

本資料のうち、枠囲みの内容は営業秘密又は防護上の観点から公開できません。

TK-1-1957 改0

平成30年9月10日  
日本原子力発電(株)

## 鋼製防護壁の設計方針について

## 目 次

1. 基本方針	1
2. 鋼製防護壁の設計方針	2
2.1 解析手法	3
2.2 南北基礎天端の相対変位を考慮した地震波選定のスクリーニング方法	4
3. 鋼製防護壁の設計方法	6
3.1 基礎構造の設計方法	6
3.2 上部構造の設計方法	9
3.3 接合部の設計	12
4. 鋼製防護壁の耐津波設計方法	13
4.1 基礎構造の設計方法	13
4.2 上部構造の設計方法	17
4.3 接合部の設計方法	19
5. 3次元組合せ係数法の保守性の確認	20
5.1 ケース1	23
5.2 ケース2	25
6. 3次元組合せ係数法及び3次元時刻歴照査法の適用	27
7. 使用材料	28
8. 許容限界	29
8.1 耐震設計における許容限界	29
8.2 耐津波設計における許容限界	30

(参考1) 鋼製防護壁上部構造へのSBHS500材の採用について

(参考2) 鋼製防護壁上部構造における地震時の許容限界について

## 1. 基本方針

鋼製防護壁上部構造は、約 50m の支間長を有する構造物であり、地震時の慣性力や津波波圧に対する上下流方向の水平回転モーメント（トルク）への対応のため、3次元解析モデルを用いた設計を行う。

鋼製防護壁上部構造の地震時の検討では、2次元有効応力解析によって求められる基礎構造天端の変位時刻歴を、上部構造をモデル化した3次元動的フレームモデルに入力して動的解析を実施し、各部材の断面力を算出して照査を行う。

敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定することに加え、南北の基礎の堤軸直交断面方向には、それぞれの基礎に対して独立した2次元有効応力解析モデルで解析して得られた変位時刻歴をそれぞれ入力することにより、上部構造に対してもかなりの保守性を見込んだ設計を行う。

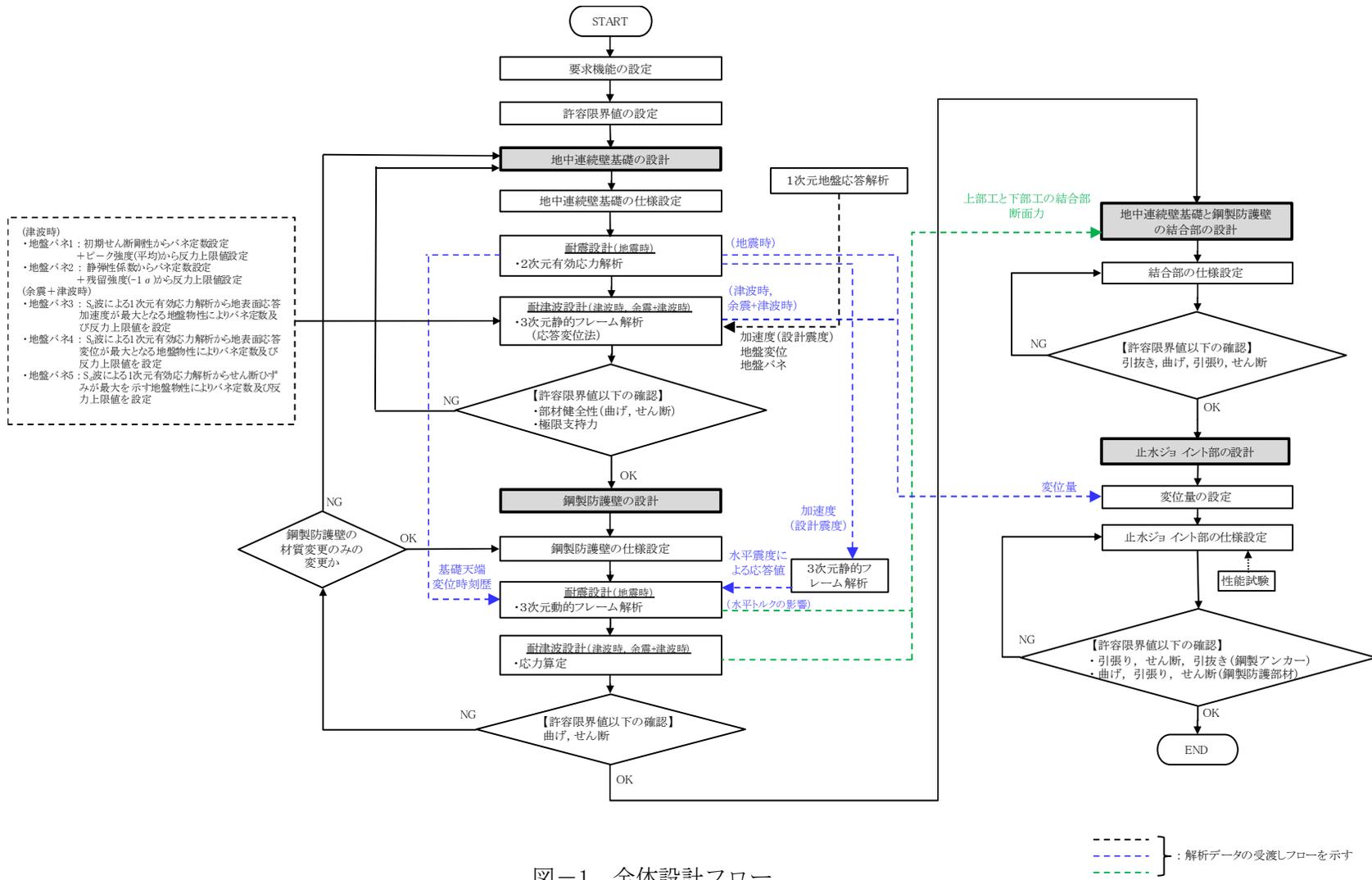
基準地震動  $S_s$  の内、断層波などの水平2方向で方向性のある地震波を用いる場合は、3次元時刻歴最大照査値に基づき設計する。一方、基準地震動  $S_s$  の内、基礎天端の変位時刻歴を求める2次元有効応力解析において、水平2方向について方向性のない基準地震動（ $S_s-D1$ 、 $S_s-31$ ）を同時に3次元動的フレーム解析モデルに入力する場合は、自然の水平2方向地震動のような水平2方向からの入力地震動に対する位相差が考慮されない。このため、3次元組合せ係数法を手法の保守性を確認の上で適用する。

以上のことより、鋼製防護壁上部構造の設計においては、次の方針とする。

- ・水平2方向について方向性がない  $S_s-D1$  と  $S_s-31$  を用いる場合は、3次元時刻歴照査法との比較により保守性を確認の上で、3次元組合せ係数法を用いる。
- ・水平2方向について方向性がある地震波を用いる場合は、組み合わせ係数法を用いず、3次元時刻歴照査法を用いる。

なお、本資料では、鋼製防護壁の設計方針と組合せ係数法の適用対象を示すとともに、3次元組合せ係数法（組合せ係数 1.0 : 0.4 : 0.4）の保守性を検証した結果等を示す。

2. 鋼製防護壁の設計方針  
鋼製防護壁の全体設計フローを図-1に示す。



## 2.1 解析手法

鋼製防護壁の設計方法の内容を表-1示す。

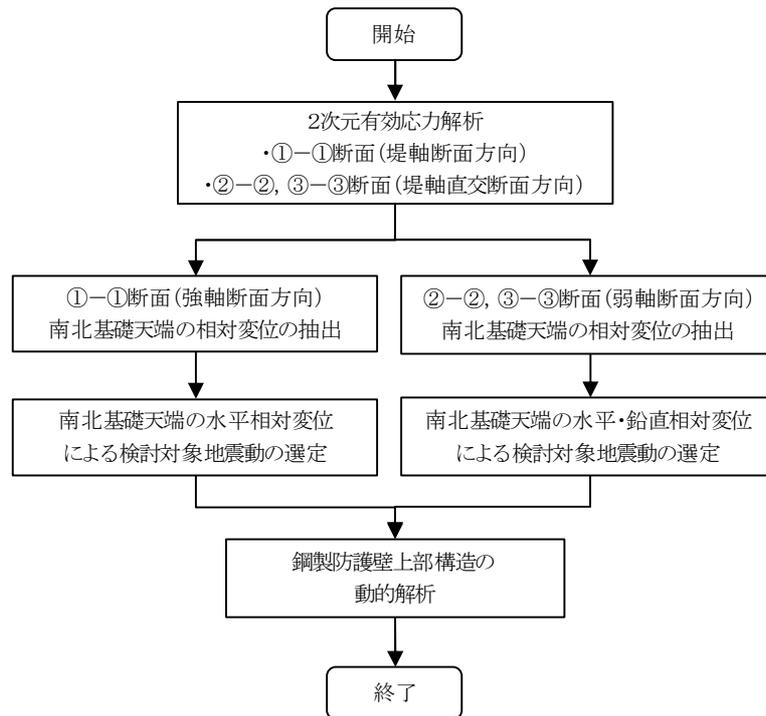
表-1 鋼製防護壁の設計方法

対象荷重	評価対象	目的	水平2方向地震力の影響に対する評価手法	設計断面力の算定手法	解析プログラム
地震時	下部工 (地中連続壁基礎)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地中連続壁基礎の動的挙動評価</li> <li>・地層の不陸を反映</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・3次元時刻歴照査により水平2方向の影響を確認 (水平2方向それぞれの時刻歴照査による設計)</li> </ul>	2次元動的有効応力解析	FLIP
	上部構造・接合部	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼製防護壁モデルの精緻化</li> <li>・鋼製防護壁の動的挙動評価</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・組合せ係数法(1.0, 0.4, 0.4)</li> </ul>	3次元動的フレーム解析	TDAP
津波時	下部工 (地中連続壁基礎)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・津波荷重による水平トルクを受ける地中連続壁基礎の3次元挙動評価</li> </ul>	—	3次元静的フレーム解析	Engineer's Studio
	上部構造・接合部	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼製防護壁モデルの精緻化</li> <li>・津波荷重による水平トルクを受ける鋼製防護壁の3次元挙動評価</li> </ul>	—		
余震+津波時	下部工 (地中連続壁基礎)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・津波荷重による水平トルクを受ける地中連続壁基礎の3次元挙動評価</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・組合せ係数法(1.0, 0.4, 0.4)</li> </ul>		
	上部構造・接合部	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼製防護壁モデルの精緻化</li> <li>・津波荷重による水平トルクを受ける鋼製防護壁の3次元挙動評価</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・組合せ係数法(1.0, 0.4, 0.4)</li> </ul>		

## 2.2 南北基礎天端の相対変位を考慮した地震波選定のスクリーニング方法

鋼製防護壁上部工の地震応答解析は、入力地震動としての南北基礎天端の時刻歴応答から、南北基礎天端の相対変位が最大となるケースを抽出する。検討ケース（基本ケース）①の中から選定した地震動について、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース④において、着目する相対変位成分が基本ケース①を上回ることから、解析ケース④にて応力照査を実施する。評価フロー及び抽出結果を図-2に示す。次に選定結果を示す。

- ・堤軸断面方向（強軸断面方向，①-①断面）については、水平方向の基礎天端変位，南北基礎の相対変位の絶対値が最大となり，地震動の継続時間も比較的長い  $S_s-D1$  [H+, V+] を選定する。
- ・堤軸直交断面方向（弱軸断面方向，②-②断面，③-③断面）については，南北基礎の相対水平変位の絶対値が最大となり，地震動の継続時間も比較的長い  $S_s-D1$  [H-, V+] を選定する。
- ・堤軸直交断面方向への水平回転成分を考慮するための静的解析に用いる水平震度は，上記で選定した地震動における南北基礎の最大値より算定する。



①-①断面における南北基礎天端の相対変位の抽出結果

検討 ケース	地震動	位相	水平相対変位 (mm)		鉛直相対変位 (mm)	
			最大	最小	最大	最小
ケース①	S s - D 1	[H+, V+]	2.6	-4.3	20.1	-20.8
		[H+, V-]	3.0	-4.2	21.6	-19.1
		[H-, V+]	3.4	-3.7	14.4	-24.0
		[H-, V-]	3.7	-3.7	15.6	-23.4
	S s - 1 1	[H+, V+]	1.2	-3.0	12.5	-6.5
	S s - 1 2	[H+, V+]	2.3	-3.8	15.5	-8.3
	S s - 1 3	[H+, V+]	1.9	-3.7	13.3	-9.5
	S s - 1 4	[H+, V+]	1.3	-2.9	9.8	-8.4
	S s - 2 1	[H+, V+]	2.1	-2.8	10.1	-14.4
	S s - 2 2	[H+, V+]	1.4	-2.9	9.8	-16.5
	S s - 3 1	[H+, V+]	3.9	-3.0	13.4	-26.6
		[H-, V+]	1.9	-3.4	26.4	-17.5
ケース②	S s - D 1	[H+, V+]	3.2	-4.6	23.7	-29.2

②-②, ③-③断面における南北基礎天端の相対変位の抽出結果

検討 ケース	地震動	位相	水平相対変位 (mm)		鉛直相対変位 (mm)	
			最大	最小	最大	最小
ケース①	S s - D 1	[H+, V+]	265.5	-127.6	0.4	-12.4
		[H+, V-]	257.4	-130.5	0.6	-12.7
		[H-, V+]	298.8	-140.4	0.5	-13.0
		[H-, V-]	295.7	-145.7	0.4	-14.1
	S s - 1 1	[H+, V+]	64.5	-51.5	0.9	-7.5
	S s - 1 2	[H+, V+]	115.2	-80.7	0.4	-9.7
	S s - 1 3	[H+, V+]	102.5	-77.5	0.4	-9.7
	S s - 1 4	[H+, V+]	90.5	-69.0	1.4	-8.4
	S s - 2 1	[H+, V+]	89.9	-36.5	0.3	-8.8
	S s - 2 2	[H+, V+]	95.9	-69.9	0.2	-9.9
	S s - 3 1	[H+, V+]	203.7	-72.8	0.8	-8.5
		[H+, V-]	185.4	-157.9	0.2	-7.5
ケース②	S s - D 1	[H-, V+]	356.4	-80.7	0.4	-12.0

