

能本県竜ヶ岳町における台風 9918 号高潮災害の特性

平石哲也*・平山克也**・河合弘泰**・上原 功***

1. まえがき

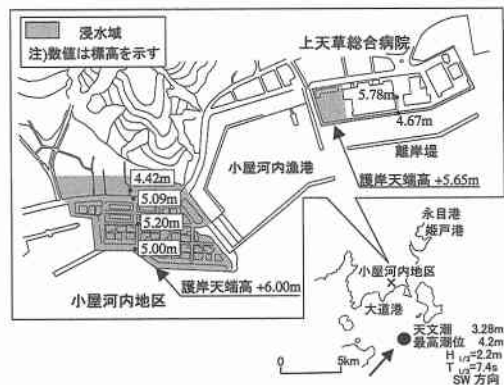
台風 9918 号は、1999 年 9 月 24 日に、八代海沿岸および周防灘沿岸において甚大な被害を与えた。八代海西部に位置する竜ヶ岳町においても、大道港防波堤が 150 m にわたって滑落するなどの被害が生じた。午前 4:50 発令の迅速な避難勧告により、幸いにも人命は守られたものの小屋河内地区の住宅群や上天草総合病院が浸水等の被災を被った。上天草病院屋上の風速計の記録では最大瞬間風速 55 m/s を記録し、八代海通過中の台風規模が大きかったことがわかる。しかし著者らが 9 月 26 日に行った現地調査(河合ら, 2000a)によると護岸の施設被害は生じておらず、著者らの推算高潮潮位(河合ら, 2000b)も護岸天端を越えなかった。そこで、竜ヶ岳地区では強風による高波の影響が甚大であったと考えられるので、再度、竜ヶ岳地区の現地調査と護岸前面の波浪変形と越波計算を実施し、被災原因の究明を行った。また、小屋河内地区では家屋破壊が生じたにも係わらず、近傍に位置する上天草総合病院では軽微な浸水被災にとどまり、その差が顕著であった。これは、病院地区の護岸前面に設置された離岸堤の防災効果によるものと推定し、離岸堤による越波量の低減効果を類推し、現地の状況と比較を行った。

2. 現地浸水被災調査

運輸省港湾技術研究所では、運輸省第四港湾建設局と協力して、高潮災害発生後、周防灘、八代海、鹿児島湾を中心に数度の現地痕跡高および被災状況調査を行っている(河合ら, 2000a)。各地の高潮潮位の観測値や痕跡高は、上記の文献に詳しく示されている。苅田港沖における観測波高や各地の観測風速は、橋本ら(2000)がまとめている。これらの観測結果に基づいて、高潮偏差計算(河合ら, 2000b)が実施され、八代海、周防灘および鹿児島湾における被災メカニズム等が明らかにされつつあり、今後の高潮防災に有益な検討がなされている。本

調査は、その一環として実施し、高潮に伴う越波災害のメカニズムを検討している。台風災害発生直後の調査で、天草上島竜ヶ岳町の小屋河内地区の住宅群は1階部分が破壊され、浸水を被ったことが確認できた。家屋の中の破壊された時計は、すべて5:00を示していた。浸水痕跡高が地盤高より約1.0 m 高かったので、当初は高潮による浸水被害と思われた。上記の高潮計算では、5:00 近傍において、最大の合成潮位となったときの推算偏差および天文潮位は、それぞれ0.94 および3.28 m (C.D.L.上) である。したがって推算合成潮位は、竜ヶ岳町では4.22 m である。なお本文では、高さの基準をすべてC.D.L.(海図基準面) とする。高潮推算時に用いた風の分布を用いて、永井ら(1990)が示したスペクトル法によって波浪推算を実施すると、5:00 における沖波の有義波高 $H_{1/3}$ 、有義波周期 $T_{1/3}$ および波向は、それぞれ、2.2 m, 7.4 s およびSSW となった。図-1の右下方に竜ヶ岳地区の位置と沖波推算地点を示す。

その後、2000年2月18日に竜ヶ岳地区だけを対象として詳細な現地調査を実施し、ヒアリングにより周辺地区も含めて浸水深と被災状況を調べた。図-1に調査対象地区と浸水地域の分布を示す。小屋河内地区（以下、小屋河内で略記）では、護岸施設の被災はなかったが、全壊家屋6棟、半壊家屋10数棟の被災が生じた。上天草総合病院（天草病院）では、浸水は生じたが駐車場の車が一部流出しただけで建屋の被害はなかった。浸水深は、



