

短時間越波量を考慮した堤内地における越波浸水に関する研究

竹内 秀典* ・ 殿最 浩司** ・ 真期 俊行***
安藤 龍平**** ・ 井上 雅夫*****

本研究では、堤内地における越波水の挙動を明らかにしようとした。まず、堤内地模型を用いた越波実験により得られた浸水深とレベル湛水法から得られる湛水深との比較を行い、レベル湛水法を用いた設計手法の危険性を指摘した。また、実験で得られた越波流量を入力条件として、堤内地の浸水深の変動を数値シミュレーションによって再現し、実験で測定された浸水深と比較することによって、数値シミュレーションの妥当性について検討した。さらに、数値シミュレーションの入力条件として平均越波流量を用いた場合の検討を行い、氾濫計算の入力データに越波量の時間的変動を考慮する必要性を指摘した。

1. 緒 言

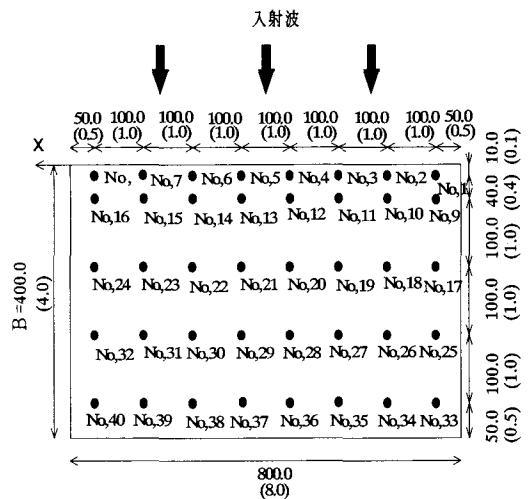
わが国は、四方を海に囲まれており、そのため海岸は古来から活発に利用されてきた。特に、昨今においては、都市域の拡大や高密度化に伴い、海岸護岸のすぐ背後まで利用されていることが少なくない。このような場所においては、わずかな越波による氾濫浸水であっても、堤内地の物的・人的被害が発生することが予想される。しかし、従来の設計手法では、短時間越波流量を考慮したものになっていないため、堤内地の浸水深を的確に予測することは難しい。そこで、本研究においては、短時間越波量を考慮した堤内地における越波浸水に関する水理模型実験および数値シミュレーションを行い、従来の設計手法の問題点を指摘するとともに、越波による浸水特性を精度よく把握しようとした。

2. 堤内地模型を用いた越波実験

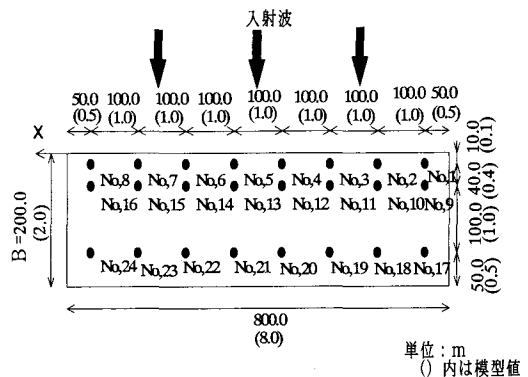
本実験において、模型縮尺は 1/100 を想定し、以後は現地換算した値を用いることにする。

(1) 実験概要

本実験では、平面水槽(全長: 20 m, 幅: 10 m, 深さ: 0.6 m)内に、長さが 800 m, 奥行き B が 400 m および 200 m, 護岸の天端高が 5.0 m の堤内地模型を設置した。実験に用いた入射波は、Bretschneider・光易型スペクトルを有する不規則波で、目標波高 H は 5.0 m と 9.0 m の 2 種類とした。対象とする波は、造波開始から 1 時間(模型値 6 分)の全波浪(約 260 波)とし、堤内地模型内の水位の計測を行った。図-1(a) および (b) には、それぞれ $B=400$ m と $B=200$ m の場合の水位計測点を示した。また、これとは別に、護岸の背後に越波升を 40 m ピッチで 20 個設置して、越波量を計測した。実験条件の詳細については、表-1 に示すとおりである。