図-2 評価フロー及び抽出結果

### 3. 鋼製防護壁の設計方法

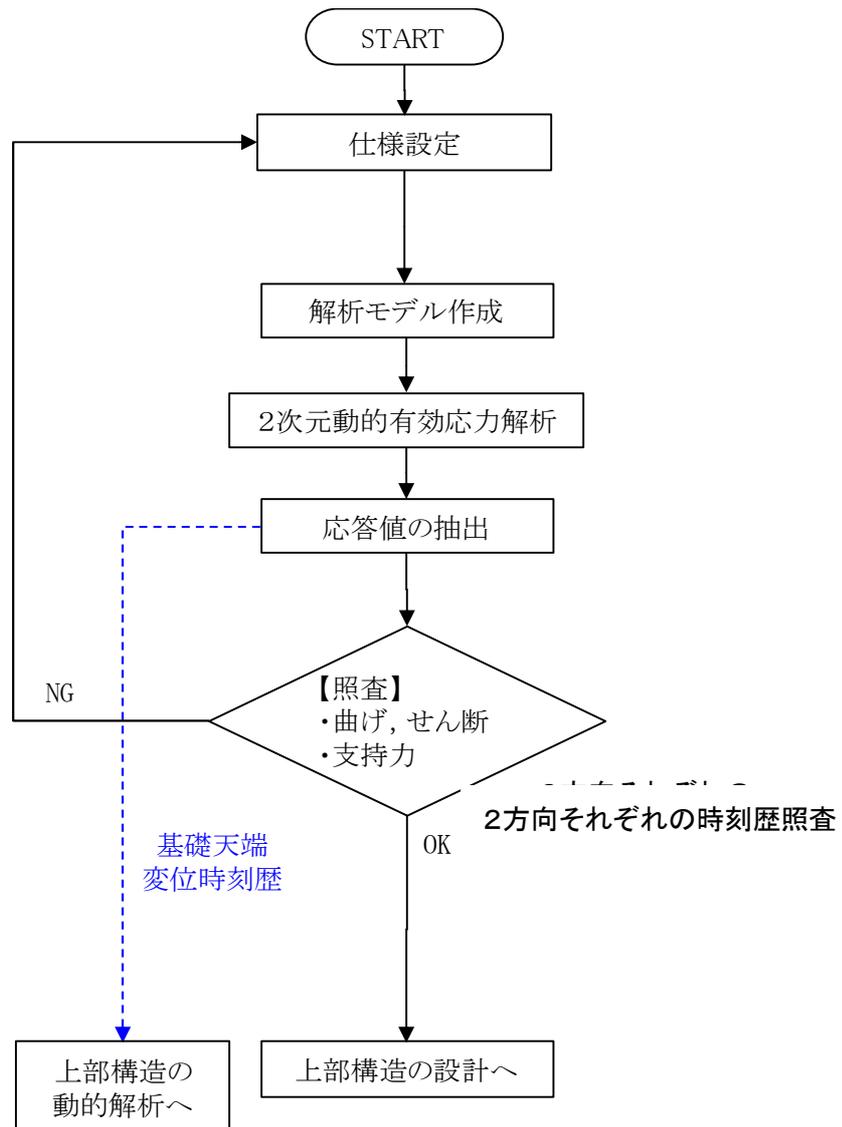
#### 3.1 基礎構造の設計方法

基礎構造の設計フローを図-3に示す。

地層の不陸を反映した地震時の地中連続壁基礎の挙動を動的に評価及び地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮するため、地盤-構造物の連成系モデルに対して、2次元動的有効応力解析法を適用することを目的とする。

2次元有効応力解析結果を地中連続壁基礎の応力照査、基礎の支持性能の評価及び上部構造の3次元動的フレーム解析に入力する基礎天端の変位時刻歴に用いる。

地中連続壁基礎及び鋼製防護壁は線形梁要素、地盤はマルチスプリング要素でモデル化する。地中連続壁基礎は、縦梁（構造弾性梁）、横梁（仮想剛梁）で構成し、側面にジョイント要素配置のために仮想柔梁を配置する。鋼製防護壁は構造弾性梁として配置する。解析モデルを図-4に示す。



解析手法	2次元動的有効応力解析
プログラム	FLIP
対象荷重	地震時
目的	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地中連続壁基礎の動的挙動評価</li> <li>・地層の不陸を反映</li> </ul>
データ利用	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地中連続壁基礎, 基礎地盤の照査</li> <li>・基礎天端の変位時刻歴 (上部工の動的解析に入力)</li> <li>・鋼製防護壁の最大水平加速度 (上部工の静的解析に入力)</li> </ul>
照査方法	2方向それぞれの時刻歴照査

図-3 基礎構造の設計フロー

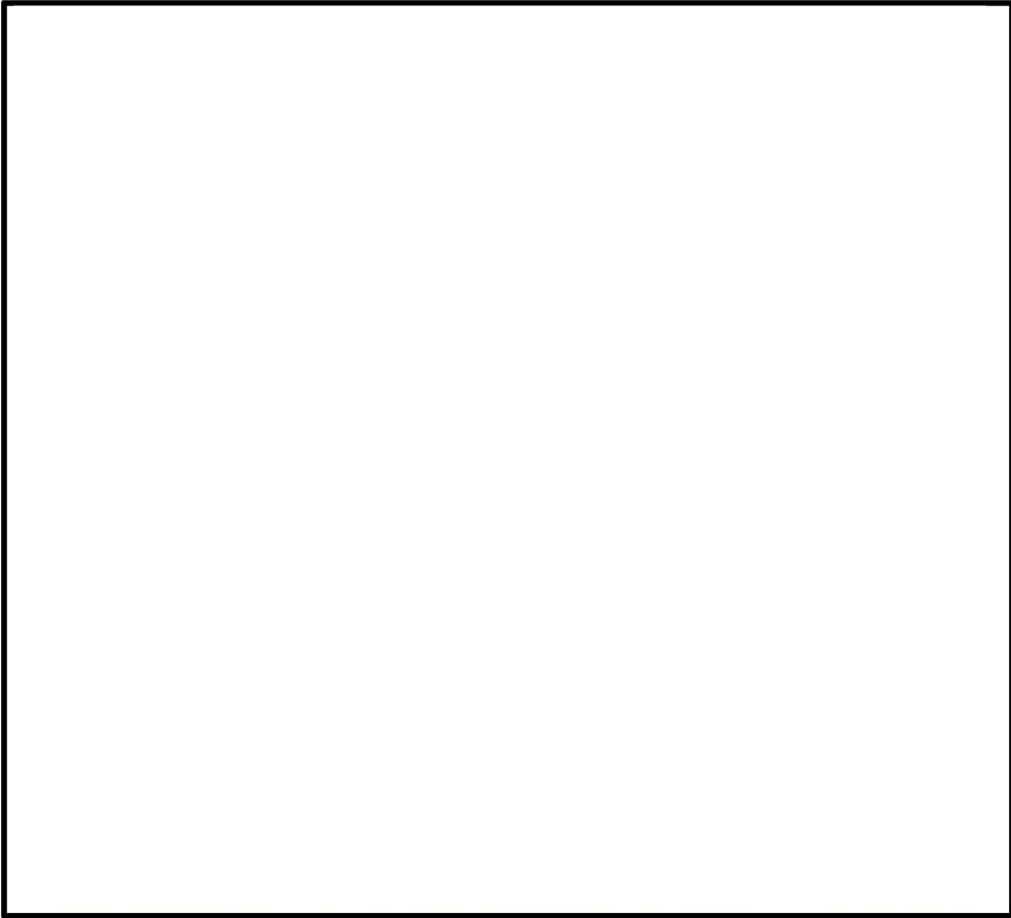
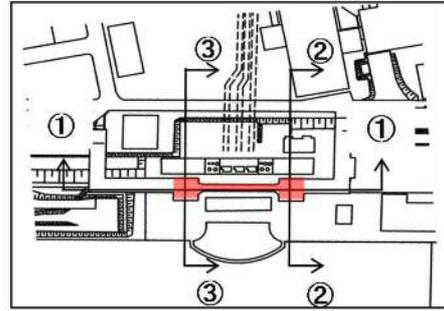
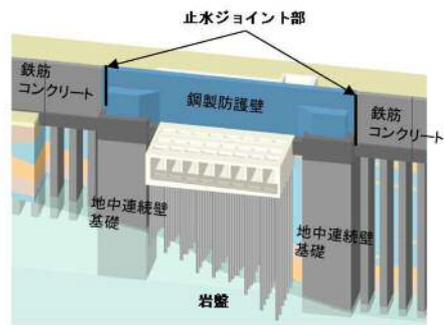


図-4 2次元有効応力解析モデル

### 3.2 上部構造の設計方法

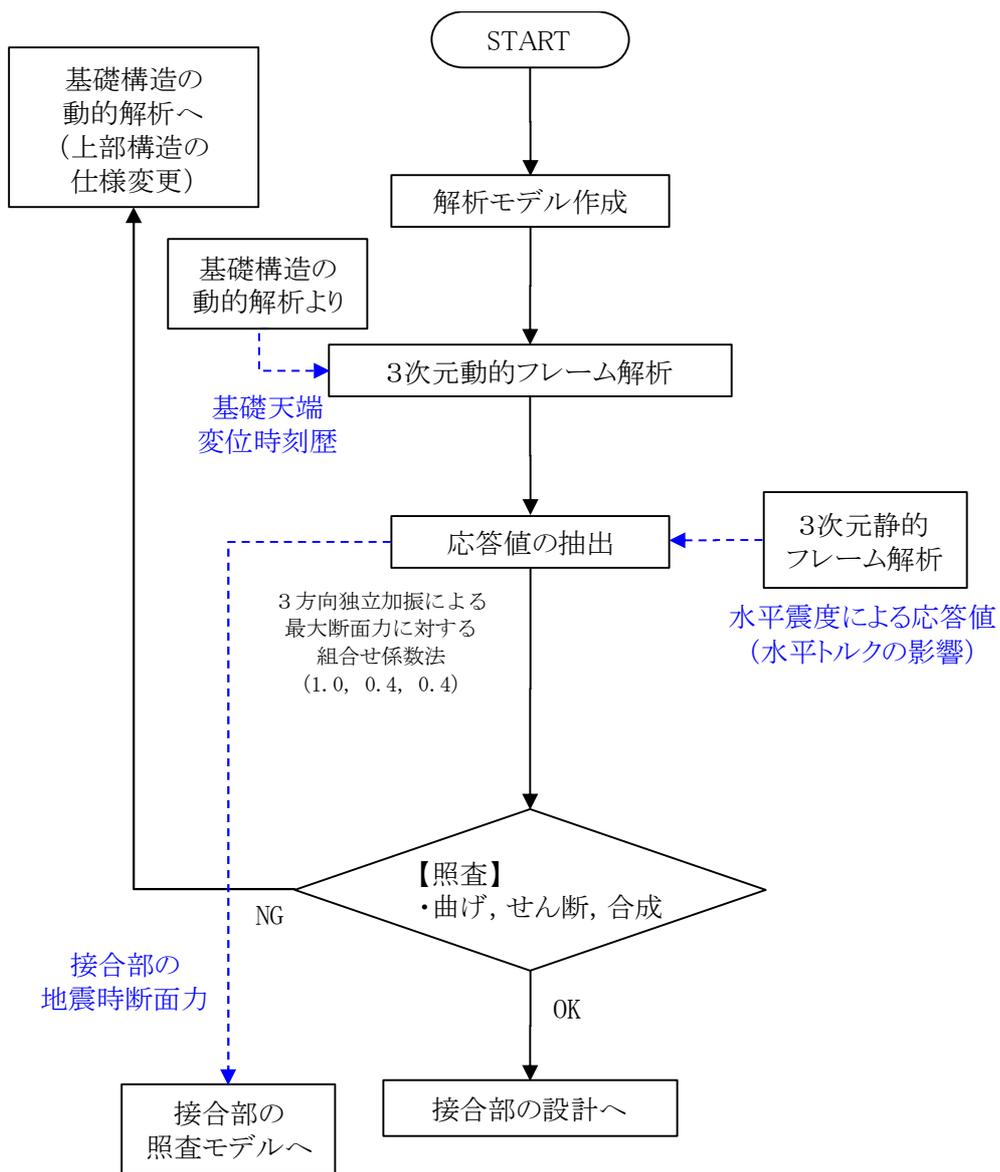
上部構造の設計フローを図-5に示す。

鋼製防護壁の上部構造の設計は、主桁、横桁部材ごとの要素で精緻にモデル化した鋼製防護壁の地震時による挙動を動的に評価することを目的とする。3次元動的フレーム解析結果を部材応力照査に用いる。

2次元有効応力解析から算出される変位時刻歴を次のとおり、3次元動的フレーム解析モデルに入力する。3次元動的フレーム解析モデル及び入力方法を図-6に示す。

- ・ 地中連続壁基礎の2次元有効応力解析から算出される基礎天端中心における並進3成分及び回転2成分の変位時刻歴を強制変位として入力して3次元動的フレーム解析を実施する。
- ・ ①堤軸断面方向、②堤軸直交断面方向及び③鉛直方向の解析結果それぞれの最大応答値を組合せ係数法により重ね合わせて応力照査を実施する。
- ・ 2次元有効応力解析では水平回転成分の算出ができないため、水平震度による静的解析により応答値を算出し、3次元動的フレーム解析の結果と重ね合わせるにより、水平回転の影響を考慮する。
- ・ 静的解析で与える水平震度は、南北両断面の最大応答加速度から算定される水平震度を一律で与える。

また、3方向独立加振による最大断面力に対する組合せ係数法 (1.0, 0.4, 0.4) (0.4, 1.0, 0.4) を用いる。鉛直相対変位 (約 12mm) は水平相対変位 (約 360mm) に比べて微小であることから、鉛直成分 1.0 の組合せケースは省略する。



解析手法	3次元動的フレーム解析
プログラム	TDAP
対象荷重	地震時
目的	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製防護壁モデルの精緻化</li> <li>鋼製防護壁の動的挙動評価</li> </ul>
データ利用	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製防護壁の照査</li> </ul>
照査方法	3方向独立加振による最大断面力に対する組合せ係数法

