

西湘海岸小八幡地区に建設された突堤の漂砂阻止率の検討

宇多高明*・川崎俊太**・見附敬三**

1. ま え が き

各種侵食対策工のうちで最も単純な形態を有し、古くから使われてきているのは突堤であるが、突堤による漂砂阻止効果は比較的単純な問題であるにもかかわらず定量的に十分な評価は行われていない。従来より行われている方法は、沿岸漂砂量の岸沖分布を仮定し、突堤の長さ按比例して阻止率を定めるものであるが、この場合沿岸漂砂量の分布が汀線より沖合でのみ定義されるため、波のうちあげ帯でも土砂移動の見られる現地海岸の場合とかなりの差異が生ずるという問題点が指摘される。特に比較的急勾配な海岸での計算値と実測値との差異は大きい。筆者は、最近3次元的な海浜変形、特に浜崖の形成をも予測可能という特徴をもった等深線変化モデルを開発した(宇多ほか, 1991)。このモデルの中では沿岸漂砂量の水深方向分布を仮定しているが、これを用いれば突堤による漂砂の阻止に関する上述の問題点は容易に解決される。なぜなら、このモデルでは沿岸漂砂量は前浜上でも有限な値をもつ分布形として与えられるからである。ただ、このモデルにおける沿岸漂砂量の水深方向分布は、現地データの不足により検証が不十分であり、わずかに鹿島海岸の実測データが示されたのみであった(宇多ほか, 1993)。このことから、本研究では神奈川県西湘海岸における突堤建設時の海浜変形データより、この点について検討を加えるものである。

2. 西湘海岸の長期的汀線変化

西湘海岸は小田原より大磯の間に広がる延長約17 kmの砂礫海岸である(図-1参照)。海岸の西端近くには流域面積582 km²、流路延長45 kmの酒匂川が流入している。この海岸における沿岸漂砂の卓越方向は東向きであり、酒匂川からの流出土砂は大磯港付近にまで達している(宇多・矢野, 1987)。また、この海岸の沖合にはいくつかの海底谷が発達しており、水深100~200 mの深海部の海底表面に礫やコンクリートブロック片などが見られることから、海底谷を経由した沖合への砂礫輸送もか

なり活発と考えられる場所である(宇多ほか, 1992)。

酒匂川の河口部では近年海岸侵食が著しい。そこでまず海岸線の大局的变化を調べるために、1930年から1981年に至る期間の汀線変化を宇多・矢野(1987)をもとに図-2に示す。これによると、1930年から1945年まで河口部汀線は前進傾向にあったが、その後は後退に転じ、1981年までに最大約200 mも後退した。この区域は1923年の関東大地震により1.8 m以上も隆起した(陸地測量部, 1926)から、隆起した海浜は波浪により侵食されて汀線の急激な後退があってもよいが、地震後の1930年から1945年までは河口部の汀線は依然として前進傾向にあった。ところが河川での砂利採取に伴う河口流出土砂の減少により1958年以降急速に汀線の後退が進んだ。西湘バイパスは1964年より建設工事が始まり、1972年に完成したが、この段階では西湘バイパス前面の砂浜幅はまだかなり広がった。しかし、その後汀線の著しい後退とともに災害ポテンシャルが急速に増大し、図-2に示す7 K. P. 付近では1979年10月の20号台風、1982年8月の10号および10月の18号台風の高波浪時に被害が出た。被災箇所では1982年以降対策工事として根固工が施され、現在に至っている。対策工としての根固工は道路本体を直接的に守る意味では効果的なものの、沿岸漂砂の卓越する場ではその下手端が侵食され、次々と新たな対策を求められることになる。そこで近年では消波緩衝材としての砂浜をできる限り保全することを目ざ

