

礫浜の変形に関する研究

出口 一郎*・小野 正順**・榎 木 亨***

1. ま え が き

最近の護岸は周辺海浜に及ぼす影響を小さくし、汀線へのアクセスを確保することを目的として緩勾配で透水性を持つものが多く施行されている。その多くは、護岸表面を空隙を持つブロックで覆うものである。一方、礫で堤体をつくり、被覆しない礫浜も護岸として施行されている。礫の粒径を大きくしたものが捨石護岸で、粒径を小さくしたものが人工海浜である。捨石あるいはブロックで被覆された護岸は変形を許されないが、人工礫浜や人工海浜はその機能を失わない範囲で変形は許容される。砂浜の変形については既に数多くの研究が行われており、現地海岸での変形予測も行われている。しかし、礫浜の変形については研究例も少なく、従来砂浜の変形について得られている知見が、どの程度適用されるかということも明らかではない。

本研究は、礫浜の変形に対する2次元実験及び護岸として施行された人工礫浜の変形に関する現地実測結果に基づいて、礫浜の変形特性及びその予測手法について検討することを目的としている。

2. 礫浜の変形に関する2次元実験

礫浜の断面変形に関する2次元実験は、図-1に示す2次元造波水槽内の水平床上に粒径 $D=1.76\text{ cm}$ および 4.08 cm の碎石で礫浜模型を設置して行った。水平床上の水深 h は $25\text{--}55\text{ cm}$ で、礫浜の勾配 $\tan\beta$ は $1/5$ 及び $1/10$ の2種類とした。実験波の周期 T は 1.2 s – 2.0 s の間で、また波高 H は 6 cm – 18 cm の間で変化させた。

実験は、初期一樣勾配を持つ礫浜を水平床上に作成した後、所定の波浪を十分長い時間造波し、その間の礫浜の断面変形を測定すると同時に礫浜上の波浪変形の測定を行った。波高測定は11台の容量式波高計を用い、堤体内から水平床部の間で行い、断面形状は水槽側壁のガラス面を通じて礫浜の平均水深を読みとることによって測定した。

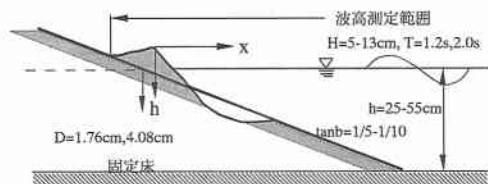


図-1 模型礫浜と実験水槽

表-1 断面変形の検討対象とした実験ケース諸元

	D (cm)	T (s)	H (cm)	$\tan\beta$	h_0 (cm)	h_{cr} (cm)	h_b (cm)	H_b (cm)	R (cm)	u_0/u_d (cm/s)
ケース1	1.76	1.6	13.0	0.2	9.0	6.0	14.0	15.5	9.8	11.9/13.4
ケース2	4.08	2.0	14.0	0.2	7.0	7.0	16.0	16.0	10.2	18.0/20.3

本研究では、以上の実験で有意な断面変形が生じた、 $\tan\beta=1/10$ 、水平床部の水深 $h=50\text{ cm}$ 、粒径 $D=1.76\text{ cm}$ の場合で、入射波周期 $T=1.6\text{ s}$ 、水平床部の波高 $H=13\text{ cm}$ （ケース1）と、 $T=2.0\text{ s}$ 、 $H=12\text{ cm}$ の場合（ケース2）を断面変形の検討の対象とした。その諸元を表-1に示す。

3. 礫浜の変形に関する現地実測

(1) 現地実測地点の概要

現地実測の対象礫浜は、関西国際空港背後の臨空タウン地先の勾配 $1/15$ の埋め立て護岸で、平均粒径約 4 cm の雑石の上を約 1 m の厚さで粒径 4 cm – 8 cm の大理石の礫で被覆して施行されたもので、マーブルビーチと呼ばれている。図-2にその平面形状と標準断面を示す。実測対象区間は、このマーブルビーチ南部の両端を突堤で囲まれた長さ 300 m の区域で1992年3月に竣工した。