図-5 上部構造の設計フロー

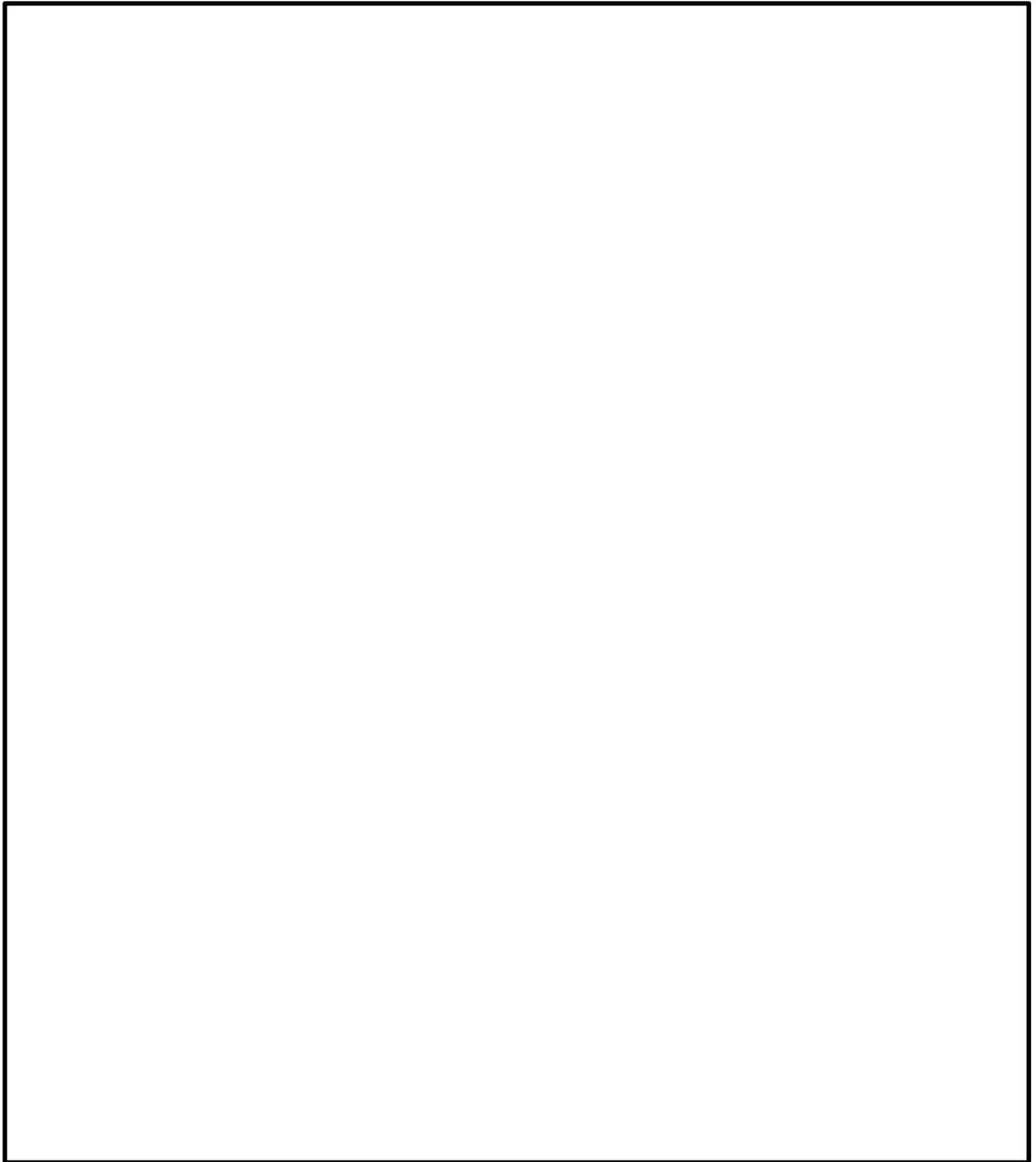


図-6 3次元動的フレーム解析モデル及び入力方法

### 3.3 接合部の設計

接合部の設計フローを図-7に示す。

アンカーボルトは、2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面として設計する。上部構造の3次元動的フレーム解析結果から軸力の最大・最小ならびに堤軸・堤軸断面直交方向の各曲げモーメントが最大となる断面力の組合せを抽出後、最大の引張応力が生じる断面力組合せを設計断面力として照査を行なう。断面力の組合せには組合せ係数法(1.0, 0.4, 0.4)を適用する。

アンカーボルトは鉛直軸力と堤軸・堤軸断面直交方向の曲げモーメントに対して抵抗するものとし、せん断力と水平回転モーメントについては、基礎と一体の中詰め鉄筋コンクリートで負担する。中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻との一体化に必要なジベル筋量を算出する。

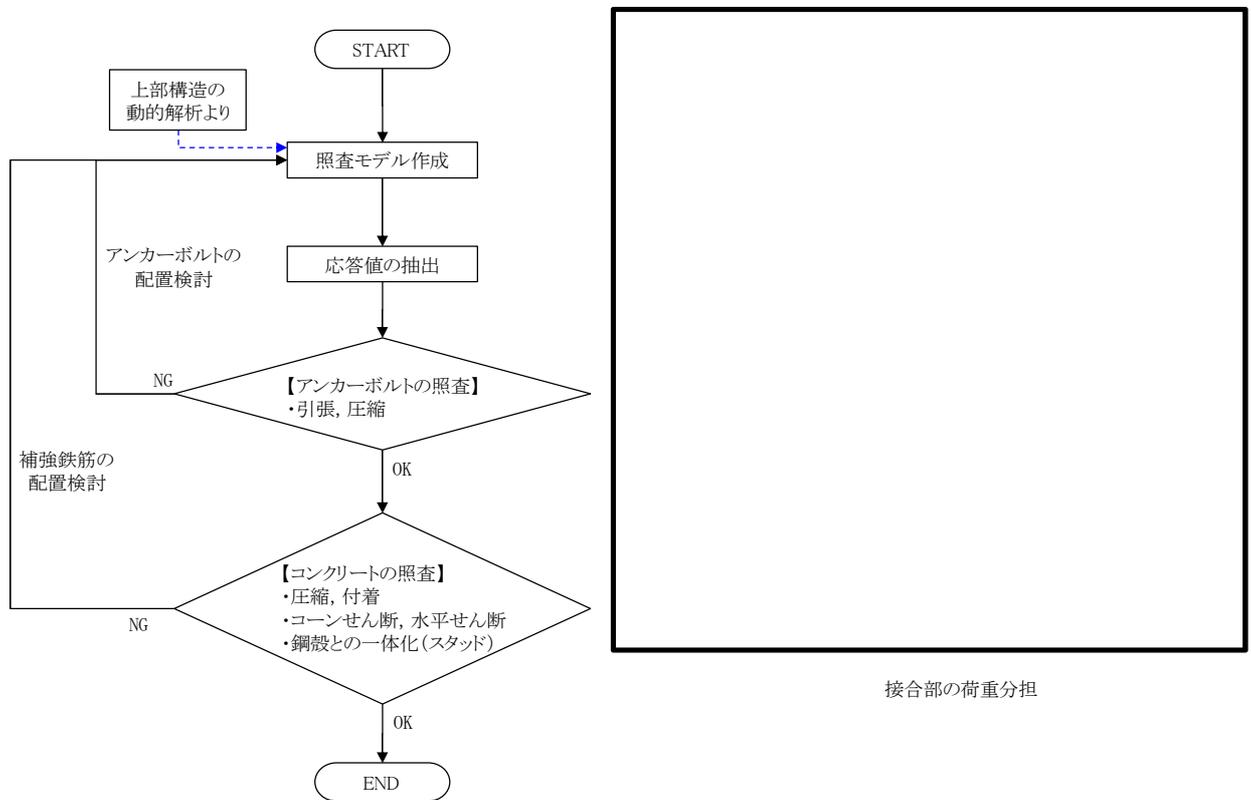


図-7 接合部の設計フロー

#### 4. 鋼製防護壁の耐津波設計方法

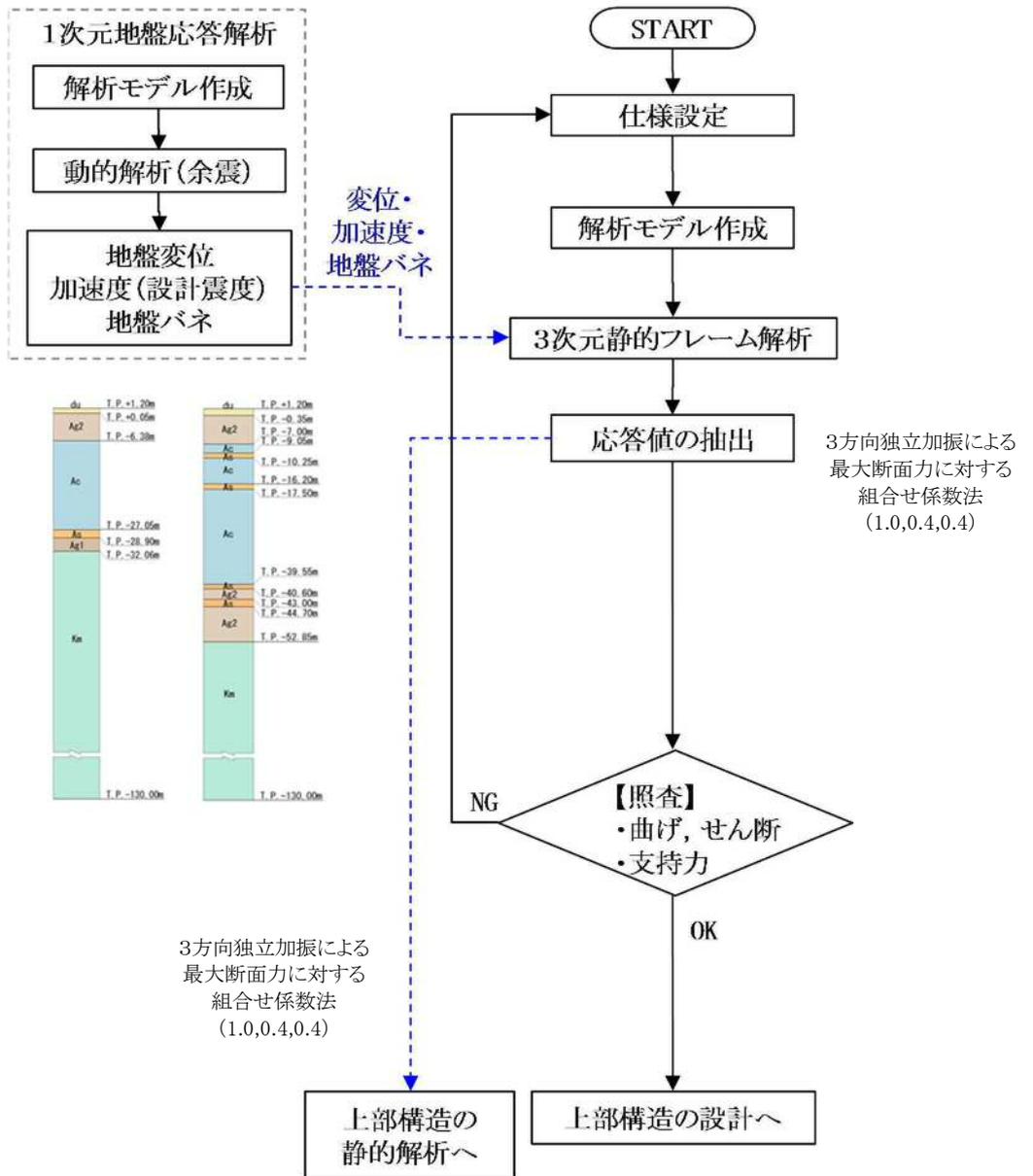
##### 4.1 基礎構造の設計方法

基礎構造の設計フローを図-8に示す。

基礎構造の解析は、津波荷重による水平トルクならびに3方向の余震の影響を受ける地中連続壁基礎及び鋼製防護壁の三次元的な挙動を評価することを目的とする。

3次元静的フレーム解析結果を地中連続壁基礎の応力照査に用いる。

上部構造・下部構造を一体でモデル化する。地中連続壁基礎は縦梁（構造弾性梁）とその周囲の仮想剛梁で構成し、仮想剛梁に地盤バネを設定する。鋼製防護壁は、外面・隔壁部材を構造弾性梁でモデル化する。余震による地盤の剛性低下を考慮するため、1次元地盤応答解析結果を用いて地盤バネを算定する。3次元静的フレーム解析モデルを図-9に、断面力の組合せを図-10に示す。



解析手法	3次元静的フレーム解析
プログラム	Engineer's Studio
対象荷重	余震+津波時
目的	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製防護壁モデルの精緻化</li> <li>津波荷重による水平トルクならびに3方向の余震の影響を受ける地中連続壁基礎の3次元挙動評価</li> </ul>
データ利用	<ul style="list-style-type: none"> <li>地中連続壁基礎の照査</li> <li>鋼製防護壁の照査</li> </ul>
照査方法	3方向独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法

