

表4.3-11 船舶の構造に関する引用文献の適用性及び設定値

項目	引用文献	適用性	評価	引用文献の値	採用値	
船舶構造	船舶の長さ L	「漁港・漁場の施設の設計参考図書(水産庁, 2015年)」の総トン数5tの諸元(船の長さ)	本図書は、「漁港漁場整備法」に基づき「漁港・漁場の施設の設計において参考となる技術的な知見を記載したものである。」とされており、全漁業種類の漁船の平均値が示されていることから、適用可能と判断した。	○	11.0(m)	11.0(m)
	船の深さ*1 D	「漁港・漁場の施設の設計参考図書(水産庁, 2015年)」の総トン数5tの最大喫水	本図書は、「漁港漁場整備法」に基づき「漁港・漁場の施設の設計において参考となる技術的な知見を記載したものである。」とされており、全漁業種類の漁船の平均値が示されているが、最大喫水と船の深さは異なることから、適用不可と判断した。	×	1.8(m)	1.22(m)
		「小型漁船のインベントリ分析に関する研究-A:モデル船の建造・運航状況調査-(海上技術安全研究所報告第3巻 第5号(平成15年))」から案分	本図書は、実際に漁業で使用されていた総トン数約14tのFRP製漁船の形状が示されていることから、総トン数5tに案分することで適用可能と判断した。	○	<u>1.22(m)</u> *2	
	船側外板厚 t	「強化プラスチック船規則(日本海事協会, 2018年)」の前後部の外板の厚さ	本規則は、法定検査と同等(本規則に従った船級検査に合格することで、法定検査を省略することが可能)であり、船舶の長さが35m未満のFRP製船舶に適用される規則であることから適用可能と判断した。	○	5.89(mm)	5.89(mm)
	横肋骨心距 a	「強化プラスチック船規則(日本海事協会, 2018年)」の肋骨心距	本規則は、法定検査と同等(本規則に従った船級検査に合格することで、法定検査を省略することが可能)であり、船舶の長さが35m未満のFRP製船舶に適用される規則であることから適用可能と判断した。	○	500(mm)	500(mm)
	縦肋骨心距 b	「強化プラスチック船規則(日本海事協会, 2018年)」の肋骨心距	本規則は、法定検査と同等(本規則に従った船級検査に合格することで、法定検査を省略することが可能)であり、船舶の長さが35m未満のFRP製船舶に適用される規則であることから適用可能と判断した。	○	500(mm)	500(mm)
	船首角度 2θ	「小型漁船のインベントリ分析に関する研究-A:モデル船の建造・運航状況調査-(海上技術安全研究所報告第3巻 第5号(平成15年))」から推定	本図書は、実際に漁業で使用されていた総トン数約14tのFRP製漁船の形状が示されていることから適用可能と判断した。	○	70° *2	70°
	船首傾斜部の長さ L_{sf}	「小型漁船のインベントリ分析に関する研究-A:モデル船の建造・運航状況調査-(海上技術安全研究所報告第3巻 第5号(平成15年))」から案分	本図書は、実際に漁業で使用されていた総トン数約14tのFRP製漁船の形状が示されていることから、総トン数5tに案分することで適用可能と判断した。	○	$1.52(m)$ *2	$1.52(m)$

注記*1:「強化プラスチック船規則(日本海事協会, 2018年)」によれば、「船の深さ(D)とは、船の長さの中央で測った船底外板の下面、又は船体中心線と船底外板下面の延長線との交点から船側における上甲板の上面までのまでの垂直距離をいい、単位はメートル(m)とする。」とされている。

*2:算出方法を図4.3.39に示す。

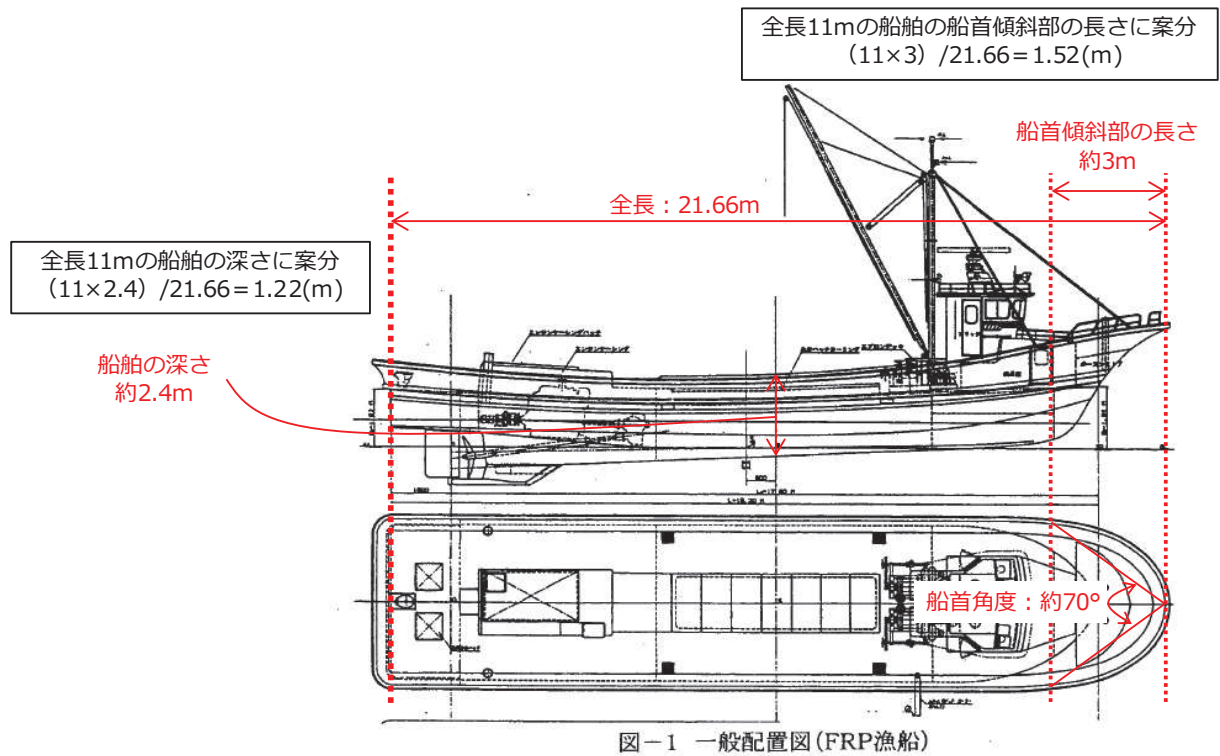


図 4.3-39 FRP 漁船の深さ，船首傾斜部の長さ及び船首角度
 (「海技研報告 (平成 15 年)」に一部加筆)

表 4.3-12 船舶の材料物性（ヤング率及びポアソン比）に関する引用文献の適用性及び設定値

項目	引用文献	適用性	評価	引用文献の値*1	採用値*2
材料物性	ヤング率 (曲げ弾性率)	「強化プラスチック船規則(日本海事協会, 2018年)」の曲げ弾性係数	本規則は、「長さが35m未満の普通の形状のFRP船(油タンカーを除く。)で、普通の主要寸法比を有するものに適用する。」とされており、平均的な曲げ弾性係数を示しているが、最低値を規定している可能性があるため、適用不可と判断した。	×	$6.86 \times 10^3(\text{N}/\text{mm}^2)$ 【 $0.7 \times 10^6(\text{tf}/\text{m}^2)$ 】
		「強化プラスチック船規則検査要領(日本海事協会, 2018年)」の曲げ弾性係数の判定基準	上記規則に対する検査要領であり、船体材料(ガラス繊維基材)の判定基準を示したものであることから、適用可能と判断した。	○	$11.78 \times 10^3(\text{N}/\text{mm}^2)$ 【 $1.2 \times 10^6(\text{tf}/\text{m}^2)$ 】
		「漁港・漁場の施設の設計参考図書(水産庁, 2015年)」のハンドレイアップ成形法*3の曲げ弾性率	本図書は、「漁港漁場整備法」に基づき「漁港・漁場の施設の設計において参考となる技術的な知見を記載したものである。」とされており、漁船の成形法であるハンドレイアップ成形法による曲げ弾性率を示したものであることから、適用可能と判断した。	○	9~12(GPa) 【 $1.08 \times 10^6(\text{tf}/\text{m}^2)$ 】
		「船舶海洋工学シリーズ⑥ 船体構造 構造編(藤久保昌彦・吉川孝男・深沢塔一・大沢直樹・鈴木英之, 2012年)」	本文献は、船体構造が詳細に示されているが、FRP船舶については紹介されている程度であり、示されているヤング率も典型的な値として紹介されているのみで、値の根拠が示されていないことから、適用不可と判断した。	×	10.7(kN/mm ²) 【 $1.09 \times 10^6(\text{tf}/\text{m}^2)$ 】
		「非金属材料データブック プラスチック・FRP・ゴム・接着剤・塗料・木材及び木質材料・セラミックス[改訂2版](日本規格協会, 1985年)」のハンドレイアップ用ガラス繊維基材のGRPとしての力学的特性(標準)の曲げ弾性率	本文献は、非金属材料の物性値を幅広く掲載しており、漁船の成形法であるハンドレイアップ成形法による曲げ弾性率を示したものであることから、適用可能と判断した。	○	1050~1140(kgf/mm ²) 【 $1.10 \times 10^6(\text{tf}/\text{m}^2)$ 】
ポアソン比	「3相森・田中平均化手法のハイブリッドFRP梁への応用(土木学会, 2014)」	FRP材料の巨視的材料係数としてポアソン比が示されているが、I型断面の梁構造の値であり、船舶とは使用目的が異なるため、適用不可と判断した。	×	0.1, 0.29, 0.308, 0.32	1.2 × 10 ⁶ (tf/m ²)
	「非金属材料データブック プラスチック・FRP・ゴム・接着剤・塗料・木材及び木質材料・セラミックス[改訂2版](日本規格協会, 1985年)」のハンドレイアップ用ガラス繊維基材のGRPとしての力学的特性(標準)	本文献は、非金属材料の物性値を幅広く掲載しており、漁船の成形法であるハンドレイアップ成形法によるポアソン比を示したものであることから、適用可能と判断した。	○	<u>0.336</u> (0.320~0.358)	

注記*1: 文献に記載されている値が範囲を示している場合は平均値とし、【】内に示す。また、各項目で適用性ありと評価されたものの最大値を下線で示す。

*2: 各項目で適用性ありと評価された中から最大値を採用する。

*3: FRPの成形法の1つで漁船に用いられる成形法である。他の漁船の成形法としてはスプレイアップ成形法があるが、ヤング率は7~9(GPa)であり、ハンドレイアップ成形法の方が高い。

表 4.3-13 各条件の妥当性を確認したケースでの軸剛性

項目		軸剛性の設定にあたり 妥当性を確認したケース
船舶構造	船舶の長さ L	11.0 (m)
	船の深さ D	1.22 (m)
	船側外板厚 t	5.89 (mm)
	横肋骨心距 a	500 (mm)
	縦肋骨心距 b	500 (mm)
	船首角度 2θ	70 (°)
	船首傾斜部の長さ L_{sf}	1.52 (m)
材料物性	ヤング率 E (曲げ弾性率)	1.2×10^6 (tf/m ²)
	ポアソン比 ν	0.336
圧壊荷重 P_c		71.3 (kN)
有効軸剛性 k_c		0.47×10^5 (N/m)
衝突荷重 (FEMA (2012))		635 (kN)

(b) 保守性確認ケース

「(a) 妥当性確認ケース」で示した軸剛性は、軸剛性の設定に当たり各条件（構造及び材料物性）の妥当性は確認しているものの、設計へ適用するためには保守性を考慮する必要がある。そのため、以下の方針で保守性の考慮について整理した。

材料物性であるヤング率及びポアソン比について、妥当性を確認したケースにおいては適用性を確認した文献に示されている値又は範囲で示されている場合は平均値を用いたが、これらの物性は不確かさ及びばらつきがある条件であるため、それぞれ文献で確認した値の最大値（範囲を示している場合も最大値）を採用することで、保守性を考慮する（表 4.3-14）。

「土木学会（1994）」では、船首角度以外の条件は船舶の長さ L の関数として記載されている。そのため、妥当性を確認したケースの船舶の長さ 11m とした場合の軸剛性を算出する。さらに、船舶の長さをより長くした場合の検討も行い、軸剛性の保守性を考慮する。

上記方針に従い保守性を考慮した軸剛性算出の各条件を表 4.3-15 に示す。

その結果、保守性確認ケース 1 では 1.56×10^5 (N/m)、保守性確認ケース 2 では 1.74×10^5 (N/m) となり、保守性確認ケース 2 の方が大きく、「(a) 妥当性確認ケース」の軸剛性 (0.47×10^5 (N/m)) よりも 3 倍以上の値であることから、保守性確認ケース 2 の軸剛性 (1.74×10^5 (N/m)) を採用する。

表 4.3-14 材料物性（ヤング率及びポアソン比）の妥当性確認と保守性確認ケースでの比較

項目		引用文献	引用文献の値①	妥当性確認 (①の平均値)	保守性確認 (①の最大値)
材料物性	ヤング率 (曲げ弾性率)	「強化プラスチック船規則検査要領（日本海事協会，2018年）」の曲げ弾性係数の判定基準	11.78×10 ³ (N/mm ²) 【1.2×10 ⁶ (tf/m ²)】	<u>1.2×10⁶(tf/m²)</u> * ¹	1.2×10 ⁶ (tf/m ²)
		「漁港・漁場の施設的设计参考図書（水産庁，2015年）」のハンドレイアップ成形法の曲げ弾性率	9～12(GPa) 【0.91×10 ⁶ ～1.22×10 ⁶ (tf/m ²)】	1.08×10 ⁶ (tf/m ²)	<u>1.22×10⁶(tf/m²)</u> * ²
		「非金属材料データブック プラスチック・FRP・ゴム・接着剤・塗料・木材及び木質材料・セラミックス [改訂2版]（日本規格協会，1985年）」のハンドレイアップ用ガラス繊維基材のGRPとしての力学的特性（標準）の曲げ弾性率	1050～1140(kgf/mm ²) 【1.05×10 ⁶ ～1.14×10 ⁶ (tf/m ²)】	1.10×10 ⁶ (tf/m ²)	1.14×10 ⁶ (tf/m ²)
	ポアソン比	「非金属材料データブック プラスチック・FRP・ゴム・接着剤・塗料・木材及び木質材料・セラミックス [改訂2版]（日本規格協会，1985年）」のハンドレイアップ用ガラス繊維基材のGRPとしての力学的特性（標準）	0.336 (0.320～0.358)	<u>0.336</u> * ¹	<u>0.358</u> * ²

注記*1：妥当性確認の際に採用した物性値を示す。

*2：保守性確認の際に採用した物性値を示す。

表 4.3-15 船舶の構造及び材料物性（ヤング率及びポアソン比）に関する保守性を確認したケースの軸剛性

項目	設定・算出方法	保守性確認ケース1	保守性確認ケース2	
船舶構造	船舶の長さ L	「漁港・漁場の施設の設計参考図書(水産庁, 2015年)」の総トン数5tの諸元(船の長さ)に加えて, その長さを超える場合も考慮	「漁港・漁場の施設の設計参考図書(水産庁, 2015年)」の総トン数5tの諸元(船の長さ): 11.0(m)	「強化プラスチック船規則解説(日本海事協会会誌, 1978年)」から総トン数5tに最も近い船の長さ: 12.8(m)*
	船の深さ D	「土木学会(1994)」より $0.08 \times L$ にて算出	$0.08 \times 11.0 = 0.88$ (m)	$0.08 \times 12.8 = 1.02$ (m)
	船側外板厚 t	「土木学会(1994)」より $0.82\sqrt{L} + 2.5$ にて算出 「土木学会(1994)」の中で示されている計算例(参考5)では船側外板厚はほぼ \sqrt{L} であり, 上式の0.85 倍に近い数値となっているが, 保守的に上式をそのまま採用	$0.82 \times 11.0^{0.5} + 2.5 = 5.22$ (mm)	$0.82 \times 12.8^{0.5} + 2.5 = 5.434$ (mm)
	横肋骨心距 a	「土木学会(1994)」より $450 + 2L$ にて算出	$450 + 2 \times 11.0 = 472$ (mm)	$450 + 2 \times 12.8 = 475.6$ (mm)
	縦肋骨心距 b	「土木学会(1994)」より $550 + 2L$ にて算出	$550 + 2 \times 11.0 = 572$ (mm)	$550 + 2 \times 12.8 = 575.6$ (mm)
	船首角度 2θ	「土木学会(1994)」より $2\theta = 35 \sim 70^\circ$ とされていることを踏まえ, 保守的になるよう 35° を採用	35°	
	船首傾斜部の長さ L_{sf}	「土木学会(1994)」より $0.25 \times D$ にて算出	$0.25 \times (0.08 \times 11) = 0.22$ (m)	$0.25 \times (0.08 \times 12.8) = 0.256$ (m)
材料物性	ヤング率 E (曲げ弾性率)	以下の3つの文献で示されている値の最大 ・「強化プラスチック船規則検査要領(日本海事協会, 2018年)」の曲げ弾性係数の判定基準 ・「漁港・漁場の施設の設計参考図書(水産庁, 2015年)」のハンドレイアップ成形法の曲げ弾性率 ・「非金属材料データブック プラスチック・FRP・ゴム・接着剤・塗料・木材及び木質材料・セラミックス[改訂2版](日本規格協会, 1985年)」のハンドレイアップ用ガラス繊維基材のGRPとしての力学的特性(標準)の曲げ弾性率	1.22 × 10 ⁶ (tf/m ²)	
	ポアソン比 ν	「非金属材料データブック プラスチック・FRP・ゴム・接着剤・塗料・木材及び木質材料・セラミックス[改訂2版](日本規格協会, 1985年)」のハンドレイアップ用ガラス繊維基材のGRPとしての力学的特性(標準)で示されている値の最大	0.358	
圧壊荷重 P_c		34.3(kN)	44.5(kN)	
有効軸剛性 k_c		1.56 × 10 ⁵ (N/m)	1.74 × 10 ⁵ (N/m)	
衝突荷重(FEMA(2012))		1156(kN)	1221(kN)	

注記* : 総トン数 5t の船舶に 12.8m の長さを用いることの保守性については参考 6 に示す。

e. 船舶の衝突形態の整理

小型漁船 (FRP) は、本質的に浮く構造で、車両に比べて長軸と短軸が明瞭であるものの、船舶の中でも比較的小型であるため、回転の影響を受けやすく、漂流物となって来襲する際には複雑な挙動となることが想定される。

衝突形態に関する文献調査結果を以下に示す。

- ✓ 「土木学会 (1994)」によれば、実験の結果から、漂流船の衝突は図 4.3-40 のような衝突形態が想定されるとしており、「航路直角面への正面衝突は、海洋構造物近傍の潮流の Shear-flow による船体の漂流方向の変更、並びに風による船体の横向き漂流現象によりあまりあり得ない。」とし、「一番頻度の高い衝突形態は、海洋構造物の隅角部への船首、船側及び船尾の衝突である。」としている。
- ✓ また、「津波漂流物対策施設設計ガイドライン (平成 26 年 3 月)」及び「漁港・漁場の施設の設計参考図書 (水産庁, 2015 年)」では、「土木学会 (1994)」と同じ衝突形態の図 (図 4.3-40 と同じ) を示しており、③は船の回転によりエネルギーが消費されるため、①の半分の衝突エネルギーであるとし、②は①又は③と同じ衝突エネルギーであるとしている。Ikeno et al (2016) では木材 (丸太) の気中衝突実験を行っており、縦衝突に対して斜め衝突にした場合に衝突力は小さくなること示されており、特に衝突角度 20 度を越えた場合には最大で半分程度の衝突力になることが示されている。

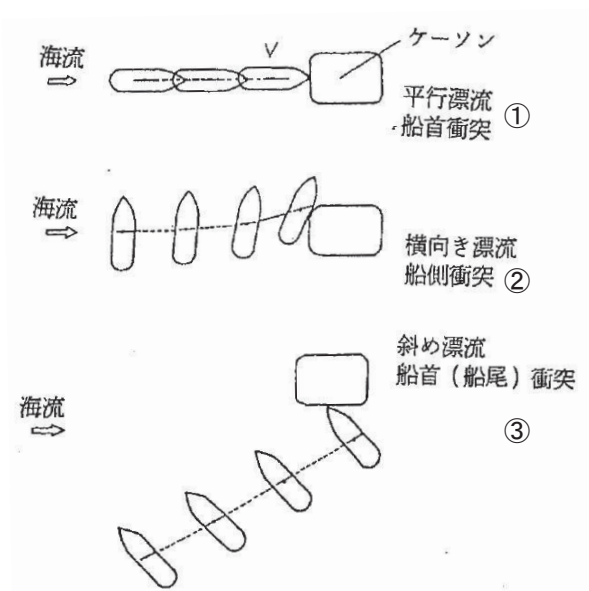


図 4.3-40 漂流による衝突形態 (「土木学会 (1994)」に一部加筆)

「土木学会 (1994)」で示している衝突形態の被衝突物はケーソンを想定しているが、評価対象施設は、防潮堤、屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) 及び貯留堰であり、津波来襲方向に対して直角方向に堰き止める構造であることから、来襲した津波は跳ね返され、その反射波の影響により漂流速度は低減する。この漂流速度の低減影響が大きい衝突形態は、反射波を受ける面積が大きくなる船側衝突 (船体の真横からの衝突) である。

以上を踏まえ、評価対象施設に対して様々な形態で衝突することを想定し、衝突荷重として保守的になるような衝突形態を想定し、衝突パターンと衝突形態の特徴を表 4.3-16 のとおり整理した。

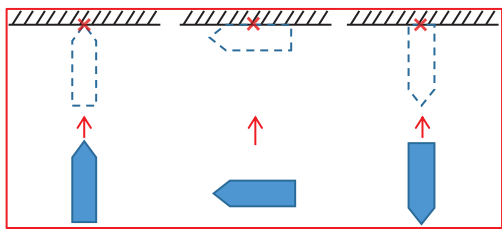
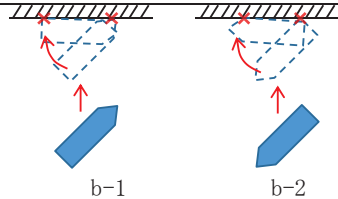
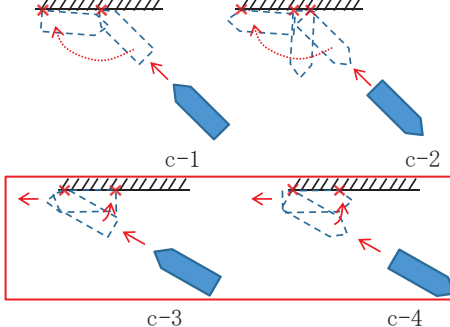
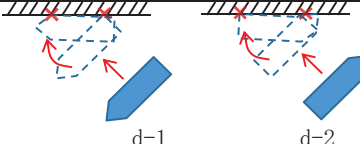
衝突パターンと衝突形態の整理の結果、衝突パターン a では 1 箇所衝突が生じるが、衝突パターン b~d に関しては 2 箇所以上で衝突が生じて荷重が分散されるため、評価対象施設に衝突荷重が集中荷重として作用するよう衝突パターン a に包含される事象と考えられる。Ikeno et al (2016) では木材 (丸太) の気中衝突実験を行っており、縦衝突に対して斜め衝突にした場合に衝突力は小さくなることが示されており、特に衝突角度 20 度を超えた場合には最大で半分程度の衝突力になることが示されている。

また、真横 (a-2) からの衝突は上述のように津波の反射波の影響により衝突速度は遅くなり、荷重としては小さくなると考えられる。

ただし、衝突速度は減速しないことを仮定し、各施設へ衝突した際の荷重総量の観点で、衝突形態の影響 (不確かさ) を確認するため、船首 (a-1)、船尾 (a-3) の 3 ケースに加えて、真横 (a-2)、斜め船首 (c-3) 及び斜め船尾 (c-4) を加えた 5 ケースの衝突解析を実施する。

次に、船舶の衝突時のトリム (船首と船尾の喫水差) については、船舶が津波に押されてトリムが上がった状態 (船首が上がった状態) で衝突と想定される。ただし、トリムが上がった状態では船舶の重心位置と衝突位置の関係から、衝突後に船舶がさらに上向きになり、荷重が逃げると考えられるため、保守的に船舶の重心位置と衝突位置が水平となるように考える。

表 4.3-16 船舶の衝突パターンと衝突形態の特徴（衝突パターンの赤枠は衝突解析を実施するものを示す）

衝突パターン	津波の来襲方向	船舶の衝突向き	衝突形態の特徴
 <p>a-1 a-2 a-3</p>	<p>衝突を評価する施設に対して直角方向から津波が来襲。</p>	<p>衝突を評価する施設に対して直角方向（船首，船側，船尾）から衝突。</p>	<p>船首（又は船側，船尾）の1箇所で衝突する。なお，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰の幅は，衝突を考慮する船舶の長さの半分以下であり，海側に張出した構造ではないため，a-2では衝突することはない。また，防潮堤（鋼管式鉛直壁）は1本の杭が支持する漂流物防護工の幅が4mであることから，a-1又はa-3で衝突する場合は衝突面積が小さいため，衝突荷重を1本の杭で受け持つこととなるが，a-2で衝突する場合は船舶の長さが4m以上であるため，2本以上の杭で衝突荷重を受け持つこととなり，杭1本あたりで負担する衝突荷重は小さくなる。</p> <p>貯留堰についても，防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同様に，a-2で衝突する場合に負担する衝突荷重は小さくなる</p>
 <p>b-1 b-2</p>	<p>衝突を評価する施設に対して直角方向から津波が来襲。</p>	<p>衝突を評価する施設に対して斜め向きで衝突。</p>	<p>船首（又は船尾）付近で衝突した後で，逆側の船尾（船首）側も衝突するため，2箇所以上で衝突が生じる。</p>
 <p>c-1 c-2 c-3 c-4</p>	<p>衝突を評価する施設に対して斜め方向から津波が来襲。</p>	<p>津波の来襲方向と同じ方向から船首又は船尾衝突。</p>	<p>船首（又は船尾）付近で衝突した後で，逆側の船尾（船首）側も衝突するため，2箇所以上で衝突が生じる。</p>
 <p>d-1 d-2</p>	<p>衝突を評価する施設に対して斜め方向から津波が来襲。</p>	<p>津波の来襲方向と同じ方向（船側）から衝突。</p>	<p>船首（又は船尾）付近で衝突した後で，逆側の船尾（船首）側も衝突するため，2箇所以上で衝突が生じる。</p>

f. FRP 製船舶の衝突解析

(a) 検討方法

FRP 製船舶を対象に、船首からの衝突、船尾からの衝突、船舶真横からの衝突、斜め船首からの衝突及び斜め船尾からの衝突について、衝突解析を実施し、衝突形態の影響について確認する。

解析コードは「LS-DYNA Ver. 971 R6.0.0」を用いる。解析コードの概要については、補足説明資料「補足-900-1 計算機プログラム（解析コード）の概要に係る補足説明資料」に示す。

(b) モデル化の方針

漂流物である FRP 製の船舶は、「海技研報告（平成 15 年）」で示される総トン数 14t の FRP 船を基に、総トン数 5t の FRP 船の大きさに案分し、図 4.3-41 のようにシェル要素でモデル化した（モデル化の詳細は参考 7 に示す）。

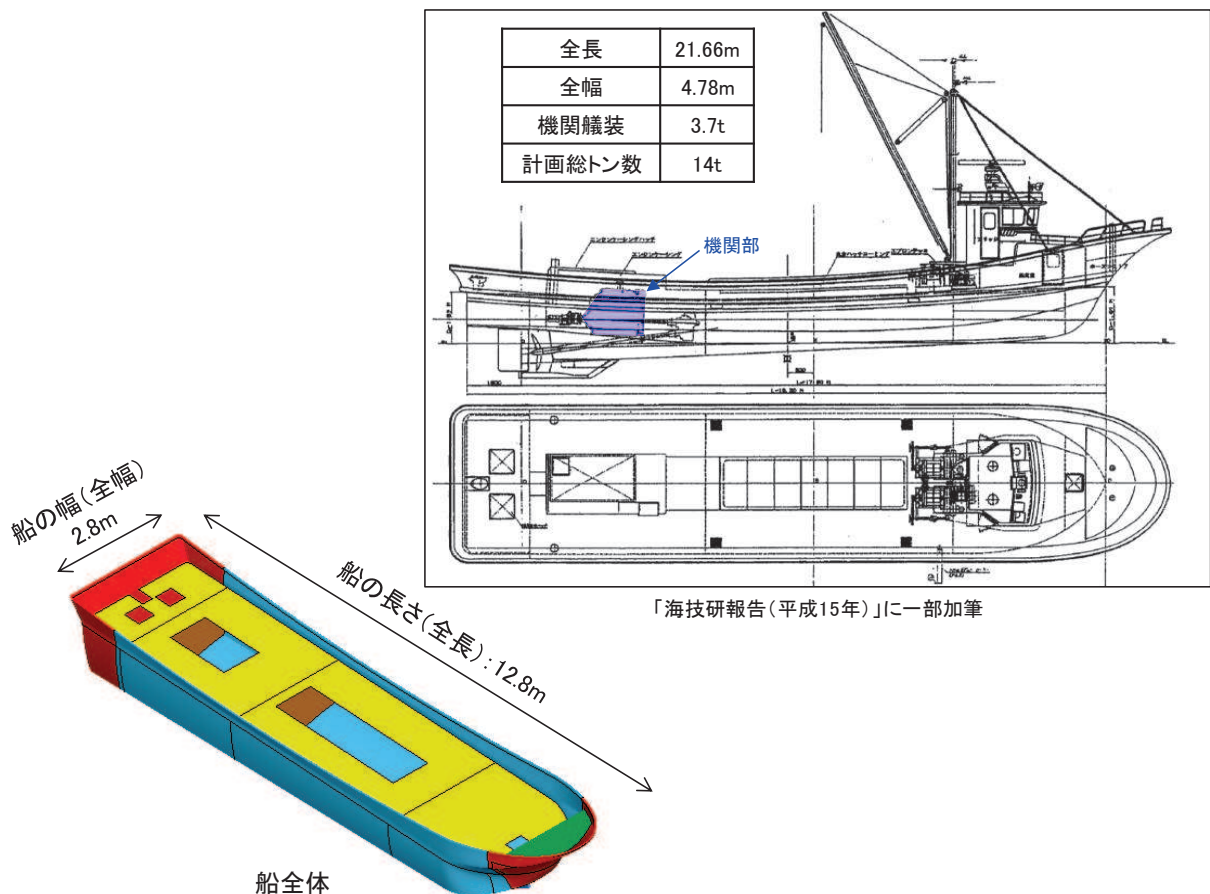


図 4.3-41 衝突解析に用いる FRP 製船舶のモデル

(c) 材料定数

FRP 製船舶に使用する材料定数は、表 4.3-17 のとおり設定する。

表 4.3-17 FRP 製船舶に使用する材料定数

ヤング率 (MPa)	強度 (MPa)	ポアソン比
12000* ¹	200* ²	0.4* ³

注記 *1: 表 4.3-15 から設定

*2: 「漁港・漁場の施設の設計参考図書 (水産庁, 2015 年)」より設定

*3: 表 4.3-15 から保守的に設定

(d) 材料特性 (FRP の応力-ひずみ関係)

図 4.3-38 で示した「FRP 成形入門講座 (日本プラスチック加工技術協会)」の応力-ひずみ曲線と同様に、解析に用いる FRP の応力-ひずみ関係を図 4.3-42 に設定した。FRP は鋼材と異なりねばり強さががないため、応力が強度に達した後 (降伏以降) ではシェル要素を削除する設定とした。

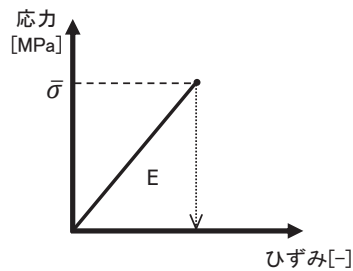
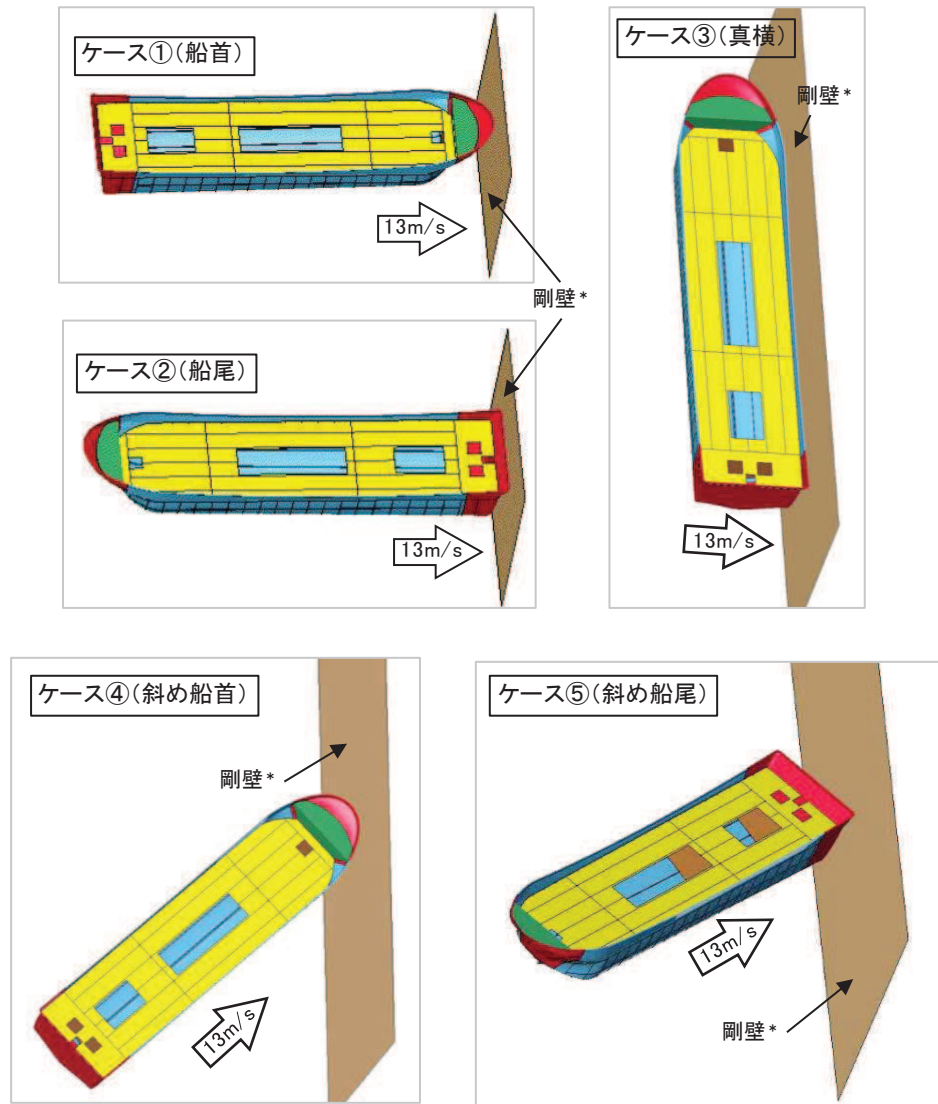


図 4.3-42 FRP の応力-ひずみ関係

(e) 解析ケース

解析ケースは図 4.3-43 のとおりで、いずれのケースも衝突速度（絶対値）は 13m/s とする。なお、ケース①～⑤と表 4.3-16 で示した衝突パターンとの関係を表 4.3-18 に示す。



注記*：剛壁は変形・移動しない条件とし、ヤング率200GPa、ポアソン比0.3の鋼製の塊としている。

図 4.3-43 FRP 製船舶の衝突解析の解析ケース

表 4.3-18 FRP 製船舶に使用する材料定数

衝突方向	船首	船尾	真横	斜め船首	斜め船尾	備考
解析ケース	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	図 4.3-43 参照
衝突パターン	a-1	a-3	a-2	c-3	c-4	表 4.3-16 参照

(f) 解析結果

【ケース①（船首）及びケース②（船尾）】

図 4.3-44 にケース①（船首）及びケース②（船尾）の荷重時刻歴を示す。この図から、どちらの荷重も 500kN 程度（瞬間最大で約 670kN）であり、有意な差はなく、同等の衝突荷重が作用することを確認した（解析結果の詳細は参考 8 に示す）。

ケース①（船首）の最大荷重は約 600 (kN) であり、「d. (a) 妥当性確認ケース」で示した妥当性を考慮したケースの衝突荷重 635 (kN) とおおむね同程度となることを確認した。なお、FRP 以外の船舶として鋼製船舶を対象に、土木学会（1994）の方法で軸剛性を設定し FEMA（2012）から算出した衝突荷重と、衝突解析（LS-DYNA）から得られる最大衝突荷重（「崔ほか（2016）」）についても比較した結果、おおむね同等の荷重となることを確認（参考 9）した。

力積については、ケース①（船首）が約 214 (kN・s)、ケース②（船尾）が約 211 (kN・s) であり、力積からも同等であることを確認した。

なお、船首及び船尾からの衝突荷重及び力積が同等となったことについては、検討対象の漂流物が 15t と非常に重いこと、衝突速度が 13m/s と速いことから、衝突エネルギーが大きく、船首及び船尾のどちらから衝突したとしても、船体部分まで破壊が生じていることがその要因である。

ケース②（船尾）では、衝突後 1.0 秒後の状況から、機関部まで船体が破壊していることを確認した。

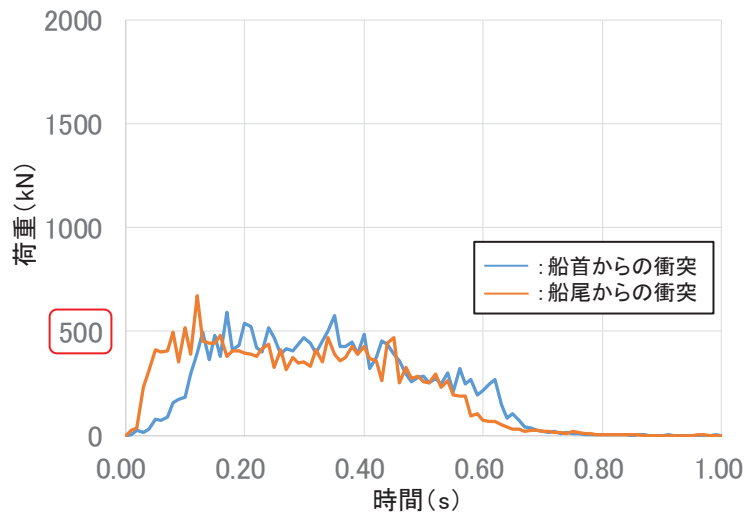


図 4.3-44 ケース①（船首）及びケース②（船尾）の荷重時刻歴

【ケース③（真横）】

ケース③（真横）では、船舶の長さ（12.8m）全体で剛壁に荷重が作用しており、おおよそ船舶の長さの分布荷重となっていることを確認した（解析結果の詳細は参考8に示す）。一方、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭1本が受け持つ幅は4mであることから、真横から衝突する場合には鋼管杭3本以上で衝突荷重を分担することになる。

そのため、鋼管杭1本が受け持つ荷重を確認する必要があることから、図4.3-45に示すように剛壁を1mの幅で分割し、鋼管杭1本が受け持つ荷重について整理した。なお、鋼管杭が受け持つ荷重については、図4.3-45のように2パターンの取り方を考え、それぞれ確認した。

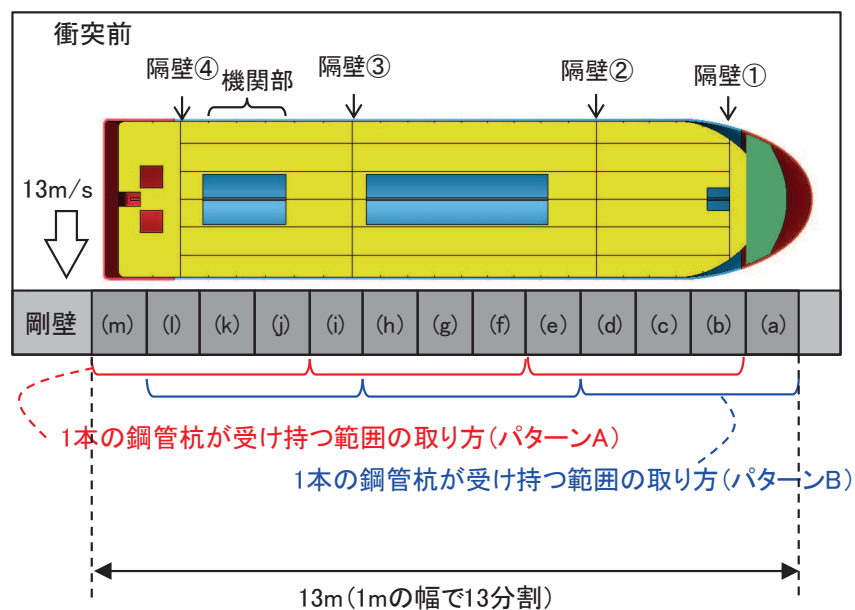


図 4.3-45 真横衝突における剛壁の分割パターン

図4.3-46にケース③（真横）の荷重時刻歴を示す。この図から、衝突荷重はパターンAとパターンBともに、船体側面が衝突する0.03秒前後で瞬間的に650～1100(kN)の衝突荷重が作用しているが、この荷重は他の衝突形態で生じる荷重に比べて極めて作用時間が短い現象である。また、荷重作用時間も0.2秒程度であり、他の衝突形態に比べて半分以下である。

また、力積については、パターンAでは約82(kN・s)が最大で、パターンBでは約76(kN・s)が最大であるが、ケース①（船首）又はケース②（船尾）の力積に比べて小さく、半分以下となっていることを確認した。なお、パターンAとパターンBともに、最大荷重となる範囲と力積が最大となる範囲は異なり、力積が最大となる約82kN・sの最大荷重は約900kNである。

ケース③（真横）では、衝突後1.0秒後の状況から、機関部まで船体が破壊していることを確認した。

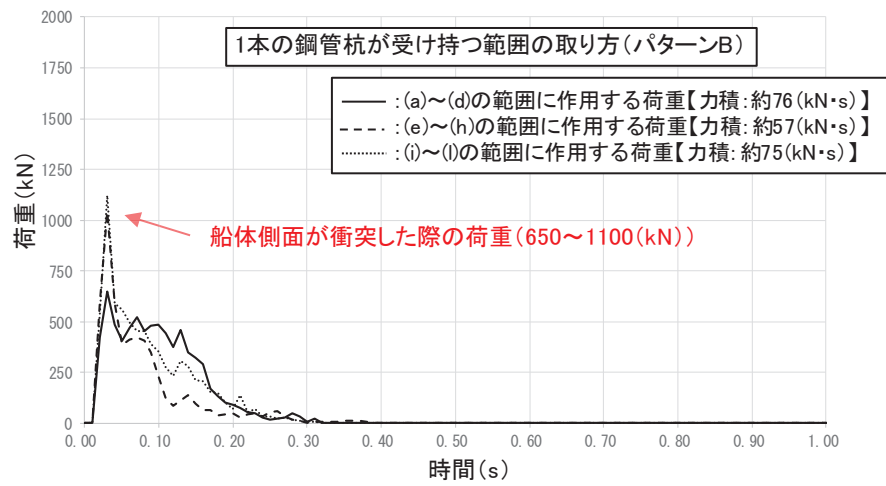
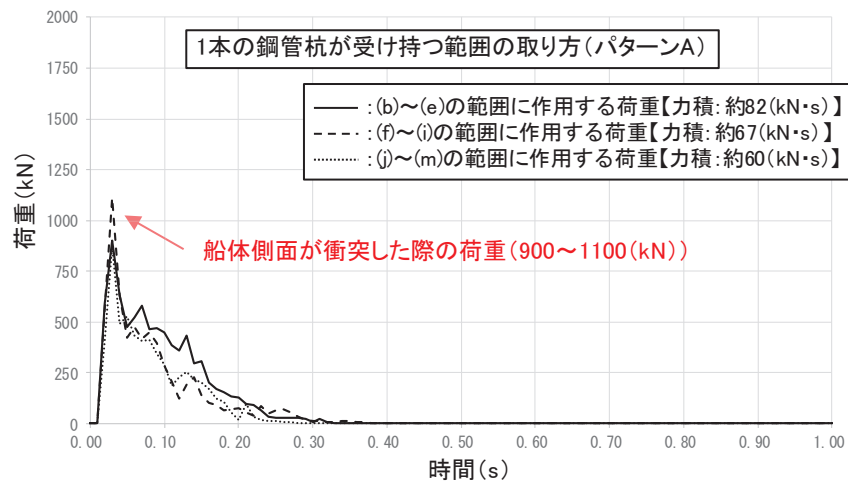


図 4.3-46 ケース③ (真横) の荷重時刻歴 (上: パターンA, 下: パターンB)

【ケース④（斜め船首）及びケース⑤（斜め船尾）】

図 4.3-47 にケース④（斜め船首）及びケース⑤（斜め船尾）の荷重時刻歴を示す。この図から、どちらの衝突形態も初期段階（衝突から約 0.6 秒後まで）では 350kN 程度（瞬間最大で約 380kN）であり、有意な差はなく、同等の衝突荷重が作用することを確認した（解析結果の詳細は参考 8 に示す）。

ケース④（斜め船首）及びケース⑤（斜め船尾）のどちらも衝突後 0.9 秒付近で衝突荷重が大きくなる特徴があり、最大で約 550kN（斜め船首衝突）となっている。これは、どちらの衝突形態においても斜めから衝突した後、船体が剛壁に平行となる方向に回転し、船体側面が衝突することにより瞬間的に生じるためである。

また、力積については、ケース④（斜め船首）が約 166 (kN・s)、ケース⑤（斜め船尾）が約 164 (kN・s) であり、力積からも同等であることが分かった。これらの力積は、ケース③（真横）のほぼ倍の値であるが、ケース①（船首）又はケース②（船尾）よりも小さい値となっている（船舶が剛壁に衝突した後、剛壁から離れる方向に速度をもって移動していくため、船舶の持つエネルギーがすべて荷重に変換されなかったことによるものである）。

ケース⑤（斜め船尾）では、衝突後 1.0 秒後の状況から、機関部まで船体が破壊していることを確認した。

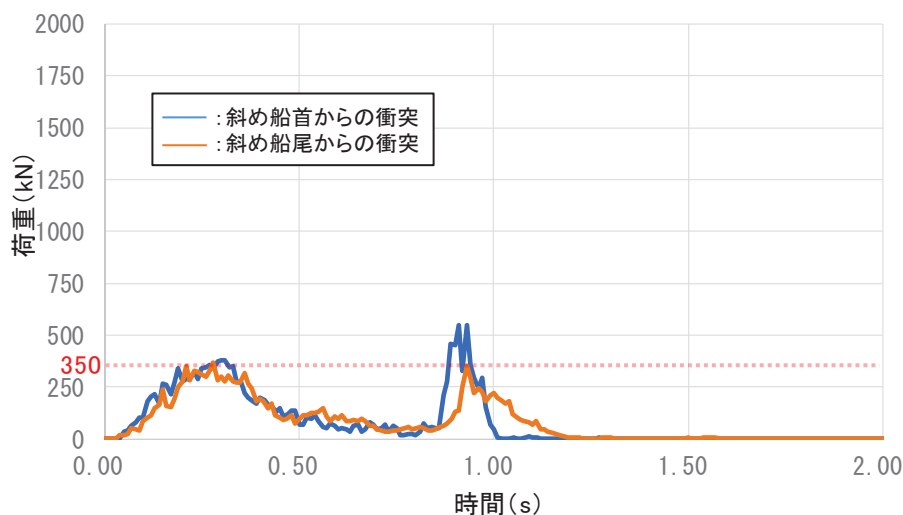


図 4.3-47 ケース④（斜め船首）及びケース⑤（斜め船尾）の荷重時刻歴

【衝突解析を用いた衝突形態のまとめ】

ケース①～ケース⑤の力積，瞬間最大荷重及び衝突荷重の作用時間を表 4.3-19 に示す。また，ケース①～ケース⑤の衝突荷重の時刻歴を図 4.3-48 に示す。

図 4.3-48 の荷重の時刻歴から，衝突時間が非常に短い特徴があるものの，瞬間最大荷重は真横からの衝突形態（ケース③シリーズ）で大きくなる傾向があり，ケース③'（真横）の約 1100 (kN) が最大である。なお，衝突解析は気中衝突を模擬しているため，付加質量の影響を考慮する必要があるが，「4.3.6 ③漂流物による衝突荷重と津波荷重との重畳」で示したとおり，衝突荷重と津波による荷重（最大波高時における波力）は重畳させる方針であり，付加質量の影響は津波による荷重に含まれるため，衝突解析の結果では考慮しないこととする。

以上のことから，衝突形態の影響確認として実施した衝突解析の結果，最大衝突荷重は約 1100 (kN) であり，この荷重は，瞬間的な最大荷重を静的な荷重として考慮することの保守性，分布荷重を集中荷重として考慮することの保守性及び衝突直前の反射波による減速を考慮しないことの保守性を有している。

なお，「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」より防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭の固有周期は 0.1 (s) 程度であり，衝突荷重の作用時間に対して短い (τ/T が 1 以上となる) ため，本衝突事象は力積での評価が適用できないと判断した（参考 8）。

注記*：「武田・河西（2011）：同一力積衝撃応答スペクトルによる衝撃応答算定法の提案，土木学会，構造工学論文集，Vol.57A」，「上田・小島（1982）：衝撃的荷重を受ける RC および PC ばりの変形と強度，港湾技研資料，No.430，運輸省港湾技術研究所」

表 4.3-19 FRP 製船舶の衝突解析の結果（まとめ）

ケース	衝突形態	力積 (kN・s)	瞬間最大荷重 (kN)	瞬間最大荷重の 発生時刻 (s)	衝突荷重の 作用時間 (s)
①	船首	約 214	約 600	約 0.17	約 0.7
②	船尾	約 211	約 670	約 0.12	約 0.6
③	真横*	約 82	約 900	約 0.03	約 0.2
③'	真横*	約 67	約 1100	約 0.03	約 0.2
③''	真横*	約 60	約 870	約 0.03	約 0.2
④	斜め船首	約 166	約 550	約 0.31	約 1.0
⑤	斜め船尾	約 164	約 370	約 0.28	約 1.2

注記*：真横からの衝突の結果については、2種類の整理の方法があるが、瞬間最大荷重は同程度であったため、力積が大きいパターンを代表として記載した（真横からの衝突の整理方法は参考8に示す）。

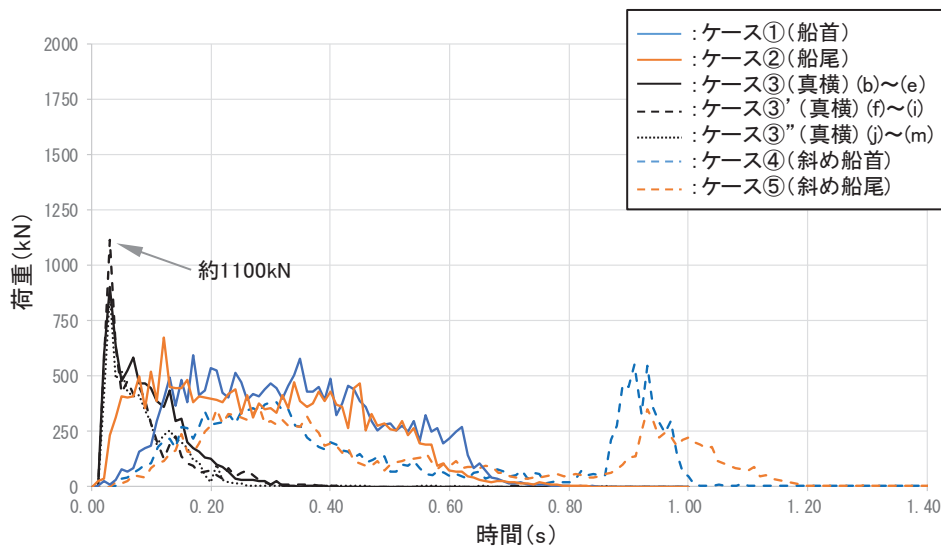


図 4.3-48 FRP 製船舶の衝突解析の解析ケース

g. 船舶のまとめ

(a) 衝突形態による影響（不確かさ）の確認

「f. FRP 製船舶の衝突解析」のケース①（船首）の解析結果では、衝突荷重は約 600 (kN) であり、「d. (a) 妥当性確認ケース」の衝突荷重 635 (kN)（土木学会（1994）による軸剛性を用いて FEMA（2012）から算出）とおおむね同程度となることを確認した。なお、衝突解析のモデル化にあたり、板厚を切り上げて整数にする等の処理（参考7）を行っているため、FEMA（2012）から算出した際の条件と多少の差が生じているものの、同じ条件とした場合においても、おおむね同程度であることを確認している（参考10）。

また、船首方向以外の衝突形態の影響（不確かさ）について「f. FRP 製船舶の衝突解析」のケース②～⑤の解析により確認した結果、最大で約 1100 (kN) であり、「d. (b) 保守性確認ケース」の衝突荷重 1221 (kN)（土木学会（1994）による軸剛性を用いて FEMA（2012）から算出）よりも小さいことを確認した。このことから、衝突形態の不確かさ影響よりも、FRP の材料物性及び船舶構造の不確かさによる影響の方が衝突荷重に及ぼす影響は大きくなるため、FRP の材料物性及び船舶構造の不確かさを考慮することとする。

以上のことから、船舶（総トン数 5t）の衝突荷重は、「d. (b) 保守性確認ケース」で示した 1221 (kN)（土木学会（1994）による軸剛性を用いて FEMA（2012）から算出）を採用する。

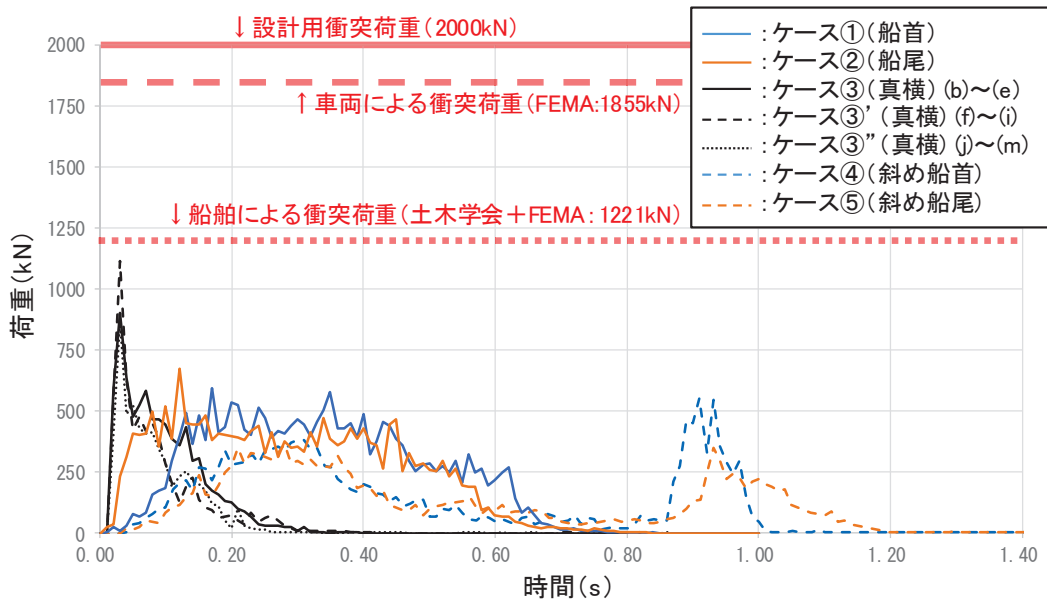


図 4.3-48 FRP 製船舶の衝突解析の解析ケース

(b) 機関部の衝突影響の確認

「f. FRP 製船舶の衝突解析」のケース②（船尾）、ケース③（真横）及びケース⑤（斜め船尾）では、船体の破壊が進展して機関部（エンジン等）まで衝突している可能性があるが、機関部はモデル化していないため、機関部の

衝突影響について検討した。

船舶の解析モデルの元としている「海技研報告」の船舶（総トン数 14t）の機関艙装は 3.7t であることから、評価対象である総トン数 5t に案分すると 1.33t となる。この 1.33t の機関部がすべて剛性の高い鋼材で構成されていると仮定すると、機関部の衝突は保守的に車両の衝突に置き換えることが可能である（参考 1 1）。

車両の衝突荷重に関しては、「① 車両」に示すとおり、2.15t の車両を FEMA により評価（1855kN）しており、FRP 製船舶の機関部の質量 1.33t はこの車両質量（2.15t）以下であること、図 4.3-49 より機関部の衝突速度は 13m/s よりも低いことから、FRP 製船舶の機関部の衝突荷重は車両の衝突荷重よりも小さい。

以上のことから、ケース②（船尾）、ケース③（真横）及びケース⑤（斜め船尾）では、機関部まで衝突している可能性があるものの、その衝突影響は、車両の衝突荷重（1855kN）に包含される。

なお、参考として、図 4.3-32 の衝突荷重算出の詳細フローに、各検討で得られた荷重を記載したものを図 4.3-51 に示す。

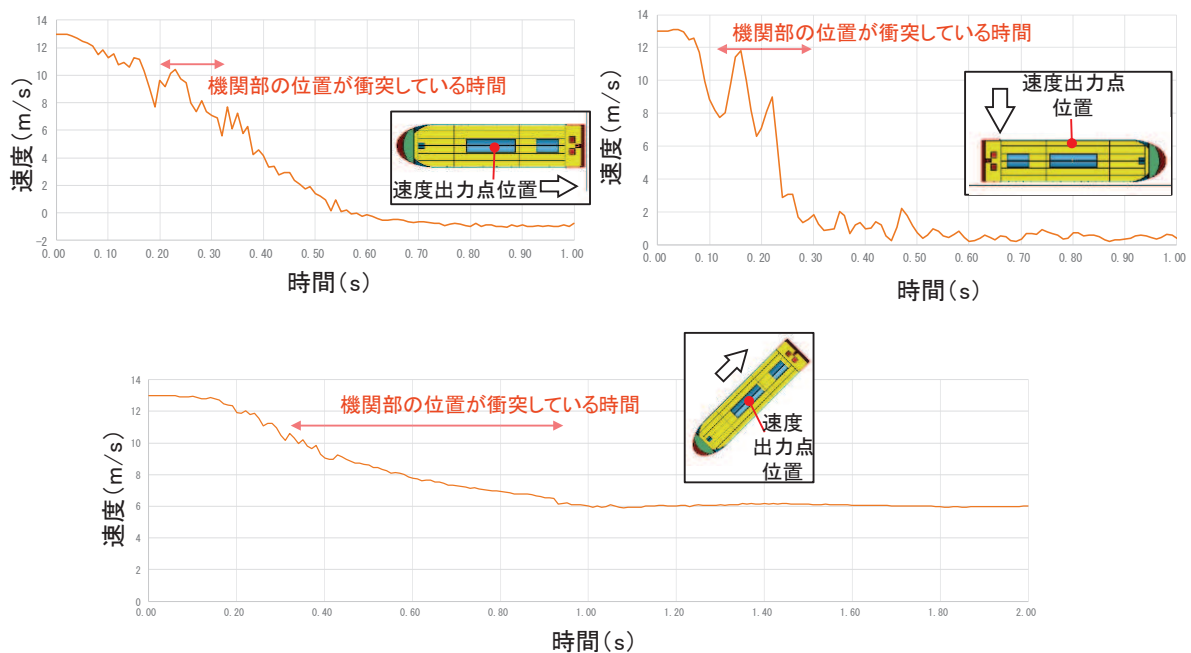


図 4.3-50 機関部の位置が衝突している時間

(左上：ケース②（船尾），右上：ケース③（真横），下：ケース⑤（斜め船尾）)

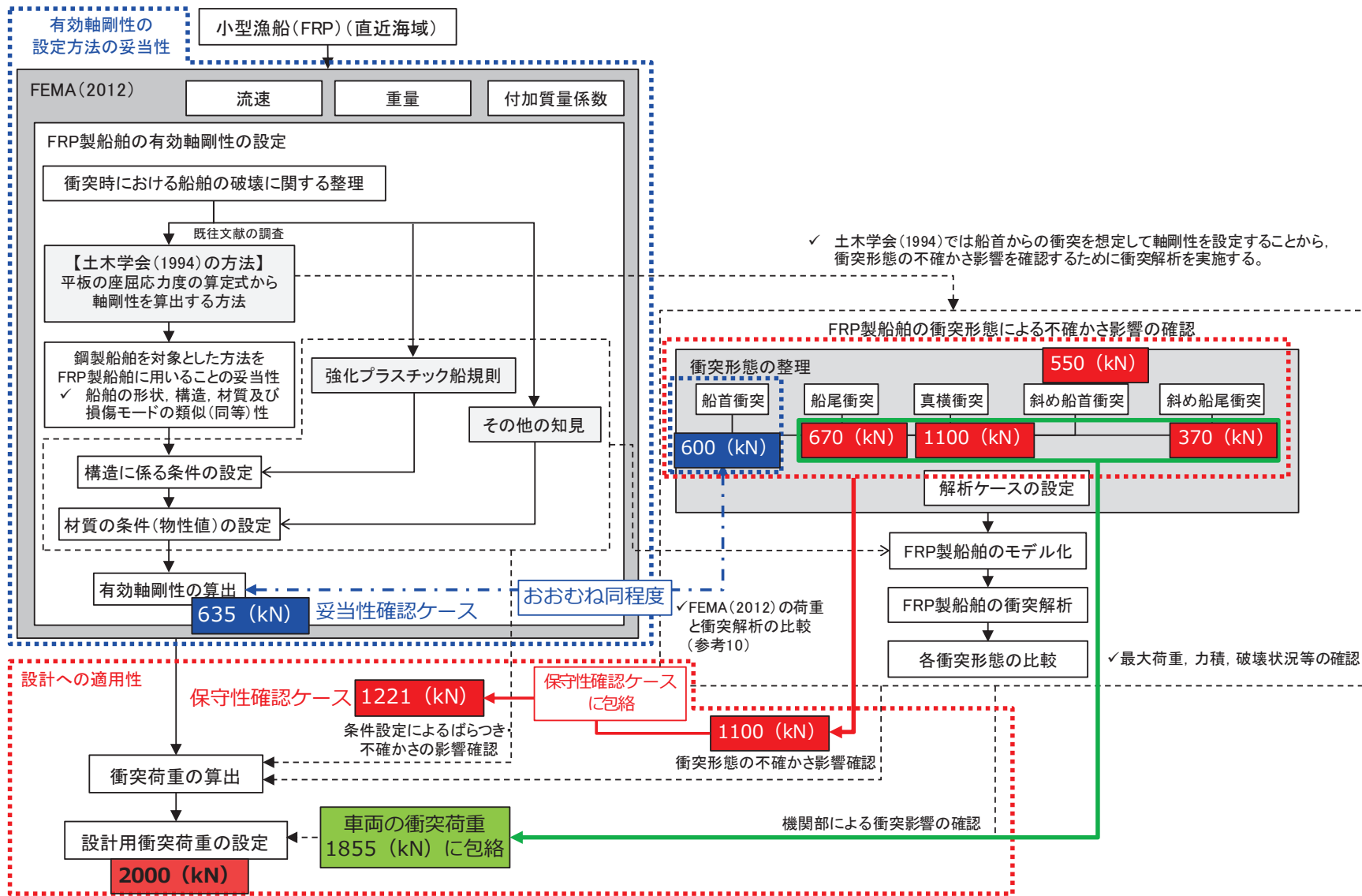


図4.3-51 各検討で得られた荷重の関係

③ まとめ

「① 車両」及び「② 船舶」を踏まえ、表 4.3-20 に各漂流物による衝突荷重を示す。

算出の結果、漂流物による最大衝突荷重は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）、防潮堤（盛土堤防）、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰のいずれにおいても巡視点検用車両の 1855kN であった。

そのため、設計用衝突荷重としては保守的に 2000kN とする。

なお、設置変更許可時において漂流物の最大重量として選定した船舶（57t）を、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の衝突荷重として考慮したとしても、設計用衝突荷重 2000kN に包絡されることを確認した。

注記*1：FEMA（2012）：Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

*2：FEMA（2019）：Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Third Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2019

*3：ASCE（2016）：Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI Standard 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia

表4.3-20 各漂流物による衝突荷重一覧

衝突する可能性のある漂流物	重量等	到達形態	流速 (衝突速度)	初期配置 区分	適用式	有効軸剛性 (N/m)	衝突荷重 (kN) *1			
							防潮堤 (鋼管式 鉛直壁)	防潮堤 (盛土堤防)	屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤北側)	貯留堰
車両系重機	41.2t	滑動	13m/s	直近陸域	ASCE(2016)	—	—	624 *2 【3.20】	624 *2 【3.20】	624 *2 【3.20】
巡視点検用車両	2.15t	浮遊	13m/s	直近陸域	FEMA(2012)	2.80×10^6	1855 【1.07】	1855 【1.07】	1855 【1.07】	1855 【1.07】
					【参考】*3 ASCE(2016) (FEMA(2019))	2.80×10^6	1261 *3 【1.58】	1261 *3 【1.58】	1261 *3 【1.58】	1261 *3 【1.58】
小型漁船 (FRP)	総トン数：5t (排水トン数：15t)	浮遊	13m/s	直近海域	FEMA(2012)	1.81×10^5	1221 【1.63】	1221 【1.63】	1221 【1.63】	1221 【1.63】
漁船 (FRP)	総トン数：約19t (排水トン数：57t)	浮遊	2m/s*4	前面海域	道路橋示方書	—	—	—	—	112 *4 【17.8】
設計用衝突荷重							2000	2000	2000	2000

注記 *1：【】内は衝突荷重に対する設計用衝突荷重の割合を示す。

*2：滑動状態で衝突を考慮する車両系重機 (41.2t) は、「ASCE (2016)」を参考に、衝突荷重を算定した (詳細を参考3に示す)。

*3：参考として、FEMA (2012) よりも最新の文献であるFEMA (2019) を用いた場合の衝突荷重を算出した。

*4：発電所周辺の最大流速13m/sとしたとしても727kNであり、他の衝突荷重よりも小さく、設計用衝突荷重に包絡されることを確認した。

4.3.8 寸法の小さな漂流物による衝突荷重について

① 概要

屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）については、防潮堤よりも海側に位置しているが、地中（岩盤内）の集水ピット内に設置されることから、「4.3.1 衝突荷重を考慮する施設・設備の選定」において、衝突荷重を考慮しない施設として整理しているが、津波来襲時にがれき（以下「寸法の小さな漂流物」という）が出口側集水ピット内に流入して屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）に影響を及ぼす可能性があるため、寸法の小さな漂流物による影響を評価する。

また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）については、「4.3.1 衝突荷重を考慮する施設・設備の選定」において、衝突荷重を考慮する施設として整理しているが、基準津波の特徴又は構造的な特徴から 2000 (kN) の衝突荷重は作用しないものの、寸法の小さな漂流物による影響が否定できない部材があるため、これらの部材に対しては寸法の小さな漂流物による影響を評価する。

② 衝突荷重の算定

寸法の小さな漂流物は、表 4.3-3 で整理した漂流物のうち、「直近陸域」及び「直近海域」のがれきから選定することとし、2011 年東北地方太平洋沖地震に伴う津波で漂流したのがれきを参照する。

「4.2.2 ①発電所敷地内における東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物の特徴及び実績の把握」において、2011 年東北地方太平洋沖地震に伴う津波により、敷地内に漂着した漂流物を整理しており、がれきとして整理される漂流物は、木片、混合ごみ、流木及び漁具である。これらのがれきの中で各施設に影響を及ぼす可能性のあるものとして、剛性が最も高いと考えられる木片又は流木を寸法の小さな漂流物として選定する。

木片又は流木の寸法は、写真 4.2-1 で示した敷地内に漂着したものを踏まえ直径 5cm を想定する。長さについては 1m 前後のものが大半であり、各施設の構造的な特徴を踏まえ安全側の設定とする。

また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工の構造目地に設置するゴムジョイントの下部には、ゴムジョイントを漂流物から保護するために鋼製の保護部材を設置することとしているが、保護部材の隙間 (5cm) を通過する非常に小さな漂流物の影響についても検討する。防潮堤よりも海側の敷地の表層は地盤改良されているか、アスファルト舗装となっているため、アスファルト舗装の一般的な骨材（粒径：1.3～2.0cm）ががれきとして津波により流され、保護部材の隙間 (5cm) を通過することを想定する。

これら寸法の小さな漂流物の衝突速度については、基準津波の特徴及び評価対象部材の設置位置を踏まえ、衝突する可能性のある速度を設定するが、衝突速度の制約条件がない場合には、基準津波の最大流速である 13m/s を適用する。

寸法の小さな漂流物のうち木片又は流木については、衝突荷重の算定式に FEMA (2012)、松富 (1999) 及び有川 (2010) を採用し、最も大きく算定される荷重を設定する。また、小石による衝突荷重の算定にあたっては、ASCE (2016) で示されている

石材・コンクリート殻の衝突荷重（2270kg の石材・コンクリート殻が流速 4m/s の条件下で 45 (kN)）を参照する。なお、小石の寸法は最大粒径 2cm から 2cm 四方の立方体を想定し、単位体積重量を 2.5 (t/m³) (表 4.2-6(6)の石材の比重は 2.29) とした場合、0.02 (kg) となるが、安全側に 0.1 (kg) として設定する。

寸法の小さな漂流物による影響の評価方針について整理した結果を表 4.3-21 に、各施設で考慮する寸法の小さな漂流物の荷重算定結果を表 4.3-22 に示す。

表 4.3-21 寸法の小さな漂流物による影響の評価方針

施設	部位 (部材)	評価の背景	評価に用いる寸法の小さな漂流物
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	扉体 (スキムプレート)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) は、地中 (岩盤内) の集水ピット内に設置され、集水ピットの上 部開口部の形状から、衝突荷重 2000 (kN) が生じる ような漂流物は衝突しない。 ✓ ただし、寸法の小さな漂流物は集水ピットに流入す る可能性があることから、寸法の小さな漂流物の影 響について検討する。 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 東北地方太平洋沖地震直後の敷地内での調査で確認された 漂流物から木片を想定した (写真 1 及び写真 2)。 ✓ 木片の大きさは、上記実績から直径 5cm とする。 ✓ 木片の長さは、1m 前後のものが大半であるが、出口側集水 ピットに入る寸法を踏まえ、145cm (約 3kg) とする。 ✓ 衝突速度は、集水ピット頂部から屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) に衝突するための速度が 2.4~4.8 (m/s) であ ることから、衝突速度は 4.8 (m/s) とする。
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	ゴムジョイント (保護部材)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の背面補強工の構造目地に 設置するゴムジョイントの下部は、衝突荷重 2000 (kN) が生じるような漂流物は衝突しないが、設置 範囲が 0.8m と狭いことから寸法の小さい漂流物に よる影響を防止する観点からゴムジョイントを構 成する部材の一部として鋼製の保護部材 (以下、「保 護部材」という) を取り付ける。 ✓ そのため、寸法の小さい漂流物が保護部材に与える 影響を検討する。 ✓ 保護部材の隙間 (5cm) を通過する漂流物として小石 を考慮し、その影響を検討する。 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 東北地方太平洋沖地震直後の敷地内での調査で確認された 漂流物から木片を想定した (写真 1 及び写真 2)。 ✓ 木片の大きさは、上記実績から直径 5cm とする。 ✓ 木片の長さは、上記実績では 1m 前後のものが大半であるこ とを踏まえ、安全側に長さ 2m (約 4kg) とする。 ✓ 小石の大きさは 2cm 四方の立方体 (最大粒径 2cm を考慮) を 想定し、安全側に 0.1 (kg) とする。 ✓ 衝突速度は、基準津波第一波の寄せ波を直接受けることか ら、敷地周辺の最大流速 13m/s を用いる。
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤北側)	漂流物防護工 (防護梁) 扉体 (スキムプレート)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 漂流物防護工の防護梁と扉体の間には、扉体が開閉 するために約 2m の空間があることから、寄せ波時 においてこの空間に寸法の小さな漂流物が取り込 まれることが想定される。 ✓ そのため、寄せ波時においては扉体に対する寸法の 小さな漂流物の影響を検討する。 ✓ また、引き波時においては、漂流物防護工の防護梁 に対して、山側 (敷地側) からの寸法の小さな漂流 物の影響を検討する。 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 東北地方太平洋沖地震直後の敷地内での調査で確認された 漂流物から木片を想定した (写真 1 及び写真 2)。 ✓ 木片の大きさは、上記実績から直径 5cm とする。 ✓ 木片の長さは、1m 前後のものが大半であるが、出口側集水 ピットに入る寸法を踏まえ、2m (約 4kg) とする。 ✓ 衝突速度は、引き波時に影響を受けることから、引き波時 での流速を適用するが、引き波時の流速は非常に遅くなる。そ のため、屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) 前面での最 大流速 2.81m/s を安全側に 3m/s として用いる。

表 4.3-22 各施設で考慮する寸法の小さな漂流物の荷重算定結果

施設	部位 (部材)	質量 (直径, 長さ)	流速 (衝突速度)	FEMA (2012)	松富 (1999)	有川 (2010)	寸法の小さな漂流物による評価記載箇所 (上段: 添付書類, 下段: 補足説明資料)
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	扉体 (スキンプレート)	3 (kg) (5cm, 145cm)	4.8 (m/s)	24 (kN)	25 (kN)	17 (kN)	VI-3-別添 3-2-5-1-1 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の強度計算書
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	ゴムジョイント (保護部材)	木片又は流木 4 (kg) (5cm, 200cm)	13 (m/s)	75 (kN)	99 (kN)	74 (kN)	VI-3-別添 3-2-1-1 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の強度計算書
		小石 0.1 (kg) (2cm)	13 (m/s)	1 (kN) *			補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.1.2 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の強度計算書に関する補足説明
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤北側)	漂流物防護工 (防護梁) 扉体 (スキンプレート)	4 (kg) (5cm, 200cm)	3 (m/s)	18 (kN)	17 (kN)	13 (kN)	VI-3-別添 3-2-5-1-2 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の強度計算書
							補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.5.1.4 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の強度計算書に関する補足説明

