

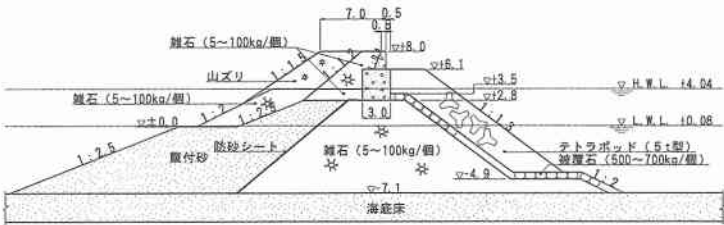
防潮護岸の高潮時の衝撃波力による被災とその再現実験

——台風 9918 号による高潮・高波災害に関する検討——

高橋 重雄* ・大木 泰憲**・下迫健一郎***
諫山 貞雄****・石貫 国朗*****

1. ま え が き

台風 9918 号により、九州・中国地方で大きな高潮・高波災害が発生した。この災害については種々の調査・検討が実施されているが、構造物の被災の観点からは、防潮護岸の被災が最も特徴的であった。すなわち、衝撃的な碎波力によって傾斜堤型護岸の上部工が破壊されており、特に周防灘で多くの事例がある。本研究は、この防潮護岸の被災に絞って検討を行うものであり、被災状況の調査とその再現実験を実施している。再現実験では、護岸本体の被災状況を再現するだけでなく、護岸の被災に伴う越波状況についても実験しており、高潮時の越波流量の算定法についても検討している。さらに、衝撃碎波力の発生については、従来の波圧式では算定できないため、補正係数を導入した新たな算定法を示している。



図一 護岸の基本断面



写真一 傾斜した護岸

2. 防潮護岸の被災状況

(1) 被災調査

被災直後から多くの機関で現地調査が行われているが、運輸省でも第四港湾建設局下関調査設計事務所を中心に現地事務所や港湾技術研究所等が調査を行っている。今回の高潮災害では、周防灘で護岸が数多く被災(山本・瀬原, 2000)しているが、ここではそうした防潮護岸の被災のうち、主要な 2 事例について示す。

(2) 新門司沖土砂処分場(新北九州空港)護岸

苅田港の沖合の土砂処分場は、新北九州空港用地として現在建設が進んでいる。写真一は、被災した東護岸(新門司 2 工区)であり、この工区(全長 1354 m)のかなりの部分で護岸が被災しており、特に上部工の傾斜が顕著であり、パラベットが無くなっているものもある。

図一は、護岸の基本断面を示すもので、護岸は消波ブ

表一 高潮と高波の観測値(速報値)

時刻	潮位(m)	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)
0:00	2.33	1.40	4.70
2:00	1.57	1.59	5.00
4:00	2.38	2.08	5.50
6:00	3.98	3.39	6.90
7:30	5.58	(最大潮位)	
8:00	5.16	3.46	8.10
10:00	3.93	1.10	4.20
12:00	1.72	0.46	2.70

($h_{LWL}=7.18$ m)

ロックで被覆された傾斜堤であり、直立部(上部工)は方塊とその上の胸壁(パラベット)からなる。パラベット天端が+8.0 m とかなり高く、また消波工天端も+6.1 m であるが、H.W.L. も高く+4.04 m である。

表一は、近隣の苅田での高潮と高波の観測値(速報値)であり、7 時 30 分に最大潮位+5.58 m となり、8 時には有義波高 3.46 m、周期 8.1 s の高波が観測されている。こうした高い潮位と高波のとき、護岸は不完全消波(被覆されていないパラベットに消波工上で碎波した波が作用する)状態となり、衝撃碎波力が上部工に作用したと考えられる(高橋ら, 1992)。また、越波も大きく、背後の裏込石が散乱し、上部工の傾斜に至ったと思われる

* 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所特別研究官
** 正会員 工修 東亜建設工業(株)土木本部設計部
*** 正会員 運輸省港湾技術研究所水工部耐波研究室長
**** 正会員 運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所次長
***** 正会員 運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所建設専門官



写真-2 倒壊した護岸

る。この護岸はちょうど建設中であり、その背後の埋め立ては完成していなかったが、埋め立てが完了していた隣の工区では、背後の裏込石の散乱はなく、こうした被災には至っていない。