図-8 基礎構造の設計フロー

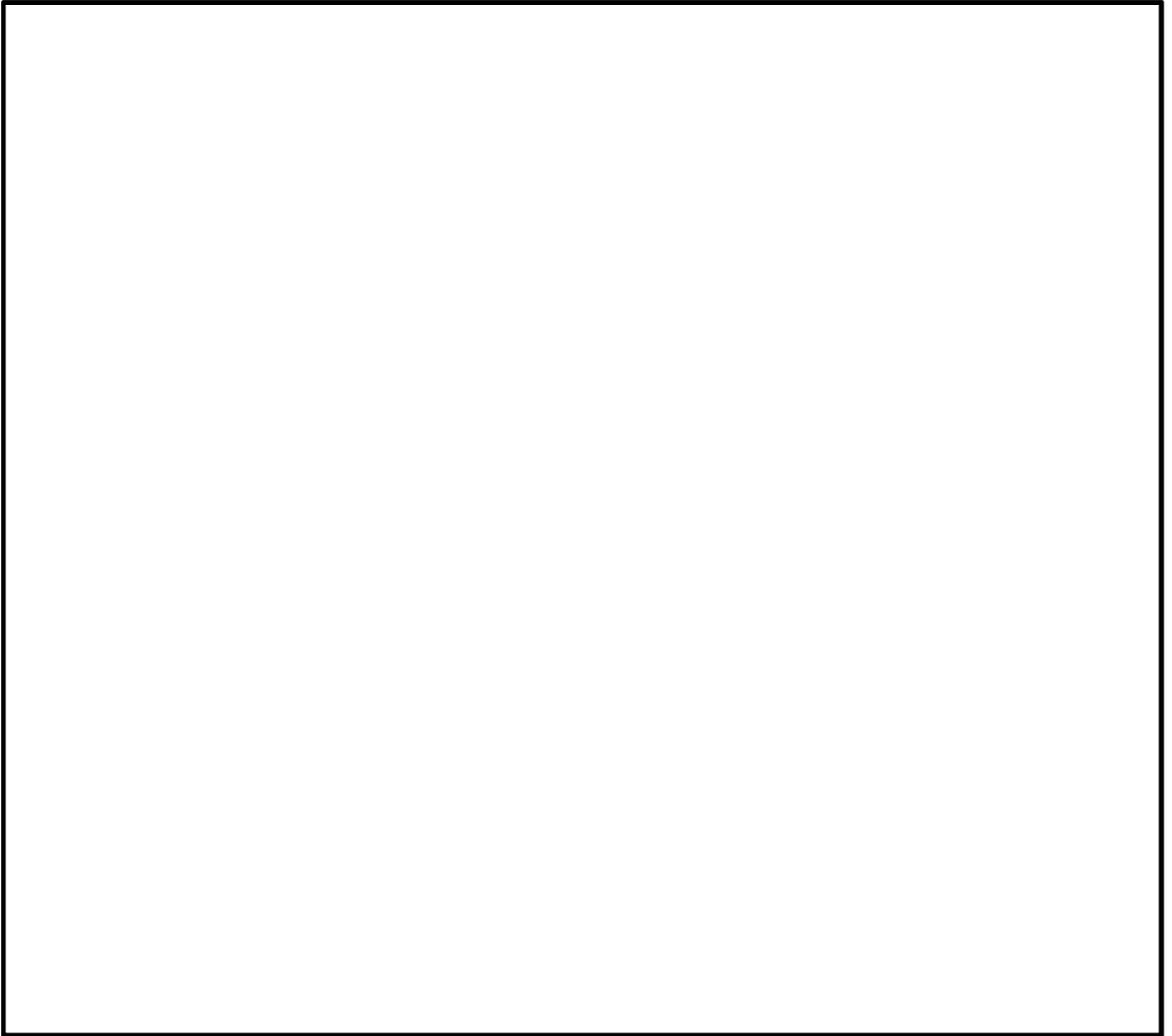


図-9 3次元静的フレーム解析モデル

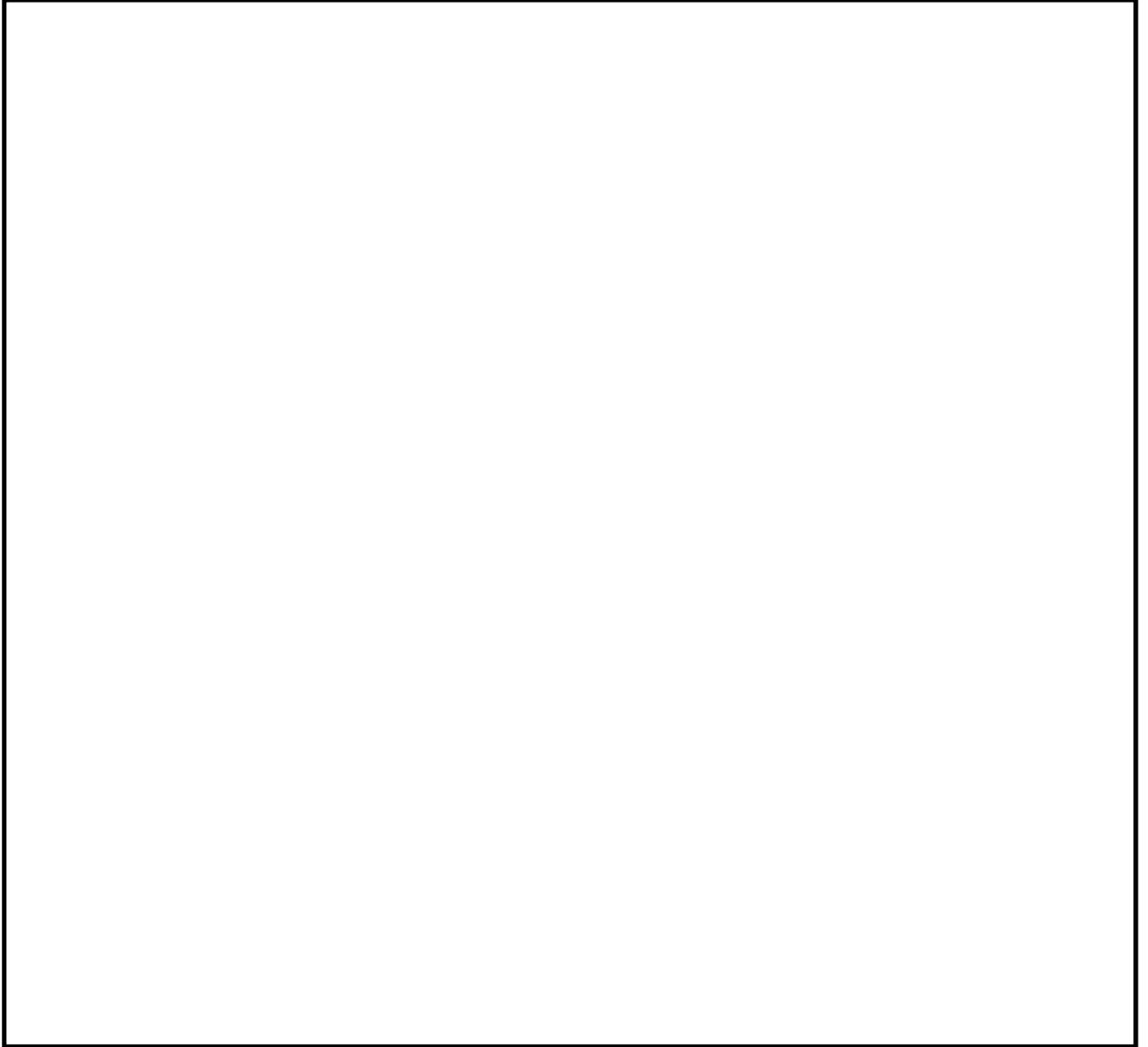


図-10 3次元静的フレーム解析モデル

#### 4.2 上部構造の設計方法

上部構造の設計フローを図-11 に示す。

上部構造の解析は、津波荷重による水平トルクならびに3方向の余震の影響を受ける地中連続壁基礎及び鋼製防護壁の三次元的な挙動を評価することを目的とする。

3次元静的フレーム解析結果を鋼製防護壁の応力照査に用いる。

解析モデルは下部構造で用いた3次元静的フレーム解析モデルを用いる。断面力の組合せを図-12 に示す。

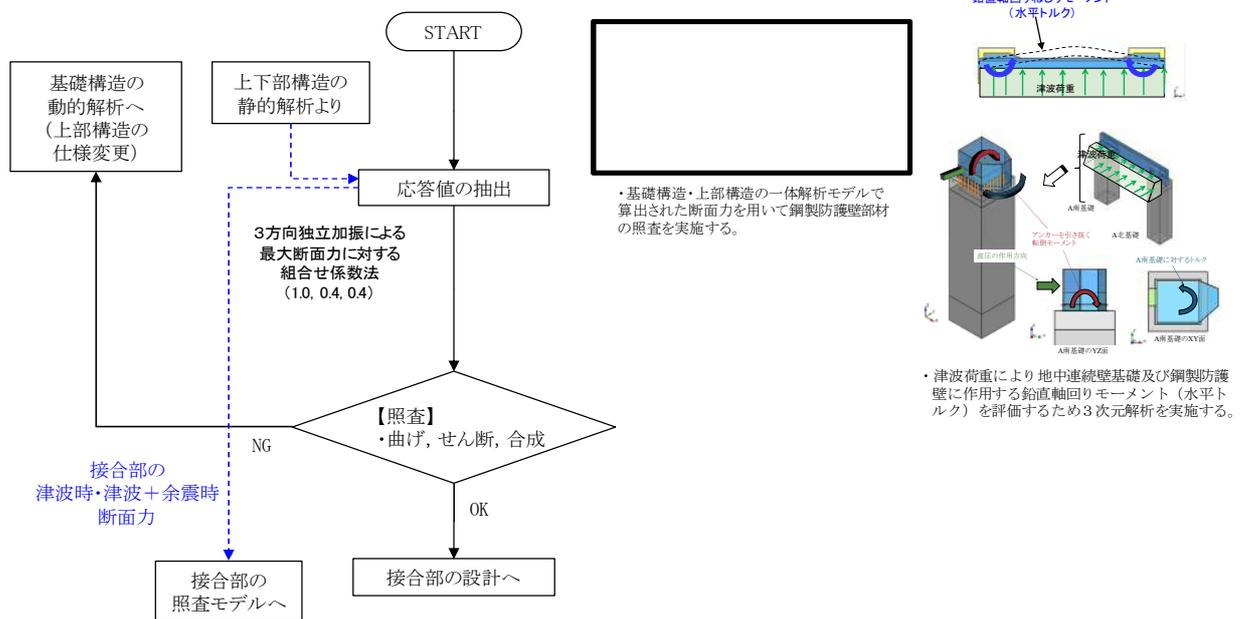


図-11 3次元静的フレーム解析モデル

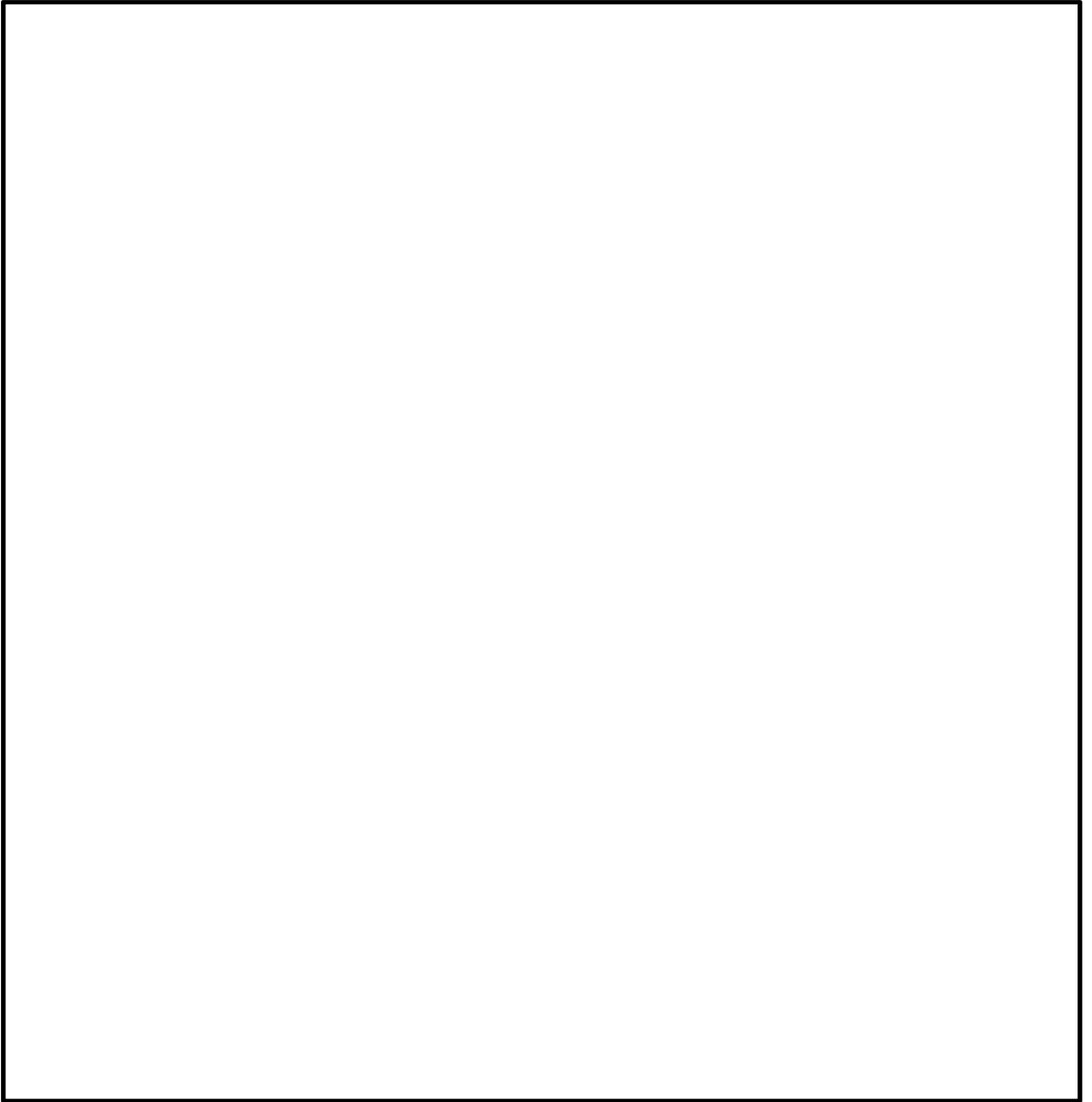


図-12 断面力の組合せ

### 4.3 接合部の設計方法

接合部の設計フローを図-13に示す。

アンカーボルトは鉛直軸力と堤軸・堤軸断面直交方向の曲げモーメントに対して抵抗するものとし、せん断力と水平回転モーメントについては、基礎と一体の中詰め鉄筋コンクリートで負担する。中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻との一体化に必要なジベル筋量を算出する。

