

5.3.3 減衰定数

減衰定数は、KK7 補足-027-1「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき設定する。

5.3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び動水圧の反力による荷重が含まれるものとする。なお、補機冷却用海水取水路には荷重として考慮すべき機器・配管は存在しない。

積雪荷重については、補機冷却用海水取水路が地中に埋設された構造物であることを考慮すると、構造物に与える影響は軽微であると判断し、地震力を組合せる荷重としては除外した。

なお、補機冷却用海水取水路は地中に埋設された構造物であることから、運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないため、当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また、重大事故等対処時においても、地中で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 5-15 に示す。

表 5-15 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法の概要
永久荷重	固定荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づき、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管自重	—	・機器・配管はないことから、考慮しない
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定する
		永久上載荷重	—	・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により算定する
	外水圧		○	・地下水位（T.M.S.L. 5.0m）に応じた静水圧を設定する ・地下水の密度を考慮する
	内水圧		○	・T.M.S.L. 1.0m*に応じた静水圧を設定する ・海水の密度を考慮する
	雪荷重		—	・埋設構造物であるため、積雪を考慮しない
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する ・躯体、動土圧を考慮する
	鉛直地震動		○	
	動水圧		○	・水位条件及び密度は、永久荷重のうち内水圧と同様とする ・地震時動水圧を付加質量により考慮する

注記*：内水圧の水位は、朔望平均満潮位 T.M.S.L. 0.49m に対し、保守性を考慮し T.M.S.L. 1.0m とする。（共通条件：スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路）

(1) 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、T.M.S.L. 8.0m に設定する。設定の際は、地下水の密度として、 1.00g/cm^3 を考慮する。

(2) 内水圧

補機冷却用海水取水路の内部には、朔望平均満潮位 T.M.S.L. 0.49m に対して保守的に設定した T.M.S.L. 1.0m を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は、海水の密度として、 1.03g/cm^3 を考慮する。

A-A断面（南側）における内水圧図を図 5-45 に、A-A断面（北側）における内水圧図を図 5-46 に示す。

(内水位) : ∇ T.M.S.L. 1.0m

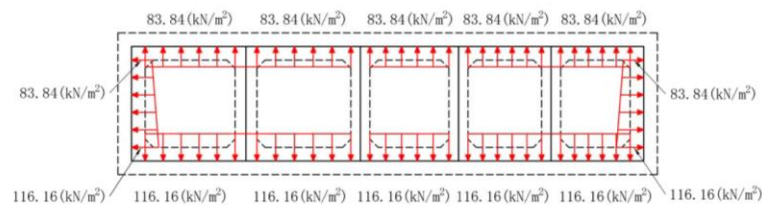


図 5-45 内水圧図 A-A断面（南側）

(内水位) : ∇ T.M.S.L. 1.0m

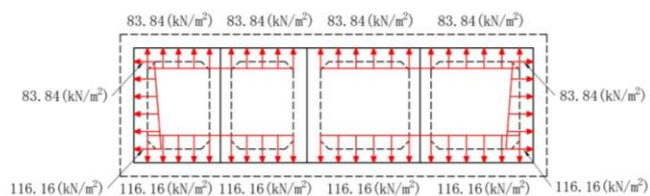


図 5-46 内水圧図 A-A断面（北側）

(3) 動水圧

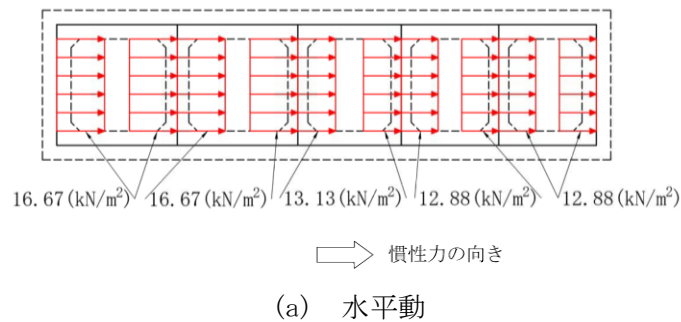
補機冷却海水取水路の内部には、朔望平均満潮位 T. M. S. L. 0.49m に対して保守的に設定した T. M. S. L. 1.0m を水面とした動水圧を付加質量として設定し、地震時の影響を考慮する。設定の際は、海水の密度として、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

a. A-A断面（南側）

A-A断面（南側）における動水圧図を図 5-47 に示す。

A-A断面（南側）は満水状態で自由水面が存在しないため、付加質量を設定する際は、水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ、鉛直動による動水圧は上下スラブに半分ずつ作用させるものとする。

(内水位) : ∇ T. M. S. L. 1.0m



(内水位) : ∇ T. M. S. L. 1.0m

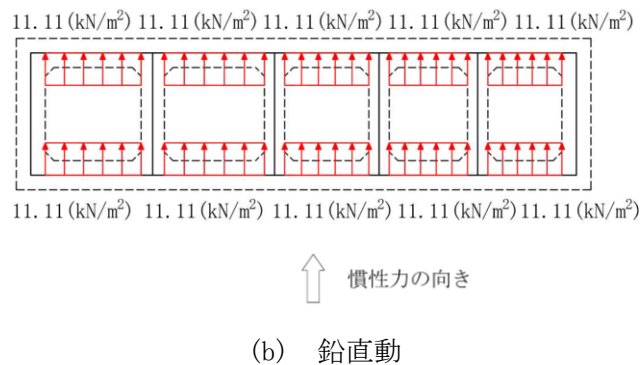


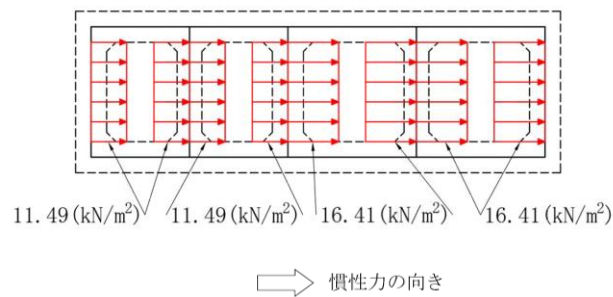
図 5-47 動水圧図 A-A断面（南側）

b. A-A断面（北側）

A-A断面（北側）における動水圧図を図 5-48 に示す。

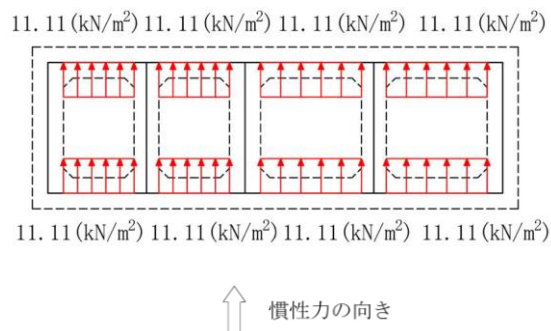
A-A断面（北側）は満水状態で自由水面が存在しないため、付加質量を設定する際は、水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ、鉛直動による動水圧は上下スラブに半分ずつ作用させるものとする。

(内水位) : ∇ T. M. S. L. 1. 0m



(a) 水平動

(内水位) : ∇ T. M. S. L. 1. 0m



(b) 鉛直動

図 5-48 動水圧図 A-A断面（北側）

5.3.5 耐震評価における解析ケース

補機冷却用海水取水路は地中埋設構造物であるため、地震時の応答は地盤の応答に大きく影響される。また、構造物の地震時の変形は、主に上載地盤から頂版に作用するせん断力及び側方地盤から作用する土圧によって生じ、これらの作用力は地盤のせん断弾性係数に大きく依存する。したがって、補機冷却用海水取水路の耐震評価においてばらつきを考慮する物性値は、地盤のせん断変形を定義する初期せん断弾性係数 G_0 とする。

耐震評価における解析ケースを表 5-16 に示す。

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、地表付近で地下水面をまたぐ地層（埋戻土及び新期砂層）のばらつきは、初期せん断弾性係数と有効拘束圧の関係から初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて、せん断波速度のばらつきとして設定する。地下水以深の飽和土層（沖積層及び古安田層）のばらつきは、各地層のPS 検層の結果からせん断波速度の標準偏差 σ を求め、せん断波速度のばらつきとして設定する（解析ケース②，③，⑤）。

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 σ を用いて、液状化強度特性を (-1σ) にて設定する（解析ケース①，②，③）。

また、構造物への応答加速度に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する（解析ケース④，⑤）。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組み合わせた解析ケース（①～⑤）を実施することにより、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して解析ケース①（基本ケース）で地震応答解析を実施し、基礎地盤の支持性能については得られた応答値から、曲げ軸力照査及びせん断力照査については3次元構造解析から照査値を算定する。また、解析ケース①において、曲げ軸力照査及びせん断力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、追加解析ケースとして解析ケース②～⑤で地震応答解析を実施し、解析ケース①（基本ケース）と同様に照査値を算定する。最も厳しい地震動の選定は、照査値1.0に対して2倍の余裕となる照査値0.5以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図 5-49 に示す。

表 5-16 耐震評価における解析ケース

解析ケース		①	②	③	④	⑤	
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース	
地盤剛性の設定		地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)	地盤剛性 (-1σ)	地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)	
液状化強度特性の設定		液状化強度特性 (-1σ)	液状化強度特性 (-1σ)	液状化強度特性 (-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用	
地震動 (位相)	Ss-1	++*	実施				
		+ - *	実施				
		- + *	実施				
		--*	実施				
	Ss-2		実施				
	Ss-3	++*	実施				
		+ - *	実施				
		- + *	実施				
		--*	実施				
	Ss-4		実施				
	Ss-5		実施				
	Ss-6		実施				
	Ss-7		実施				
	Ss-8	++*	実施				
+ - *		実施					

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の解析ケース (基本ケース) において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい (許容限界に対する余裕が最も小さい) 地震動を用い、②～⑤より追加解析ケースを実施する。
また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

注記* : 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

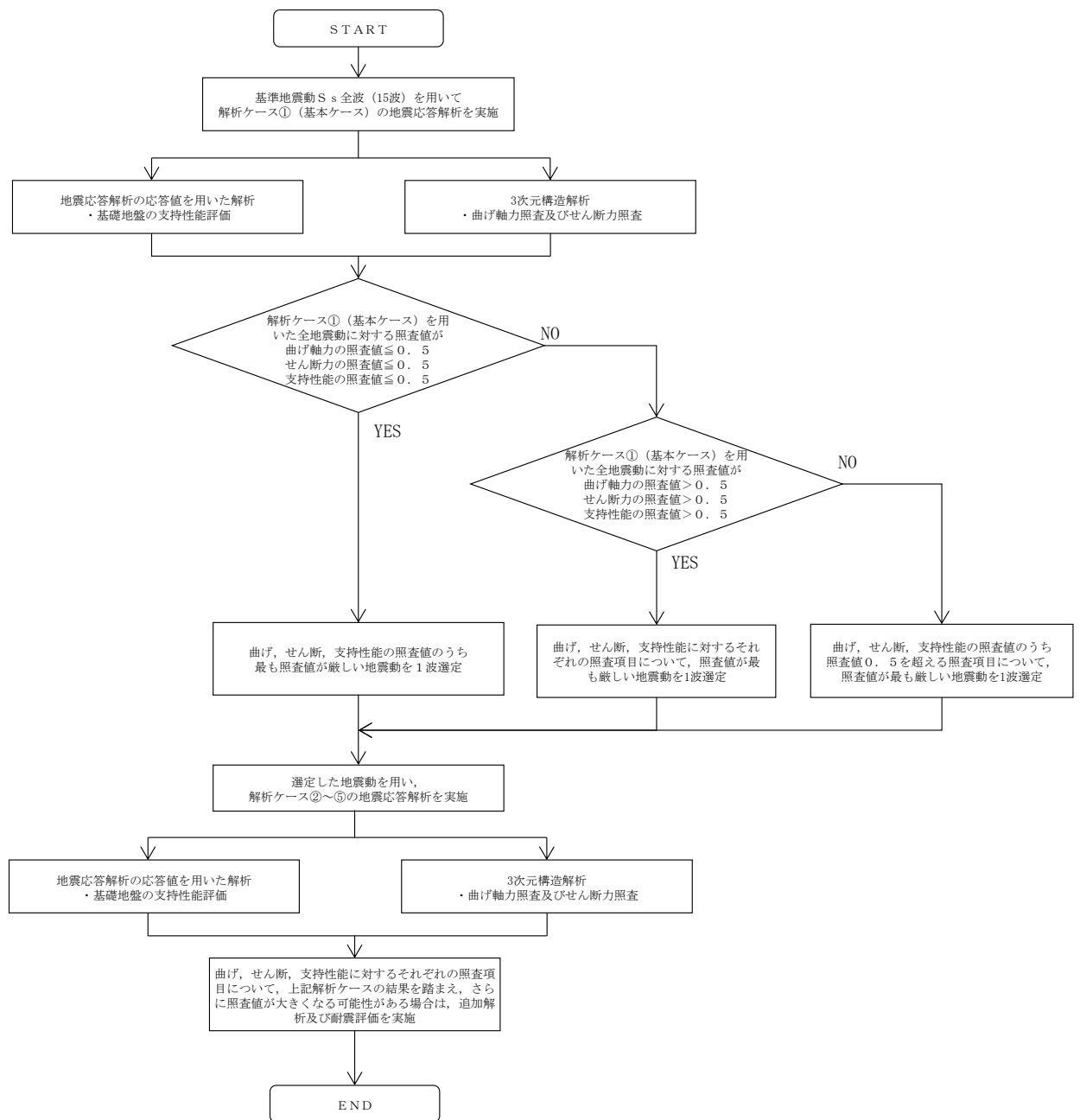


図 5-49 解析ケース②～⑤より追加解析ケースを実施する地震動の選定フロー

5.4 3次元構造解析

5.4.1 解析手法

補機冷却用海水取水路の評価は、構造物の三次元的な形状の影響を考慮するため、非線形積層シェル要素及び非線形はり要素でモデル化し、水平二方向及び鉛直方向の荷重に対する評価を、3次元構造解析を用いて行う。

補機冷却用海水取水路に作用する荷重は、地震応答解析（2次元動的有限要素法解析）において構造物の評価に支配的な荷重が作用する時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。3次元構造解析には、解析コード「Engineer's Studio Ver.8.0.1」を用いる。

本検討で扱う非線形積層シェル要素は、断面高さ方向に分割された鉄筋コンクリート部材の各層に対し、前川モデルに基づく非線形性を考慮しており、これを断面高さ方向に積分することで、面内変形だけでなく面外変形の非線形挙動も考慮する。

なお、前川モデルは新規制基準適合性審査において使用実績のある解析コード「WCOMD」に適用されている構成則であり、「コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2012年）」にも規定されている。

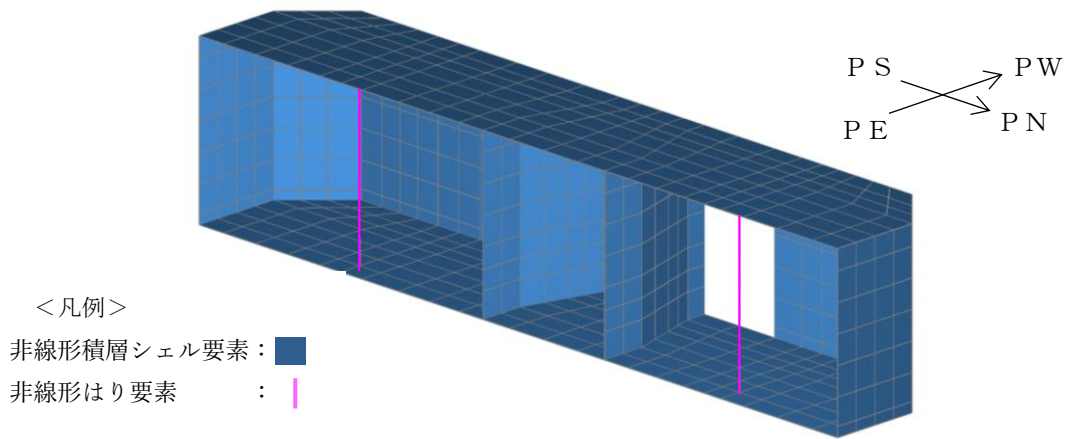
解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-2別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

5.4.2 解析モデルの設定

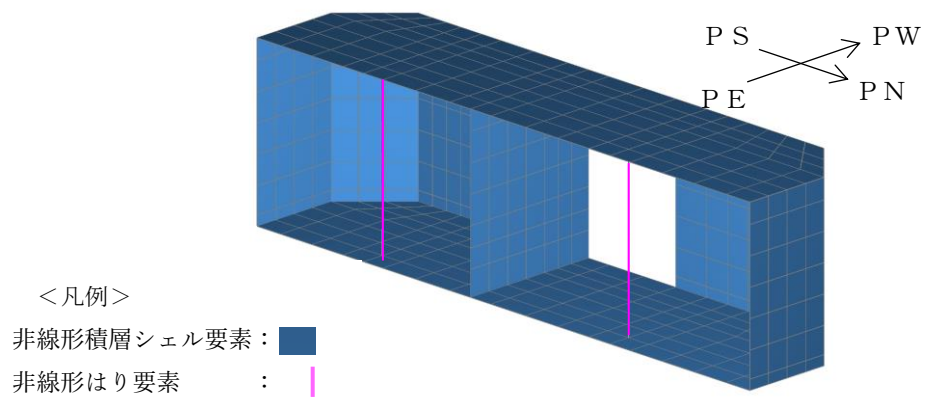
(1) 構造物のモデル化

補機冷却用海水取水路のうち、柱部材以外については材料の非線形特性を考慮した非線形積層シェル要素でモデル化する。非線形積層シェル要素は隔壁（部材厚 0.7m）は 6 層、隔壁以外（部材厚 1.0m）は 8 層とし、主鉄筋の位置が層の中心となるよう、主鉄筋位置に鉄筋コンクリート要素を設定する。鉄筋コンクリート要素を除く範囲は、無筋コンクリート要素としてモデル化する。非線形はり要素としてモデル化する柱部材については、断面を小領域に分割し、分割された小領域には積層シェル要素と同じ構成則を適用する。

モデル概念図を図 5-50 に、要素分割図を図 5-51～図 5-52 に示す。

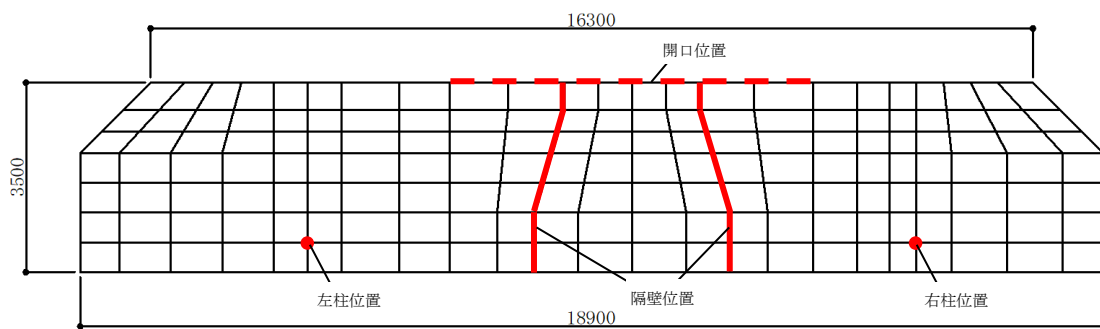
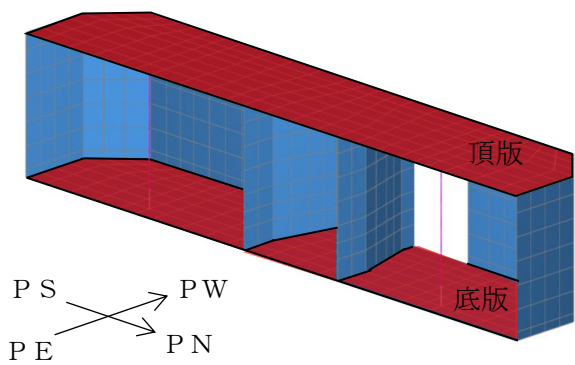


(a) 補機冷却用海水取水路（南側）



(b) 補機冷却用海水取水路（北側）

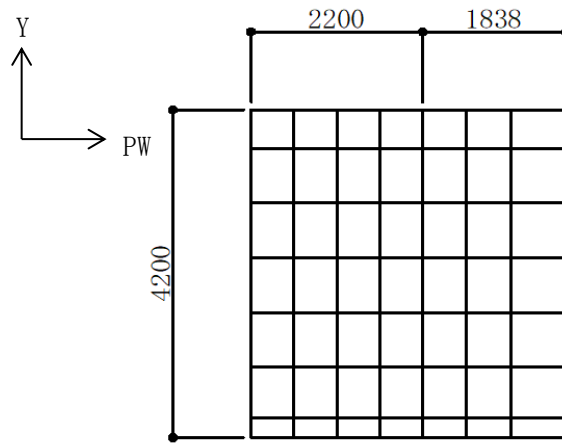
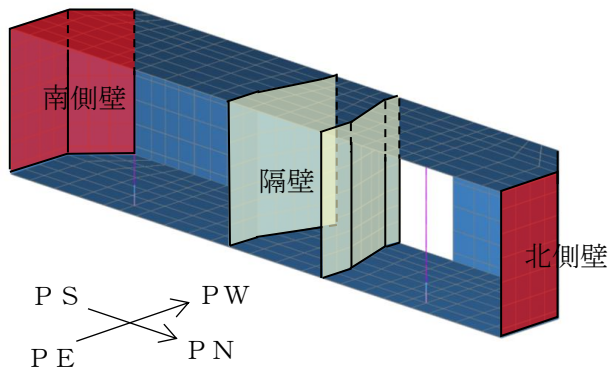
図 5-50 3次元構造解析モデルの概念図



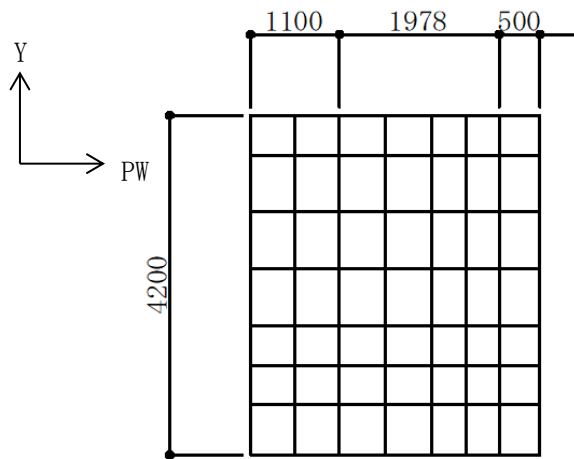
(a) 頂版及び底板

(単位 : mm)

図 5-51 要素分割図 (補機冷却用海水取水路 (南側)) (1/3)



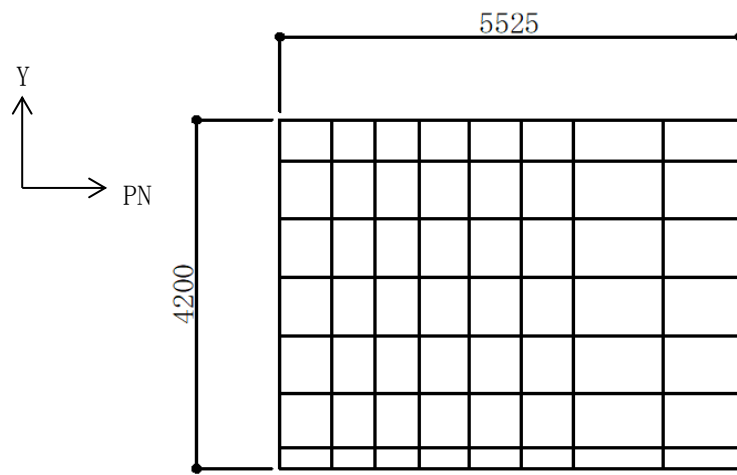
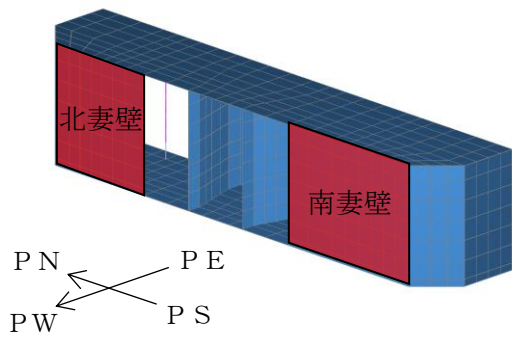
(b) 南及び北側壁



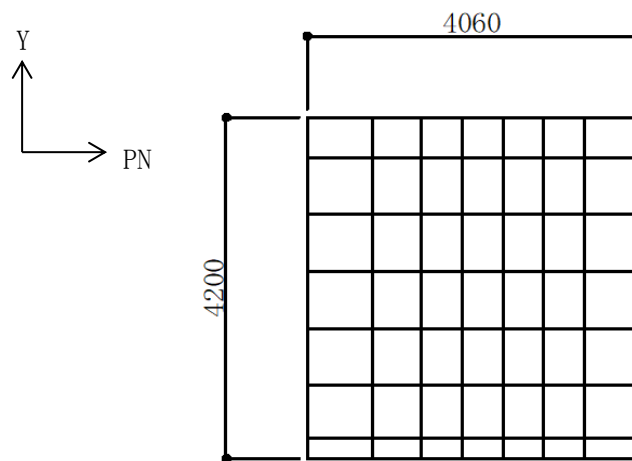
(c) 隔壁

(单位 : mm)

图 5-51 要素分割图 (补机冷却用海水取水路 (南侧)) (2/3)



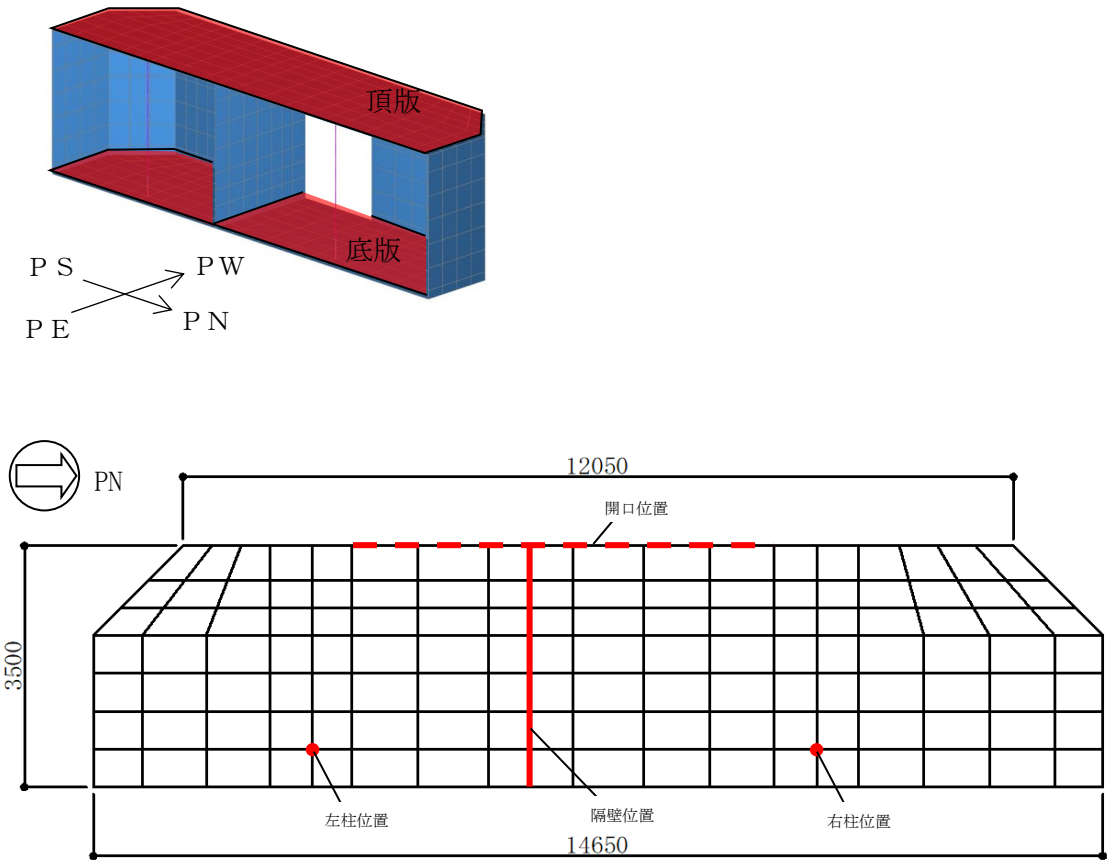
(d) 南妻壁



(e) 北妻壁

(单位: mm)

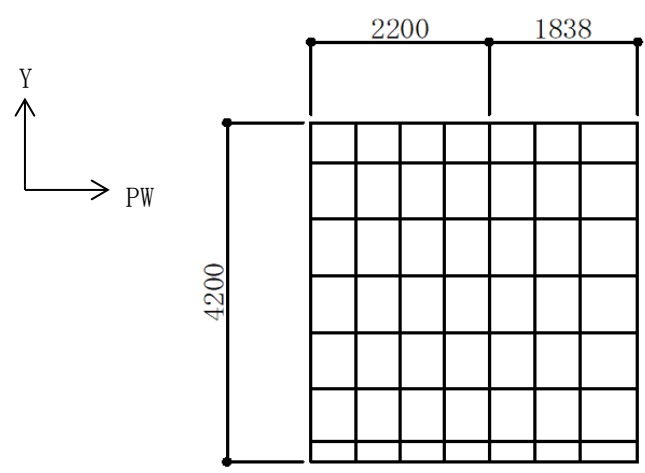
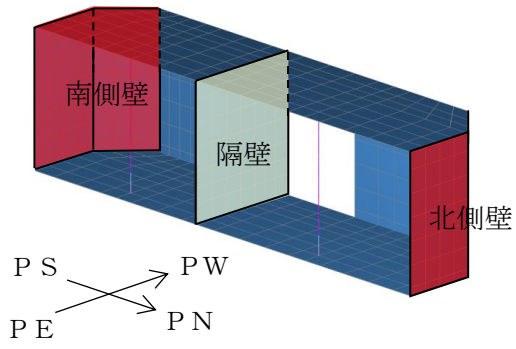
图 5-51 要素分割图 (補機冷却用海水取水路 (南侧)) (3/3)



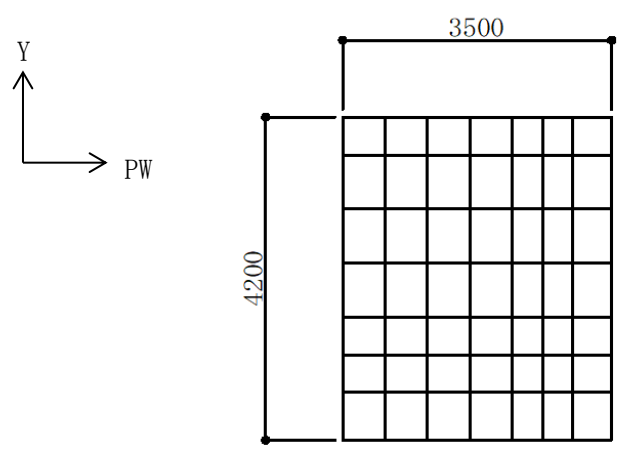
(a) 頂版及び底版

(単位：mm)

図 5-52 要素分割図 (補機冷却用海水取水路 (北側)) (1/3)



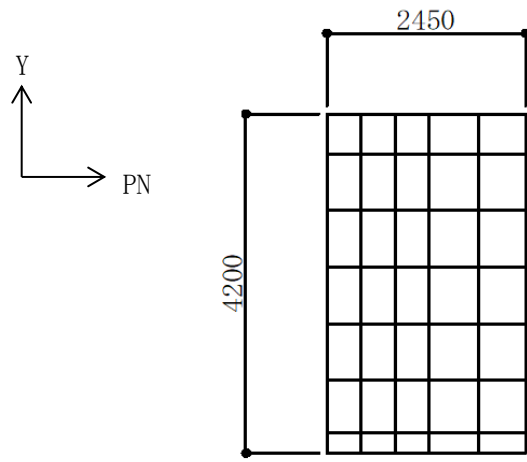
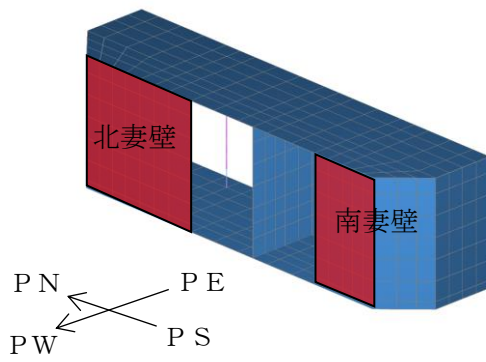
(b) 南及び北側壁



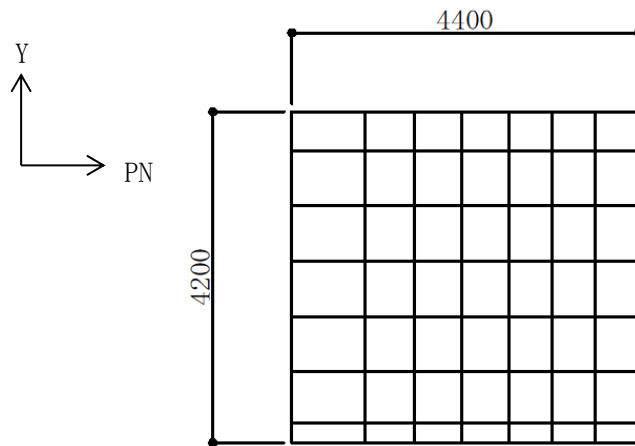
(c) 隔壁

(単位：mm)

図 5-52 要素分割図 (補機冷却用海水取水路 (北側)) (2/3)



(d) 南妻壁



(e) 北妻壁

(单位: mm)

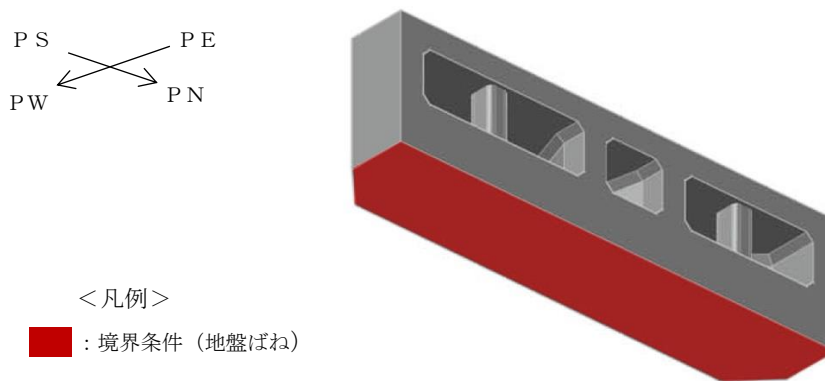
图 5-52 要素分割图 (補機冷却用海水取水路 (北側)) (2/3)

(2) 境界条件

3次元構造解析における境界条件として、底面には地盤ばね要素を配置する。

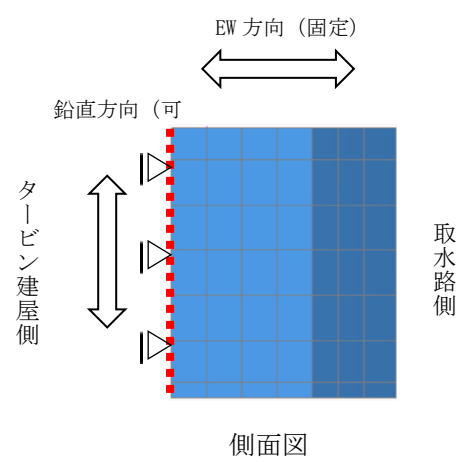
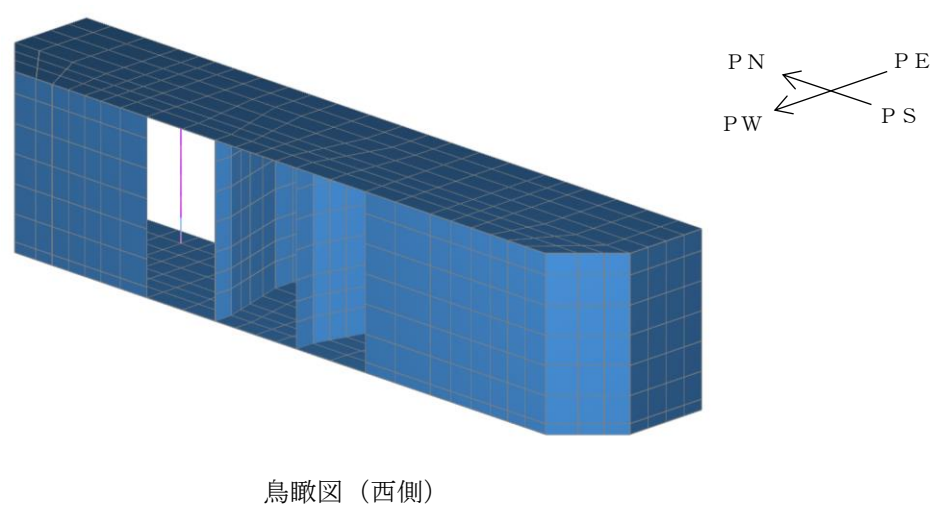
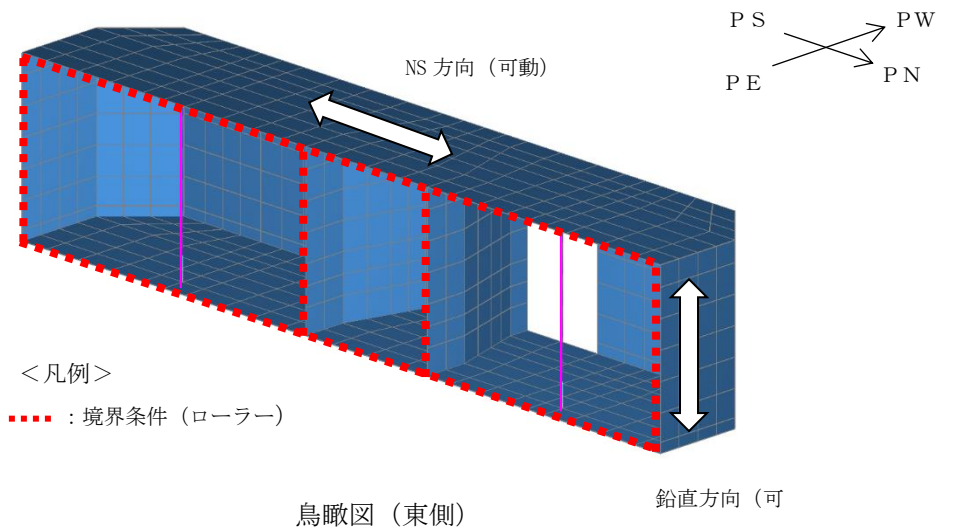
また、東側のタービン建屋との接続面については、耐震ジョイントが設置されていることから、NS方向および鉛直方向にはローラーを配置する。EW方向については、隣接するタービン建屋によって、構造物の変形が拘束されることから、固定とする。西側の水路部との接続面については、耐震ジョイントが設置されており、補機冷却用海水取水路に作用する土圧を踏まえると、タービン建屋側に変位することから、境界条件はフリーとする。

