

第2編 橋梁等に対する水災害に関連する影響の評価

はじめに

これまで、「東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会（委員長；幸左賢二）」や「橋梁の対津波設計に関する研究小委員会（委員長；伊津野和行）」では、津波によって橋梁等の構造物に生じる作用力やその影響を、対津波設計の構築を目標として、実験や数値解析に基づく推定や設計の方法論について議論を行ってきた。

本 WG では、昨今の気象擾乱に伴う水災害の状況を鑑み、津波の他、洪水や台風や高潮に随伴する水災害に着目して、これらが発生した際に随伴して生じる現象が、橋梁等の構造物に与える影響に加え、漂流物の衝突現象にも目を向けて研究活動を実施した。

本章は、その研究活動の結果を報告書として取りまとめたものであり、以下の通り構成した。

1. 津波波力に関する既往研究

- 1.1 津波波力の評価式（佐々木委員）
- 1.2 津波波力を算出するための数値解析等（鳴原）

2. 津波等の水災害に随伴する事象

- 2.1 津波による漂流物（庄司委員）
- 2.2 越流による盛土流出（中村委員）
- 2.3 高潮による漂流物（佐々木委員，具志委員）

3. 鋼桁橋の横荷重に対する抵抗メカニズムに関する一考察（野阪委員）

なお、WG2 の参加委員を表-1 に示す。

表-1 WG2 参加委員

委員名	所属
具志和也	大日本コンサルタント株式会社
○佐々木達生	大日本コンサルタント株式会社
鳴原良典	防衛大学校
庄司学	筑波大学
田中聖三	広島大学
中村友昭	名古屋大学
野阪克義	立命館大学
米山望	京都大学

○；WG 主査

(佐々木達生)

1. 津波波力に関する既往研究

ここでは参考文献 1.1.1), 1.1.2)を中心に, 現状の橋梁の対津波設計法のうち桁の事例について概要を示す. ここに示す津波評価式による簡易照査手法は, 標準的な橋梁断面を対象とした1次スクリーニング用との位置付けである. 重要な構造物や並列橋等の場合, また, 津波対策構造を検討する場合等においては, 津波数値解析等を用いて詳細な照査手法を2次スクリーニングと位置付けて検討を行うことが望ましいものの, 一方で, 詳細な照査手法を行う際に用いる津波数値解析は, 取扱が難しい場合が多く実務的では無いという現状の課題も挙げられる.

このことを踏まえ, 本章では比較的取扱が容易であり, さらには地域によっては防災計画の一環として実施されている2次元の非線形長波理論に基づく数値解析結果を用いた津波作用力の与え方を1.1節に示す. 次いで, 1.2節では2次スクリーニングと位置付ける数値解析等について示す.

なお, 本章に示す簡易照査手法は東北地方太平洋沖地震で観測された津波の特性を分析して得られた知見に基づいて構築されたものであり, 例えば東南海・南海地震等, 他の地域における地震の発生機構に基づく津波までもが考慮されたものではなく, どの地域の橋梁にも本節に示す評価式や照査例をそのまま適用することが出来るという位置付けではないことを付言する.

1.1 津波波力の評価式

(1) 橋梁の津波作用力の評価式の適用

津波作用力の算定方法は, 防波堤の耐津波設計ガイドライン^{1.1.3)}に示される津波波力算定手順を参考に橋梁用に再構築した図-1.1.1.1に示す手順で対象橋梁に作用させる波力を選定する.

- 1) 津波シミュレーションを実施し, 橋梁位置の水位, 流速などの津波特性値を得る.
- 2) 対象橋梁の上部構造に津波の水位が到達するか否かを判定する.
- 3) 上部構造に水位が到達する場合は上部構造と橋脚, 橋台の検討を行い, 上部構造に水位が到達しない場合は, 橋脚や橋台に水位が到達する場合に橋脚と橋台のみ検討する.
- 4) 津波の作用状態として段波の発生の有無を評価する.
- 5) 段波が発生しない場合は, 上部構造, 並びに橋脚や橋台に持続波力が作用するとして検討する.
- 6) 段波が発生する場合は, 段波の切り立つ波面が上部構造に作用するか否かを水頭差で判定する.
- 7) 上部構造に段波が作用する場合は, 上部構造, 並びに橋脚や橋台に段波波力が作用するとして検討する.
- 8) 上部構造に段波が作用しない場合は, 上部構造は持続波力が作用するとして検討し, 橋脚や橋台は段波波力が作用する場合と持続波力が作用する場合を検討する.

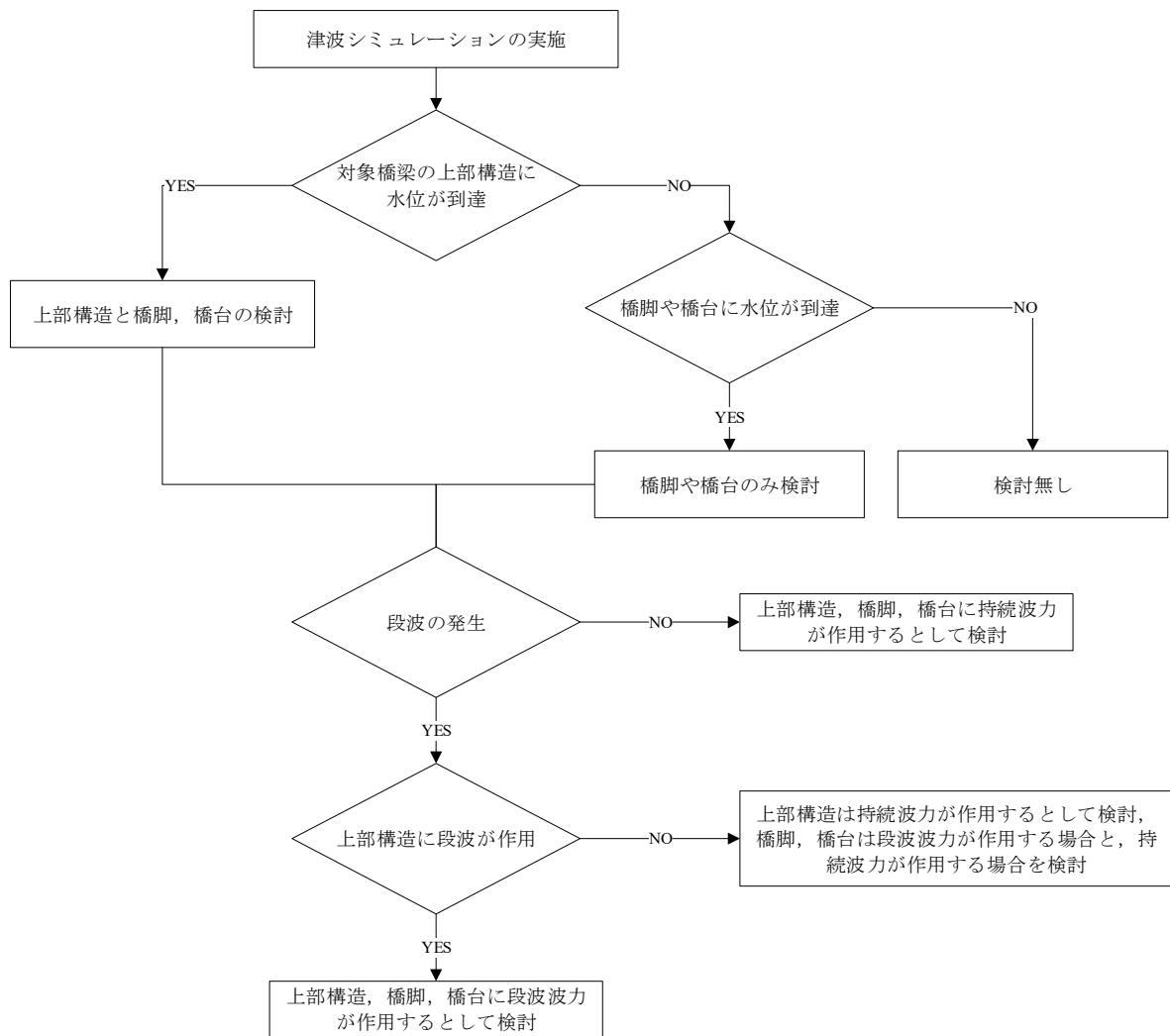


図-1.1.1.1 橋梁に作用する津波作用力の算定手順

1) 算定手順の適用範囲

図-1.1.1.1 に示す算定手順は、我が国で一般的に用いられている I 形、または T 形断面の標準的な桁形状の橋梁に、東日本大震災で観測された規模の津波が作用することを想定している。

従って、例えば東南海・南海地震等、他の地域における地震の発生機構に基づく津波までもが考慮されたものではないことに留意されたい。

なお、ここで述べる津波シミュレーションとは、非線形長波理論に基づいた 2 次元平面解析のことをいう。

2) 段波の発生の有無の評価

段波の発生の有無の評価は、図-1.1.1.2 に示すように、①海底勾配が 1/100 以下、かつ②橋梁の前面(津波の進行方向に対して海側)に防波堤等の津波防護施設がない場合に段波が発生すると考える。一方、橋梁が海岸線付近から離れて内陸部に位置する場合には段波が発生しても、当該地点では碎波状態となることから、段波条件を考える必要はない。

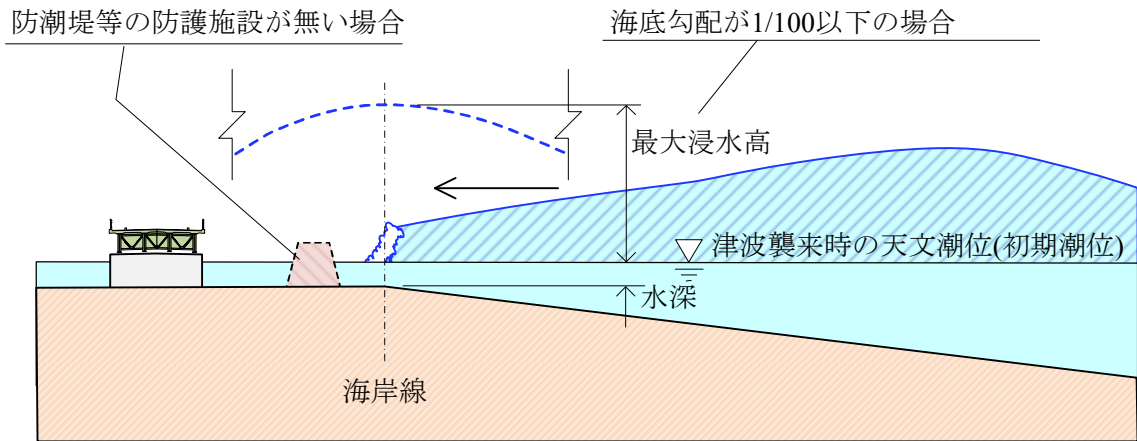


図-1.1.1.2 段波が発生する条件

3) 段波波力と持続波力

参考文献^{1.1.4)}によれば、津波が構造物に作用する際に発生する圧力は、動波圧である段波波圧と持続波圧である重複波圧、または遡上波圧に分類される。図-1.1.1.3 に示すように段波波圧の最大は衝撃段波波圧であり、極めて大きな値となる。ここでは津波が衝突した際に発生する衝撃的な波力が発生する区間を段波波力、以降の流れの作用で発生する波力を持続波力と定義する。

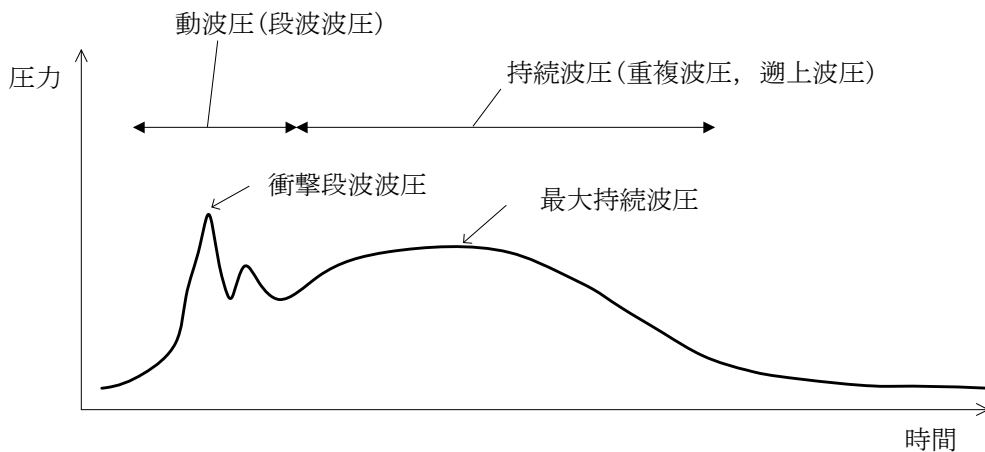


図-1.1.1.3 段波波圧と持続波圧

図-1.1.1.4 に、東日本大震災による津波で確認される、津波の水面形と段波波力、持続波力の関係を模式図で示した。

津波は一般的に長波で説明されることが多く、ここでは津波の水位が上昇を開始してから水位のピークを迎え、初期潮位まで水位が減少するまでを1つの長波と考える。

このとき、遡上を開始した津波の先端部は、海岸線で防潮堤が無い場合は水面勾配が切り立ち、段波状の水面形を成す。この津波の先端に発生する段波が橋梁に作用する場合に段波波力が発生すると評価できる。この時の先端の段波の前後の水頭差を段波高さ η_H と定義する。

続いて、津波の先端が通過した後は、津波全体が非常に周期の長い長波であるが故、局所的な位置(例えば橋梁位置等)に着目した水位の変動は、東日本大震災の例を取れば2[m/min]程度の非常に緩やかな速度で上昇するが、この緩やかに上昇する水面に擾乱が生じることも確認される^{1.1.5)}。この水面形に現

れる擾乱は局所的な地形な影響と考えられ、津波全体の周期に比して非常に高周波数成分であるが、この水面形の擾乱と表現するとともに擾乱高さを η'_H と定義する。

これらの段波高さ η_H と擾乱高さ η'_H は東日本大震災による津波の様態を撮影した多数の画像を分析した結果、最大でもそれぞれ 5[m], 3[m] である^{1.1.5), 1.1.6)}。一方で段波高さ η_H と擾乱高さ η'_H は、前述の非線形長波理論に基づく 2 次元平面解析では再現が困難であることから、本節に示す簡易照査における段波高さ η_H と擾乱高さ η'_H はそれぞれの最大値 5[m], 3[m] で評価することとした。

図-1.1.1.1 に示した上部構造に段波が作用するか否かは、初期潮位から段波高さ $\eta_H=5[m]$ とした場合に、上部構造に到達するか否かを判定すれば良い。

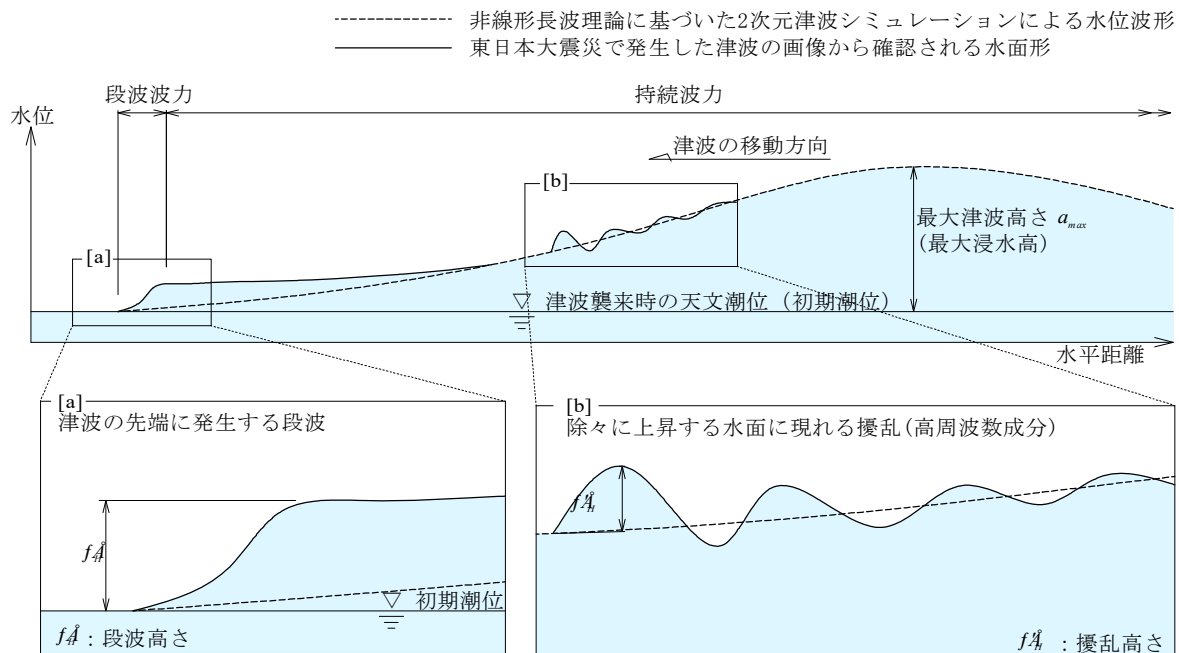


図-1.1.1.4 東日本大震災による津波で確認される津波の水面形状と波力の関係

これらを踏まえて、橋梁に津波が作用する際に橋梁に発生する津波作用力の評価方法の概念図を図-1.1.1.5 に示す。同図には、主に上部構造を対象として段波波力として検討する場合と持続波力として検討する場合のそれぞれの概念図を示している。

段波波力として検討する場合は、津波の先端部に生じる波面勾配が切り立った波が作用することを想定しており、実現象としては河川橋では段波や砕波、陸上橋にあってはサージフロントが作用する状態である。ここでは初期潮位より 5[m] の段波高さを想定する。

一方、持続波力として検討する場合は徐々に上昇する非常に緩やかな波面が作用する状態であるが、橋梁の場合、高周波数成分である擾乱の影響が極めて支配的であると考えられることから、擾乱を含めて作用力を評価することとした。ここで、擾乱高さは 3[m] を想定する。

なお、持続波力は押し波時と引き波時の両方に発生すると考えられるが、ここでは押し波時を想定している。引き波時の流速が非常に速く、押し波時よりも影響が大きいと判断出来る場合は、別途検討するのが良い。

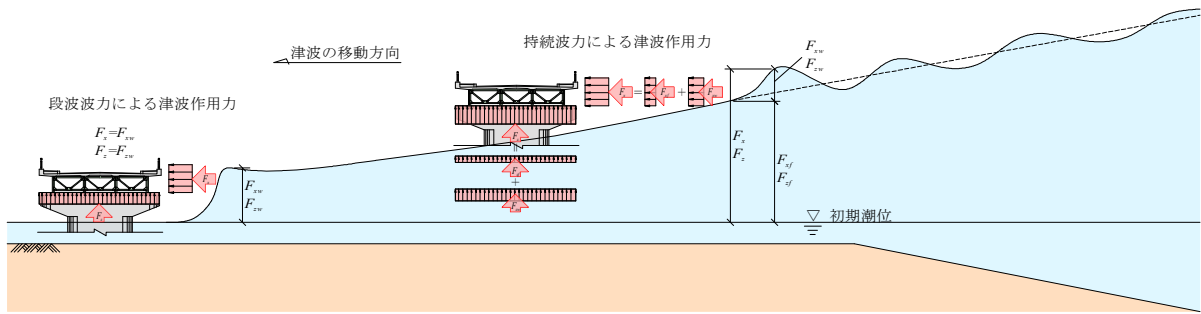


図-1.1.1.5 津波作用力の評価方法の概念図

4) 入射津波高さと水深の比

参考文献^{1.1.3)}では波状段波の作用力を考慮する条件は以下のように説明される。

「波状段波波力を考慮する条件は、おおむね入射津波高さが水深の 30%以上（シミュレーション等による津波高さが水深の 60%以上）で、かつ海底勾配が 1/100 以下程度の遠浅である場合と考えている。」

ここで入射津波高さはシミュレーション等で得られる最大浸水高と考える。また、津波高さが水深の 60%以上は砕波の発生条件であり、海岸線付近ではいずれも砕波となる、段波の発生条件としては海底勾配が 1/100 以下となる。

5) 橋梁の前面(津波の進行方向に対して海側)に津波防護施設がある場合

東日本大震災において津波の襲来状況を撮影した多数の画像を分析した結果、海岸線に防潮堤を有する陸上部の津波の波形状は、防潮堤を越流して遡上を開始するため、その多くが越流波となることが明らかになっている。

このため、対象とする橋梁の前面側(津波の進行方向に対して海側)に防潮堤などの津波の防護施設がない場合に段波が作用する可能性があると考えられる。

(2) 上部構造に生じる段波波力の評価式

上部構造に作用する段波波力は下記の算出式より算出する。

1) 水平作用力の算出式

段波波力の水平作用力は、式(1.1.1.1)で算出する。

$$F_x = F_{xw} \quad (1.1.1.1)$$

$Z/\eta_H \geq 0.5$ の場合

$$F_{xw} = \rho g (3.10\eta_H - Z/0.42) A_h \quad (1.1.1.2)$$

$Z/\eta_H < 0.5$ の場合

$$F_{xw} = 1.90 \rho g \eta_H A_h \quad (1.1.1.3)$$

ここに,

F_x : 水平作用力[N], F_{xw} : 波による水平作用力[N], ρ : 海水の密度 (=1,030[kg/m³]), g : 重力加速度 (=9.81[m/sec²]), η_H : 段波高さ, Z : 初期水位から桁中心までの距離[m], A_h : 有効鉛直投影面積[m²],

2) 鉛直作用力の算出式

段波波力の鉛直作用力は, 式(1.1.1.4)で算出する.

$$F_x = F_{xw} \tag{1.1.1.4}$$

$$F_{zw} = \rho g (0.53\eta_H - z/2.18) A_v \tag{1.1.1.5}$$

ここに,

F_z : 鉛直作用力[N], F_{zw} : 波による鉛直作用力[N], ρ : 海水の密度 (=1,030[kg/m³]), g : 重力加速度 (=9.81[m/sec²]), η_H : 段波高さ, z : 初期水位から桁下までの距離[m], A_v : 有効水平投影面積[m²]

3) 上部構造に作用する段波波力の評価式の解説

各機関で実施された孤立波や碎波段波の実験結果^{1.1.7~1.1.13}のまとめを示す. 図-1.1.1.6 は水平作用力を示し, 桁中心位置が $0.5 a_H$ より小さい場合は一定の波圧分布となり, $0.5 a_H$ より大きい場合は線形的に波圧がゼロに近づく. また, 図-1.1.1.7 は鉛直作用力を示し, 桁中心位置が波高を頂点に向かって線形的にゼロに近づく波圧分布となる. この実験結果を包括する近似線を求めると, 水平作用力と鉛直作用力は, それぞれ図中に示す式となる.

なお, 孤立波の波高として a_H と表記しているが, 段波波力の評価式は津波先端に生じる段波波力を対象としていることから, 段波の水頭差として a_H を η_H と読み替えている.

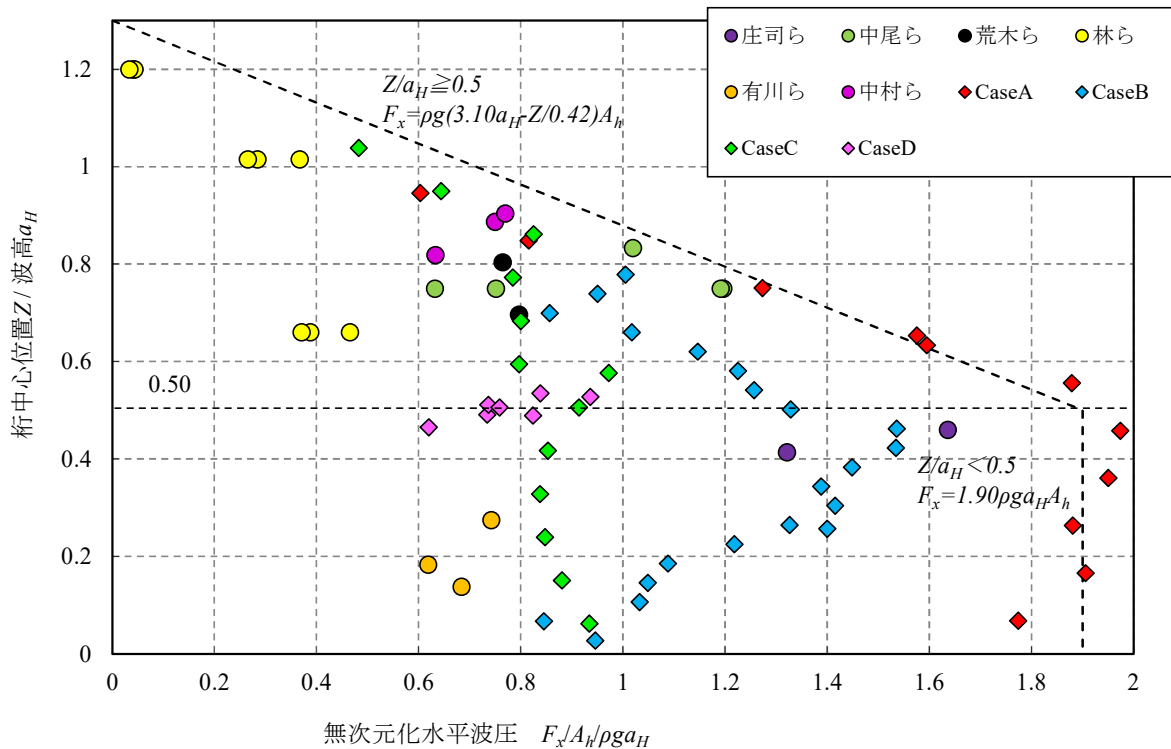


図-1.1.1.6 段波波力によって上部構造に発生する水平作用力

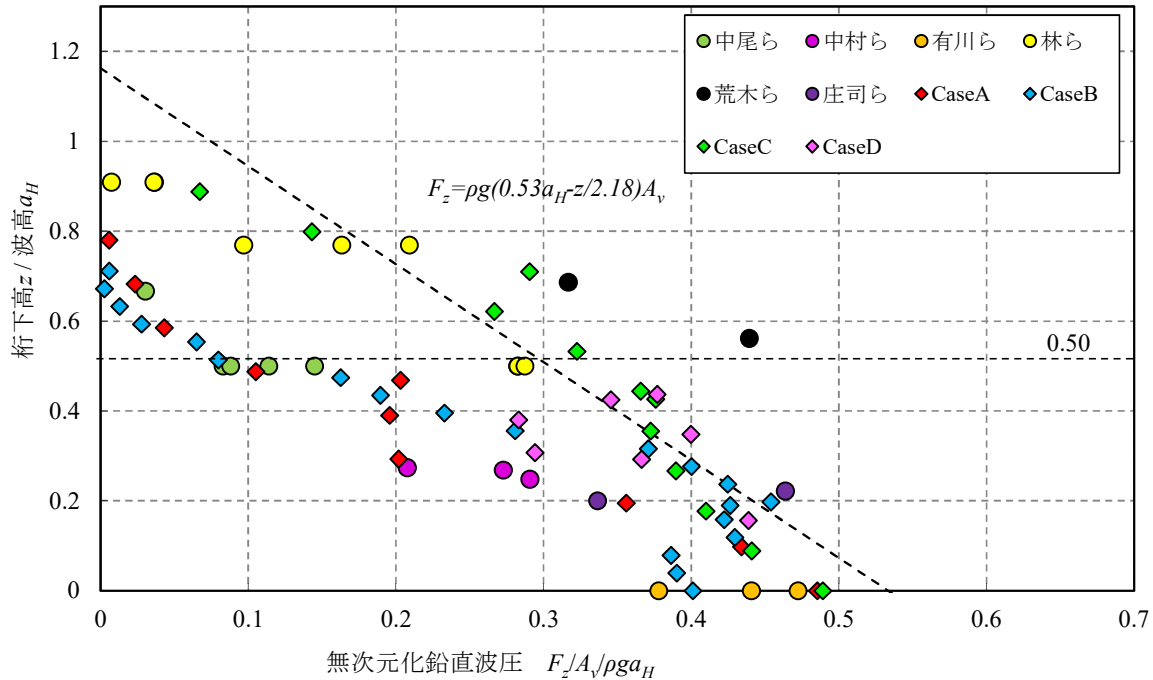


図-1.1.1.7 段波波力によって上部構造に発生する鉛直作用力

(3) 上部構造に生じる持続波力の評価式

上部構造に作用する持続波力は下記の算出式より算出する。

1) 水平作用力の算出式

持続波力の水平作用力は、式(1.1.1.7)に示す流れによる作用力と式(1.1.1.8)に示す擾乱による作用力の和で表される式(1.1.1.6)で算出する。

$$F_x = F_{xf} + F_{xw} \quad (1.1.1.6)$$

$$F_{xf} = \frac{1}{2} \rho C_d v^2 A_h \quad (1.1.1.7)$$

$$F_{xw} = \alpha \rho g \eta'_H A_h \quad (1.1.1.8)$$

$$C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/D) & 1 \leq B/D < 8 \\ 1.3 & 8 \leq B/D \end{cases} \quad (1.1.1.9)$$

ここに、

F_x : 水平作用力[N], F_{xf} : 流れによる水平作用力[N], F_{xw} : 擾乱による水平作用力[N], ρ : 海水の密度 (=1,030[kg/m³]), g : 重力加速度 (=9.81[m/sec²]), C_d : 式(2.3.4)で求める抗力係数, B : 橋の総幅[m], D : 橋の総高[m], v : シミュレーションで得た桁位置における桁が無い場合の最大水平方向流速 [m/sec], α : 擾乱高さに乗じる係数, η'_H : 擾乱高さ[m], A_h : 有効鉛直投影面積[m²],

2) 鉛直作用力の算出式

持続波力の鉛直作用力は、式(1.1.1.11)に示す流れによる作用力（浮力）と式(1.1.1.12)に示す擾乱による作用力の和で表される式(1.1.1.10)で算出する。

$$F_z = F_{zf} + F_{zw} \quad (1.1.1.10)$$

$$F_{zf} = \rho g V \quad (1.1.1.11)$$

$$F_{zw} = \rho g (\beta \eta'_H) A_v \quad (1.1.1.12)$$

ここに、

F_z : 鉛直作用力[N], F_{zf} : 流れによる鉛直作用力[N], F_{zw} : 擾乱による鉛直作用力[N], ρ : 海水の密度 (=1,030[kg/m³]), g : 重力加速度 (=9.81[m/sec²]), V : 上部構造の体積[m³], β : 擾乱高さに乗じる係数, η'_H : 擾乱高さ[m], A_v : 有効水平投影面積[m²]

3) 上部構造に作用する持続波力の評価式の解説

持続波力による作用力は、水平方向、鉛直方向ともに流れによる作用力と擾乱による作用力の和として評価することとした。

これは、長波の緩やかな波面が橋梁に作用する場合、局所的にみれば持続波力は準定常的な流れにある橋梁に作用する流体力と考えれば、持続波力は流速の関数で表すことができる。この津波の流速は津波シミュレーションから得た流速 v であるとして、擾乱の影響は水面に現れる高周波数成分であり、現象としては水面形の不陸となるから、擾乱高さに応じた流速の増加 v' があると考えられる。

さらには、準定常的な流れの上に擾乱が乗ることによる流速の非線形緩衝項を v'' とすれば、擾乱を有する津波の波面が橋梁に作用する際の流速 V は式(1.1.1.13)で表される。

$$V = v + v' + v'' \quad (1.1.1.13)$$

ここで、非線形緩衝項 v'' は微小と無視すれば、式(1.1.1.14)で表される。

$$V = v + v' \quad (1.1.1.14)$$

次に力を考えれば、持続波力は式(1.1.1.15)のように表される。

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \rho C_d V^2 A &= \frac{1}{2} \rho C_d (v + v')^2 A \\ &= \underbrace{\frac{1}{2} \rho C_d v^2 A}_{[1]} + \underbrace{\frac{1}{2} \rho C_d (2vv') A + \frac{1}{2} \rho C_d v'^2 A}_{[2]} \end{aligned} \quad (1.1.1.15)$$

すなわち、例えば水平作用力の式(1.1.1.6)は、式(1.1.1.15)における[1]を津波シミュレーションで得た流速を用いて式(1.1.1.7)で評価し^{1.1.14)}、式(1.1.1.15)における[2]は津波シミュレーションで得られないことから、東日本大震災による津波の画像分析から得た知見を用いて擾乱高さの関数とした水圧の式(1.1.1.8)で評価するという意味であり、この考え方は鉛直作用力の式(1.1.1.10)も同様である。

ここで、式(1.1.1.7)中の抗力係数 C_d は、道路橋示方書^{1.1.15)}に示される抗力係数を用いる。また、鉛直作用力は定常流状態であれば 2.0[m/min]程度の水位上昇の効果を考えても浮力以上の上揚力が発生しないことが水理実験から明らかにされている。従って、式(1.1.1.11)で求められる浮力相当を考慮する。なお、ここでいう流れとは、津波シミュレーション等で得られる津波が遡上する際に生じる津波の成分をいう。

擾乱による作用力は、作用状態として、上部構造が徐々に上昇する波面に浸かり始めた状態であることから、水平方向は式(1.1.1.2)を $Z=0$ として、また鉛直方向は式(1.1.1.5)を $z=0$ として用いた。この際、 η'_H には擾乱の作用であることを表す係数を、水平方向と鉛直方向でそれぞれ α , β として乗ずることとした。これらの係数は、上部構造が水面付近であるとして、前述に示したように $\alpha=1.9$, $\beta=0.53$ とする。

【参考文献】

- 1.1.1) 土木学会：土木構造物共通示方書性能・作用編，pp.261-284，2016.
- 1.1.2) 土木学会：東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会最終報告書，pp.II_301-II_385,2015.
- 1.1.3) 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，pp.21-25，2013.
- 1.1.4) 首藤伸夫，今村文彦，越村俊一，佐竹健治，松富英夫：津波の辞典，朝倉出版，2011.
- 1.1.5) 神宮司博志，幸左賢二，佐々木達生，佐藤崇：画像及び数値解析手法を用いた気仙大橋の被害分析，構造工学論文集，Vol.60A，pp.271-281，2014.
- 1.1.6) 佐々木達生，幸左賢二，佐藤崇：コンクリート桁に作用する波形状に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，pp.703-708，2015.
- 1.1.7) 清水裕文，庄司学：橋桁に作用する津波波力と津波流速の関係：土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 69, No. 2, pp. I_941-I_945, 2013.
- 1.1.8) 中尾尚史，張広鋒，炭村透，星隈順一：上部構造の断面特性が津波によって橋に生じる作用に及ぼす影響，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 69, No. 4 (地震工学論文集第 32 巻)，pp. I_42-I_54, 2013.
- 1.1.9) 荒木進歩，坂下友里，出口一郎：橋桁に作用する水平および鉛直方向津波波力の特性，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 66, No. 1, pp. 796-800, 2010.
- 1.1.10) 林秀和，青木圭一，林利久磨，鈴木利光，越村俊一：橋梁上部構造に作用する津波波力特性に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol. 60A, pp. 45-58, 2014.
- 1.1.11) 有川太郎，渡邊政博，窪田幸一郎：津波による橋梁の安全性に関する検討，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 69, No. 2, pp. I_911-I_915, 2013.
- 1.1.12) 中村友昭，澤祐太朗，水谷法美：橋桁への作用津波力と橋桁の流出限界に関する実験的研究，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol. 69, No. 2, pp. I_335-I_340, 2013.
- 1.1.13) 二井伸一，幸左賢二，庄司学，木村吉郎：津波形状の違いによる橋梁への津波作用力に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol. 56A, pp. 474-485, 2010.
- 1.1.14) 佐藤崇，幸左賢二，佐々木達生，付李：橋桁に作用する準定常的な持続波力の実験的検討，土木学会論文集 B1(海岸工学)，Vol.70, No.2, pp-I_876-I_880, 2014.
- 1.1.15) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，pp. 57-59，2012.

(佐々木達生)

1.2 津波波力を算出するための数値解析等

1.2.1 3次元数値モデルにおける津波波力・波圧の再現精度に関する検討

構造物に作用する津波荷重（波圧・波力）を適切に評価することは、想定津波浸水域内の橋梁構造物等を設計する上でも重要である。現状の津波荷重の評価としては、浸水深等の水理量から経験式を適用して算出する方法が提案^{1,2,1)}されているものの、得られるのは最大値のみであり、その推定精度も過大評価になることが多い。一方で、近年急速に普及しつつある3次元数値モデルを利用することで津波荷重を直接的に求める研究も実施されている。

ここでは、構造物に作用する津波波力と波圧について、3次元数値モデルの再現精度を水理模型実験と比較することで検討した事例^{1,2,2), 1,2,3)}を紹介する。

(1) 内部空間を有する構造物に作用する津波荷重の再現

防衛大学校に設置されている全長17m、幅0.4m、高さ0.3mの開水路型を使用して、津波段波を構造物に作用させる水理模型実験を行った。実験水槽は図-1に示すように貯水部、水路部、陸上部に分かれている。貯水部は電動式ゲート（仕切板）を挟んで前後の水深を設定した後、仕切板の急開により津波を生成させることで貯水部から水路部に入り、陸上部へと遡上する。貯水部と水路部は3/5の急斜面で接続しており、水路部はドライベッド（ $h_1=30\text{cm}$ ）と没水状態（ $h_1=33\text{cm}$ ）の2種類の状況下に設定した。水路部から陸上部へは1/10の緩斜面がある。構造物模型は、模型前面が陸上部の水平面始端から60cmの位置に設置した。造波水槽内の流況を把握するために設置した容量式波高計、超音波式波高計、およびプロベラ式流速計の位置を図-1.2.1に記入した。時系列データのサンプリング周波数は100Hzとした。

対象構造物として、正方形平面のRC造3階建てオフィスビルを想定した。構造物模型は縮尺1/80とし、四隅に柱を配し中央部にコアを設けた。構造物前面部の開口率は37%である。使用した構造物模型の1階部の平面と立面および写真を図-1.2.2に示す。模型は3Dプリンター（プラスチック製）により製作した。構造物模型に取り付けた圧力計の位置を図-1.2.3に示す。外壁前面・側面・背面、コア部の9箇所設置し、データのサンプリング周波数は1kHzとした。波力の計測では、構造物上部のペントハウスの位置に3分力計（ロードセル）を固定し、津波の進行方向の水平波力と上向きの鉛直力の変化を追跡した。データのサンプリング周波数は1kHzとしたが、15Hz以上のノイズをローパスフィルターにより除去した。

3次元数値モデルによる水理実験の再現計算には商用ソフトウェアであるFLOW-3D^{1,2,4)}を用いた。解析手法は、Navier-Stokes方程式と連続式を支配方程式とする有限差分法であり、水面形状はVOF法^{1,2,5)}、地形部分はFAVOR法を採用している。乱流モデルとしてLESを使用した。境界条件はフリースリップ条件としており、建物模型後方に流出条件を設定した。また、構造物模型の底面を密着させる方法と、模型底面と水底の隙間を1メッシュ分（3mm）浮かせる方法の2通りで計算を行った。模型底面を密着させると浮力を評価できなくなるためである。計算領域は図-1.2.4に示すとおりである。水槽の貯水部から建物模型後方までの範囲を設定した。計算格子は可変メッシュとし、メッシュブロック1では水平20~30mm、鉛直6mm、メッシュブロック2では水平・鉛直ともに3.5~5mmとした。仕切板については実験時の開門速度を測定した上で、開門過程に時間を要する移動物体としてモデル化した。

計算結果として、図-1.2.5は波圧の時間変化の実験値との比較であり、構造物模型の1階と2階の腰壁①②と1階と2階コア⑥⑦の前面で出力している。構造物模型の各部位における波圧の時間変化については、ピーク値には差があるものの時間変化は十分再現されていることから、3次元数値計算を利用することにより構造物内外の任意位置における波圧は再現可能であることが確認できた。

構造物前面に最大波圧が発生する時間帯（ゲートを開けてから 3.0 秒後）における構造物内外の 1 階と 2 階の圧力計取り付け高さにおける波圧の平面分布と構造物内外における流速ベクトルを図-1.2.6 に示す。1 階と 2 階の波圧の大きさを比べると、1 階の腰壁とコアの方が大きく、円弧状の分布になっている。また、流れはコアの存在により方向を変えて側面の方向に向きを変えている。さらに同図には、波圧の立面分布と流速ベクトルを示した。高さ方向には概ね静水圧的な分布となっているが、特に 1 階部分の外壁とコアに作用する圧力が大きい。また、1 階は長時間完全没水となっている一方で、2 階は短時間完全没水、3 階は部分没水状態となった。

数値計算で得られた圧力分布を積分することで、構造物模型の水平波力と鉛直力の時間変化を求めた。実験結果との比較を図-1.2.7 に示す。水平波力の計算値は実験値とほぼ一致している。また、模型を浮かせた場合でも水平波力に大きな差は見られない。一方で鉛直力については、模型底面を水槽底面からわずかに浮かせること（図中の'cal(separated)')により浮力の影響を評価できているが、実験結果とはまだ 2~5N 程度の差が生じている。これは、実験において模型底面と水槽底面との完全密着が不可能なことや、底面の間隔を 1 メッシュ分を設定したことによる精度などが問題として考えられる。

(2) 津波波圧の再現精度に関する検討

数値計算における津波波圧の再現精度をより詳細に検討するため、構造物前面に作用する波圧を計測する実験を行った。前項の実験で使用した開水路を用いて、一辺 15 cm の内部空間のない立方体模型に対し模型中心位置の鉛直方向に圧力計を 6 点設置した（図-1.2.8）。計測時間はゲート開放時から 20 秒間、サンプリング周波数を 1kHz として 15 回分のデータを取得した。構造物模型を除いた状態での通過波水深も計測しており、それによると、本実験で発生し得る最大のケースでは構造物位置での陸上浸水深が約 4.8 m、フルード数が約 1.8（実スケール換算）に相当する。数値計算には（1）と同様、商用ソフトウェアである FLOW-3D を用いた。計算領域や計算格子の設定、境界条件についても（1）と同様である。津波の通過波水位、浸水深、流速の計算値を実験値と比較した結果、時空間変化を精度良く再現できていることを確認したため、以下では津波波圧の再現性について議論する。

図-1.2.9 は実験 1 試行分の波圧と波力の時系列である。津波波圧は、先端部が衝突することで生じる段波波圧とその後模型前面による反射波と後続波が重なることで生じる重複波圧（持続波圧）に分類される。特に後者において最大波力を示すことが知られており、図-1.2.9 から本実験は上記の特徴を良く表している。次に計算による時系列を図-1.2.10 に示す。ここで波力は実験よりも過小評価に見えるが、別途ロードセルで計測した波力の時系列と一致することを確認している（図-1.2.9 の波力は、圧力を幅方向一様と仮定して積分しているため、波力を過大評価していると考えられる）。実験と計算、両者の波圧を比較すると、計算値は実験値の時間変化を良好に再現しているが、模型下部（P01）の段波波圧の大きさに差がみられる。

実験と計算による津波波圧の差を詳細に調べるため、2~3 s を段波波圧、3~4 s を重複波圧の発生時間帯と定義し、前者は各点の波圧の最大値を、後者は波力が最大を示す時刻の波圧を通過波の最大水深 d_{max} で無次元化し、作用高さに対してプロットした（図-1.2.11）。図-1.2.11(a)において、実験の段波波圧は模型下部でばらつきが大きくなり、その中で計算は実験の平均よりも大きく下回っている。一方、重複波圧（図-1.2.11(b)）は全体的にばらつきが小さく、計算は模型上部で過小評価になるものの実験の平均値から逸脱していない。

以上の結果から、本実験の範囲内においては 3 次元数値モデルによる波圧評価は概ね精度良く可能であるが、特に構造物下部位置での段波波圧が過小評価になる可能性が示された。より一般的な知見を得るた

め、今後は他の実験ケースや空間・時間解像度による違い、他の数値モデルを使用した場合の違いなどについて、今後も幅広くデータを収集しかつ詳細な分析が必要である。

【参考文献】

- 1.2.1) 日本建築学会：建築物荷重指針・動解説(2015)，丸善出版，2015
- 1.2.2) 濱本卓司，嶋原良典，矢代晴実，井上修作：開口部と開放部を有する中低層建築物の津波水槽実験，日本建築学会構造系論文集，第82巻，第733号，359-369，2017.
- 1.2.3) 嶋原良典，井上修作，福谷陽，3次元数値モデルにおける津波波圧の再現精度について，2019年度日本建築学会大会（北陸），2019
- 1.2.4) FLOW-3D <https://www.flow3d.co.jp/products/flow-3d/index.htm>
- 1.2.5) Hirt, C.W., Nicholas, B.D.: Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries, Journal of Computational Physics, Vol.39, pp.201-225, 1981.

