

ヘッドランドと潜突堤を組み合わせた 新しい漂砂制御施設

A METHOD CONTROLLING SAND TRANSPORT
USING ARTIFICIAL HEADLAND AND SUBMERGED GROIN

今井和敏¹・丹 邦敏¹・宇多高明²・野志保仁³・熊田貴之⁴・酒井和也⁵

Kazutoshi IMAI, Kunitoshi TAN, Takaaki UDA, Yasuhito NOSHI,
Takayuki KUMADA and Kazuya SAKAI

¹茨城県土木部河川課 (〒310-8555 茨城県水戸市笠原町978-6)

²正会員 工博 (財) 土木研究センター常務理事なごさ総合研究室長
兼日本大学客員教授理工学部海洋建築工学科 (〒110-0016 東京都台東区台東1-6-4 タカラビル)

³正会員 博 (工) (有) アイコムネット環境コンサルティング部
(〒135-0064 東京都江東区青海2-7-4-627)

⁴正会員 博 (工) (有) アイコムネット (〒135-0064 東京都江東区青海2-7-4-627)

⁵正会員 修 (工) (財) 土木研究センター河川・海岸研究部
(〒110-0016 東京都台東区台東1-6-4 タカラビル)

On the Kashimanada coast beach has been severely eroded. As a measure against beach erosion, the artificial headlands have been constructed. However, the length of the artificial headland is limited so that longshore sand transport can still turn around the tip of the headlands, reducing their effect of blocking longshore sand transport. The extension of the headlands is effective, but their cost is huge along with a large environmental impact. In this study, a combined structure of the artificial headland and a submerged groin is considered, and the effect was investigated using the contour-line-change model.

Key Words: Submerged groin, artificial headland, contour-line-change model

1. はじめに

近年、鹿島灘に面した銚田海岸では侵食が進んできており早急な対策が求められている。その場合、銚田海岸中央部にある大竹海水浴場では緩勾配の砂浜が広がり、海水浴場として海岸に多くの施設が並ぶことのない開いた汀線を持つ姿が求められており、このため従来のヘッドランド (HL) の先端水深約3mより先端水深を大きくし、HLの間隔を開けて配置する案が検討されている¹⁾。この場合、HLの天端を水面上に出したまま延長するのでは断面積が大きくなり工費が著しく増大する欠点がある。また水面上に不透過の壁体が伸びることから、波の場の変化や沿岸流の阻止などを通じてHLが周辺海岸へ及ぼす影響も大きくなることも危惧される。これを考慮すると従来型のHLの沖合部分を潜堤方式とし、漂砂制御効果を大きく低減せずに建設費を大きく低減させる方法が考えられる。しかしこのように先端部を潜り形式とするHLについては従来検討されたことがない。本研究では、不透過性のHLの沖合部を潜堤方式とす

る方法について検討するが、似た概念を持つ工法として、合田ら²⁾は潜り突堤群を提案し、その沿岸漂砂制御特性を海浜流と浮遊砂輸送モデルにより検討した。その中で、潜り突堤は突堤天端を水面下に抑えて景観に配慮しつつ海浜を安定させる手法であり、米国やギリシャでの事例もある^{3) 4)}としている。またその機能は、砕波帯内に設置した潜り突堤の粗度効果により沿岸流を減殺し、浮遊砂をトラップして堆砂を促すものとしている。この手法は、通常の突堤に代わるものとして位置付けられており、砕波帯より沖に設置して掃流砂を捕捉することを目的としておらず、長い不透過性のHLと同等な機能を持つ漂砂制御施設の開発とは目的が異なる。このことから、本研究では、できるだけ海水交換に影響を与えずに沿岸漂砂を制御する新しい方式としてHL先端部を潜堤とする新しい漂砂制御施設について、モデル海浜を想定して等深線変化モデル⁵⁾を用いて検討した。