(3) 宇部空港護岸

宇部空港は、埋立地に造られた空港であり、苅田沖とほぼ同規模の高潮・高波によって、護岸の倒壊、そして空港内の浸水が発生し、1週間近くの空港閉鎖に至っている。写真-2は、倒壊した護岸を示すものであり、護岸断面は図-1に似ており、天端高さは+8.0mとほぼ同じであるが、上部工方塊上のパラベットが高く4m(+4.0m~+8.0m)であり、その中央部のコンクリート打ち継ぎ目が弱点となってここから倒壊している。消波ブロックは、このパラベットの下端部までであり、今回の高潮時には完全に水没しており、不完全消波による衝撃砕波力が発生していたと考えられる。山口県宇部空港事務所が撮影した写真でも、衝撃的な砕波力の特徴である高い飛沫がパラベット上に認められている。

ただし、背後は埋め立てられており、ほぼ+7.0mまでかなり堅い締め固まった土砂があり、この背後土圧によって胸壁の安定性はかなり高いものであった。しかしながら、パラベットの被災に至っていても埋立土の吸い出しが発生し始めているところがかかなりあり、こうした吸い出し(高橋ら, 1996)による背後土圧の低下も、パラベットの倒壊の一因と考えられる。

なお、こうしたパラベットの倒壊は、周防灘に面した護岸で数多く発生しており、その多くが類似した断面となっていることに注意する必要がある。

3. 水理模型実験の方法

長さ35mの2次元水路で1/20の縮尺模型を用いて、以下の3種類の実験を行った。模型断面は新北九州空港護岸を対象としているが、他の類似断面にも適用できるように断面形状を変えた実験も行っている。

① 被災過程再現：前掲図-1の基本断面を対象に、表-1の9月24日午前1時~8時の海象を再現して被災過程を再現した。ただし、背後の形状等による違い

についても検討するため、1)基本断面、2)パラベット背後(裏込部)に埋立土(裏込砂)を用いた断面 3)前断面の埋立土の天端を+7.0mとした断面、4)方塊の直背後も埋立土とした断面、についても実験している。

② 越波流量測定：図-1の断面を対象に高潮時の越波特性を把握した。ただし波の周期は8.1s、有義波高は3.46mと4.90mの2種類である。また、断面形状の違いによる影響も把握するため、1)基本断面、2)消波工完全被覆断面、3)パラベット倒壊断面、さらに対策断面として4)離岸堤設置(護岸前面15mに消波ブロックによる離岸堤(天端高さ+8.0m、幅4.3m)を設けた)断面、5)消波工増量(消波工の天端高さを1m上げ、幅を2倍とした)断面についても実験を行っている。

③ 波圧計測：周期8.1sの規則波を作用させ、模型に作用する波圧と応答(加速度)を計測した。さらに、衝撃砕波力の発生特性をより明らかにするために、断面形状を変えた実験も行っている。特に静水面からの消波工天端の高さ h_B 、パラベットの天端高さ h_C を変えている。すなわち、1)基本断面($h_C - h_B = 1.9\text{m}$)、2)消波工完全被覆断面($h_C = h_B$)、3)消波工嵩上げ断面($h_C - h_B = 0.9\text{m}$)、4)消波工低下断面($h_C - h_B = 2.9\text{m}$)、5)護岸天端を高くした断面($h_C = \infty$)、さらには6)背後裏込石を下げ、上部工を動き易くした断面も計測している。

4. 被災再現実験

(1) 衝撃波力と越波による裏込めの流失

写真-3は、基本断面における波の作用状況を示すものであり、潮位がH.W.L.以上で波高も大きくなると、こうした衝撃的な砕波力の発生が認められる。また越波量が大きくなり、越波した水塊によって裏込石が流失し、最後には方塊の高さの半分程度まで裏込石が流失してしまう。背後土圧が低下するのにもなって護岸上部工(方塊とパラベット)が傾斜している。

