

人工海浜の建設と施工後の追跡調査 Construction of artificial beach and modeling of beach profile changes.

横浜市港湾局開発部 ○正会員 田中常義
建設省土木研究所海岸研究室 同上 宇多高明
横浜市港湾局開発部 同上 笠原実
横浜市港湾局開発部 同上 伊藤広

1. ま え が き

近年、人工的に砂浜を造る養浜事業が脚光を浴びているが、横浜市では従来から行われて来た埋立事業によって失われた自然海浜に代って海の自然を取り戻し、また様々なレクリエーション及びスポーツの場とするために、横浜市金沢区に海の公園を計画した。¹⁾

公園の計画された海域は古くから金沢八景の名で知られ、特に計画区域の海岸は「乙舢の帰帆」という名で広重の絵にも登場し、また数年前までは潮干狩の名所でもあった。このため計画にあたっては歴史的背景を考慮した上で、現代にマッチした新しい水際線を造り出し、海浜の散策、砂遊び、海水浴等の海岸でのレクリエーションを可能なものとするとともに、海産生物の生息の場としての自然を甦らせることを第一目標として、延長約1km、浜幅90m、養浜砂量約110万 m^3 の規模を持つ人工海浜を計画の中心として位置付けた。

計画はその後実施に移され、昭和54年度には養浜も行われた。これらの計画及び施工上の問題については著者の1人が土木学会誌で発表した²⁾が、本論文では施工後の海浜形状の変形について主に検討を加えようとするものである。このためここではまず最初に養浜計画と施工の概要について述べることにする。

ところで、砂浜の前浜勾配は $\frac{1}{30}$ と計画され、施工形状はほぼこれに近いものであったが、施工後前浜部は大きく変形し、前浜勾配は約 $\frac{1}{8}$ と急勾配となった。このような計画と実際のとの差の生じた原因を調べることは、工学上重要な意味を持つと考えられたために、ここでは施工後約3ヵ月おきに行われた深浅測量データを経験的海浜変形モデル³⁾によって解析した。この結果、これらの地形変化は主に岸沖漂砂（汀線と直角方向の漂砂）によって砂浜に土砂が打ち上げられて生じた地形変化であり、しかもこれらの地形変化の大きさは各地点の碎波波高と比例関係にあることが見出された。

2. 海の公園計画の概要と地域的特性

横浜市が海浜公園を造成している金沢湾は、東京湾の南西に位置し、三方向を陸地に囲まれ、東に開口部を有する水面積約7.75 km^2 の小湾であり、この湾の中に延長約1kmの人工海浜と人工島が計画された⁴⁾。

金沢湾は東京湾の南西部に位置する小湾であるために、一般に波高は他の海岸に比較すると小さい。この湾では湾口に階段抵抗型波高計を設置して昭和50年8月以来波高観測が実施されて来た⁵⁾。これによると有義波高は0.2~0.4mの頻度が高く、周期は2.0~3.0秒が卓越している。また風の特性としてはNEないしNNEが卓越し、しかも金沢湾は開口部が東向きであることから、NEまたはNNEの風が波向を決定する上でのいわば卓越風向と考えることができる。

3. 砂浜形状の階元

養浜砂に関しては、海浜計画地周辺の海底土はシルト質土が30~40mの厚さで堆積しているが、これは養浜砂としては使用できないために、千葉県富津市の浅間山山砂を使用することにした。この山砂は中央粒径が0.25 mm で三浦層群中の凝結度の極めて低い砂岩であり、色調は薄い褐色である。なお、干潟の砂粒の間に住む間隙動物の生存限界は約0.2 mm ⁶⁾と言われており、したがって生物の生育面から見た限りでは砂浜材料として適当であると考えられた。

海浜形状は、自然条件、公園の活動、景観などとともに生物の生息を効果的にするための諸条件を考慮し

て決定した。まず前浜勾配は Wiegel⁷⁾によれば $d_{50} = 0.25$ ㎜ とすると $1/15$ となるが、前浜部の空間をできるだけ広くとるために、一応 $1/30$ と定めた。また沖浜勾配は現地の在来平均勾配と同じく $1/100$ とした。なお平面的には海水が溜まり易い水域を作るような構造物は設けないことにした。