境界条件の概念図を図 5-45 に示す。



(a) 底面境界 (地盤ばね)

図 5-53 3次元構造解析モデルの境界条件の概念図 (1/2)



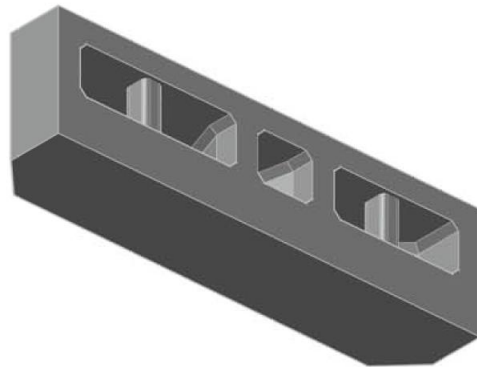
(b) タービン建屋境界 (ローラー)

図 5-53 3次元構造解析モデルの境界条件の概念図 (2/2)

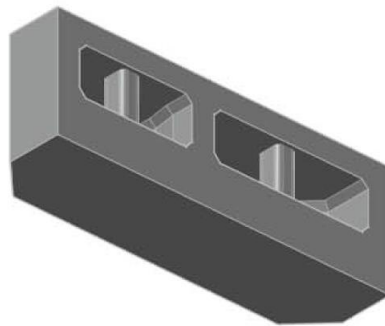
(3) 剛域の設定

補機冷却用海水取水路の3次元構造解析モデルでは、柱は非線形はり要素、側壁及び隔壁は非線形積層シェル要素でモデル化する。

一般に、3次元の解析モデルでは、2次元の地震応答解析モデルと同様の方法で剛域に大きな剛性を付与すると、フレームのような構造体だけで多くの荷重成分を受け持ち本来の構造躯体の特性を表現できない場合がある。これを避けるため、3次元構造解析モデルには剛域を設定しないことを基本とする。ただし、補機冷却用海水取水路については、図5-54に示すように、底版の部材厚（実形状）が他の部材と比較して相対的に厚いことを踏まえ、2次元の地震応答解析と同様に土木学会マニュアルに基づく剛域を設定する（図5-55参照）。

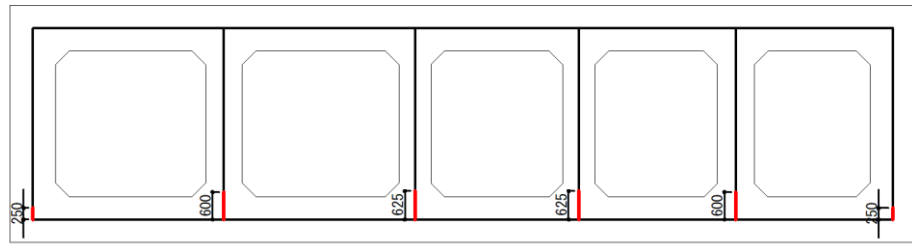
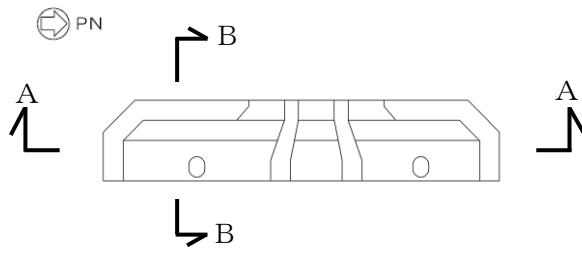


(a) 補機冷却用海水取水路（南側）



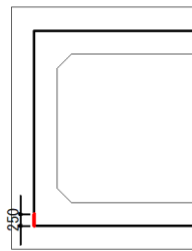
(b) 補機冷却用海水取水路（北側）

図 5-54 補機冷却用海水取水路の実形状



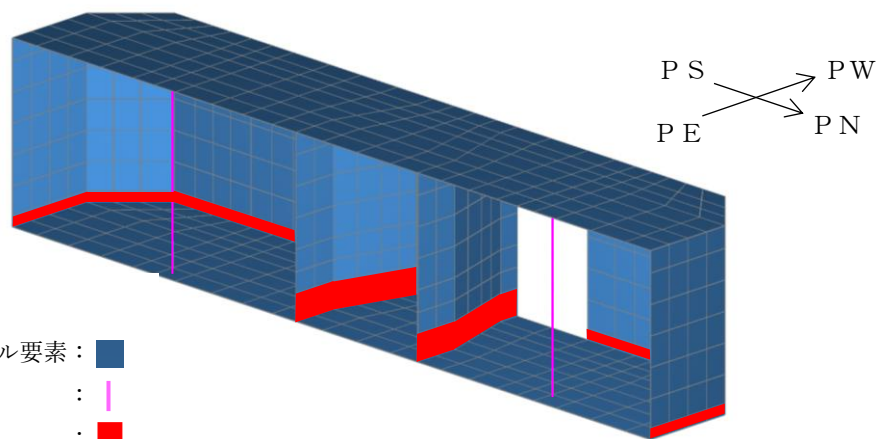
A-A断面

(単位：mm)



B-B断面（妻壁を通る断面の構造形状）

— : 剛域

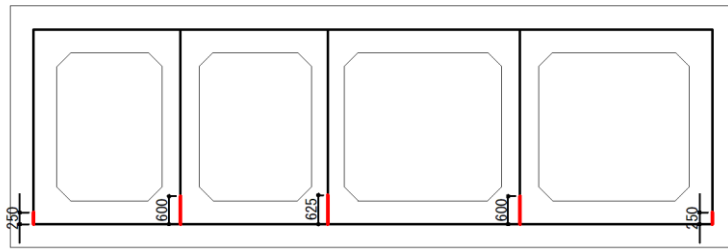
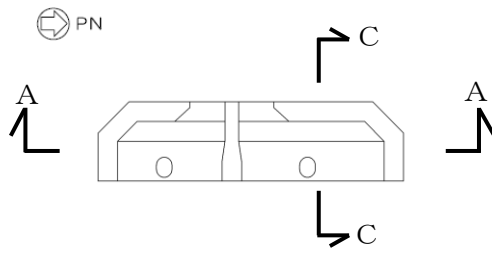


<凡例>

- 非線形積層シェル要素 : ■
- 非線形はり要素 : |
- 剛域 : ■

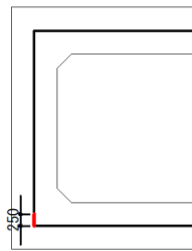
(a) 補機冷却用海水取水路（南側）

図 5-55 補機冷却用海水取水路 剛域設定範囲(1/2)



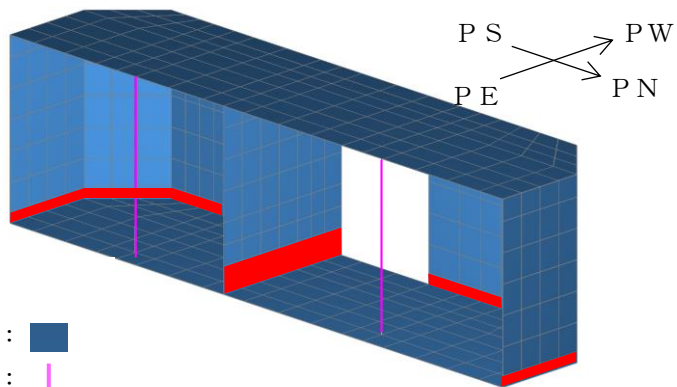
A-A断面

(単位：mm)



— : 剛域

C-C断面 (妻壁を通る断面の構造形状)



<凡例>

- 非線形積層シェル要素 : ■
- 非線形はり要素 : |
- 剛域 : ■

(b) 補機冷却用海水取水路 (北側)

図 5-55 補機冷却用海水取水路 剛域設定範囲(2/2)

(4) 地盤ばね要素

構造物底面に設ける地盤ばね要素の剛性は、道路橋示方書に基づき設定する。なお、3次元構造解析における底面地盤ばねは、2次元地震応答解析と同様に構造物と地盤の剥離を考慮した設定とする。

鉛直方向の地盤反力係数 k_v は、道路橋示方書の直接基礎の地盤反力係数算定方法にある下式により算出する。水平方向せん断地盤反力係数 k_s は、鉛直方向地盤反力係数の $1/3$ とする。基礎の換算載荷幅は、基礎の載荷面積に応じて設定する。なお、3次元構造解析の入力荷重は、地震時の荷重であることから、地盤反力係数に用いる係数は地震時の係数を適用する。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここで、

k_{v0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

E_0 : マンメイドロックの変形係数 (kN/m²)

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 (地震時)

(5) 材料の非線形特性

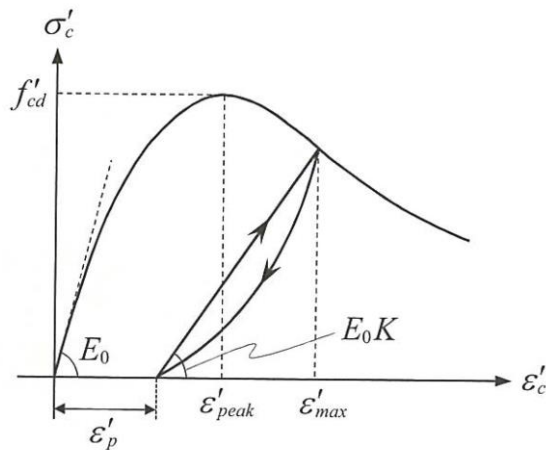
a. コンクリート

(a) 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 5-56 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図 5-57 に示す低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0K(\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 5-56 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性
(コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2012 年) より引用)

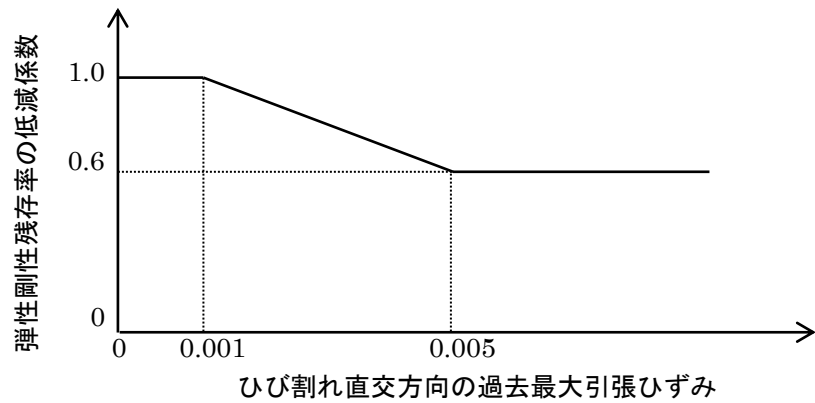


図 5-57 弾性剛性残存率の低減係数

(コンクリート標準示方書〔設計編〕(土木学会, 2012年)より引用)

(b) 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 5-58 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

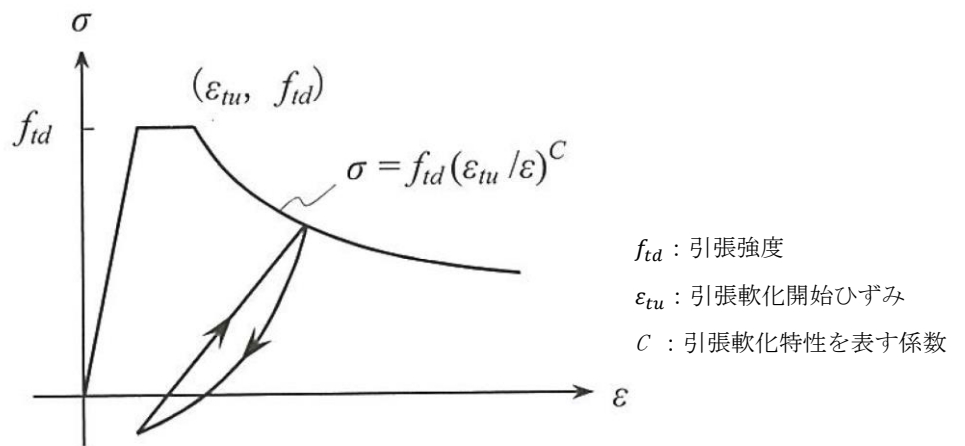


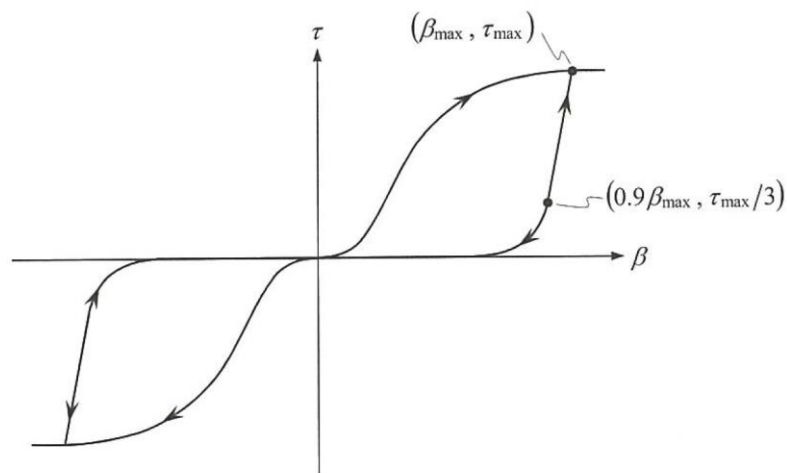
図 5-58 引張応力下における応力-ひずみ関係

(コンクリート標準示方書〔設計編〕(土木学会, 2012年)より引用)

(c) ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 5-59 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



- β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)
- τ : ひび割れ面でのせん断応力
- τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
- β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 5-59 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(コンクリート標準示方書〔設計編〕(土木学会, 2012年)より引用)

b. 鉄筋

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図 5-60 に示すひずみ硬化特性を考慮する。

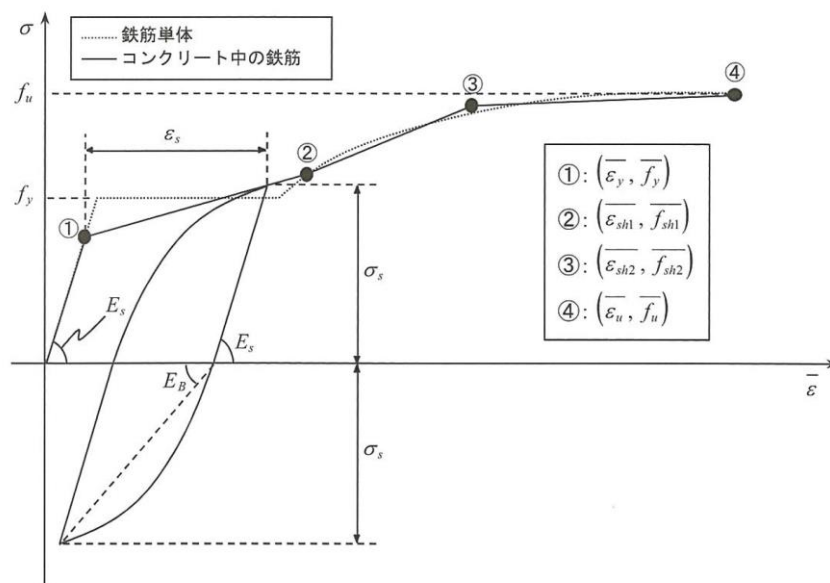


図 5-60 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
(コンクリート標準示方書〔設計編〕(土木学会, 2012年)より引用)

c. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果(引張特性が硬化する現象)として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式*で表される。

注記* : 土木学会マニュアルより引用

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \bar{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \bar{\sigma}_c$$

ここに、

$\bar{\sigma}_s$, $\bar{\sigma}_c$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_s , A_c : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積, $A_{RC} = A_s + A_c$

5.4.3 照査時刻の選定

補機冷却用海水取水路の耐震評価では、評価に支配的な荷重が発生する時刻として、表 5-17 に示す事象を各加振方向の照査時刻として選定する。なお、照査時刻選定の妥当性については、(参考資料 7) に詳細を示す。

妻壁に対する面内せん断照査については、面内せん断力が最大となる解析ケース及び時刻として、応力の観点から地震応答解析において妻壁の面内せん断応力が最大の解析ケース及び時刻を、変形の観点から地震応答解析において妻壁の層間変位が最大となる解析ケース及び時刻をそれぞれ選定し、照査を行う。

表 5-17 補機冷却用海水取水路の照査時刻

施設	加振方向	事象
補機冷却用海水取水路 (北側, 南側)	NS	妻壁の面内せん断応力最大時
	EW	妻壁の土水圧最大時

5.4.4 入力荷重

3次元構造解析の入力荷重は、「5.4.3 照査時刻の選定」にて選定した照査時刻に対し、地震応答解析から同時刻における水平 2 方向及び鉛直方向の応答値を抽出し、算定する。NS 方向の地震時応答は、A-A 断面から、EW 方向の地震時応答は B-B 断面及び C-C 断面から抽出する。鉛直方向の地震時応答は、補機冷却海水取水路（南側）は A-A 断面と B-B 断面からそれぞれ抽出される地震時応答のうち、より大きい方を使用する。同じく、補機冷却海水取水路（北側）は A-A 断面と C-C 断面からそれぞれ抽出される地震時応答のうち、より大きい方を使用する。

入力荷重の一覧を表 5-18 に、各荷重の算定フローを図 5-61 に示す。

「慣性力」及び「土圧及び水圧」については、抽出した地震時応答を用いて入力荷重を算定する。

表 5-18 入力荷重一覧

入力荷重		地震応答解析から抽出する地震時応答	载荷位置
慣性力	躯体（横断方向）	応答加速度	躯体全体
	躯体（縦断方向）	応答加速度	躯体全体
内水圧・動水圧	躯体（横断方向）	—*	作用位置
	躯体（縦断方向）	—*	作用位置
土圧及び水圧	躯体（横断方向）	土圧・水圧	作用位置
	躯体（縦断方向）	土圧・水圧	作用位置

注記* : 動水圧は、地震応答解析から抽出した応答加速度に基づき算定する。

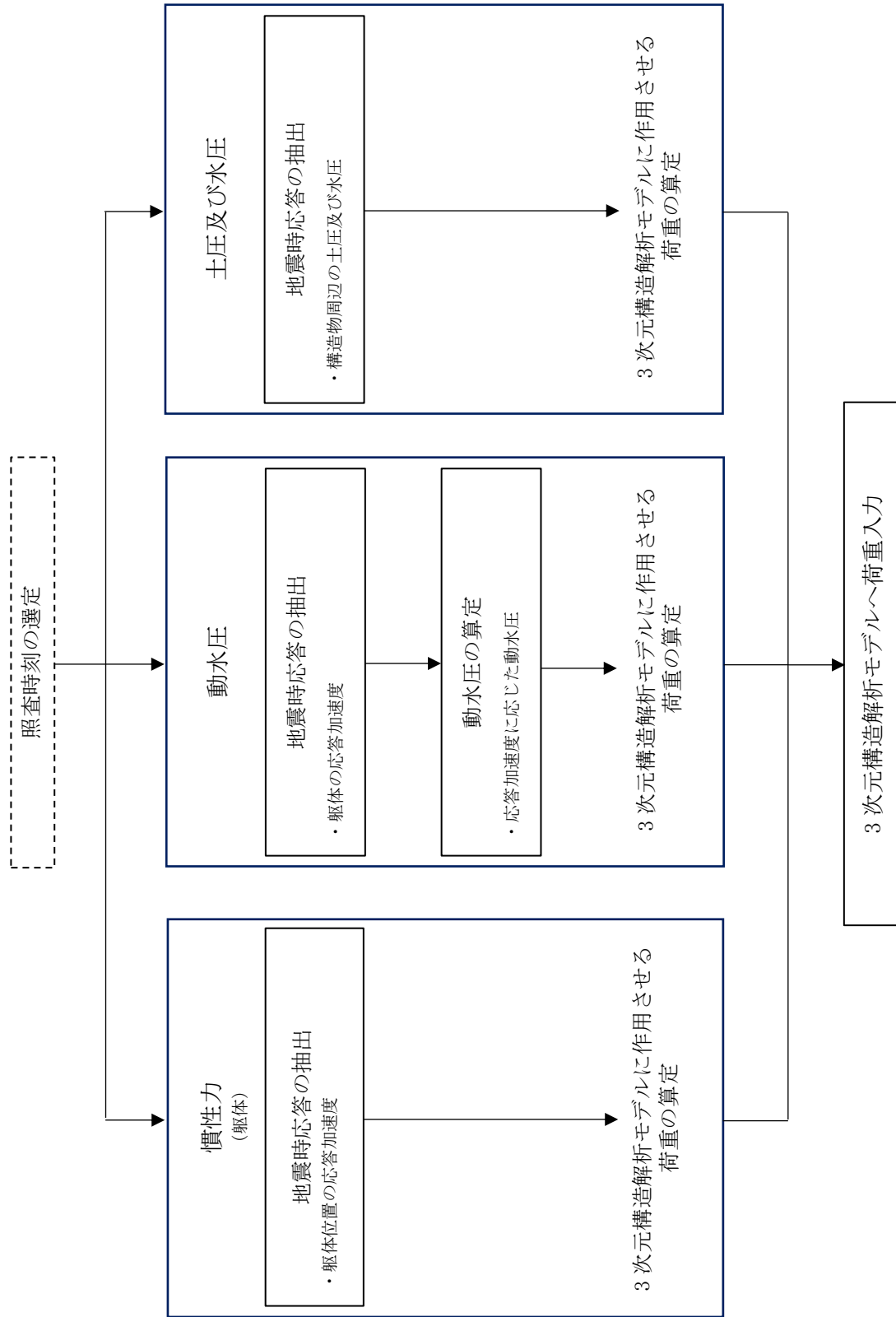


図 5-61 各入力荷重の算定フロー

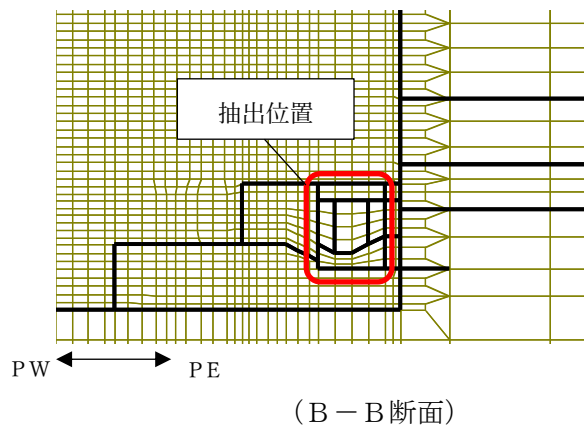
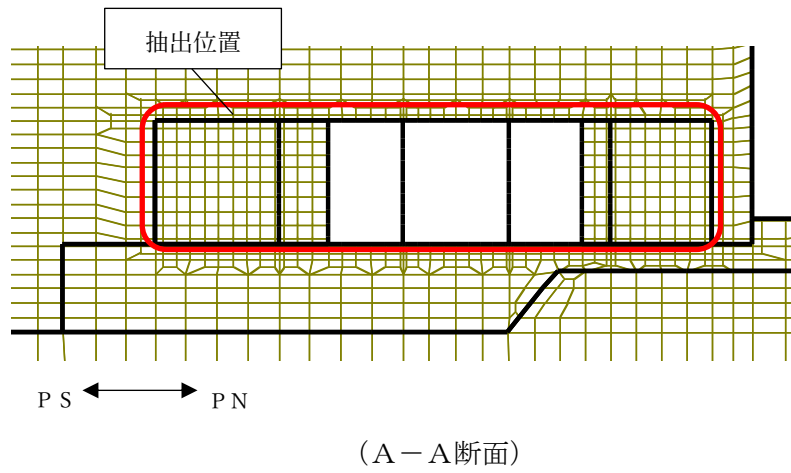
(1) 慣性力

補機冷却用海水取水路の慣性力は、地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材及び妻壁に位置する各節点の、照査時刻における応答加速度の平均値から算定する。応答加速度抽出位置を図 5-62 に示す。

補機冷却用海水取水路の慣性力については、NS方向の加速度については各断面の鉄筋コンクリート部材及び妻壁の位置にあたる全節点を、EW方向の加速度については各断面の鉄筋コンクリート部材及び妻壁の位置にあたる全節点を加速度抽出位置とする。

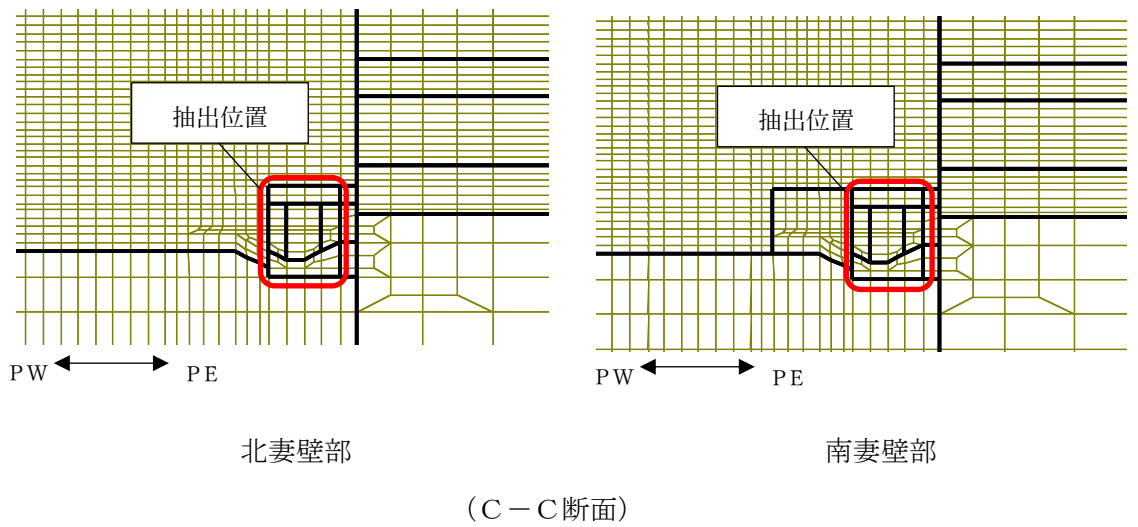
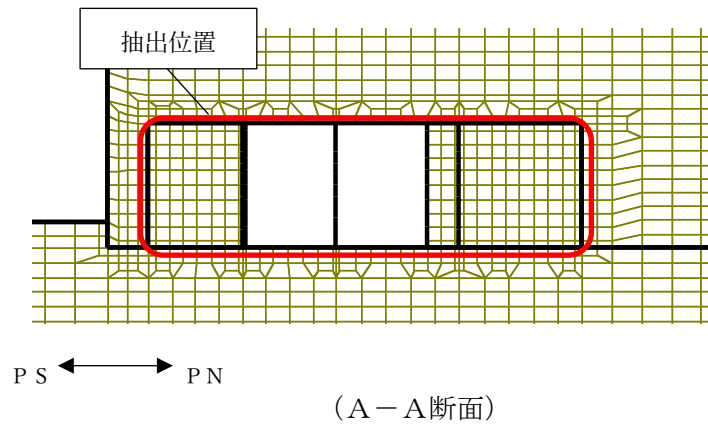
鉛直方向については、各断面におけるそれぞれの加速度抽出範囲の平均加速度のうち、より大きい方を使用して慣性力を算定する。

算定した慣性力は図 5-63 及び図 5-64 の概略図に示すとおり、補機冷却用海水取水路の3次元構造解析モデルに入力する。



(a) 補機冷却用海水取水路 (南側)

図 5-62 補機冷却用海水取水路の応答加速度抽出位置(1/2)



(b) 補機冷却用海水取水路（北側）

図 5-62 補機冷却用海水取水路の応答加速度抽出位置 (2/2)

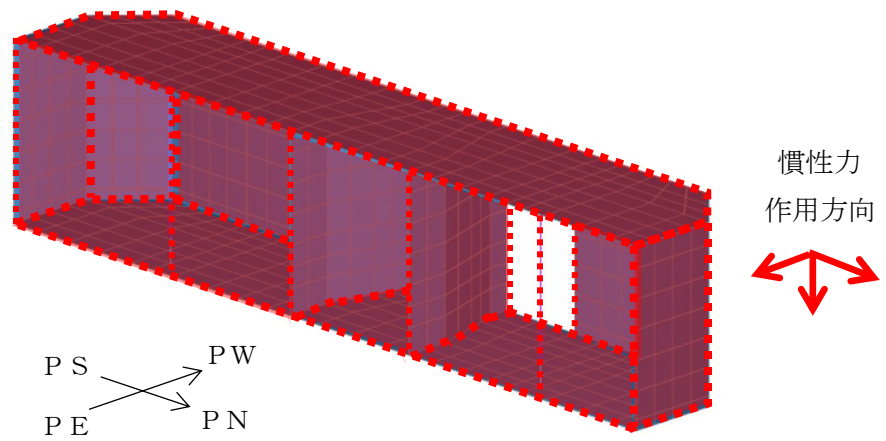


図 5-63 補機冷却用海水取水路（南側）の慣性力 概略図

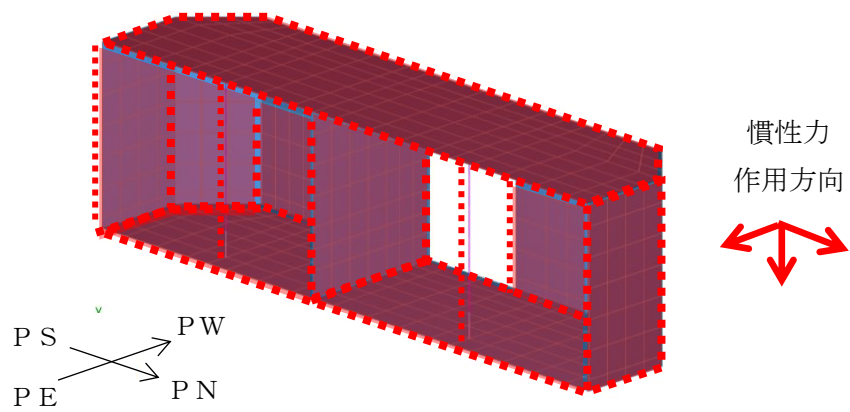


図 5-64 補機冷却用海水取水路（北側）の慣性力 概略図

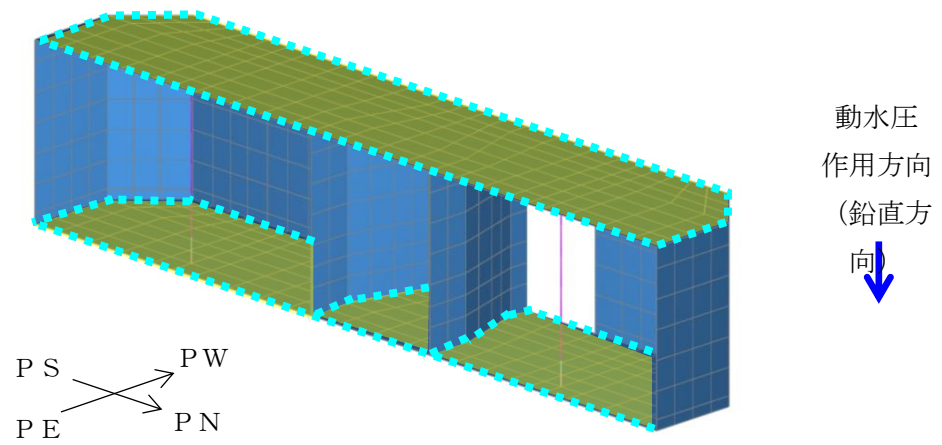
(2) 内水圧・動水圧

補機冷却用海水取水路の内部には、朔望平均満潮位 T. M. S. L. 0.49m に対して保守的に設定した T. M. S. L. 1.0m を静水面とした内水圧として設定する。設定の際は、海水の密度として、 1.03g/cm^3 を考慮する。

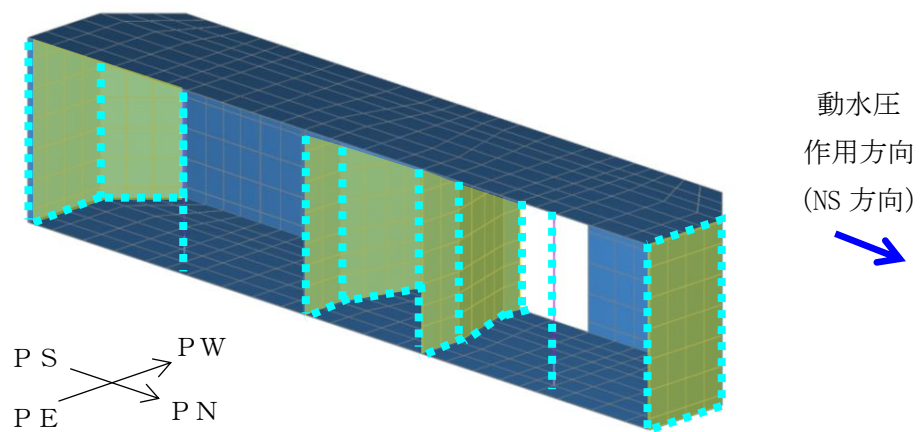
動水圧については、水路内は満水状態であることから、内空幅及び高さに対し、(1)で算定した各方向の慣性力に応じた荷重を作用させる。

算定した動水圧は図 5-65 及び図 5-66 の概略図に示すとおり、補機冷却用海水取水路の 3次元構造解析モデルに入力する。

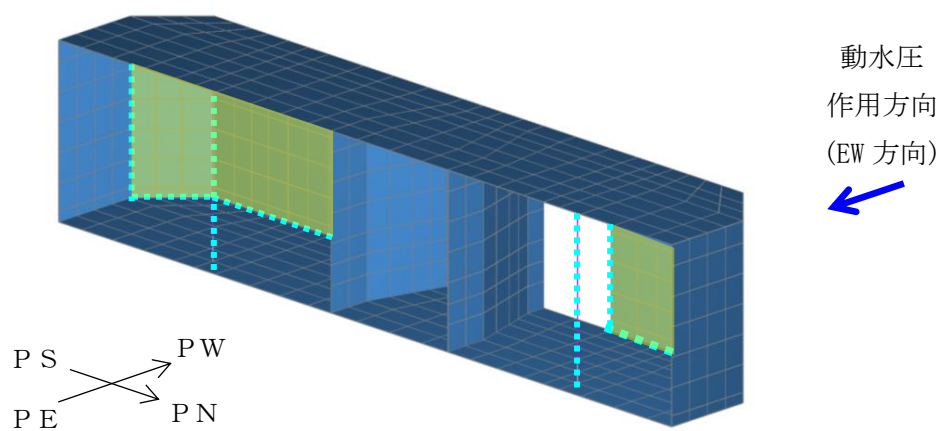
なお、外水圧については、後述(3)における、地震応答解析から抽出される土圧及び水圧の荷重に考慮されている。