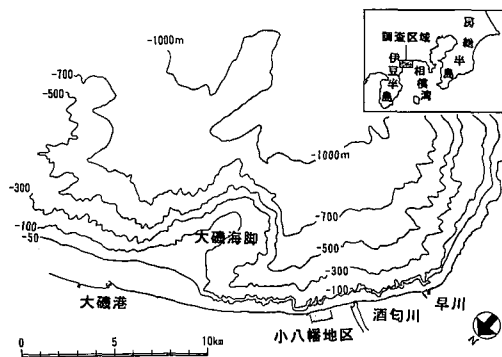


図-1 西湘海岸の位置図

* 正会員 工博 建設省土木研究所河川研究室長

** 正会員 工修 日本建設コンサルタント(株)

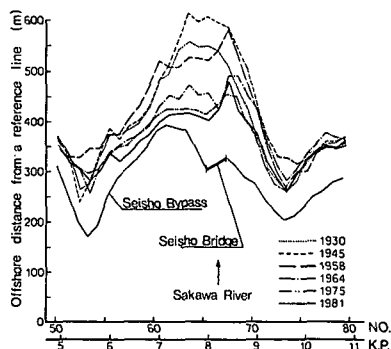


図-2 西湘海岸の長期的汀線変化

して突堤が建設された。

3. 深浅図および空中写真の判読

この海岸では道路への波浪災害が危惧されたため、道路公団により深浅測量や空中写真撮影が行われてきている。以下ではこれらの現地データをもとに分析を加えてみる。まず、1988年2月の測量による小八幡地区の深浅図を図-3に示す。この地区の沖合には数多くの海底谷が発達しているが、海底谷付近の等深線の屈曲度は水深が浅くなるとともに減少し、-10 m 付近の等深線は沿岸方向になだらかな形状となる。この水深は外洋・外海に面した海岸における波による地形変化の限界水深にほぼ等しいことを考慮すると、たとえば海底谷が汀線付近まで発達していたとしても、波の作用が著しい範囲では等深線の著しい凹凸は平滑化されてしまうことを示唆している。図-3の右(西)端近くにある根固消波工は、西湘バイパスの擁壁を守るために設置されたものである。図-2にも示したように、この付近は酒匂川の河口デルタの一部にのるため、非常に広い砂浜幅を有していたが、近年、酒匂川からの流出土砂量が急減したため激しい侵食を受け、道路の路面の一部が陥没する等の被害が発生した。このため道路の擁壁を守るために根固消波工が設置された。また、図-3によれば、消波工の左(東)側には砂浜があり、特に森戸川河口に隣接するパーキングエリア付近では広い前浜がある。この海岸における沿岸漂砂

の卓越方向は東向きであるから、東端の森戸川の河口導流堤により東向き漂砂が阻止され、その上手(西)側には広い前浜が存在するのである。しかし、前浜の広さは西側ほど狭くなり、前述の消波工の東側隣接域では汀線が道路の基部まで迫り、ほとんど前浜が存在しない。一方、森戸川の河口導流堤では汀線がその先端にまで達している。このことは、森戸川の導流堤に東向きの漂砂を阻止する能力をこれ以上期待することはできず、導流堤の先端を越えて徐々に東向き漂砂が流出する条件にあり、そのため根固工の隣接域の侵食が進む条件にあった。

図-3で指摘されるもう一つの特徴は、根固工の西側の汀線は根固工と滑らかに接しているが、根固工の東側の汀線位置は西側より65 m 陸側にずれていることである。この事実は、再び東向きの沿岸漂砂の発達と、根固工による汀線付近での漂砂移動の阻止を意味している。

根固工の東側隣接域は西側からの漂砂供給が不十分な一方、ここより東側に位置する森戸川河口導流堤は漂砂阻止能力が不十分なため徐々に侵食域が東側へと広がる状況にあった。こうした状況を改善する方法として、森戸川の導流堤はそれなりの漂砂阻止能力を有することを考慮し、それと同種の不透過突堤により前浜幅の安定化策を取ることとした。その場合の留意点として、突堤長を長く取り過ぎれば東側(下手側)への影響が心配されることから、道路前面に最低限30 m 程度の砂浜幅を確保した上で過剰な土砂は東向きに流出できるよう、突堤の先端水深は約3 m と設定し、沿岸方向には3基の突堤を造ることとし、工事は1992年7月に完了した。

図-4は突堤工の完成後の深浅図である。突堤により東向きの沿岸漂砂が阻止され、汀線が階段状になりつつある状況が見てとれる。突堤建設後のあまり時間が経過していないため地形変化はそれほど大きくないが、海浜安定のため突堤工はかなり役立っているようである。

