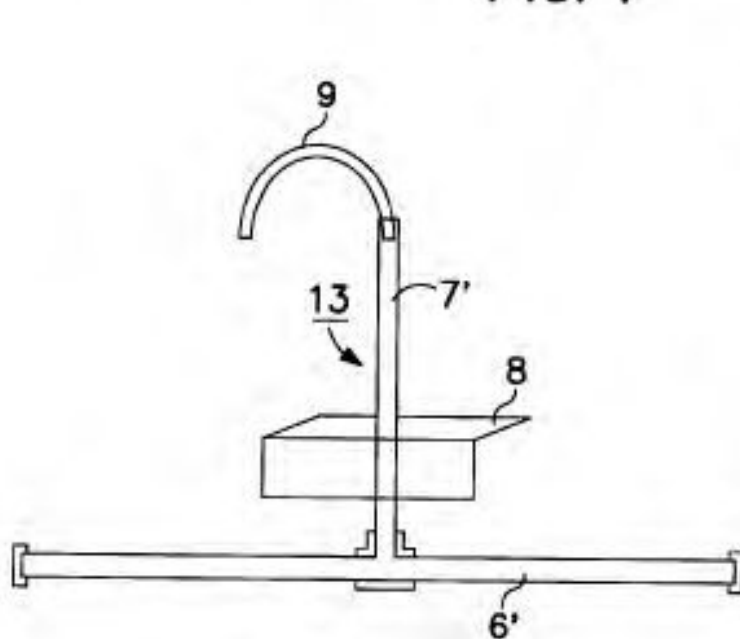


FIG. 3

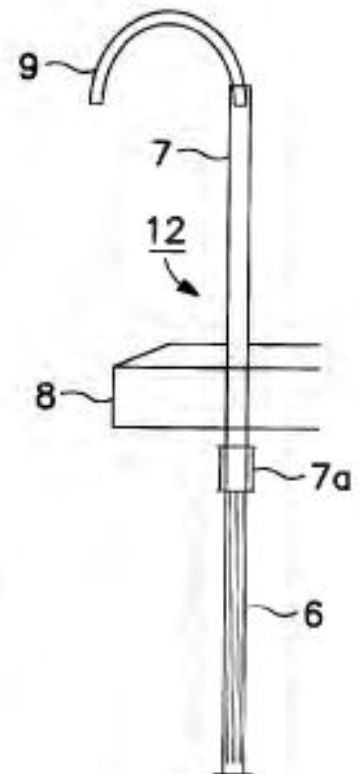


FIG. 2