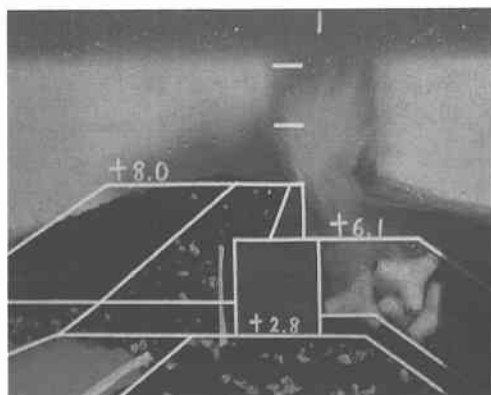


写真-3 衝撃的な砕波力の発生と裏込石の流失

なお、舗装を想定してシートを敷いた場合には、裏込石の流失は、シートの隙間部を除き、ほとんどなくなり、上部工の傾斜には至っていない。また、裏込石を方塊の天端までとしてシートを敷いた場合にも、方塊部の変位は生じていない。ただし、パラペットと方塊との接合部を弱くした模型では、パラペットが倒壊している。

(2) 埋立土の影響

裏込部に砂を用いた場合には、天端面にシートを敷設してもそのわずかな隙間から越波水が侵入し、裏込砂を止める下部のシートの隙間から裏込砂が捨石部や方塊の間に落下している。また、この裏込砂を止める下部のシートが静水面付近にある場合には、マウンド透過波によってシートのわずかな隙間から、裏込砂の吸い出しが発生している。さらに、裏込砂の厚さが薄い場合には、潮位が高くなり波高が大きくなると、裏込砂全体が持ち上げられる現象（パイピング、液状化）が見られる。こうした状況は現地によく一致していると思われる。

5. 越波実験

(1) 基本断面の実験結果

図-2は、越波流量の実験結果をまとめて示したものであり、横軸を潮位にとって越波流量を示している。

基本断面で、最大潮位+5.58m、 $H_{1/3}=3.46$ mでは天端高さ $h_c=2.42$ m ($h_c/H_{1/3}=0.67$)が低く、 0.12 m³/s/m以上（設計の6倍）の越波流量が計測されている。これは1時間では432 m³/mとなり、背後の長さが1000 mでも0.43 mの浸水高さとなる。H.W.L.の+4.03 mでも 0.014 m³/s/mと大きく、最大潮位より0.9 m高い6.5 mであったとすると、 0.36 m³/s/mと約3倍程度となる。

(2) 完全消波断面

こうした大きな越波流量になる一つの原因として考えられるのは、消波工が不十分な高さであったことである。ただし、消波工の天端をパラペットの天端まで上げた完全消波断面では、最大潮位で 0.087 m³/s/mと基本断面より20%程度低く、潮位が30 cmほど低いときの越波流量に等しいが、その差は比較的小さい。最大潮位時の天

端高さは $h_c=2.42$ mであり、完全消波断面の天端高さを h_{co} として同じ越波流量となる基本断面の天端高さ h_{cm} の割合（換算天端高係数 $\beta=h_{cm}/h_{co}$ ）は1.12となる。

(3) パラペットが倒壊した場合と対策断面

パラペットが天端から2/3の高さで倒壊したと想定した場合には、天端高さが1.3 m低くなり、最大潮位+5.58 mでは $h_c=1.12$ mとなり、天端が静水面にかなり近くなる。この条件で有義波高3.46 mでのデータはないが、有義波高4.9 mの場合は、パラペットの倒壊によって、基本断面のほぼ3倍の越波流量となっている。

消波工増量断面では、最大潮位の時に 0.023 m³/s/mと基本断面の1/5以下となり、離岸堤設置断面では 0.006 m³/s/mと1/20になる。いずれも、消波工の量が大幅に増えており、越波流量を低減している。

(4) 高潮時の越波流量の算定法

図-2には、合田(1975)の越波流量算定図（消波断面条件）から求めた越波流量の計算値も示している。計算値は実験値より小さくなっているが、今回の実験条件と、この算定図を求めた実験条件は多少異なるため、この程度の差はやむを得ないと考えられる。

なお、図-1のような不完全消波の条件については、具体的な算定法がなく、設計上の問題点である。その対策としては1)消波工がない直立壁として越波流量を求める、あるいは2)適切な換算天端高係数を決め、完全消波断面を基準に越波流量を求めることが考えられる。2)の方法は、断面形状が多少違うときに一般的に用いられる方法であり、ここにはその過程を示していないが、今回の実験条件から概略求めると、以下の式となる。

$$\beta = \begin{cases} 1.15 & (h_B/H_{1/3} < 0.0) \\ 1.15 - 3(h_B/H_{1/3})/16 & (0.0 \leq h_B/H_{1/3} \leq 0.8) \cdots (1) \\ 1.0 & (0.8 < h_B/H_{1/3}) \end{cases}$$