4. 海浜縦断面形の重ね合わせと沿岸漂砂量の水深方向分布

図-4に示した深浅図において、パーキングエリアより西側の等深線の形状を調べると、沖合の-6 m~-10 m の等深線はほぼ平行であるのに対し、汀線付近の等深

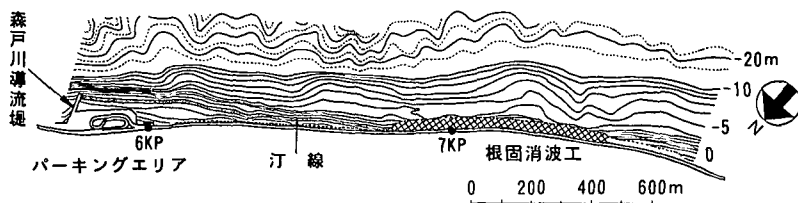


図-3 小八幡地区の深浅図 (1988年12月測量)

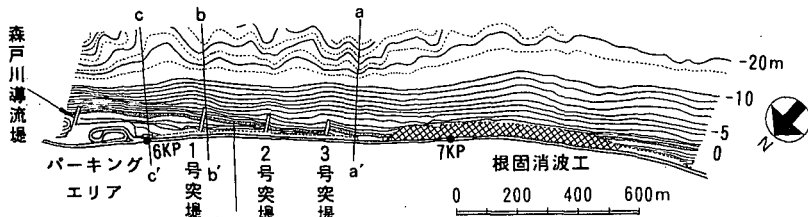


図-4 小八幡地区の深浅図 (1992年12月測量)

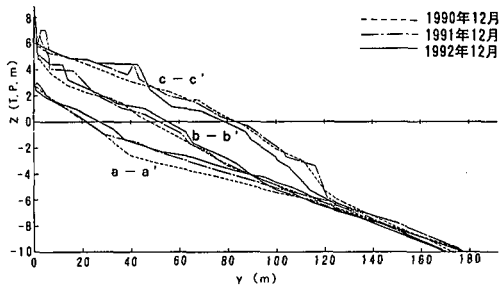


図-5 測線 a-a', b-b', c-c' の重ね合わせ縦断面図

線はこれらと斜交し、しかも森戸川導流堤に近づくほど汀線の突出度が大きくなる傾向がある。このことは、森戸川の導流堤により東向きの沿岸漂砂が阻止されたために、沿岸漂砂の活発な範囲の等深線は突出し、波による地形変化の限界水深より沖合の等深線形状はそのままの形で保持されたことを示唆するとともに、断面形の重ね合わせ比較 (宇多・野口, 1990) より沿岸漂砂量の水深方向分布や、地形変化の限界水深の推定が可能なことを示している。そこで、図-4 に示す測線 a-a', b-b', c-c' を選定し、海浜縦断面形の重ね合わせ比較を試みた。測線 a-a' は根固工の東端より 120 m 東の最も侵食の著しい区域より、測線 c-c' はパーキングエリアの西 50 m の最も堆積の進んだと見られる区域より選定した。また、測線 b-b' は 1 号突堤の近傍より選んだ。3 断面の重ね合わせ図が図-5 である。図には、測線 a-a', b-b', c-c' における 1990 年～1992 年の深浅データも示す。この付近の海岸でのバーム高は 2 m 程度であり、また 3 m 以上では人為的改変が行われているから、比較を行う際の陸側限界は 3 m にあるとしてよい。このようにして見ると、侵食域にある測線 a-a' では -2～-3 m 付近を中心として上に凹形状を示し、逆に堆積域にある測線 c-c' では顕著な凸状である。しかも測線 c-c' では -6 m 付近で上に凸な部分の勾配が急変し、約 1/12 の緩勾配へと変化している。そしてこの勾配急変点は、測線 a-a', b-b', c-c' が浅海部で断面形の著しい相違を示す限界水深とも一致している。各年、各測線の断面形は水深約 7 m で重なっていることから、水深 7 m は波による地形変化の

限界水深に相当すると言える。そして汀線よりほぼ一様勾配 (1/12) を持つ測線 b-b' の断面が侵食されて a-a' 測線の断面形に、また堆積されて c-c' 測線の断面形に移っていったかのようにあって、侵食・堆積域の境界付近にある測線 b-b' があたかも中立断面であるかの特徴を示している。このような特徴は他の現地海岸や移動床模型実験でしばしば見られる特徴と一致する。

