

## 1.5 河川津波に対する河川堤防等の被災軽減に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）  
研究期間：平 24～平 27  
担当チーム：水工研究グループ（水理）  
研究担当者：箱石憲昭、石神孝之、坂野章

### 【要旨】

東日本大震災においては、海岸部の被害だけでなく、河川を遡上・流下した津波（河川津波）によって、河川堤防等及び沿川流域で甚大な被害が生じ、今後の河川管理においては、洪水や高潮だけでなく津波を計画的防御の対象として位置づける必要性が指摘された。本研究は、河川津波を設計外力とした場合の河川堤防等の効果的・効率的な対応策について水理的に検討することを目的とし平成 24 年度から開始したものである。

平成 26 年度は、河川津波の引き波時の水理現象、河道平面形状による河川津波の波圧や波高への影響について、非定常一次元計算および水理模型実験で検討した。その結果、河川津波の引き波時の水理現象として、河床勾配によりせきあげ量と影響範囲が異なること、緩勾配では、ソリトン分裂を考慮すると計算値よりも大きくなる可能性があることを確認した。また、河川湾曲部の遡上する津波の波高、波圧への影響について、湾曲度及び湾曲部中央断面に設置したゲートの開度により依存することを確認した。

キーワード：津波、河川遡上、河川流下、河川堤防、ゲート、河川護岸、被害、設計外力、対策、水理実験

### 1. はじめに

先の東日本大震災では、海岸部の被害だけでなく、河川を遡上・流下した津波（河川津波）によって、河川堤防等及び沿川流域でも甚大な被害が生じた。これらのことから、今後の河川管理においては、洪水や高潮だけでなく津波を計画的防御の対象として位置づける必要性が指摘される<sup>1)</sup>とともに、津波に対応した堰・水門等の設計や操作のあり方等について基本的な考え方<sup>2)</sup>が示された。これを受け、河川法施行規則及び河川管理施設等構造令施行規則が一部改正され、「津波」や「計画津波水位」の規定等が明確化された（H25. 7. 5 施行）。

本研究は、河川津波を設計外力とした場合の河川堤防等の河川構造物の効果的・効率的な対応策について水理的に検討することを最終目的とする。平成 26 年度は、河川津波の引き波時の水理現象、河道平面形状による波圧や波高への影響について検討した。

### 2. 検討方法

#### 2.1 河川津波の引き波時の水理現象検討

先の東日本大震災では、河川津波の「引き波」時に、流木等の漂流物が橋梁等に集積した被災と思われる事例が数多く見られた<sup>3)</sup>。具体的には流木等の集積によって、橋梁等付近では水位せきあげや高流速が生じたことが、堤防越水や

河岸被災を助長したものと推定される。これらのメカニズムの確認と対策に関しては、現地および実験の分析からだけでは不十分と考えられる。以上のことから本検討では、簡易的な水理計算によって河川津波に伴う流れを再現し、これによって得られた水理量を「水位せきあげ量－流木等の推定式<sup>4)</sup>

」に代入することにより、橋梁等へ漂流物等が集積した場合を想定して水理検討を実施した

#### 2.1.1 河川津波の非定常一次元計算

寒地土木研究所寒地河川チームが開発した一次元河川津波計算プログラム<sup>5)</sup>を用い、これに、2013 年 3 月 11 日の鳴瀬川河口（野蒜地点 0.5km）の実測潮位データ等を入力して水理解析を実施した。

次に計算方法の概要を示す

#### ○入力データ

入力データとして、上流流量、下流水位、断面特性、計算ステップ（ $\Delta x$ 、 $\Delta t$ ）を与えた。上流流量は  $Q=2\text{m}^3/\text{s}$ （河川平時流量相当）、下流水位は鳴瀬川河口付近の実績水位（野蒜地点、2013 年 3 月 11 日 12 時～24 時の間のサブリングタイム 1 秒で 1 分毎の平均値）、断面特性は鳴瀬川の平均的な値（河口～1km では、川幅  $B=300\text{m}$ 、河床縦断勾配  $I=0$ 、粗度係数  $n=0.03$ 、1km～20km では、 $B=300\text{m}$ 、 $I=1/1,500$ 、 $1/3,000$ 、 $1/4,500$  の 3 種類、 $n=0.03$ ）、計算ステップは  $\Delta x=200\text{m}$ 、

$\Delta t=1.0\text{sec}$  とした。

○出力データ

断面毎の水理量として、任意の時刻別の水位—流速—流量の関係を得ることができる。

○計算式

次の(1)式の連続式と(2)式の運動方程式を用い、陽形式(蛙跳び法)により計算した。なお本計算式は砕波を考慮していない。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial}{\partial x} (z+h) + \frac{g n^2 u^2 S}{R^{1/3}} = \frac{R^2}{3} \frac{\partial^3 Q}{\partial t \partial x^2} \dots\dots (2)$$

非線形分散波理論式は式(2)の右边第一項で、安田により提案<sup>6)</sup>されたものである。ここで、 $A$ :流積(m)、 $Q$ :流量( $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $t$ :時間(sec)、 $x$ :距離(m)、 $g$ :重力加速度( $\text{m}/\text{s}^2$ )、 $z$ :河床高(m)、 $h$ :水深(m)、 $n$ :マニングの粗度係数( $\text{s}/\text{m}^{1/3}$ )、 $u$ :流速( $\text{m}/\text{s}$ )、 $R$ :径深(m)、 $S$ :潤辺(m)である。