(a) 鉛直方向

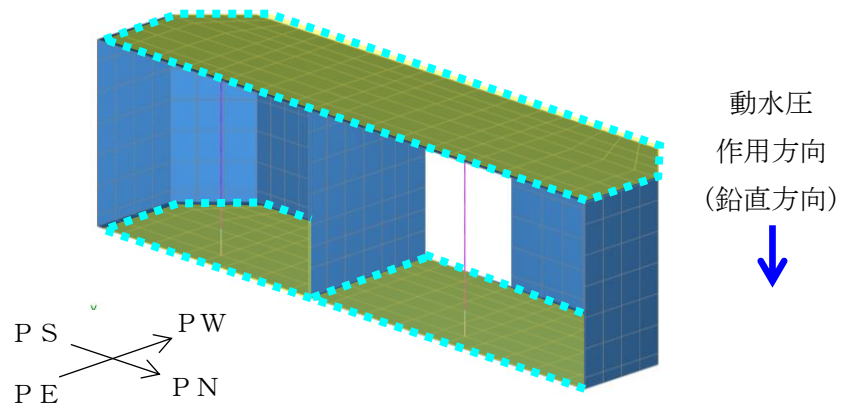


(b) NS方向

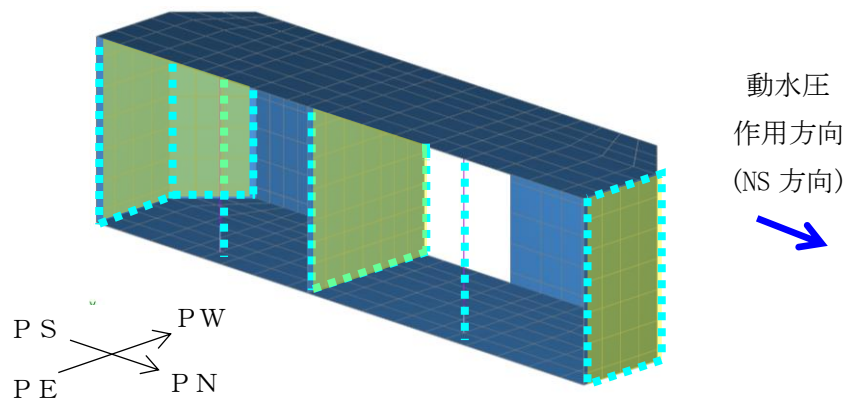


(c) EW方向

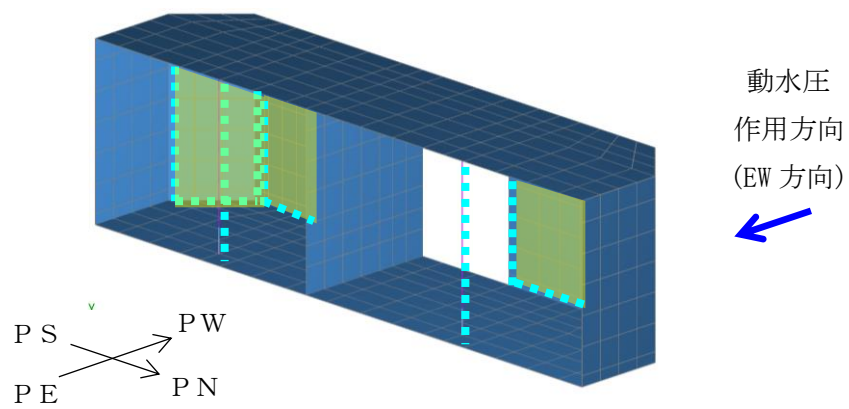
図 5-65 補機冷却用海水取水路 (南側) の動水圧 概略図



(a) 鉛直方向



(b) NS 方向



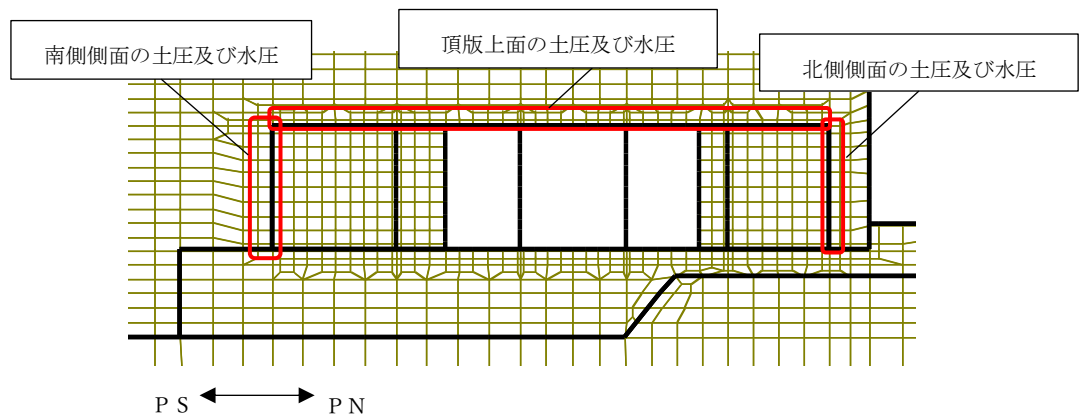
(c) EW 方向

図 5-66 補機冷却用海水取水路 (南側) の動水圧 概略図

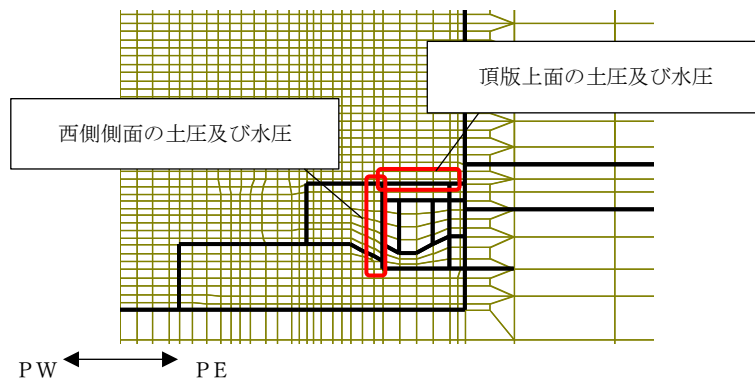
(3) 土圧及び水圧

補機冷却用海水取水路の側面及び頂版に作用する土圧及び水圧は、地震応答解析モデルにおける補機冷却用海水取水路の側面及び頂版上面に接する地盤のマルチスプリング要素及び間隙水要素の、照査時刻における要素応力から算定する。土圧及び水圧の抽出位置を図 5-67 に示す。

算定した土圧及び水圧は図 5-68 及び図 5-69 の概略図に示すとおり入力する。



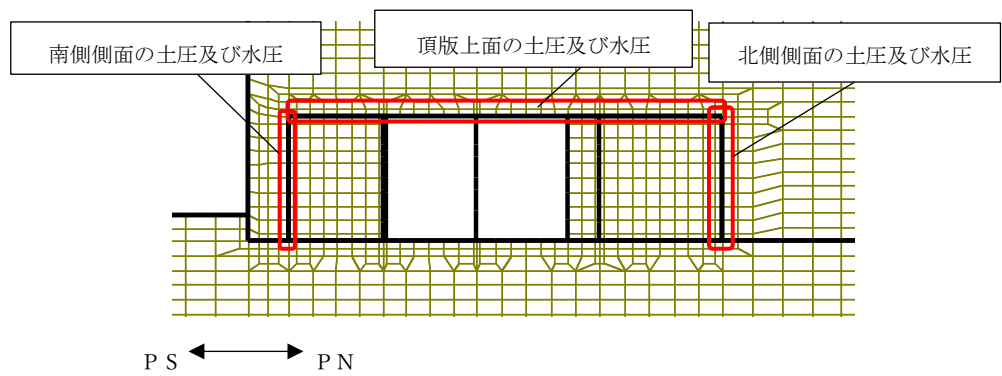
(A-A断面)



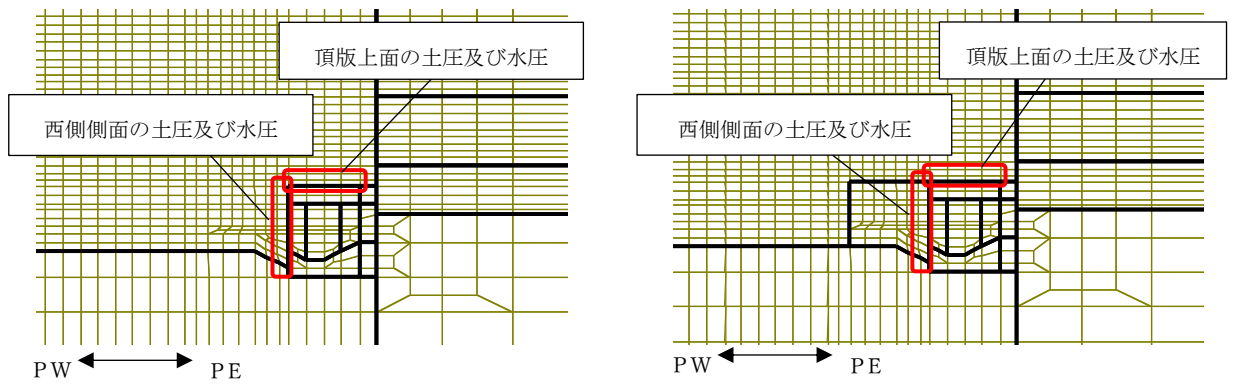
(B-B断面)

(a) 補機冷却用海水取水路 (南側)

図 5-67 土圧及び水圧の抽出位置(1/2)



(A-A断面)



(C-C断面)

(b) 補機冷却用海水取水路 (北側)

図 5-67 土圧及び水圧の抽出位置 (2/2)

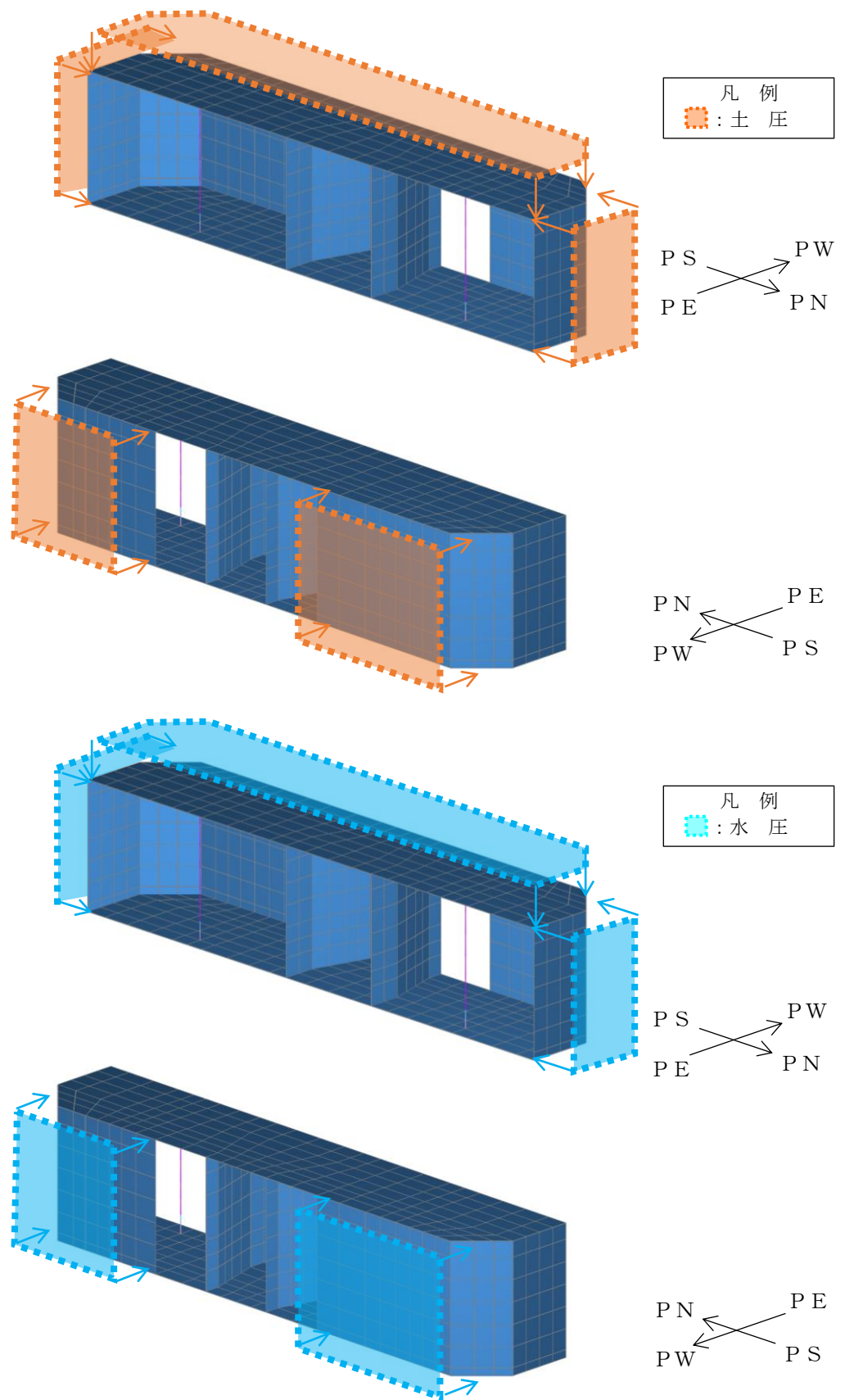


図 5-68 補機冷却用海水取水路（南側）の土圧及び水圧の概略図

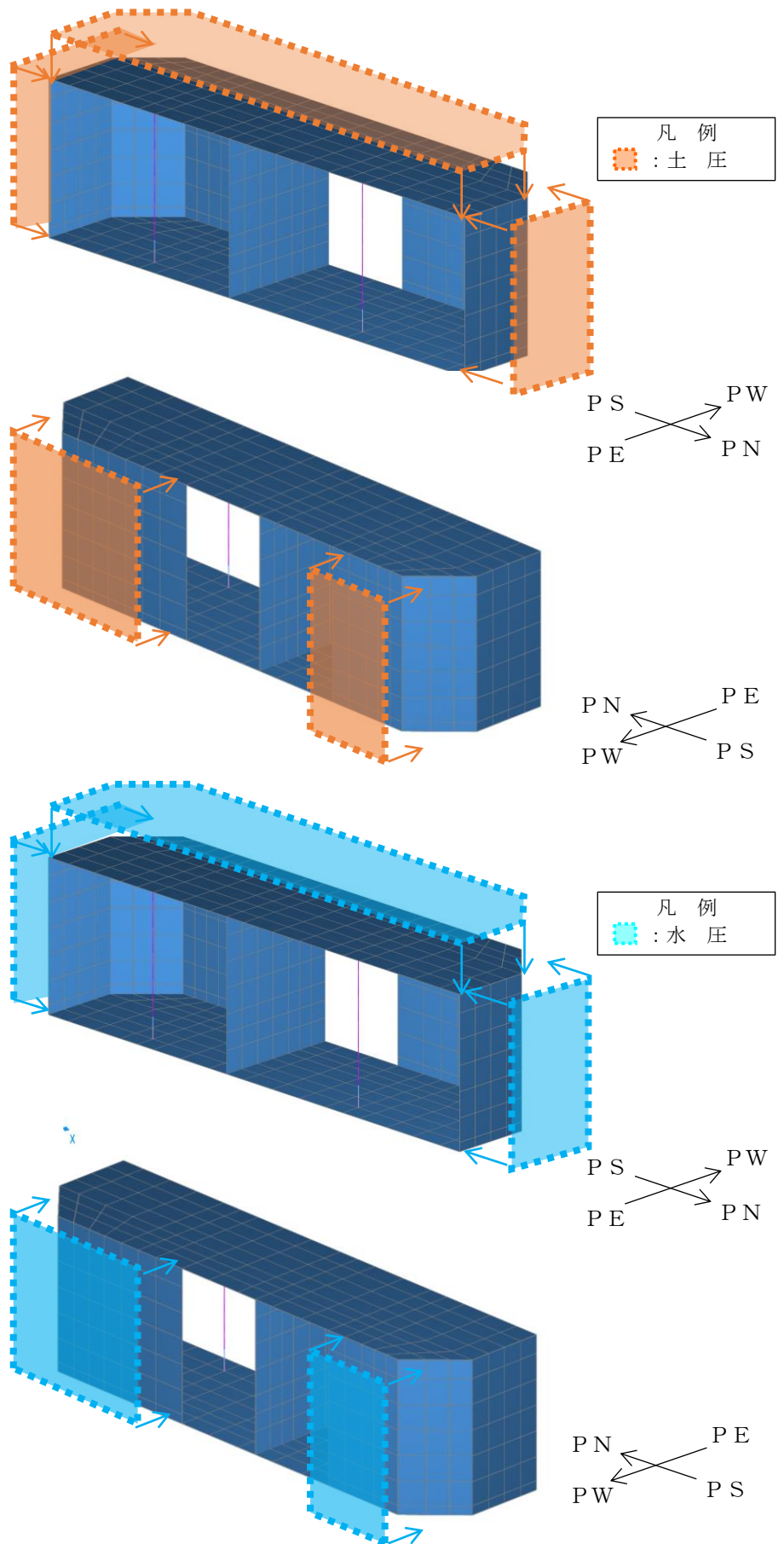


図 5-69 補機冷却用海水取水路（北側）の土圧及び水圧の概略図

5.5 評価内容

5.5.1 入力地震動の設定

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動の設定においては、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルとし、原子炉建屋と同様のものをを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 5-70 に、入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図 5-71～図 5-96 に示す。入力地震動の算定には解析コード「S L O K Ver. 2.0」を使用する。

なお、基準地震動 S_s のうち特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。

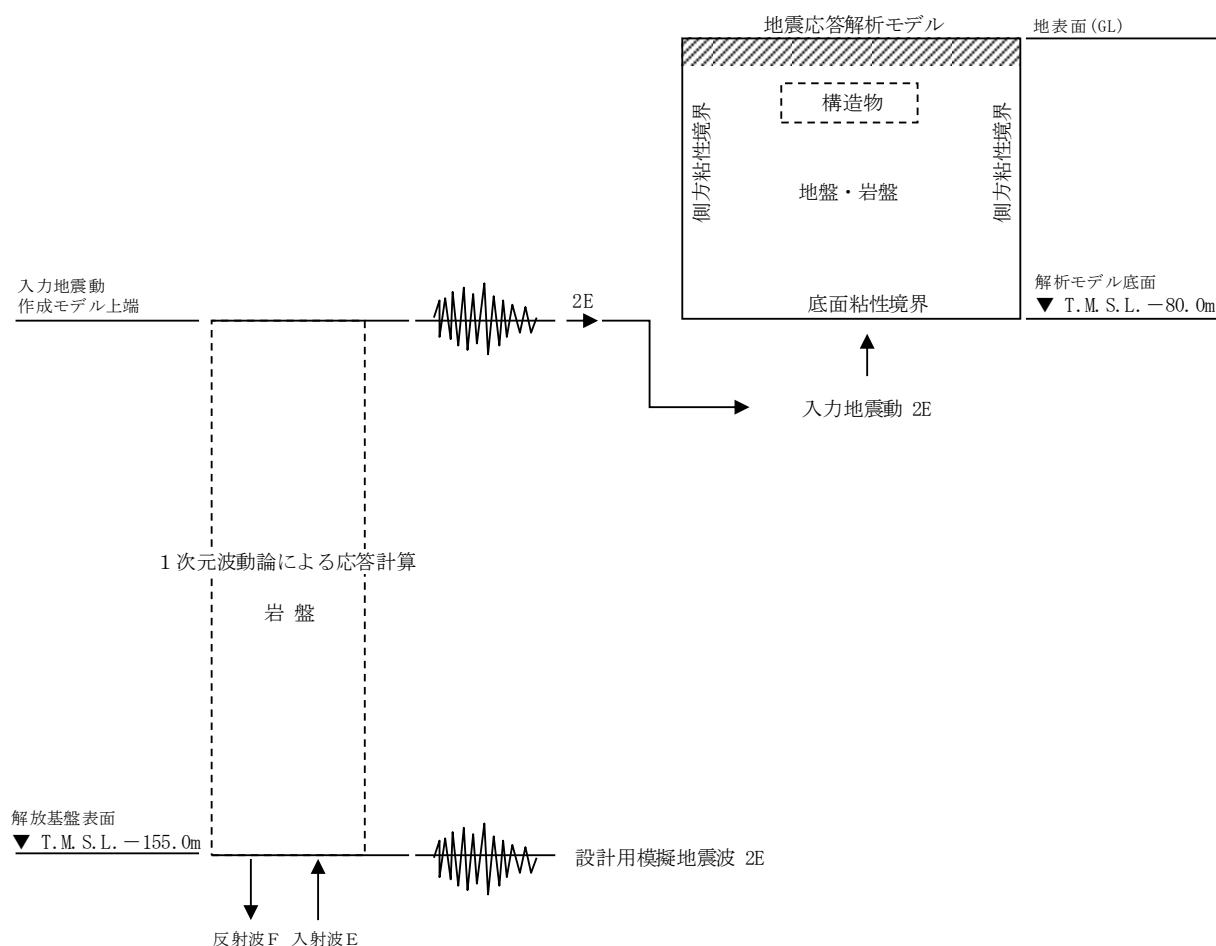
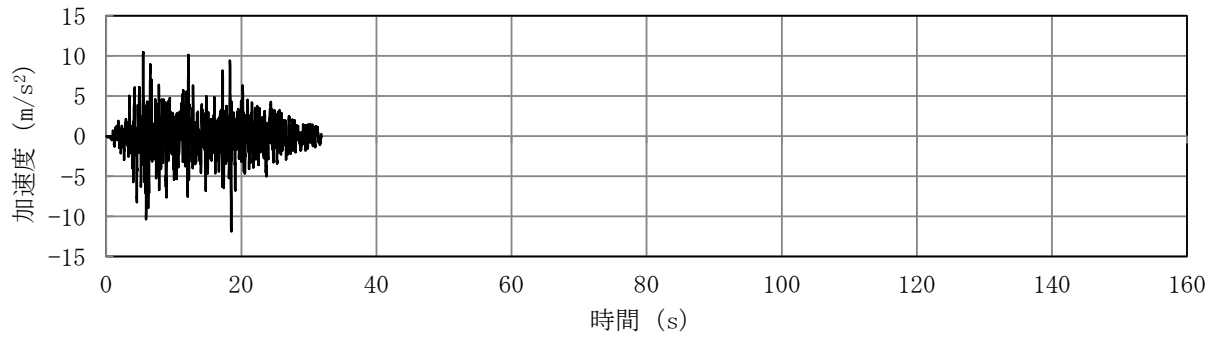
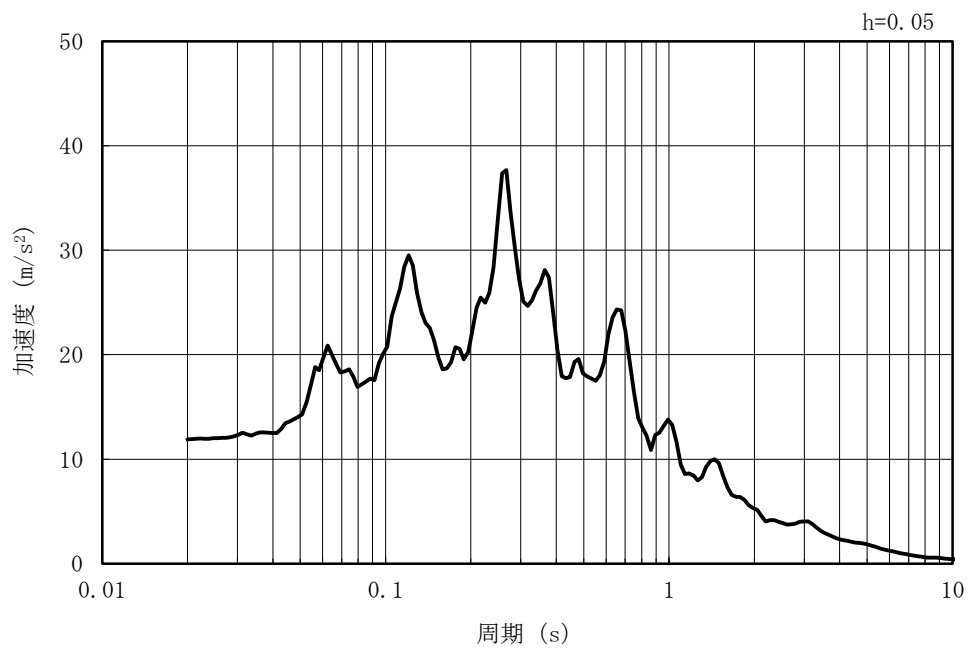


図 5-70 入力地震動算定の概念図

MAX 11.88m/s² (18.51s)



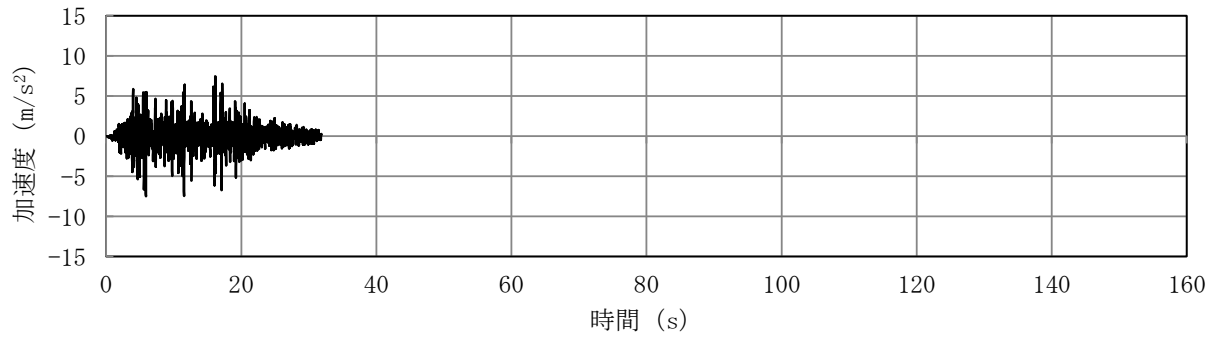
(a) 加速度時刻歴波形



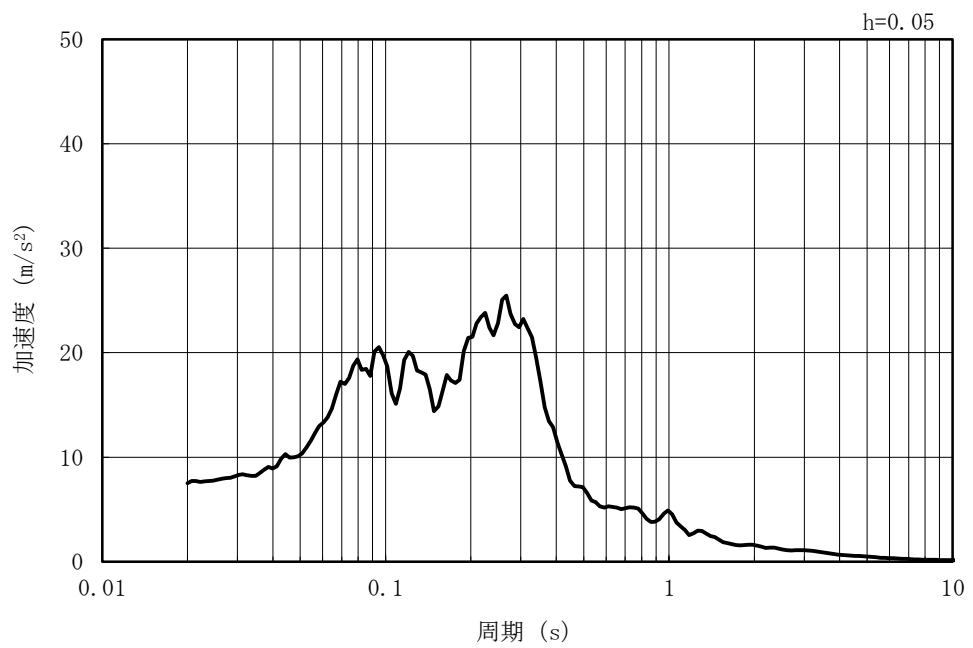
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-71 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-1)

MAX 7.49m/s² (5.88s)

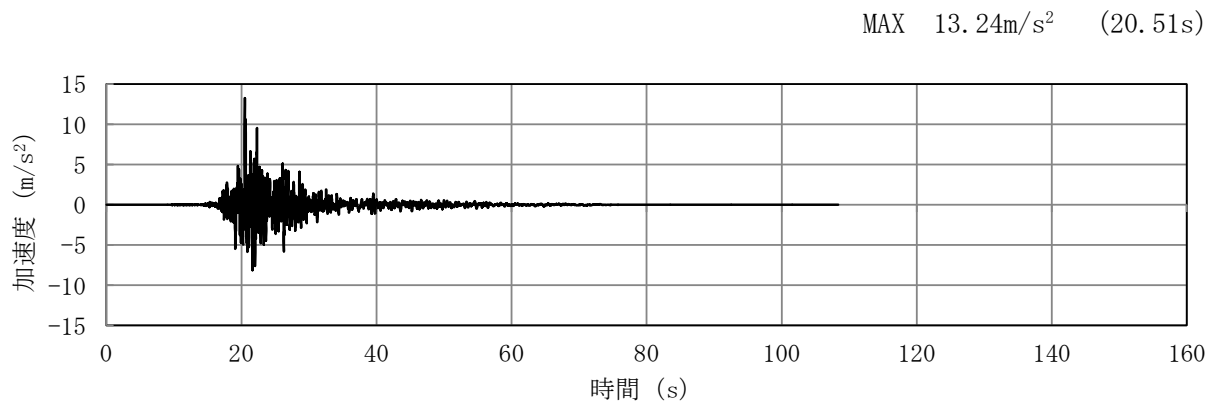


(a) 加速度時刻歴波形

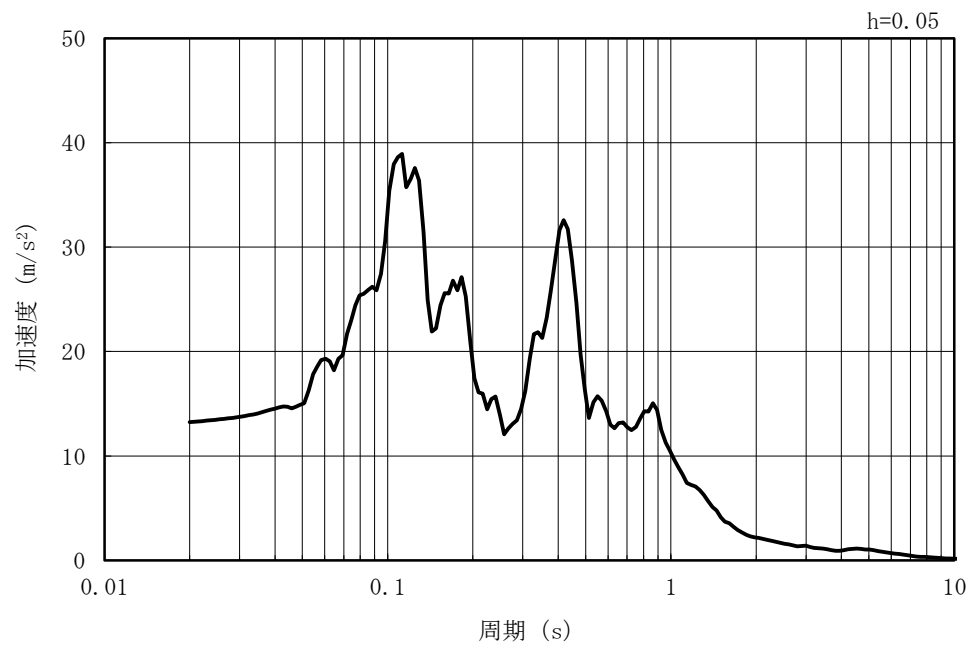


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-72 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-1)

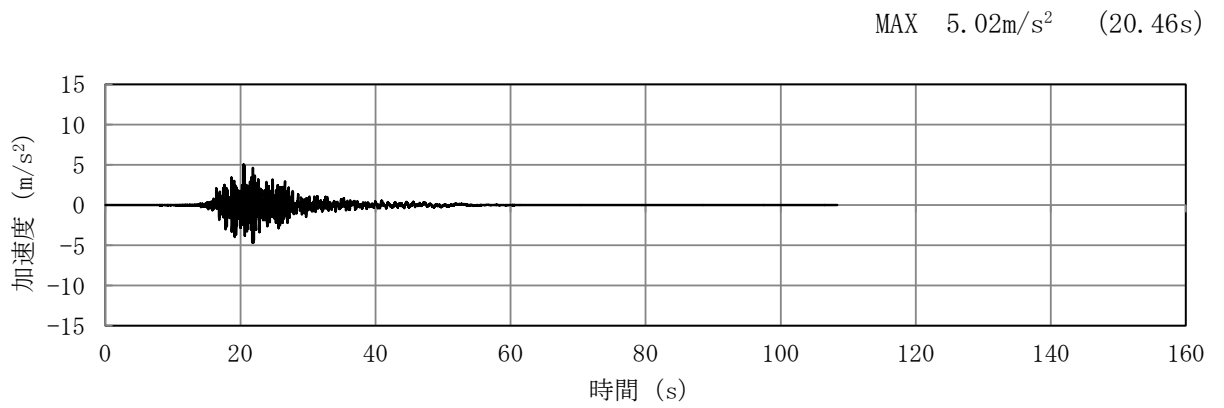


(a) 加速度時刻歴波形

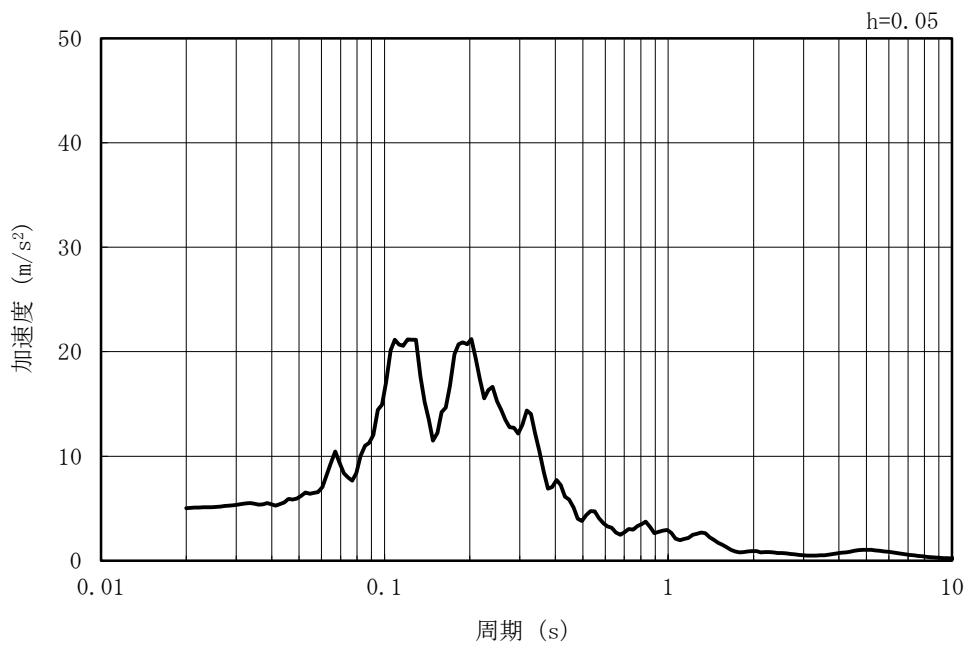


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-73 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-2EW)

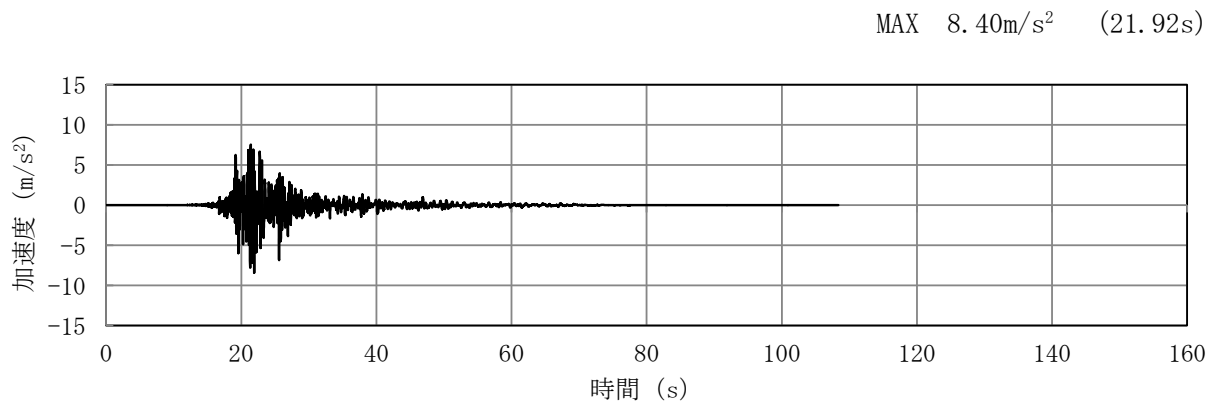


(a) 加速度時刻歴波形

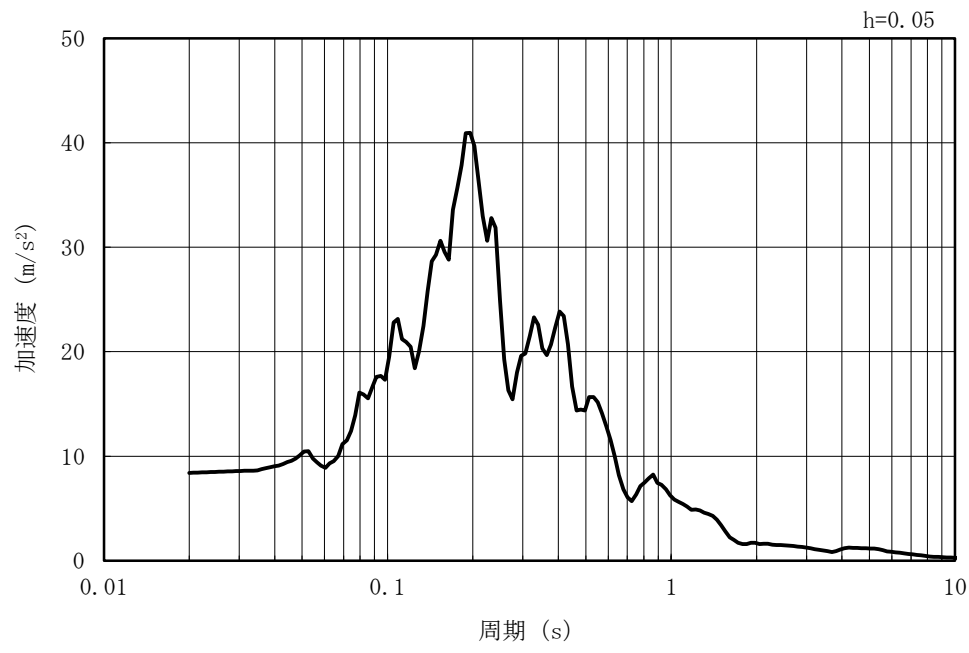


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-74 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-2EW)