注記*: 「ASCE (2016) *3」の例示は以下のとおりであり, この例示に流速13m/s, 重量0.1kgを考慮すると, $F_i = 36 \times 1.25 \times (13/4) \times (0.1/2270)^{0.5} = 0.98\text{kN}$ となる。

$$F_i = 36 \times I_{TSU} = 36 \times 1.25 = 45\text{kN}$$

F_i : 設計衝突力 (kN)

I_{TSU} : 重要度係数 (1.25)

流速 : 4 (m/s)

重量 : 2270 (kg)

(参考1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）について

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は防潮堤よりも海側の南側に位置している。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の位置を図1に、断面図を図2に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）については、防潮堤よりも海側に位置しているが、地中（岩盤内）の集水ピット内に設置されることから、図3のとおり漂流物が衝突しにくい構造となっており、漂流物は入力津波水位（O.P. +24.4m）と同時に衝突することはない。

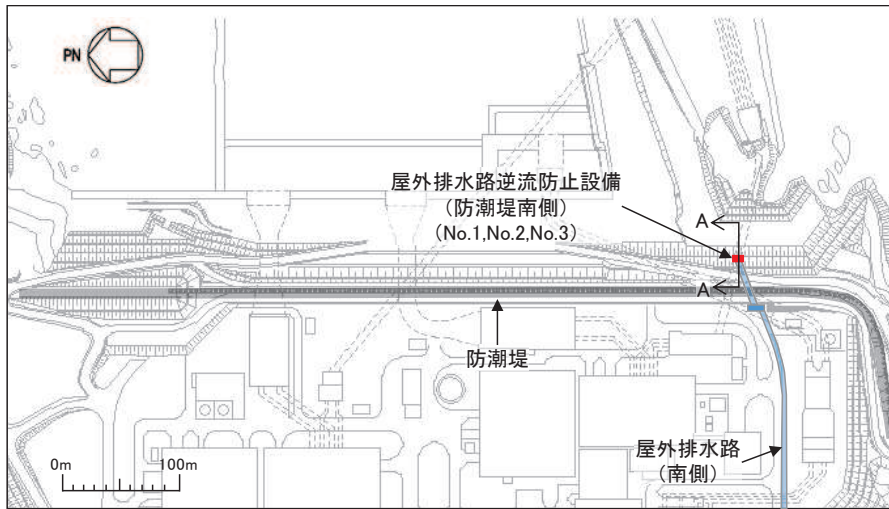


図1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の位置図

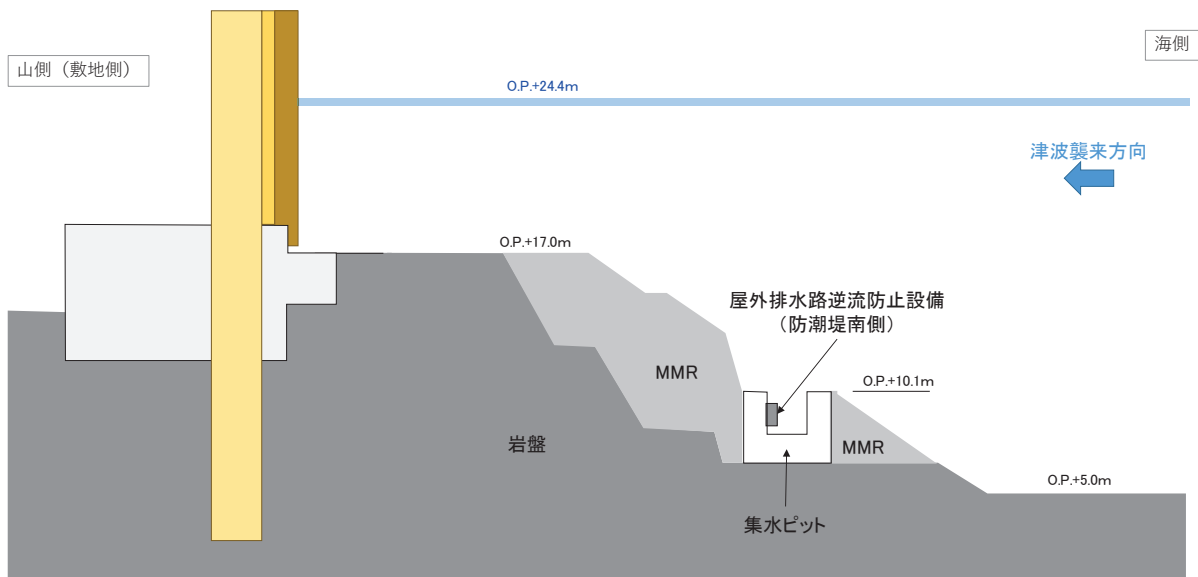


図2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面図（A-A断面）

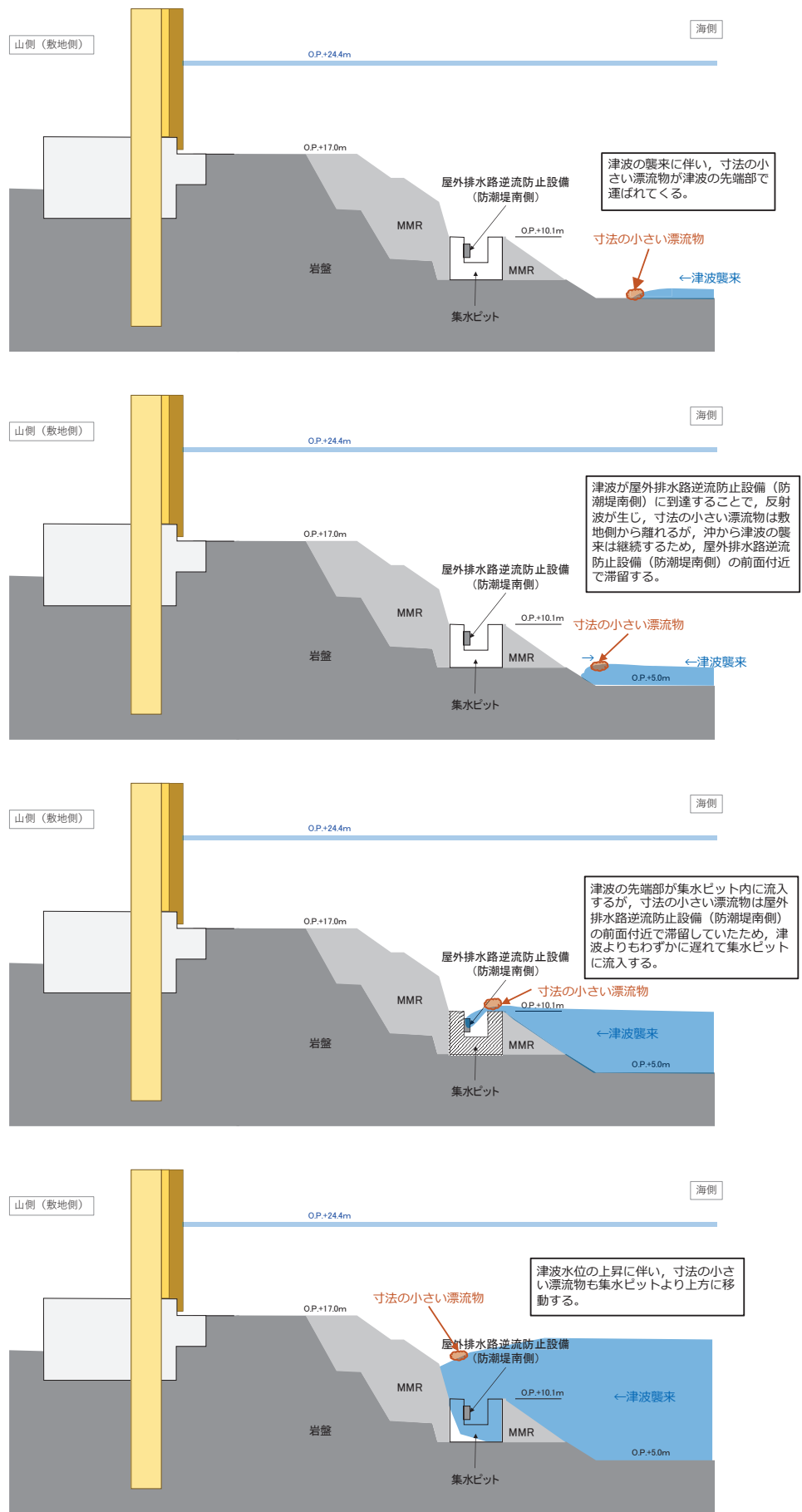


図3 寸法の小さい漂流物の衝突の可能性

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に漂流物は衝突しないと考えられるものの、「4.3.8 寸法の小さな漂流物による衝突荷重について」のとおり、寸法の小さな漂流物が集水ピットに流入する可能性があることから、念のため寸法の小さな漂流物が衝突する場合の検討を行った。

寸法の小さい漂流物については、東北地方太平洋沖地震直後の敷地内での調査で確認された漂流物（「4.2.2①発電所敷地内における東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物の特徴及び実績の把握」参照）から木片を想定した（写真1及び写真2）。木片の大きさについては、5cm角以下の角柱が多く到達していること及び集水ピット上面の開口部の形状（図4）を踏まえ、直径5cm、長さ145cm（約3kg）とした。また、図4に示すとおり集水ピット頂部から屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に衝突するための速度 v_0 は 2.4～4.8(m/s)であることから、衝突速度は4.8(m/s)とした。

衝突荷重の算定に用いた式は「4.3.4②漂流物による衝突荷重算定式の適用について」を踏まえ、「FEMA（2012）」、松富（1999）及び有川ほか（2010）を用いた。

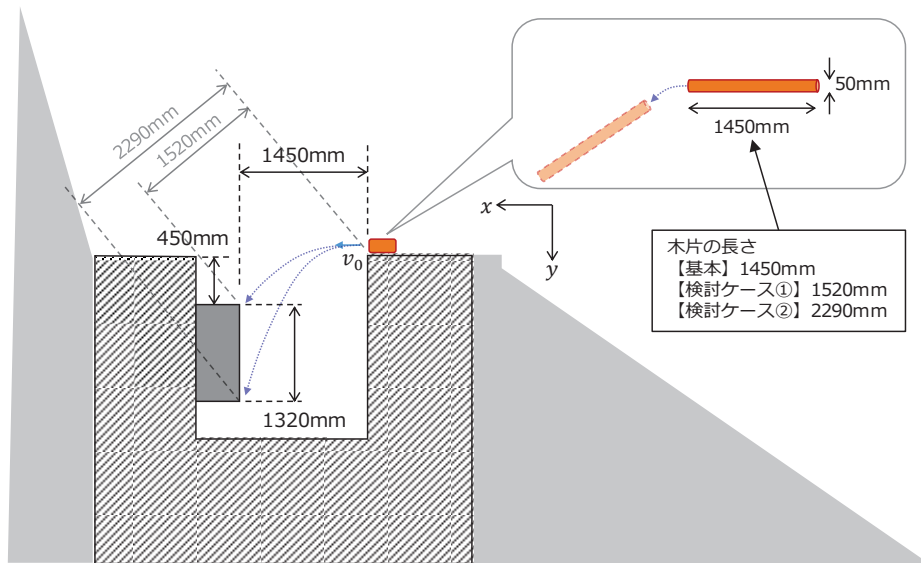
衝突荷重の結果は表1のとおりである。



写真1 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物
(写真 4.2-1(7)再掲)



写真2 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物
(写真 4.2-1(7)再掲)



屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）
の上部に衝突する場合の速度

$$v_0 = \sqrt{\frac{gx^2}{2y}} = \sqrt{\frac{9.80665 \times 1.45^2}{2 \times 0.45}} = 4.79(m/s)$$

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）
の下部に衝突する場合の速度

$$v_0 = \sqrt{\frac{gx^2}{2y}} = \sqrt{\frac{9.80665 \times 1.45^2}{2 \times 1.77}} = 2.41(m/s)$$

図4 衝突速度の検討

表1 寸法の小さい漂流物による衝突荷重の算定

種類	質量 (kg)	適用式	衝突 速度 (m/s)	衝突荷重 (kN)	【参考】 重畳時に屋外排水路逆流 防止設備（防潮堤南側） 全体に作用する荷重(kN)
木片	3 ^{*1} (4.5) ^{*2}	FEMA (2012)	4.8 (2.5) ^{*2}	24 (16) ^{*2}	540 ^{*3}
		松富 (1999)	4.8 (2.5) ^{*2}	25 (15) ^{*2}	
		有川 (2010)	4.8 (2.5) ^{*2}	17 (10) ^{*2}	

注記*1：直径5cm，長さ145cmの木片に，浮遊する限界の単位体積重量1g/cm³を用いた場合，約2.85kgであり，図4のケース①（木片長さ152cm）とした場合でも約2.99kgであるため，3kgと設定した。

*2：図4のケース②（木片長さ229cm）とした場合では約4.50kgで，衝突速度は2.5m/s。

*3：重畳時（津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時）に作用する荷重310kN/m²に扉体面積（1.7424m²）を乗じて算出（荷重及び扉体面積は「6.5.1.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度計算書に関する補足説明」の「5.6 計算条件」を参照）。

(参考2)「直近海域(北西部)」の流向・流速について

「直近海域(北西部)」の流向・流速について、水粒子の動きを把握する方向として有効な軌跡解析を実施し、その特徴を確認した。解析時間は、第一波での到達する可能性の検討であることを踏まえ、地震発生から70分とした。

解析結果を図1及び図2に示す。

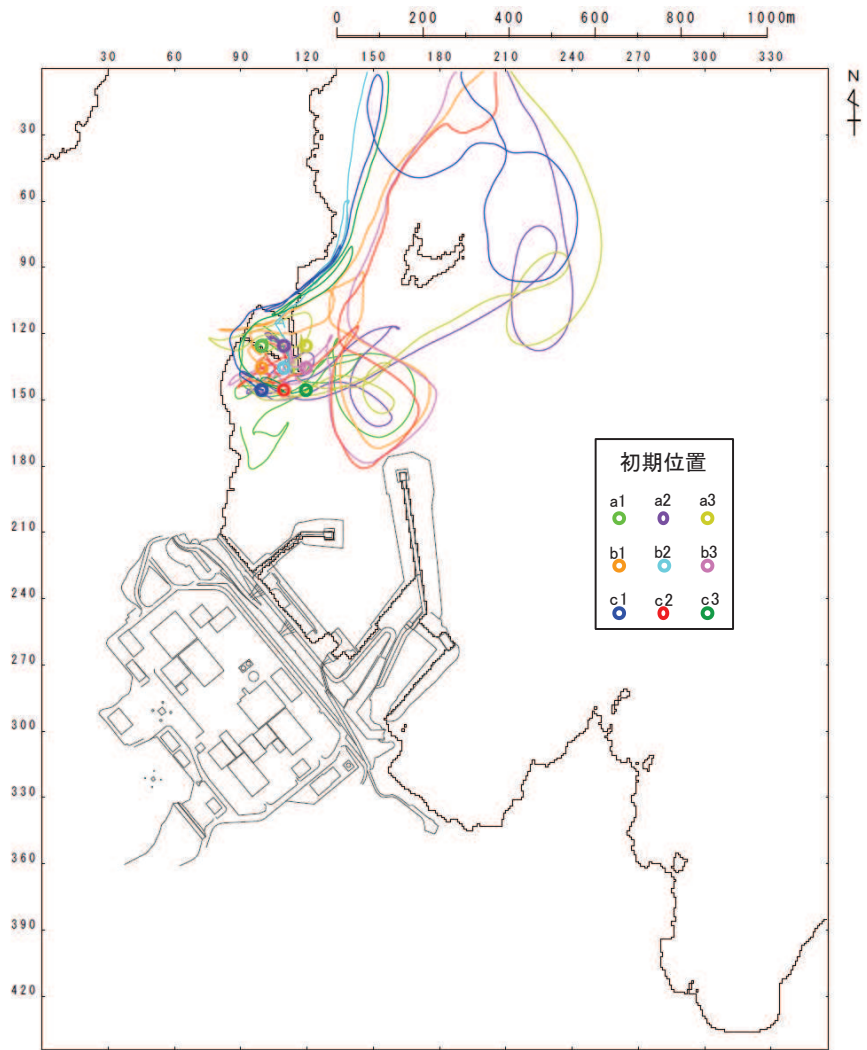
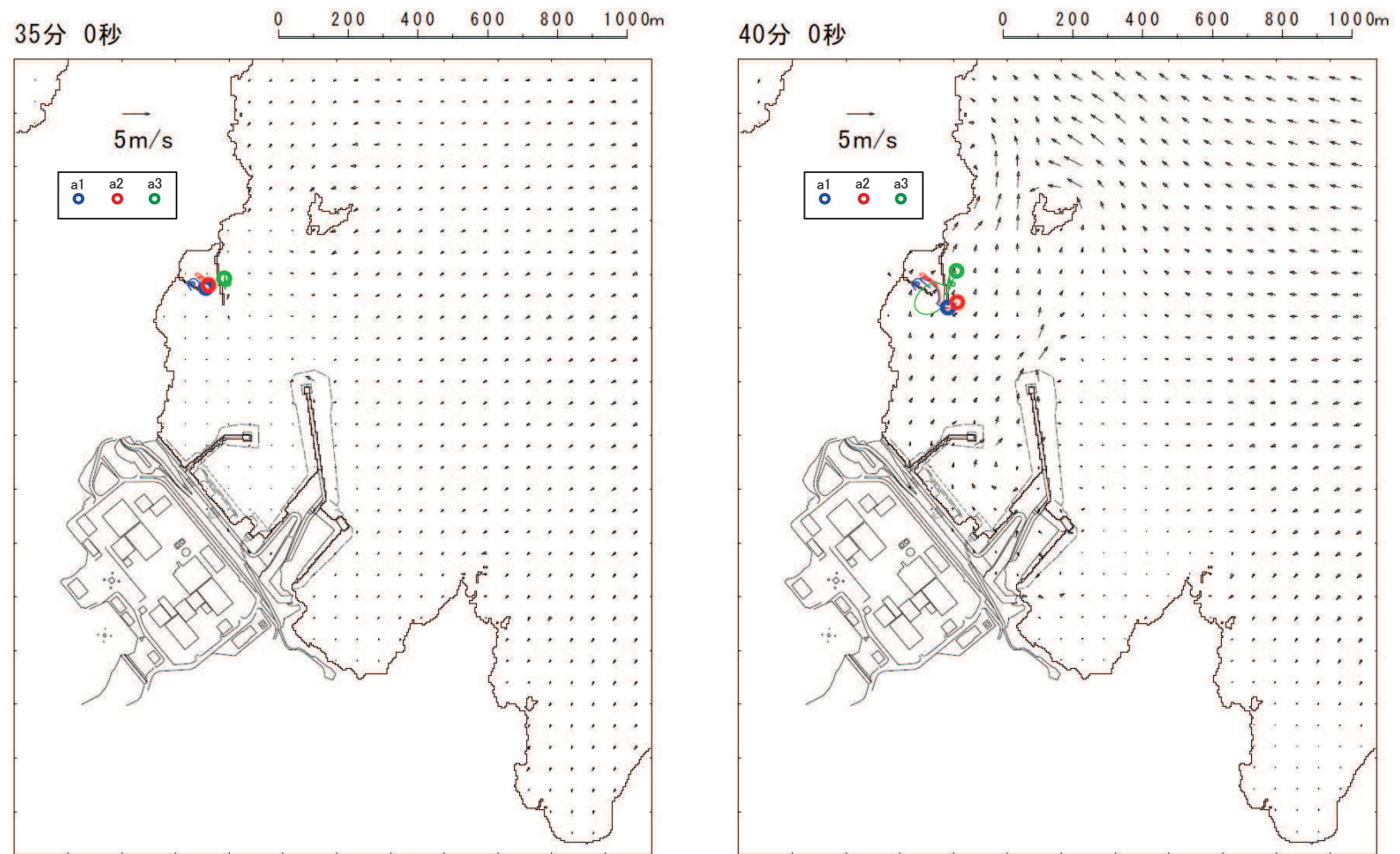


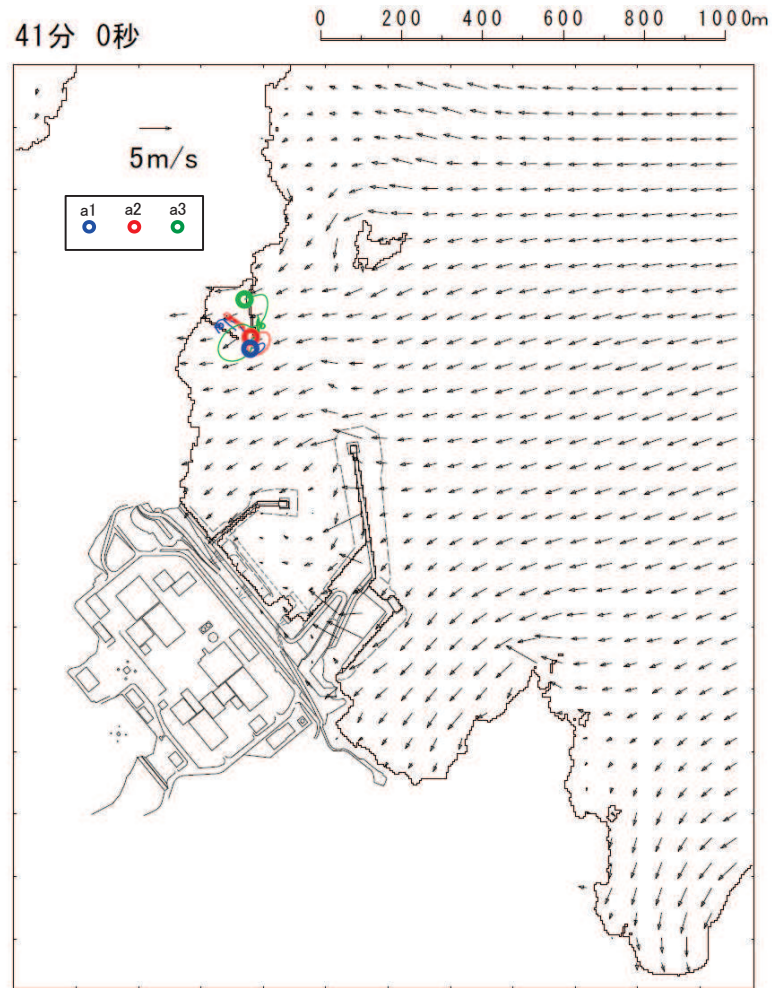
図1 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果（地震発生から70分後まで）



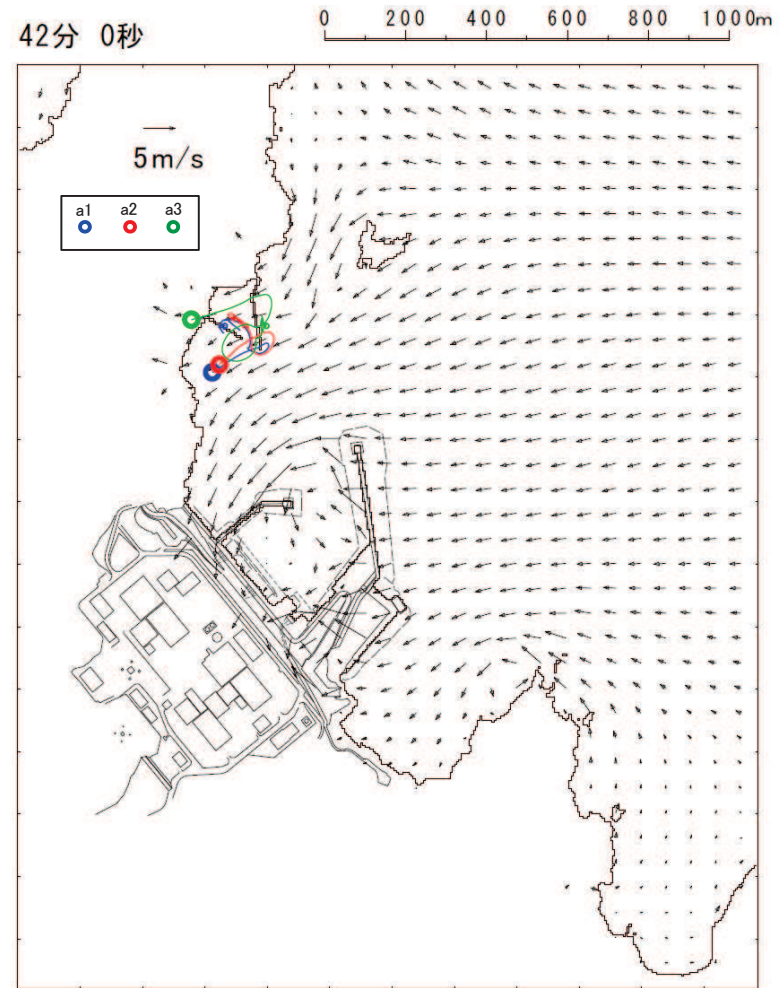
【a1, a2, a3】津波第一波来襲前であり，ほとんど移動しない。

【a1, a2, a3】ほとんど移動しない。

図 2 (1) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (35 分後及び 40 分後)

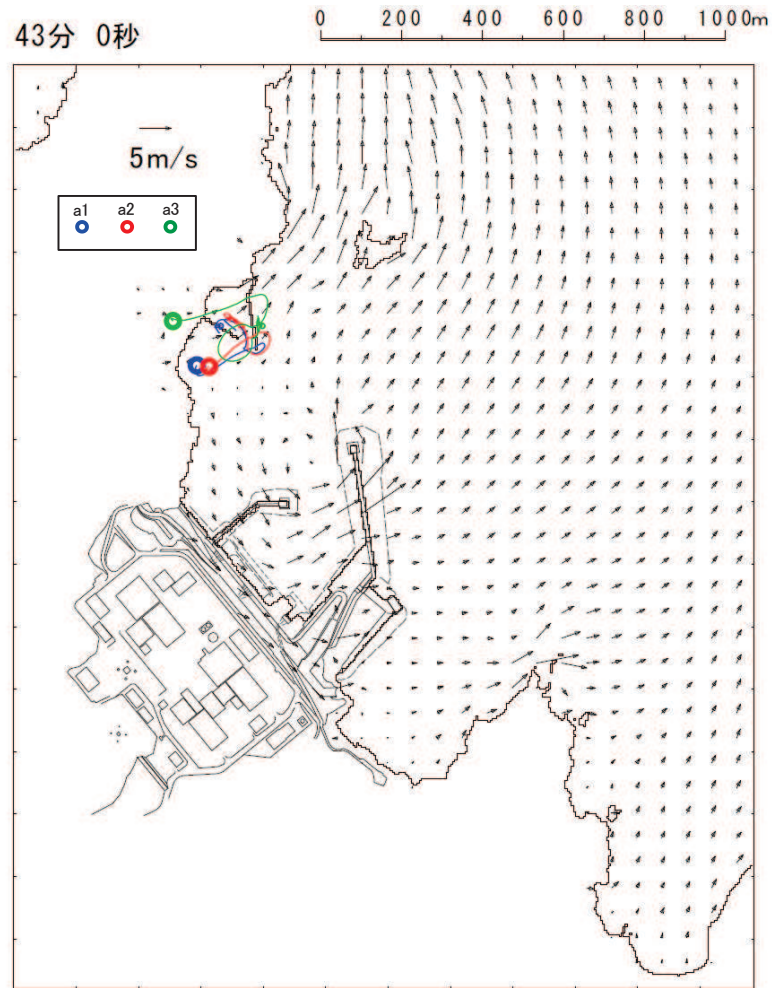


【a1, a2, a3】ほとんど移動しない

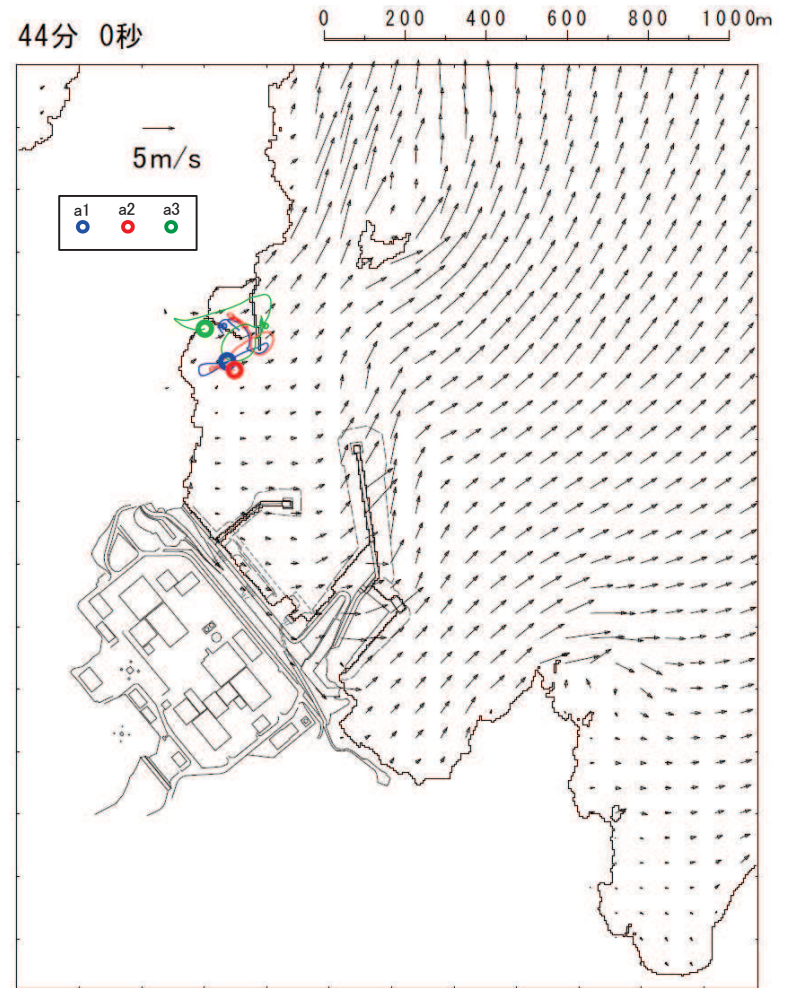


【a1, a2, a3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直前）であり、小屋取漁港近傍で南西方向に移動する。

図 2 (2) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（41 分後及び 42 分後）

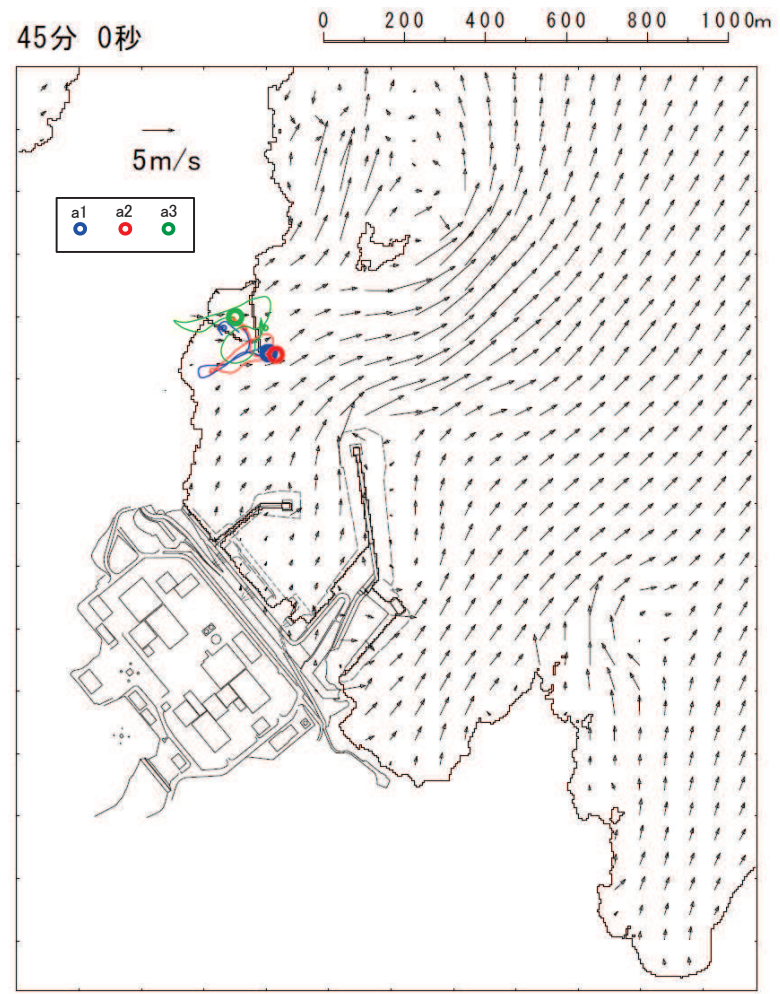


【a1, a2, a3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直後）であり、引き波の影響を受け、北東方向へ移動し始める。

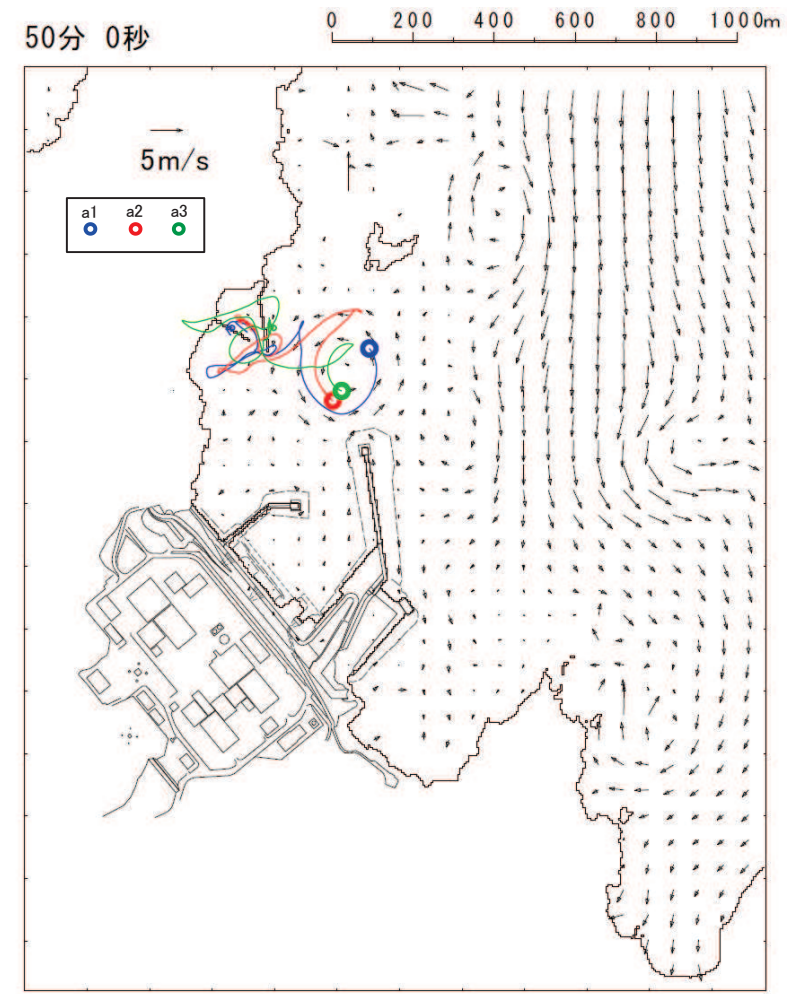


【a1, a2, a3】津波第一波の引き波の影響を受けるが、小屋取漁港近傍でわずかに移動するのみである。

図 2 (3) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（43 分後及び 44 分後）

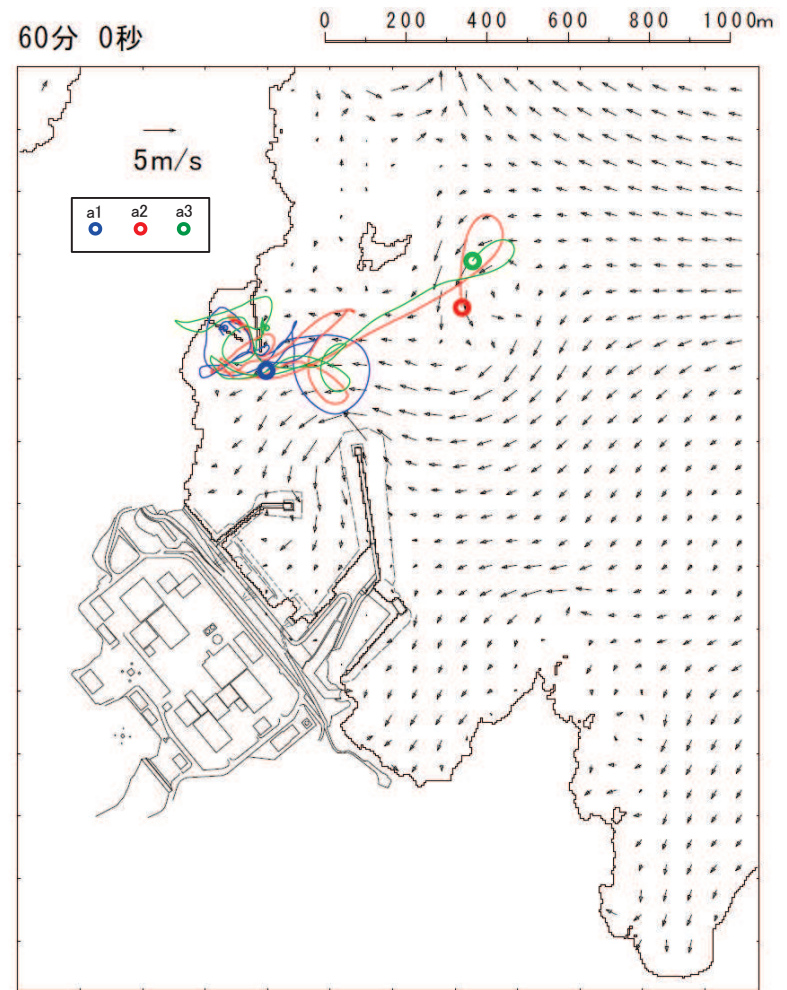
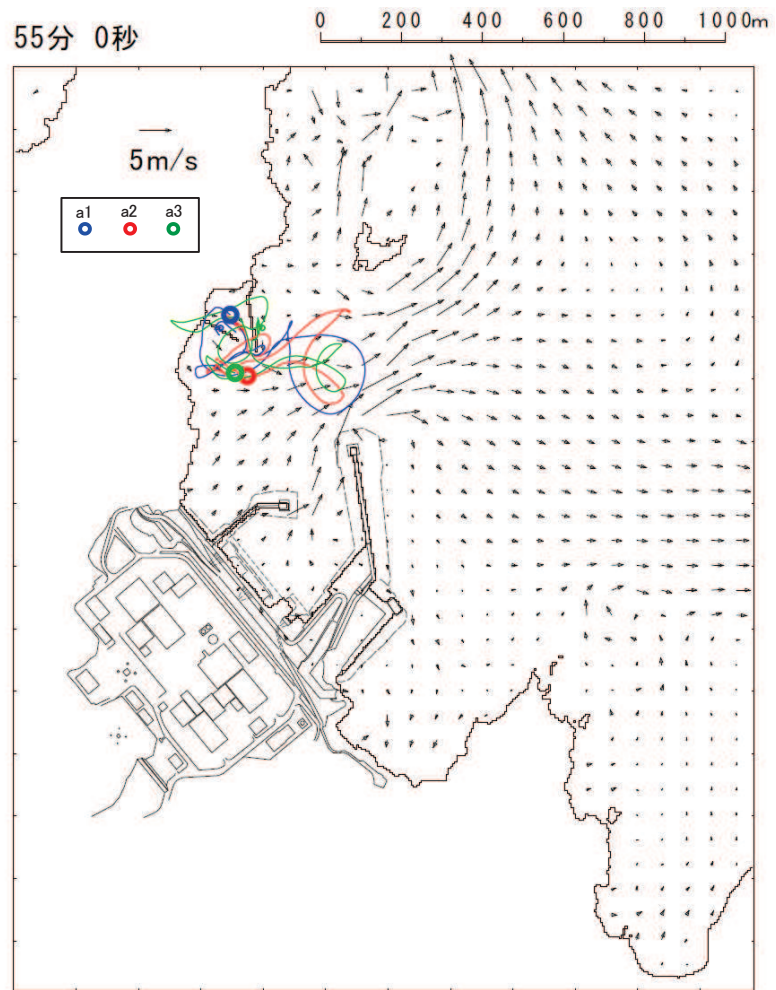


【a1, a2, a3】引き波の影響を受け、小屋取漁港近傍でわずかに移動する。



【a1, a2, a3】津波第二波以降の影響により発電所の東防波堤堤頭部付近を移動する。

図 2 (4) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (45 分後及び 50 分後)

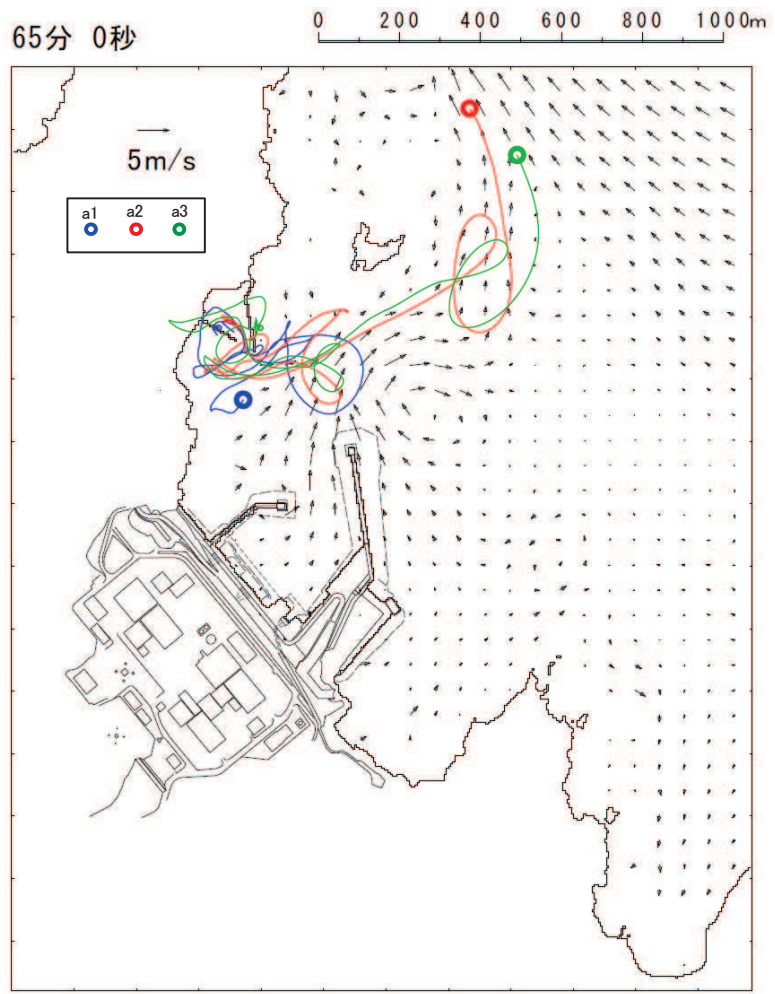


【a1, a2, a3】津波第二波以降の影響により，小屋取漁港へ移動する。

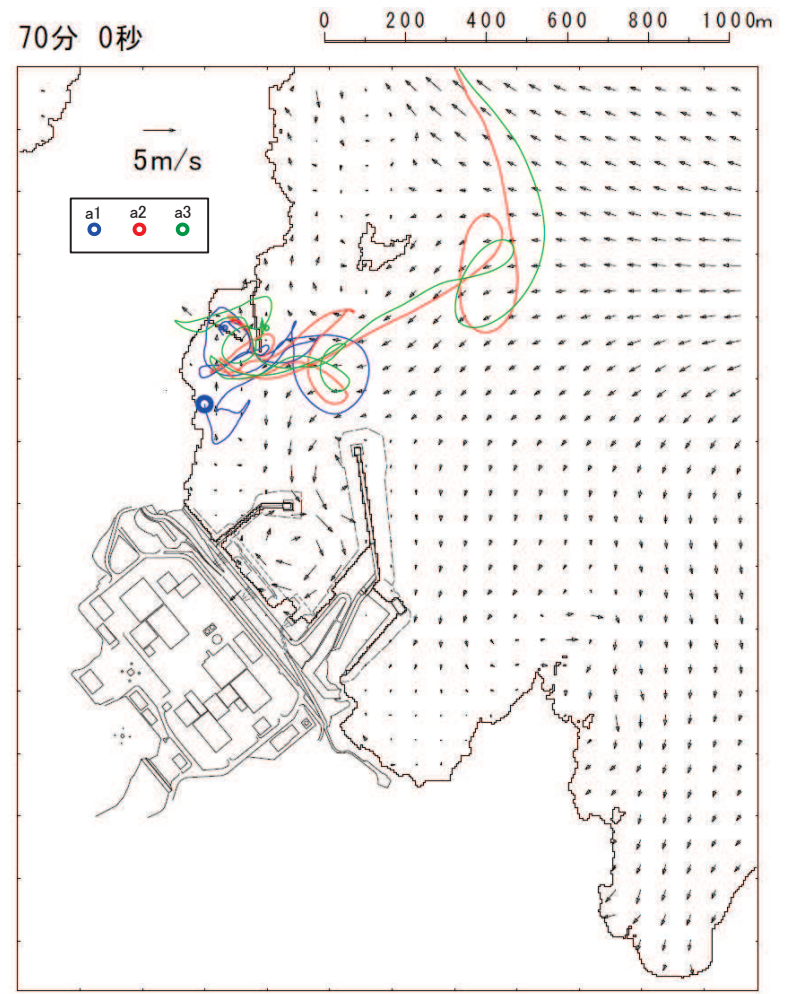
【a1】津波第二波以降の影響を受け，小屋取漁港近傍でわずかに移動する。

【a2, a3】津波第二波以降の影響を受け，大きく沖側へ移動する。

図 2 (5) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (55 分後及び 60 分後)

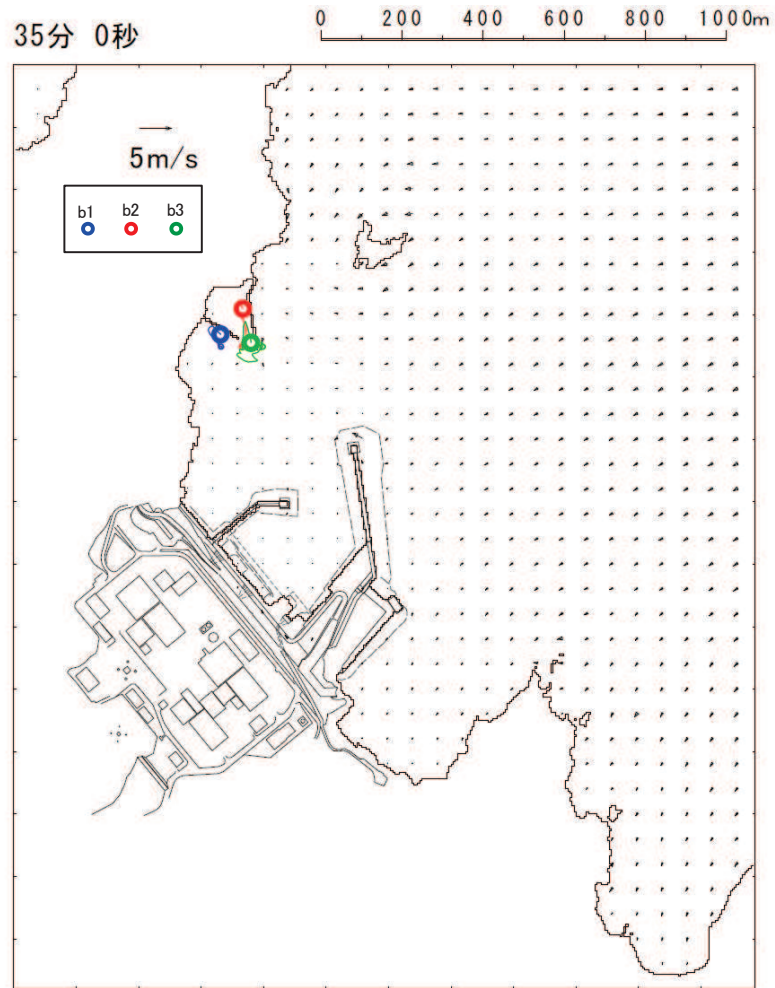


【a1】津波第二波以降の影響を受け、小屋取漁港近傍でわずかに移動する。
【a2, a3】津波第二波以降の影響を受け、大きく沖側へ移動する。

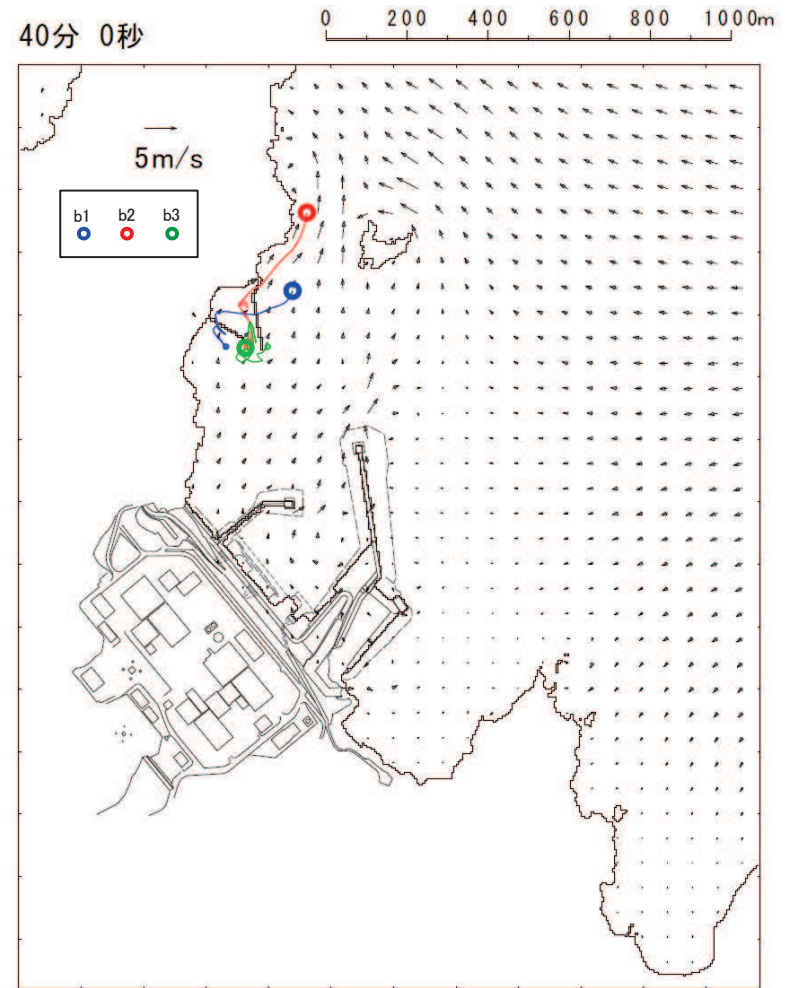


【a1】津波第二波以降の影響を受け、小屋取漁港近傍でわずかに移動する。
【a2, a3】表示外に移動し、敷地側には移動してこない。

図 2 (6) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (65 分後及び 70 分後)



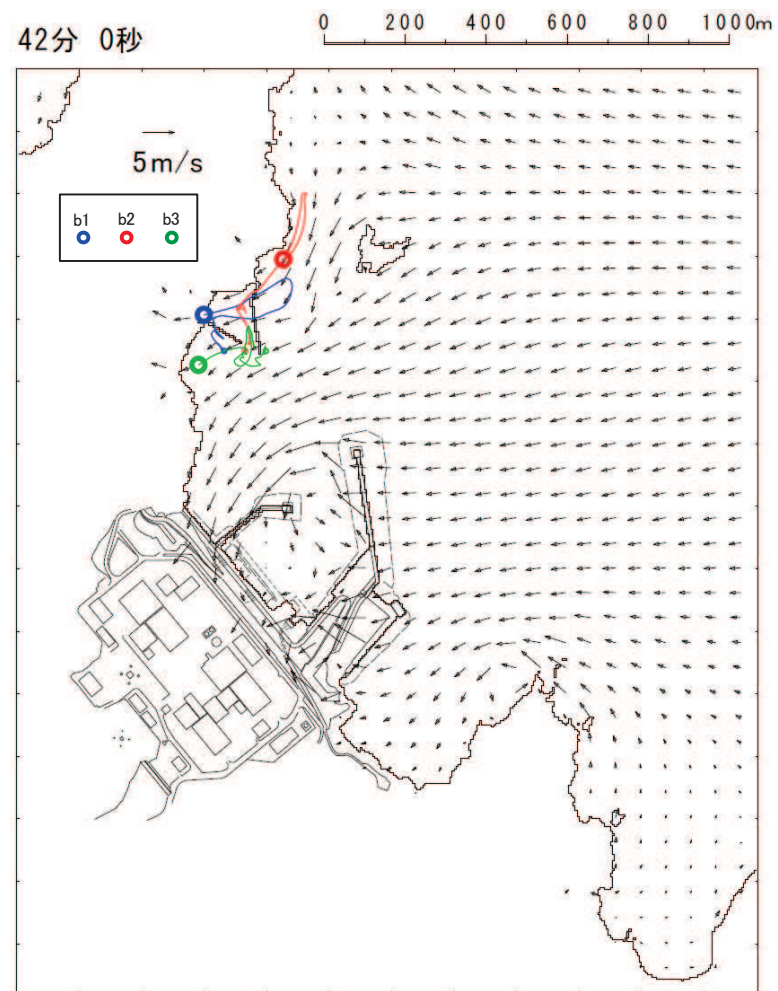
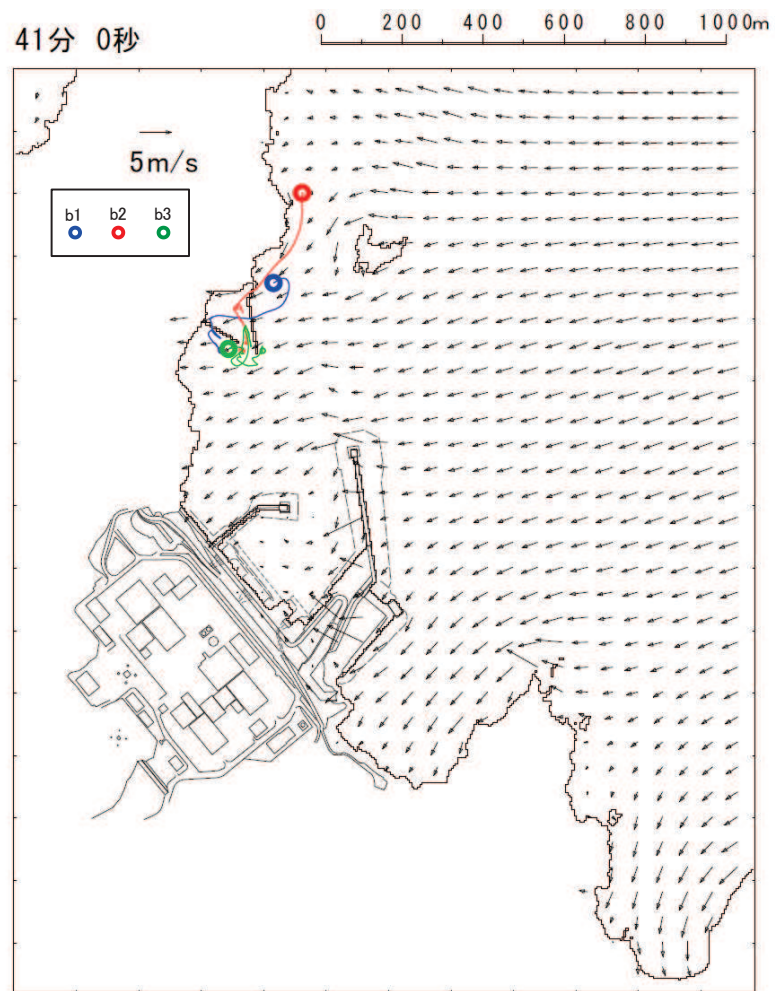
【b1, b2, b3】津波第一波来襲前であり，ほとんど移動しない。



【b1, b2】津波第一波の二段型波形の一時的な引き波で北東側に移動する。

【b3】ほとんど移動しない。

図 2 (7) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (35 分後及び 40 分後)



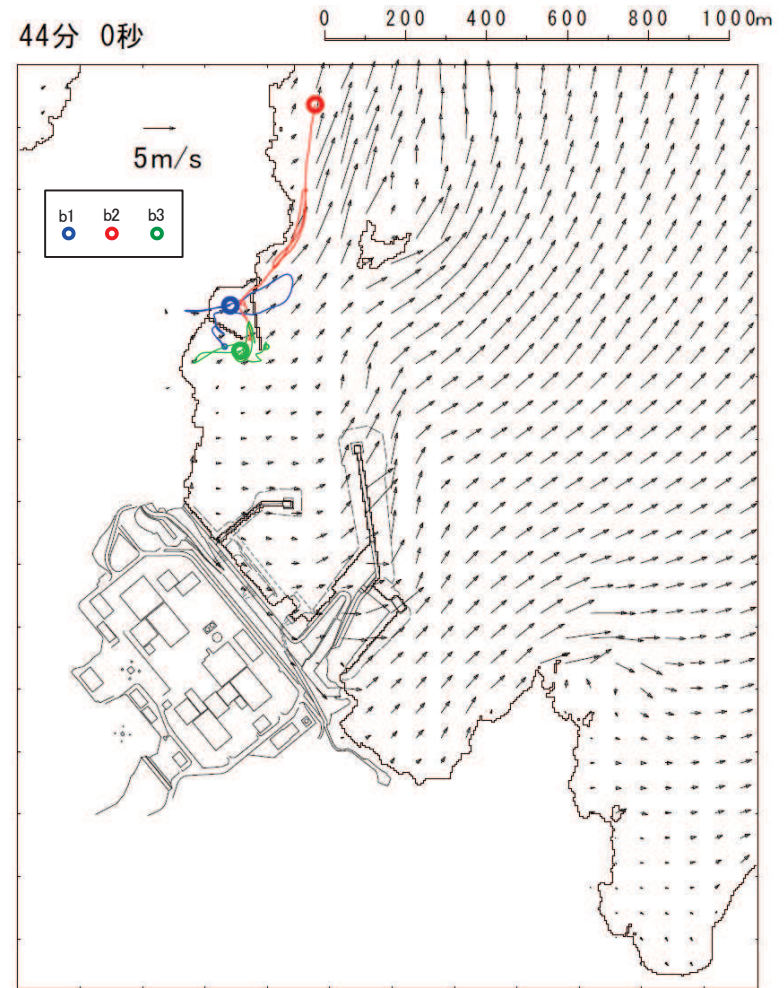
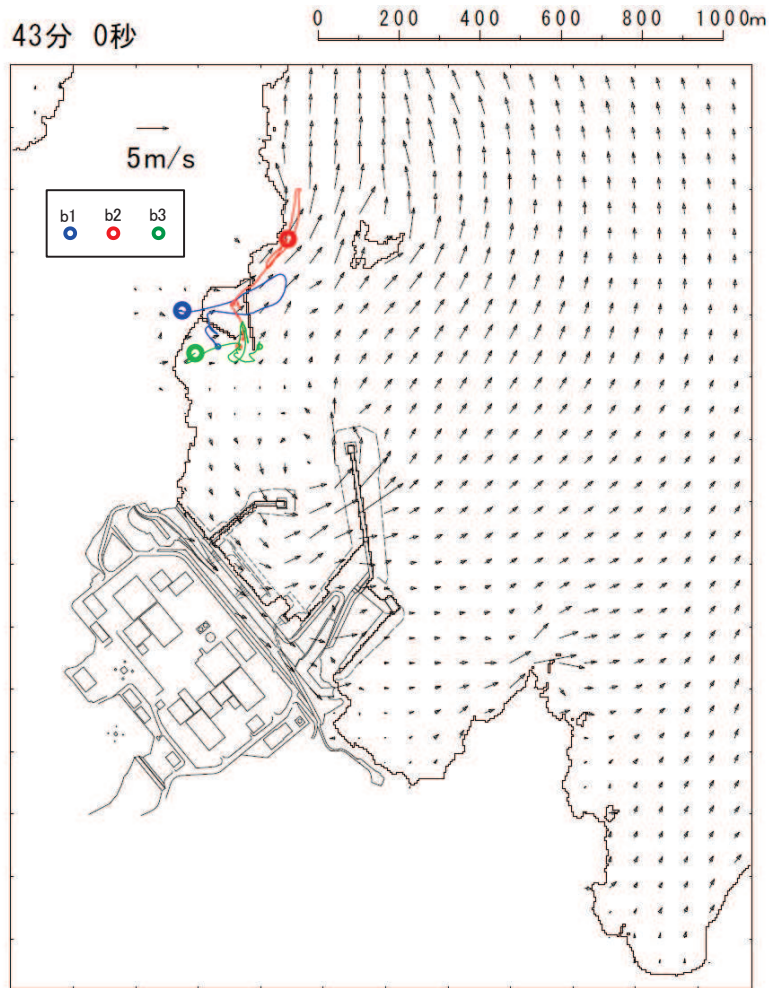
【b1, b2】津波第一波の二段型波形の寄せ波により南西方向に移動し始める。

【b1, b2, b3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直前）であり、

【b3】ほとんど移動しない。

小屋取漁港近傍で南西方向に移動する。

図 2 (8) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（41 分後及び 42 分後）



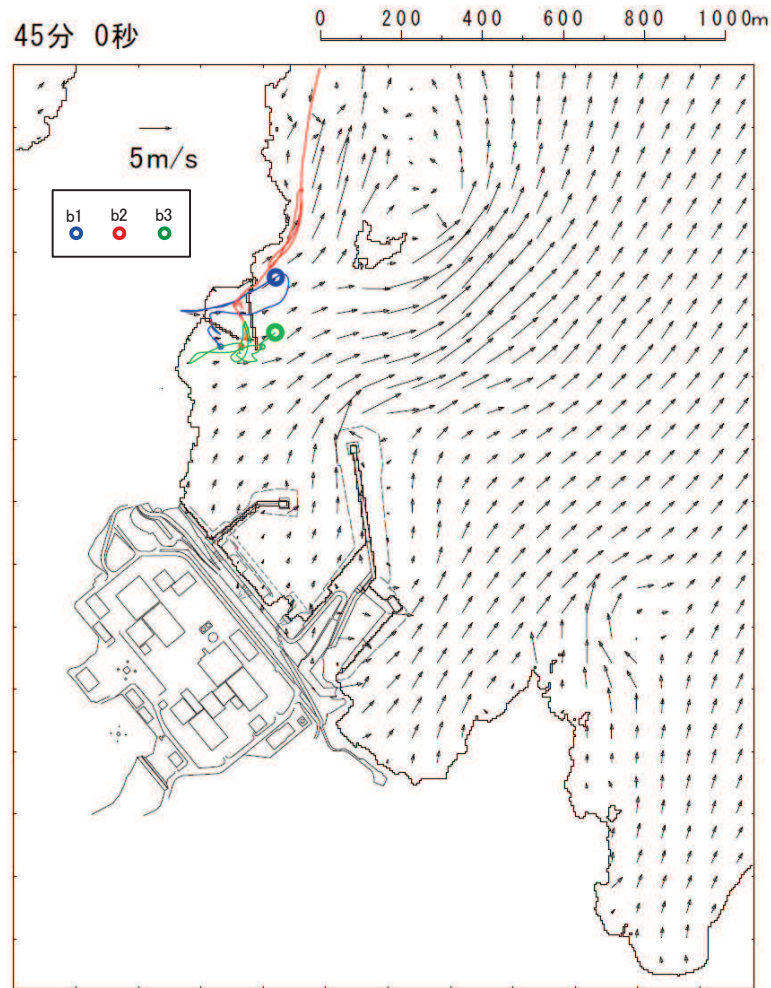
【b1】津波第一波のピーク（最大水位時刻直後）であり、引き波の影響を受け、北東方向へ移動し始める。

【b2, b3】ほとんど移動しない。

【b1】津波第一波の引き波により大きく敷地から離れる方向に移動する。

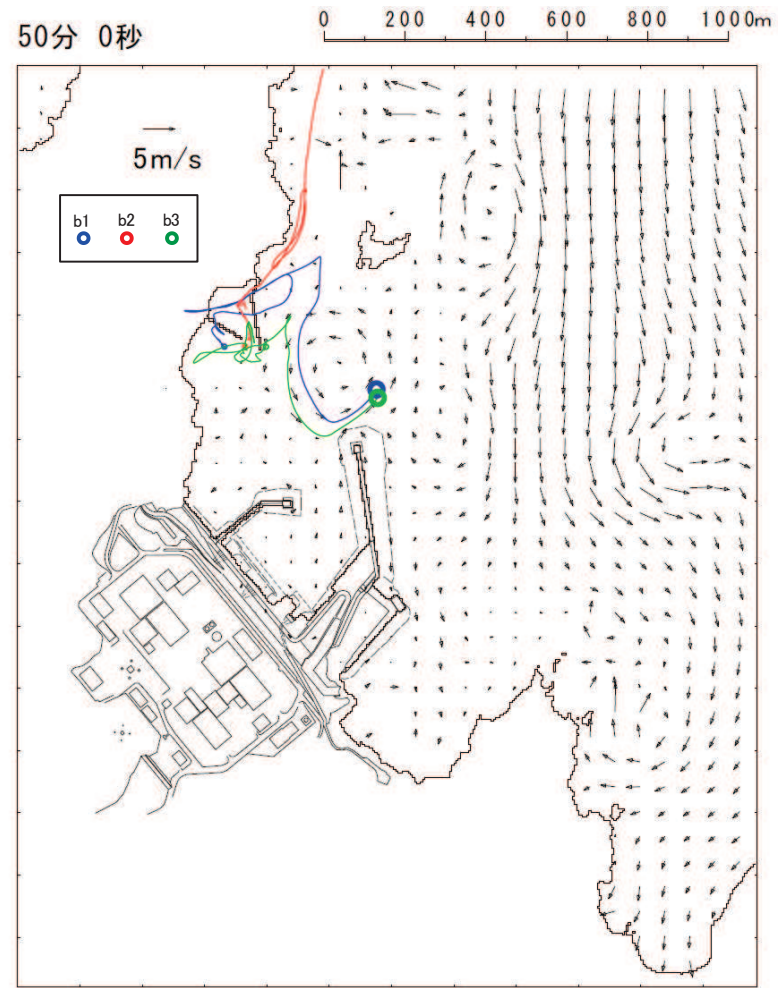
【b2, b3】小屋取漁港近傍でわずかに移動する。

図 2 (9) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（43 分後及び 44 分後）



【b1】表示外に移動し、敷地側には移動してこない。

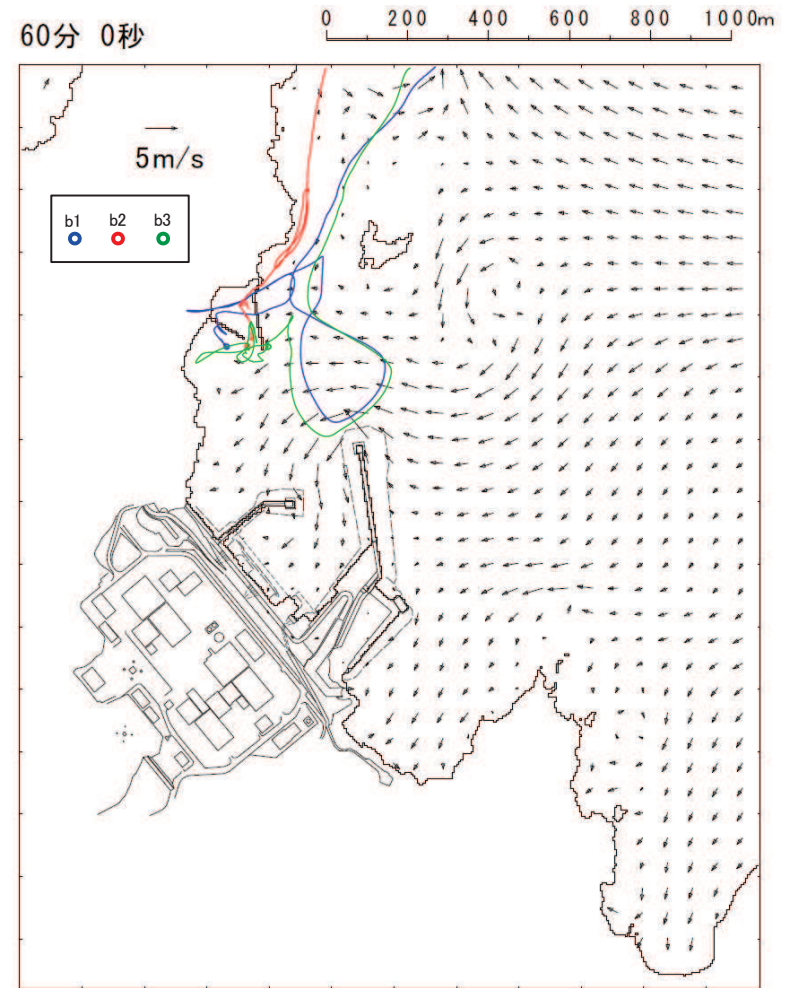
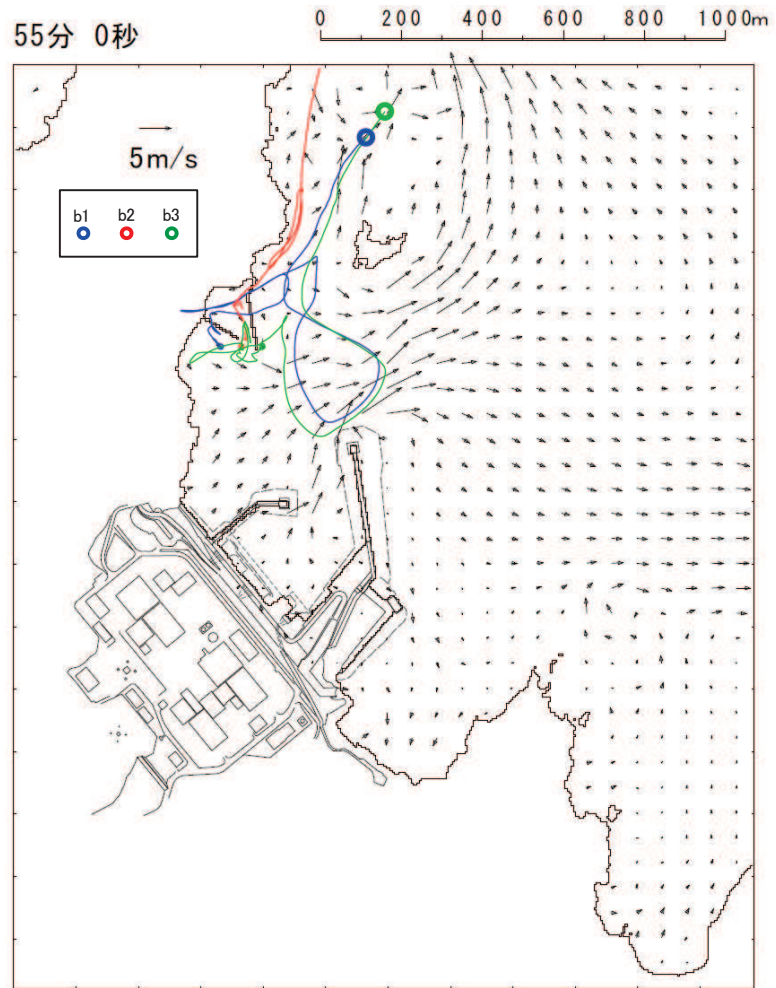
【b2, b3】引き波により北東方向へ移動する。



【b1】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。

【b2, b3】津波第二波以降の影響により発電所の東防波堤堤頭部付近を移動する。

図 2 (10) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (45 分後及び 50 分後)