2.1.2 引き波流れ時の橋梁への漂流物集積による水位せきあげの試算

河川津波の非定常次元計算から引き波時の水理量(時刻、流速、水深)を抽出し、その水理量を「水位せきあげ推定式」<sup>4)</sup>(エネルギー保存の観点から導かれたドビソン式を修正した式)に代入して、流木(漂流物と想定)の集積度と水位せきあげの関係を地点別、時間別、縦断勾配別に求めた。次に「水位せきあげ推定式」の概要を示す。

ドビソン式による水位せきあげ量 $\Delta h$ は次のようになる(本来は、橋脚による水位せきあげ推定式であり、橋梁の上下流断面における流速水頭の差=水位せきあげ量とする考え)。

$$\Delta h = \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g \cdot C^2 \cdot b^2 \cdot h_2^2} - \frac{Q^2}{2g \cdot B^2 \cdot h_1^2} = \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{C^2 \cdot b^2 (h_1 - \Delta h)^2} - \frac{1}{B^2 \cdot h_1^2} \right) \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $h_1$ :橋梁上流断面の平均水深(m)、 $h_2$ :橋梁下流断面の平均水深(m)、 $Q$ :流量( $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $A_1$ :橋梁上流断面積( $\text{m}^2$ )、 $A_2$ :橋梁下流断面積( $\text{m}^2$ )、 $B$ :下流川幅(m)、 $b$ :縮小部の有効幅(m)、 $C$ :補正(抗力)係数である。

(3)式から $\Delta h$ は直接には求まらないため、(3)式を次のように変形した。

$C \cdot b$ を未知数とすると、(3)式は、

$$\frac{1}{C^2 b^2 (h_1 - \Delta h)^2} = \frac{\Delta h \cdot 2g}{Q^2} + \frac{1}{B^2 \cdot h_1^2}$$

$$C * b = \sqrt{\frac{1}{\left( \frac{\Delta h \cdot 2g}{Q^2} + \frac{1}{B^2 \cdot h_1^2} \right) \cdot (h_1 - \Delta h)^2}} \dots\dots\dots (4)$$

となる。(4)式に水位せきあげ量 $\Delta h$ 、流量 $Q$ 、橋梁下流断面 $h_2$ の実験データ<sup>4)</sup>を代入して、 $C \cdot b/B \sim$ 集積流木量 $r_o$ の関係式を求めると次のようになる。

$r_o < 2$ の場合:

$$C \cdot b/B = -0.1704 r_o + 1 \dots\dots\dots (5)$$

$r_o \geq 2$ の場合:

$$C \cdot b/B = -0.0269 r_o + 0.7343 \dots\dots (6)$$

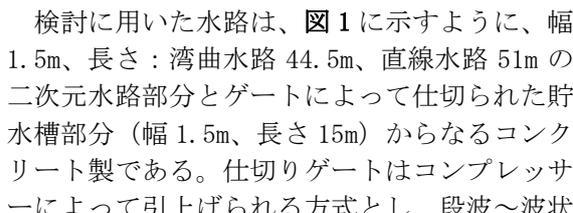
ここで集積流木量 $r_o$ :集積流木1本の投影面積 $\times$ 集積流木本数/河積である。

(5)、(6)式に $r_o$ (任意値)と $B$ を代入して $C \cdot b$ が求まり、さらに水理量を(3)式に代入することによって水位せきあげ量 $\Delta h$ がトライアル計算で求まる。

2.2 河道平面形状の河川津波への影響検討

当該検討は津波対策の一環として危険箇所を評価するために必要であり、先の東日本大震災の河川被災として河道湾曲部外岸や樋門等構造物周辺における被災が顕著であったこと等から、津波にともなう流れ状況を把握することが重要と考え、まず、河道平面形状との関連として単湾曲部における津波の遡上特性について把握することとした。

実験を行うにあたり、まず湾曲条件をどのように設定するかが重要であり、その考え方は次の通りである。理論上、河道湾曲部の外岸側での流水の遠心力による水位せきあげ量 $\Delta \eta$ は、河床変動や流れに剥離等が生じない場合には、水面幅 $b$ に比例、流速 $v$ の2乗に比例、曲率半径 $r$ に反比例する。しかし実際には、砂礫州や2次流発生等に伴って発生する湾曲外岸側の河床洗掘等の影響を受けて流況も違ってくるため理論上の $\Delta \eta$ とは異なる場合が多い。このことは換言すれば、河床洗掘に注目して湾曲の条件設定をする必要性が高いことを意味している。山本等<sup>7)</sup>による実河川と実験のデータ分析によると、洗掘深は湾曲度( $r/b$ )との関係が支配的であることから、両者関係の急変点付近の $r/b=2.5$ と $5.0$ を代表値として選定した。なお湾曲角については洗掘にとってあまり支配的ではないことから $90^\circ$ の条件とした。

検討に用いた水路は、に示すように、幅1.5m、長さ:湾曲水路44.5m、直線水路51mの二次元水路部分とゲートによって仕切られた貯水槽部分(幅1.5m、長さ15m)からなるコンクリート製である。仕切りゲートはコンプレッサーによって引上げられる方式とし、段波～波状段波(ソリトン分裂)～砕波の一連の津波変形を再現できる機能を有する。縦段勾配 $I=1/100$ とし、湾曲部は曲率の異なる2種類(曲率