2. 潜突堤の漂砂制御効果の原理

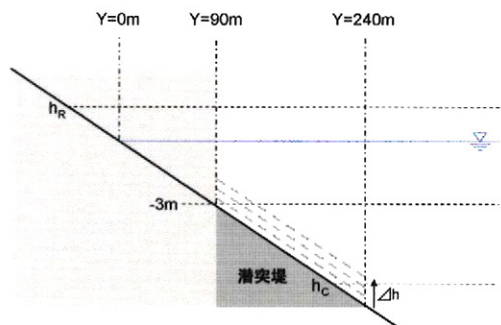


図-1 潜突堤の模式的断面図

銚子海岸のHL周辺を想定し、初期海底勾配1/30の一樣海浜を考慮して図-1の断面図を参照しつつ潜突堤の有する漂砂制御の原理について考える。まず従来型突堤（HL）では不透過の壁体が沿岸漂砂を阻止することにより地形変化が生じる。一方、潜突堤は、図-1のように陸側から碎波点付近までは従来型突堤と同じ不透過壁であるが、当初の緩勾配の海底に潜った不透過の壁体、あるいはこれに加えて初期海底面上に Δh だけ突出した不透過壁を考える。この潜った不透過壁体の漂砂上手側では砂が堆積すれば地盤高が上昇し、下手側では地盤高が低下する。結果的に潜突堤位置を境にその上手側と下手側で等深線が不連続となることによって沿岸漂砂の制御を行うものである。潜突堤の上手側で地盤高が上昇し、潜突堤の天端高と上手側の海底地盤高が同一となれば上手から下手側へと沿岸漂砂の流出が起こる。この構造物は複断面形を有しているが、鹿島灘海岸に設置されているHLは先端水深が3m付近にあり、HLの先端は通常の時化時の碎波点より沖に位置する。したがってこの構造物は碎波に伴う攪乱作用に伴って大きな沿岸漂砂が生じている部分は不透過壁として漂砂を阻止するが、沖浜部分では漂砂量は急減し、しかも漂砂は海底面近くに集中すると考えられることから海表面近くでは不透過壁とし、海底面近くにはのみ壁体を考えるものである。

3. 計算方式と計算条件

予測計算には芹沢ら⁵⁾の等深線変化モデルを用いた。図-2に示すように、沿岸方向に1km、岸沖方向に700m区間を計算領域とし、その中央に先端水深6mまで、汀線から240mの地点まで突堤を延ばす。両端は固定境界、初期海底勾配は1/30、碎波波高1mの波が右斜めに 5° から入射するとする。また h_R は3m、波による地形変化の限界水深は $h_c=6m$ とする。モデル計算では、陸上から-3m（Y=90m）までは従来型突堤と同様不透過の壁体とする。不透過突堤沖のY=90～240m部分は潜突堤とし、その天端は海底地盤から Δh だけ上げた状態を考える（図-1参照）。潜突堤の現地盤からの高さ Δh は0mから0.2m間隔で1.0mまでとする。

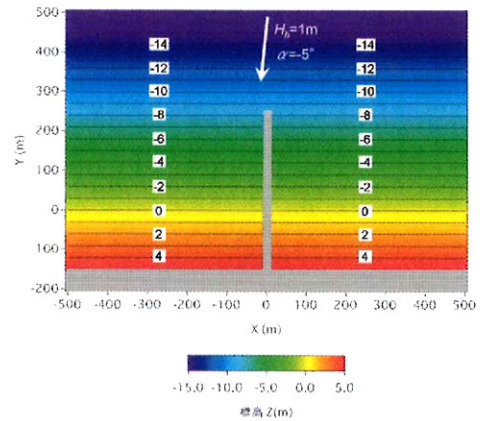


図-2 計算領域（沿岸方向1km、岸沖方向700m区間）

表-1 計算条件

計算ケース	1	2	3	4	5	6	7
初期地形	1/30の平行等深線						
初期粒径	0.13						
平衡勾配	1/30						
交換層幅 B(m)	0.810						
入射波条件	碎波波高 H_f (m)	1.0					
	碎波方向 α (deg)	-5.0					
	潮位条件 M.S.L.(m)	0.0					
地形変化の水深範囲	地形変化の限界水深 h_c (m)	6.0					
	バーム高 h_B (m)	2.0					
	漂砂量係数 A	0.3					
漂砂量係数	小径プラントンの係数	0.0					
	岸沖・沿岸漂砂量係数比	0.2					
	陸域	1/2					
土砂落ち込みの限界勾配	海域	1/3					
	沿岸方向 X(m)	1000					
	岸沖方向 Z(m)	5～15					
計算メッシュ	ΔX (m)	10					
	ΔZ (m)	1					
	構造物条件	突堤 潜突堤					
現地盤から天端までの高さ Δh (m)	-	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
計算時間間隔 Δt (hr)	0.1						
計算ステップ数	10,000						