図一1 調査対象地区と浸水地域

* 正會員 工博 運輸省港湾技術研究所水工部
 ** 正會員 工修 運輸省港湾技術研究所水工部
 *** 正會員 (株)若築建設技術研究所

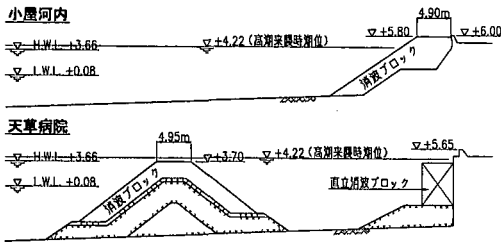


図-2 調査対象地区の護岸構造

表-1 竜ヶ岳町の浸水調査の結果

地区	浸水深	浸水面積	$Q(m^3)$	t_c	l	q
	(m)	(m^2)	(m^3)	(s)	(m)	($m^3/m \cdot s$)
小屋河内	1.0	24574	24380	600	322	0.13
天草病院	0.5	4208	2051	600	250	0.014

小屋河内地区で 1.0 m、病院地区は 0.5 m であった。各地区の前面の護岸構造を図-2 に示す。護岸の天端高はそれぞれ、6.00 および 5.65 m であり、高潮時の潮位に比較して、1.4 m 以上高く、高潮のみによる越流は生じないので、越波による浸水を検討した。なお、天草総合病院護岸の約 30 m 前面には被覆ブロック積みの離岸堤が設置されている。

ヒアリングによれば、滞水時間は 10 分程度であったと推定される。滞水中は十分な排水が成されなかったと仮定し、浸水面積と浸水深から総越波量 $Q(m^3)$ を推定する。越波は前面の護岸全域から生じていたと言われているので、総越波量を推定滞水時間 t_c と護岸延長 l で除して越波流量 $q(m^3/m \cdot s)$ を推定した結果を表-1 に示す。

3. 水位変化と越波流量の計算

(1) 計算手法

竜ヶ岳地区の波浪変形計算は、沖波推算点から水深 22 m まで、まずエネルギー平衡方程式法（高山ら，1991）を用いて行った。その結果、波向、波高は沖合推算点とほとんど変化しなかった。そこで本計算においては、小屋河内地区から約 1700 m 沖合に水深 22 m の入射波境界を設けて、沖波の条件を入射波として修正ブシネスクモデルによる波浪変形計算（Madsen, 1992）を実施した。また、波浪推算結果によれば、5:00 の波向は SSW であるが、台風の進行が早く、図-3 に示すように、被災推定時刻 5:00 前後の波向は SSE から短時間で SSW 方向へ変化している。そこで、波向としては、小屋河内に危険側になる S および SSW を採用した。図-4 に小屋河内、天草病院を含む計算領域を示す。空間格子間隔は 5 m で、計算時間ステップは $T_{1/3}/150$ とし、護岸前面に波が到達してから $100 T_{1/3}$ 時間計算を実施した。計算モデルの詳細、エネルギー吸収帯の与え方および境界線入射法

については文献（平石ら，1995）を参照されたい。入射波は、合田による修正ブレッグシュナイダー光易型の周波数スペクトル（合田，1993）を有する一方向不規則波とした。陸岸境界の条件は、越波計算対象護岸に関しては、潮位が消波ブロック被覆層の上端より高い場合には消波効果が小さくなるので（鈴木ら，1994）、完全反射境界とした。それ以外の海岸は砂浜等の自然海岸となっているので、エネルギー吸収帯を設けて、反射率を 0.5 とした。反射率の設定にあたっては、あらかじめエネルギー吸収帯を有する水深 7 m の 2 次元数値波動水槽を用いて、 $H_{1/3}=1.0$ m、 $T_{1/3}=7.4$ s の不規則波を 100 波作用させ、次式で計算できる反射率 K_R が 0.5 となるように、エネルギー吸収帯の吸収係数 ε を決定した。

$$K_R = \sqrt{(3.8\eta_{rms})^2 - 1.0} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 η は水槽内の水位変動である。実際の計算では