高潮時の越波流量の算定上もう一つ問題となる点は、今回の災害のように設計越波流量を大きく越える場合には算定が不可能であることである。すなわち、合田の算定図では、 $h_c/H_{1/3}$ が0.5以下で越波流量が大きくなると適用範囲を超えている。このように越波流量が非常に大きい場合には、古くから行われている長方形堰の理論を用いることができる。もちろん不規則波であるので波高のレーリー分布を仮定した計算が必要となる。ここには示していないが、実験結果と比較すると、こうした算定法が、ある程度適用可能であることが分かった。

6. 波圧実験

(1) 衝撃砕波力の発生

図-3は、最大潮位時で、周期8.1 s、波高6.23 mの規則波が基本断面 ($h_c=1.9$ m, $h_B=0.5$ m) に作用した場合の波圧波形の例である。波圧は、衝撃的な波圧であり、

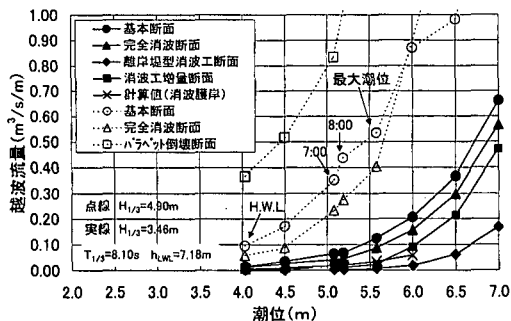


図-2 越波流量の実験結果

特に p_3 , p_5 の消波工で被覆されていないパラペットに大きな波圧が作用している。 p_w はパラペット部の合力であり、また p_B は方塊部の合力、 p は全体の合力であるが、いずれも作用面積と波高で無次元化している。例えば、パラペット中央では、第一波目でそのピーク値は $1.37w_0H$ であり、腰掛部の波圧成分が $0.49w_0H$ 、衝撃的成分は $0.88w_0H$ 程度となっている。波圧の一波一ぱのばらつきも大きく、この場合のパラペット中央での波圧（ピーク値） p_3 は平均値で $1.42w_0H$ 、最大で $2.09w_0H$ である。

図-4 は波圧のピーク分布を示すもので、実験値および後述する計算値も示している。実験値は、重複波的成分 a_1 による値と全波圧の値とを合わせて示しており、両者の差が衝撃的成分 a_2 による値となる。実験値を見ると、消波工で被覆されていない部分では、重複波的成分と衝撃的成分が同程度あることがわかる。また、消波工被覆部にも衝撃的成分がある程度認められており、その値は深さとともに減少している。

(2) 消波工天端高さ h_B 等の違い

図-5 は、横軸に波高を取り潮位をパラメータにして波圧のピーク値を示すものであり、先に述べた5つの断面形状に対して、パラペット中央の波圧、パラペット部

の合力、そして全体の合力を示している。Type 1 は基本断面の場合であり、波高が大きいほど、そして潮位が高いほど波圧は大きくなり、特に潮位が高いときにパラペット中央での波圧が大きいことが分かる。

Type 2 は完全消波の場合であり、波高が小さい時を除けば、消波工の影響で、Type 1 に比べ波圧がかなり小さいことが分かる。特に潮位が高く波高が大きいときの差が顕著である。Type 3 は、消波工の天端を 1 m 上げた断面である。Type 1 と比較して、波圧がやや小さくなっている場合もあるが、その差はそれほど顕著ではない。Type 4 は、逆に消波工の天端を 1 m 下げた断面であり、Type 1 と比べて全体合力でやや大きくなっている。Type 5 は、パラペット部の天端を上げて非越波の状況にしたものである。ただし、波圧の測定点は変わっていない。パラペット部で全体的にやや大きくなっているが、その差はそれほど顕著ではない。