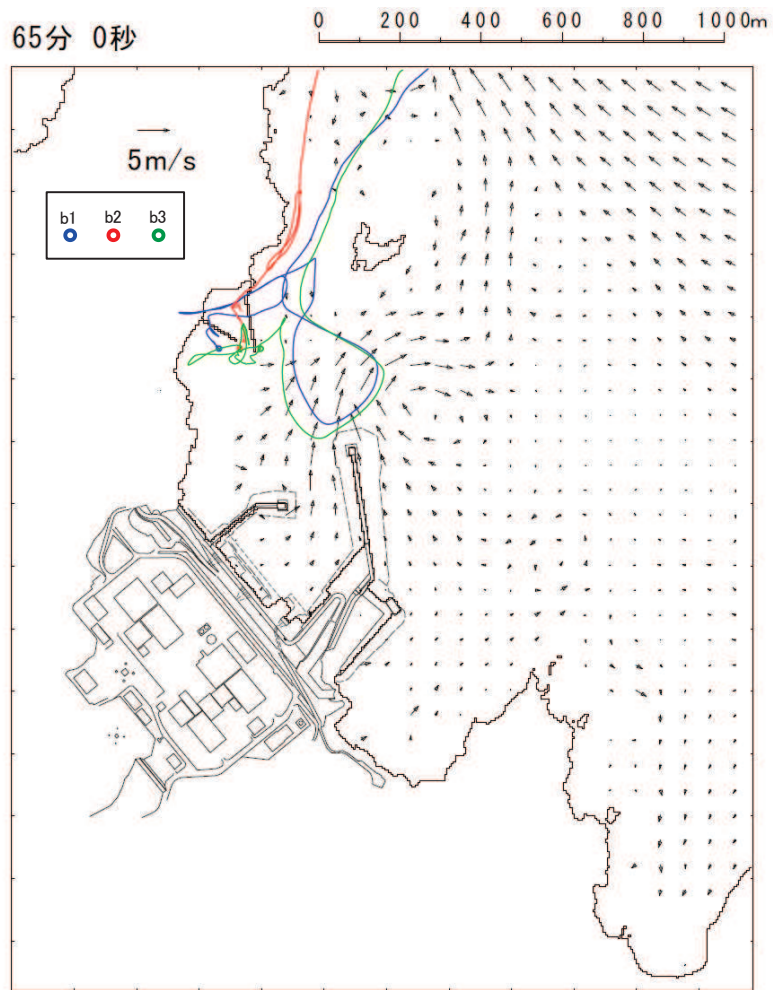


【b1】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

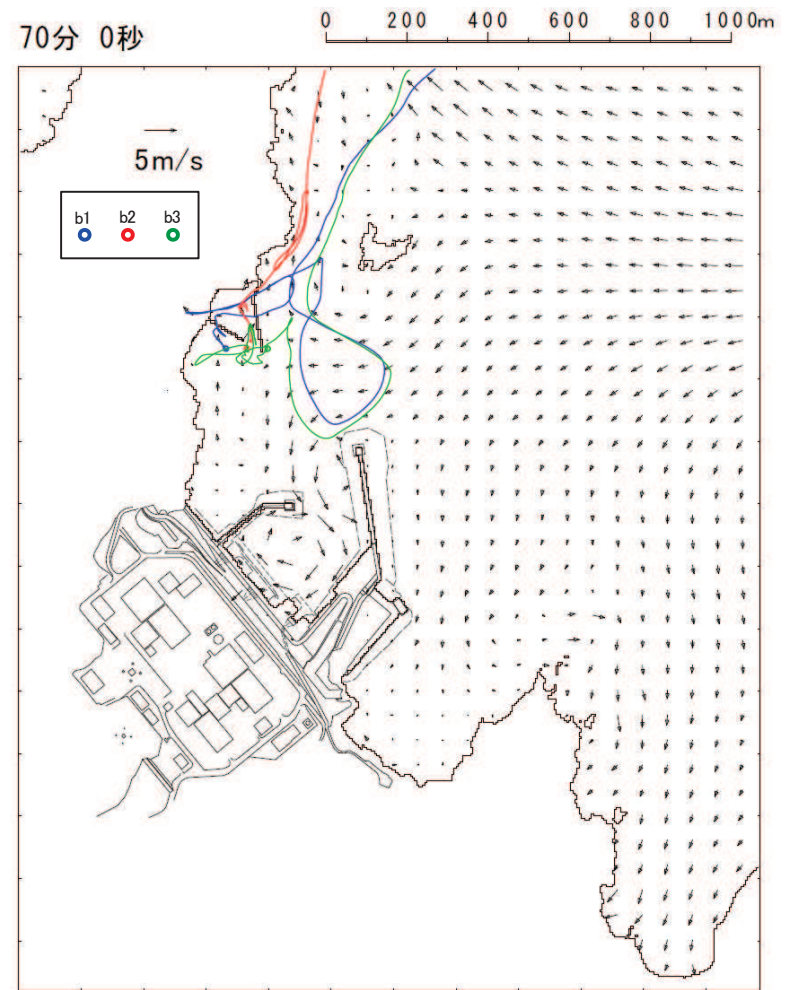
【b1, b2, b3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

【b2, b3】津波第二波以降の影響により敷地から離れる方向に移動する。

図 2 (11) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (55 分後及び 60 分後)

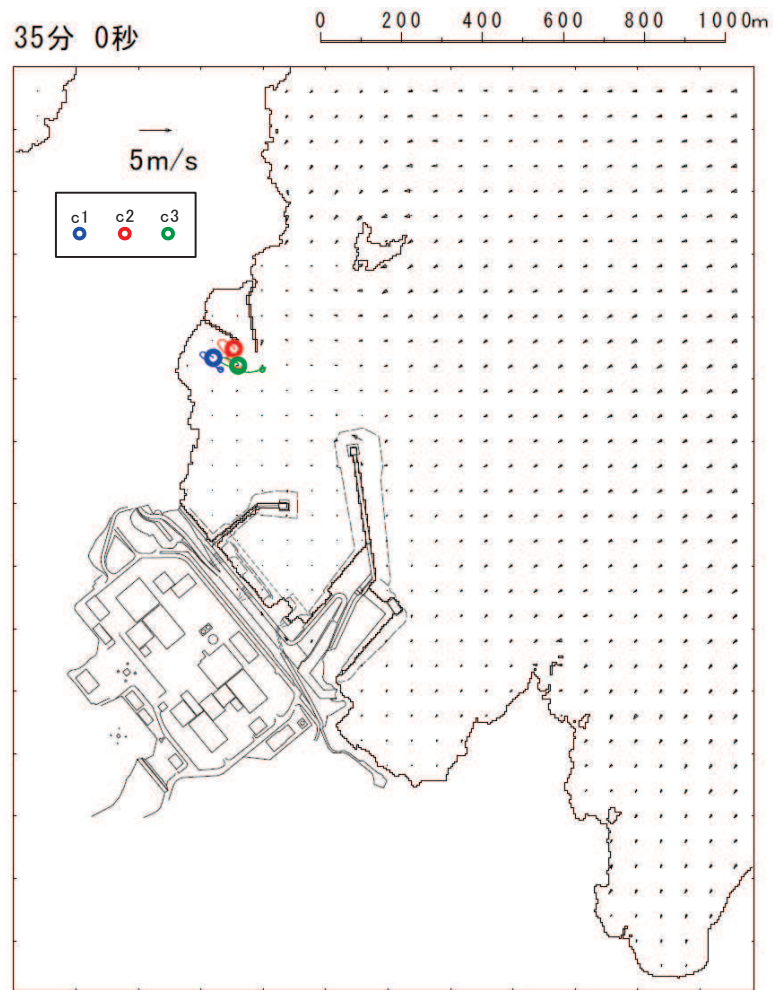


【b1, b2, b3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

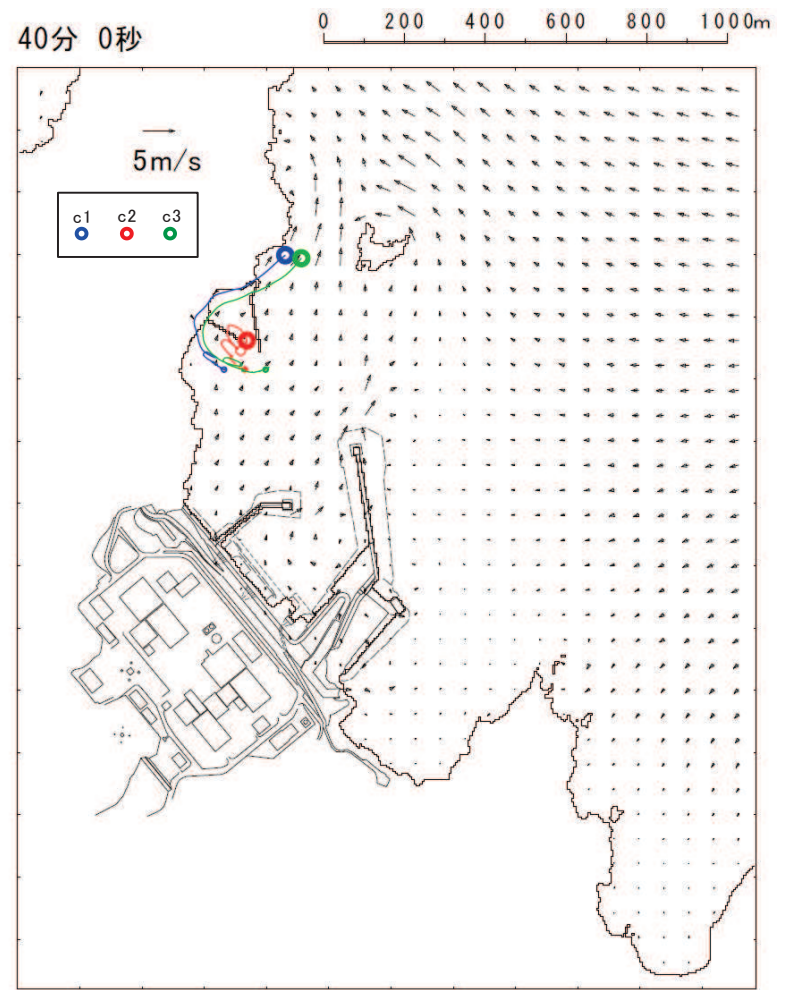


【b1, b2, b3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

図 2 (12) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (65 分後及び 70 分後)



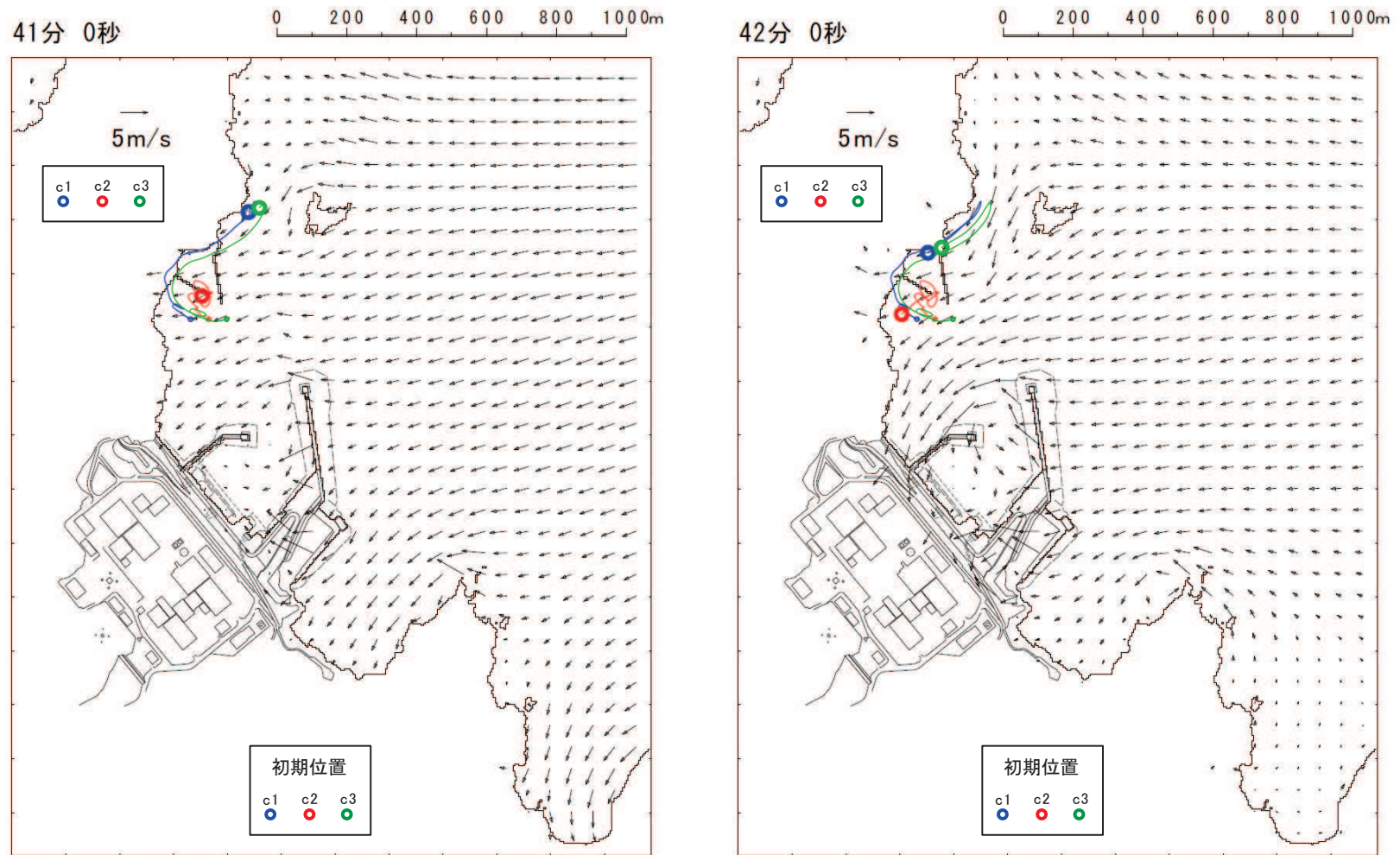
【c1, c2, c3】津波第一波来襲前であり，ほとんど移動しない。



【c1, c3】津波第一波の二段型波形の一時的な引き波で北東側に移動する。

【c2】ほとんど移動しない。

図 2 (13) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (35 分後及び 40 分後)

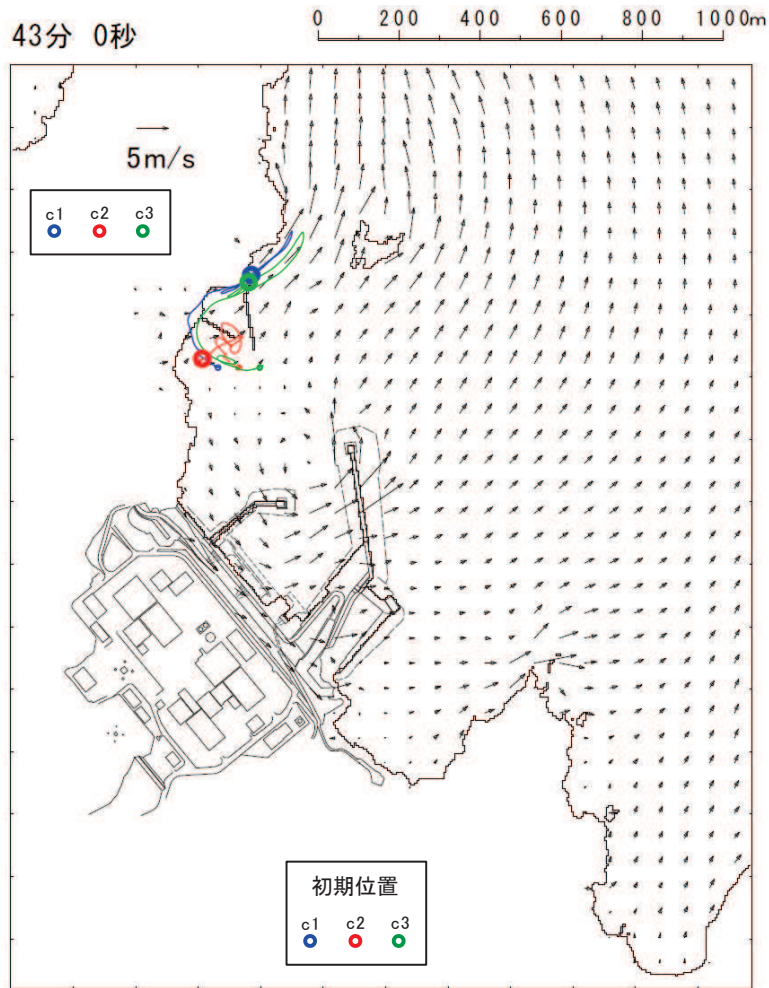


【c1, c3】津波第一波の二段型波形の寄せ波により南西方向に移動し始める。

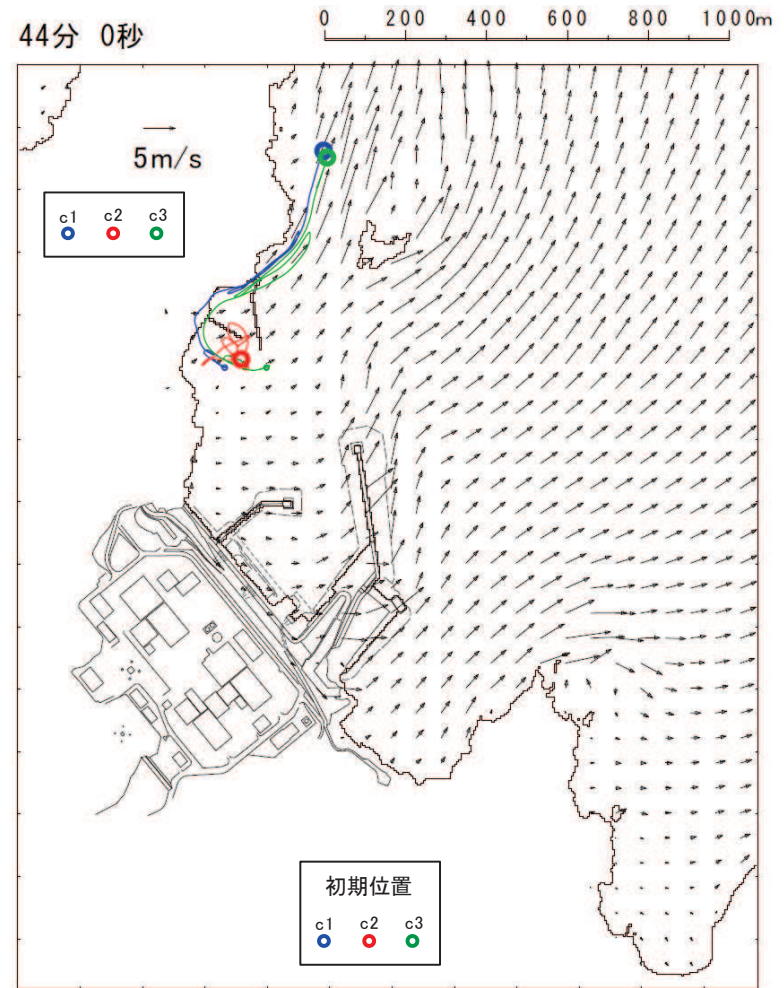
【c2】ほとんど移動しない。

【c1, c2, c3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直前）であり、小屋取漁港近傍で南西方向に移動する。

図 2 (14) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（41 分後及び 42 分後）

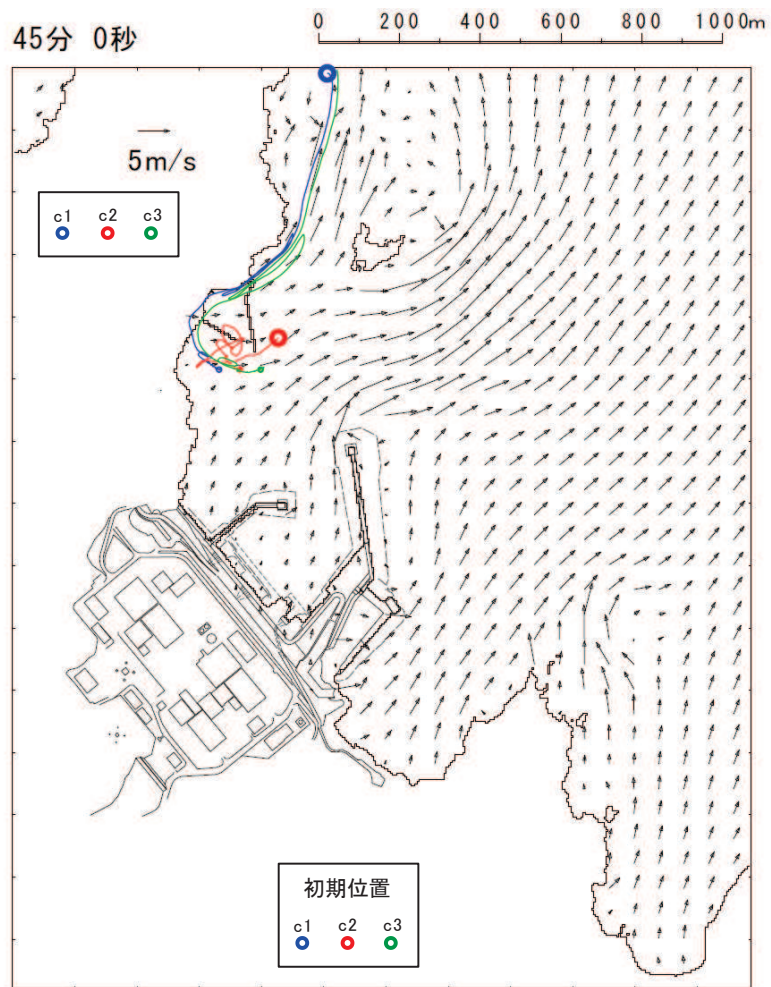


【c1, c3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直後）であり、小屋取漁港近傍でわずかに移動する。
【c2】ほとんど移動しない。

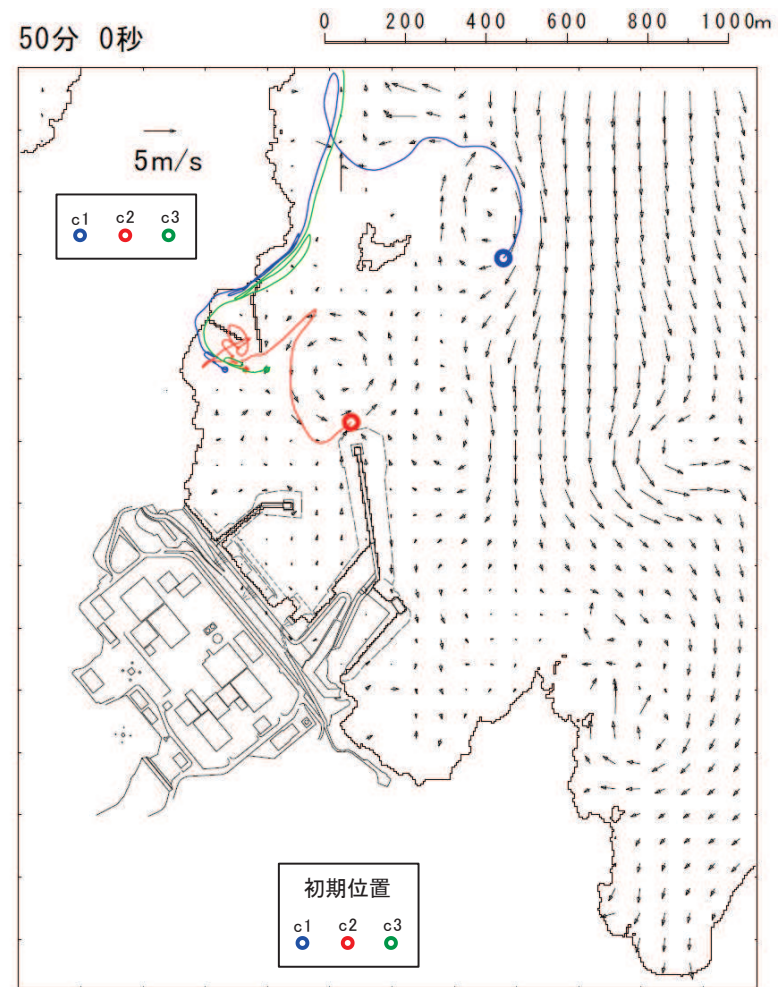


【c1, c3】津波第一波の引き波により大きく敷地から離れる方向に移動する。
【c2】ほとんど移動しない。

図 2 (15) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（43 分後及び 44 分後）

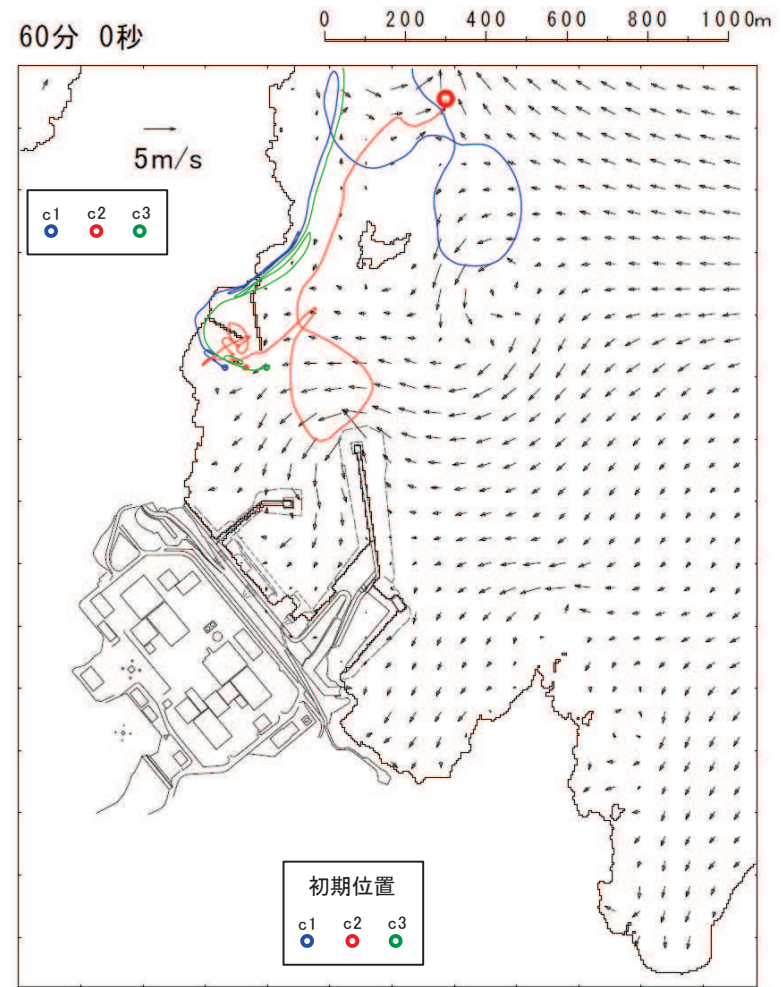
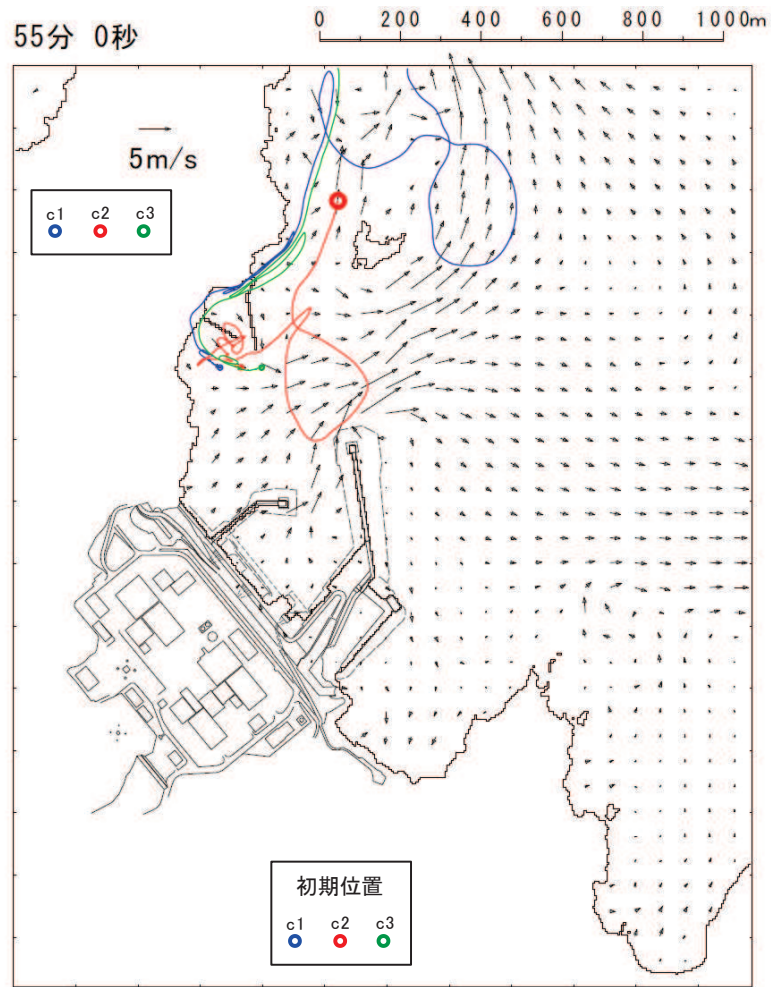


- 【c1】引き波により更に敷地から離れる方向に移動する。
- 【c2】小屋取漁港近傍でわずかに移動する。
- 【c3】引き波により表示外へ移動する。



- 【c1】津波第二波以降の影響により沖側で移動する。
- 【c2】津波第二波以降の影響により発電所の東防波堤堤頭部付近を移動する。
- 【c3】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。

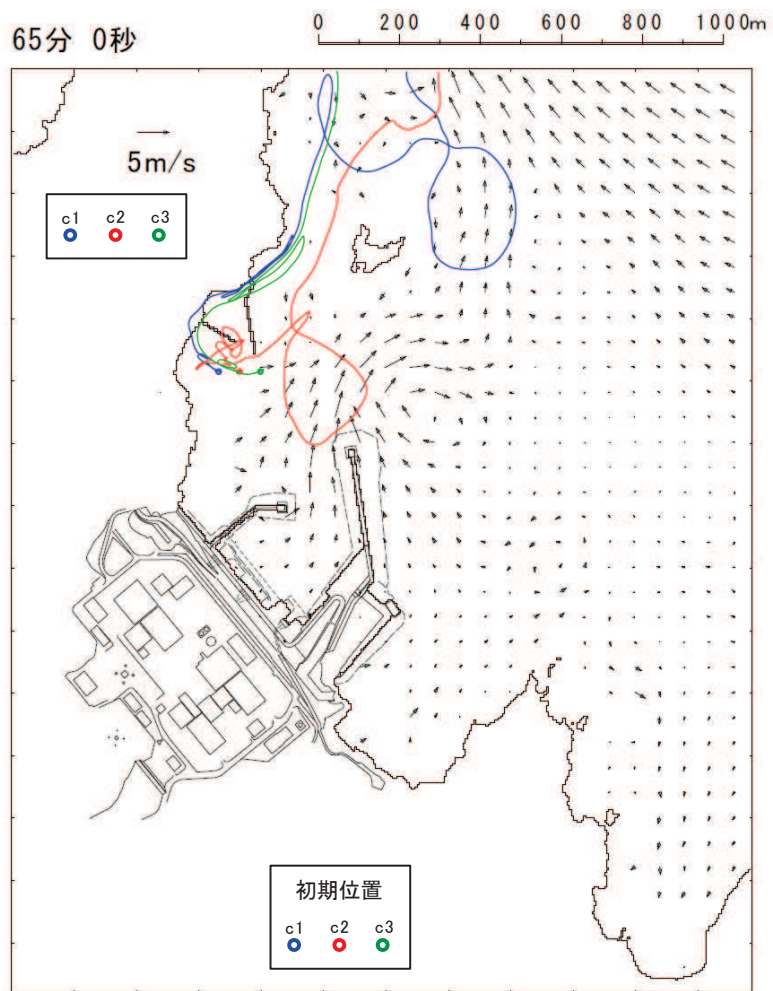
図 2 (16) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (45 分後及び 50 分後)



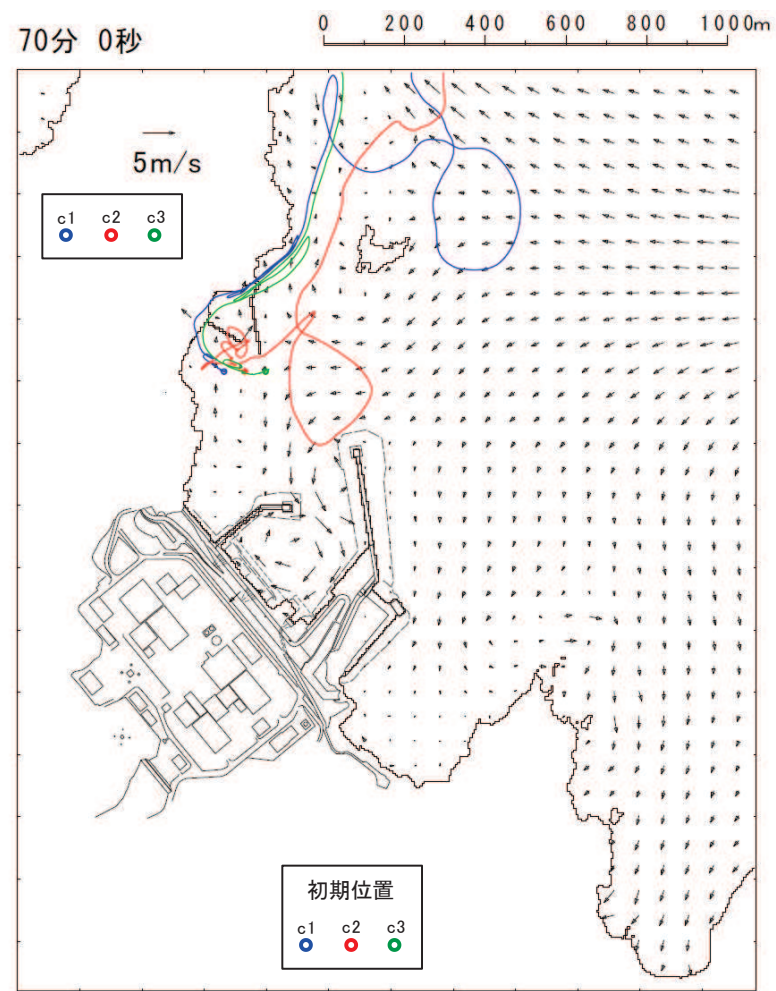
- 【c1】津波第二波以降の影響により表示外に移動する。
- 【c2】津波第二波以降の影響により敷地から離れる方向に移動する。
- 【c3】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。

- 【c1, c3】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。
- 【c2】津波第二波以降の影響により更に敷地から離れる方向に移動する。

図 2 (17) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (55 分後及び 60 分後)



【c1, c2, c3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。



【c1, c2, c3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

図 2 (18) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (65 分後及び 70 分後)

(参考3) 滑動により衝突する漂流物の衝突荷重算定

「直近陸域」からの漂流物のうち滑動して衝突する可能性のある車両系重機等は、図1のように屋外排水路逆流防止設備(防潮堤北側)及び防潮堤(盛土堤防)に津波第一波により衝突するか、その後の引き波と寄せ波により貯留堰に衝突することが想定される。

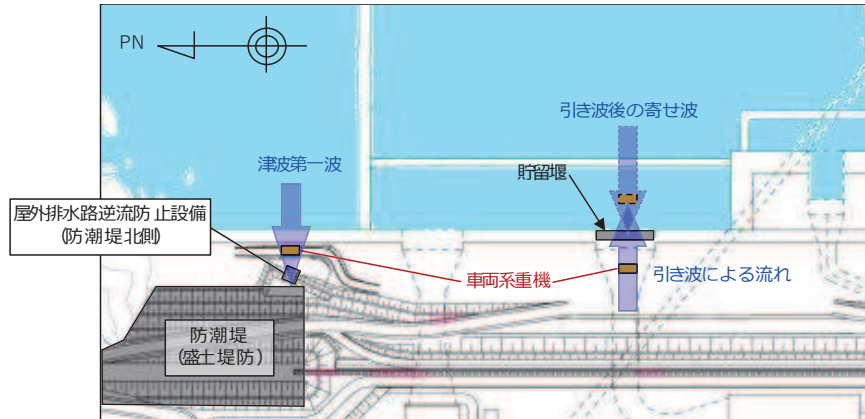


図1 滑動して衝突する可能性のある漂流物の衝突パターン

地上及び海底を滑動するものの衝突荷重算定式は、比較的少ないが、FEMA(2019)によれば、漂流物の衝突に関しては、最新のASCE(2016)に従うように記載されており、ASCE(2016)では流速4m/sの条件下で石材・コンクリート殻(2270kg)が海底を滑動する際の衝突荷重が以下のとおり示されている。

$$F_i = 36 \times I_{tsu} = 36 \times 1.25 = 45 \text{ (kN)}$$

ここで、 F_i : 設計衝突力、 I_{tsu} : 重要度係数

そのため、滑動により衝突する漂流物の衝突荷重については、ASCE(2016)で示されている衝突荷重を参考に、以下のとおり算定した。なお、重要度係数 I_{tsu} は、津波のリスク分類に応じて1.0~1.25が適用されるため、本検討においても $I_{tsu}=1.25$ とした。

車両系重機(41.2t)が地上又は海底を滑動した場合の衝突荷重を算定すると、下記のとおりとなり、FEMA(2012)より算定した巡視点検用車両(2.15t)の衝突荷重(1855kN)よりも小さくなることを確認した。

$$F_i = 36 \times 1.25 \times (13/4) \times (41200/2270)^{0.5} = 624 \text{ (kN)}$$

(流速 : 13m/s, 衝突物重量 : 41.2t)

車両の有効軸剛性は石材・コンクリート殻が塊として有する剛性に比べて小さいと想定される。したがって、車両の有効軸剛性を精緻に考慮して衝突荷重を算定すると、上記で算定したものより小さくなるものと考えられる。

なお、その他滑動状態で衝突する可能性があるものとして、角落し(約7t)やキュービ

クル類（約 8t）が挙げられるが、それらの重量は車両系重機よりも十分に小さいことを確認している。

(参考4) 既往文献の鋼製船舶の軸剛性と土木学会（1994）の方法を用いた場合の比較

「甲斐田・木原（2017）」では既往の文献（有田（1988））を整理し、総トン数400～4000tの鋼製の大型船舶の船首方向の軸剛性を示している。ここでは、これらの鋼製の大型船舶の軸剛性を土木学会（1994）の方法を用いて算出し、「甲斐田・木原（2017）」の軸剛性と比較する。

その結果を表1に示す。土木学会（1994）の方法から算出した軸剛性と「甲斐田・木原（2017）」の軸剛性とは、おおむね同じような値であることを確認した。また、土木学会（1994）の方法から算出した軸剛性の方が大きくなる傾向があることを確認した。

表1 「甲斐田・木原(2017)」と土木学会(1994)の方法を用いた場合の軸剛性(鋼製船舶)の比較

項目		500G.T.船		1000G.T.船		2000G.T.船		4000G.T.船	
総トン数		500(t)		1000(t)		2000(t)		4000(t)	
船舶構造	船舶の長さ L	50(m)		63(m)		80(m)		100(m)	
	船の深さ D	$0.08 \times 50 = 4.0$ (m)		$0.08 \times 63 = 5.04$ (m)		$0.08 \times 80 = 6.4$ (m)		$0.08 \times 100 = 8$ (m)	
	船側外板厚 t	$0.82 \times 50^{0.5} + 2.5 = 8.3$ (mm)		$0.82 \times 63^{0.5} + 2.5 = 9.009$ (mm)		$0.82 \times 80^{0.5} + 2.5 = 9.834$ (mm)		$0.82 \times 100^{0.5} + 2.5 = 10.7$ (mm)	
	横肋骨心距 a	$450 + 2 \times 50 = 550$ (mm)		$450 + 2 \times 63 = 576$ (mm)		$450 + 2 \times 80 = 610$ (mm)		$450 + 2 \times 100 = 650$ (mm)	
	縦肋骨心距 b	$550 + 2 \times 50 = 650$ (mm)		$550 + 2 \times 63 = 676$ (mm)		$550 + 2 \times 80 = 710$ (mm)		$550 + 2 \times 100 = 750$ (mm)	
	船首角度* 2θ	70°	35°	70°	35°	70°	35°	70°	35°
	船首傾斜部の長さ L_{sf}	$0.25 \times (0.08 \times 50) = 1.0$ (m)		$0.25 \times (0.08 \times 63) = 1.26$ (m)		$0.25 \times (0.08 \times 80) = 1.6$ (m)		$0.25 \times (0.08 \times 100) = 2.0$ (m)	
材料物性	ヤング率 E (曲げ弾性率)	2.1×10^7 (tf/m ²)		2.1×10^7 (tf/m ²)		2.1×10^7 (tf/m ²)		2.1×10^7 (tf/m ²)	
	ポアソン比 ν	0.3		0.3		0.3		0.3	
圧壊荷重 P_c		6785(kN)	7900(kN)	10090(kN)	11747(kN)	15071(kN)	17547(kN)	21690(kN)	25253(kN)
有効軸剛性 k_c		6.79×10^6 (N/m)	7.9×10^6 (N/m)	8.01×10^6 (N/m)	9.33×10^6 (N/m)	9.42×10^6 (N/m)	1.1×10^7 (N/m)	1.09×10^7 (N/m)	1.27×10^7 (N/m)
「甲斐田・木原(2017)」 で示されている 有効軸剛性		5.1×10^6 (N/m)		6.4×10^6 (N/m)		8.2×10^6 (N/m)		1.1×10^7 (N/m)	

注記* : 船首角度は不明であったため、土木学会(1994)で示されている最大と最小の値を用いてそれぞれの軸剛性を算出した。

(参考5)「土木学会 (1994)」で示されている計算例

「土木学会 (1994)」で示されている船首強度 (圧壊荷重) の計算例を図1に示す。

(2) 船首強度の計算

船首強度は船首の座屈強度から求める。船首部側板の座屈強度は、板厚や側板各辺長さなどの関係式として次式のように表わせる。

$$\sigma_c = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \leq \sigma_y \quad (3.2)$$

船首の形状寸法など諸値を乗じると、船首強度すなわち圧壊荷重は次式で表わせる。

$$P_c = 2 D t \cos\theta \sigma_c \quad (3.3)$$

ここで式の記号は以下のとおりである。

- k : 座屈係数 $= \left(\frac{b}{a} + \frac{a}{b}\right)^2$
- E : ヤング率 $= 2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$
- ν : ポアソン比 $= 0.3$
- σ_y : 鋼材の降伏点応力 $2,400 \text{ kgf/cm}^2$

上2式をもとに、船首部側板の座屈強度を算出する。200 G.T, 300 G.T および 500 G.T の船舶の船首部諸元を表3.2のように設定する。

ここで横肋骨心距 a は、

$$a = 450 + 2L \quad (3.4a)$$

縦肋骨心距 b は、

$$b = 550 + 2L \quad (3.4b)$$

また、図3.5に示す船首角度を $2\theta = 35^\circ$ 、船首傾斜部の長さを $L_{sf} = 0.25D$ とする。船首強度の計算結果を表3.3に示す。

表 3.2 船首部諸元

グレート	G.T	L (m)	L_{coll} (m)	D (m)	a (mm)	b (mm)	L_{sf} (m)
A	200	36.84	3.68	2.95	520	620	0.74
B	300	42.17	4.22	3.37	530	630	0.84
C	500	50.00	5.00	4.40	550	650	1.00

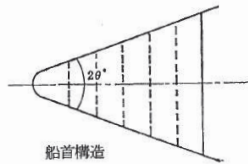


表 3.1 船首部の標準寸法値

構造寸法	記号	標準寸法	単位
船の深さ	D	$0.08 L$	m
船体外板厚	t	$0.82\sqrt{L} + 2.5$	mm
フレーム間隔	S	610	mm
船首隔壁位置	L_{coll}	$0.1 L$	m
縦通材間隔	b	$3S$	mm
船首部傾斜幅	L_{sf}	$0.25 D$	m
船首部先端角度	2θ	$35 \sim 70$	度
船体幅	B	$L/10 + 3.81$	m

表 3.3 船首圧壊強度

L(m)	a(mm)	b(mm)	t(mm)	k	σ_{cr} (kgf/cm ²)	D(m)	P_c (tf)
36.84	520	620	6	4.08	725	2.95	245
42.17	530	630	6.5	4.12	832	3.37	348
50.00	550	650	7	4.12	907	4.00	484

表3.3からa及びbを算出する際に用いるLはメートル単位での数値を用いている。また、板厚tは表3.1で示されている式から算出される値よりも小さい (Lで算出されていると考えられる)。

図1 「土木学会 (1994)」で示されている計算例 (「土木学会 (1994)」に一部加筆)

(参考6) 総トン数5tの漁船の長さに関する保守性について

「漁港・漁場の施設の設計参考図書（水産庁，2015年）」では，総トン数5tの漁船の長さは11.0mとの記載がある（図1の赤実線）。

総トン数5tの漁船の長さを示す他の文献が確認できなかったため，「強化プラスチック船規則解説（日本海事協会会誌，1978年）」の供試船一覧表で記載されている船舶の中から11.0mに最も近い12.8mの長さを，保守性を考慮する際に用いることとする（図2の赤実線）。

船舶の長さ12.8mは「漁港・漁場の施設の設計参考図書（水産庁，2015年）」では，総トン数10tの漁船の長さ（13.0m）にほぼ等しい長さ（図1の赤点線）であり，総トン数5tの船舶に対して12.8mの長さを用いることは保守的になっている。

船型 (G.T.)	船の長さ (L)	船の幅 (B)	喫水	
			最大 (dmax)	最小 (dmin)
1	7.0m	1.8m	1.0m	—m
2	8.0	2.2	1.2	—
3	9.0	2.4	1.4	—
4	10.0	2.6	1.6	—
5	11.0	2.8	1.8	—
10	13.0	3.5	2.0	1.9

図1 漁船の諸元（「漁港・漁場の施設の設計参考図書（水産庁，2015年）」に一部加筆）

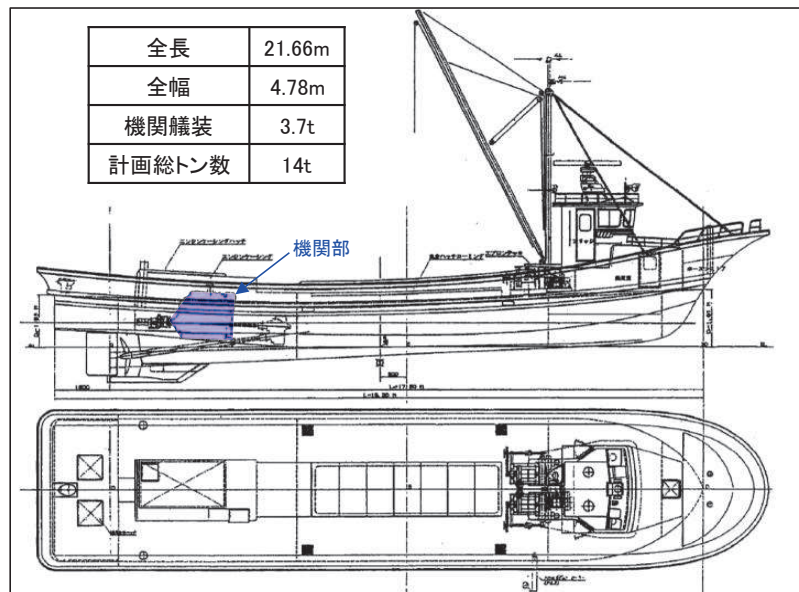
船名	L (m)	B (m)	D (m)	d (m)	C _b	V (kt)
A	23.8	4.35	2.20	1.87	0.70	10.5
B	26.0	5.60	2.30	1.96	0.71	10.5
C	16.3	3.60	1.40	1.30	0.61	10.0
D	21.5	5.10	2.10	2.05	0.66	11.0
E	26.4	5.46	2.48	2.40	0.67	11.0
F	24.4	5.43	2.34	2.02	0.69	11.0
G	26.5	5.53	2.50	2.17	0.77	11.0
H	22.2	5.23	2.14	1.87	0.64	11.0
I	17.0	3.70	1.40	1.01	0.65	11.5
J	12.8	3.30	1.01	0.52	0.55	17.5
K	24.0	5.35	2.30	2.00	0.66	10.0
L	15.4	3.90	1.55	0.74	0.63	27.0
M	20.1	5.30	2.30	1.08	0.40	24.0
N	14.5	4.03	1.45	1.08	0.53	13.5
O	13.5	3.00	1.08	0.81	0.69	11.0
P	16.0	3.95	1.57	1.30	0.70	11.0

図2 供試船一覧表

（「強化プラスチック船規則解説（日本海事協会会誌，1978年）」に一部加筆）

(参考7) 衝突解析に用いる FRP 製船舶のモデル化

衝突解析に用いる FRP 製船舶のモデルは、「海技研報告 (平成 15 年)」で示される総トン数 14t の FRP 船を基に、総トン数 5t の FRP 船の大きさに案分し、図 1 及び図 2 のようにシエル要素でモデル化した。また、船舶の板厚及び質量の設定を表 1 に示す。



「海技研報告 (平成 15 年)」に一部加筆

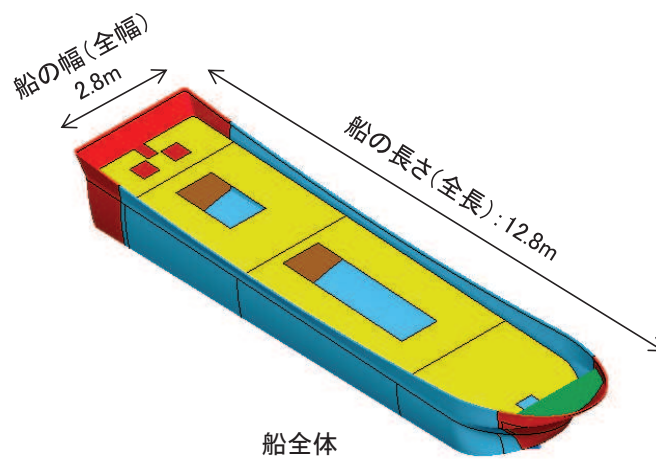


図 1 衝突解析に用いる FRP 製船舶のモデル

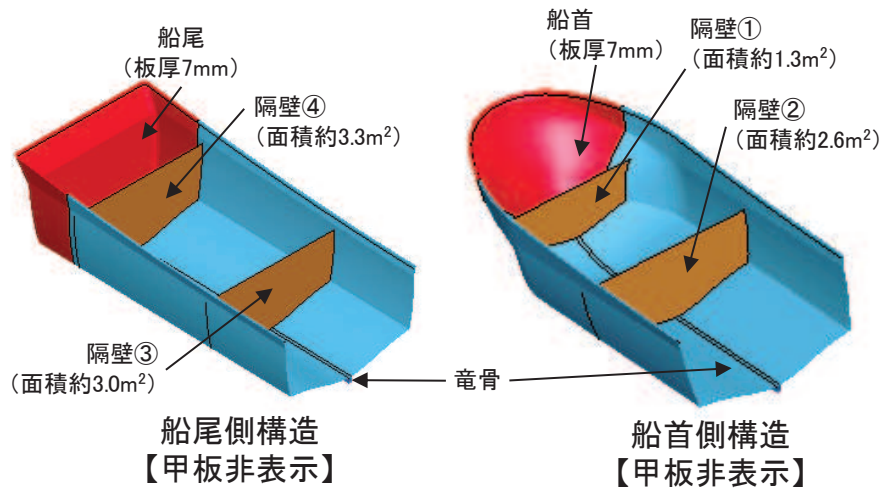
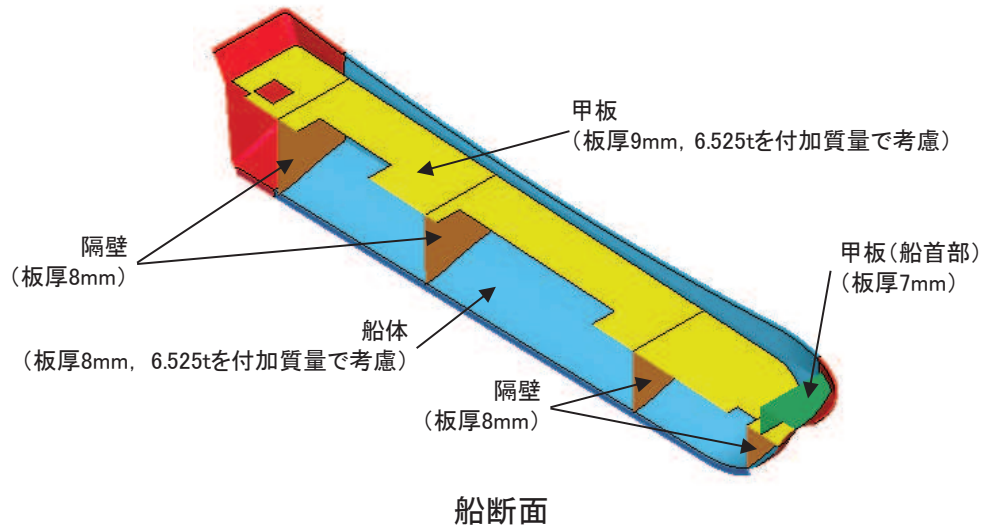


図2 衝突解析に用いるFRP製船舶のモデル詳細

表1 板厚及び質量の設定

船舶の板厚	船首の板厚は表4.3-11及び表4.3-15の条件(5.89mm, 5.22mm, 5.434mm)を基に、縦・横肋骨のモデル簡略化の観点から船首部の板厚を厚くすることで考慮し、7mmとする。船尾も同様に7mmとする。 また、「強化プラスチック船規則(日本海事協会, 2018年)」では船首及び船尾について中央部の板厚の0.85倍とする記載があることを踏まえ、船首及び船尾以外の船体(隔壁を含む)の板厚は8mmに設定する。なお、甲板は各種艙装及び貨物が載ることを踏まえ9mmとする。
質量	15t【総トン数5t×3=15】 〔「漁港・漁場の施設の設計参考図書(水産庁, 2015年)」より、総トン数の3倍の重量として考慮〕 船殻(船首, 船尾, 船体及び甲板)の質量は約1.95tであるため、残りの13.05tを船体及び甲板に付加質量として考慮する。

(参考8) 衝突形態の影響確認として実施した衝突解析結果の詳細

1. 船首衝突 (ケース①)

船首から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 0.7 秒後には衝突速度がゼロとなる。

力積については、約 214 (kN・s) であり、後述の船尾衝突 (ケース②) の約 211 (kN・s) と同等であることが分かった。

また、衝突荷重としては、船首から破壊が生じて荷重が大きくなり、約 500kN の衝突荷重が作用している。最大荷重としては瞬間的に約 600kN (約 0.17 秒後) が作用しているが、これは隔壁が衝突した瞬間の荷重であり、約 460kN/m² (隔壁の面積約 1.3m²) の分布荷重が作用している状況である。

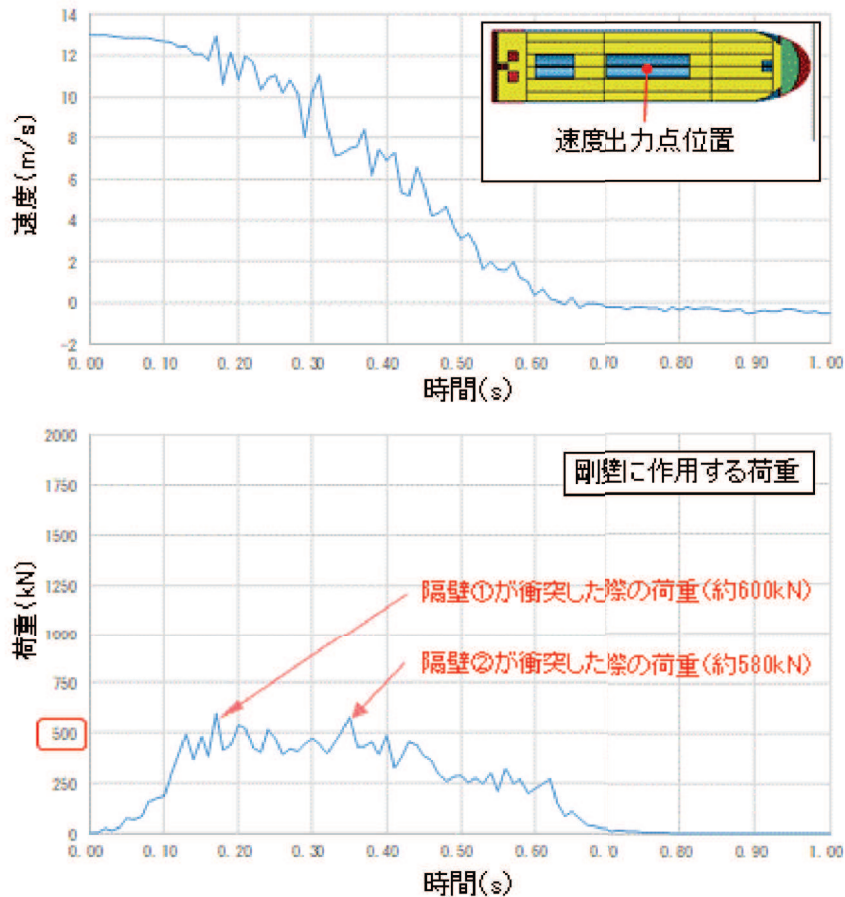


図1 船首衝突 (ケース①) の解析結果 (上段：速度時刻歴, 下段：荷重時刻歴)

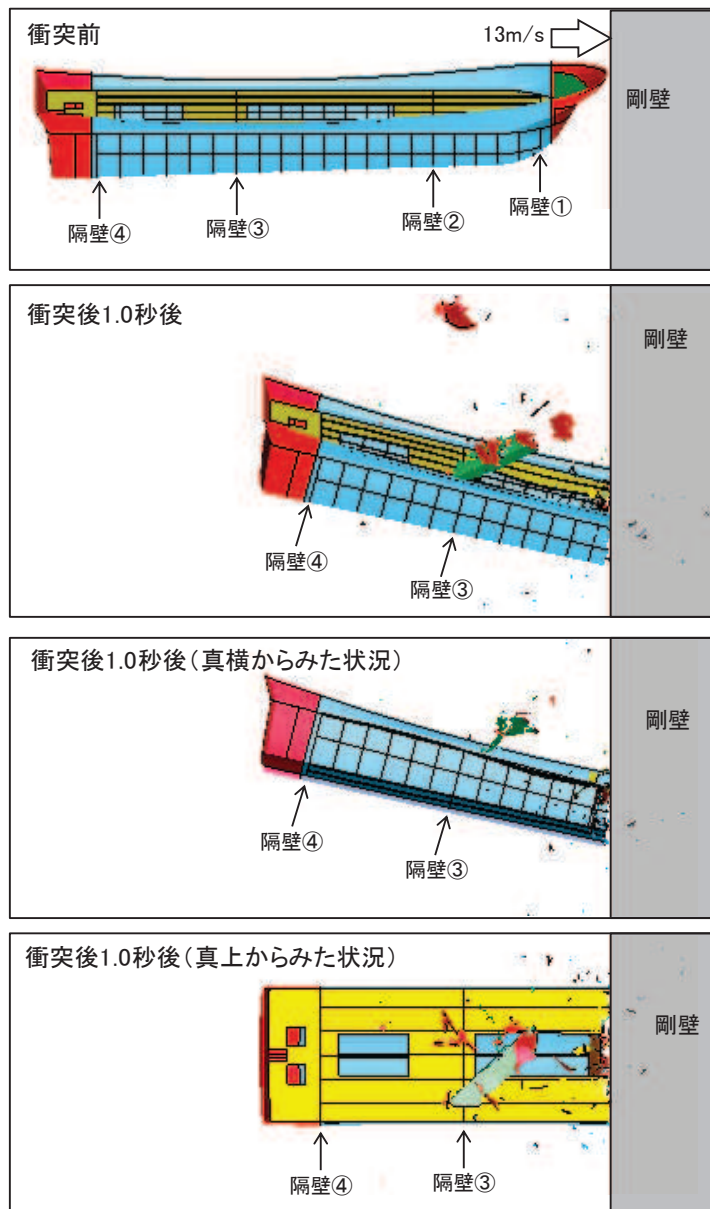


図2 船首衝突（ケース①）の解析結果（衝突状況）

2. 船尾衝突（ケース②）

船尾から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 0.6 秒後には衝突速度がゼロとなる。

力積については、約 211 (kN・s) であり、前述の船首衝突（ケース①）の約 214 (kN・s) と同等であることが分かった。

また、衝突荷重としては、衝突直後から荷重が大きくなり、約 500kN の衝突荷重が作用している。最大荷重としては瞬間的に約 670kN (約 0.12 秒後) が作用しているが、これは隔壁が衝突した瞬間の荷重であり、約 210kN/m² (隔壁の面積約 3.3m²) の分布荷重が作用している状況である。

なお、前述の船首衝突（ケース①）と衝突荷重が同等となったことについては、検討対象の漂流物が 15t と非常に重いこと、衝突速度が 13m/s と速いことから、衝突エネルギーが大きく、船首及び船尾のどちらから衝突したとしても、船体部分まで破壊が生じていることがその要因である。

なお、船尾から衝突した場合に、船体の破壊が進展して機関部（エンジン等）まで衝突する可能性があるため、機関部の衝突影響について検討した。「海技研報告」の総トン数 14t の船舶の機関艙装は 3.7t であることから、評価対象である総トン数 5t に案分して 1.33t と考え、機関部がすべて剛性の高い鋼材で構成されていると仮定すると、機関部の衝突は車両の衝突に置き換えることが可能である。車両の衝突荷重に関しては、2.15t の車両を FEMA により評価 (1855kN) しており、機関部の質量 (1.33t) はこの質量 (2.15t) 以下であること、図 4 のとおり機関部の衝突速度は 13m/s よりも低いことから、車両の衝突荷重に包絡されることを確認した。

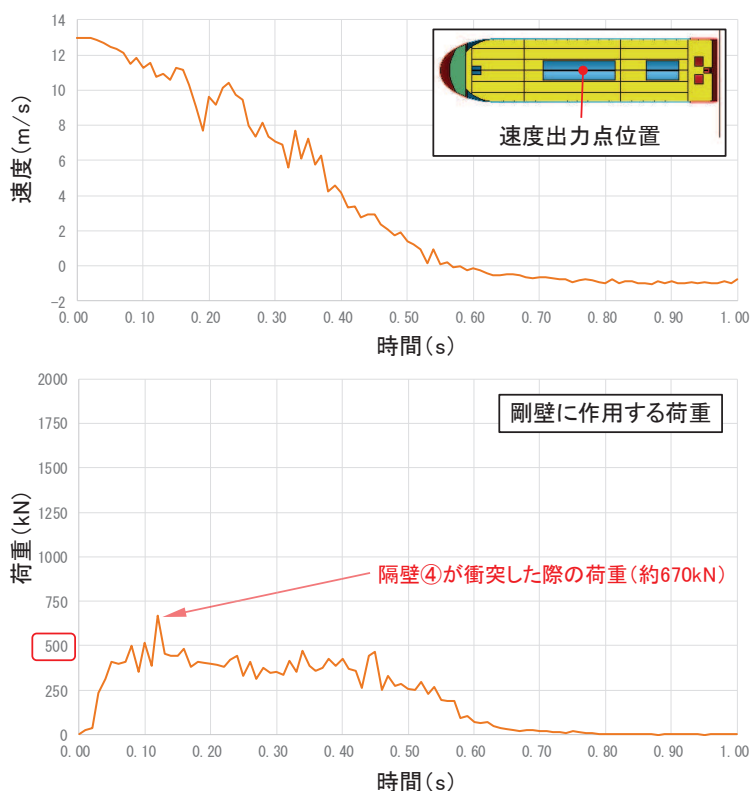


図3 船尾衝突（ケース②）の解析結果（上段：速度時刻歴，下段：荷重時刻歴）

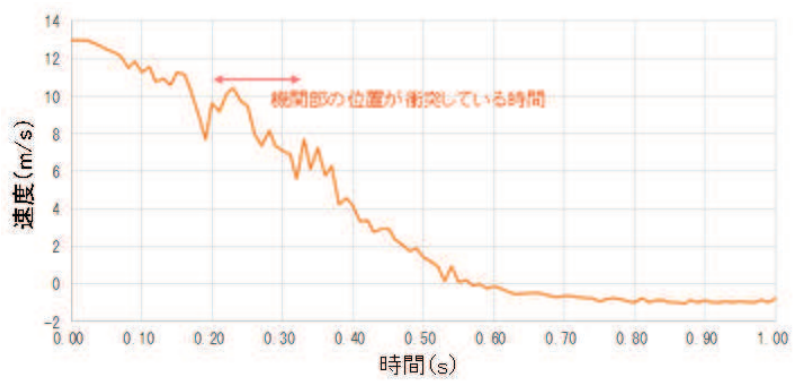
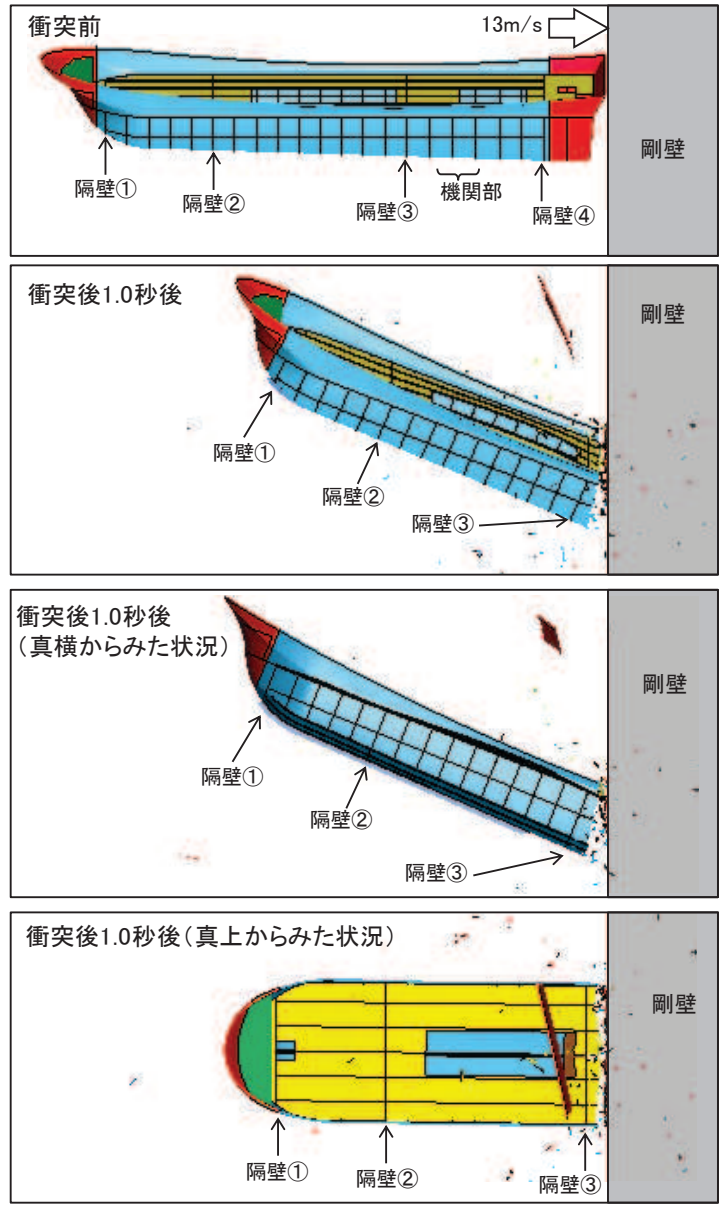


図4 船尾衝突 (ケース②) の解析結果 (衝突状況)

3. 真横衝突（ケース③）

真横から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 0.3 秒後以降では衝突速度はゼロに近づくが、回転（剛壁の水平方向を軸とする回転）の影響により衝突速度はゼロにならない。

また、真横からの衝突では、船舶の長さ (12.8m) 全体で剛壁へ作用する状況であり、おおよそ船舶の長さの分布荷重となっていることが分かった。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭 1 本が受け持つ幅は 4m であることから、真横から衝突する場合には鋼管杭 3 本以上で衝突荷重を分担することになる。そのため、鋼管杭 1 本が受け持つ荷重を確認する必要があることから、図 5 のように剛壁を 1m の幅で分割し、鋼管杭 1 本が受け持つ荷重について整理した。なお、鋼管杭が受け持つ荷重については、図 5 のように 2 パターンの取り方を考え、それぞれ確認した。

衝突荷重は、パターン A とパターン B とともに、船体側面が衝突する 0.03 秒前後で瞬間的に 650～1100 (kN) の衝突荷重が作用しているが、この荷重は他の衝突形態で生じる荷重に比べて極めて作用時間が短い現象である。また、荷重作用時間も 0.2 秒程度であり、他の衝突形態に比べて半分以下である。

また、力積については、パターン A では約 82 (kN・s) が最大で、パターン B では約 76 (kN・s) が最大であるが、船首衝突（ケース①）又は船尾衝突（ケース②）の力積に比べて小さく、半分以下となっていることが分かった。なお、パターン A とパターン B とともに、最大荷重となる範囲と力積が最大となる範囲は異なり、力積が最大となる約 82kN・s の最大荷重は約 900kN である。

なお、1m の幅で分割した剛壁 ((a)～(m)) にそれぞれ作用する荷重を図 8 に示す。図 8 から、(c)～(l) の範囲で約 250 (kN) 程度の荷重が作用しており、船舶の側面が衝突した際に、10m の幅の剛壁に均等に荷重が作用していることを確認した。

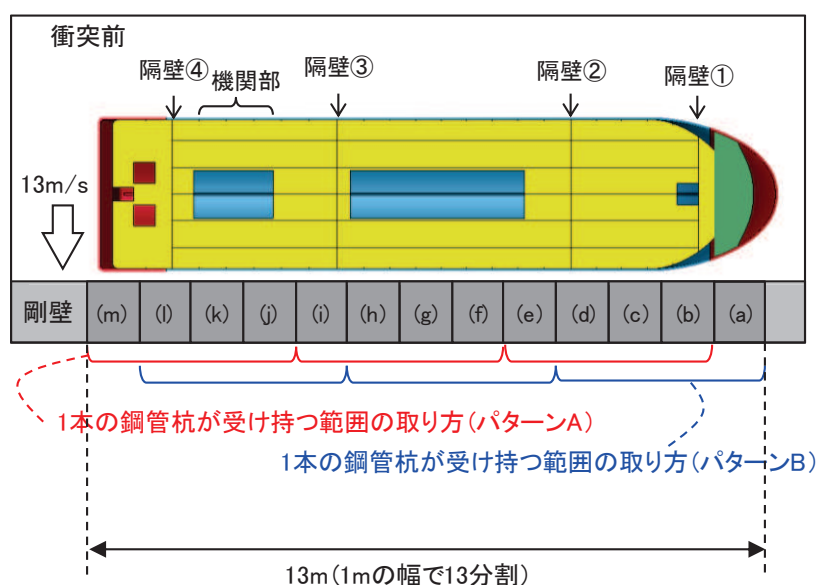


図 5 真横衝突における剛壁の分割パターン

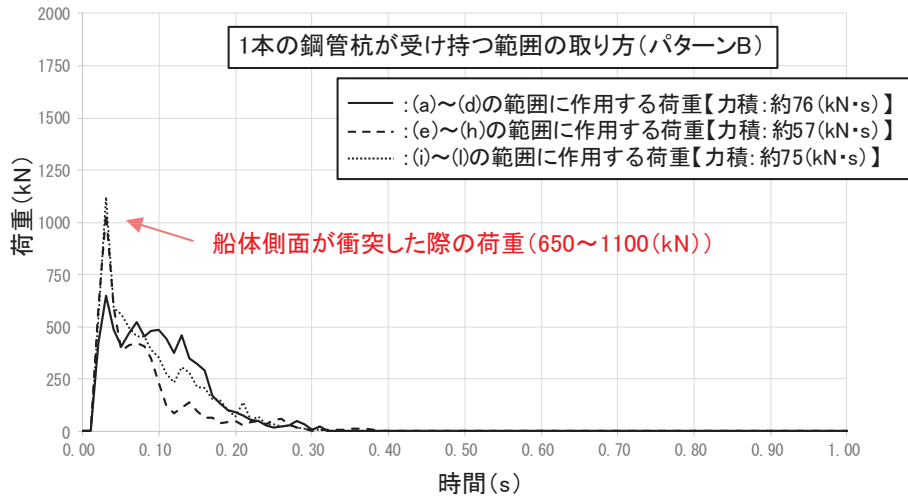
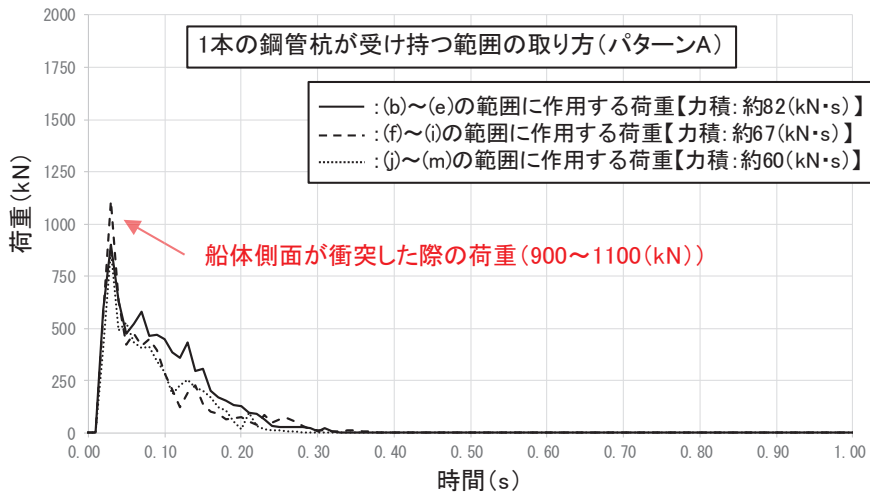
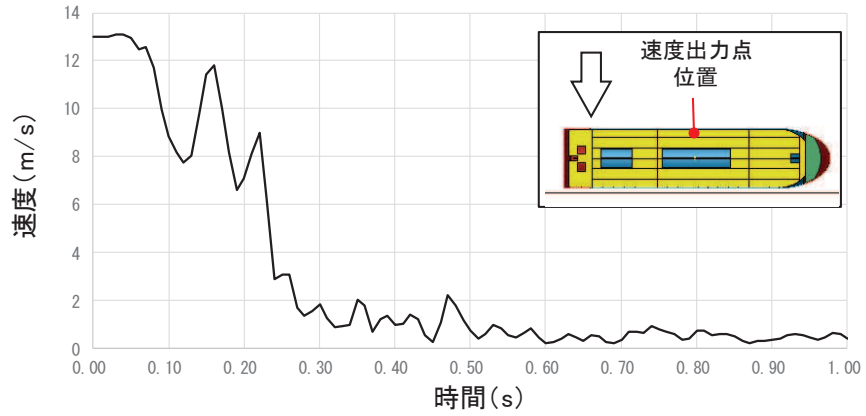


図6 真横衝突(ケース③)の解析結果
 (上段: 速度時刻歴, 中段: パターンAの荷重時刻歴, 下段: パターンBの荷重時刻歴)