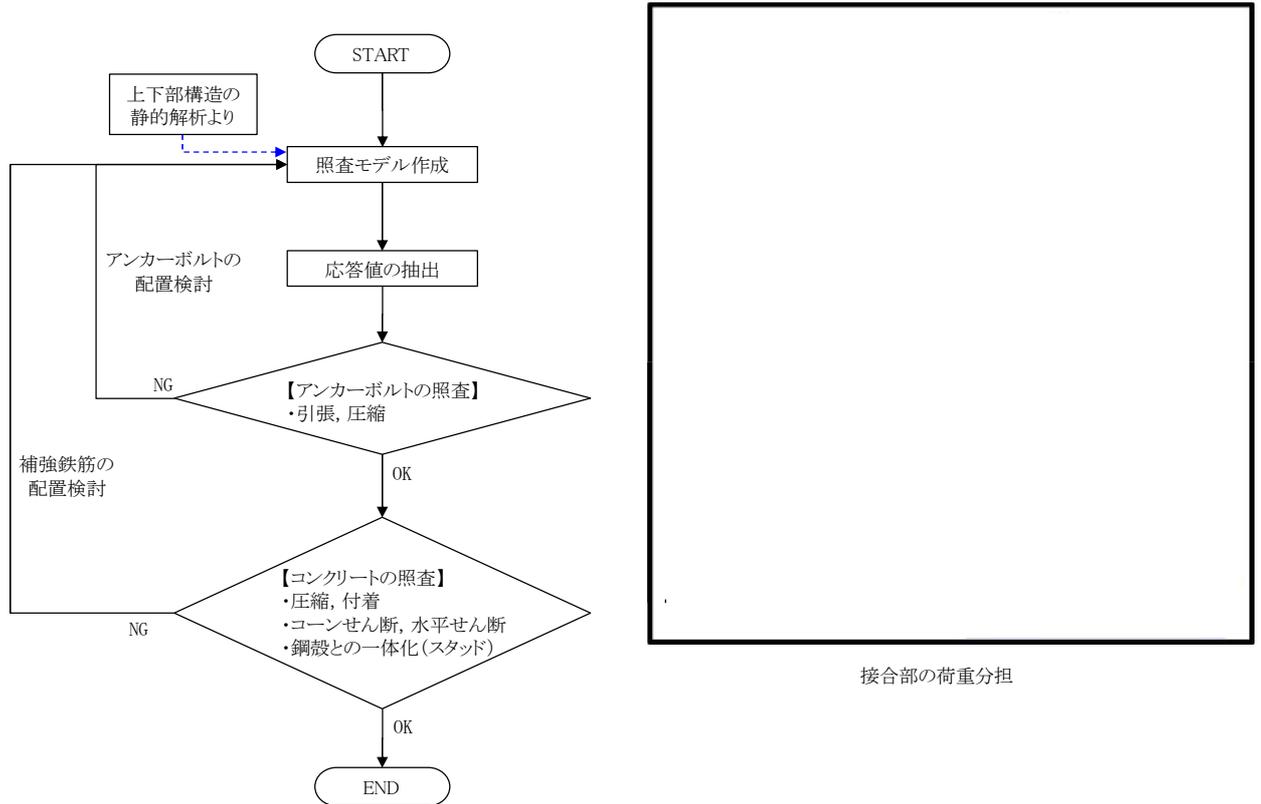


図-13 接合部の設計フロー

## 5. 3次元組合せ係数法の保守性の確認

方向性のない $S_s-D1$ と $S_s-31$ については、3次元時刻歴最大照査値法との比較により保守性を示した上で、3次元組合せ係数法を用いる。

本検討では、鋼製防護壁の設計方針と組合せ係数法の適用対象を示すとともに、組合せ係数法(組合せ係数=0.4)の保守性を検証した結果を示す。

検討方法を次に示す。検討フローを図-14に示す。手法①、手法②の考え方を図-15に示す

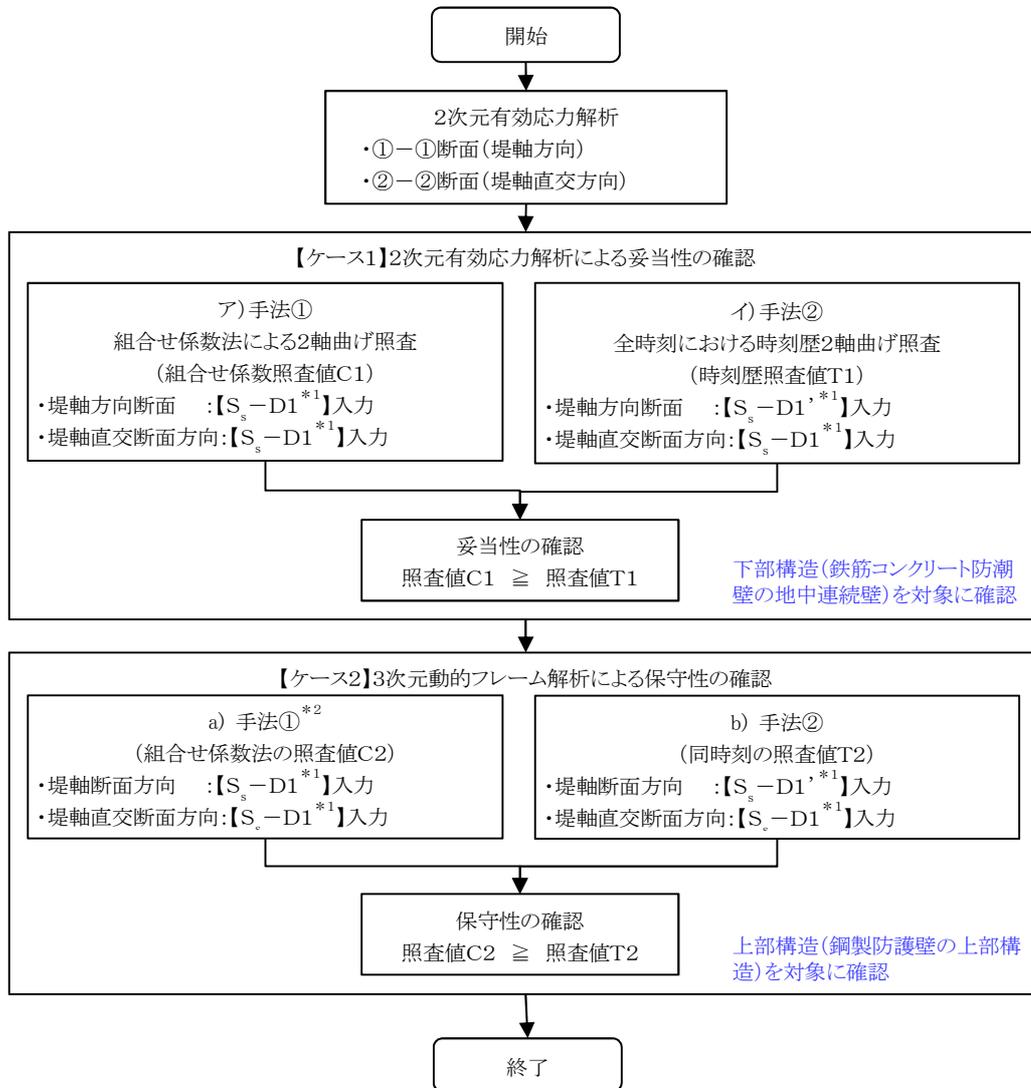
### 【ケース1】

- ・2次元有効応力解析による応答値により設計する鉄筋コンクリート防潮堤の地中連続壁基礎を対象に、最大断面力に対して組合せ係数法を適用した照査値と、同時刻の発生断面力を用いた時刻歴照査による照査値との比較を行い、組合せ係数法の保守性を検証する。

### 【ケース2】

- ・3次元動的フレーム解析による応答値により設計する鋼製防護壁上部構造を対象に、最大断面力に対して組合せ係数法を適用した照査値と、同時刻の発生断面力を用いた時刻歴照査による照査値との比較を行い、組合せ係数法の保守性を検証する。

\*南北基礎の相対変位が最大となるケースとして、鋼製防護壁上部構造の動的解析で入力する変位時刻歴は『 $S_s-D1$ 』による時刻歴応答であることから、 $S_s-D1$ を検証対象とする。



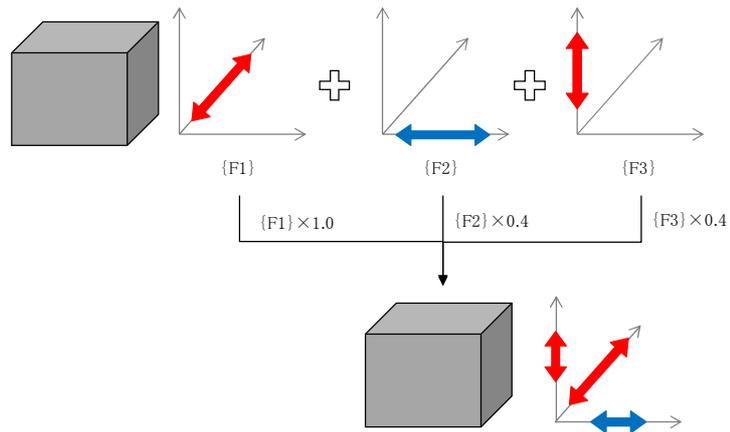
注記 \*1:  $S_s - D1$  : 基準地震動  
 $S_s - D1'$  : 水平二方向検討用地震動  
 \*2: 鋼製防護壁上部構造の耐震・耐津波設計における設計手法

図-14 3次元組合せ係数法の保守性の確認の検討フロー

**検討手法①（組合せ係数法）**

- ・現在適用している応答変位法。
- ・直交する2断面の水平・鉛直同時加振による2次元有効応力解析結果から得られる3方向の時刻歴応答を独立に入力し、組合せ係数(1.0, 0.4, 0.4)により組み合わせた断面力に対して照査する。

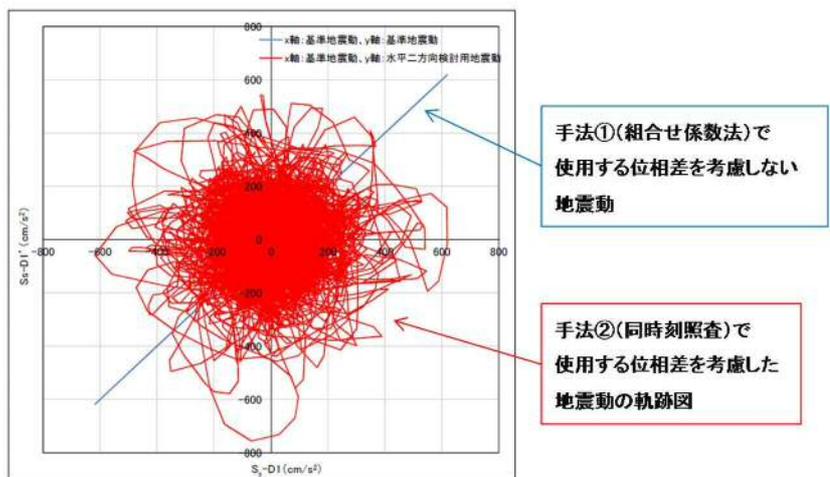
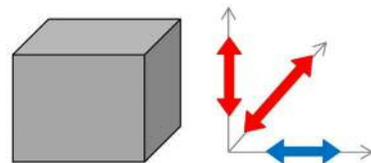
照査断面力  
 =堤軸直交方向断面:水平加振による最大断面力{F1}×1.0  
 +堤軸直交方向断面:鉛直加振による最大断面力{F2}×0.4  
 +堤軸方向断面 :水平加振による最大断面力{F3}×0.4



**検討手法②（同時刻照査）**

- ・水平1方向に基準地震動、他方向に水平2方向検討用地震動を入力して実施したそれぞれの2次元有効応力解析から得られる時刻歴応答から、水平1方向の水平及び鉛直成分、他方向の水平成分を同時に作用させ、同時刻に発生する断面力に対して照査する。

照査断面力  
 =堤軸直交方向断面:水平成分  
 +堤軸直交方向断面:鉛直成分  
 +堤軸方向断面 :水平成分  
 の同時加振による断面力時刻歴



水平二方向検討用地震動の水平加速度振幅の軌跡図 (S<sub>s</sub>-D1)

図-15 手法①及び手法②の考え方

## 5.1 ケース 1

コンクリート、鉄筋ともに応力度が高くなる鉄筋コンクリート防潮堤の地中連続壁基礎を対象とする。

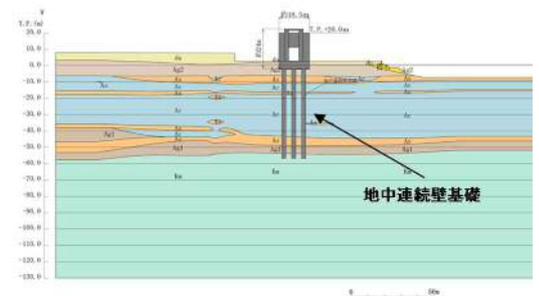
軸直交断面方向に  $S_s-D1$ 、軸方向に  $S_s-D1'$  を入力して実施した 2 次元有効応力解析の結果を組合せて時刻歴 2 軸曲げ照査 (イ) を行ない、同位相の入力地震動を用いた組合せ係数法による照査値 (ア) と比較する。ケース 1 の考え方を図-16 に示し、曲げ軸力照査の考え方を図-17 に示す。

検討の結果、照査値が小さい領域では、時刻歴最大照査値 (手法②) が組合せ係数法 (1.0, 0.4, 0.4 : 手法①) による照査値を上回る箇所もあるが、部材を決定づける最大照査値付近では組合せ係数法による照査値が時刻歴最大照査値を上回っており、組合せ係数法 (1.0, 0.4, 0.4 : 手法①) を用いることの妥当性を確認した。検討結果を図-18 に示す。

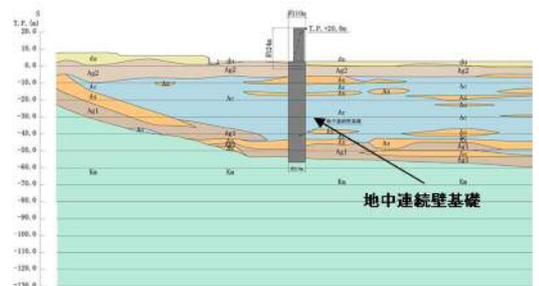


検討対象の平面位置図

- ア) 最大断面力の組合せによる 2 軸曲げ照査 (手法①)**  
 提軸断面方向 :  
 【 $S_s-D1$ 】 水平・鉛直同時加振による最大曲げモーメント  $\times 1.0$   
 + 提軸直交断面方向 :  
 【 $S_s-D1$ 】 水平・鉛直同時加振による最大曲げモーメント  $\times 0.4$   
 + 【 $S_s-D1$ 】 水平・鉛直同時加振による最大軸力  $\times 0.4$
- イ) 時刻歴 2 軸曲げ照査 (手法②)**  
 提軸断面方向 :  
 【 $S_s-D1'$ 】 水平・鉛直同時加振による曲げモーメント  $\times 1.0$   
 + 提軸直交断面方向 :  
 【 $S_s-D1$ 】 水平・鉛直同時加振による曲げモーメント  $\times 1.0$   
 + 【 $S_s-D1$ 】 水平・鉛直同時加振による軸力  $\times 1.0$



①-①断面



②-②断面

図-16 ケース 1 の考え方

曲げ軸力照査方法 (ケース1)