(嶋原良典)

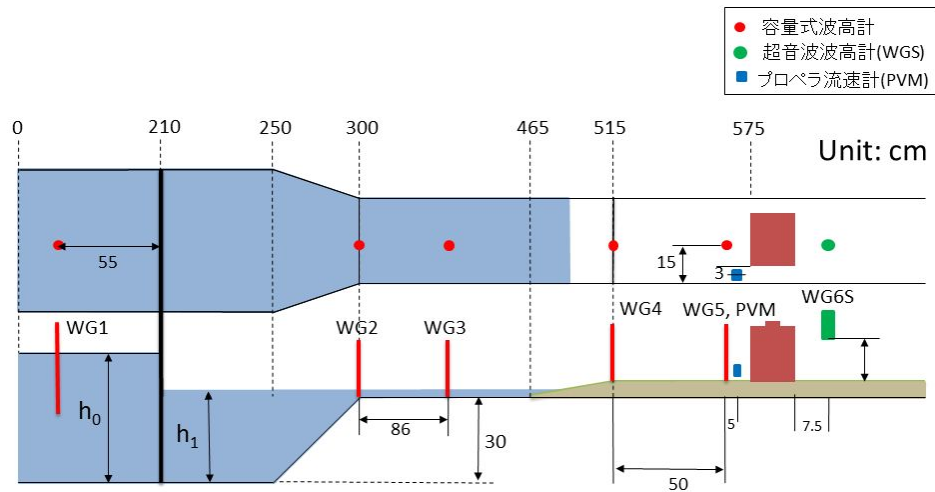


図-1.2.1 実験水槽の概要と計測器の設置位置

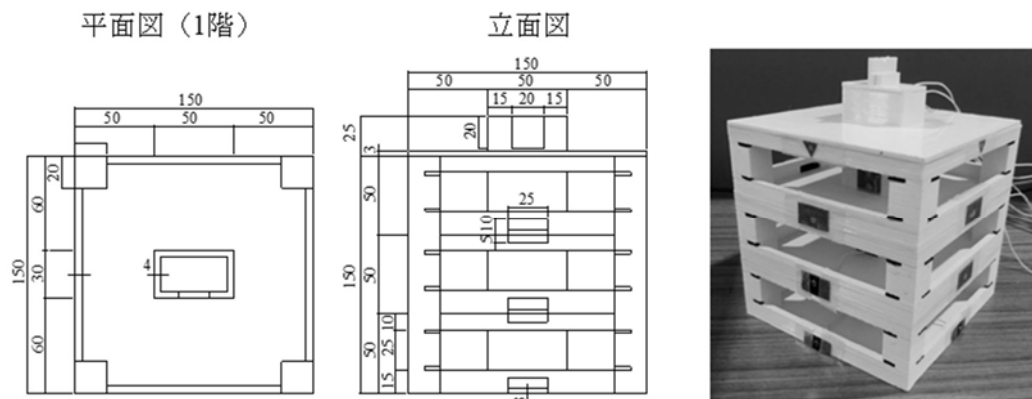


図-1.2.2 構造物模型の図面と写真. 単位は mm

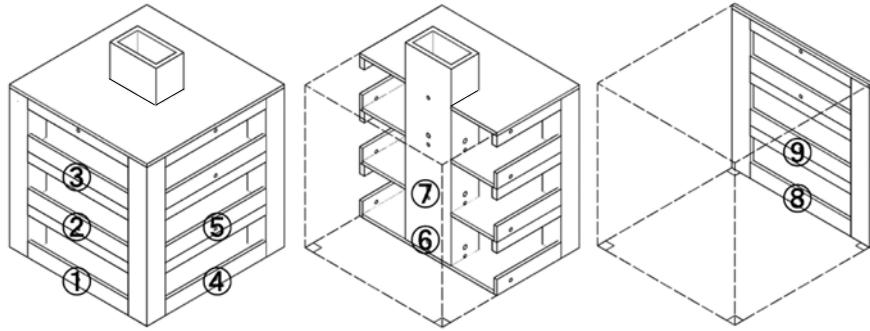


図-1.2.3 圧力計の設置位置

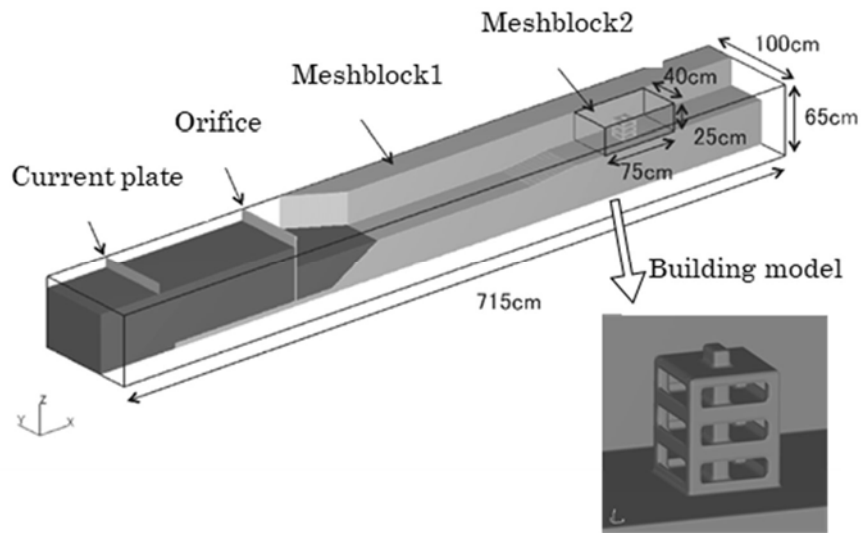


図-1.2.4 数値計算における領域設定条件

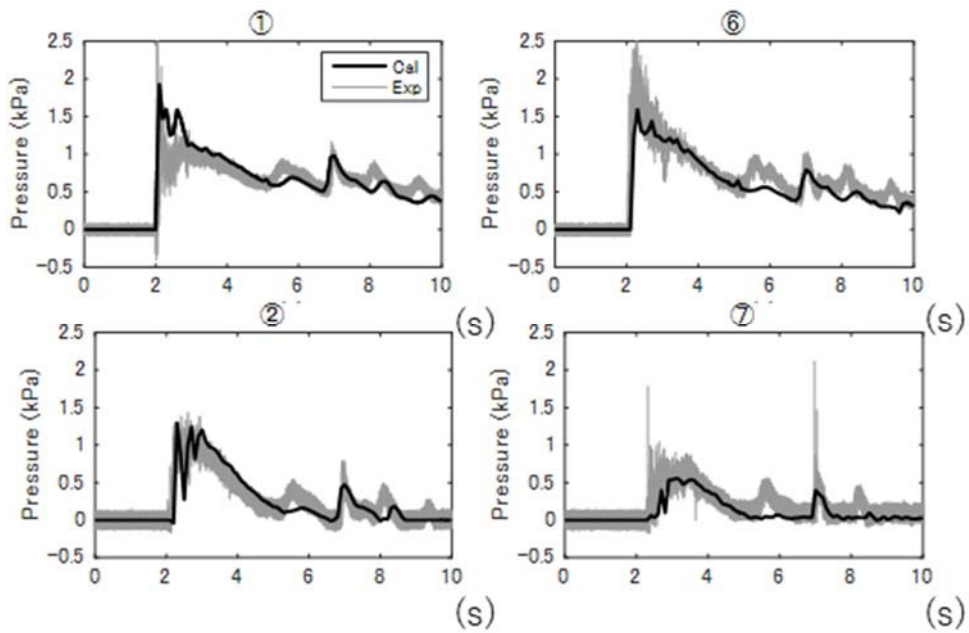


図-1.2.5 波圧の実験値と計算値の比較 ($h_0=50\text{cm}$, $h_1=30\text{cm}$ の場合)

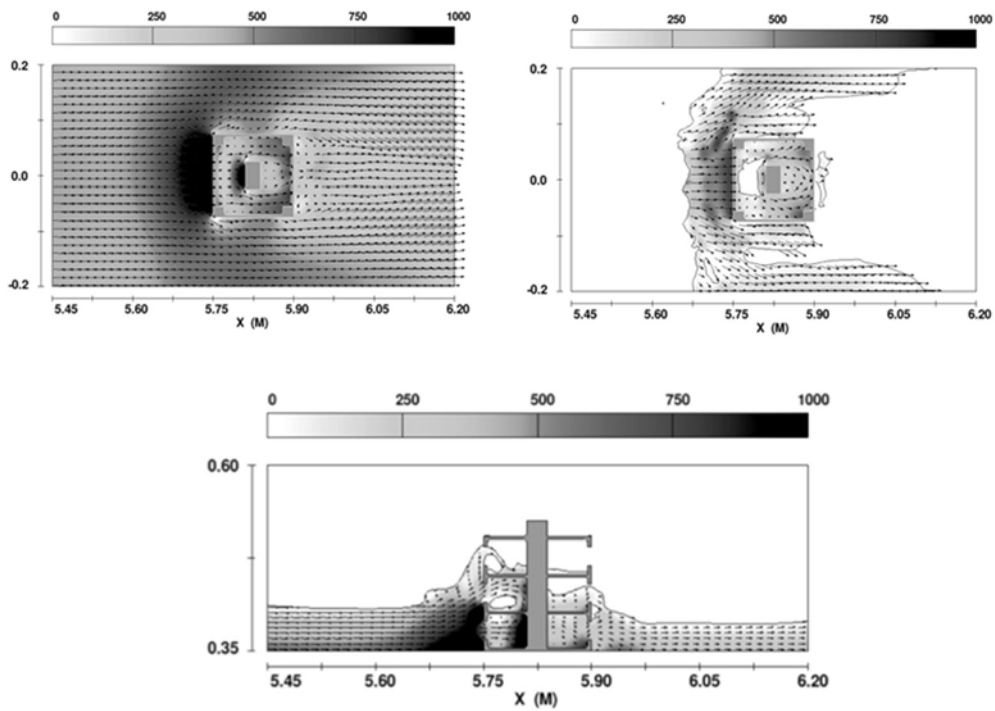


図-1.2.6 数値計算における圧力と流速ベクトルの空間分布（上段左：1階平面，上段右：2階平面，下：立面）．図中の矢印は流速ベクトルの大きさ，濃淡およびカラーバーは圧力（Pa）を示している．

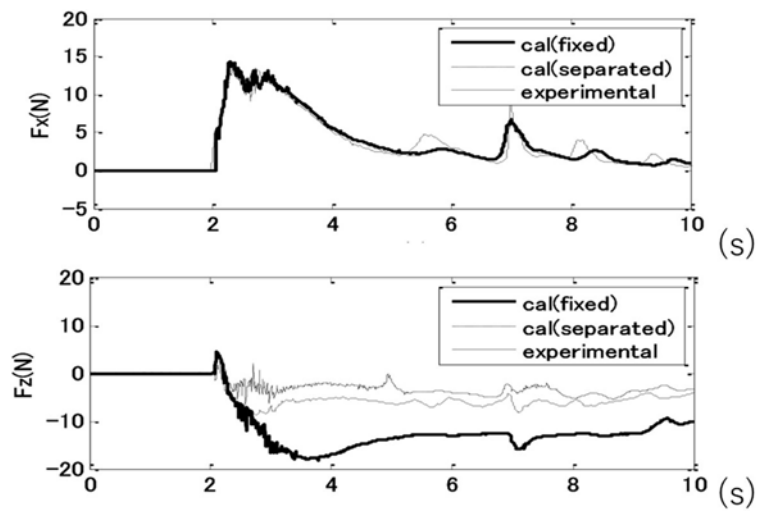


図-1.2.7 水平波力（上）と鉛直波力（下）の実験値と計算値の比較（ $h_0=50\text{cm}$ ， $h_1=30\text{cm}$ の場合）

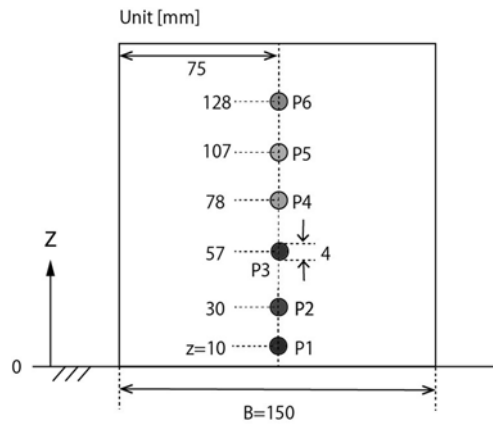


図-8 構造物模型前面部の圧力計の設置位置

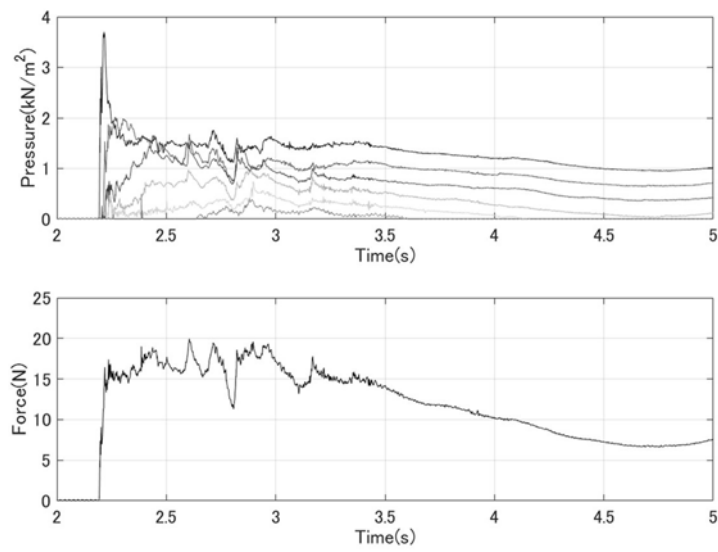


図-9 波圧と波力の時系列 (実験値, 7回目). 波力は波圧 (幅方向に一様に作用すると仮定) の面積分で算出

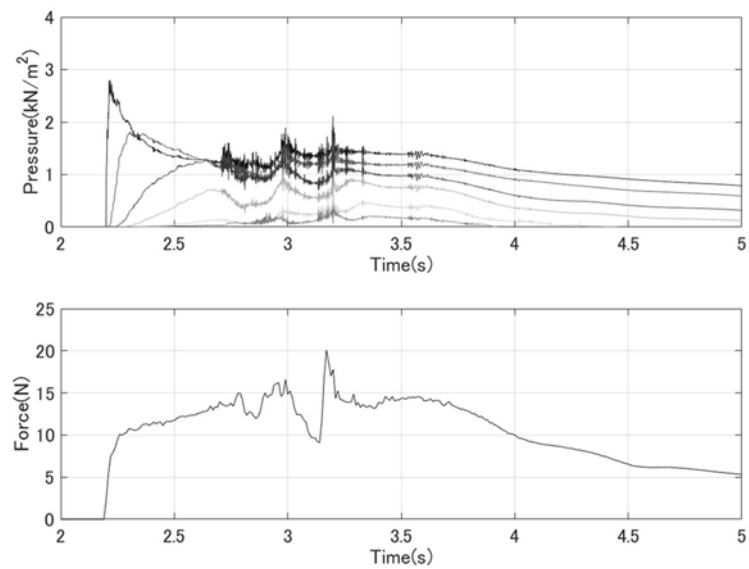
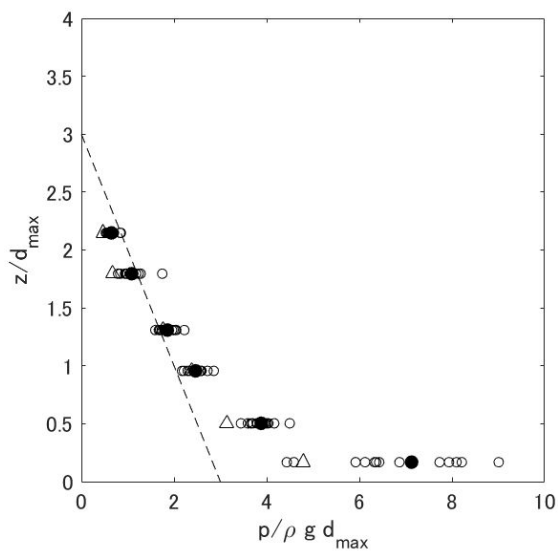
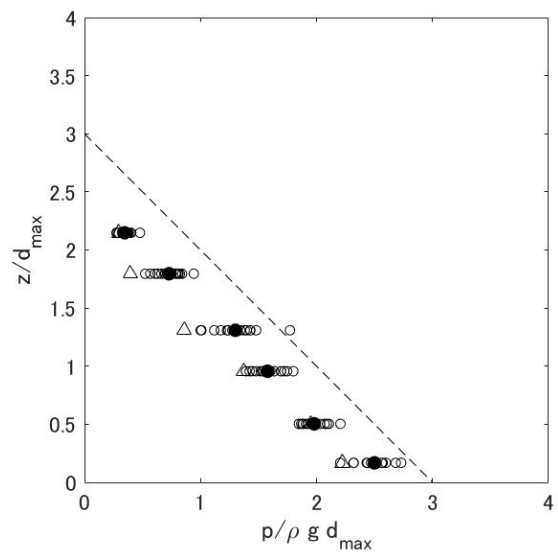


図-10 波圧と波力の時系列 (計算値)



(a) 最大段波波圧の場合



(b) 最大重複波圧の場合

図-11 無次元波圧と作用高さの関係. 白抜き丸: 全 15 回分の実験値, 黒丸: 実験値の平均, 三角: 計算値, 点線: 水深係数3のライン¹⁾

2. 津波等の水災害に伴随する事象

1. 津波による漂流物

1.1 はじめに

本節では、断面のサイズと長さが異なる6種類の直方体角柱で津波漂流物を模擬し、水理実験に基づき、橋桁に作用する津波漂流物の動態を明らかにする。具体的には、津波漂流物が橋桁の桁下空間や橋面上に漂流あるいは滞留する現象の実験的な再現を試みる。漂流物の通過率及び漂流物の閉塞率に関する6つのパラメータを定義して、それらと津波流速、橋桁の前面波高 a_f 及び背面波高 a_r との関係を明らかにする。また、既往の研究において示されているダムの崩壊流れの理論汎濫流速 u_2 と実験値との比較を行ない、実験データに対する理論的な考察を行なう。

1.2 実験方法

実験水路を図-2.1.1に示す。橋桁は、その中心線がゲートから流下方向2500mmの位置となるように、橋台の上にそのまま設置した。

漂流物の通過及び閉塞状況を観測するために、橋桁重心の真上と真下にビデオカメラ（上：CANON製DM-XV1，下：NIKON製COOLPIX AW100）を設置した。後述するStokerのモデル^{2.1.1)}を踏まえ、橋桁への津波漂流物の作用を理論的に検証するため、ビデオカメラを橋桁重心の真上と漂流物群の配置位置からの側面に設置した（上：CANON製DM-XV1，側面：NIKON製COOLPIX AW100）。その上で、ゲート開放から40秒間のビデオデータの撮影を行った。

計測した物理量は津波流速、橋桁前面及び背面の波高である。津波流速に関しては、図-2.1.1の①の位置に電磁流速計（KENEK製，VM-201HT），波高に関しては②および③の位置に容量式波高計（KENEK製，CH-601）をそれぞれ設置した。容量式波高計は橋桁模型の前面端部及び背面端部より200mmの位置、かつ、一方の橋台より40mmの位置にそれぞれ設置した。電磁流速計は前面波高計より150mmの位置、かつ、一方の橋台より40mmの位置に設置した。データのサンプリング間隔は1/1000秒とし、ゲート開放から40秒間のデータ計測を行った。

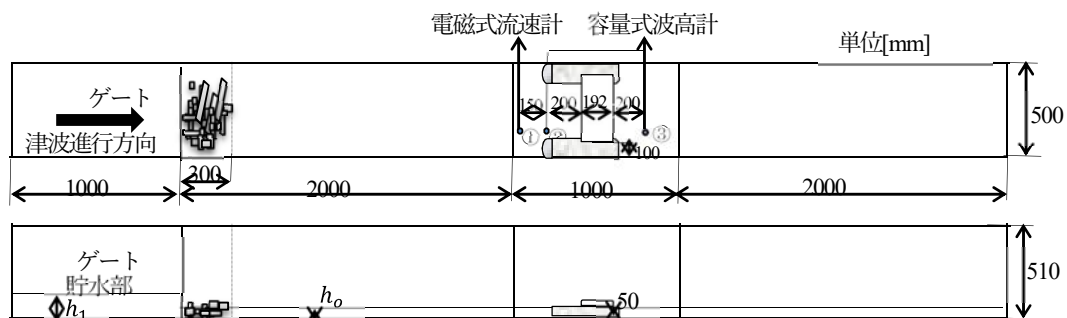


図-2.1.1 実験水路及び模型設置状況

橋桁模型はコンクリート（単位体積重量 $\rho g = 2.254 \text{ kN/m}^3$ ）で製作した。橋桁の構造形式は典型的にみられる単径間RC/PC桁とした。ここでは、文献2.1.2)で取りあげられている、2004年インド洋大津波で被災した単径間RC桁橋であるLueng Ie Bridge（インドネシア・北スマトラ島）を対象として、この橋梁の構

造諸元を図-2.1.2に示すように幾何学的に1/53.8に縮尺した。実際の橋桁は5主桁であったが、模型製作における加工の困難さの観点から3主桁に変更した。

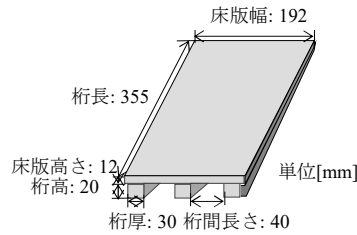


図-2.1.2 橋桁模型

表 2.1.1 津波漂流物模型

番号	実際長さ [mm]	長さ [mm]	幅 [mm]	高さ [mm]	数量	重量 (浸水 1 時間) [g]	密度 (浸水 1 時間) [kg/m ³]
1	1000	18.5	10	10	38	1.79	967.57
2	3000	55.5	10	10	17	5.1	918.92
3	5000	92.5	10	10	9	8.01	865.95
4	4850	90	20	12	12	21.2	981.49
5	8000	150	20	12	5	34.8	996.67
6	5400	100	60	27	3	95.67	590.56

漂流物模型の断面サイズ、長さ、及び、浸水 1 時間後の重量を表-2.1.1 に示す。津波漂流物は船舶、車輛、自転車、流木及び倒壊した建物に伴う瓦礫などであることを念頭に入れ、それらの実物の長さを 1m から 8m と想定して橋桁模型と同じ比率である 1/53.8 に縮尺した。漂流物模型は直方体の木材（乾状態比重 0.53）を用いた。松富ら^{2,13)}の研究を参考して漂流物模型の比重が大きく変化しないように、実験前に 1 時間漂流物模型を水に浸すこととした。表-2.1.1 に示す全ての漂流物は混合して漂流物群としてランダムにゲートから 300mm 範囲内の静水部に配置した。実験条件を表-2.1.2 に示す。津波の流れ場では、漂流物相互が影響を及ぼし合い、波の形成において不確実性が大きくなることから、その点を許容して、漂流物有りのケースにおいては表-2.1.2 の条件で 10 回繰り返した。津波流速及び波高の特徴を考察するために、漂流物無しのケースにおいては表-2.1.2 の条件で 3 回繰り返した。

表 2.1.2 津波漂流物模型

番号	静水深 h_0 [cm]	桁下高 h_c [cm]	貯水部水位 h_1 [cm]	記号
1	2	3	9	●
2	3	2	9	●
3	2	3	10	▲
4	3	2	10	▲
5	4	1	10	▲
6	2	3	12	■
7	3	2	12	■
8	4	1	12	■
9	2	3	15	◆
10	3	2	15	◆
11	4	1	15	◆

1.3 津波波速の定義と津波流速及び波高に対する考察

津波流速 v 及び津波波高 a の時系列の一例をそれぞれ図-2.1.3 及び図-2.1.4 に示す. 図-2.1.3 に示した津波流速 v の時系列において 4 秒前後に発生するピーク値を v_{max} [cm/s] と定義した. 津波流速の時系列において 10 秒前後のマイナスの流速は水路流下方向末端部からの反射波が橋桁に到達していることを意味している. 本実験においては, 橋桁前面に衝撃的に作用する初期の過程を考察する観点から, 反射波が橋桁に到達する前の状態のみを分析対象とした. また, 津波流速の時系列とビデオ解析結果を比較して, v_{max} の時刻の整合性を確認した上で, v_{max} 以降の 3 秒までの準定常的な区間における流速を定義する観点から, v_{max} を示した直後の 1 秒間並びに 3 秒間の時間平均を v_{ave}^1 [cm/s], v_{ave}^3 [cm/s] と定義する.

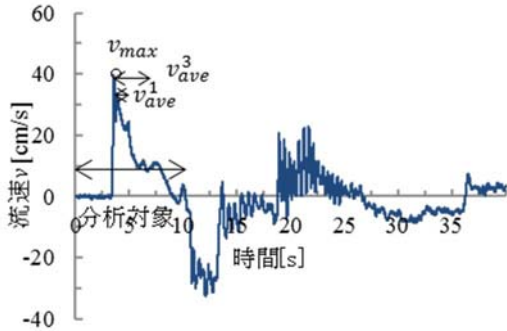


図-2.1.3 津波流速の時系列(漂流物有りの場合)

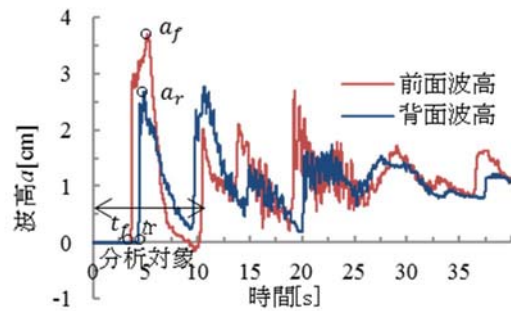


図-2.1.4 津波波高の時系列(漂流物有りの場合)

図-2.1.4 に示した津波波高に対して前面及び背面波高の時系列のピーク値を a_f [cm], a_r [cm] とし, 前面及び背面波高の立ち上がり時刻を t_f [s], t_r [s] と定義した. 以上より, 津波波速 c を以下の式(2.1.1)で定義した.

$$c = \frac{L_{r-f}}{t_r - t_f} \quad (2.1.1)$$

ここで, L_{r-f} は橋桁前面に設置した波高計から橋桁背面に設置した波高計までの距離で, $L_{r-f}=59.2$ cm である.

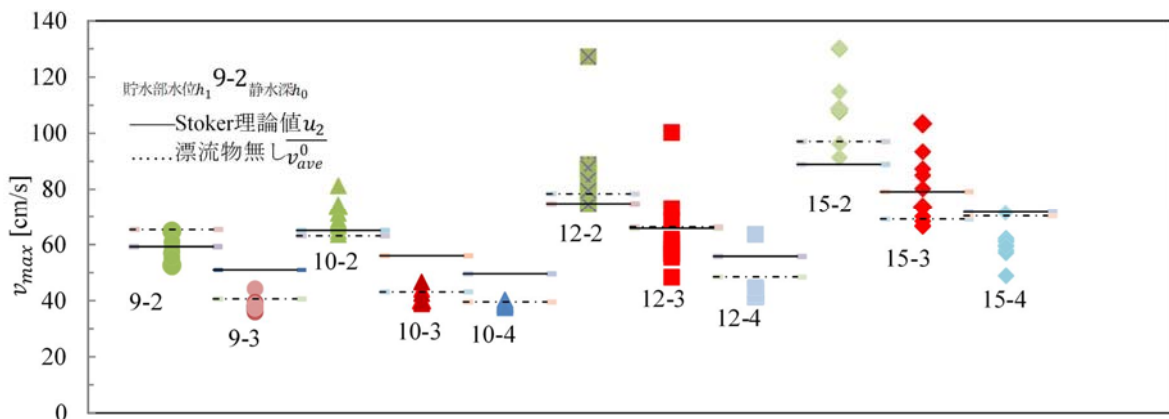


図-2.1.5 流速のピーク値 v_{max} と貯水部水位 h_1 及び静水深 h_0 の関係

図-2.1.5 は, 漂流物有りの条件のもとで, 津波流速のピーク値 v_{max} と貯水部水位 h_1 及び静水深 h_0 の関係を示す. 図中のケース番号は表-2.1.2 に示す通り, 例えば, ケース番号 9-2 は漂流物有り, 貯水部水位 $h_1=9$ cm, 静水深 $h_0=2$ cm という実験条件を表わしている. また, 漂流物無しの条件における津波流速のピ

ーク値の3回の平均値 $\overline{v_{\max}^0}$ は図-2.1.5に破線で示している。

漂流物無しの場合においては、Stoker^{2.1.1)}によるダム崩壊流の理論汜濫流速 u_2 と比較するために、その理論値 u_2 を図-2.1.5に実線で表している。なお、Stokerの理論においては、瞬時的にダムブレイクするという条件のもと、ダムの崩壊流れに対する問題をモデル化して、ダムの上流域水深 h_1 と下流域水深 h_0 から理論汜濫流速 u_2 を得る。ダム崩壊直後の時刻における、Stokerのモデルを図-2.1.6に示す。これによれば、ゲート急開直後の流れ場において、波の先端部の上流域の流速 u_2 に対して以下の関係式を得る。

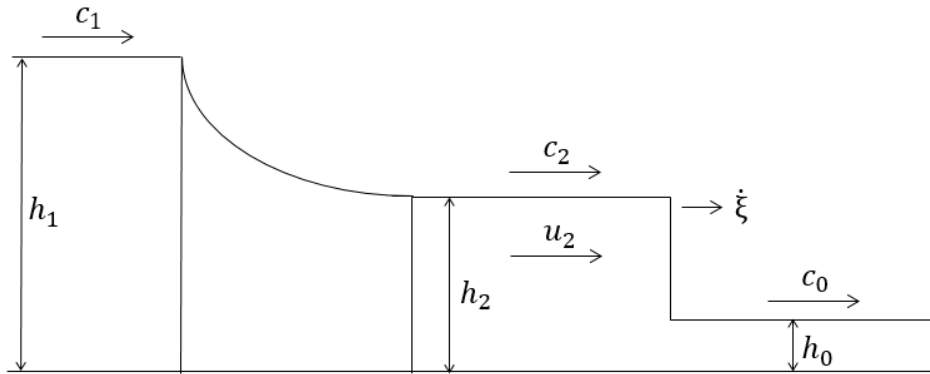


図-2.1.6 Stoker モデル^{2.1.1)}

$$\frac{u_2}{c_0} + 2 \frac{c_2}{c_0} = 2 \frac{c_1}{c_0} \quad (2.1.2)$$

ここで、 c_i は水深 h_i での波速で、次式により求められる。

$$c_i^2 = gh_i \quad (2.1.3)$$

各実験データに対しては、貯水部水位 h_1 と静水深 h_0 が与えられているので、式(2.1.3)を用いて、 c_1 と c_0 がそれぞれ求められる。また、 u_2/c_0 と c_2/c_0 が以下の式より求められる。

$$\frac{u_2}{c_0} = \frac{\xi}{c_0} - \frac{c_0}{4\xi} \left(1 + \sqrt{1 + 8 \left(\frac{\xi}{c_0} \right)^2} \right) \quad (2.1.4)$$

$$\frac{c_2}{c_0} = \left\{ \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \left(\frac{\xi}{c_0} \right)^2} - 1 \right) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2.1.5)$$

ここで ξ は、図-2.1.6に示す波の先端部の伝播速度である。

以上より、ゲート急開直後の流れ場において、Stokerの理論を適用すると、貯水部水位 h_1 と静水深 h_0 が与えられているので、波の伝播速度 ξ が式(2.1.2)、(2.1.4)、(2.1.5)から求められ、式(2.1.4)を再度適用し波の先端部における上流域の流速 u_2 を得る。

図-2.1.5において、貯水部水位 h_1 が高くなり、また、静水深 h_0 は低くなるほど、津波流速のピーク値 v_{\max} は大きくなる。次に、静水深 $h_0=3\text{cm}$ 、 4cm の場合に、 v_{\max} は全般的にStokerの理論値 u_2 より低くなる。 $h_0=2\text{cm}$ の場合には、逆に v_{\max} は全般的にStokerの理論値より大きくなる傾向を示す。松富ら^{2.1.3)}の実験において漂流物が白木材の場合には、実験値が全般的にStokerの理論値より低くなっている。また、松富ら^{2.1.4)}の実験において漂流物が瓦礫や油の場合には、実験値は全般的にStokerの理論値より大きくなっている。このように、先行研究においては、漂流物の材質や混相の状態に応じて、実験値とStoker

の理論値との大小関係に相違がみられる。本実験結果においては、漂流物の材質が同一であるものの、静水深の違いにより混相の状態が異なるため、実験値と Stoker の理論値との大小関係は上述のように異なる結果となったと推察される。

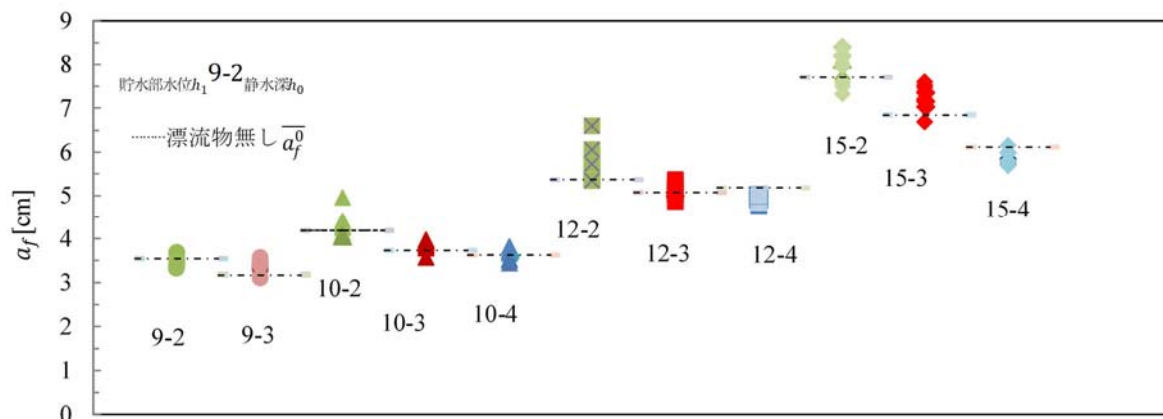


図-2.1.7 前面波高 a_f と貯水部水位 h_1 及び静水深 h_0 の関係

図-2.1.7 は、漂流物有りの条件における前面波高 a_f と貯水部水位 h_1 及び静水深 h_0 の関係を示す。また、漂流物無しの条件において、前面波高の3回の平均値 $\overline{a_f^0}$ を破線で示す。貯水部水位 h_1 が高くなり、また、静水深 h_0 が低くなるほど、図-2.1.5 に示す流速の変化の傾向と質量保存則から、前面波高 a_f は高くなる傾向を示す。さらに、漂流物有無の影響に着目すると、明らかな傾向は見られなかった。

1.4 漂流物の通過率、残留率及び閉塞率に関するパラメータの定義

実験ビデオデータに対して、Video Win Movie Maker のソフトウェアを用いて再生速度を 0.1 倍遅くなるように変換した上で、再生最小時間間隔を 0.03s と設定し、目視により、第 2 節の実験方法で述べた通り、図-2.1.3 及び図-2.1.4 において、反射波が橋桁に到達するまでのおよそ 10 秒間を分析対象として漂流物の動態を観察した。以上より、以下の漂流物の通過率、閉塞率及び残留率に関する 6 つのパラメータを算定する。

漂流物の占有率 e は以下の式で定義する。

$$e = \frac{V_f}{V_w} \quad (2.1.6)$$

ここで、 V_w は水路の一樣水深部（長さ 5000mm×幅 500mm×静水深 h_0 ）における水の全体積、 V_f は漂流物の占有体積、すなわち漂流物の全体積である。次に、漂流物の通過率 γ_p は以下の式で定義する。

$$\gamma_p = \frac{V_p}{V_f} \quad (2.1.7a)$$

$$\gamma_p = \gamma_{pn} + \gamma_{pl} \quad (2.1.7b)$$

ここで、 V_p は流れた漂流物の体積である。また、 γ_{pn} 、 γ_{pl} は以下の式で定義する。

$$\gamma_{pn} = \frac{V_{pn}}{V_f} \quad (2.1.8a)$$

$$\gamma_{pl} = \frac{V_{pl}}{V_f} \quad (2.1.8b)$$

ここで、 V_{pn} は橋桁に衝突せずに流れる漂流物の体積、 V_{pl} は橋桁に衝突して流れる漂流物の体積である。

さらに、漂流物の体積の観点からの閉塞率 γ_{cv} を以下の式で定義する。

$$\gamma_{cv} = \frac{V_{cv}}{V_f} \quad (2.1.9)$$

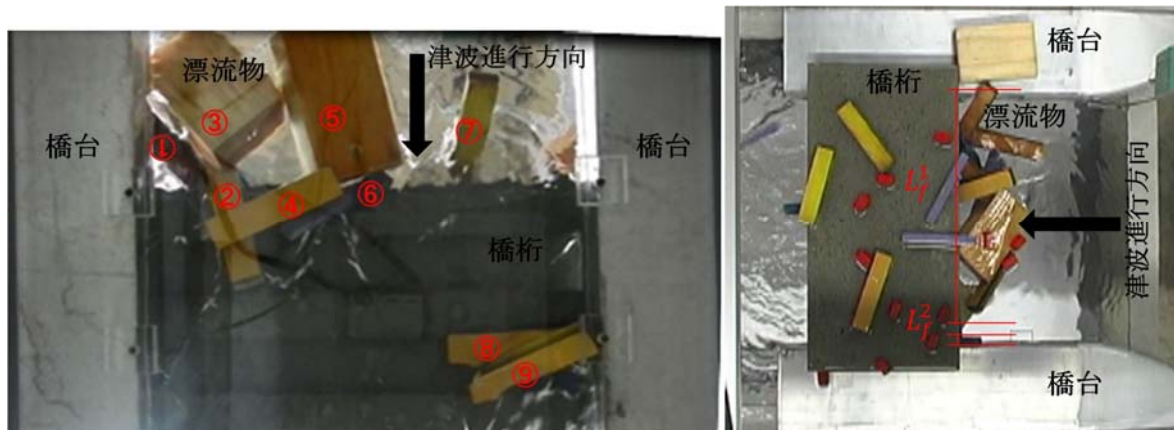
ここで、 V_{cv} は橋桁に衝突して、橋桁の前面部及び橋桁の桁下空間に詰まった漂流物の全体積である。例えば、写真-2.1.1(a)に示すように、橋桁の前面部及び橋桁の桁下空間に①-⑨まで9個の漂流物が閉塞している。反射波が橋桁に到達する前に、この状態がおよそ2秒間維持され、桁下空間に詰まった漂流物の全体積を V_{cv} と定義する。同様に、漂流物の長さの観点からの閉塞率 γ_{cl} を以下の式で定義する。

$$\gamma_{cl} = \frac{L_f}{L_b} \quad (2.1.10)$$

ここで、 L_b は桁長から橋台の桁かかり長を引いた長さである。 L_f については、写真-2.1.1(b)に示すように、漂流物が橋桁に衝突して部分的に桁下空間に詰まり、それらの長手方向の長さを橋軸方向に正射影した全長を採用する。最後に、漂流物の残留率 γ_l は以下の式で定義する。

$$\gamma_l = \frac{V_l}{V_f} \quad (2.1.11)$$

ここで、 V_l は橋桁上に残留した漂流物の体積である。



(a) 体積の観点からの閉塞率 γ_{cv} の定義

(b) 長さの観点からの閉塞率 γ_{cl} の定義

写真-2.1.1 閉塞率の定義

1.5 津波流速と漂流物の通過率、閉塞率及び残留率の関係

図-2.1.8 には、津波流速 v_{max} と漂流物の通過率、閉塞率及び残留率の関係を示す。津波漂流物が橋桁の桁下空間や橋面上を漂流あるいは滞留する現象に対して、津波流速 v_{max} 、 v_{ave}^1 及び v_{ave}^3 の3つのパラメータの中で、 v_{max} による説明性が最も高いと判断された。以上より、本節においては、 v_{max} と漂流物の通過率、閉塞率及び残留率の関係を論じる。

図-2.1.8(a)において、津波流速のピーク値 v_{max} [cm/s]と漂流物の通過率 γ_p の關係に着目すると、桁下高が一番低い $hc=1\text{cm}(e=0.0117)$ の場合(10-4, 12-4, 15-4)には、実験ケース 10-4 の一部のデータを除いて $37.58\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 71.47\text{cm/s}$ の領域で $0.015 \leq \gamma_p \leq 0.347$ となる。図-2.1.1に示すように、漂流物を混合して漂流物群としてランダム