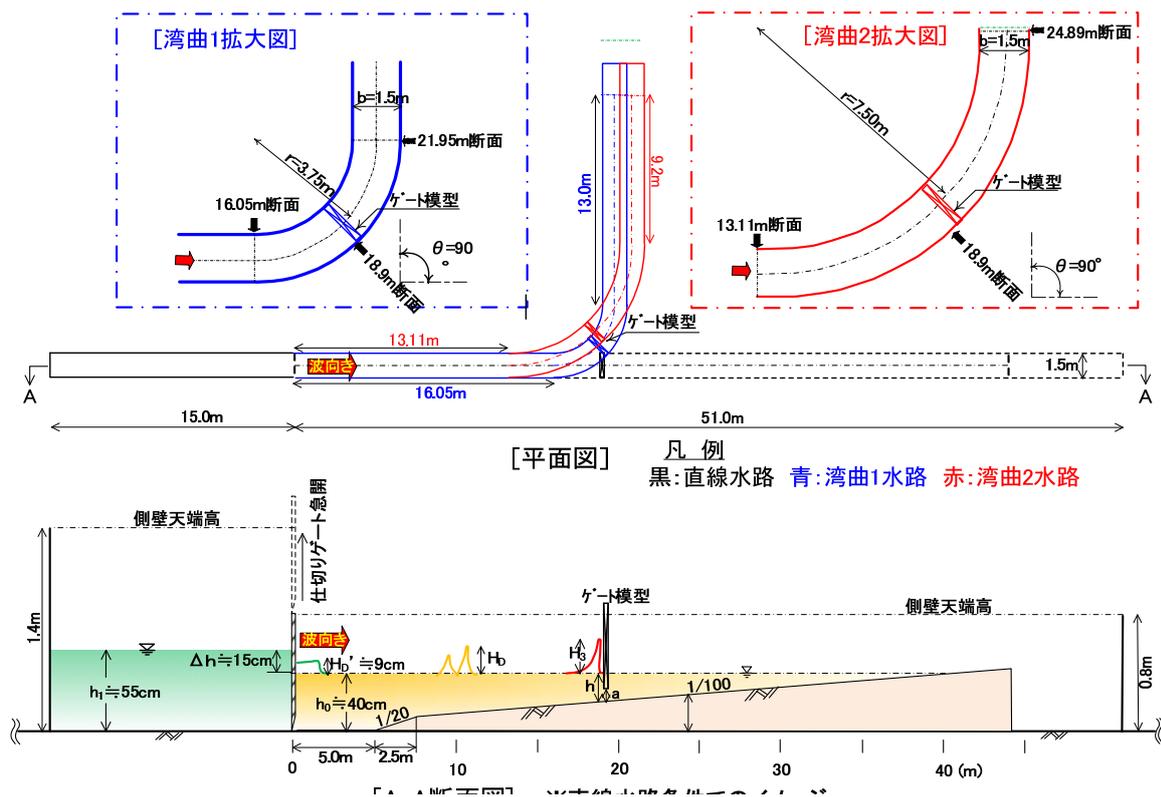


図1 実験施設概要

表1 実験ケース一覧

実験ケース	実験条件					
	水深 (cm)	$\Delta h$ (cm)	平面形状	断面	ゲート模型 有無	ゲート模型 位置
実験1	1-1	40	湾曲1 $\theta=90^\circ$ $r/b=2.5$	単断面	無	19.0m
	有 (開度0)					
	有 (開度1.0)					
	有 (開度0.4)					
実験2	3-1	40	湾曲2 $\theta=90^\circ$ $r/b=5.0$	横断: 平坦 縦断: 1/100平坦	無	19.0m
	有 (開度0)					
	有 (開度1.0)					
	有 (開度0.4)					



写真1 実験状況 (湾曲1 ゲート無)

$r/b=2.5$  と  $5.0$  で、湾曲角  $\theta=90^\circ$  である。この水路に貯水槽水深  $h_1 \approx 55\text{cm}$  で水路下流端水深  $h_0 \approx 40\text{cm}$  に湛水後、仕切りゲートの急開 (引上げ速度  $\approx 0.35\text{m/s}$ ) によって段波を発生させ実験を開始した。ゲート模型 (木製) をこの水路全幅で波向き (水路長手方向) に直角方向で碎波点近傍の  $19.0\text{m}$  (静水深  $h=16.0\text{cm}$ ) の箇所に設置し、ゲート開度毎 (対静水深比とした開度  $a/h=0, 0.4, 1.0$  とゲート無の計4条件) に所定位置で波高、流速、波圧について約70秒間の同期測定 (サンプリング間隔  $=100\text{Hz}$ ) を行い、昨年度までの直線水路実験の結果も含めて比較検討した (表1、写真1参照)。

### 3. 検討結果

#### 3.1 河川津波の引き波時の水理現象検討

##### 3.1.1 河川津波の非定常一次元計算

図2に、水位と流速の時間変化について、地点別及び縦断勾配別 (上段:  $1/1,500$ 、中段:  $1/3,000$ 、下段:  $1/4,500$ ) の状況を示す。青線が水位、茶線が流速 (負の値が押し波時、正の値が引き波時) の状況をそれぞれ示す。これより次のようなことがいえる。