1995年3月及び10月に海底形状と波変形の実測を行った。海浜形状は、汀線方向に 20 m 間隔に設けた15本の測線上で、岸沖方向 $1\text{--}2\text{ m}$ 間隔に水準測量を行うことによって測定した。

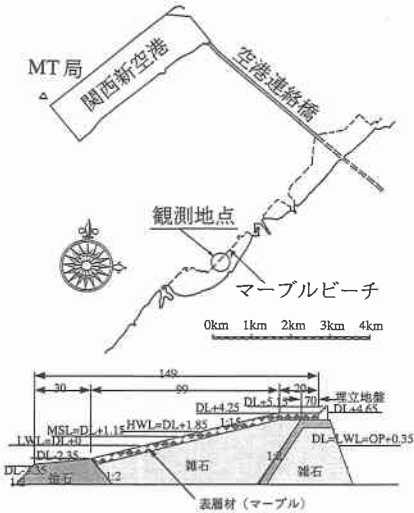
(2) 実測対象海浜の来襲波特性

マーブルビーチ竣工後から1995年10月の間の来襲波特性については、図-2に示すMT局において関西国際

* 正会員 工博 大阪大学工学部土木工学科

** 正会員 工博 大阪大学工学部土木工学科

*** 正会員 工博 大阪産業大学工学部土木工学科



図一2 マーブルビーチの平面形成と標準断面

空港（株）で毎正時計測されている気象海象記録の中から、超音波式波高計によって測定された波浪資料と電磁流速計によって計測された波向資料に基づいて解析した。測定点の平均水深は20 mである。まず、欠測部の波浪を推定するために、波向別の波高・周期と風速の相関を求めた結果、陸風となる風向E〜ESE以外の風向については、風速と波高の間に高い相関が認められた。そこで、欠測時の波浪特性についてはその結果に基づいて、風速から波高と周期の推定を行い、累積入射波浪エネルギーの計算を行った。このとき、磁北を基準に表示されている波向を汀線の法線方向を基準とし、時計回りを正とする表示（波向を θ とする）に変換した。

表一2は次式で示される沿岸方向の漂砂移動に係わる入射波浪エネルギーフラックス W_y を1992年から1995年の各年で方向別に積算した結果を示したものである。

$$W_y = EC_g \sin \theta \cos \theta = \rho g H^2 C_g \sin \theta \cos \theta / 8 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 ρ 、 g は海水単位体積重量と重力加速度で、 H 、 C_g は、実測平均波高と平均周期に対する群速度である。

実測対象海域には、季節を通じて南から北への入射波浪エネルギーが卓越し、結果として表一2に示されるように対象期間では、トータルして南から北向きに

表一2 マーブルビーチ竣工後の入射波浪エネルギーフラックス（単位 t）

	1992年	1993年	1994年	1995年	total
南から北	107280	178740	136656	68076	490752
北から南	45720	61128	56988	32580	196416

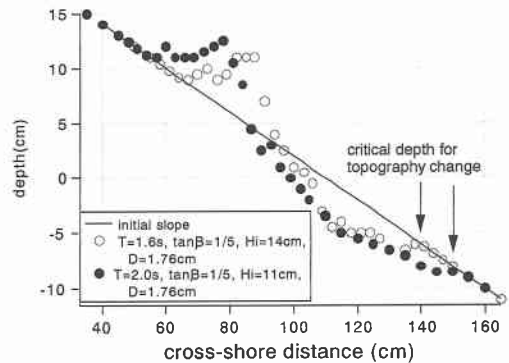
2.94×10^5 tのエネルギーが入射したことになる。

なお、全実測波浪31126波中、2 m以上の有義波高観測されたのはわずか0.03%、1.5 m及び1.0 m以上の有義波高が観測されたのはそれぞれ0.3%及び3.0%にすぎず、これらの波向はWNW、W、SSW及びWに集中し、周期はほぼ4.5〜6.2 sである。全実測波浪中50%以上が有義波高0.5 m以下の波浪で、分布の中央値に対応する波高は34 cmである。

