

橋脚への波の打上げとその軽減に関する研究

間瀬 肇・高山知司・幸正一伯*

* 京都大学大学院工学研究科

要 旨

海域をまたぐ中小規模の橋梁では、橋脚に波が打上がり橋面へ飛沫が降り注ぐという問題が生じることがある。本研究は、橋脚への波の打上げ特性を明らかにし、その軽減対策を検討したものである。円柱に対する波の打上げ実験から波の打上げが橋脚設置地点の通過波高にほぼ比例して増加することを明らかにした。橋脚前方に潜堤を設置して通過波高を減少させることによってある程度打上げ高を低減できることを示した。また、数値計算によって現地に設置する潜堤の効果を検討した。

キーワード：海中橋脚，打上げ，飛沫，潜堤，波浪制御，波浪変形予測

1. はじめに

大型海洋構造物を設計する場合、構造物に作用する波力を精度良く評価することは極めて重要であることから、従来盛んに研究が行われてきた。波力の算定は、海中橋脚を設計するに当たっても重要であり、理論解析や水理模型実験によって波力の予測がかなり可能になってきた。円柱に作用する波力の研究は Morisonら (1950) に始まり、抗力係数および慣性係数を算定する研究、回折理論とそれを数值的に解くための有限要素法や境界要素法等の開発、近年では非線形回折理論に関する研究が国内外で盛んに行われている。これらの成果により、円柱に作用する波力の算定精度は向上したが、円柱前面の打上げ高についてはほとんど研究成果が発表されていない。回折理論から求められる打上げ高と実測値の差異を考慮した Kriebel (1992) の研究はあるが、碎波帯に置かれた円柱構造物への打上げ高の予測に関する研究はほとんどない。

本州四国連絡橋のように、その下を船舶が航行するといった大規模橋梁の場合は橋脚高が非常に高く、橋面への波の打上げや飛沫の問題は生じないが、中・小規模の橋梁の場合には橋脚への波の打上

げによる水塊と飛沫が橋面にまで達し、通行車両や歩行者の妨げになるといった問題が生じる。そのため、橋脚高の設計に際して前もって波の打上げ高がわかればよいが、こうした打上げ高の算定式や算定図はほとんどない。

実際、ある橋梁では橋脚完成後特定の橋脚に波が打上がり、橋面へ飛沫が降り注ぐという問題が生じ、その軽減対策が必要となっており、海域をまたぐ橋梁を設計する上で考慮しなければならない新たな問題である。本研究は、どのような条件で大きな波の打上げが生じるのかといった実態把握を行い、潜堤による波の打上げ軽減効果を検討するものであるが、同時に関連する基礎研究と設計基準の構築に寄与することを目的とする。

2. 円柱橋脚への波の打上げの実験的検討

海中橋脚への波の打上げとそれに伴う飛沫の発生がどのような条件で顕著になるかを把握することが、その軽減対策を検討する上で第一に重要である。そこで、橋脚への波の打上げの実験を実施し、どのような条件で打上げが顕著になるかを検討する。飛沫の発生に関しては、実験では再現

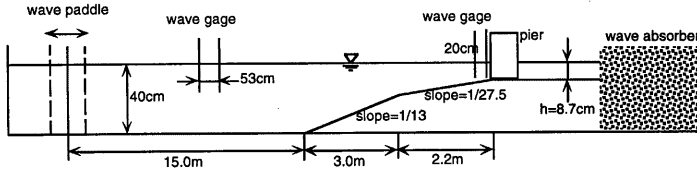


Fig.1 Experimental setup

きないので、波の打上げを対象に実験を行う。飛沫発生量は打上げ高が大きくなれば多くなるであろうと考えた。

2.1 実験装置

実験は長さ 27 m, 幅 50 cm, 深さ 75 cm の両面ガラス張り水槽で行った。この水槽の一端には、電気油圧式不規則波発生機が設置されている。

模型海浜としては、特定の現地における橋脚周辺地形に関して NNW, N, NNE 方向に沿った水深を平均化したものを用いた。模型縮尺は 1/30 とし、フルード則に従って海浜地形模型、円柱橋脚模型、および波の条件を決定した。現地の円柱橋脚の直径を 4 m とし、模型では 13.3 cm とした。

Fig.1 に実験装置の概要を示す。模型海浜は、造波板から 15 m 離れた地点から設置した。一様水深部の水深は 40 cm とした。円柱が設置されている地点の水深は 8.7 cm である。

水位変動の計測には 4 台の容量式波高計を用いた。1 台は造波板から 10 m 離れた地点、そこから 53 cm 離して 1 台、円柱橋脚模型の前面に 1 台、そこから沖側に 20 cm 離して 1 台設置した。水位変動は 0.02 s のサンプリング間隔で A-D 変換してパソコンに取り込んだ。

2.2 実験方法

規則波実験における波の条件は、実験室スケールで周期を 0.8 s ~ 1.7 s の範囲で 11 通り変化させ、それぞれの周期に対して波高を 4 通り変化させた。最も小さい波高は 2.7 cm, 最大の波高は 11.8 cm である (現地スケールで 4.2 s ~ 9.1 s および 0.8 m ~ 3.5 m)。

不規則波実験においては、JONSWAP スペクトルを有する不規則波を用いた。スペクトル形は、次式で表される。ピークの鋭さを決めるパラメータ γ は 3.3 とした。ピーク周波数は 2 通りとし、実験室ス

Table 1 Experimental condition of random waves

Case	Field Scale		Exp. Scale	
	$T_{1/3}$ (s)	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	$H_{1/3}$ (cm)
Run 1	7.0	1.39	1.28	4.63
Run 2	7.0	2.12	1.28	7.05
Run 3	7.0	2.80	1.28	9.33
Run 4	7.0	3.42	1.28	11.40
Run 5	5.5	0.90	1.00	3.00
Run 6	5.5	1.40	1.00	4.67
Run 7	5.5	1.93	1.00	6.42
Run 8	5.5	2.40	1.00	8.00

ケールで 1.0 Hz および 0.78 Hz とした。波高は、それぞれのピーク周波数に対して 4 通りに変化させた。Table 1 に波の条件を示す。

規則波の実験は、以下の方法で行った。水面が静止しているのを確認した後、造波開始と同時に計測をスタートし、サンプリング間隔 0.02 s で 90 秒間データを収録した。計測は、1 つの波の条件に対して 3 回行った。こうした一連の実験を、円柱を設置した状態と円柱を設置しない状態について行った。

不規則波の実験は、以下のように行った。水面が静止しているのを確認し、造波と同時に計測を開始し、サンプリング間隔 0.02 s で 12 分間データを収録した。

2.3 実験結果および考察

波の打上げ高 R を無次元化するためのパラメータとしては、沖波波高 H_0 、通過波高 H 、波長 L 、あるいは橋脚設置水深 h がある。例えば、通過波高 H を用いて無次元打上げ高を R/H とした場合、碎波減衰により H が小さくなると、 R がそれほど小さくなくても R/H が大きな値になる。沖波波高 H_0 を用いた無次元化では、浅水・碎波変形によって橋脚設置点での波高の変化の影響が考慮できない。すなわち、 H_0 が大きくて碎波減衰により小さくなった通過波高

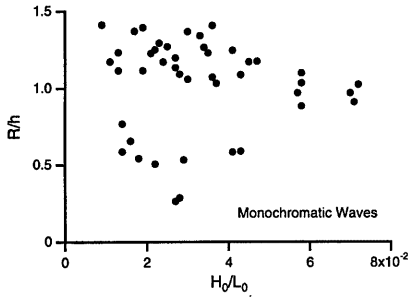


Fig.2 Relation between deep-water wave steepness and normalized runup height

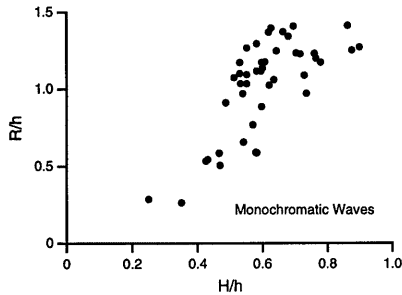


Fig.3 Relation between incident wave height and runup height

と、 H_0 が小さくて浅水変形で大きくなった通過波高が同じになり、その打上げ高が同じになっても R/H_0 は前者の場合に小さくなり、後者の場合は大きくなって異なった値になる。ここでは、打上げ高の実質的な大小を問題とするので、設置水深 h を用い、無次元打上げ高は R/h で整理することにした。