- ① 河道の縦断勾配が急なほど、津波の遡上距離が短い。
- ② 水位が高い時に押し波時の最大流速、水位低い時に引き波の最大流速が それぞ

れ発生する。③本計算では砕波を再現できないが、砕波を想定すると、場所によっては押し波時の最大流速はさらに大きくなるため、構造物設計等に際して配慮する必要がある。④引き波時は、押し波時に比較して流速値や水位はそれほど大きくないが、高流速の状態が長く継続する。したがって、流木等の漂流物が橋梁等に集積すると、水位せきあげ～堤防からの越水～破堤氾濫へと進行する可能性が高くなると推定される。⑤縦断勾配が緩い場合、河道上流地点の第1波の波高は低く、第2波以降で波高が高くなる傾向がある。このことは、避難時のタイムライン等の作成に参考すべき事象と考えられる。

### 3.1.2 引き波流れ時の橋梁への漂流物集積による水位せきあげの検討

図3は、時間別（色別）の集積流木量  $r_0$  と水位せきあげ量  $\Delta h$  の関係について、場所別及び縦断勾配別（上段 1/1,500、中段 1/3,000、下段 1/4,500）に示したものであり、次のようなことが確認できる。①時間による相違については、勾配や場所に係わらず、津波初期(0～約4時間後)における水位せきあげ量  $\Delta h$  は小さい。②場所の相違については、河川上流ほど、水位せきあげ量  $\Delta h$  は小さい。③勾配の相違については、勾配が緩いほど、水位せきあげ量  $\Delta h$  は小さい。

以上の結果から考察すると次のようである。

急勾配では、水位せきあげ量  $\Delta h$  は大きい津波は河川遡上しにくくなるため、水位せきあげの影響範囲は限定される。一方、緩勾配では、水位せきあげ量は小さいが影響範囲は広いので、ソリトン分裂が容易に生じることを考慮すると、計算値よりも大きくなる可能性が高いと考えられる。橋梁等に流木等の漂流物が集積することによる水位せきあげは引き波時に発生するが、押し波時以上の水位にならない。但し、引き波時の水位が H. W. L. 程度に高い場合は、堤防からの越流による破堤リスクは押し波時より高くなる。これは、引