まずケース1では、従来型の不透過突堤の漂砂制御効果について調べた。これを基本とし、潜突堤の Δh を0mから1.0mまで0.2m間隔で変えて全体で6ケースの計算を行った。

潜突堤の天端高を現地盤上0.0～1.0mで変化させると、突堤の不透過壁からなる陸側部分では各ケースで条件がほぼ同じため大きな差異は出ないが、沖合の潜突堤部分では潜突堤が越流堤のように作用し、ケースごとに小さくない変化が生じる。以下では、この差異を突堤周辺の海浜形状の比較から明らかにする。表-1には潜突堤の場合の計算条件を示す。さらに従来型HLを先端水深7mまで1m間隔で延ばす案についても比較対象として計算した。また、不透過突堤および潜突堤の扱いは芹沢ら⁵⁾と同様とし、等深線が護岸に接近した場合、低減率 μ を乗じて漂砂量を低減するものとし、式（1）～（4）により扱う（図-3参照）。

$$q'_x = \mu \cdot q_x \quad (1)$$

$$q'_z = \mu \cdot q_z \quad (2)$$

$$\mu = \frac{\Delta Y}{\Delta Y_c} \quad (0 \leq \mu \leq 1) \quad (3)$$

$$\Delta Y_c = \frac{1}{2} \cot \beta_c \cdot \Delta z \quad (4)$$

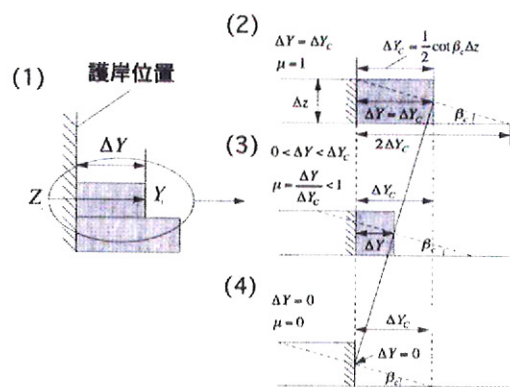


図-3 護岸周辺での漂砂量低減率の扱い (芹沢ら⁵⁾)