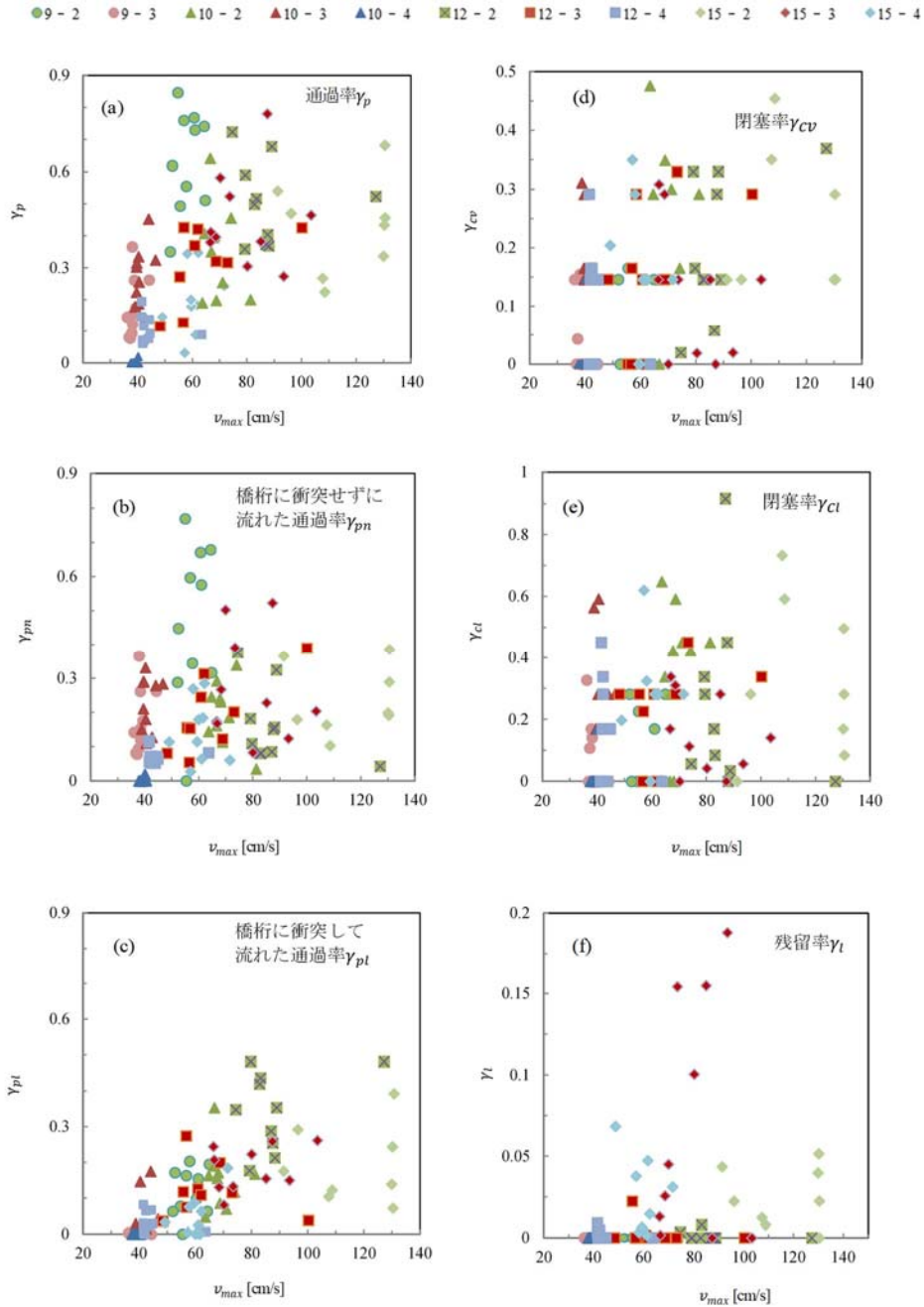


図-2.1.8 流速の最大値 v_{max} と漂流物の通過率、閉塞率及び残留率の関係

に静水部に配置するため、津波の流れ場における漂流物群の動態は大きくばらつくことから、10回の同じ実験条件においても v_{max} と γ_p の結果は大きなばらつきを示す。なお、実験ケース10-4において、実験の4回目のデータである10-4-4以外のデータは橋桁の前面に全ての漂流物が流れ場の中で停止した。それ以外のデータにおいては、 v_{max} が大きくなるに従って γ_p は高くなる傾向を示した。これらの場合より桁下高が高い $hc=2\text{cm}$ ($\epsilon=0.0156$)の場合(9-3, 10-3, 12-3, 15-3)には、 $36.05\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 103.41\text{cm/s}$ の領域で $0.078 \leq \gamma_p \leq 0.780$ となり、 $hc=1\text{cm}$ の場合と同様に v_{max} が大きくなるに従って γ_p は高くなる傾向が見られた。桁下高が最大となる $hc=3\text{cm}$ ($\epsilon=0.0235$)の場合(9-2, 10-2, 12-2, 15-2)には、 $35.19\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で $0.190 \leq \gamma_p \leq 0.846$ となり、流速が低い段階から極めて速い段階まで、通過率 γ_p はばらついているが、全体として v_{max} が大きくなると γ_p は高くなる傾向を示す。

以上の通過率 γ_p の傾向を踏まえ、橋桁に衝突せずに流れた漂流物の通過率 γ_{pn} 並びに橋桁に衝突して流れる漂流物の通過率 γ_{pl} の内訳の観点から分析する。

図-2.1.8(b)において、橋桁に衝突せずに流れる漂流物の通過率 γ_{pn} の観点からは、全てのケースにおいて、 $36.05\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で γ_{pn} は0.769までの値を示す。これらの中で、特に実験ケース9-2において、橋桁に衝突せずに通過した漂流物の割合が高く、 $54.78\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 64.86\text{cm/s}$ の領域で $0.575 \leq \gamma_{pn} \leq 0.769$ となる。また、桁下高が一番低い $hc=1\text{cm}(e=0.0117)$ の場合(10-4, 12-4, 15-4)には、 $37.59\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 71.47\text{cm/s}$ の領域で γ_{pn} は0.284となり、 v_{max} が大きくなるに従って γ_{pn} は高くなる傾向を示す。この場合より桁下高が高い $hc=2\text{cm}(e=0.0156)$ の場合(9-3, 10-3, 12-3, 15-3)には、 $37.58\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 103.41\text{cm/s}$ の領域で $0.053 \leq \gamma_{pn} \leq 0.522$ となり、 v_{max} と γ_{pn} の関係は大きいばらつきを示す。桁下高が最大となる $hc=3\text{cm}(e=0.0235)$ の場合(9-2, 10-2, 12-2, 15-2)には、 $51.99\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で γ_{pn} は0.769までとなり、実験ケース15-2の一部のデータを除いて、 v_{max} が大きくなるに従って全体的には γ_{pn} が小さくなる傾向を示す。

一方、図-2.1.8(c)において、橋桁に衝突して流れる漂流物の通過率 γ_{pl} の観点からは、 $36.05\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で γ_{pl} は0.481までの値となる。桁下高が一番低い $hc=1\text{cm}(e=0.0117)$ の場合(10-4, 12-4, 15-4)には、 v_{max} が大きくなるに従って橋桁に衝突せずに流れる漂流物の通過率 γ_{pn} と同様に γ_{pl} も高くなる傾向が見られる。これらの場合より桁下高が高い $hc=2\text{cm}(e=0.0156)$ の場合(9-3, 10-3, 12-3, 15-3)には、 v_{max} が大きくなるに従って橋桁に衝突せずに流れる漂流物の通過率 γ_{pn} は先述したように一定値に収束する傾向が見られる反面、 γ_{pl} は高くなっていく傾向を示す。桁下高が最大となる $hc=3\text{cm}(e=0.0235)$ の場合(9-2, 10-2, 12-2, 15-2)には、橋桁に衝突せずに流れる漂流物は一定の割合でシェアが低くなる一方で、橋桁に衝突して流れる漂流物のシェアが高くなり、その通過率 γ_{pl} は高くなる傾向が見られる。

漂流物の橋桁への衝突のシェアを考察するために、橋桁の桁下空間や橋面上に通過した漂流物に対する、橋桁に衝突して流れる漂流物の割合 γ_{pl}/γ_p を図-2.1.9のように算出した。また、 v_{max} に対して γ_{pl}/γ_p の10cm/s毎の平均値を計算し、図-2.1.9に併せてプロットしている。

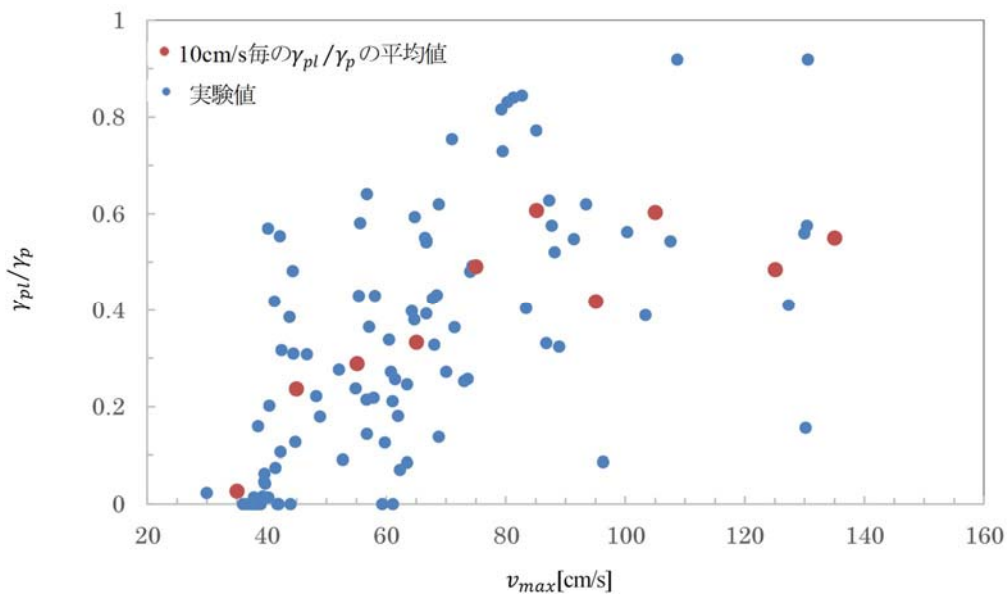


図-2.1.9 橋桁の桁下空間や橋面上に通過した漂流物に対する、橋桁に衝突して流れる漂流物の割合 γ_{pl}/γ_p と流速の最大値 v_{max} の関係

図-2.1.9より、 $36.04\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 83.30\text{cm/s}$ の領域で、 v_{max} が大きくなるほど、全体的には γ_{pl}/γ_p が大きくなる傾向を示した。その中に、流速が相対的に低い $36.04\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 66.76\text{cm/s}$ 領域では、一部のデータを除いて、衝突して流れる漂流物の割合 γ_{pl}/γ_p は0.5には至らない。10cm/s毎の平均値も0.4まで至らない。すなわち、橋桁に衝突して流れる漂流物より、衝突せずに流れる漂流物の割合が大きいことを意味する。79.52cm/s $\leq v_{max} \leq 83.30\text{cm/s}$ の流速が相対的に高い領域では、 γ_{pl}/γ_p の平均値が0.4を超えて0.6までの範囲で示す。 γ_{pl}/γ_p が $0.81 \leq \gamma_{pl}/\gamma_p \leq 0.84$ の範囲でピークを示すとともに、 $83.30\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の流速が高い領域では $v_{max}=127.28\text{cm/s}$ において、最大値 $\gamma_{pl}/\gamma_p=0.919$ を示す。この場合には、橋桁の桁下空間や橋面上に通過した漂流物の中で、9割以上の漂流物が橋桁に衝突して流れたことを意味する。

以上より、 v_{max} と γ_p 、 γ_{pn} 及び γ_{pl} の関係について、 v_{max} が低い場合には、 v_{max} が大きくなるに従って γ_p も大きくなり、その際、 γ_{pn} 及び γ_{pl} が両方ともに大きくなっている。また、その場合には、橋桁に衝突せずに桁下空間を通過した漂流物が多く、 γ_{pn} の割合が大きくなる。さらに v_{max} が大きくなると、 γ_p はばらつくものの、 v_{max} が大きくなるに従って γ_{pn} が小さくなり、逆に γ_{pl} はさらに高くなる、その場合には、橋桁に衝突せずに流れた漂流物より、衝突して流れた漂流物のシェアが高くなる。

図-2.1.8(d)において、 v_{max} と漂流物の体積の観点からの閉塞率 γ_{cv} の關係に着目すると、 $36.05\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で γ_{cv} は0.476までの値を示す。 γ_{cv} の値は $\gamma_{cv}=0, 0.146, 0.292$ の3つの大別される。 $\gamma_{cv}=0.00$ の場合は漂流物が全て橋桁の桁下空間や橋面上に通過して閉塞しない場合である。 $\gamma_{cv}=0.146$ の場合は表-2.1.1に示す漂流物6番が1個のみ橋桁の桁下に閉塞した場合である。 $\gamma_{cv}=0.292$ の場合は同様の漂流物6番が2個橋桁の桁下に閉塞した場合である。これらのケースでは漂流物6番以外の漂流物は全て橋桁の桁下空間や橋面上を通過する。このことから、重量及び体積の観点から最も大きい漂流物6番の桁下への閉塞が閉塞率に支配的な影響を及ぼすことがわかる。なお、 v_{max} が大きくなるに従って、全体的には γ_{cv} が大きくなる傾向を示す。特に、実験ケース15-2の場合には、 $91.38\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で、全ての実験回数において γ_{cv} は0.146以上となる。また、図-2.1.8(e)において、 v_{max} と漂流物の長さの観点からの閉塞率 γ_{cl} の關係に着目すると、 $37.58\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で γ_{cl} は0.915までの値を示す。これは、漂流物の体積の観点からの閉塞率 γ_{cv} と調和的な傾向を示す。なお、漂流物の長さの観点からの閉塞率 γ_{cl} については、 v_{max} が低い場合にも漂流物が橋桁の桁下空間に閉塞することから γ_{cl} は大きくなる傾向を示す。

図-2.1.8(f)において、 v_{max} と残留率 γ_l の關係に着目すると、 $36.05\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で γ_l は0.188までの値を示す。貯水部水位が $h_1=9\text{cm}$ の場合(9-2, 9-3)及び貯水部水位が $h_1=10\text{cm}$ の場合(10-2, 10-3, 10-4)には $36.04\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 64.87\text{cm/s}$ 及び $37.59\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 81.30\text{cm/s}$ のそれぞれの領域において $\gamma_l=0.00$ となるが、これらの場合は漂流物が橋桁の橋面上に残留しないことを意味する。特に、先述したように、実験ケース10-4は10-4-4以外の場合には橋桁の前で全て漂流物が停止する。貯水部水位が高くなり、流量が大きくなってくると、 $h_1=12\text{cm}$ の場合(12-2, 12-3, 12-4)には漂流物が橋桁の橋面上に残留し始め、貯水部水位が $h_1=15\text{cm}$ の場合(15-2, 15-3, 15-4)にはおよそ1割以上の漂流物が橋桁の橋面上に残留する。この場合には、 $48.95\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 93.40\text{cm/s}$ の領域で、 v_{max} が大きくなるに従って γ_l も増加になる。特に実験ケース15-3では、 $v_{max}=93.40\text{cm/s}$ において残留率 $\gamma_l=0.188$ の最大値を示す。なお、 v_{max} が更に大きくなると、実験ケース15-2では、前述した v_{max} と通過率及び閉塞率の關係のように γ_l は逆に小さくなる。

前述した漂流物の閉塞のメカニズムと異なり、橋桁の橋面上に漂流物が残留するメカニズムについては、表-2.1.1に示す漂流物1番の占める割合が最大0.158となり、同様に、漂流物2番、3番、4番の占める割合がそれぞれ最大0.118, 0.222, 0.083となった。すなわち、重量及び体積の観点から小さい漂流物の残留が γ_l に支配

的な影響を及ぼす。以上より、 v_{max} と閉塞率の関係については、重量及び体積の観点から大きい漂流物の桁下への閉塞が支配的である。 v_{max} と残留率 γ_l の関係については、逆に、小さい漂流物の残留が橋面上に支配的である。 $48.95\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 93.40\text{cm/s}$ の領域で、 v_{max} が大きくなるに従って、 γ_l が0.188まで増加し、 v_{max} が更に大きくなると γ_l は逆に小さくなる。

1.5 まとめと今後の課題

以上、得られた知見をまとめると以下の通りである。

- (1) 津波作用の諸量の中で、津波漂流物が橋桁の桁下空間や橋面上を漂流あるいは滞留する現象に係る説明性が最も高かったのは津波流速のピーク値 v_{max} であった。
- (2) 漂流物の橋桁に対する通過率 γ_p については、桁下高 h_c が相対的に低い場合において、 v_{max} が大きくなるに従って γ_p が高くなる傾向が見られた。この場合には橋桁に衝突せずに流れた漂流物と橋桁に衝突して流れた漂流物のシェアーがほぼ拮抗する。桁下高 h_c が高くなると、 v_{max} が大きくなるに従って、一定量の漂流物が橋桁に衝突せずに流れるものの、橋桁に衝突して流れる漂流物のシェアーが高まり、漂流物全体としての通過率 γ_p も高まる結果となる。
- (3) 漂流物の橋桁に対する閉塞現象に関しては、体積の観点からの閉塞率 γ_{cv} は0.15から0.3程度の大きな値に収束した。これは、重量及び体積の観点から最も大きな漂流物が橋桁に1つあるいは2つ詰まった場合に相当し、橋桁のスケールに対して大きな漂流物の閉塞が閉塞率全体を支配することを意味する。
- (4) 漂流物の橋面上の残留率 γ_l については、貯水部水位 h_1 が徐々に高まり流量が大きくなると、漂流物が橋桁の橋面上に残留し始め、特に、桁下高 h_c が最も高い場合において重量及び体積の観点から相対的に小さく細長い漂流物が橋面上におよそ1割から2割前後残留することとなる。
- (5) 津波漂流物の作用を考慮した波の先端部のモデル化については、Stokerのモデルに基づき、上流域の流速 u_2 の算定式を得た。 $36.04\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 76.81\text{cm/s}$ の流速が低い領域では、本モデルによる説明性が明らかに高い。しかし、それ以上の流速が高い領域では、本モデルの説明性の限界があり、この原因については、今後の検討課題である。

【参考文献】

- 2.1.1) Stoker, J. J.: The formation of breakers and bores, *Communications on Pure and Applied Mathematics*, Vol. 1, pp. 1-87, 1948.
- 2.1.2) 土木学会・地震工学委員会：東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会最終報告書，第II編，津波被害分析WG最終報告書，2015.
- 2.1.3) 松富英夫，藤井碧，山口健：漂流物を伴う氾濫流の基礎実験とモデル化，海岸工学論文集，土木学会，第54巻，pp. 226-230, 2007.
- 2.1.4) 松富英夫，榊山勉，Sindhu Nugroho，都司嘉宣，谷岡勇市郎，西村裕一，鎌滝孝信，村上嘉謙，松山昌史，栗塚一範：Banda Acehと周辺における2004年インド洋津波と被害想定からみた課題，海岸工学論文集，土木学会，第52巻，pp. 1366-1370, 2005.

(庄司学)

2.2 津波越流による橋台アプローチ部の盛土の流出現象

2.2.1 背景

津波による橋梁の被災に関する研究はこれまでに数多く行われてきたものの、橋台アプローチ部の盛土（以下、橋台背面盛土と呼ぶ）の流出を対象に検討を行った事例は限られている。井上ら^{22.1)}と吉崎ら^{22.2)}は、2種類の橋台模型を対象に橋台背面盛土の被災メカニズムに関する100G場での遠心模型実験を実施し、盛土の平均すべり高に基づく被災度は津波の遡上端の進行速度との相関が高いことなどを明らかにしている。ただし、橋台背面盛土が流出に到る過程とその機構に対する検討は十分とは言えない。ここでは、橋台背面盛土の流出を水理実験とその再現計算により検討した事例を紹介する。

2.2.2 水理実験の概要

名古屋大学所有の図-2.2.1に示すアクリル製循環式水平開水路（長さ6.00m、奥行き0.30m、高さ0.29m）を用いて縮尺1/100の水理実験を行った。図-2.2.2に実験装置の概略図を示す。同図に示すように、水路の内部に厚さ10cmの砂地盤を、その上に橋台模型と背面盛土を設置した。ここで、橋台模型と盛土は、2011年東北地方太平洋沖地震時に津波により橋台背面盛土の流出などの被害を受けたことが佐々木ら^{22.3)}により報告されている岩手県陸前高田市の沼田跨線橋A2橋台を参考に決定した。砂地盤と盛土には、中央粒径約0.2mmの珪砂6号（トーヨーマテラン製）を用いた。砂地盤は、約2.0cmごとに締め固めを行い、湛水により飽和状態とした。盛土は、含水比を10~13%に調整し、何層かに分けて締め固めを行った。そして、水路沖側端にポンプ2台により単位幅流量0.0260 m³/s/mの水を30s間供給し、津波を想定した流れを作用させた。なお、盛土表法尻を原点とする水平岸向き座標をx軸、水路の手前側側壁を原点とする水平奥向き座標をy軸、水路底面を原点とする鉛直上向き座標をz軸とした。

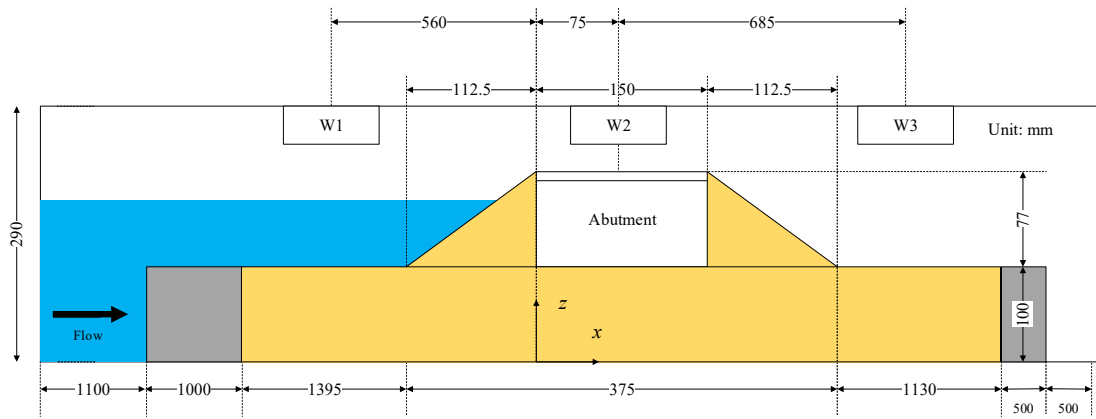
実験は、図-2.2.2に示すように橋台模型を設置したケースAと、橋台模型に加えて舗装を模擬した厚さ3mmのアルミ板を盛土上に置いたケースBも実施した。また、再現性確認のため、同一条件の実験を2回行った。津波作用時には、水路側面から動画撮影を行うとともに、W1~W3の位置に設置した超音波センサ（Omron製E4C-DS30L）により水位変動の計測を行った。津波作用前後には、レーザー変位計（Keyence社製LR-TB5000C）を用いてy=50, 100, 150, 200, 250mmの5測線で地形の計測を行った。

2.2.3 水理実験結果及び考察

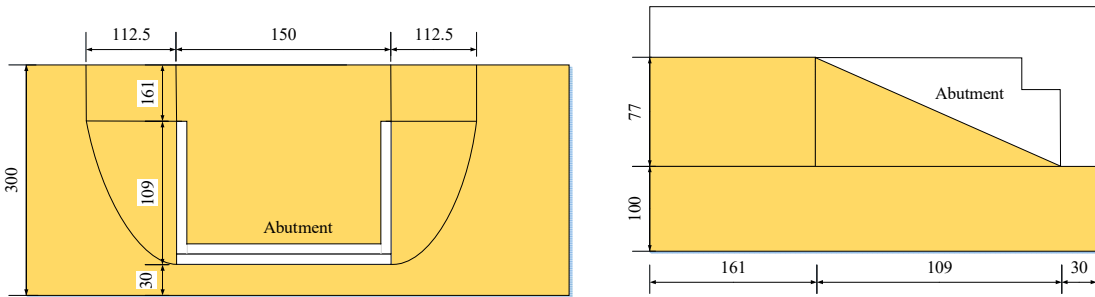
舗装モデル未設置時のケースAにおける津波作用後の背面盛土の様子を図-2.2.3に例示する。ここで、



図-2.2.1 水平開水路



(a) 水路全体



(b) 橋台模型と背面盛土 (左: 上面図, 右: 側面図)

図-2.2.2 実験装置の概略図

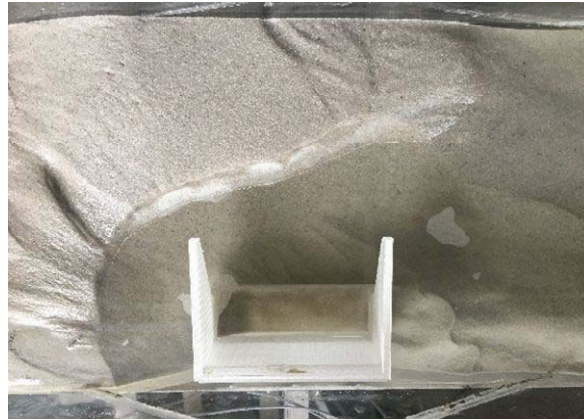


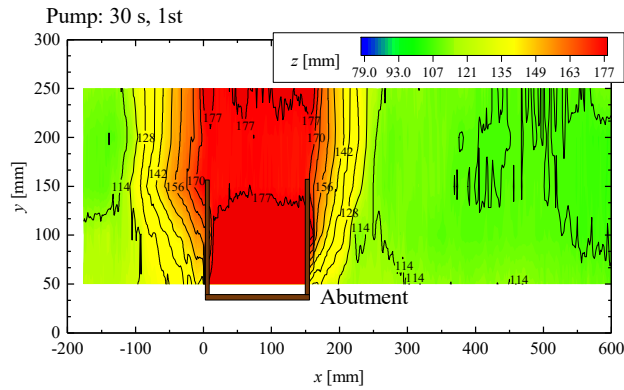
図-2.2.3 水路上側から見た津波作用後の背面盛土の様子 (舗装モデルなし; 左側が沖)

同図の左側が沖, 右側が岸である。また, 同ケースにおける水路奥側から見た津波作用後の様子を図-2.2.4に示す。ここで, 同図の白色の線は水路奥側における盛土の初期地形を示す。図-2.2.3より, 写真手前に写っている白色の橋台が下の方まで見えており, 橋台周辺の盛土には大規模な侵食が発生した一方で, 橋台から離れた側の盛土は残っていることが確認できる。図-2.2.4より, 橋台と反対側の水路奥側では初期の半分程度の高さの盛土が残っており, 橋台周辺と比較して侵食は小さくなっている。

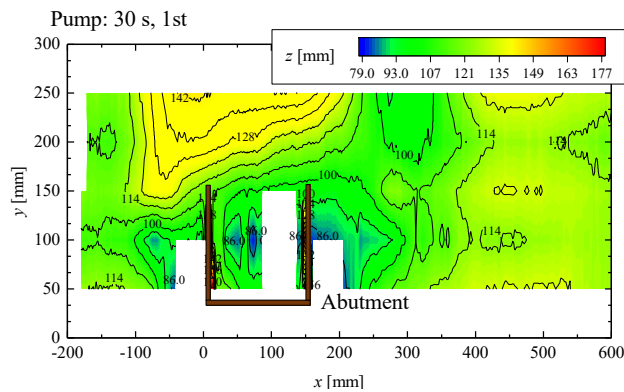
図-2.2.5に, 舗装モデル未設置時のケース A における津波作用前の盛土の初期地形と津波作用後の盛土の最終地形を例示する。なお, $y = 50 \text{ mm}$ よりも手前側と $y = 250 \text{ mm}$ より奥側の地形は計測していないことから, 空白となっている。また, 予備実験において, $z = 83 \text{ mm}$ 以下の地形は洗掘部分に溜まった水の影響によりレーザー変位計では正しく計測できていないことが分かったため, こちらも空白として示し



図-2.2.4 水路奥側から見た津波作用後の背面盛土の様子（舗装モデルなし；左側が沖）



(a) 津波作用前の初期値地形

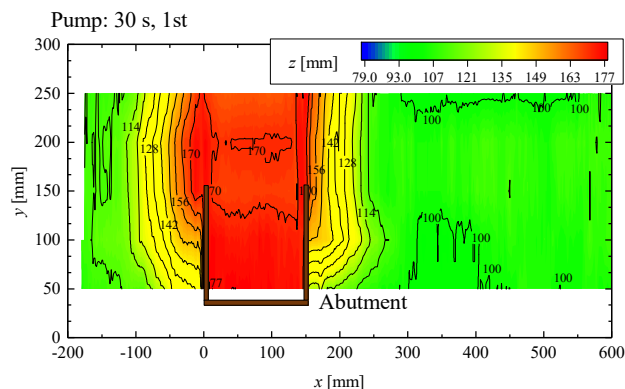


(b) 津波作用後の最終地形

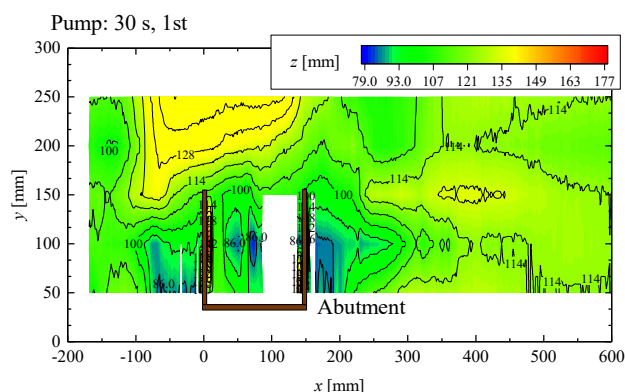
図-2.2.5 津波作用前後の地形（舗装モデルなし）

た。図-2.2.5より、津波作用前の盛土は天端が $z = 177$ mmの高さまでであったものの、津波作用後は大きく削られていることが分かる。特に、橋台の沖側、岸側、内側は $z = 83$ mm以下を示す空白となっており、元の地盤面である $z = 100$ mmよりも深くまで洗掘されていることが分かる。また、計測はしていないものの、以上のことより、橋台の手前側の開口部にも洗掘が生じているものと推測される。一方、橋台と反対側の水路奥側では、図-2.2.4と同様、盛土が残っていることが確認でき、図-2.2.5の範囲では盛土が $z = 142$ mmの高さまで残っていることが確認できる。このように、橋台周辺の盛土に侵食が発生した一方で橋台から少し離れた位置の盛土が残る現象は、2011年東北地方太平洋沖地震津波時の沼田跨線橋の橋台背面盛土の被害状況^{2.2.3}と整合していると言える。また、橋台や盛土の少し岸側の $x > 300$ mmでは津波作用後の地盤面が津波作用前よりも若干高くなっており、侵食された盛土が岸側に堆積したと考えられる。

続いて、舗装モデル設置時のケース B における津波作用前の盛土の初期地形と津波作用後の盛土の最終地形を図-2.2.6に例示する。ここで、同図の最終地形は、舗装モデルを取り除いた上で計測を行っている。図-2.2.6より、橋台と反対側の水路奥側において残存している盛土が舗装モデル未設置時と比べ



(a) 津波作用前の初期値地形



(b) 津波作用後の最終地形

図-2.2.6 津波作用前後の地形（舗装モデルあり）

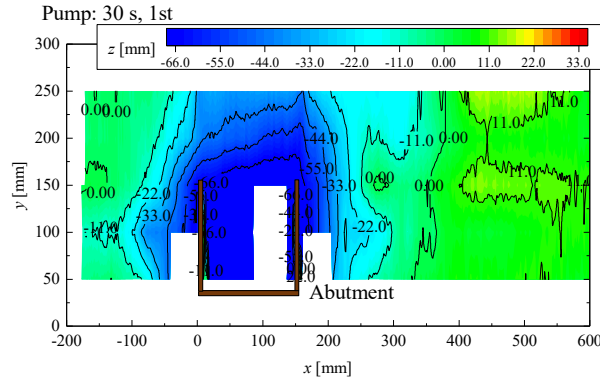
て若干小さく低くなっているものの、舗装モデルの有無は顕著な影響を与えていないことが分かる。

そこで、図-2.2.5 と図-2.2.6 から求めた津波作用前後での地形の変化を図-2.2.7 に示す。ここで、同図の正值は堆積を、負値は侵食を示す。また、図-2.2.5 や図-2.2.6 で空白となっていた場所については、図-2.2.7 でも空白とした。図-2.2.7 から、橋台周辺の地盤高が大きく低下していることが分かる。また、盛土の少し岸側の地盤高が若干高くなっていること、橋台と反対側の水路奥側での侵食が舗装モデル設置時の方が若干大きいものの、舗装モデルの有無の影響は大きくないことも確認できる。

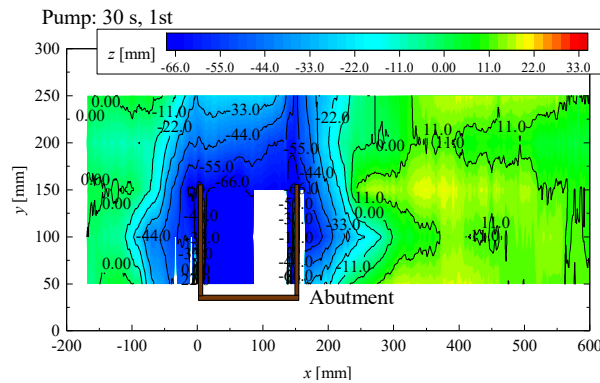
2.2.4 数値計算の概要

中村ら²²⁴⁾による 3 次元流体・構造・地形変化・地盤連成数値計算モデル FS3M (Three-Dimensional Coupled Fluid-Structure-Sediment-Seabed Interaction Model) を用いて水理実験の再現計算を行った。同モデルは、メインソルバーと 4 つのモジュールから構成されている。メインソルバーは、地形の変化や浮遊砂による流体の密度の変化を考慮して流体運動の解析を行う連続式と Navier-Stokes 方程式に基づく LES (Large-Eddy Simulation) である。そのメインソルバーには、気液界面を追跡する MARS (Multi-Interface Advection and Reconstruction Solver) に基づくモジュール、掃流砂・浮遊砂輸送による移動床の地形変化と浮遊砂濃度分布の計算を行うモジュール等が組み込まれている。

図-2.2.8 に計算領域の概略図を示す。同図に示すように、水理実験と同様に、砂地盤、橋台、背面盛土を設定した。なお、ここでは、舗装モデルがない場合のみを対象とした。砂地盤と背面盛土を構成する砂のパラメータとして、中央粒径は水理実験と同様に 0.2 mm とした。砂粒子の密度、空隙率、静止摩擦角、動摩擦角、水中安息角、斜面崩壊開始基準、斜面崩壊完了基準は、水理実験での値が得られていない



(a) 舗装モデルなし



(b) 舗装モデルあり

図-2.2.7 津波作用前後での地形の変化

ことから、それぞれ $2.65 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$, 0.4, 45.01° , 27.0° , 45.0° , 0.0° , -0.01° とした。限界 Shields 数は岩垣の式により、砂粒子の沈降速度は Rubey の式により求めた。底質巻き上げ係数は、試行計算により、定常流に対する値 0.00033 より若干小さい 0.00025 とした。van Genuchten の式の形状パラメータ α , n^* と残留飽和度 $S_{r,r}$ も、水理実験で得られていないことから、中央粒径に近い三河珪砂 6 号^{2.2.5)} の $\alpha = 0.28 \text{ kPa}^{-1}$, $n^* = 12.898$, $S_{r,r} = 13.5\%$ を用いた。最大飽和度 $S_{r,s}$ は簡単のために 100% とした。初期飽和度は、湛水を行った $z = -0.10 \text{ m}$ より下の砂地盤では最大飽和度 $S_{r,s}$ に設定し、 $z = -0.10 \text{ m}$ より上の盛土では含水比 10~13% を参考に飽和度 28.8% とした。そして、水理実験と同様の流量の流れを 30 s 間作用させた。

2.2.5 計算結果

盛土天端の W2 と盛土岸側の W3 での水位変動に関して、水理実験結果と再現計算結果の比較を図-2.2.9 に示す。水理実験では超音波センサに最も近い位置の水面を計測していたと考えられることから、図-2.2.9 の数値計算結果でも最も上にある水面の位置を水位変動として示した。図-2.2.9 より、盛土天端の W2 では、20 s 頃までは水位の上昇が認められるものの、その後は初期の水位よりも低下していることが分かる。これは、盛土の天端高の低下に伴い、水面の位置も低下したためである。また、水理実験結果と再現計算結果を比較すると、盛土天端の W2 において 40 s 前後の時刻に若干のずれが認められるものの、それ以外では再現計算結果は水理実験結果と一致していることが確認できる。

図-2.2.10 に津波作用後の最終地形を示す。水理実験で地形の計測が行われている $y > 0.05 \text{ m}$ の範囲に着目すると、水理実験結果を示した図-2.2.5(b) で $z = 83 \text{ mm}$ 以下を示す空白となっている橋台の沖側、岸側、内部では、数値計算結果を示した図-2.2.10 でも深く掘れていることが分かる。その一方で、橋台

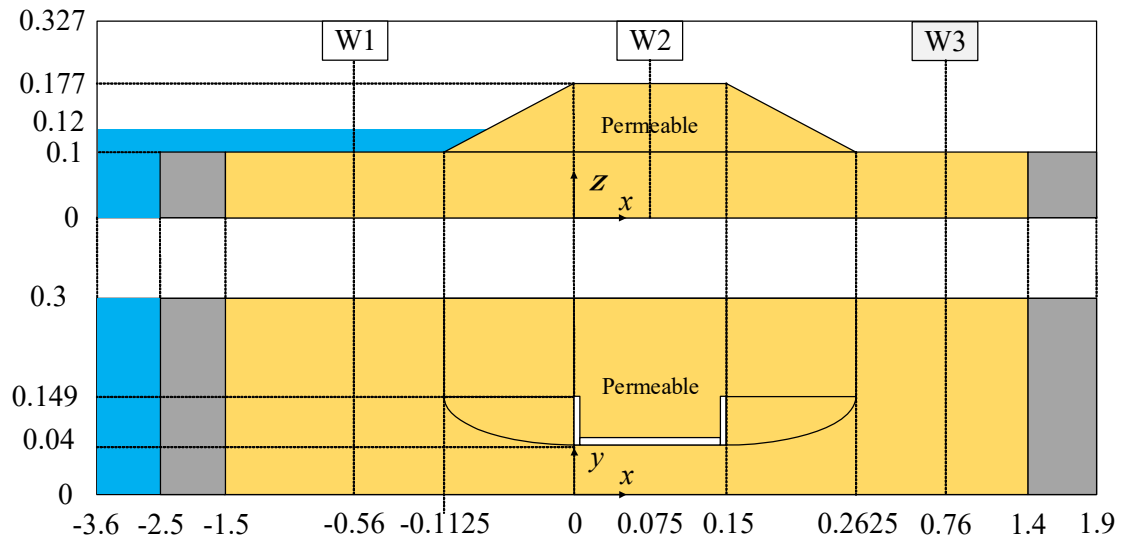


図-2.2.8 計算領域の概略図

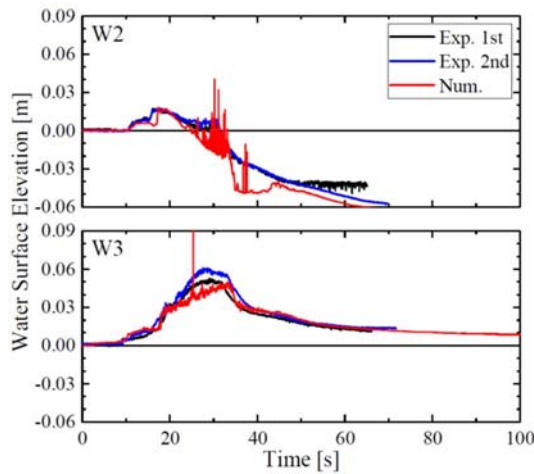


図-2.2.9 盛土天端 W2 および盛土岸側 W3 における水位変動の比較

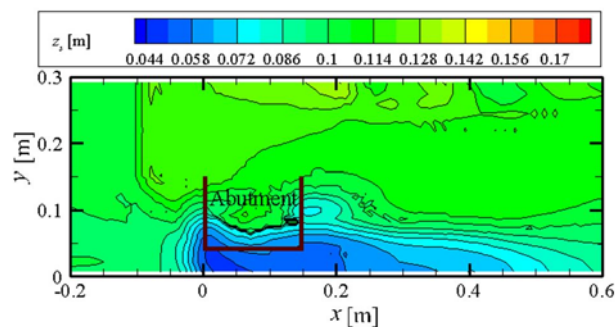


図-2.2.10 津波作用後の最終地形の再現計算結果

と反対側の水路奥側での盛土の侵食が水理実験と比べて若干大きく、橋台の少し岸側の堆積も過小評価していることが確認できる。このような課題を残しているものの、特に橋台周辺に関しては水理実験で確認された地形の変化を数値計算でも概ね再現できていると考えられる。

最後に、橋台周辺の盛土の侵食過程を図-2.2.11 に例示する。ここで、同図の左図は鳥瞰図、右図は y

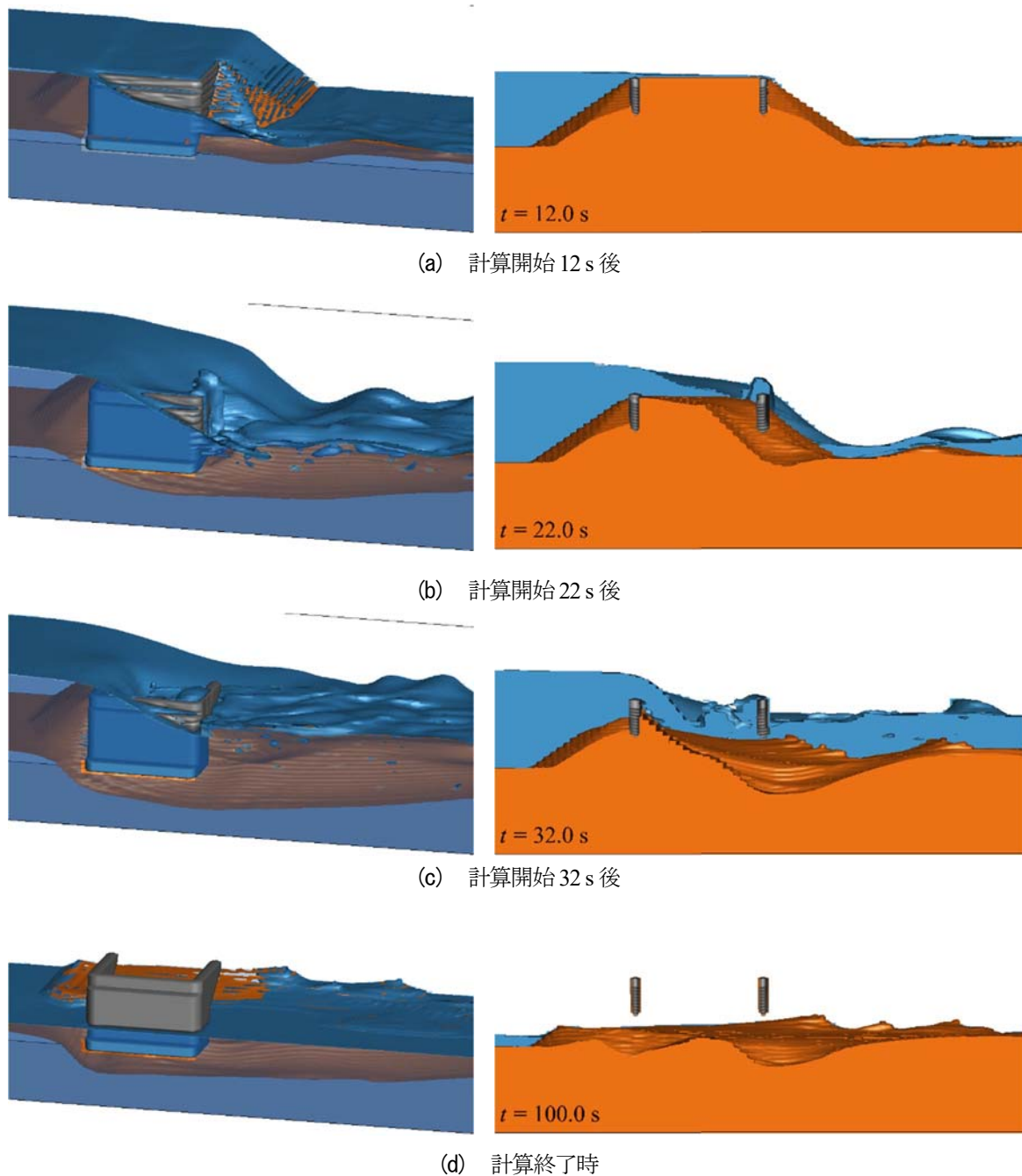


図-2.2.11 再現計算による津波作用時の地形変化の様子（左：鳥瞰図，右： $y=100\text{ mm}$ での断面図）

$y=100\text{ mm}$ での断面図である。また、水色は水面を、茶色は盛土を表しており、可視化の都合上、灰色は橋台あるいは盛土の表面を表している。図-2.2.11より、盛土上を津波が越流し始めるとともに、岸側の法面、特に楕円錐状になっている橋台のすぐ岸側の法面が侵食され始めることが分かる。そして、その侵食が岸側のウイングの下まで達すると、橋台の内部の盛土がウイングの下から流出し始めている。その後、橋台の内部や沖側の盛土も流出し、最終的に元の地盤面よりも下まで達する洗掘が形成されている。以上のように、橋台背後盛土の流出過程が数値計算モデルFS3Mにより評価できることが確認できた。

2.2.6 まとめ

ここでは、沼田跨線橋 A2 橋台をモデル化した橋台模型を対象に、背面盛土の流出現象を水理実験と数値計算の両面から検討した事例を紹介した。この検討を通じて、2011年東北地方太平洋沖地震津波時と

類似する橋台背面盛土の侵食が水理実験で再現できるとともに、侵食に与える舗装の影響は顕著には認められないことを明らかにした。また、水理実験結果との比較により数値計算モデル FS3M の再現性が確認できるとともに、同モデルにより橋台背後盛土の流出過程の評価ができることを示した。ただし、水理実験の条件が限られているなど、課題を残していることから、さらなる検討が不可欠である。

【参考文献】

- 2.2.1) 井上貴大, 宮本 圭, 吉崎文明, 永瀬英生, 廣岡明彦 (2014) : 異なる形状の橋台背面盛土が津波を受けた際の被災メカニズムに関する遠心模型実験, 第 49 回地盤工学研究発表会, pp. 1897-1898.
- 2.2.2) 吉崎文朗, 藤岡大千, 廣岡明彦, 永瀬英生 (2015) : 橋台背面盛土の被災状況に擬似津波の流況が及ぼす影響に関する遠心模型実験, 第 50 回地盤工学研究発表会, pp. 1177-1178.
- 2.2.3) 佐々木達生, 幸左賢二, 付 李, 木下和香 (2011) 東日本大震災による津波の影響を受けた沼田跨線橋の損傷判定, 第 31 回土木学会地震工学研究発表会講演論文集, 11 p.
- 2.2.4) 中村友昭, 趙 容桓, 水谷法美 (2019) : 不飽和地盤へ適用可能な VOF 法に基づく数値計算モデルの開発と不飽和地盤の浸透・侵食現象への適用, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 75, No. 2, pp. I_229-I_234.
- 2.2.5) 杉井俊夫, 山田公夫, 奥村 恭 (2002) : 高飽和時における砂の不飽和透水係数に関する考察, 平成 13 年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集, III-6, pp. 267-268.