き波時は継続時間が長く、土堤の破堤はこの継続時間と正の相関があることが要因と考えられる。

## 3.2 河道平面形状の河川津波への影響検討

### 3.2.1 波高について

図4は、実験結果の一例として、湾曲部代表断面（湾曲1では、入口 16.05m、中央 18.9m、

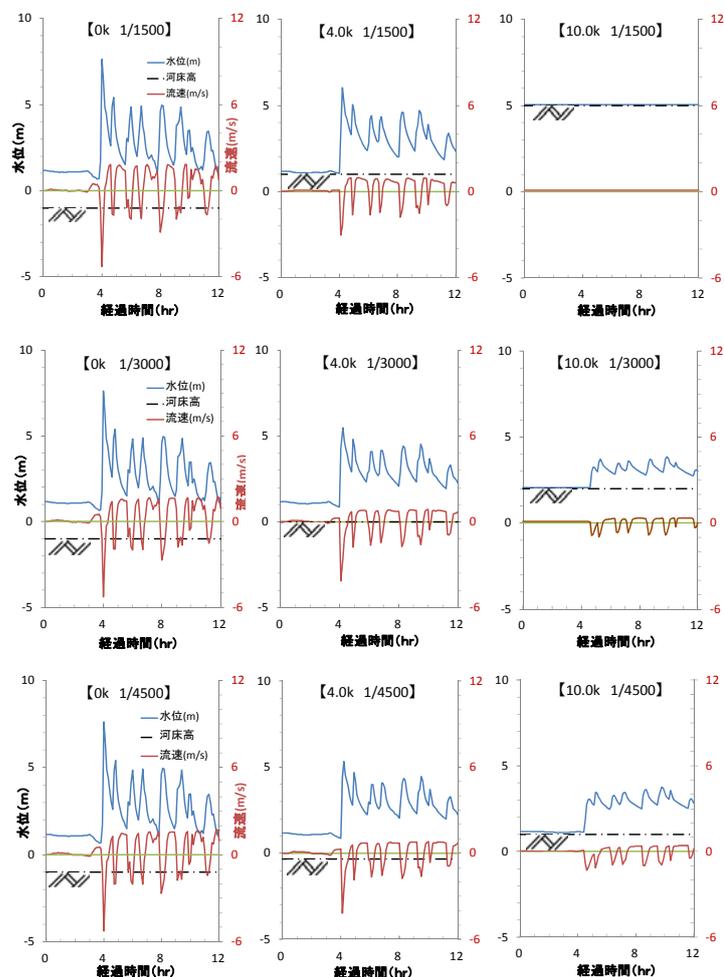


図2 水位と流速の経時変化（地点別、勾配別）

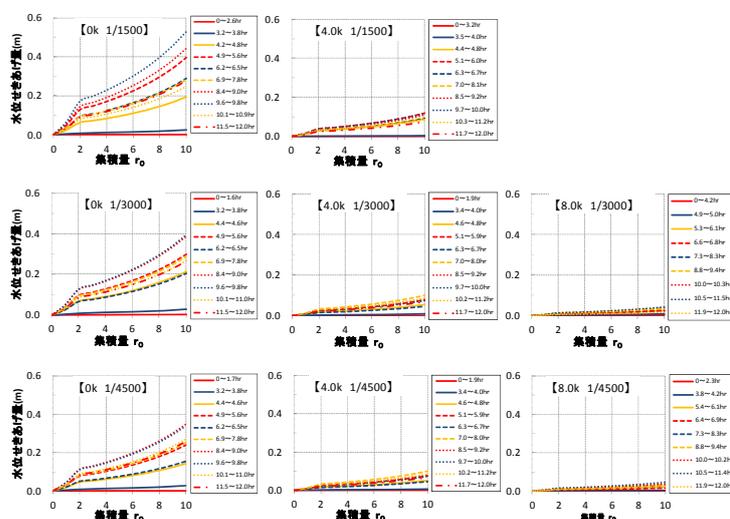


図3 集積量と水位せきあげ量の関係（地点別、勾配別）

## 1.5 河川津波に対する河川堤防等の被災軽減に関する研究

出口 21.95m で、湾曲 2 では、それぞれ 13.11m、18.9m、24.89m) の津波遡上にともなう水位経時変化について、湾曲度別、内岸外岸別、ゲート有無別に示したものである。これより、湾曲度別による相違、ゲート有無による相違、分裂第 1 波と第 2 波の相違、湾曲内外の相違が顕著であることが確認でき、これらの詳細について次に示す。

図 5 は段波津波の分裂第 1 波および分裂第 2 波、それぞれの最大波高 (最大水位 - 静水深 40cm) の縦断分布をゲート開度別に示し、湾曲部の 3 断面では内外岸の平均値をプロットしたものであり、図 5.1 が湾曲 1、図 5.2 が湾曲 2 におけるそれぞれの実験結果である。これより次のことが確認できる。①湾曲 1 でゲート無の場合 (赤線)、分裂第 1 波では湾曲部入口断面をピークに前後断面で徐々に波高が増減するが、分裂第 2 波の場合は、第 1 波と同様にピークを持つがその発生位置は湾曲部中央断面で、その前後断面ではほぼ一定である。一方湾曲 2 でゲート無の場合 (赤線)、分裂第 1 波も第 2 波も波高はほぼ一定値となる縦断分布を示す。②湾曲 1 でゲートを湾曲部中央断面近傍 (19.0m) に設置した場合、ピーク波高発生位置はゲート開度に係わらず分裂第 1 波、第 2 波ともに湾曲部中央断面であるが、その波高の大きさはゲート開度小さい程 (閉じている程) 大きく、これは分裂第 2 波で卓越する。一方、湾曲 2 でゲートを湾曲中央断面近傍 (19.0m) に設置した場合は、ピーク波高発生位置および波高とゲート開度の関係は湾曲 1 と同様であるが、分裂第 1 波と第 2 波の状況にあまり大きな差がない。③湾曲 1 および湾曲 2 ともに、湾曲部以外の断面においては、分裂第 1 波、第 2 波の各々でゲート有無およびゲート開度にあまり係わらずほぼ同一値を示す。

図 6 は段波津波の分裂第 1 波および分裂第 2 波の湾曲部各断面における内岸と外岸の最大波高差  $\Delta\eta$  を、ゲート開度別に示したものであり、図 6.1 が湾曲 1、図 6.2 が湾曲 2 それぞれの実験結果である。これより  $\Delta\eta$  は、いずれの条件 (湾曲 1 または 2、ゲート開度、分裂波第 1 または第 2) でも湾曲部入口と湾曲部出口ではほぼ同一で湾曲部中央で大きいことが確認される。また、湾曲 1 の特徴として次のことが確認できる。①湾曲部中央での  $\Delta\eta$  は、分裂第 1 波より第 2 波の方が大きくゲートや分裂波の条件に大きく依存する。②ゲート開度との関係に一定傾向が見られない (ゲート有ケースの中で、ゲート開度 0.4 のケースで  $\Delta\eta$  が最小)。一方湾曲 2

の状況は次のようである。①分裂第 1 波では、湾曲中央断面でのゲート有無の相違は大きい、ゲート開度による相違は小さい。②分裂第 2 波の各場所では、ゲート有無やゲート開度の係わらずほぼ同一である。

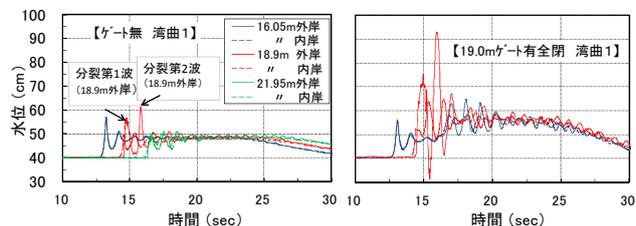


図 4.1 湾曲 1 水位経時変化 (左:ゲート無、右:ゲート全開)

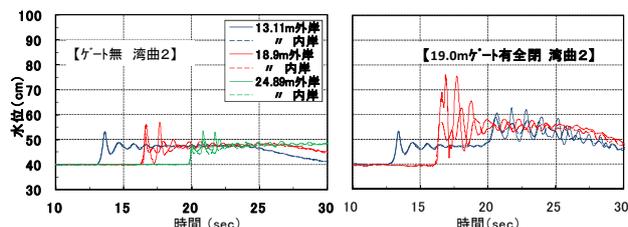


図 4.2 湾曲 2 水位経時変化 (左:ゲート無、右:ゲート全開)