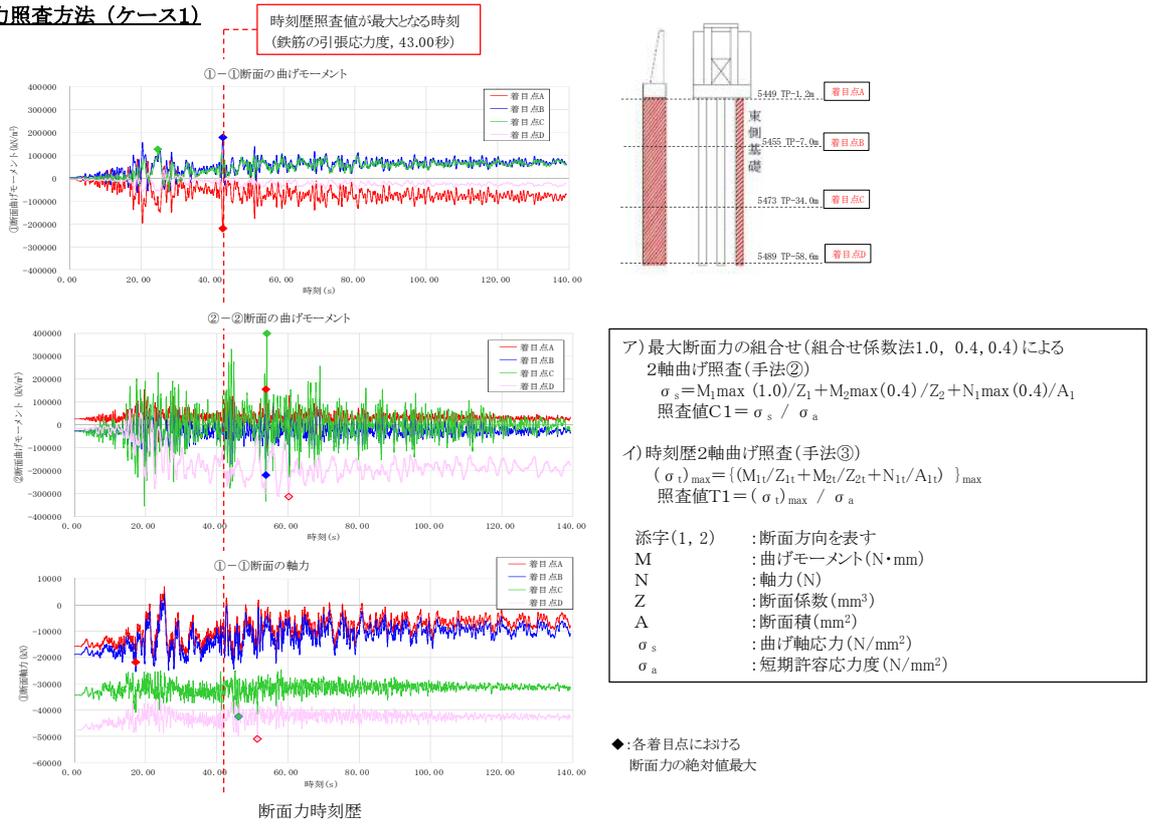


図-17 曲げ軸力照査の考え方

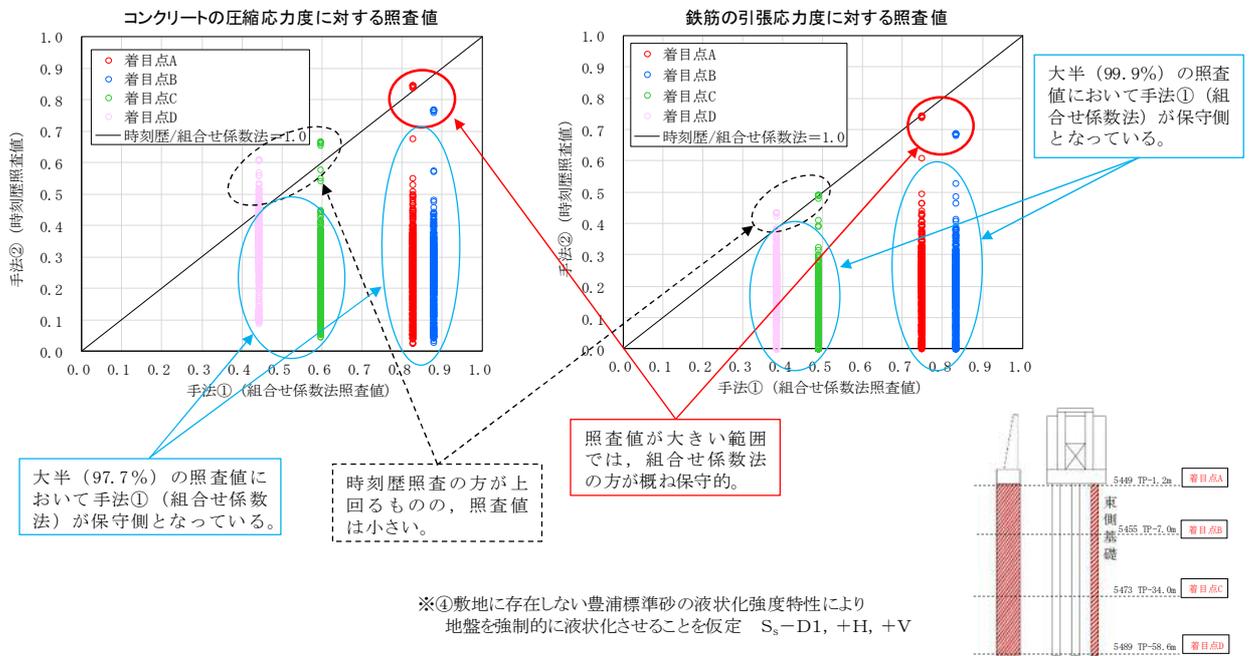


図-18 ケース1の検討結果

## 5.2 ケース 2

3次元動的フレーム解析によって設計を行う鋼製防護壁の上部構造を対象とする。軸直交断面方向に $S_s-D1$ 、軸方向に $S_s-D1'$ を入力して実施した2次元有効応力解析の結果を組合せて3方向同時加振によって得られる断面力に対する時刻歴照査 (b) を行ない、同位相の入力地震動を用いた組合せ係数法による照査値 (a) と比較する。ケース 2 の考え方を図-19 に示す。

検討の結果、2手法による最大照査値は、手法①>手法②の関係にあり、上部構造についても組合せ係数法の保守性を確認した。検討結果を図-20 に示す。

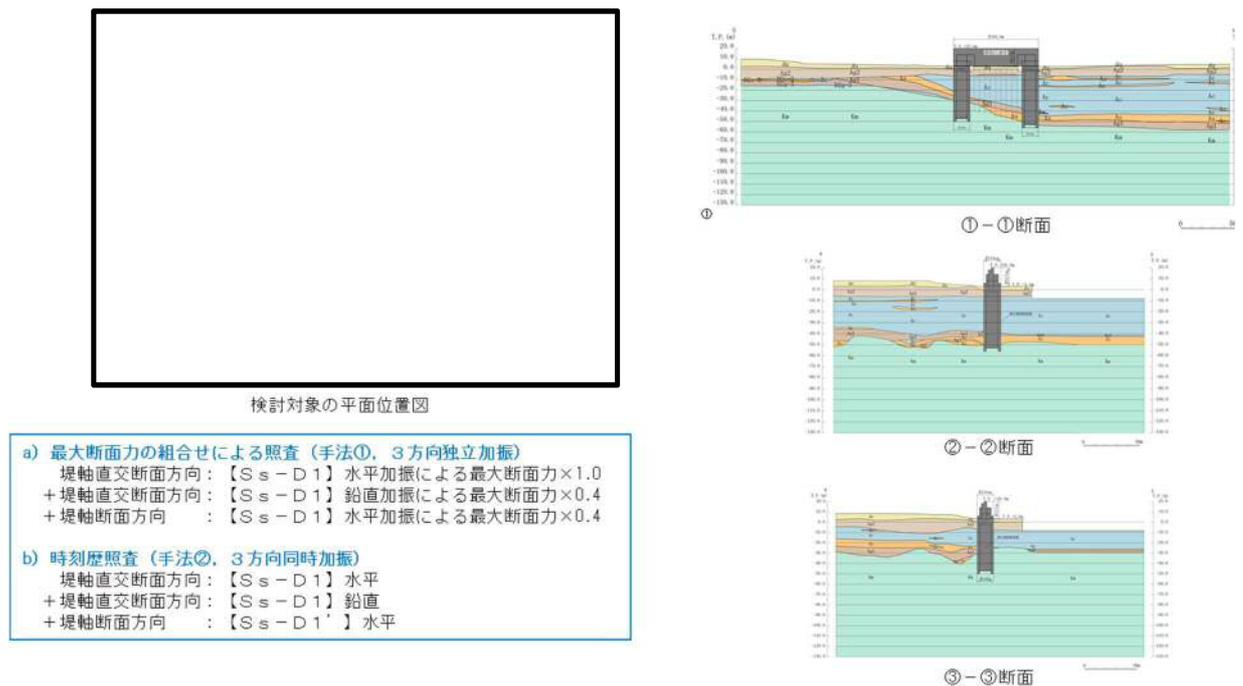
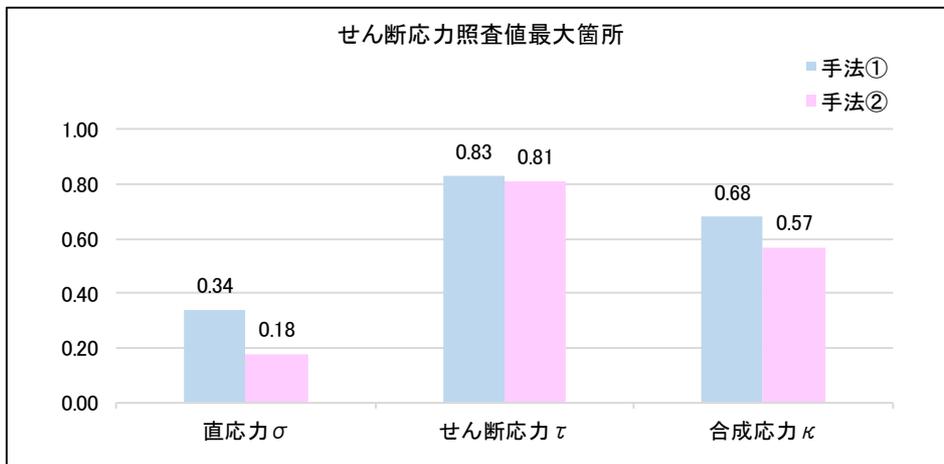
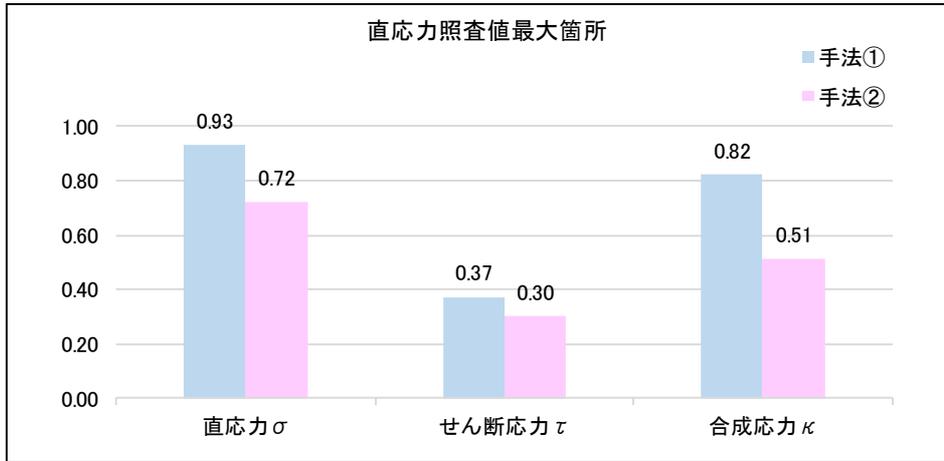


図-19 ケース 2 の考え方



最大照査値比較

図-20 ケース 2 の検討結果

6. 3次元組合せ係数法及び3次元時刻歴照査法の適用  
設計に用いる許容限界と照査方法を表-2に示す。

表-2 設計に用いる許容限界と照査方法

	耐震設計		耐津波設計			
	地震時		基準津波時, 基準津波時+余震時		T.P.+24m津波時, T.P.+24m津波時+余震時	
	許容限界 (割増し係数)	照査方法	許容限界 (割増し係数)	組合せ係数	許容限界 (割増し係数)	組合せ係数
上部構造	鋼材:1.7	組合せ係数法 (1.0, 0.4, 0.4) ※2方向検討用地震動を用いた3次元時刻歴照査法により安全裕度を確認	鋼材:1.5	組合せ係数法 1.0, 0.4, 0.4 (余震時)	鋼材:1.7	組合せ係数法 1.0, 0.4, 0.4 ※2方向検討用地震動を用いた3次元時刻歴照査法により安全裕度を確認
接合部	コンクリート:1.5	組合せ係数法 (1.0, 0.4, 0.4) ※2方向検討用地震動を用いた3次元時刻歴照査法により安全裕度を確認	コンクリート:1.5	組合せ係数法 1.0, 0.4, 0.4 (余震時)	コンクリート:2.0	組合せ係数法 1.0, 0.4, 0.4 ※2方向検討用地震動を用いた3次元時刻歴照査法により安全裕度を確認
	鉄筋:1.5		鉄筋:1.5		鉄筋:1.65	
	鋼材:1.5		鋼材:1.5		鋼材:1.7	
下部構造	コンクリート:1.5	2次元 時刻歴照査法 ※3次元時刻歴照査により水平2方向の影響を確認 (水平2方向それぞれの時刻歴照査による設計)	コンクリート:1.5	組合せ係数法 1.0, 0.4, 0.4 (余震時)	コンクリート:2.0	組合せ係数法 1.0, 0.4, 0.4 ※組合せ係数法 (1.0, 1.0, 1.0) でも許容限界以内であることを確認
	鉄筋:1.5		鉄筋:1.5		鉄筋:1.65	

7. 使用材料

鋼製防護壁に用いる使用材料を表-3に示す。

表-3 鋼製防護壁に用いる使用材料

構造区分	部材名	材料区分	諸元
上部構造	鋼製防護壁	鋼材	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM570, SBHS500
接合部構造	頂版鉄筋コンクリート 中詰め鉄筋コンクリート	コンクリート	設計基準強度 50 N/mm <sup>2</sup>
	頂版鉄筋コンクリート 中詰め鉄筋コンクリート	鉄筋	SD345, SD390, SD490
	アンカーボルト	鋼材	SM520B相当
基礎構造	中実鉄筋コンクリート 地中連続壁基礎	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
	中実鉄筋コンクリート 地中連続壁基礎	鉄筋	SD345, SD390, SD490

## 8. 許容限界

### 8.1 耐震設計における許容限界

耐震設計における許容限界を表-4に示す。

表-4 震設計における許容限界

構造区分	材料区分	許容限界の割増し係数	適用基準
上部構造	鋼材	1.7	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編)・同解説((社)日本道路協会,平成14年3月)」</li> <li>・「道路橋示方書(Ⅱ鋼橋・鋼部材編)・同解説((社)日本道路協会,平成29年11月)」</li> </ul> <p>(なお,地震時の荷重状態が「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木学会,2002年制定)」に示される「極めてまれな荷重」と考えられるため,「T.P.+24m津波時」及び「余震+T.P.+24 m津波時」と同等の許容限界の割増し係数1.7を用いる。詳細については,(参考2)を参照)</p>
接合部構造	コンクリート	1.5	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木学会,2002年制定)」</li> <li>・「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説((社)日本道路協会,平成24年3月)」</li> <li>・「カルバート工指針(平成21年度版)((社)日本道路協会,平成22年3月)」</li> <li>・「鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編,名古屋高速道路公社,平成15年10月)」</li> </ul>
	鉄筋	1.5	
	鋼材	1.5	
基礎構造	コンクリート	1.5	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木学会,2002年制定)」</li> <li>・「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説((社)日本道路協会,平成24年3月)」</li> </ul>
	鉄筋	1.5	

## 8.2 耐津波設計における許容限界

耐津波設計における許容限界を表-5に示す。

表-5(1) 震設計における許容限界（基準津波時及び余震時+基準津波時）

構造区分	材料区分	許容限界の割増し係数	適用基準
上部構造	鋼材	1.5	<ul style="list-style-type: none"> <li>「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」</li> <li>「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成29年11月）」</li> </ul>
接合部構造	コンクリート	1.5	<ul style="list-style-type: none"> <li>「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）」</li> <li>「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）」</li> <li>「カルバート工指針（平成21年度版）（（社）日本道路協会，平成22年3月）」</li> <li>「鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成15年10月）」</li> </ul>
	鉄筋	1.5	
	鋼材	1.5	
基礎構造	コンクリート	1.5	<ul style="list-style-type: none"> <li>「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）」</li> <li>「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）」</li> </ul>
	鉄筋	1.5	

表-5(2) 震設計における許容限界（T.P. +24 m津波時及び余震+T.P. +24m津波時）

構造区分	材料区分	許容限界の割増し係数	適用基準
上部構造	鋼材	1.7	<ul style="list-style-type: none"> <li>「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」</li> <li>「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成29年11月）」</li> </ul>
接合部構造	コンクリート	2.0	<ul style="list-style-type: none"> <li>「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）」</li> <li>「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）」</li> <li>「カルバート工指針（平成21年度版）（（社）日本道路協会，平成22年3月）」</li> <li>「鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成15年10月）」</li> </ul>
	鉄筋	1.65	
	鋼材	1.7	
基礎構造	コンクリート	2.0	<ul style="list-style-type: none"> <li>「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）」</li> <li>「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）」</li> </ul>
	鉄筋	1.65	