(a) 奥行き $B=400$ m



(b) 奥行き $B=200$ m

図-1 堤内地における水位の計測点

(2) 実験結果および考察

図-2 および図-3 には、目標波高 $H=9.0$ m および $H=5.0$ m, 堤内地の奥行き $B=400$ m で護岸に最も近い計測点 No. 2, そこから 40 m 後方の No. 10, 護岸からもっとも遠い No. 34 の 3 点の浸水深の時系列変化を示

* 正 会 員 工 修 国土交通省関東地方整備局
** 正 会 員 博(工) (株)ニュージェック 河川グループ
*** 学生会員 関西大学大学院工学研究科土木工学専攻
**** 正 会 員 工 博 関西大学教授 工学部都市環境工学科

表-1 実験条件

水深	h (m)	26.0
護岸天端高	h_c (m)	5.0
入射波高	H (m)	9.0, 5.0
周期	T (s)	15.0
入射角	θ	0°
実験対象波	1時間の全ての波浪を対象	
堤内地模型	800.0 m $\times$ 400.0 m 800.0 m $\times$ 200.0 m	
護岸形式	直立牡岸	

した。これらを見ると、護岸に近い計測点では、急激な水位上昇が多く見られ、水位変動幅も大きい。しかし、護岸から離れるほど急激な水位変動は少なくなり、変動幅も小さくなる。これらのことは、入射波高や堤内地の奥行き幅にかかわらず、同様な傾向が見られた。また、これらの図中に示した湛水深は、レベル湛水法で得られた水位である。なお、レベル湛水法による水位は、総越波量を堤内地面積で除して求められる最終的な堤内地の浸水深である。実験による浸水深と湛水深を比較すると、浸水深は湛水深の1.4倍から3倍に達する。したがって、従来の設計手法では、堤内地の浸水深を過小に評価する可能性があり、危険であると考えられる。

図-4には、 $H=9.0$ mの場合の計測時間内における最高水位を示した。なお、図中には、レベル湛水法で得られた湛水深も示している。これによると、最前列の1列目や2列目などの護岸に近い計測点では、最高水位が8~12 mにも達している。一方、3~5列目のように護岸から離れた計測点においても、最高水位は7~10 m程度であり、後列ほど最高水位が低下していることがわかる。また、いずれの計測点でも、実験結果の最高水位は、湛水深を大きく上回っており、レベル湛水法による湛水深の約1.4~2.5倍にも達している。したがって、1波の越波も許せないような背後地の利用状況のところでは、きわめて危険であると考えられる。

次に、奥行き $B=200$ m と $B=400$ m の場合の浸水深についての比較を行う。図-5および図-6には、 $H=9.0$ m および $H=5.0$ m の場合の浸水深を堤内地の奥行きの違いによって比較した一例を示す。これらの図から、 $B=200$ m の場合のものが $B=400$ m の場合と比較して、水位変動幅が大きくなることがわかる。また、 $B=400$ m の場合に比べて、 $B=200$ m の場合のものが水位変動が大きく、湛水深を上回ることが多い。これは、反射波による影響が $B=400$ m の場合よりも顕著に現れるためと考えられる。

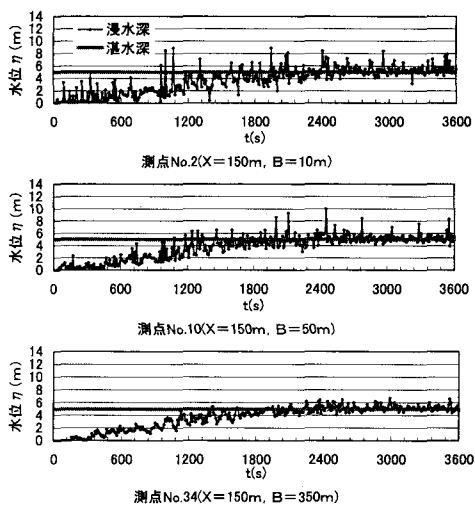
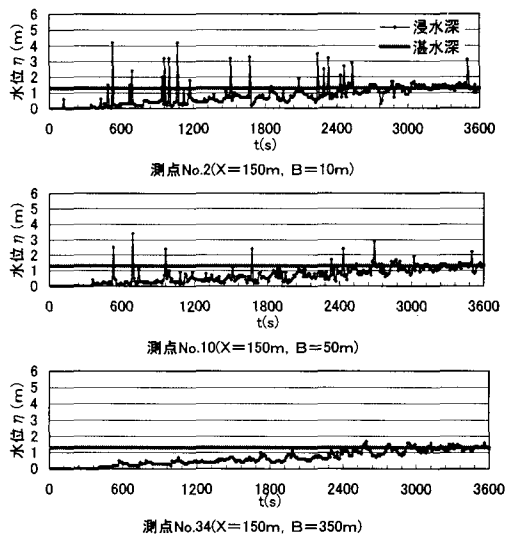
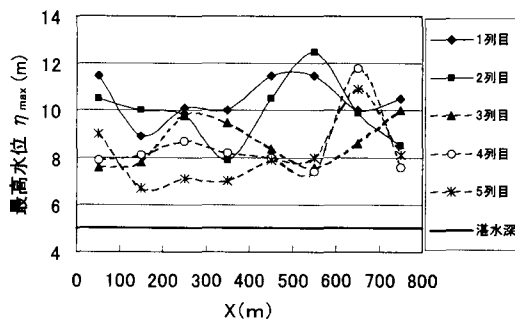
図-2 浸水深の時系列変化 ($H=9.0$ m)図-3 浸水深の時系列変化 ($H=5.0$ m)