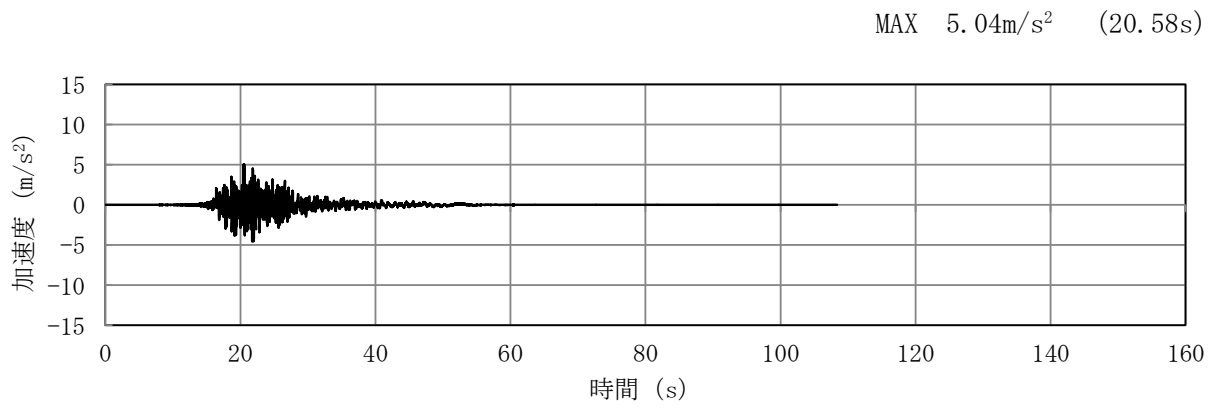


(a) 加速度時刻歴波形

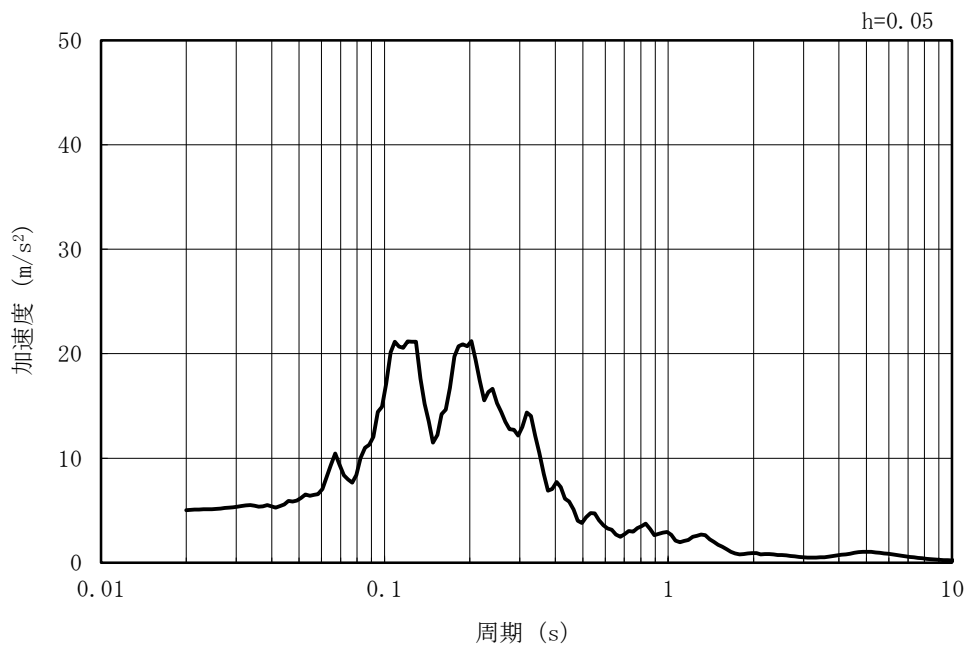


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-75 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-2NS)



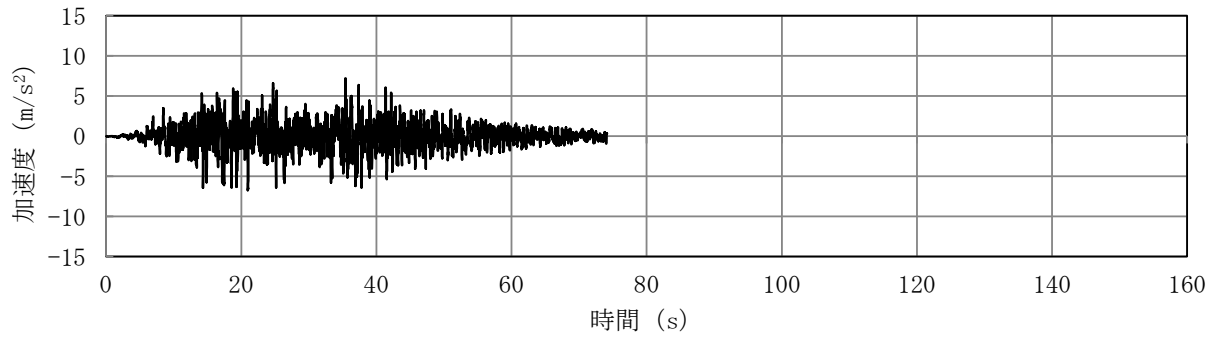
(a) 加速度時刻歴波形



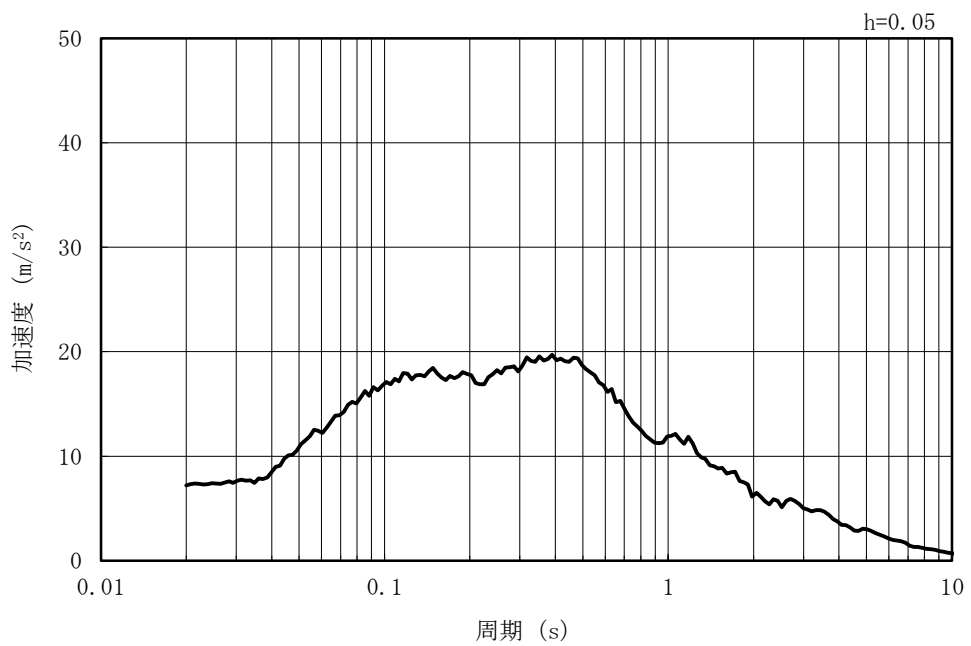
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-76 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-2NS)

MAX 7.18m/s² (35.43s)



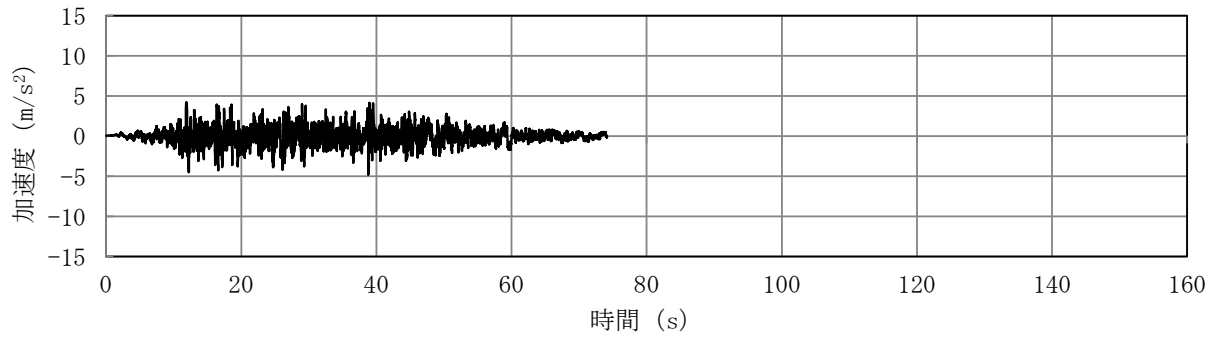
(a) 加速度時刻歴波形



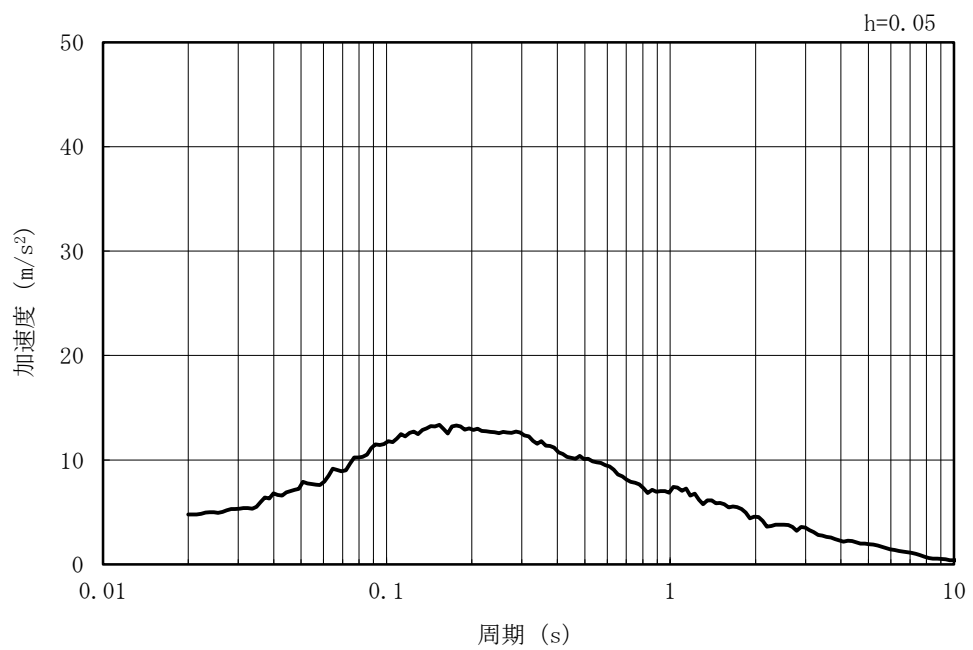
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-77 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-3)

MAX 4.78m/s² (38.80s)



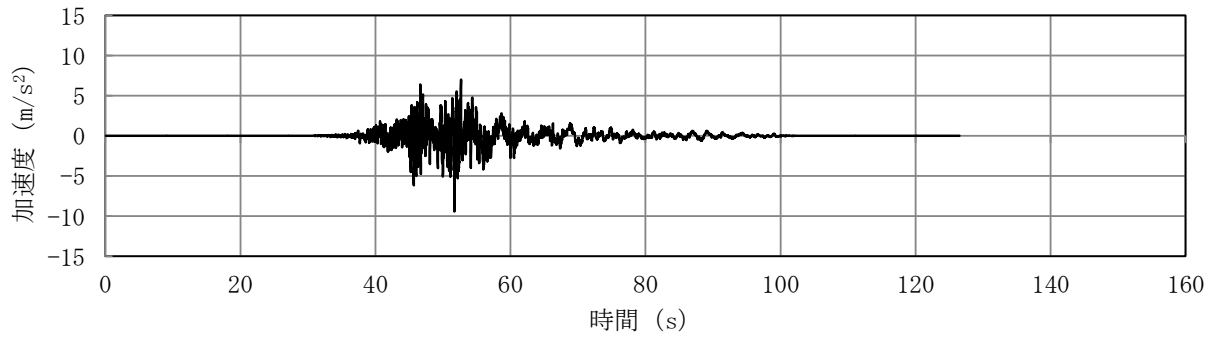
(a) 加速度時刻歴波形



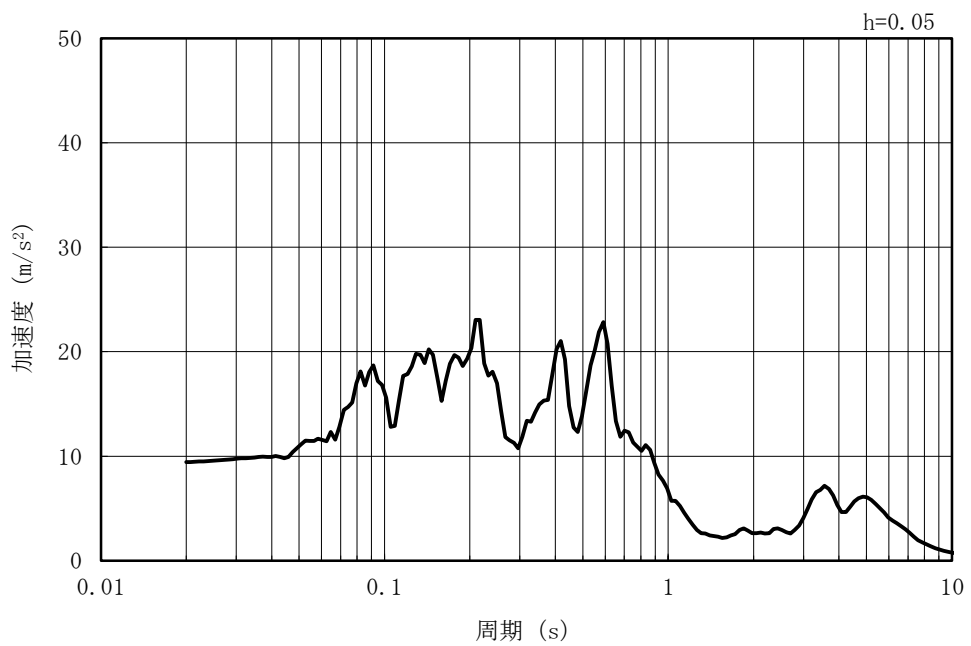
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-78 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-3)

MAX 9.42m/s² (51.71s)



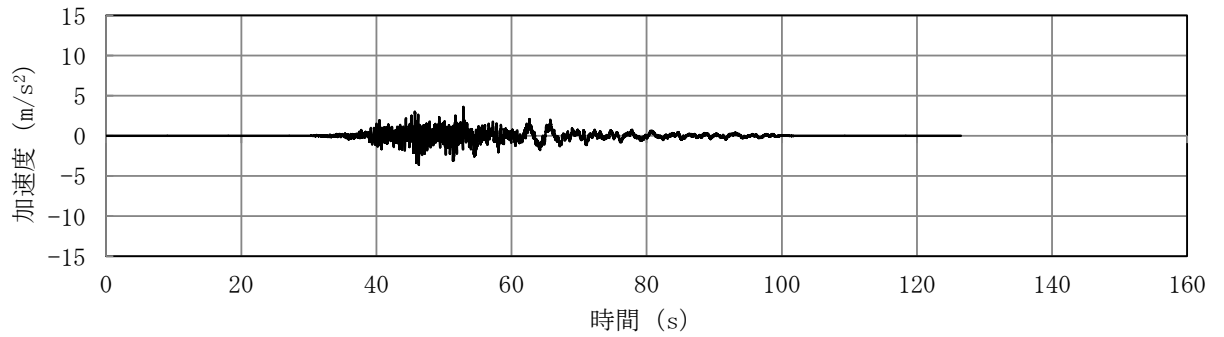
(a) 加速度時刻歴波形



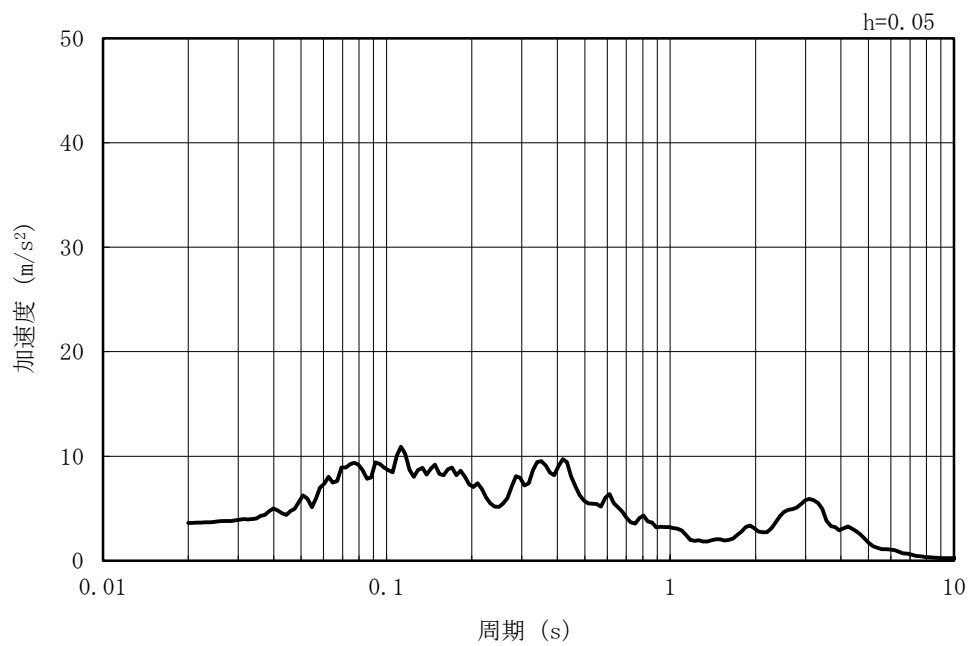
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-79 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-4EW)

MAX 3.60m/s² (52.87s)



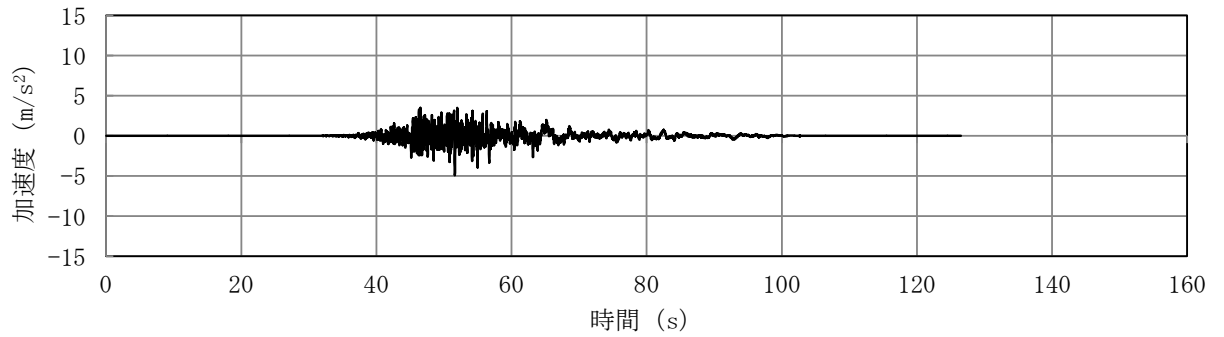
(a) 加速度時刻歴波形



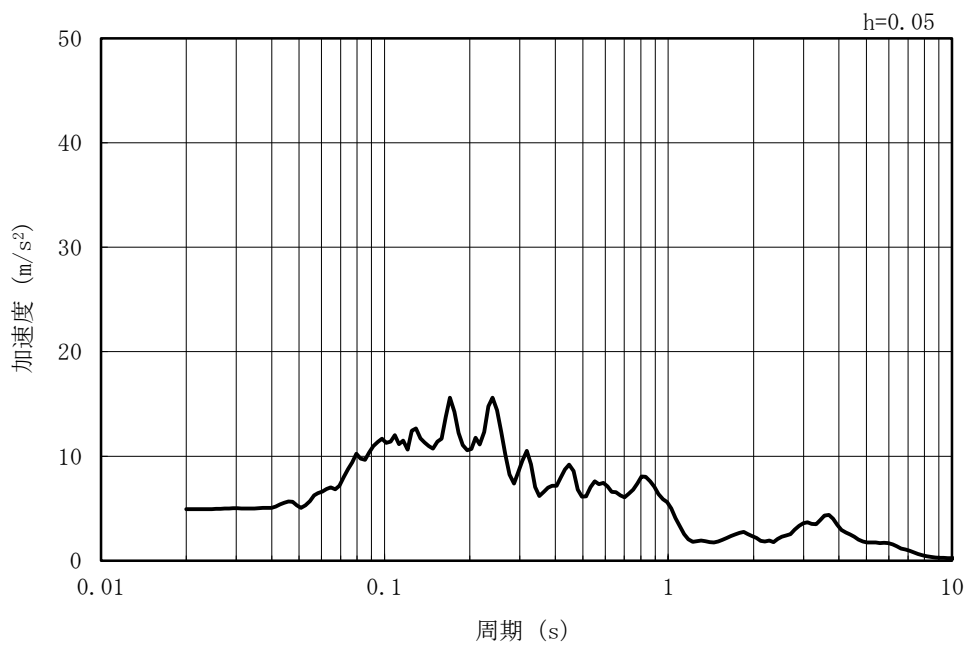
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-80 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-4EW)

MAX 4.92m/s² (51.62s)



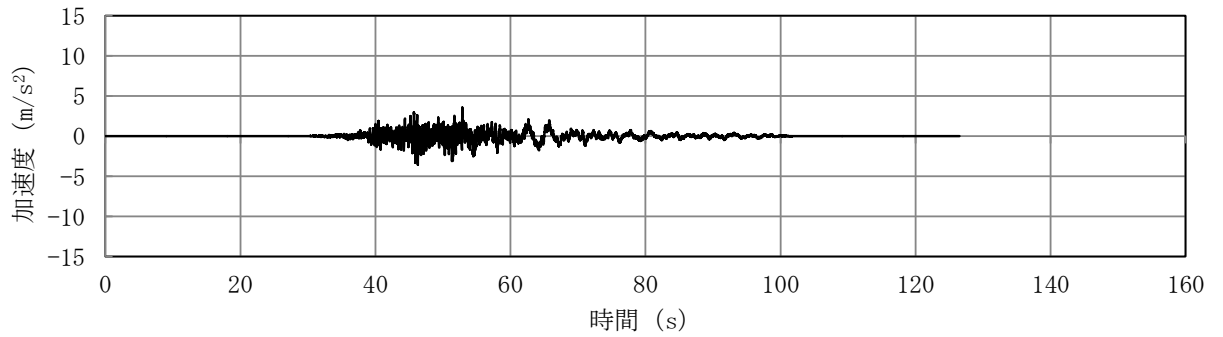
(a) 加速度時刻歴波形



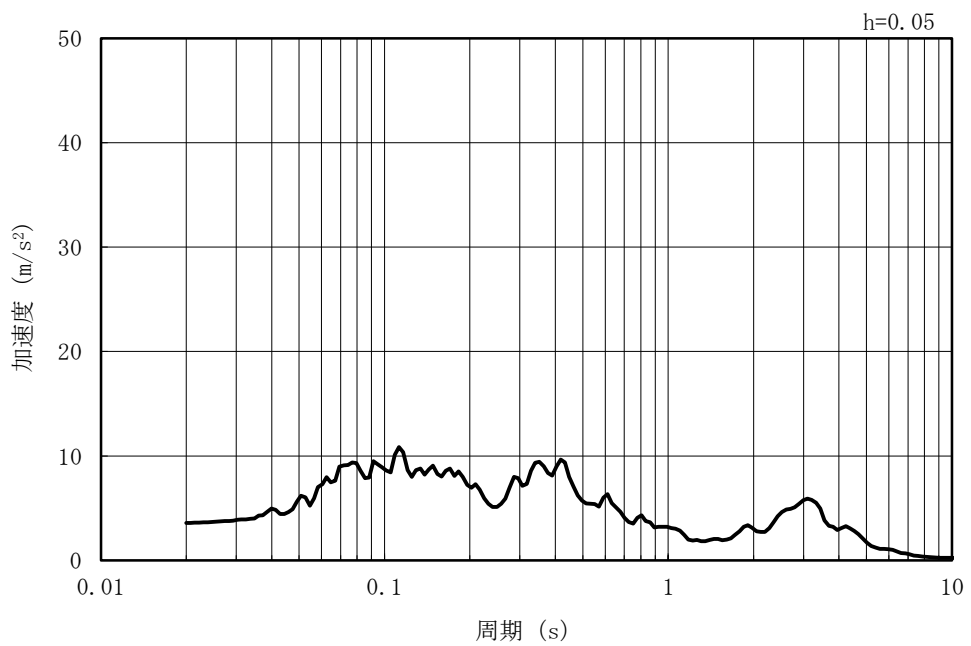
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-81 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-4NS)

MAX 3.57m/s² (46.29s)

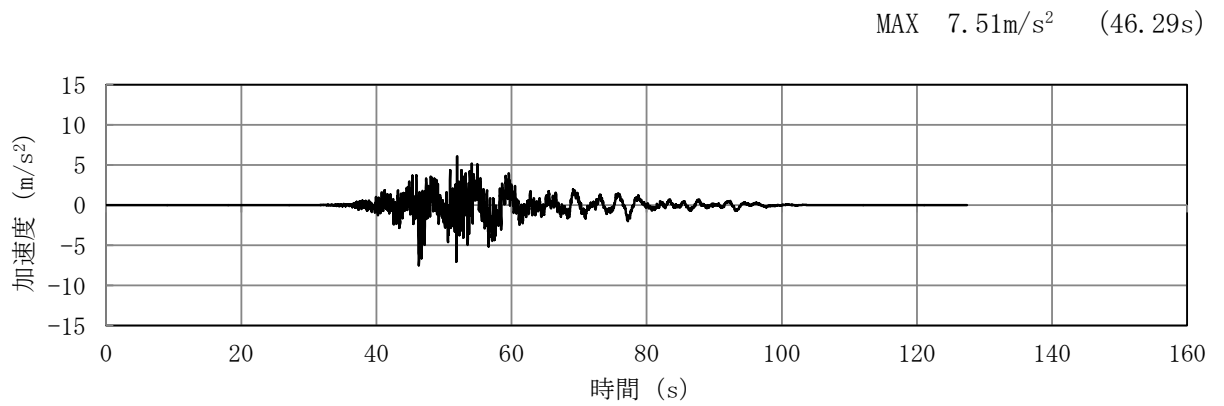


(a) 加速度時刻歴波形

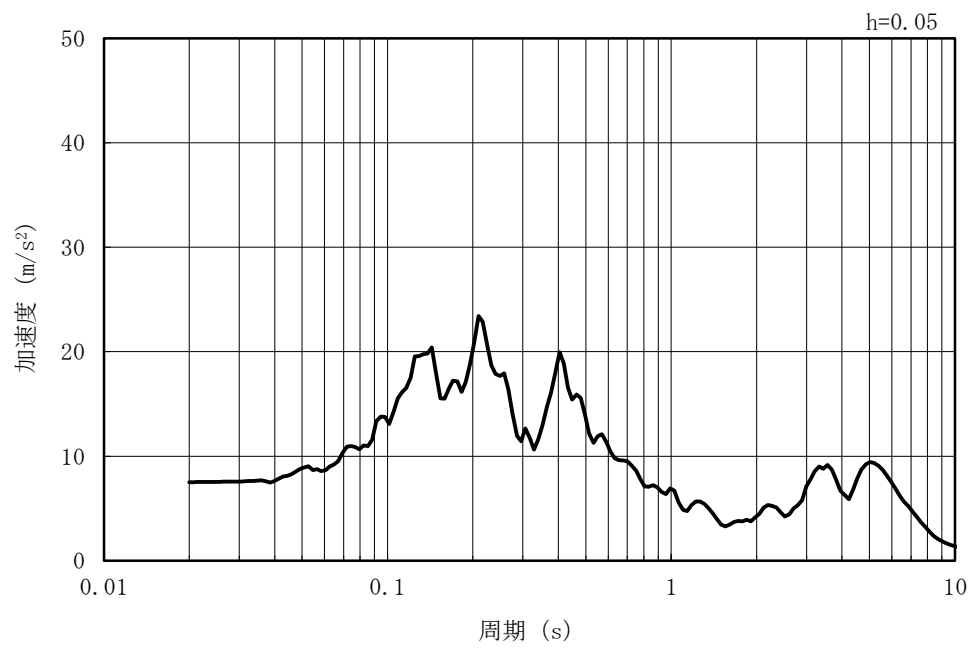


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-82 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-4NS)



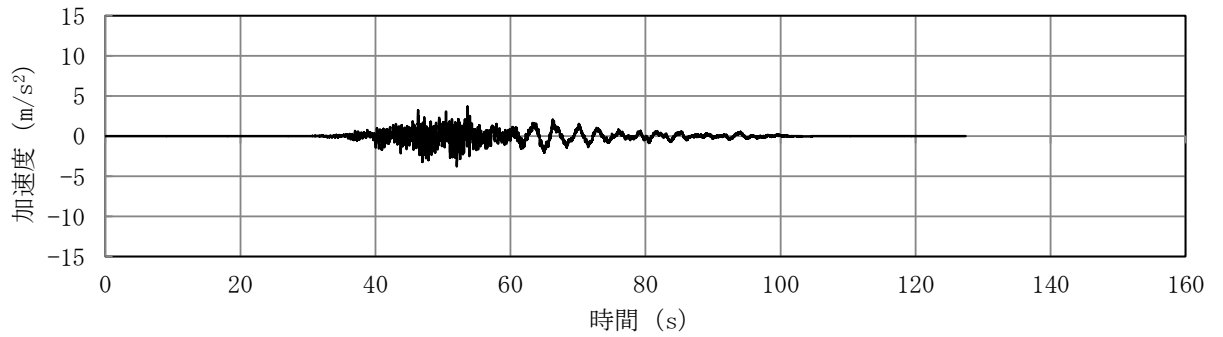
(a) 加速度時刻歴波形



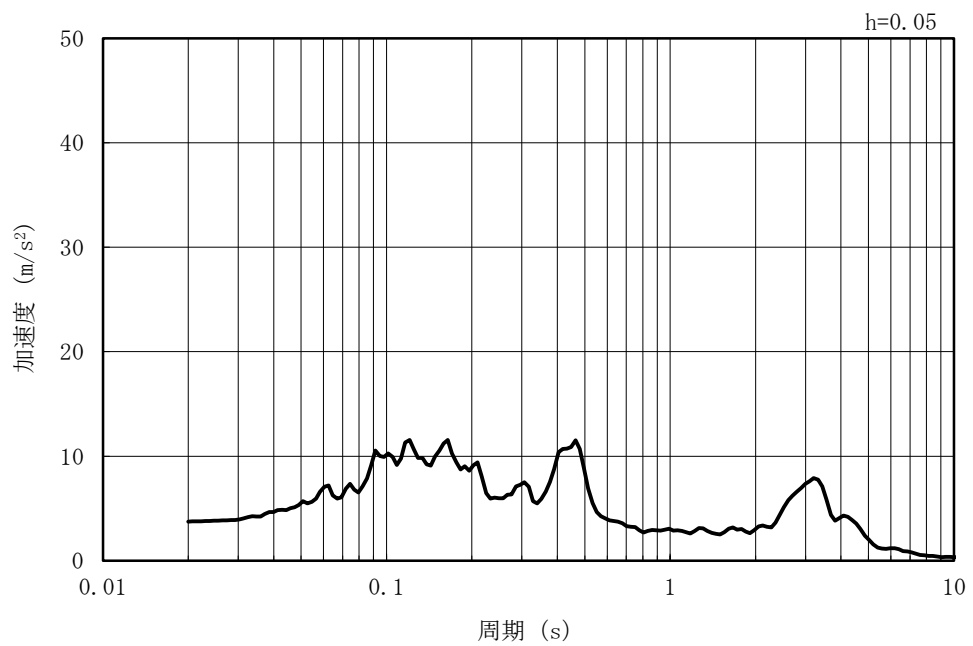
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-83 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-5EW)

MAX 3.74m/s² (52.06s)



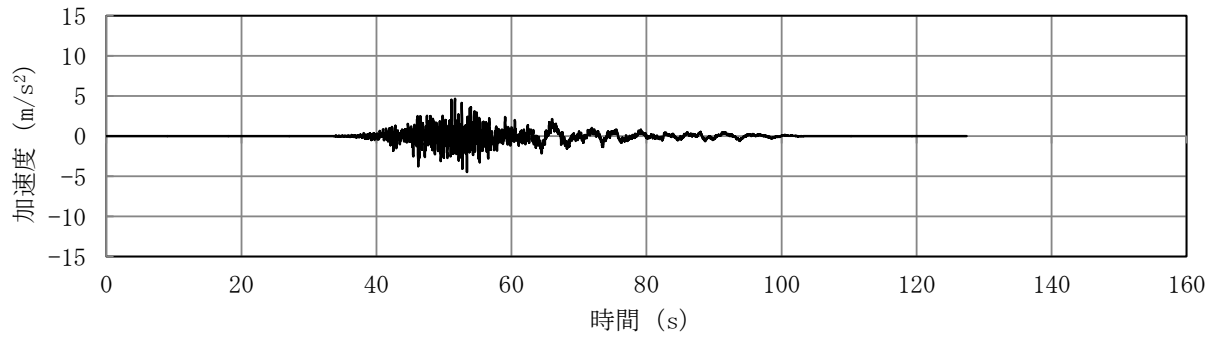
(a) 加速度時刻歴波形



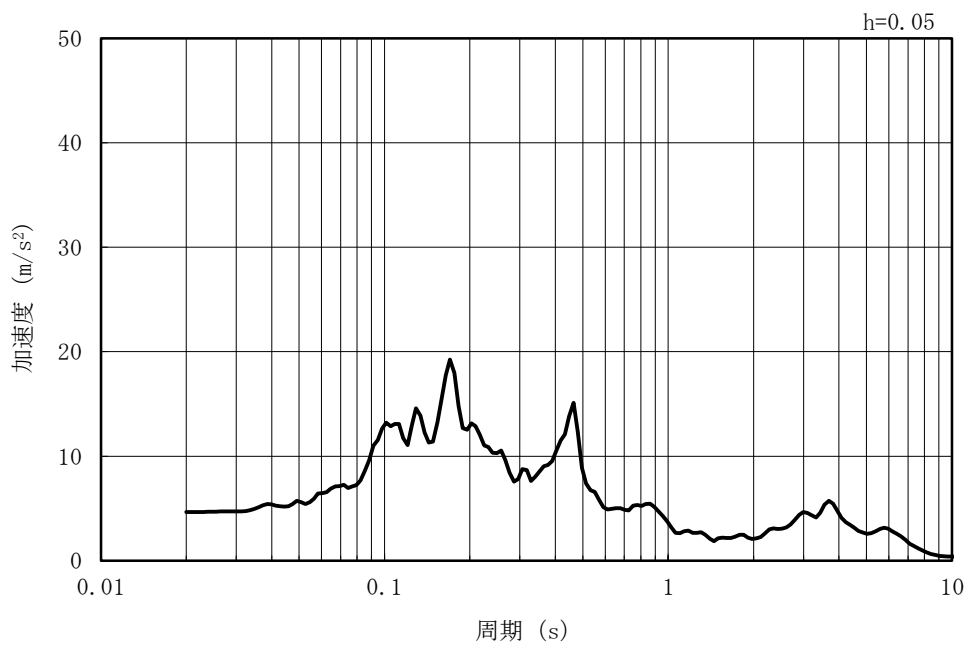
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-84 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-5EW)

MAX 4.64m/s² (51.64s)



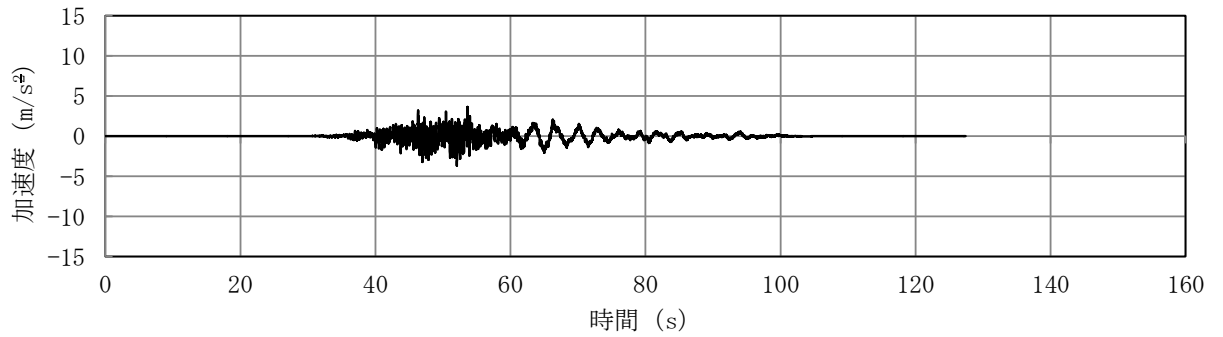
(a) 加速度時刻歴波形



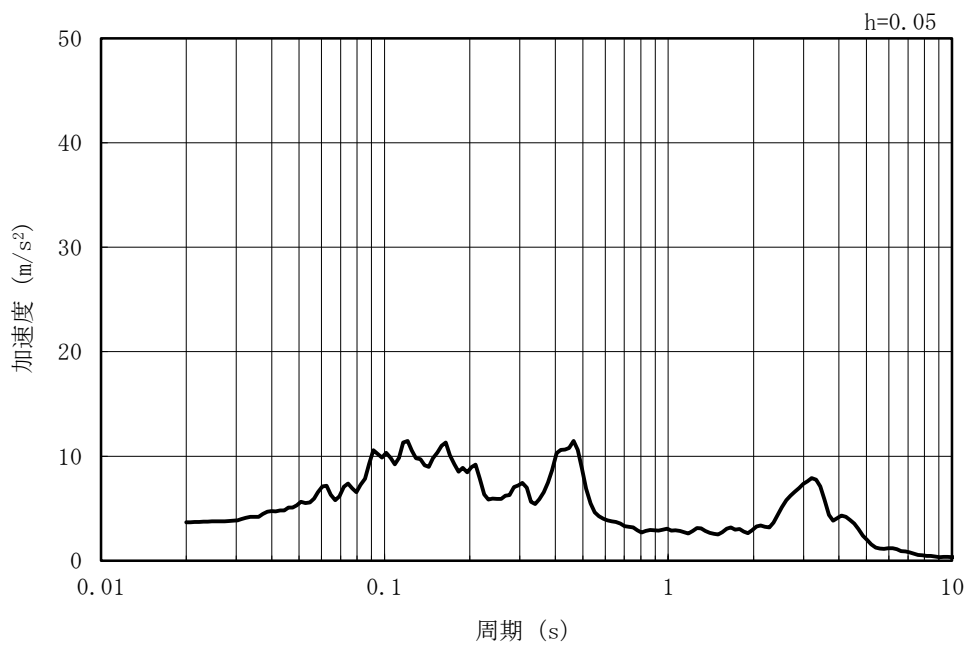
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-85 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-5NS)

MAX 3.68m/s² (52.06s)