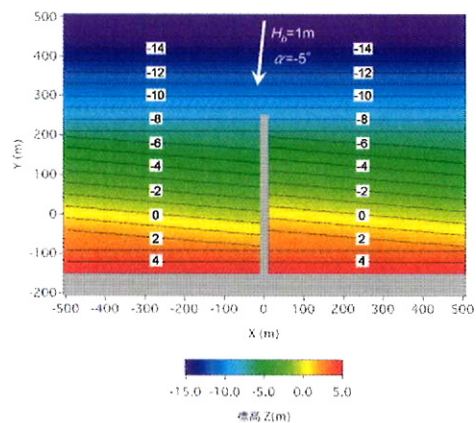


図-4 不透過突堤 (ケース1) の計算結果

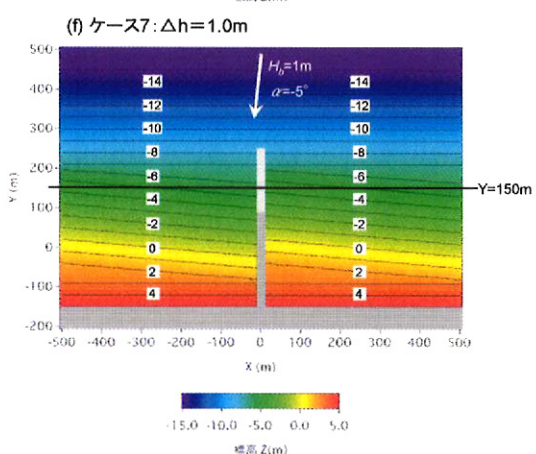
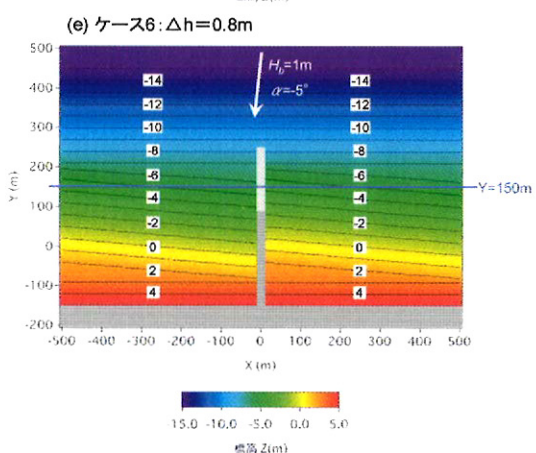
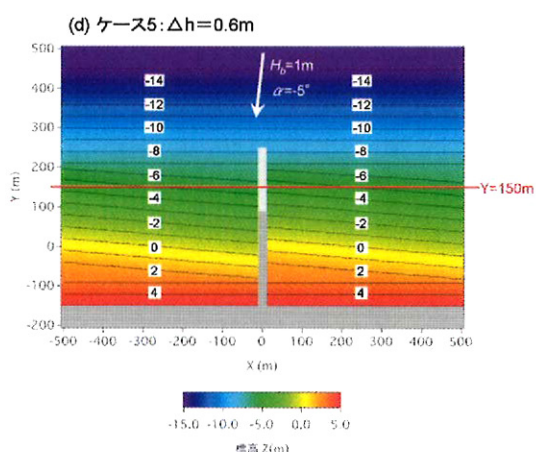
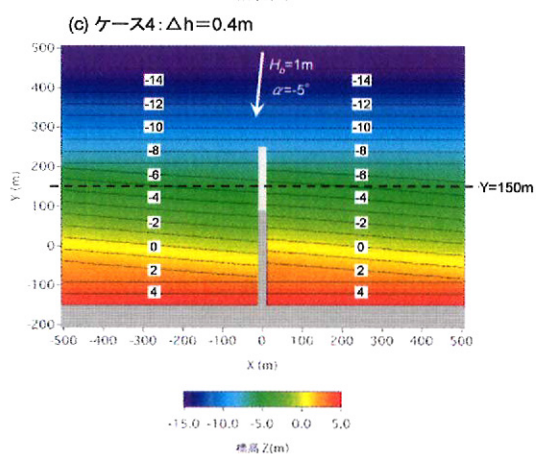
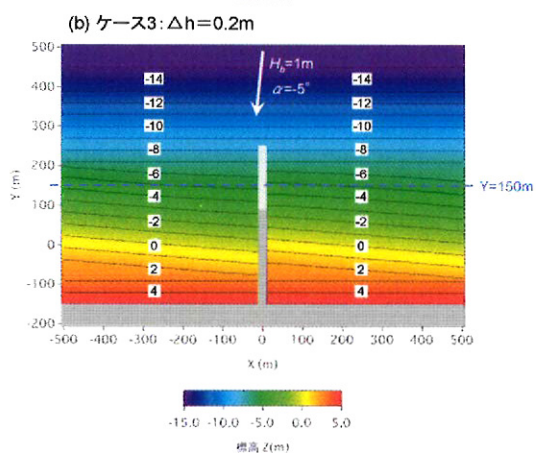
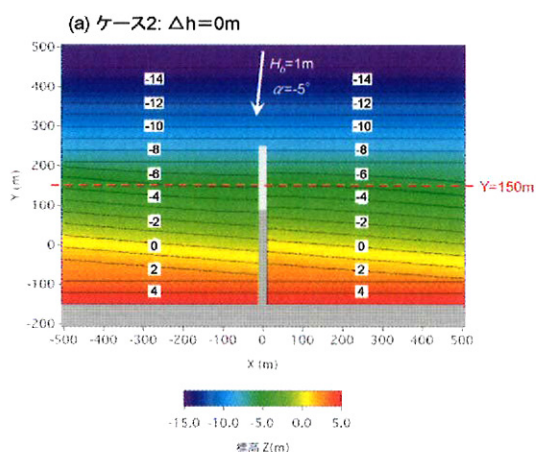


図-6 潜突堤の計算結果

ここに、 q_x は沿岸漂砂量、 q_z は岸沖漂砂量、 ΔY は等深線と護岸との距離、 ΔY_c は漂砂低減開始点までの距離、 Δx は鉛直方向のメッシュ幅である。