4. 養 浜

砂の投入法には全面投入、分散投入などの直接置砂法及び前浜貯砂、沖合貯砂などの貯砂法がある。しかしながら、金沢湾での平常時の波に対する砂の移動限界水深は約 1.2 m ⁵⁾であるために、貯砂法や直接置砂法での分散投入は不可能と考えられた。このため施工は全面投入法を用いることとし、図-1に示すように、全域を一括施工し、砂浜の法先が波浪による移動限界水深に深となる -3 m まで投入することにした。

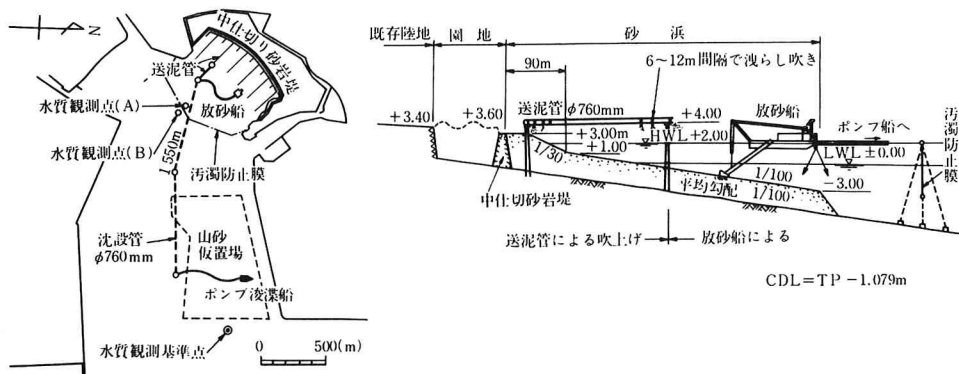


図-1 養 浜 の 施 工 要 領

運搬投入の方法としては、図-1に模式図が示されるように、浅海部はポンプ船+送泥管による吹き上げによって、また深海部は放砂船を用いて行った。

施工法は図-1に示すように、砂浜計画地前面約1.5 kmの海底に仮置きされた山砂を4000 ps級のポンプ式浚渫船により浚渫し、更に海底沈設管で送泥し、C.D.L基準で0.3 m以浅は陸上送泥管からの洩らし吹き、0.3 m以深は放砂管の放出口から直接まき出して行く方法である。写真-1は養浜砂吹き上げのための送泥管の布設状況を示し、また写真-2は後浜部分における山砂の洩らし吹き状況の一例である。

送泥管のみによる吹き上げ部の堆積状況の予測は、水深が浅くかつ平均まき出し厚が3 m程度で約30 haの広範囲にわたって盛土するために非常に困難であったが、図-2に破線で示すように配管列に直角方向に $1/30$ の勾配で砂の法先が伸びるものとして沿岸方向の送泥管間隔を120 mと決定した。なお、使用したポンプ式浚渫船は4000 ps級で、送泥管径760 mm、送泥距離の最大が3,070 m、浚渫深度-5~-16 mであった。

施工能率は月間平均約30万 m^3 、歩留りは浚渫土量が110万 m^3 、砂浜への吹き上げ土量が117.3万 m^3 であるため

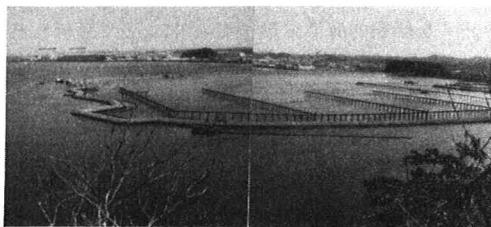


写真-1



写真-2

1.066であった。なお、当初計画では全土量110万 m^3 のうち送泥管による吹き上げを78万 m^3 、放砂船から32万 m^3 として施工範囲を定め、昭和54年4月26日より汀線方向に設けたパイプラインより開始した。