Fig.2 は、横軸に沖波波形勾配 H_0/L_0 をとり、縦軸に無次元打上げ高 R/h をとって、 R/h におよぼす H_0/L_0 の影響を調べた規則波の実験結果である。打上げ高の整理に当たっては、打上げ波形の変動が大きいので、1回の計測では10波分の打上げ高を平均した。実験は3回行ったので、3個の平均値を平均して最終的な打上げ高とした。この図によると、 H_0/L_0 の増加に伴い R/h の最大値を包絡する値が小さくなる傾向がみられるが、 H_0/L_0 と R/h には明瞭な関係はみられない。

Fig.3 は、無次元通過波高 H/h に対する無次元打上げ高 R/h の変化を示した規則波の実験結果である。 H/h の増加に伴って R/h が増加している。 $H/h < 0.5$ では R/h が 0.7 以下になっており、 $H/h > 0.5$ で R/h がそ

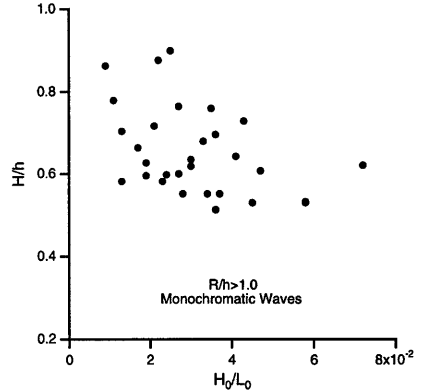


Fig.4 Region of high runup height of $R/h > 1.0$

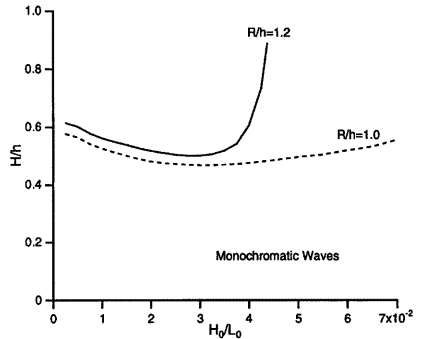


Fig.5 Occurrence region of high runup height

れより大きくなるという傾向がみられる。 $H/h < 0.7$ では R/h が 1.5 が最大となって、打上げ高は頭打ちになっているようである。

Fig.4 は、横軸に H_0/L_0 、縦軸に H/h をとって、 R/h が 1.0 より大きくなるのはどのような領域を占めるのかを調べたものである。碎波帯では $H=h$ であるから、 $R/h = R/H$ となり、 $R/h=1$ は $R/H=1$ と近似できる。これは、鉛直壁における重複波の峰高を表す。円柱の場合には反射率が 1 より小さいので、円柱前面における重複波の峰高は $R/H=1$ より一般に小さくなる。ここでは $R/h=1$ を高打上げの境界線の目安とした。

Fig.4 でプロットした点の下限値を包絡する曲線および $R/h > 1.2$ となる曲線を算定し、Fig.5 に示す。図中の $R/h=1.2$ と示した実線は $R/h > 1.2$ が出現する境界線を示したものであり、この境界線より上の領

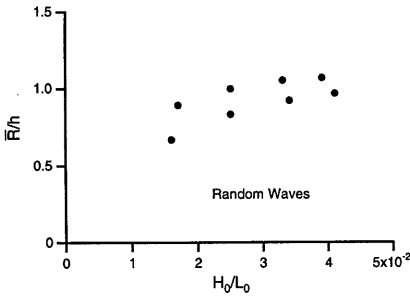


Fig.6 Relation between deep-water significant wave steepness and mean runup height

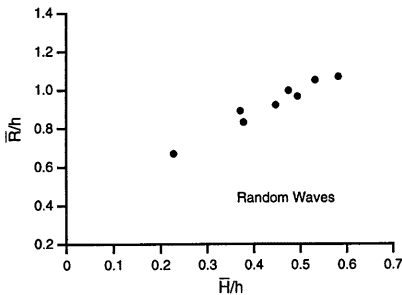


Fig.7 Relation between deep-water significant wave steepness and mean runup height

域で $R/h > 1.2$ になることを示す。また、 $R/h = 1.0$ と示した破線はこの線の上の領域で $R/h > 1.0$ となる境界線を表している。

不規則波の実験結果の整理に当たっては、まず造波板から 10 m 離れた波高計で計測した有義波高と周期から、微小振幅波理論により沖波有義波高 H_0 と波長 L_0 を求めた。円柱設置点での波高は円柱を取り外して計測した。

円柱への不規則波の打上げ高を、静水位を基準として一波ごとの打上げ高を求め、その平均値を打上げ高とすると、小さな水位変動による打上げ高を含むためその値は小さくなる。そこで、閾値を設定し（ここでは 4.0 cm とした）、それを越えたものを 1 つの打上げ波と定義し、その打上げ高の平均値を代表打上げ高とした。

Fig.6 および Fig.7 は、不規則波の実験結果を整理し、それぞれ沖波波形勾配と無次元打上げ高の関係、無次元通過平均波高と無次元打上げ高の関係を整理したものである。Fig.6 の不規則波の結果は規則波の Fig.2 とくらべ、沖波波形勾配が大きく

なるにつれて無次元打上げ高が大きくなるという若干異なる傾向が見られる。Fig.7 の結果は、規則波の Fig.3 の結果と同様の傾向を示す。なお、Fig.5 に不規則波の結果をプロットする場合、縦軸の波高として平均波高 \bar{H} を用いると、図中の境界線で $R/h < 0.9$, $0.9 < R/h < 1.0$, $1.0 < R/h$ の出現領域を区別することができた。

実験結果から、円柱設置点における波高が大きいと（規則波では無次元波高が約 0.5 倍以上）、打上げが顕著になることが明らかになった。

3. 波の打上げの低減法に関する検討

橋脚への波の打上げ高を減少させるためには、橋脚に入射する波を小さくすればよいことが、2. の実験結果より明らかになった。そのためには橋脚の前方に構造物を築造し、入射する波を減少させる必要がある。海面に突き出た構造物は、波を十分に減少させることができる。しかし、海岸景観を考慮しなければならない場合には、有効でない。その場合には、海中にあって直接景観を悪くしない潜堤が有効な構造物となる。その場合、設置位置、天端幅、天端水深等、潜堤の位置と規模を決定しなければならない。種々の潜堤模型を製作し、実験によって効果的な位置・規模を決定するのがよいが、時間および費用の点で無理がある。そこで、理論・数値モデルを用いて、いくつかの潜堤を想定し、数値計算によって波浪がどの程度減少するかを予測して効果的な潜堤規模を決定することとする。

3.1 不規則波浪の 2 次元変形理論

規則波についての非線形理論の研究は歴史も古く、現在では砕波直後の変形まで計算できるようになっている。非線形理論もいろいろあるなかで、Boussinesq 方程式は、最低次ではあるが、非線形性と分散性を含んでおり、浅水変形、屈折、回折、反射を考慮することができ、Peregrine (1967) が任意海底地形に対する Boussinesq 方程式を導出して以来、多くの実験的検証、数値計算モデルの開発がなされ、近年さらに注目されている。Boussinesq 方程式は長波近似のもので導かれたもので、水深波長比が大きい場合に適用できない。