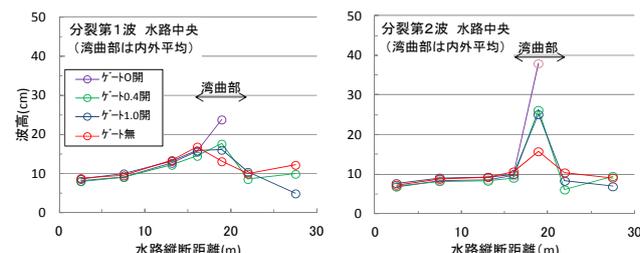


図 5.1 湾曲 1 波高縦断図 (左:分裂第 1、右:分裂第 2)

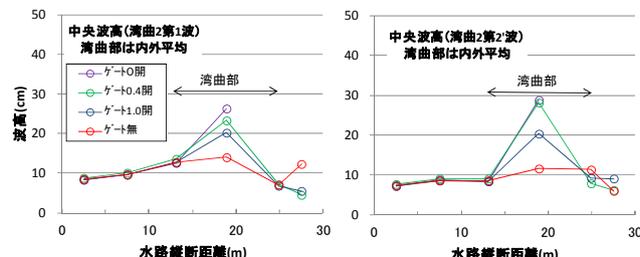


図 5.2 湾曲 2 波高縦断図 (左:分裂第 1 波、右:分裂第 2)

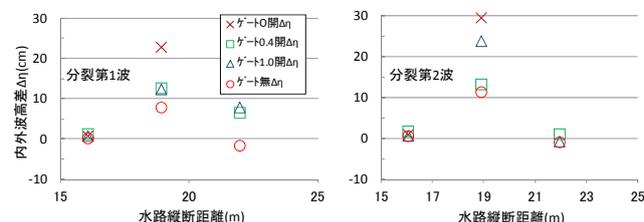


図 6.1 湾曲 1 波高差  $\Delta\eta$  (左:分裂第 1、右:分裂第 2)

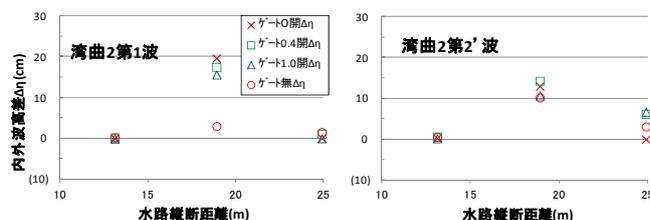


図 6.2 湾曲 2 波高差  $\Delta\eta$  (左:分裂第 1 波、右:分裂第 2 波)

以上の湾曲水路実験の結果より、湾曲度 ( $r/b$ ) と湾曲部中央断面の最大波高  $H_{max}$  (分裂第2波) の関係についてゲート開度別に示したものが図7である。なお同図の縦軸は、直線水路ゲート無の波高 (H24 実験) を基準として無次元表示したものである。これより、ゲート開度および湾曲度が小さいほど最大波高は大きくなる傾向が確認される。参考として  $r/b=20$  に直線水路のデータをプロットして (直線水路では厳密には  $r/b=\infty$  であるが、湾曲部洗掘深等の工学上の判断からほぼ直線水路として扱った)、湾曲度  $r/b$  と最大波高  $H_{max}$  の相関は概ね次のような関係式で表される。

$$\text{ゲート全閉時最大波高 } H_{g,max} : 4.83 \cdot (r/b)^{-0.36}$$

$$\text{ゲート無時最大波高 } H_n,max : 1.69 \cdot (r/b)^{-0.18}$$

### 3.2.2 波圧について

図8は段波津波の分裂第1波および第2波それぞれ湾曲部外岸沿いの (静水面から1cm下の位置) 最大波圧をゲート開度別に示したものであり、図8.1が湾曲1、図8.2が湾曲2それぞれの実験結果である。これより、湾曲1の特徴として次のことが確認できる。①最大波高の状況と同様に湾曲部中央で大きな値を示すが、分裂第1波の方が大きい。②ゲート開度とは負の相関が確認される (ゲート開度が大きくなるにつれて波圧が小さくなる)。一方湾曲2では、湾曲部中央での波圧が卓越しゲート開度と負の相関 (湾曲1と同様) を有するが、分裂第1波と第2波の相違はあまり無いことが確認できる。

湾曲部内岸沿いの状況について、湾曲1では分裂第1波と第2波の相違はゲート全閉のケースを除いて場所的相違はほとんど無いが、湾曲2ではゲート開度と負の相関が確認された (図9参照)。