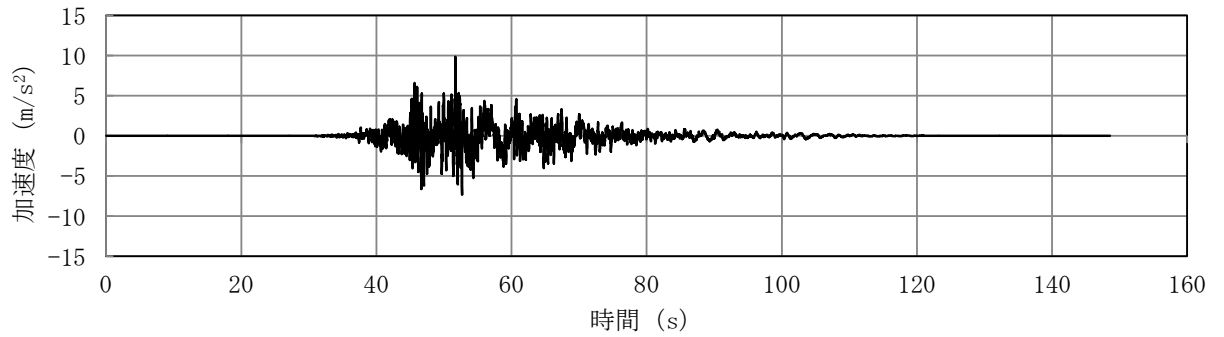
(a) 加速度時刻歴波形



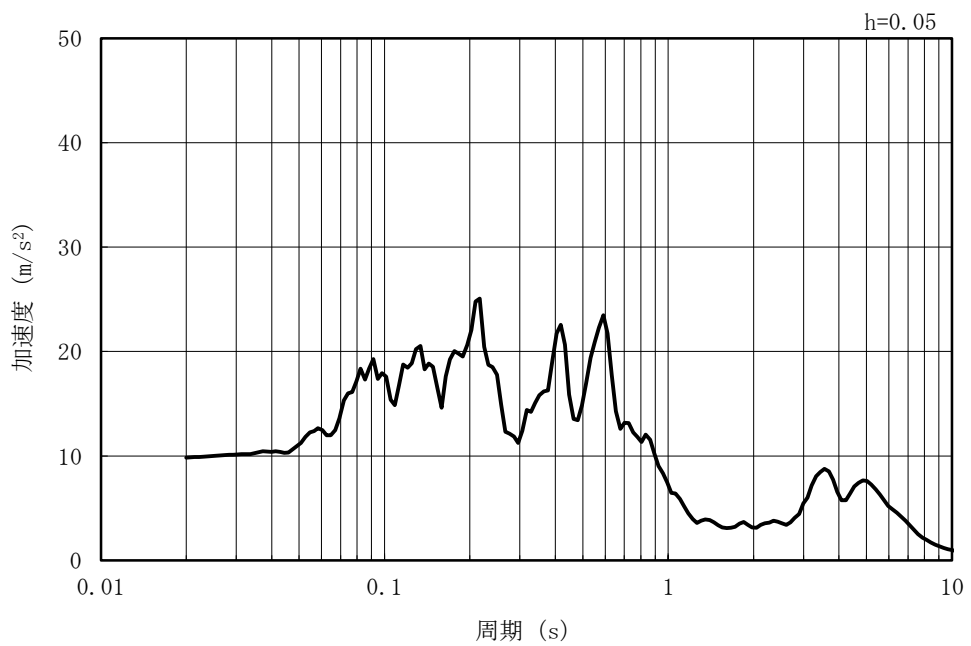
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-86 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-5NS)

MAX 9.84m/s² (51.71s)



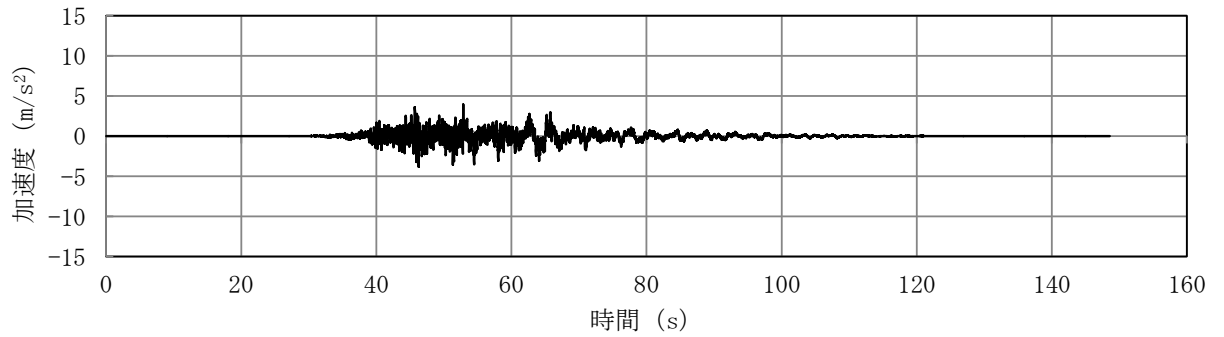
(a) 加速度時刻歴波形



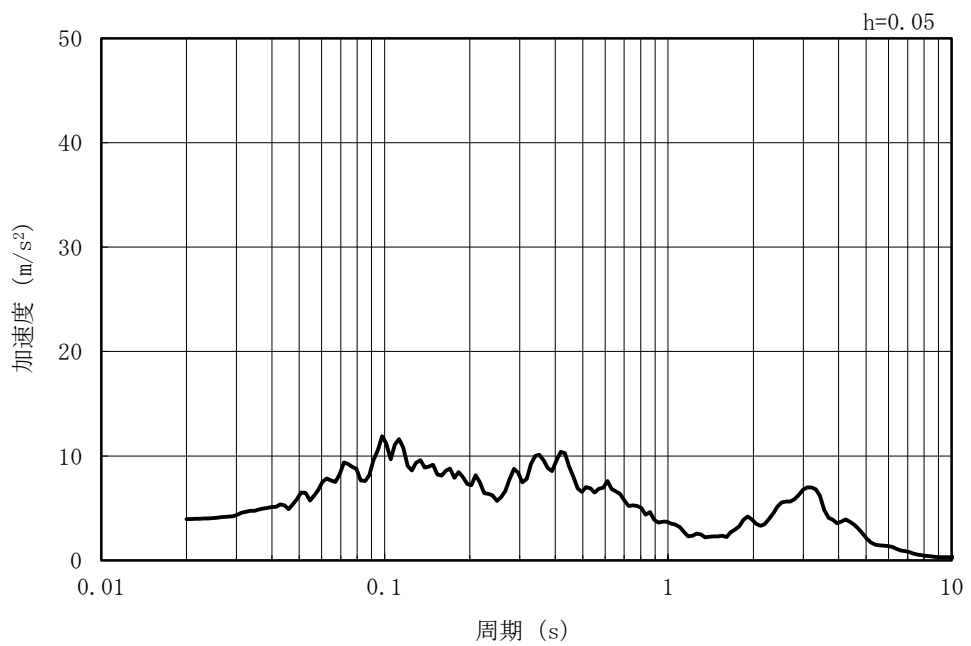
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-87 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-6EW)

MAX 3.95m/s² (52.87s)

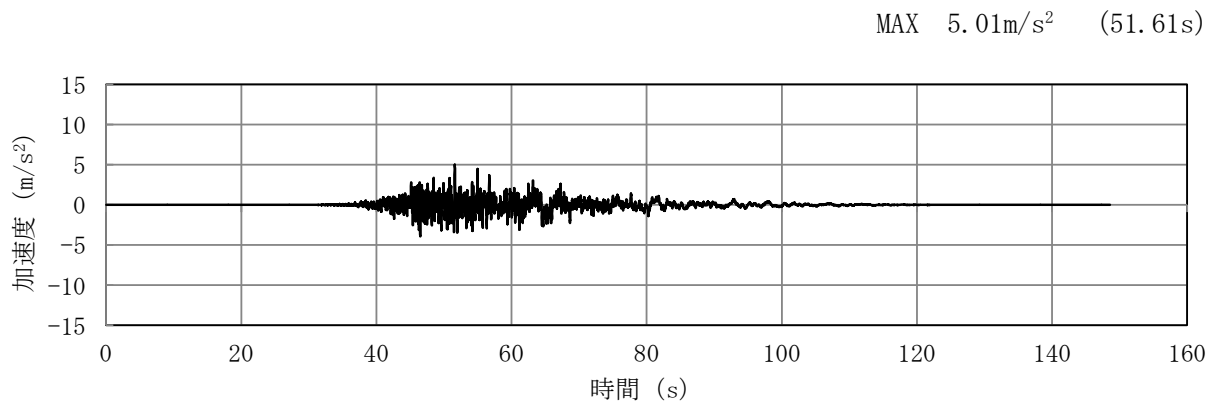


(a) 加速度時刻歴波形

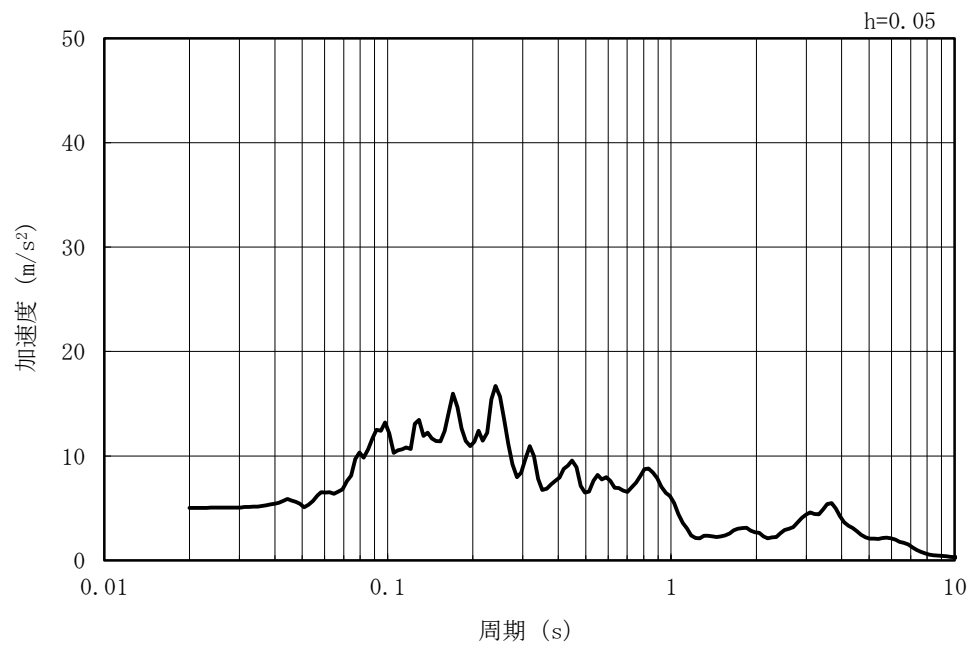


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-88 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-6EW)



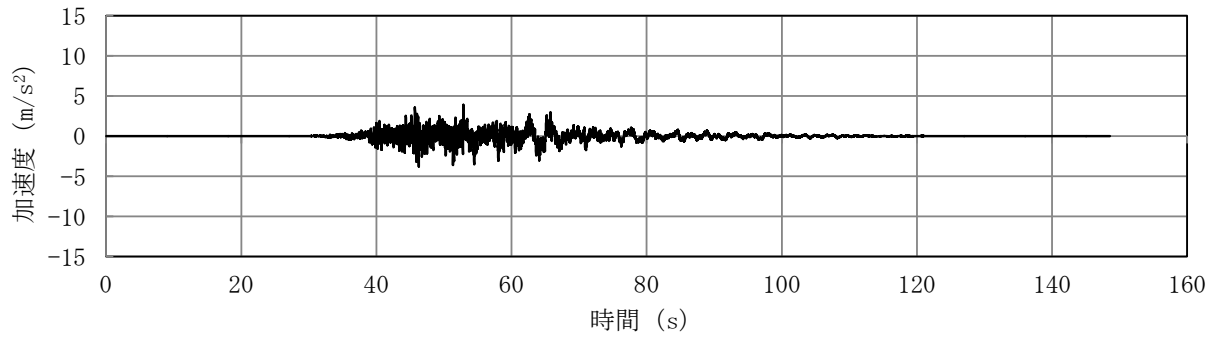
(a) 加速度時刻歴波形



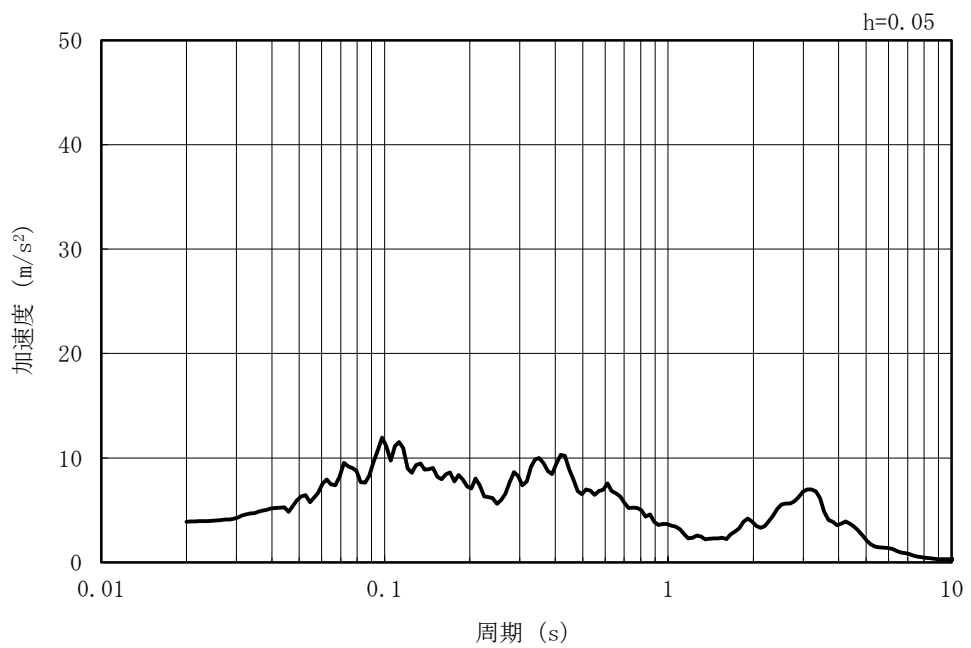
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-89 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-6NS)

MAX 3.89m/s² (52.87s)



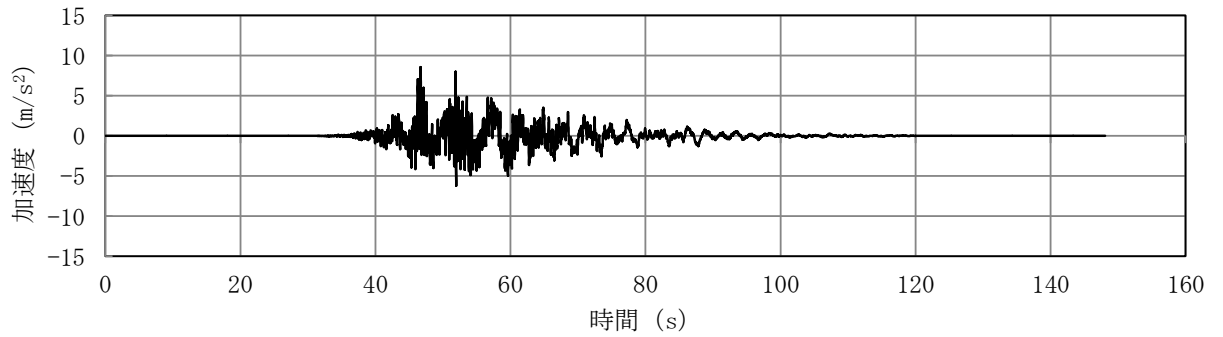
(a) 加速度時刻歴波形



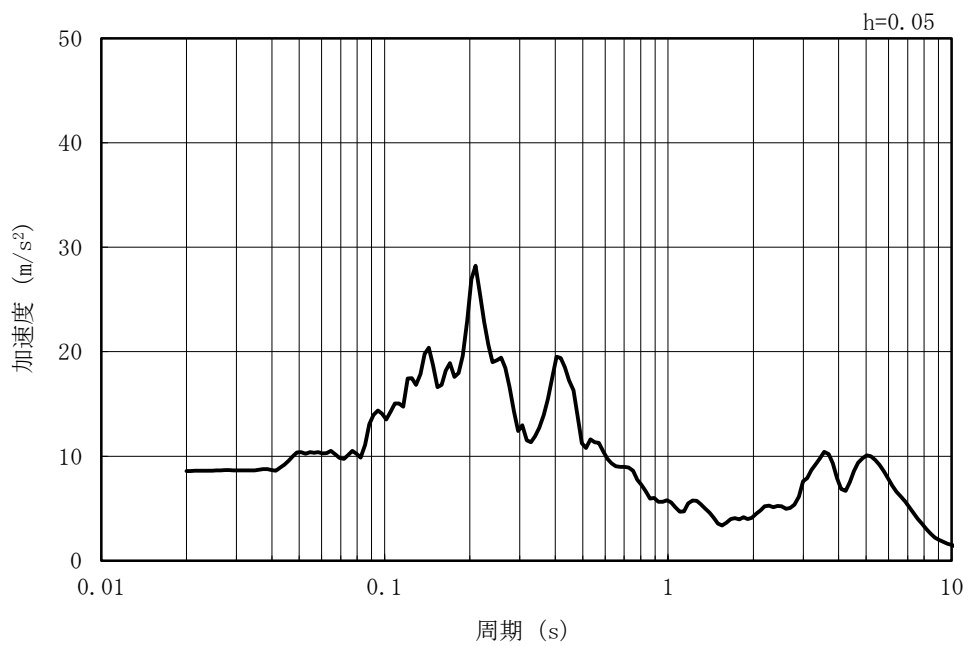
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-90 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-6NS)

MAX 8.58m/s² (46.68s)



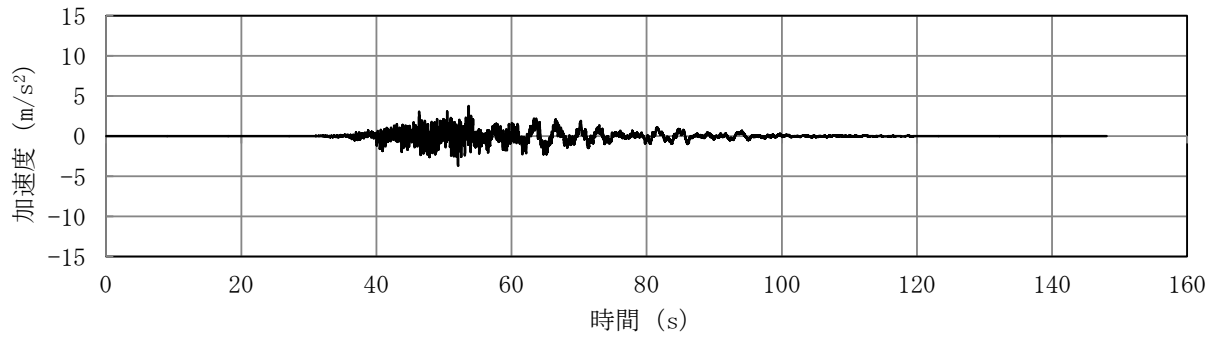
(a) 加速度時刻歴波形



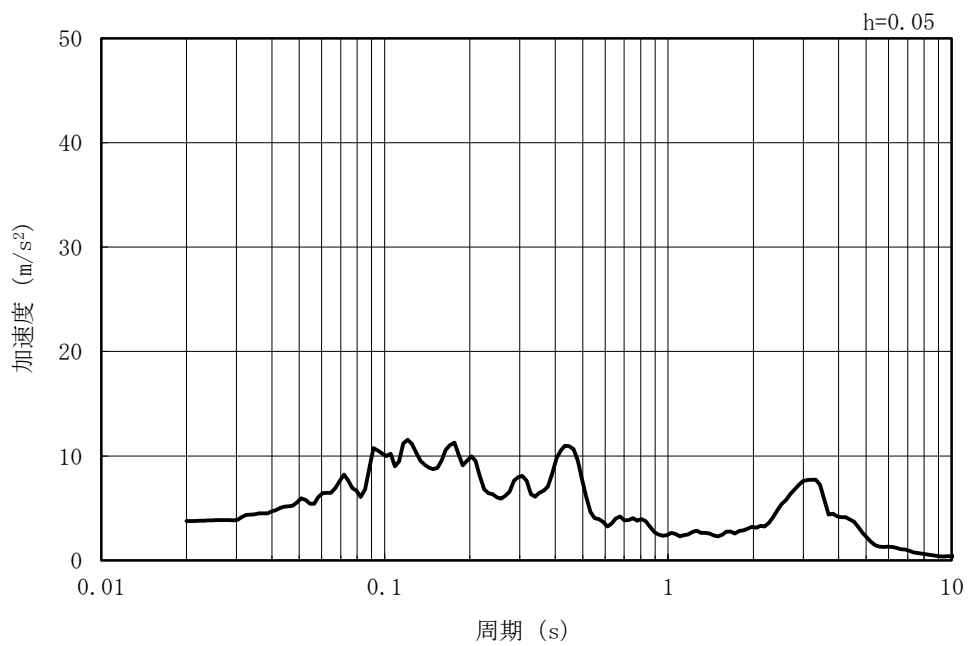
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-91 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-7EW)

MAX 3.76m/s² (53.65s)

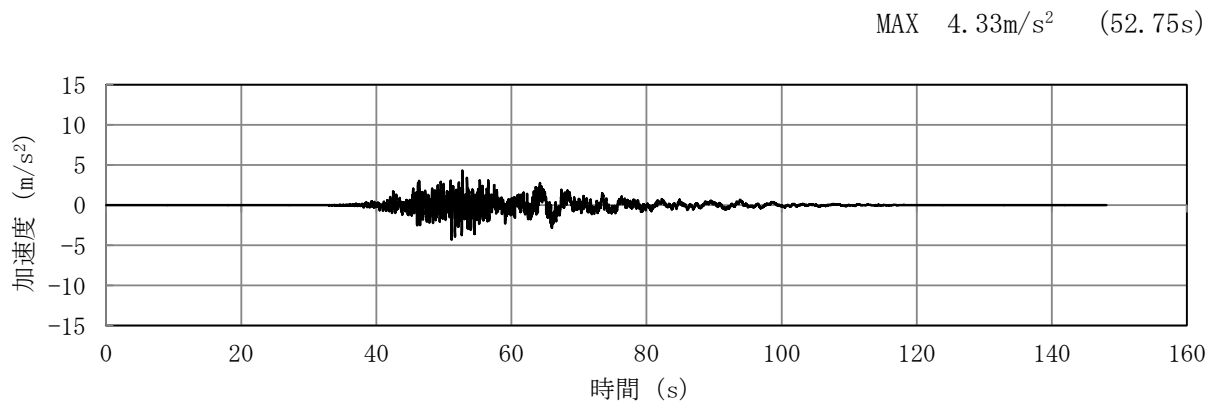


(a) 加速度時刻歴波形

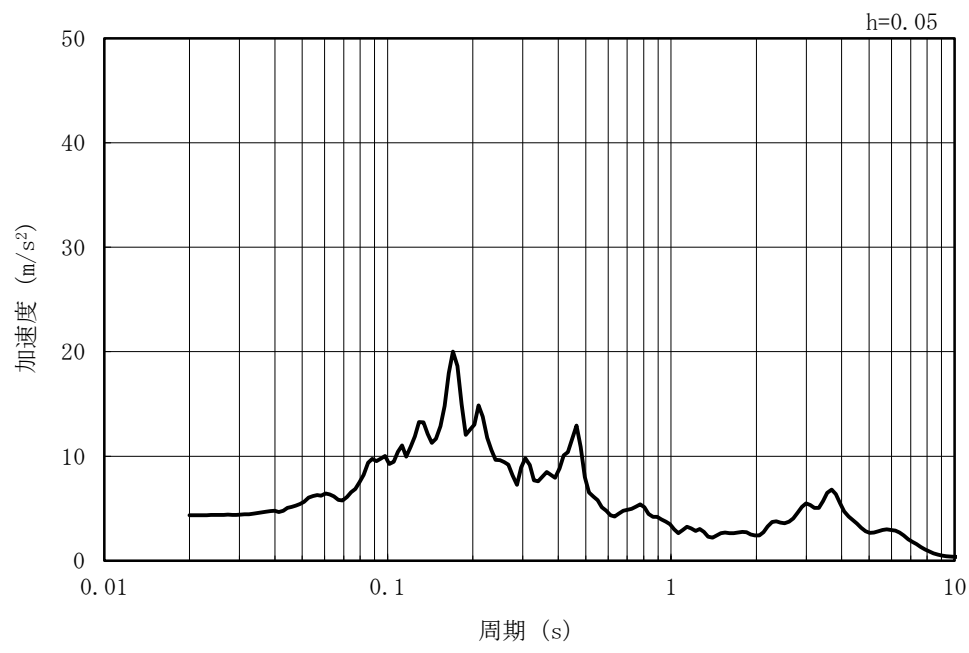


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-92 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-7EW)



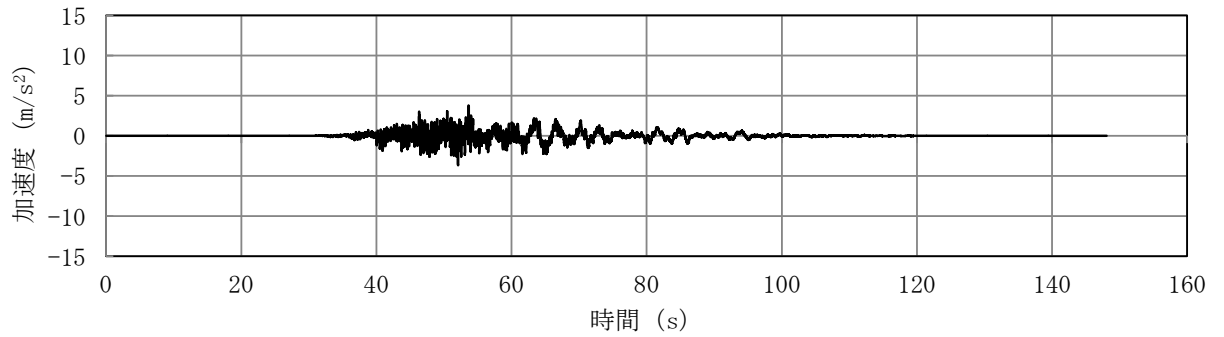
(a) 加速度時刻歴波形



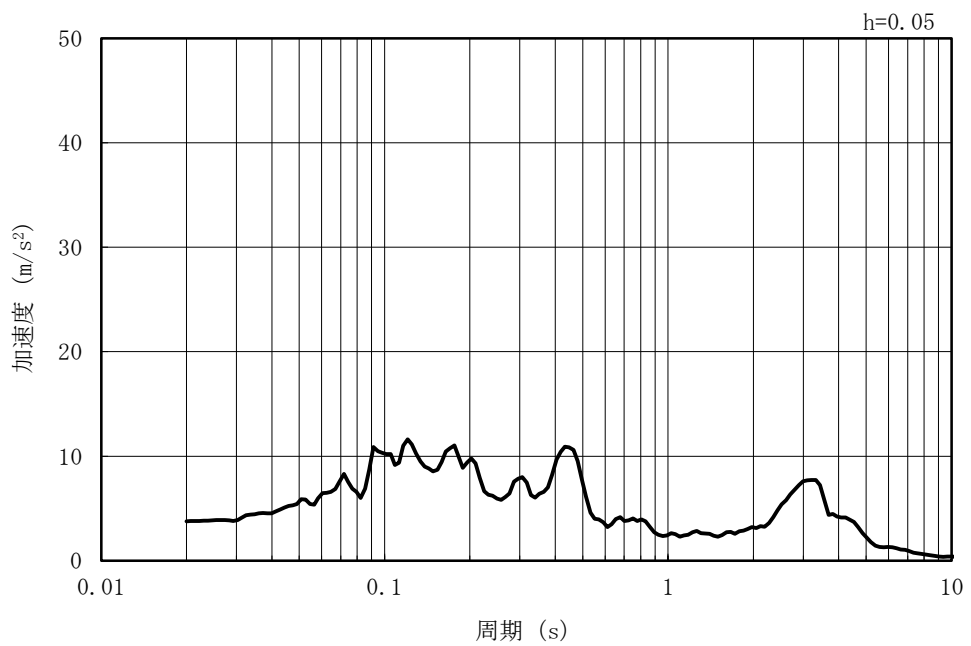
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-93 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-7NS)

MAX 3.77m/s² (53.65s)



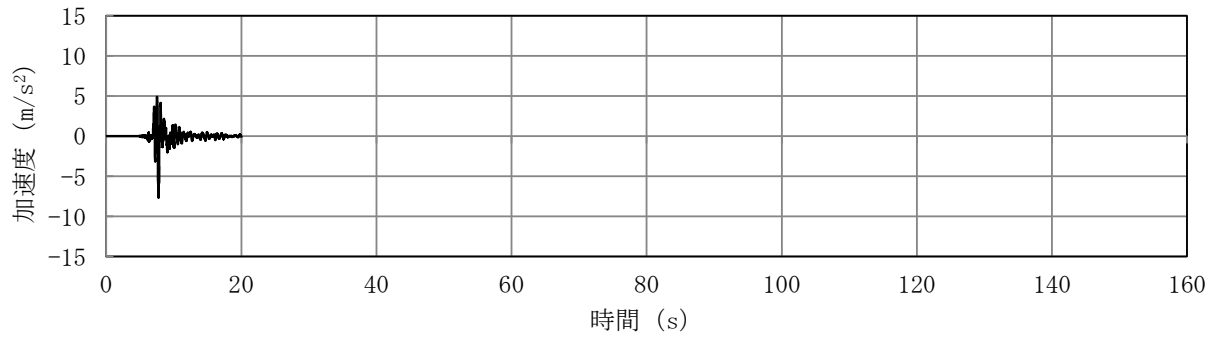
(a) 加速度時刻歴波形



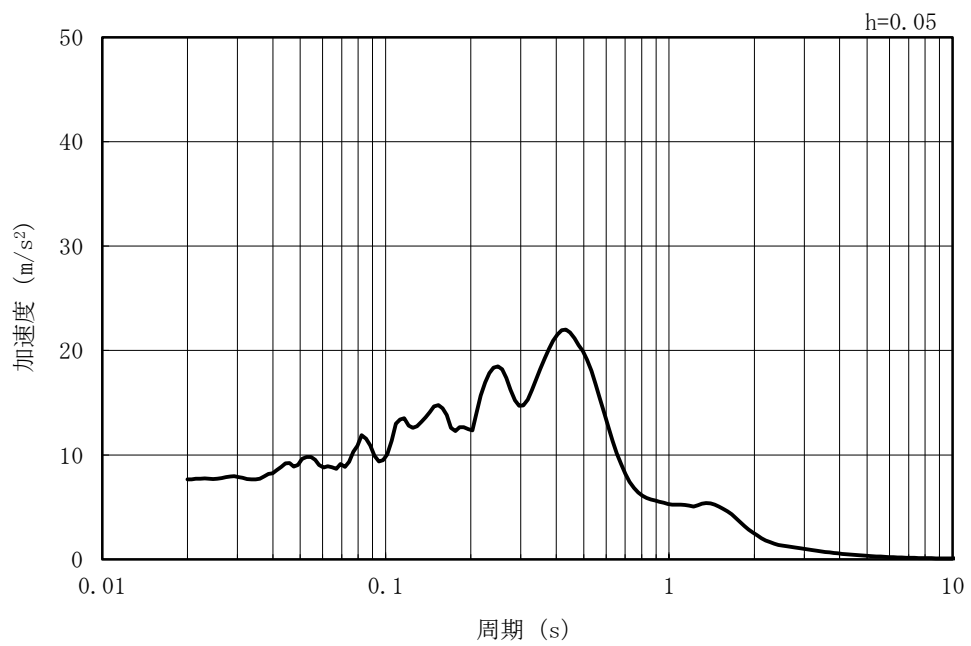
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-94 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-7NS)

MAX 7.65m/s² (7.74s)



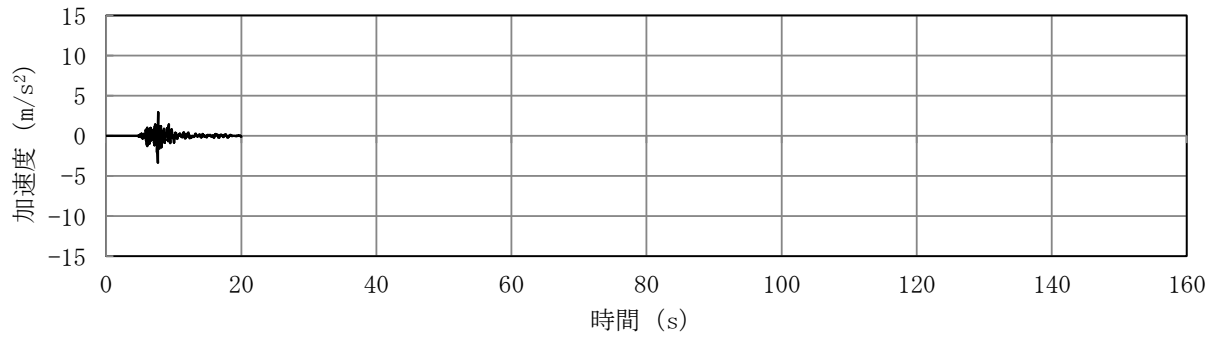
(a) 加速度時刻歴波形



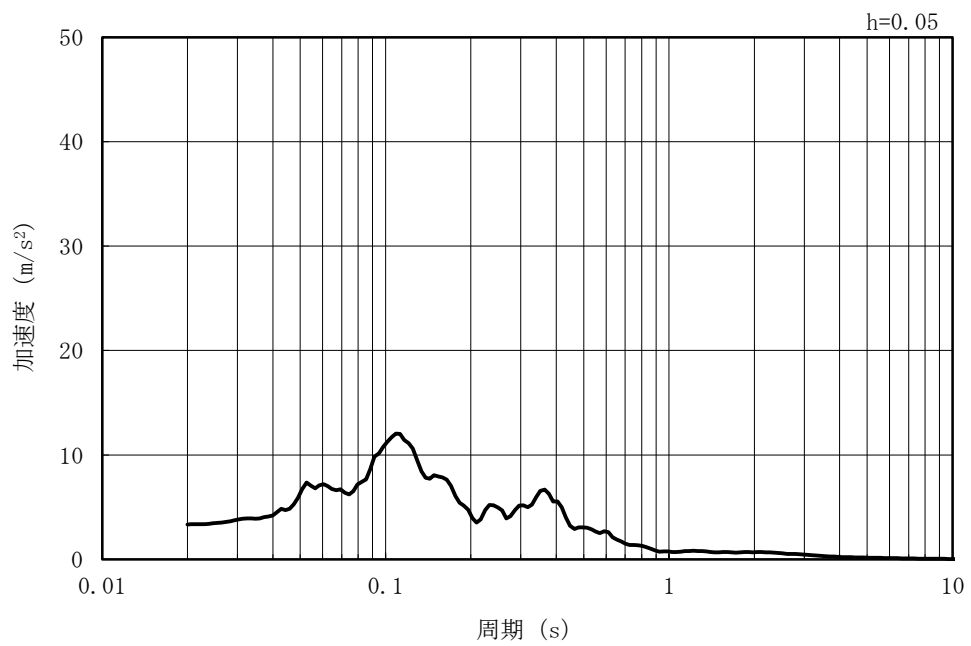
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-95 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-8)

MAX 3.35m/s² (7.64s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5-96 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-8)

5.5.2 許容限界の設定

(1) 通水機能を要求する部材の許容限界

a. 曲げに対する許容限界

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1%）を許容限界とし、照査用コンクリートひずみが限界ひずみを下回ることを確認する。

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査に用いるコンクリートの照査用圧縮ひずみは、3次元構造解析により得られたコンクリートの圧縮縁の発生ひずみに安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_r} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

ε_r : 限界ひずみ

ε_d : 照査用圧縮ひずみ ($\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

ε : 圧縮縁の発生ひずみ

b. せん断に対する許容限界

鉄筋コンクリート部材のせん断に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、(a)棒部材式及び(b)ディープビーム式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方を許容限界とし、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認する。

鉄筋コンクリート部材のせん断照査に用いる照査用せん断力は、地震応答解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{V_d}{V_{yd}} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i=1.0$)

V_{yd} : せん断耐力

V_d : 照査用せん断力 $V_d = \gamma_a \cdot V$

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a=1.05$)

V : 応答計算によるせん断力値

(a) 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここで、

V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}}$$

ただし、 $f_{vcd} > 0.72$ (N/mm²) となる場合は
 $f_{vcd} = 0.72$ (N/mm²)

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]})$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は $\beta_d = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は $\beta_p = 1.5$

$$\beta_n = 1 + 2 M_0 / M_{ud} \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 4 M_0 / M_{ud} \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$$

ただし、 $\beta_a < 1.0$ となる場合は $\beta_a = 1.0$

f'_{cd} : コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm²) で設計基準強度 f'_{ck} を
材料係数 γ_{mc} (=1.3) で除したもの

$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$: 引張鉄筋比

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_{ud} : 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力

$M_0 = N'_d \cdot D / 6$: M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数 (=1.3)

$$V_{sd} = \{ A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \} \cdot z / \gamma_{bs}$$

ここで、

A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度を材料係数 γ_{ms} (1.0) で除したもので、 400N/mm^2 以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上の時は、 800N/mm^2 以下とする。

α : せん断補強筋と部材軸のなす角

s : せん断補強筋の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で $d/1.15$ とする。

γ_{bs} : 部材係数 (=1.1)

(b) ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$$

ここで、

V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]})$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は $\beta_d = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は $\beta_p = 1.5$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

γ_{bc} : 部材係数 (=1.3)

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし、} 0 \leq \phi \leq 1$$

p_{wb} : せん断補強鉄筋比 (%)

また、分布荷重を受ける部材のせん断耐力については、図 5-97 に示す等価せん断スパンの考え方に基づき、せん断耐力を算定する。

(c) 等価せん断スパンの設定

時刻歴地震応答解析で得られる断面力分布に基づいて、支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメントが発生する位置（あるいはせん断力が零となる点）までを照査対象区間と考える。この区間において、等価せん断スパンを以下のように設定する。