そこで、McCowan and Blackman (1989) および Madsen et al. (1991) は、水深の大きな領域においても分散関係を正しく表せるような修正 Boussinesq 方程式を提案し、これらの式を用いれば、本来適用範

開外の波の伝播をうまく表せることを示した。岸からの反射を無視し、岸方向のみの波の伝播を対象にすると、Boussinesq 方程式から KdV 方程式が得られる。KdV 方程式の拡張についても Boussinesq 方程式と同様に行われている (Khangaoakar and Le Mehaute, 1991; Mase and Kirby, 1992)。

ここでは、KdV 方程式からモード結合方程式に変換して不規則波の浅水変形に適用した研究 (間瀬ら, 1991), その浅水変形モデルに碎波減衰項を取り入れた研究 (間瀬・木井, 1992), その碎波減衰項を改良した研究 (Mase and Kirby, 1992) を統合し、適用範囲を拡張した周波数領域での修正 KdV 方程式に散逸項を導入し、その散逸係数を確率分布法による碎波のエネルギー減衰率でモデル化した、ハイブリッド型の不規則波の断面 2 次元変形理論 (間瀬・Kirby, 1993) を用いる。

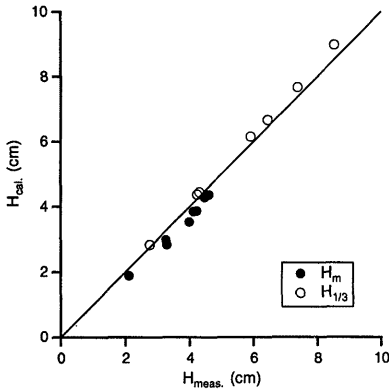


Fig.8 Comparison of measured random wave heights with calculated ones

$$\frac{dA_n}{dx} + \frac{(C_{gn})_x}{2C_{gn}} A_n - ink_1 \left[\sqrt{\frac{k_n h}{\tanh k_n h}} - 1 \right] A_n + \frac{3ink_1}{8h} \left[\sum_{l=1}^{n-1} A_l A_{n-l} + 2 \sum_{l=1}^{N-n} A_l^* A_{n+l} \right] + \alpha_n A_n = 0 \quad (1)$$

3.2 円柱橋脚前面における不規則波の波高予測と検証

理論モデルを用いて潜堤を設置したときの波浪減衰を算定する前に、モデルの適用性を検討するため、Table 1 の 8 ケースの不規則波を対象として、円柱設置点における波高を算定し、実験結果と比較した。

Fig. 8 は有義波高と平均波高に関する計算値と実験値の比較結果であり、横軸が実験値、縦軸が計算値である。この図から、計算値と実験値は良く一致することが確かめられた。

3.3 潜堤設置による橋脚位置での波高低減効果予測と検証

Fig.9 は潜堤の設置案を示したものである。記号は以下の条件を示す。

- Case 0: 潜堤を設置しない状態
- Case 1: 沖の浅瀬を利用した天端水深 1.5 m, 天端幅 5.0 m の潜堤
- Case 2: 沖の浅瀬を利用した天端水深 1.5 m, 天端幅 10.0 m の潜堤
- Case 3: 沖の浅瀬を利用した天端水深 2.0 m, 天端幅 5.0 m の潜堤
- Case 4: 沖の浅瀬を利用した天端水深 2.0 m, 天端幅 10.0 m の潜堤
- Case 5: 天端水深 1.5 m, 天端幅 5.0 m の潜堤
- Case 6: 天端水深 2.0 m, 天端幅 5.0 m の潜堤
- Case 7: 天端水深 1.5 m, 天端幅 10.0 m の潜堤
- Case 8: 天端水深 1.5 m, 天端幅 20.0 m の潜堤

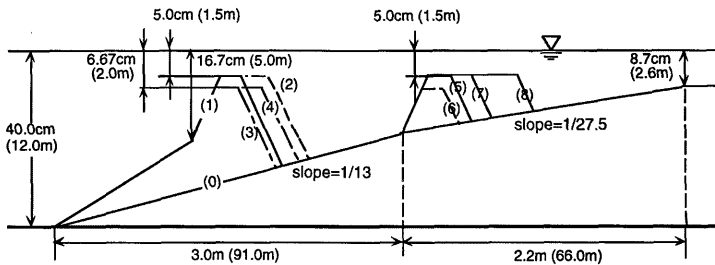


Fig.9 Several plans of submerged breakwater

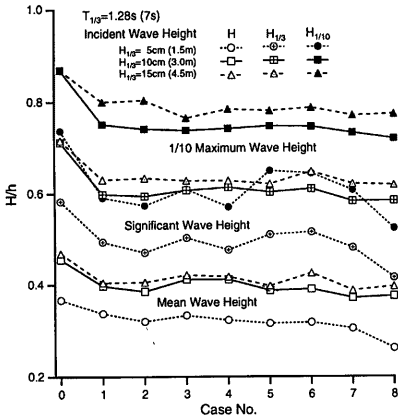


Fig.10 Representative wave heights at pier

なお、寸法は現地スケールのものであり、実験スケールは 1/30倍する。潜堤の法勾配は 1:2 とする。

Case 0 から Case 8 の海底地形条件のもと、不規則波浪の変形計算を行った。対象とする波の条件は、現地スケールで沖波有義波高 1.5 m, 3.0 m, 4.5 m であり、実験室スケールでは 5 cm, 10 cm および 15 cm である。有義波周期は、現地スケールで、7.0 s、実験室スケールで 1.28 s である。

Fig.10 は、円柱橋脚設置点での通過代表波高を設置水深で無次元化した示したものであり、横軸は海底地形条件である。潜堤を設置しない場合、無次元通過平均波高は、沖波有義波高 10 cm および 15 cm では約 0.46 であり、打上げが大きくなる条件に近い値である。

潜堤を設置すると、無次元平均波高は多くの場合 0.4 以下になる。沖波有義波高が 10 cm と 15 cm の計算結果はほぼ同じであり、これは碎波によって波高の上限が押さえられることによるものと考えられる。また、沖波有義波高が 5 cm の場合、無次元有義波高は潜堤を設置することにより 0.5 以下になる。

潜堤の天端水深が 2.0 m と大きい海底地形条件 (3), (4) および (6) では、無次元平均波高が 0.4 より若干大きくなる。天端幅の影響を見るために海底地形条件 (1) と (2), および (5), (7) と (8) の計算結果を比べてみると、天端幅が大きい方が波高が小さくなる傾向にある。ただし、海底地形条件 (7) と (8) では、沖波有義波高 10 cm および 15 cm で天端幅が大きいと若干ではあるが、波高が大きくなる。

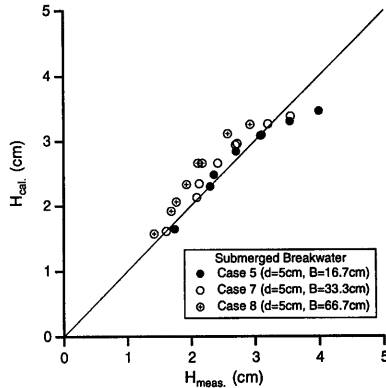


Fig.11 Comparison between measured and calculated representative wave heights at pier

橋脚への波の打上げを軽減するためには、円柱設置点での通過波高をできるだけ小さくすることである。ただし、打上げは波の状態（非碎波の波か、碎波直後の波か、碎波後の波か）によるので、波高の値だけから打上げ高の大きさを判断できないことに注意する必要がある。Fig.10 によれば、潜堤を設置することにより、少なくとも円柱設置点で通過平均波高を 0.4 程度にできることが予想できる。後に述べるが、現地において橋脚 P15 から 300 m 沖において 1 ヶ月間の波浪観測で得られた最大の波は、有義波高が約 2.7 m であった。これは今回の計算条件内の値である。この値に近い沖波有義波高が 3.0 m の計算結果を見ると、潜堤を設置しない場合、無次元有義波高 0.7 が、潜堤を設置すると約 0.6 になる。