ところが、送泥管による吹き上げを汀線と直角方向の管に切換えて浅らし吹きを行い、これが45万 m^3 に達した時点で堆積状況は、図-2に実線で示すように沿岸方向の送泥管直下に勾配約1/3~1/5程度で堆積するのみで、当初予定した配管間隔では計画断面に仕上がらないことが判明した。したがって浅い水深で広範囲にかつ薄く吹き上げるには間隔を極端に狭めなければならないことになったが、これは経済性と施工性から見て採用し難

いと判断された。このため送泥管によるものを打ち切り、残量の65万 m^3 をすべて放砂船吹きに設計変更し、最終的に昭和54年9月2日に吹き上げを完了した。写真-3は造成された人工海浜の全景を示している。

5. 施工後の追跡調査

人工海浜の建設に際しては、現地海岸における自然条件を把握するために、計画の初期段階より数回の現地実験を実施して来たが、本施工後もできる限り綿密な追跡調査を行うことにした。このため完成後約3カ月おきに深浅測量を行い、また昭和55年2月27日に汀線に沿う碎波波高分布の測定も行った。ここではまず最初に完成直後の9月2日、及び12月16日、昭和55年1月26日行われた3回の深浅測量データについて解析を加えることにする。

深浅測量は、図-3に示されるように扇形をした中仕切り砂岩堤に設けられた基点に沿う36測線において、岸沖方向に5m間隔で200mの区間で測定された。なお沿岸方向の測線間隔は20mである。

測量結果によると、各海浜断面では図-4に模式的に示すような地形変化が生じた。すなわち実線で示された初期海浜は破線で示されるように変形し、土砂が前浜部へ打ち上げられた。このとき侵食・堆積の変化点の位置は場所的に大きく変化した。このため図-3に定めた座標系では断面形状の比較が困難であった。このような場合の解析に用いる座標系は、汀線上に原点を定められたものが良いと考えられるが、ここでは次の方法で新しい座標系を定めることにした。

まず、図-4に示されるような侵食・堆積の変化点の高さ h_n を読みとり、更にこの値の沿岸方向の平均値を求めたところ、 $\bar{h}_n = C.D.L + 1.47m$ となった。次にこの結果を利用して初期海浜の地盤高が $\bar{h}_n$ となる位置(図-4の O_n)を定めた。点 O_n の位置は沿岸方向には図-3にP-P'で示されるように、中央部で凸、両端で凹形状を有する。この形状は図-5に更に詳しく示されている。