図-4 最高水位の比較

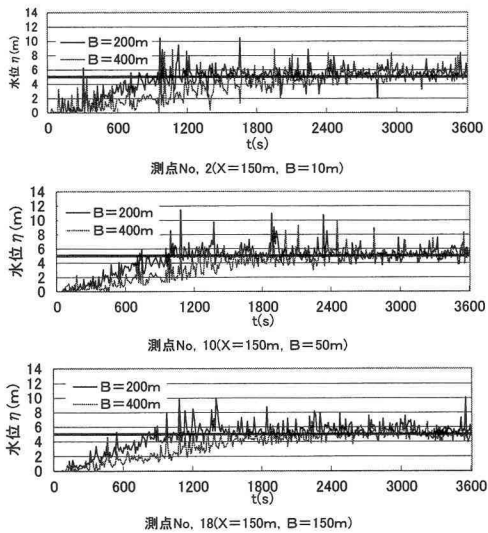
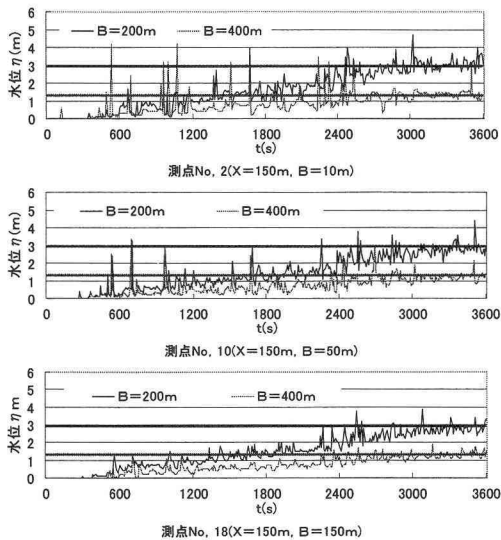
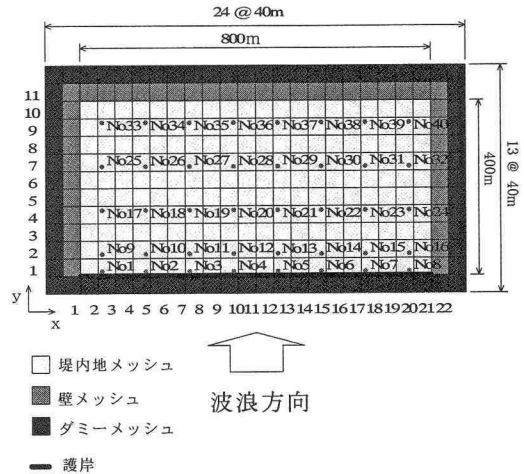
図-5 堤内地の奥行きの違いによる沈較 ($H=9.0$ m)図-6 堤内地の奥行きの違いによる沈較 ($H=5.0$ m)

図-7 計算メッシュ

ある。計算は、越波実験（入射波高 $H=5.0$ m, $H=9.0$ m）で計測した越波流量の時系列変化および平均越波流量を入力データとして与えて実施した。その他の計算条件の詳細については、表-2 に示すとおりである。