Fig.11 は、次節で得た実験値と計算値を比較したものである。実験値は潜堤模型の Case 5, 7, 8 を設置したときの円柱設置点で計測した平均波高である。計算値は、波の実験条件を用いて理論モデルで計算した平均波高である。この図から、実験値と計算値の一致の程度は良好であることがみられる。

4. 潜堤による打上げ低減効果に関する実験的検討

3. において、潜堤を設置して円柱設置点での平均波高を減少させることができることを示したが、それによりどの程度円柱への波の打上げ高を減少させることができるかについては明らかでない。

そこで、潜堤模型を製作し、実際に円柱への波

の打上げを計測し、潜堤の効果を確認する室内実験を行う。

4.1 実験装置

用いた実験装置は 2.1 で説明したものである。Fig.1 の模型海浜に、Fig.9 に示した潜堤模型 Case 5, 7, 8 を設置する。その諸元を再度示すと、以下のようである。

Case 5：天端水深 5 cm，天端幅 16.7 cm，法勾配 1:2 の潜堤

Case 7：天端水深 5 cm，天端幅 33.3 cm，法勾配 1:2 の潜堤

Case 8：天端水深 5 cm，天端幅 66.6 cm，法勾配 1:2 の潜堤

潜堤の寸法は、実験室スケールで示した。

潜堤の選択に当たっては、現地の海底地形、潜堤規模、効果、工事費等を勘案して決定した。潜堤模型はステンレスのアンクルでフレームを作り、そのフレーム枠に $\phi 5$ mm の穴あきステンレス板（開孔率 23%）を張り付けて製作したものである。なお、ステンレス板にアルミテープを貼り付けることによって、不透過性の潜堤にした。

4.2 実験方法

実験条件は、潜堤を設置したことを除いて、2.2 のそれと同じである。

水位変動の計測には、前と同様、4 台の容量式波高計を用いた。1 台は造波板から 10 m 離れた地点、そこから 53 cm 離して 1 台、円柱橋脚模型の前面に 1 台、そこから沖側に 20 cm 離して 1 台設置した。水位変動は 0.02 s のサンプリング間隔で A-D 変換してパソコンに取り込んだ。実験方法も 2.2 と同様の手順で行った。

4.3 実験結果および考察

不透過の潜堤を設置すると、円柱設置点では平均水位が上昇する。打上げ高にはこうした平均水位の上昇が含まれることになる。ここでは、円柱前方 20 cm 地点の波高計で得られた水位変動から平均水位の上昇量を算定して、打上げ高の値から差し引くといった補正を施す。

Fig.12 は、天端幅が 16.7 cm の潜堤 (Case 5) を設置して計測した打上げ高に、Fig.2 に示した規則波の実験結果を加えて、プロットしたものである。透過性潜堤を用いた結果は \oplus 、不透過性潜堤を設置し

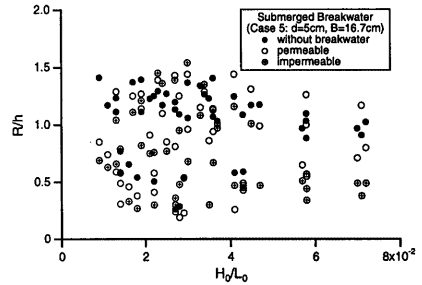


Fig.12 Relation between deep-water wave steepness and runup height by using submerged breakerwater of Case 5

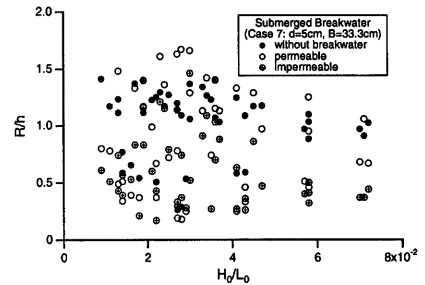


Fig.13 Relation between deep-water wave steepness and runup height by using submerged breakerwater of Case 7

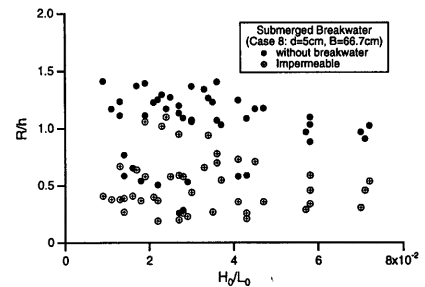


Fig.14 Relation between deep-water wave steepness and runup height by using submerged breakerwater of Case 8

たときの結果は \circ で示してある。この図によると、 H/L_0 が 0.03 付近で、潜堤を設置するとかえって打上げ高が大きくなる。沖波波形勾配に対する明瞭な変化傾向はみられない。データのばらつきが大きいのが、不透過潜堤を用いると平均的に 1 割程度打上げ高を減少させることができることがわかった。

Fig.13 は、天端幅が 33.3 cm の潜堤 (Case 7) を

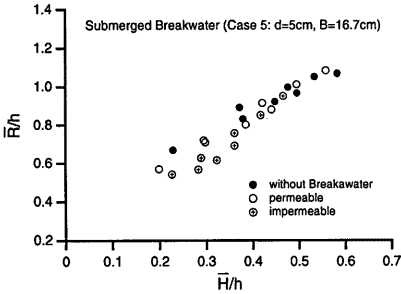


Fig.15 Relation between mean wave height and mean runup height by using submerged breakwater of Case 5

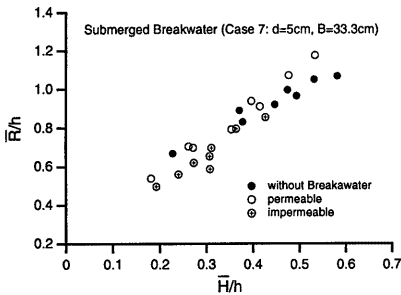


Fig.16 Relation between mean wave height and mean runup height by using submerged breakwater of Case 7

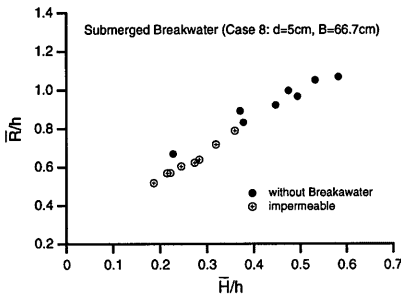


Fig.17 Relation between mean wave height and mean runup height by using submerged breakwater of Case 8

設置した場合の実験結果である。用いた記号は前と同じである。透過性潜堤を設置すると、 H_b/L_0 が 0.03 付近では Fig.2 よりも打上げ高が大きくなっている。これは潜堤を通過した波と潜堤を越えて伝播した波が重なり合っ て円柱設置点で波高が大きくなるためではないかと思われるが、詳細は不明である。

Fig.14 は、天端幅が 66.6 cm の潜堤 (Case 8)

を設置した場合の実験結果を示したものである。

不規則波に対して、Fig.15 では横軸に無次元通過平均波高をとり、縦軸に無次元打上げ高をプロットした。●は潜堤を設置せずに計測した無次元打上げ高、○は天端幅が 16.7 cm の透過性潜堤を設置した場合、⊕は不透過性潜堤を設置した場合の無次元打上げ高である。ここで用いた波高は、円柱の前方 20 cm の地点で計測した平均波高である。これらの波高は、円柱を設置しないで円柱設置点で計測した波高とほぼ同じであった。

潜堤を設置したことにより、円柱設置点での波高が減少するために○および⊕で示したデータは●に比べて全体に左にシフトし、 H/h が小さくなって R/h も小さくなっている様子がわかる。

Fig.16 は、天端幅が 33.3 cm の潜堤 (Case 7) を設置した場合の実験結果である。用いた記号は前図と同じである。天端幅が広くなるにつれて波高減衰が大きくなり、打上げ高が減少している。Fig.17 は、天端幅が 66.6 cm の潜堤 (Case 8) を設置した場合の実験結果を整理したものである。