## 鋼製防護壁上部構造への SBHS500 材の採用について

## 1. SBHS500 材の適用について

鋼製防護壁の設計において、南北基礎の変位差を考慮した地震力や地盤沈下を反映した津波波圧といった鋼製防護壁上部構造に対する設計外力の増加に伴い、基礎に伝達する荷重も増加し、鋼製防護壁拡幅部の応力が比較的大きくなり、部材厚が厚くなる。

これに対応するため、近年開発と適用が進んできている高性能鋼材 SBHS 材を適用することで、鋼厚を抑えることができ現場溶接の回避による品質及び施工性の向上が期待できる。また、SBHS 材は、SBHS500、SBHS700 の 2 水準の規格で構成されており、従来鋼と比較して大幅な強度増加が図られている。

鋼製防護壁上部構造の鋼材厚比較を図-1 に示す。図-1 に示すとおり比較的応力が大きな箇所では SM570 材の場合に鋼材厚が 95 mm となり、継手部の接合に現場溶接が必要となる。その箇所において SBHS500 材を用いることにより部材厚を 60 mm に抑えることができ、継手部を添接版で接合できる。

したがって、比較的応力が大きな箇所については、鋼材厚を抑え、施工性の向上及び品質確保並びに安全余裕の確保に寄与することができる、SBHS500 材を用いることとする。

また、SBHS500 材は表-1 に示すとおり採用実績がある。

表-1 SBHS500 材の主な採用実績

名称	構造	形式	発注者
1 臨海中央橋	橋梁	箱桁	東京都
2 東京ゲートブリッジ	橋梁	トラス橋	関東地方整備局
3 永田橋	橋梁	トラス橋	東京都
4 印旛捷水路橋	橋梁	箱桁	千葉県
5 まごご橋	橋梁	箱桁	東京都
6 太田川大橋	橋梁	アーチ橋	広島市
7 高槻ジャンクション橋	橋梁	鋼製橋脚	西日本高速道路 (株)
8 朝明川橋	橋梁	アーチ橋	中日本高速道路 (株)
9 築地大橋	橋梁	アーチ橋	東京都
10 沼田原橋	橋梁	ラーメン箱桁	十津川村

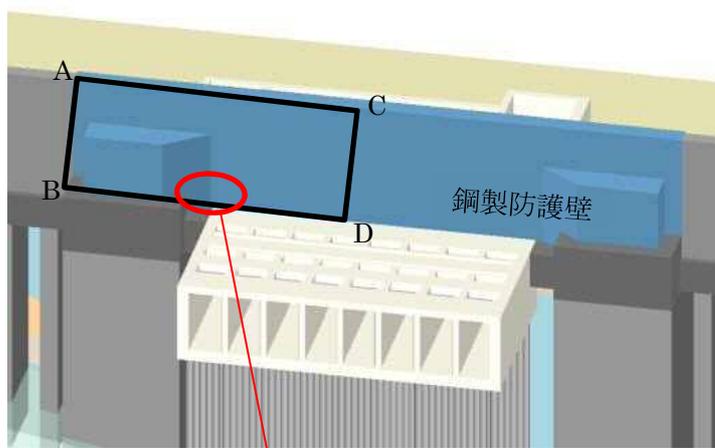


図-1 鋼製防護壁上部構造の鋼材厚比較

### 鋼製防護壁上部構造における地震時の許容限界について

鋼製防護壁上部構造の地震時の検討では、2次元有効応力解析によって得られる基礎天端の変位時刻歴を3次元動的フレームモデルに入力して動的解析を実施し、各部材の断面力を算出して照査を行なう。

鋼製防護壁上部構造の耐震設計は、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定することに加え、南北の基礎の堤軸直交方向には、それぞれの基礎の独立した2次元有効応力解析モデルで基準地震動 $S_s$ により解析して得られた変位時刻歴を3次元動的解析モデルへ動的強制変位として入力することから、極めて低い発生頻度の厳しい荷重を作用させる設計であると考えられる。

3次元動的フレームモデルの入力概念図を図-1に、鋼材の降伏応力度と許容応力度の関係を図-2に示す。

鋼製防護壁上部構造の地震時と余震+T.P.+24 m津波時における断面力の比較及び発生応力の比較を行った。

断面力の比較を表-1及び図-3に、発生応力の比較を表-2に示す。

荷重分布状態が地震時と余震+T.P.+24 m津波時で異なるため、最大断面力が発生する箇所も異なるが、地震時の各加振方向の断面力を重ね合せた断面力により算定した発生応力は余震+T.P.+24 m津波時の発生応力と概ね同等以上となる。

以上のことから、鋼製防護壁上部構造の耐震設計では、T.P.+24 m津波時、余震+T.P.+24 m津波時と同様に、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ( (社) 土木学会, 2002年制定)」に示される極めてまれな荷重に対する許容限界を用いる。

表-1 鋼製防護壁上部構造の断面力の比較

地盤ケース	項目	地震時 (水平2方向*2) 接合部	余震+ T.P. +24 m 津波時 (水平2方向*2)
敷地に存在しない 豊浦標準砂の液状 化強度特性により 地盤を強制的に液 状化させることを 仮定したケース	軸力*1 (kN)	-117873	-62056
	面外せん断力 (kN)	46107	176235
	面内せん断力 (kN)	85218	35522
	ねじりモーメント (kN・m)	1770277	693951
	面外曲げモーメント (kN・m)	494600	1836719
	面内曲げモーメント (kN・m)	1601209	159859

\*1 軸力は引張：+

\*2 組合せ係数 軸方向：0.4+軸直断面交方向：1.0

表-2 鋼製防護壁上部構造の発生応力の比較

応力成分	地震時	余震+T. P. +24 m 津波時
	発生値	発生値
直応力度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	479	428
せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	206	253
合成応力度 k (-)	1.18	1.18

\*合成応力度  $k = (\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2$

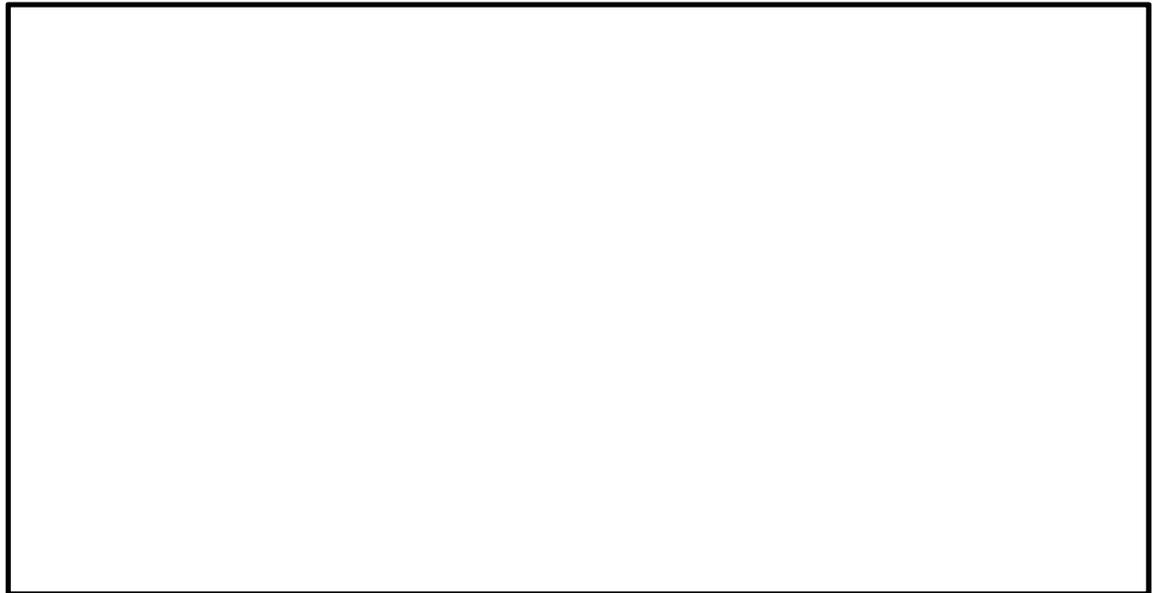


図-1 3次元動的フレームモデルの入力概念図

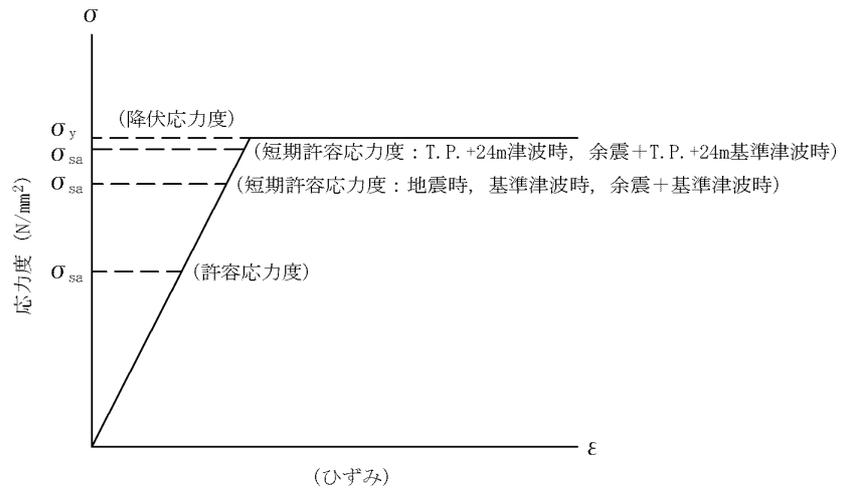
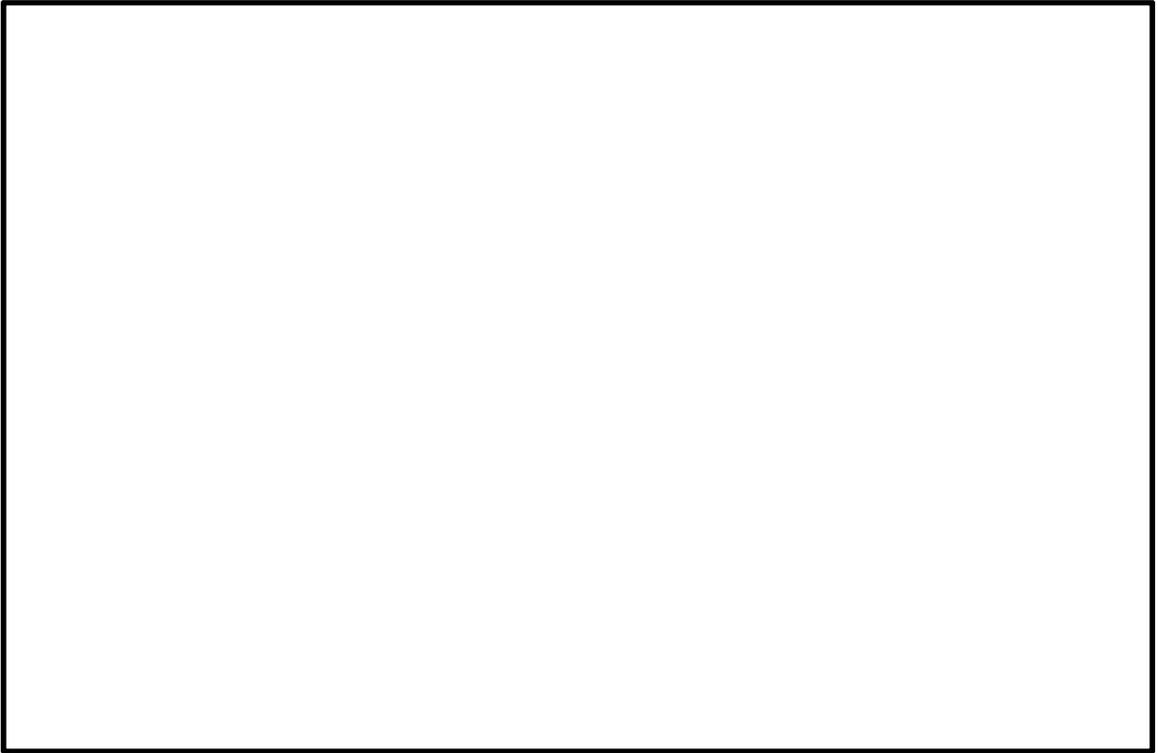
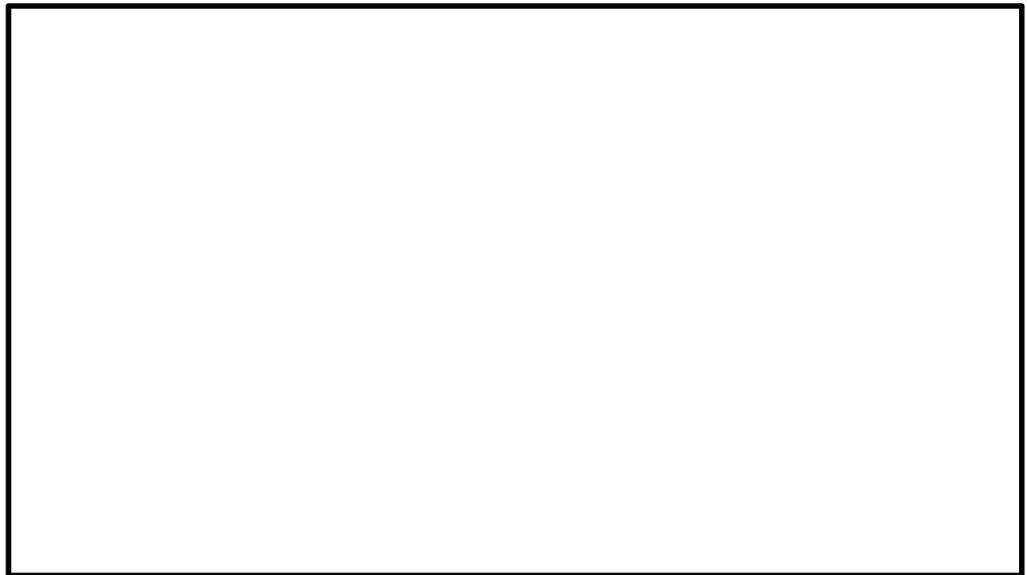