湾曲中央断面の外岸沿いで分裂第1波の波圧の最大値が生じ、その波圧値  $P_{max}$  の無次元値と湾曲度  $r/b$  との関係について示したものが図10である。参考として、図7の波高と同様の理由で、 $r/b=20$  に直線水路のデータをプロットした (直線水路での波圧値の代用として湾曲部入口断面の内岸における分裂第1波と第2波の平均値を採用した。図10の縦軸はこの値を基準に無次元表示)。これより、湾曲度が小さい (湾曲がきつい) ほど波圧が大きく、両者には高い相関があり以下のような関係式で表される。

$$\text{ゲート全閉時最大波圧 } P_{g,max} : 4.09 \cdot (r/b)^{-0.46}$$

$$\text{ゲート無時最大波圧 } P_n,max : 1.40 \cdot (r/b)^{-0.11}$$

湾曲部中央断面に設置したゲート模型正面の静水面位置 (最大波圧発生位置) に作用する最大波圧について、分裂別、内外岸別 (水路両

側壁から5cm内側) に示したものが図11である。図11.1が湾曲1、図11.2が湾曲2それぞれの実験結果である。これより、湾曲1の特徴

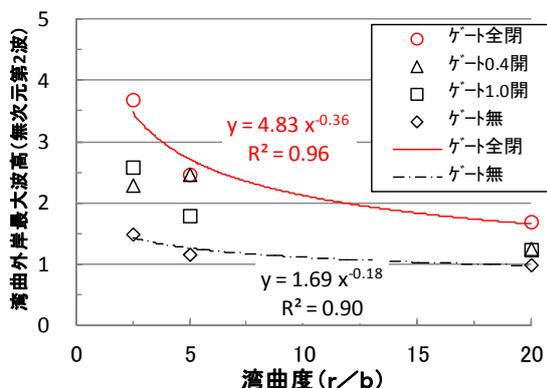


図7 湾曲度( $r/b$ )と最大波高 ( $H_{max}$ ) の関係

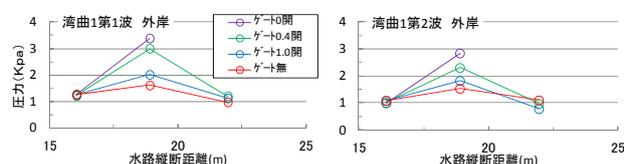


図8.1 湾曲1 外岸波圧 (左: 分裂第1、右: 分裂第2)

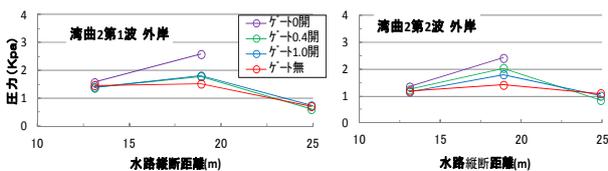


図8.2 湾曲2 外岸波圧 (左: 分裂第1、右: 分裂第2)

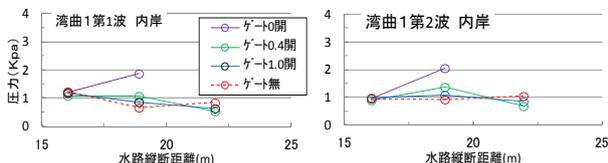


図9.1 湾曲1 内岸波圧 (左: 分裂第1、右: 分裂第2)

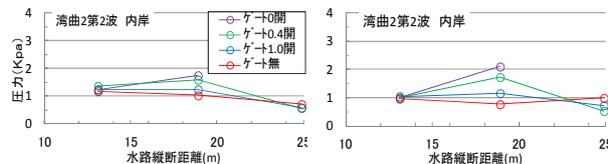


図9.2 湾曲2 内岸波圧 (左: 分裂第1、右: 分裂第2)

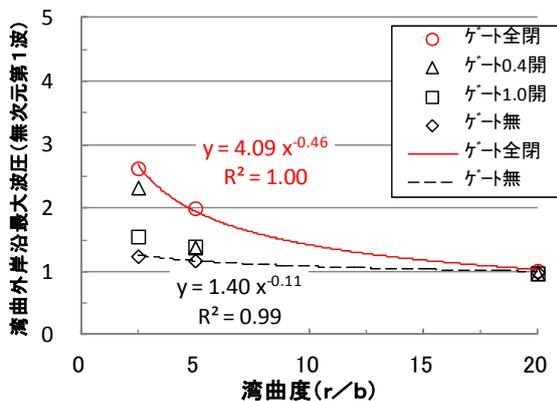


図10 湾曲度( $r/b$ )と最大波圧 ( $P_{max}$ ) の関係

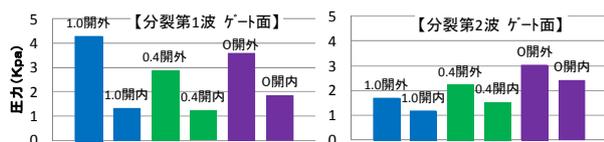


図 11.1 湾曲 1 水路波圧 (左：分裂第 1、右：分裂第 2)



図 11.2 湾曲 2 水路波圧 (左：分裂第 1、右：分裂第 2)



図 12. 直線水路波圧 (左：分裂第 1、右：分裂第 2)

として次のことが確認できる。①内岸では分裂第 1 波も第 2 波もゲート開度に係わらずほぼ同一であるが、外岸では分裂第 1 波の方が大きくゲート開度による違いも大きい。②分裂第 1 波のゲート外岸でゲート開度 1.0 (ゲート下端高 = 静水面高) の場合の波圧は最大約 4.3kps となり、分裂前波高 (2.5m 地点津波高 $\approx$ 8.1cm $\approx$ 静水圧 0.8kpa) の約 5 倍水深に相当する静水圧にほぼ等しい値を示す。この値は、一般に算定される値 (防波堤に作用する最大波圧は、分裂前波高の 3 倍の水深に相当する静水圧が作用<sup>8)</sup>) および図 12 の直線水路の実験値と比較してもかなり大きく、湾曲等によって流れの集中や反射波の状況等が変化したことが主な要因と考えられる。一方の湾曲 2 では、分裂別および内外岸別による相違だけでなく、ゲート有無別およびゲート開度別による相違についても小さいことが確認できる。