これら Fig.15 から Fig.17 によれば、無次元通過平均波高が 0.5 より小さいと R/h が 1 より小さくなっている様子が確認できる。

Fig.18 は、不規則波実験の 8 ケースについて、潜堤を設置しないとき、Case 5, 7, 8 の潜堤を設置したときの円柱前方 20 cm における代表波高を示したものである。この図より、Case 5 の潜堤では Run 2, 3, 4 の実験ケースで最大波をほとんど低減できないことがわかる。Case 7 および Case 8 の潜堤は、Run 3 を除いて波高低減効果はほとんど同じであることがわかる。

5. 実海域における橋脚周辺の波浪予測

現地に潜堤を設置し波浪制御を図る果を検討しておく必要がある。ここでは、実海域における橋脚周辺の波浪予測に当たり、非線形不規則波浪の平面変形モデルを用いて、波浪予測および潜堤による波浪低減効果を検討する。

5.1 不規則波の平面変形理論

岸からの反射を無視し、岸方向のみの波の伝播を対象にすると、Boussinesq 方程式から KdV 方程式が得られる。波峰方向に弱い変調を許せば KP 方程式が得られる。KdV 方程式の適用範囲の拡張については既に研究が行われている (Mase and Kirby, 1992; Dingemans, 1997)。Boussinesq 方程式、KdV 方程式

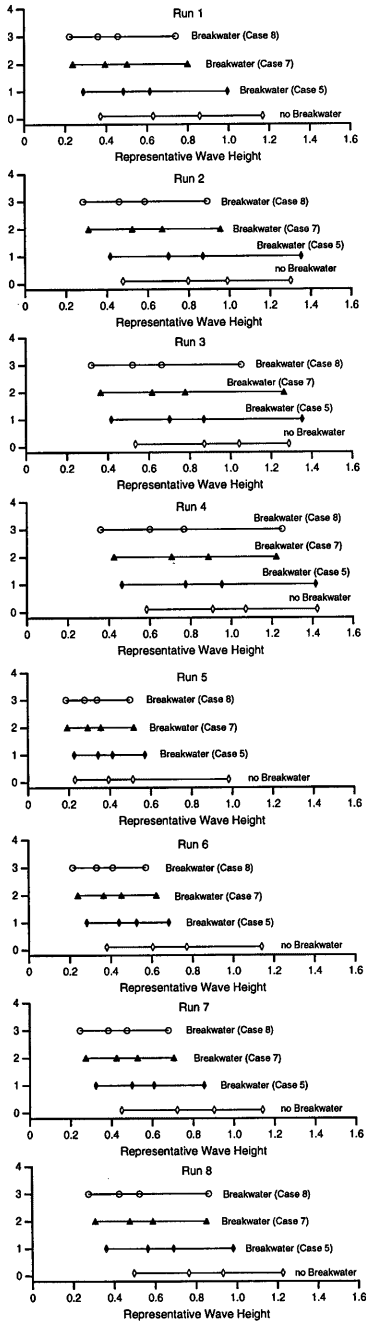


Fig.18 Representative wave heights at pier

および KP 方程式は、周波数領域で取り扱うことにより効率的に解くことができる。 Boussinesq 方程式から、 Freilich and Guza (1984) は任意スペクトルを有する風波の断面 2 次元変形理論、 Kirby (1990) は平面 2 次元方向スペクトル理論を導いた。

ここでは、KP 方程式をもとにしたスペクトル波浪変形モデルと波別解析法を用いた確率碎波モデルを融合した不規則波浪の平面浅海変形理論を示す(間瀬ら, 1997)。得られる波浪変形理論モデルは式の形が簡単であり、数値計算も容易である。

$$A'_{n,x} + \frac{(C_{g_n})_x}{2C_{g_n}} A'_n - i(k_n - n\bar{k}_1) A'_n - \frac{i\{(CC_g)_n A_{n,y}\}_y}{2(kCC_g)_n} + \frac{3ink_1}{8h} \left[\sum_{i=1}^{n-1} A_i A'_{n-i} + 2 \sum_{i=1}^{N-n} A_i^* A'_{n+i} \right] + \alpha_n A'_n = 0 \quad (n=1, \dots, N) \quad (2)$$

5.2 現状地形における波高予測と検証

波の打上げが顕著になって飛沫が発生する波浪条件を把握するため、現地波浪観測が実施された。 St.2 は問題となっている橋脚 P15 から N 方向に 300 m 離れた地点、 St.1 は 35 m 離れた地点に計測器を設置した。波浪観測は 1997 年 11 月 21 日 10:00 から 12 月 21 日 22:00 の一ヶ月間実施された。毎偶数時 20 分間、サンプリング間隔は 0.5 s、データ数は 2400 個であった。

St.2 において観測された有義波高と有義波周期の時系列を解析した結果、波高が最も大きかったのは、11月22日 16:00 で、有義波高 273.3 cm、有義波周期 9.6 s であった。波向は、波高が小さい時を除き、ほぼ N 方向であった。 St.1 においても波向きは N 方向であった。

飛沫発生が確認された日時は、12月2日 10:00、3日 10:00、8日 10:00、10日 10:00 である。その日時における St.1 での平均波高は、それぞれ 106.8 cm、99.4 cm、126.3 cm、89.4 cm であった。ここでの水深は約 2.6 m であるから、無次元水深 H/h は 4 番目のケースで 0.35 となり、図-2.7 の境界線より小さい値となる。これは、水塊の実体としての打上げが小さくても飛沫発生が生じることを示していると考えられるが、詳細は明らかではない。

2 地点の波浪観測値が得られているので、これらの値を用いて 5.1 で示した理論モデルの適用性を調べる事ができる。対象とする日時は、波が最も大

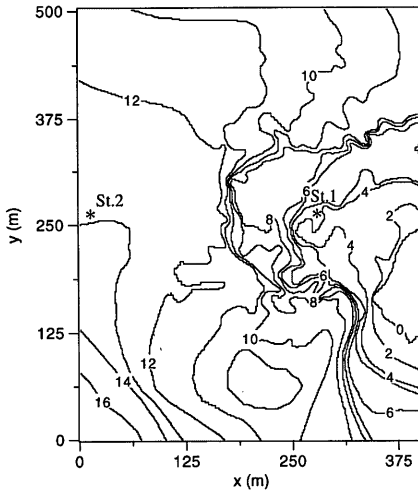


Fig.19 Bottom contour for calculation of random wave transformation

きだった11月 22日 16:00 と、飛沫発生が確認された12月2日 10:00, 3日 10:00, 8日 10:00, 10日 10:00である。数値計算で用いた水深のコンター図と座標系を Fig.19 に示す。St.2 で観測された有義波高と有義波周期を用いて求めた Bretschneider-光易スペクトルを波の条件として、 $x = 18 \text{ m}$ における y 方向の地点

全部にその Bretschneider-光易スペクトルを与えた。厳密には沖から入射する波浪は地形によって変形し、 y 方向には一様ではなくなるが、ここでは一様とした。計算メッシュ間隔は 2 m とした。

Fig.20 は、例として、計算された有義波高および平均波高を等高線で示したものである。海底地形の影響を受けて、波高は複雑に分布する。St.1 の地点における波高の計算値と観測値を比較したものが、Fig.21 である。横軸は観測結果、縦軸は計算結果である。なお、図中には有義波高を ● で、平均波高を