(2) 計算結果および考察

図-8 には、堤内地の奥行き B が 400 m, 入射波高 H が 5.0 m の場合の実験値と解析値を比較したものの一例を示した。なお、図中の解析値は、入力条件として実験により得られた越波流量の時系列データを用いて氾濫計算を行ったものである。これによると、護岸に近いところ（測点 No. 1）では実験で観測された急激な水位上昇は再現できていないが、全般的な傾向は概ね一致している。実験での急激な水位上昇は、越波水の落下によって生じるものである。一方、氾濫計算においては、越波水が護岸の存在する 1 列目のメッシュに流入するものとして計算しているため、急激な水位上昇までは十分に再現することができなかったものと考えられる。また、護岸から離れたところ（測点 No. 33）での実験値の水位変動幅は小さくなり、解析値と実験値は一致するようになった。この傾向は、入射波高や堤内地の奥行きにかかわらず同様である。

3. 短時間越波流量を考慮した数値シミュレーション

(1) 計算概要

越波による堤内地の氾濫計算には、2 次元不定流モデルを用いて計算を行った。計算対象の堤内地は、実験条件と同様に、幅は 800 m と一定にし、奥行き B は 400 m と 200 m の 2 種類とした。また、堤内地の地盤高と粗度係数は一定とした。なお、計算に用いるメッシュは、図-7 に示すとおりとし、 x および y 軸は、それぞれ護岸法線および波向方向であり、図中の No. は実験での計測点で

表-2 計算条件

計算対象範囲		800 m×400 m
		800 m×200 m
護岸天端高	ZT (m)	5.0
粗度係数	n	0.035
メッシュ幅	Δx (m)	40
計算時間間隔	Δt (m)	1.0
出力時間間隔	T (s)	30
計算時間	(s)	3600

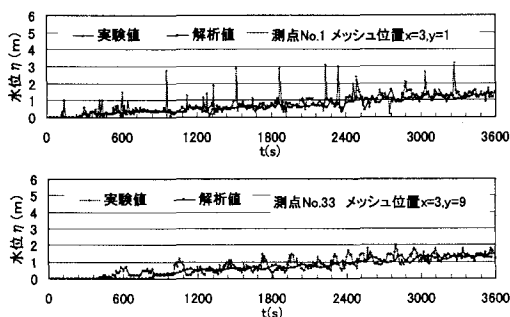
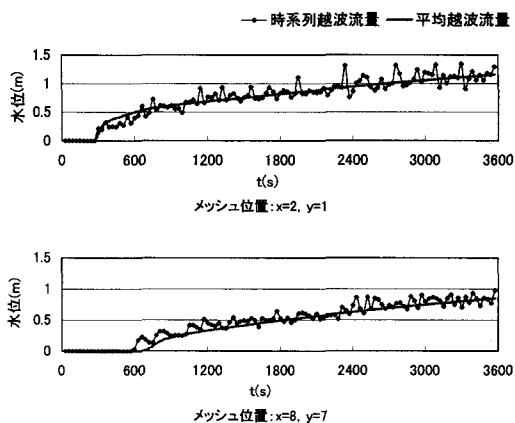
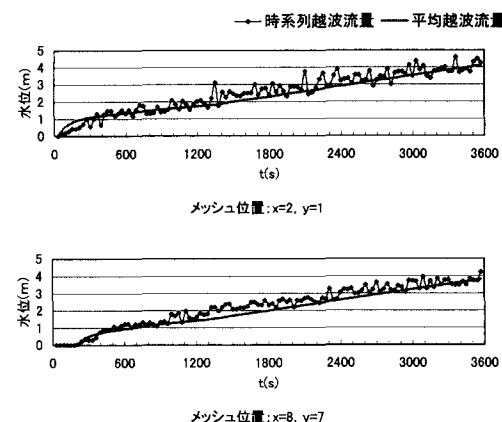
図-8 浸水深の時系列変化 ($B=400$ m, $H=5.0$ m)