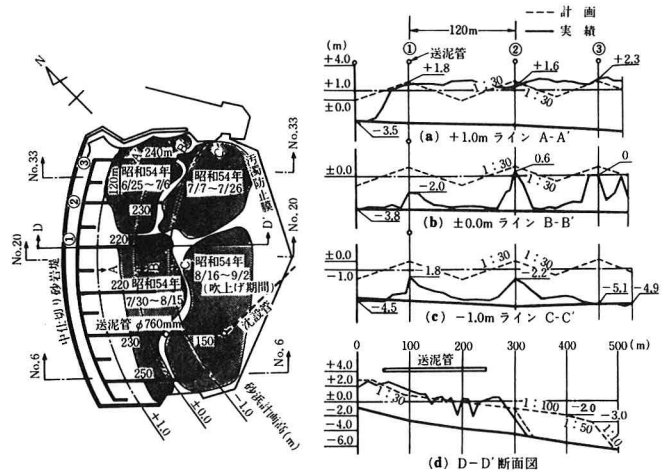


図-2 砂浜の送泥管による砂浜堆積状況

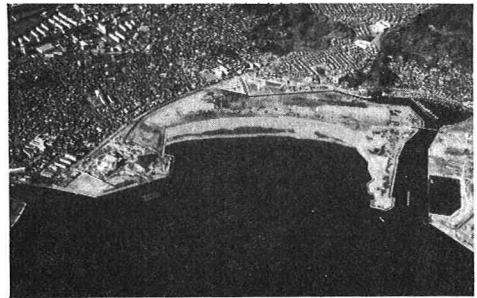


写真-3

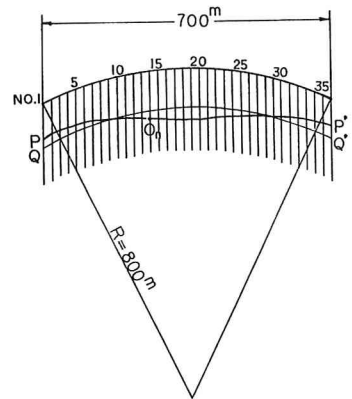


図-3 深浅測量の測線配置

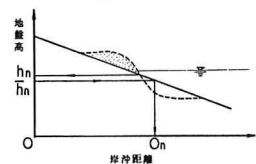


図-4 座標原点の定義

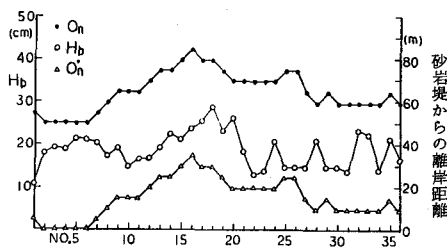


図-5 新座標系と沿岸方向の
砕波波高の分布

図中の・印が砂岩堤上から岸沖方向に測定された点Onまでの距離を示している。新座標の原点は点Onに定めれば良いわけであるが、ここでは更に断面形状の比較を行い易くするために、点Onより陸側に一定距離(50 m)離れた地点On' (図-5の△印)を原点と定め、この点より岸沖距離yを測定することにした。

図-6は以上のようにして定められた座標

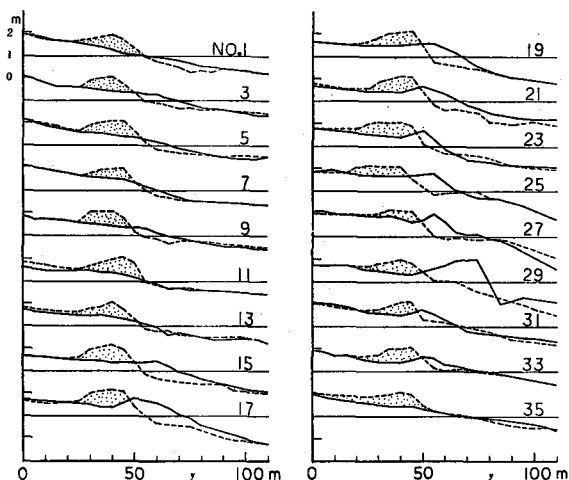


図-6 断面形状の変化 (実線は9月2日の、破線は12月16日の形状を示す)

系における1測線おきの海浜断面形状を示している。実線は9月2日、破線は12月16日の形状であり、いずれもC.D.L. (T.P.-1079 m)を基準とした高さを示している。図-6によると、いずれの断面においても $y \approx 40$ m付近に大量の土砂が打ち上げられており、しかも $\#15 \sim \#21$ では隣接する沖合部分に陸側へ堆積した以上の侵食が起きているが、他の測線では逆に侵食部分より堆積部分の方が大きくなっている。

以上の点を要約すると、2種類の卓越した土砂の移動が生じたことがわかる。すなわち、その第1は主に岸沖方向の土砂移動であり、浅海部の土砂が前浜上へ打ち上げられた。また第2は、 $\#15 \sim \#21$ 断面と $\#1 \sim \#13$ 断面に典型的に表われているように、沿岸方向に侵食・堆積が生じる、いわゆる沿岸漂砂による地形変化である。これら両方向の漂砂による地形変化が線型的に重ね合わせられるかどうかは大いに問題となる点であるが、この点を数量化して扱うために次節では経験的海浜変形モデルによって解析を加えることにした。