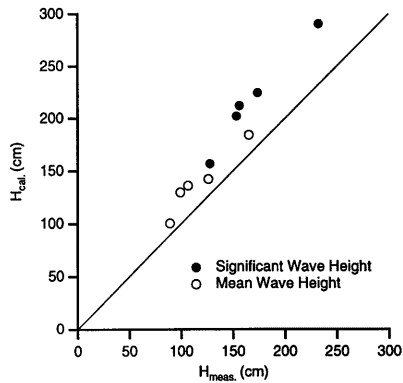


Fig.21 Comparison between measured and calculated wave heights

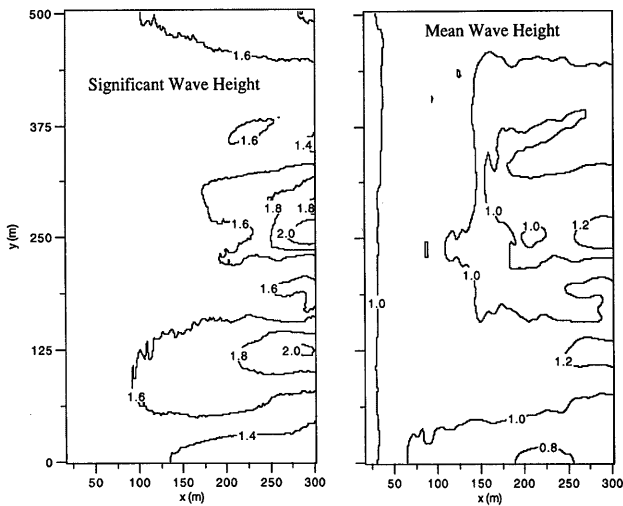


Fig.20 Calculated spatial distributions of significant wave height and mean wave height

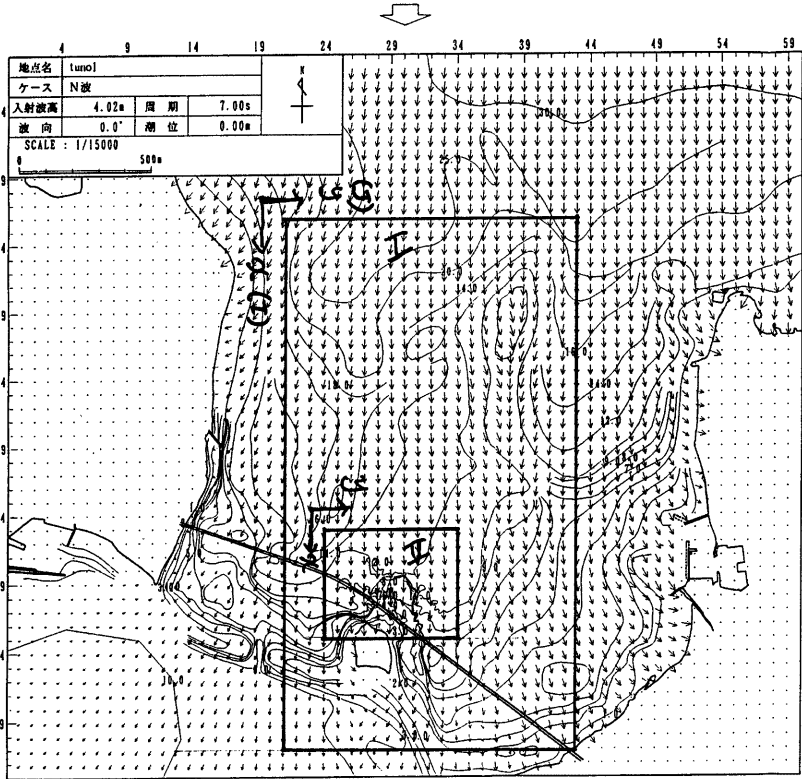


Fig.22 Calculated result of wave transformation by energy balance equation and coordinate used in the 2-D hybrid model

○で示してある。この図によると、計算値は実測値より大きくなる。しかし、平均波高についてみれば、一致の程度はよい。差の原因としては、実測値は波圧計記録をそのまま使って波高値を算定していること（実際の波高は少し大きくなる可能性があること）、計算モデルは波の多方向性を考慮していないこと（考慮すると計算結果は小さくなること）によるものと思われる。

飛沫発生時の沖波条件を気象庁の予報による沖波波高、気象協会による波高推算値、目視による実測値から整理した。そして、対策目標とする設計条件として、設計沖波波高を4m、周期を7.0sと設定した。

この設計波に対して、エネルギー平衡方程式によって屈折計算を行い、対象とする範囲に入射す

る波浪条件を求めた。エネルギー平衡方程式の計算では、500mメッシュの広領域から100mメッシュの狭領域へと計算を進めた。すなわち、N方向入射波の広領域における計算結果の最終計算ラインの計算値を狭領域計算の初期値として用い、狭領域での計算を行った。その計算結果をFig.22に示す。

複雑な地形のもと、潜堤を設置したときの波浪変形を計算するに当たっては、メッシュ間隔をより細かくしなければならない。そのため狭領域をさらに細かくした領域Ⅰ（メッシュ間隔10m）と領域Ⅱ（メッシュ間隔2m）を設定した。領域Ⅱの等水深線図をFig.23に示す。

領域Ⅰでの初期条件は、エネルギー平衡方程式を解いて得られる有義波高と周期を用い、Bretschneider-光易スペクトルで与えた。有義波周期は7.0sとした。

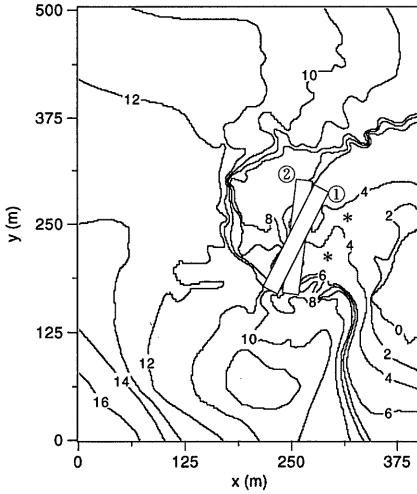


Fig.23 Bottom contour of finest mesh used in 2-D hybrid model

領域 II では領域 I での計算結果を初期値とし、波浪変形計算を行った。Fig.23 および Fig.24 は、それぞれ有義波高および平均波高の平面分布を示したものである。×印が橋脚 P15 および P16 の位置である。

5.2 潜堤設置による波高低減効果予測

水理模型実験結果から、天端幅 5.0 m の潜堤は打上げ低減効果あまりないこと、天端幅が 20.0 m の潜堤が最も減衰効果があるが、天端幅 10.0 m の潜堤に比べてそれほど優れているわけではないことがわかった。そこで、潜堤としては天端幅を 10.0 m と 20.0 m のものについて、平面的な波浪低減効果を検討する。

- 案 1 : 天端幅 = 10.0 m, 法線を橋梁と平行とする
- 案 2 : 天端幅 = 10.0 m, 法線は水深の浅いところを通るようにする
- 案 3 : 案 1 において、天端幅 = 20.0 m とする

$x = 0$ m の測線に沿って複素振幅を与えるが、これは領域 I において計算された値を用いる。Fig.25 から Fig.27 は、計算された有義波高の空間分布を示したものである。計算条件は、飛沫発生条件である設計沖波波高が 4 m, 周期が 7.0 s である。これらの計算結果を整理すると、Table 2 のようになる。表中