$$\varepsilon = 0.20\sqrt{g/h} \quad \dots\dots\dots (2)$$

を用いた。ここで、 g は重力加速度、 h は水深である。

天草病院護岸前面の離岸堤の天端高は 3.7 m であり、高潮時には潜堤となっていた。ブロック積み堤の潜堤の

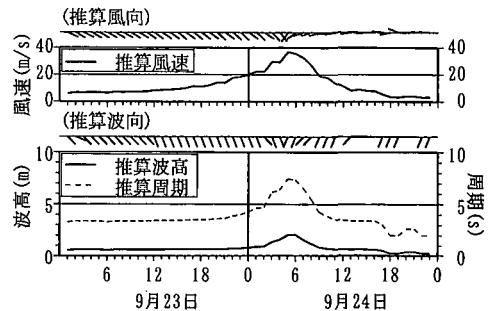


図-3 竜ヶ岳における台風 9918 来襲時の波浪推算

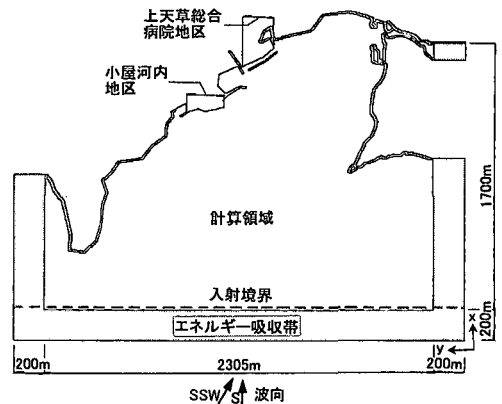


図-4 ブシネスクモデルによる波浪変形計算の領域

表-2 離岸堤をモデル化した吸収帯の係数

入射波条件	K_T	ε
$H_{1/3}=1.0\text{ m}$	0.4	$1.34\sqrt{g/h}$
$T_{1/3}=7.4\text{ s}$	0.5	$0.93\sqrt{g/h}$

表-3 計算ケース

ケース	$H_{1/3}$	$T_{1/3}$	波向	K_T
1	2.2 m	7.4 s	S	0.4
2				0.5
3			SSW	0.4

波高透過率 K_T については田中 (1976) の実験による図表が適用でき、計算の結果、 $K_T=0.4\sim0.5$ と推定できる。本計算では、幅 10 m (2 格子) の吸収帯を、反射率の設定に用いた 2 次元数値波動水路の中央に設置して、透過率 (伝達波高比) が $0.4\sim0.5$ となるように、吸収係数 ε を決定した。表-2 に吸収係数の一覧表を示す。

ブシネスクモデルによる波浪変形計算で、護岸前面の水位 η が、時間領域で計算できると、平石ら (1996) にしたがって、護岸沿いの各点で次式によって越波流量を計算できる。

$$q(t) = \begin{cases} C(\eta(t) - h_c)^{3/2} : (\eta(t) \geq h_c \\ 0 : (\eta(t) < h_c) \end{cases} \quad (3)$$

$$C = C_0 \sqrt{2g} \quad (4)$$

ここで、 t は時刻、 C は越流係数で、 $C_0=0.5$ とした。入射波の波向と離岸堤の透過率については、越波に対する危険側の考察も行うために、それぞれ 2 ケース検討したので、総計算ケースは表-3 に示す 3 ケースとした。

(2) 計算結果

計算では、推算潮位 +4.22 m を初期水位として、護岸前面海域においては、水位変化と平均水位上昇量を求めた。図-5 は、波向 S のケースにおける計算時間中の平均水位の分布である。護岸前面の水深が 11 m で波高に比して大きいので、セットアップは生じず、0.05 m 程度のセットダウンが局所的に生じるだけである。したがって、越波計算では平均水位上昇量の影響を考慮していない。図中の“越波流量計算範囲”は護岸境界の格子点において水位変動、越波流量および水流圧力を計算する範囲を示す。J は図では横軸に平行な格子辺の番号を示し、J の若い番号が図では右側に位置している。J=232~270 は天草病院、J=292~337 は小屋河内に相当する。

図-6 は、被災護岸前面の計算時間中の水位変動から $H_{1/3}=3.8\text{ m}$ として求めた有義波高の分布である。図の上方の小屋河内では、護岸沿いの $H_{1/3}$ は 5 m を局所的に越えており、隅角部を有する箇所では重複波によって