- ① 区間に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントが零）が存在する場合は、以下の2種類の等価せん断スパンを設定する。

第1等価せん断スパン(a1)：支承前面あるいははり・柱前面から反曲点までの距離

第2等価せん断スパン(a2)：反曲点から最大曲げモーメント点までの距離

- ② 区間に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントが零）が無い場合は、以下のように等価せん断スパンを設定する。

等価せん断スパン(a)：支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメント点までの距離

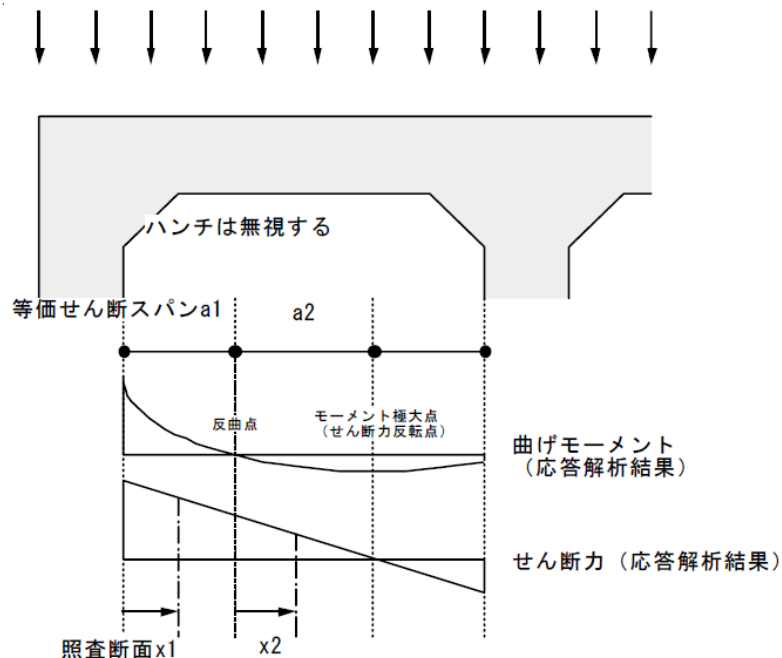


図 5-97 等価せん断スパンの設定方法

(土木学会マニュアルより引用)

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数 β_a を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表 5-19 に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

なお、部材係数 γ_b のうち、繰返し作用を受けても曲げせん断破壊しないことを保証するための裕度分 γ_{b2} については、部材降伏に至らない応答解析結果であることから、 $\gamma_{b2}=1.0$ とする。

表 5-19 せん断耐力式において考慮している安全係数

安全係数			値	内容	
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.30	コンクリートの特性値（圧縮強度）を低減	
部材係数	コンクリート	γ_{bc}	1.30	コンクリートが負担するせん断力を低減	
	鉄筋	γ_{bs}	1.10	せん断補強筋が負担するせん断力を低減	
構造解析係数			γ_a	1.05	応答値（断面力）を割り増し

注記* : 土木学会マニュアルでは、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ \frac{100R+2}{3} & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：層間変形角

とされている。

γ_{b2} は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば $\gamma_{b2}=1.0$ としてよいとされており、補機冷却用海水取水路は部材降伏に至らないことから、 $\gamma_{b2}=1.0$ とする。

以上より、 $\gamma_{bc}=1.3 \times 1.0=1.30$ 、 $\gamma_{bs}=1.1 \times 1.0=1.10$ となる。

c. 妻壁の面内せん断に対する許容限界

妻壁の面内せん断に対する許容限界は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (日本電気協会) に基づき、以下の式で求まるせん断ひずみ度に関する許容限界の目安値とする。

妻壁の面内せん断照査に用いる照査用せん断ひずみは、3次元構造解析により得られた面内せん断ひずみに安全係数(構造解析係数) 1.2 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\gamma_d}{\gamma_A} < 1.0$$

ここで、 γ_i : 構造物係数 (=1.0)

$$\gamma_d = \gamma_a \cdot \gamma$$

γ_a : 構造解析係数 (=1.2)

γ : 応答計算による面内せん断ひずみ

γ_A : せん断ひずみ度に関する許容限界の目安値

$$\gamma_A = \gamma_u / 2.0$$

γ_u : 終局せん断ひずみ度で 4.0×10^{-3}

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界に対する許容限界

基礎地盤の支持性能については、構造物の接地圧が基礎地盤の極限支持力度を十分に下回ることを確認する。

補機冷却海水取水路の基礎地盤は、西山層の置き換え材料としてマンメイドロックが設置されている。マンメイドロックは西山層と同等以上の力学特性を有する材料として設計されていることから、マンメイドロックの極限支持力度は、西山層の西山層の岩盤支持力試験値とし、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、表 5-20 に示すとおりに設定する。

表 5-20 マンメイドロックの極限支持力度（西山層）

項目	許容限界 q_u (N/mm ²)	備考
岩盤支持力試験	6.17	西山層岩盤試験値

(3) 貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材については、鉄筋の降伏（図 5-98）を許容限界とする。なお、部材の片側の鉄筋が降伏に至った場合でも、部材を貫通するひび割れが発生するまでは著しい漏水が生じる可能性は低いものと考えられる。そのため、部材を貫通するひび割れが発生する状態（＝部材の両側ともに鉄筋降伏に至った状態）を貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界とする。

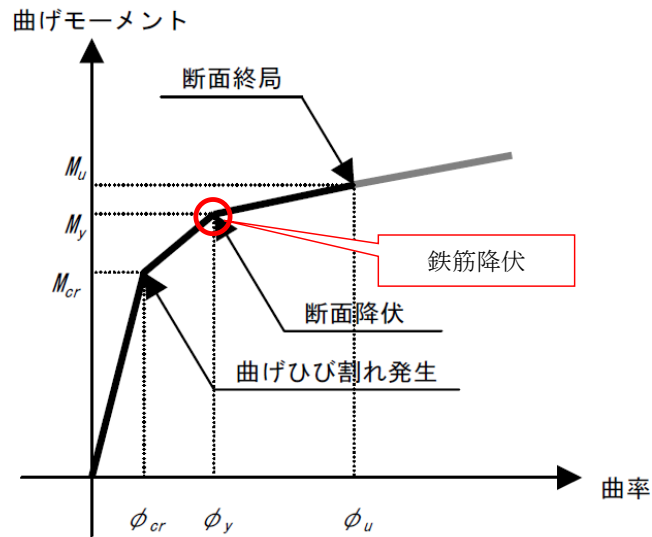


図 5-98 貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

5.6 評価結果

5.6.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「最大せん断ひずみ分布」及び「最大過剰間隙水圧比分布」を記載する。

(1) 解析ケースと照査値

耐震評価においては、KK7 補足-027「工事計画に係る説明資料（屋外重要土木建造物の耐震性についての計算書）資料 1 屋外重要土木建造物の耐震安全性評価について」のうち「10 屋外重要土木建造物の耐震評価における追加解析ケースの選定について」に基づき、全ての基準地震動 S_s に対して実施する解析ケース①（基本ケース）で地震応答解析を実施し、基礎地盤の支持性能については得られた応答値から、曲げ軸力照査及びせん断力照査については 3 次元構造解析から照査値を算定する。また、曲げ軸力照査、せん断力照査及び基礎地盤の支持性能照査の各評価項目について、照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、追加解析ケースとして解析ケース②～⑤で地震応答解析を実施する。また、上記解析ケースを踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

a. 補機冷却用海水取水路（南側）

(a) 曲げ軸力照査

補機冷却用海水取水路（南側）の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値を表 5-21 に示す。

表 5-21 補機冷却用海水取水路（南側）の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値（1/3）

頂版

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.015				
	-+	0.017				
	+-	0.015	0.016	0.015	0.016	0.017
	--	0.015				
Ss-2		0.017				
Ss-3	++	0.016				
	-+	0.015				
	+-	0.014				
	--	0.015				
Ss-4		0.014				
Ss-5		0.015				
Ss-6		0.013				
Ss-7		0.014				
Ss-8	++	0.016				
	-+	0.014				

側壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.012				
	-+	0.015				
	+-	0.021	0.021	0.020	0.017	0.017
	--	0.012				
Ss-2		0.016				
Ss-3	++	0.017				
	-+	0.013				
	+-	0.010				
	--	0.012				
Ss-4		0.013				
Ss-5		0.011				
Ss-6		0.016				
Ss-7		0.016				
Ss-8	++	0.016				
	-+	0.014				

表 5-21 補機冷却用海水取水路（南側）の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値（2/3）

隔壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.017				
	-+	0.017				
	+-	0.022	0.022	0.022	0.019	0.020
	--	0.016				
Ss-2		0.018				
Ss-3	++	0.019				
	-+	0.018				
	+-	0.016				
	--	0.015				
Ss-4		0.012				
Ss-5		0.012				
Ss-6		0.015				
Ss-7		0.015				
Ss-8	++	0.021				
	-+	0.018				

底版

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.013				
	-+	0.021				
	+-	0.020	0.020	0.021	0.014	0.014
	--	0.017				
Ss-2		0.013				
Ss-3	++	0.022				
	-+	0.019				
	+-	0.016				
	--	0.019				
Ss-4		0.011				
Ss-5		0.010				
Ss-6		0.013				
Ss-7		0.010				
Ss-8	++	0.013				
	-+	0.016				

表 5-21 補機冷却用海水取水路（南側）の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値（3/3）

柱

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.012				
	-+	0.016				
	+ -	0.021	0.021	0.021	0.015	0.016
	--	0.014				
Ss-2		0.015				
Ss-3	++	0.017				
	-+	0.015				
	+ -	0.011				
	--	0.013				
Ss-4		0.011				
Ss-5		0.010				
Ss-6		0.014				
Ss-7		0.015				
Ss-8	++	0.018				
	-+	0.016				

妻壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.022				
	-+	0.023				
	+ -	0.025	0.026	0.025	0.020	0.020
	--	0.021				
Ss-2		0.023				
Ss-3	++	0.020				
	-+	0.021				
	+ -	0.019				
	--	0.019				
Ss-4		0.016				
Ss-5		0.017				
Ss-6		0.017				
Ss-7		0.017				
Ss-8	++	0.024				
	-+	0.024				

(b) せん断力照査

補機冷却用海水取水路（南側）の各部材毎におけるせん断力に対する解析ケースと照査値を表 5-22 に示す。

表 5-22 補機冷却用海水取水路（南側）のせん断力に対する解析ケースと照査値（1/3）

頂版

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.36				
	-+	0.37				
	+-	0.37	0.38	0.37	0.31	0.32
	--	0.34				
Ss-2		0.40				
Ss-3	++	0.30				
	-+	0.37				
	+-	0.33				
	--	0.32				
Ss-4		0.29				
Ss-5		0.30				
Ss-6		0.28				
Ss-7		0.27				
Ss-8	++	0.33				
	-+	0.33				

側壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.27				
	-+	0.35				
	+-	0.35	0.35	0.35	0.36	0.37
	--	0.30				
Ss-2		0.29				
Ss-3	++	0.38				
	-+	0.33				
	+-	0.26				
	--	0.30				
Ss-4		0.22				
Ss-5		0.23				
Ss-6		0.27				
Ss-7		0.27				
Ss-8	++	0.27				
	-+	0.27				

表 5-22 補機冷却用海水取水路（南側）のせん断力に対する解析ケースと照査値（2/3）

隔壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.17				
	-+	0.16				
	+-	0.17	0.16	0.18	0.15	0.15
	--	0.15				
Ss-2		0.15				
Ss-3	++	0.15				
	-+	0.15				
	+-	0.14				
	--	0.15				
Ss-4		0.09				
Ss-5		0.08				
Ss-6		0.09				
Ss-7		0.13				
Ss-8	++	0.18				
	-+	0.17				

底版

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.49				
	-+	0.48				
	+-	0.58	0.59	0.59	0.47	0.43
	--	0.48				
Ss-2		0.31				
Ss-3	++	0.49				
	-+	0.47				
	+-	0.44				
	--	0.45				
Ss-4		0.26				
Ss-5		0.25				
Ss-6		0.35				
Ss-7		0.40				
Ss-8	++	0.54				
	-+	0.55				

注： □は、前述 5.3.5 のフローに基づき、解析ケース②～⑤を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 5-22 補機冷却用海水取水路（南側）のせん断力に対する解析ケースと照査値（3/3）

柱

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.15				
	-+	0.12				
	+-	0.12	0.11	0.13	0.09	0.10
	--	0.12				
Ss-2		0.11				
Ss-3	++	0.11				
	-+	0.11				
	+-	0.12				
	--	0.12				
Ss-4		0.06				
Ss-5		0.06				
Ss-6		0.07				
Ss-7		0.09				
Ss-8	++	0.12				
	-+	0.12				

妻壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.41				
	-+	0.47				
	+-	0.38	0.41	0.39	0.42	0.43
	--	0.42				
Ss-2		0.46				
Ss-3	++	0.34				
	-+	0.39				
	+-	0.38				
	--	0.41				
Ss-4		0.39				
Ss-5		0.39				
Ss-6		0.36				
Ss-7		0.35				
Ss-8	++	0.42				
	-+	0.37				

(c) 基礎地盤の支持性能

補機冷却用海水取水路（南側）の基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値を表 5-23 に示す。

表 5-23 補機冷却用海水取水路（南側）の地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.14				
	-+	0.14				
	+-	0.15	0.14	0.15	0.14	0.14
	--	0.17				
Ss-2		0.12				
Ss-3	++	0.14				
	-+	0.15				
	+-	0.14				
	--	0.15				
Ss-4		0.11				
Ss-5		0.10				
Ss-6		0.10				
Ss-7		0.09				
Ss-8	++	0.12				
	-+	0.11				

b. 補機冷却用海水取水路（北側）

(a) 曲げ軸力照査

補機冷却用海水取水路（北側）の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値を表 5-24 に示す。

表 5-24 補機冷却用海水取水路（北側）の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値（1/3）

頂版

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.022				
	-+	0.022				
	+-	0.024	0.024	0.023	0.019	0.018
	--	0.023				
Ss-2		0.016				
Ss-3	++	0.015				
	-+	0.015				
	+-	0.017				
	--	0.018				
Ss-4		0.014				
Ss-5		0.014				
Ss-6		0.018				
Ss-7		0.016				
Ss-8	++	0.015				
	-+	0.012				

側壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.025				
	-+	0.024				
	+-	0.026	0.022	0.021	0.016	0.016
	--	0.025				
Ss-2		0.017				
Ss-3	++	0.015				
	-+	0.012				
	+-	0.019				
	--	0.020				
Ss-4		0.012				
Ss-5		0.015				
Ss-6		0.019				
Ss-7		0.018				
Ss-8	++	0.015				
	-+	0.012				

表 5-24 補機冷却用海水取水路（北側）の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値（2/3）

隔壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.022				
	-+	0.023				
	+-	0.026	0.022	0.023	0.028	0.028
	--	0.025				
Ss-2		0.021				
Ss-3	++	0.019				
	-+	0.017				
	+-	0.017				
	--	0.019				
Ss-4		0.015				
Ss-5		0.018				
Ss-6		0.020				
Ss-7		0.016				
Ss-8	++	0.023				
	-+	0.020				

底版

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.014				
	-+	0.014				
	+-	0.019	0.019	0.020	0.021	0.021
	--	0.018				
Ss-2		0.014				
Ss-3	++	0.015				
	-+	0.016				
	+-	0.013				
	--	0.014				
Ss-4		0.012				
Ss-5		0.013				
Ss-6		0.012				
Ss-7		0.011				
Ss-8	++	0.016				
	-+	0.014				

表 5-24 補機冷却用海水取水路（北側）の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値（3/3）

柱

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.024				
	-+	0.024				
	+-	0.026	0.026	0.027	0.030	0.029
	--	0.025				
Ss-2		0.019				
Ss-3	++	0.020				
	-+	0.017				
	+-	0.018				
	--	0.020				
Ss-4		0.014				
Ss-5		0.017				
Ss-6		0.019				
Ss-7		0.018				
Ss-8	++	0.022				
	-+	0.020				

妻壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.028				
	-+	0.027				
	+-	0.029	0.028	0.029	0.035	0.035
	--	0.027				
Ss-2		0.023				
Ss-3	++	0.022				
	-+	0.024				
	+-	0.022				
	--	0.024				
Ss-4		0.019				
Ss-5		0.020				
Ss-6		0.022				
Ss-7		0.022				
Ss-8	++	0.024				
	-+	0.021				

(b) せん断力照査

補機冷却用海水取水路（北側）の各部材毎におけるせん断力に対する解析ケースと照査値を表 5-25 に示す。

表 5-25 補機冷却用海水取水路（北側）のせん断力に対する解析ケースと照査値（1/3）

頂版

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.45				
	-+	0.44				
	+-	0.49	0.48	0.50	0.53	0.52
	--	0.46				
Ss-2		0.42				
Ss-3	++	0.38				
	-+	0.40				
	+-	0.36				
	--	0.38				
Ss-4		0.35				
Ss-5		0.35				
Ss-6		0.36				
Ss-7		0.36				
Ss-8	++	0.40				
	-+	0.35				

側壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.48				
	-+	0.45				
	+-	0.47	0.49	0.45	0.38	0.37
	--	0.48				
Ss-2		0.32				
Ss-3	++	0.33				
	-+	0.30				
	+-	0.38				
	--	0.38				
Ss-4		0.25				
Ss-5		0.28				
Ss-6		0.35				
Ss-7		0.33				
Ss-8	++	0.29				
	-+	0.26				

表 5-25 補機冷却用海水取水路（北側）のせん断力に対する解析ケースと照査値（2/3）

隔壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.16				
	-+	0.17				
	+-	0.21	0.20	0.23	0.31	0.30
	--	0.20				
Ss-2		0.17				
Ss-3	++	0.13				
	-+	0.13				
	+-	0.13				
	--	0.13				
Ss-4		0.10				
Ss-5		0.11				
Ss-6		0.15				
Ss-7		0.13				
Ss-8	++	0.20				
	-+	0.19				

底版

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.42				
	-+	0.45				
	+-	0.59	0.58	0.62	0.76	0.76
	--	0.57				
Ss-2		0.45				
Ss-3	++	0.45				
	-+	0.40				
	+-	0.41				
	--	0.43				
Ss-4		0.35				
Ss-5		0.39				
Ss-6		0.46				
Ss-7		0.39				
Ss-8	++	0.56				
	-+	0.50				

注： □は、前述 5.3.5 のフローに基づき、解析ケース②～⑤を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 5-25 補機冷却用海水取水路（北側）のせん断力に対する解析ケースと照査値（3/3）

柱

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.14				
	-+	0.13				
	+-	0.15	0.15	0.17	0.22	0.21
	--	0.15				
Ss-2		0.13				
Ss-3	++	0.11				
	-+	0.12				
	+-	0.11				
	--	0.11				
Ss-4		0.10				
Ss-5		0.09				
Ss-6		0.12				
Ss-7		0.10				
Ss-8	++	0.15				
	-+	0.14				

妻壁

解析ケース 地震動		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.52				
	-+	0.53				
	+-	0.54	0.53	0.54	0.41	0.41
	--	0.52				
Ss-2		0.45				
Ss-3	++	0.41				
	-+	0.43				
	+-	0.42				
	--	0.46				
Ss-4		0.38				
Ss-5		0.40				
Ss-6		0.43				
Ss-7		0.42				
Ss-8	++	0.40				
	-+	0.36				

(c) 基礎地盤の支持性能

補機冷却用海水取水路（北側）の基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値を表 5-26 に示す。

表 5-26 補機冷却用海水取水路（北側）の地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.12				
	-+	0.11				
	+-	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14
	--	0.12				
Ss-2		0.11				
Ss-3	++	0.11				
	-+	0.11				
	+-	0.11				
	--	0.12				
Ss-4		0.10				
Ss-5		0.10				
Ss-6		0.09				
Ss-7		0.09				
Ss-8	++	0.10				
	-+	0.11				

(2) 妻壁の面内せん断力及び層間変位

地震応答解析における妻壁の面内せん断応力の最大値と時刻を表 5-27 及び表 5-28, 地震応答解析における妻壁の層間変位の最大値と時刻を表 5-29 及び表 5-30, 妻壁の位置を図 5-99～図 5-102 に示す。

表 5-27 地震応答解析における補機冷却用海水取水路（南側）の妻壁の面内せん断応力の最大値と時刻（A-A断面）

解析ケース	地震動	面内せん断応力の最大値(kN/m ²)		面内せん断応力最大時の時刻(s)	
		南妻壁	北妻壁	南妻壁	北妻壁
①	Ss-1++	812	903	5.69	6.13
	Ss-1-+	716	890	5.68	18.56
	Ss-1+-	856	906	5.67	4.73
	Ss-1--	905	1149	5.67	5.68
	Ss-2	632	753	19.35	21.90
	Ss-3++	685	863	35.61	21.20
	Ss-3-+	669	880	35.60	35.62
	Ss-3+-	657	807	24.89	21.21
	Ss-3--	632	787	17.46	19.08
	Ss-4	500	625	51.79	51.80
	Ss-5	543	611	46.40	46.40
	Ss-6	466	473	45.38	52.93
	Ss-7	482	542	46.54	53.72
	Ss-8++	721	813	8.00	8.01
	Ss-8-+	774	734	8.00	7.31
②	Ss-1+-	912	932	5.67	9.10
③	Ss-1+-	817	910	5.67	4.73
④	Ss-1+-	1051	1126	4.74	4.74
⑤	Ss-1+-	1228	1251	4.74	4.74

注：□は、壁部材の面内せん断に対する照査を実施するケース

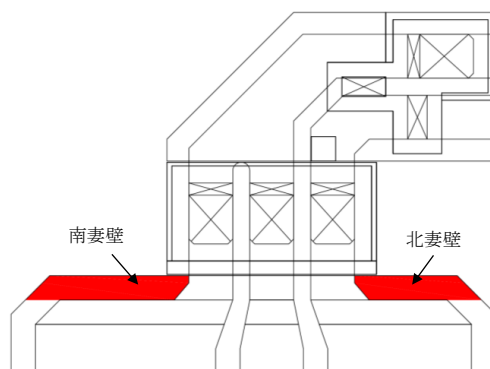


図 5-99 補機冷却用海水取水路（南側）の妻壁の位置

表 5-28 地震応答解析における補機冷却用海水取水路（北側）の妻壁の面内せん断応力の最大値と時刻（A-A断面）

解析ケース	地震動	面内せん断応力の最大値(kN/m ²)		面内せん断応力最大時の時刻(s)	
		南妻壁	北妻壁	南妻壁	北妻壁
①	Ss-1++	786	671	5.15	6.11
	Ss-1-+	769	763	4.79	5.69
	Ss-1+-	995	872	5.67	5.67
	Ss-1--	863	825	4.73	5.67
	Ss-2	672	617	20.52	19.35
	Ss-3++	709	619	35.60	17.46
	Ss-3-+	693	662	17.50	35.60
	Ss-3+-	673	650	12.28	17.45
	Ss-3--	672	617	17.44	24.89
	Ss-4	511	543	45.77	51.80
	Ss-5	513	572	47.68	46.43
	Ss-6	572	512	51.80	45.37
	Ss-7	544	506	46.39	46.49
	Ss-8++	722	742	7.30	7.99
	Ss-8-+	773	755	8.01	8.00
②	Ss-1+-	1018	911	5.67	5.67
③	Ss-1+-	993	864	5.67	5.67
④	Ss-1+-	1039	1012	5.68	4.75
⑤	Ss-1+-	1089	1143	5.69	4.74

注：□は、壁部材の面内せん断に対する照査を実施するケース

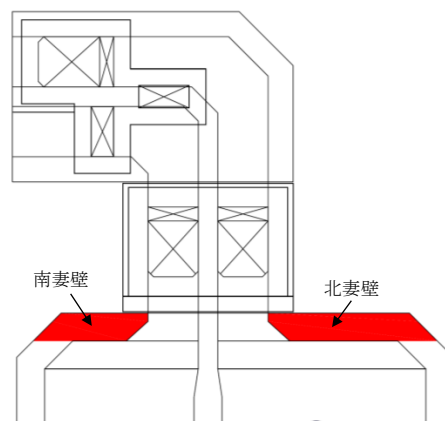


図 5-100 補機冷却用海水取水路（北側）の妻壁の位置

表 5-29 地震応答解析における補機冷却用海水取水路（南側）の妻壁の層間変位の最大値と時刻（A-A断面）

解析ケース	地震動	層間変位の最大値 (cm)		層間変位最大時の 時刻(s)	
		南妻壁	北妻壁	南妻壁	北妻壁
①	Ss-1++	4.52×10^{-2}	4.24×10^{-2}	5.69	6.12
	Ss-1-+	4.08×10^{-2}	4.94×10^{-2}	5.69	5.69
	Ss-1+-	3.75×10^{-2}	4.23×10^{-2}	5.68	6.13
	Ss-1--	4.74×10^{-2}	5.50×10^{-2}	5.68	5.68
	Ss-2	2.45×10^{-2}	2.80×10^{-2}	19.78	21.49
	Ss-3++	3.41×10^{-2}	3.99×10^{-2}	21.20	21.20
	Ss-3-+	3.41×10^{-2}	3.90×10^{-2}	35.61	35.61
	Ss-3+-	3.25×10^{-2}	3.83×10^{-2}	21.20	21.20
	Ss-3--	3.22×10^{-2}	3.67×10^{-2}	35.61	35.61
	Ss-4	1.86×10^{-2}	2.19×10^{-2}	45.39	51.80
	Ss-5	2.25×10^{-2}	2.26×10^{-2}	46.50	46.52
	Ss-6	1.69×10^{-2}	1.69×10^{-2}	51.65	50.68
	Ss-7	1.94×10^{-2}	2.13×10^{-2}	46.55	46.55
	Ss-8++	3.88×10^{-2}	4.11×10^{-2}	8.00	8.00
	Ss-8-+	3.58×10^{-2}	3.65×10^{-2}	8.00	7.31
②	Ss-1+-	4.23×10^{-2}	4.97×10^{-2}	6.13	6.13
③	Ss-1+-	3.64×10^{-2}	4.13×10^{-2}	4.74	4.74
④	Ss-1+-	5.67×10^{-2}	6.28×10^{-2}	4.75	4.75
⑤	Ss-1+-	6.72×10^{-2}	7.29×10^{-2}	4.75	4.75

注：□は、壁部材の面内せん断に対する照査を実施するケース

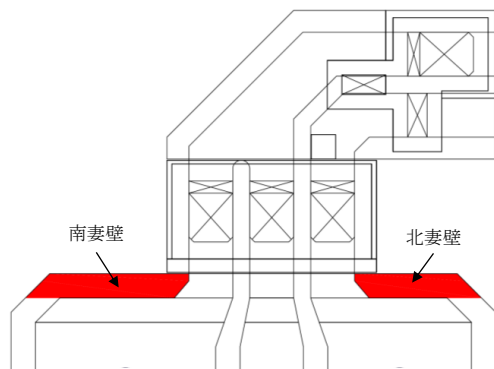


図 5-101 補機冷却用海水取水路（南側）の妻壁の位置

表 5-30 地震応答解析における補機冷却用海水取水路（北側）の妻壁の層間変位の最大値と時刻（A-A断面）

解析ケース	地震動	層間変位の最大値 (cm)		層間変位最大時の 時刻(s)	
		南妻壁	北妻壁	南妻壁	北妻壁
①	Ss-1++	3.26×10^{-2}	3.78×10^{-2}	5.70	5.70
	Ss-1-+	3.37×10^{-2}	4.27×10^{-2}	5.66	5.68
	Ss-1+-	4.10×10^{-2}	4.44×10^{-2}	5.67	5.68
	Ss-1--	3.49×10^{-2}	3.77×10^{-2}	4.73	4.73
	Ss-2	2.59×10^{-2}	2.73×10^{-2}	19.35	19.36
	Ss-3++	2.59×10^{-2}	3.03×10^{-2}	35.59	17.46
	Ss-3-+	2.55×10^{-2}	3.14×10^{-2}	21.19	17.47
	Ss-3+-	2.50×10^{-2}	3.13×10^{-2}	21.19	17.47
	Ss-3--	2.54×10^{-2}	3.03×10^{-2}	17.45	17.46
	Ss-4	1.56×10^{-2}	1.65×10^{-2}	45.37	45.38
	Ss-5	1.90×10^{-2}	2.09×10^{-2}	46.51	46.51
	Ss-6	1.87×10^{-2}	1.98×10^{-2}	45.37	51.80
	Ss-7	1.82×10^{-2}	2.20×10^{-2}	46.54	46.55
	Ss-8++	3.20×10^{-2}	3.63×10^{-2}	7.30	7.98
	Ss-8-+	3.51×10^{-2}	4.03×10^{-2}	8.00	8.00
②	Ss-1+-	4.46×10^{-2}	4.74×10^{-2}	5.67	5.68
③	Ss-1+-	4.04×10^{-2}	4.39×10^{-2}	5.67	5.68
④	Ss-1+-	5.31×10^{-2}	5.36×10^{-2}	5.70	4.76
⑤	Ss-1+-	5.97×10^{-2}	6.12×10^{-2}	5.71	4.75

注：□は、壁部材の面内せん断に対する照査を実施するケース

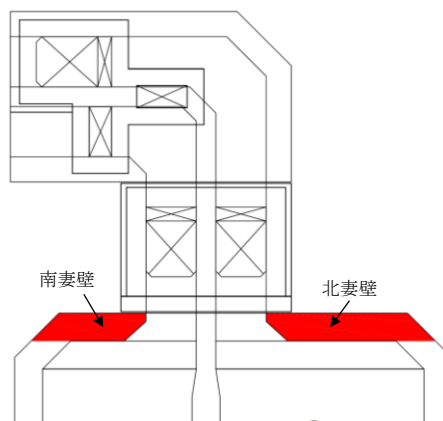


図 5-102 補機冷却用海水取水路（北側）の妻壁の位置

(3) 最大せん断ひずみ分布

地盤に発生した最大せん断ひずみを確認するため、曲げ軸力照査及びせん断力照査において最大照査値を示した地震動について、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を示す。表 5-31 に最大照査値を示す解析ケース一覧を示す。

A-A断面における最大せん断ひずみ分布を図 5-103～図 5-104 に、B-B断面における最大せん断ひずみ分布を図 5-105～図 5-106 に、C-C断面における最大せん断ひずみ分布を図 5-107～図 5-110 示す。

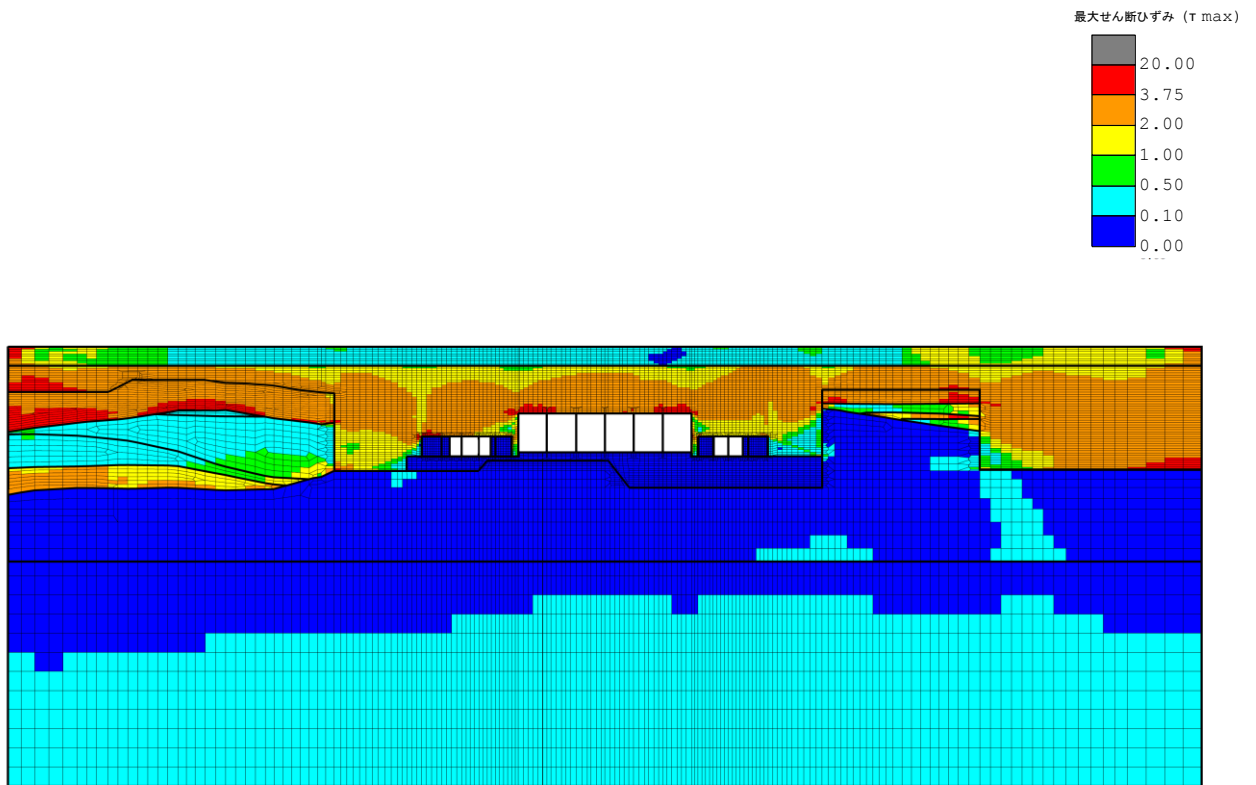
表 5-31 最大照査値を示す解析ケース一覧

評価部位	評価項目	
	曲げ軸力照査	せん断力照査
補機冷却用海水取水路 (南側)	Ss-1+- (解析ケース②)	Ss-1+- (解析ケース②)
補機冷却用海水取水路 (北側)	Ss-1+- (解析ケース④) *	Ss-1+- (解析ケース④) *

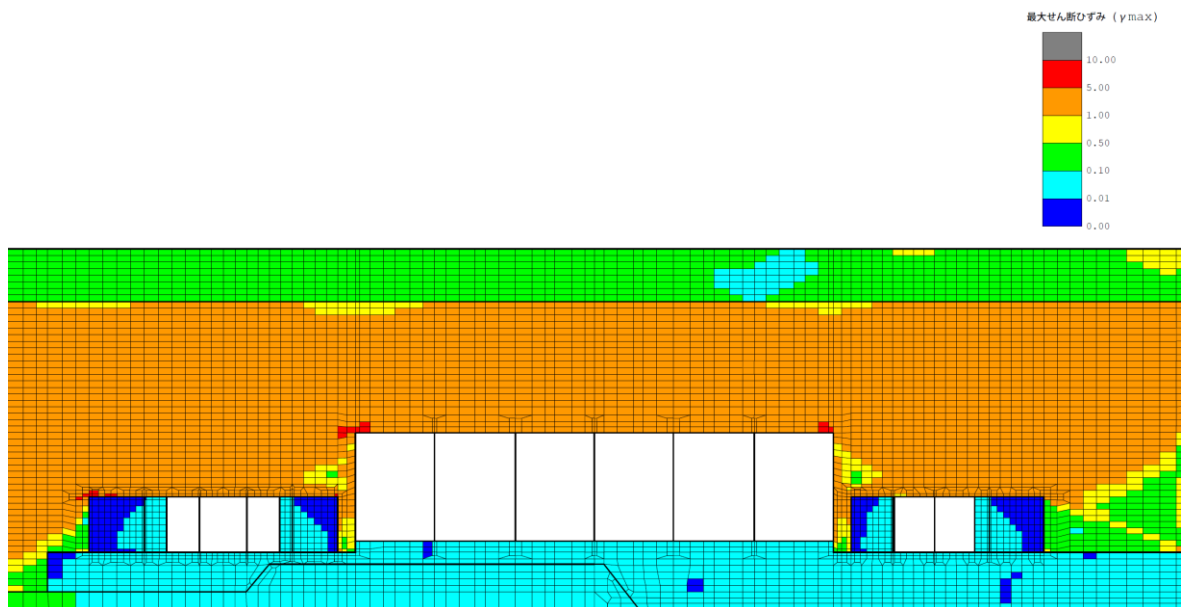
注：耐震評価における解析ケース一覧

	①	②	③	④	⑤
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	地盤剛性(-1σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)
液状化強度特性の設定	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

a. A-A断面

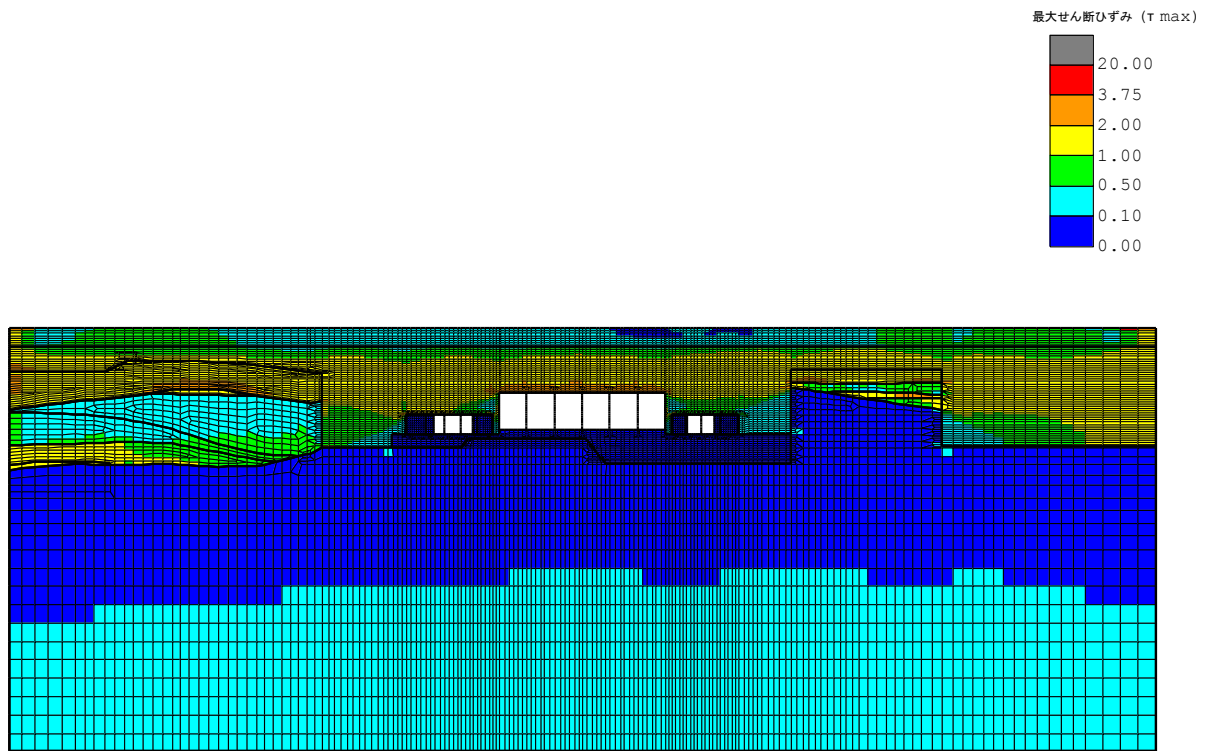


(a) 全体図

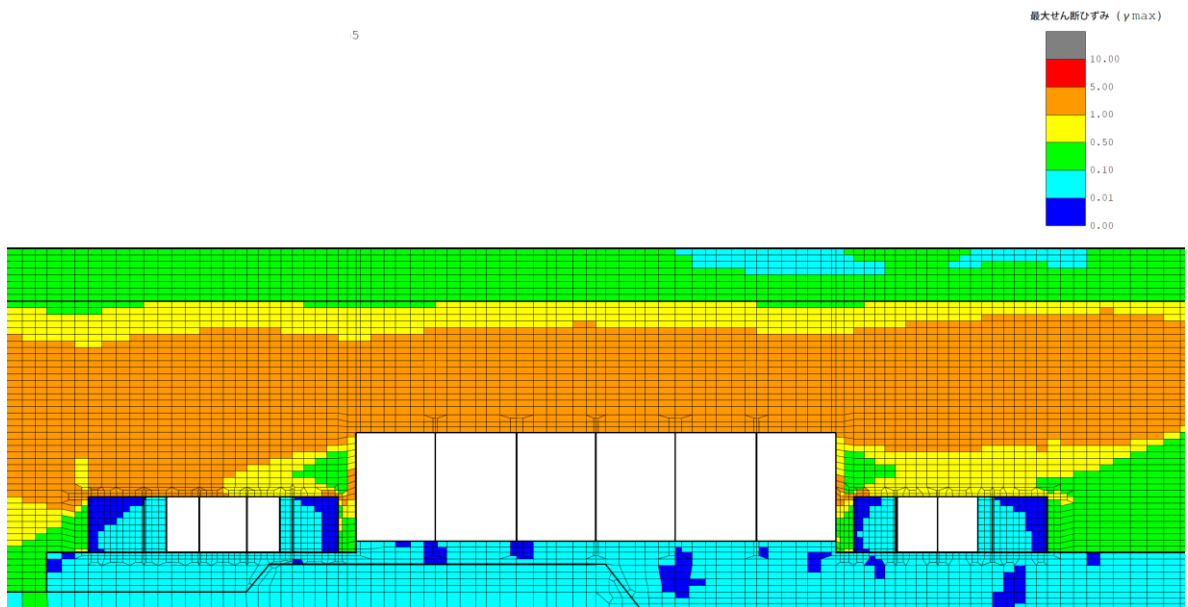


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-103 A-A断面の地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース②, 地震動 Ss-1+-)