#### 4. まとめ

基本的な津波の特性として非定常一次元数値計算を行い、これに基づき引き波流れ時の橋梁への流木等 (漂流物) 集積による水位せきあげを推算した。これにより次のような結果を得た。急勾配では、水位せきあげ量  $\Delta h$  は大きい津波は河川遡上しにくくなるため、水位せきあげの影響範囲は限定される。一方緩勾配では、水位せきあげ量は小さいが影響範囲は広いので、ソリトン分裂が容易に生じることを考慮すると、計算値よりも大きくなる可能性がある。この水位せきあげは引き波時に発生するが、押し波時以上の水位にはならない。但し、引き波時の水位が H. W. L. 程度に高くなる場合は、堤防からの越流による破堤リスクは押し波時より高くなる

と考えられる。この理由は、引き波時は押し波時より継続時間が長く、破堤はこの継続時間によって支配的であることが過去の実験等により判明されていることに基づくものである。

河川湾曲部を遡上する津波として波高については、湾曲度に係わらず湾曲部中央断面外岸で大きい、湾曲度が小さい (湾曲がきつい湾曲 1) 場合に分裂第 2 波で卓越し、ゲート開度条件に大きく依存することを確認した。

水路側壁沿いの波圧については (ゲート無)、波高と同様に湾曲度に係わらず湾曲部中央断面の外岸で大きい、湾曲度が小さい (湾曲がきつい) 場合には分裂第 2 波ではなく、分裂第 1 波で卓越することを確認した。

湾曲部中央断面に設置したゲート正面の湾曲外岸側の静水面位置 (最大波圧発生位置) に作用する最大波圧については、湾曲度が小さい (湾曲がきつい) 場合には、分裂第 1 波の方が大きくゲート開度による違いも大きい。その最大値は、湾曲 1 のゲート開度 1.0 で約 4.3kps となり、分裂前波高 (2.5m 地点津波高 $\approx$ 8.1cm $\approx$ 静水圧 0.8kpa) の約 5 倍水深に相当する静水圧にほぼ等しい値になることを確認した。

以上のように、河道湾曲部では津波遡上に伴う流れの集中や反射波等の影響が複雑であることから、より定量的に検討するためには、水深や平面形状等の異なる条件での実験等の必要性が高いと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 河川津波対策検討会：河川への遡上津波対策に関する緊急提言 (案)、2011.8.
- 2) 東北地方太平洋沖地震を踏まえた河口堰・水門等技術検討委員会：東日本大震災を踏まえた堰・水門等の設計、操作のあり方について、2011.9.
- 3) 例えば、河川津波対策検討会：第 1 回河川津波対策検討会 配付資料 2、2011.7.7.
- 4) 坂野章：橋梁への流木集積と水位せきあげに関する水理的考察、国総研資料第 79 号、2003.3.
- 5) 吉川泰弘、阿部孝章、平井康幸：河川津波の一般断面 1 次元計算モデルの構築と実河川への適用に関する研究、寒地土木研究所月報第 713 号、2012.10.
- 6) Hiroyasu Yasuda : One-Dimensional Study on Propagation of Tsunami Wave in River Channels, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 136, No. 2, pp. 93-105, 2010.
- 7) 山本晃一：沖積河川学—堆積環境の視点から—、pp. 195~199、1994.9.
- 8) 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン、pp. 19~25、2013.9.

# STUDY ON DISASTER MITIGATION SUCH AS LEVEE AGAINST THE RIVER TSUNAMI

**Budget** : Grants for operating expenses  
General account

**Research Period** : FY2012-2015

**Research Team** : River and Dam Hydraulic  
Engineering Research Team

**Author** : HAKOISHI Noriaki  
ISHIGAMI Takayuki  
SAKANO Akira

**Abstract** : In response to the previous East-Japan large earthquake disaster, the necessity of positioning a flood or not only the storm surge but tsunami as an object of planned countermeasure was pointed out in future river management. This study is intended to examine the effective damage control such as river structures at having assumed a river tsunami design external force. In case we advanced this research, we performed collection and analysis of the information about the river damage in an East-Japan large earthquake disaster. Moreover, the reserve experiment was performed in response to these results. The reappearance of an actual phenomenon in hydraulic experiment of river tsunami was examined by these. It was made such, disaster mechanisms, such as the river levee at the time of river tsunami generating, were solved. And examination start was carried out about the measures against damage mitigation, such as the river levee by river tsunami.

By consideration until the previous year, we performed experimental examination about hydraulic safeties of the floodgate and river revetment block, at the time of river tsunami generating. In this year, we performed experimental examination about tsunami quality by influence of river shape. Moreover we analyzed about hydraulic phenomenon of tsunami at the time of backrush.

**Key words** : tsunami, river intrusion, floodgate, river revetment, damage, countermeasure, river shape, hydraulic phenomenon, hydraulic experiment.