前面波高が 6 m に達している。これに対して、図の下方の天草病院では、潜堤としての機能を果たしている離岸堤前面では $H_{1/3}$ は 3 m 以上になっているが、 $K_T=0.4$ を設定しているので、護岸沿いの波高は小さく、ほぼ 2.5 m で局所的に 1 m 程度に低下している。

図-7 は、図-5 に示した越波計算範囲の護岸前面での格子点における護岸天端高 h_c を越える水位分布および前述の式 (3) から計算される越波流量 q の分布を示す。横軸 J は図-5 における格子位置を示す。図-7 (1) および (2) は、それぞれ小屋河内および天草病院における計算結果である。護岸天端高の測量結果の平均値は、小屋河内で 6.0 m、天草病院で 5.6 m である。数値計算では高潮潮位 4.22 m を初期水位としているので、 h_c はそれぞれ 1.78 および 1.43 m としている。計算は $170 T_{1/3}$ 間実施した。このうち $70\sim170 T_{1/3}$ の間での計算結果から計算時間中の最大水位 $\eta_{\max}$ と水位のピーク値から 1/3 最大値を求めた $\eta_{1/3}$ を示した。小屋河内では、 $\eta_{\max}-h_c$ が局所的には 5 m を越える箇所があり、越波量が大きくなる

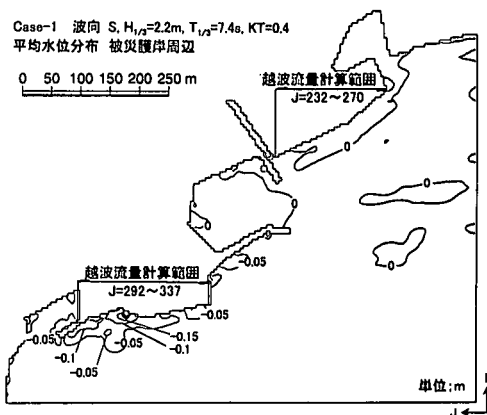


図-5 被災地区周辺の平均水位の分布

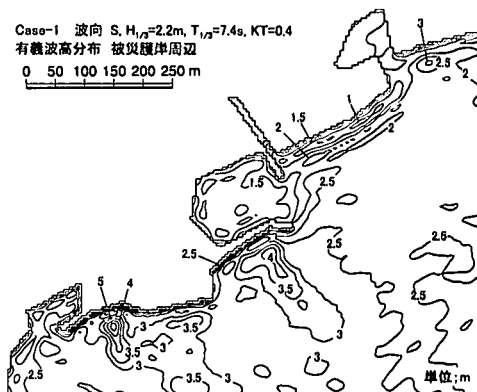
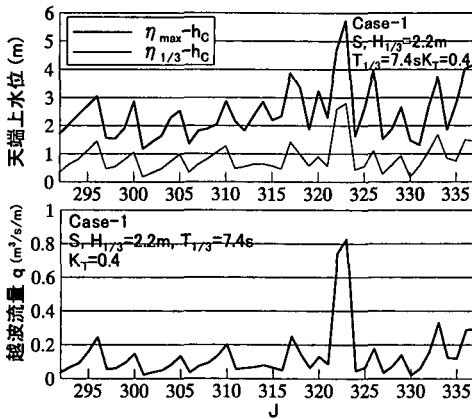