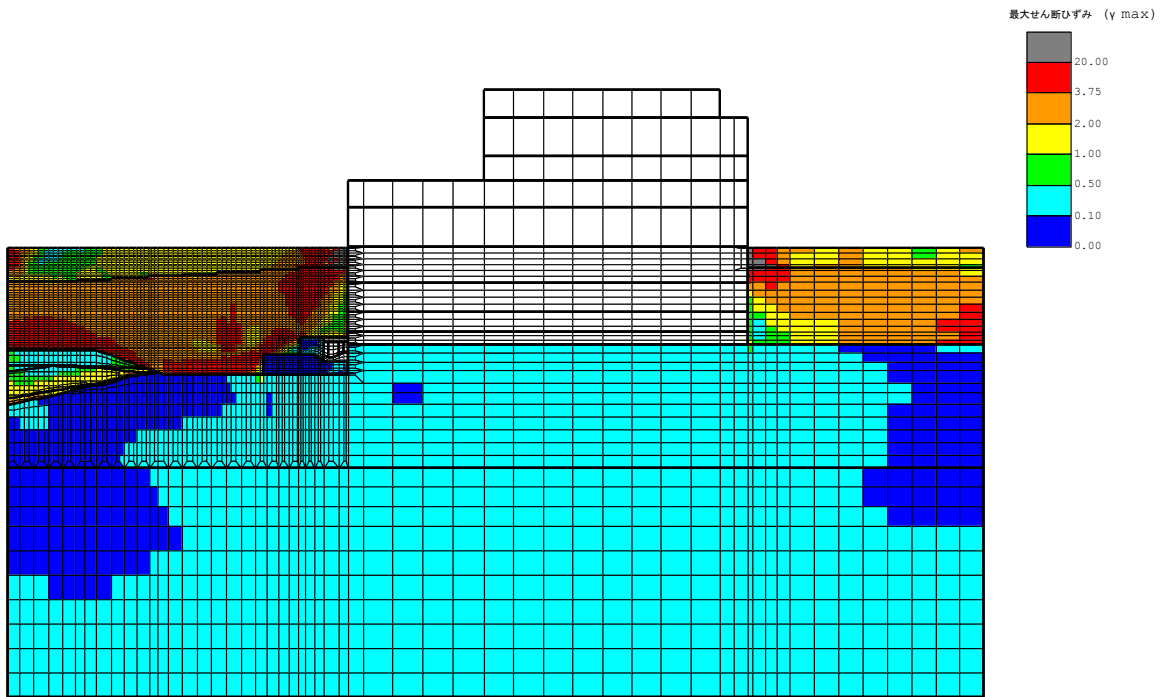
(a) 全体図



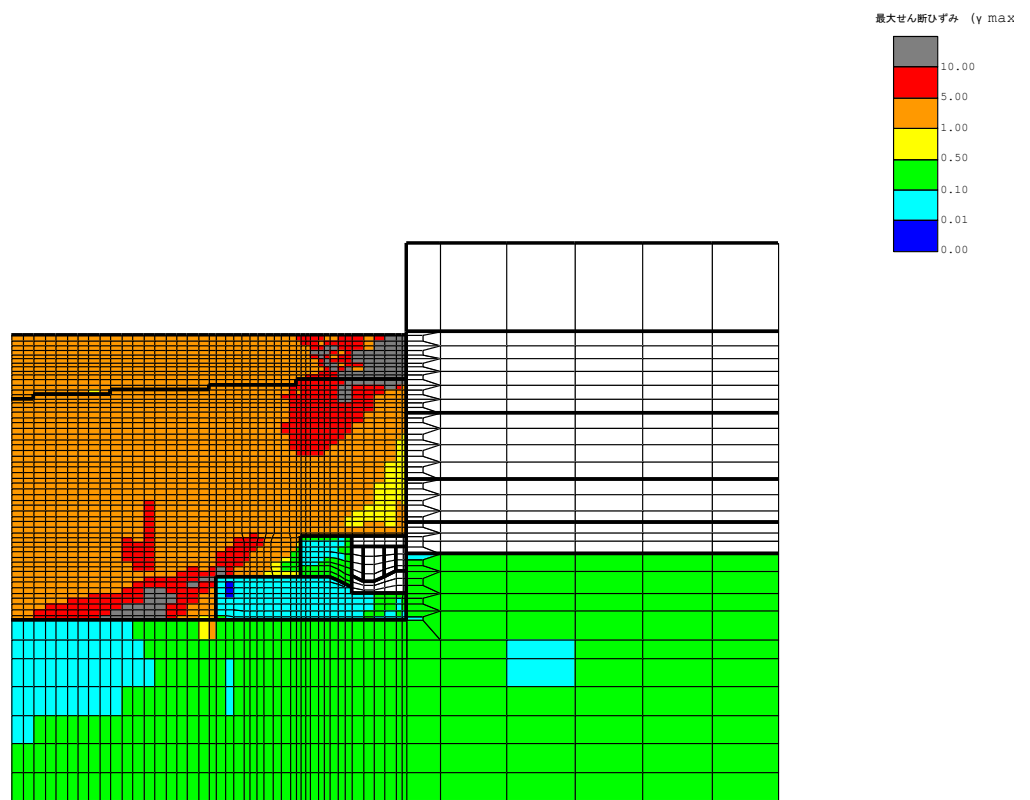
(b) 構造物周辺拡大図

図 5-104 A-A断面の地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース④, 地震動 Ss-1+-)

b. B-B断面

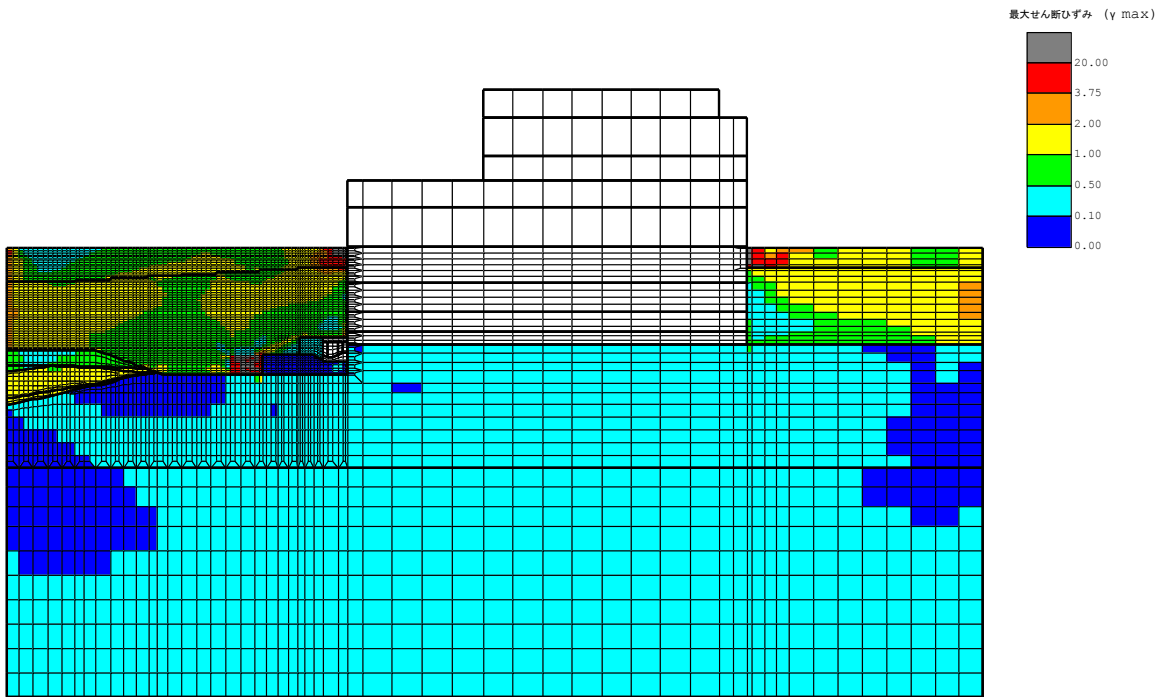


(a) 全体図

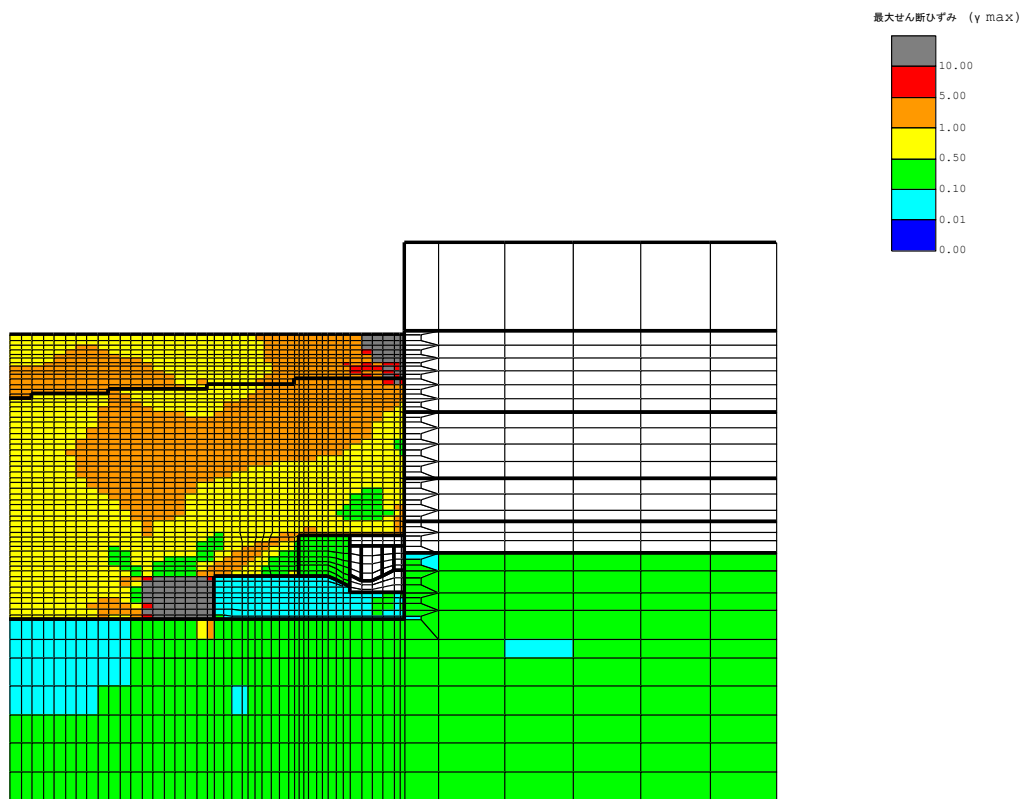


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-105 B-B断面の地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース②, 地震動 Ss-1+-)



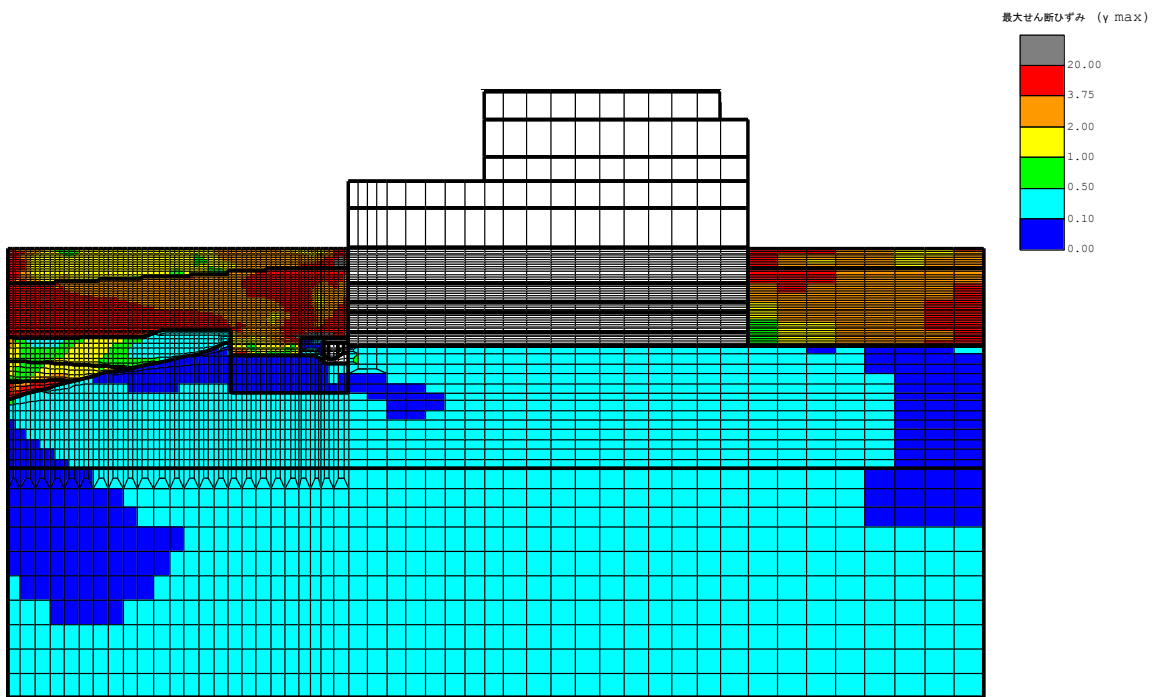
(a) 全体図



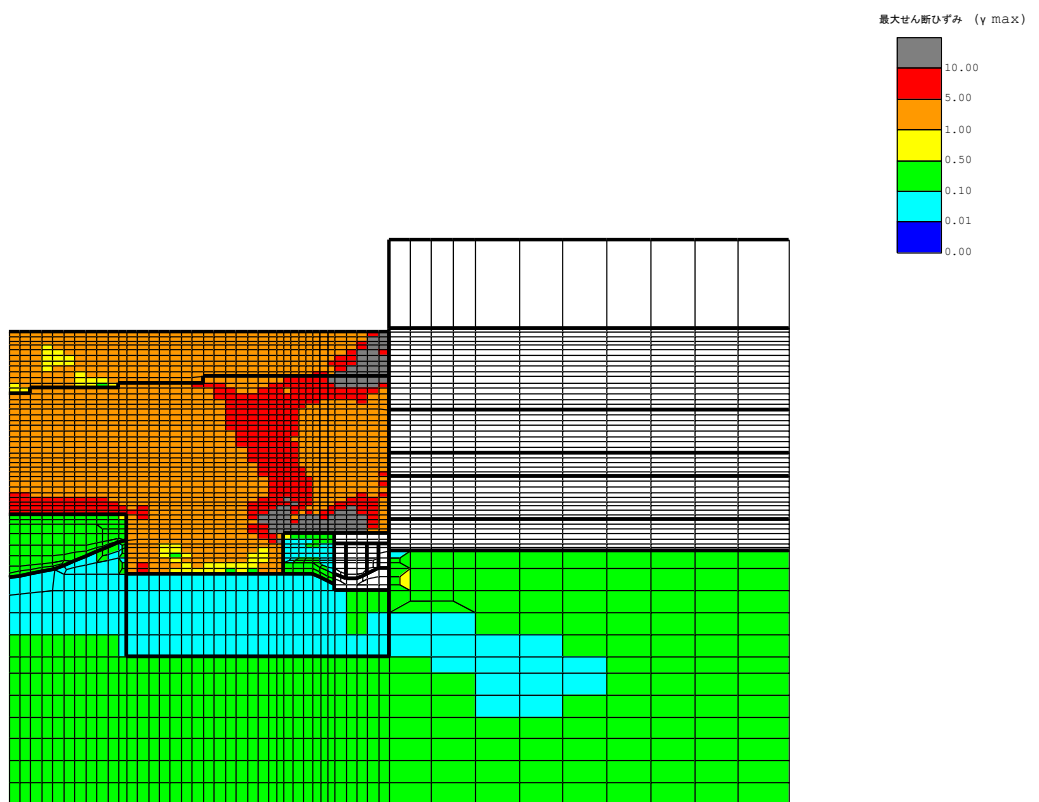
(b) 構造物周辺拡大図

図 5-106 B-B断面の地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース④, 地震動 Ss-1+-)

c. C-C断面

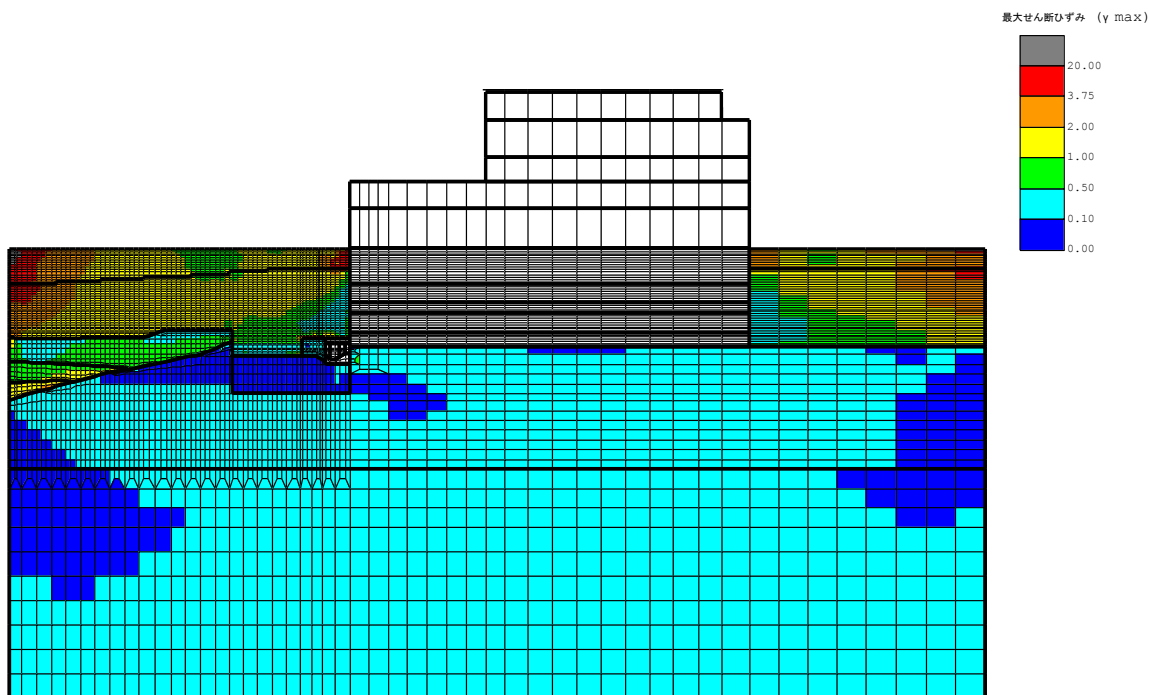


(a) 全体図

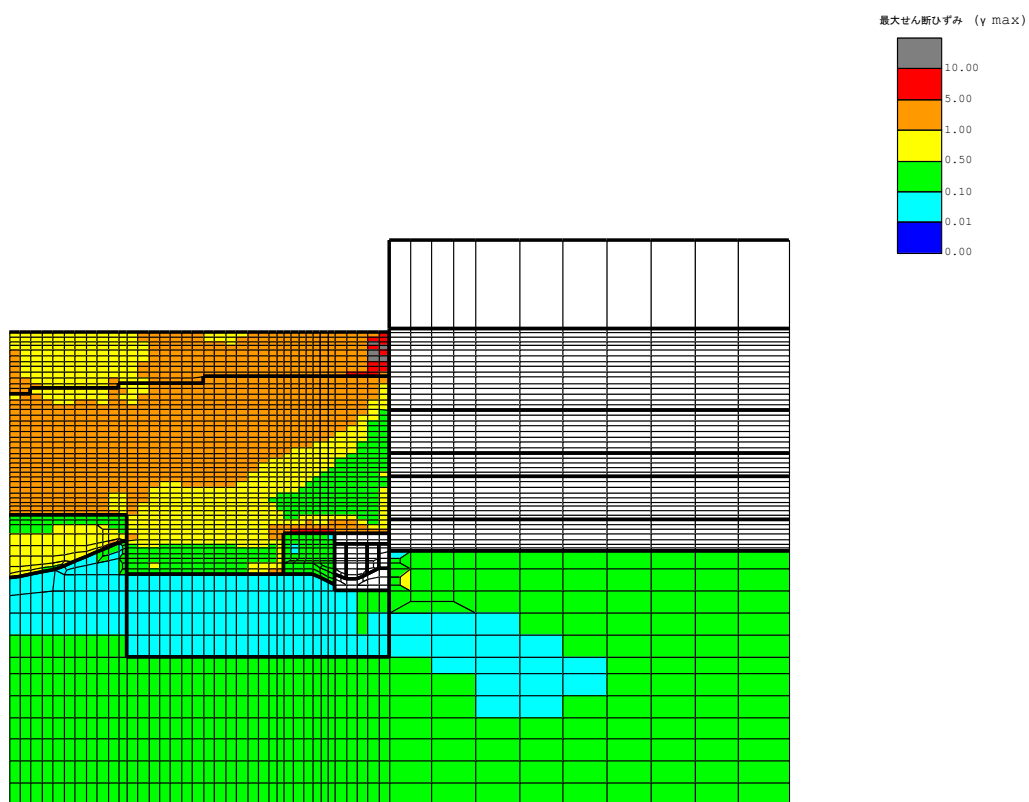


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-107 C-C断面（南妻壁側）の地盤の最大せん断ひずみ分布図
（解析ケース②，地震動 Ss-1+-）

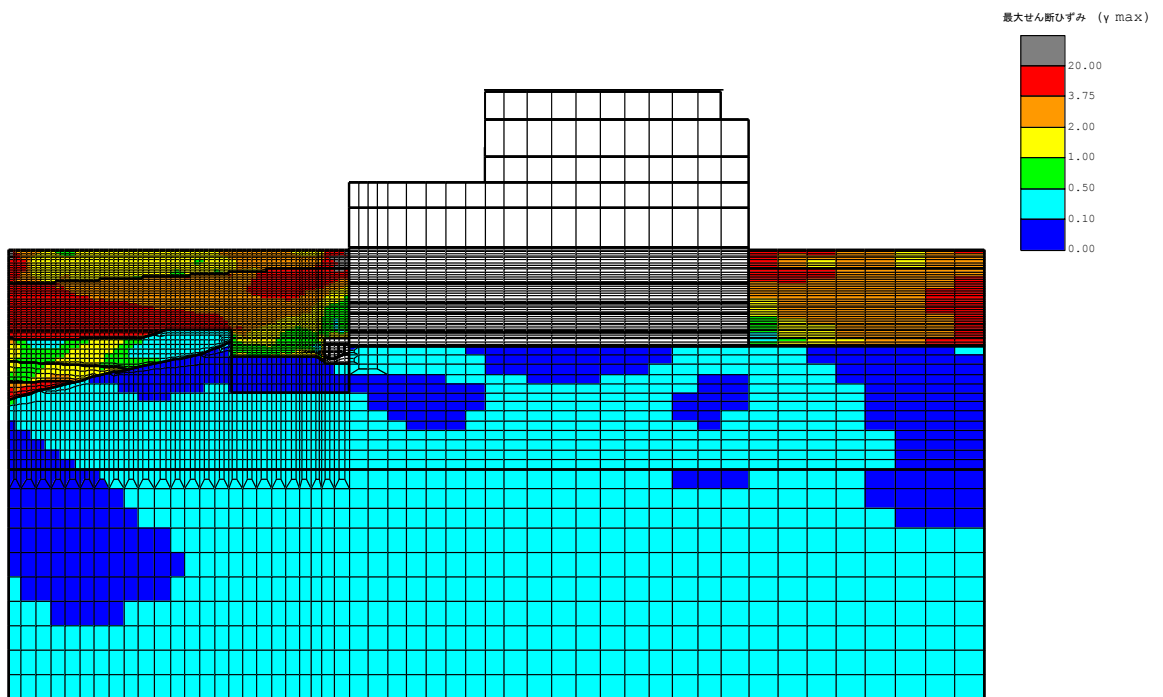


(a) 全体図

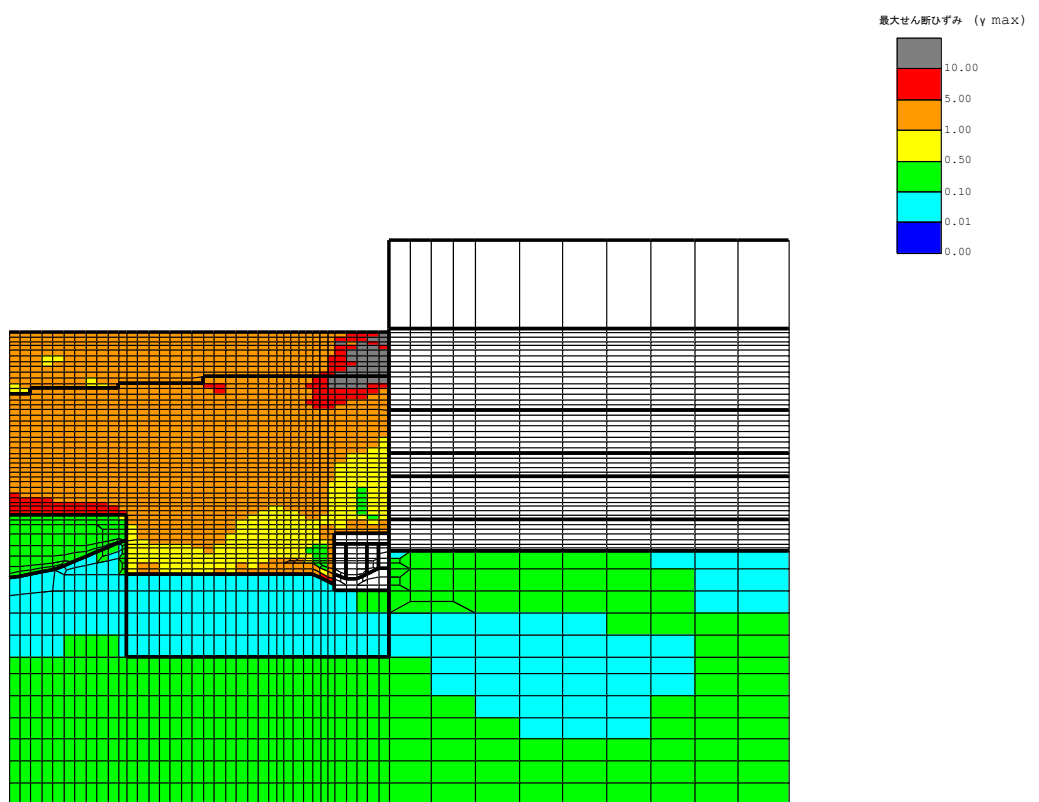


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-108 C-C断面（南妻壁側）の地盤の最大せん断ひずみ分布図
 （解析ケース④，地震動 Ss-1+-）

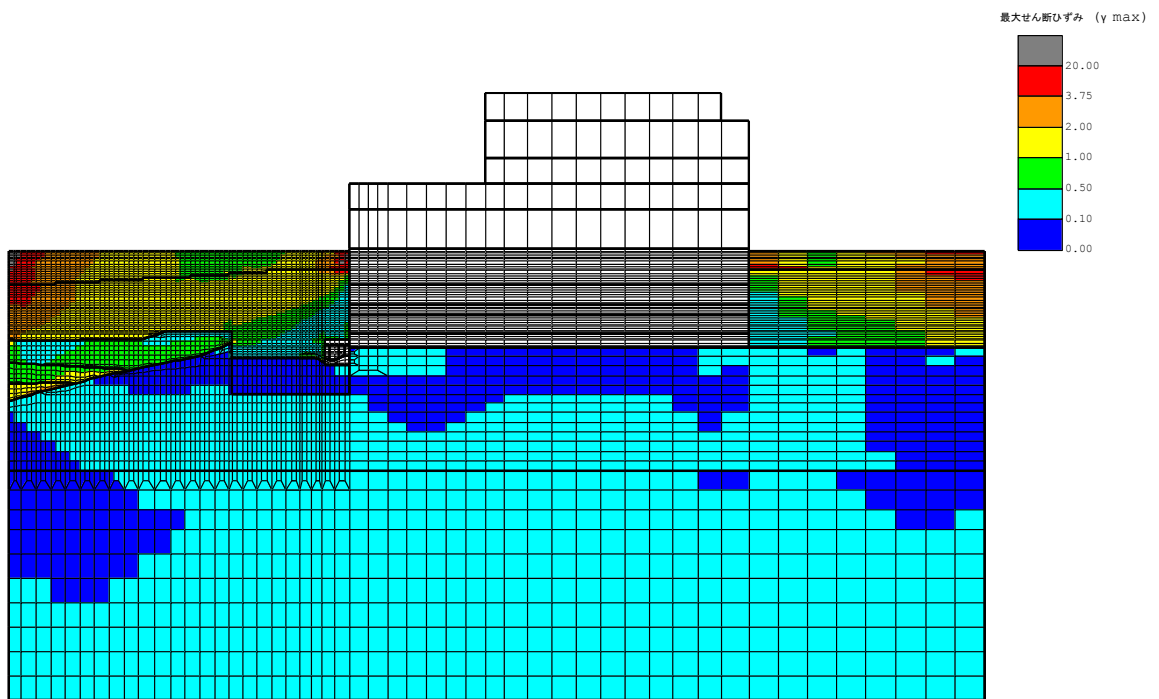


(a) 全体図

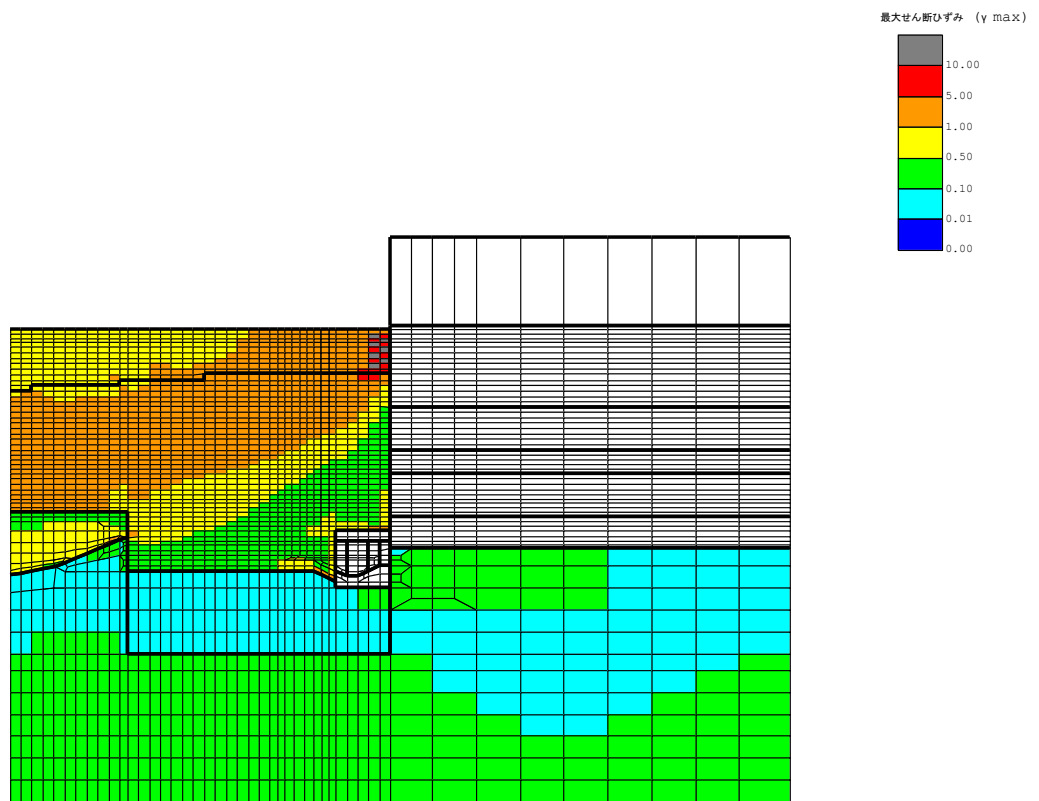


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-109 C-C断面（北妻壁側）の地盤の最大せん断ひずみ分布図
 (解析ケース②, 地震動 Ss-1+-)



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-110 C-C断面（北妻壁側）の地盤の最大せん断ひずみ分布図
 (解析ケース④, 地震動 Ss-1+-)

(4) 最大過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、曲げ軸力照査及びせん断力照査において最大照査値を示した地震動について、地震応答解析の全時刻における地盤要素の過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。表 5-32 に最大照査値を示す解析ケースの一覧を示す。なお、最大照査値が非液状化の条件である解析ケース④及び⑤である場合は、最大過剰間隙水圧分布は記載せず、参考として、同地震動の解析ケース①（基本ケース）の最大過剰間隙水圧分布を示す。

A-A断面における過剰間隙水圧比分布を図 5-111 に、B-B断面における過剰間隙水圧比分布を図 5-113 に、C-C断面における過剰間隙水圧比分布を図 5-115～図 5-117 に示す。

表 5-32 最大照査値を示す解析ケース一覧

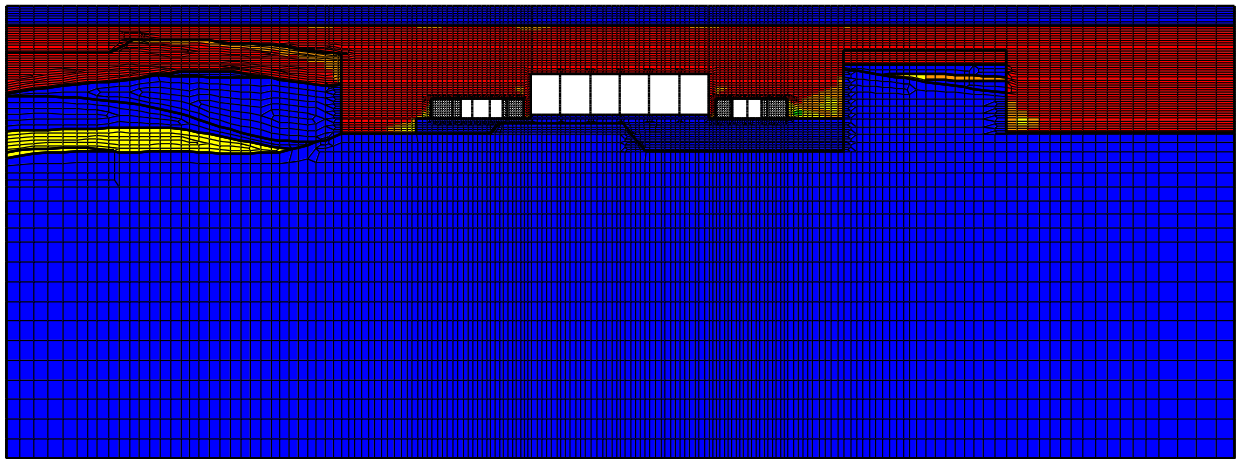
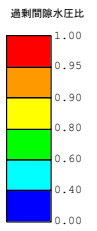
評価部位	評価項目	
	曲げ軸力照査	せん断力照査
補機冷却用海水取水路 (南側)	Ss-1+- (解析ケース②)	Ss-1+- (解析ケース②)
補機冷却用海水取水路 (北側)	Ss-1+- (解析ケース④) *	Ss-1+- (解析ケース④) *