(中村友昭)

2.3 高潮による漂流物

2.3.1 検討の目的

近年発生する気象擾乱において、平成27年(2015年)の台風18号をはじめに、平成30年(2018年)に発生した台風21号や令和元年(2019年)台風15号、同年台風19号など、台風に伴って発生する集中豪雨や河川の増水による洪水と内水氾濫、さらに高潮と波浪の影響により、インフラ施設に甚大な被害が発生する傾向にある。

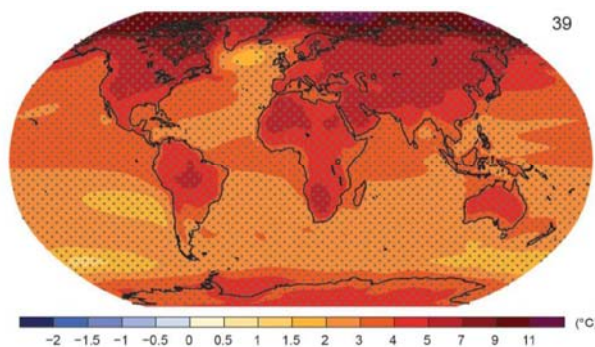
過去の気象擾乱、ここでは台風に着目して振り返ると、昭和9年の室戸台風や昭和34年の伊勢湾台風、昭和36年の第二室戸台風を筆頭に、多数の被害が生じているが、近年では活発化する台風の被害が増加している傾向が垣間見える。これらの活発化の主な要因は、地球温暖化による海水面の水温上昇に伴う豊富な水蒸気量の供給と気流の収束と鉛直シエアの継続などであるが、前述の通り、近年ではこの気象擾乱の激甚化により、被害状況が増大していると言っても過言ではない状況にある。

特に、前述した台風21号の被害状況に着目すれば、関西国際空港の滑走路が浸水する事態となった。また、関西国際空港の東側に停泊していた油タンカーが、暴風等の影響によって走錨して連絡橋に衝突した。この被害により、関西国際空港では空港機能が停止するとともに、連絡橋の機能喪失により利用客が空港に1昼夜足止めされる事態に陥った。

上述は広義の気象擾乱の中でも、台風に着目した被害の1例ではあるものの、気象擾乱の激甚化が、そもそも地球温暖化を要因とするのであれば^{23.1)}、気象の不可逆性を踏まえ、今後も同規模の台風が近年の発生頻度と同等以上で発生する可能性は否定できない。

これらのことを踏まえ、激甚化する気象擾乱に対する備えとして、社会の経済活動の一旦を担う空港と周辺施設に対する最悪シナリオによる被害の予測と対策が必須であると考えられる。

本研究は、台風によって発生する高潮と波浪に対する対策を講じるために被害発生メカニズムを理解することを目的としており、前段検討として、気象擾乱の発生による被害予測の可否を確認するために、既往の気象擾乱をサンプルとして被害状況の再現を実施した。



21世紀末(2081-2100年の平均)の気温の変化の予測
複数の気候モデルによるRCP8.5シナリオ(非常に高い温室効果ガス排出量が続いた場合)の予測結果を平均したもの。1986-2005年の平均気温からの変化を示す。(IPCC第5次評価報告書より)

図-2.3.1.1 21世紀末の気温の変化の予測^{23.1)}

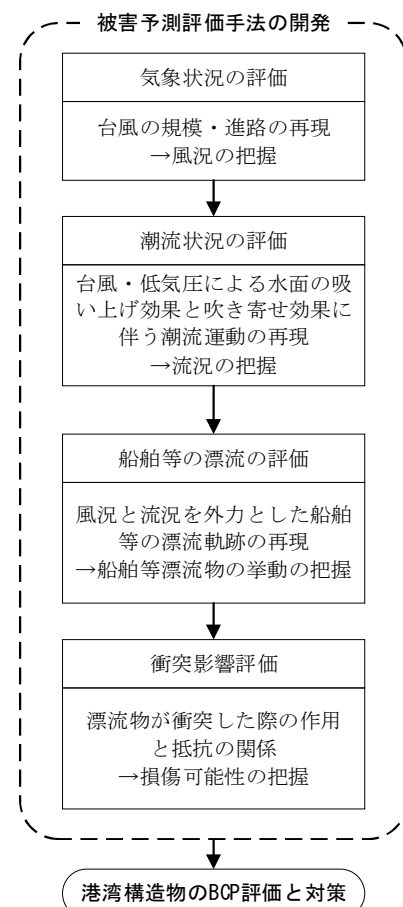


図-2.3.1.2 研究フロー

2.3.2 対象とする被災事象

気象擾乱と被害の再現において対象とするのは平成30年台風21号である。

2018年8月28日に南鳥島近海で発生した台風第21号は、日本の南を北西に進み、9月3日には向きを北寄りに変え、4日12時頃に非常に強い勢力で徳島県南部に上陸した。その後、4日14時頃には兵庫県神戸市に再び上陸し、速度を上げながら近畿地方を縦断し、日本海を北上、5日9時には間宮海峡で温帯低気圧に変わった。台風の接近・通過に伴って、西日本から北日本にかけて非常に強い風が吹き、非常に激しい雨が降った。特に四国や近畿地方では、猛烈な風が吹き、猛烈な雨が降ったほか、顕著な高潮となったところがあった。風については、高知県室戸市室戸岬では最大風速48.2メートル、最大瞬間風速55.3メートル、大阪府田尻町関空島（関西空港）では最大風速46.5メートル、最大瞬間風速58.1メートルとなるなど四国地方や近畿地方では猛烈な風を観測し、観測史上第1位となったところがあった。また、四国や近畿地方では海は猛烈なしけとなった^{2.3.2)}。

この非常に強い台風21号に伴う強風の影響により、大阪湾を含む瀬戸内海に海上台風警報が発表されている状況下において、泉州港の南東方沖に船舶中の油タンカーが台風の接近に伴い増勢した風を受けて走錨し、北方に圧流され、平成30年9月4日13時40ころに関西国際空港連絡橋に衝突した^{2.3.3)}。

衝突事故の発生位置、油タンカーの航行経路図、衝突状況について、それぞれ図-2.3.2.1、図-2.3.2.2、図-2.3.2.3に示す。

関西国際空港連絡橋は、大阪府和泉佐野市と関空島を結び、道路幅約15mの片側3車線の道路桁が2本と鉄道桁1本からなる構造であり、ガス管、通信、ケーブル等が本連絡橋に設置されていた^{2.3.3)}。

本連絡橋は、最も関空島よりの橋脚（P1橋脚）を起点として関空島側約30m、泉佐野市側約40m、P1橋脚の南東側に隣接する橋脚（P2橋脚）を基点として関空島側約50mにわたり、橋梁部に曲損、破口、擦過傷等を生じ、また、P2付近の接続部は北東側に約4m移動していた（図-2.3.2.4）^{2.3.3)}。



図-2.3.2.1 衝突事故の発生位置^{2.3.3)}



図-2.3.2.3 油タンカーの衝突状況

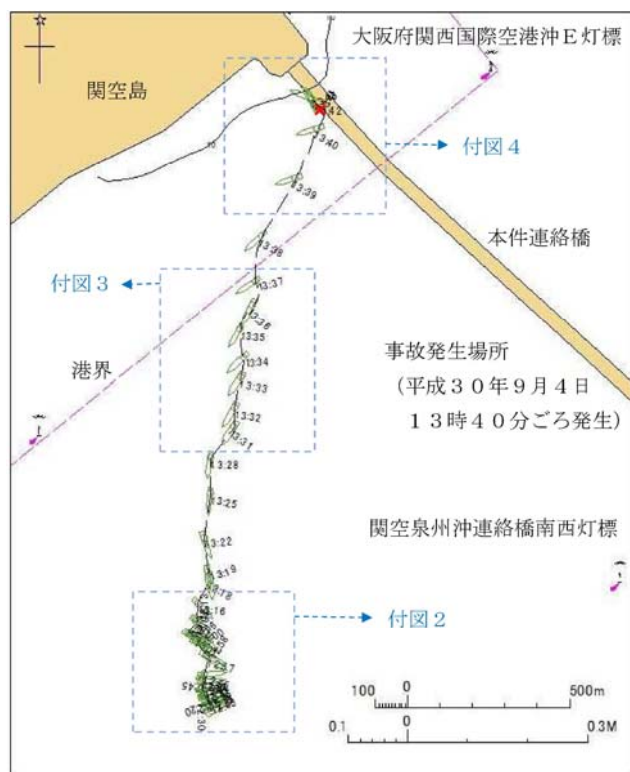


図-2.3.2.2 油タンカーの航行経路図^{2.3.3)}

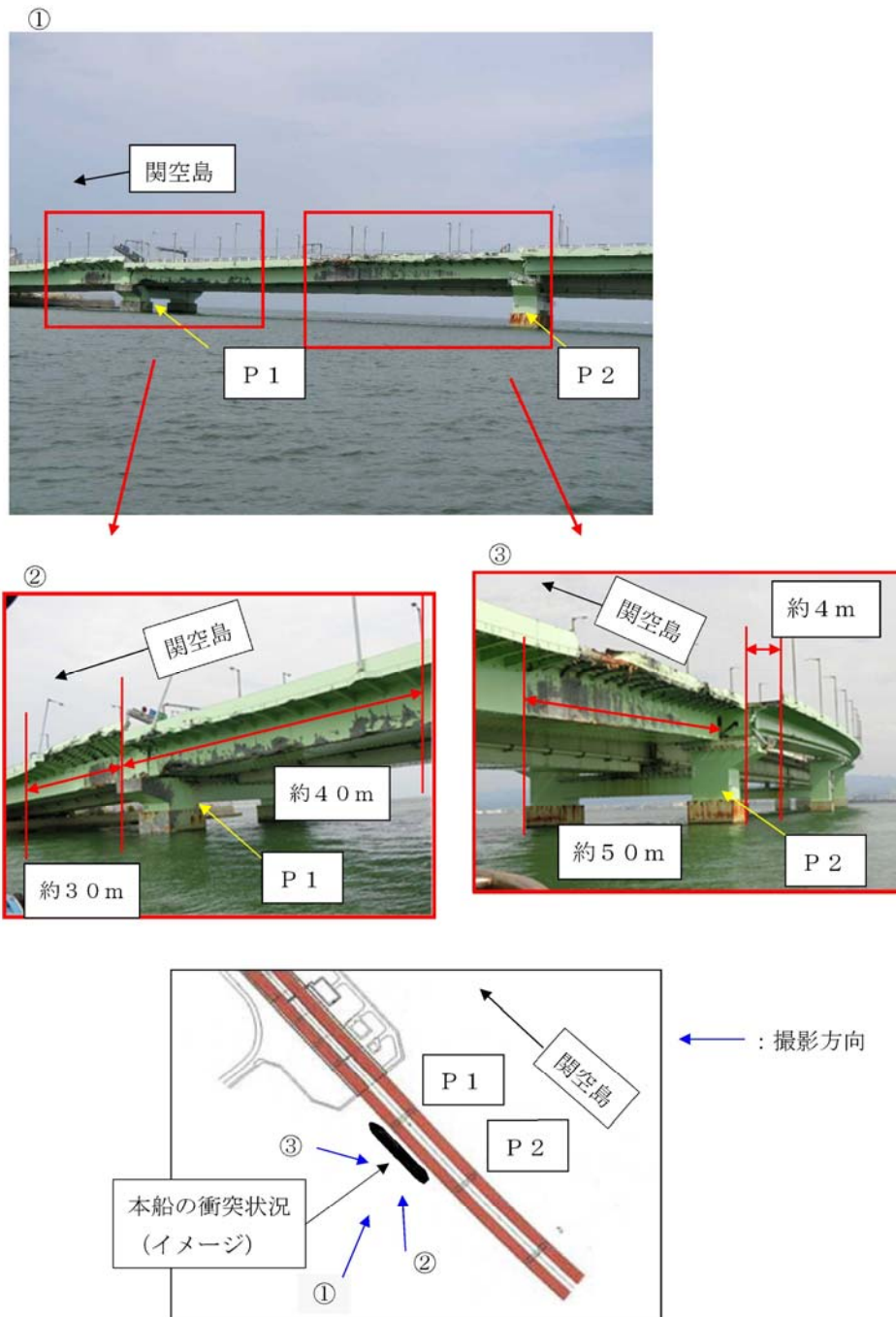


図-2.3.2.4 関西国際空港連絡橋の被害状況^{23,3)}

これらの被害状況（図-2.3.2.4）から類推すると、本連絡橋の被害は、油タンカーが直接衝突した道路橋の張出し床版の曲損や、主桁ウェブの擦過傷に加え、衝突時の衝撃によって上下部接続部である支承構造の破損が生じたことが伺える。

この被害により関空島への交通は遮断されたため、空港利用客や施設の従業員等、1昼夜孤立する事態となった。加えて、高潮による滑走路浸水により空港機能も停止することとなった。

この被害状況を鑑みるに、空港施設を含む港湾施設等へのBCP評価として、漂流船舶島の衝突リスクの把握は逼迫性が高いと考えられる。

なお、参考文献2.3.3)によれば、走錨発生に関する解析として、油タンカーの錨等の係駐力とプロペラ水力及び風波の概略から比較した事故の発生過程が検討されている。

係駐力や外力の導出過程はここでは省略するが、限界係駐力と走錨の判定は下記の通りである。

船は外力が大きくなると係駐力はそれに釣り合って大きくなり、船尾方に移動し、錨鎖が徐々に海底から離れ、海底で摩擦力を発生している錨鎖の長さが短くなる。

海底に接する錨鎖の長さは、外力が大きくなるとさらに短くなって摩擦力が小さくなり、ついには外力が係駐力を上回って走錨が開始し、この時の係駐力が「限界係駐力」であり、走錨せずに耐え得る限界の係駐力ともいえる。

従って、

- ・風圧力+波漂流力+プロペラ推力>係駐力となると走錨が発生し、
- ・風圧力+波漂流力+プロペラ推力<係駐力となると走錨が発生しない。

図-2.3.2.5に風圧力+波漂流力+プロペラ推力と係駐力の関係を示す。同図は、参考文献2.3.3)で解析されたものをグラフ化したものである。また、油タンカーの走錨時は単錨泊であったことが報告されているが^{2.3.3)}、同図には双錨泊とした場合の係駐力を併せて示している。

同図より、単錨泊での係駐力に対して外力が上回る時刻は、12:58:14、13:18:38、13:37:48であることがわかる。また、双錨泊とした場合は係駐力が増加するものの、前述のいずれの時刻も、双錨泊であっても係駐力に対して外力が上回る。

一方で、12:58:14において走錨を止めるために主機を用いるとプロペラ推力によって錨泊状態を維持できる結果である。

これらのことから、単錨泊で、かつ主機を用いない状態が走錨に対して不利な状況であるといえる。

ここで、風圧力と波漂流力、プロペラ推力などの外力の内訳に目を向ければ、概ね風圧力が支配的であることがわかる。これは、油タンカーが走錨した時点では空船状態で全てのバラスタタンクに海水バラスタを漲水し、約1,260tの積載状態であり、喫水は船主約2.40m、船尾約4.20mであったが^{2.3.3)}、海面より上方の船舶の風に対する被圧面積が、海面より下方の喫水の被圧面積よりも大きかったことが推察される。

以上を再現解析の事前情報として踏まえ、以降、再現解析を実施した結果について述べる。

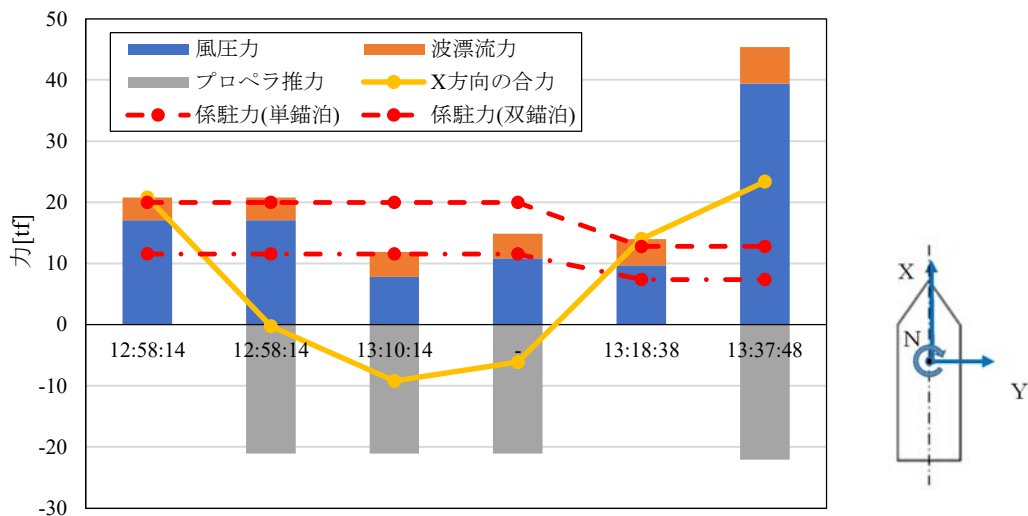


図-2.3.2.5 走錨発錆に関する解析結果^{2.3.3)}

2.3.3 気象状況と海象の再現

(1) 再現の方法

WRF(Weather Research and Forecasting)は、数値気象予報と大気シミュレーションの研究・実用を意図して米国大気研究センター(NCAR : National Center for Atmospheric Research), 米国環境予測センター(NCEP : National Centers for Environmental Prediction), 地球システム研究所(ESRL : Earth System Research Laboratory)等によって共同開発された次世代のメソスケール気候予測数値モデルである。適用可能な空間スケールは数十 m~数千 km とされる。高潮の解析においては、WRF を計算対象領域の海面更生気圧と風向・風速の時空間分布の把握に用いるが、この気象モデルには大気中の化学物質の輸送・反応を計算する機能もあり、応用の範囲は広い。

以下の大気流動解析では、WRF の運動学的解析手法として ARW (Advanced Research WRF)を利用した。この手法では、支配方程式として水平・鉛直方向の運動方程式、質量と温位の保存式、ジオポテンシャルに関する式、大気の状態方程式が取り上げられており、大気を圧縮性流体として非静水力学的に解析することが可能とされている^{2,3,4)}。

WRF の計算システムは、図-2.3.3.1 に示されるとおり「前処理」、「計算実行」、「後処理」の三つのパートで構成される。

まず「前処理」では、地形や大気の状態に関する情報を基に計算領域の初期値・境界値データファイルを WPS で生成させる。地形と大気の情報については、NCAR によって全球スケールのデータとして取りまとめられた情報と、日本周辺の気象観測情報として気象庁の数値予報値をまとめた情報とがある。これらの概要は次節で述べる。

つぎに ARW で大気の流動解析を実行する。計算領域の範囲や計算期間は WPS, ARW, ARWpost の設定ファイル全てに記述するが、気象モデルの選定やモデルパラメータの値といった解析に関わる情報は ARW の設定用ファイルに記述する必要がある。

「後処理」では、ARW の計算結果を NetCDF 形式のファイルとして再出力させており、このファイルをプログラム処理して特定の領域や気象項目の計算値の抽出や画像処理を行う。

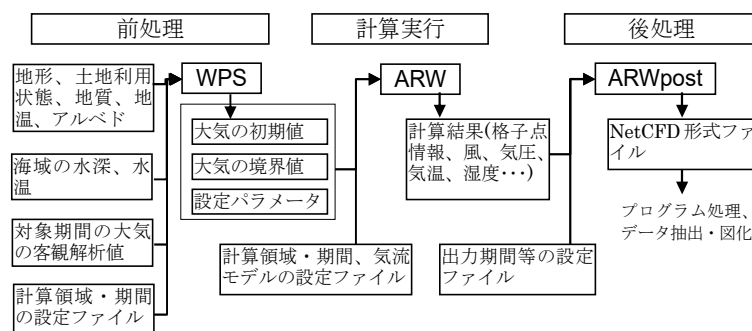


図-2.3.3.1 WRF の計算処理

高潮は台風や低気圧の接近によって生じる自然現象である。そのモデル化にあたっては、海水の流動に作用する気圧と風の影響を考慮しなければならない。具体的には、大気圧と風による作用を海水面での応力として評価するとともに、風で生じた波による作用を流体内部での応力として評価する必要がある。前者の2項目は静水力学的関係と実験・実測に基づく関係から運動方程式の外力として表現される。一方、波の作用については、波の時空間変動スケールが潮汐等による流動の変化スケールと異なることから、両

者の相互作用を考慮するには波と流れとを別々にモデル化し，計算する必要がある。

ここでは，高潮の数値解析体制の構築を目的として，潮流解析モデルと数値波浪モデル(SWAN)から成る計算手法の構築を試みた。まず，波浪モデルの利用を開始した。つぎに，波浪モデルと潮流モデルを並列処理する解析システムを開発し，これの現地適用を試みた。

採用したモデルは，デルフト工科大学(TU-Delft : Delft University of Technology)土木工学・地球科学学部の環境流体力学部門で開発された SWAN(Simulating Waves Nearshore)であり，波浪推算や高潮の解析についての多くの適用事例がある。SWAN の概要は以下のとおりである。

“SWAN is a third-generation numerical wave model developed for wave computations in coastal regions and inland waters. The model is based on an Eulerian formulation of the discrete spectral balance of action density that accounts for refractive propagation over arbitrary bathymetry and current fields. SWAN is driven by boundary conditions and local winds. The processes of wind generation, whitecapping, quadruplet wave-wave interactions, bottom dissipation, triad wave-wave interactions and depth-induced wave breaking are represented explicitly, though SWAN does not account for diffraction. SWAN's numerical propagation scheme is implicit; thus the model is most efficient when applied to cases with relatively high geographic resolution. SWAN has been validated by comparisons with analytical solutions and laboratory and field observations.”^{2.3.5)}

また，流れの影響を考慮した波浪変化が計算可能であり，浅海域における底面摩擦，3 波共鳴，碎波の影響等も加えられているとされる^{2.3.6)}。SWAN による計算実行の流れを図-2.3.3.2 に示す。

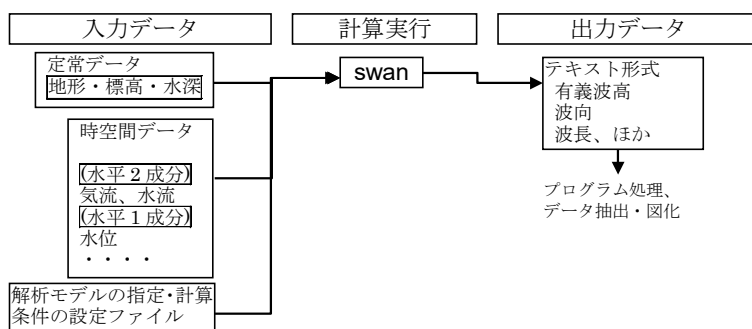


図-2.3.3.2 SWAN 実行の流れ

まず，計算の実行に必要な入力データファイルを作成する。実水域に適用する場合には ArcMAP 等の地理情報システム(GIS)によって地形や標高等の情報をまとめ，必要な領域のデータのみを抽出し，作成する。気流や水流，水位等を時間変化量として入力する際には，地形情報との空間整合をとった上で時系列データファイルとして準備する必要がある。SWAN には波浪現象のモデル化として複数の方法があるため，適切なモデル化方法を選択する必要がある。このモデル選択を始めとして，モデルパラメータの設定や空間・時間離散間隔等の情報を記載したファイルを指定の形式に則って作成する。入力ファイルの準備後に SWAN を実行させ，波浪の時空間解析を行う。ファイル出力された計算結果を Fortran や VisualBasic 等でプログラム処理し，特定位置のデータ抽出や図形処理を行う。SWAN には GUI ベースの入力データの作成・処理機能が含まれておらず(基本的に計算エンジンである)，利用環境はテキストファイルでの処理が前提となる。前章で紹介の WRF モデルも同様である。

流体運動を表現する連続方程式と運動方程式，流体の特性を表す物理量の収支式と状態方程式を基礎方程式とするモデルである。海域や湖沼等の環境水域を解析対象とするため，各基礎方程式は指定のコントロールボリュームについて体積積分した形式を採用。離散化手法として有限差分法が適用されている。

この潮流モデルは、元来、都市域雨水排除モデルの平面氾濫流を解析するモジュールとして開発され、また、島原湾や諫早湾での潮流シミュレーションに利用・拡張されてきたこともあり、Dry Bed 上の流水の処理も可能である。これまでのところ、流体運動の水平 2 次元解析、3 次元レベルモデル解析、解析対象領域の空間解像度を必要に応じて変更可能な粗細格子法による解析を実行できる。

計算の実行手順は概ね SWAN のそれに等しいが、入力データの作成と計算結果の後処理については、GIS を併用しながら、MS-Excel や VisualBasic で作成の GUI プログラムを使用することができる。

高潮の解析手順については、潮流モデルを実行した後に出力結果を波浪モデルに入力する手法(またはその逆の手順)が考えられるが、時空間的に変化する波と流れとの相互作用を十分に反映させた解析とは成り難い。そこで、マルチコア計算機での実行を前提に、各モデルによる計算をそれぞれ 1 コアに割り当てて並列処理させながら、MPI(Message Passing Interface)を使って必要な物理量の同期交換させる方法で解析を進めることとした。

処理の概要を示すと図-2.3.3.3 のとおりである。

計算開始後、①両モデルは所定のデータ入力を行い、②初期値を算定する。続いて、③物理量の解析を空間方向に行い、指定の時間間隔で積分する。図中で潮流モデルと波浪モデルとで時間積分のループ数が異なるのは計算の安定要件に起因して計算時間間隔が異なることによる。その後、④潮流モデルと波浪モデルとの間で両モデルの計算に必要な物理量の送受信がなされる。③と④の処理が計算対象期間終了まで実行される。

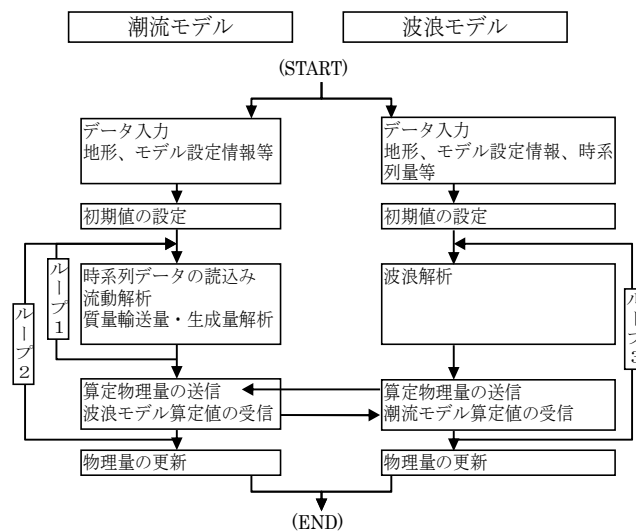


図-2.3.3.3 並列処理のフロー

次に、気象条件の変化や波の発生によって生じる海水の流動は、潮流モデルによって計算される。潮流モデルの構成を概述する。

流体運動の支配方程式は連続方程式と運動方程式である。また、流体の密度を水温と塩化物イオン濃度、懸濁物質濃度の関数とすることから、熱量と質量の収支式も基礎方程式としている。

ここで、水圧を静水圧分布とした上で、海水の流動を平面 2 次元流としてモデル化すると連続方程式と運動方程式は以下のとおりとなる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = q \quad (2.3.1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial uh}{\partial t} + \frac{\partial uuh}{\partial x} + \frac{\partial uvh}{\partial y} &= fvh - gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{h}{\rho} \frac{\partial p_a}{\partial x} \\ &+ \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon_{xx} h \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon_{yx} h \frac{\partial u}{\partial y} \right) - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yx}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{sx} - \tau_{bx}}{\rho} \end{aligned} \quad (2.3.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial vh}{\partial t} + \frac{\partial vuh}{\partial x} + \frac{\partial vvh}{\partial y} &= -fuh - gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \frac{\partial p_a}{\partial y} \\ &+ \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon_{xy} h \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon_{yy} h \frac{\partial v}{\partial y} \right) - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{sy} - \tau_{by}}{\rho} \end{aligned} \quad (2.3.3)$$

ここに、 h ：水深、 u, v ： x, y 軸方向の流速、 q ：横流入量、 f ：コリオリの係数、 g ：重力加速度、 p_a ：大気圧、 ε ：動粘性と渦動粘性に関わる係数、 S ：radiation stress、 τ_{xy} ：水底面でのせん断応力、 τ_{sx} ：水表面でのせん断応力、である。なお、現在開発のモデルはレベルモデルによる3次元解析も可能である。

基礎方程式の離散化には explicit 型の有限差分法を適用しており、時間方向に Leap-Frog 法を適用し、空間方向の差分に Donor Cell 法を適用している。なお、汀線浅水部の計算では、摩擦項を implicit に取り扱った差分化を行っている。

境界条件は以下の通り。

水底面：せん断応力(τ_{xy})を Manning 則で評価

水表面：風速(W_{xy})の関数として評価する。

$$\tau_{sx,y} = \rho_a \gamma_a^2 W_{x,y} \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \quad (2.3.4)$$

ここに、 γ_a^2 ：水表面での抵抗係数、である。

開境界：透過境界、または、時系列データを与える。

高潮の数値解析は広大な海域を計算対象とする。一方で、沿岸域においては、最大潮位の空間分布や浸水域と浸水深を詳細に把握することが求められる。このモデルでは、沿岸部周辺の微地形や臨海部の構造物や海岸防波堤の分布をより詳細に表現するために、図-2.3.3.4 のように計算格子の空間解像度を数段階に変化させて格子網を接続させる粗細格子法を導入している。この手法は、空間差分間隔の異なる複数の格子網を接続させた解析形式となっており、また、各格子網領域での算定結果を相互反映させるよう物理量の授受を行っている(2-way nesting)。

計算作業の観点からは、計算領域の拡張と沿岸地形の詳細表現によって計算格子数が増加し、計算時間の長大化が生じる。本解析モデルでは、近年、普及が進むメニーコアコンピュータでの計算を基本とし、演算処理の分散化で計算時間の短縮を図っている。具体的には、MPI(Message Passing Interface)によって格子網毎に並列処理を行っている。

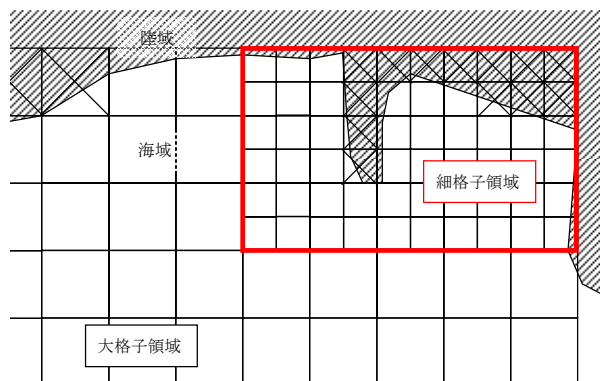


図-2.3.3.4 細格子と粗格子の接続

海域で発生する波の特性は、海上の気象状態と海域形状の水平・鉛直分布、さらには潮流の時空間分布に影響を受けて変化するため、波の解析においては、これらの変化要因を勘案した手法を採ることが望ましい。

ここで、数値波浪モデル(SWAN)では、計算対象領域を空間差分間隔の大きい格子で覆った(大格子領域)上で、この大格子領域内に差分間隔の小さい格子領域(小格子領域)を設定することによって、要求される空間解像度に応じた解析を実現可能となっている。ただし、こうした解析の際、SWAN では、領域間の物理量の授受は大格子領域から小格子領域への1方向渡し(1-way nesting)としていることもあり、計算処理手続きについては、大格子領域での計算を実行完了させて全計算期間の結果をファイルに出力させた後に、小格子領域での計算を実施することとなっている。もちろん水域内で発生する波と流れは独立した事象ではないため、時々刻々変化する相互作用を、逐次、計算モデルに反映させる処理とすることが望ましい。別途開発の潮流モデルでは大小の格子網領域を接続・同時計算する形式を既に採っており、SWAN においても同様の処理に改める方が良い。

そこで、メニーコア計算機での実行を前提として、SWAN に MPI によるプログラム処理の並列演算の機能を実装させて大格子と小格子の各領域を同時計算する形式に変更することを試みた。

複数の計算領域を対象にした SWAN による計算処理を図-2.3.3.5 (a)に示す。現状の SWAN では大格子領域から順に計算させることになっている。図に示した例では、先に大格子の領域1の計算を実行し、この計算終了後、出力された境界値データを入力条件として小格子(領域2)での計算を行う。処理手続きとして極めて分かりやすいが、計算を大格子側から順に完了させる必要があり、時間短縮のための改善が望まれる。また、流れや水深の時間変化は既知量としてモデルに与えることとなっており、波と流れの相互作用を十分に反映させているとはいえない。

これまでに開発を進めてきている潮流モデルでは、粗細格子法による計算の並列処理を可能としており、SWAN においても複数の格子領域を並列処理させる形式とする。そこで、図-2.3.3.5(b)に示されるように、計算機の1コアで1領域の計算を負担させ、1計算ステップ(時間差分間隔 dt)毎に大格子領域で算定された境界値データを小格子領域に入力させることとした。これらの処理変更において、SWAN のオリジナルプログラムの書き換え、MPI の導入等を行っている。

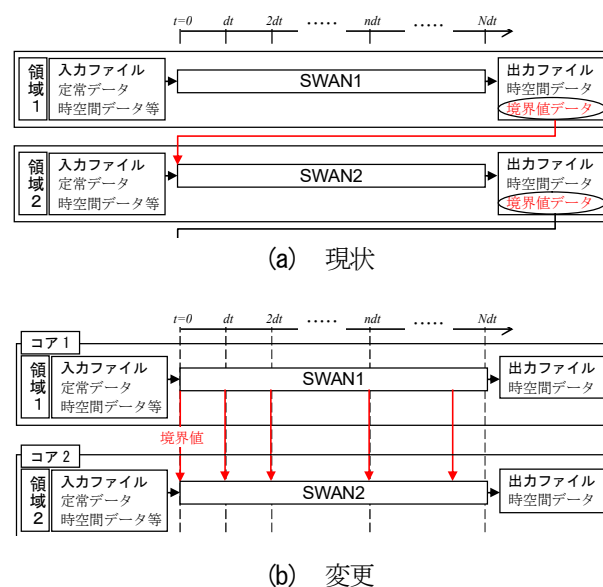


図-2.3.3.5 SWAN による波浪解析の手順

以上の気象モデルと潮流・波浪モデルを用いて、まず、台風の接近、通過に伴う大気圧や気流の時空間変化を数値気象モデル(WRF: Weather Research and Forecasting model)を用いて算定する。つぎに、WRFの算定結果を海面の気象外力として、海水の流動を鉛直方向に単層とした潮流モデルと波浪モデル(SWAN: Simulating Waves Nearshore)による計算を行い、海域の流れと潮位偏差を算定する。

ここでは、2018(平成30)年8月末に発生し、9月初旬に本土に上陸した台風21号を計算対象とする。計算期間は、全ての計算において、同台風の大阪湾への接近から通過までを含む2018(平成30)年9月2日3:00~6日14:00とした。計算領域や計算の空間解像度は次項のとおりである。

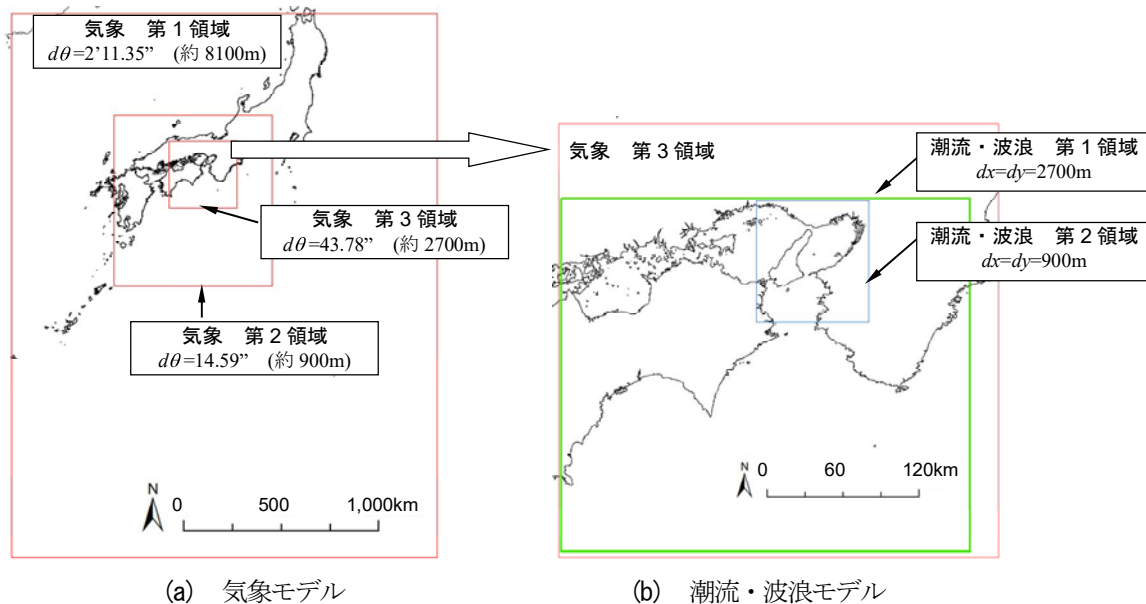


図-2.3.3.6 計算領域

1) 気象

計算領域は図-2.3.3.6(a)のとおりであり、全範囲を第1領域として、その内部に第2領域と第3領域をネスティングさせている。空間差分間隔($d\theta$)は近畿・四国付近で細くなるように設定し、各々の領域で緯度・経度方向に一樣とした上で、第1,2,3領域において、それぞれ $2'11.35''$ 、 $43.78''$ 、 $14.59''$ とした。モデルに入力する気象データにはアメリカ合衆国環境予測センター作成の最終解析データを用い、陸域の地形データは緯度・経度方向に $30''$ 間隔の全球標高データセットを用いた。