図-6 被災地区周辺の有義波高の分布



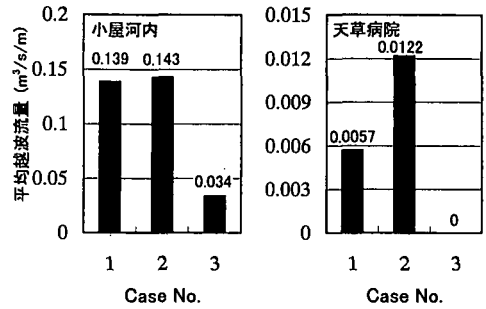
(1) 小屋河内

(2) 天草病院

図一 護岸天端上の水位と越波流量の空間分布

ことが推測できる。 $\eta_{1/3}-h_c$ の値も、護岸が隅角を有している格子番号 $J=323$ では 2.8 m となり、波高が反射と隅各部での収斂の影響を受けて大きくなっていることがわかる。天草病院では、 $\eta_{\max}-h_c$ でも、護岸の東側の部分で 1.2 m になる程度で、小屋河内に比べて、1/4 以下になる。越波流量 q は、小屋河内全域で $0.1 \text{ (m}^3/\text{m}\cdot\text{s)}$ 以上で、護岸の隅各部では $q=0.8$ になる。病院地区では、東側を除いては $0.01 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ で越波流量は比較的小さい。離岸堤の K_T を 0.5 としたケース 2 および波向 SSW のケース 3 では、両地区の越波量はさらに小さくなる。

図一八は、護岸沿いの格子点で計算された q を各ケース毎に平均した $\bar{q}$ である。ケース 3 では、天草病院の $\bar{q}$ が 0 になるので、現実的な値とならず、波向としては S が適切と考えられる。離岸堤の透過率 K_T が 0.4 になると、 $K_T=0.5$ の場合と比較して、 $\bar{q}$ は約 1/2 に減少するので、離岸堤による波高減殺効果が越波災害の低減に有効であることがわかる。ケース 1 (波向 S) の q を採用し、小屋河内における越波継続時間を計算すると、総越波量/



図一八 各地区の平均越波流量 $\bar{q}$ の比較

表一四 天草病院の総越波量 Q の推定

ケース	q ($\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$)	l (m)	t_c (s)	$Q(\text{m}^3)$		誤差 (%)
				計算値	観測値	
1	0.0057	250	545	777	2051	62
2	0.0122			1662		19

護岸延長/ $0.139=545 \text{ s} \approx 9.1 \text{ min}$ となり、ヒアリングで推定した滞水時間約 10 min とほぼ一致し、計算の妥当性が検証できる。表一四は越波継続時間を 545 s として、病院地区の総越波量 Q を計算した結果である。 $K_T=0.5$ として計算すると、観測値との誤差が 19% で比較的小さくなり、現地観測結果から判断すると、離岸堤の透過率は 0.5 として設定できる。

(3) 家屋の被災メカニズム

小屋河内では家屋の 1 階部分が浸水するとともに壁面破壊を受けている。水塊の衝突による構造物の破壊については、津波災害調査で検討されており、羽鳥 (1984) は、家屋が受ける力は遡上波の浸水深 ζ と流速 u の 2 乗で表される水流圧力 $\rho \zeta u^2 (\text{N/m}^2)$ で表され、この値が 5×10^3 以上になると木造家屋が被災すると報告している。ここで、 ρ は水の密度である。本報告では、越流水深 $\eta-h_c$ を ζ とし、流速を q/η で設定した。式 (3) と (4) から水流圧力の最大値および有義値は以下ようになる。

$$\begin{cases} (\rho \zeta u^2)_{\max} = 0.5g(\eta_{\max}-h_c)^2 \\ (\rho \zeta u^2)_{1/3} = 0.5g(\eta_{1/3}-h_c)^2 \end{cases} \quad (5)$$

図一九は被災地区の水流圧力を計算した結果である。ここでは、波向 S のケース 1 の結果を示している。小屋河内では有義水流圧力も全域にわたって、 $5 \times 10^3 \text{ N/m}^2$ に近い値となっている。最大値を検討すると、全域で $5 \times 10^3 \text{ N/m}^2$ 以上になり、局所的には $150 \times 10^3 \text{ N/m}^2$ を越えている。したがって、現地における家屋破壊の要因としては水流圧力の大きさが考えられ、越波とそれに伴う水流圧力の作用が家屋被災を生じたことが推測できる。天草病院では、東側の一部を除いて、最大水流圧力が $5 \times 10^3 \text{ N/m}^2$ を越えることはない。