6. 経験的海浜変形モデルによる解析

前節で述べた海浜形状の解析には、経験的海浜変形モデルによる解析が有効と考えられたため、本節ではこれによって解析を加えることにした。

経験的海浜変形モデル⁷⁾では沿岸方向距離 x 、岸沖距離 y 、時刻 t の関数として与えられた高さ $h(x, y, t)$ を x, y 方向に展開するものであったが、ここでは地形変化量 Δh に着目し、この Δh を式(1)のように固有関数展開する。ただし、展開にあたっては時刻 t は固定する。

$$\Delta h(x, y, t) = \sum_{k=1}^n e_k(y, t) \cdot c_k(x, t) \quad (1)$$

ここに n は固有関数の個数を示している。ただし計算法についてはここでは省略する。

なお、計算においては12月16日及び1月26日の形状より9月2日の形状を差し引いたデータを各々ケース①、②と呼んで区別することにした。計算は沿岸方向に $n_x = 36$ 点、岸沖方向に $n_y = 23$ 点のデータを用いて行った。

まず最初に、固有値解析における固有値の大きさは表-1に示される通りである。

表-1 固有値一覧

	λ_1	λ_2	λ_3	$\lambda_1 / \sum \lambda_n$	$\lambda_2 / \sum \lambda_n$	$\sum_{k=1}^2 \lambda_k / \sum \lambda_n$
ケース①	0.0633	0.0141	0.0069	0.646	0.144	0.790
ケース②	0.0636	0.0194	0.0123	0.573	0.175	0.748

第1位の固有値の全固有値の和に対して占める割合は、ケース①、②で平均すると約61%であり、また第2位のは約16%、更に、第1,2位のもので全体の約77%を占めていることがわかる。しかし第3位の固有値は第1,2位に比較すると小さいために、ここでは第1,2位の固有関数についてその物理的意味を調べることにした。

図-7は第1,2位の固有関数 e_1, e_2 の岸沖分布を示している。実線はケース①の e_1 を、○印はケース②の e_1 を示しているが、両者の値はほぼ一致している。関数 e_1 は $y=40$ m付近で正の極値を、また $y=60$ mで負の極値を有し、岸から沖方向に符号が変化している。更に破線はケース②の第2位の固有関数 e_2 の分布を示したものであるが、 e_2 は $y=50$ m付近で極値を有し、また全体にほぼ正値を有しているのが特徴的である。

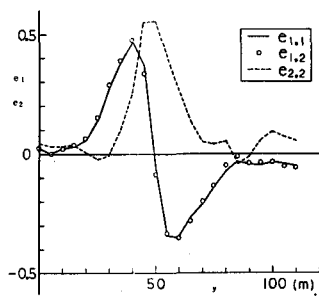


図-7 固有関数 e_1, e_2 の岸沖分布

この関数に対応する沿岸方向の関数 C_1 は図-8に示す形状を有している。図-8ではケース①とケース②ではわずかにケース①の方が変化が大きい、両者はほぼ同様な値となっている。このことより、この種の地形変化がすでに12月16日においてはほぼ平衡状態に達していたと考えることができる。実際にほぼ平衡に達した日時については明らかではないが、9月2日より12月16日まで106日間で変形が終了しているという点は、前報⁴⁾で述べた沿岸漂砂による変形に比較すると相当短い時間となっている。

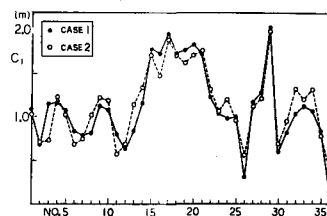


図-8 関数 C_1 の沿岸方向分布

また図-8を細かに調べると、沿岸方向に約100 mの波長を持った弱い周期性の地形変化が表われている。この原因は、図-2及び写真-1に示したように、沿岸方向に6本の管を配置して養浜を行ったが、このときの形状が保存されているためと考えられる。