4. 実験室で測定された礫浜の断面変形

図一3に2次元実験で測定されたケース1〜2の初期地形からの断面変形を示す。いずれの場合も典型的な堆積型の断面変形を示している。また、それぞれのケースにおける陸上側と沖側の変形限界水深 h_0 、 h_{cr} 及び実測された碎波水深と波高 h_b 、 H_b と遡上高さ R を取りまとめて表一1に示す。なお表中の u_0 は、著者らが提案した礫浜上での遡上波形の解析法（出口他、1996）によって計算された、変形限界水深における礫浜表面の水平方向水粒子速度に基づいて計算される摩擦速度、 u_d は対象底質粒径の定常流中における移動限界摩擦速度（岩垣1960）である。摩擦速度の計算は、それぞれの礫の粒径の2倍を相当粗度とするJonssonの摩擦係数を用いて行った。

表一1より明らかのように、いずれの場合もその変形限界水深は入射波の碎波水深より浅く、この水深を予測するために、従来の移動限界水深の表示式を用いることはできない。本実験の対象とした粒径の大きな礫浜の場合は、断面の変形限界水深と礫の移動限界は一致し、したがって表一4に示した u_0 と u_d もほぼ一致する。また、陸上側の変形限界は、それぞれの図中にも示す初期地形上での入射波浪の遡上点に対応している。



図一3 実測断面変形

5. マーブルビーチで測定された水深変化

(1) マーブルビーチの海底形状

図-4に1995年10月に測定されたマーブルビーチの海底地形を示す。また図-5は、各測線の断面形状を重ね合わせて示したものである。なお1995年3月に測定された断面形状は、10月の測定結果とほとんど一致したため、ここでは10月の測定結果に基づいて検討する。

これらの図より明らかなように、対象海岸では南側よりも北側断面の方が変形量が大きく、いずれも2次元実験結果と同様、典型的な堆積型の断面変形となっている。図-5には潮位も表示してあるが、北側の突堤に沿う測線#16以外の大部分の断面変形はHWLとLWLの間で生じている。

また、図-5においてほぼ中央の測線(#8)と北側測線(#14,15)を比較して明らかなように、まず岸方向の礫移動により $x=60$ m付近に頂点と持つバームが形成された後、南から北向きに卓越する入射波浪エネルギーによる沿岸方向に移動した礫が北側突堤で阻止され堆積し、汀線を前進させていることがわかる。