(3) 波圧のばらつき

図には示していないが、測定波圧のばらつきをみると、測定波数が 5 と少ないにも係わらずばらつきは大きく、潮位が高くなるにつれてばらつきも大きくなる傾向にある。特にパラペット部のばらつきが大きく、波圧の最大値と平均値の比が、全体合力では 3 割程度であるのに対して、パラペット中央部では 5 割を越えることもある。こうしたばらつきは、一波一ぱの微妙な碎波の状態の違いで発生しており、衝撃碎波力の特徴の一つと考えられる。設計では、こうしたばらつきを考慮する必要もある。

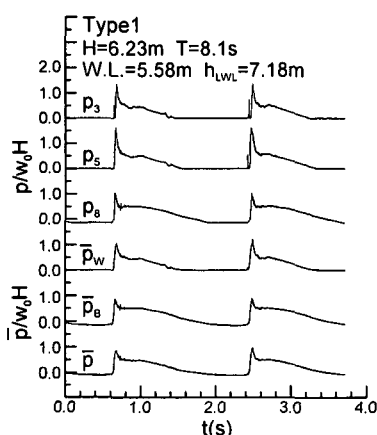


図-3 波圧波形の例

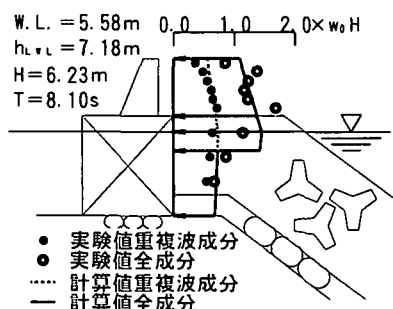


図-4 波圧のピーク分布

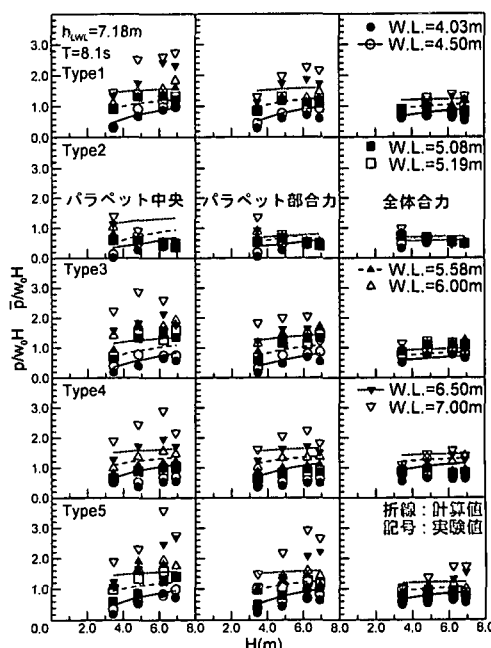
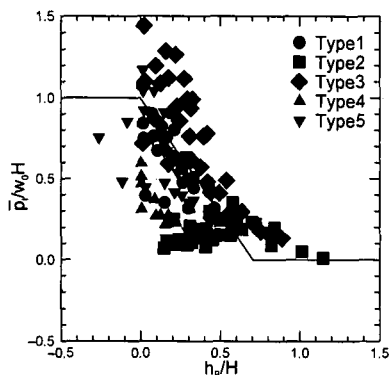


図-5 波圧のピーク値 (Type 1~5)

図-6 衝撃的な波圧の h_b/H による変化

(4) 壁面の動き(裏込部の拘束)の効果

衝撃砕波力、それを受ける壁面の運動によって変化する。すなわち、壁面の加速度が大きい場合には、それによる慣性力によって、壁面の波圧は低減する。基本断面の場合で、裏込石の天端を変えて背後の拘束の程度を変えた実験では、拘束による変化を受けやすいパラペットにおいて、波圧が20%程度低減している。このとき基本断面での加速度は $0.07G$ であり、波圧が低減したときの加速度は $0.32G$ であった。現地でも、壁面の動きが波力の低減に結びついていることも十分考えられる。

(5) 高潮時の不完全消波断面の波圧算定法

図-6は、横軸に h_b/H をとって、衝撃的な波圧成分を Type ごとにプロットしたものである。この図でも明らかのように、消波工の天端高さ h_b が十分高ければ、不完全消波とはならず、衝撃波力はかなり小さくなる。この図から推定すると、 h_b がほぼ $0.7H$ 以上では、衝撃砕波力の影響は小さいと考えられる。