2) 潮流・波浪

計算領域は図-2.3.3.6(b)のとおりとし、気象モデルの第3領域内に第1領域を設定し、その内部に第2領域をネスティングさせた。空間差分間隔は第1,2領域で、それぞれ $dx=dy=2700m$ 、 $900m$ とした。海域の標高は、日本海洋データセンターの $500m$ メッシュ水深データを用いて作成された。なお、後記のように、WRFで算定の気象変化が報告値より早いことから、外力となる気象条件を30分早めた計算を実施している。

(2) 再現結果

以下では、気象庁によって観測され、HP で公開の報告値と各モデルによる計算値とを比較する。

1) 気象モデルによる計算結果

- ・比較項目：大阪湾周辺の大気圧と風(ただし、関空島地点は風向・風速のみ)。
- ・大気圧：時間変化を図-2.3.3.7 に示す。計算期間中の最低気圧の計算値は報告値に比して、10hPa 程度高く、また、時間変化の始まりが 30 分程度早い。台風の接近と通過に伴う大気圧の降下と回復が表現されている。

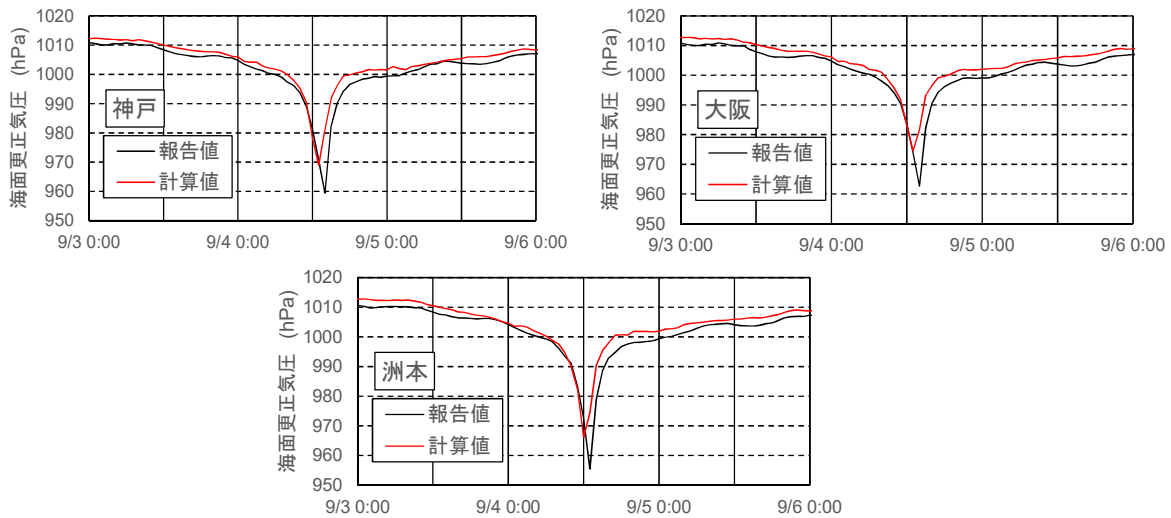


図-2.3.3.7 海面更生氣圧の時間変化

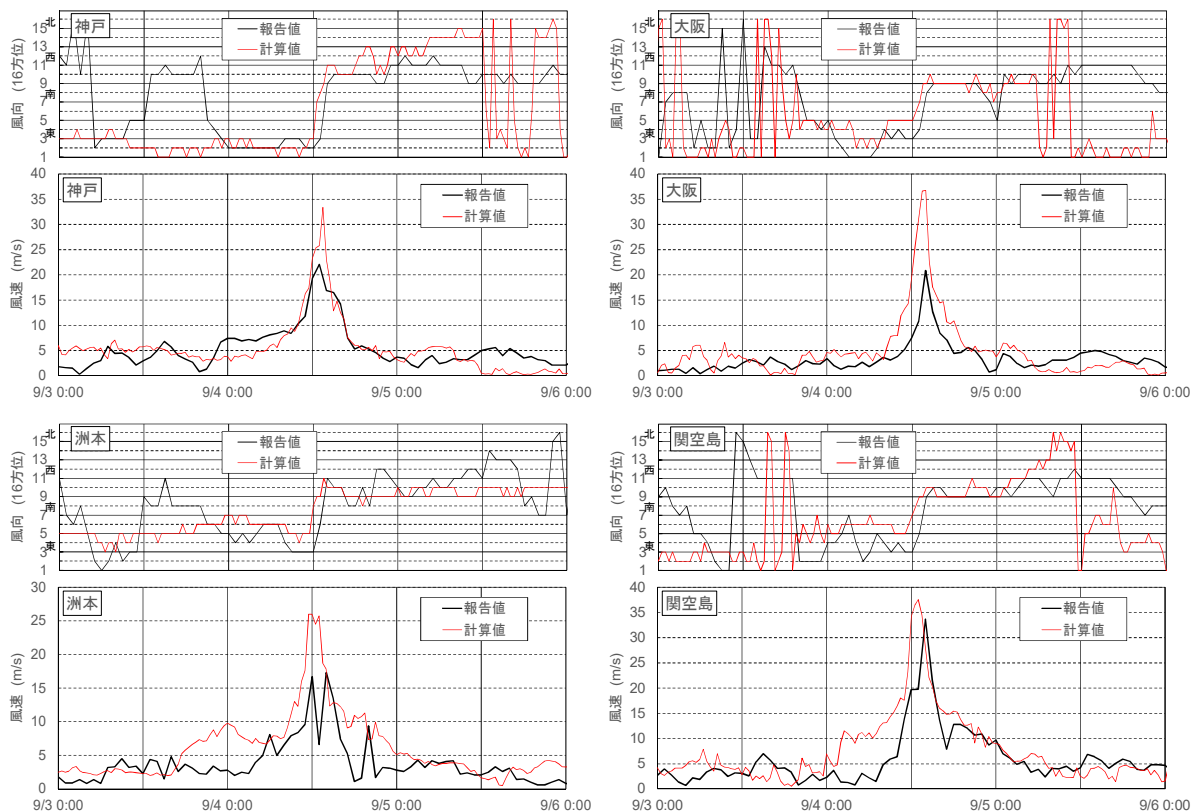


図-2.3.3.8 風向・風速の時間変化

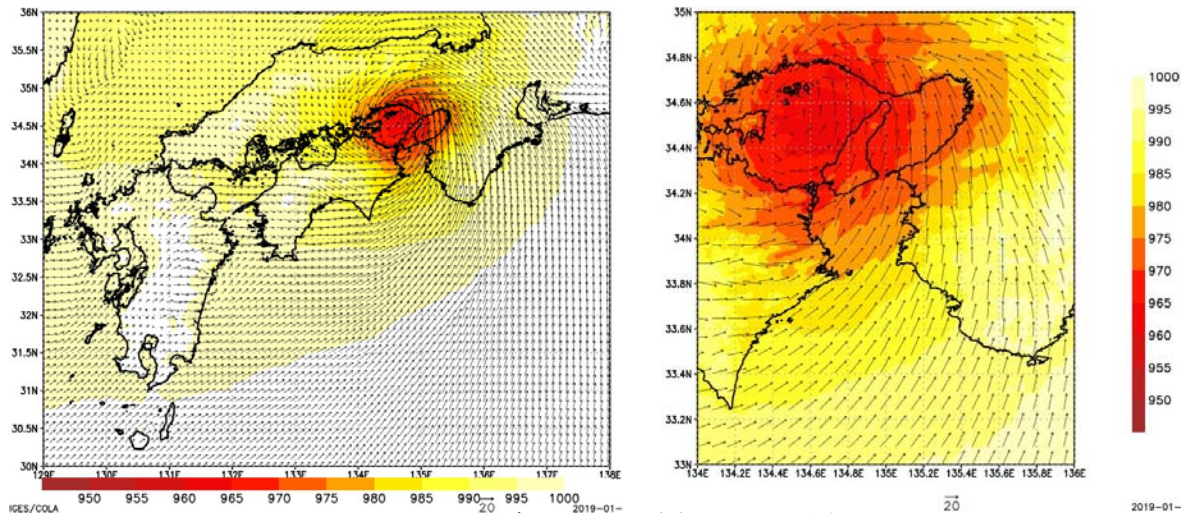


図-2.3.3.9 風速ベクトルと大気圧の空間分布
(2018(平成30)年9月4日13:00/右図は大阪湾周辺を拡大)

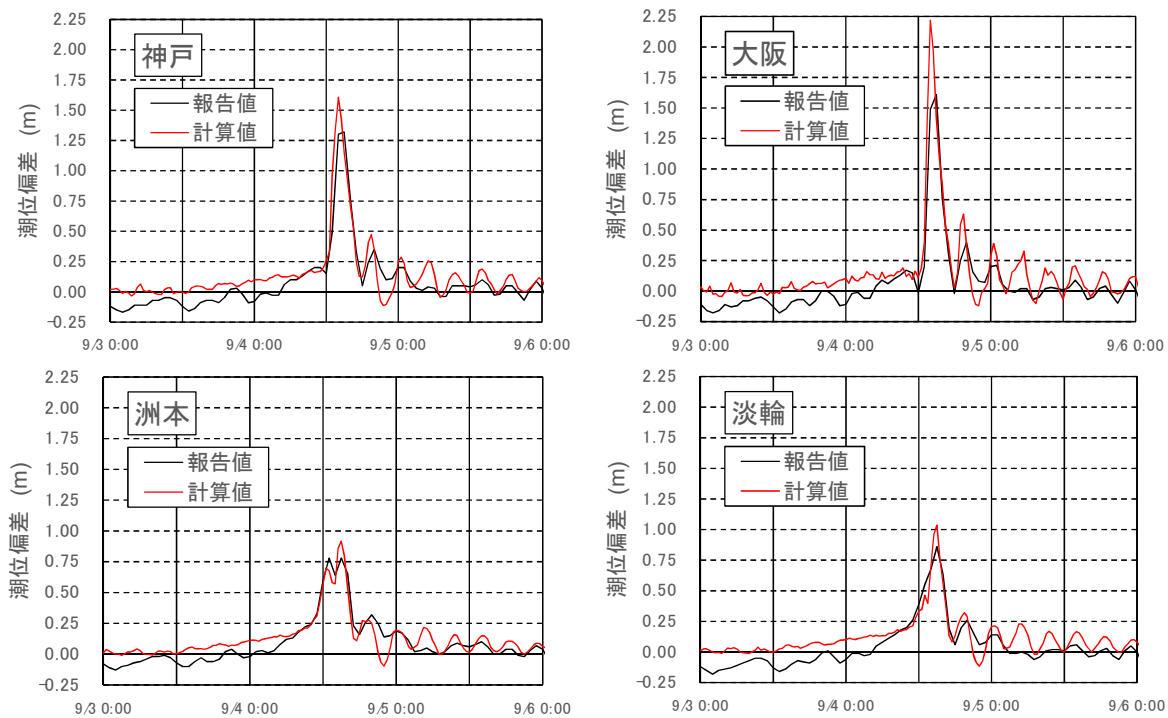


図-2.3.3.10 潮位偏差の時間変化

- ・風向・風速：時間変化を図-2.3.3.8 に示す。大気圧と同様に、台風に影響された風速の増加と低減が算定される。また、9月4日に各地点の風速が5m/s以上となり、同日の風向の時間変化過程の再現性は良い。
- ・風向・風速と大気圧の空間分布：9月4日13時相当の空間分布を図-2.3.3.9 に示す。この時刻に台風の影響は播磨灘にあり、大阪湾の海上では南よりの風が20m/s以上の風速で吹く状態にある。

2) 潮流モデル・波浪モデルによる計算結果

- ・比較項目：大阪湾と周辺海域の沿岸における潮位偏差と波高。
- ・潮位偏差：時間変化を図-2.3.3.10 に示す。図に示した港湾の潮位偏差は、大阪湾の北部側において大きく、最大値は1.25mを超えるのに対し、南部側では小さい。計算では、各地点の最大偏

差を大きく算定しているが、台風の接近に応じた偏差の急増と、その後の減少過程を再現している。

- ・ **波高**：時間変化を図-2.3.3.11 に示す。参照した地点のうち、神戸は大阪湾内にあり、小松島は湾外(徳島県の東方海域)に位置する。各地点では、図の前半期(9月3日)に波高 1m 程度の波がある。台風の最接近期間に観測が欠測となっているため厳密な比較はできないが、波高の急増が算定されている。
- ・ **空間分布**：まず、潮位偏差と海水の流速の結果を図-2.3.3.12 に示す。図示した時刻には、大阪湾内で概ね北東方向への流れが生じており、また、南部では紀伊水道からの流入が見られると共に、北側沿岸の一部では西方への流出がある。潮位偏差は神戸市の沿岸で大きいですが、最大値の分布は、これ以降の台風の移動に応じて変化しており、最大偏差は大阪湾の北東海域で発生している。

つぎに、有義波の波高と向きの空間分布を図-2.3.3.13 に示す。この時の大阪湾内の波高は東岸で低いが、南部には 5m を超える海域もある。波の向きは、大阪湾の海面上で南よりの風が吹いていたこともあり、北から北西方向となる。

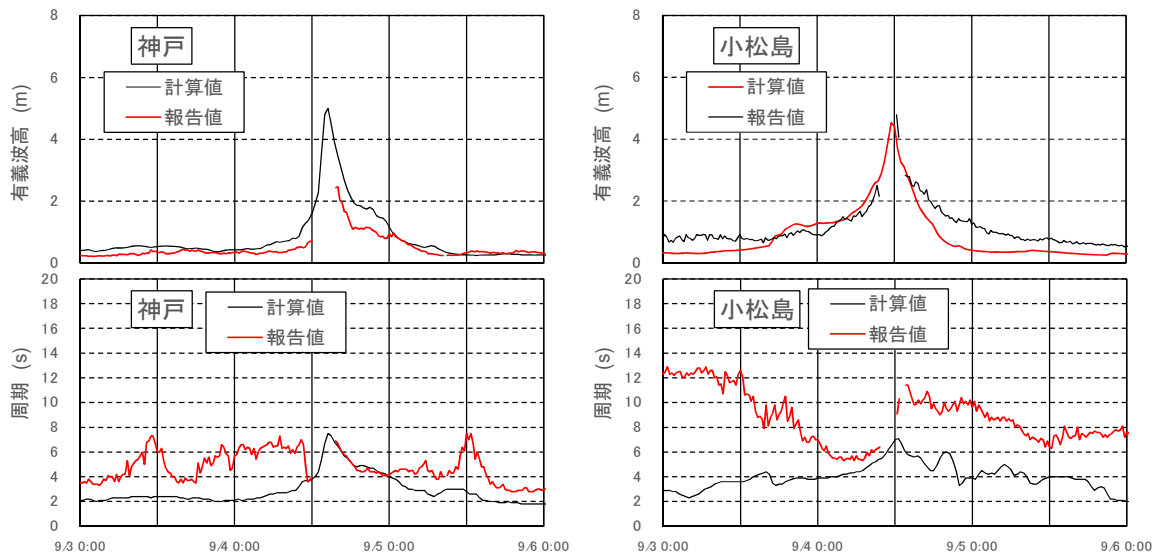


図-2.3.3.11 有義波高と波の平均周期の時間変化

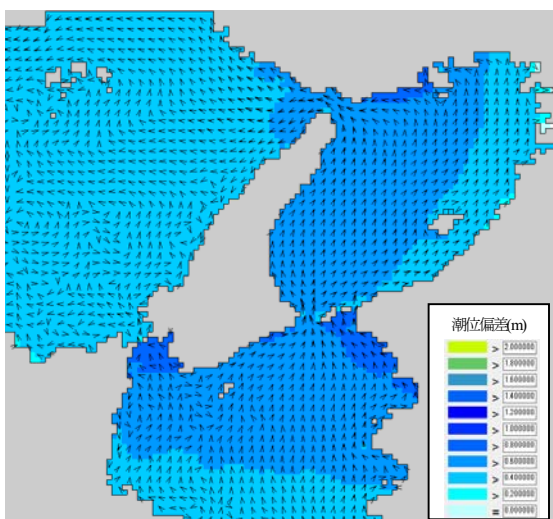


図-2.3.3.12 潮位偏差と海水の流向の空間分布 (2018(平成30)年9月4日13:00)

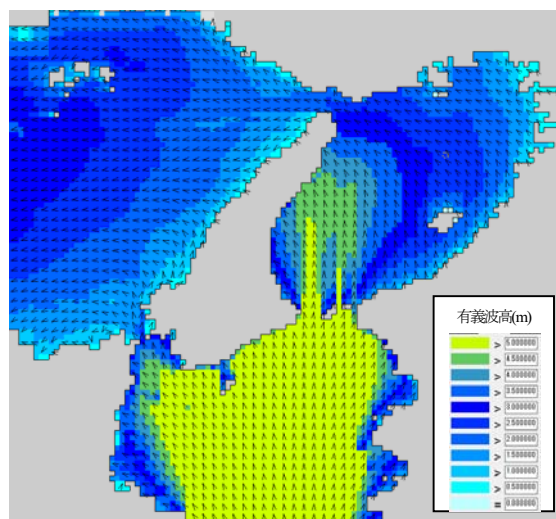


図-2.3.3.13 波高と波の向きの空間分布 (2018(平成30)年9月4日13:00)

(3) 流れ・波と風との相関

大阪湾と接続水域に検討を行う参照点を設定し、各点における計算結果を使って風と流れ・波との関連性を調べる。検討の対象期間や項目等は表-2.3.3.1のとおりである。

表-2.3.3.1 参照の位置, 期間, 項目

参照点	大阪湾内	5 地点 湾内東・西・南・北・中央
	湾外	2 地点 湾外西・湾外南
検討期間	計算結果の期間 2018年9月1日 3:00~6日 17:00	
検討項目	気流	風速 W (m/s)
		風向 α (deg.)
	海水の流れ	流速 U (m/s)
		流向 β (deg.)
	波	有義波高 H_s (m)
		波向き θ (deg.)

※ α, β, θ は東から反時計回りに測った角度)

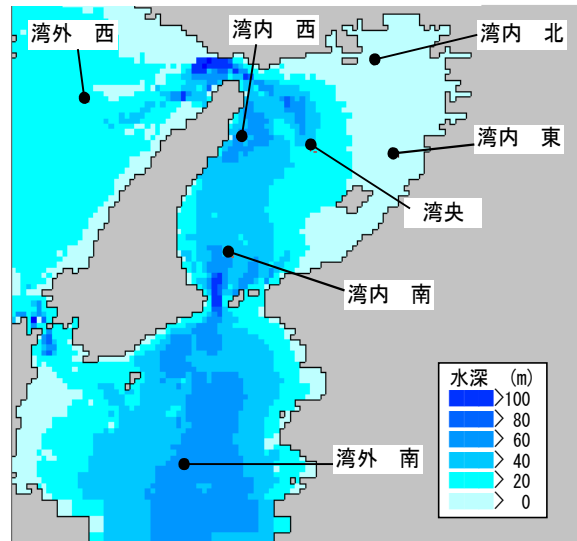


図-2.3.3.14 計算領域の地盤高と水域の分布

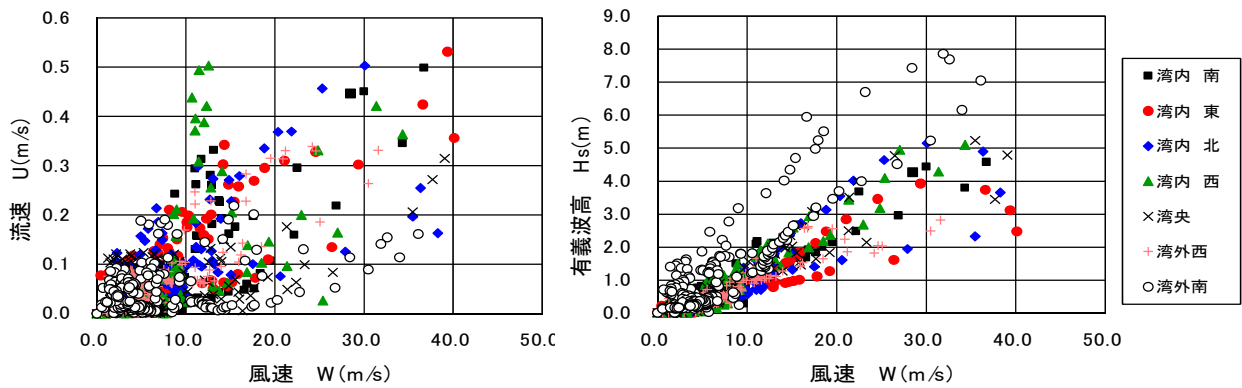


図-2.3.3.15 風速との相関関係

まず、風速 W と流速 U 、有義波高 H_s との相関を図-2.3.3.15 に示す。また、 U と H_s との相関を図-2.3.3.16 に示す。これらの結果によると、 U と H_s は W に対して正の相関がみられるが、低風速の場合に分布幅が大きい。また、台風接近時とみなされる風速 $W=15\text{m/s}$ 以上の場合においては、 U と H_s は W に対して一価的な関係とはなっていない。通常、流れと波は風速の二乗値と風の水表面に作用した時間(吹送時間・距離)に依存して発達することを考えると、参照点の陸域までの距離が台風の接近までの期間と通過以降の期間とで異なり、吹送時間・距離に差異を生じるためである。

つぎに、風向 α と流速 U 、有義波高 H_s との相関を図-2.3.3.17 に示す。 U と H_s は、台風の接近・通過に相当する $\alpha=45\sim 135^\circ$ 付近で分布幅が広いことが分かる。

最後に、風向 α に対する流向 β と波向き θ の相関を図-2.3.3.18 に示す。なお、これらの結果は、風速 $W=7\text{m/s}$ 以上の場合のみを記している。 β と α の相関は湾外(+印と○印)で高く、湾内で低くなる傾向にある。 θ に関しては、ばらつきはあるものの、 α に対する相関は β に比べて高い。

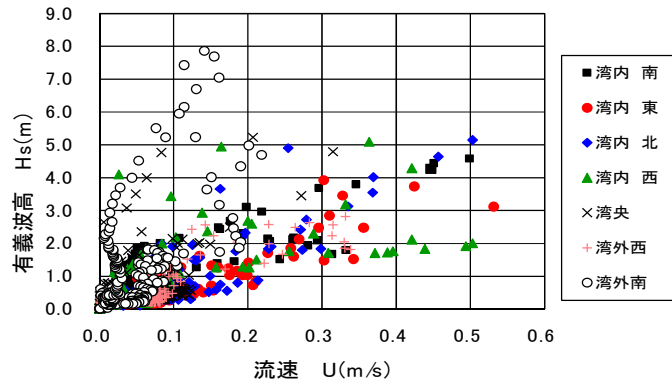


図-2.3.3.16 流速と有義波高の相関関係

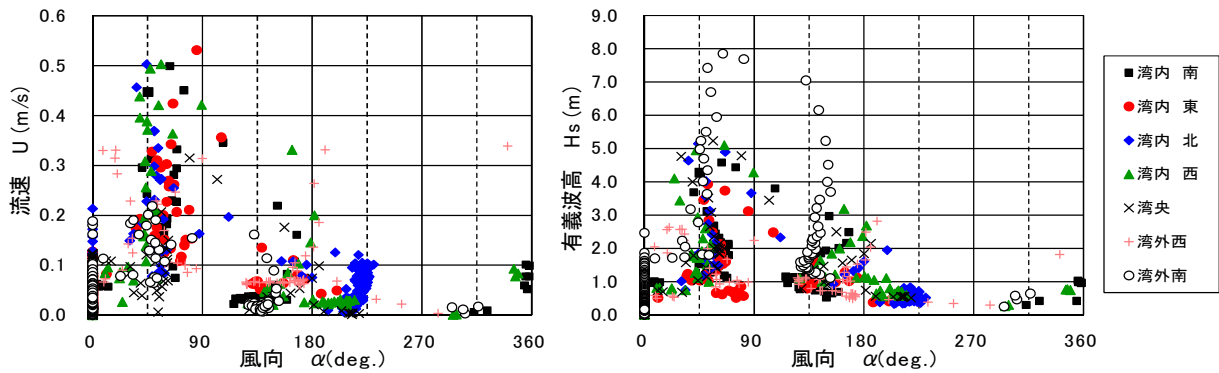


図-2.3.3.17 風向と流速, 有義波高の相関関係

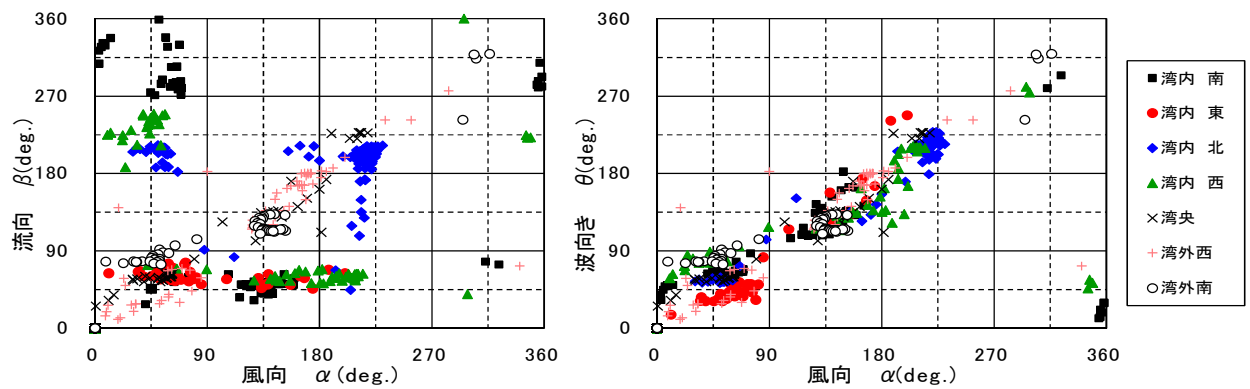


図-2.3.3.18 風向との相関関係

以上より、以下に示すことが明らかとなった。

- 1) 波と風との関係：波高は風速と、波向きは風向との相関が見られる。ただし、前者の関係に関しては、台風の接近・通過期間で風向が変化することで波高が風速に対して一価関係にないことがある。
- 2) 流れと風との関係：正の相関関係にあるが、波と風との関係に比べるとばらつきが大きい。計算では海水の流動が平面2次元流としてモデル化されており、海底地形の水平分布にも影響された結果と推察される。

(4) 潮汐の考慮

平成30年台風21号によって大阪湾内に生じた海水の流動に関する数値計算を実施し、潮位偏差や流れの時空間分布等の把握に努めてきた。ここでは、まず、数値モデルによる大阪湾の潮流の再現性を確認するために、沖合の開境界に潮位変化を含める方法を検討し、流れの空間分布について計算結果と既存の報告との比較を行う。つぎに、台風21号の襲来時の湾内の流動予測について、潮位変化の導入による予測結果への効果を調べる。

潮流モデルと波浪モデル(SWAN)を用いて海水の運動を計算する。いずれのモデルも海水の運動は鉛直方向に単層として取り扱われている。

計算領域は、これまでと同様に、四国・紀伊半島の南方海域から大阪湾を含む領域であり、大阪湾周辺での計算の空間解像度が高くなるよう粗細格子法によるネスティング処理を行っている(図-2.3.3.19)。計算期間は、台風の襲来期間を含む2018(平成30)年9月1日3:00～6日15:00とした。

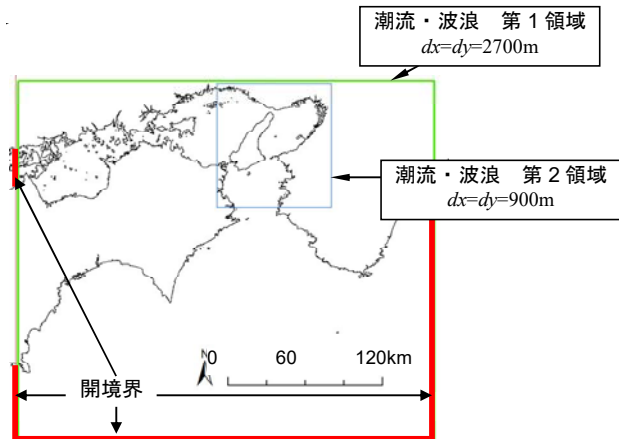


図-2.3.3.19 計算領域

大阪湾で発生する潮流については、これまでに多数の研究・調査報告がある(例えば、藤原ら^{2.3.7}、中辻ら^{2.3.8)~2.3.11})。図-2.3.3.20、図-2.3.3.21は藤原らが示した湾内の流れであり、図-2.3.3.22は海上保安庁による流況図である。

図-2.3.3.20、図-2.3.3.22によると、大阪湾の潮流は、下げ潮時に明石海峡から流入し、由良瀬戸から流出するよう分布し、上げ潮時には流出入の関係がその逆の分布になる。流速は明石海峡から由良瀬戸にかけて速くなり、明石海峡では上げ潮・下げ潮最強時に4knotを超える地点も現れる。一方で、湾奥の西宮市や大阪市の沿岸の流速は遅くなる傾向にある。湾内の流れは様々な要因で形成されるが、湾の中央部には図-2.3.3.21に示される沖ノ瀬還流と呼ばれる恒流系の時計回りの流れが存在するとされている。この環流の生成要因は潮汐に応じた流れによるものと言われる。当計算では、大阪湾内の潮流の再現性を確認することを目的として、図-2.3.3.19に示された開境界に潮位変化を与えた計算を実施し、流れの空間分布について報告値と比較する。

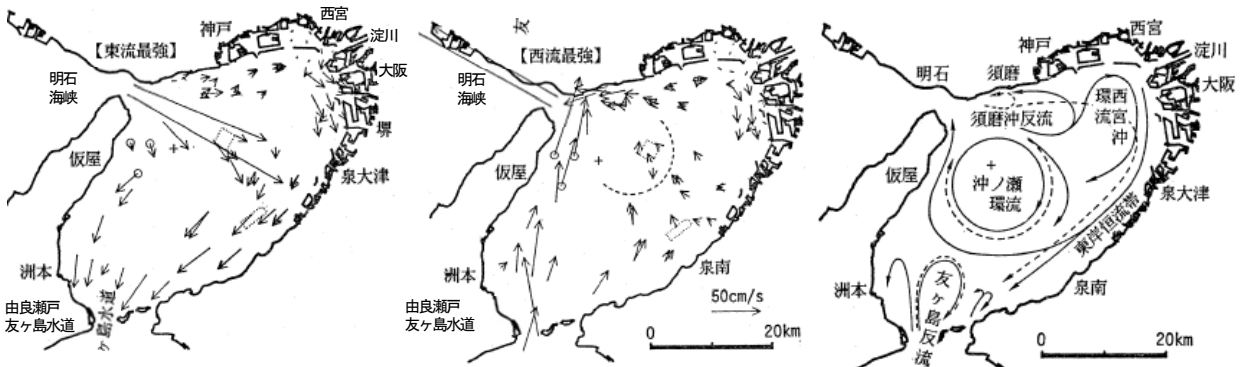


図-2.3.3.20 明石海峡東流量最強時(左)及び西流最強時(右)の流況

図-2.3.3.21 恒流系

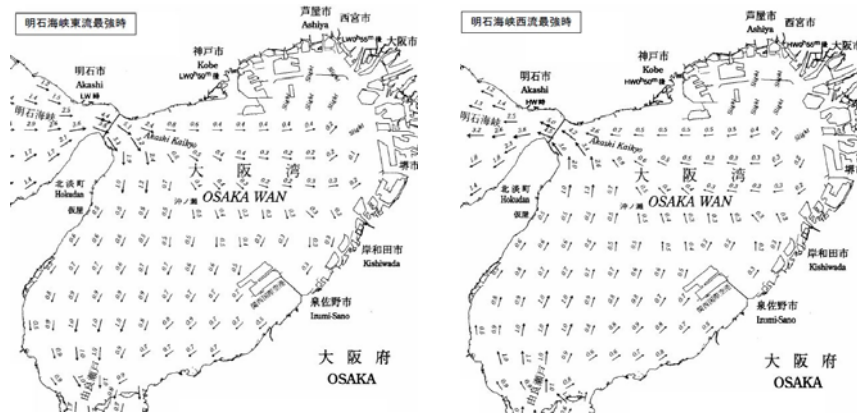


図-2.3.3.22 明石海峡東流量最強時(左)及び西流最強時(右)の流況 (流速の単位: knot)

開境界が沿岸に近い場所に設定された場合、潮位変化は近隣港湾の天文推算潮を基に空間内挿等で評価することを考えるが、沖合に設定された場合には何らかの手法で推定する必要がある。ここでは、潮汐の全球推算モデルによる計算によって開境界位置における潮位変化を求めることにした。これを[条件 1]とする。ただし、潮位の基準面に関しては、この推算値を与えた潮流・波浪モデルの計算結果と気象庁の推算潮位との比較から試行錯誤的に定めることにした。なお、瀬戸内海に設定された開境界に関しては、十分な精度の推算値が得られなかったことから、松山港における気象庁の推算潮位を用いている。海面に与える気象条件は全領域で一定(大気圧 1013hPa, 無風状態)とした。

平成 30 年台風 21 号による高潮において大阪湾の主要港湾で観測された潮位変化を対象に取り上げる。

開境界に[条件 1]で用いた潮位変化を与える[条件 2]。また、海面に与える気象条件は以前に実施した気象モデル(WRF)による大気圧と風向・風速の時空間変化とする。

これらの計算の条件構成を図-2.3.3.23 にまとめておく。

	流動計算	入力データ
[条件 1]	潮流モデル 波浪モデル	潮汐推算モデル
[条件 2]	潮流モデル 波浪モデル	潮汐推算モデル 気象モデル

図-2.3.3.23 計算の構成

[条件 1]について計算から得られた大阪湾の潮位変化と流れの空間分布を図-2.3.3.24, 図-2.3.3.25 に示す。これらは、明石海峡で東流最強(9/6 10:30)、西流最強(同日 15:30)の結果である。また、潮位の参照地点は図-2.3.3.25 に示すとおりである。

これらの時刻の結果によると、大阪湾の西部海域では下げ潮時に南下する流れが現れ、上げ潮時に北上する流れが現れる。流速は明石海峡ならびに由良瀬戸といった狭窄部とその周辺で速く、1knot 以上となる。湾の中央から東部・湾奥部では 0.2knot 未満の流れとなっている。これらの結果を報告と比較すると、湾奥での流れに差異が見られるが、流れの傾向は似ており、湾内の定性的な流れは再現されていると考える。

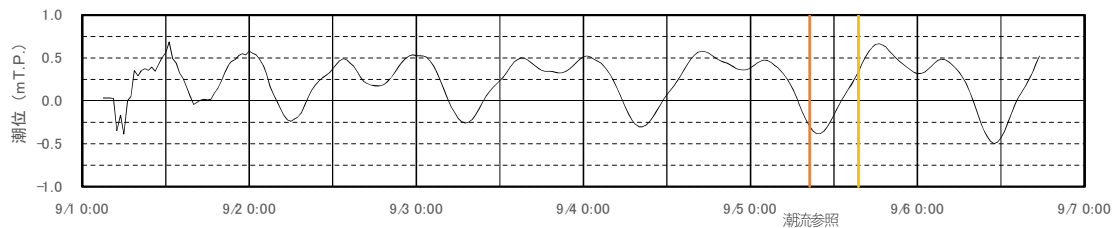


図-2.3.3.24 湾内の潮位変化

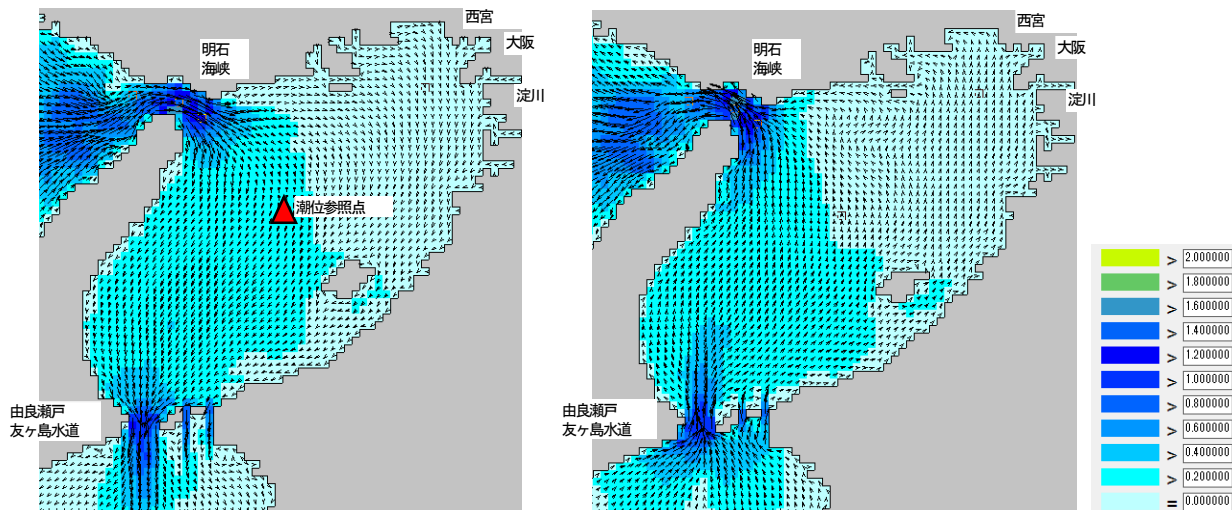


図-2.3.3.25 東流最強時(左)と西流最強時(右)の流況 (流速の単位 : knot)

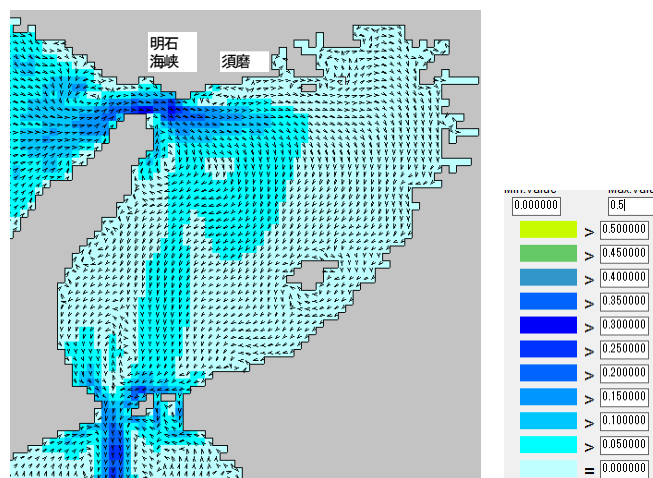


図-2.3.3.26 東流最強時(左)と西流最強時(右)の流況 (流速の単位 : knot)

ここで恒流系との比較として、図-2.3.3.26 に9月4日14:40から5日15:30までの期間に算定された流れの平均流の空間分布を示しておく。この計算結果によると、淡路島の北部東岸に時計回りの渦が現れる。また明石海峡東部の須磨市沿岸には小規模な反時計回りの流れが生じること、湾の南部の由良瀬戸周辺に時計・反時計回りの渦も現れることが示されている。図-2.3.3.21 と比べると、計算で算定された沖ノ瀬環流が西寄りに位置しているが、湾奥部を除く領域の流れは概ね再現されているようである。

次いで、[条件2]について計算結果を示す。

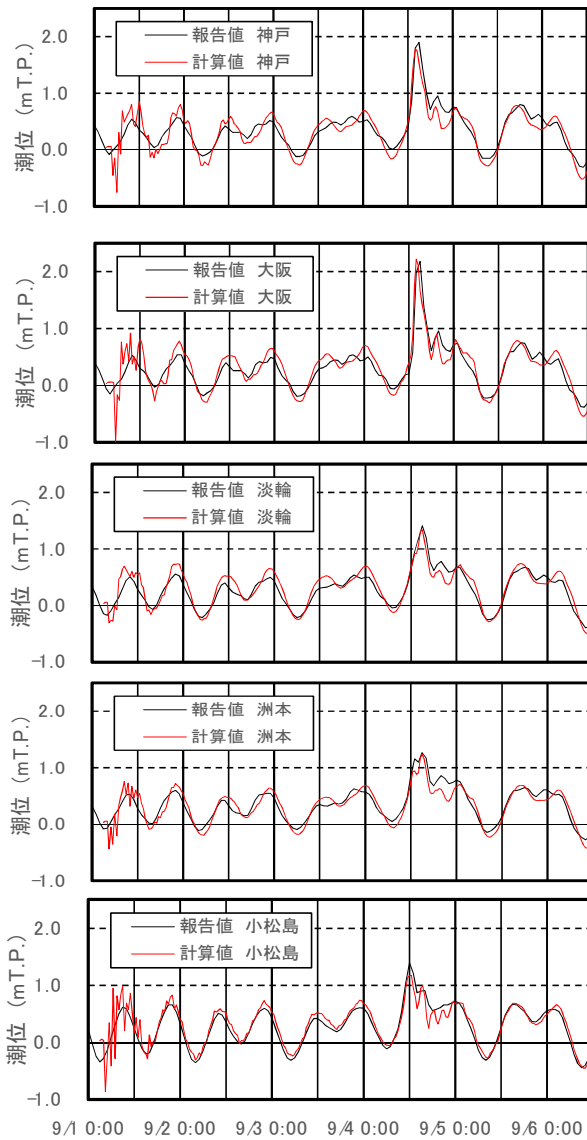


図-2.3.3.27 潮位の時間変化

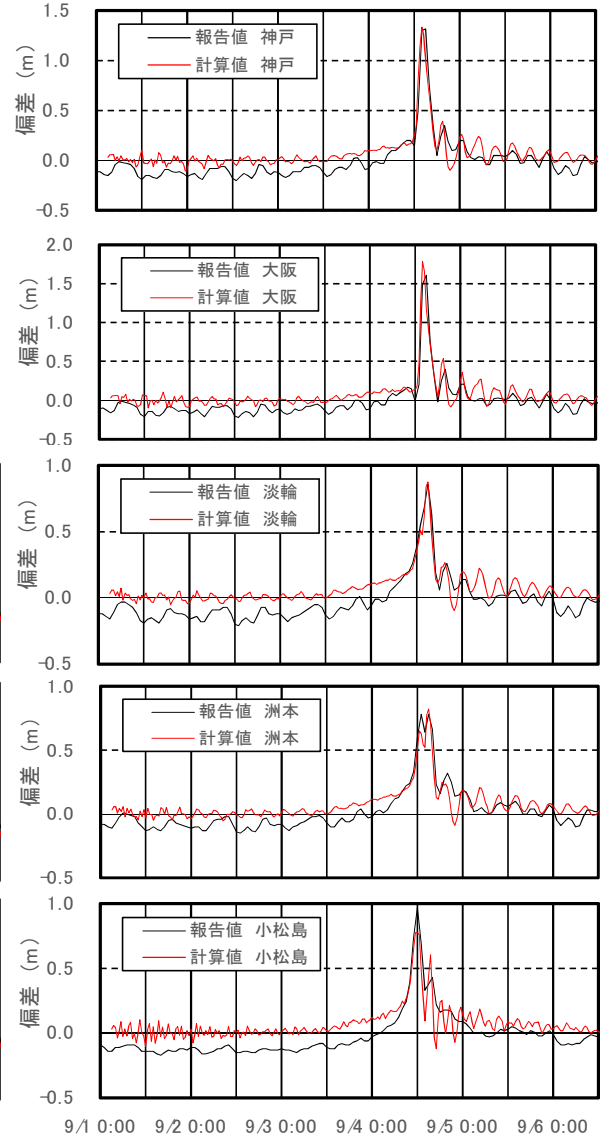


図-2.3.3.28 潮位偏差の時間変化

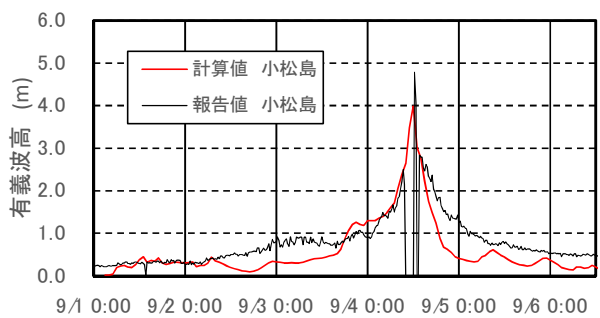
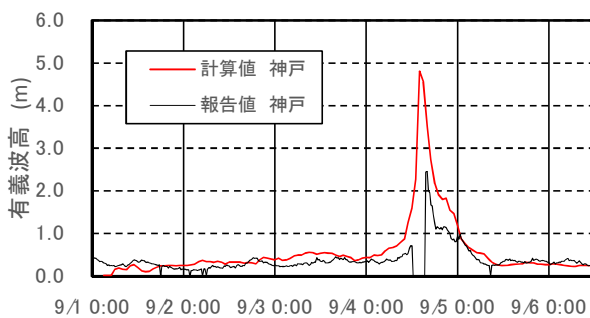