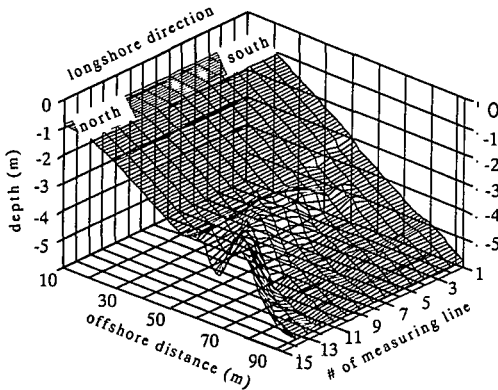


図-4 マーブルビーチの海底形状

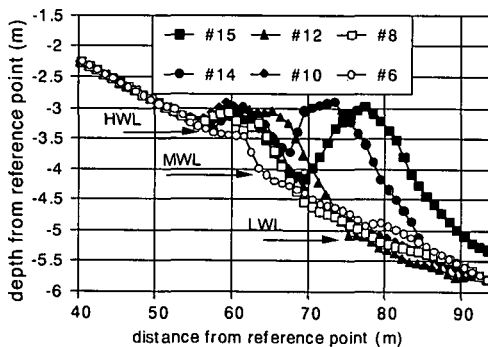


図-5 マーブルビーチの代表断面

(2) 経験的固有関数法による水深変化の解析

マーブルビーチで計測された初期地形からの水深変化量を、経験的固有関数法で解析することによって、全水深変化に占める沿岸方向と岸沖方向礫移動の役割について検討した。解析対象領域は、図-5に示す海浜の岸沖方向 $x=50-90$ m、沿岸方向測線#1-15の領域で、水深変化量を沿岸方向と岸沖方向の固有関数 $C_k(j)$, $E_k(i)$, ($i=50-90$, $j=1, 15$)に展開した。図-6は計算された固有関数の内、相対的重要度が上位3つの沿岸方向関数と岸沖方向関数を示したものである。

これらの固有関数の相対的重要度は、それぞれ57.3% ($k=1$), 29.0% ($k=2$), 9.9% ($k=3$)で、上位2つの固有関数で全体の86%以上の水深変化が説明できる。まず、 $E1(i)$ の岸沖方向分布は $i=65$ m及び73m付近で2つのピークを持ち、 $E2(i)$ は岸から沖に向けて正一負と符号が変化し、正の領域と負の領域の面積がほぼ等しく $i=70$ mで0となる。さらに、 $C1(j)$ の沿岸方向分布は平均的に見て測線8から北に向かって減少し、測線10と11を境に南側では正、北側では負と符号が変化し $C2(j)$ はほぼ全域で負の値となる。

以上の考察から、 $E1(i)*C1(j)$ 及び $E2(i)*C2(j)$ で表される水深変化は明らかに沿岸方向と岸沖方向の礫移動による水深変化に対応していることがわかる。すなわち、マーブルビーチの竣工後生じた全水深変化の60%弱が沿岸方向の礫移動によって、30%弱が岸沖方向の礫移動

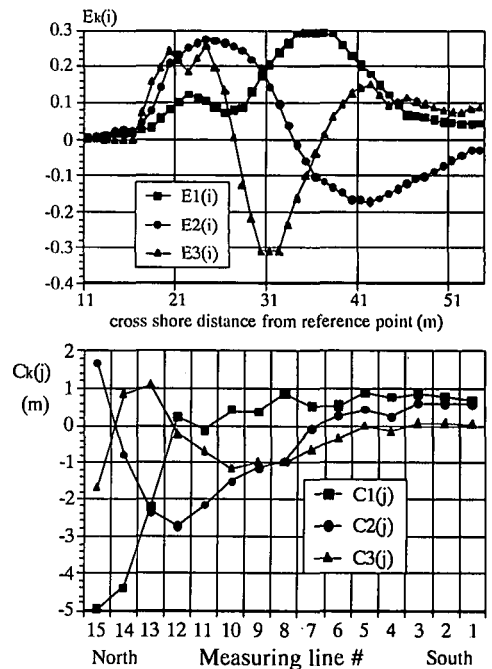


図-6 岸沖、沿岸方向固有関数

によって生じたものと推定される。

(3) 全沿岸方向礫移動量の推定

マープルビーチで測定された初期地形からの水深変化量と沿岸方向礫移動の連続式(式(2))に基づき、全沿岸方向礫移動量 Q_y の計算を行った。図-7 にその結果を示す。

$$\Delta Q_y = (1-\lambda) \Delta A \Delta y / \Delta t \quad (2)$$

ここに、 λ は底質の空隙率、 $\Delta y = 20$ m、 $\Delta t = 3.5$ year で、 ΔA は初期地形からの断面積変化量である。

図-7 より、マープルビーチ竣工後の約3.5年間に最大 $1620 \text{ m}^3 \cdot (1-\lambda)$ の礫が南から北に移動したことになる。この値を、 $\lambda = 0.5$ とした場合の1日当たりの移動量に変換すると $Q_y = 0.634 \text{ m}^3/\text{day}$ となる。また、沿岸方向の礫移動が最大値を示す地点は、測線8-9付近であるが、この地点以北では汀線が前進し、以南では汀線が後退する。この結果は、図-7 に示す沿岸方向固有関数 $C1(j)$ の分布形と一致する。