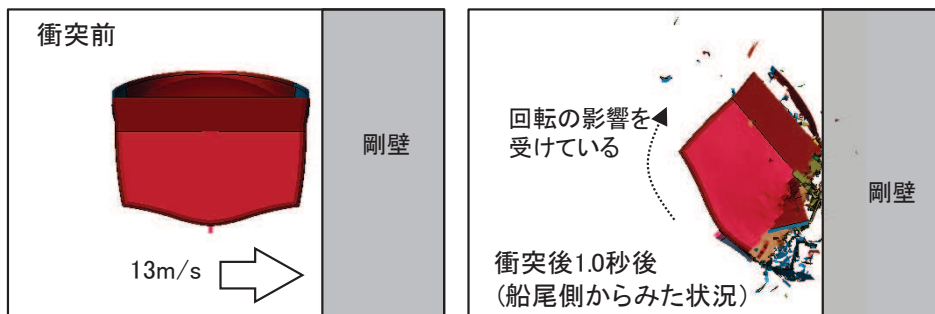
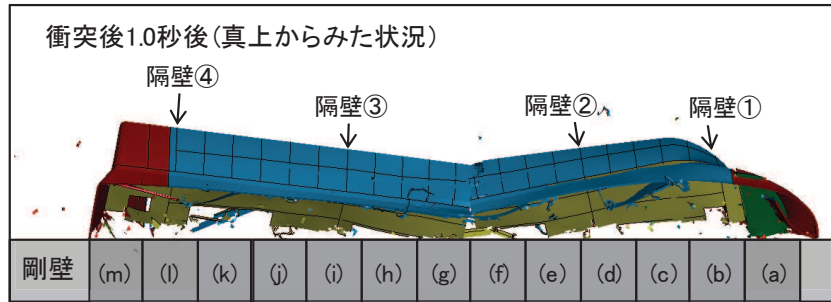
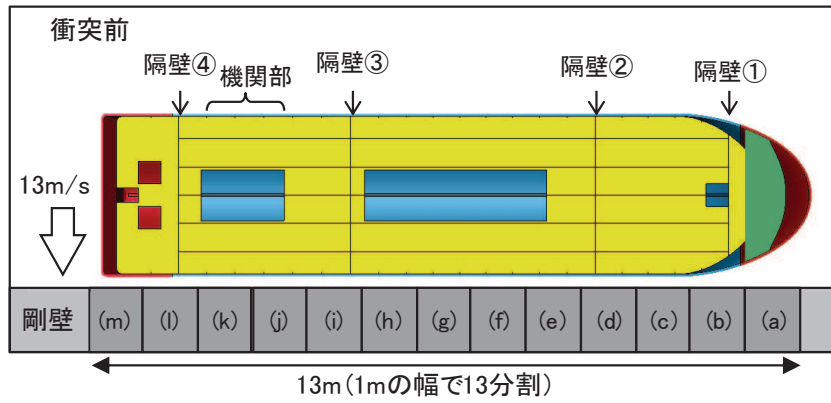


図7 真横衝突(ケース③)の解析結果(衝突状況)

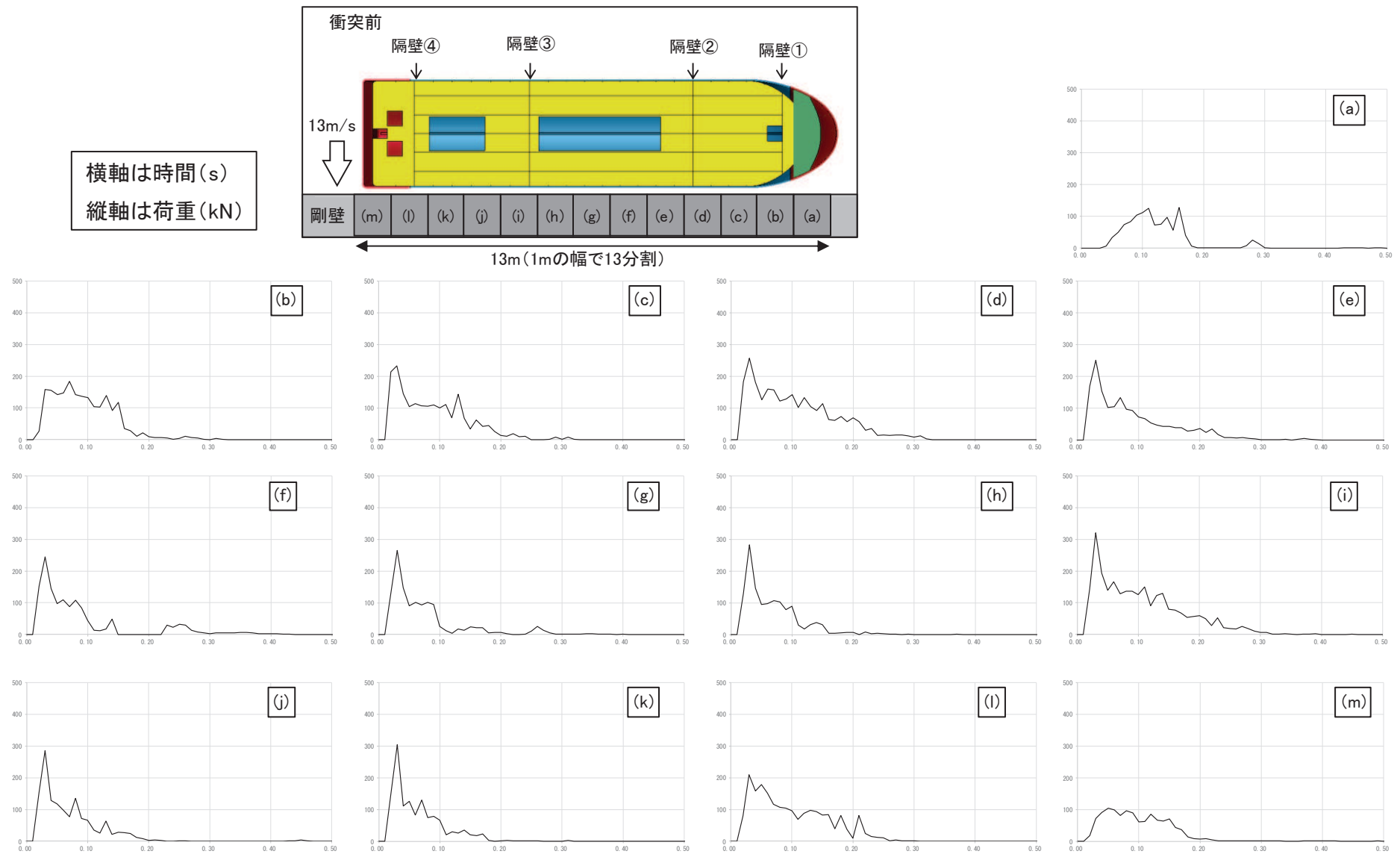


図8 真横衝突(ケース③)の解析結果(1mの幅で分割した剛壁((a)~(m))にそれぞれ作用する荷重時刻歴)

4. 斜め船首衝突（ケース④）

斜め船首から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 0.9 秒後には衝突速度が約 6m/s で一定となる。これは、船舶が剛壁に衝突した後の約 0.9 秒後以降では剛壁から離れる方向に移動していることを示している。

力積については約 166 (kN・s) であり、後述の斜め船尾衝突（ケース⑤）の約 164 (kN・s) と同等であることが分かった。これらの力積は、真横衝突（ケース③）のほぼ倍の値であるが、船首衝突（ケース①）又は船尾衝突（ケース②）よりも小さい値となっている（船舶が剛壁に衝突した後、剛壁から離れる方向に速度をもって移動していくため、船舶の持つエネルギーがすべて荷重に変換されなかったことによるものである）。

また、衝突荷重としては、衝突直後から荷重が大きくなり、約 350kN の衝突荷重が作用している。最大荷重としては瞬間的に約 380kN（約 0.31 秒後）が作用しており、約 0.91 秒後にも瞬間的に約 550kN の荷重が作用しているが、これは斜めから衝突した後に船体が剛壁に平行となる方向に回転し、船体側面が衝突することにより瞬間的に生じるためである。

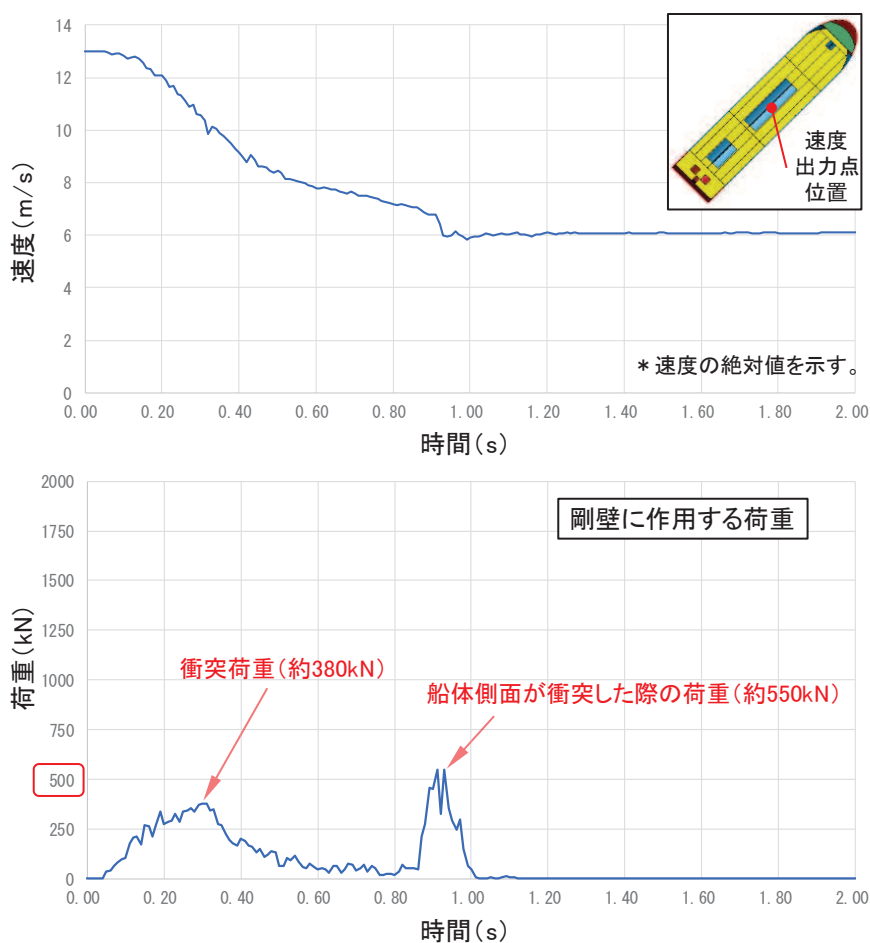


図9 斜め船首衝突（ケース④）の解析結果（上段：速度時刻歴，下段：荷重時刻歴）

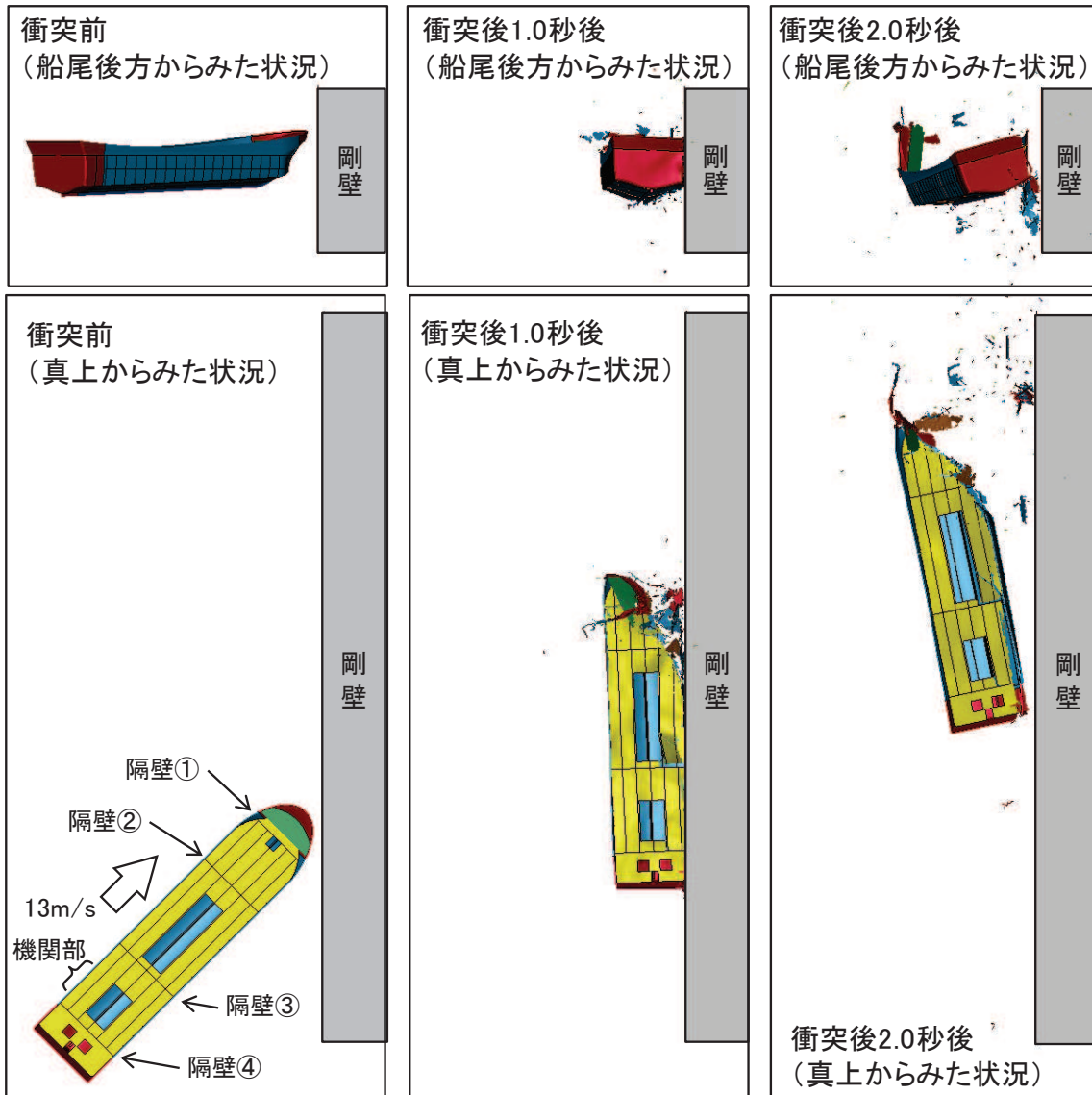


図10 斜め船首衝突（ケース④）の解析結果（衝突状況）

5. 斜め船尾衝突（ケース⑤）

斜め船尾から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 1.0 秒後には衝突速度が約 6m/s で一定となる。これは、船舶が剛壁に衝突した後の約 1.0 秒後以降では剛壁から離れる方向に移動していることを示している。

力積については約 164 (kN・s) であり、前述の斜め船首衝突（ケース④）の約 166 (kN・s) と同等であることが分かった。これらの力積は、真横衝突（ケース③）のほぼ倍の値であるが、船首衝突（ケース①）又は船尾衝突（ケース②）よりも小さい値となっている（船舶が剛壁に衝突した後、剛壁から離れる方向に速度をもって移動していくため、船舶の持つエネルギーがすべて荷重に変換されなかったことによるものである）。

また、衝突荷重としては、衝突直後から荷重が大きくなり、約 350kN の衝突荷重が作用している。最大荷重としては瞬間的に約 370kN（約 0.28 秒後）が作用しており、約 0.93 秒後にも瞬間的に約 350kN の荷重が作用しているが、これは斜めから衝突した後に船体が剛壁に平行となる方向に回転し、船体側面が衝突することにより瞬間的に生じるためである。



図 1.1 斜め船尾衝突（ケース⑤）の解析結果（上段：速度時刻歴，下段：荷重時刻歴）

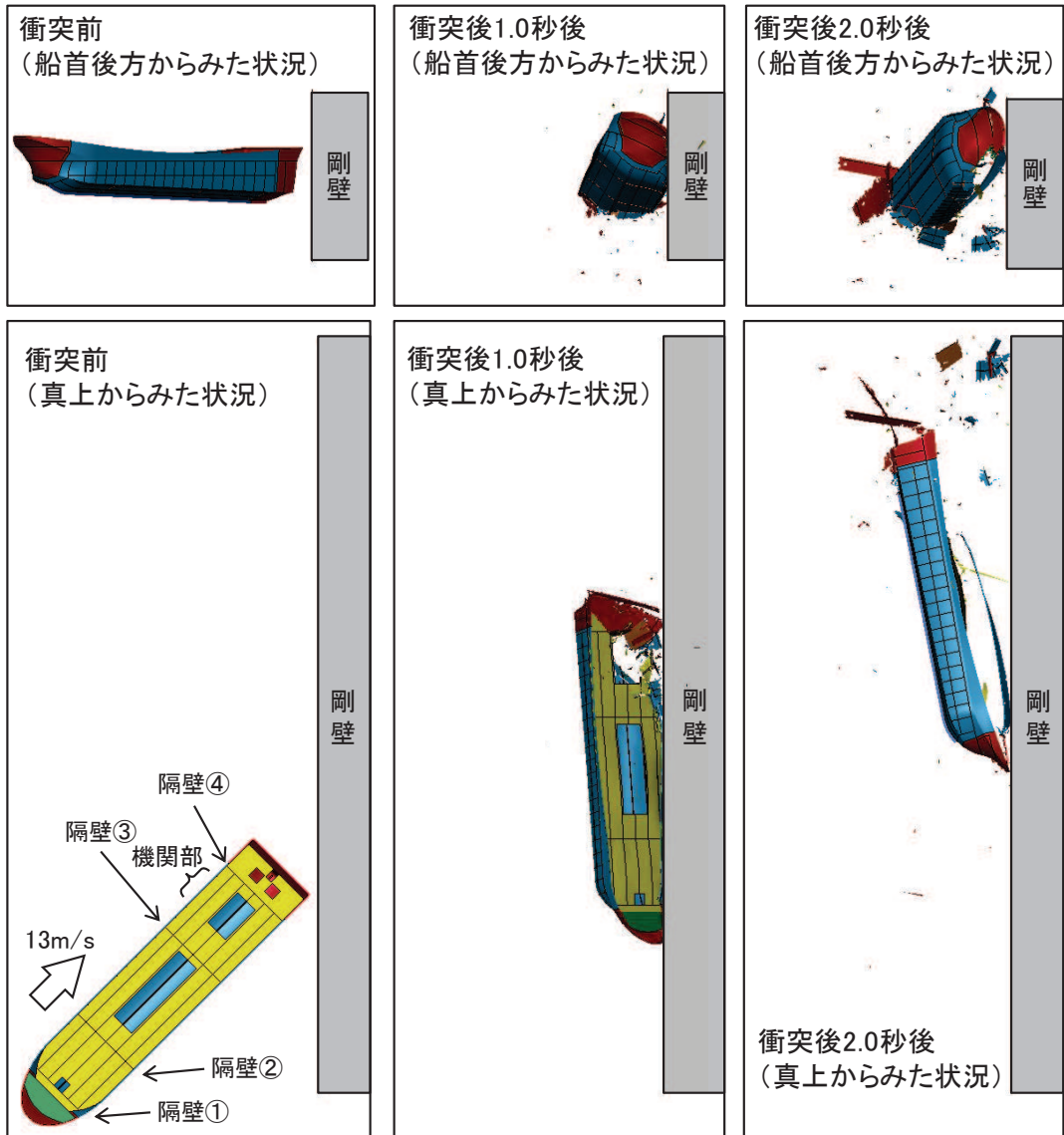


図12 斜め船尾衝突(ケース⑤)の解析結果(衝突状況)

6. 衝突解析結果における力積での評価の適用性確認

ケース①～ケース⑤の力積，瞬間最大荷重及び衝突荷重の作用時間を表1に示す。また，ケース①～ケース⑤の力積と衝突荷重の時刻歴を図1-3及び図1-4に示す。

図1-3の力積の時刻歴から，力積はケース①（船首）とケース②（船尾）が大きく，わずかにケース①（船首）が最大であることを確認した。一方，真横からの衝突形態であるケース③，③'及び③"はいずれも，他のケースに比べて小さく，ケース①の半分以下である。

図1-4の荷重の時刻歴から，瞬間最大荷重は真横からの衝突形態（ケース③シリーズ）で大きくなる傾向があり，ケース③'（真横）の約1100（kN）が最大である。ただし，ケース③シリーズは他のケースに比べて，衝突時間が非常に短い特徴がある。

衝突事象を検討する際には，衝突応答が力積で決まる領域（「力積破壊の世界」（武藤（1941）））であるか否かが重要であり，衝突荷重の作用時間 τ と被衝突体の固有周期 T の比（ τ/T ）が0.1よりも小さい場合に「力積破壊の世界」となる（*）が，「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」より防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭の固有周期は0.1（s）程度であり，衝突荷重の作用時間に対して短い（ τ/T が1以上となる）ため，本衝突事象は力積での評価が困難であることを確認した。なお，漂流物が衝突する際には，その高さまで津波水位があり，衝突荷重と同時に遡上津波荷重も作用していることから，衝突荷重による振動の影響はない。

注記*：「武田・河西（2011）：同一力積衝撃応答スペクトルによる衝撃応答算定法の提案，土木学会，構造工学論文集，Vol.57A」，「上田・小島（1982）：衝撃的荷重を受けるRCおよびPCばりの変形と強度，港湾技研資料，No.430，運輸省港湾技術研究所」

表1 FRP製船舶の衝突解析の結果（まとめ）

ケース	衝突形態	力積 (kN・s)	瞬間最大荷重 (kN)	瞬間最大荷重の 発生時刻 (s)	衝突荷重の 作用時間 (s)
①	船首	約214	約600	約0.17	約0.7
②	船尾	約211	約670	約0.12	約0.6
③	真横*	約82	約900	約0.03	約0.2
③'	真横*	約67	約1100	約0.03	約0.2
③"	真横*	約60	約870	約0.03	約0.2
④	斜め船首	約166	約550	約0.31	約1.0
⑤	斜め船尾	約164	約370	約0.28	約1.2

注記*：真横からの衝突の結果については，2種類の整理の方法があるが，瞬間最大荷重は同程度であったため，力積が大きいパターンを代表として記載した（真横からの衝突の整理方法は参考8に示す）。

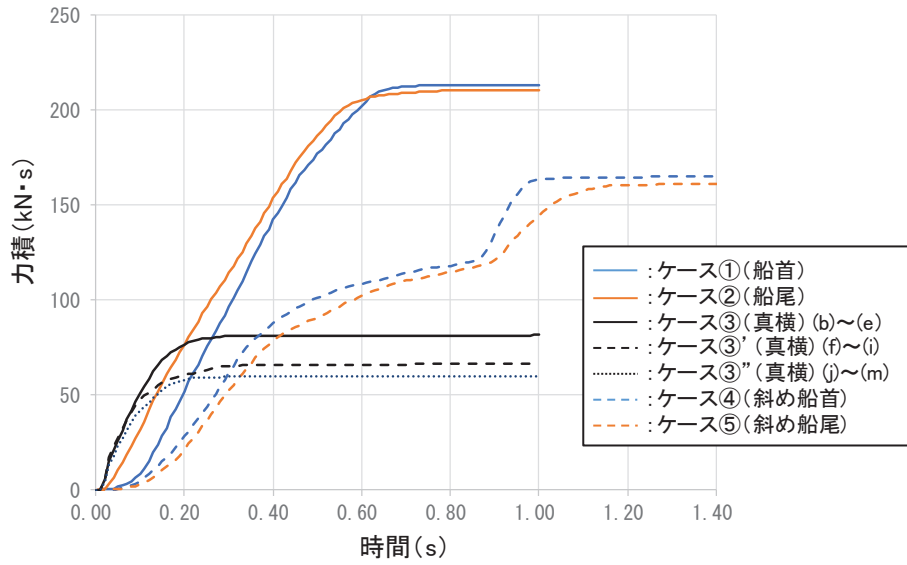


図 1.3 FRP 製船舶の衝突解析の解析ケース

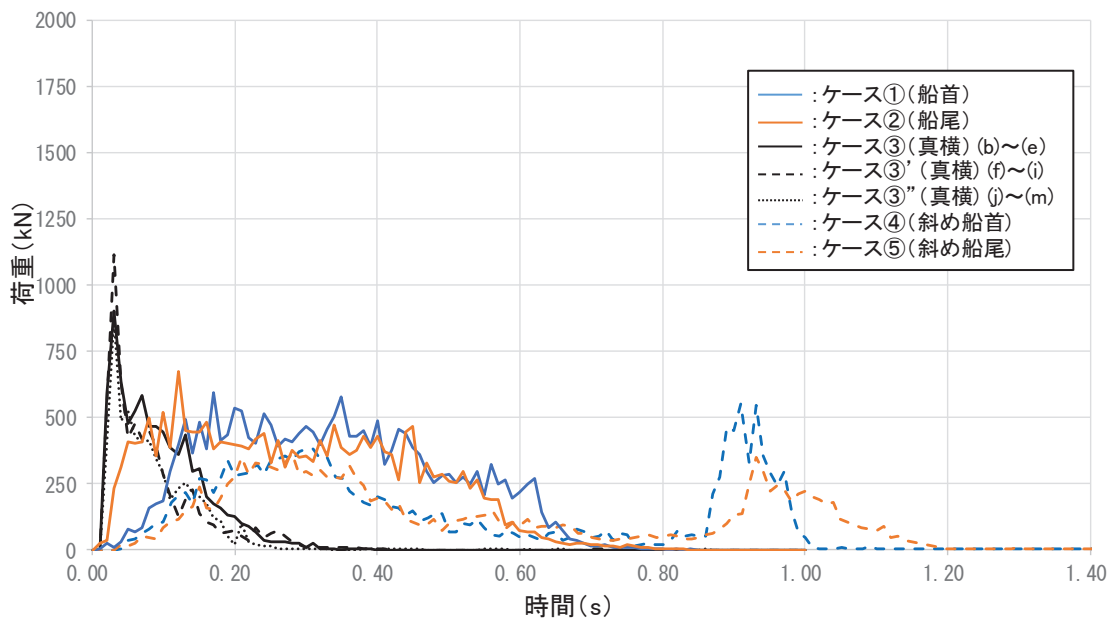


図 1.4 FRP 製船舶の衝突解析の解析ケース

7. 建築物荷重指針・同解説（2015）を参考にした静的設計荷重の算定例

7.1 建築物荷重指針・同解説（2015）で示されている三角波の例

建築物荷重指針・同解説（2015）によれば、衝突荷重の算定方針として、「衝突実験データが得られている場合は、その衝突荷重の時刻歴の最大値を静的設計荷重として与える。衝突実験データが得られていない場合は、衝突シミュレーション解析またはエネルギー論的手法により衝突荷重の時刻歴を求め、力積を等しくした三角波として近似し、その三角波の最大値を静的設計荷重として与える。」とされており、衝突シミュレーション解析の時刻歴から三角波を設定している例を図1に示す。

また、建築物荷重指針・同解説（2015）によれば、「衝突時の運動エネルギーがすべて衝突体の変形による内部エネルギーとして吸収されるハードインパクトを仮定した。ハードインパクトは、一般に安全側の結果を与える。」とされており、本検討で実施した衝突解析も被衝突体を剛壁に設定しており、同様の仮定となっている。

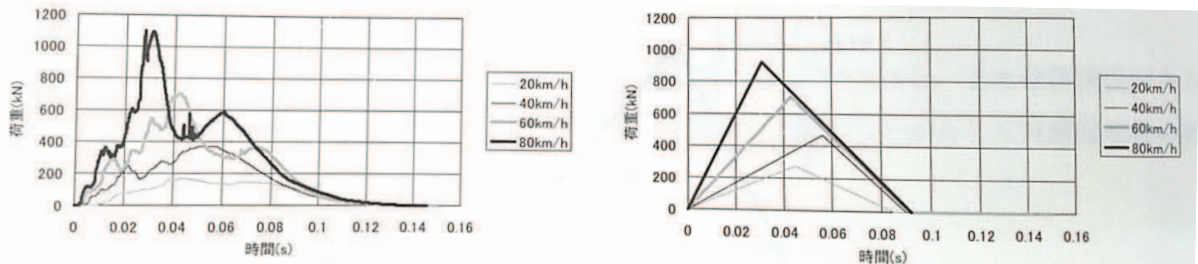
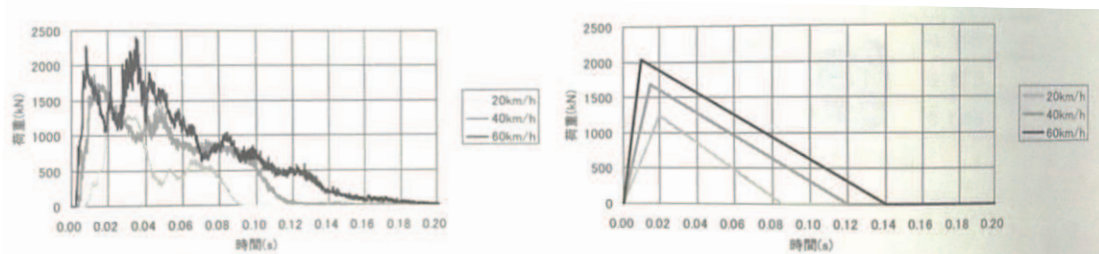


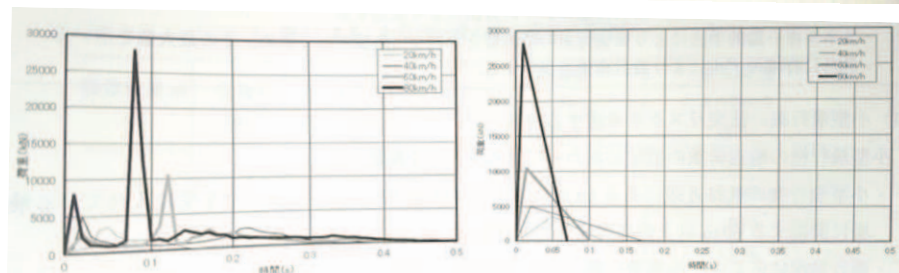
図 11.2.5 各衝突速度における衝突荷重の時刻歴（普通車）



(a) 解析結果

(b) 簡易波形

図 11.2.7 各衝突速度における衝突荷重の時刻歴（トラック）



(a) 解析結果

(b) 簡易波形

図 11.2.10 各衝突速度における衝突荷重の時刻歴（列車）

図1 建築物荷重指針・同解説（2015）で示されている三角波の例

7.2 衝突解析結果の三角波（ケース①～⑤）

衝突解析で得られた力積から三角波に近似し、その三角波の最大荷重を算出した（図3及び表1）。具体的には三角波のピーク荷重時刻は解析で得られた瞬間最大荷重発生時刻と同時刻とし、三角波の底辺となる作用時間も解析で得られた時間とし、三角波の最大荷重を算出した。

三角波の最大荷重はケース③'（真横）の約820（kN）であったが、ほとんどのケースで衝突解析の瞬間最大荷重よりも小さくなる傾向を確認した。また、衝突荷重の作用時間の取り方によって、三角波の最大荷重は大きく影響することから、瞬間最大荷重を用いることとする。

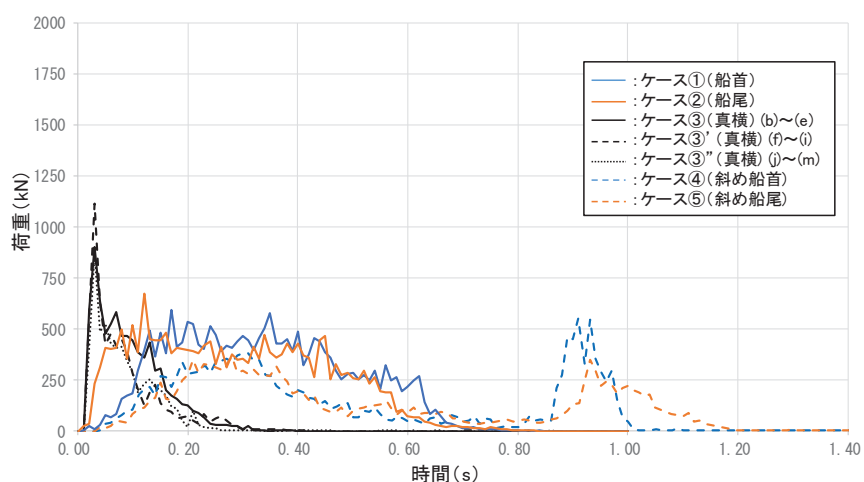


図2 ケース①～⑤の衝突解析結果（時刻歴）

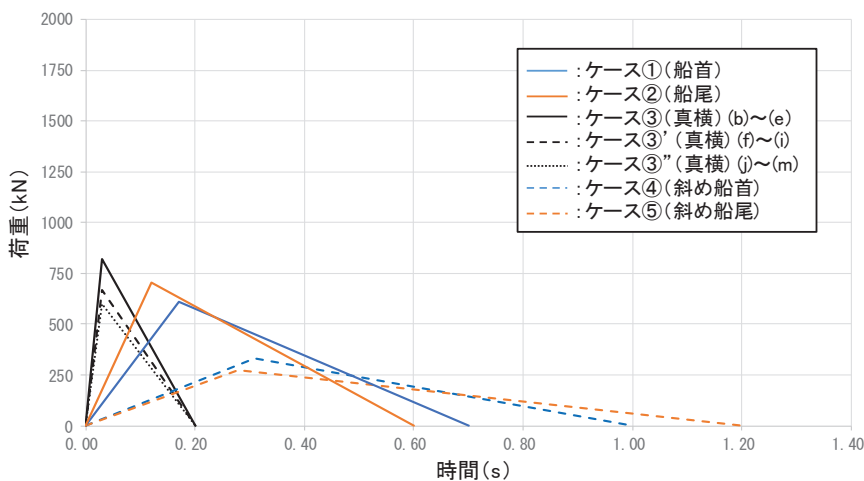


図3 ケース①～⑤の衝突解析結果を三角波で近似

表 1 ケース①～⑤の三角波の最大荷重

ケース	衝突形態	力積 (kN・s)	瞬間最大荷重 (kN)	瞬間最大荷重の発生時刻 (s)	衝突荷重の作用時間 (s)	三角波の最大荷重 (kN)
①	船首	約 214	約 600	約 0.17	約 0.7	約 610
②	船尾	約 211	約 670	約 0.12	約 0.6	約 700
③	真横	約 82	約 900	約 0.03	約 0.2	約 670
③'	真横	約 67	約 1100	約 0.03	約 0.2	約 820
③''	真横	約 60	約 870	約 0.03	約 0.2	約 600
④	斜め船首	約 166	約 550	約 0.31	約 1.0	約 330
⑤	斜め船尾	約 164	約 370	約 0.28	約 1.2	約 270

(参考9) 鋼製船舶の衝突解析と FEMA (2012) の衝突荷重の関係性について

1. 衝突解析 (LS-DYNA) を用いた鋼製船舶の衝突荷重

「崔ほか (2016)」*では、津波により漂流する船舶が橋梁構造物に衝突した際の衝突荷重分布を明らかにすることを目的とし、仮想の大型船舶と仮想の長大斜張橋の主塔を対象とした衝突解析 (LS-DYNA : Ver. 971) を実施している。

衝突船舶モデルは、船長 227m、幅 36m、高さ 23m の質量 15000t 級の LNG 船を対象としており、船舶はシェル要素でモデル化され、モデルは図 1 のとおりである。船舶の材料は SS400 で力学的特性は表 1、応力-ひずみ曲線は図 2 のとおりである。

衝突速度は 0.6m/s であり、図 3 に示すようなトリム (船首と船尾の喫水差) の影響を確認するためのケースを実施している。

解析結果から、最大衝突力は 14920 (kN) (図 4) であったとされている。

なお、「重力の考慮した船舶と主塔の衝突解析を行ったところ、重力が衝突荷重分布に与える影響が小さいことが確認されたことや、船舶は水中で浮かんでいる状態であると仮定していることから、本解析では全てのケースにおいて重力を考慮していない」との記載から、気中衝突を模擬していると考えられる。

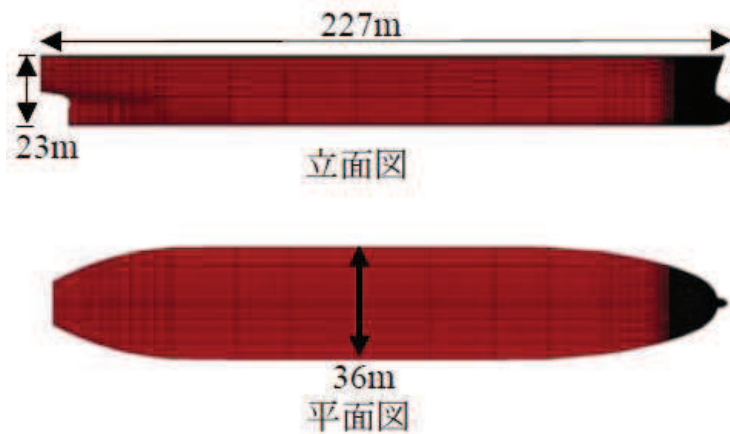


図 1 船舶のモデル化 (「崔ほか (2016)」)

表 1 鋼材の力学特性

	SS400
密度 (kg/m ³)	7850
ヤング率 (GPa)	200
ポアソン比	0.3
降伏応力 (N/mm ²)	450

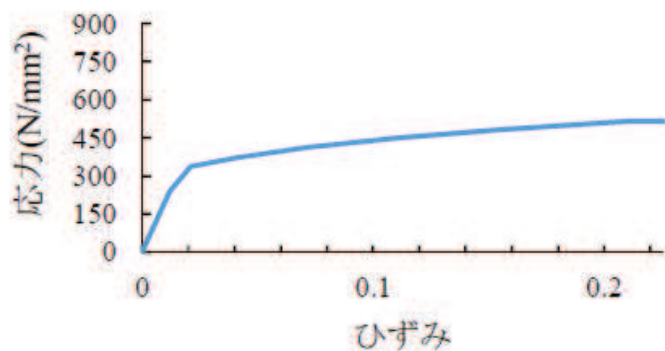


図 2 応力-ひずみ関係

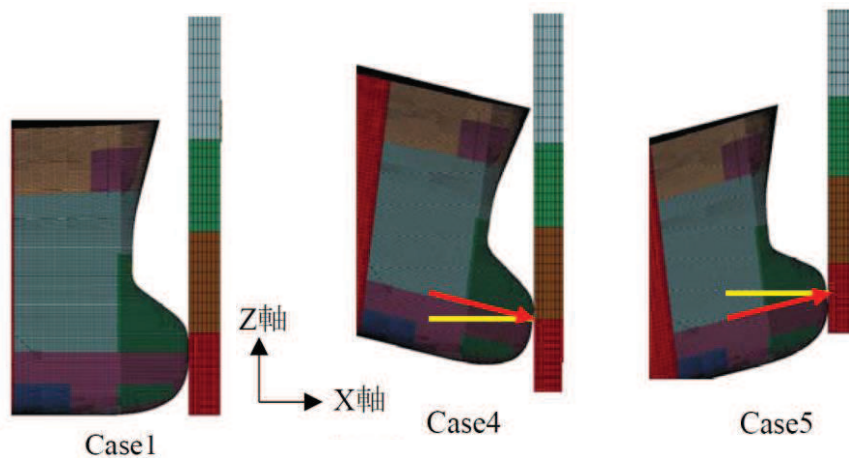


図3 解析ケース（被衝突体は鋼製主塔）

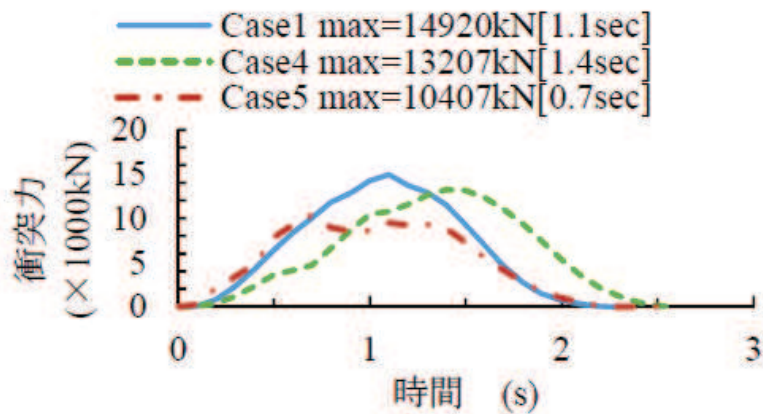


図4 衝突荷重の時刻歴

注記*：崔ほか（2016）：衝突解析による津波により漂流する大型船舶と長大斜張橋主塔の衝突荷重分布の算定，崔準祐・永原稔之・梶田幸秀・八ツ元仁，土木学会，構造工学論文集 Vol. 62A (2016年3月)

2. 衝突解析 (LS-DYNA) と土木学会 (1994) から有効軸剛性を設定して FEMA (2012) により算出した衝突解析の比較

「崔ほか (2016)」で示されている条件を用いて、土木学会 (1994) の方法で軸剛性を算出し、FEMA (2012) から衝突荷重を求めた場合、表 2 のとおり 16148 (kN) となる。一方、衝突解析を用いた「崔ほか (2016)」の衝突荷重は 14920 (kN) である。

土木学会 (1994) の方法から軸剛性を設定し、FEMA (2012) から算出した衝突荷重と「崔ほか (2016)」の衝突解析結果はおおむね同じ荷重であることを確認した。また、土木学会 (1994) の方法で軸剛性を設定し FEMA (2012) から算出した衝突荷重の方が大きくなっていることを確認した。

また、上記の比較結果は、「4.3.7 ② d. (a) 妥当性確認ケース」で示した FRP 製船舶の FEMA (2012) による荷重 (635kN) と「4.3.7 ② f. (f) 解析結果」で示した衝突解析 (船首衝突 : 約 600kN) がおおむね同程度の荷重であることと整合していることを確認した。

なお、衝突形態の影響で行った衝突解析 («4.3.7 ② f. FRP 製船舶の衝突解析») も「崔ほか (2016)」と同様に LS-DYNA (Ver. 971) であり、衝突作用時間も同程度であることを確認した。

表2 土木学会（1994）の方法で軸剛性を設定してFEMA（2012）から衝突荷重を算出した場合と「崔ほか（2016）」の衝突荷重の比較

項目		LNG 船
船舶構造	船舶の長さ L	227 (m)
	船の深さ D	$0.08 \times 227 = 18.16$ (m)
	船側外板厚 t	$0.82 \times 227^{0.5} + 2.5 = 14.855$ (mm)
	横肋骨心距 a	$450 + 2 \times 227 = 904$ (mm)
	縦肋骨心距 b	$550 + 2 \times 227 = 1004$ (mm)
	船首角度 2θ	70°
	船首傾斜部の長さ L_{sf}	$0.25 \times (0.08 \times 227) = 4.54$ (m)
材料物性	ヤング率 E	2.0×10^7 (tf/m ²)
	ポアソン比 ν	0.3
圧壊荷重 P_c		64859 (kN)
有効軸剛性 k_c		1.42×10^7 (N/m)
FEMA(2012)による衝突荷重*		<u>16148 (kN)</u>
崔(2016)の最大衝突荷重		<u>14920 (kN)</u>

注記* : FRP 製船舶の FEMA (2012) による荷重と船首衝突の解析の対応関係と比較するため、FRP 製船舶の FEMA (2012) による荷重算定時と同様に、付加質量係数は「1」とした。

(参考10) 土木学会(1994)の方法で軸剛性を設定してFEMA(2012)から算出した衝突荷重と衝突解析による荷重の比較

「f. FRP製船舶の衝突解析」のケース①(船首)の解析結果では、衝突荷重は約600(kN)であり、「d.(a)妥当性確認ケース」の衝突荷重635(kN)(土木学会(1994)による軸剛性を用いてFEMA(2012)から算出)とおおむね同程度となることを確認している。

ただし、衝突解析においては船舶のモデル化にあたり、板厚を切り上げて整数にする等の処理を行っているため、FEMA(2012)から算出した際の条件と多少の差が生じているため、表1のとおり解析条件により近づけた衝突荷重も算出した。

その結果、解析条件により近づけた衝突荷重は752(kN)となり、635(kN)よりも大きくなるものの、衝突解析の結果である約600(kN)とおおむね同程度であることを確認した。

表1 土木学会（1994）の方法で軸剛性を設定してFEMA（2012）から算出した衝突荷重と衝突解析による荷重の比較

項目		軸剛性の妥当性確認ケース (土木学会（1994）の方法で軸剛性を設定してFEMA（2012）から衝突荷重を算出)	衝突解析 (船首衝突)	衝突解析の条件に近づけたケース (土木学会（1994）の方法で軸剛性を設定してFEMA（2012）から衝突荷重を算出)
船舶構造	船舶の長さ L	11.0 (m)	12.8 (m)	12.8 (m)
	船の深さ D	1.22 (m)	1.42 (m)	1.42 (m)
	船側外板厚 t	5.89 (mm)	7 (mm) (船首・船尾)	7 (mm)
	横肋骨心距 a	500 (mm)	—	500 (mm)
	縦肋骨心距 b	500 (mm)	—	500 (mm)
	船首角度 2θ	70 (°)	70 (°)	70 (°)
	船首傾斜部の長さ L_{sf}	1.52 (m)	1.77 (m)	1.52 (m)
材料物性	ヤング率 E (曲げ弾性率)	1.2×10^6 (tf/m ²)	1.22×10^6 (tf/m ²)	1.22×10^6 (tf/m ²)
	ポアソン比 ν	0.336	0.4	0.4
圧壊荷重 P_c		71.3 (kN)	—	116.9 (kN)
有効軸剛性 k_c		0.47×10^5 (N/m)	—	0.66×10^5 (N/m)
衝突荷重 (FEMA (2012))		635 (kN)	600 (kN)	752 (kN)

(参考 1 1) FRP 製船舶 (総トン数 5t) の機関部と車両 (2.15t) の剛性の比較

FRP 製船舶 (総トン数 5t) の機関部 1.33t の衝突が、巡視点検用車両 (2.15t) の衝突に包含されることの妥当性について、図 1 のとおり整理を行った。

この整理の結果、FRP 製船舶 (総トン数 5t) の機関部の衝突を巡視点検用車両 (2.15t) の衝突に置き換えることは妥当であると判断した。

なお、車体構造の詳細は、「高島ほか (2015)」*に示されている (図 2)。

注記* : 高島大輔・木原直人・宮川義範・甲斐田秀樹・柴山淳・池野正明 (2015) : 津波漂流物の衝突力推定における軸剛性モデル, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 71, No. 2, I_1015-I_1020, 2015.

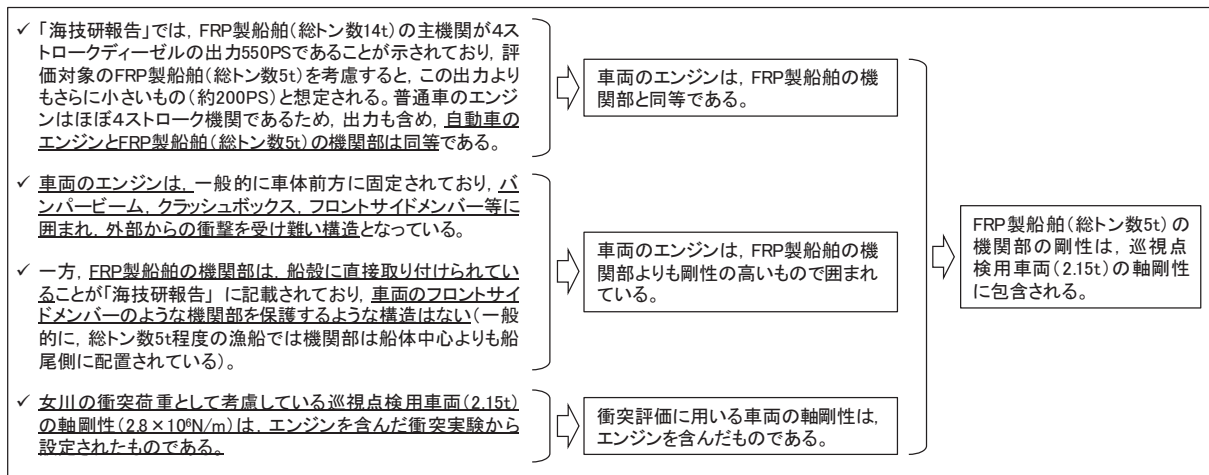


図 1 FRP 製船舶 (総トン数 5t) の機関部と車両 (2.15t) の剛性の比較

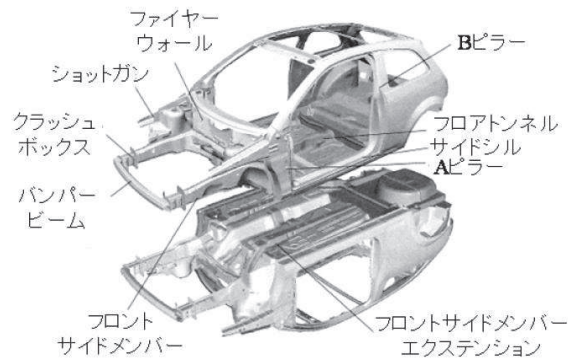


図 2 車体構造 (高島ほか (2015))

5. 設計における考慮事項

5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について

5.1.1 基準津波と余震

(1) 敷地周辺のプレートテクトニクス

女川原子力発電所が位置する東北地方では、海洋プレートである太平洋プレートが陸側に向かって近づき、日本海溝から陸のプレートの下方に沈み込んでいる。その状況について模式的に示したものを図 5-1 に示す。

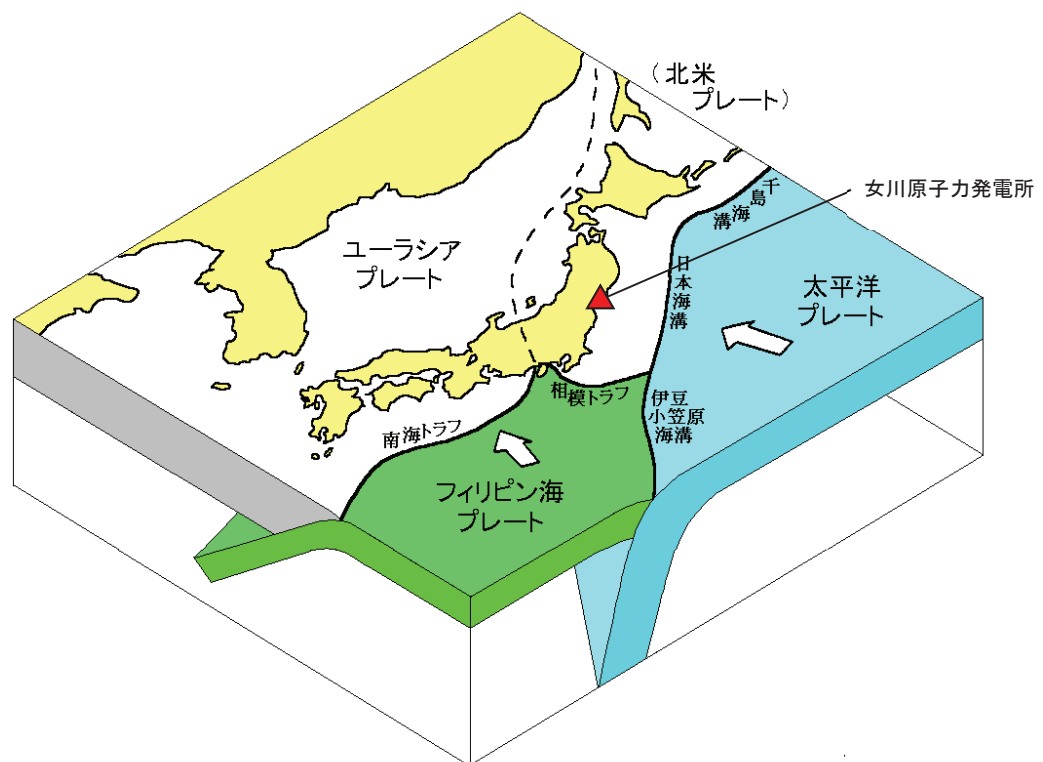


図 5-1 敷地周辺におけるプレートの沈み込み
(防災科学技術研究所 HP に一部加筆)

(2) 基準津波の波源

津波波源は、日本海溝におけるプレート間地震に起因する波源として、東北地方太平洋沖型の地震に基づく津波波源モデル（モーメントマグニチュード Mw9.04）を設定する。津波波源モデルを図 5-2 に示す。

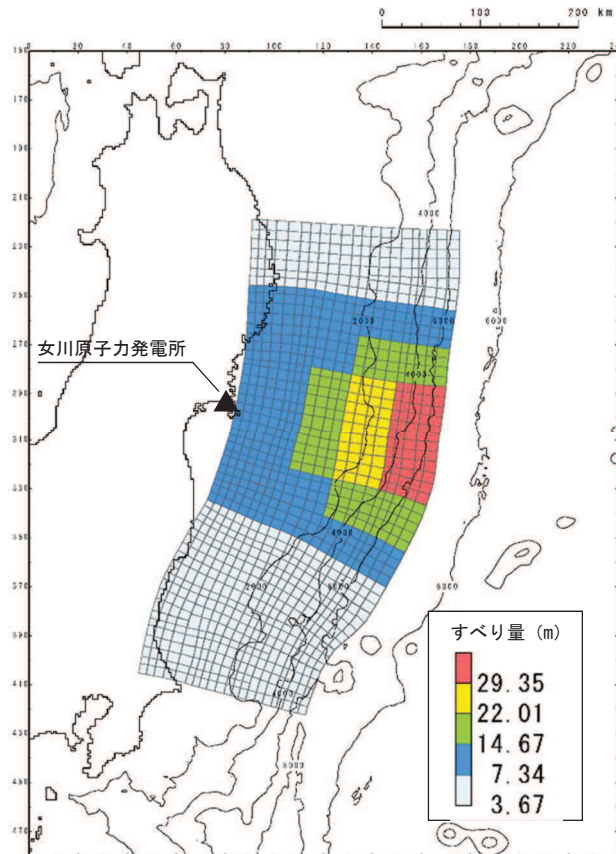


図 5-2 津波波源モデル

(3) 検討方針

女川原子力発電所周辺のプレートテクトニクス背景や基準津波と同じ地震発生様式（プレート間地震）である 2011 年東北地方太平洋沖地震（以下、「3.11 地震」という。）の余震発生状況（図 5-3）を踏まえ、基準津波の波源の活動（本震）に伴い発生する可能性のある余震を設定し、耐津波設計において津波荷重と組み合わせる適切な余震荷重を設定する。

なお、本検討では、日本地震工学会（2014）を参考に、本震の震源域とその周辺において発生する地震（アウターライズ地震及び破壊域内の海洋プレート内地震を含む。）を余震とし、この余震発生域外において、本震がトリガーとなって発生する地震を誘発地震として整理する。

余震荷重の検討フローを図 5-4 に示す。

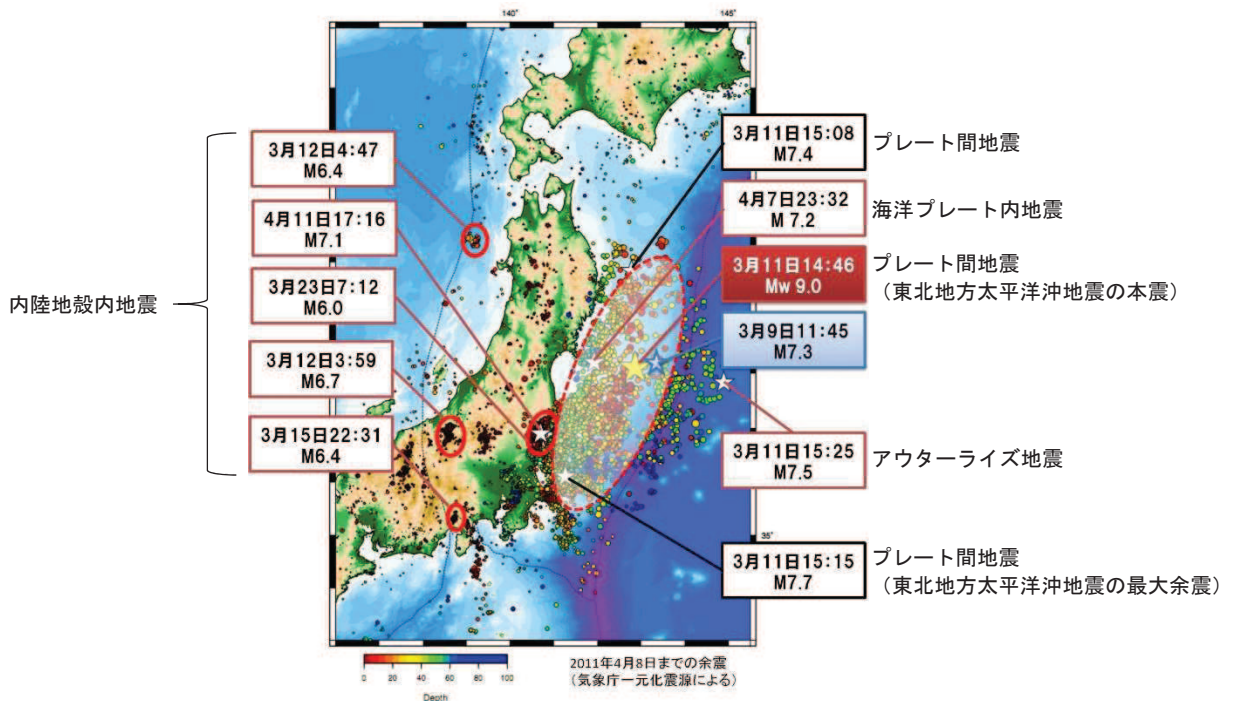


図 5-3 東北地方太平洋沖地震の余震・誘発地震の発生状況
(東京大学地震研究所 HP に地震発生様式を加筆)

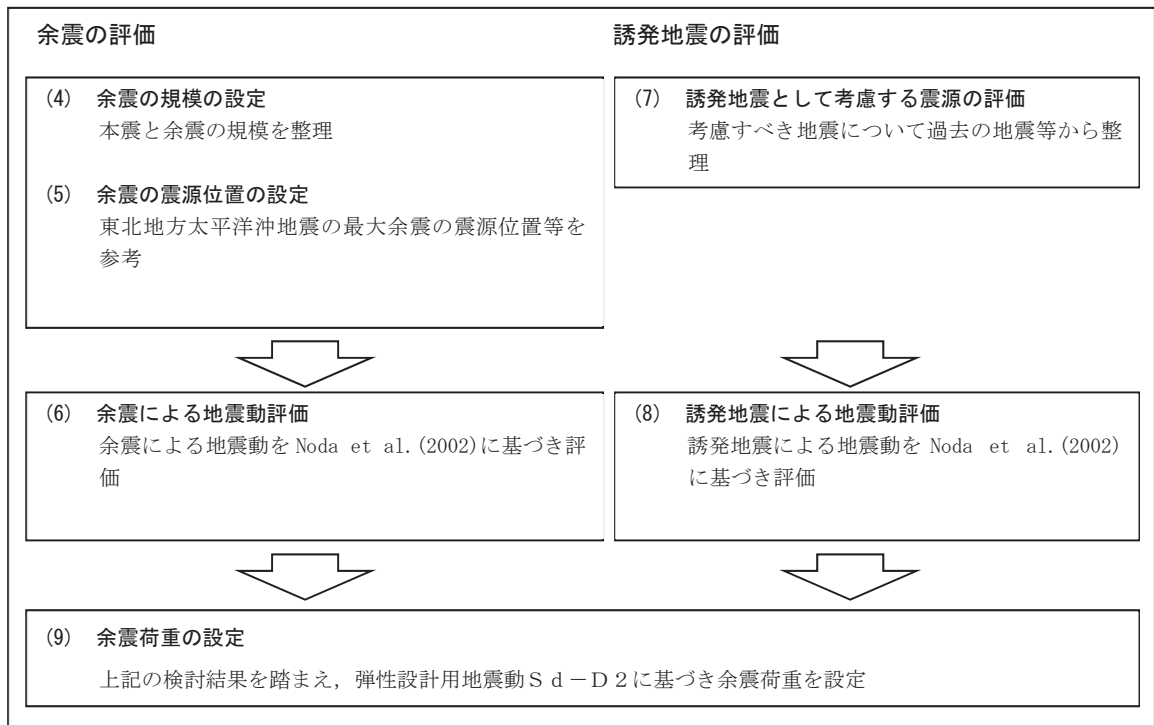


図 5-4 余震荷重の検討フロー

(4) 余震の規模の設定

余震の規模は、過去の地震データにおける本震の規模と最大余震の規模の関係を整理することにより想定する。検討対象とした地震は、津波荷重と組み合わせる余震荷重を評価するという観点から、地震調査研究推進本部（2016）の地震データによる気象庁マグニチュード M7.0 以上の本震とし、かつ、基準津波の波源の活動に伴い発生する津波の最大水位変化を生起する時間帯が地震発生から約 42 分後（図 5-5）であることを考慮し、本震と最大余震との時間間隔が 12 時間以内の地震とする。表 5-1 に、対象とした地震の諸元を示す。また、検討対象とした地震の震央分布を図 5-6 に示す。

地震調査研究推進本部（2016）の地震データを整理し、本震の規模 M_0 と最大余震の規模 M_1 の関係から、本震と余震の規模の差 D_1 を求めると、図 5-7 のとおり、 $D_1 = M_0 - M_1 = 1.4$ として評価できる。余震の規模を想定する際は、データ数が少ないことから、保守的に標準偏差を考慮し $D_1 = 0.9$ として余震の規模を想定する。従って、余震の規模は $M_w 9.0 - 0.9$ より $M 8.1$ ($M_w = M$ とする。) と設定する。

(5) 余震の震源位置の設定

2011年東北地方太平洋沖型地震（以下、「3.11型地震」という。）の基準津波の波源域と基準地震動 S_s の震源域はほぼ同一である。その領域における3.11地震のM7.0以上の余震は、岩手県沖(M7.4, $X_{eq}=195\text{km}$)、三陸沖(M7.5, $X_{eq}=290\text{km}$)、最大余震の茨城県沖(M7.6, $X_{eq}=258\text{km}$)が発生している。岩手県沖及び茨城県沖の余震の地震発生様式は基準津波と同じプレート間地震、三陸沖の余震は日本海溝の東側で発生したアウトターライズ地震である。これら波源、震源等の位置関係を図5-8に示す。

一般に規模の大きなプレート間地震は、過去に発生した規模の大きなプレート間地震の震源域で繰り返し発生する。また、3.11地震の強震動生成域も過去に発生した規模の大きなプレート間地震の発生位置と対応していることが指摘されている〔例えば入倉(2012)〕。一方、3.11地震及び過去に発生した大規模地震の余震は本震のアスペリティの周辺部で発生している(参考2を参照)。

これらより、基準津波の波源が活動した場合の規模の大きな余震の発生位置は3.11地震における岩手県沖や茨城県沖等の例と類似すると考えられるが、これら余震位置は敷地から比較的遠距離となる。また、余震の震源域の拡がりについて、本震の強震動生成域と同等となる地震規模M8.1を考慮したこと等も踏まえ、保守的観点から敷地に近付けた想定として、3.11型地震の敷地前面に位置する強震動生成域(SMGA2)とその南側に位置するSMGA4の中間に設定する※(図5-8)。

※：余震の震源位置は、SMGA2の北側・南側・西側の3方向が考えられるが、南側と北側は敷地に対して同じ距離となる。西側はアサイスマックフロントを超える深い位置となる。

(6) 余震による地震動の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動を評価する。余震の規模は「(4)余震の規模の設定」のとおりM8.1とし、震源位置は「(5)余震の震源位置の設定」のとおり、3.11型地震の敷地前面に位置する強震動生成域(SMGA2)とその南側に位置するSMGA4の中間とする。設定した余震の地震諸元を表5-2に示す。

なお、3.11型地震では、敷地に対して敷地前面に位置する強震動生成域(SMGA2)の影響が最も大きく、ほぼ全体の地震動レベルを決定している。

上記に基づき、基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動評価をNoda et al. (2002)により行う。評価結果を図5-9に示す。

同図より、評価結果は、弾性設計用地震動 S_d-D2 を下回ることが確認される。

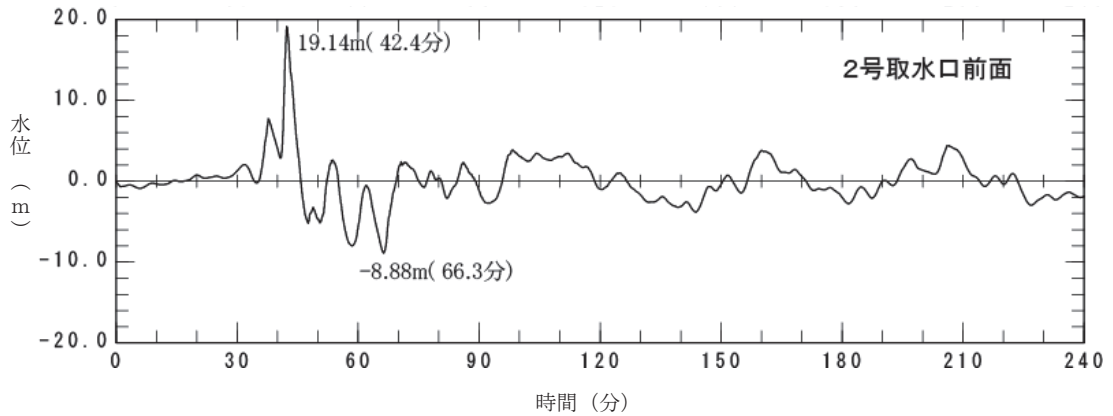


図 5-5 基準津波の 2 号炉取水口前面位置における時刻歴波形

表 5-1 過去の地震における本震と最大余震の関係

No	発生年月日	震源	本震	最大余震	
			規模 M0 (気象庁マグニチュード M)	規模 M1 (気象庁マグニチュード M)	本震との 時間間隔
1	1933/3/ 3	昭和三陸地震	8.1	6.7	0.125 日
2	1937/2/21	択捉島南東沖の地震	7.6	7.2	0 日 ^{*1}
3	1948/6/28	福井地震	7.1	5.5	0.004 日
4	1961/8/19	北美濃地震	7.0	5.2	0.1 日
5	1964/6/16	新潟地震	7.5	6.1	0.011 日
6	1968/4/ 1	日向灘地震	7.5	6.3	0.3 日
7	1968/5/16	十勝沖地震	7.9	7.5	0.4 日
8	1969/8/12	北海道東方沖の地震	7.8	6.3	0.3 日
9	1995/1/17	兵庫県南部地震	7.3	5.4	0.003 日
10	2003/5/26	宮城県沖	7.1	4.9	0.26 日
11	2003/9/26	十勝沖地震	8.0	7.1	0.05 日
12	2008/6/14	岩手・宮城内陸地震	7.2	5.7	0.025 日
13	2008/9/11	十勝沖	7.1	5.7	0.008 日
14	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	7.6 ^{*2}	0.02 日
15	2016/4/16	熊本地震	7.3	5.9	0.1 日

*1：24 時間以内であるが半日以内か不明

*2：気象庁による最新の震源情報を参照

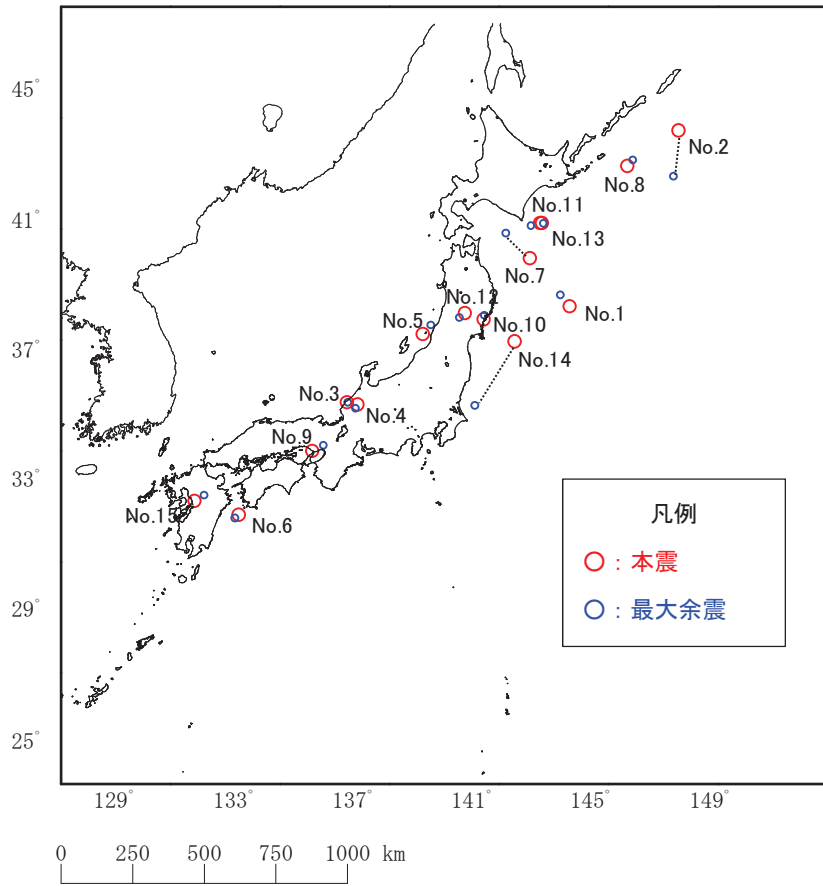


図 5-6 余震の規模の評価に用いた地震の震央分布

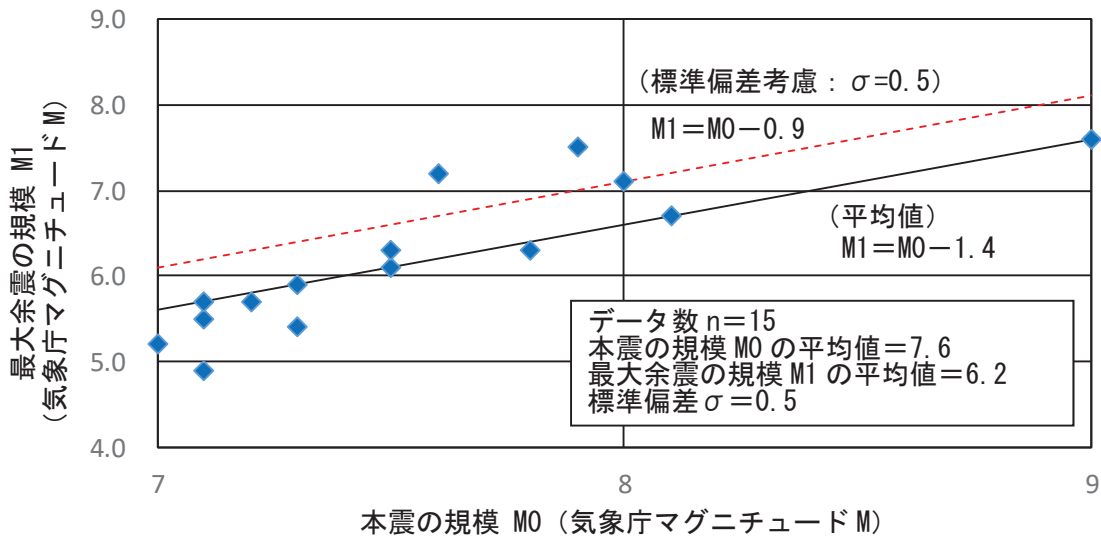


図 5-7 本震と最大余震の関係 ($M7.0$ 以上)