筆者は、茨城県の鹿島海岸での土砂投棄時の経時的断面変化より、沿岸漂砂量の水深方向分布を求めた (宇多ほか, 1993)。本研究の場合、3 カ年の経時的な変化も示しているものの、主な断面形の変化は沿岸方向の断面形の変化による。したがって鹿島海岸の場合と同様、断面形の経時変化より沿岸漂砂量の水深方向分布は求められない。しかし、もともとの海底地形が沿岸方向にほぼ一様であった海浜では、海浜断面形の沿岸方向の変化は、ある断面の経時変化とほぼ同一となることから、ここでは沿岸方向に見た断面形の変化より同種の検討を試みる。いま、測線 b-b' を基準として、測線 a-a', c-c' を対象に活発な漂砂移動の見られる範囲を含む標高 3 m～8 m の範囲において、各年ごとに 1 m 間隔で等深線の水平方向の変位量を求め、各年の汀線変化量で割って基準化すると図-6 となる。図中、 $Z=3$ m で有意な変位量が見られるが、この高さでの変位は人為的要素も含まれているので、実質上は○印で示すように 0 に近似してもよいであろう。また、-8 m での変位も 0 ではないが、これは図-5 に示したように断面形が完全に重なり合う訳ではなく、いく分誤差を含んでいるためである。沿岸漂砂量の水深方向分布が場所的・時間的にほぼ一定形状を有していたとすれば、図-6 は近似的にこの分布に等しくなる。これによれば当海岸の沿岸漂砂量は汀線付近でピークを持ち、水深方向に減少して -7 m でほぼ 0 となる。沿岸漂砂量が汀線付近でピークを持つ点は、この海岸が比較的急勾配であってパー・トラフをもたないことによると考えられる。

ここで、宇多ほか (1993) と同様、沿岸漂砂量の水深方向分布 $\xi(Z^*)$ として次式を仮定する。 $Z^*=Z/H_0$, $h_c^*=h_c/H_0$ と置くと、 $-h_c \leq Z \leq h_R$ では、

$$\xi(Z^*) = 2/h_c^* (h_c^*/2 - Z^*) (Z^* + h_c^*)^2 \dots\dots\dots (1)$$

$Z < -h_c$ および $Z > h_R$ では

$$\xi(Z^*) = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 h_c 、 h_R はそれぞれ海面下と陸上部における地形変化の生ずる範囲を定める限界水深と限界高である。図-5 によれば、 $h_c \approx 7$ m、 $h_R \approx 3$ m となる。一方、宇多(1990)は、佐藤・田中の表層移動限界式と地形変化の限界水深の関係を調べ、この限界水深を定める有義波高は、出現確率でほぼ 5~20% に相当する比較的高い波浪であることを示した。西湘海岸では波浪観測が行われていないので、当該地点の東 14 km に位置する平塚の沖合で行われている観測をもとに、1989 年のデータを整理して出現確率 5% の波高を求めると、 $H_{1/3} \approx 1.5$ m となる。また 1.2~1.5 m の波高ランクの最多頻度の周期は 8.0 sec である。一方、当海岸の平均的な海底勾配は 1/12 であって、合田の碎波指標によれば $H_b/H_0 = 1.55$ となるから、碎波波高は $H_b \approx 2.33$ m となる。宇多ほか(1991)は、実験値に対して $h_c \approx 2.3H_b$ 、 $h_R \approx 1.0H_b$ が成立するとしたが、西湘海岸では $h_c \approx 3.0H_b$ 、 $h_R \approx 1.3H_b$ となる。以上の点を考慮して沿岸漂砂量の水深方向分布を求め、図-6 に実線で示した。これによれば、計算式は実測値とかなりよい対応を示すこと、したがって海浜変形予測に式(1)がかなり高い精度で適用可能であることがわかる。

次に、図-5 の重ね合わせ縦断面図より、各年における測線 b-b' の断面形を基準とし、これより侵食・堆積域の測線 a-a' の断面積変化量 (ΔA) と汀線変化量 (Δy) を求め、 ΔA と Δy の相関を調べると、単相関分析の結果、相関係数 $R = 0.996$ で次式が得られる。

$$\Delta A = 8.2\Delta y + 36.6 \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに ΔA 、 Δy の単位はそれぞれ m^2 と m である。式(3)の回帰係数は漂砂の移動高 h に等しい。よって小八幡地区の海浜変形に関しては $h = 8.2$ m となる。