不完全消波条件の衝撃砕波力については、通常、消波工の天端上水深 $d(=-h_b)$ と天端幅 B_M から衝撃砕波力係数 a_1 を求めて計算しているが、消波工が静水面下にあるときを対象としている。一方、完全消波条件(高橋ら, 1990)では砕波力や衝撃砕波力成分に対する補正係数 λ_2 を0とし、重複波成分に対する補正係数 λ_1 を $0.8(H/h > 0.6)$ としている。高潮時の不完全消波の状態は、消波工の天端が静水面上にあり、かつ直立壁を十分には被覆していない状態であるため、波圧算定法が現状では不明確である。今回の実験条件は限られており、ばらつきも大きい、現状の二つの算定式を補完するという方針で、波圧算定法を検討した。ここでは紙面の関係でその過程を示すことができないが、図-6の傾向を考慮して、以下の式を考えている。すなわち、

$$p_1 = (\lambda_1 a_1 + \lambda_2 a^*) w_0 H \quad \cdots (2)$$

ここに、 p_1 は衝撃砕波力係数を含む合田式における静水面での波圧、 a^* は、 a_2 と a_1 の大きい方の値であり、 λ_1 と

λ_2 は以下に示す各波圧成分の補正係数である。

①消波工で被覆されていない部分の波圧

$$\lambda_1 = 1.0 \quad \cdots (3)$$

$$\lambda_2 = \begin{cases} 1.0 & (h_b/H < 0.0) \\ 1.0 - 10(h_b/H)/7 & (0.0 \leq h_b/H \leq 0.7) \\ 0.0 & (0.7 < h_b/H) \end{cases} \quad \cdots (4)$$

(ただし、 d が負であれば $d=0$ として a_1 を計算する)

②消波工で被覆されている部分の波圧

$$\lambda_1 = \lambda_{10} \cdot \lambda_{11} \quad \cdots (5)$$

$$\lambda_{10} = 0.8 \sim 1.0 \quad \cdots (6)$$

(λ_{10} は完全消波条件での重複波圧成分の低減係数)

$$\lambda_{11} = \begin{cases} 1.0/\lambda_{10} & (h_b/H < 0.0) \\ \{1.0 - (1.0 - \lambda_{10}) \cdot (h_b/H)/0.7\} / \lambda_{10} & (0.0 \leq h_b/H \leq 0.7) \\ 1.0 & (0.7 < h_b/H) \end{cases} \quad \cdots (7)$$

$$\lambda_2 = 0 \quad \cdots (8)$$

(ただし、不完全消波の場合には消波工天端から $H_{1/3}/3$ 下の高さまでは被覆なしの λ_2 を用いて消波工被覆部にも伝わる衝撃砕波力を考慮する。この高さについては、消波工の散乱・沈下などを考慮して決める必要がある)

前掲図-4 および図-5 には、これらの式を適用して求めた計算値も示している。図-4では重複波圧成分も全波圧も実験値と計算値が比較的良好に一致しており、消波工内に生じる衝撃的な成分についても表せている。また図-5では、実験値の潮位や波高による傾向を適切に表していると思われる。

7. 結 論

台風18号に関して被災調査および模型実験を行い、特に不完全消波の場合に、越波量や波力が大きくなり、重大な災害が起きることを示すとともに、その算定法についても提案した。なお本研究の遂行にあたり、運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所佐藤所長、山口県山口宇部空港建設事務所松所長ほか多数の方々にご協力を得ています。ここに記して深甚なる感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 合田良実・岸良安治・神山 豊 (1975): 不規則波による防波堤岸の越波流量に関する実験的研究, 港研報告, Vol. 14, No. 4, pp. 3-44.
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎 (1990): 消波ブロック被覆堤直立部の滑動安定性に対する波力とブロック荷重, 港研報告, Vol. 29, No. 2, pp. 54-75.
- 高橋重雄ほか (1992): 混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力係数の提案, 海岸工学論文集, Vol. 39, pp. 676-680.
- 高橋重雄ほか (1996): 護岸の吸い出しに関する水理模型実験, 港研報告, Vol. 35, No. 2, pp. 3-63.
- 山本哲朗・瀬原洋一 (2000): 山口県西部で被災した護岸の調査報告, 土木学会誌, Vol. 85, May, pp. 68-72.