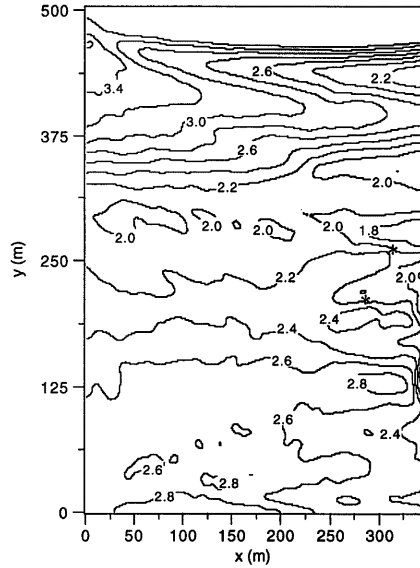


Fig.23 Calculated significant wave height

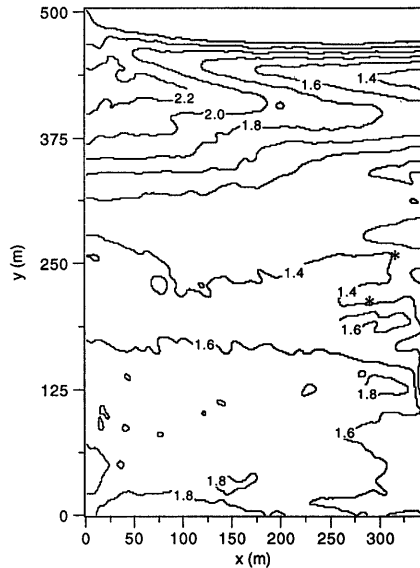


Fig.24 Calculated mean wave height

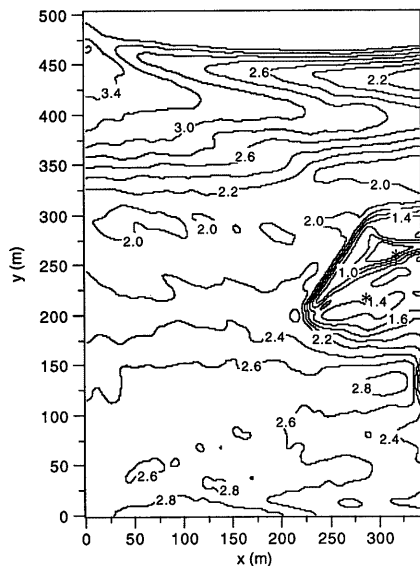


Fig.25 Contoure of calculated significant wave height (Plan 1)

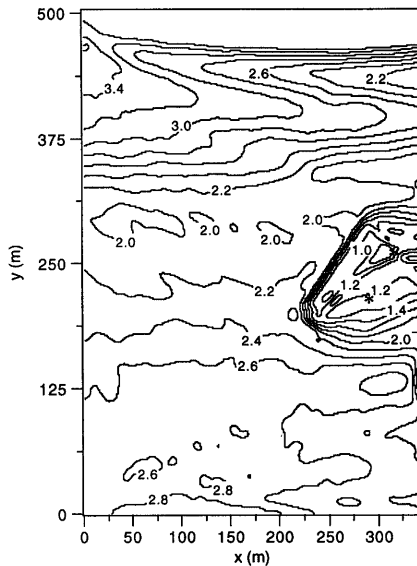


Fig.27 Contoure of calculated significant wave height (Plan 3)

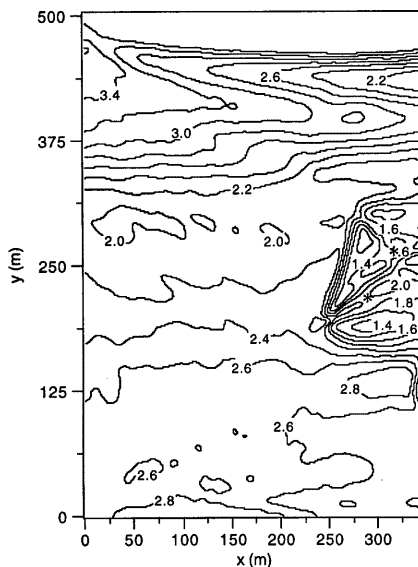


Fig.26 Contoure of calculated significant wave height (Plan 2)

に無次元と記してあるのは、代表波高を橋脚地点の水深で除した値である。また、表には現状地形に対する代表波高もあわせて載せてある。この表によると、橋脚 P15 に対しては、案 1 が効果がある。P16 については案 3 が最もよいが、案 1 とそれほど変わらない。

Fig.28 は、統計量として信頼度の低い最大波高は除いて、Table 2 の結果を図示したものである。横一列になった点の左から順に平均波高、有義波高、1/10 最大波高がプロットしてある。

次に、橋梁に対する設計条件（設計沖波波高 12.3 m および周期 15.0 s）を用いて同様の波浪変形計算を行った。Fig.29 は案 1 の潜堤を設置した場合の有義波高の空間分布を示したものである。

Table 3 には橋脚 P15 および P16 位置での代表波高を整理した。これによると、潜堤を設置すると、波高が少し小さくなるが、その効果は顕著ではない。この設計条件の波は橋脚位置ですでに碎波して段波状になっており、潜堤を容易に通過してしまうためではないかと考えられる。潜堤を設置したことにより、かえって波高が大きくなるという心配はないと考えられる。

Table 2 Summary of calculated wave heights at piers

現状地形					
p 1 5	Hmax	H1/10	H1/3	Hm	
	波高	3.05	2.63	2.11	1.37
	無次元	1.17	1.01	0.81	0.53
p 1 6	Hmax	H1/10	H1/3	Hm	
	平均	2.97	2.50	2.08	1.33
	無次元	1.14	0.96	0.80	0.51
案 1 (B=10m)					
p 1 5	Hmax	H1/10	H1/3	Hm	
	波高	1.46	1.21	0.97	0.61
	無次元	0.56	0.46	0.37	0.24
p 1 6	Hmax	H1/10	H1/3	Hm	
	波高	1.86	1.66	1.43	0.95
	無次元	0.72	0.64	0.55	0.36
案 2 (B=10m)					
p 1 5	Hmax	H1/10	H1/3	Hm	
	波高	2.36	2.04	1.68	1.08
	無次元	0.91	0.78	0.65	0.41
p 1 6	Hmax	H1/10	H1/3	Hm	
	波高	3.25	2.39	1.99	1.29
	無次元	1.25	0.92	0.76	0.50
案 3 (B=20m)					
p 1 5	Hmax	H1/10	H1/3	Hm	
	波高	1.52	1.31	1.06	0.68
	無次元	0.58	0.50	0.41	0.26
p 1 6	Hmax	H1/10	H1/3	Hm	
	波高	1.43	1.30	1.11	0.73
	無次元	0.55	0.50	0.43	0.28

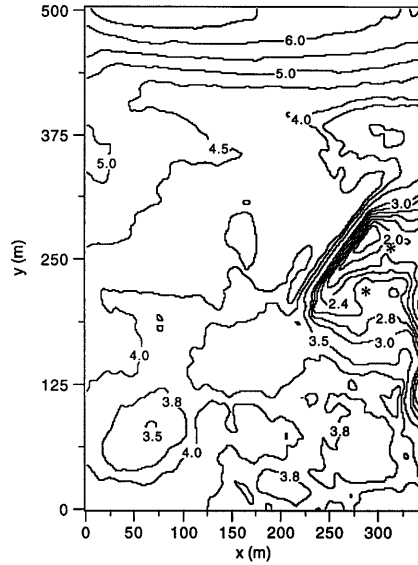


Fig.29 Contour of calculated significant wave height for design wave (Plan 1)

Table 3 Summary of calculated wave heights at piers

設計波 T1/3=15s, H1/3=12.3m					
現状地形					
P15	Hmax	H1/10	H1/3	Hm	
	波高	3.63	2.77	2.12	1.39
	無次元	1.40	1.07	0.82	0.54
P16	Hmax	H1/10	H1/3	Hm	
	波高	4.55	4.07	3.18	1.99
	無次元	1.75	1.56	1.22	0.76
案 1					
P15	Hmax	H1/10	H1/3	Hm	
	波高	2.46	2.35	2.11	1.44
	無次元	0.95	0.90	0.81	0.55
P16	Hmax	H1/10	H1/3	Hm	
	波高	3.68	3.25	2.53	1.63
	無次元	1.42	1.25	0.97	0.63