図-2 鋼材の降伏応力度と許容応力度の関係

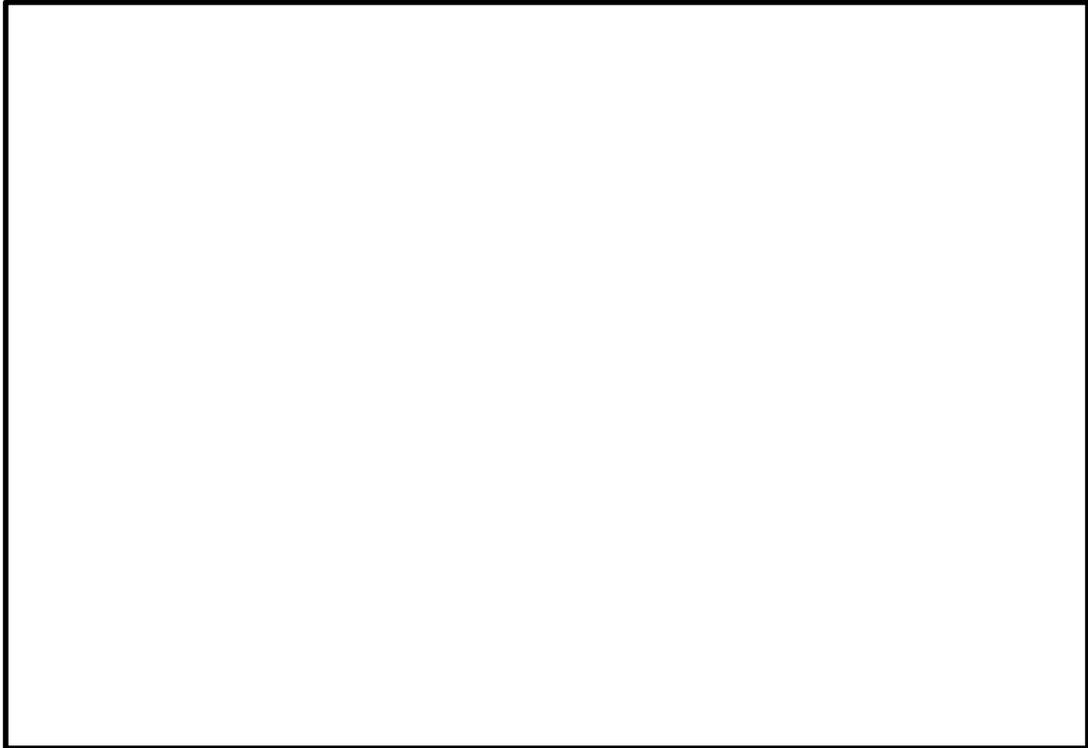


(軸直交方向加振時，主応力最大時刻)



(余震+T.P. +24 m 津波時，敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定したケース（せん断ひずみ最大時）)

図-3 (1) 鋼製防護壁上部構造の断面力分布の比較 (1/6, 軸力)



(軸直交方向加振時，主応力最大時刻)

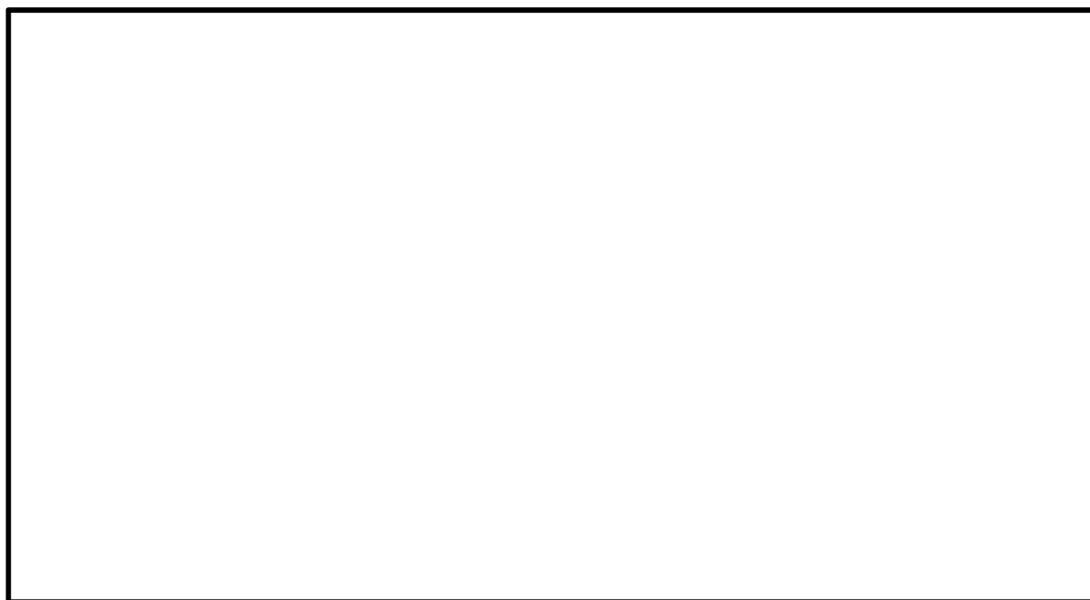


(余震+T.P. +24 m 津波時，敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定したケース (せん断ひずみ最大時) )

図-3 (2) 鋼製防護壁上部構造の断面力分布の比較 (2/6, 面外せん断力)

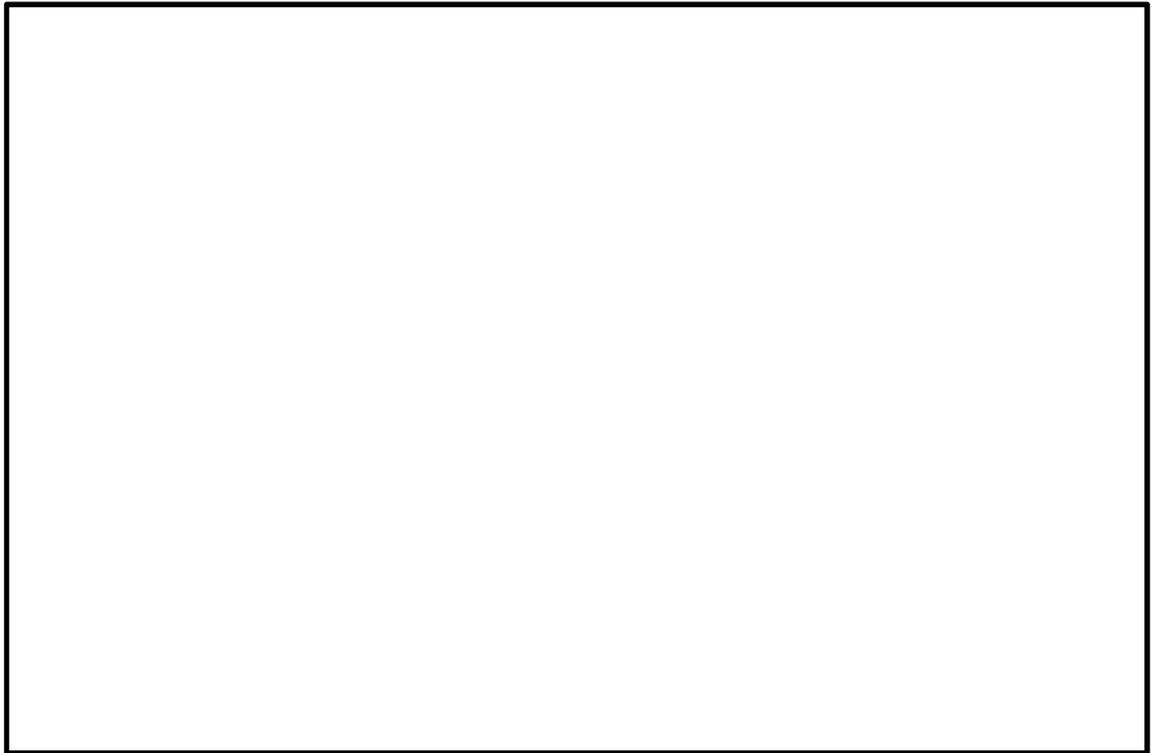


(軸直交方向加振時，主応力最大時刻)

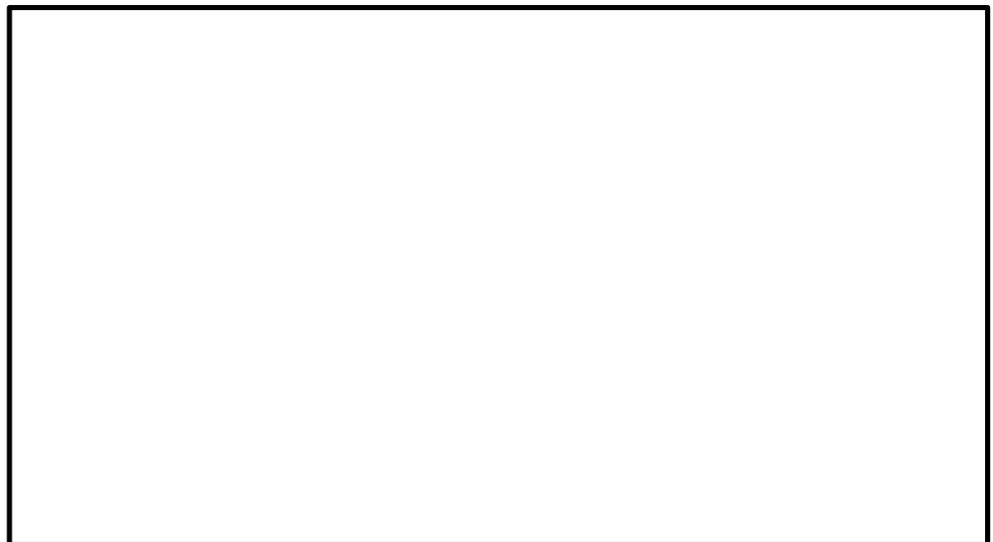


(余震+T.P. +24 m 津波時，敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定したケース (せん断ひずみ最大時) )

図-3 (3) 鋼製防護壁上部構造の断面力分布の比較 (3/6, 面内せん断力)

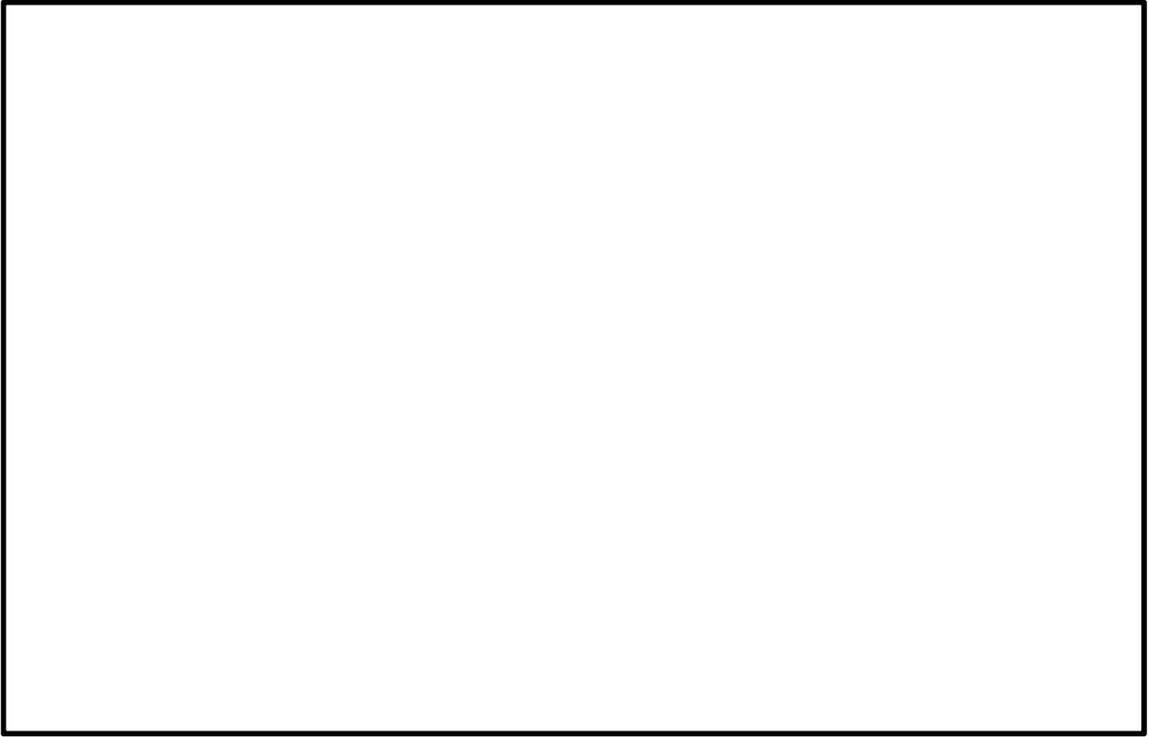


(軸直交方向加振時，主応力最大時刻)

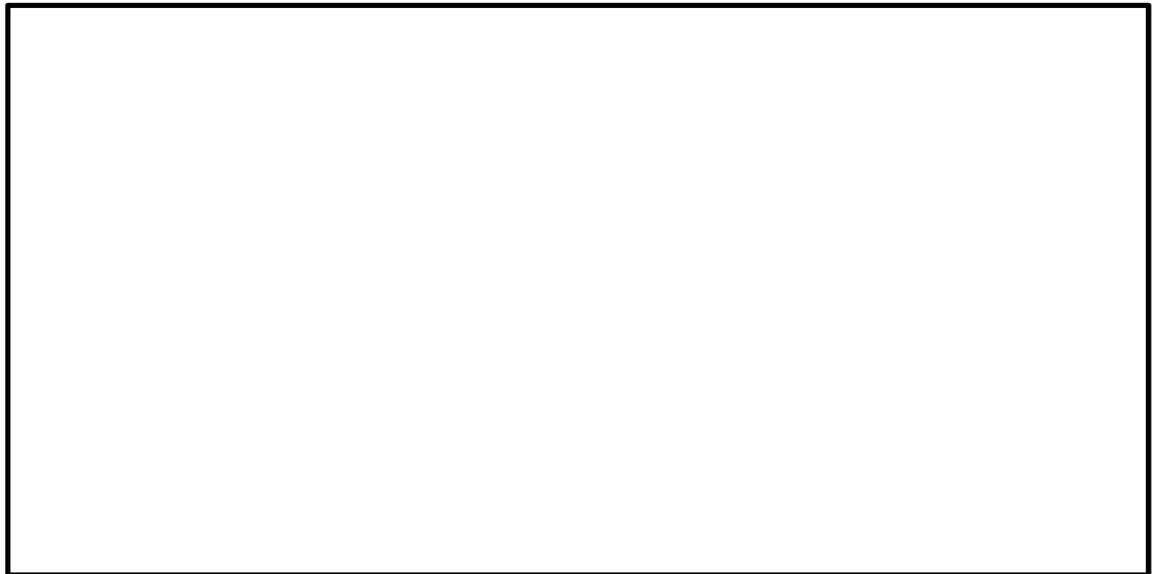


(余震+T.P. +24 m 津波時，敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定したケース（せん断ひずみ最大時）)

図-3 (4) 鋼製防護壁上部構造の断面力分布の比較 (4/6, ねじりモーメント)



(軸直交方向加振時，主応力最大時刻)



(余震+T.P. +24 m 津波時，敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定したケース (せん断ひずみ最大時) )

図-3 (5) 鋼製防護壁上部構造の断面力分布の比較 (5/6, 面外曲げモーメント)



(軸直交方向加振時，主応力最大時刻)



(余震+T.P. +24 m 津波時，敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定したケース (せん断ひずみ最大時) )

図-3 (6) 鋼製防護壁上部構造の断面力分布の比較 (6/6, 面内曲げモーメント)