4. 計算結果

図-4には不透過突堤（ケース1）の計算結果を示す。両端が固定境界のため斜め入射波に対して等深線が直角となって安定する。この条件では、漂砂の上手（右）側から下手への砂の流出はない。図-5(a)～5(f)は、突堤の不透過部分を $Y=90\text{m}$ までとし、 $Y=90\text{m}$ から突堤先端（ $Y=240\text{m}$ ）までは初期海底面と同じ高さに保ったケース2より、ケース2よりも潜突

堤の天端高をさらに $0.2\text{m}\sim 1.0\text{m}$ 高めたケース3～7の計算結果をまとめて示す。なお図-5に示す $Y=150\text{m}$ の横断線は、後に横断図の比較を行う場合の測線位置を示す。

従来型突堤（ケース1）の計算結果（図-4）と比較すると、図-5では不透過突堤の長さが 90m 短くなったものの、不透過突堤の沖に初期海底面の高さと等しいか、あるいは Δh 高い不透過壁があつてこの壁体が沿岸漂砂の一部を阻止するために、 Δh が高まるに従い突堤沖での等深線の不連続性が増し、沿岸漂砂の流出阻止効果が高まることが見てとれる。

各ケースの地形変化量を分かりやすく比較するため、ケース2～7の結果から完全不透過突堤を延ばしたケース1との差を算出し、地形変化量の相互比較

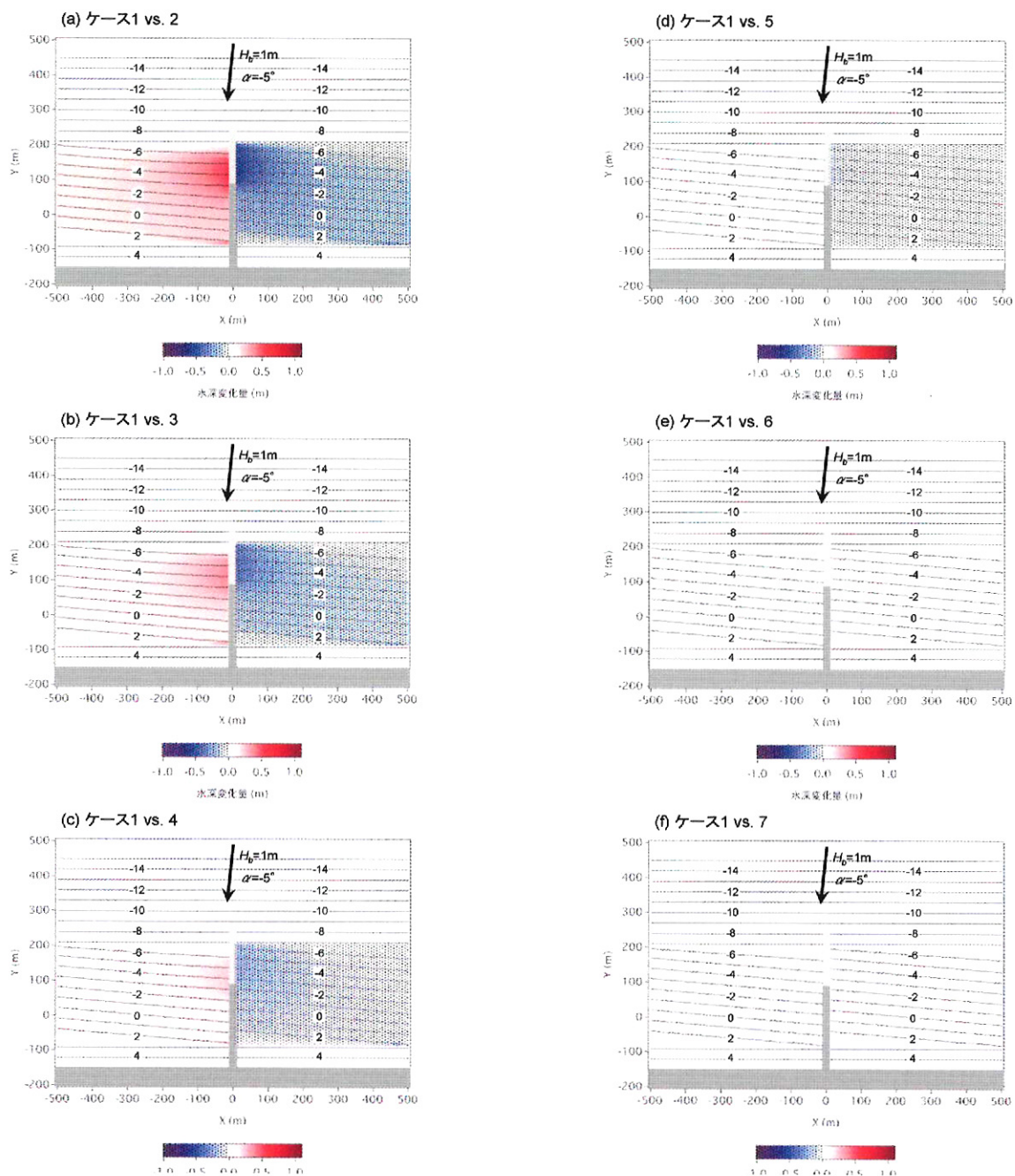


図-6 地形変化量の比較

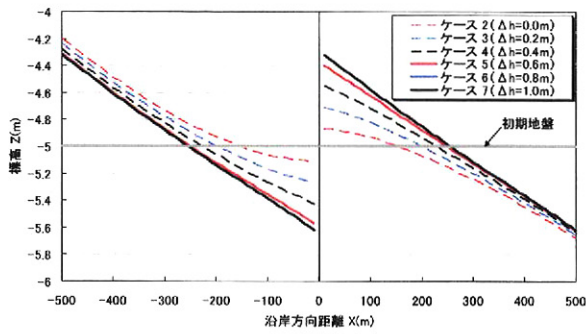


図-7 Y=150m断面における各ケースの沿岸方向の地盤高の比較

の地盤高の分布を描いたのが図-7である。潜突堤を挟んで右側では地盤高が上昇し左側では後退する。ちょうど突堤を挟む汀線変化と同様な地形変化が生じ、その際の地盤高の変動は潜突堤部分の高さを増加させた順、ケース2からケース7の順に大きくなり、沿岸漂砂の阻止効果が高まったことが分かる。