更に図-8では $\Delta 15 \sim \Delta 21$ で C_1 が大きな値となっているが、関数 e_1 の形状は岸側で正、沖側で負といういわゆる岸沖漂砂による地形変化に対応していると考えられるために、これは主に沿岸方向の波高分布に対応しているのではなかろうかと考えられた。このため昭和55年2月27日に砕波波高の沿岸方向分布について現地観測を行った。この測定は、スタッフを持って砕波帯に入り、直接砕波点での砕波波高(H_b)を読み取ったものである。

この結果は図-5に○印で示されている。波高分布と図-8に示した C_1 は比較的良好な相関関係を有しており、 $\Delta 15 \sim \Delta 21$ の区間の波高が大きい所では C_1 が大きな値となっている。現地観測時の波高分布がこの海岸における代表的な波高分布を与えるかどうかについては検討の余地があるが、関数 C_1 と砕波波高 H_b は比較的良好な相関関係を有するために、次に両者の間の関係式を経験的に定めることにした。図-9は C_1 と H_b の関係を示したものである。パラッキは相当大きい、図中実線で示されるようにほぼ式(2)の関係が成立している。

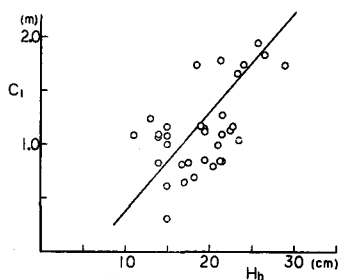


図-9 関数 C_1 と砕波波高との相関

$$C_1 = -0.54 + 0.092 H_b \quad (2)$$

固有関数 e_1 の岸沖分布は岸沖漂砂による地形変化に対応していると考えられるが、これと更に式(2)の関係を考慮すると、砕波波高が大きい所ほど岸沖漂砂量による地形変化が大きいことがわかる。

次に第2位の固有関数による地形変化について調べることにした。まず関数 e_2 は図-7に破線で示されており、また沿岸方向の関数 C_2 は図-10に示されている。図-7によれば、 e_2 はほぼ三角形形状を有しており、また図-10によると C_2 は中央部で負、両端で正という特徴を有し、この分布は図-5に示した汀線位置と負の相関を有することがわかる。

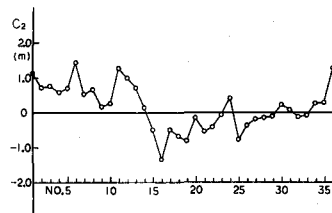


図-10 関数 C_2 の沿岸方向分布

これは前述したように $\Delta 15 \sim 21$ 地点で侵食、また $\Delta 1 \sim \Delta 13$ で堆積という沿岸方向の地形変化に対応しているものと考えられ、このことから C_2

は主に沿岸漂砂による地形変化を表わしていると言えよう。

一方著者らは前報⁴⁾で漂砂量の連続式を用いて沿岸漂砂量の近似的岸沖分布を求めたが、ここでは岸沖漂砂量の岸沖分布を求めることにする。

まず漂砂量の連続式は x, y 方向の漂砂量を q_x, q_y , また空隙率を ε とおけば式(3)のように表わされる。

$$-\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{1-\varepsilon} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \quad (3)$$

式(3)において漂砂量は y 方向が卓越するとすれば、
式(3)の右辺第1項は第2項に対して無視できよう。

更に Δt 時間内の高さ h の変化量 Δh については式(4)のように展開可能である。

$$\Delta h(x, y, t_0) \doteq e_1(y) \cdot c_1(x, t_0) \quad (4)$$

式(4)を式(3)へ代入し、 y 方向に積分すると、

$$q(x, y, t_0) = -\frac{1}{\Delta t} (1-\varepsilon) \cdot C_1(x, t_0) \cdot \int_0^y e_1(\xi) d\xi \quad (5)$$