図-2.3.3.29 有義波高

まず、大阪湾内の主要港湾における潮位と潮位偏差について、計算結果と気象庁の報告値を図-2.3.3.27、図-2.3.3.28 に示す。計算対象期間の潮位変化には日潮不等が観測されており、また、台風の襲来時はほぼ満潮時に相当することがわかる。計算結果は計算期間中の潮差を大きく評価する傾向があるものの、各港湾で観測された潮位変化を良好に再現している。潮位の偏差についても台風の接近期間中の急激な増減と最大値、さらに台風通過後の周期的な変化が表現されている。

つぎに、有義波高の計算結果と気象庁の報告値を図-2.3.3.29に示す。計算結果には、波高が台風の接近時に急増し、通過後に低減することが示されている。報告値と比較すると、波高の最大値は欠測のため比較できないが、波高の増減過程は妥当に算定されていると考える。台風が大阪湾に最接近した頃の潮流と波高の空間分布を図-2.3.3.30、図-2.3.3.31に示す。表示した時刻の流れは湾の南部から北部と湾奥へと向いて分布おり、潮位は湾奥側で高い。波高については、由良瀬戸から侵入した波高の高い波が湾内に広がる様子が見られる。

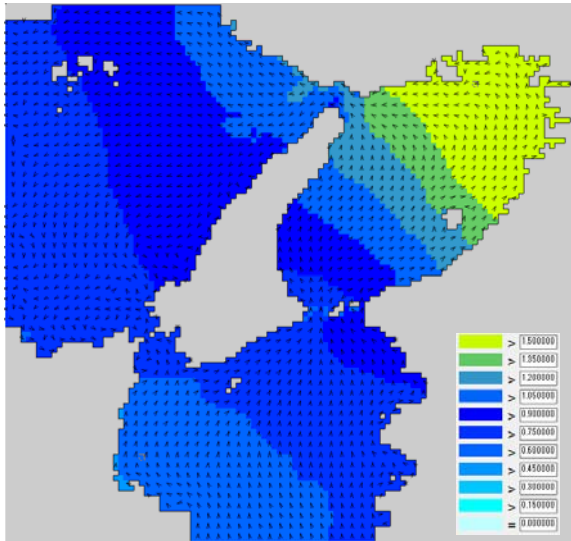


図-2.3.3.30 潮位と潮流の流向の空間分布
(2018(平成30)年9月4日13:30)

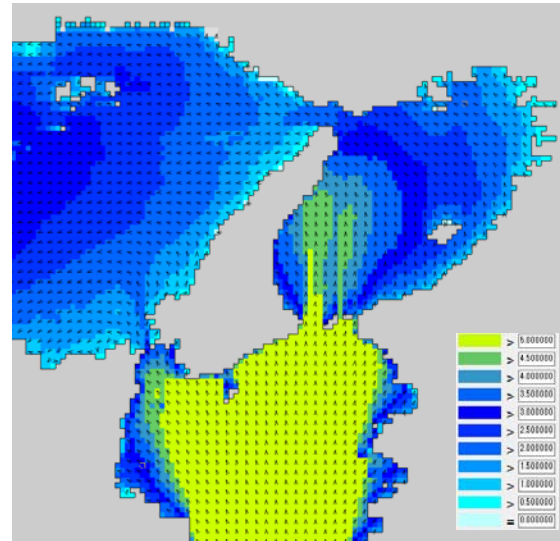


図-2.3.3.31 波高と波の向きの空間分布
(2018(平成30)年9月4日13:00)

最後に、(2)で述べた開境界に潮位変化を含めない場合の結果との比較を簡単に述べておく(これを[条件0]と称す)。潮位の偏差は、[条件0]においても最高偏差の発生時刻が十分な精度で再現されていたが、[条件2]においても良い精度で算定されており、最高値の結果は[条件0]に比べて報告値との差が小さくなっている。一方、海水の流向に関しては、接続水域の播磨灘や友ヶ島水道において、また、大阪湾内では湾奥部において流向の異なる水域が見られる。波高・波向きについては条件の違いによる差は大きくない。これは、波の変化に海水の流向・流速と水深が関与するものの、主たる消長要因が風であり、風に関する計算条件が同一であるためと考えられる。

以上より、平成30年台風21号による大阪湾内の高潮(海水の流動)のモデル解析について、数値モデルの妥当性を既存の報告との比較から検討した。また、開境界に潮位変化を含める方法を検討し、計算条件の妥当性の向上を図った。得られた結果を以下に結果をまとめる。

- 1) 数値モデルによる大阪湾内の潮流の再現性については、定性的な比較に留まったが、湾内に現れる潮流の傾向を計算できている。なお、恒流系の流れとして存在する湾奥の流れや沖ノ瀬環流等の再現には至っていない。恒流の一部は淀川等からの淡水流入に起因して発生するといわれており、その表現には計算条件やモデルの構成について再考・改善の余地があると考えられる。
- 2) 台風21号の襲来時の大阪湾内の流動に関しては、開境界に潮位変化を含めることで潮位偏差の算定値に精度の向上が見られた。

2.3.4 船舶の漂流解析に向けた取組み

前項にて検討した結果に基づき、風向、風速、潮流の向きや流速、波浪の波高と向きを外力条件として、船舶の漂流解析を試みている。

なお、本研究は研究途上の状況であることから、本報告書では概要を述べるに留める。

(1) 再現の方法

台風、高潮等の自然災害において、船舶やコンテナ等の漂流挙動や、既設構造物等への衝突力を予測、または把握を可能とすることを目的としており、そのためのツールを開発、検証が必要である。

本研究では、三次元流体解析の汎用ソフト OpenFOAM を用いて、既存の多機能ソルバを拡張することで油タンカーの漂流の再現を試みる。

OpenFOAM の基礎方程式は、式(2.3.5)に示される連続式、式(2.3.6)に示される 3 次元非圧縮流れの Navier-Stokes 方程式、式(2.3.7)に示される VOF 法の移流方程式からなる。

$$\nabla \cdot U = 0 \tag{2.3.5}$$

$$\frac{\partial \rho U}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho U U) = -\nabla p^* + \nabla \cdot \tau + \rho g + f_s \tag{2.3.6}$$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot U_c \alpha + \nabla \cdot U_c \alpha (1 - \alpha) = 0 \tag{2.3.7}$$

ここに、 U : 流速ベクトル

ρ : 密度

p^* : 擬似動圧

τ : 粘性応力テンソル

g : 重力加速度

f_s : 表面張力

α : 流体の占有堆積率 (VOF 関数)

U_c : 相対流速ベクトル

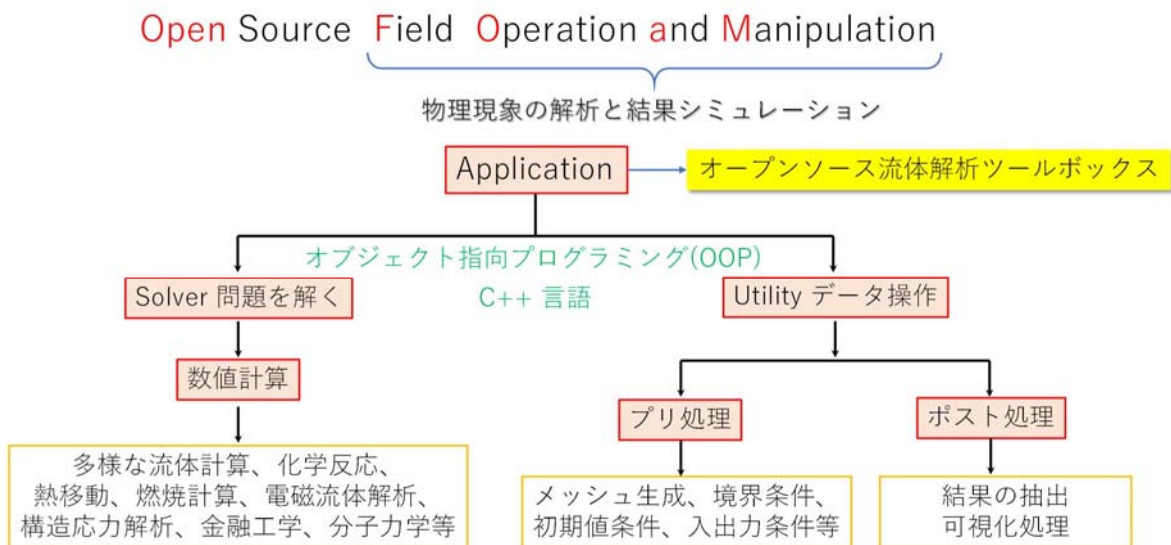


図-2.3.4.1 開発ツール OpenFOAM の概要

OpenFOAM の概要を図-2.3.4.1 に示すが、OpenFOAM はオブジェクト指向言語 C++ で開発されており、ソースコードのカスタマイズも容易とされている。

例えば、質量保存式の非定常状態の式 $\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho u) = 0$ は OpenFOAM では式(2.3.8)のような記述式となる。

$$\text{solve}(fvm::ddt(\rho) + fvc::div(\rho * U) == 0) \quad (2.3.8)$$

ここで、 ρ は密度、 U は速度、 ddt は偏微分記号 $\partial/\partial t$ 、 div は ∇ 、 $fvm::$ は陰解法、 $fvc::$ は陽解法を示す。このことからわかるように、OpenFOAM は自然言語に近い書き方をしているのが特徴である。

図-2.3.4.2 に OpenFOAM の使用に関する概要と開発項目を示す。基本的には多層流体、粒子追跡解析等のソルバーを選択し、同図に示すように計算を制御する流れであるが、本解析では風力と波漂流力を外力条件とした漂流物の大規模移動を解く問題であることから、移動メッシュ機能の実装、境界条件における外境界への波浪造波導入と内境界での移動境界の実装が開発項目となる。

漂流解析のための移動境界の開発においては、図示のように3つの境界があるなかで、②internalField に対して移動境界の機能を追加し、風および水中における船舶の移動を試みる。

OpenFOAM はオープンソースであることから、移動境界に関するライブラリの開発は、世界中の大学や研究機関で行われているが、今回のように大規模移動問題への適用性は、検証が必要となる。

検証にあたっては、以下に示す3つの Step を踏むこととした。

- Step1 : 移動メッシュ機能の実装
- Step2 : 波浪モデルの wave2Foam の造波機能実装
- Step3 : 漂流解析のための移動境界の開発

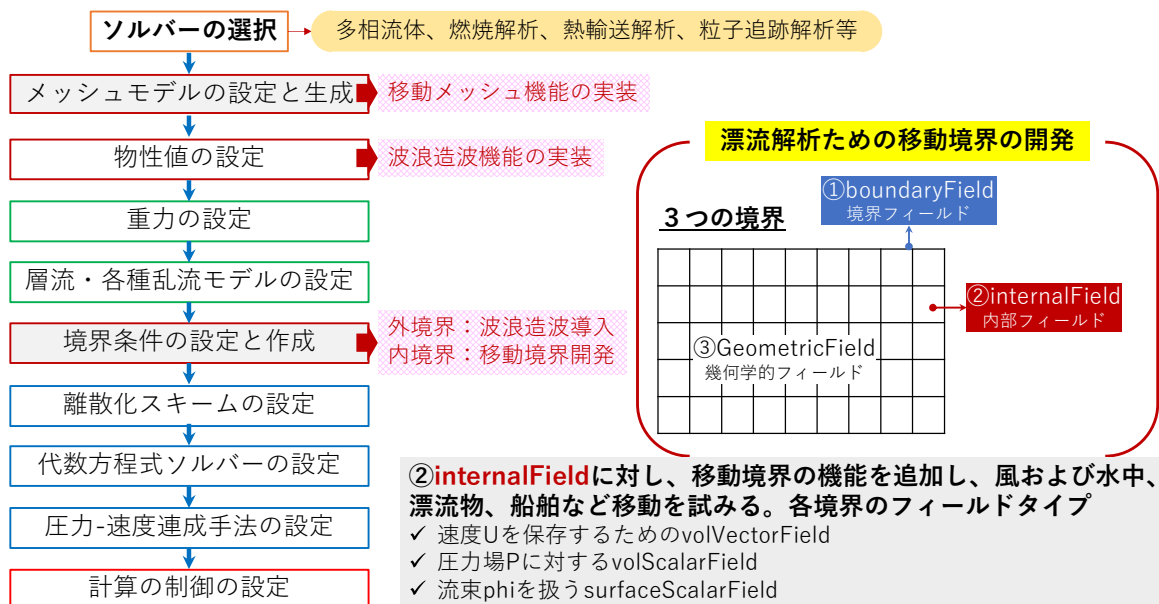


図-2.3.4.2 OpenFOAM の使用概要と開発項目

(2) Step1 : 移動メッシュ機能の実装

メッシュの移動には、剛体メッシュ移動とメッシュ変形がある。

剛体メッシュ移動は、メッシュの並進移動(図-2.3.4.3)や回転移動(図-2.3.4.4)、およびこれらの組合せを含んでいる。この移動は、物体の運動をモデル化した常微分方程式の解と指定、もしくは計算されることで行われる。

メッシュ変形は、メッシュのトポロジ的な変更であり、メッシュ境界から流れる領域の内部へ変位を分布させることで行われる。変位の分布は、代数的な補完法や、点の変位や速度に関する輸送方程式の解法など、さまざまな方法を用いて行われる(図-2.3.4.5)。

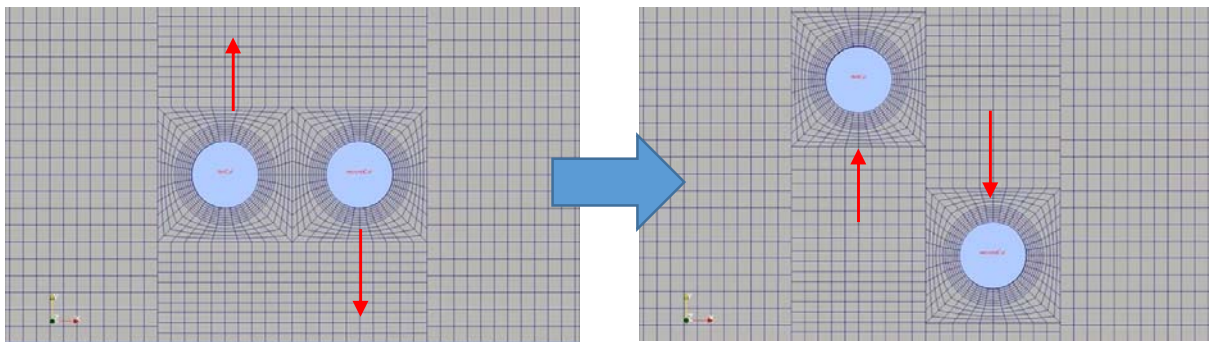


図-2.3.4.3 メッシュの並進移動

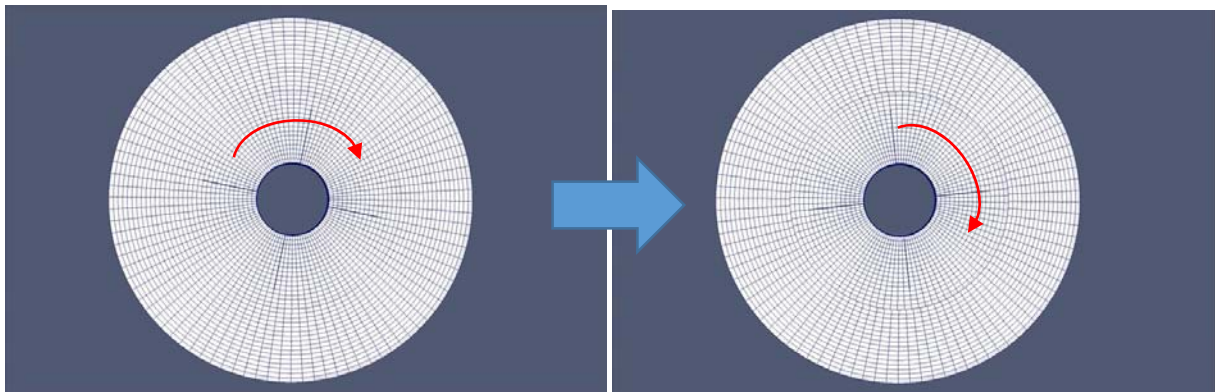


図-2.3.4.4 メッシュの回転移動

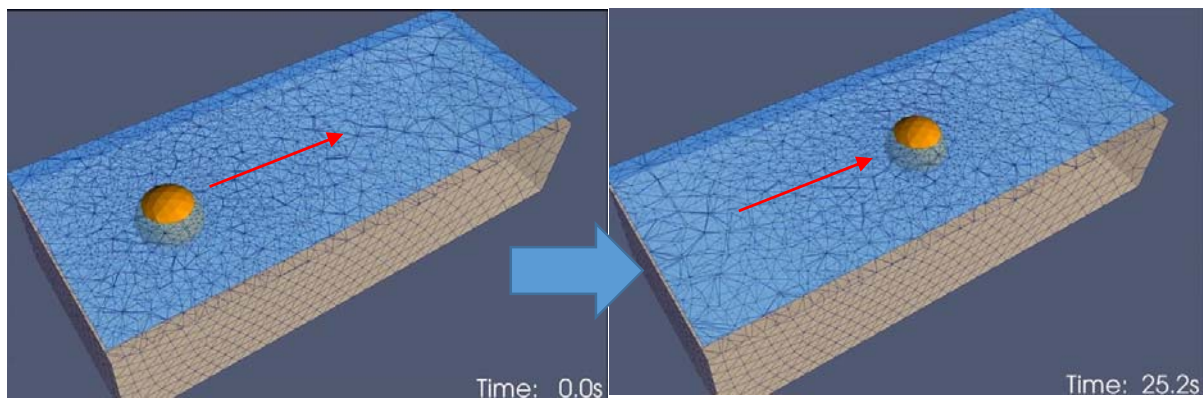


図-2.3.4.5 トポロジーの変化をとともなメッシュ変形 (リメッシュ機能)

漂流計算のためのメッシュ移動のクラス、solidBodyMotionFvMesh を実装して、並進移動のベクトルと回転移動の quaternion の組合せで移動を定義する。また、septernion を用いることで、乗算の組合せであるベクトル変換操作により、各点を移動させることが可能となる。

移動の基底クラスは、solidBodyMotionFunction を用いて様々な移動が定義可能となる(図-2.3.4.6)。

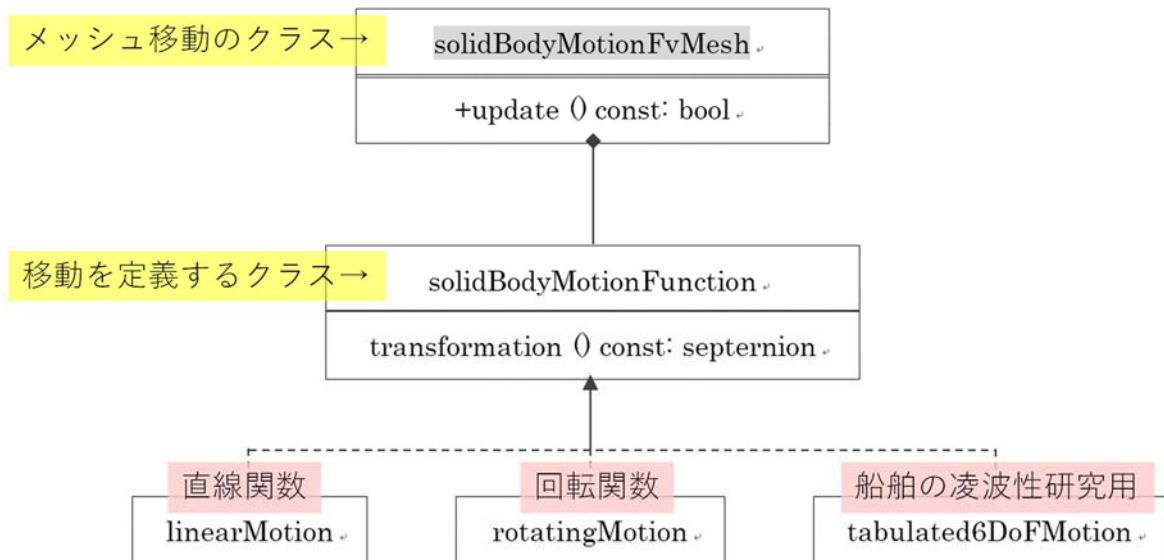


図-2.3.4.6 solidBodyMotionFunctionno 代表的な移動関数

(3) Step2 : 波浪モデルの Weve2Foam の造波機能実装

台風・高潮に伴い、錨泊中の船舶に影響を及ぼす波浪モデルには、wave2Foam の造波機能を実装する。wave2Foam は、自由表面の波を生成、ならびに境界を等価するためのツールボックスであり、多種の造波が可能となる。ここでは海洋における面的な不規則波を再現することに適当なものとして、ライブラリ中の非線形分散ポテンシャルに基づく次数差分モデルである OpenWave3D を用いることとした。

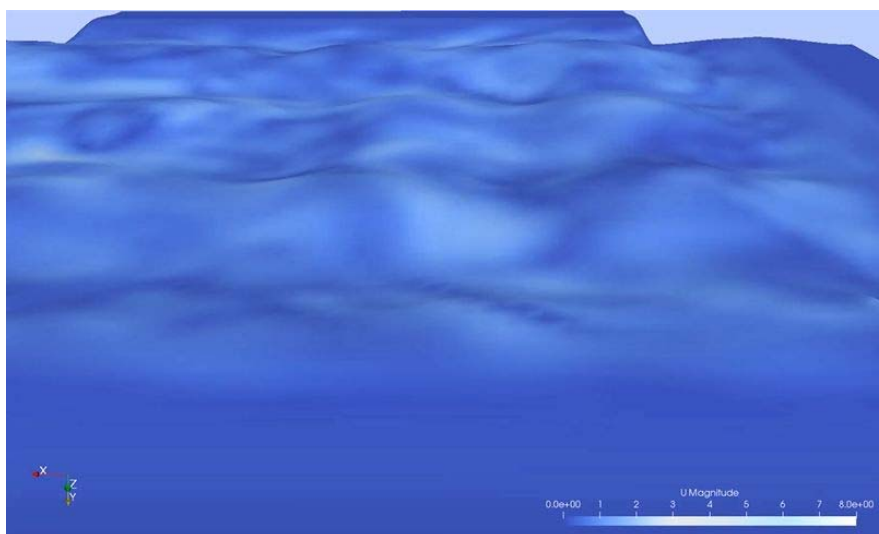


図-2.3.4.7 OceanWave3D の造波例

(4) Step3 : 漂流解析のための移動境界の開発

船舶の漂流現象を再現するため、移動メッシュの定義に基づく以下の3つの移動境界を設定する。

- ①油タンカー（放流物）を「剛体の移動境界」とみなす。
- ②油タンカー周りのメッシュは、「変形可能なメッシュ変形境界」とする。
- ③油タンカーの広範囲な移動を考慮し、「メッシュのトポロジー的な変更（リメッシュ機能）」を実装する。

1) 漂流解析のための剛体の移動境界のクラス選定

剛体の移動境界は、移動メッシュと共通の基底クラス `solidBodyMotionFunction` を使用する。移動関数は、並進移動のベクトルと回転移動の組合せである `quaternion` 四元数を用いる。

移動境界のタイプは以下の通り。

- ①Translational motions
 - ・ `linearMotion` : 等速直線運動
 - ・ `oscillatingLinearMotion` : 往復直線運動
- ②Rotational motions
 - ・ `rotatingMotion` : 等速円運動
 - ・ `axisRotationMotion` : 等速円運動
 - ・ `oscillatingRotatingMotion` : 揺動運動
- ③Ship Design Analysis
 - ・ SDA : 図-2.3.4.8 に示す3つ運動を組み合わせた運動
- ④ Tabulated data
 - ・ `tabulated6DoFMotion` : 各時刻歴を指定
- ⑤Combination of above types
 - ・ `multiMotion` : 上記の複数の運動を組み合わせた運動

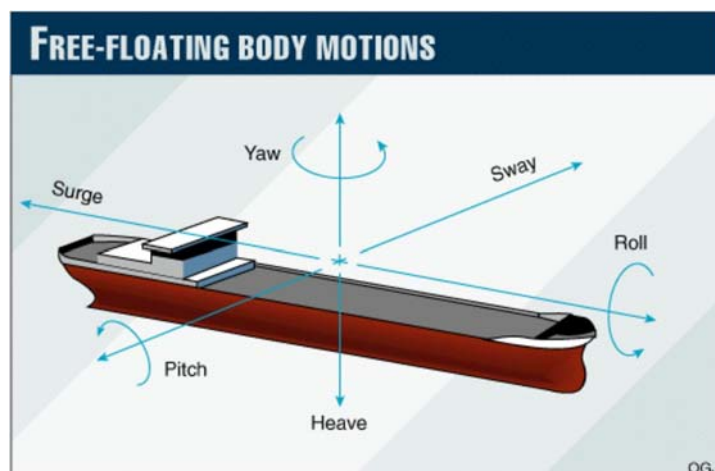


図-2.3.4.8 船舶の躯体運動

2) 漂流解析のための変形可能なメッシュ変形境界のクラス選定

油タンカー周りのメッシュの変形移動については、dynamicMotionSolverFvMesh（ラプラス方程式の解法を用いた）を実装し、油タンカーの移動は、移動の境界条件で記述する。移動の境界条件は、速度や変位についての陽関数として与えるか、あるいは外部データを基に計算された流体力を与える。

図-2.3.4.10にStep2の波浪造波と自由漂流計算を組み合わせたソルバのテスト結果を示す。波浪による海面の不規則な波による船舶の揺動に伴い、船底の水圧分布に変化が生じていることが確認できる。

このことから、喫水部の潮流による波漂流力は、波浪による揺動も含めて再現が可能であると考えられる。

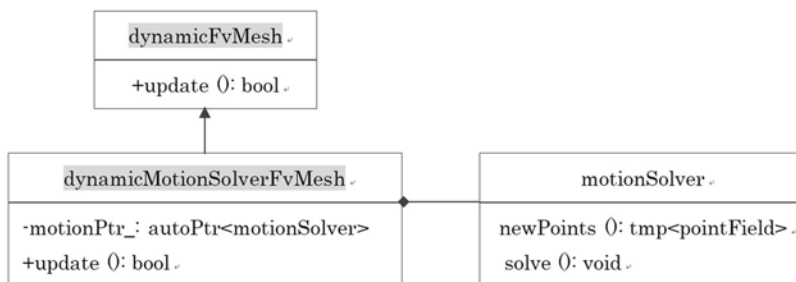
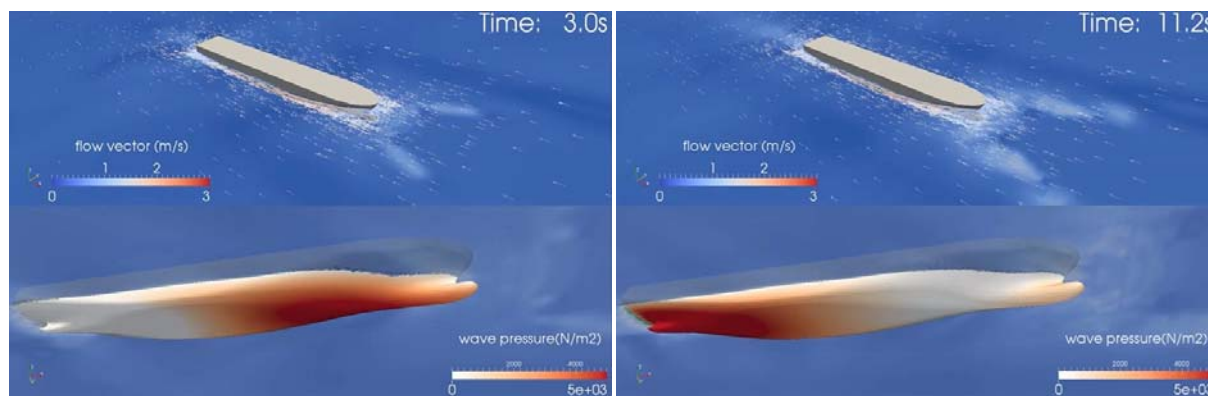


図-2.3.4.9 dynamicMotionSolverFvMeshの実装



(a) Time : 3.0sec (b) Time : 11.2sec
図-2.3.4.10 波浪造波と自由漂流計算を組み合わせたソルバのテスト結果

3) 漂流解析のためのメッシュのトポロジー変更クラスの導入

前述の境界メッシュ変形は、セルフェイス間の角度や隣接するセルのサイズ比を著しく変化させるため、メッシュ品質の極端な悪化を引き起こす可能性がある。隣接するセルのサイズ比の増大やフェイス角度のゆがみによるメッシュの非直交性の増大によって補間誤差が生じ、セルが歪め、結果としてメッシュが崩れ計算が止まる現象に陥る。この問題を排除するには、メッシュ変形は、メッシュのトポロジー変更と組み合わせる dynamicTopoFvMesh ライブラリを実装する。

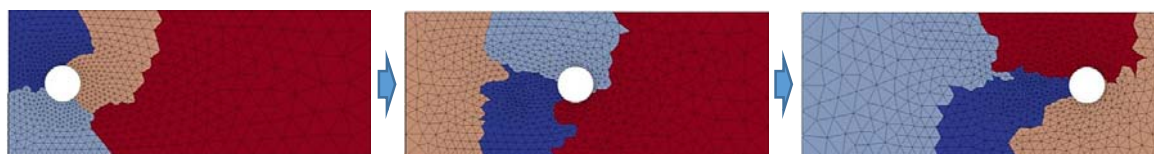


図-2.3.4.11 境界メッシュ変形におけるメッシュ品質の悪化

(6) 油タンカーの漂流解析

油タンカーの漂流解析に際して、作用として風入射と波浪・潮流入射，抵抗としての油タンカーの係駐力，加えて漂流移動を同じソルバで解析を実行して，漂流移動を再現することが理想型である。

しかしながら，風に伴う境界移動は，まだ開発段階であることに加え，内部コントロール（主機によるプロペラ推進力と錨鎖の状況による係駐力の時刻歴分布）が不明であることから，この理想型の実現は現段階では困難と考える。

そこで，現実的に再現が可能な代替案として，問題を分割して並列計算することとした．実施要領は以下の通りである。

- ①タンカーを固定として，風の流体解析でWRFで推定した風速（風力）から，タンカーに作用する外力を求める。
- ②タンカー周辺のみメッシュ移動可能とし，波浪解析で波力を計算する。
- ③上記①と②から得られた外力と，プロペラ推進力・係駐力を時刻歴に合成して，メッシュ移動ソルバでタンカーの移動方向と範囲を再現する。

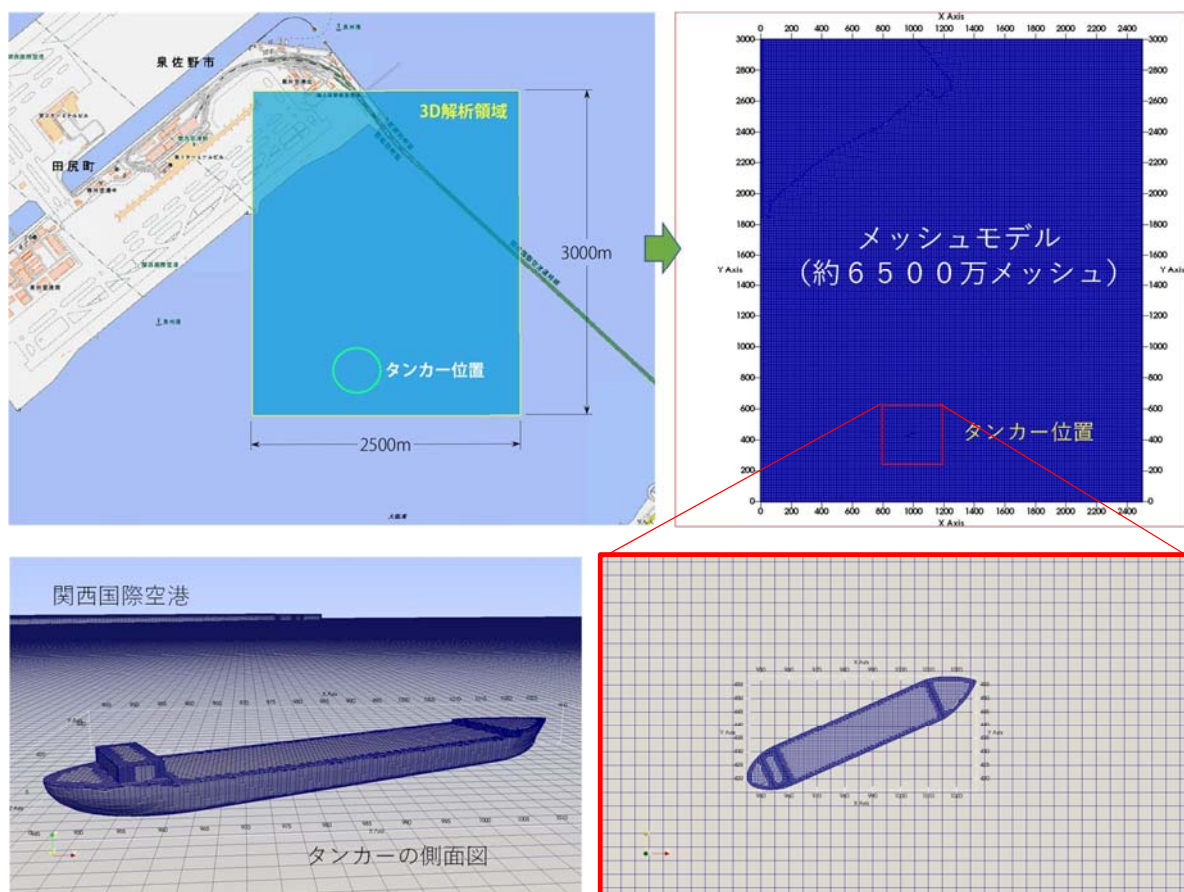


図-2.3.4.12 解析領域の設定とメッシュモデル

解析設定時間帯		波高 (m)	波向		潮位			潮流			大気圧 (hPa)	風速		うねり波高 (m)	length (m)	period (s)
時刻	時間(分)		x方向	y方向	(m)	x方向(m/s)	y方向(m/s)	x方向(m/s)	y方向(m/s)	x方向(m/s)		y方向(m/s)				
2018/9/4 13:00	0	2.330	-0.87207	-0.48938	0.869	0.29330	-0.40350	972.039	-5.3221	-36.8043	0.250	24.200	8.600			
2018/9/4 13:05	5	2.390	-0.90924	-0.41628	0.895	0.33810	-0.46430	972.3358	-3.5475	-37.0515	0.250	24.900	8.500			
2018/9/4 13:10	10	2.430	-0.93969	-0.34202	0.900	0.37290	-0.52450	972.6326	-1.7729	-37.2988	0.260	25.300	8.400			
2018/9/4 13:15	15	2.460	-0.96316	-0.26892	0.891	0.40880	-0.56930	972.9294	0.0017	-37.5461	0.260	25.700	8.300			
2018/9/4 13:20	20	2.490	-0.97992	-0.19937	0.877	0.42170	-0.59380	973.2262	1.7762	-37.7933	0.260	26.000	8.200			
2018/9/4 13:25	25	2.500	-0.99075	-0.13572	0.884	0.42810	-0.59780	973.523	3.5508	-38.0406	0.270	26.200	8.100			
2018/9/4 13:30	30	2.520	-0.99678	-0.08020	0.912	0.43640	-0.60190	973.8179	5.3136	-38.2862	0.270	26.200	8.100			
2018/9/4 13:35	35	2.530	-0.99926	-0.03839	0.979	0.41300	-0.58500	974.7682	6.8936	-37.0899	0.290	26.300	8.200			
2018/9/4 13:40	40	2.560	-0.99999	-0.00349	1.082	0.38870	-0.55940	975.7185	8.4737	-35.8935	0.300	26.300	8.200			
2018/9/4 13:45	45	2.570	-0.99945	0.03316	1.185	0.36870	-0.53840	976.6689	10.0538	-34.6972	0.300	26.500	8.200			
2018/9/4 13:50	50	2.560	-0.99756	0.06976	1.280	0.34360	-0.53380	977.6192	11.6338	-33.5008	0.300	26.500	8.200			

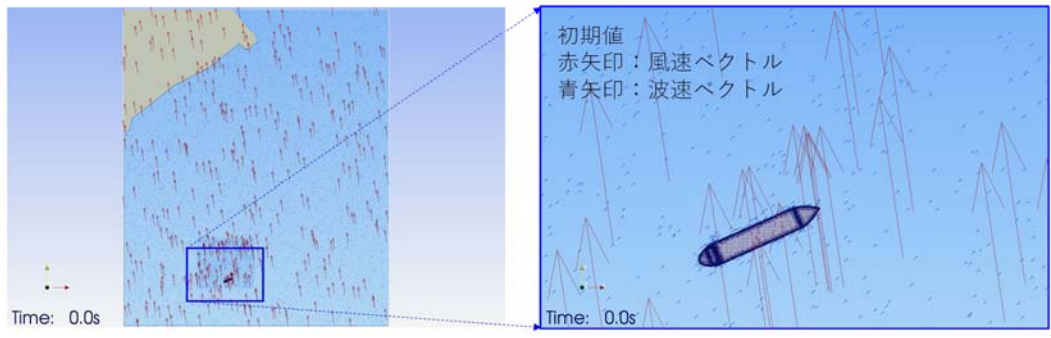


図-2.3.4.13 入射条件の設定

(5) 漂流解析の課題

リメッシュ機能の導入以外、剛体メッシュ移動・メッシュ変形による移動境界のソルバ構築と実装テストはほぼ完了できたと考える。今後応用について、下記の課題について、解決する必要がある。

- A) 台風時の波浪による解析エラーの解消 → 漂流現象の確認
- B) 風解析で大きな風速を受けときの収束エラーを解消する
- C) 風力と波力の解析からタンカーに作用する外力の推定し、構築したメッシュ移動機能を用いて、タンカーの移動方向と範囲を再現する。

2.3.5 まとめ

台風によって発生する高潮と波浪に対する対策を講じるために被害発生メカニズムを理解することを目的としており、前段検討として、気象擾乱の発生による被害予測の可否を確認するために、平成 30 年台風 21 号を対照として、気象・海象の再現と、船舶の漂流状況の再現を目的とする解析コードの開発を実施した。

気象状況と海象の再現では以下に示す知見が得られた。

- 1) 数値モデルによる大阪湾内の潮流の再現性については、定性的な比較に留まったが、湾内に現れる潮流の傾向を計算できている。なお、恒流系の流れとして存在する湾奥の流れや沖ノ瀬環流等の再現には至っていない。恒流の一部は淀川等からの淡水流入に起因して発生するといわれており、その表現には計算条件やモデルの構成について再考・改善の余地があると考えられる。
- 2) 台風 21 号の襲来時の大阪湾内の流動に関しては、開境界に潮位変化を含めることで潮位偏差の算定値に精度の向上が見られた。
- 3) 波と風との関係：波高は風速と、波向きは風向との相関が見られる。ただし、前者の関係に関しては、台風の接近・通過期間で風向が変化することで波高が風速に対して一価関係にないことがある。

4) 流れと風との関係：正の相関関係にあるが、波と風との関係に比べるとばらつきが大きい。計算では海水の流動が平面 2 次元流としてモデル化されており、海底地形の水平分布にも影響された結果と推察される。

また、船舶の漂流解析に向けた取り込みでは、気象状況と海象の再現では、リメッシュ機能の導入以外、剛体メッシュ移動・メッシュ変形による移動境界のソルバ構築と実装テストはほぼ完了できたと考える。今後応用について、前述の課題について解決する必要がある。

【参考文献】

- 2.3.1) 気象庁：異常気象レポート 2014 近年における世界の異常気象と気候変動～その実態と見通し～(VIII), 2015.3.
- 2.3.2) 気象庁：台風 21 号による暴風・高潮等平成 30 年 (2018 年) 9 月 3 日～9 月 5 日 (速報), <http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/2018/20180911/20180911.html>, 2019.7.24 閲覧.
- 2.3.3) 運輸安全委員会：船舶事故調査報告書, 2019.4.
- 2.3.4) National Center for Atmospheric Research : A Description of the Advanced Research WRF Version 3. NCAR, June 2008.
- 2.3.5) Allard R., Rogers E. Carroll S. N. and Rushing K. V. : Software Design Description for the Simulating Waves Nearshore Model(SAN), Naval Research Laboratory, NRL/MR/7320, Nov. 2002.
- 2.3.6) 間瀬肇, 平尾博樹, 國富將嗣, 高山知司 : SWAN による波浪推算システムー閉鎖性湾内における波浪推算への適用ー, 京都大学防災研究所年報, No.44, B-2, Apr. 2001.
- 2.3.7) 藤原建紀, 肥後竹彦, 高杉由夫 : ”大阪湾の恒流と潮流・渦”, 海岸工学論文集, Vol3, pp. 209-213, 1989.
- 2.3.8) 中辻啓二, 山本信弘, 山見晴三, 室田明 : ”淀川洪水流の振舞いに及ぼす密度流と潮流の相乗効果”, 海岸工学論文集, Vol.38, pp.186-190, 1991.
- 2.3.9) 中辻啓二, 山見晴三, 末吉寿明, 藤原建紀 : ”大阪湾の恒流系に関する数値実験的研究”, 海岸工学論文集, Vol.39, pp.906-910, 1992.
- 2.3.10) 中辻啓二, 末吉寿明, 山根信之, 藤原建紀 : ”三次元粒子追跡による流動構造の解明”, 海岸工学論文集, Vol.41, pp.326-330, 1994.
- 2.3.11) 中辻啓二, 藤原建紀 : ”大阪湾におけるエスチャリー循環機構”, 海岸工学論文集, Vol.42, 396-400, 1995.
- 2.3.12) OpenFOAM Foundation : OpenFOAM Uset Guide, <http://www.openfoam.org/docs/user/>, 参照 2019-09-10.