一方、砂浜海岸における沿岸漂砂量を推定する場合、以下に示す Savege 型の式が用いられることが多い。

$$Q_y = \alpha (EC_b)_b \sin \theta_b \cos \theta_b \quad (3)$$

ここに添字 b は、砕波点における諸量を表す。

礫浜の沿岸方向輸送量の概略の値を推定するために、表-2 に示したマープルビーチへの入射波浪エネルギーと図-7 の礫の沿岸方向移動量に基づいて式(3)の係数 α を決定すると、 Q_y 及び $(EC_b)_b \sin \theta_b \cos \theta_b$ の単位をそれぞれ m^3/day 、 t/day として 0.00543 となる。この値は、砕波点におけるエネルギーフラックスを用いた表示ではないが、周辺の砂浜海岸で用いられている値よりは若干小さい値となる。

(4) 断面積変化量と等深線変動量の関係

先に述べたように、マープルビーチの全水深変化量の60%近くが沿岸方向の礫移動で生じていることから、その汀線あるいは等深線の変化を予測する場合は One-line theory が適用できる。また地形変動高さも図-5 よ

りほぼ2mとなることがわかる。 -3.5 m、 -4.0 m 及び -4.5 m の等深線変化量と断面積変化量の間にも高い相関が認められ、それぞれの等深線の変化予測を行う場合の地形変動代表高さは、 0.8 m、 1.5 m、及び 2.0 m となった。

6. 礫浜の断面形状に対する 2/3 乗則の適用性

ついで、実験及び現地で測定された礫浜の断面形状に対して、Bruun (1962) や Dean (1991) によって提案されている 2/3 乗則の適用性について検討した。

図-8 は、実験及び実測された断面形状のバーム頂点を原点とし測定された断面形状と

$$h = Ax^{2/3} \quad (4)$$

で表される Dean (1991) によって提案されている断面形状を底質粒径別に重ね合わせたものである。なお、断面係数 A については、最小自乗法により決定したが、その値は図中に示してある。

これらの図より、礫浜の断面変形に対しても 2/3 乗則が適用できることがわかる。なお、断面係数 A ($\text{m}^{1/3}$ 次元を持つ) については、Dean は cgs 系で表現された底質の沈降速度 W_f との関係で次式を提案している。