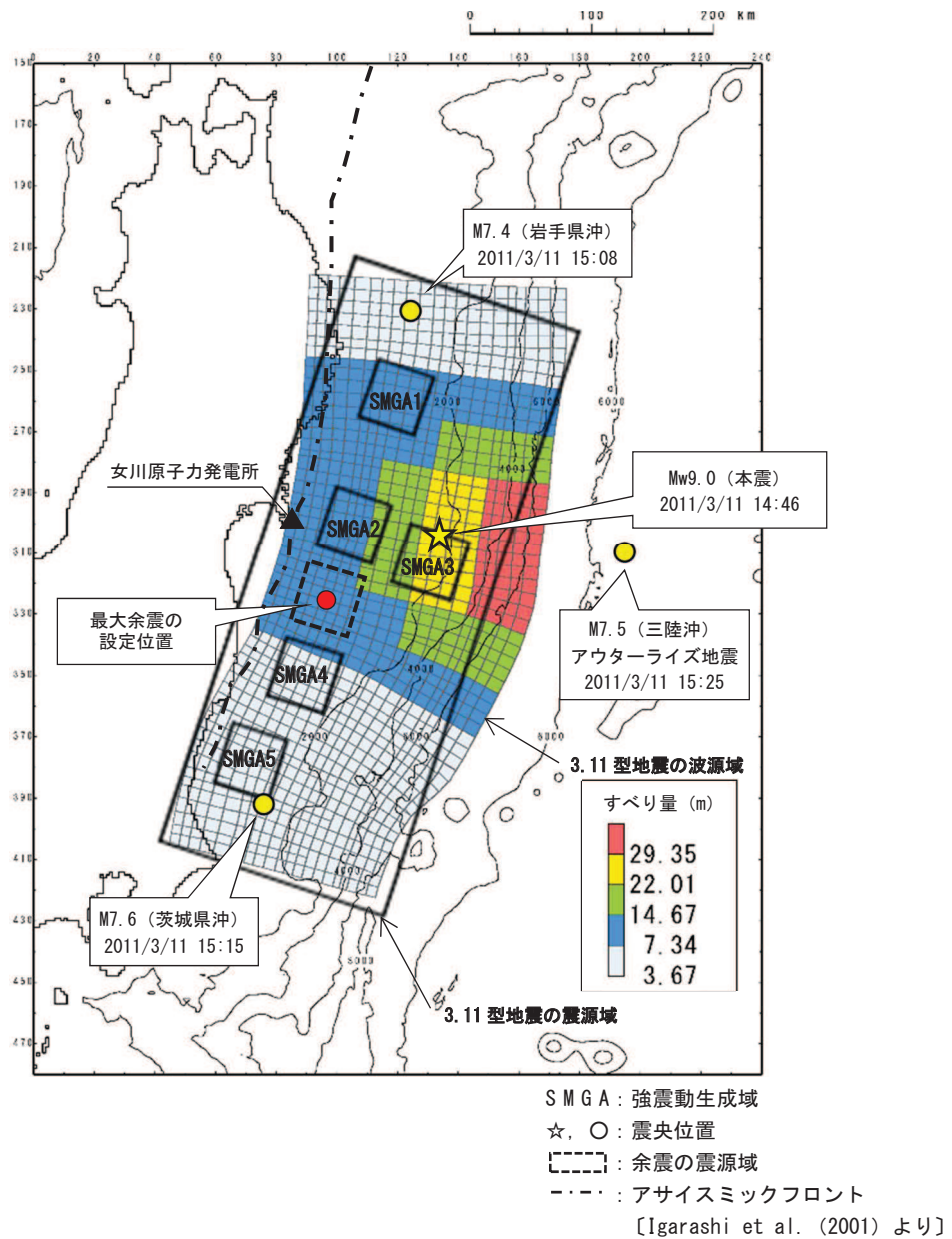


図 5-8 3.11 型地震の波源域と震源域及び余震の発生位置

表 5-2 設定した余震の震源諸元

項目	設定値
本震の規模 (Mw)	9.0
余震の規模 (M)	8.1
等価震源距離 [Xeq] (km)	99

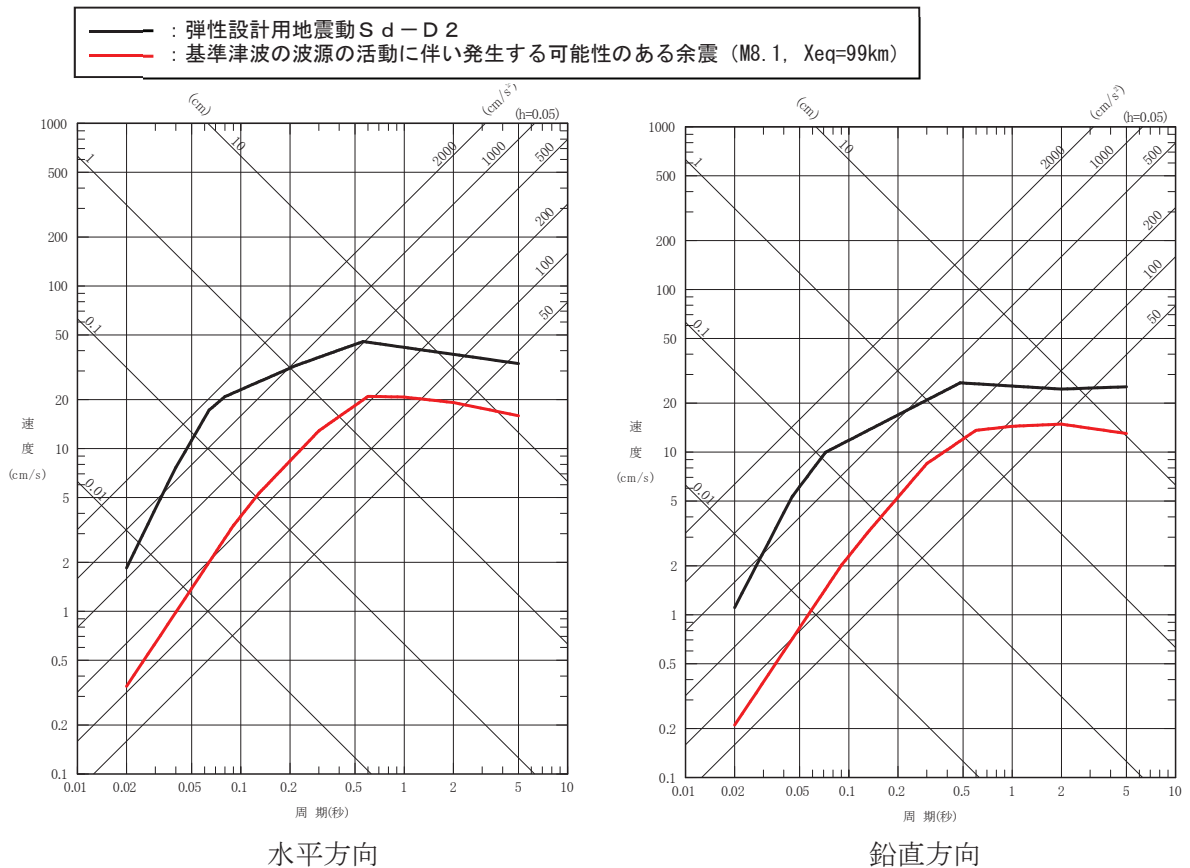


図 5-9 設定した余震と弾性設計用地震動 S d - D 2 との比較

(7) 誘発地震として考慮する震源の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震として考慮する震源を評価する。

評価に際しては、「(3) 検討方針」のとおり、基準津波と同じ地震発生様式である 3.11 地震の事例を参考に地震の規模、発生位置を検討する。図 5-3 に示された 3.11 地震の発生による誘発地震のうち、本震発生からもっとも早く発生した誘発地震は 3 月 12 日長野県北部の地震 (M6.7) であり、本震発生から 13 時間後である。

一方、女川原子力発電所の基準津波の到達時間は図 5-5 に示すとおり、地震発生から約 42 分後である。

このことから、基準津波の到達時間帯において規模の大きな誘発地震が発生する可能性は低いと考えられる。

しかしながら、規模の小さな誘発地震は 3.11 地震発生直後から発生していることを踏まえ、基準地震動の評価において検討用地震の候補として考慮していた規模の小さな短い活断層による地震を保守的に考慮する。

(8) 誘発地震による地震動評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震による地震動を評価する。誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布及び地震諸元をそれぞれ図 5-10 及び表 5-3 に示す。地震動評価は Noda et al. (2002) により行う。その際、基準地震動策定における内陸地殻内地震の評価と同様、保守的に内陸地殻内地震の補正係数(低減係数)は考慮しない。

なお、地震動評価の諸元は設置変更許可申請内容に基づき設定しているが、念のため、規模の小さな短い活断層の地震規模を入倉(2007)等に基づき M7.0 に仮定した場合の影響検討(敷地に最も近い f-13 断層で代表)も併せて示す。

評価結果を図 5-11 に示す。同図より、評価結果は弾性設計用地震動 S_{d-D2} を下回ることが確認される。

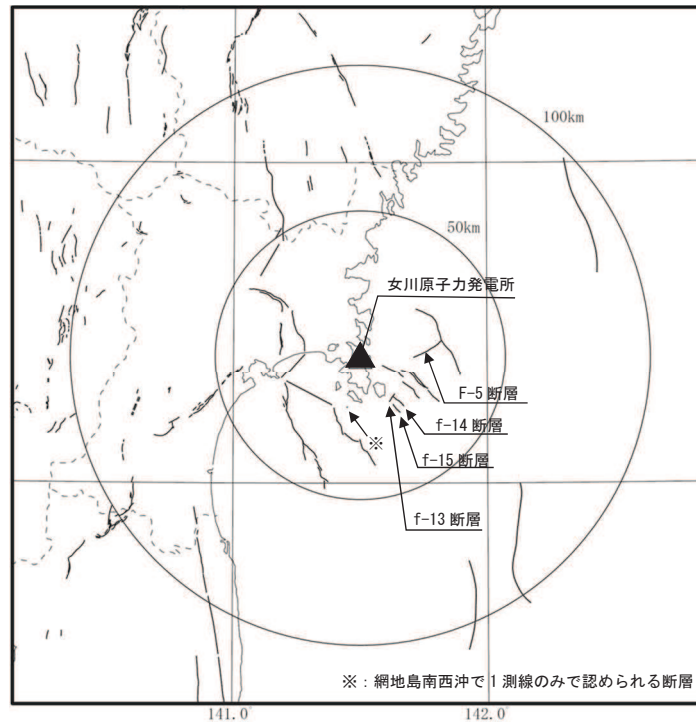


図 5-10 誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布

表 5-3 設定した誘発地震の諸元

断層名	規模(M)	等価震源距離 (km)
f-13 断層	6.7	17
f-14 断層	6.7	23
f-15 断層	6.7	24
F-5 断層	6.7	23
網地島南西沖で 1 測線のみで認められる断層	6.7	27

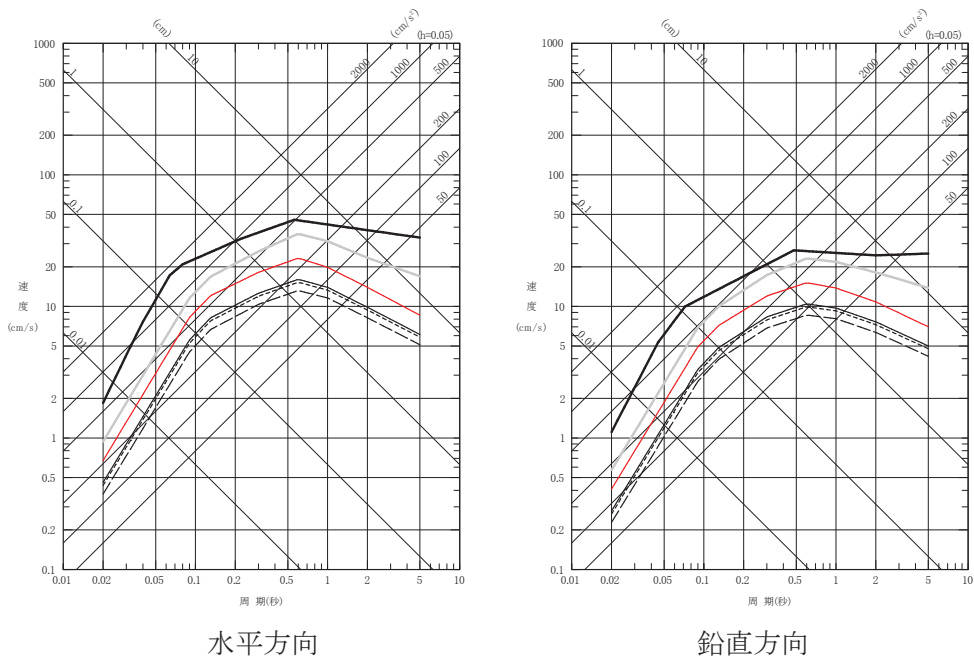
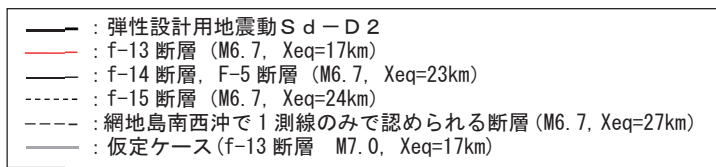


図 5-11 規模の小さな短い活断層による地震と弾性設計用地震動 S d - D 2 との比較

(9) 余震荷重の設定

以上の検討結果から、弾性設計用地震動 S d - D 2 を津波荷重に組み合わせる余震荷重として考慮する。

5.1.2 基準地震動 S_s と津波

基準地震動 S_s として選定している震源は図 5-12 に示す 3.11 型地震及び 2011 年 4 月 7 日宮城県沖型地震（以下、「4.7 型地震」という。）である。これらの震源については、地震波と津波の伝播速度が異なることを考慮すると、両者の組合せを考慮する必要はないと考えられる。以下、「(1) 基準地震動 S_s の震源と津波の波源が同一の場合」と「(2) 基準地震動 S_s の震源と津波の波源が異なる場合」とに分けて詳細を検討した結果を示す。

(1) 基準地震動 S_s の震源と津波の波源が同一の場合

3.11 型地震、4.7 型地震に伴う地震動及び津波の水位変動量が敷地に到達する時間は図 5-13 に示すとおりである。

3.11 型地震は、地震動が敷地に到達するのは地震発生後 2 分以内であるのに対し、同時帯における津波の水位変動量は概ね 0m である。そのため、両者が同時に敷地に到達することはないことから、基準地震動 S_s による地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。

また、4.7 型地震に伴う津波については、地震の発生機構（沈み込んだ海洋プレート内地震、Mw7.4、断層上縁深さ：約 50km～56km）から水位変動量が十分小さく、女川原子力発電所に与える影響はほとんどないと考えられることから、地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。

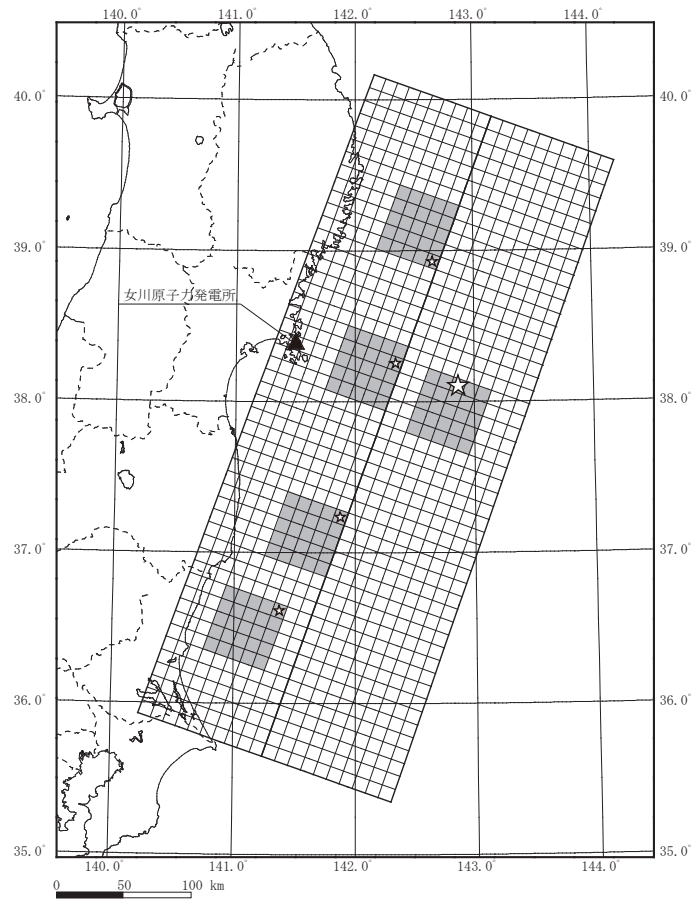
(2) 基準地震動 S_s の震源と津波の波源が異なる場合

基準津波以外の津波で、女川原子力発電所の津波高さに与える影響が大きい津波として、津波地震と海洋プレート内地震（アウターライズ地震）がある（図 5-14）。

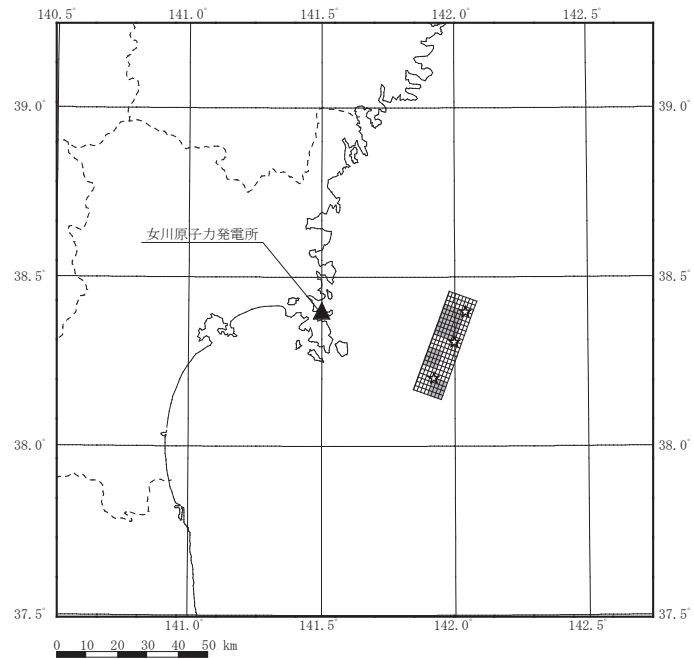
津波地震の波源は 3.11 型地震に含まれるため、基準地震動 S_s による地震動が敷地に到達する 2 分以内に、津波が敷地に到達することはない。

また、海洋プレート内地震（アウターライズ地震）の津波波源位置は、3.11 型地震よりも沖合（日本海溝の東側）に位置することから、仮に 3.11 型地震等の発生に伴い同地震が誘発された場合でも、基準地震動 S_s による地震動が敷地に到達する 2 分以内に、津波が敷地に到達することはない。

以上により、基準地震動 S_s による地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。

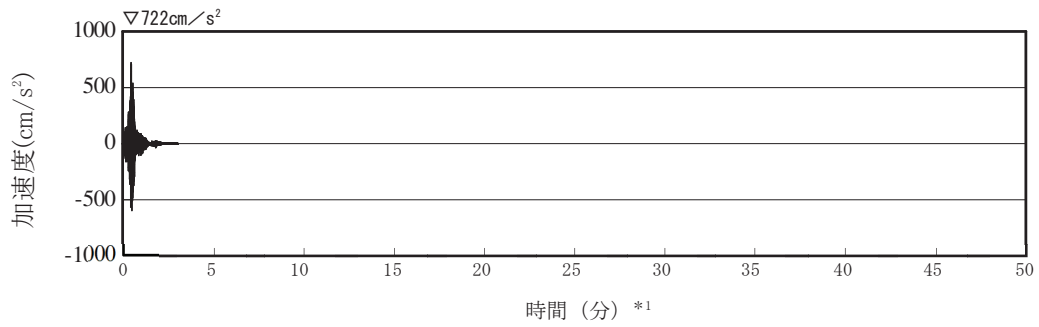


2011年東北地方太平洋沖型地震（基本ケース）

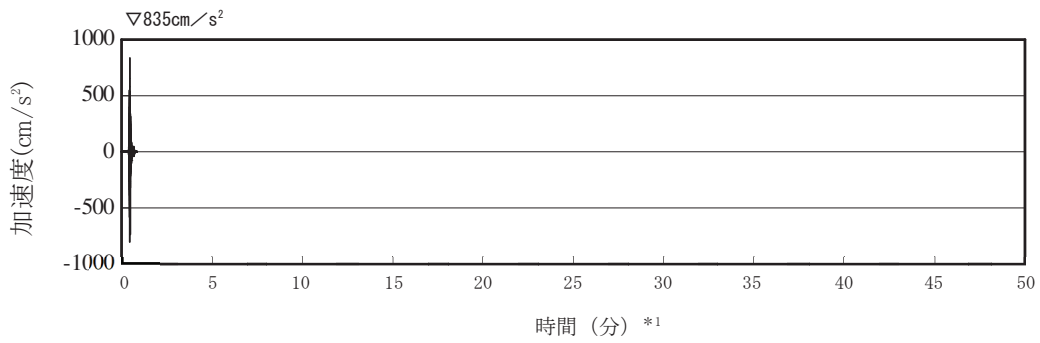


2011年4月7日宮城県沖型地震（基本ケース）

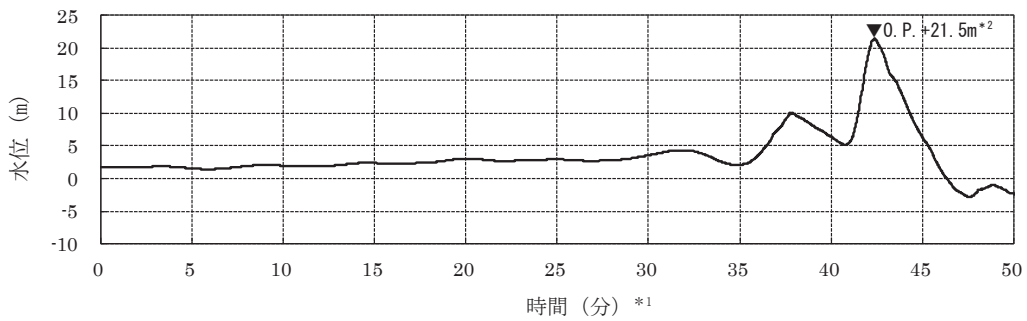
図 5-12 基準地震動の震源分布



2011年東北地方太平洋沖型地震による地震動（基準地震動S_s-F2，水平方向）



2011年4月7日宮城県沖型地震による地震動（基準地震動S_s-F3，水平方向）



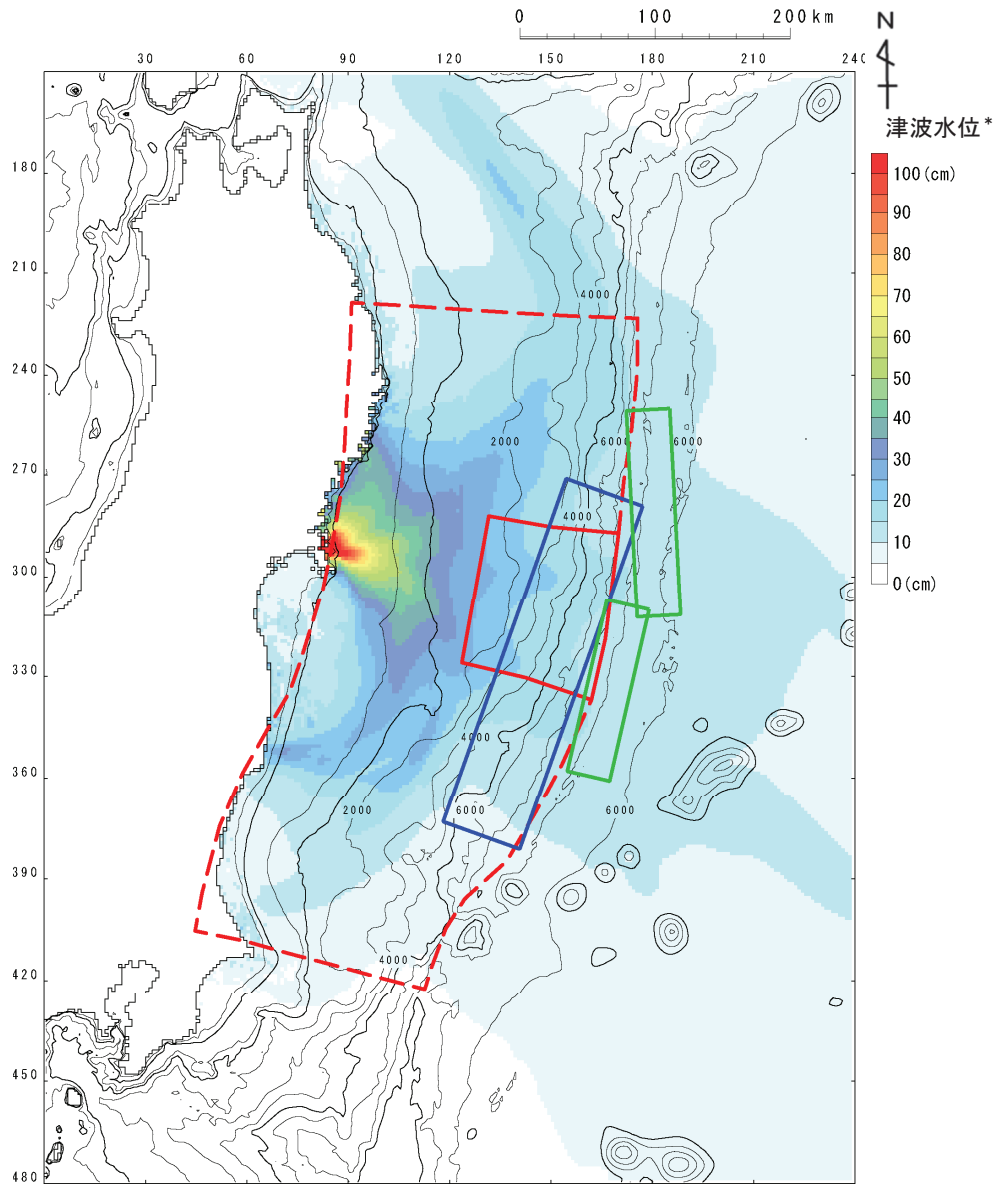
2011年東北地方太平洋沖型地震による津波（2号炉取水口前面における水位時刻歴波形）

*1：時間0秒は地震の発生時刻を示す。

*2：朔望平均満潮位（O.P.+1.43m）+潮位のぼらつき（+0.16m）+地震による地殻変動量を考慮。

図 5-13 地震動と津波の敷地への到達時間の比較

- : 2011年東北地方太平洋沖型地震
- : 津波地震
- : 海洋プレート内地震（アウターライズ地震）



* : 発電所を津波波源（半径 2 km の円を設定し、一律 10 m の初期水位を考慮）として仮定した場合の数値シミュレーションによる津波の伝播特性。

図 5-14 発電所の津波高さを与える影響が大きい津波の波源位置

[参考文献]

- 防災科学技術研究所：地震の基礎知識とその観測，
<https://www.hinet.bosai.go.jp/about_earthquake/>
- 日本地震工学会（2014）：東日本大震災合同調査報告，共通編1，地震・地震動
- 東京大学地震研究所：地震・火山情報，2011年3月 東北地方太平洋沖地震，
<http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/TOPICS_OLD/outreach/eqvolc/201103_tohoku/>
- S.Noda, K.Yashiro, K.Takahashi, M.Takemura, S.Ohno, M.Tohdo and T.Watanabe (2002) :
RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE OF STIFF STRUCTURES ON ROCK SITES, OECD-NEA Workshop
on the Relations between Seismological Data and Seismic Engineering Analysis. Oct. 16-
18, Istanbul.
- 地震調査研究推進本部(2016)：大地震後の地震活動の見通しに関する情報のあり方
- 入倉 孝次郎 (2012)：海溝型巨大地震の強震動予測のための震源モデルの構築，第40回地盤震動
シンポジウム
- Igarashi, T., Matsuzawa, T., Umino, N. and Hasegawa, A. (2001) : Spatial distribution
of focal mechanisms for interplate and intraplate earthquakes associated with the
subducting Pacific plate beneath the northeastern Japan arc : A triple-planed deep
seismic zone. J. Geophys. Res., 106, 2177-2191.
- 入倉 孝次郎 (2007)：原子力発電所の耐震設計のための基準地震動，日本地震工学会第5号

余震の規模の設定のための本震と余震の規模の関係について

本震と最大余震の規模の差については、本震の規模に依存しないことが知られている〔古本(2005)〕。例えば宇津(1957)では、日本で発生した地震について、本震、最大余震の規模の差と本震の規模の関係を図1のとおり示し、両者の関係は低いことを指摘している。

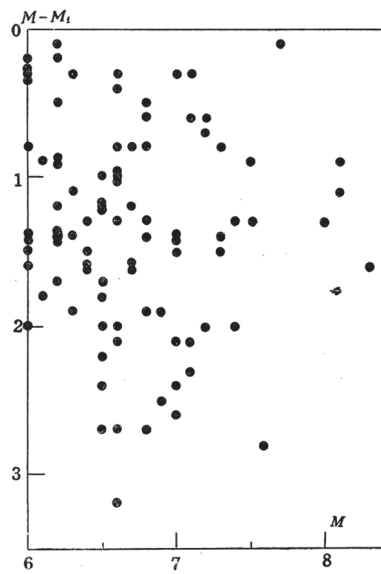
したがって、本震の規模を M_0 、最大余震の規模を M_1 、両者の差を D_1 とすれば、 D_1 は本震の規模に依存しない定数になることから、最大余震の規模 M_1 は下記の1次式で表現できる。

$$M_1 = M_0 - D_1$$

最大余震の規模 M_1 の評価式は、上式を当てはめた回帰分析により D_1 を求めることで得られる(図2)。このように、最大余震の規模 M_1 の評価式は、地震学的知見を踏まえた上で定式化した。

ここからは、データの少ない気象庁マグニチュード $M_8.0$ 以上の地震も含めて1次式で回帰することの妥当性について、海外の巨大地震データで補って検討した。検討に用いた地震は、図2のデータのうち本震及び最大余震のモーメントマグニチュード M_w が得られている地震と、海外の巨大地震のうち本震発生と最大余震の発生間隔が概ね12時間以内の地震である。これら地震の諸元を表1に、また、本震の規模と最大余震の規模の関係を図3に示す。同図から、本震の規模が $M_8.0$ 以上の地震についても、最大余震の規模は概ね1次式で表現できる関係にあることがわかる。

以上のことから、最大余震の規模の評価に際して、地震学的知見に基づいて1次式を用いることが妥当であることを確認した。さらに、最大余震の規模は、標準偏差を考慮することで保守的な設定となるよう配慮している。その上で、余震荷重としては最大余震の応答スペクトルを上回る弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ を考慮している。



横軸：本震の規模
縦軸：本震，最大余震の規模の差

Fig. 3. Relation between magnitude of main-shock M and magnitude of the largest after-shock M_1

図1 本震，最大余震の規模の差と本震の規模の関係 [宇津（1957）に一部加筆]

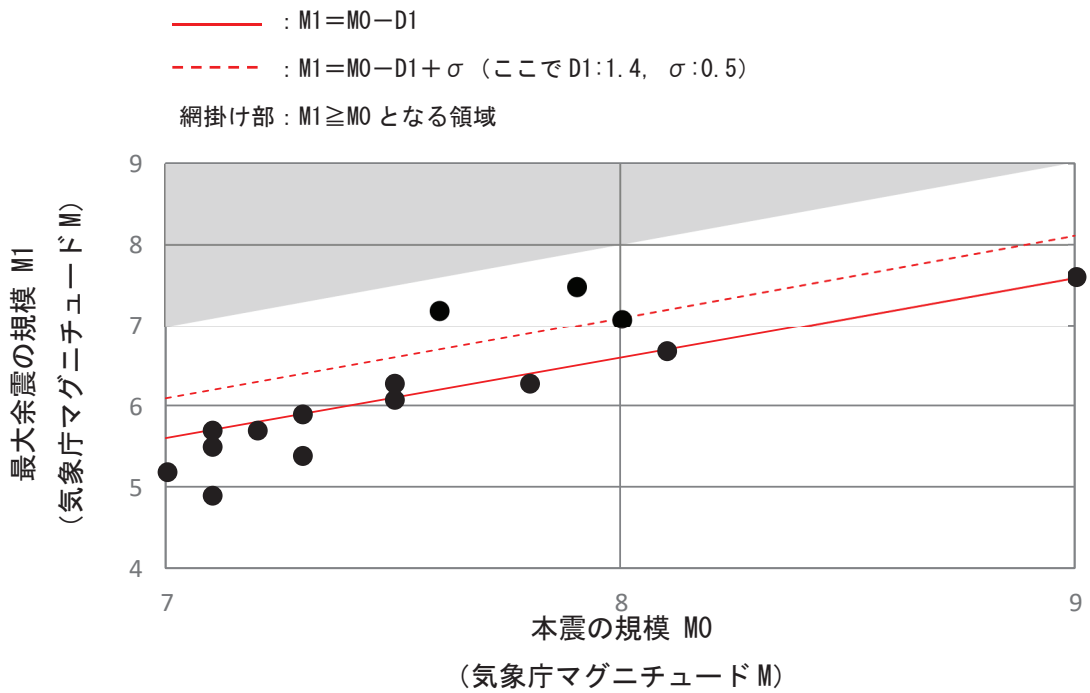
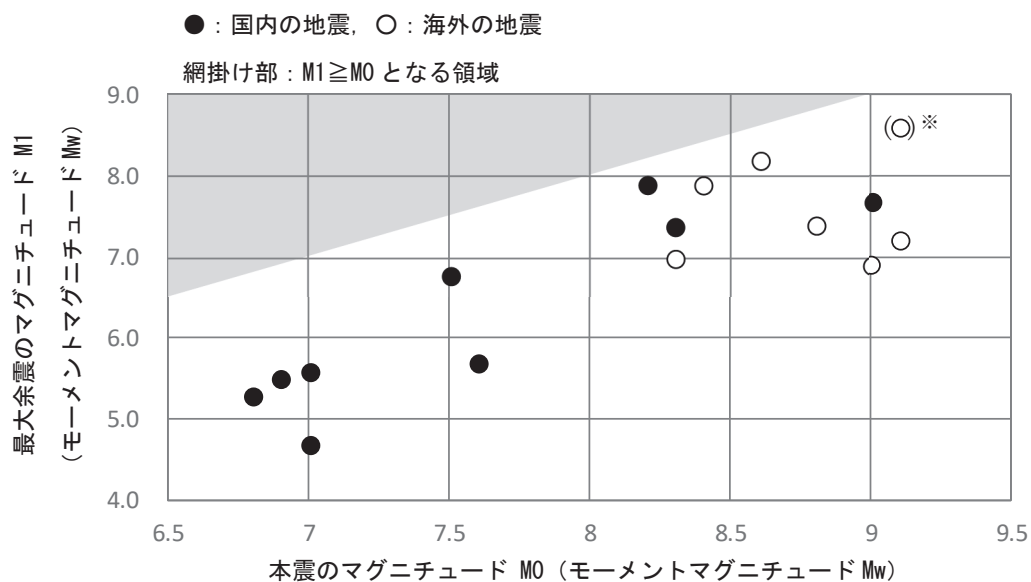


図2 本検討における本震の規模と最大余震の規模の関係

表1 過去の地震における本震と最大余震の関係

No.	発生年月日	震源	本震	最大余震	
			規模 M0 (モーメントマグニ チュード Mw)	規模 M1 (モーメントマグニ チュード Mw)	本震との 時間間隔
1	1952/11/ 4	off the east coast of the Kamchatka Peninsula, Russia	9.0	6.9	0.2 日
2	1964/ 6/16	新潟地震	7.6	5.7	0.0 日
3	1968/ 4/ 1	日向灘地震	7.5	6.8	0.3 日
4	1968/ 5/16	十勝沖地震	8.2	7.9	0.4 日
5	2003/ 5/26	宮城県沖	7.0	4.7	0.3 日
6	2003/ 9/26	十勝沖地震	8.3	7.4	0.0 日
7	2004/12/26	off the west coast of northern Sumatra	9.1	7.2	0.1 日
8	2007/ 9/12	southern Sumatra, Indonesia	8.4	7.9	0.5 日
9	2008/ 6/14	岩手・宮城内陸地震	6.9	5.5	0.0 日
10	2008/ 9/11	十勝沖	6.8	5.3	0.0 日
11	2010/ 2/27	offshore Bio-Bio, Chile	8.8	7.4	0.1 日
12	2011/ 3/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	7.7	0.0 日
13	2012/ 4/11	off the west coast of northern Sumatra	8.6	8.2	0.1 日
14	2015/ 9/16	48km W of Illapel, Chile	8.3	7.0	0.0 日
15	2016/ 4/16	熊本地震	7.0	5.6	0.1 日

検討に用いる地震は、図2のデータのうち、本震及び最大余震のMwが得られている地震と、海外の巨大地震のうち、本震発生と最大余震の発生間隔が概ね12時間以内の地震である。Mwは、気象庁、アメリカ地質調査所、防災科学技術研究所が公表している値を参照している。



※ : 2004年スマトラ島沖地震 (Mw9.1) の震源域付近では2005年に Mw8.6, 2007年に Mw8.4, 2012年に Mw8.6の地震が発生しているが、Mw9クラスの巨大地震の影響は長期間にわたると予想されることから、これらの地震も余震として扱うことが考えられる。また、Mw9クラスの地震に対するデータは少ないことから、本震発生からの経過時間の制約 (12時間以内) を外し、最も規模の大きい Mw8.6の地震 (表1のNo.13) を2004年スマトラ島沖地震 (Mw9.1) の最大余震とした場合を参考で示した。

図3 国内外の本震の規模と最大余震の規模の関係

〔参考文献〕

- 古本 宗充 (2005) : 本震と最大余震のマグニチュード差と地殻熱流量, 地震第2輯, 第58巻, 3号, pp. 221-224
- 宇津 徳治 (1957) : 地震のマグニチュードと余震の起こりかた, 地震第2輯, 第10巻, 1号, pp. 35-45

余震の発生位置について

「5.1.1(5)余震の震源位置の設定」において、2011年東北地方太平洋沖地震（以下、「3.11地震」という。）の地震発生後12時間以内に発生した気象庁マグニチュードM7.0以上の余震は、震源域（波源域）^{※1}の縁辺部付近及び強震動生成域(SMGA)の周辺で発生していることを確認し、余震の発生位置を、2011年東北地方太平洋沖型地震（以下、「3.11型地震」という。）の敷地前面に位置する強震動生成域(SMGA2)とその南側に位置するSMGA4の中間（M8.1の余震の震源域の拡がりを考慮）に設定したが、3.11地震以外の知見について整理した。

3.11地震以外の事例として、世界で発生したM9クラスの地震として、2004年スマトラ島沖地震（Mw9.1）、2010年チリ中部沿岸の地震（Mw8.8）、及び、至近の日本において3.11地震に次ぐ規模の地震として十勝沖地震（1968年、2003年）を確認した。

上記地震の本震と余震の位置関係を図1～4に示す。

これらの地震においても本震震源域の縁辺部付近及びアスペリティ（すべり量の大きい箇所、モーメント解放量の大きい箇所）と異なる位置で最大余震が発生している。

また、参考に強震動評価の観点から、1968年十勝沖地震及び2003年十勝沖地震について、地震調査研究推進本部が特性化震源モデルを検討しているので、アスペリティ（強震動生成域）と余震位置との対応関係について示すが、図3、4のモーメント解放量やすべり量分布と図5、6のアスペリティ位置は概ね対応している。

また、アスペリティ・モデルにおける本震・余震の関係性について、文献では以下のように説明されている。

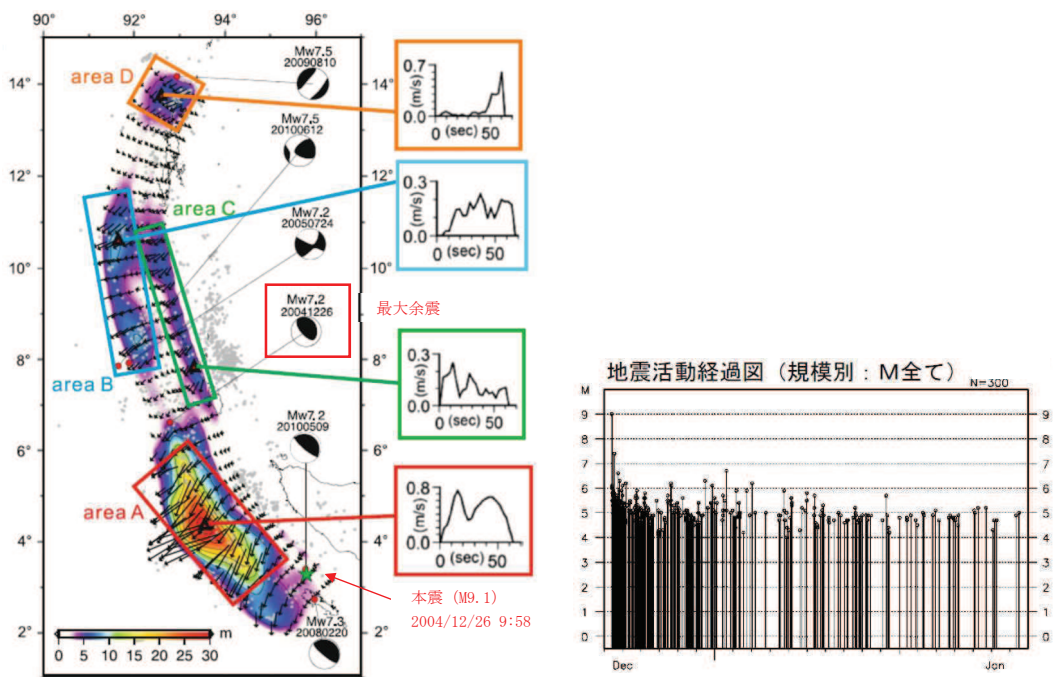
Yamanaka et al. (2004)^{※2}によれば、東北地方のプレートの沈み込み帯で発生したM7～8クラスの地震の分析結果から、余震が本震のアスペリティの周辺部で発生しているとしている。

松澤（2009）^{※3}によれば、アスペリティ・モデルの考え方の整理のなかで、大アスペリティで地震が生じると、余効すべりによりその周囲の小さなアスペリティが破壊することが示されている。

以上の知見も踏まえ、余震位置を強震動生成域(SMGA)の周囲に設定することとした。

※1：地震調査研究推進本部 [地震・津波の知識－用語集－（津波の）波源域]

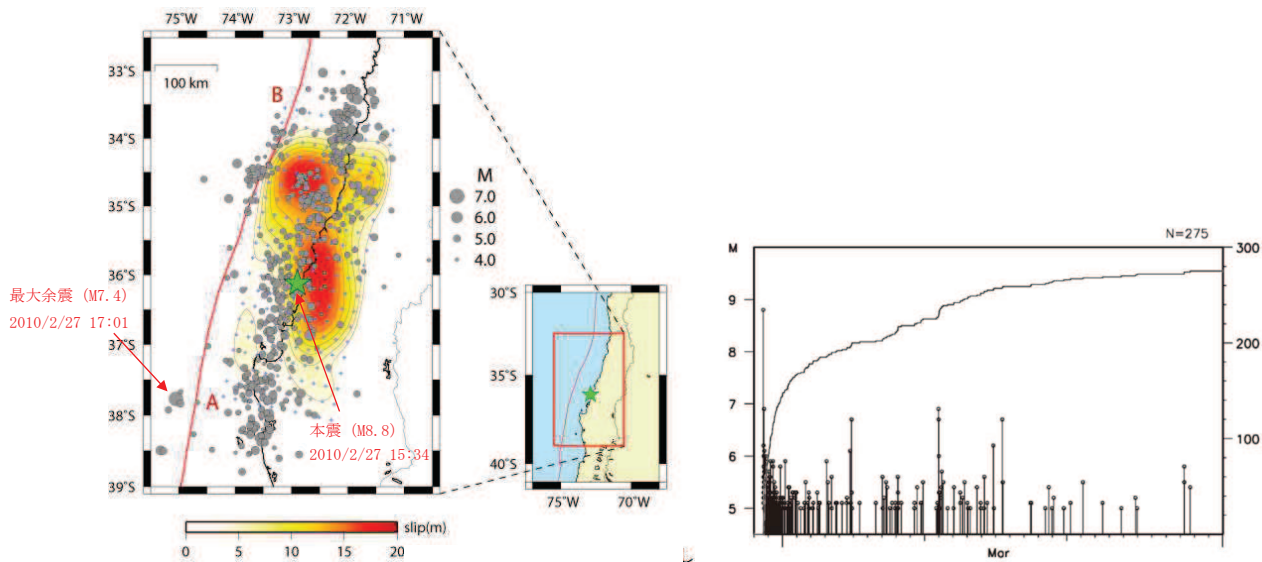
(https://www.jishin.go.jp/resource/terms/tm_source_area_of_tsunami/)によれば、「波源域は震源域と概ね一致するか、または広くなることが多い。」とされている。



左図:断層面のコンターは「すべり量分布」を示している。

震源インバージョン結果(すべり量分布) [Yoshimoto and Yamanaka (2014)に一部加筆] 及び余震の発生状況の時間的分布 (気象庁)

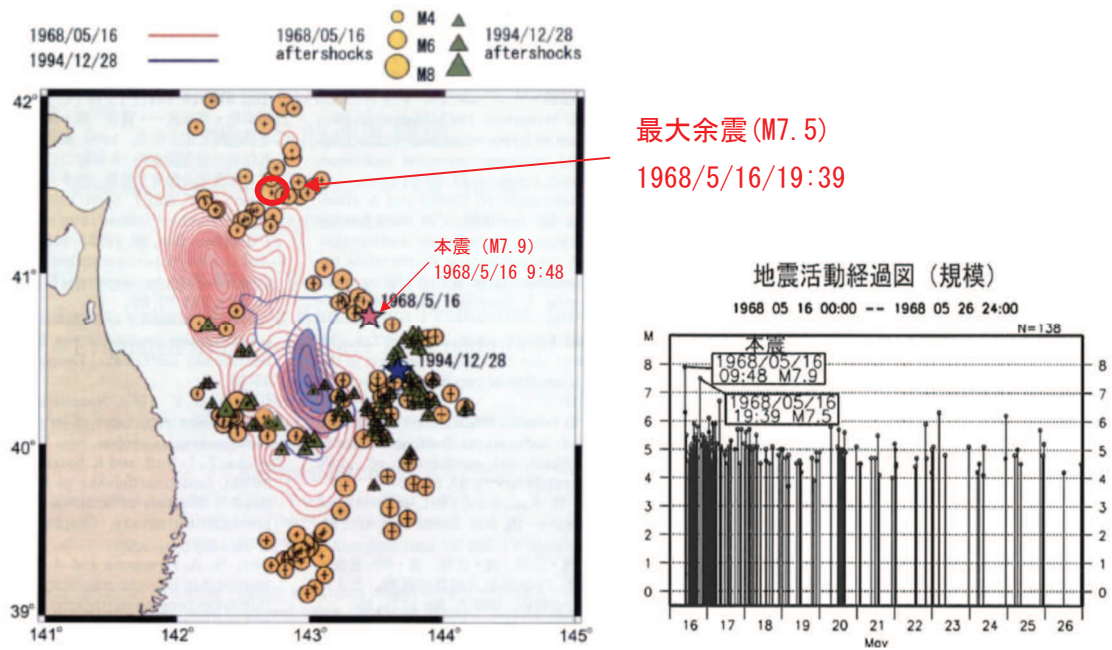
図1 2004年スマトラ島沖地震 (Mw9.1) の本震と余震の位置関係



左図:断層面のコンターは「すべり量分布」を示している。

すべり量分布図及び余震の発生状況の時間的分布 (気象庁に一部加筆)

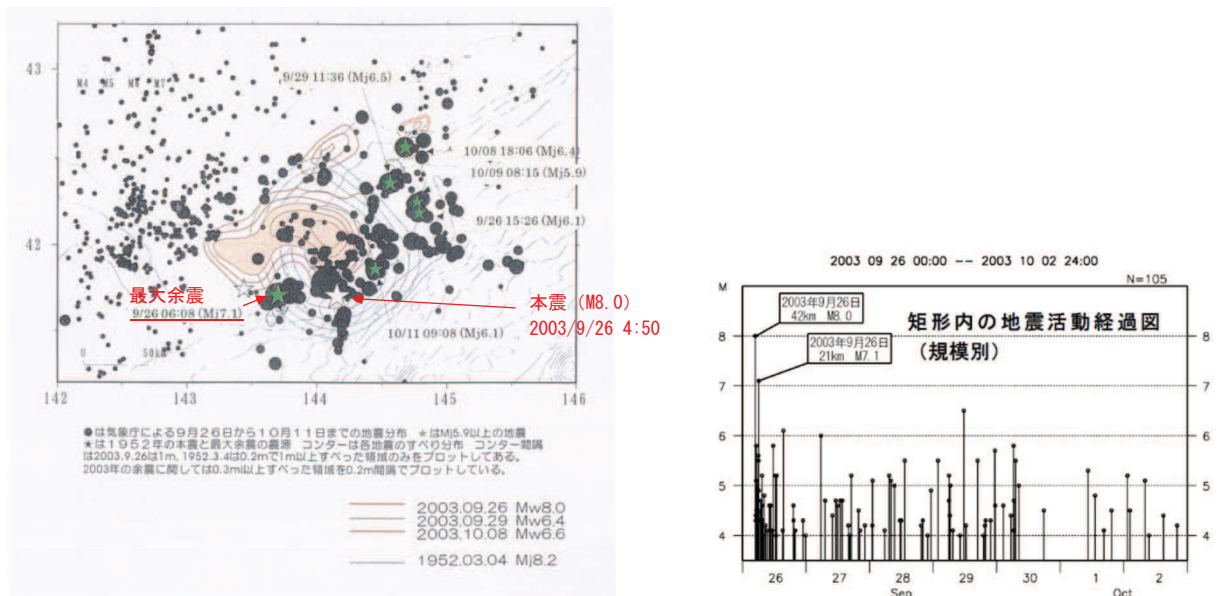
図2 2010年チリ中部沿岸の地震 (Mw8.8) の本震と余震の位置関係



左図:断層面のコンターは「モーメント解放量分布」を示している。

モーメント解放量分布と余震分布(1994年三陸はるか沖地震のモーメント解放量分布と余震分布)
 [永井ほか(2001)に一部加筆] 及び余震の発生状況の時間的分布(気象庁)

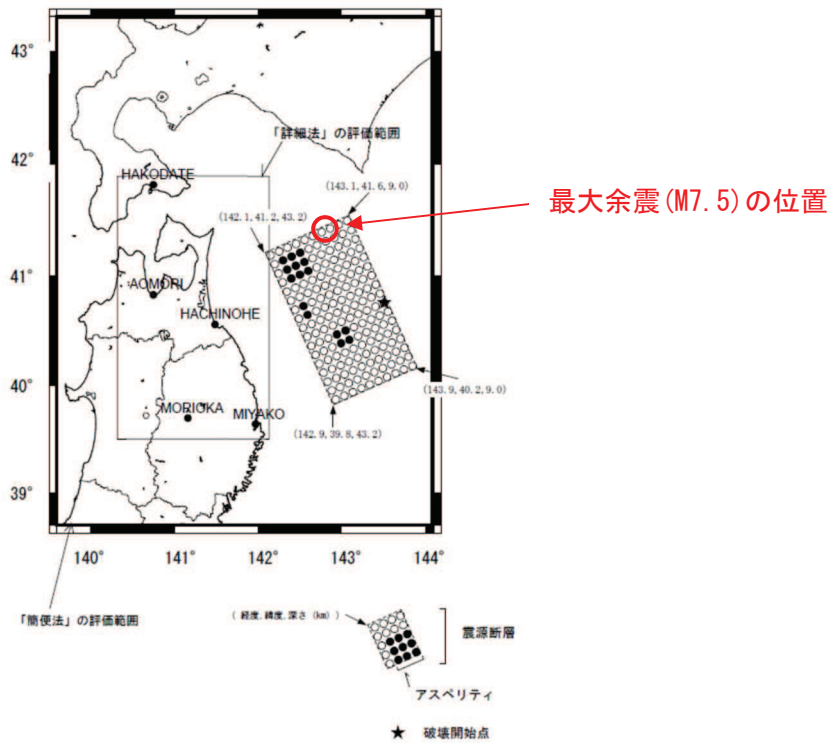
図3 1968年十勝沖地震の本震と余震の位置関係



左図:断層面のコンターは「すべり量分布」を示している。

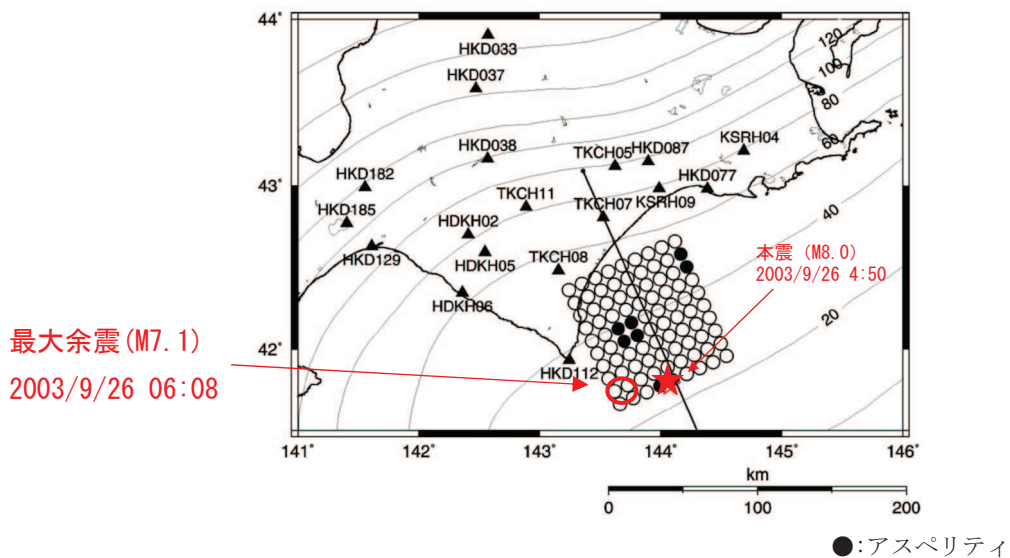
すべり量分布図 [地震予知連絡会(2003)に一部加筆] 及び余震の発生状況の時間的分布(気象庁)

図4 2003年十勝沖地震の本震と余震の位置関係及び余震の発生状況の時間的分布



想定する震源断層のパラメータの設定にあたっては、最新の活動である1968年十勝沖地震における断層パラメータ等の既往の解析結果を参照している。

図5 三陸沖北部の地震で想定した震源モデルと評価範囲〔地震研究推進本部(2004a)に一部加筆〕



2003年十勝沖地震の強震動評価にあたり、想定する震源断層パラメータを、2003年十勝沖地震の震源特性に関する既往の研究成果に基づいて設定している。

図6 2003年十勝沖地震の観測記録を利用した強震動予測手法の検証〔地震研究推進本部(2004b)に一部加筆〕

※2 : Yoshiko Yamanaka and Masayuki Kikuchi (2004) : Asperity map along the subduction zone in northeastern Japan inferred from regional seismic data, JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH, VOL. 109

Yamanaka et al. (2004)では、アスペリティの特徴的な挙動を調べるために、東北地方沖の過去70年間の大規模なプレート間地震の震源過程を調べ、1930年以降に発生した8つの地震について、アスペリティマップを作成した(図7)。また、そのなかで、余震は一般的にアスペリティ周辺で発生していると(図8, 9), 本震と余震のこのような関係は複数の研究で指摘されている、としている。

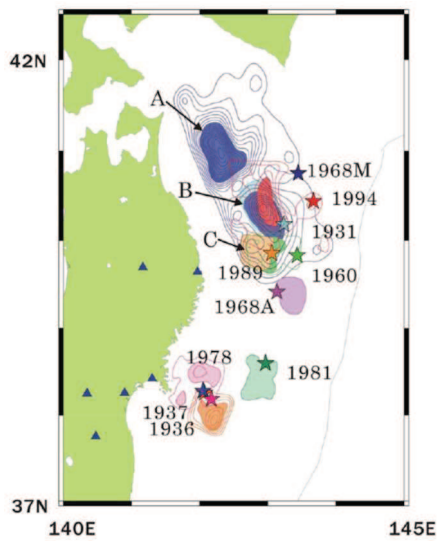


図7 日本の北東部の沈み込み帯に沿ったアスペリティマップ

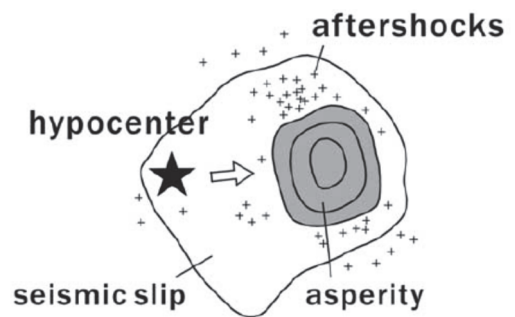


図8 震源、アスペリティ、地震すべり領域及び余震分布の関係

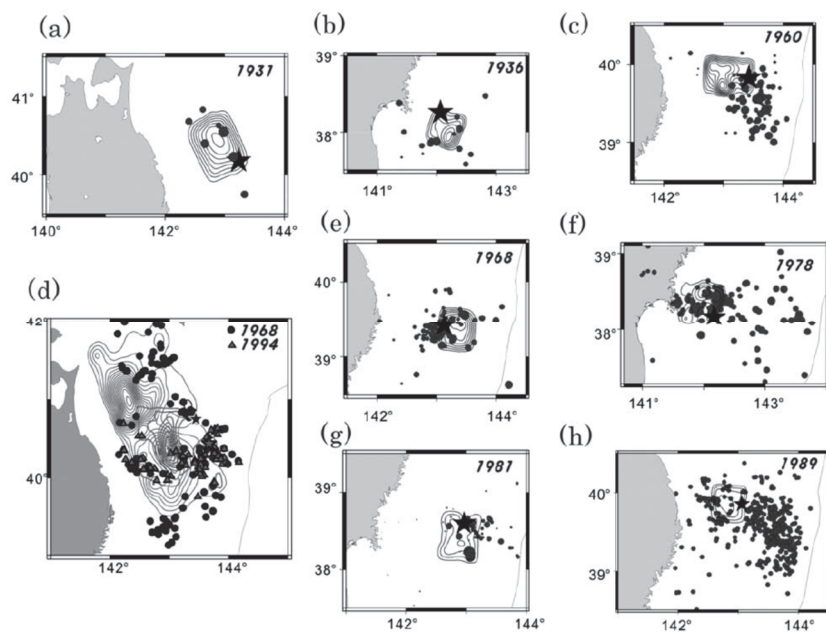


図9 アスペリティ(等高線)と余震発生位置との関係

※3：松澤 暢（2009）：プレート境界地震とアスペリティ・モデル，地震，第2輯，第61巻，347-355

松澤（2009）では，プレート境界地震は，基本的にアスペリティ・モデルによって説明できることが明らかになってきていることから，アスペリティ・モデルの生い立ちを整理し，プレート境界地震発生予測の展望について紹介している。

アスペリティの永続性について，1968年十勝沖地震と1994年三陸はるか沖地震との関係，釜石沖のM5程度の繰り返し地震等を例にし，プレート境界で，地震性すべりを起こす領域と起こせない領域が明確に分かれて存在している場所が確実に存在していることを明らかになったとしており，その概念を図10のとおり示している。

また，論文中で「プレート境界には大小さまざまなアスペリティが存在しており，アスペリティ以外は基本的にゆっくりとすべっているという新たなプレート境界のイメージが作り上げられた。大アスペリティで地震が生じると，周囲の速度強化域で余効すべりが生じ，その余効すべり域に囲まれた小さなアスペリティが破壊する。これによって余震域の拡大や群発的な活動が生じると考えられる。」としている。

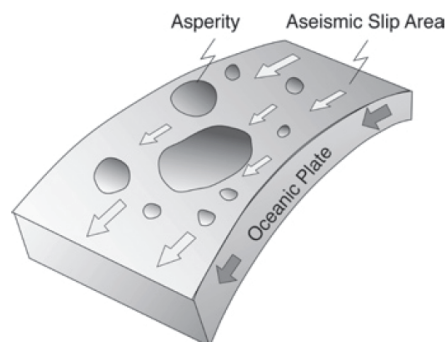


図10 プレート境界沈み込み帯の略図〔松澤（2009）〕

[参考文献]

- Masahiro Yoshimoto and Yoshiko Yamanaka (2014) : Teleseismic inversion of the 2004 Sumatra-Andaman earthquake rupture process using complete Green's functions, Earth Planets and Space, 66.
- 気象庁 : 気象庁情報カタログ,
<<https://www.data.jma.go.jp/add/suishin/catalogue/quake.html>>
- 永井理子・菊地正幸・山中佳子 (2001) : 三陸沖における再来大地震の震源過程の比較研究—1968年十勝沖地震と1994年三陸はるか沖地震の比較—, 地震 2, 54, 267–280
- 地震予知連絡会 (2003) : 第154回地震予知連絡会
- 地震研究推進本部 (2004a) : 三陸沖北部の地震を想定した強震動評価について
- 地震研究推進本部 (2004b) : 2003年十勝沖地震の観測記録を利用した強震動予測手法の検証について
- Yoshiko Yamanaka and Masayuki Kikuchi (2004) : Asperity map along the subduction zone in northeastern Japan inferred from regional seismic data, JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH, VOL. 109
- 松澤 暢 (2009) : プレート境界地震とアスペリティ・モデル, 地震, 第2輯, 第61巻, 347–355

余震の設定位置についての補足検討

余震の設定位置は、3.11型地震に基づく基準津波に伴い発生する余震として、3.11地震の地震発生後12時間以内に発生した気象庁マグニチュードM7.0以上の余震の中で最も敷地に近い位置で発生した岩手県沖の地震の震源(M7.4, $X_{eq}=195\text{km}$)等に比較し保守的な設定である(図1)。

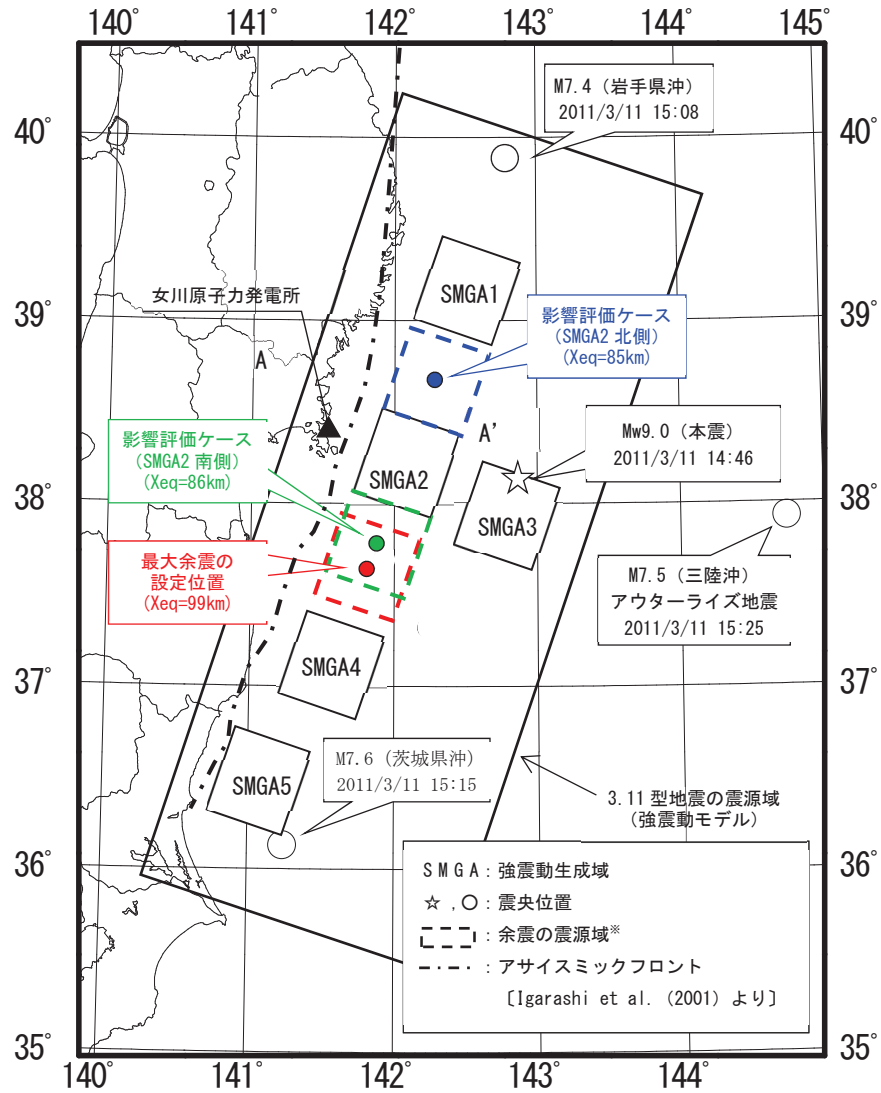
この設定位置は、3.11地震、過去の大規模地震の事例を参考に余震が本震のアスペリティの周辺部で発生していること、及び余震の地震規模を本震の強震動生成域と同等となるM8.1に設定したことによる震源域の拡がり、並びに太平洋プレート沈み込み帯の地震発生の特徴とされるアサイスマックフロント*の位置を踏まえ3.11型地震の敷地前面に位置する強震動生成域(SMGA2)とその南側に位置するSMGA4の中間に設定した(等価震源距離 $X_{eq}=99\text{km}$)。

また、仮にSMGA2とその北側のSMGA1の中間に配置しても等価震源距離は $X_{eq}=99\text{km}$ となる。なお、SMGA2の西側となる敷地寄りに余震を設定するとした場合は、震源域の大きさからアサイスマックフロント*を大きく超え、プレート間地震が発生しない深い位置に断層面を設定することとなり非科学的な想定となる。

念のための影響評価として、本震と共に破壊される位置と考えられるが、余震の設定位置をより敷地に近付けたケースとして、SMGA2の北側及び南側に接した位置($X_{eq}=85\text{km}$, 86km)に仮定した場合について確認した。

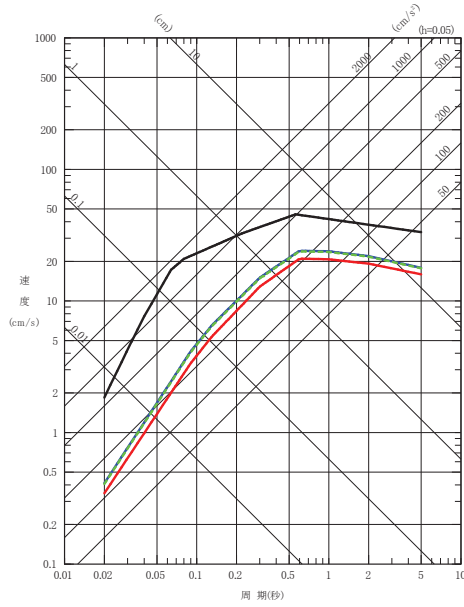
評価結果を図3に示す。評価結果は、弾性設計用地震動 S_d-D2 を下回る。

※ アサイスマックフロント：東北日本弧の場合、ほぼ太平洋側の海岸線付近にアサイスマックフロントと呼ばれる地震活動の境界線がある。これは、深さ40km~60kmの地震の震央をプロットすると現れるもので、この線より陸側(深い側)では、最上部マントルが高温で軟らかいためにプレート間地震が起こらないとされている。

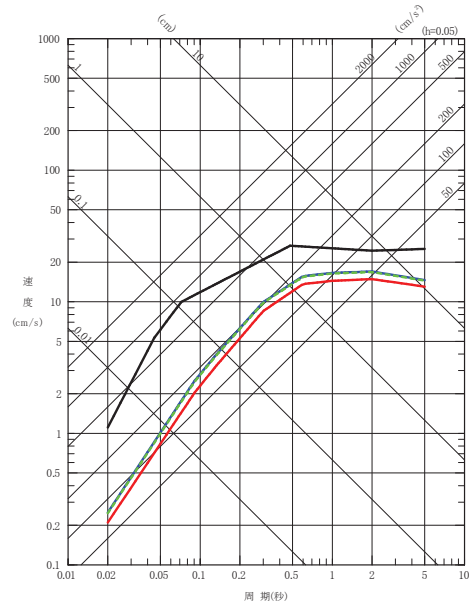


※: 3.11型地震のSMGA1つの地震規模はM8.1, 面積は2500km² (50km×50km)。余震の規模M8.1から, 余震の震源域の面積は2500km²とした。

図1 余震の設定位置



水平方向



鉛直方向

図3 設定した余震と弾性設計用地震動 S d - D 2 との比較

[参考文献]

- Igarashi, T., Matsuzawa, T., Umino, N. and Hasegawa, A. (2001) : Spatial distribution of focal mechanisms for interplate and intraplate earthquakes associated with the subducting Pacific plate beneath the northeastern Japan arc : A triple-planed deep seismic zone. *J. Geophys. Res.*, 106, 2177-2191.