(佐々木達生)

第3章 鋼桁橋の横荷重に対する抵抗メカニズムに関する一考察

3.1 はじめに

近年、日本をはじめ、世界各地における地震被害は深刻なものとなりつつあり、地震によって引き起こされる津波による被害も数多く報告されている^{3.1, 3.2)}。今後発生が予想されている南海トラフ地震においても、地震による被害とあわせて、それにより発生する津波による道路や橋梁などのライフラインへの影響も懸念される。

地震力に対する設計は、支承部や橋脚、基礎などの下部構造に対しては動的解析などが行われるケースもあるが、鋼桁等の上部構造に対しては地震力を静的な外力に換算して照査されるケースが多い。地震力や、地震力と同様に橋軸直角方向に作用する風荷重に対しての設計は、トラス構造として簡単なモデル化を行い、構成する部材（対傾構・横構）に生じる断面力を算出して照査している。従前より対傾構・横構の設計に際しては、対傾構上弦材と下弦材に橋軸直角方向の外力が1/2ずつ作用するものと仮定する手法が用いられてきたが、この分担比率について異なる結果を示す研究成果も示されている^{3.3)}。また、表面力としての風荷重と物体力としての地震荷重に対しても同じ分担比率が用いられている点についても疑問が残る。橋梁に対する津波作用力については、各機関で実験や数値解析がさかんに実施されているものの^{3.4, 3.5)}、いまだ対津波設計手法は確立されていないのが現状である^{3.6)}。

平成29年版日本道路橋示方書（以下、道示）^{3.7)}においては、鋼桁とコンクリート床版などとの合成作用を適切に考慮することが求められており、地震時の作用力（慣性力）が増加することが想定され、これまでと同様の考え方であれば、単純に部材断面を大きくする必要があり、鋼橋には不利となる。そのため、津波作用力や地震力などのような橋軸直角方向に対する橋梁の挙動や発生部材力をより詳細に把握することにより、合理的な設計法を目指す必要があると考える。

本検討では単純合成桁を例として解析モデルを作成し、水平方向の津波作用力および地震力を想定した横荷重を載荷し有限要素解析を行った。各支承における支点反力を比較することで荷重の分担状況、各支承における負担差を把握し、橋梁を構成する2次部材（対傾構・横構）の部材力を算出し比較することにより、外力への抵抗機構について検討した。これらの結果より、対傾構・横構などの2次部材の設計法が提案できないか検討した。

既往の研究では風荷重および地震荷重で2次部材に生じる部材力や省略の可能性について検討がなされたが、本研究では従来検討されていなかった水平方向の津波作用力を作用させたほか、2次部材に生じる部材力だけでなく支点反力についても検討を行った点や、主桁数の異なる複数の橋梁モデルを扱い、比較・検討を行い傾向の把握、設計手法の提案を行った点が新規性、有益な点として挙げられる。

津波に対しては上部構造よりも橋脚や支承の耐荷力も重要であることは確かであるが、これらの下部構造に力を伝達するのは上部構造であり、支承や橋脚に作用する力は上部構造の耐荷力とも無関係とは言えず、上部構造の耐荷力を評価する必要はあると考える。また、橋脚や支承の設計思想にもよるが、橋脚や支承を強固なものに改修・補強する場合には、本研究の検討も有益な情報を与えるものとする。

3.2 解析概要

数値解析には汎用有限要素解析ソフト MSC Marc 2016^{3,8)}を用いた。

3.2.1 解析モデル

本研究では桁長 33.8(m)の単純活荷重合成 I 桁橋をモデル化した。本研究では「合成桁の設計例と解説^{3,9)}」を参考にした4主桁橋モデル（以下、Aモデル）、主桁数の異なる3主桁橋モデル（以下、Bモデル）、6主桁橋モデル（以下、Cモデル）の計3種類の橋梁を用いる。Aモデル設計条件を表-2.1.1、一般寸法図を図-2.1.1、橋梁を構成する各部材の名称および位置を示した解析モデル図を図-2.1.2 に示す。なお、BおよびCモデルにおいても2次部材の配置はAモデルにならって設置しており、各モデルの横構の配置は図-2.1.2-2.1.4の通りである。使用する鋼材はSM490Y, SM400, SS400（形鋼）であり、床版には鉄筋コンクリートを使用する。材料特性を表-2.1.2、桁断面寸法ならびに補剛材断面寸法を表-2.1.3、表-2.1.4、解析上の使用要素の種類を表-2.1.5 に示す。なお、主桁上フランジと床版とは完全合成されているものとした。

表-2.1.1 Aモデル設計条件

橋梁形式	単純活荷重合成I桁橋
橋長	34.000 m
桁長	33.800 m
支間長	33.000 m
総幅員	9.700 m
支承条件	A1=固定支承 A2=可動支承
床版	鉄筋コンクリート床版厚 $t=220$ mm
主要鋼材	SM490Y, SM400, SS400（形鋼）

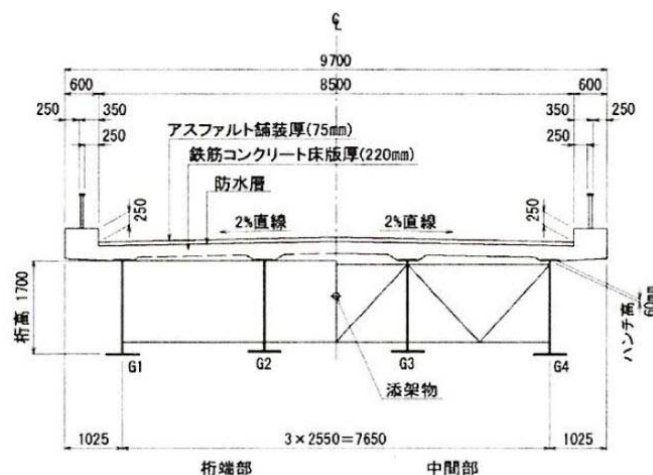


図-2.1.1 Aモデル一般寸法図^{3,9)}

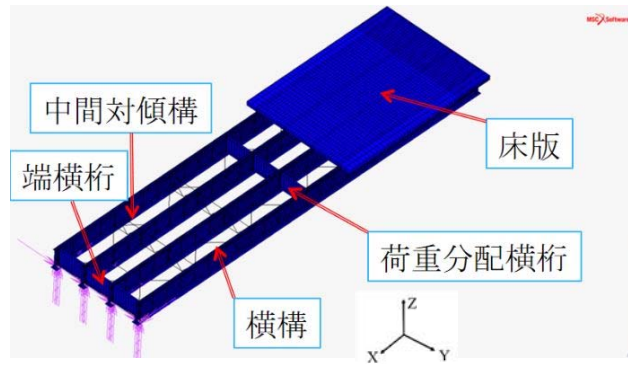


図-2.1.2 各部材の名称および位置

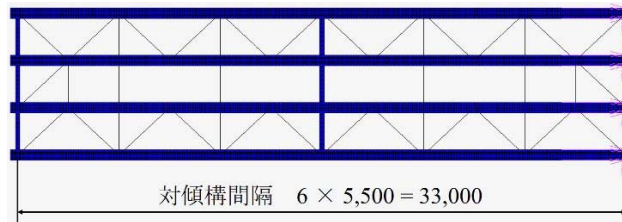


図-2.1.3 Aモデル2次部材配置



図-2.1.4 Bモデル2次部材配置

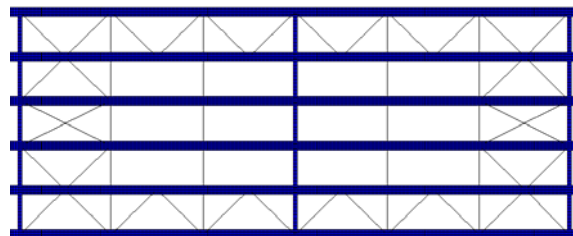


図-2.1.5 Cモデル2次部材配置

表-2.1.2 材料特性

材料	SM490Y	SM400	SS400	鉄筋コンクリート
部材	主桁	横桁・補剛材	横構・中間対傾構	床版
ヤング係数(N/mm ²)	2.0 × 10 ⁵			3.1 × 10 ⁴
ポアソン比	0.3			0.2

表-2.1.3 桁断面寸法

	主桁(SM490Y)	端横桁(SM400)	荷重分配横桁(SM400)
上フランジ	310 × 22	220 × 10	240 × 12
ウェブ	1700 × 9	1450 × 9	1280 × 9
下フランジ	550 × 32	220 × 10	240 × 12

表-2.1.4 補剛材断面寸法

水平補剛材(SM400)	垂直補剛材(SM400)
100 × 9 × 1350	110 × 9 × 1700

表-2.1.5 使用要素の種類

部材	要素の種類
主桁・横桁・補剛材	シェル要素
床版	ソリッド要素
横構・中間対傾構	トラス要素
スタッド	中実断面梁要素

3.2.2 境界条件

本橋梁モデルは単径間であるため、解析モデルの境界条件は表-2.2.1のように与えた。固定支承は全方向の変位を拘束した3軸固定ピン支承、可動支承は橋軸直角方向と鉛直方向の変位を拘束したローラー支承とした。

表-2.2.1 境界条件

	変位			回転		
	X	Y	Z	RX	RY	RZ
固定	Fix.	Fix.	Fix.	Mov.	Mov.	Mov.
可動	Mov.	Fix.	Fix.	Mov.	Mov.	Mov.

3.2.3 荷重載荷条件

荷重は津波荷重と地震荷重の2種類を想定し、橋軸直角方向に載荷する。津波荷重は鋼橋の津波対策として中央防災会議が公表している南海トラフ地震津波をもとに計算された最大抗力結果^{3,10)}を図-2.1.1のG4桁ウェブ面に、地震荷重はすべての部材に重力加速度(9.81m/s²)を橋軸直角方向(図-2.1.2中Y軸正方向から負方向)に与えて再現した。本検討では、橋梁の瞬間的な挙動を把握するため塑性は考慮せず、線形弾性解析のみ実施し、支点反力の確認、部材力の分布および設計計算との比較に主眼を置いた。津波外力については鉛直方向の外力も発生することは知られているが、地震荷重との比較を行うために本研究では考慮しなかった。設計荷重では重力加速度を超えた荷重を想定することもあるが、ここでは部材力などの分担比率を検討するために単位荷重として与えている。それ以外の荷重強度の際には、線形挙動の範囲では比例的に増減すれば良いと考えた。

表-2.3.1 に本研究で与える津波荷重および地震荷重の値を示す。

表-2.3.1 水平荷重

	津波	地震
Aモデル	4927 kN	2194 kN
Bモデル	4927 kN	1622 kN
Cモデル	4927 kN	3658 kN

3.2.4 解析検討対象一覧

A モデルに関して各部材を省略することにより 10 種類の解析モデルを想定し、支点反力の比較を行い、なかでも変化が大きかった4つのモデルについて検討を行う。合成桁を研究対象としているが、主桁のみで鉛直荷重による断面力に抵抗するものとして設計される非合成桁も存在することから、各部材の荷重伝達機構や橋全体への影響、支点反力の違いを確認するため、2次部材以外にも床版を省略したパターンも設定した。部材を有する場合を黒丸、有していない場合を空欄とし、表-2.4.1 に解析検討対象一覧を示す。なお、地震荷重は橋梁全体に载荷しているが、(4)のモデルでは床版を有していないため与える外力の値に差が生じる。そのため(4)のモデルでは床版に作用する分の荷重は集中荷重に置き換え、主桁のウェブと上フランジとの接合節点に载荷した。また、Bモデル・Cモデルについては部材の欠損を与えず、Aモデルのケース(1)と比較することで橋梁形式の変化による支点反力、部材力の変化について検討する。

表-2.4.1 解析検討対象一覧

	床版	端横桁	横構
(1)	●	●	●
(2)	●	●	
(3)	●		●
(4)		●	●

また、Aモデルについて、桁端部の横構では設計計算において断面力が大きくなることから、断面積を大きくする工夫がなされている。横構の部材剛性の違いを確認するため断面積を全て統一したモデル(A'モデル)を作成し、部材力の違いの確認を行った。図-2.4.1および表-2.4.2に部材断面の変化について示す。なお、B・Cモデルについては断面積を1980mm²に統一したモデルのみを扱う。

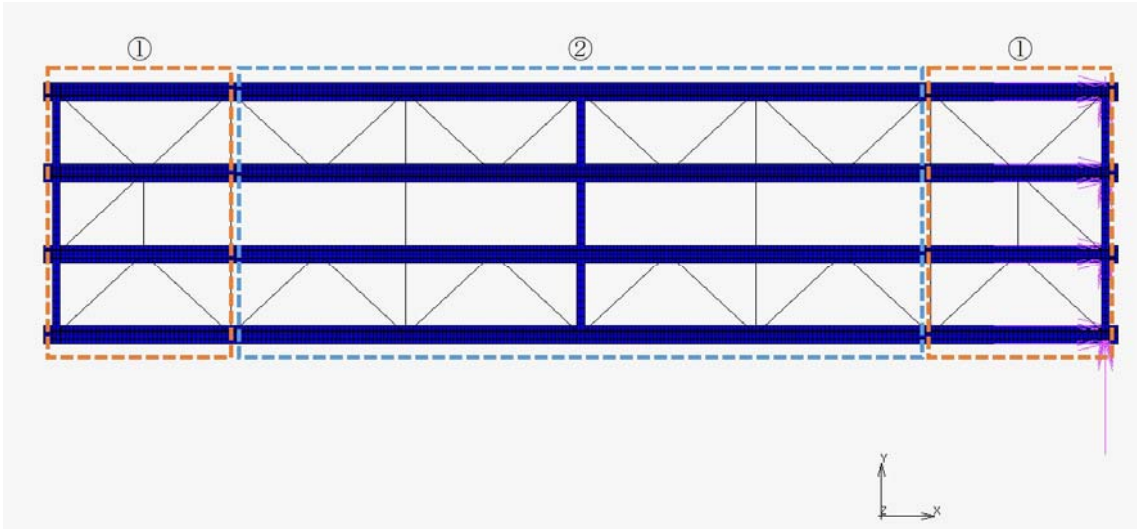


図-2.4.1 部材断面変化

表-2.4.2 部材断面変化

	Aモデル	A'モデル
①	2600mm ²	1980mm ²
②	1980mm ²	1980mm ²

3.3 解析結果および考察

3.3.1 支点反力の比較

A モデルでの各荷重を与えた時の支点反力結果を図-3.1.1~3.1.4に示す。図の縦軸が水平力分担率または鉛直力を、横軸が支承の種別と(1)~(4)のモデルケースを示し、縦棒グラフの中で各支承が占める割合を色分けして評価している。支承の番号は主桁の番号と対応しており、荷重載荷側から見て支承4, 3, 2, 1と並んでいる。以下、図中では固定支承をFix, 可動支承をMovと表記する。

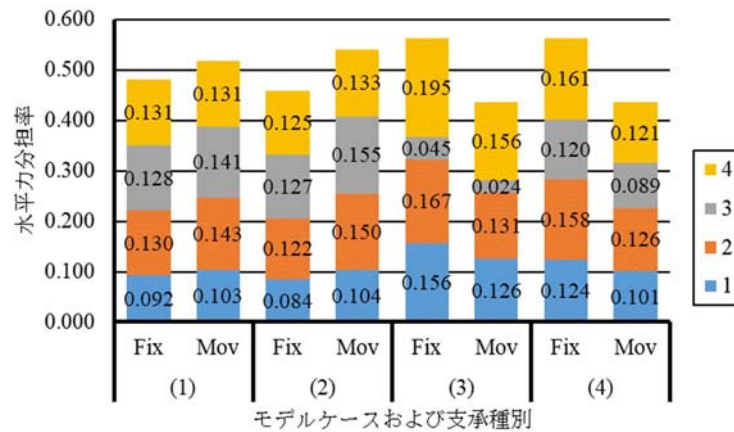


図-3.1.1 水平力分担率 (津波)

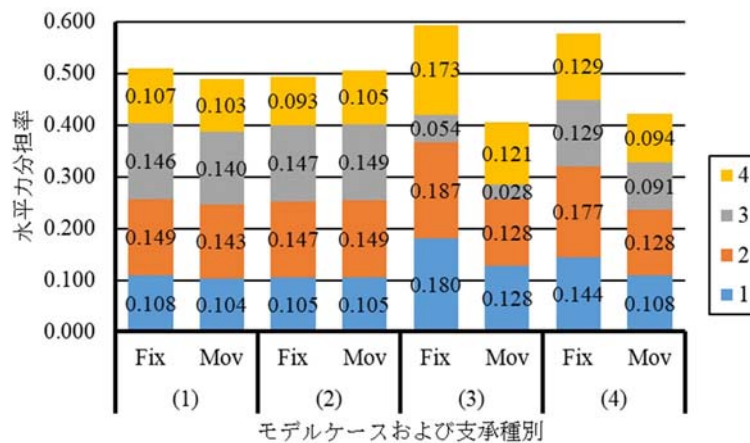


図-3.1.2 水平力分担率 (地震)

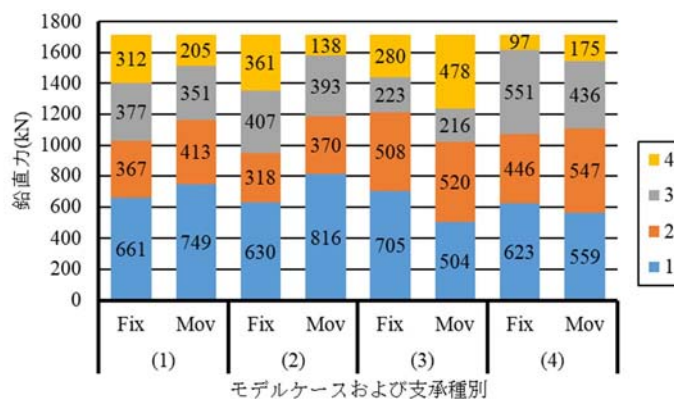


図-3.1.3 死荷重反力+鉛直方向支点反力 (津波)

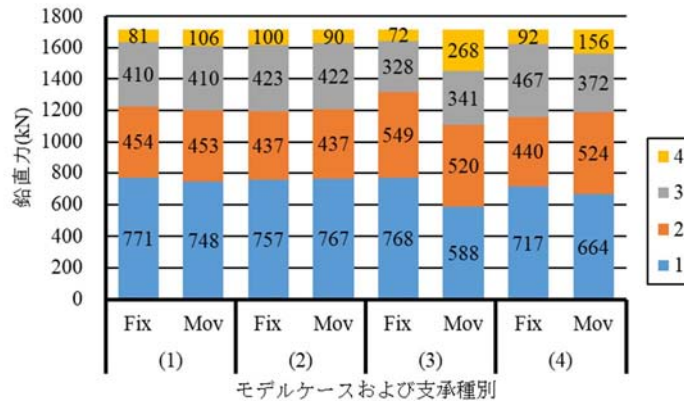


図-3.1.4 死荷重反力+鉛直方向支点反力 (地震)

水平力については橋梁に働く全水平力と算出した分担率との積により、各支保に働く力を計算することができ、また固定・可動側の4つの支保について積み上げてグラフ化しているため、縦軸(分担率)が0.5を上回った側で(4つの支保の合計値で)多く外力を負担したと評価できる。鉛直方向の支点反力については死荷重反力と横荷重載荷により生じた反力との和で評価する。鉛直力に関してはAモデルにおいてすべての支保で上向きの反力が生じている。横荷重載荷では荷重載荷側である支保4にて下向きの反力が生じるものの、死荷重による上向き反力が上回り、結果的に上向き反力となるが、他の支保と比較して鉛直力はその分小さくなっている。本研究では津波荷重は橋軸直角方向力のみで検討を行っているが、実際には鉛直力も存在する。そのため津波による上向きの波力を受けた際、荷重載荷側の支保4では鉛直方向の支点反力は負となり、浮き上がりなどの現象が起きる可能性があるため注意が必要である。

部材の省略を考えない(1)において、津波時では可動側が、地震時では固定側の負担が大きくなっている。水平力分担率に着目すると津波時では支保2と4、地震時では内桁(支保2, 3)の分担率が高い。鉛直力については津波時地震時ともに支保1にて大きな反力が生じ、地震時での外桁と内桁との値の差が大きくなっている。津波時、地震時ともに端横桁を省略した(3)および床版を省略した(4)で固定側の水平力分担率が急激に上昇する。また、鉛直力に関して(1)と(4)を比較した際、(4)で支保4の上向き反力が小さくなり(津波荷重載荷によって支保に生じる下向き反力が大きくなっている)、合成桁の床版による荷重抵抗を無視した場合、水平力と同様に荷重載荷側での負担が大きくなるという傾向の変化が見受けられる。

Aモデルでは横構の組み方は前章の図-2.1.2および図-3.1.5の通り、支保3付近にはつながっていないという特徴がある。各モデルを比較したところ、(1)の津波時では桁のみに力が作用していることにより、荷重載荷側の支保4および桁に作用した津波作用力が横構を通じて伝達された結果、横構とつながる支保2での負担が大きくなったと考えられる。一方で地震時では床版を含めすべての部材に地震力が作用しているという荷重載荷方法の違いが挙げられ、内桁に作用した地震力を分散させる部材が少ないことが支保2, 3で分担率が大きくなった原因として考えられる。(3)のモデルでは支保3の分担率の極端な低下が見受けられるが、端横桁の省略による剛性の低下および横構が支保3につながっていないことによる内桁付近の2次部材構造の違いが変化の原因である。(1), (3), (4)の比較から、端横桁と床版が横荷重に抵抗するうえで大きな影響を与え、荷重を分担、伝達する支配的要因となっていると考えられ、特に床版の横荷重伝達機能は鉛直方向の支点反力の値に顕著に表れており、地震時での外桁と内桁との値の差が大きくなった原因であると考えられる。これらの結果から、非合成桁橋および橋梁が被災し端横桁が欠損した

場合は固定支承に（津波・地震時ともに），横構が欠損した場合は可動支承に（津波時）負担が偏り，支承の耐力を超過した際は支承破壊につながる可能性があることが読み取れる。

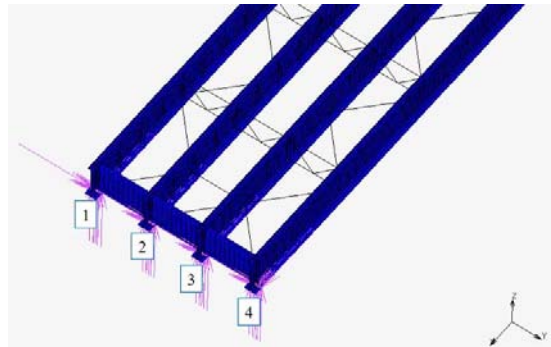


図-3.1.5 桁端部の構造

鉛直力に関して，橋梁断面の中央を軸に水平荷重によるモーメントを理論的に考慮したとき，外桁の支承 1, 4 で大きな鉛直力が作用する．例として，津波時の場合，ウェブ面全体に作用する津波作用力 4927kN を集中荷重に置き換えたものをウェブ高さ半分の位置に作用させて計算すると，外桁で±493kN, 内桁に±193kN（固定側・可動側合算）と算出できる．図-3.1.6 に鉛直力理論値として，津波作用力を与えた時に生じる鉛直力および生じた鉛直力と死荷重との和を示す。

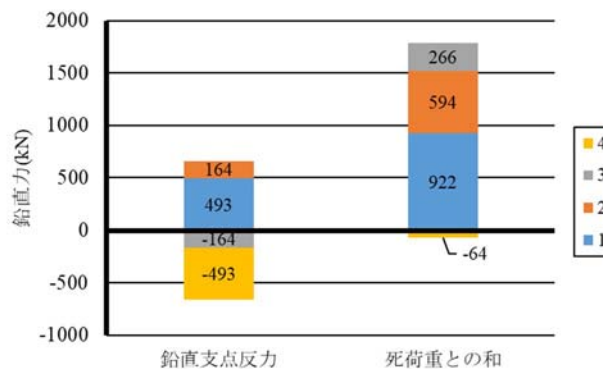


図-3.1.6 鉛直力理論値

津波時では理論値と解析値との間で，各支承同士の鉛直力の差は小さくなっていることから，床版の抵抗作用の影響で理論値と差異が生じたと考えられる．一方で地震時の場合，床版が橋梁の全重量の約 80%を占めており，床版への作用力が大きくなる．床版は慣性力により橋軸直角方向に動こうとするが，支承は橋軸直角方向には動かないという境界条件の関係および外桁でのモーメント作用が大きくなることが影響し，結果的に支承 1, 4 での鉛直方向支点反力が大きくなり，死荷重との和により相殺され，支承 4 では鉛直力は小さくなったものと考えられる。

横構の有無に関して(1), (2)のモデルを比較すると，水平力分担率で見ると津波時地震時ともに差が最大で 1.4%，鉛直力については津波時では各支承でそれぞれ 30~67kN の増減があるものの，地震時では 9~19kN の増減でとどまっている．そのため，少なくとも地震時においては横構の横荷重抵抗への寄与度は端横桁・床版と比較して少ないといえるが，主桁の形状保持には少なくとも寄与していると考えられる。

続いて B モデル，C モデルの支点反力結果を図-3.1.7~3.1.10 に示す．こちらも図-3.1.1~3.1.4 と同様，図の縦軸が水平力分担率または鉛直力（死荷重反力との和）を，横軸が支承と荷重の種別を示し，縦

棒グラフの中で各支承が占める割合を色分けして評価している。支承の番号は荷重載荷側から見て B モデルは支承 3~1, C モデルは 6~1 と並んでいる。

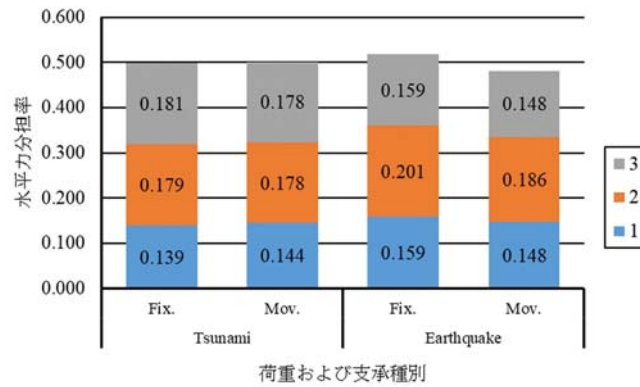


図-3.1.7 Bモデル水平力分担率

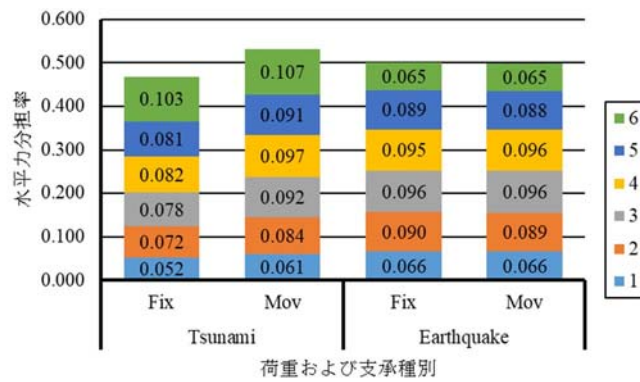


図-3.1.8 Cモデル水平力分担率

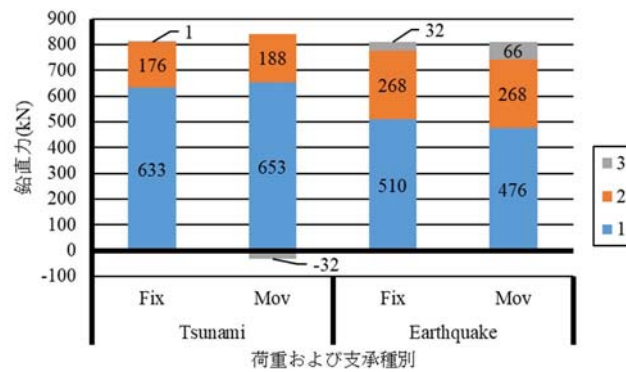


図-3.1.9 Bモデル死荷重反力+鉛直方向支点反力

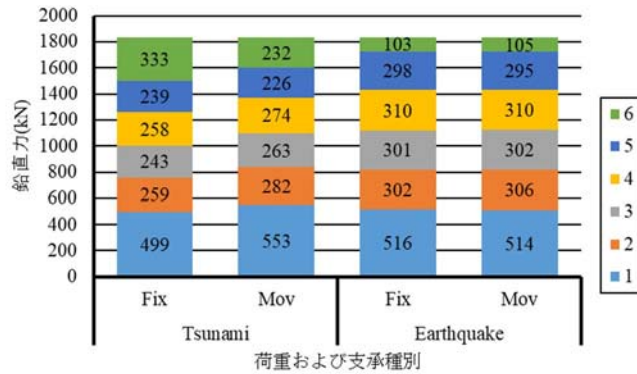


図-3.1.10 Cモデル死荷重反力+鉛直方向支点反力

Bモデル・Cモデル共通して水平力は津波時では可動側，地震時では固定側の負担が大きくなっており，地震時では内桁の分担率が高いというAモデルと同様の傾向が見られる．鉛直力についても同様に，死荷重との和において外桁で鉛直反力が小さくなっている．

Bモデルに関して，水平力については津波時では荷重載荷側での分担率が高くなり，地震時では内桁の支承2で分担率が上昇する．鉛直力については支承3の値が極めて低くなっている．Aモデルと同様に外桁でのモーメント作用およびAモデルと比較した際の剛性の低下が原因として考えられる．

Cモデルに関して，津波時で水平力分担率については荷重載荷側で負担が大きくなっているが，Cモデルではその傾向がより顕著に表れている．鉛直力については津波時での固定側において荷重載荷側における支承6の鉛直力の値が他の支承と比べて大きい点がAモデルと異なっている．桁に作用した津波作用力に対して荷重載荷側で抵抗する作用と，主桁数および2次部材の増加に伴う剛性の増加が影響したことが原因として考えられる．本研究では桁長33m程度の橋梁を対象としているが，桁長や桁の変形が分担率に影響を及ぼす可能性がある．剛性の増加により鉛直方向の負反力が小さくなり，死荷重反力との和で評価した際に支承6の鉛直力の値が大きくなったものと考えられる．図-3.1.11にAモデルとの比較として鉛直方向変位図（津波）を示す．図-3.1.11では各モデルを荷重載荷方向斜め下から見上げているため，床版および桁の変位を同時に確認できる．第2章の図-2.1.2のZ方向を正として10段階で色分けしており，黄色は12.5～16.1mm，青色は-19.5～-15.9mmの変位となっている．

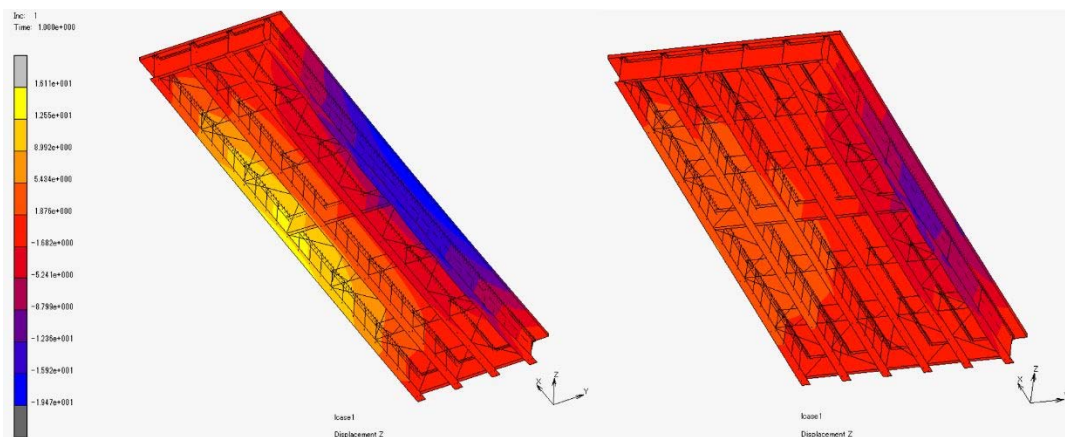


図-3.1.11 AモデルおよびCモデルにおける鉛直方向変位（津波）

CモデルはAモデルと比較した際、主桁数が増えたことなどにより橋全体の剛性、特にねじれ剛性が大きくなり荷重載荷側の端部以外は剛体的な変形となっていることが図-3.1.11より確認できるため、鉛直力はAモデルに比べ均等に近い分担となったものと考えられる。地震時では主桁数や床版幅などが増えた影響により地震力も増えているが、ねじれ剛性の増加に伴い比較的均等に支点反力が生じたものと考えられる。

3.3.2 中間対傾構部材力分布と外力の違いによる比較

横荷重に対し横構や主桁と一体となる平面トラス系を形成する中間対傾構の横荷重により生じる影響を確認し、検討を行った。従前より中間対傾構は設計計算において、荷重は主桁間隔数の対傾構で均等に分担され、上弦材と下弦材で1/2ずつ負担されるものと仮定されてきた。現行道示版設計例（以下、現行設計例）^{3.11)}では、床版で3/4、下弦材で1/4の負担が提案されたが、平成29年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例（以下、道路協会設計例）^{3.12)}では床版で3/4、下弦材で1/4から上弦材と下弦材で1/2ずつ負担する手法に再度変更されるなど、未だに分担比率については確定していない。また、どのようなケースでも適用可能なのか、などについても明確になっていない。

本研究で対象としている橋梁においては、中間対傾構は図-3.2.1に示すように4ブロック配置されている。

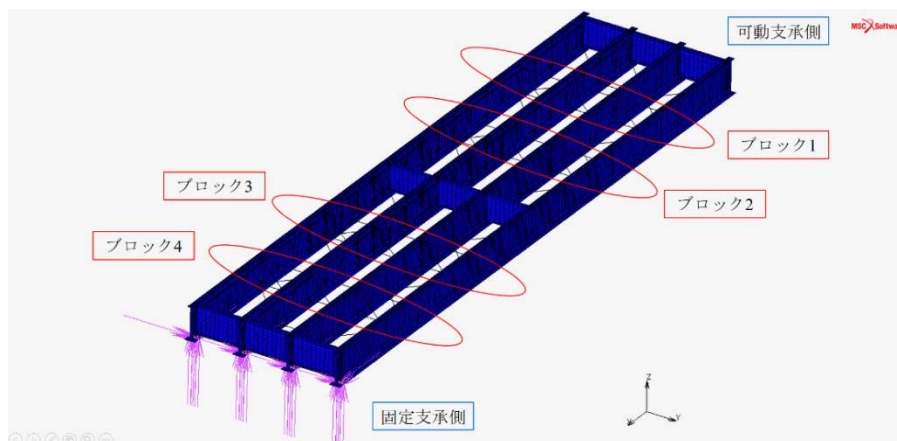


図-3.2.1 中間対傾構配置

中間対傾構に生じる部材力を算出し、荷重ごとに生じる圧縮力が最大となるブロックで比較検討を行う。図-3.2.2に中間対傾構の部材番号を示し、津波時および地震時の中間対傾構の部材力分布図に関して、赤線を圧縮力、青線を引張力として図-3.2.3および図-3.2.4に示す。荷重は図の右側から左側に向かって載荷されている。また、得られた部材力を無次元化するために、各部材力を対傾構間隔に作用する横荷重の合計（津波時 802kN、地震時 357kN）で除して比較したものを表-3.2.1に示す。これらの値は外力の合計をウェブ面積で除して単位面積あたりに換算、対傾構間隔のウェブ面積を乗じて算出した。

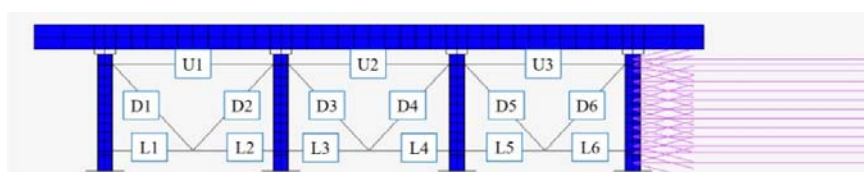


図-3.2.2 部材番号

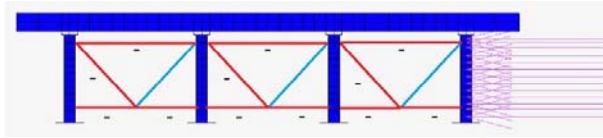


図-3.2.3 部材力分布 (津波)

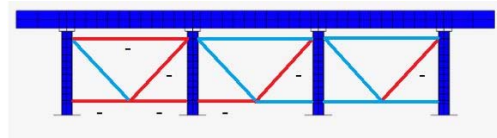


図-3.2.4 部材力分布 (地震)

表-3.2.1 Aモデル部材力

	津波		地震	
	ブロック2		ブロック4	
	部材力 (kN)	無次元化	部材力 (kN)	無次元化
U1	-17	-0.022	-1	-0.003
U2	-28	-0.035	0	0.001
U3	-46	-0.057	1	0.004
D1	-41	-0.051	7	0.021
D2	41	0.051	-7	-0.021
D3	-54	-0.067	7	0.018
D4	54	0.067	-7	-0.018
D5	-55	-0.069	8	0.024
D6	55	0.069	-8	-0.024
L1	-39	-0.048	-14	-0.040
L2	-97	-0.121	-3	-0.009
L3	-184	-0.229	-4	-0.011
L4	-107	-0.133	6	0.017
L5	-168	-0.209	5	0.013
L6	-247	-0.308	17	0.048

解析結果より、津波時は支間中央寄りのブロック 2、地震時は端部寄りのブロック 4 にて中間対傾構に生じる圧縮力が最大となる部材が見られたほか、全体を通して上弦材と比べて下弦材に生じる力が大きいという傾向が見られた。津波時では上下弦材に圧縮力、斜材は圧縮力と引張力が交互に作用し、荷重載荷側に向かうにつれ生じる力が大きいという傾向が見られる。それに対し、地震時では引張力が作用する上下弦材もあり、津波時との部材力分布に違いが見られるほか、全体的に部材力が小さくなっている。

表-3.2.1 に示す無次元化値より、津波時で最大圧縮力が生じるブロック 2 では図-3.2.2 中の L6 部材（下弦材）に対傾構間隔に作用する横荷重の30%相当の圧縮力が作用しているが、地震時で最大圧縮力が生じるブロック 4 では図-3.2.2 中の L1 部材（下弦材）に横荷重の4%の圧縮力が作用しており、同方向から荷重を載荷しているにも関わらず下弦材の荷重分担傾向が大きく異なる。

次に、解析で与えた荷重値を用いて旧道示版設計計算例（以下、旧設計例）^{3,9)}、現行設計例^{3,11)}に基づいて部材力を算出し、各荷重時の最大圧縮力を解析結果と比較してみる。本研究においては、津波による荷重は設計計算における地震荷重のように側面全面に載荷されているため、地震荷重に対する設計計算を参考にしたことを注記しておく。設計計算では、主桁間の3組のトラス構造で等しく抵抗すると仮定されており、解析で与えた荷重値を用いて試算すると、L6 部材の部材力は津波時で-134kN（現行設計例：-67kN）、地震時で-60kN（現行設計例：-30kN）と算出される。L6 部材に関して解析結果と比較すると、津波時では設計計算を大幅に上回るが、地震時では下回る。津波時では中間対傾構は抵抗部材として機能し、現行の設計では推定される部材力を超過する。一方で地震時では解析結果が設計計算値を下回っていることから現行の設計で安全側に見積もることができていると考えられる。

現行設計例での下弦材の設計断面力（レベル2 地震動時）は29.3kN と、地震時の解析値と比べ2 倍程

度となっている。設計例ではレベル2地震動での特性値を63.9kN/mとして計算しており、解析で与えた地震力を上記の特性値に当てはめると65.0kN/mとなる。解析上では想定する地震力が設計例よりも多くなっているにも関わらず生じる部材力が減少しているという点で、地震時での中間対傾構の負担は極めて少なく、床版や端横桁で荷重に抵抗していると考えられる。

このような津波時と地震時における部材力の違いは、荷重の載荷方法に依存している。津波時はウェブ面に作用した横荷重を荷重載荷側でより多く負担して荷重に抵抗し、荷重載荷側に連結されている部材の圧縮力が大きくなっているが、地震時はすべての部材に加速度を与えていることから、橋全体の变形挙動に合わせて圧縮と引張が作用したと考えられる。地震力は重量の比率から計算すると、地震力全体のうち約80%が床版に、20%が鋼桁に作用しているため、鋼桁への作用が少ないことが影響し、部材力が小さくなったものと考えられる。前述のとおり、設計計算では主桁間の3組のトラス構造で等しく抵抗すると仮定されているが、実際は均等な分担ではないことが確認できた。

続いてBモデルおよびCモデルの中間対傾構についても同様に、荷重ごとに生じる圧縮力が最大となるブロックで比較検討を行う。BモデルおよびCモデルの部材力および各部材力を対傾構間隔に作用する横荷重の合計で除して比較したものを表-3.2.2、表-3.2.3に示す。

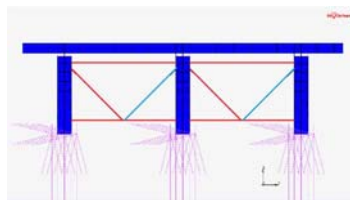


図-3.2.5 Bモデル部材力分布(津波)