5. 沿岸漂砂の通過率

潜突堤の沿岸漂砂制御効果に関し、 1×10^4 stepまでの累積値として求めた潜突堤上の通過沿岸漂砂量

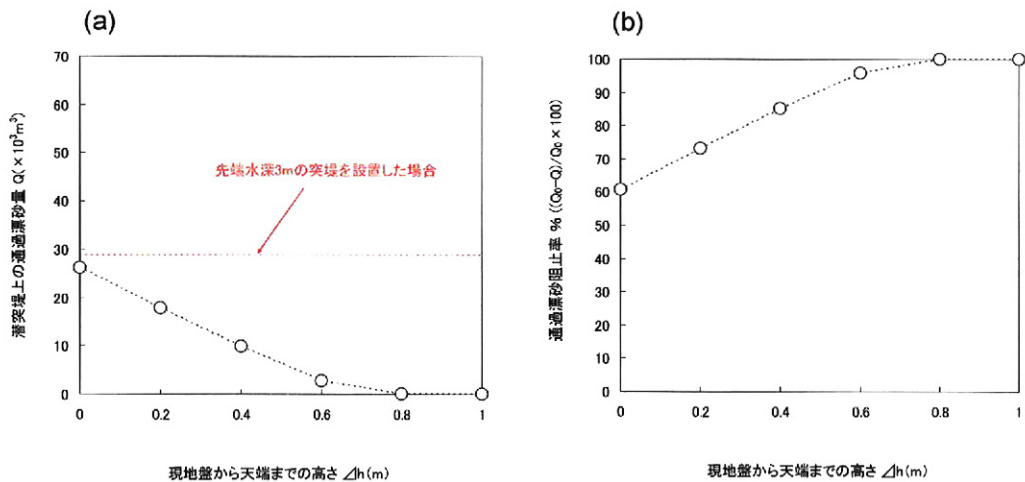


図-8 潜突堤上を通過する沿岸漂砂量と Δh の関係

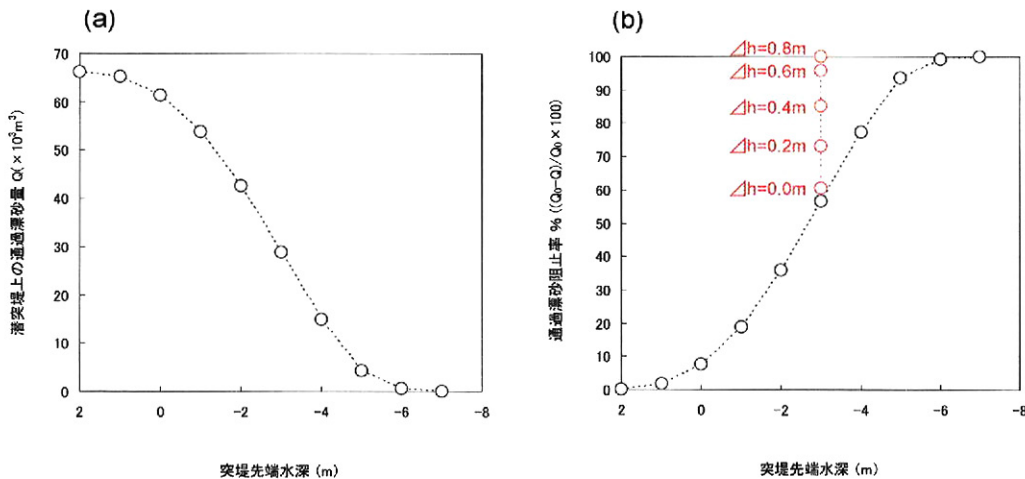


図-9 従来型突堤の先端水深と通過沿岸漂砂量の関係

を行った。結果を図-6にまとめて示す。不透過突堤沖の潜突堤部分の高さを初期地盤と同一に保ったケース2では図-6(a)のように突堤沖を沿岸漂砂が通過するため上手側では侵食が著しい。しかし潜突堤の天端高が上昇するに従い従来型の不透過突堤との差は大きく縮まり、図-6(f)のように $\Delta h=1.0$ mでは不透過突堤とほぼ同一の効果が期待できる。

潜突堤付近での地形変化を明らかにするために潜突堤を通るY=150m断面を選び、各ケースの沿岸方向

と、 Δh の関係を調べたのが図-8(a)である。先端水深3mの突堤では、その沖を通過する沿岸漂砂量は 1×10^4 stepの累計として $29 \times 10^3 \text{ m}^3$ であるが、潜突堤を Δh 高めると通過漂砂量は大きく減少する。同じく図-8(b)には突堤を設置しない自然海岸の場合における 1×10^4 stepまでの累加沿岸漂砂量 $Q_0=66,000 \text{ m}^3$ を基準としたときの、嵩上げ高 Δh の潜突堤の沿岸漂砂阻止率と Δh の関係を示す。 Δh 嵩上げた潜突堤は高い沿岸漂砂阻止率を有することが分かる。