$$A = 0.067 W_f^{0.44} \quad (5)$$

図-8 には、それぞれの粒径に対する沈降速度、及び式(4)から計算される A 値も記入してあるが、断面係数についても式(4)から求められる値とほぼ一致する。

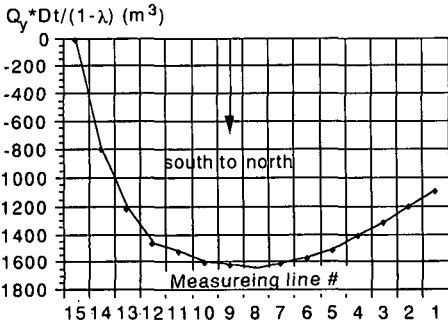


図-7 全沿岸方向礫移動量の沿岸方向分布

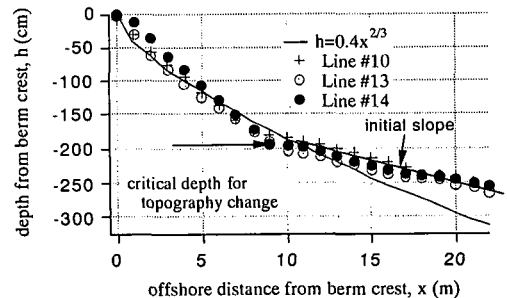
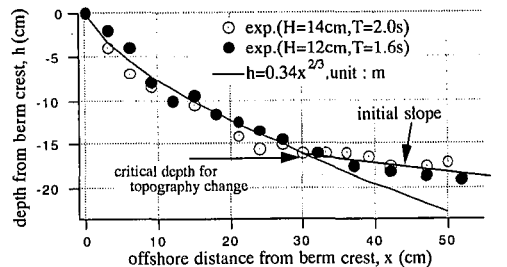
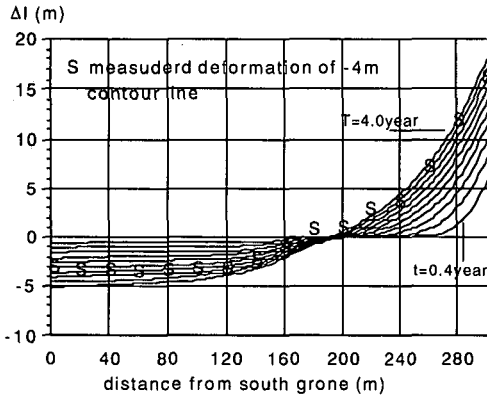


図-8 礫浜断面形状に対する 2/3 乗則の適用性



図一9 等深線位置の予測結果と実測値の比較

7. 汀線変動予測

以上で述べた結果を用いて、One-line theory によりマールビーチの-4.0 m 等深線変動の追計算を行った。入射波浪は、先に述べたマールビーチへの入射波浪エネルギーフラックスを考慮し、波向 WNW、波高と周期は 1.0 m と 4.0 s とし、透水礫浜上の波浪変形計算を行い砕波点の諸量を求めた。さらに、式 (3) における漂砂量係数は、ほぼ 3.5 年間に 1620 m³ の沿岸方向移動が生ずるように調整して計算した。

図一9 は、 $DT=0.4$ 年間隔に出力した 4 年間の -4 m 等深線位置の計算結果とマールビーチ竣工後約 3.5 年経過した 1995 年 10 月に測定された -4 m 等深線の位置を示したものである。計算結果によると、計算開始 4 年後に等深線形状はほぼ平衡状態に達し、計算開始 1.2 年で平衡状態に達するまでの 50% 以上の等深線変化が生ずることになる。また、竣工後 3.5 年経過した時点でのマールビーチの -4 m 等深線の位置は、既に平衡状態の形状に近い形状となっていることがわかる。

なお、実測された等深線位置は、計算結果に比べて全域にわたって平均的に沖側に位置する。これは、先に述べたように、マールビーチではまず向岸方向の礫移動により堆積型の断面変形が生じ、その後沿岸方向の礫移動による等深線変化が生じている。One-line theory による等深線位置の変化予測には、このような断面変形による等深線の前進は考慮されない。

8. 結 論

1. 平衡状態に達した礫浜の断面形状に対しては、Dean によって沈降速度との関係で示されている形状係数を用いた 2/3 乗則が適用されることが明らかになった。

2. 経験的固有関数法による解析の結果、マールビーチ上での全水深変化量の約 60% が沿岸方向に礫移動により引き起こされ、向岸方向の移動による水深変化は高々 30% であることが明らかになった。また、得られた結果に基づき、One-line theory による汀線変動の追計算を行ったところ、現地で観測された汀線変動が高い精度で再現された。また竣工後ほぼ 1.5 年で平衡状態に達するまでの 50% 以上の変形が生じていることも明らかになった。

参 考 文 献

- 岩垣雄一 (1956): 限界層流力に関する基礎的研究, 限界層流力の流体力学的研究 (1), 土木学会論文集, 第 41 号。
- 大阪府企業局, (財) 災害科学研究所 (1986): 南大阪湾岸整備事業に係わる緩傾斜礫岸水理模型実験報告書, 50 p.
- 出口一郎, 他 (1996): 透水斜面上への廻上波の解析, 海岸工学論文集, pp. 136-140.
- Brunn, P. (1962): Sea level rise as a cause of shore erosion, J. Waterways and Harbor Div., ASCE, 88 (WW1), pp. 117-130.
- Dean, R. G. (1991): Equilibrium beach profiles, characteristics and application, J. Coastal Res., 7 (1), pp. 53-84.