となる。式(5)では関数 C_1 の場所及び時間への依存性が未知であるため、漂砂量 q の表示は一般的ではない。しかしながら、関数 C_1 は沿岸方向には式(2)に示されるように沿岸方向の碎波波高分布に対応しており、また時間的には移動床水理実験で報告⁸⁾されているように、指数関数的となる可能性が高いので、これらの点を考慮すれば、 q の表示をより一般的にすることも可能であろう。しかしここでは断面形状の時間的変化をそれほど詳細に測定することができなかったため、これらの点の解明は今後の問題として残されている。

式(5)では係数値は別にすれば、漂砂量の岸沖分布形は積分項によって規定される。このため $\Delta \xi = 5\text{m}$ において $\sum e_1(\xi) \Delta \xi$ の計算を行い、図-11に実線で示した。

一方、実際には漂砂量分布よりも、平衡海浜形状を示した方が有効な場合もあるので、図-11には関数 e_1 と C_1 の積として計算される平衡海浜形状をT.P.±0mを基準として示してある。なお、この断面形は代表的にNo.15断面を選んでいる。海浜形状と漂砂量分布を比較すると、岸沖漂砂量は汀線よりわずかに岸側で極大値をとることがわかる。なお、以上に述べた岸沖漂砂による地形変化は堀川・砂村らのタイプ分類のいわゆるⅢ型に対応している。

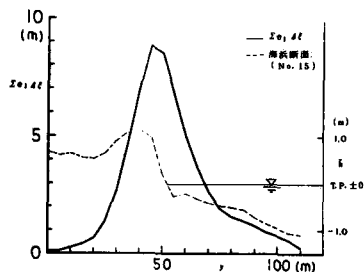


図-11 岸沖漂砂量の岸沖分布

あ と が き

本報では横浜市における人工海浜の計画と施工について海岸工学的見地より論じた。また施工後行われている深浅測量データの一部を用い、経験的海浜変形モデルを用いた解析を行った。これによって、人工海浜が施工後約100日経過した段階でほぼ平衡状態に達していること、及び平衡状態に至る主な地形変化は岸沖漂砂によるものであることが明らかになった。またこのような岸沖漂砂の沿岸方向の分布は、碎波波高の沿岸方向分布と密接に関連していることが明らかになった。

なお、養浜と底生生物の関係など、学際的な問題については議論できなかったが、これについては別の機会に報告したいと考えている。

謝辞：本研究において、冬期降雪中における碎波波高分布の測定には、建設省土木研究所海岸研究室の新行内利隆、竹淵勉両技官の助力を得た。ここに記して感謝の意を表したい。

参 考 文 献

- 1) 横浜市都市開発局臨海開発部：金沢地先海の公園砂浜基本計画報告書，昭和52年3月，P. 193.
- 2) 小林弘親・杉山隆初・田中常義：横浜市の公園の砂浜造成計画と施工，土木学会誌，Vol.65, No.9, PP53~60, 1980.
- 3) 宇多高明：経験的海浜変形モデルによる現地データの解析，土木技術資料，Vol.1, 21, No.11, PP. 3~7, 1979.
- 4) 田中常義・宇多高明・小池博・伊藤広：養浜の現地実験とその追跡調査について，第24回水理講演会論文集，PP. 209~214, 1980.
- 5) 田中常義・野呂清司・末広忠雄・宇多高明：海浜変形モデルの人工海浜計画への応用，第25回海岸工学講演会論文集，PP. 213~217, 1978.
- 6) 秋山章男・松田道生：干潟の生物観察ハンドブック，干潟の生態学入門，P. 21, 昭和49年6月.
- 7) Wiegand, R.L.: Oceanographical Engineering, Prentice Hall, P. 357, 1964.
- 8) 橋本宏・宇多高明：経験的海浜変形モデルの移動床実験への適用，第27回海岸工学講演会論文集，1980.
- 9) 川又良一・服部昌太郎：海浜変形の時間応答特性について，第34回年次学術講演会講演概要集，PP671~672, 1979.
- 10) 堀川清司・砂村継夫・鬼頭平三：波による海浜変形に関する一考察，第20回海岸工学講演会論文集，PP357~363, 1973.