5. 小八幡突堤の阻止率の検討

2号および3号突堤の両側の測線の断面図の重ね合わせ図を図-7、8 に示す。2、3号突堤ともに、突堤の先端水深は約 2 m である。そして突堤の西側では汀線付近

が上に凸に、東側では凹状を示すが、突堤の先端より深い部分の断面はほとんど重なりを示す。突堤を挟んだ左右岸の海浜断面形の特徴は、既に図-5 で述べた特徴と一致することから、突堤による沿岸漂砂の阻止効果が表われたことはまちがいない。一方、突堤沖の断面形が左右岸で同一であった点は、沖合では依然として沿岸漂砂が通過していたことを示す。かくしてこれらの突堤は、沿岸漂砂量のうち 2 m 以浅に相当する部分をカットしていると言える。いま、図-6 に示した沿岸漂砂量の水深方向分布のうち、 $Z/H_b = -0.8$ 以浅で積分すると、漂砂の阻止率は 0.71 となる。このことより、先端水深が約 2 m の小八幡の突堤群は、沿岸漂砂の阻止率が約 0.71 であることがわかった。

6. 突堤による安定海浜の形成

前節までの議論をもとに、突堤周辺における動的安定海浜形状の設計法について考察する。波が斜め入射する場合における突堤周辺の海浜形状は図-9 の模式図にまとめられる。ここに、卓越波の入射方向は空中写真の比較などから求められているとし、ここでは議論しない。この場合、突堤の漂砂上手側の汀線は図示するように卓越波の入射方向と直角となる。そして突堤の隣接部の汀線は突堤の先端より l だけ陸側となる。侵食も堆積も起こらない安定状態においては、 l の値は上手側からの漂砂

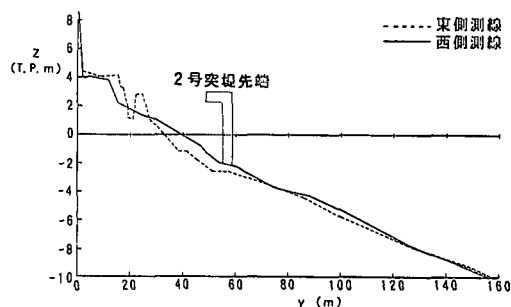


図-7 2号突堤両側の断面形の比較

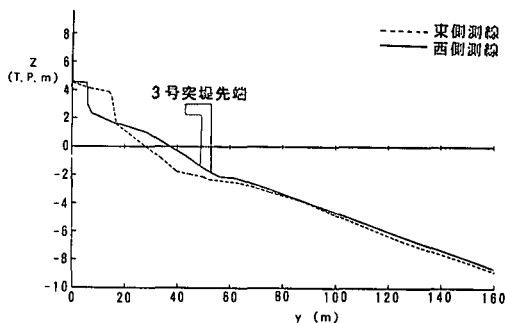


図-8 3号突堤両側の断面形の比較

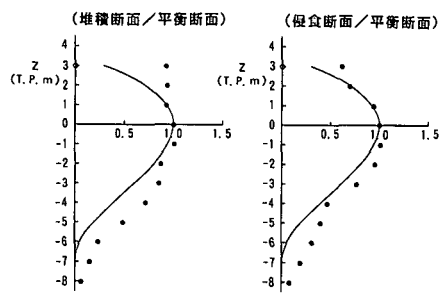


図-6 沿岸漂砂量の水深方向分布

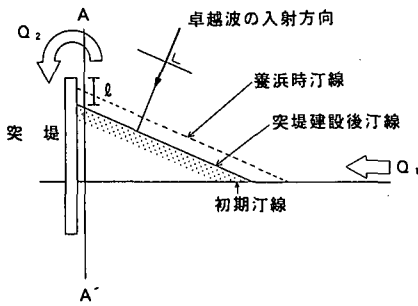


図-9 突堤上手側の安定汀線形

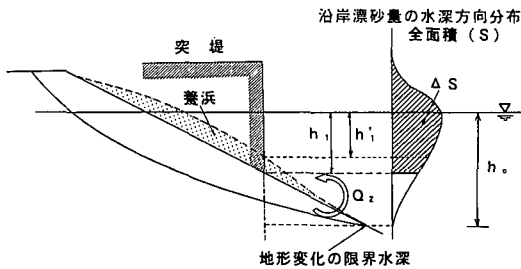


図-10 沿岸漂砂量の水深方向分布と突堤の阻止率

供給量 Q_1 と突堤の先端を越えて下手方向へ流出する漂砂量 Q_2 との比によって支配される。汀線が安定状態になく、侵食、または堆積が起こる場合には、最終的に $Q_1 = Q_2$ となるまで海浜の変形が続くことになる。