海洋プレート内地震についての補足検討

3.11 型地震に基づく基準津波の余震の設定は、3.11 地震の地震発生後 12 時間以内に発生した M7.0 以上の余震の発生状況を踏まえ、敷地に近い位置にプレート間地震を設定し評価した。

3.11 地震の上記余震は 3 地震が発生しているが、これらの地震タイプは、プレート間地震(岩手県沖、茨城県沖)のほかに、海洋プレート内地震に分類されるアウターライズ地震(三陸沖)が発生している。

ここでは、3.11 型地震(プレート間地震)の余震の設定は、同タイプのプレート間地震を想定することが基本と考えられるが、保守的に海洋プレート内地震の余震についても影響確認を行う。

(1) 3.11 地震の地震発生後 12 時間以内に発生した M7.0 以上の余震の発生状況を踏まえた検討

3.11 地震の余震として、三陸沖で M7.5 の沈み込む海洋プレート内地震(アウターライズ地震)が発生していることから、その影響評価を行う。

3.11 型地震 (M9.0) より想定される余震の規模は、5.1.1(4)に示したとおり、本震と最大余震の規模の平均値の差に標準偏差を取り入れた $D1=0.9$ を踏まえ、 $M0(9.0)-D1(0.9)=M1(8.1)$ から M8.1 を設定する。

震源位置は、三陸沖の余震位置(等価震源距離 $X_{eq}=292\text{km}$)及び設置変更許可申請で検討を行ったアウターライズ地震の位置 ($X_{eq}=253\text{km}$) に想定する (図 1)。

(2) 上記(1)以外の補足検討

3.11 地震の海洋プレート内地震の余震としては、沈み込む海洋プレート内地震 (アウターライズ地震) の発生のみで、沈み込んだ海洋プレート内地震で M7.0 以上の地震は発生していないが、沈み込んだ海洋プレート内地震についても、保守的に影響評価を行う。

a. 規模の大きな地震

設置変更許可申請で検討を行った M8 クラスの沈み込んだ海洋プレート内地震は、沖合のやや浅い地震として、東北地方最大規模の地震である 2011 年 7 月 10 日三陸沖の地震 (M7.3) の位置で検討していることから、その震源位置 ($X_{eq}=187\text{km}$) に、上記(1)と同じ M8.1 の余震を保守的に想定する (図 1)。

b. 規模の小さな地震

3.11 地震の地震発生後 12 時間以内に発生した M6.0 以上の余震の発生状況をみると、敷地前面海域(宮城県沖)では発生しておらず、また、やや深い位置での沈み込んだ海洋プレート内地震の評価として、震源深さ 40km 以深*を目安として確認したところ、茨城県沖で発生したプレート間地震 (最大余震, M7.6) を除くと、岩手県沖及び福島県沖で最大 M6.2 の余震が発生している (図 2)。

影響評価を行ううえでの余震の規模は、3.11 地震の震源深さ 40km 以深の余震の最大 M6.2 に保守性を踏まえ、M7.0 を想定する (図 1)。

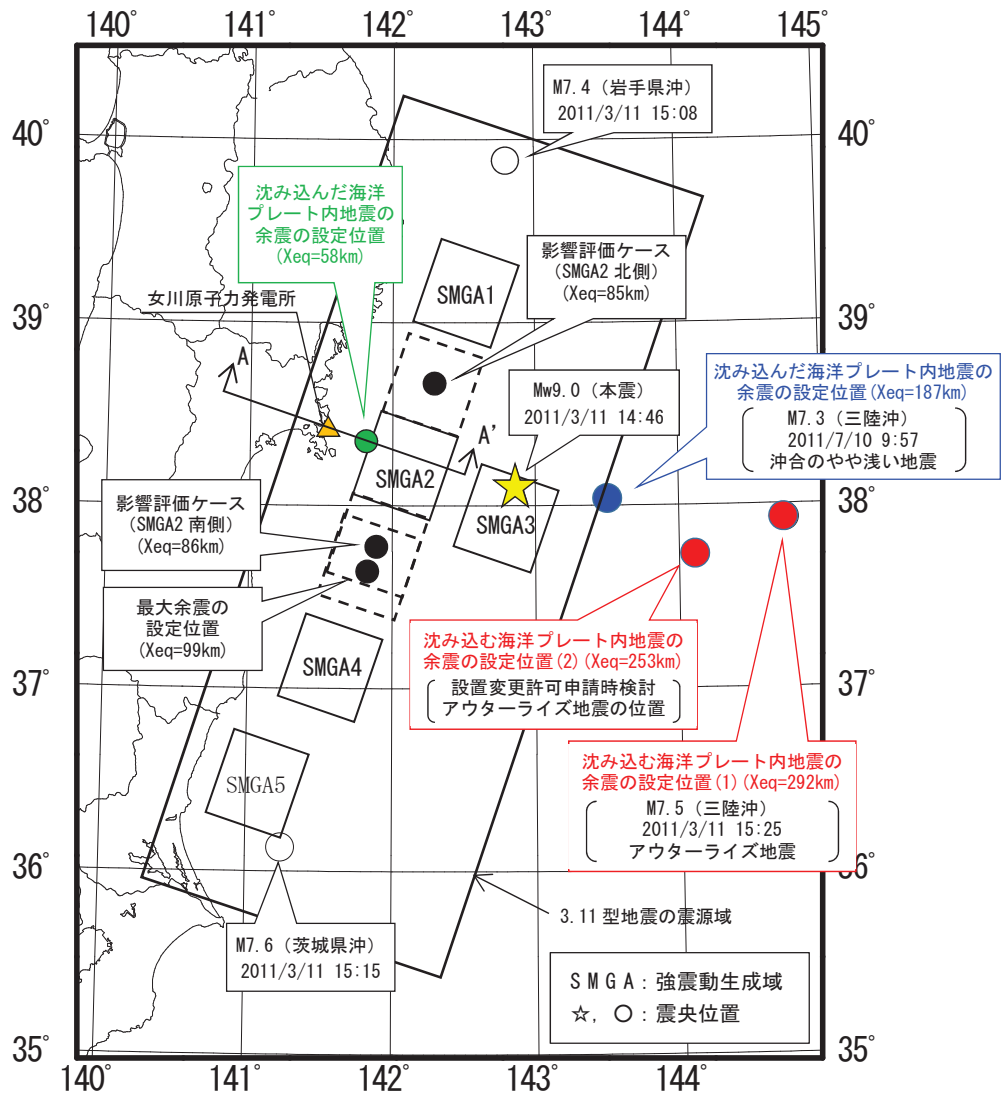
震源位置も、保守的観点から敷地周辺の海洋プレートの沈み込み形状を考慮した敷地から最短となる海洋地殻内の位置 ($X_{eq}=58\text{km}$) に設定する。

※: Igarashi et al. (2001) によると、深さ 40km から 70km ではプレート間地震 (LT) と海洋プレート内地震 (DC) の両タイプの地震が発生するとしており、深さ 40 km を目安とした場合、両タイプの地震を抽出することになる (図 3)。なお、3.11 地震の最大余震の茨城県沖地震 (M7.6) は深さ 43km でプレート間地震となっている。

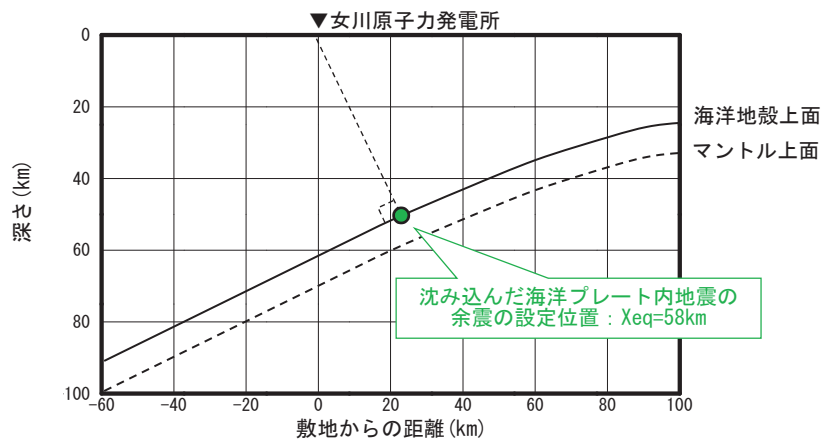
(3) 地震動評価

5.1.1 (6)と同様に、Noda et al. (2002)に地震動評価を行うが、設置変更許可申請で検討を行ったとおり、海洋プレート内地震については、短周期が励起される特徴を踏まえ、敷地で得られた観測記録に基づく補正係数を採用する。

海洋プレート内地震の余震の評価結果を図 4 に示す。同図より評価結果は、弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ を下回る。



海洋プレート内地震の余震の設定位置（平面図）



沈み込んだ海洋プレート内地震の余震の設定位置（A-A' 断面図）

図1 余震の設定位置

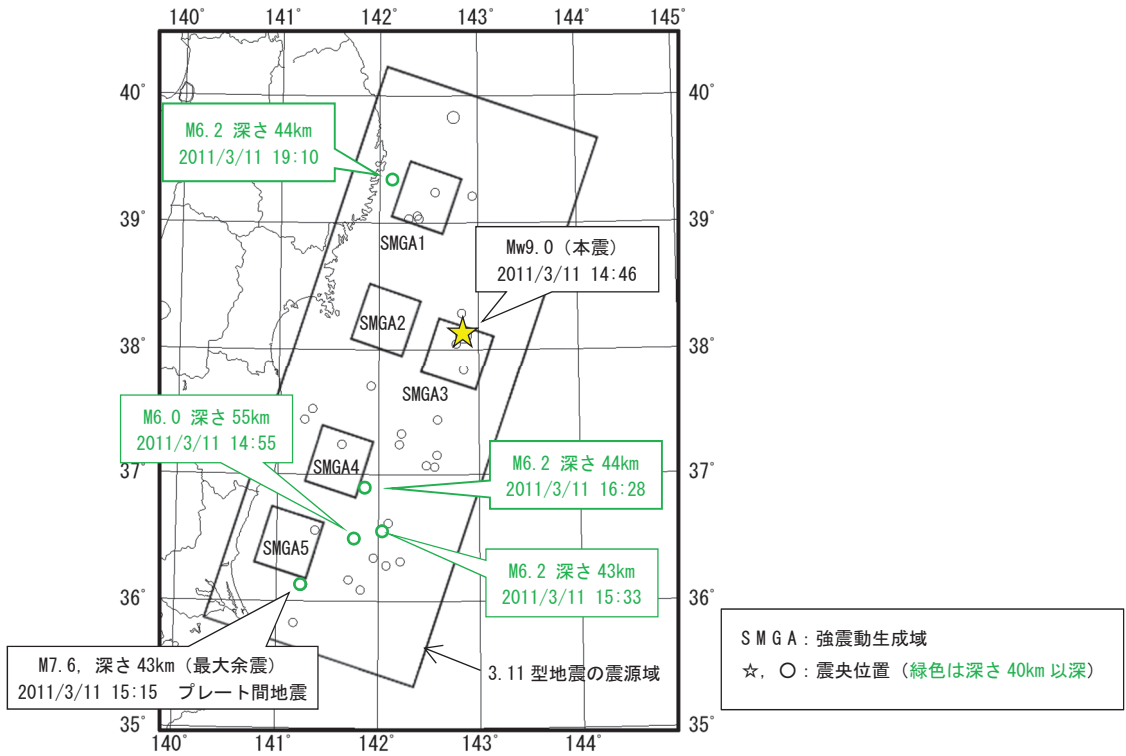


図2 3.11地震の地震発生後12時間以内の余震分布 (M6.0以上)

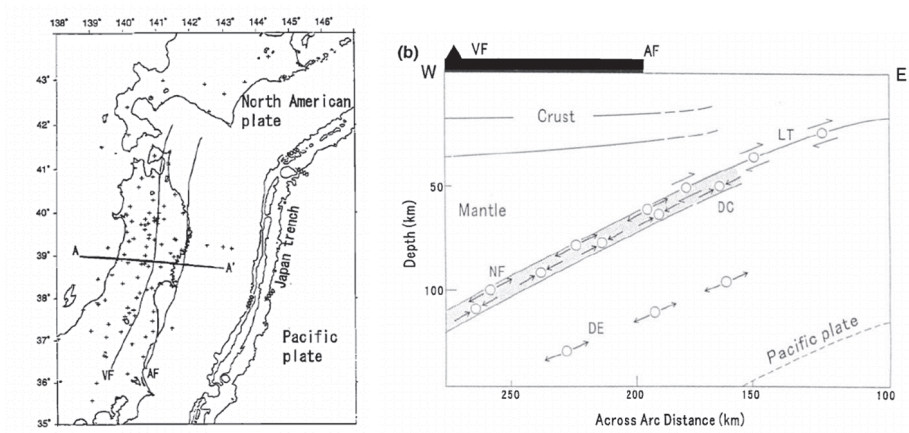
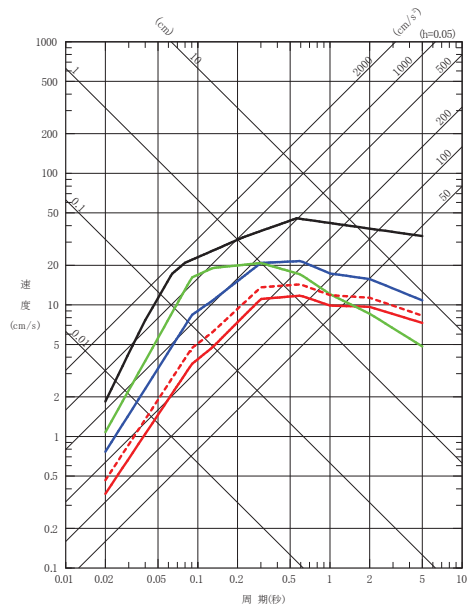
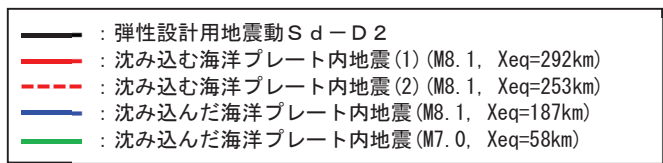
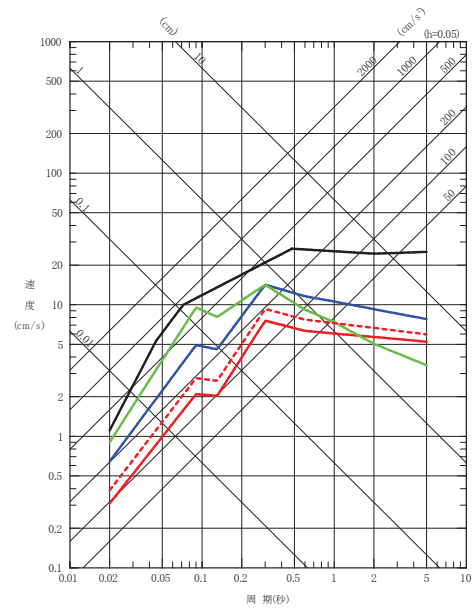


図3 Igarashi et al. (2001)によるプレートの沈み込みと地震の発生様式
 (図中 AF : アサシミックフロント, LT : プレート間地震,
 DC : 海洋プレート内地震 [ダウンディップ・コンプレッション型])



水平方向



鉛直方向

図4 海洋プレート内地震と弾性設計用地震動 S d - D 2 との比較

[参考文献]

- Igarashi, T., Matsuzawa, T., Umino, N. and Hasegawa, A. (2001) : Spatial distribution of focal mechanisms for interplate and intraplate earthquakes associated with the subducting Pacific plate beneath the northeastern Japan arc : A triple-planed deep seismic zone. J. Geophys. Res., 106, 2177-2191.
- S.Noda, K.Yashiro, K.Takahashi, M.Takemura, S.Ohno, M.Tohdo and T.Watanabe (2002) : RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE OF STIFF STRUCTURES ON ROCK SITES, OECD-NEA Workshop on the Relations between Seismological Data and Seismic Engineering Analysis. Oct. 16-18, Istanbul.

5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて

5.2.1 はじめに

耐津波設計を行うに当たって現場確認を要するプロセスとして、遡上解析に必要となる敷地モデルの作成プロセスと耐津波設計の入力条件等（配置，寸法等）の現場確認プロセスの2つがある。現場確認を含めたこれらのプロセスをそれぞれ以下に示す。

5.2.2 遡上解析に関する敷地モデルの作成に関する現場確認プロセスについて

(1) 基準要求

設置許可基準規則第五条（津波による損傷の防止）において，設計基準対象施設は，その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないことを要求している。また，解釈の別記3により，遡上波の到達防止に当たっては，敷地及び敷地周辺の地形及びその標高などを考慮して，敷地への遡上の可能性を検討することを規定している。

当該基準要求を満足するに当たっては，「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」において，遡上解析上，影響を及ぼすものの考慮を要求しており，具体的には，敷地及び敷地周辺の地形とその標高，伝播経路上の人工構造物を考慮した遡上解析を実施することとしている。

(2) 敷地モデル作成プロセス

上記要求事項を満足するために，図 5.2-1 に示すフローに従って敷地モデルを作成した。次の a. ～ d. にプロセスの具体的内容を示す。

a. 敷地及び敷地周辺の地形とその標高のモデル化

敷地及び敷地周辺の地形とその標高について，QMS 図書として維持管理されている図面等を確認し，遡上域のメッシュサイズを踏まえて，適切な形状にモデル化を行った。

b. 津波伝播経路上の人工構造物の調査

敷地において伝播経路上に存在する人工構造物として抽出すべき対象物をあらかじめ「津波伝播経路上の人工構造物」として定義し調査を実施した。

具体的な対象物は，耐震性や耐津波性を有する恒設の人工構造物である。その他の津波伝播経路上の人工構造物については，構造物が存在することで津波の影響軽減効果が生じ，遡上範囲を過小に評価する可能性があることから，遡上解析上，保守的な評価となるよう対象外とした。

(a) 図面等による調査

上記で定義した対象物となる既設の人工構造物については，高さ，面積について，QMS 図書として維持管理されている図面等の確認を実施した。また，将来設置される計画がある人工構造物のうち，上記で定義した対象物に該当するものについては，計画図面等により調査を実施した。

海底地形及び陸域の地形については，日本水路協会の最新の地形データ及び国土地理院発行の地形図からデータを抽出した。発電所敷地内の地形及び構造物のデータに

については、建設時の工事竣工図からデータを抽出した。

なお、東北地方太平洋沖地震前のデータを用いる際には地震による沈下を考慮して標高を設定した。

(b) 現場調査

(a)で実施した図面等による調査において確認した既設の人工構造物については、社員による現場ウォークダウンにより図面等と相違ないことを確認した。また、図面に反映されていない対象物となる人工構造物について、遡上解析に影響する変更がないことを確認した。

発電所敷地における構造物、地盤などの変位及び変形については、発電所における定期保守業務で特定地点の計測、深淺測量の結果を反映した。

c. 敷地モデルの作成

上記(b)で実施した調査結果を踏まえ、敷地モデルの作成を実施した。

d. 敷地モデルの管理

遡上解析に係る地形の改変や、人工構造物の新設等の変更が生じれば、必要に応じ上記 a. 及び b. に戻り再度モデルを構築する。

(3) 現場調査の品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品質記録として管理する。

(4) 今後の対応

今後、改造工事等により、津波伝播経路上の敷地の状況（地形の改変、人工構造物の新設等）が変更となる場合は、その変更が基準津波に対する耐津波設計の評価に与える影響の有無を検討し、必要に応じて遡上解析を再度実施する体制を構築する。

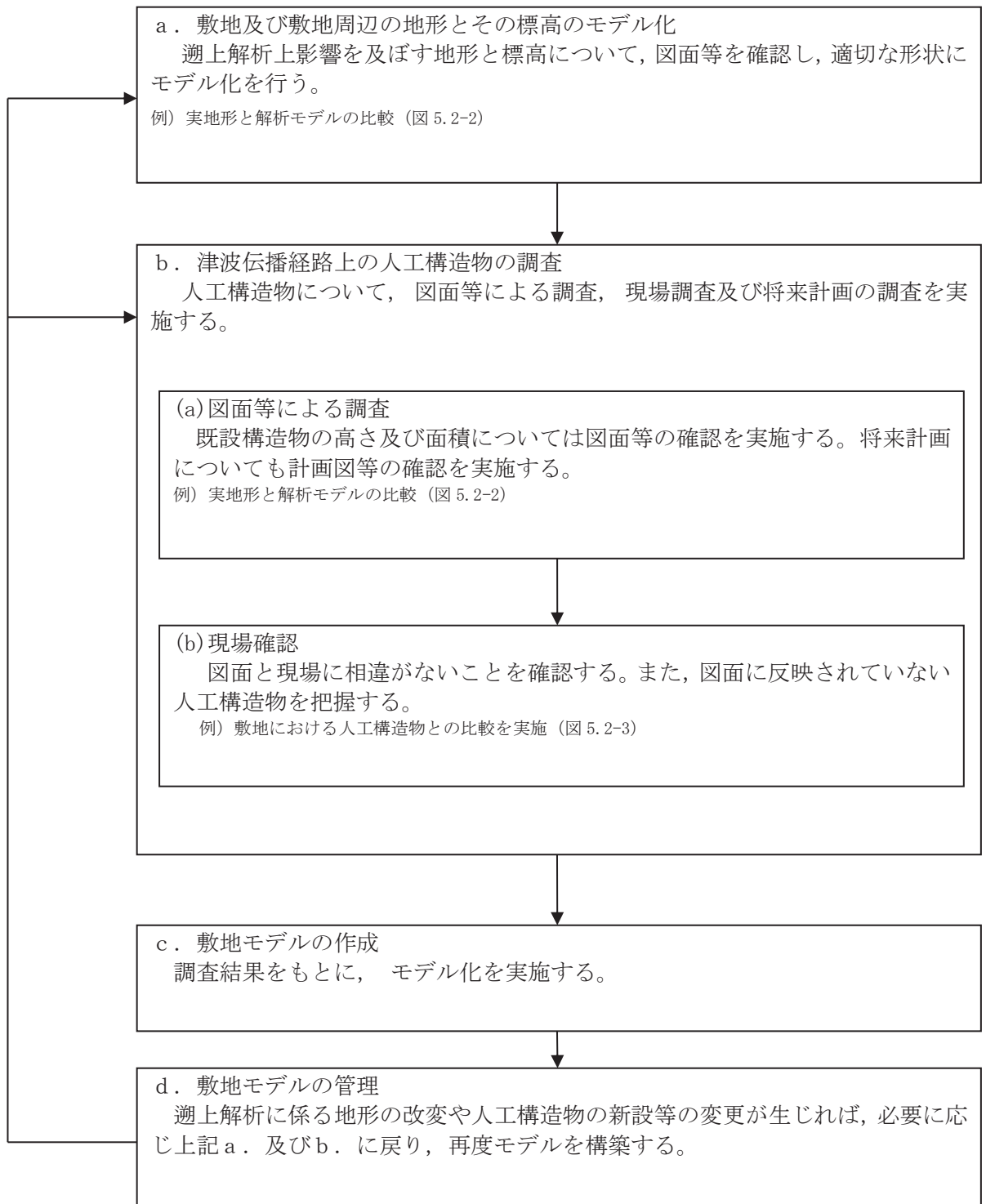
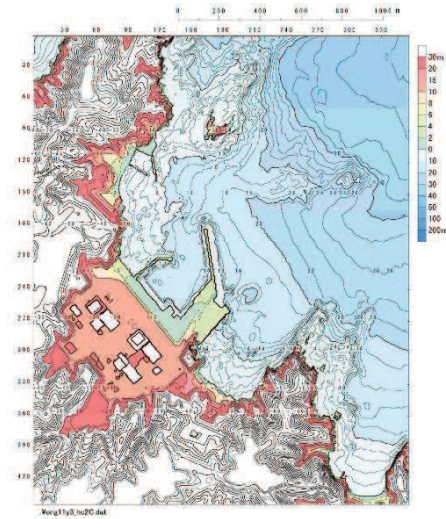
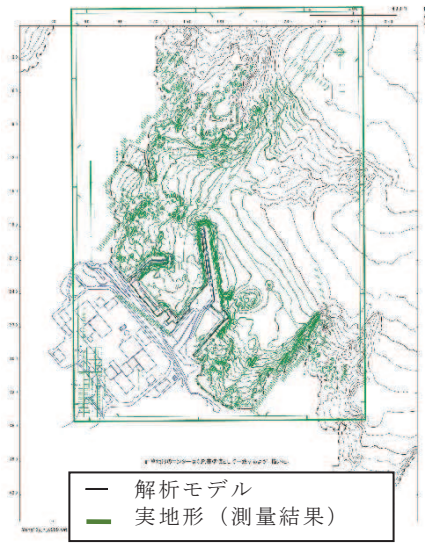


図 5.2-1 敷地モデルの作成・管理プロセスフロー図

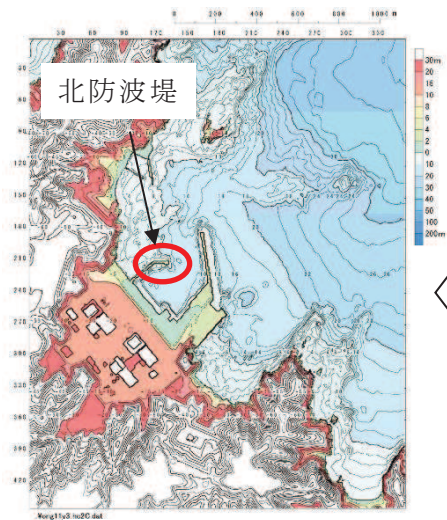


(a) 解析モデル

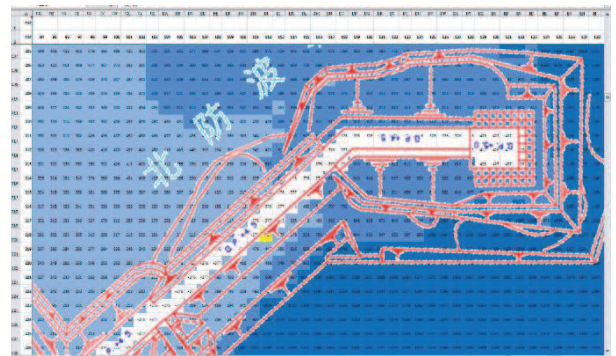


(b) 実地形と解析モデルの比較

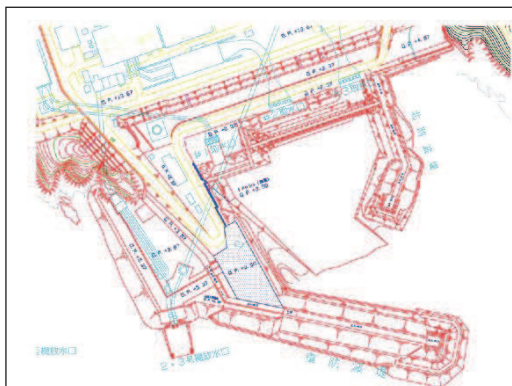
図5.2-2 解析モデルの確認例



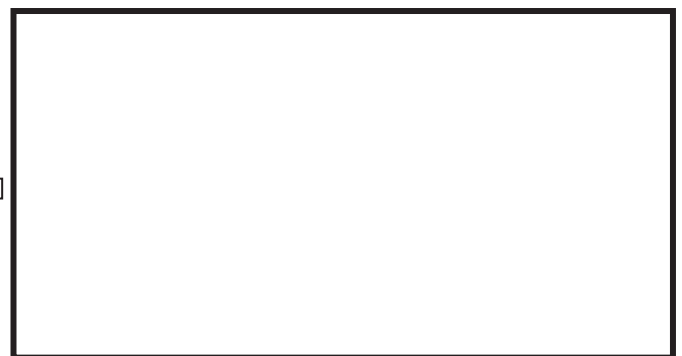
(a) 解析モデル



(b) 構造物と解析モデルの比較



(c) 平面図



(d) 現場確認

図5.2-3 調査による確認例

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.2.3 耐津波設計に関する入力条件等現場確認プロセス

(1) 基準要求

設置許可基準規則第五条（津波による損傷の防止）において、設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないことを要求している。また、解釈の別記3及び「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」において、敷地への浸水の可能性のある経路の特定、バイパス経路からの流入経路の特定、取水・放水施設や地下部等における漏水の可能性の検討及び浸水想定範囲の境界における浸水の可能性のある経路の特定、浸水防護重点化範囲への浸水の可能性のある経路の特定及び漂流物の検討を行うことを規定している。

また、設置許可基準規則第四十条（津波による損傷の防止）においては、重大事故等対処施設は、基準津波に対して重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないことを要求しており、解釈は同解釈の別記3に準じるとしている。

(2) 入力条件等現場確認プロセス

上記要求事項を満足するために、図5.2-4に示すフローに従って耐津波設計において必要となる入力条件等の確認を行った。次のa.～c.にプロセスの具体的内容を示す。

なお、本資料において、設計基準対象施設の津波防護対象設備と重大事故等対処施設の津波防護対象設備を併せて、「津波防護対象設備」とする。

a. 入力条件等の設定プロセスについて

耐津波設計において必要となる入力条件等は、下記(a)及び(b)のとおり設定し、確認する。

(a) 図面等による調査

上記の調査対象となる施設・設備等については図面等を用いて確認を実施する。

(b) 現場調査

(a)で実施した図面等による調査において確認した施設・設備等については、現場ウォークダウンにより図面等と相違ないことを確認する。

a) 津波防護対象設備について

設置許可基準規則第五条及び第四十条において、設計基準対象施設の安全機能及び重大事故等対処施設の重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないことを要求している。このため、津波防護対象設備を設定し、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画以外に、津波防

護対象設備が設置されていないことを確認する。

b) 外郭防護 1（敷地への浸水防止）について

津波防護対象設備を内包する建屋及び区画は、基準津波による遡上波が到達しない十分高い場所に設置する、又は、津波防護施設、浸水防止設備を設置することで流入を防止することが要求されている。このため、各施設・設備が設置されている敷地高さを調査し、基準津波による遡上波が到達しない十分高い場所に設置されていること又は津波防護施設及び浸水防止設備により流入を防止されていることを確認する。

また、浸水対策が必要となる箇所については、現場状況を確認する。

c) 外郭防護 1（取水路・放水路等の経路からの津波の流入防止）について

取水路、放水路等の経路から津波が流入する可能性の検討、特定及び必要に応じて浸水対策を行うことを要求している。このため、海水が流入する可能性のある経路を網羅的に調査し、必要な浸水対策の現場状況を確認する。

また、浸水対策が必要となる箇所については、現場状況を確認する。

d) 外郭防護 2（漏水による重要な安全機能への影響防止）について

取水、放水設備の構造上の特徴等を考慮して、取水、放水施設や地下部等における漏水の可能性の検討及び浸水想定範囲の境界において、浸水の可能性のある経路、浸水口（扉、開口部、貫通口等）を特定することを要求している。このため、漏水の可能性のある経路及び浸水想定範囲内の津波防護対象設備の安全機能もしくは重大事故等に対処するために必要な機能に影響を与える閾値（機能喪失高さ）並びに必要な浸水対策の現場状況を確認する。

e) 内郭防護（重要な安全機能を有する施設の隔離）について

浸水防護重点化範囲への浸水の可能性のある経路、浸水口（扉、開口部、貫通口等）を特定し、それらに対して浸水対策を施すことを要求している。このため、可能性のある経路を特定し、必要な浸水対策の現場状況を確認する。

f) 漂流物について

基準津波に伴う取水口付近の漂流物については、遡上解析結果における取水口付近を含む敷地前面及び遡上域の押し波及び引き波の方向、速度の変化を分析した上で、漂流物の可能性を検討することを要求している。このため、遡上解析を踏まえた上で漂流物調査を網羅的にを行い、取水性に影響を与えないことを確認する。

b. 耐津波設計の成立性の確認

上記 a. で実施した調査結果を踏まえ、基準津波に対する耐津波設計の成立性を確認する。また、新たに必要となる浸水対策がある場合は実施する。

c. 入力条件等の管理

設備改造等により耐津波設計の入力条件等が変更となる可能性がある場合は、必要に応じ a. に戻り、再評価する。

(3) 品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品質記録として管理する。

(4) 今後の対応

今後、改造工事等により、基準津波に対する耐津波設計に用いる入力条件等の変更が生じた場合、その変更が耐津波設計の評価に与える影響の有無を検討し、必要に応じて入力条件等の再設定・再評価を実施する。

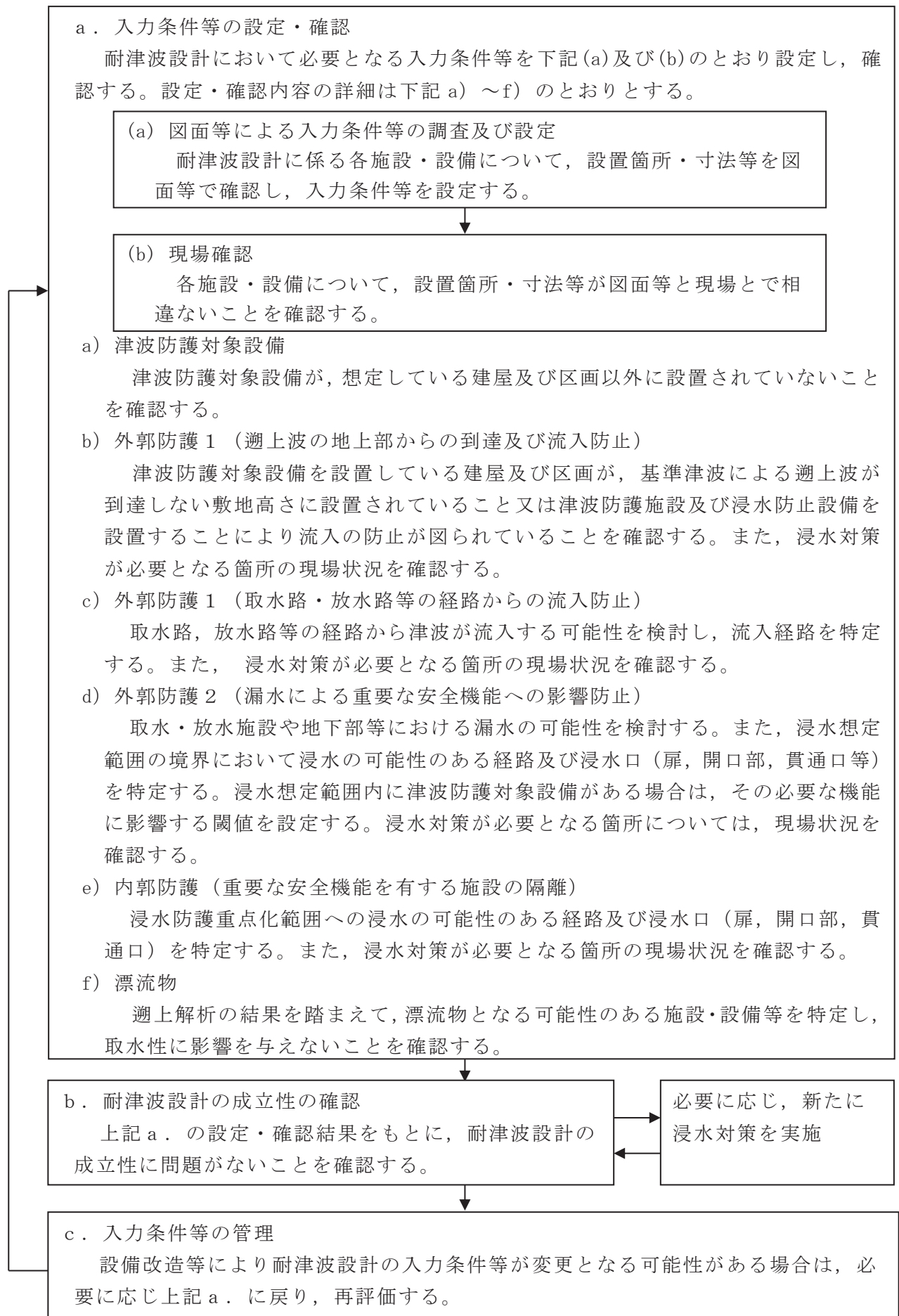


図 5.2-4 入力条件等の設定プロセスフロー図

5.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について

津波防護に関する施設は、津波の発生に伴い、津波防護対象設備がその安全性又は重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないこと、また地震により安全機能が損なわれるおそれがないことを目的として、技術基準規則に適合する設計とする。図 5.3-1 に浸水防護に関する施設の設計方針に係る図書構成を、表 5.3-1 に耐津波設計における各施設の基本設計方針、要求機能、機能設計、構造強度設計及び許容限界を示す。

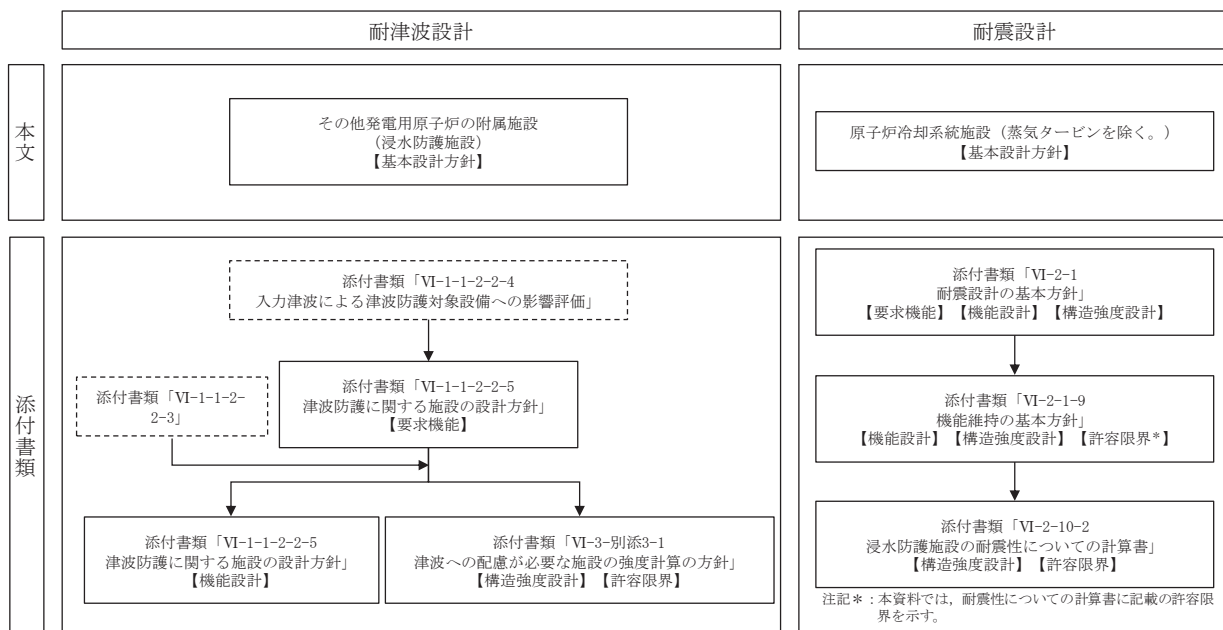


図 5.3-1 津波防護に関する施設の設計方針に係る図書構成

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(1) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

資料		資料VI-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針				資料VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針								
施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界					
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード						
				性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	応力等の状態	限界状態				
防 潮 堤 (鋼管式鉛直壁)	<p>【1.4.1 設計方針】 津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返ししの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮堤については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】 津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に組合せし、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返ししの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、地震後の繰返ししの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、地震後の繰返ししの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、①入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：0.P.+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さ0.P.+29.0mとし、防潮堤（盛土堤防）と合わせて敷地を取り囲むように設置する設計とする。 ②上部構造は、鋼管杭の前面に設置する鋼製遮水壁、鉄筋コンクリート（RC）遮水壁、止水ジョイント及び背面補強工により遮水性を保持する設計とする。また、鋼製遮水壁の前面に設置する漂流物防護工により、漂流物の衝突の影響を抑制する設計とする。 ③防潮堤（鋼管式鉛直壁）の杭直下、周辺及び背面に、剛性の高い背面補強工（コンクリート）、改良地盤（高圧噴射攪拌工法）、置換コンクリート及びセメント改良土を構築することで、杭の変形を抑制し、鋼製遮水壁、鉄筋コンクリート（RC）遮水壁、止水ジョイント、背面補強工、改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土による止水性（遮水性・難透水性）を保持する設計とする。 ④防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭、鋼製遮水壁、鉄筋コンクリート（RC）遮水壁、漂流物防護工、背面補強工及び置換コンクリートは、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。 ⑤鋼製遮水壁間は、波圧による変形に追随する。止水ジョイント（止水ゴム又はウレタン・シリコン）を設置することで、遮水性を保持する設計とする。 ⑥津波の波力による侵食や洗掘、地盤中からの回り込みによる浸水に対しては、十分に透水係数の低い地盤により難透水性を保持する設計とする。	地震後の繰返ししの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼管杭、鋼製遮水壁、鉄筋コンクリート（RC）遮水壁及び漂流物防護工で構成し、鋼管杭の周囲にコンクリート製の背面補強工を設置する。下部工は岩盤又は改良地盤に支持される鋼管杭及び止水ジョイントを確保するために海洋地盤の海側に置換コンクリートを設置し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。上部工の鋼管杭と下部工の鋼管杭は一体の構造であるため、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、上部工の境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返ししの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、堅固な支持地盤に設置する岩盤及び改良地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。 地震後の繰返ししの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼管杭（長杭、短杭）が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。 地震後の繰返ししの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼製遮水壁が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。 地震後の繰返ししの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、漂流物防護工が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。 地震後の繰返ししの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とする。境界部に設置する止水ジョイントが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 地震後の繰返ししの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、背面補強工の健全性及び止水性（難透水性）を保持する設計とするために、背面補強工がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。 地震後の繰返ししの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、置換コンクリートの健全性及び止水性（難透水性）を保持する設計とするために、置換コンクリートが、すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。	基礎地盤 (岩盤、改良地盤)	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】				
											鋼管杭 (長杭、短杭)	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
											鋼製遮水壁	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
											漂流物防護工	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
											止水ジョイント部材	変形	有意な漏えいに至る変形	【メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】
											背面補強工	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】
											置換コンクリート	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】
											改良地盤、セメント改良土	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(2) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計			構造強度設計				設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード		
								応力等の 状態	限界状態	
防潮堤 (盛土堤防)	<p>【1.4.1 設計方針】 津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮堤については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】 津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮堤(盛土堤防)は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮堤(盛土堤防)は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、 ①入力津波による浸水高さ(防潮堤前面：0.P.+24.4m)に対して余裕を考慮した天端高さ0.P.+29.0mとし、防潮堤(鋼管式鉛直壁)と合わせて敷地を取り囲むように設置する設計とする。 ②防潮堤(盛土堤防)は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。 ③防潮堤(盛土堤防)は、十分に透水係数の低いセメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤による止水性(難透水性)を保持し、津波の波力による侵食や洗掘、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持されるセメント改良土による盛土構造とし、すべり安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。とともに、十分に低い透水性の材料とすることにより、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、堅固な支持地盤に設置する設計とするために、盛土堤防を支持する岩盤及び改良地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	基礎地盤 (岩盤、改良地盤)	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、セメント改良土の健全性、堤体高さ及び止水性(難透水性)を保持する設計とするために、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定保持)を確認する。	セメント改良土	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、置換コンクリートの健全性及び止水性(難透水性)を保持する設計とするために、置換コンクリートが、すべり破壊しないこと(内的安定保持)を確認する。	置換コンクリート	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、改良地盤の健全性及び止水性(難透水性)を保持する設計とするために、改良地盤が、すべり破壊しないこと(内的安定保持)を確認する。	改良地盤	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(3) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計			構造強度設計				設計に用いる許容限界			
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード					
								応力等の状態	限界状態				
防潮壁(第2号機海水ポンプ室、第2号機放水立坑、第3号機海水ポンプ室、第3号機放水立坑)のうち鋼製遮水壁(鋼板)	<p>【1.4.1設計方針】津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがない以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設のうち防潮壁については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、 ①設置箇所の入力津波による浸水高さ(0.P.+17.4m～0.P.+19.0m)に余裕を考慮した天端高さ0.P.+19.0m～0.P.+20.0mとし、海水ポンプ室スクリーンエリア又は放水立坑を取り囲むように設置する設計とする。 ②上部工は鋼製遮水壁(鋼板)で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、上部工と下部工を一体とした構造として施工することにより止水性を保持する設計とする。 ③主要な構造体の境界部には、試験等により止水性を確認した止水ジョイントを設置し、境界部からの浸水を防止する設計とする。 ④下部工に鉄筋コンクリート製のフーチングを設置することから、津波の波力による侵食及び洗掘に対する耐性を有することで、止水性を保持する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁(鋼板)で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、上部工と下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とともに、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材に有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】				
										鋼板	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
										鋼製支柱	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
										止水ジョイント部材	変形	有意な漏えいに至る変形	【メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】
										フーチング	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(平成24年3月)」、「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説(平成24年3月)」及び「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】(2002年制定)」に基づき、降伏強度及びせん断耐力とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
										鋼矢板	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成19年7月)」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
										鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(4) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計			構造強度設計				設計に用いる許容限界			
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード					
								応力等の状態	限界状態				
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室、第2号機放水立坑、第3号機海水ポンプ室、第3号機放水立坑)のうち鋼製遮水壁(鋼桁)(その1)	<p>【1.4.1設計方針】津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設のうち防潮壁については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、 ①設置箇所の入力津波による浸水高さ(0.P.+17.4m～0.P.+19.0m)に余裕を考慮した天端高さ0.P.+19.0m～0.P.+20.0mとし、海水ポンプ室スクリーンエリア又は放水立坑を取り囲むように設置する設計とする。 ②上部工は鋼製遮水壁(鋼桁)で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、上部工と下部工を一体とした構造として施工することにより止水性を保持する設計とする。 ③主要な構造体の境界及び隣接する第2号機海水ポンプ室との境界には、試験等により止水性を確認した止水ジョイントを設置し、境界部からの浸水を防止する設計とする。 ④下部工に鉄筋コンクリート製のフーチング又は鋼製の矢板を設置することから、津波の波力による浸食及び洗掘に対する耐性を有することで、止水性を保持する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁(鋼桁)で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、上部工と下部工を一体とした構造ととし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とともに、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材に有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】				
										鋼桁	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
										RC支柱	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年制定)」及び「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、降伏強度及びせん断耐力とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
										鉛直支承、水平支承	圧縮、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋支承便覧(平成16年4月)」に基づき、許容圧縮応力度及び許容せん断ひずみとする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
										止水ジョイント部材	変形	有意な漏えいに至る変形	【メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】
										角型鋼管	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説(平成14年3月)」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
										フーチング	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(平成24年3月)」及び「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説(平成24年3月)」及び「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年制定)」に基づき、降伏強度及びせん断耐力とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(5) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界	
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード		
								応力等の状態		限界状態
防溺壁 (第2号機海水ポンプ室、 第3号機海水立坑、 第2号機海水立坑、 第2号機放水壁(鋼桁)、 第3号機海水ポンプ室、 その他)	(前頁に記載)	(前頁に記載)	(前頁に記載)	(前頁に記載)	(前頁に記載)	地震後の繰返しの変位を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼矢板が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼矢板	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年7月）」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの変位を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼管杭が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説（平成24年3月）」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの変位を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、場所打ち杭が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	場所打ち杭	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説（平成24年3月）」に基づき、降伏強度及びせん断耐力とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(6) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計			構造強度設計				設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード		
								応力等の状態	限界状態	
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室、第2号機放水立坑、第3号機海水ポンプ室、第3号機放水立坑) のうち鋼製扉	<p>【1.4.1 設計方針】 津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮壁については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】 津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製扉で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、上部工と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼管杭を支持する基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とすることを確認する。	扉体	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編)(平成28年3月)」及び「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とすることを確認する。	RC支柱	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年制定)」及び「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、降伏強度及びせん断耐力とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とすることを確認する。	止水ジョイント部材	変形	有意な漏えいに至る変形	【メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とすることを確認する。	フーチング	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(平成24年3月)」及び「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説(平成24年3月)」及び「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年制定)」に基づき、降伏強度及びせん断耐力とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とすることを確認する。	鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(7) 浸水防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計			構造強度設計				設計に用いる許容限界									
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード											
								応力等 の状態	限界状態										
防 潮 壁 (第3号機海水熱交換器建屋)	<p>【1.4.1 設計方針】 津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮壁については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】 津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁（鋼板）で構成し、下部工となる第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に設置する。上部工と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。①上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）で構成し、岩盤に支持される第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に一体とした構造として施工することにより止水性を保持する設計とする。②上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）で構成し、岩盤に支持される第3号機海水熱交換器建屋との境界には、塗膜防水を塗布し、境界部からの浸水を防止する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼製遮水壁が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼製遮水壁	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（社）日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】										
										地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼製柱、梁が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼製柱、梁	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（社）日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】					
															地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼製ブレースが、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼製ブレース	引張、圧縮	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（社）日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(8) 浸水防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計			構造強度設計				設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード		
								応力等の状態	限界状態	
取放水路流路縮小工(第1号機取水路・第1号機放水路)	<p>【1.4.1設計方針】 津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設のうち取放水路流路縮小工については、第1号機の取水路及び放水路からの津波の流入を抑制し、入力津波に対して浸水を防止できる設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】 津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。 また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求されないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	取放水路流路縮小工は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、第1号機取水路及び第1号機放水路からの津波の流入を抑制し、第1号機取水路から敷地への津波の流入を防止することを機能設計上の性能目標とする。	取放水路流路縮小工は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重及び余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、第1号機取水路内及び第1号機放水路内に設置するコンクリートに貫通部を設けた構造であり、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重及び余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、第1号機取水路内及び第1号機放水路内に設置するコンクリートに貫通部を設けた構造であり、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】	
						コンクリート	せん断、滑動、曲げ	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「土地改良事業計画設計基準 設計〔ダム〕 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省、平成15年4月）」に基づき、おおむね弾性状態にとどまるように、せん断破壊、滑動及び曲げに対する必要閉塞長とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】	

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1 (9) 浸水防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界	
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	機能損傷モード		
								応力等の状態		限界状態
資料	その他発電用原子炉の付属設備（浸水防護施設）	資料VI-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針			資料VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針					
貯留堰	<p>【1.4.1 設計方針】津波防護施設については、1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波による水位低下に対して非常用海水ポンプが取水可能な高さ以上の施工により、非常用海水ポンプの機能が保持でき、かつ、原子炉冷却に必要な海水を確保できることを機能設計上の性能目標とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設のうち貯留堰については、津波による水位低下に対して、非常用海水ポンプの取水可能水位を保持し、かつ、冷却に必要な海水を確保する設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波による水位低下に対して非常用海水ポンプが取水可能な高さ以上の施工により、非常用海水ポンプの機能が保持でき、かつ、原子炉冷却に必要な海水を確保できることを機能設計上の性能目標とする。	貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波による水位低下に対して非常用海水ポンプが取水可能な高さ及び原子炉冷却に必要な貯留量を考慮した天端高さ0.P-6.30mとし、取水口底盤に設置する設計とする。	②貯留堰は、鉄筋コンクリート製の堰であり、取水口、取水路及び海水ポンプ室と合わせて海水を貯留する設計とする。貯留堰は取水口と一体構造とし、ずれる又は浮き上がるおそれのない設計とするとともに、部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる止水性を保持する設計とする。また、漏水が生じるとともに、部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる止水性を保持する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、取水口底盤に設置する鉄筋コンクリート製の堰で構成し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、ずれる又は浮き上がるおそれのない設計とするとともに、部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	鉄筋コンクリート	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】（2002年制定）」に基づき、短期許容応力度とする。【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】	

5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について

津波防護施設等の津波波圧は、陸上構造物に対しては朝倉ら(2000)他^{*1,2}で示される算定式を、海中構造物に対しては朝倉ら(2000)^{*1}及び「防波堤の耐津波設計ガイドライン」^{*3}で示される算定式を、取放水路流路縮小工に対しては「港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007年版」^{*4}及び水門鉄管技術基準(水圧鉄管・鉄鋼構造物編)平成29年版((社)水門鉄管協会)^{*5}で示される算定式を参考にして求める。

各施設の配置図を図5.4-1に示す。また、各施設に用いる津波波圧の適用算定式選定フローを図5.4-2に、選定結果を表5.4-1に示す。

算定式を適用するにあたっては、発電所における遡上津波の特徴を把握する必要があることから、基準津波を対象とした数値流体解析(断面二次元津波シミュレーション解析)及び水理模型実験を行った。検討にあたって、津波波圧評価における不確かさとして、敷地法面の形状変化の影響、基準津波(水位上昇側)と異なる特性の津波の影響、周期の異なる津波の影響、波高の異なる津波の影響を考慮した。

- *1: 朝倉ら(2000): 護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第47巻, 土木学会
- *2: 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン(平成25年10月)
- *3: 防波堤の耐津波設計ガイドライン(平成27年12月一部改訂)
- *4: 港湾の施設の技術上の基準・同解説2007年版(日本港湾協会)
- *5: 水門鉄管技術基準(水圧鉄管・鉄鋼構造物編)平成29年版((社)水門鉄管協会)

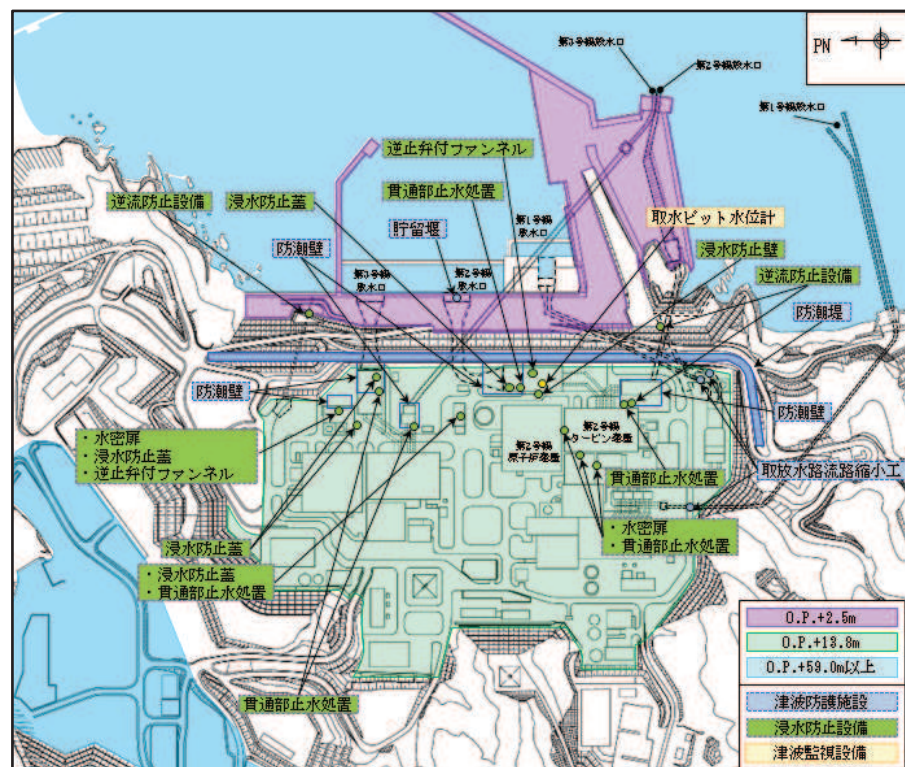


図5.4-1 評価対象施設の配置図

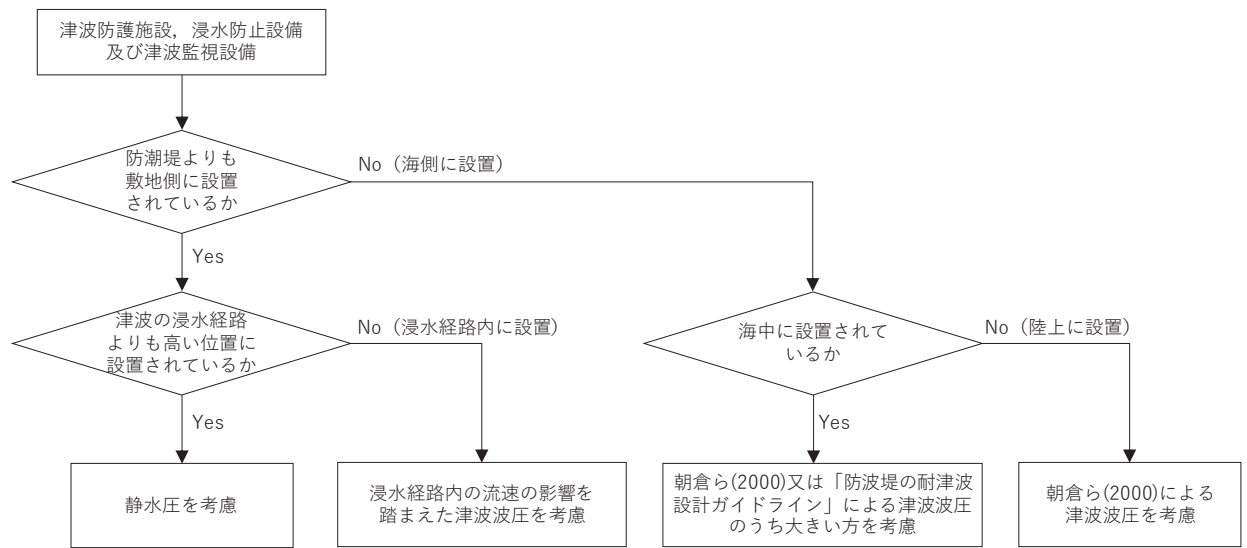


図 5.4-2 津波波圧の適用算定式選定フロー

表 5.4-1 津波波圧の適用算定式の選定結果

施設名称		設置位置	設置箇所 (設置高さ)	適用算定式
津波 防護 施設	防潮堤	海側	陸上	朝倉ら(2000)
	防潮壁	敷地側	経路より上方	静水圧
	取放水路流路縮小工	敷地側	経路内	「港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007 年版」及び水門鉄管技術基準(水圧鉄管・鉄鋼構造物編)平成 29 年版((社)水門鉄管協会)
	貯留堰	海側	海中	朝倉ら(2000)又は「防波堤の耐津波設計ガイドライン」
浸水 防止 設備	屋外排水路逆流防止設備	海側	陸上	朝倉ら(2000)
	補機冷却海水系放水路 逆流防止設備	敷地側	経路より上方	静水圧
	水密扉	敷地側	経路より上方	静水圧
	浸水防止蓋	敷地側	経路より上方	静水圧*
	浸水防止壁	敷地側	経路より上方	静水圧
	逆止弁付きファンネル	敷地側	経路より上方	静水圧*
	貫通部止水処置	敷地側	経路より上方	静水圧
津波 監視 設備	取水ピット水位計	敷地側	経路より上方	静水圧*

*：鉛直上向き方向に津波が作用する施設については、突き上げ津波荷重を考慮する。

5.4.1 津波荷重の算定式

津波防護施設等の津波荷重の算定式は、朝倉ら（2000）の研究を元にした「港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 25 年 10 月）」や「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」等を参考に設定する。以下に，参考にした文献の津波波圧算定式の考え方と津波防護施設等への適用を示す。

(1) 津波波圧算定式に関する文献の記載

- a. NRA 技術報告「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について」（平成 28 年 12 月）

持続波圧を対象として防潮堤に対する作用波圧の評価方法を明確にするため，水理試験及び解析を実施した結果，従来の評価手法でフルード数が 1 以下になることが確認できれば，水深係数は 3 を適用できるとされている。

- b. 東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（平成 23 年）

構造設計用の進行方向の津波波圧は，図 5.4.1-1 に示す概念に基づき，次式により算定する。

$$q_z = \rho g (ah - z)$$

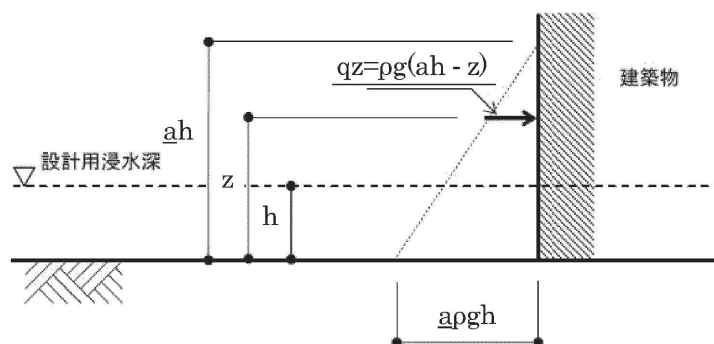
q_z : 構造設計用の進行方向の津波波圧 (kN/m²)

ρg : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

h : 設計用浸水深 (m)

z : 当該部分の地盤面からの高さ ($0 \leq z \leq ah$) (m)

a : 水深係数 (3 とする)



「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（平成 23 年）」より

図 5.4.1-1 津波波圧算定図

c. 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成 25 年 10 月）

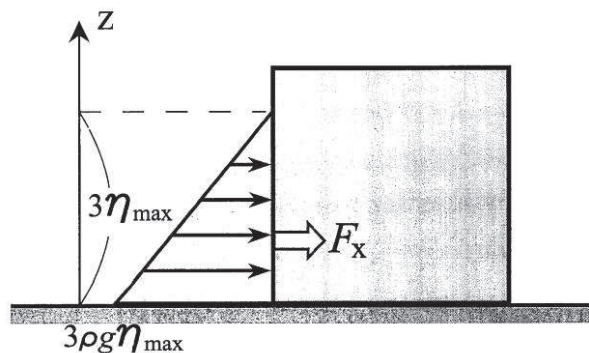
文献 b. に基づく。ただし、津波が生じる方向に施設や他の建築物がある場合や、海岸等から 500m 以上離れている場合において、水深係数は 3 以下にできるとしている。

d. 朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会，pp. 911-915.

直立護岸を越流した津波の遡上特性から護岸背後の陸上構造物に作用する津波波圧について実験水路を用いて検討している。

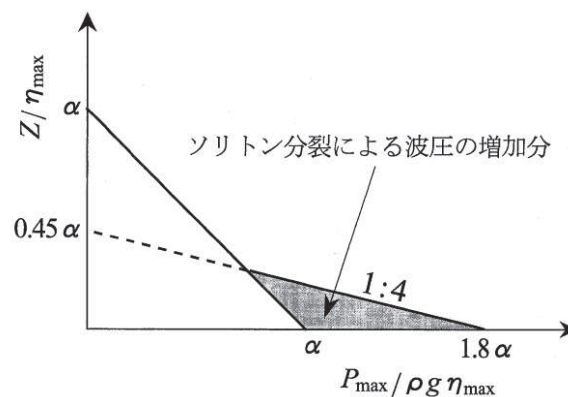
その結果，非分裂波の場合，フルード数が 1.5 以上では構造物前面に作用する津波波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水圧分布の倍率） α は最大で 3.0 となることが示されている。

非分裂波における津波最大波圧分布を図 5.4.1-2 に，分裂波における無次元最大波圧分布を図 5.4.1-3 に示す。ソリトン分裂波の場合は図 5.4.1-3 に示されるように，構造物前面に働く津波波圧は，構造物底面近傍で非分裂波の α を 1.8 倍した値となるとしている。



「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会」より

図 5.4.1-2 非分裂波における津波最大波圧分布

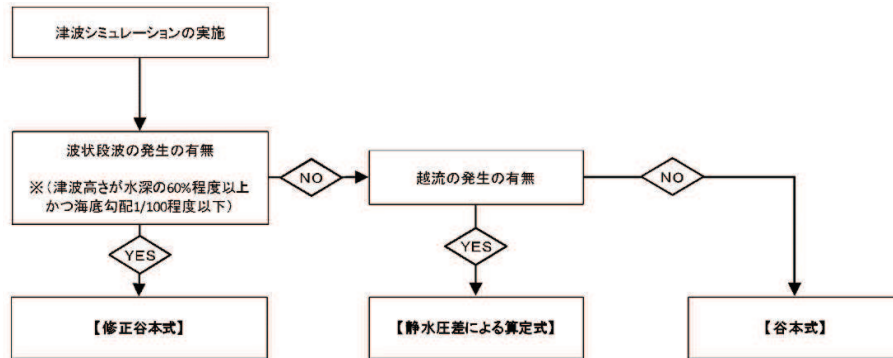


「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会」より

図 5.4.1-3 分裂波における無次元最大波圧分布

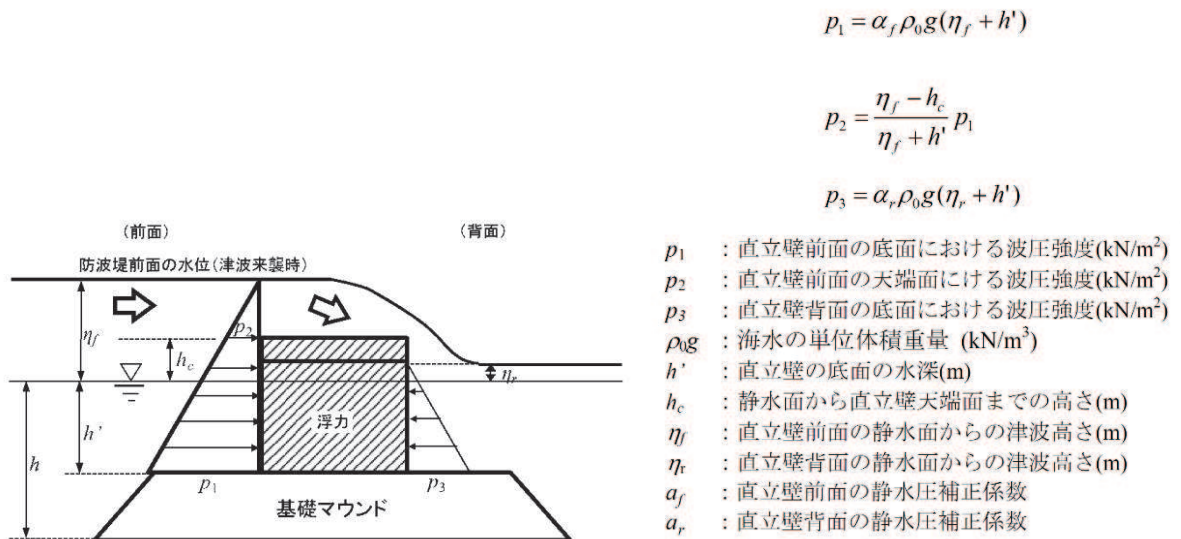
e. 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）

防波堤の津波波圧の適用の考え方として、ソリトン分裂波が発生する場合は修正谷本式を、ソリトン分裂波が発生せず津波が防波堤を越流する場合は静水圧差による算定式を、ソリトン分裂波が発生せず越流しない場合は谷本式を用いることとしている。防波堤に対する津波荷重算定手順を図 5.4.1-4 に、越流する場合の静水圧差による算定式を図 5.4.1-5 に示す。



「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」より

図 5.4.1-4 防波堤に対する津波荷重算定手順



「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」より

図 5.4.1-5 越流する場合の静水圧差による算定式

f. 港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007 年版（日本港湾協会）

水中又は水面付近の部材及び施設の流れによる力は、流れの方向に作用する抗力と流れに直角の方向に作用する揚力として分けられ、抗力は次式により算定する。

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 A U^2$$

F_D : 物体に作用する流れの方向の抗力 (kN)

C_D : 抗力係数

ρ_0 : 水の密度 (t/m³)

A : 流れの方向の物体の投影面積 (m²)

U : 流速 (m/s)

g. 水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編）平成 29 年版（(社) 水門鉄管協会）

水圧鉄管の管軸方向の推力のうち、管内水の摩擦による推力は次式により算定する。

$$P = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} L$$

P : 管内水の摩擦による推力 (kN)

f : 管内水の摩擦抵抗係数 (kN/m³)

L : 管の長さ (m), Q : 管内流量 (m³/s), D : 管の直径 (m)

5.4.2 陸上構造物（防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備）に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

5.4.2.1 分裂波発生に関する概略検討

沖合から伝播してくる津波が、サイト前面においてソリトン分裂波を伴うか否かの判定に当たっては、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において以下の2つの条件に合致する場合、ソリトン分裂波が発生するとされている。

- ① おおむね入射津波高さが水深の30%以上（津波数値解析等による津波高さが水深の60%以上）
- ② 海底勾配が1/100以下程度の遠浅

女川原子力発電所では防潮堤前面に盛土法面があることから、入射津波高さを精緻に評価することは難しいが、一般的には入射津波高さは水深の50%程度であり、津波が盛土法面により堰上げされる効果も考えると入射津波高さと水深の関係は少なくとも30%以上となる。

また、女川原子力発電所前面の海底地形を図5.4.2.1-1及び図5.4.2.1-2に示す。前面の沖合地形の概要は、沖合2km付近まで急峻な勾配で、その後沖合6km付近までは緩やかな地形が続き、その後、再び急峻な勾配が続いている。沖合10km付近までの平均勾配はおよそ1/100となっている。

よって、①及び②の条件に合致し、ソリトン分裂波が発生する可能性があることから、ソリトン分裂波の発生有無と防潮堤が受ける津波波圧への影響を定量的に確認するため、女川原子力発電所のサイト特性を考慮した数値流体解析及び水理模型実験を行い、防潮堤が受ける波圧分布等を詳細検討する。なお、屋外排水路逆流防止設備については、防潮堤の海側に面して設置することから、防潮堤と同様の津波波圧が作用するものとする。

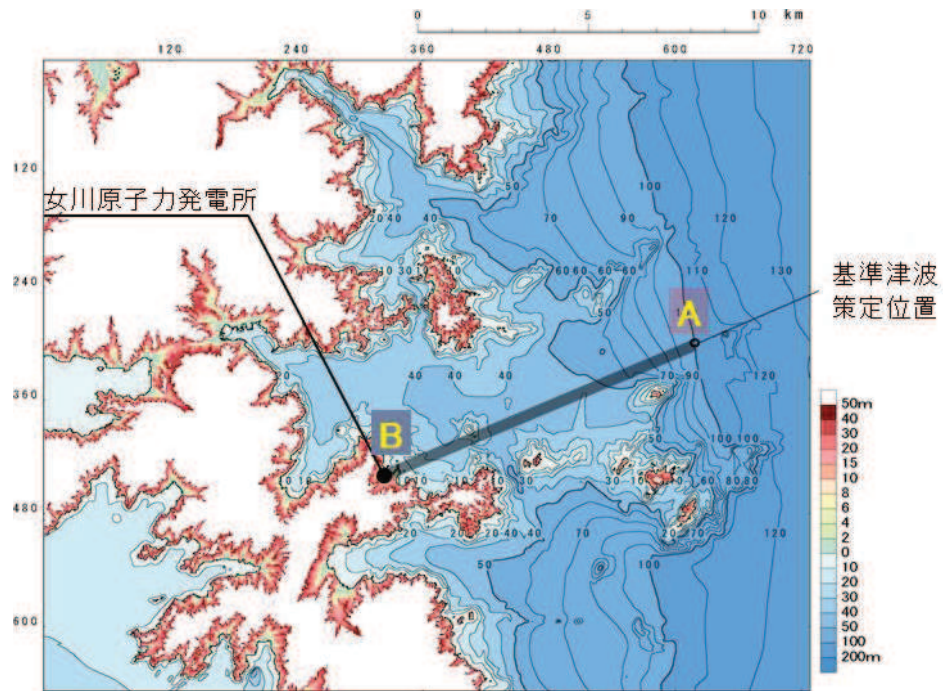


図5.4.2.1-1 女川原子力発電所 周辺海底地形図

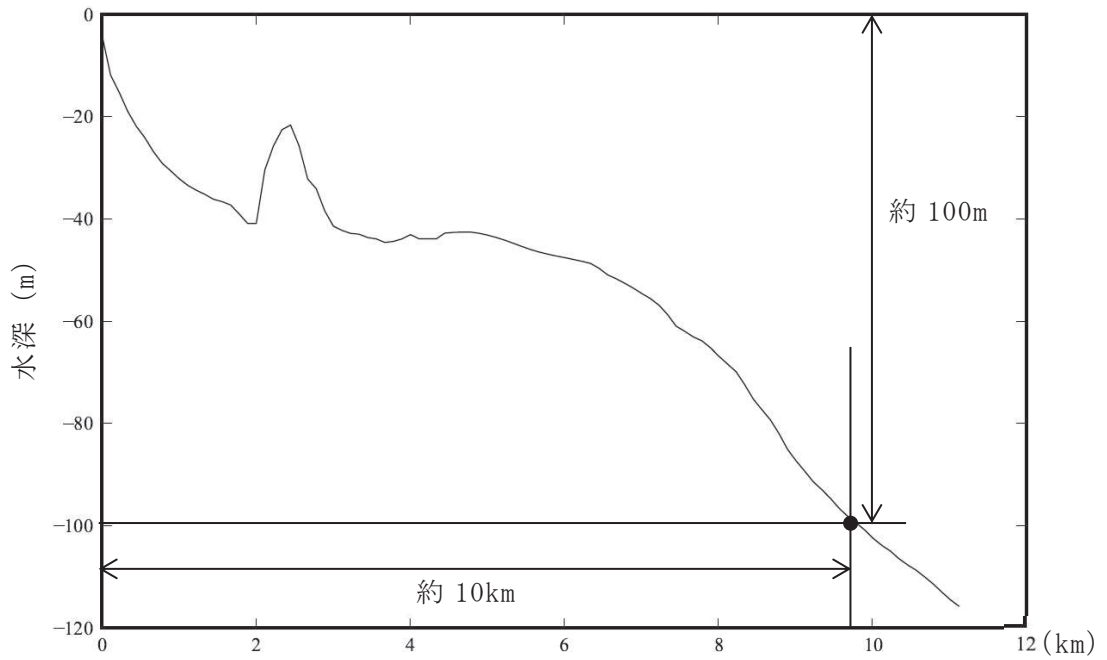


図 5.4.2.1-2 海底地形図 (A-B 縦断)

出展：中央防災会議の津波伝播解析のための公表地形データを元に図化

5.4.2.2 防潮堤が受ける波圧分布等の詳細検討

(1) 検討の概要

a. 目的

基準津波の策定に用いた波源については、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震で得られた知見を踏まえて設定した波源のすべり領域を拡大したり、すべり量の割増しを行うなどの保守的な設定を複数加えた波源である。

女川原子力発電所の防潮堤の設計で考慮する津波波圧については、東北地方太平洋沖地震に伴う津波の状況やサイト特性（地形、構造、津波等）を反映した検討（数値流体解析、水理模型実験）を行い、既往の津波波圧算定式との比較結果も踏まえて保守的に設定する。

b. 検討方法

津波波圧の検討は数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）と水理模型実験（平面水槽実験）により行う。数値流体解析と水理模型実験の比較を表5.4.2.2-1に示す。

水理模型実験は流体の挙動を直接確認でき、サイト特性や津波特性に応じた評価が可能となる。ただし、基準津波などの固有の不規則波形を正確に再現した実験は困難であるため、非線形分散波理論に基づいた数値流体解析により基準津波による水位・流速・津波波圧の時刻歴波形等を確認し、水理模型実験の結果と併せて比較・考察を行うことでソリトン分裂波の発生有無や津波波圧の作用状況等に関して信頼性の高い評価が可能となる。

表5.4.2.2-1 数値流体解析と水理模型実験の比較

検討方法	長所	短所
数値流体解析	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 理論式に基づく流体の挙動を確認可能 ✓ 分裂波の発生有無を確認可能 ✓ 任意の不規則波形の入力が可能 ✓ 任意の地形や構造物のモデル化が可能 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 評価値の信頼性（再現性）に関して、流体の実挙動と比較・考察することが望ましい
水理模型実験	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 流体の実挙動を直接確認可能 ✓ 分裂波の発生有無を確認可能 ✓ 地形や構造物の特性、津波特性に応じた評価が可能 ✓ 測定値の信頼性（再現性）が高い 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 複雑な不規則波形の再現は困難 ✓ 地形や構造物の複雑なモデル化は困難

c. 検討項目

数値流体解析及び水理模型実験による検討項目を表 5.4.2.2-2 に示す。数値流体解析では基準津波を対象とし、水理模型実験では津波の波形特性（周期、波高）を変化させた複数の模擬津波を対象とし、それぞれ検討を行う。

表5.4.2.2-2 検討項目

検討項目	確認内容
津波波圧の確認	✓ 非線形分散波理論に基づいた解析と、実流体を対象とした実験により、サイト特性を踏まえた津波波圧を確認する。
ソリトン分裂の有無	✓ 防潮堤近傍でソリトン分裂が発生する場合には、構造物底面近傍の水深係数が大きくなることから、非分裂波かソリトン分裂波かを確認する。
水深係数の整理	✓ 朝倉式では水深係数として 3 が使用されているが、平成 28 年 12 月 NRA 技術報告において水深係数 3 の適用範囲をフルード数が 1 以下としていることを踏まえ、防潮堤前面位置でのフルード数を確認する。
	✓ 防潮堤に作用する波圧分布を無次元化し、水深係数として整理することで、朝倉式の水深係数 3 と比較する。

d. 検討概要

検討概要を図 5.4.2.2-3 に示す。最初に基準津波や東北地方太平洋沖地震による津波の特性に関して、周辺地形等の影響も踏まえて確認し、津波の第 1 波が後続波と比較して極端に大きくなること、数値流体解析及び水理模型実験による検討では津波の第 1 波を評価対象とすることを示す。次に数値流体解析による検討結果に関して、基準津波に伴うソリトン分裂の有無や津波波圧の発生状況等（おおむね静水圧の波圧分布）を示す。次に水理模型実験による検討結果について、模擬津波（波形特性の不確かさを考慮）に伴うソリトン分裂の有無や津波波圧の発生状況等（波圧分布は静水圧型）を示す。次に数値流体解析及び水理模型実験の検討結果を既往の津波波圧算定式と比較し、水深係数として整理した結果が朝倉式に含まれることを示す。最後に設計で考慮する津波波圧の設定方法に関して、保守性を確保する観点から朝倉式を参照することを示す。

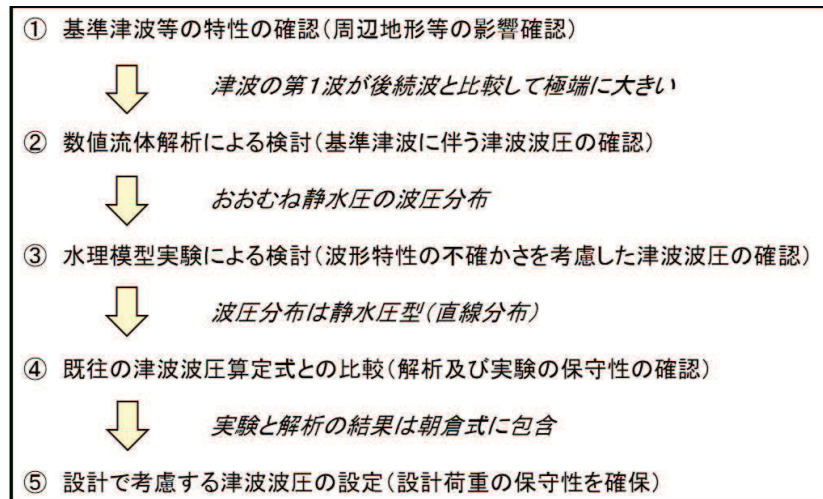


図 5.4.2.2-3 検討概要

(2) 基準津波・東北地方太平洋沖地震による津波の特性の確認

女川原子力発電所の基準津波はプレート間地震（東北地方太平洋沖型の地震）による津波であり，策定位置は沖合約 10km となっている。基準津波の第 1 波は複数の波の重なり合いによる二段型波形となっており，第 1 波全体としての半周期は約 10～20 分，二段型波形のうちの個別波部分の半周期は約 5 分となっている。数値流体解析及び水理模型実験により津波波圧の検討を行うにあたり，基準津波及び東北地方太平洋沖地震による津波の特性の確認を行った。

a. 第 1 波と後続波の関係

基準津波及び東北地方太平洋沖地震による津波の第 1 波は二段型波形が特徴となっている。また，津波は指向性を有していることから，一般に震源付近の津波水位が高く，第 1 波が支配的となる（図 5.4.2.2-4 及び図 5.4.2.2-5）。

女川原子力発電所は，湾や入り江形状を呈する地形が多数存在するリアス式海岸の南部に位置し，後続波（周辺地形からの反射波）の重なり合い等による津波水位の増幅が見られる可能性があることから，基準津波（水位上昇側），基準津波（水位下降側）を対象とした平面二次元津波シミュレーション解析により，第 2 号機取水口前面における水位時刻歴波形の確認を行った結果，各津波ともに後続波は減衰傾向を示しており，第 1 波の水位が後続波と比較して極端に大きくなることを確認した（図 5.4.2.2-6～図 5.4.2.2-8）。

また，東北地方太平洋沖地震において，震源から離れた八戸港では，周辺地形からの反射波の影響が含まれた第 2 波で最高水位を生じているが，その津波水位は約 4.6m と小さいことを確認した（図 5.4.2.2-9）。

なお、女川原子力発電所の基準津波の検討において、震源位置（大すべり域）を移動させた場合の津波水位に与える影響についても検討しており、発電所に正対する位置に震源（大すべり域）がある場合、最も津波水位が高く、発電所から離れるにつれてその影響は小さくなることを確認している（図 5.4.2.2-10 及び図 5.4.2.2-11）。

以上の結果から、震源から離れた位置では後続波で最高水位を生じる可能性があるが、女川の基準津波は発電所に正対する位置に震源を設定することで第 1 波で最高水位を生じることになり、後続波が減衰傾向を示すことと併せて、第 1 波の影響が支配的となることを確認した。