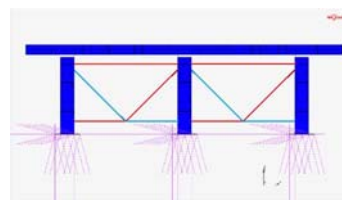


図-3.2.6 Bモデル部材力分布(地震)

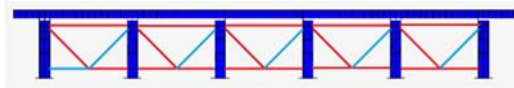


図-3.2.7 Cモデル部材力分布(津波)

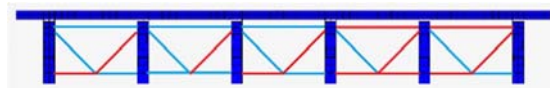


図-3.2.8 Cモデル部材力分布(地震)

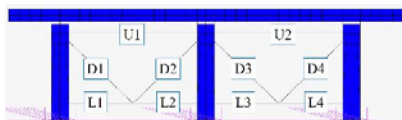


図-3.2.9 Bモデル部材番号

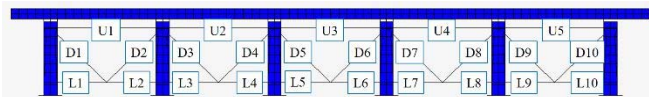


図-3.2.10 Cモデル部材番号

表-3.2.2 Bモデル部材力

	津波		地震	
	ブロック3		ブロック4	
	部材力 (kN)	無次元化	部材力 (kN)	無次元化
U1	-17	-0.021	-1	-0.003
U2	-19	-0.024	1	0.003
D1	-75	-0.095	12	0.044
D2	75	0.095	-12	-0.044
D3	-81	-0.103	12	0.044
D4	81	0.103	-12	-0.044
L1	-20	-0.025	-16	-0.062
L2	-128	-0.163	1	0.003
L3	-122	-0.155	-1	-0.002
L4	-239	-0.304	16	0.062

表-3.2.3 Cモデル部材力

	津波		地震	
	ブロック3		ブロック4	
	部材力 (kN)	無次元化	部材力 (kN)	無次元化
U1	-10	-0.013	1	0.001
U2	-17	-0.021	2	0.003
U3	-30	-0.037	0	0.000
U4	-40	-0.050	-2	-0.003
U5	-65	-0.081	-0	-0.000
D1	-29	-0.036	6	0.010
D2	29	0.036	-6	-0.010
D3	-36	-0.045	9	0.015
D4	36	0.045	-9	-0.015
D5	-53	-0.066	13	0.021
D6	53	0.066	-13	-0.021
D7	-90	-0.112	9	0.015
D8	90	0.112	-9	-0.015
D9	-118	-0.147	6	0.010
D10	118	0.147	-6	-0.010
L1	12	0.015	-4	-0.007
L2	-29	-0.037	4	0.007
L3	-22	-0.027	9	0.015
L4	-74	-0.092	22	0.038
L5	-67	-0.084	-9	-0.015
L6	-143	-0.178	9	0.016
L7	-137	-0.170	-22	-0.037
L8	-267	-0.332	-9	-0.015
L9	-216	-0.269	-4	-0.007
L10	-385	-0.480	4	0.007

表に示す無次元化値より、Bモデルでは津波時で図-3.2.9中のL4部材（下弦材）に対傾構間隔に作用する横荷重の30%相当の圧縮力が作用しているが、地震時でL1部材に横荷重の6%の圧縮力が作用している。Cモデルでは図-3.2.10中のL10部材に対傾構間隔に作用する横荷重の48%相当の圧縮力が作用し、地震時でL7部材に横荷重の4%の圧縮力が作用している。なお、対傾構間隔に作用する横荷重の合計値はそれぞれ802kN（津波時）、264kN（Bモデル地震時）、595kN（Cモデル地震時）である。

BモデルおよびCモデルにおいてもAモデルと同様に、津波時では荷重載荷側で負担が増え、地震時では圧縮と引張の両方が作用する傾向が見られる。設計計算にならって各組で均等に抵抗するものとして断面力を算出すると、Aモデルと同様に、津波時では試算値を解析値が超過する一方で地震時では下回る結果が得られた。以上の結果から、中間対傾構は、現行の設計では地震時では安全側に見積もることができているものの、津波に対して想定される部材力を解析値が超過し、現行の設計では満足しない可能性がある。

3.3.3 横構部材力分布と外力の違いによる比較

横荷重を支点まで伝達する役割を持つとされる横構の部材力の分布を検討した。Aモデルにおける津波

時および地震時の横構の部材力分布図を、赤線を圧縮力、青線を引張力として図-3.3.1、図-3.3.2に、部材力値および設計計算例と比較したものを表-3.3.1、表-3.3.2に示す。

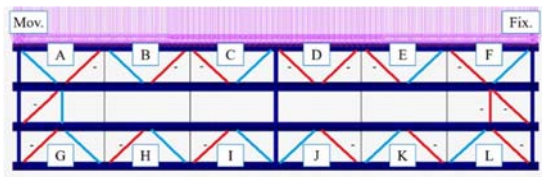


図-3.3.1 Aモデル部材力分布（津波）

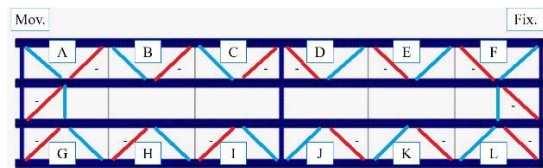


図-3.3.2 Aモデル部材力分布（地震）

表-3.3.1 Aモデル横構部材力（津波）

set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)		set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)	
A	255	193	132%	G	-228	-193	118%
	-482	-193	250%		G	225	193
B	135	115	118%	H	-131	-115	114%
	-162	-115	141%		H	113	115
C	-20	38	-53%	I	-52	-38	138%
	-3	-38	9%		I	36	38
D	-15	-38	40%	J	44	38	115%
	-9	38	-25%		J	-60	-38
E	-175	-115	152%	K	119	115	104%
	147	115	128%		K	-135	-115
F	-424	-193	220%	L	213	193	110%
	194	193	101%		L	-187	-193

表-3.3.2 Aモデル横構部材力（地震）

set	解析値 (kN)	設計例 (kN)		set	解析値 (kN)	設計例 (kN)	
A	59	86	69%	G	-64	-86	74%
	-82	-86	95%		G	75	86
B	40	51	78%	H	-39	-51	76%
	-29	-51	57%		H	29	51
C	14	17	79%	I	-13	-17	78%
	-7	-17	38%		I	6	17
D	-6	-17	37%	J	6	17	37%
	14	17	80%		J	-14	-17
E	-32	-51	63%	K	32	51	62%
	44	51	86%		K	-43	-51
F	-86	-86	100%	L	80	86	93%
	55	86	64%		L	-59	-86

図中のA～Lは部材セットを示し、図の左側が可動支承、右側が固定支承である。表-3.3.1、表-3.3.2より、荷重載荷側において固定支承側と比べて、可動支承側では大きな圧縮力が生じていることが分かる。この傾向は地震時よりも津波時で顕著であり、側面からの荷重を隣接する桁へ伝達する役割から考えると妥当な結果と言える。津波時では可動支承側の部材力値が、地震時では固定側の部材力値が大きくなり、この傾向は支点反力の支承別合計値の傾向と同じであり、支点反力値と横構部材力値は関連性があるという点を確認できる。なおこの傾向は設計時には考慮されていないため注意が必要である。

次に、対傾構と同様に設計部材力と比較・検討してみる。設計計算においては、側面から載荷されており、外桁に隣接する2組のトラス構造（図-3.3.1、図-3.3.2中A～FとG～Lの2組）で等しく分担され、さらに床版と横構とで1/2ずつ分担されると仮定されてきた。現行設計例では床版で3/4、横構で1/4を負担する仮定が提案された。また、設計計算では地震荷重と風荷重が想定され、地震荷重は側面全面に載荷されるが、風荷重はトラスの影響線を用いて影響線載荷される。本研究では津波による荷重は設計計算における地震荷重のように側面全面に載荷されているため、地震荷重に対する設計計算を参考にした。

設計計算例より算出された部材力は、地震時において、荷重載荷側か否か（すなわちA～FまたはG～L）に関わらず、桁端部の部材力は86kN、支間中央部で17kNである。解析で用いた外力の比率に基づき津波時の想定される部材力は概算で、桁端部の部材力は193kN、支間中央部では38kNとなる。

まず、設計計算例に基づいた部材力と解析結果を比較すると、津波時では桁端部で設計計算例を大きく上回っている（最大482kN）が、地震時では比較的一致している（最大86kN）。本研究では地震荷重は加速度を構造物全体に与えることで再現しており、これらの結果から、地震に対しては結果的に同じような部材力を算出できているが、桁の側面から載荷される荷重においては危険側に見積もる可能性があることがうかがえる。

ここまでは部材力の最大値のみに着目したが、部材力の分布についても考察する。まず、1組の横構を構成する部材で部材力を比較すると、設計計算例に基づく場合には荷重載荷側か否か、および荷重によらず桁端部と支間中央部で5倍程度の差があることが分かる。これに対し、解析結果では荷重載荷側（図中A～F）と反対側（図中G～L）とで差が生じた。

荷重載荷側では津波時は最大で160倍程度（表-3.3.1において（部材A）/（部材C）=-482/-3）、地震時は最大で14倍程度の違いに対して、非荷重載荷側（図中G～L）では、津波時は最大で4倍程度、地震時は最大で13倍程度となった。

Aモデルでは第2章で述べた通り、桁端部の横構では生じる部材力が大きくなるという設計計算から、桁端部の横構の断面積を大きくする工夫がなされている。そのため、横構の部材剛性の違いを確認するため断面積を全て統一したモデル（A'モデル）で部材力の違いの確認を行った。表-3.3.3、表-3.3.4にA'モデルの部材力値および設計計算例と比較したものを示す。

表-3.3.3 A'モデル横構部材力（津波）

set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)		set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)	
A	214	193	111%	G	-193	-193	100%
	-421	-193	218%		201	193	104%
B	132	115	114%	H	-132	-115	115%
	-160	-115	139%		113	115	98%
C	-20	38	-53%	I	-53	-38	140%
	-3	-38	8%		36	38	94%
D	-16	-38	43%	J	45	38	118%
	-8	38	-21%		-61	-38	161%
E	-173	-115	151%	K	120	115	104%
	144	115	125%		-136	-115	118%
F	-368	-193	190%	L	189	193	98%
	156	193	81%		-153	-193	79%

表-3.3.4 A' モデル横構部材力 (地震)

set	解析値 (kN)	設計例 (kN)		set	解析値 (kN)	設計例 (kN)	
A	49	86	58%	G	-54	-86	62%
	-71	-86	83%		66	86	76%
B	39	51	76%	H	-38	-51	74%
	-29	-51	57%		28	51	55%
C	13	17	77%	I	-13	-17	75%
	-6	-17	36%		6	17	35%
D	-7	-17	40%	J	7	17	40%
	14	17	83%		-14	-17	82%
E	-34	-51	66%	K	33	51	64%
	46	51	89%		-44	-51	86%
F	-67	-86	78%	L	63	86	73%
	41	86	48%		-43	-86	50%

A モデルの値は、1980(mm²)で統一させた A'モデルと比べて部材力は増加しており、部材剛性の違いが解析結果に影響を与えている点が確認できる。A'モデルにおいても同様に桁端部と支間中央部での部材力の差を比較すると、荷重載荷側では津波時は最大で 140 倍程度、地震時は最大で 12 倍程度の違いに対して、非荷重載荷側 (図中 G~L) では、津波時は最大で 6 倍程度、地震時は最大で 11 倍程度となった。

A モデルおよび A'モデルについて 2 組の横構に生じている部材力を比較すると、津波時には荷重載荷側は反対側の 2 倍以上、地震時においても荷重載荷側が大きくなっている点が共通している。これは、先に述べた設計計算例の仮定とは異なる。このような部材力の分布の違いは、設計時の部材力は部材剛性の違いを考慮せずに算出しているが、実際には設計軸力に合わせて部材断面を変えていることが原因のひとつであると思われる。また、桁端部と支間中央部の部材力の差が設計例と比較して大きい原因として、支間中央部に設けた荷重分配横桁の影響により、支間中央部の剛性が上がり、設計例と比べて小さい値となったものと考えられる。解析においては異なる部材剛性を考慮しているため、解析結果においては部材剛性の違いが反映されている。

続いて B モデルおよび C モデルの横構についても同様に比較検討を行う。表-3.3.5~3.3.8 に B モデルおよび C モデルの部材力値および設計計算例と比較したものを示す。なお、津波時の設計試算、地震時の設計例の値は A モデルと同じものとして比較する。

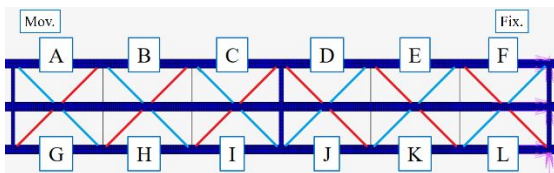


図-3.3.3 Bモデル部材力分布 (津波)

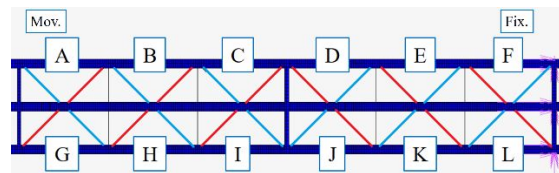


図-3.3.4 Bモデル部材力分布 (地震)

表-3.3.5 Bモデル横構部材力 (津波)

set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)		set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)	
A	405	193	210%	G	-398	-193	206%
	-468	-193	242%		337	193	175%
B	182	115	158%	H	-297	-115	258%
	-310	-115	269%		170	115	147%
C	12	38	31%	I	-144	-38	378%
	-93	-38	246%		56	38	148%
D	-101	-38	265%	J	60	38	158%
	16	38	42%		-148	-38	390%
E	-331	-115	288%	K	188	115	164%
	209	115	182%		-314	-115	273%
F	-446	-193	231%	L	336	193	174%
	340	193	176%		-346	-193	179%

表-3.3.6 Bモデル横構部材力 (地震)

set	解析値 (kN)	設計例 (kN)		set	解析値 (kN)	設計例 (kN)	
A	75	86	87%	G	-75	-86	87%
	-70	-86	82%		70	86	82%
B	46	51	90%	H	-46	-51	90%
	-40	-51	78%		40	51	78%
C	18	17	103%	I	-18	-17	104%
	-13	-17	74%		13	17	74%
D	-11	-17	63%	J	11	17	64%
	16	17	96%		-16	-17	96%
E	-44	-51	87%	K	44	51	87%
	52	51	103%		-52	-51	103%
F	-80	-86	93%	L	80	86	93%
	75	86	87%		-75	-86	87%

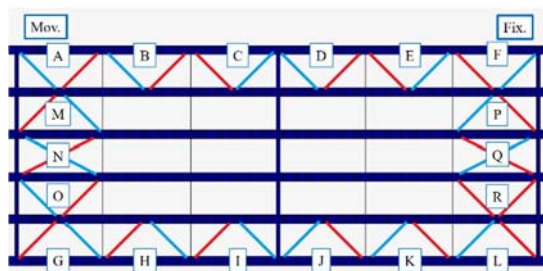


図-3.3.5 Cモデル部材力分布 (津波)

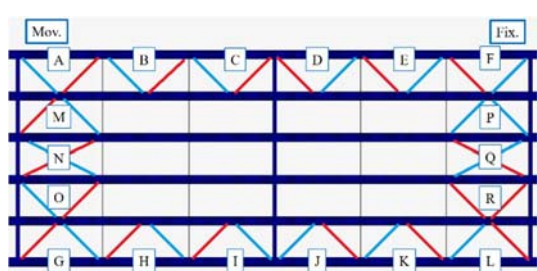


図-3.3.6 Cモデル部材力分布 (地震)

表-3.3.7 Cモデル横構部材力（津波）

set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)		set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)	
A	84	193	43%	G	-31	-193	16%
	-146	-193	75%		27	193	14%
B	25	115	22%	H	-20	-115	18%
	-66	-115	58%		19	115	17%
C	-32	38	-84%	I	-27	-38	72%
	7	-38	-20%		27	38	72%
D	7	-38	-17%	J	26	38	68%
	-33	38	-86%		-26	-38	67%
E	-73	-115	63%	K	21	115	19%
	33	115	28%		-22	-115	19%
F	-127	-193	66%	L	29	193	15%
	56	193	29%		-24	-193	13%

表-3.3.8 Cモデル横構部材力（地震）

set	解析値 (kN)	設計例 (kN)		set	解析値 (kN)	設計例 (kN)	
A	22	86	26%	G	-22	-86	26%
	-21	-86	25%		21	86	25%
B	13	51	25%	H	-13	-51	25%
	-9	-51	18%		9	51	18%
C	6	17	33%	I	-6	-17	35%
	-2	-17	11%		2	17	11%
D	-2	-17	10%	J	2	17	11%
	6	17	33%		-6	-17	34%
E	-11	-51	21%	K	11	51	21%
	15	51	29%		-15	-51	29%
F	-22	-86	25%	L	22	86	25%
	20	86	23%		-19	-86	23%

Bモデルについて特筆すべき点として、地震時では荷重載荷側と非荷重載荷側とで値に変化が見られない点である。荷重を隣接する桁へ伝達する役割が果たされていると考えられ、また、設計例と比較した際も支間中央部を除いて差が小さいことから、Bモデルについては現行のままで部材力予測ができていものと考えられる。津波時では桁端部だけでなく支間中央部においても比較的大きな部材力が生じており、津波荷重に対して横構の抵抗作用が機能しているものと考えられる。一方でCモデルに関しては津波・地震時ともに設計計算を下回っており、抵抗寄与度は少なくなっていると考えられ、主桁数が増えたことによる剛性の増加が影響したことが原因であると考えられる。

地震時において、AモデルとCモデルを比較した際、解析では想定する地震力が増加しているにもかかわらず、横構に生じる最大圧縮部材力が減少しているという点で、床版と鋼桁との重量比が関連している可能性が示されたと同時に、地震時での横構の負担は限定的であり、床版や端横桁が多くを担っているものと考えられる。それに対して、津波時においては側面に載荷された荷重が床版を通じて2組の横構に等しく分散されるわけではなく、同様に横構も通じて分散されるために設計計算例との差が生じ、津波のような大規模な側面載荷荷重に対しては横構の負担を無視できない可能性がある。一般的に、2次部材は安全側の断面が用いられることが多く、そのために剛性が増加するものの、支承部へ伝達させる横構部材

の場合は部材剛性の増加が結果的に部材力の増加を招き、支点反力値に影響を与えていると考えられると同時に、本研究で扱っている A モデルにおいて、内桁同士をつなぐ横構を交差するように新たに横構を増設し、すべての支承に伝達するような組み方にする事で各支承での反力差を小さくできると考えられる。

3.4 照査式の提案

第3章で得られた結果をもとに2次部材の設計法について考察する。

3.4.1 中間対傾構

中間対傾構の設計照査式の提案にあたり、現行の中間対傾構の設計法について紹介する。中間対傾構には分配効果を期待する分配対傾構と分配効果は無視する非分配対傾構が存在する。非分配対傾構の設計には水平荷重が用いられ、その設計方法には定説はないが、表-4.1.1 に示すような3つの方法が考えられる。一般には表-4.1.1(a)の方法が用いられている^{3.9)}。

表-4.1.1 水平荷重による軸力^{3.9)}

	(a)	(b)	(c)
力学モデル			
荷重	$P_w = \frac{1}{2} H_w$ $P_e = \frac{1}{(n-1)} H_e$	$P_w = \frac{1}{2} \frac{H_w}{2}$ $P_e = \frac{1}{(n-1)} H_e$	$P_w = \frac{1}{2} H_w$ $P_e = \frac{1}{(n-1)} H_e$
	<div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-top: 10px;"> <div> $H_w = W_w \lambda$ $H_e = W_e \lambda$ </div> <div> n : 主桁本数 W_w : 風荷重強度 W_e : 地震荷重強度 λ : 中間対傾構間隔 </div> </div>		

3.1節および3.3節で述べたとおり、従前より表-4.1.2(a)に示すような水平荷重を上弦材と下弦材に1/2ずつ負担させる方法がよく用いられてきた。現行設計例では表-4.1.2(b)に示すように水平荷重の3/4を床版、1/4を下弦材で受け持たせる方法が新たに提案された^{3.11)}。

注) 道路協会設計例^{3.12)}においても、上記の新たな設計手法(床版で3/4、下弦材で1/4の負担)を用いていたが、平成30年10月に訂正され、上弦材と下弦材に1/2ずつ負担させる手法が再度紹介されたほか、個々の橋の設計においては荷重分担やそれを満足させられる配置等に関する方針を設定する必要があるとの補足事項が追加された。

表-4.1.2 水平荷重の分担^{3.11)}

力学モデル	(a)	(b)
	$P_w = \frac{1}{2} H_w$, $P_e = \frac{1}{(n-1)} H_e$	$P_w = \frac{1}{4} H_w$, $P_e = \frac{1}{(n-1)} H_e$
水平荷重	<div style="margin-left: 200px;"> $H_w = W_w \lambda$ $H_e = W_e \lambda$ </div> <div style="margin-left: 200px;"> n : 主桁本数 W_w : 風荷重 W_e : 地震の影響 λ : 中間対傾間隔 </div>	

I. 荷重

(1) 風荷重

風荷重の特性値は以下とする.

$$W_w = 8.85 \text{ kN/m}$$

旧設計例^{3.9)}

$$P_w = W_w \times \lambda \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{1.2} \tag{4.1.1}$$

$$= 8.85 \times 5.500 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{1.2} = 20.3 \text{ kN/m}$$

現行設計例^{3.11)}

$$P_w = W_w \times \lambda \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{(n-1)} \tag{4.1.2}$$

$$= 8.85 \times 5.500 \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{3} = 4.1 \text{ kN/m}$$

(2) 地震の影響 (EQ)

旧設計例^{3.9)}での, 地震荷重の特性値

$$W_e = 25.3 \text{ kN/m}$$

現行設計例¹¹⁾での, レベル1[レベル2]地震動による特性値

$$W_e = 21.3 [63.9] \text{ kN/m}$$

旧設計例⁹⁾

$$P_e = W_e \times \lambda \times \frac{1}{(n-1)} \times \frac{1}{1.5} \quad (4.1.3)$$

$$= 25.3 \times 5.500 \times \frac{1}{(4-1)} \times \frac{1}{1.5} = 30.9 \text{ kN/m}$$

現行設計例^{3.11)}

$$P_e = W_e \times \lambda \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{(n-1)} \quad (4.1.4)$$

$$= 21.3[63.9] \times 5.500 \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{3} = 9.8[29.3] \text{ kN/m}$$

II. 部材力

旧設計例および現行設計例で算出された上下弦材，斜材の設計断面力を表-4.1.3にて整理する。

表-4.1.3 対傾構部材力

	N _w (kN)		N _e (kN)		
	旧設計例	現行設計例	旧設計例	現行設計例	
				レベル1	レベル2
上弦材	-15.2	0.0	-23.3	0.0	0.0
斜材	±7.1	±2.9	±10.9	±6.8	±20.4
下弦材	-10.2	-4.1	-15.5	-9.8	-29.3

上記の現行設計例と第3章の解析結果とを比較した際，地震時では現行設計例を下回る結果が得られたものの，津波時では上回るケースが多いことが確認できた。そこで，A，B，Cの各モデルの津波時における中間対傾構の最大圧縮部材力に着目し，グラフ化した。主桁数の変化に伴う部材力の推移を図-4.1.1に示す。縦軸は圧縮部材力の最大値，横軸は主桁数を示している。対傾構を組ごとに番号付けを行い各組の最大圧縮部材力に着目しグラフ化した。組番号の数字が大きいくほど荷重載荷側となっている。なお，グラフ化に際し，部材力は絶対値で評価する。

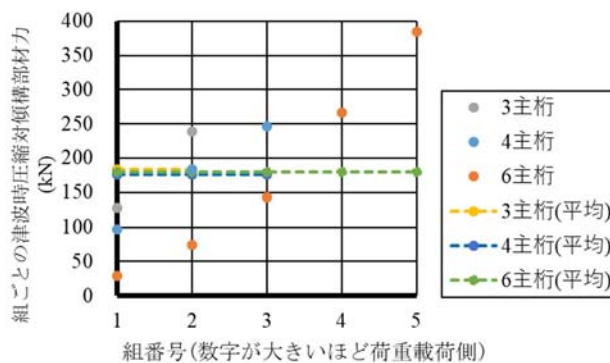


図-4.1.1 組ごとの対傾構部材力 (津波)

全モデル共通して各組の最大圧縮部材力の平均を取ると 160～180kN で推移しており，対傾構間隔に作用する津波作用力 802kN と比較すると 22%程度，各モデルに関してグラフ上で傾きの平均は 92.5(kN/組番号)となった。

各組の圧縮部材力の平均値および橋梁断面中央部の対傾構の部材力値が 20%程度であることから，断面中央部の対傾構は下弦材への 25%の横荷重作用を考慮する現行の手法を，各組で均等に分担させる仮定を用いないという条件付きで用いることができる。現行の手法では各組で均等に分担されるという仮定から 25%の横荷重作用を組数で除した値を用いて部材力を算出しているが，この手法では算出した部材力を解析値が超過したため，各組で均等に分担される仮定は用いることはできない。そこで，津波作用力に対する対傾構の設計手法を以下のように提案する。

- i. 床版で 3/4，横構で 1/4 の水平力を負担するものとする仮定より，対傾構間隔に作用する津波作用力 P を用いて，床版に 0.75P，横構で 0.25P を作用させ，1 組のトラス計算により橋梁断面中央部の部材力を算出する。・・・(X)
- ii. 図 4.1.1 より算出した傾き (92.5) を係数として用いる。
- iii. 主桁数 n を用いて， $\frac{n}{2}-1$ (荷重載荷側と断面中央部の組番号の差を主桁数で置換)
- iv. i で算出した部材力と ii および iii で算出した値の積との和，式(4.1.5)により最大圧縮部材力(C)を算出。

$$(X)+92.5 \times \left(\frac{n}{2} - 1 \right) = (C) \quad (4.1.5)$$

上記の式(4.1.5)を用いて各モデルの最大圧縮部材力値を算出すると A モデル (802×0.25+92.5×1=293)，B モデル (802×0.25+92.5×0.5=247)，C モデル (802×0.25+92.5×2=385) となり，すべてのモデルにおいて解析値が提案した設計照査式を下回っており，解析値との差異も 0～16%の誤差となっている。

式(4.1.5)により対傾構に生じる津波時の最大圧縮部材力を予測でき，算出した部材力で断面決定することで，安全側に見積もることができる可能性が示された。断面中央部の対傾構の部材力は荷重載荷側と比べて小さいこと，また，橋梁のバランスや下流側から上流側と上流側から下流側への作用を考慮し，荷重載荷側と非荷重載荷側との両方で断面を統一する手法（下図の橙線部と青線部で断面を変更）を中間対傾構の設計手法として提案する。

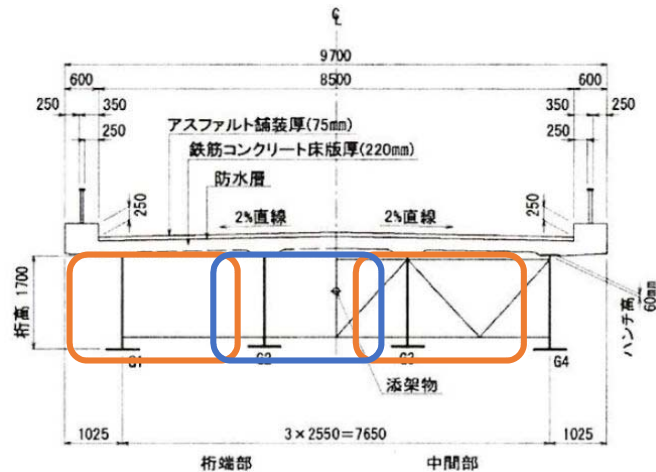


図-4.1.2 橋梁断面図^{3.11)}

近年、2主桁橋などの少数主桁による合理化桁橋の採用が増えているが、少数主桁の橋梁は主桁間隔が大きく、対傾構ではなく充腹板構造をした中間横桁を採用するケースがほとんどである^{3.13)}。対傾構を用いる橋梁の主桁間隔(対傾構下弦材長さ)は2500mm程度の橋梁が多く、本解析結果から算出して得られた主桁本数の違いを考慮するための傾き(92.5)は多少の断面諸元の変化にも対応し得ると考えられる。

一方、地震時では生じる部材力が設計計算例を下回るケースがほとんどであり、現行の設計法で安全側に見積もることができている。床版と鋼桁の重量比を考慮した場合、全重量の80%を床版が占め、鋼桁は20%であるという点から、トラス計算をする際に20%の水平荷重を下弦材に作用させ、トラス計算を行う手法を提案する。

なお、津波と地震では作用する力の性質が異なること、生じる部材力の傾向が異なるという点を踏まえ、津波と地震の両方が懸念される橋梁については、津波および地震でそれぞれ部材力を算出した後、重ね合わせの原理を用いて断面を決定する手法を提案する。

また、本研究で扱った橋梁では中間対傾構は4列配置で、津波時と地震時とで最も不利な対傾構ブロックの位置が異なったため、最も不利な対傾構ブロックで部材力を算出したのち、全ブロックに適用することで安全側に見積もることができるものと考えられる。

3.4.2 横構

横構の設計照査式の提案にあたり、現行の横構の設計法について紹介する。横構は設計断面力を計算する際、以下の手順を踏む。

I. 荷重

(1) 風荷重 (WS)

風荷重の特性値は以下とする。

$$W_w = 8.85 \text{ kN/m}$$

横構1組当たりの風荷重の特性値

旧設計例^{3.9)}

$$W_w' = W_w \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{1.2} \tag{4.2.1}$$

$$= 8.85 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{1.2} = 1.84 \text{ kN/m}$$

現行設計例^{3.11)}

$$W_w' = W_w \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{2} \tag{4.2.2}$$

$$= 8.85 \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{2} = 1.11 \text{ kN/m}$$

(2) 地震の影響 (EQ)

旧設計例^{3.9)}での、地震荷重の特性値

$$W_e = 25.3 \text{ kN/m}$$

現行設計例^{3.11)}での、レベル1[レベル2]地震動による特性値

$$W_e = 21.3 [63.9] \text{ kN/m}$$

横構1組当たりの地震の影響による特性値

旧設計例^{3.9)}

$$W_e' = W_e \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{1.5} \tag{4.2.3}$$

$$= 25.3 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{1.5} = 4.23 \text{ kN/m}$$

現行設計例^{3.11)}

$$W_e' = W_e \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{2} \tag{4.2.4}$$

$$= 21.3 [63.9] \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{2} = 2.66 [7.99] \text{ kN/m}$$

II. トラス部材力の影響線

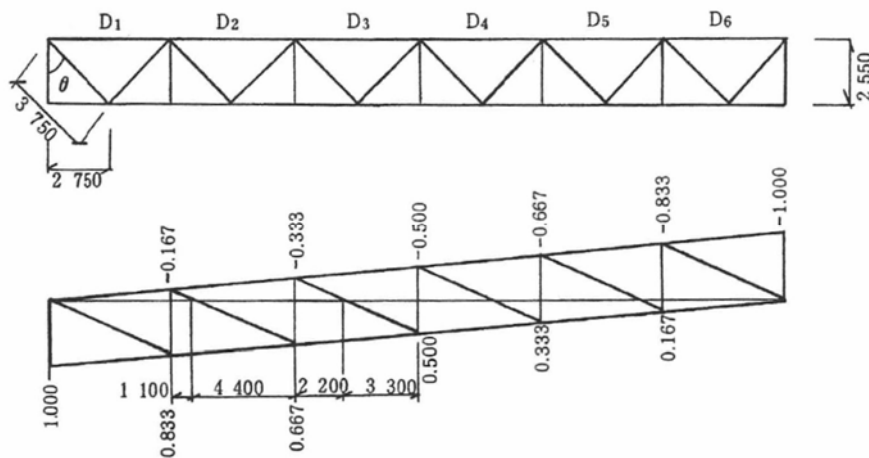


図-4.2.1 トラス部材力の影響線^{3.9)}

上の影響線はせん断力の影響線であるので、トラス軸力は $\sec\theta$ を乗じた値となる。

III. 断面力の集計

風荷重 (WS) $N_w = W_w' \times \max(+A, -A) \times \sec \theta$ (4.2.5)

地震の影響 (EQ) $N_e = W_e' \times (\sum A) \times \sec \theta$ (4.2.6)

表-4.2.1 横構部材力

	+A	-A	Σ A	secθ	N _w (kN)		N _e (kN)		
					旧設計例	現行設計例	旧設計例	現行設計例	
								レベル1	レベル2
D ₁	13.750	0.000	13.750	1.471	37.0	22.4	86	53.8	161.5
D ₂	8.800	-0.550	8.250	1.471	24.0	14.3	51	32.3	96.9
D ₃	4.950	-2.200	2.750	1.471	13.4	8.1	17	10.8	32.3
D ₄	2.200	-4.950	-2.750	1.471	13.4	8.1	17	-10.8	-32.3
D ₅	0.550	-8.800	-8.250	1.471	24.0	14.3	51	-32.3	-96.9
D ₆	0.000	-13.750	-13.750	1.471	37.0	22.4	86	-53.8	-161.5

3.3 節の結果から、地震時の横構の負担は限定的であるものの、津波時では横構の負担が無視できない可能性が示された。そのため、津波時における横構の設計手法について考察する。

津波作用力から横構の設計に用いる特性値（単位長さあたりの荷重）を算出する。

$$W_t = 4927 \div 33.8 = 146 \text{ kN/m}$$

横構で 1/4 の水平力を負担するという現行設計例での考え方から、

$$146 \times \frac{1}{4} \times y \tag{4.2.7}$$

そこで、式(4.2.7)の y を主桁数に関する変数として 3.3 節の解析結果から算出し、図-4.2.1 に示す。

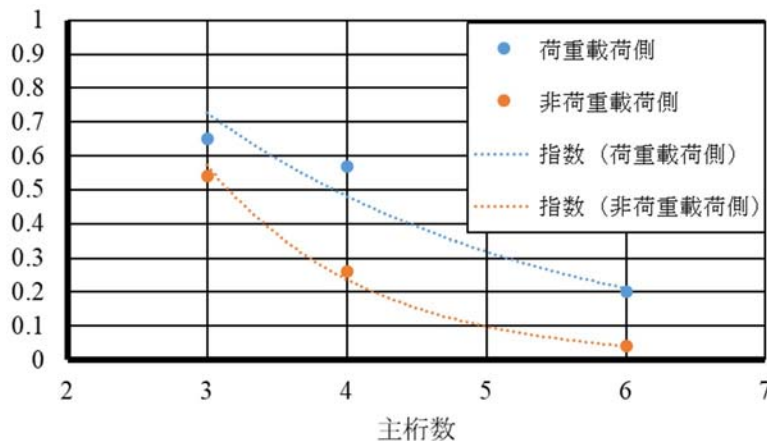


図 4.2.1 津波時横構特性値（指数近似）

荷重載荷側： $y = 1.8 \times 0.75^x$ (4.2.8)

非荷重載荷側： $y = 4.3 \times 0.5^x$ (4.2.9)

式(4.2.8), 式(4.2.9)中の x は主桁数を示している. 式(4.2.8), 式(4.2.9)を用いて特性値を算出し, 式(4.2.5)もしくは式(4.2.6)にならって各モデルの部材力の最大値を算出すると A モデル (420kN), B モデル (561kN), C モデル (237kN) となり, 安全側に見積もることができるケースが多い. なお提案した設計照査式では, 2 主桁橋で $y=1$ となり, 主桁数が多くなるほど 0 に漸近する. 非荷重載荷側においても式(4.2.9)が近似式として算出できたが, 橋梁のバランスを考慮し, 非荷重載荷側についても荷重載荷側と同じく式(4.2.8)で部材力予測をすることにより安全側に見積もることができると考えられる. そこで, 津波作用力に対する横構の設計手法を以下のように提案する.

- i. 予測される津波作用力を桁長で除し, W_i を求める.
- ii. 本研究結果を参考に算出した式(4.2.8)を用いて特性値を算出.

$$W_i' = W_i \times \frac{1}{4} \times 1.8 \times 0.75^x \quad (4.2.10)$$

- iii. 式(4.2.10)および影響面積, トラス軸力を算出する際に用いる $\sec \theta$ を用いて断面力を算出.

$$N_i = W_i' \times (\sum A) \times \sec \theta \quad (4.2.11)$$

上記の式(4.2.11)を用いて各モデルにおける横構の部材力を算出し, 解析値と比較したものを表-4.2.2 に示す. なお, 部材剛性の違いを今節では考慮せず, 4 主桁橋は A'モデルを扱う. 表中の%は解析値を設計計算値で除したものである.

表 4.2.2 設計照査式と解析値との比較 (津波)

set	A'モデル			Bモデル			Cモデル		
	解析値 (kN)	設計試算 (kN)		解析値 (kN)	設計試算 (kN)		解析値 (kN)	設計試算 (kN)	
A	214	420	51%	405	561	72%	84	237	35%
	-421	-420	100%	-468	-561	83%	-146	-237	61%
B	132	252	52%	182	336	54%	25	142	18%
	-160	-252	63%	-310	-336	92%	-66	-142	47%
C	-20	84	-24%	12	112	11%	-32	47	-68%
	-3	-84	4%	-93	-112	83%	7	-47	-16%
D	-16	-84	20%	-101	-112	90%	7	-47	-14%
	-8	84	-9%	16	112	14%	-33	47	-69%
E	-173	-252	69%	-331	-336	99%	-73	-142	51%
	144	252	57%	209	336	62%	33	142	23%
F	-368	-420	88%	-446	-561	80%	-127	-237	53%
	156	420	37%	340	561	61%	56	237	24%

提案した設計照査式と解析値を比較した際, 提案式が解析値を概ね上回っており, 安全側に見積もることができている. 一方で支間中央部の横構に関しては生じる部材力が設計計算を下回る. 原因として支間中央部に設けた荷重分配横桁により剛性が増加していることが考えられる. この傾向は津波時と地震時に共通している. そのため支間中央部付近に設けた横構の横荷重抵抗寄与度は極めて少ないと考えられ, 橋梁の規模に左右されるものの, 現行から断面力を多少減らして計算しても問題ない可能性が示された.

地震時には現行設計例の 1/4 負担の設計計算で桁端部，支間中央部とも安全側に見積もることができている。また，支間中央部では設計例を下回る部材力値であり，断面力を 20~30%程度減らして計算しても問題ないものと考えられる。地震時には床版と鋼桁の重量比が設計計算での分担比率を定めるうえで無視できない重要な項目であると考えられる。

3.5 おわりに

3.5.1 結論

本章では単純活荷重合成 I 桁橋を対象に、部材の有無や主桁数の違いなどによる様々なパターンを設定し、横荷重を載荷して FEM 解析を行った。解析結果より、各支承における支点反力の大きさ、橋梁を構成する 2 次部材（対傾構・横構）の部材力を比較することにより、荷重伝達機構や部材力の分布などについて検証し、2 次部材の設計法に関して考察を加えた。

本検討で得られたおもな結論は以下のとおりである。

- ① 床版・端横桁が横荷重に抵抗するうえで大きな役割を果たし、荷重を分担する支配的要因となる。
- ② 中間対傾構に作用する部材力は設計計算の仮定と異なる分布を示し、地震時での中間対傾構の負担は比較的少ないものの、津波時では荷重載荷側で多く負担している。
- ③ 横構は特に支承付近における部材で生じる部材力が大きくなり、設計軸力に応じて支承付近における横構の断面積を大きくする工夫がなされているが、津波時の場合は横構の部材剛性の変化が結果的に部材力の増加を招き、支点反力値に影響を与えている可能性がある。それに対して、地震時での横構の負担は比較的少ない。
- ④ 2 次部材の設計に際し式(4.1.5)、式(4.2.8)～(4.2.11)および設計手法を提案した。

既存橋梁に対しては、床版と端横桁の補強が横荷重への抵抗する上で効果的であるとわかったほか、提案した設計照査式により最大となる圧縮部材力を予測することにより補強の必要性の有無や分散させるように新たに部材を増設するといった対策の判断ができると考えられる。今回扱った橋梁は端横桁を採用したケースであったが、支点上に充腹板構造でない端対傾構といった構造を用いた橋梁の場合は端部の剛性が低く、対傾構や横構といった部材の負担がより多くなると考えられる。そのため、支点上構造の補強および 2 次部材の剛性を桁端部だけでなく一律に増加する必要があると考えられる。

3.5.2 今後の検討課題

本検討では単純活荷重合成 I 桁橋を対象とし、一定の傾向は把握できたと言える。ゴム支承の場合については部材力の分布は異なる可能性もあるが、既存橋梁を考えた場合には鋼製支承のケースもあると考え、今回は鋼製支承のみを対象とした。設計に反映させるためには、ゴム支承のモデル化を行ったケースや実現象、動的解析との比較、連続桁橋での検討などを行うといった検証が今後も必要であると思われる。

【参考文献】

- 3.1) 幸左賢二, 二井伸一, 庄司学, 宮原健太: スマトラ沖地震による橋梁の被害分析, 構造工学論文集 Vol.56A, pp.454-463, 2010.
- 3.2) 一社) 日本橋梁建設協会: 熊本地震橋梁被害調査報告書, 第7章 pp.57-58, 2016.
- 3.3) 名取暢, 明橋克良, 尾下里治: 鋼 I 桁橋における構造形式の簡略化に関する検討, 横河ブリッジ技報 No.21, 1992.
- 3.4) 荒木進歩, 坂下友里, 出口一郎: 橋桁に作用する水平及び鉛直方向津波波力の特性, 土木学会論文集 B2, Vol.66, No.1, pp.796-800, 2010.
- 3.5) 糸永航, 中尾尚史, 伊津野和行, 小林紘士: 鈹桁橋に対する津波の作用力に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68. No.4 pp.I_1126-1133, 2012.
- 3.6) 公社) 土木学会 地震工学委員会 橋梁の対津波設計に関する研究小委員会: 橋梁の対津波設計に関する研究小委員会報告書, 2017.
- 3.7) 公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2017.
- 3.8) MSC: Marc 2016 Volume A: Theory and User Information, 2016.
- 3.9) 一社) 日本橋梁建設協会: 合成桁の設計例と解説, 2005.
- 3.10) 伊津野和行: 鋼橋の津波対策, 鋼構造研究会資料, 2017.
- 3.11) 一社) 日本橋梁建設協会: 合成桁の設計例と解説 ~平成29年11月版対応~, 2018.
- 3.12) 公社) 日本道路協会: 平成29年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例, 2018.
- 3.13) 一社) 日本橋梁建設協会: 新しい鋼橋の誕生II 改訂版, pp.2-3, 2004.