以下では海浜断面形の変化を考慮して突堤の阻止率について考えてみる。図-10には海浜縦断面形と沿岸漂砂量の水深方向分布を示す。図-9に示した突堤に隣接する A-A' 測線上の縦断面形を模式図として示す。突堤の先端水深を h_1 、地形変化の限界水深を h_c とすると、 $h_1 < h_c$ の場合には沿岸漂砂量の水深方向分布のうち、 $h_1 < Z < h_c$ の間の漂砂 (Q_2) は下手側へ流出する。この条件をもつ突堤は沿岸漂砂量の分布のうち斜線部分の面積 ΔS と全面積 S の比 $r = \Delta S/S$ に相当する漂砂の阻止率を持つ。図-9に示すように上手側からの漂砂量が Q_1 であったとすると、 $Q_1 = Q_2 (= (1-r)Q_0)$ に等しければ汀線は安定形状を保つ。ここに Q_0 は突堤が存在しない場合の全漂砂量である。したがって、安定状態にある海岸において養浜を行って図-9に示すように汀線を前進させた場合、突堤の先端水深は h_1 より h_1' と浅くなるので、漂砂の阻止率は低下し、過剰な土砂は下手側へと流出すること

になる。また、もともとの前浜が狭く、養浜により前浜を広げたい場合には、突堤先端が h_1 となるまで養浜を行っても海浜は動的バランスを保つ。すなわち、突堤の建設以前の断面形が図-5の b-b' のようにほぼ一様勾配をもつ場合、この断面内で汀線の前進とともに沿岸漂砂量の水深方向分布に対応させて各等深線を前進させ、最終的に突堤の先端水深が h_1 となるまで等深線の変化を計算し、そのときの突堤上手側の全土砂量を計算すれば、それが養浜に必要な土砂量となる。

7. 結 論

① この地区では沖合に海底谷が発達しているが、これらの谷頭部は -10 m 付近にあり、これ以浅では波の作用により等深線形状はなだらかになっている。

② この地区では東向きの沿岸漂砂が発達している。沿岸漂砂の活発な範囲は、断面形の重ね合わせ分析によれば 3 m ~ 7 m の間にある。また、断面形の沿岸方向の変化より定めた漂砂の移動高は 8.2 m に等しい。

③ 断面形の重ね合わせ分析により沿岸漂砂量の水深方向分布を算出し、他の海岸で得られている分布と比較した結果、両者がかなりよい対応を示すことがわかった。またこの分布形を利用して当海岸にある先端水深が約 2 m の突堤の漂砂阻止率を求めたところ、沿岸漂砂の阻止率として 0.71 という値が得られた。また突堤による漂砂の阻止率を与えた場合の動的安定海浜形状の計算法を示すことができた。

参 考 文 献

- 宇多高明・矢野 滋 (1987): 相模湾西湘海岸の侵食実態について, 地形, Vol. 8, No. 1, pp. 1-19.
- 宇多高明・野口賢二 (1990): 富山県東部宮崎・境海岸における海浜変形の実態, 地形, Vol. 11, No. 4, pp. 337-347.
- 宇多高明 (1990): 波による移動限界水深を定める代表波の選定法, 海岸工学論文集, 第 37 巻, pp. 294-298.
- 宇多高明・山本幸次・河野茂樹 (1991): 沿岸漂砂による 3 次元海浜地形変化の予測法, 海岸工学論文集, 第 38 巻, pp. 386-390.
- 宇多高明・中山 修・柳沢 修・岡本俊策 (1992): 西湘海岸における地盤隆起後の海浜変形と海底谷からの土砂損失, 海岸工学論文集, 第 39 巻, pp. 366-370.
- 宇多高明・山本幸次・板橋直樹 (1993): 沿岸漂砂量の水深方向分布の算定—鹿島港南海岸のデータを利用して—, 第 48 回年講講演概要集, pp. 958-959.
- 陸地測量部 (1926): 関東震災地一帯に於ける土地の隆起及沈下状態, 東京大学地震研究所彙報, 1, pp. 65-68.