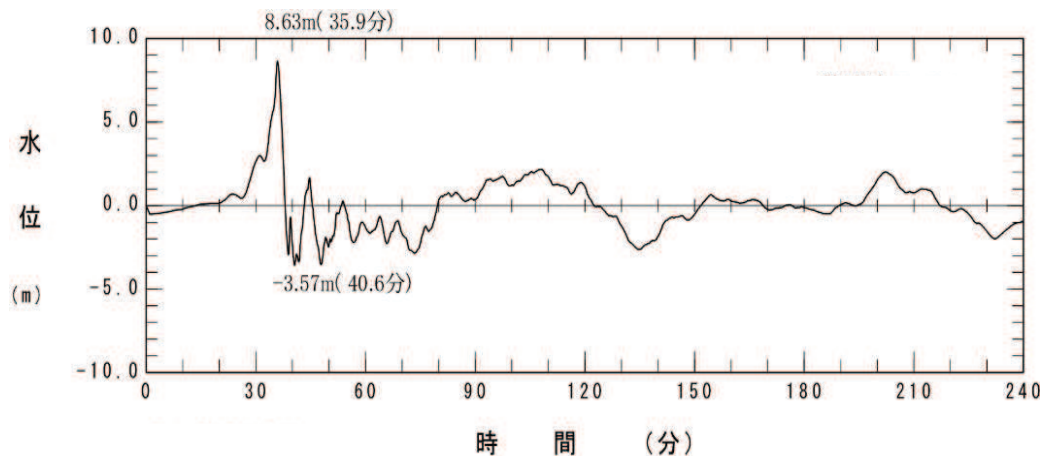
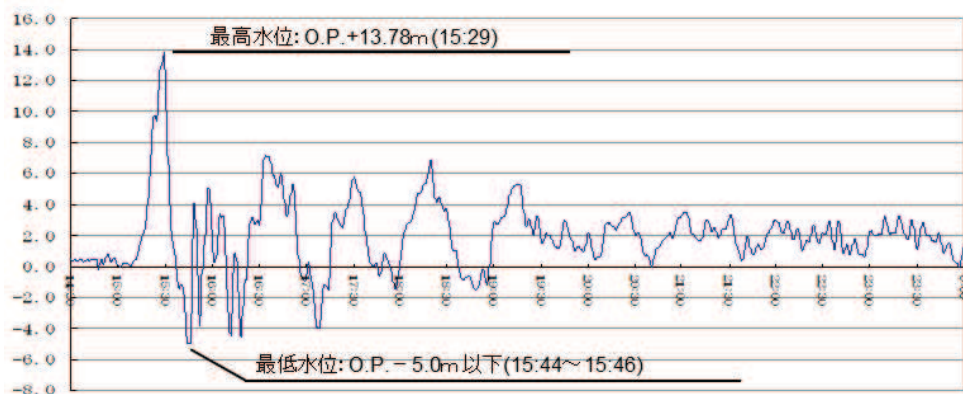
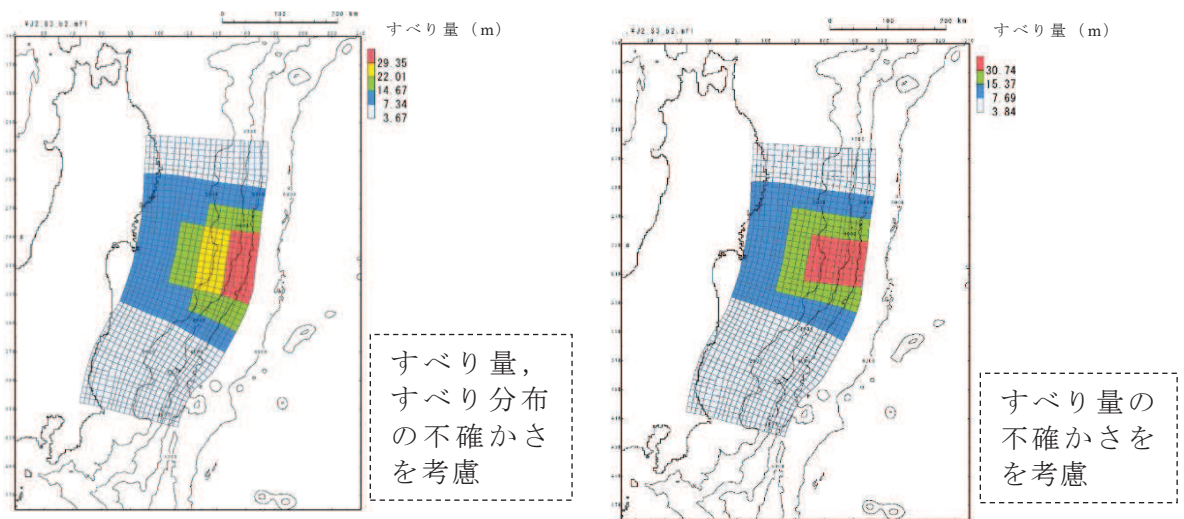


図 5.4.2.2-4 基準津波の時刻歴波形（水位上昇側）



観測記録: 3月11日14:30~24:00(地盤変動量考慮前)(東北電力(2011)より)

図 5.4.2.2-5 東北地方太平洋沖地震の観測波形（港湾内潮位計）



水位上昇側

水位下降側

図5.4.2.2-6 基準津波（東北地方太平洋沖型の地震）

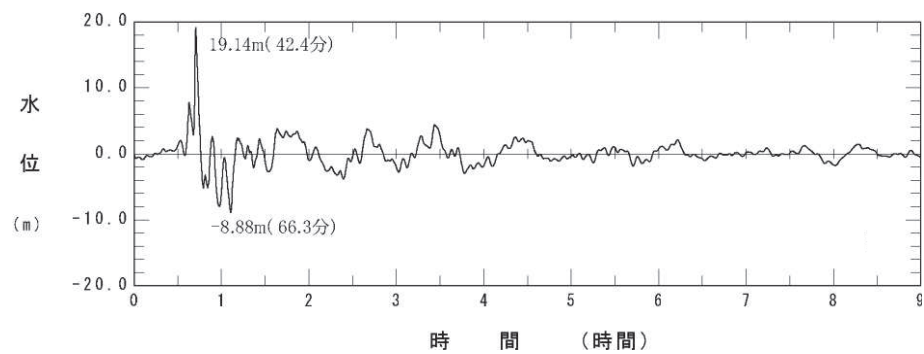


図 5.4.2.2-7 基準津波（水位上昇側）の第2号機取水口前面における水位時刻歴波形

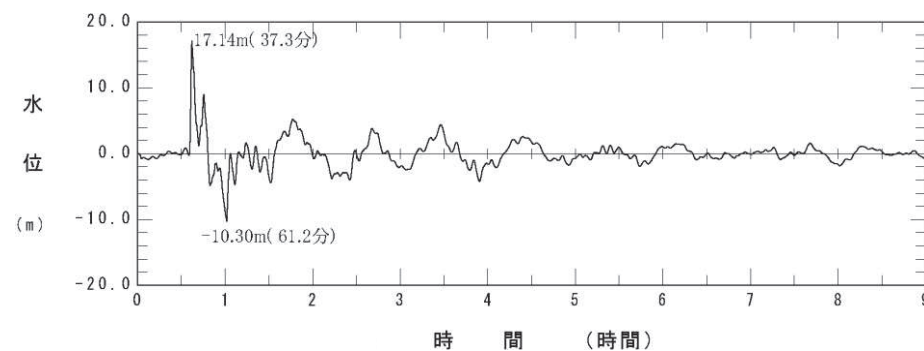


図 5.4.2.2-8 基準津波（水位下降側）の第2号機取水口前面における水位時刻歴波形

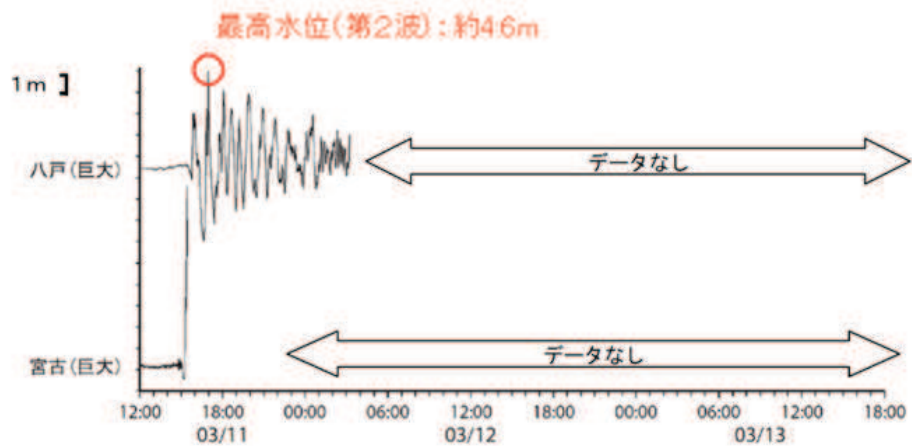


図 5.4.2.2-9 東北地方太平洋沖地震における八戸港の津波観測記録
(気象庁(2011)を一部加筆)

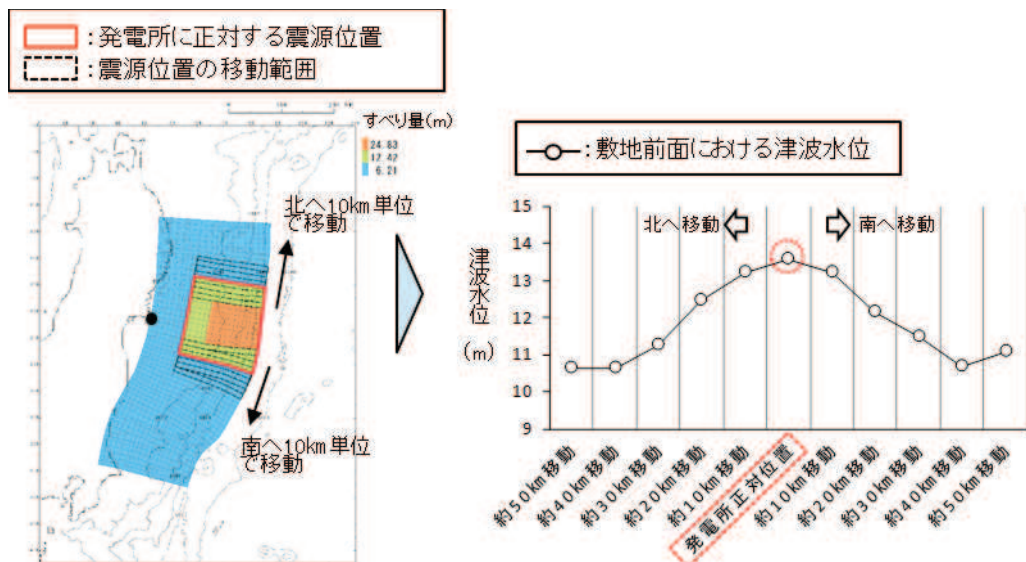


図 5.4.2.2-10 宮城県沖の破壊特性を考慮した特性化モデル
(東北地方太平洋沖型の地震)

図 5.4.2.2-11 震源位置と津波水位の関係

b. 周辺地形の影響

女川原子力発電所の敷地周辺は複雑に入り組んだ湾構造になっているため、敷地に到達する津波は周辺地形からの回り込みの影響もある。この影響を確認するため、基準津波の第1波の敷地への到達に関して、平面二次元津波シミュレーション解析と、後述する断面二次元津波シミュレーション解析（非線形分散波理論を考慮）の波形比較を行った。

基準津波策定位置において、平面二次元津波シミュレーション解析の出力波形を断面二次元津波シミュレーション解析に入力して検討した結果、敷地近傍（港口部、第2号機取水口前面）での両者の第1波の出力波形はおおむね一致した（図 5.4.2.2-12）。

断面二次元津波シミュレーション解析においては周辺地形からの回り込みの影響を考慮していないため、出力波形の一致は平面二次元津波シミュレーション解析においても、第1波到達における周辺地形の影響がほとんどないことを示しており、基準津波の第1波は周辺地形の影響をほとんど受けずに策定位置から直線的に到達することを確認した。

また、断面二次元津波シミュレーション解析では周辺地形からの回り込みの影響を考慮できないこと、解析境界からの反射波の影響が平面二次元津波シミュレーション解析と断面二次元津波シミュレーション解析で異なることから、津波の第1波を評価対象（後続波は評価対象外）とし、非線形分散波理論に基づいた断面二次元津波シミュレーション解析により、分裂波の発生有無及び分裂波の影響も考慮した津波波圧の評価が可能となる。

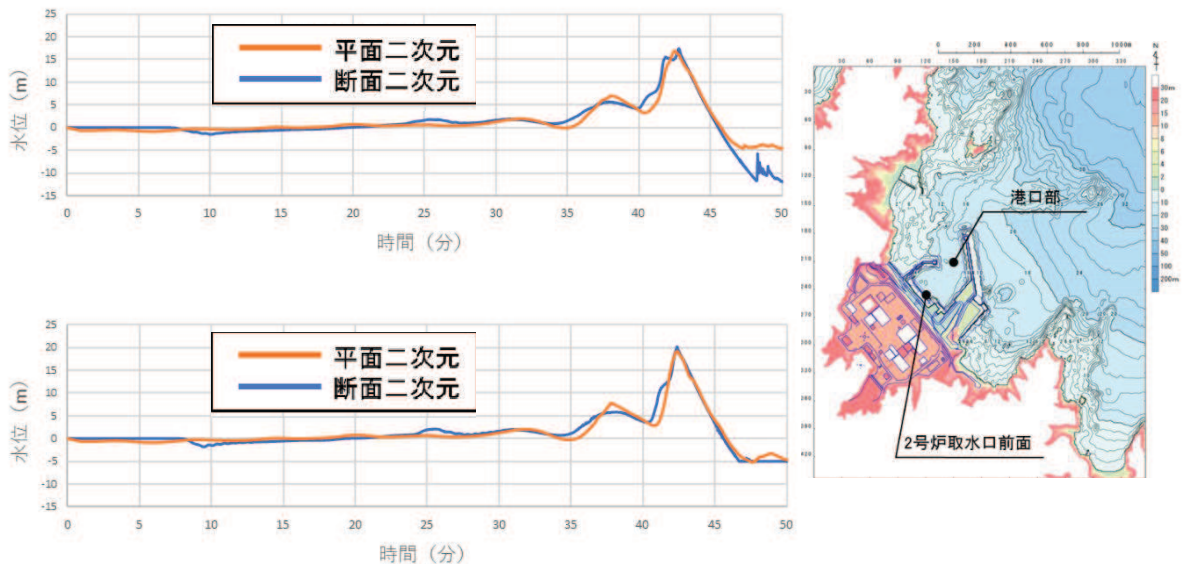


図 5.4.2.2-12 水位時刻歴波形の比較（上段：港口部，下段：第2号機取水口前面）

c. まとめ

女川原子力発電所の基準津波及び東北地方太平洋沖地震による津波の特性を確認した結果、第1波の影響が支配的となる（第1波の水位は後続波と比較して極端に大きい）こと、第1波は周辺地形の影響をほとんど受けずに策定位置から直線的に到達することを確認した。

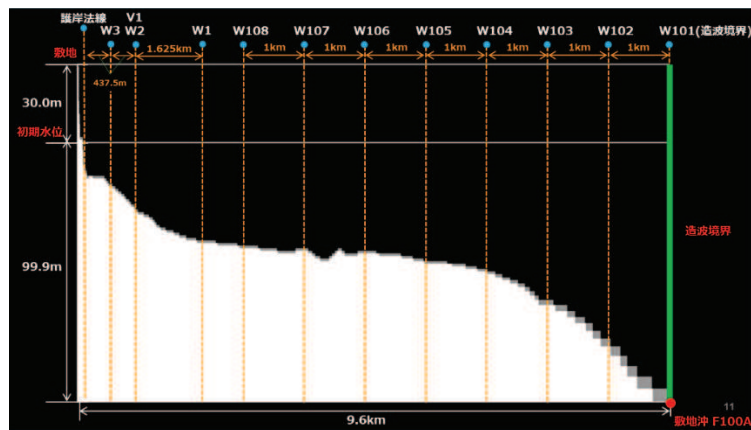
以上を踏まえて、津波の第1波を検討対象として津波防護施設に作用する津波波圧の検討を行うこととし、数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）による検討と併せて、波形特性（周期、波高）の不確かさも考慮した水理模型実験による検討を補完的に行う。

(3) 数値流体解析による検討

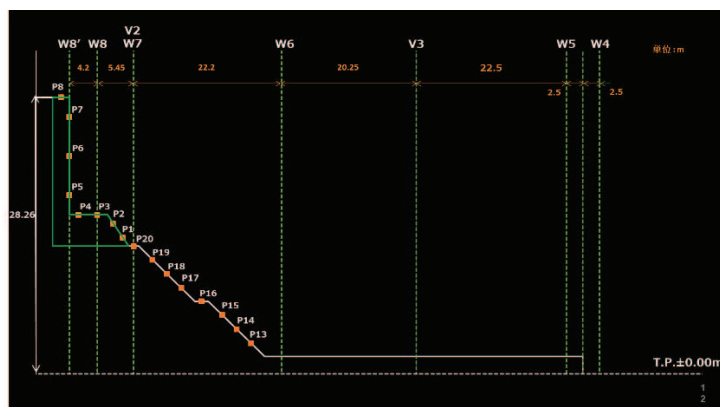
a. 解析条件

女川の地形特性等（海底勾配，2段敷地，鋼管式鉛直壁）を再現したうえで，基準津波を対象とした数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）により，津波の水位・流速・波圧等の確認を行った。数値流体解析は，非線形分散波理論に基づいた解析手法であり，ソリトン分裂波を表現可能な数値波動水路 CADMAS-SURF/3D (Ver. 1.5) を用いた。解析コードの概要については，補足説明資料「補足-900-1 計算機プログラム（解析コード）の概要に係る補足説明資料」に示す。

解析領域は後述する水理模型実験と同じ区間をモデル化し，入射波は平面二次元津波シミュレーション解析による基準津波（東北地方太平洋沖型の地震（水位上昇側））の出力波形（第1波）とし，基準津波策定位置に入力した。解析モデルを図 5.4.2.2-13 に示す。



(基準津波策定位置～敷地)



(0. P. +2.5m～防潮堤)

図 5.4.2.2-13 解析モデル

b. 通過波解析

構造物がない状態での津波状況把握を目的に、防潮堤がないモデルで通過波解析を行い、水位・流速・フルード数の確認を行った。波形を図 5.4.2.2-14 に示す。

防潮堤の近傍において津波の第1波の水位波形は滑らかになっており、ソリトン分裂は発生しておらず、水位が緩やかに上昇するような水位変動型の津波が発生した。また、防潮堤前面位置でのフルード数は 0.38 で 1.0 を下回った。津波の水平流速の小ささ（周期の長さ）や2段敷地の盛土法面の影響等によって津波が減勢し、防潮堤前面位置では常流 ($Fr < 1.0$) となった可能性が考えられる。

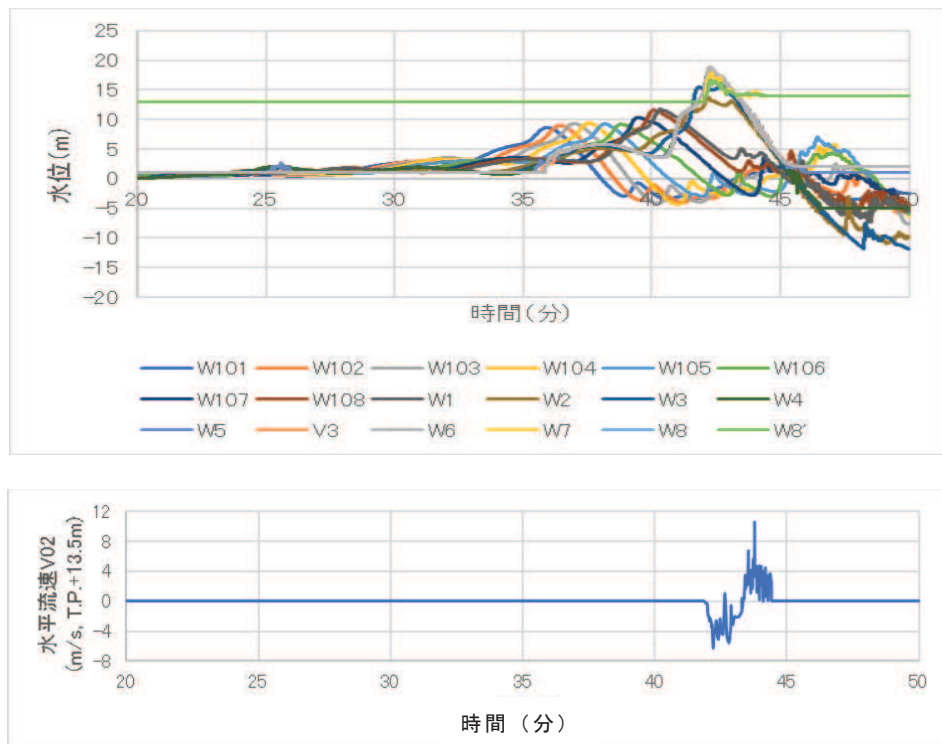


図 5.4.2.2-14 水位・流速の時系列波形（通過波解析）

c. 津波荷重解析

構造物がある状態での津波状況把握を目的に、防潮堤ありモデルで津波荷重解析を行い、防潮堤に作用する波圧の確認を行った。防潮堤前面位置における波圧の時系列波形を図 5.4.2.2-15 に示す。津波の第1波の波圧波形は滑らかになっており、津波の衝撃圧は発生しておらず、持続圧が主体となった。通過波解析の結果も踏まえると、防潮堤前面位置では津波が常流化しており、潮汐的挙動による水位変動型の津波が作用したものと考えられる。

防潮堤に作用する最大波圧分布を図 5.4.2.2-16 に示す。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の壁部と下部の盛土法面も含めて波圧分布はおおむね連続しており、静水圧型の分布形状（直線分布）となった。

これは、防潮堤前面の盛土の存在で減勢・滑らかな遡上での防潮堤への作用となったことと合わせ、既往研究で水深係数がフルード数の関数となるとの知見を考え合わせると、通過波解析でフルード数が小さく常流作用であることも考慮し、盛土・防潮堤前面波圧とも、おおむね、堰上げ前面水位による静水圧分布となったと考えられる。

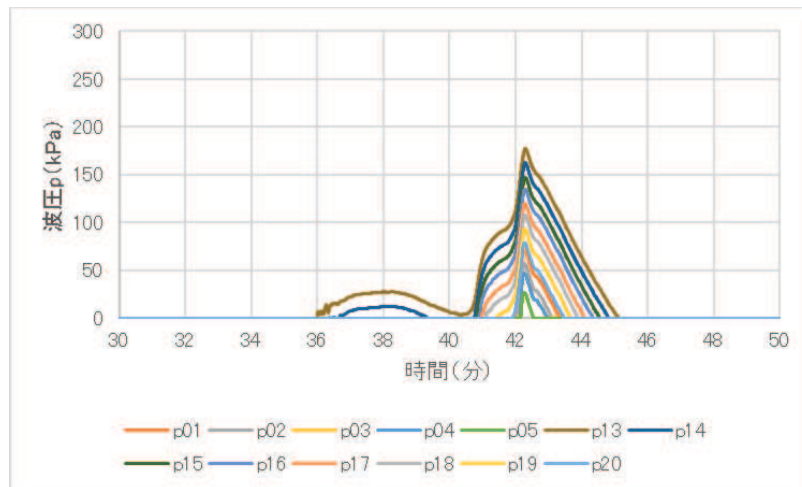


図 5.4.2.2-15 波圧の時系列波形

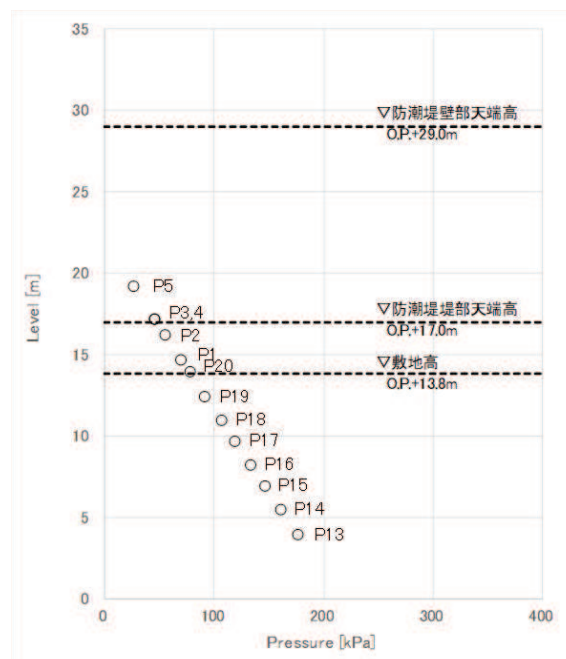


図 5.4.2.2-16 最大波圧分布

d. まとめ

女川原子力発電所のサイト特性を反映した防潮堤に作用する津波波圧について、鋼管式鉛直壁を模擬した数値流体解析により、基準津波の特性や津波波圧等を確認した。

検討の結果、防潮堤の近傍で津波のソリトン分裂は確認されず、防潮堤前面位置でのフルード数は1以下となった。また、基準津波の作用により、津波の衝撃圧は発生せず、持続圧が作用した。また、防潮堤に作用する波圧分布はいずれも直線型となり、おおむね静水圧程度となった。

(4) 水理模型実験による検討

a. 実験条件

水理模型実験の条件設定フローを図 5.4.2.2-17 に示す。発電所の地形特性、構造物（防潮堤）特性、津波特性（基準津波、東北地方太平洋沖地震による津波）の観点から津波波圧に影響するサイト特性を整理し、保守的な結果が得られる条件を設定した。

津波波圧に影響するサイト特性の整理と水理模型実験条件への反映結果を表 5.4.2.2-3 に示す。地形特性、構造物特性及び津波特性の観点から津波波圧に影響するサイト特性を整理し、保守的になるよう実験条件を設定するとともに、津波の波形特性としての周期（継続時間）及び波高の不確かさを考慮した。

津波の波形特性（周期、波高）の不確かさが津波波圧等に与える影響を確認するため、津波の周期を2種類、波高を6種類で変化させた計12種類の津波波形（1波形あたり3回）による水理模型実験を行った（表 5.4.2.2-4）。なお、二段型津波の波形信号は、半周期20分のガウス分布に半周期5分の同じ津波高さのガウス分布を重ね合わせた（図 5.4.2.2-18）。

実験装置は、長さ60m×幅20m（内幅18m）×高さ15mの平面水槽を用い、実験縮尺（幾何縮尺）は1/125とした。また、目標最大水位O.P.+37.5mとなる高水位の津波を増波するため、増波装置の能力や水槽内の貯留可能水量を考慮し、沖合部に津波水位を高くするための収斂壁（幅18mより4mに絞る）を設置し、下流側に幅4m水路、陸上模型（護岸・盛土・敷地）及び防潮堤模型を構築した。実験装置及び実験模型の概要を図 5.4.2.2-19、図 5.4.2.2-20 及び写真 5.4.2.2-1 に示す。

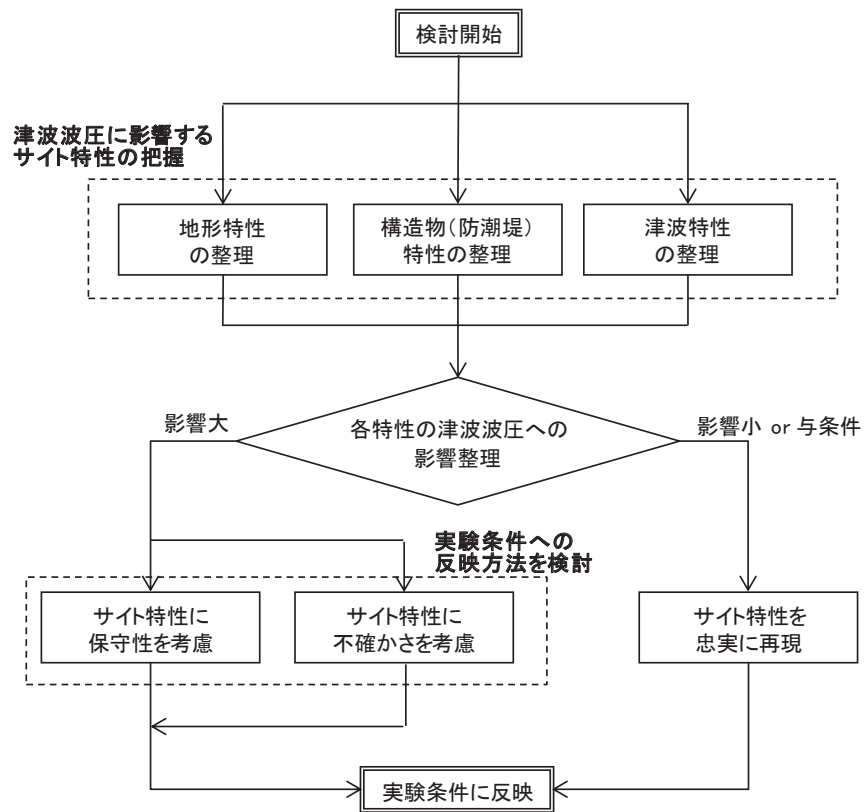


図 5.4.2.2-17 水理模型実験の条件設定フロー

表5.4.2.2-3 津波波圧に影響するサイト特性の整理と水理模型実験条件への反映結果

分類	項目	サイト特性	津波波圧への影響	実験条件への反映結果
地形	海底勾配	1/100 (平均勾配)	・海底勾配が 1/100 以下程度の遠浅で、かつ津波高さが水深の 30%以上であると、ソリトン分裂波が発生する可能性がある	<u>サイト特性を再現 (与条件) *</u> * : 津波高さの違いがソリトン分裂波の有無に影響するため、津波高さの項目で反映
	防波堤	防波堤あり	・防波堤の有無は防潮堤に対する津波の流向に影響する (防潮堤に対して沿波になるか否か)	<u>保守性を考慮 (防波堤なしでモデル化)</u> ・防波堤なしの場合に津波は直接防潮堤に作用すること、基準津波の最高水位が防波堤よりも十分高く波長も長いことから、津波波圧への影響検討として防波堤なしが保守的と考えられる* * : 女川の水位評価としては防波堤ありの方が保守的となるが、実験では水位条件ごとの波圧計測を目的とするので防波堤なしでの条件設定は妥当
	前面地形 (防潮堤海側)	2 段敷地	・防潮堤海側の敷地法面は、防潮堤に作用する津波波圧を減勢する効果をきたす可能性がある	<u>サイト特性を再現 (与条件)</u>
構造物 (防潮堤)	設置位置	法面上部 (法肩)	・汀線から離れるほど津波が減勢し、津波波圧は小さくなる	<u>サイト特性を再現 (与条件)</u>
	防潮堤高さ	0. P. +29m	・影響なし	<u>サイト特性を再現 (与条件)</u>
	形状	鋼管式鉛直壁 (一般部、岩盤部)と盛土堤防の併用	・鋼管式鉛直壁(直立構造)と比較して、盛土堤防は津波遡上に伴う減勢効果があり、津波波圧が小さくなる可能性がある ・構造物設置高さ(海側地形の標高)が高い方が構造物に作用する津波の水深が小さくなる(津波波圧は小さくなる)	<u>保守性を考慮(鋼管式鉛直壁(一般部)でモデル化)</u> ・鋼管式鉛直壁は盛土堤防よりも津波遡上に伴う減勢効果は小さいと考えられる ・鋼管式鉛直壁の岩盤部は一般部よりも海側地形の標高が高く、津波波圧は小さい
津波 (基準津波、東北地方太平洋沖地震による津波)	波形	二段型波形	・津波の周期は、防潮堤に作用する津波の波長、流速の大小に影響する	<u>不確かさを考慮(半周期 5 分、20 分の 2 ケース)</u> ・基準津波の第 1 波の半周期が約 10~20 分、二段型波形のうちの個別波部分の半周期が約 5 分であることを考慮して設定
	津波高さ	0. P. +24. 4m (入力津波高さ)	・津波高さが高い方が、流速も含めた津波のエネルギーが大きくなり、津波波圧は大きくなる	<u>不確かさを考慮(0. P. +17. 0m~0. P. +37. 5m の 6 ケース)</u> ・鋼管式鉛直壁(一般部)の直立壁部分に作用する規模の津波高さとして越波の可能性まで考慮して設定

表 5.4.2.2-4 入射津波条件 (目標波形)

波条件	波形	目標津波条件 (現地換算)			目標津波条件 (1/125実験換算)		
		半周期	津波水位 【O.P.】	越流水深	半周期	津波水位 【DL】	越流水深
WAVE 001	単峰型	5分	+17.0m	非越流	26.8秒	0.136m	非越流
WAVE 002			+25.0m	非越流		0.200m	非越流
WAVE 003			+36.0m	7.0m		0.288m	0.056m
WAVE 004			+32.5m	3.5m		0.260m	0.028m
WAVE 005			+35.0m	6.0m		0.280m	0.048m
WAVE 006			+37.5m	8.5m		0.300m	0.068m
WAVE 101	二段型	20分	+17.0m	非越流	107.3秒	0.136m	非越流
WAVE 102			+25.0m	非越流		0.200m	非越流
WAVE 103			+36.0m	7.0m		0.288m	0.056m
WAVE 104			+32.5m	3.5m		0.260m	0.028m
WAVE 105			+35.0m	6.0m		0.280m	0.048m
WAVE 106			+37.5m	8.5m		0.300m	0.068m

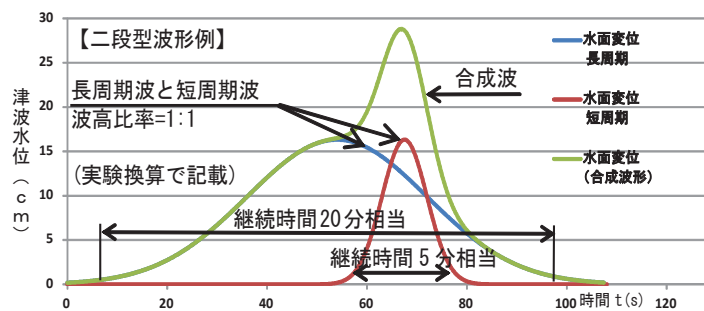


図5.4.2.2-18 波形の概要

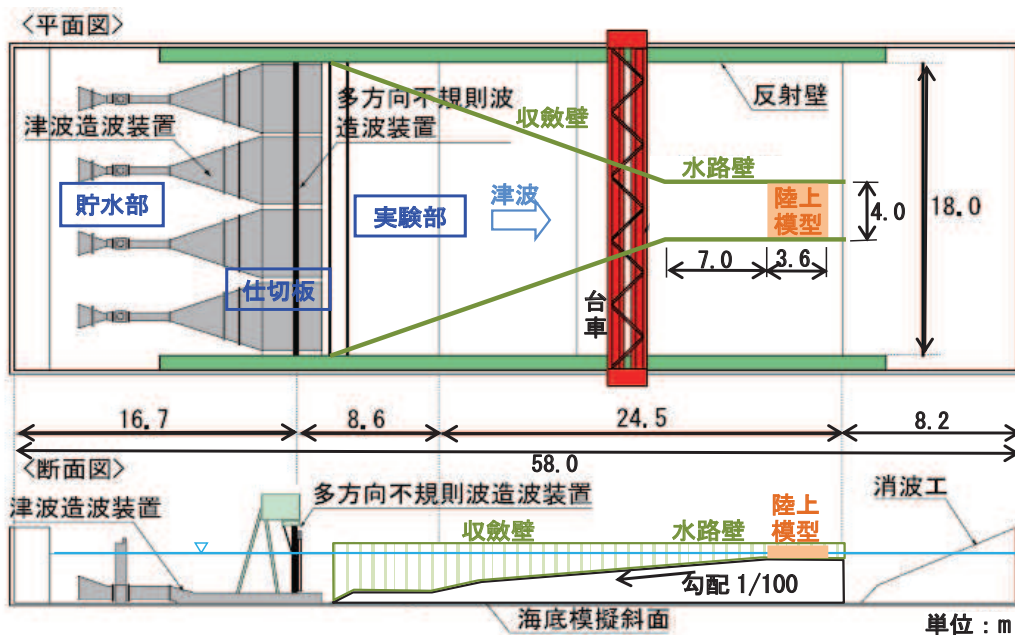
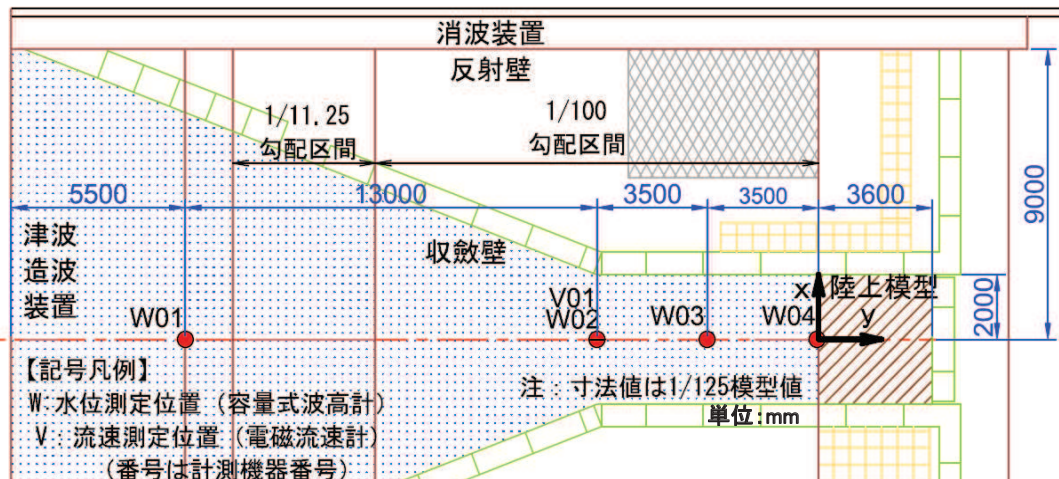
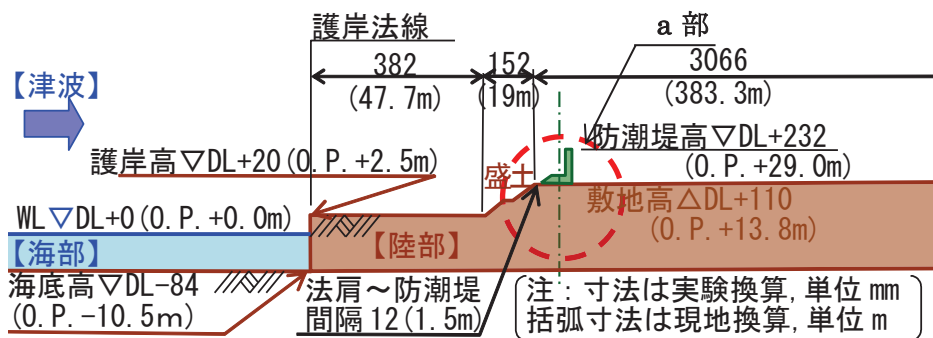


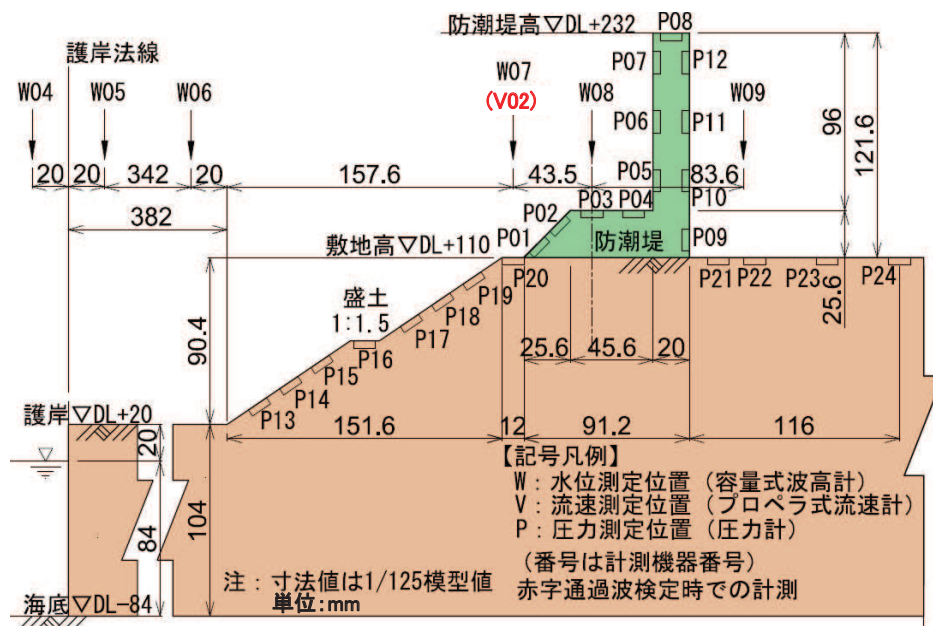
図5.4.2.2-19 実験装置概要図



(海部)



(陸部)



(陸部詳細 (a部拡大))

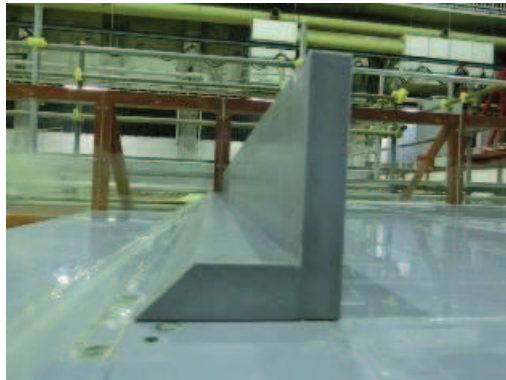
図5.4.2.2-20 実験模型概要図



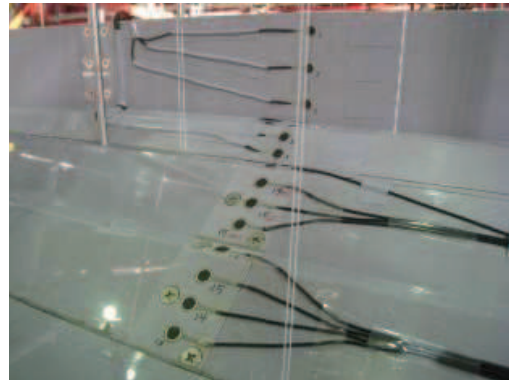
収斂壁



陸上模型・防潮堤模型



防潮堤模型断面



波圧計設置(盛土・防潮堤前面)

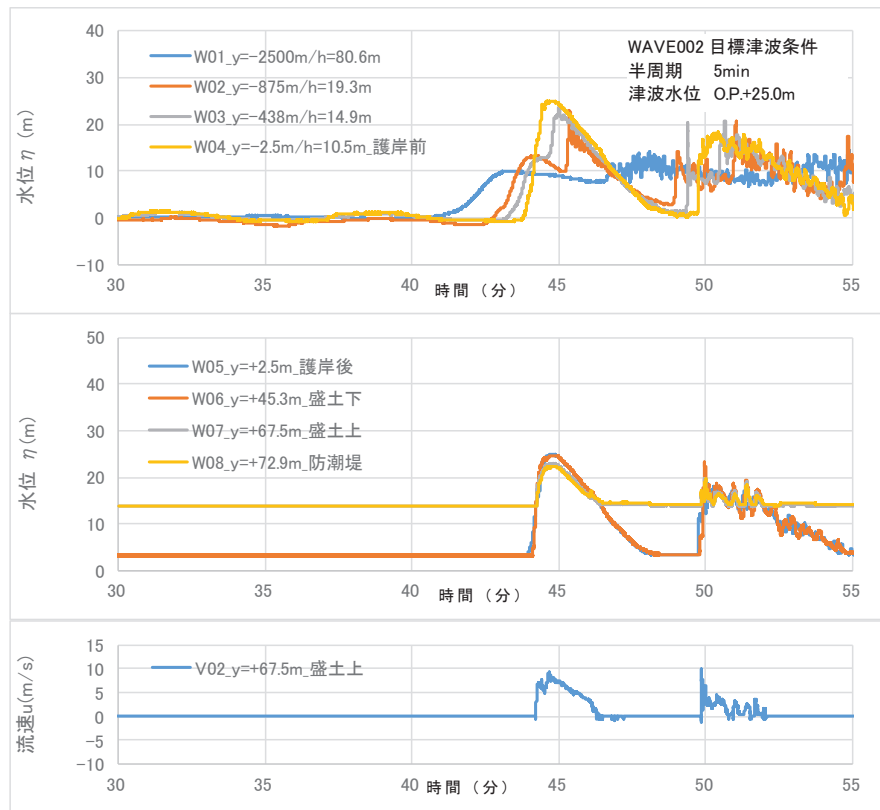
写真5.4.2.2-1 実験装置

b. 通過波実験

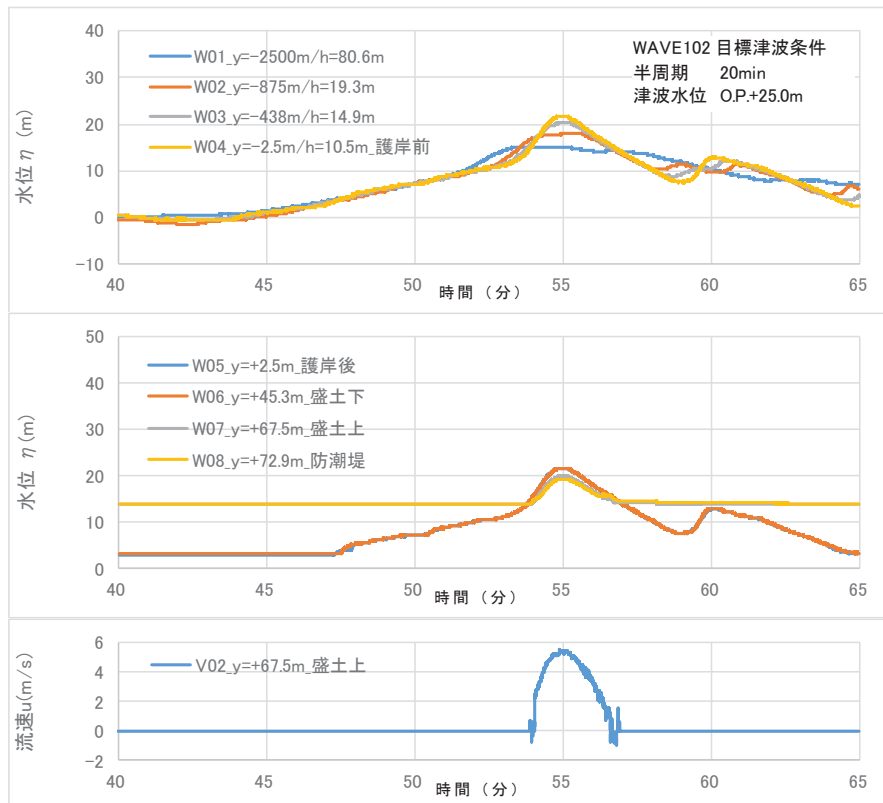
構造物がない状態での津波状況把握を目的に、防潮堤がないモデルで通過波実験を行い、水位・流速・フルード数の確認を行った。波形の一例を図5.4.2.2-21に示す。

防潮堤の近傍において津波の第1波の水位波形は滑らかになっており、ソリトン分裂は発生しておらず、水位が緩やかに上昇するような水位変動型の津波が発生した。なお、単峰型津波の沖合部(WAVE002:W01~W03)で後続波の水位波形に乱れが確認でき、平面水槽実験による収斂壁による水流の漸縮・水位上昇や側壁からの反射の影響が含まれているものと考えられるが、主たる確認対象である陸上模型位置(W04~W08)の第1波は安定した波形となっている。

各ケースでの通過波実験(防潮堤なし)における津波の水理諸量を表5.4.2.2-5に示す。また、防潮堤前面位置でのフルード数は単峰型で0.8程度、二段型で0.6程度となり、最大でも0.843で1.0を下回った。津波の水平流速の小ささ(周期の長さ)や2段敷地の盛土法面の影響等によって津波が減勢し、防潮堤前面位置では常流($Fr < 1.0$)となった可能性が考えられる。



(単峰型：半周期 5分)



(二段型：半周期 20分)

図 5.4.2.2-21 水位・流速の時系列波形 (通過波実験：目標津波水位 O.P.+25.0m)

表 5.4.2.2-5 浸水深最大時の水理諸量（通過波実験：W07（V02）位置）

波条件	波形	目標水位* 【O.P.】	最大水位 【O.P.】	浸水深	流速	フルード数
WAVE001	単包型 半周期 5分	+17.0m	+17.0m	3.2m	4.7m/s	0.839
WAVE002		+25.0m	+23.0m	9.2m	8.0m/s	0.843
WAVE003		+36.0m	+30.8m	17.0m	7.9m/s	0.612
WAVE004		+32.5m	+26.2m	12.4m	9.1m/s	0.826
WAVE005		+35.0m	+28.3m	14.5m	9.3m/s	0.780
WAVE006		+37.5m	+30.2m	16.4m	9.2m/s	0.726
WAVE101	二段型 半周期 20分	+17.0m	+14.6m	0.8m	0.2m/s	0.071
WAVE102		+25.0m	+19.8m	6.0m	5.4m/s	0.704
WAVE103		+36.0m	+25.8m	12.0m	8.0m/s	0.738
WAVE104		+32.5m	+25.9m	12.1m	4.9m/s	0.450
WAVE105		+35.0m	+28.2m	14.4m	7.4m/s	0.623
WAVE106		+37.5m	+30.0m	16.2m	7.6m/s	0.603

*：津波荷重実験（防潮堤あり）の目標水位

c. 津波荷重実験

構造物がある状態での津波状況把握を目的に、防潮堤ありモデルで津波荷重実験を行い、防潮堤に作用する波圧の確認を行った。

実験状況を写真 5.4.2.2-2 に示す。防潮堤前面位置における波圧の時系列波形の一例を図 5.4.2.2-22 に示す。単峰型、二段型ともに津波の第1波の波圧波形は滑らかになっており、衝撃圧は発生しておらず、持続圧が主体となった。通過波実験の結果も踏まえると、防潮堤前面位置では津波が常流化しており、潮汐的挙動による水位変動型の津波が作用したものと考えられる。

防潮堤に作用する最大波圧分布を図 5.4.2.2-23 に示す。防潮堤壁部（鋼管式鉛直壁）と下部の盛土法面の境界付近に若干の段差が見られるものの、波圧分布としてはおおむね連続しており、静水圧型の分布形状（直線分布）となった。

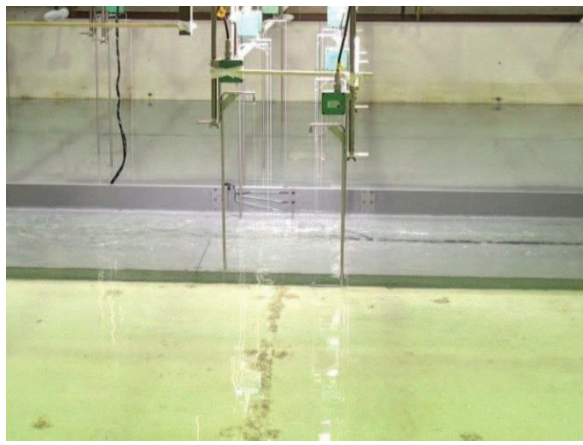
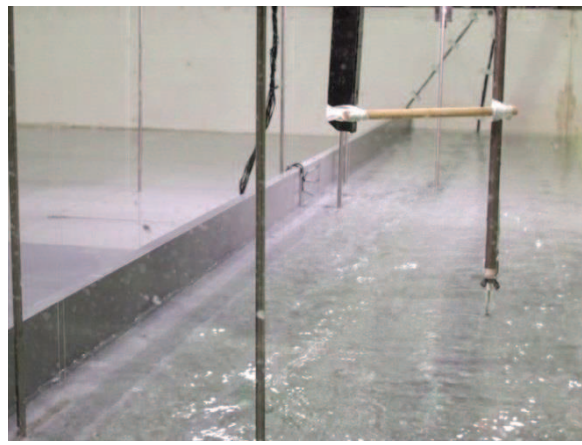
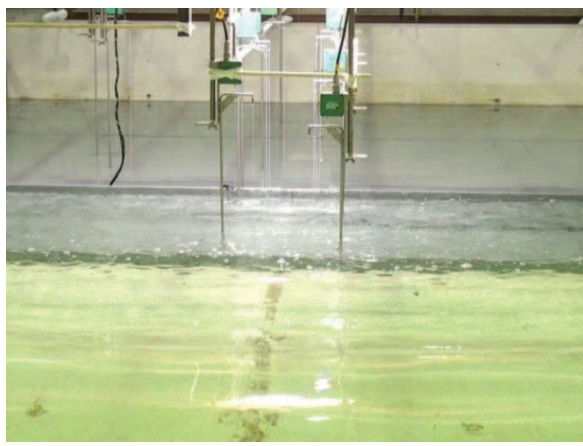
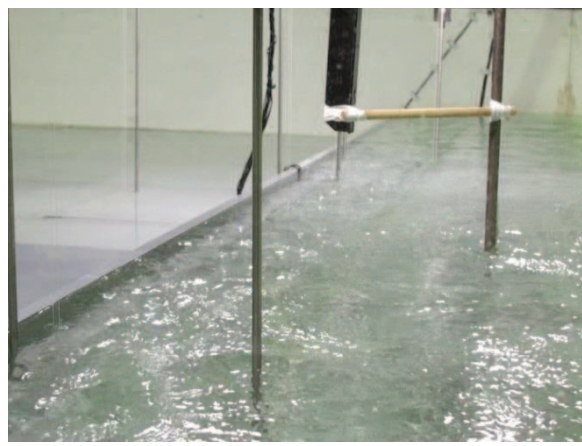
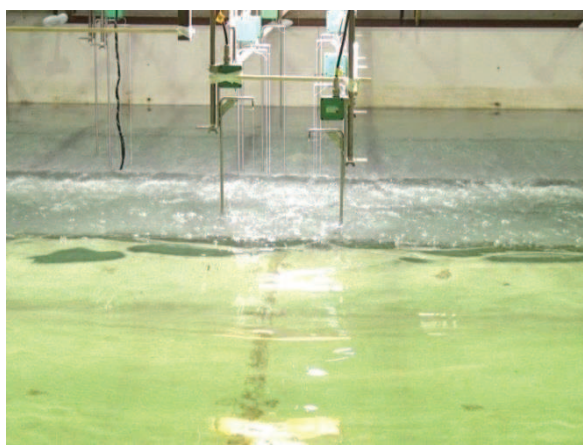
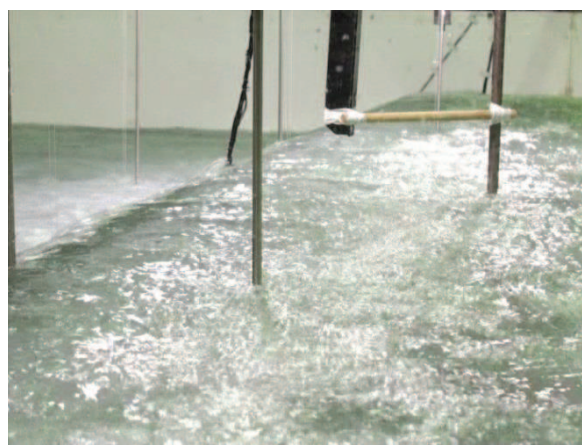
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE001：O.P.+17.0m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE001：O.P.+17.0m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE002：O.P.+25.0m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE002：O.P.+25.0m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE003：O.P.+36.0m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE003：O.P.+36.0m，半周期5分，単峰型</p>
	

写真 5.4.2.2-2(1) 実験状況（津波荷重実験）

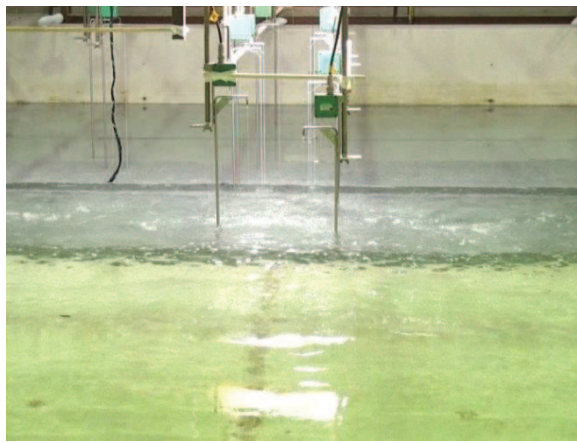
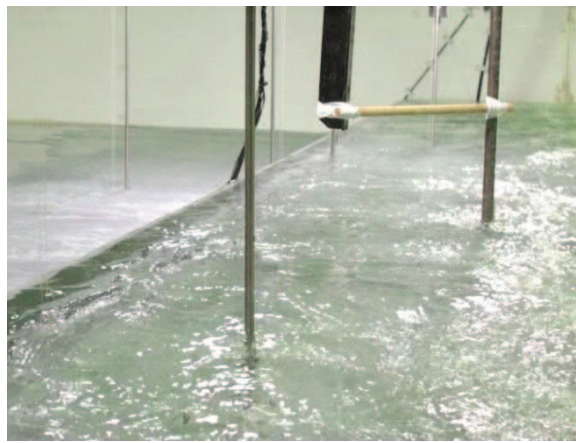
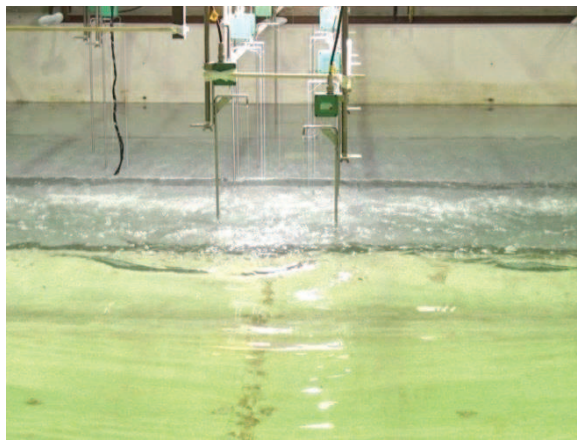
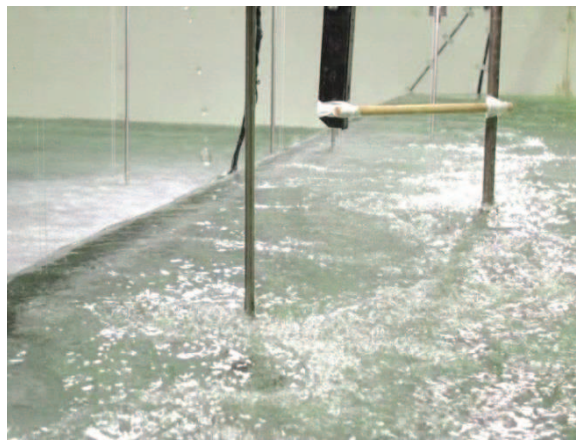
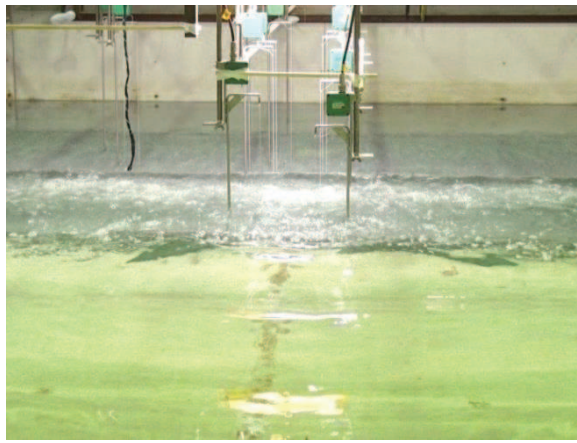
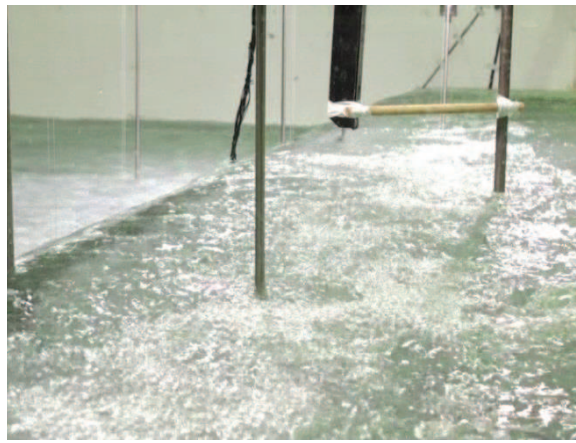
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE004：O.P.+32.5m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE004：O.P.+32.5m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE005：O.P.+35.0m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE005：O.P.+35.0m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE006：O.P.+37.5m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE006：O.P.+37.5m，半周期5分，単峰型</p>
	

写真 5.4.2.2-2(2) 実験状況（津波荷重実験）

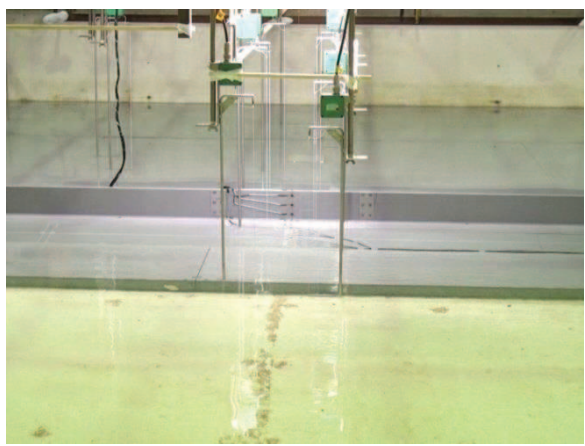
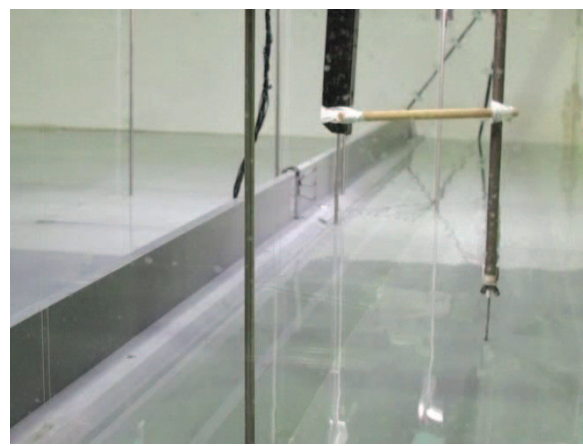
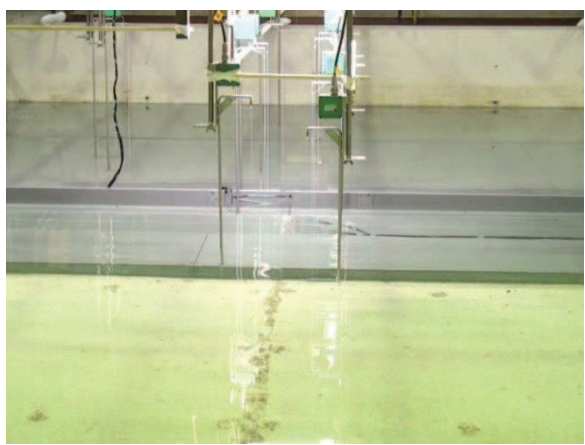
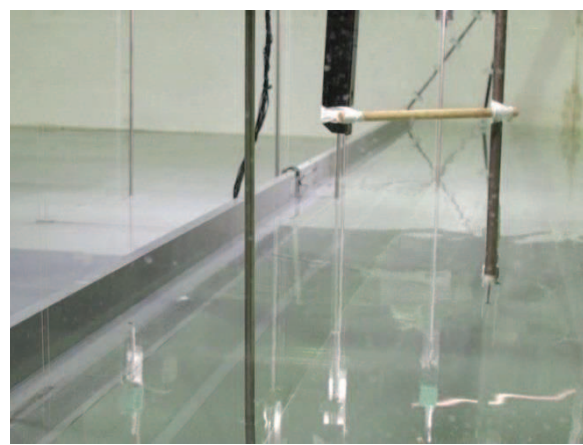
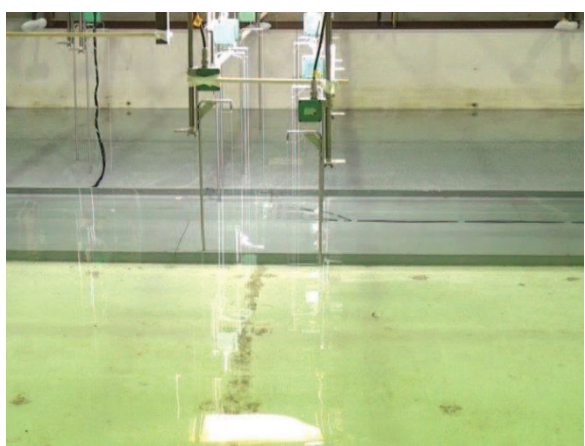
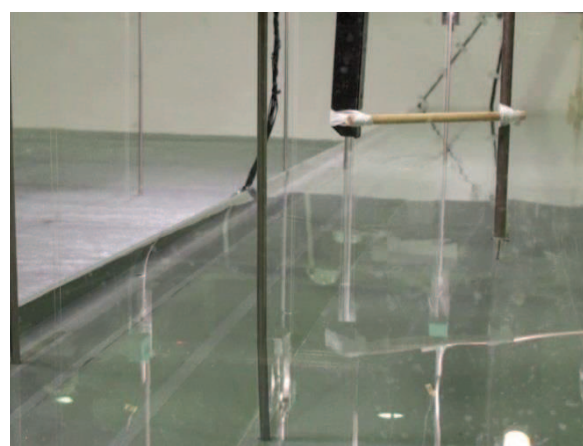
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE101：O.P. +17.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE101：O.P. +17.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE102：O.P. +25.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE102：O.P. +25.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE103：O.P. +36.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE103：O.P. +36.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	

写真 5.4.2.2-2(3) 実験状況 (津波荷重実験)

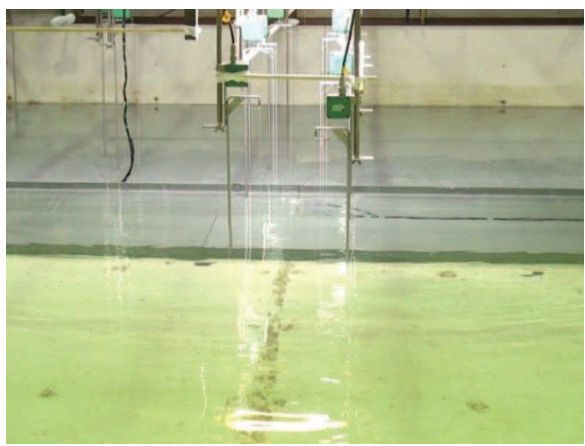
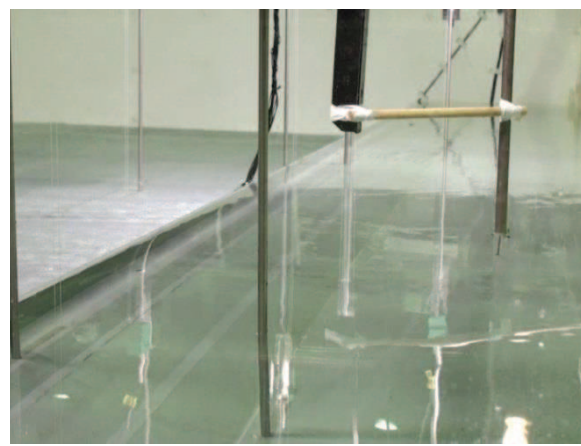
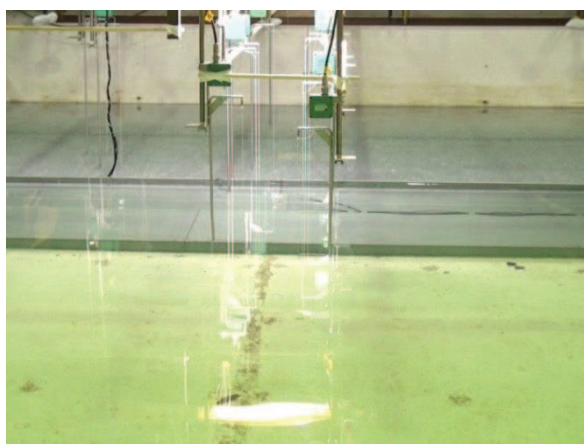
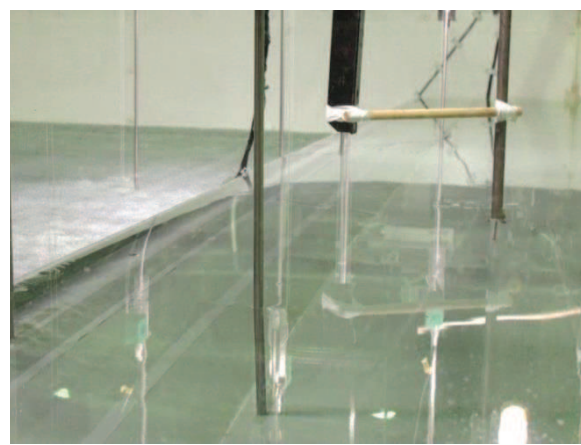
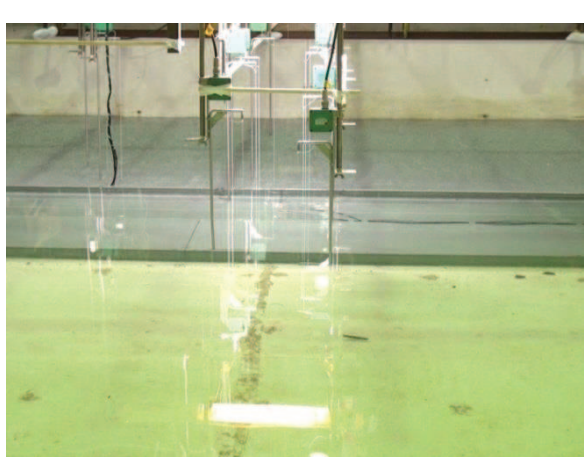
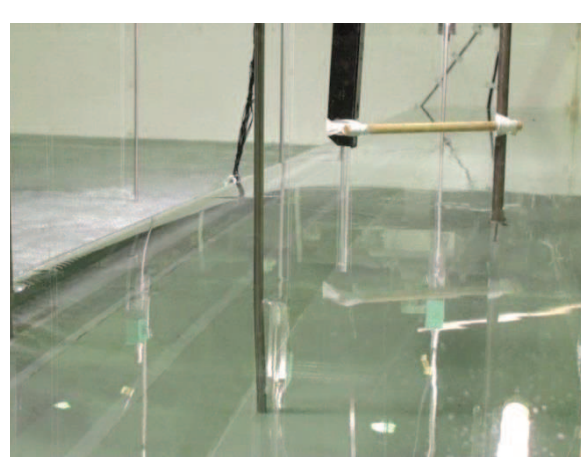
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE104：O.P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE104：O.P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE105：O.P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE105：O.P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE106：O.P. +37.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE106：O.P. +37.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	

写真 5.4.2.2-2(4) 実験状況（津波荷重実験）

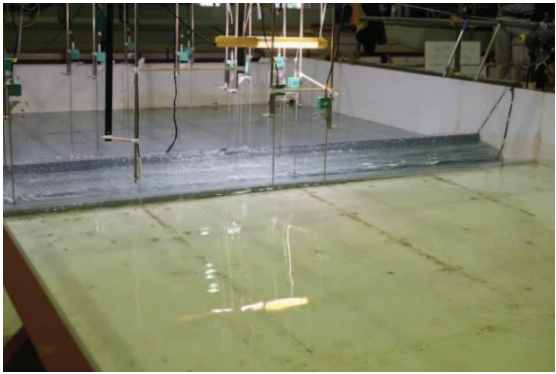
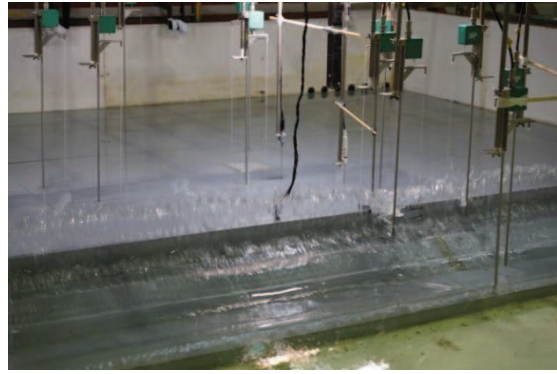
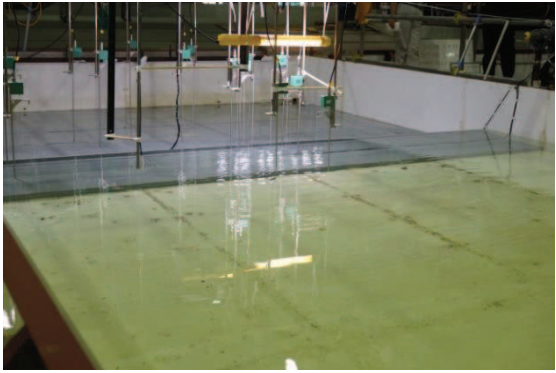
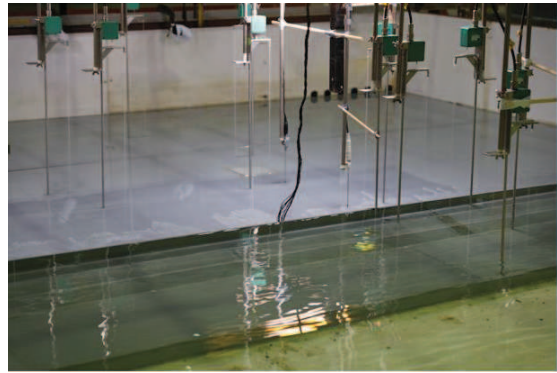
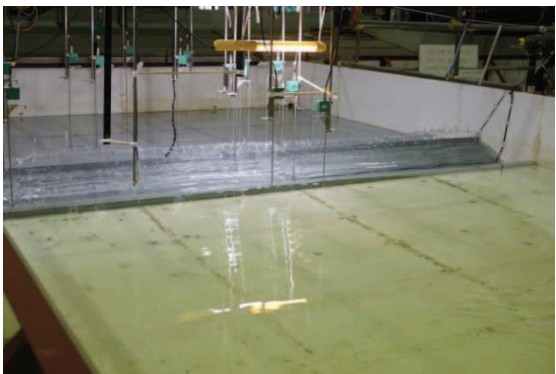
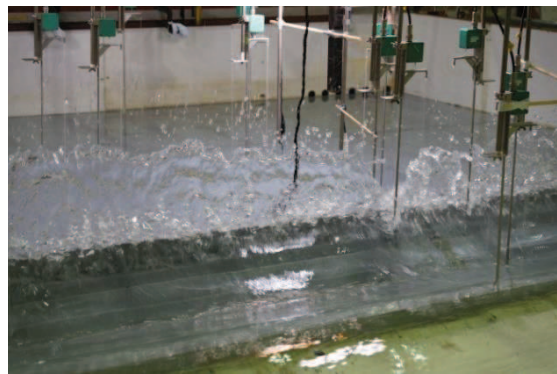
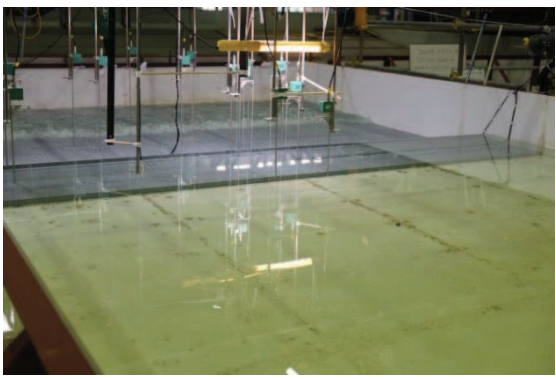
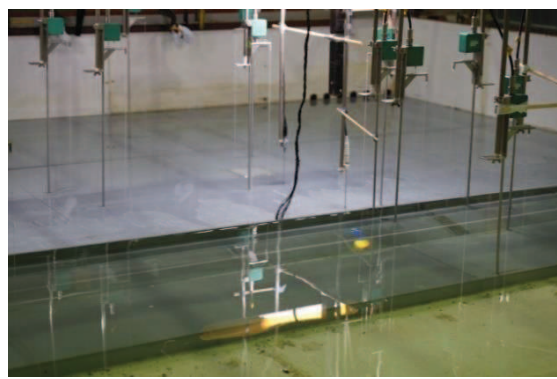
<p style="text-align: center;">全景 WAVE004 : O. P. +32.5m, 半周期 5 分, 单峰型</p> 	<p style="text-align: center;">近景 WAVE004 : O. P. +32.5m, 半周期 5 分, 单峰型</p> 
<p style="text-align: center;">全景 WAVE104 : O. P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p> 	<p style="text-align: center;">近景 WAVE104 : O. P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p> 
<p style="text-align: center;">全景 WAVE005 : O. P. +35.0m, 半周期 5 分, 单峰型</p> 	<p style="text-align: center;">近景 WAVE005 : O. P. +35.0m, 半周期 5 分, 单峰型</p> 
<p style="text-align: center;">全景 WAVE105 : O. P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p> 	<p style="text-align: center;">近景 WAVE105 : O. P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p> 