図-8では、実験により得られた越波量の時系列データを入力条件として計算を行ったが、実務上、氾濫計算を実施する場合には、合田ら(1976)の越波流量算定図表などから求めた平均越波流量を入力条件として計算し、設計指標として使用している。しかし、越波現象は極めて時間的な変動が大きい現象であり、越波に伴う浸水深もその影響を大きく受けるものと考えられる。そこで、実験で測定した越波流量の時系列データおよび平均越波流量を入力条件として与えて、それぞれ氾濫計算を行い、両者にどの程度の差が生じるか比較検討した。

計算で用いた平均越波流量は、実験で得られた護岸位置のメッシュごとの総越波流量を流入開始時間から実験終了までの時間で除したものとした。また、越波流入開始時間から終了時間まで平均越波流量が流入してくるものとして計算を行った。計算対象範囲となる堤内地は幅が800 m、奥行きを840 mと仮定し、護岸のあるメッシュの地盤高を0.0 m、そこから40 m離れるにつれて、0.05 mずつ地盤高を高くし、護岸から最も離れたメッシュの地盤高を1.0 mとなるようにした。その他の計算条件に関しては、表-2と同様である。

図-9および図-10には、入射波高 $H=5.0$ m および $H=9.0$ m の場合の各浸水深の計算結果を示した。時系列越波流量データを用いた場合と平均越波流量を用いた場合とを比較すると、全般的な傾向は一致している。しかし、特にそれぞれの図の上図に示した護岸に近いところでは、時系列の越波流量を入力データとした場合の解析値が、平均越波流量を用いたものよりも、 $H=5.0$ m の場合で50 cm程度、 $H=9.0$ m の場合で最大1.4 m程度も上回っている。これは、越波量の時間変動の影響によるものと考えられる。

このことから、氾濫計算を実施する際に、越波流量の時系列変化を考慮せず、平均越波流量によって氾濫シミュレーションを行うと危険な場合があり、越波流量の時系列変動も考慮する必要があることがわかる。

図-9 時系列変化の有無による解析結果の比較 ($H=5.0$ m)図-10 時系列変化の有無による解析結果の比較 ($H=9.0$ m)

4. 結 語

本研究では、短時間越波量を考慮した堤内地における越波浸水に関する水理模型実験および数値シミュレーションを行い、従来の設計手法の問題点を指摘するとともに、越波による浸水特性を精度よく把握しようとした。本研究で得られた成果をまとめると、次のようになる。

- 1) 堤内地模型内の各計測点における場所ごとの水位変動の比較を行うと、護岸に近い場所では水位変動幅が大きく、護岸から離れるにつれて水位変動幅は小さくなり、最高水位も低下している。このことは、入射波高や堤内地の奥行きにかかわらず、同様な傾向がみられる。
- 2) 奥行きが400 mと200 mの場合における堤内地での水位変動幅を比較すると、奥行きが狭い $B=200$ m の場合の水位変動幅が大きい。これは、堤内地の

奥行きが狭い場合には、反射波の影響がより顕著に現れるためと考えられる。

- 3) 実験で得られた浸水深の時系列変化とレベル湛水法による湛水深を比較すると、実験で得られた浸水深は、湛水深の1.4~3倍に達する場合があることから、レベル湛水法で設計を行うと危険であると考えられる。

また、越波氾濫時の堤内地における浸水深の氾濫シミュレーションを行い、その数値計算から得られた研究成果をまとめると、次のようになる。

- 1) 計算結果と実験での浸水深の時系列変化を比較すると、実験でみられた急激な水位変動を計算では十分に再現できていない。これは、越波水が水面へ落下することによって生じる振動が、計算では考慮されていないためと考えられる。しかし、全般的な傾向はほぼ再現されている。

- 2) 越波氾濫計算の入力条件として、時系列越波量データと平均越波流量を入力データとした場合の比較を行うと、全般的な傾向は一致しているが、時系列入力データを用いた場合のほうが平均越波流量を用いた場合よりも浸水深が上回る場合がみられる。

謝辞：この研究に際し、水理実験を担当してくれた現在、豊中市の片山 敦君、兵庫県の久保大地君、岡山県の清水光浩君、石川県の西田太士君、数値計算を担当してくれた関西大学員外研究員の米森秀明君に深謝します。

参 考 文 献

- 合田良實・岸良安治・神山 豊：不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究，運輸省港湾技術研究所報告，第14巻，第4号，pp. 3-44.