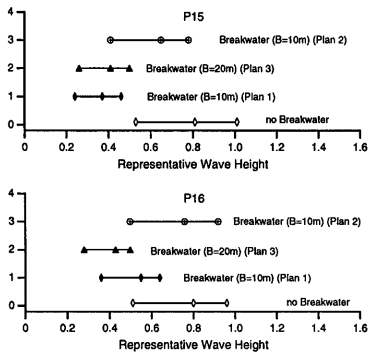


Fig.28 Summary of calculated wave heights at pier

7. まとめ

本研究は、海中橋脚への波の打上げと飛沫発生条件を明らかにし、その軽減対策を検討したものである。以下、主要な研究結果をまとめる。

(1) 円柱橋脚への波の打上げ

橋脚への波の打上げ実験を実施し、どのような条件で打上げが顕著になるかを検討した。飛沫の発生量は打上げ高が大きければ多くなると想定したが、その関係については明らかではない。実験条件は現地では飛沫の発生が生じる条件を含むように設定した。

(a) 波の打上げ高 R は、打上げ高の実質的な大小を問題とするので、設置水深 h を用いて無次元化した。

(b) 規則波実験では、沖波波形勾配 H_0/L_0 の増加に伴い R/h の最大値を包絡する値が小さくなる傾向がみられるものの、両者には明瞭な関係はなかった。

(c) 無次元通過波高 H/h の増加に伴って R/h が増加する。 $H/h < 0.5$ では $R/h < 0.7$ であり、 $H/h > 0.5$ で R/h が更に大きくなるという傾向があった。

(d) 不規則波の打上げ高は、閾値を設定し（円柱設置水深の約半分の4.0 cm）、それを越えたものを1つの打上げ波と定義した。

(e) 不規則波の実験結果を整理し、沖波波形勾配と無次元打上げ高の関係、および無次元通過平均波高と無次元打上げ高の関係を調べた結果、無次元通過平均波高と平均打上げ高にはほぼ線形の関係があることがわかった。

(2) 潜堤による打上げ低減効果

数値モデル計算により、潜堤を設置して円柱設置点での平均波高を減少させることができるのがわかったが、どの程度波の打上げ高を減少させることができるかについて検討するため、潜堤の効果を確認する室内実験を行った。

(a) 現地スケールで5 mの天端幅の潜堤を設置した場合、打上げ高は $H_0/L_0 = 0.03$ 付近で、かえって打上げ高が大きくなることがわかった。

(b) 天端幅が広いほど打上げ低減効果はよくなるが、現地スケールで10 mと20 mの天端幅の潜堤の効果を比較した場合、効果の差はあまり顕著ではない。

(c) 不規則波の打上げ高は、有義波周期が同じであれば波形勾配が大きくなるにつれて打上げ高が増加する傾向がみられた。透過性潜堤より不透過

潜堤を設置した方が打上げ高の軽減には効果があること、また、潜堤の天端が広い方が打上げの軽減に効果があるのがわかった。

(d) 無次元通過平均波高と無次元打上げ高の関係を調べた結果、潜堤を設置したことにより、円柱設置点での波高が減少するために H/h が小さくなって R/h も小さくなり、両者にはほぼ線形の関係があることが再度確かめられた。また、無次元通過平均波高が0.5より小さいと R/h が1より小さくなっている様子も確認できた。

(3) 平面的な潜堤設置による波高低減効果

水理実験の結果から、天端幅5.0 mの潜堤は打上げ低減効果があまりないこと、天端幅が20.0 mの潜堤が最も減衰効果があるが、天端幅10.0 mの潜堤に比べてそれほど優れているわけではないことがわかった。そこで、天端幅が10.0 mと20.0 mの潜堤について、平面的な波浪低減効果を検討した。

(a) 潜堤の設置案としては3案を取り上げた。

案1：天端幅=10.0 m、法線を橋梁と平行とする

案2：天端幅=10.0 m、法線は水深の浅いところを通るようにする

案3：案1において、天端幅=20.0 mとする

(b) 計算結果によると、橋脚P15に対しては案1が最も効果があり、P16にたいしては案3がよいが、案1とそれほど変わらないことがわかった。

(c) 橋梁に対する設計条件（設計沖波波高12.3 mおよび周期15.0 s）を用いても同様の波浪変形計算を行った。この設計条件の波は潜堤を設置すると波高が少し小さくなり、潜堤を設置したことにより、かえって波高が大きくなるということはない。

参考文献

- 川原琢治 (1993) : ソリトンからカオスへ、朝倉書店、第5章、214p.
- 間瀬 肇・J.T. Kirby・栗林賢一 (1991) : 不規則波浪の浅水変形モデル—周波数領域における修正 KdV 方程式—、海岸工学論文集、第38巻、pp.51-55.
- 間瀬 肇・木井淳夫 (1992) : 不規則波のハイブリッド型浅水・碎波変形計算モデル、海岸工学論文集、第39巻、pp.111-115.
- 間瀬 肇・J.T. Kirby (1993) : 不規則波のハイブリッド型断面2次元非線形変形理論、土木学会論文集、第479号、II-25、pp.91-100.

- 間瀬 肇・北野利一・吉岡 洋 (1997): 不規則波のハイブリッド非線形平面変形モデル, 海岸工学論文集, 第 44 卷, pp.36-40.
- Dingemans, M.W. (1997): Water wave propagation over uneven bottoms, Part 1&2, World Scientific, 967p.
- Freilich, M.H. and Guza, R.G. (1984): Nonlinear effects on shoaling surface gravity waves, *Phy. Trans. Royal Soc. Lond.*, A311, pp.1-41.
- Kaihatu, J.M. and Kirby, J.T. (1992): Spectral evolution of directional finite amplitude dispersive waves in shallow water, *Proc. 23rd Coastal Eng. Conf., ASCE*, pp.364-377.
- Karabas, Th.V. and Koutis, C. (1992): A breaking wave propagation model based on the Boussinesq equations, *Coastal Eng.*, Vol.18, pp.1-19.
- Khangaokar, T.P. and Mehaute, B. L. (1991): Extended KdV equation for transient axisymmetric water waves, *Ocean Eng.*, Vol.18, No.5, pp.435-450.
- Kriebel, D.L. (1992): Nonlinear wave runup on large circular cylinders, *Proc. Civil Eng. in the Oceans V*, pp.173-187.
- Madsen, P.A., Murray, R. and Sørensen, O.R. (1991): A new form of the Boussinesq equations with improved line characteristics, *Coastal Eng.*, Vol.15, pp.371-388.
- Mase, H. and Kirby, J.T. (1992): Hybrid frequency-domain KdV equation for random wave transformation, *Proc. 23rd Coastal Eng. Conf., ASCE*, pp.474-487.
- McCowan, A.D. and Blackman, D.R. (1989): The extension of Boussinesq-type equations to modelling short waves in deep water, *Proc. 9th Australasian Conf. on Coastal and Ocean Eng.*, pp.412-416.
- Morison, J.R., Johnson, J.W., O'Brien, M.P. and Schaaf, S.A. (1950): The force exerted by surface waves on piles, *Petroleum Trans., AIME*, Vol.189, pp.149-154.
- Peregrine, D.H. (1967): Long waves on a beach, *Jour. Fluid Mech.*, Vol.27, pp.815-827.
- Thornton, E.B. and Guza, R.T. (1983): Transformation of wave height distribution, *Jour. Geophys. Res.*, Vol.88, No.C10, pp.5925-5938.

Wave Runup on Circular Pier and Countermeasure of Its Reduction

Hajime MASE, Tomotsuka TAKAYAMA and Kazuani Kosho*

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

This paper examines the characteristics of wave runup on a circular pier of bridge constructed in a shallow water, and investigates the countermeasure for the reduction of wave runup by utilizing a submerged breakwater. The experimental results showed that the wave runup of regular and random waves increase in proportion to the incident wave height at the pier. Therefore, the wave runup height can be reduced by damping incident waves. From this point of view, the effect of submerged breakwater on reduction of wave heights and wave runups are investigated by hydraulic experiments and numerical simulations.

Keywords: coastal circular pier, Wave runup on pier, splash, submerged breakwater, wave control, wave transformation