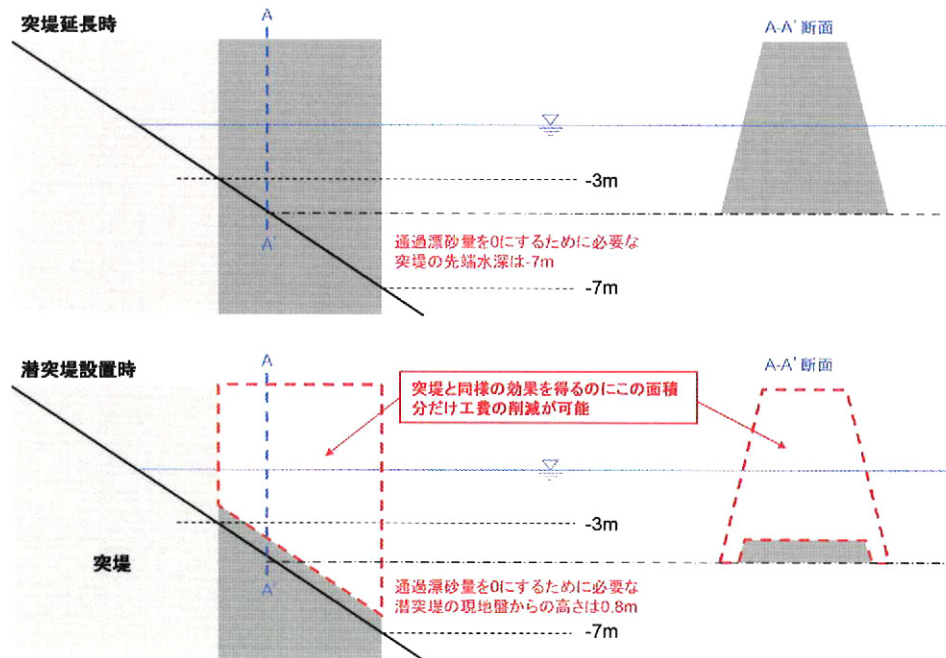


図-10 従来型突堤と潜突堤の断面比較

一方、従来型の不透過突堤を延ばした場合における 1×10^4 step までの累積値として求めた、突堤の先端沖を通過する沿岸漂砂量も同様な計算で算定できる。図-9(a)は従来型突堤について先端水深と通過沿岸漂砂量の関係を示す。先端水深3mの突堤では約30%の沿岸漂砂は通過するが、先端水深を増加させても通過沿岸漂砂量の低減効果は顕著には現れない。図-9(b)には突堤の先端水深を変えた場合と、潜突堤の通過漂砂量阻止率の関係を示す。これによれば、従来型突堤の先端水深を大きくした場合の結果は、潜突堤で Δh をわずかに高めることで達成できる可能性が高い。

図-10は従来型突堤を延長する場合と、潜突堤の効果を比較するために施設の断面形状を比較したものである。従来型の突堤では図-10のように通過沿岸漂砂量をなくすためには先端水深を7mとしなければならないが、その場合の断面形状は台形断面となる。これに対して潜突堤では Δh 分の嵩上げで済むことから断面積を大きく軽減可能と考えられる。

6. まとめ

水深3mまでは従来型の不透過性のHLを延ばし、それより沖は水深6mまで潜突堤とする方式の漂砂制御施設を考え、その効果を初期海底勾配1/30の一樣海浜に砕波波高1mの波が右斜めに 5° から入射するという単純な条件のもとで検討した。この結果このような方式の潜突堤でもかなり高い漂砂制御効果を発揮可能との結果が得られた。一般に、HLや突堤などの施設は砕波帯に延ばされるものであるが、砕波点付近では砕波に伴って高濃度の浮遊砂が生じ、流れ

とともに潜堤上を乗り越える。したがってここで提案する潜突堤はあくまでも従来型HLの先端沖の、掃流形式での砂移動が卓越する沖合海浜で考える必要がある。ここではその可能性を原理的意味から示したのみであり、実際の適用に当たっては現地海岸の海底勾配、波向変動を含む波浪条件の変化などの効果を十分検討することが必要である。この方式は従来型の不透過性HLが大断面となるのに対し、断面積を図-10のように著しく低減できると考えられ、しかも周辺海岸への影響も小さいと考えられるなど多くの利点を有すると考えられる。なお本研究では現地海浜との対応は調べられていないので、今後実験等との比較検討が必要である。

参考文献

- 1) 小松崎 誠・坂本一誠・松浦健郎・宇多高明・熊田貴之：波向の周期的変動場における効果的なヘッドランド形状に関する検討，海洋開発論文集，Vol. 26，2010。（印刷中）
- 2) 合田良実・小野信幸・宇野喜之：数値計算による潜り突堤群の沿岸漂砂制御特性に関する検討，海岸工学論文集，第56巻，pp. 686-690，2009。
- 3) Goudas, C. L. et al.: Soft protection using submerged groin arrangement, Proc. 1st Conf. Soft Shore Protection, pp. 167-186, 2001.
- 4) Holmberg, D.: Alternative to traditional ways of treating shoreline erosion, Proc. 1st Conf. Soft Shore Protection, pp. 139-150, 2001.
- 5) 芹沢真澄・宇多高明・三波俊郎・古池 鋼・熊田貴之：海浜縦断形の安定化機構を組み込んだ等深線変化モデル，海岸工学論文集，第49巻，pp. 496-500，2002。