写真5.4.2.2-2(5) 実験状況 (津波荷重実験)

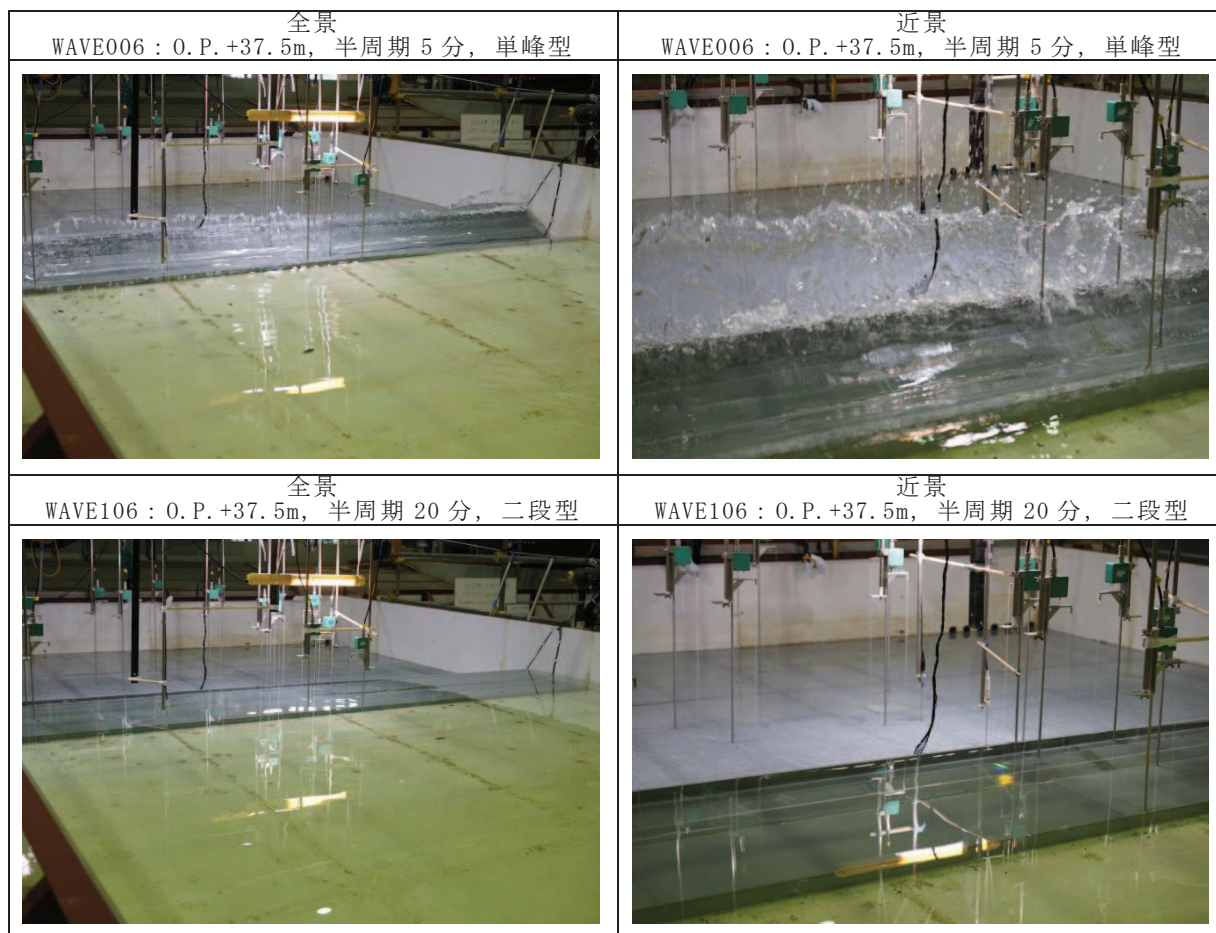
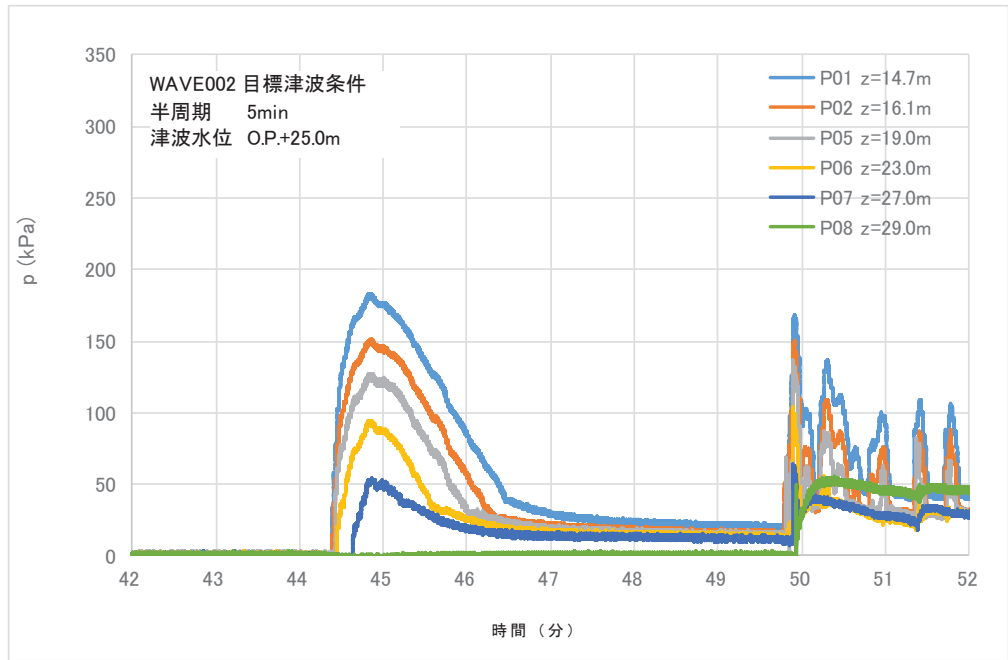
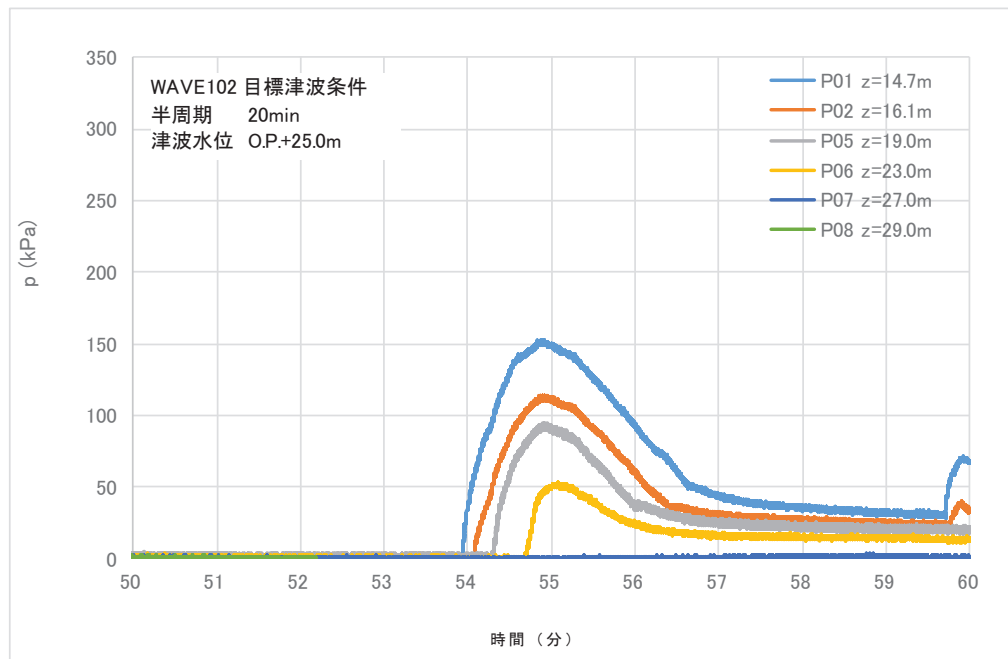


写真5.4.2.2-2(6) 実験状況 (津波荷重実験)

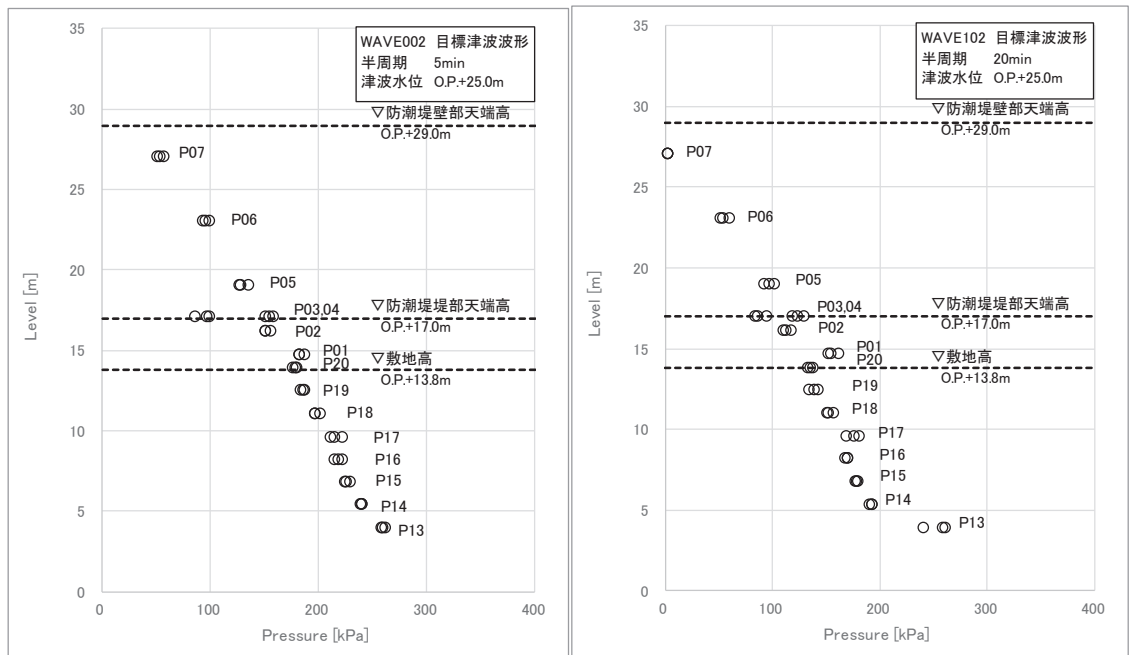


(単峰型：半周期 5 分)

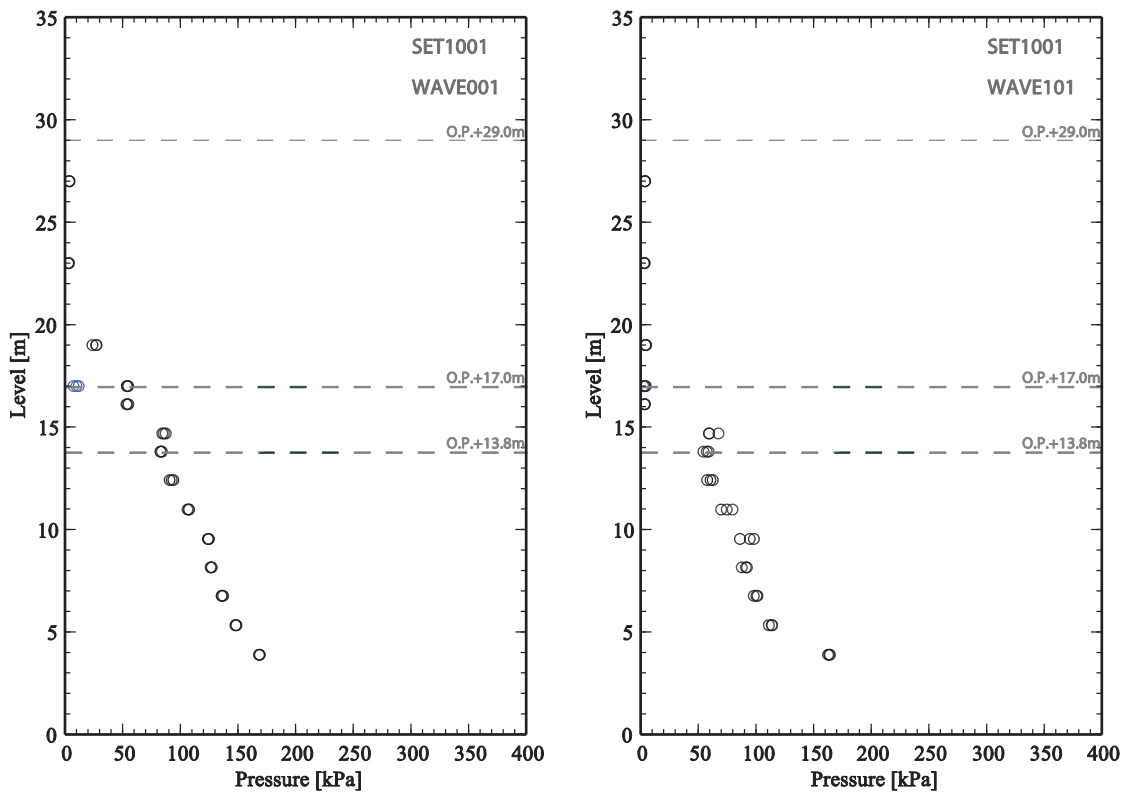


(二段型：半周期 20 分)

図5.4.2.2-22 波圧の時系列波形 (津波荷重実験：目標津波水位 O.P.+25.0m)

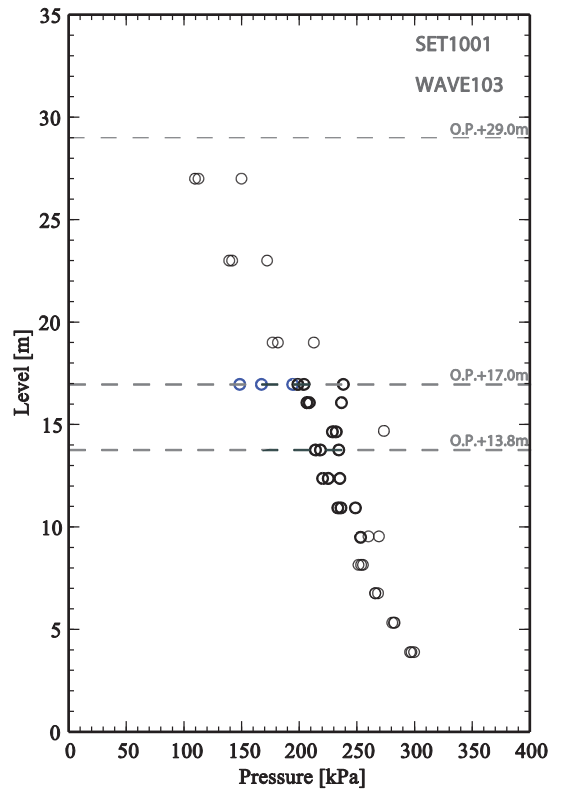
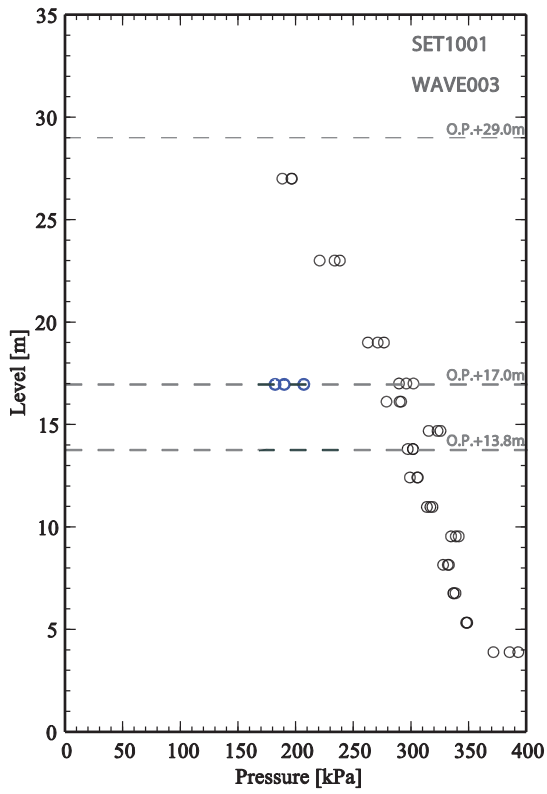


(目標津波水位O. P. +25.0m)

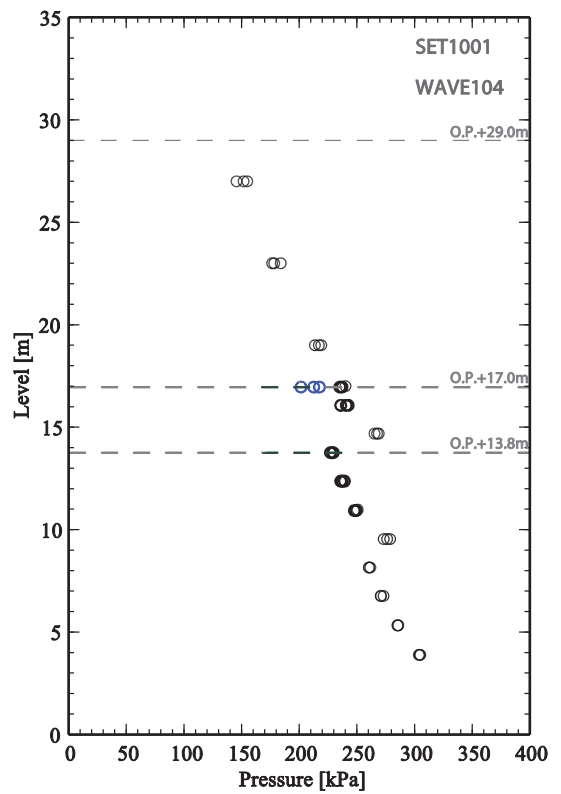
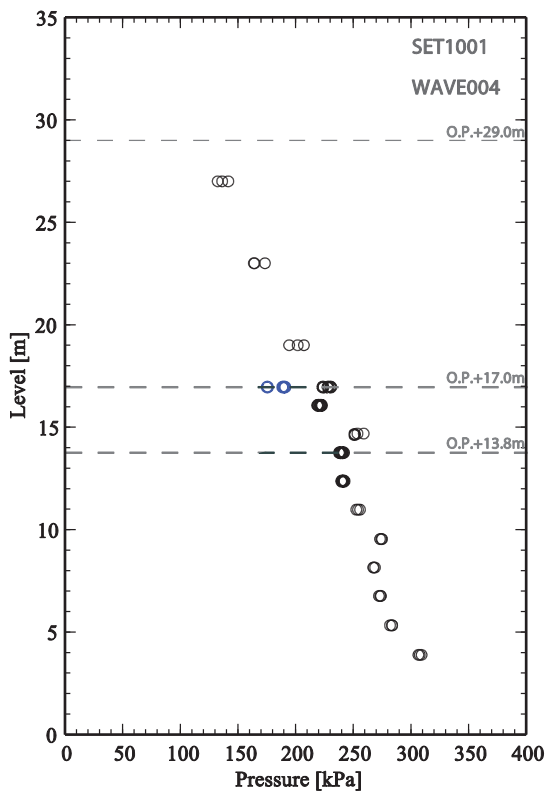


(目標津波水位O. P. +17.0m)

図5.4.2.2-23(1) 最大波圧分布 (左図: 単峰型, 右図: 二段型)

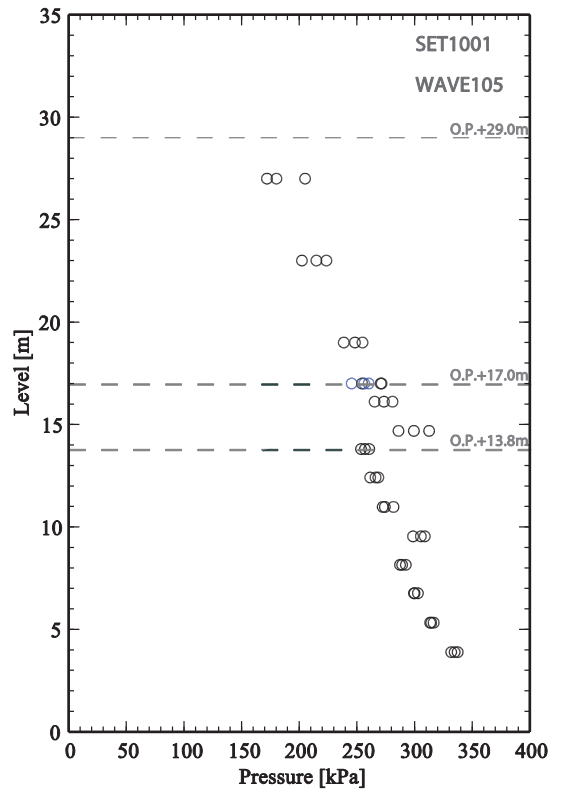
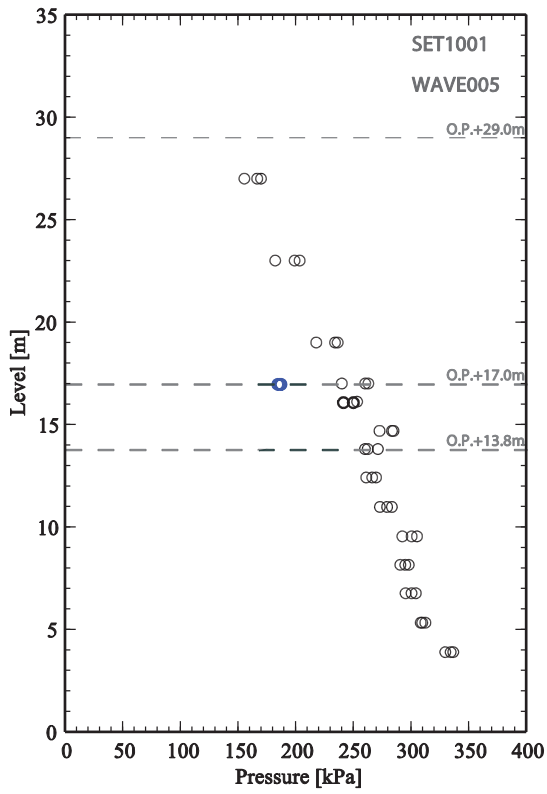


(目標津波水位O. P. +36.0m)

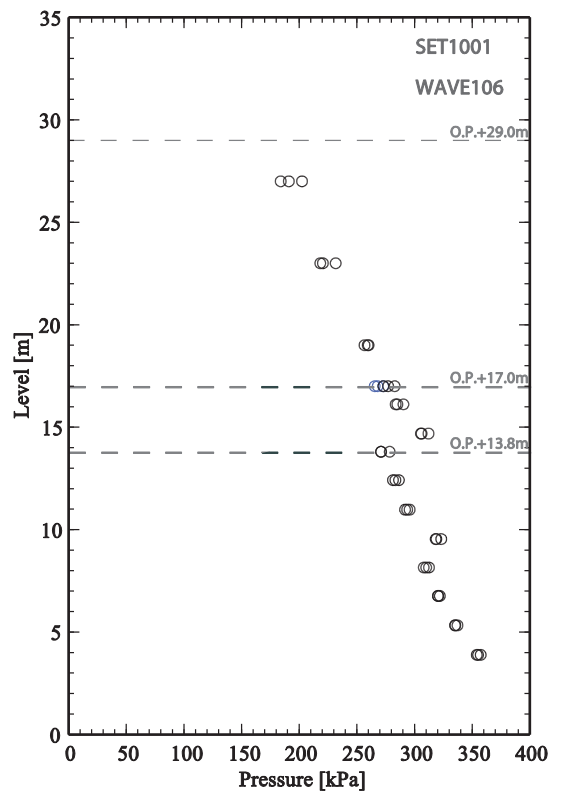
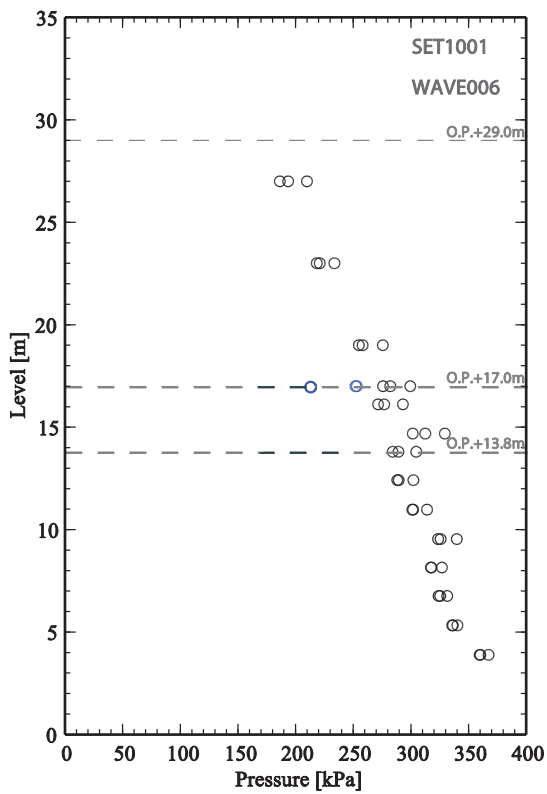


(目標津波水位O. P. +32.5m)

図5.4.2.2-23(2) 最大波圧分布 (左図：単峰型，右図：二段型)



(目標津波水位0. P. +35. 0m)



(目標津波水位0. P. +37. 5m)

図5. 4. 2. 2-23(3) 最大波圧分布 (左図：単峰型，右図：二段型)

d. まとめ

女川原子力発電所のサイト特性を反映した防潮堤に作用する津波波圧について、鋼管式鉛直壁を模擬した水理模型実験により、不確かさとして津波の波形特性（周期，波高）の違いが津波波圧等に与える影響を確認した。

検討の結果，防潮堤の近傍で津波のソリトン分裂は確認されず，防潮堤前面位置でのフルード数は1以下となった。また，津波の波形特性（周期，波高）の違いに関わらず，津波の衝撃圧は発生せず，持続圧が作用した。また，防潮堤に作用する波圧分布はいずれも直線型となった。

(5) 津波波圧評価に影響を与える不確かさの考慮方法

女川原子力発電所の防潮堤に作用する津波波圧について，数値流体解析及び水理模型実験による検討を行っているが，津波波圧評価に影響を与える項目を網羅的に抽出・整理（表 5.4.2.2-3）した上で，影響の大きい項目に対して不確かさを考慮した検討を行っている。津波波圧に影響する不確かさの考慮方法を表 5.4.2.2-6 に示す。

津波波圧の検討においては，水理模型実験で周期と波高の不確かさを考慮しているが，数値流体解析で考慮する不確かさの検討結果を以下に示す。

なお，横軸を海底勾配，縦軸を波形勾配としたソリトン分裂の発生条件の結果整理図を図 5.4.2.2-24 に示す。縦軸の波形勾配は，波高の波長に対する比であり，波形勾配を D と表記すると，次式*で表される。

$$D = \frac{H}{L} \quad (-) \quad (5.4.2.2.1)$$

$$T = \frac{L}{c} \quad (s) \quad (5.4.2.2.2)$$

$$c = \sqrt{g h} \quad (m) \quad (5.4.2.2.3)$$

注記 *：「水理公式集（平成 11 年版），土木学会」より
ここで，

H (m)：波高，L (m)：波長，g (m/s²)：重力加速度，h (m)：水深，T (s)：周期である。

したがって，式 (5.4.2.2.1) ～ (5.4.2.2.3) より，

$$D = \frac{H}{\sqrt{g h \cdot T}} \quad (-)$$

と，波形勾配は表されることから，図 5.4.2.2-24 から波高を一定としたとき，周期が短いほど波形勾配は大きくなりソリトン分裂波は発生しやすいこ

とが分かり、防潮堤位置で越波の可能性まで考慮した津波遡上高さを与え、かつソリトン分裂波が発生しやすい短周期までの不確かさを考慮したケースで、防潮堤に対する津波波圧の評価を行うことは、適切であることを確認した。

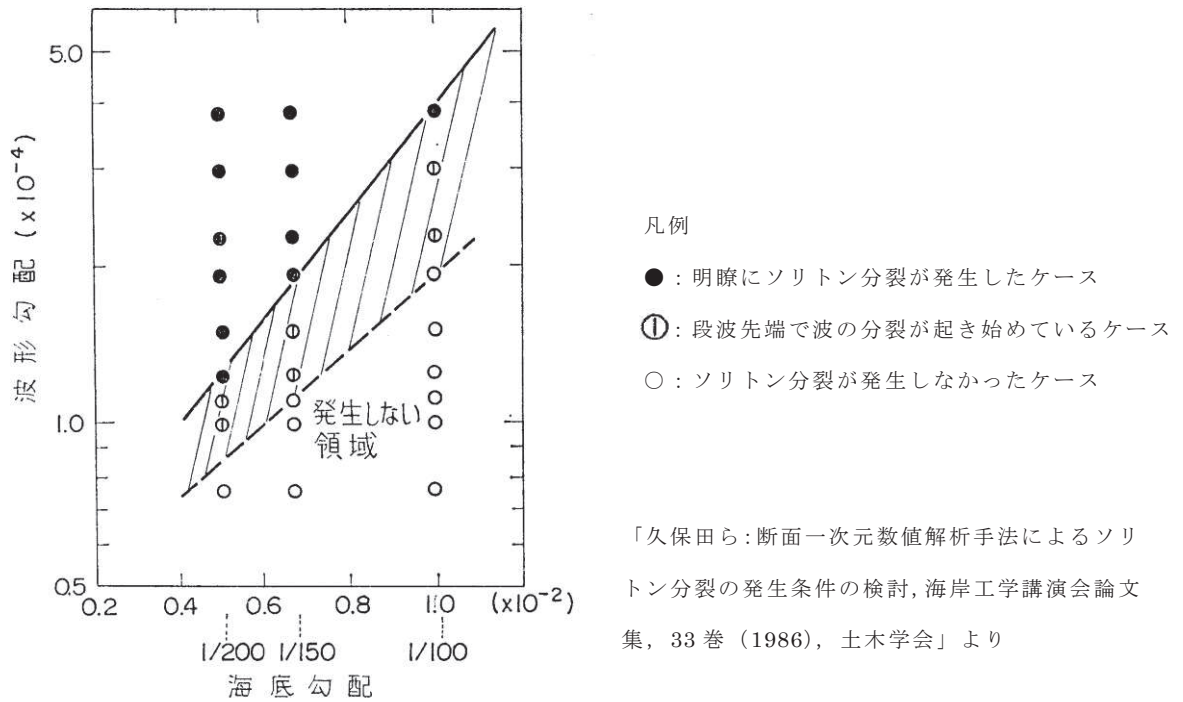


図 5.4.2.2-24 ソリトン分裂の発生条件の結果整理図

表 5.4.2.2-6 津波波圧評価に影響する不確かさの考慮方法

分類	項目	サイト特性	不確かさの考慮方法	
			水理模型実験（表 2-3 の要約）	数値流体解析
地形	海底勾配	1/100 (平均勾配)	— (与条件)	— (与条件)
	防波堤	防波堤あり	— 【防波堤なしで代表】	— 【防波堤なしで代表】
	前面地形 (防潮堤海側)	2 段敷地	— (与条件)	敷地法面が津波波圧の減勢効果を有するかを確認するため、法面の形状変化を仮定した感度解析を実施
構造物 (防潮堤)	設置位置	法面上部 (法肩)	— (与条件)	— (与条件)
	高さ	0. P. +29m	— (与条件)	— (与条件)
	形状	鋼管式鉛直壁 (一般部、岩盤部) と盛土堤防の併用	— 【鋼管式鉛直壁（一般部）で代表】	— 【鋼管式鉛直壁（一般部）で代表】
津波 (基準津波、東北地方太平洋沖地震による津波)	波形	二段型波形	周期の不確かさを考慮（模擬津波） (半周期約 20 分と約 5 分の 2 ケース)	基準津波（水位上昇側）と波形特性の異なる津波として、 基準津波（水位下降側）の補足検討を実施
	津波高さ	0. P. +24. 4m (入力津波高さ)	津波高さの不確かさを考慮（模擬津波） (0. P. +17. 0m ~ 0. P. +37. 5m までの 6 ケース)	

a. 敷地法面の形状を変化させた検討

防潮堤海側の盛土法面は、地震による液状化等による変状の可能性があること、津波波圧を減勢させる効果がある可能性があることを踏まえ、基準津波（水位上昇側）を対象に、法面形状を変化させた数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）を実施した。防潮堤の構造概要及び検討ケースを図 5.4.2.2-25 及び図 5.4.2.2-26 に示す。

ケース 1 は法面の形状変更を考慮しない基本ケース、ケース 2 は法面の盛土・旧表土部分を仮想的に考慮しないケース、ケース 3 は置換コンクリート及びセメント改良土を含めた法面全体を仮想的に考慮しないケース（直立構造の防潮堤への津波作用を仮想したケース）としているが、各ケースの最大波圧分布は同程度となっており、法面形状の違いによる有意な差異は確認されなかった（図 5.4.2.2-27）。

このことから、防潮堤海側の盛土法面による津波波圧の減勢効果はほと

んどないと考えられる。本要因について、図 5.4.2.2-28 に示すように基準津波（水位上昇側）の第1波は波の重なり合いによる二段型波形が特徴であり、半周期が約 10~20 分と長いため、法面形状に関係なく、防潮堤（敷地法面）に作用する津波波圧がおおむね静水圧と小さくなった影響によるものと考えられる。

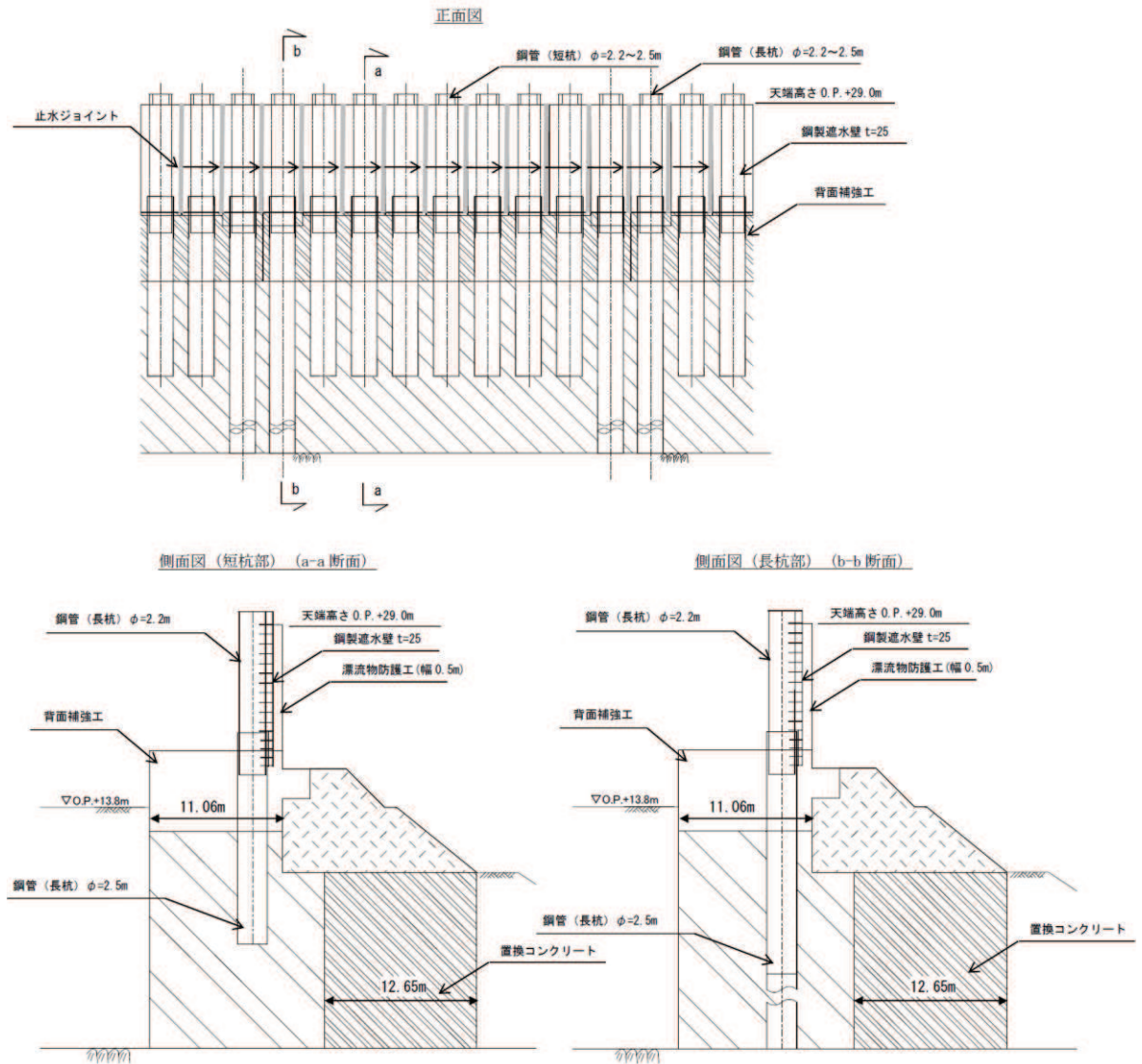
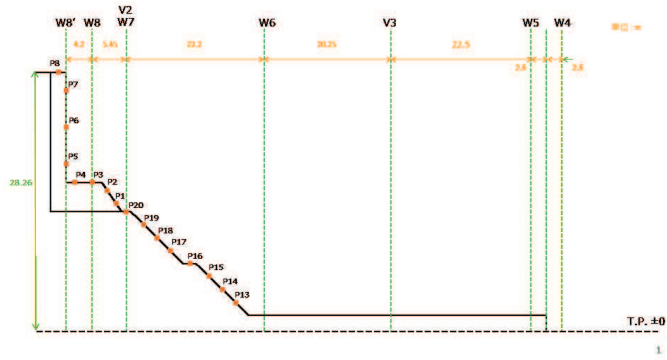
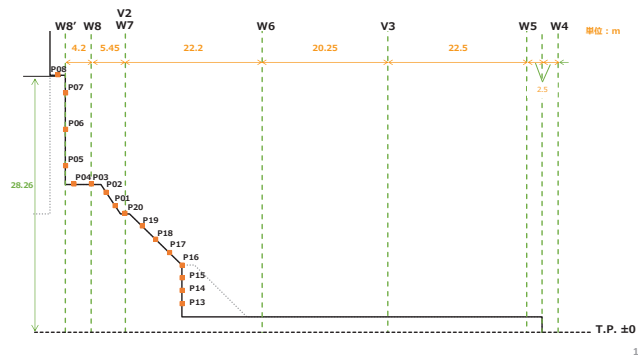


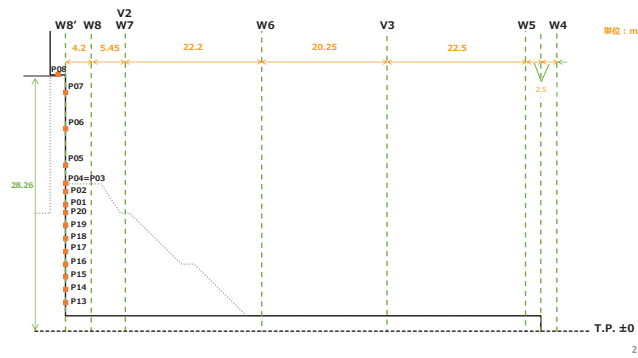
図5.4.2.2-25 防潮堤の構造概要：鋼管式鉛直壁（一般部）



(ケース 1 : 海側法面あり)

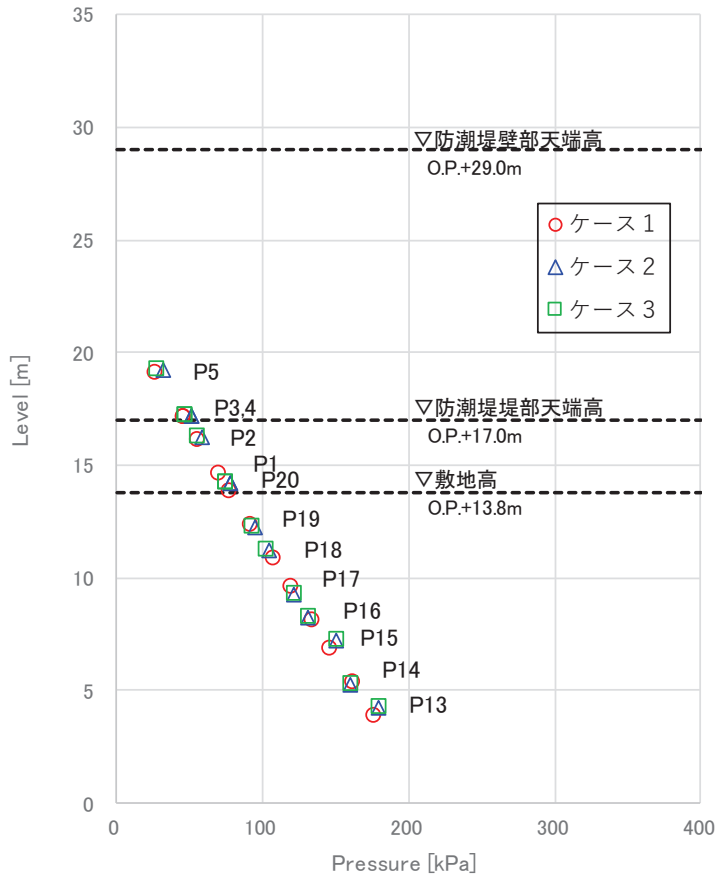


(ケース 2 : 海側盛土なし)



(ケース 3 : 海側法面なし)

図5.4.2.2-26 敷地法面の形状を変化させた検討ケース



(最大波圧分布)

図5.4.2.2-27 敷地法面の形状を変化させた検討結果

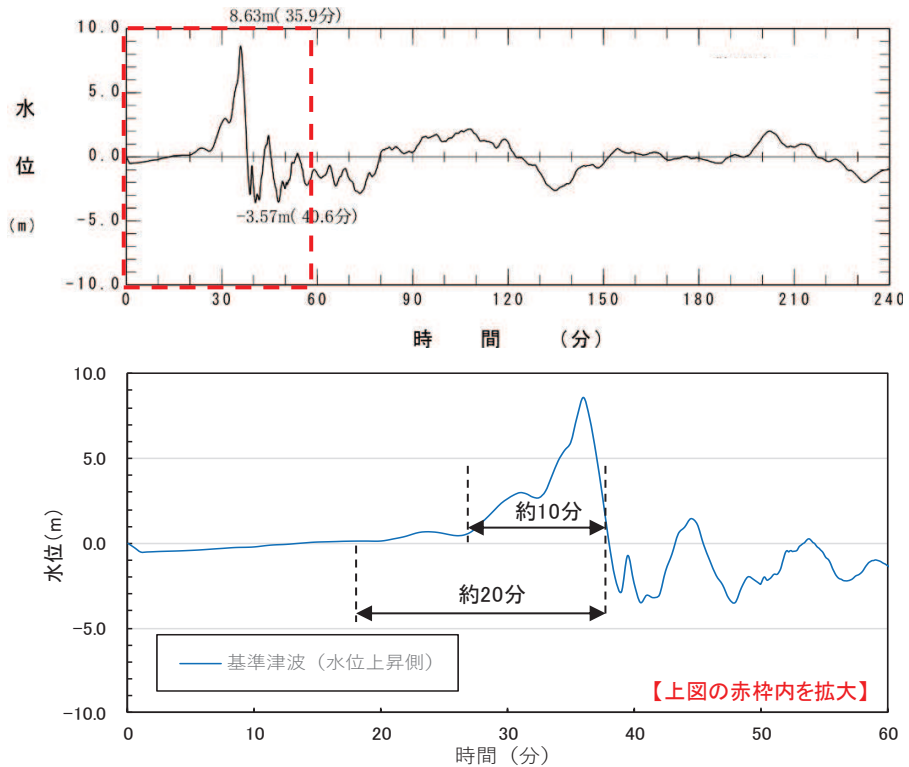


図5.4.2.2-28 基準津波 (水位上昇側) の時刻歴波形

b. 基準津波（水位下降側）の検討

基準津波（水位上昇側）と波形特性が異なる津波の影響を確認するため、基準津波（水位下降側）を対象に非線形分散波理論に基づいた数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）を実施し、解析結果の比較を行った。基準津波（水位下降側）の波形は、基準津波（上昇側）と同様に第1波が二段型波形となっているが、基準津波（水位上昇側）とは異なり一段目の波形が二段目の波形よりも高くなる特徴がある。

基準津波（水位下降側）は、基準津波（水位上昇側）と比較して津波高さが低いため、津波波圧は小さくなることを確認した（図 5.4.2.2-29）。また、基準津波（水位上昇側）と同様に、津波波圧は静水圧型の分布形状となることを確認した。さらに、基準津波（水位上昇側）と同様に、基準津波（水位下降側）もソリトン分裂は発生しないことを確認した（図 5.4.2.2-30）。

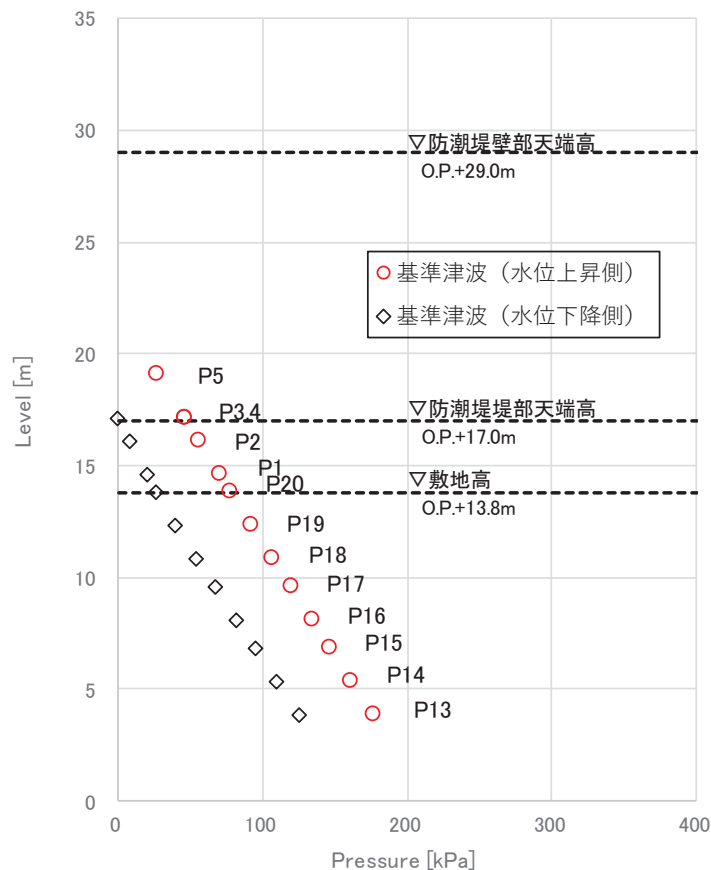
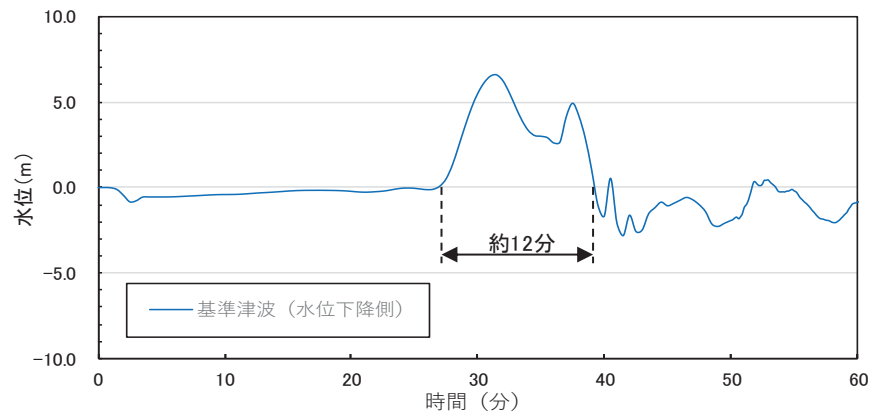
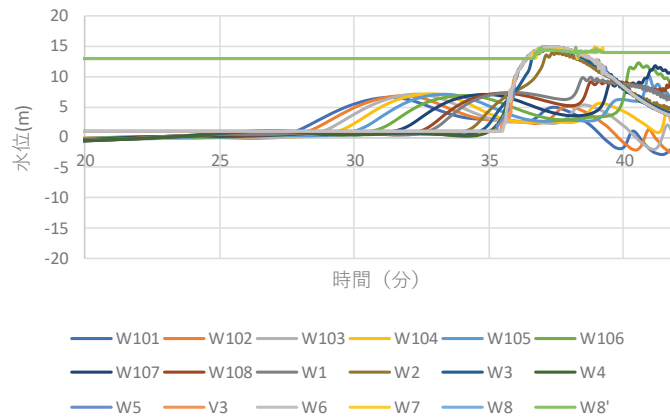


図5.4.2.2-29 最大波圧分布



(水位時刻歴波形：基準津波策定位置)



(水位時刻歴波形：数値流体解析)

図5.4.2.2-30 基準津波 (水位下降側) の検討結果

以上の検討結果を踏まえ、非線形分散波理論に基づいた数値流体解析(断面二次元津波シミュレーション解析)及び水理模型実験から得られた津波波圧を既往の津波波圧算定式と比較した上で、保守的に評価結果を包含するような設計用津波波圧を設定する。

(6) 既往の津波波圧算定式との比較

数値流体解析及び水理模型実験による津波波圧の検討結果について、既往の津波波圧算定式と比較するため、数値流体解析及び水理模型実験の各ケースでの津波荷重実験(防潮堤あり)における波圧分布を無次元化し、水深係数としての比較を行った。水深係数の整理にあたっては、通過波浸水深を最大浸水深の1/2と仮定し、通過波浸水深を基準に無次元化する。数値流体解析の無次元化結果を図5.4.2.2-31に、水理模型実験の無次元化結果(水深係数)を図5.4.2.2-32及び表5.4.2.2-7に示す。また、数値流体解析及び水理模型実験による無次元化結果を既往の津波波圧算定式と比較した結果を

図 5.4.2.2-33 に示す。

水深係数 α は無次元波圧分布を一次関数とした場合の切片であり、静水圧に対する倍数を示す（通過波浸水深による静水圧は水深係数 1.0、最大浸水深による静水圧は水深係数 2.0）。

数値流体解析（基準津波：水位上昇側）による水深係数は 2.19（ケース 1：海側法面あり）となり、おおむね最大浸水深による静水圧程度となった。また、水深係数をフルード数の関数として整理した榊山（2012）、池谷ら（2013）ともおおむね整合する結果となった。

水理模型実験（波形特性の不確かさを考慮した模擬津波）による水深係数は平均で 2.12～2.39、最大でも 2.34～2.85 となった。実験結果のばらつきはあるが、数値流体解析の結果より実験値が大きくなる傾向があり、実験結果の平均値で比較した場合、津波の波形特性としての周期や波高の不確かさ考慮による水深係数の有意な差異は確認されなかった（波形特性の違いによる影響よりも実験結果のばらつきの影響が大きくなった）。また、実験結果はいずれも朝倉式の水深係数 3.0 を下回った。

数値流体解析及び水理模型実験で計測した防潮堤に作用する最大津波波圧は、朝倉式①（非分裂波の場合）及び朝倉式②（ソリトン分裂波の場合）による算定値よりも小さい値となり、朝倉式②のような構造物底面近傍の水深係数が大きくなる波圧分布は認められず、朝倉式①と整合する結果となった（朝倉式①の方が津波波圧分布の再現性がよいことを確認した）。

以上の結果より、女川防潮堤に作用する津波波圧について、ソリトン分裂波及び砕波の有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

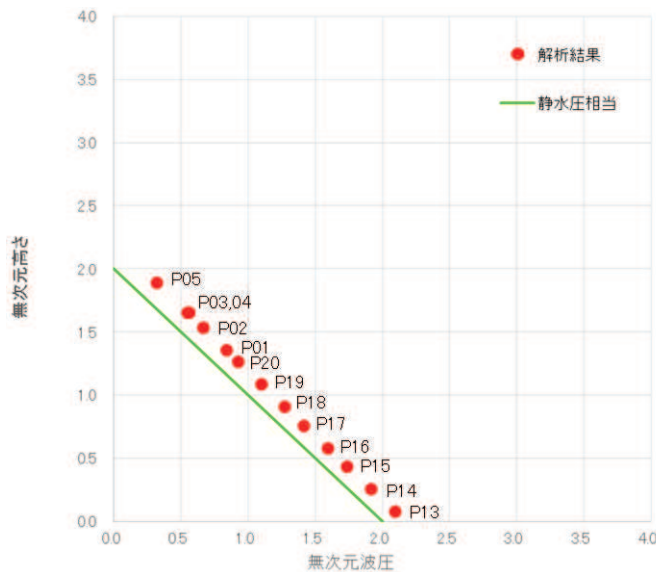
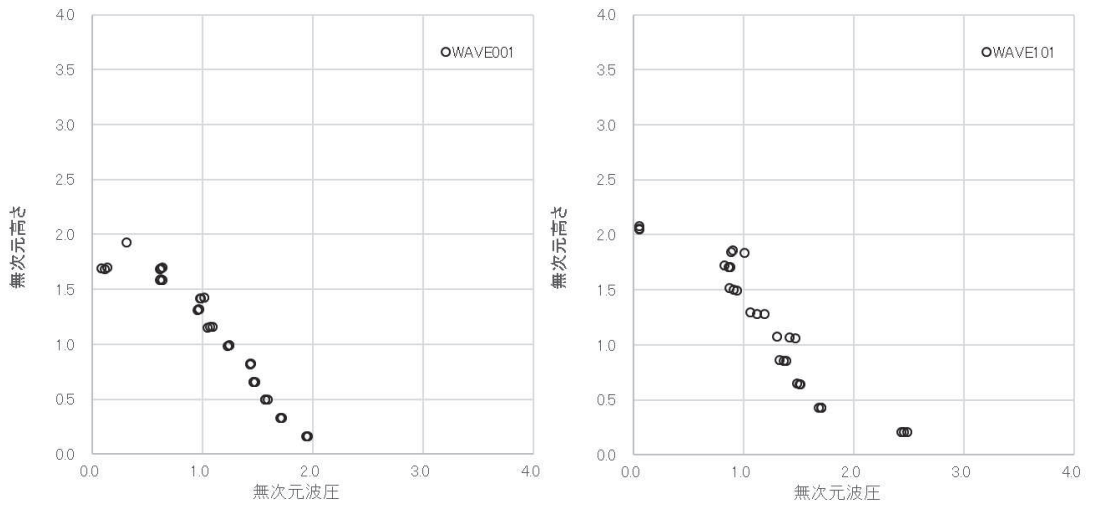
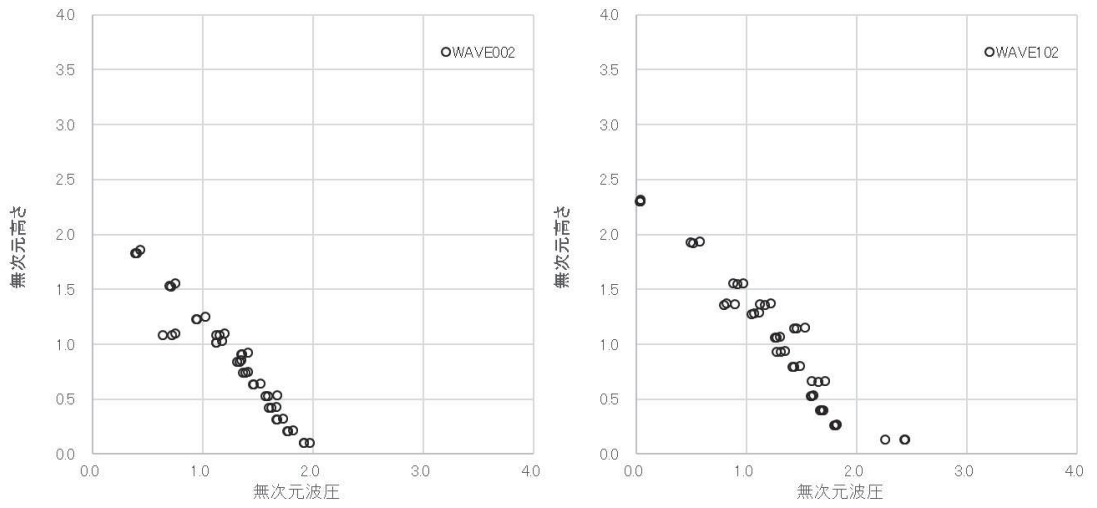


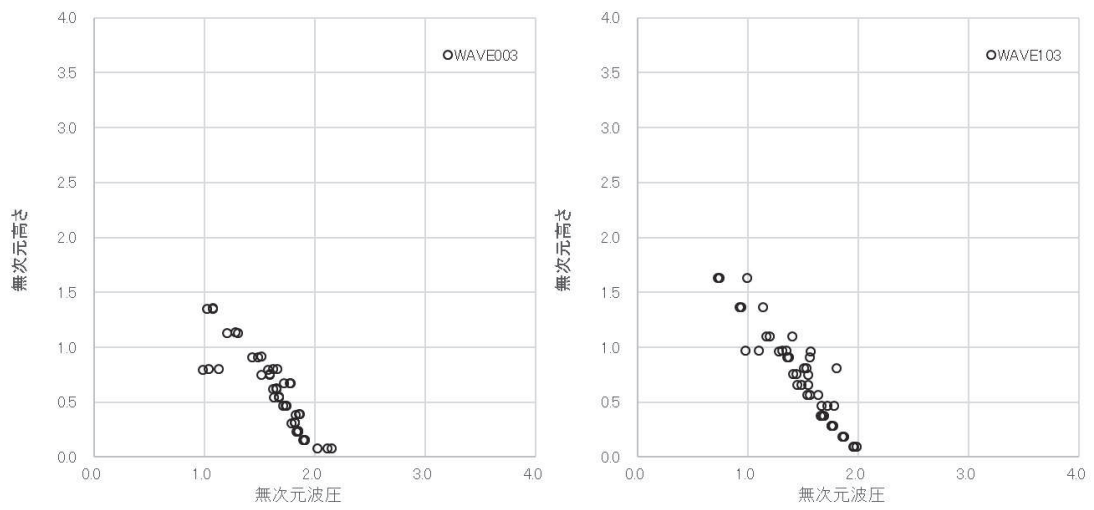
図 5.4.2.2-31 無次元波圧分布（数値流体解析：水深係数 $\alpha=2.19$ ）



(目標津波水位0.P. +17.0m)

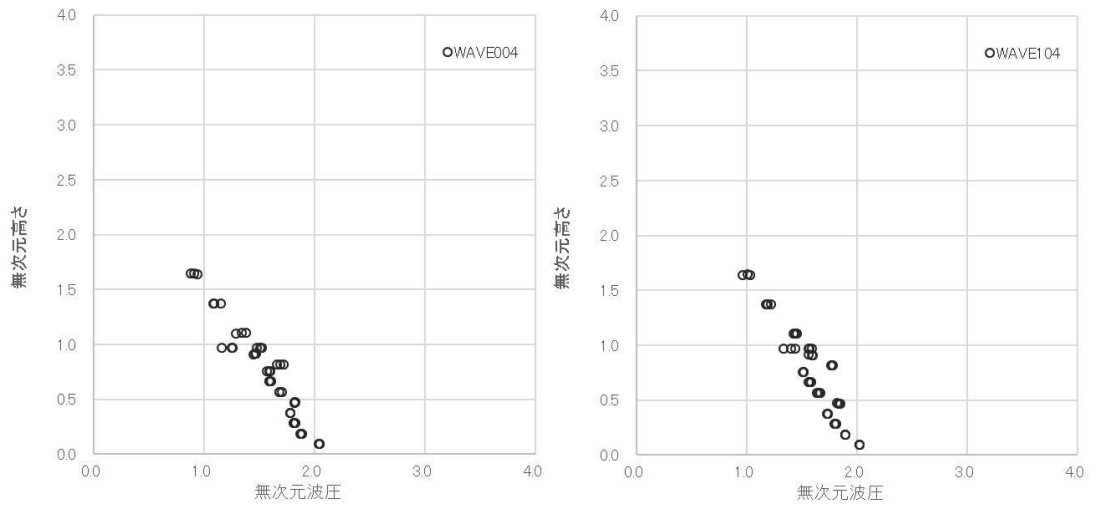


(目標津波水位0.P. +25.0m)

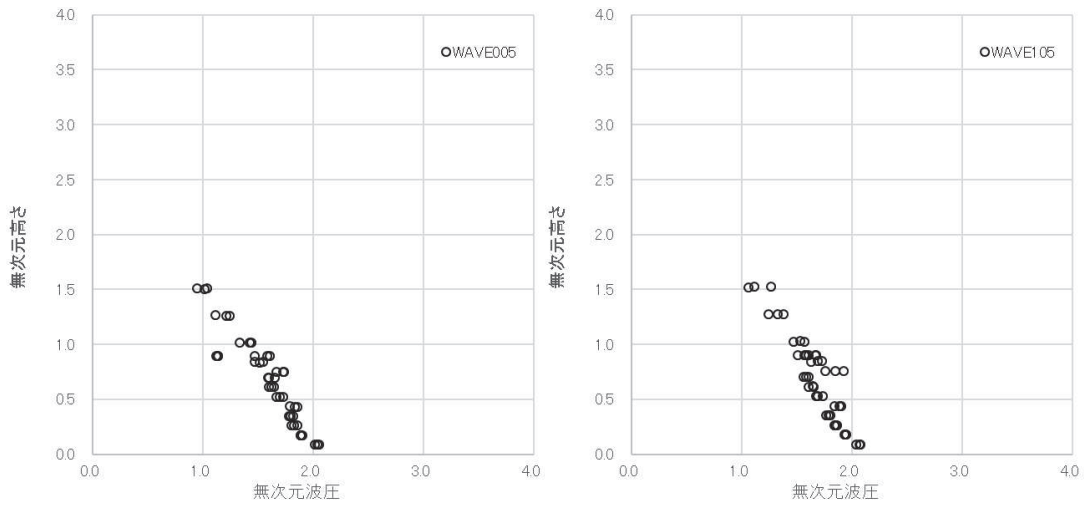


(目標津波水位0.P. +36.0m)

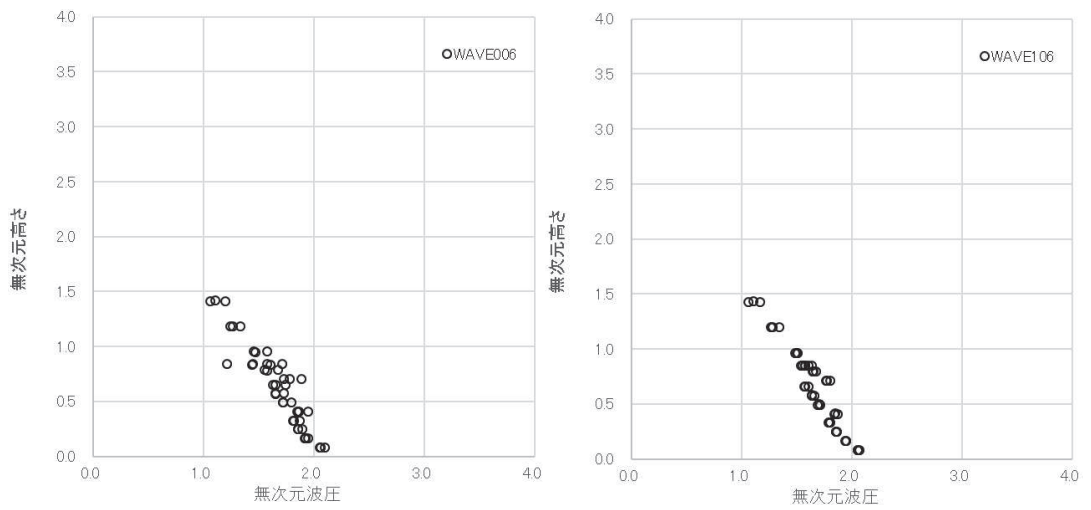
図5.4.2.2-32(1) 最大波圧分布 (水理模型実験) (左図: 単峰型, 右図: 二段型)



(目標津波水位0. P. +32.5m)



(目標津波水位0. P. +35.0m)



(目標津波水位0. P. +37.5m)

図5.4.2.2-32(2) 最大波圧分布 (水理模型実験) (左図: 単峰型, 右図: 二段型)

表 5.4.2.2-7 水深係数一覧（水理模型実験）

波条件	波形	水深係数 α		
		最大値	平均値	標準偏差
WAVE001	単峰型 半周期 5分	2.44	2.18	0.15
WAVE002		2.34	2.12	0.13
WAVE003		2.46	2.24	0.16
WAVE004		2.57	2.31	0.16
WAVE005		2.54	2.27	0.16
WAVE006		2.62	2.31	0.16
WAVE101	二段型 半周期 20分	2.85	2.39	0.23
WAVE102		2.68	2.33	0.17
WAVE103		2.62	2.22	0.17
WAVE104		2.67	2.34	0.20
WAVE105		2.78	2.37	0.20
WAVE106		2.60	2.31	0.16
(全体)		2.85	2.28	0.18

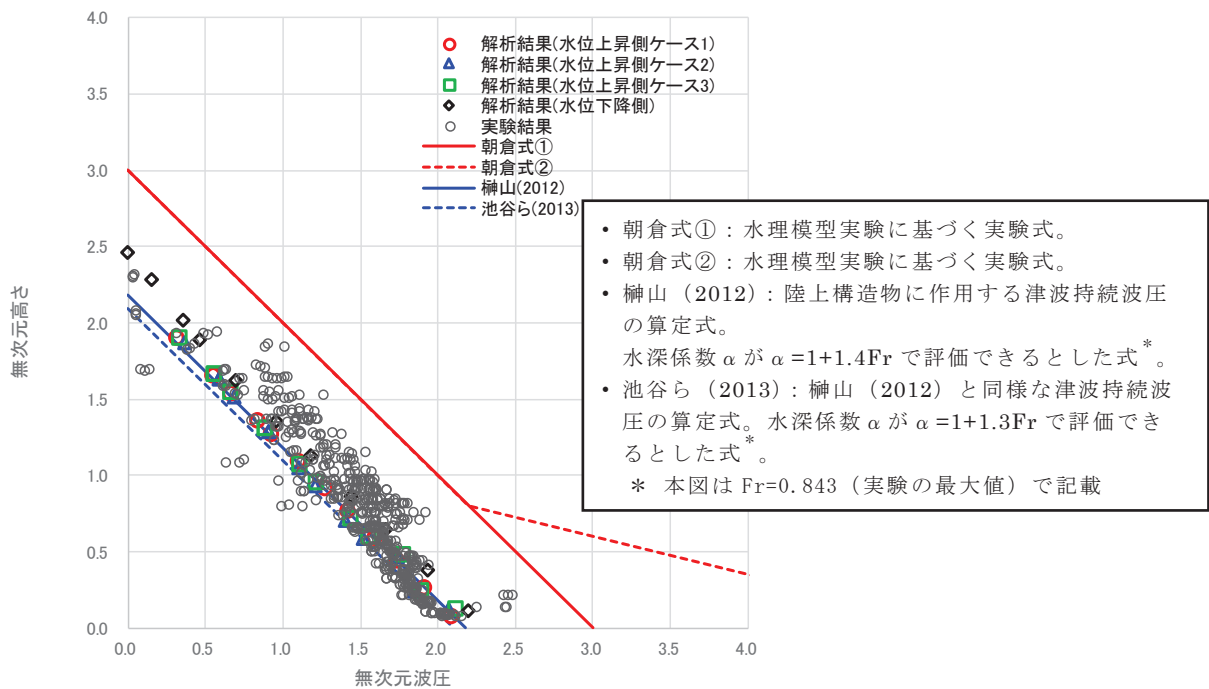


図 5.4.2.2-33 既往の津波波圧算定式との比較（無次元最大津波波圧分布）

5.4.2.3 防潮堤に対する津波波圧算定式適用に対する考え方

(1) 津波波圧の確認結果と考察

女川原子力発電所の防潮堤の設計で考慮する津波波圧に関して、非線形分散波理論に基づいた数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）及び水理模型実験により検討を行った。確認結果の概要及び考察を表 5.4.2.3-1～表 5.4.2.3-3 に示す。

基準津波の発生に伴い、女川防潮堤には水位上昇型の津波が作用し、波圧分布としてはおおむね静水圧程度となることを確認した。また、津波波圧評価における不確かさとして、敷地法面の形状変化の影響、基準津波（水位上昇側）と異なる特性の津波の影響、周期の異なる津波の影響、波高の異なる津波の影響を考慮して検討した結果、いずれのケースにおいても分裂波や衝撃圧が発生せず、津波波圧への影響が小さいことを確認した。

女川原子力発電所の基準津波の第 1 波は、周辺地形からの回り込みや反射の影響をほとんど受けずに策定位置から直線的に到達し、波の重なり合いによる二段型波形が特徴（図 5.4.2.2-28）となっている。基準津波を対象とした数値流体解析結果の考察として、二段型波形全体としての津波の半周期は約 10～20 分と長いことに起因し、水面全体が緩やかに上昇するような津波が作用し、分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波波圧がおおむね静水圧と小さくなったことが要因と考えられる（図 5.4.2.2-14～図 5.4.2.2-16）。

また、模擬津波を対象とした水理模型実験結果の考察として、二段型津波（半周期 20 分）と単峰型津波（半周期 5 分）の結果を比較（表 5.4.2.3-2）すると、実験結果のばらつきはあるが、周期（波長）の短い単峰型津波の方が流速及びフルード数が大きくなる傾向が確認できる。一般的には流速が大きくなると津波波圧への影響が大きくなるが、女川サイトの特徴として防潮堤を高台上に設置していることから、防潮堤に作用する津波としては浸水深（水位）の大きい条件となるため、浸水深の大きさによってフルード数の上昇が抑えられ、流速の大きい単峰型津波を含めた全てのケースでフルード数が 1 以下の穏やかな流れ（常流）となり、分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波波圧がおおむね静水圧と小さくなったと考えられる。

また、津波水位の大きさを比較した場合、水位条件の大小によって流速及びフルード数が大きく変動するような傾向は確認されない。上記と同様、全てのケースでフルード数が 1 以下の穏やかな流れ（常流）となったことに起因して、分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波がおおむね静水圧と小さくなったと考えられる。

また、沖合から防潮堤前面の間における津波の水面勾配について整理を行

い、既往の文献で提言されている砕波発生限界 $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ に対して、最大でも 15.3° と十分小さいことから、砕波が発生しないと判断した。砕波の発生有無に関する検討について、参考資料 1 に示す。

以上の結果を踏まえ、ソリトン分裂波（波状段波波圧）及び砕波（砕波段波波圧）による津波波圧への有意な影響がないこと、フルード数が 1 以下となること、津波波圧の水深係数が 3 以下となることから、波形特性の不確かさを考慮しても防潮堤に作用する津波波圧は朝倉式①に包含されることを確認した。なお、盛土堤防を模擬したモデルでの解析は行っていないが、鋼管式鉛直壁よりも津波遡上に伴う減勢効果が大きくなることから、盛土堤防においても水深係数は 3 以下となると考えられる。