図一十は、各計算ケースにおける水流圧力を平均した

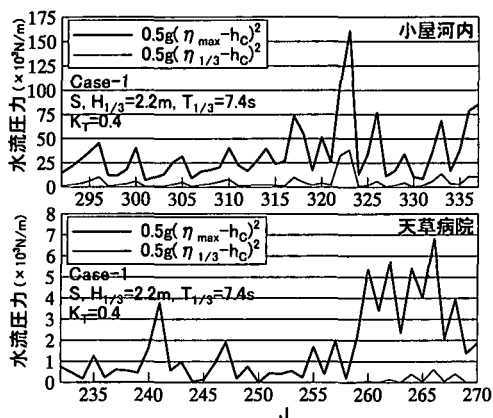


図-9 推定水流圧力の空間分布

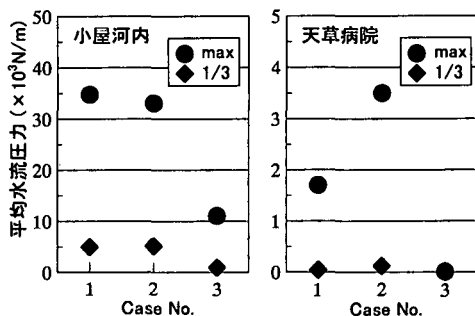


図-10 平均水流圧力の比較

値を示す。小屋河内では平均すると、波向きSで水流圧力が有義値で $5 \times 10^3 \text{ N/m}$ 、最大値で $35 \times 10^3 \text{ N/m}$ 程度になり、ほとんど全域で家屋被災が生じることになる。病院地区では、 $K_T=0.5$ の場合でも、水流圧力は $5 \times 10^3 \text{ N/m}$ 以下であり、家屋そのものには被災は生じない。病院の建屋は鉄筋コンクリートで建設されているが、1階部分には、ベランダや窓等で木造構造物が多く位置している。それにも係わらず破壊した箇所がなかったのは、水流圧力が小さかったことによるものと考えられる。

4. あとがき

本研究では、現地調査によって明らかになった家屋の被災メカニズムを越波と水流圧力の分布から明らかにするとともに、被災が比較的小さかった地区では、離岸堤による消波機能が有効に働いていたことを示した。最後に、現地の浸水調査にご協力いただいた熊本県電ヶ岳町の関係者の皆様に深く感謝するとともに、被災地区の一日も早い復興を祈るものである。

参考文献

- 河合弘泰・平石哲也・丸山晴広・田中良男・古屋正之・石井伸治 (2000a): 八代海と周防灘における台風9918号の高潮・波浪被害の現地調査, 海岸工学論文集, 第47巻, pp. 311-315.
- 河合弘泰・平石哲也・佐藤孝夫・大川郁夫 (2000b): 台風9918号による九州沿岸と瀬戸内海西部の高潮の特性, 海岸工学論文集, 第47巻, pp. 321-325.
- 合田良実 (1987): 数値シミュレーションによる波浪の標高スペクトルと統計的性質, 海岸工学論文集, 第34巻, pp. 131-135.
- 鈴木康正・平石哲也・望月徳雄・森川高徳 (1994): ヒアリングによる護岸の越波被災調査, 海岸工学論文集, 第41巻, pp. 681-685.
- 高山知司・池田直太・平石哲也 (1991): 碎波および反射を考慮した波浪変形計算, 港研報告, Vol. 30, No. 1, pp. 21-67.
- 田中則男 (1976): 天端幅の広い潜堤の波浪減殺および砂浜安定効果について, 第23回海岸工学講演会論文集, pp. 152-157.
- 橋本典明・永井紀彦・佐藤和敏・鈴山勝之 (2000): 台風9918号における我国沿岸波浪の出現特性, 海岸工学論文集, 第47巻, pp. 286-290.
- 羽鳥徳太郎 (1984): 津波による家屋の被害率, 地質研究所彙報 Vol. 59, pp. 433-439.
- 平石哲也・上原 功・鈴木康正 (1995): ブシネスク方程式を用いた波浪変形計算法の適用性, 港湾技研資料, No. 914, 22 p.
- 平石哲也・金澤 剛・樹本達也・佐藤一央 (1996): 多方向不規則波の護岸越波量における波の多方向性の影響, 海岸工学論文集, 第43巻, pp. 716-720.
- 永井紀彦・冷水康悦・後藤智明 (1990): 大水深波浪観測データによる波浪推算法の検証, 海岸工学論文集, 第37巻, pp. 175-179.
- Madsen, P. E. and O. R. Sorensen (1992): A new form of Boussinesq equation with improved linear dispersion characteristics, Part 2, A slowly-varying bathymetry, Coastal Eng., Vol. 18, pp. 183-204.