注記* : 非液状化を仮定した解析ケースについては、参考として、最大過剰間隙水圧比分布図は同地震動の解析ケース①を表示

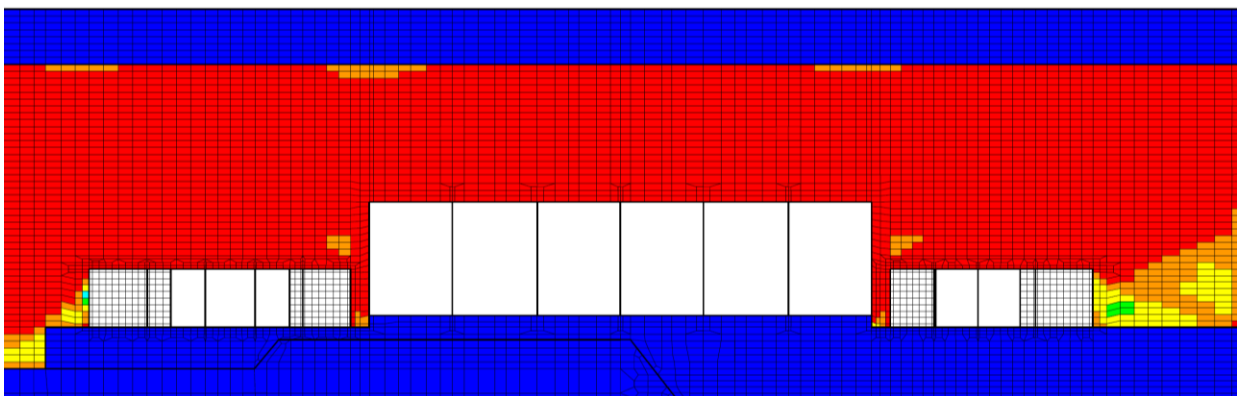
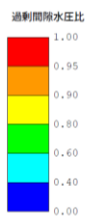
注：耐震評価における解析ケース一覧

	①	②	③	④	⑤
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	地盤剛性(-1σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)
液状化強度特性の設定	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

a. A-A断面

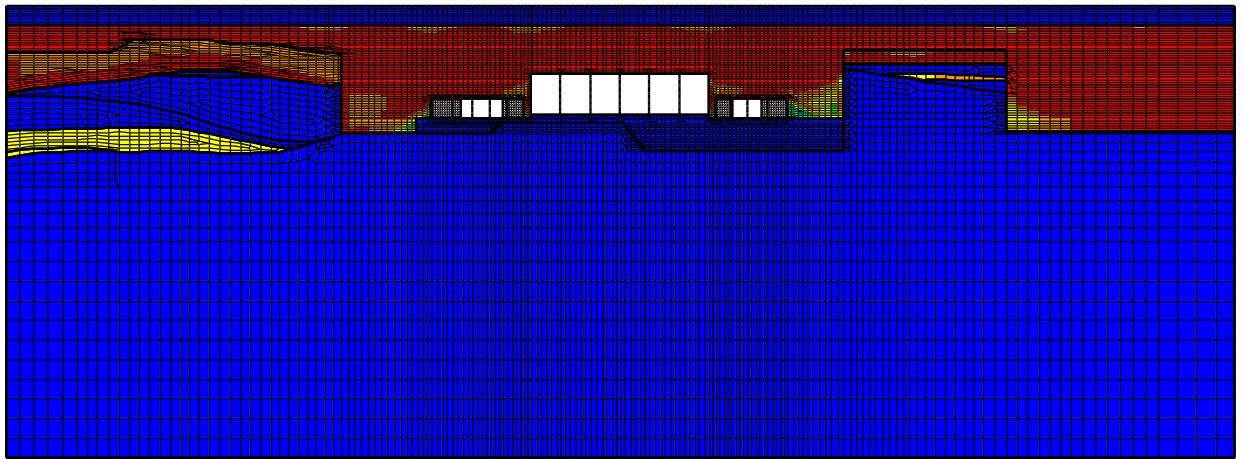
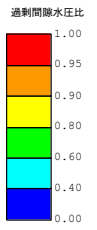


(a) 全体図

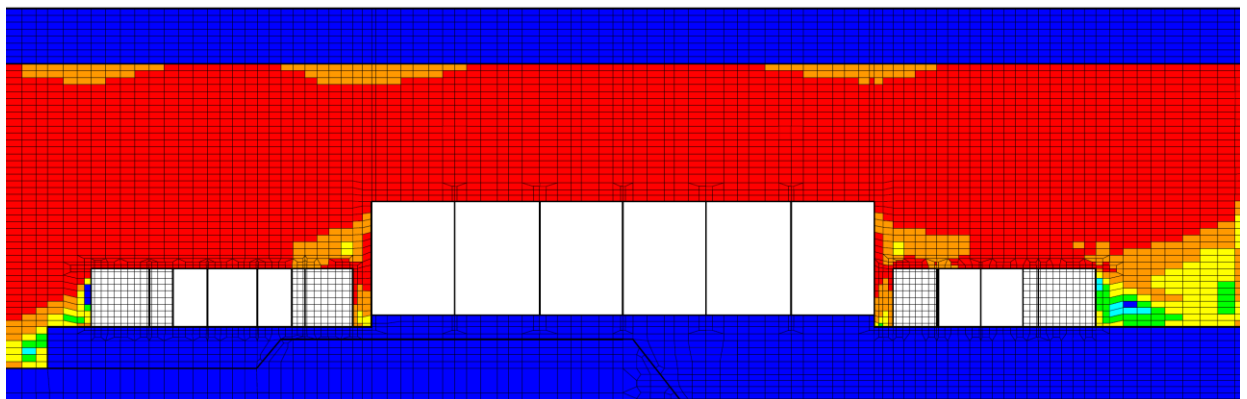
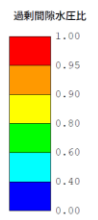


(b) 拡大図

図 5-111 A-A断面の最大過剰間隙水圧比分布図
(解析ケース②, 地震動 Ss-1+-)



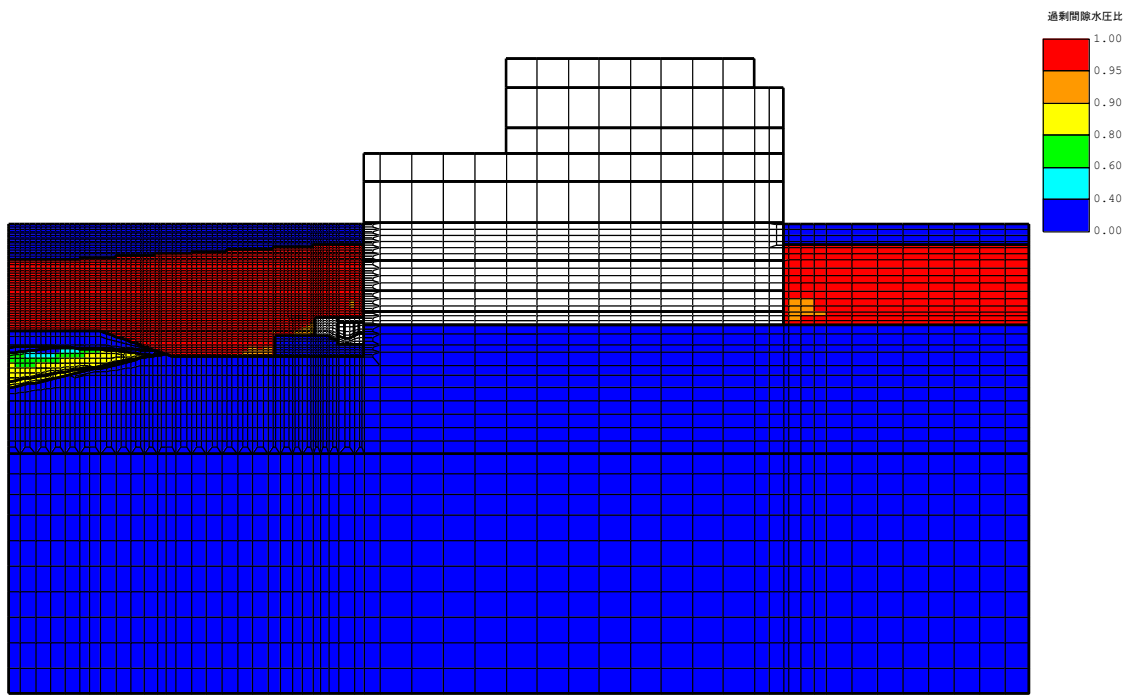
(a) 全体図



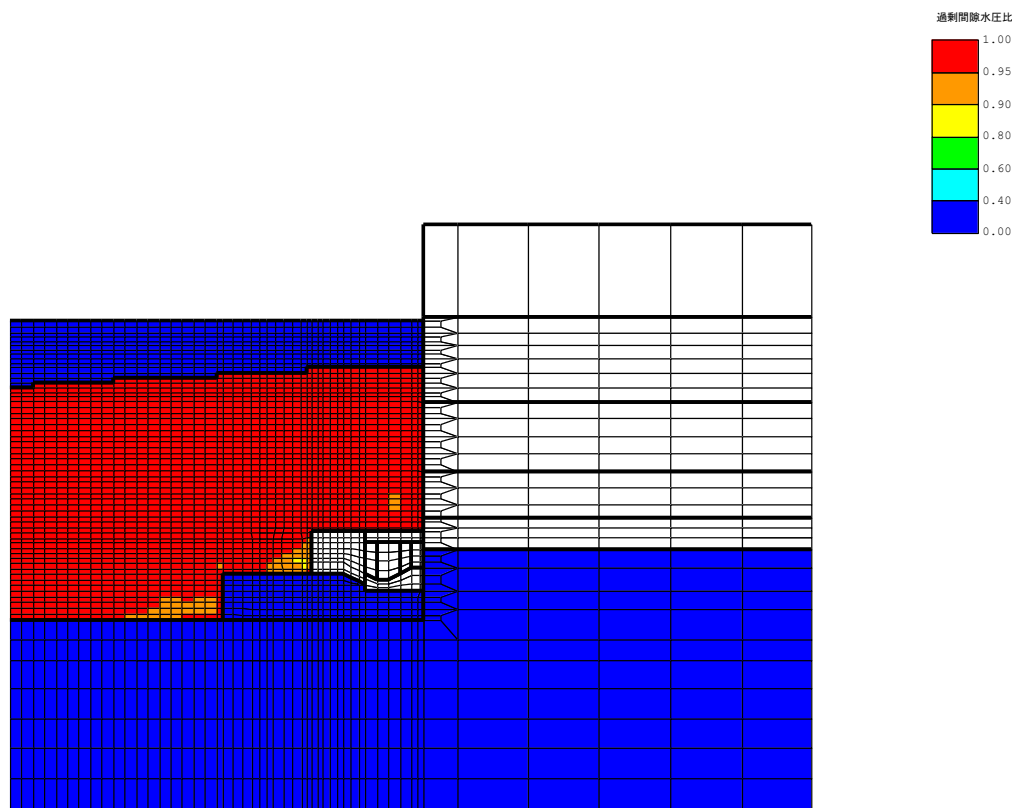
(b) 拡大図

図 5-112 A-A断面の最大過剰間隙水圧比分布図
(参考：解析ケース①，地震動 Ss-1+-)

b. B-B断面

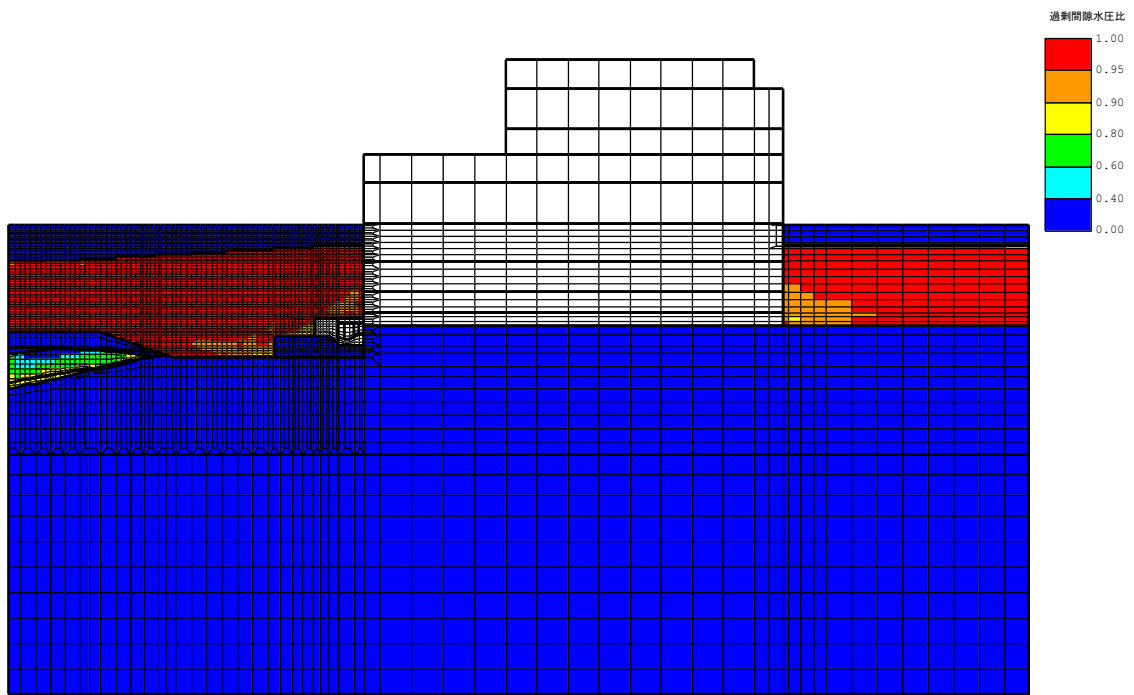


(a) 全体図

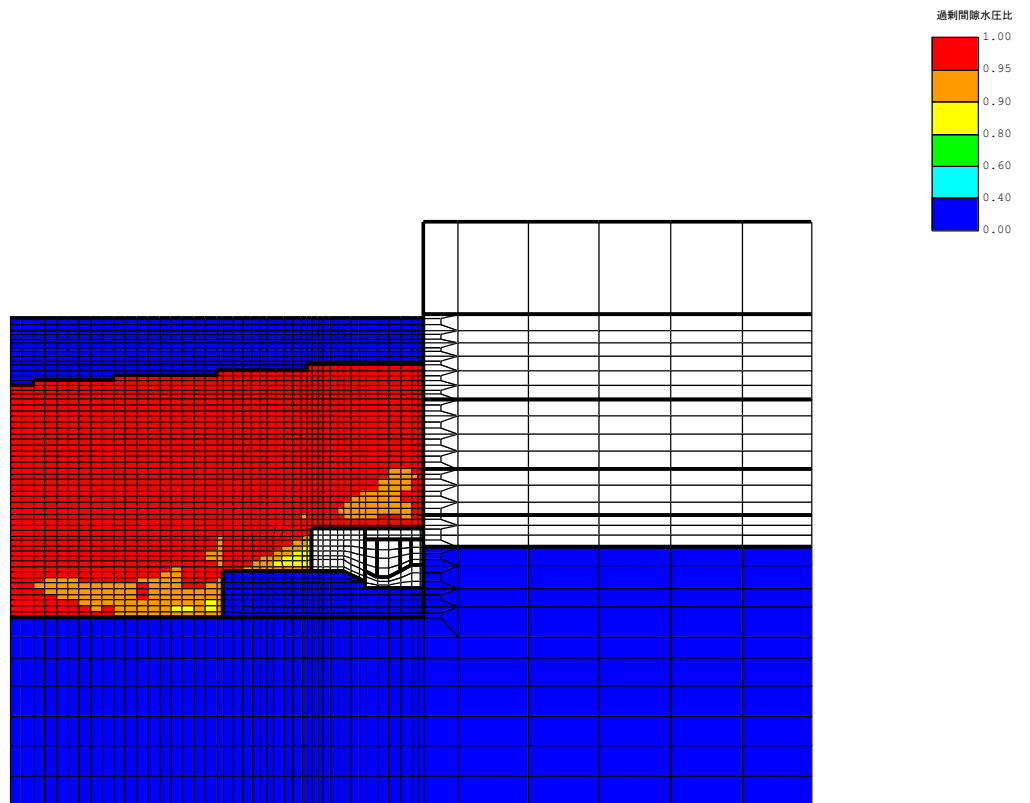


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-113 B-B断面の最大過剰間隙水圧比分布図
(解析ケース②, 地震動 Ss-1+-)



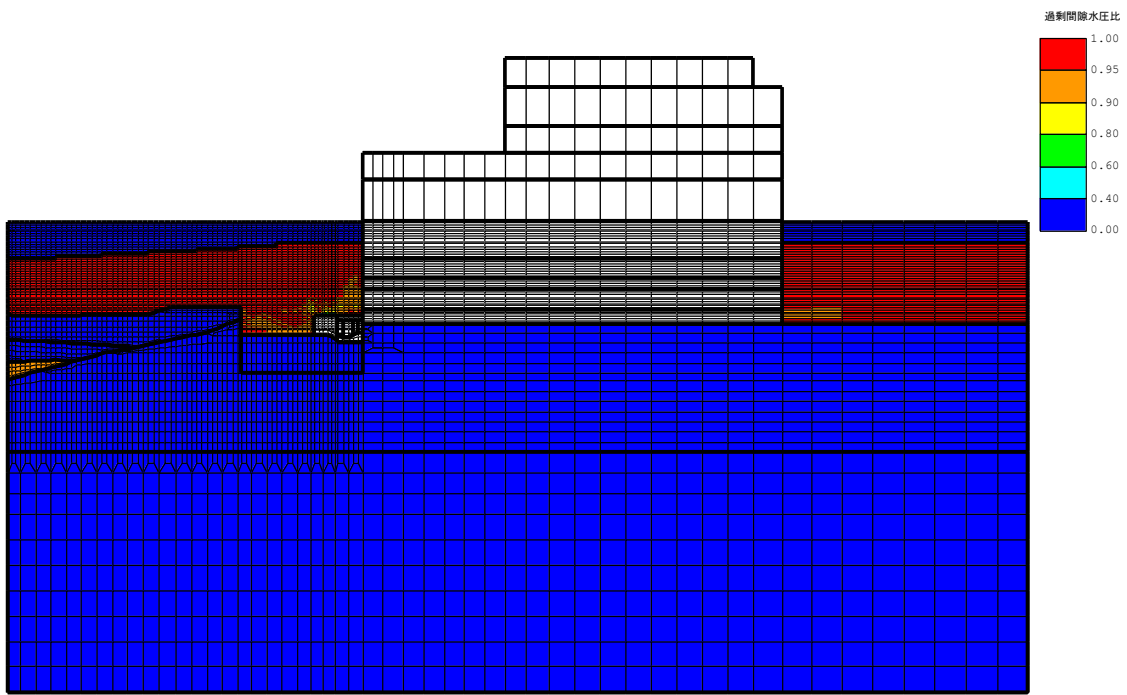
(a) 全体図



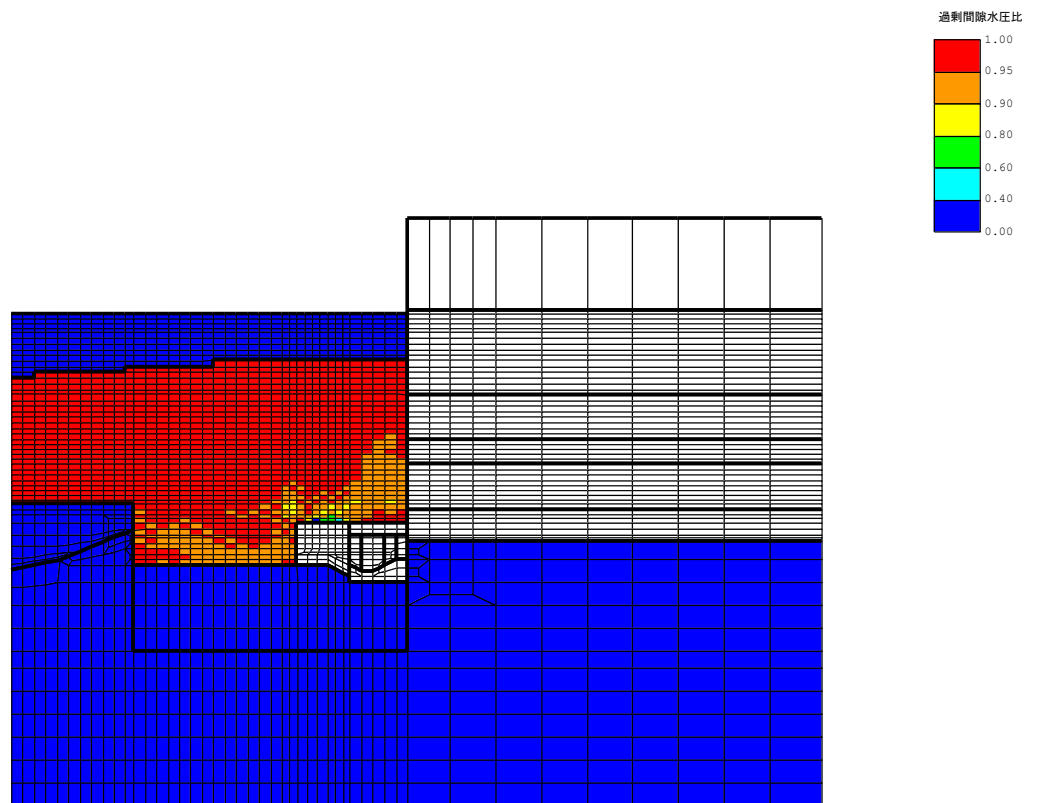
(b) 構造物周辺拡大図

図 5-114 B-B断面の最大過剰間隙水圧比分布図
(参考：解析ケース①，地震動 Ss-1+-)

c. C-C断面

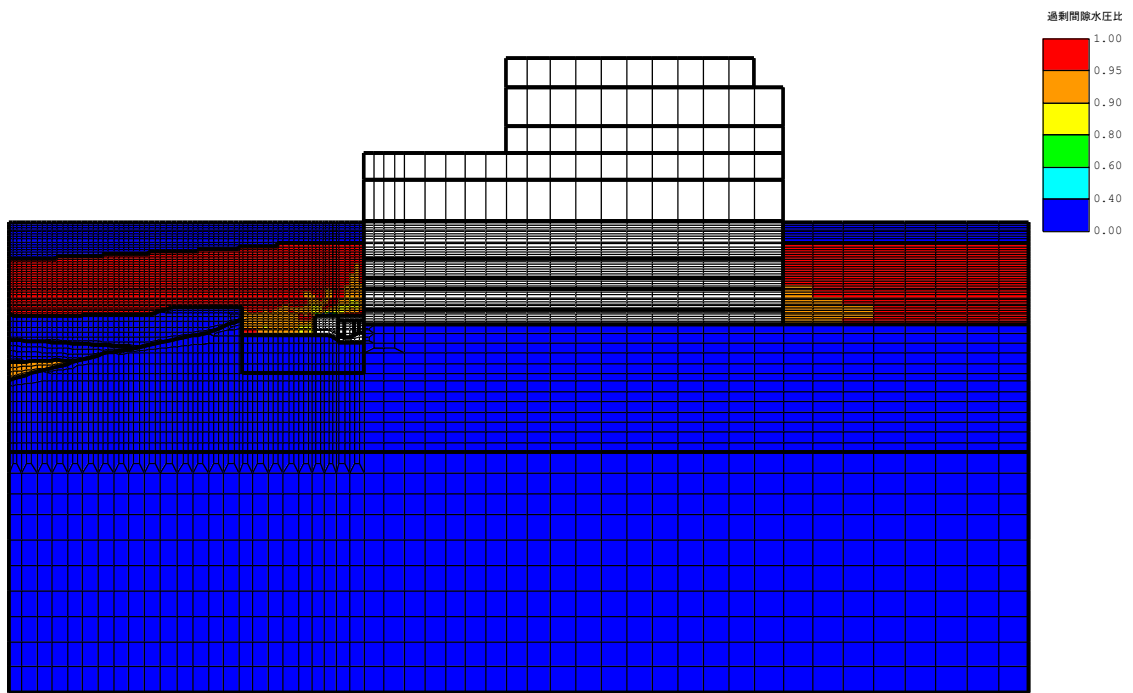


(a) 全体図

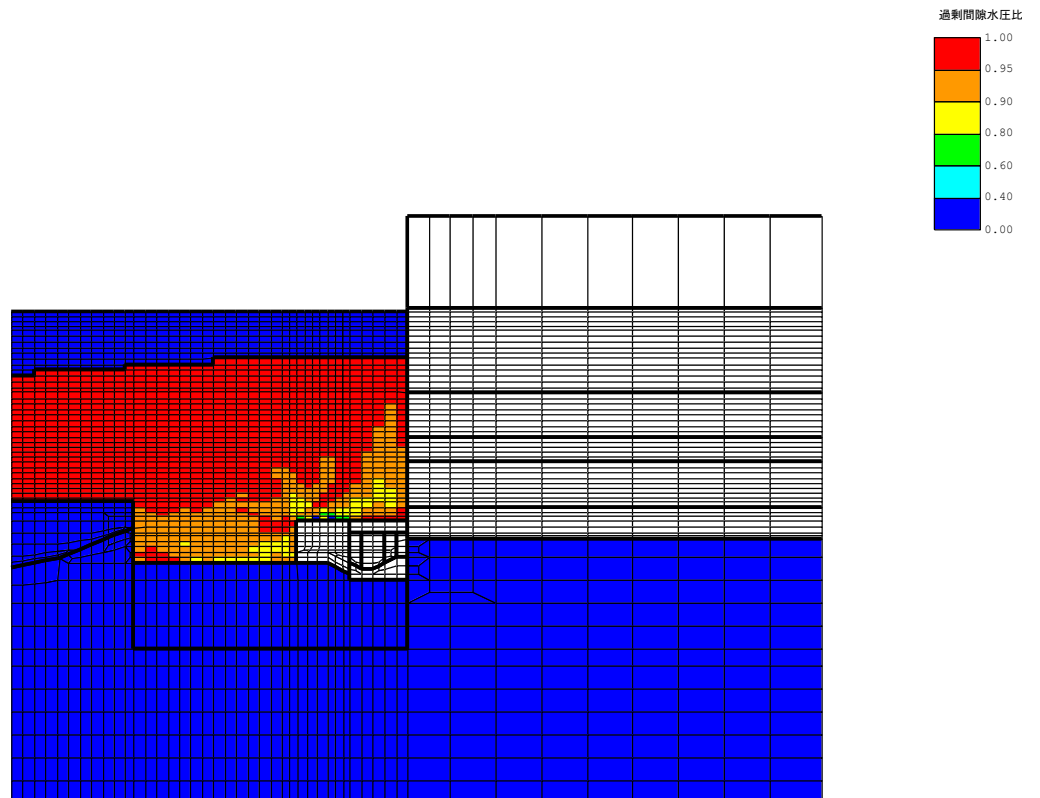


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-115 C-C断面（南妻壁側）の最大過剰間隙水圧比分布図
（解析ケース②，地震動 Ss-1+-）

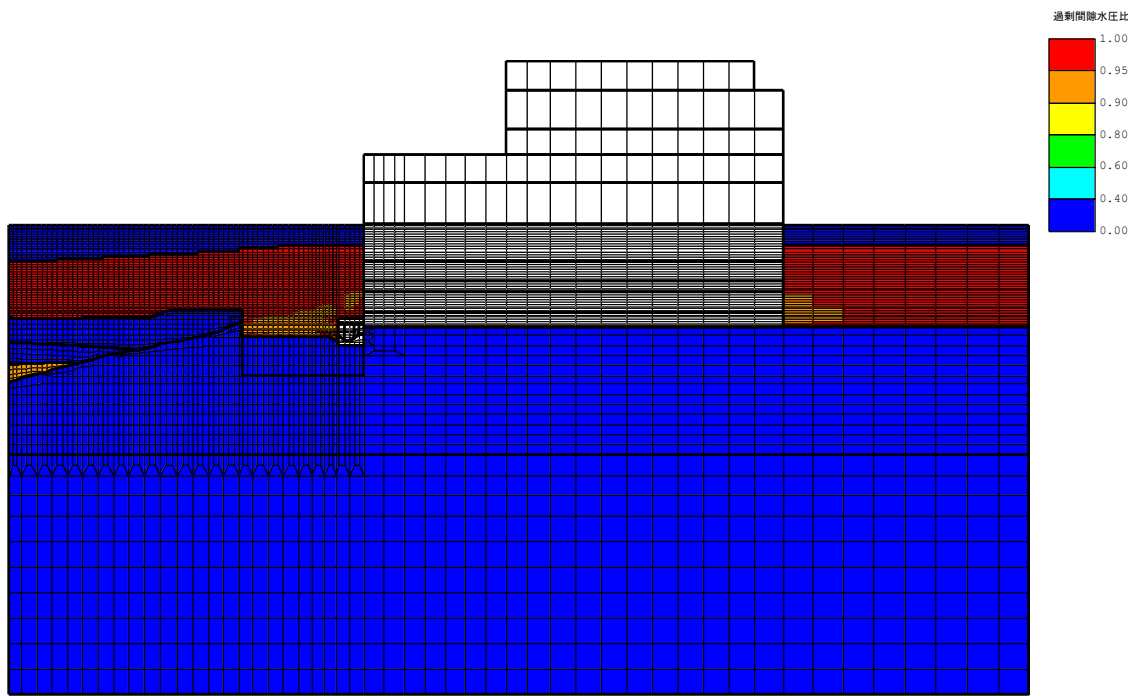


(a) 全体図

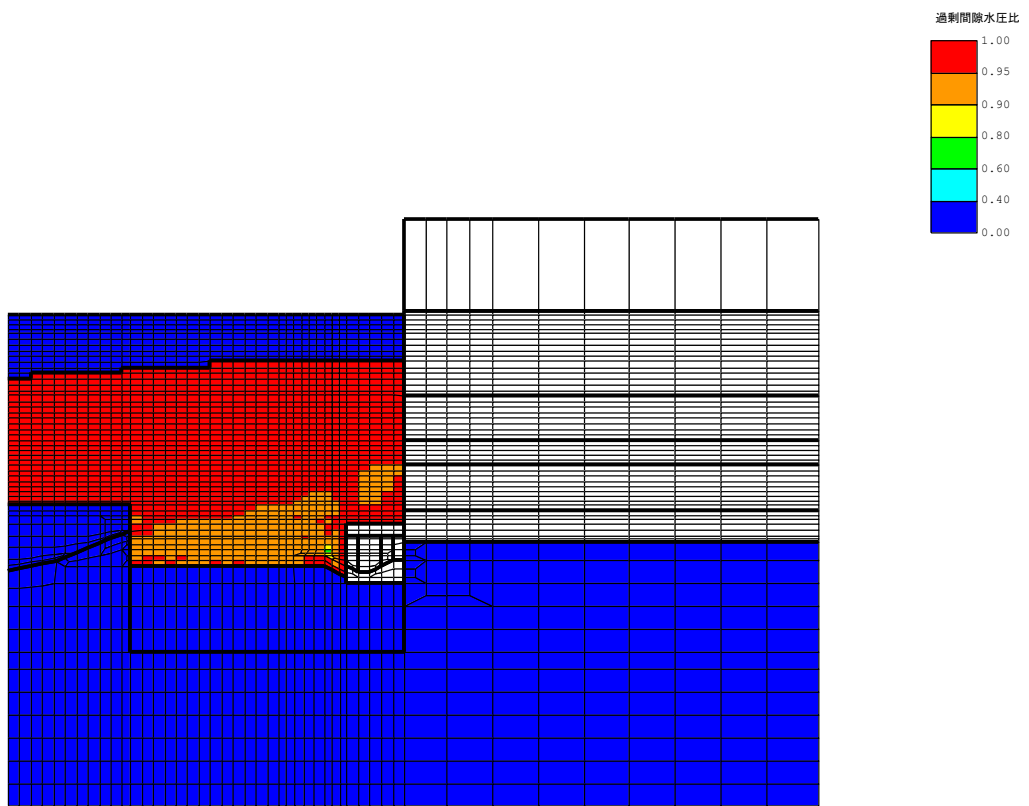


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-116 C-C断面（南妻壁側）の最大過剰間隙水圧比分布図
（参考：解析ケース①，地震動 Ss-1+-）

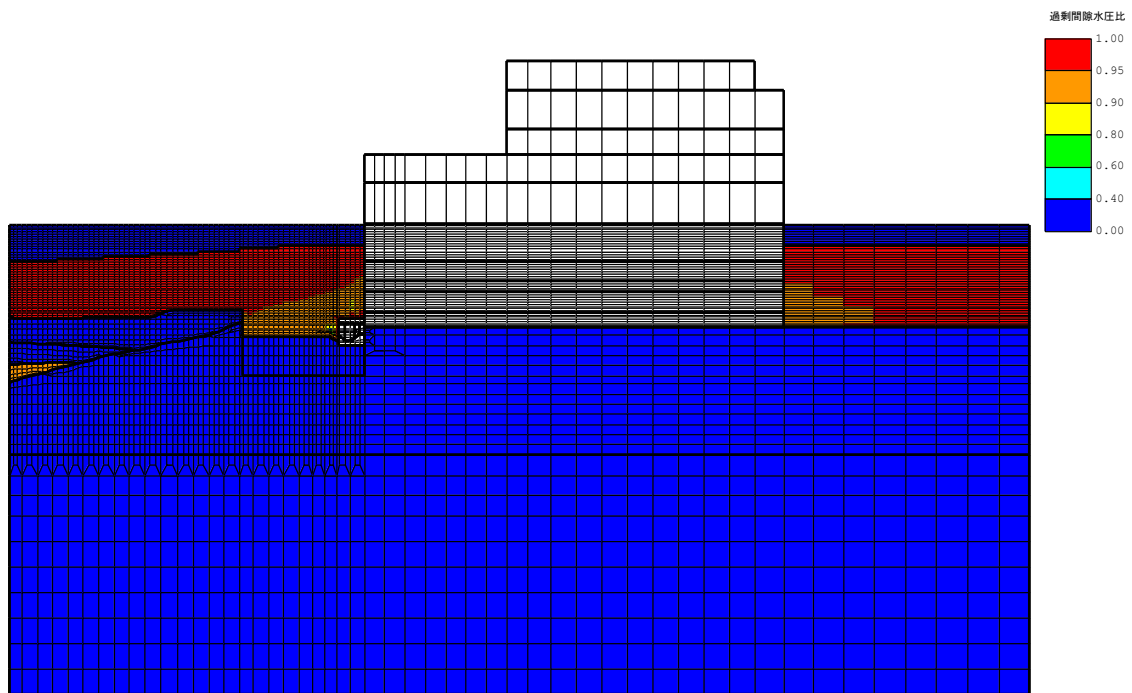


(a) 全体図

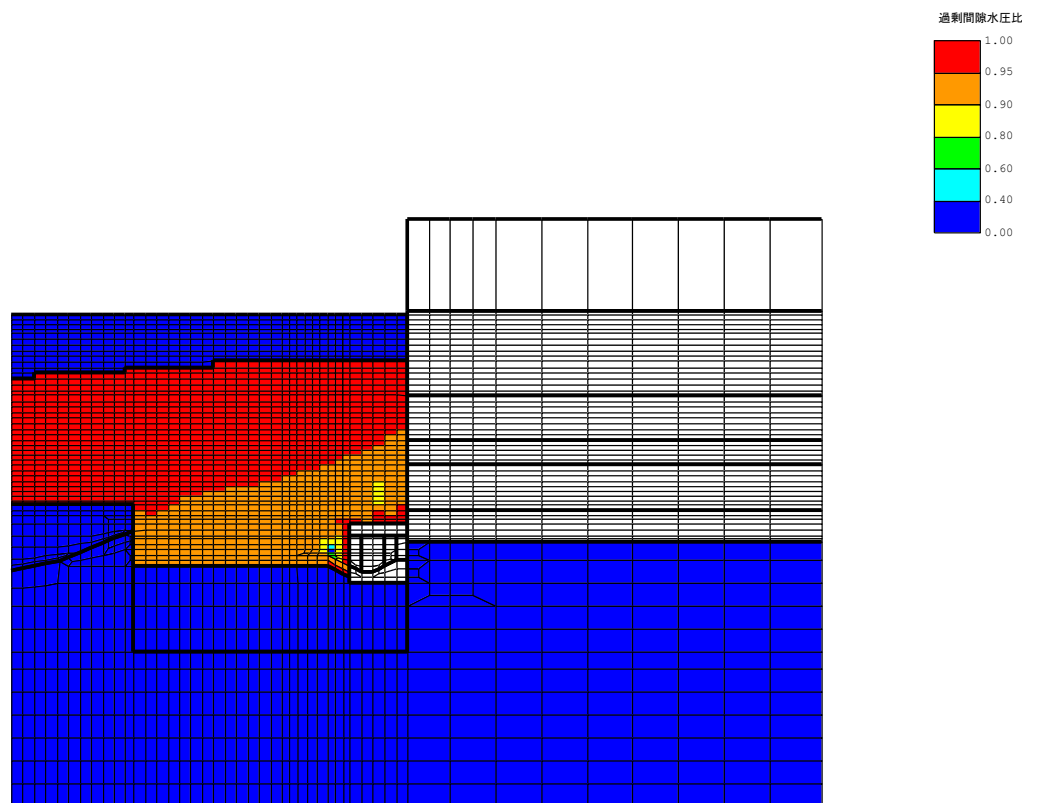


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-117 C-C断面（北妻壁側）の最大過剰間隙水圧比分布図
 (解析ケース②, 地震動 Ss-1+-)



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-118 C-C断面（北妻壁側）の最大過剰間隙水圧比分布図
 （参考：解析ケース①，地震動 Ss-1+-）

(5) 最大接地圧分布

マンメイドロックを基礎地盤とする補機冷却用海水取水路における接地圧を確認するため、基礎地盤の支持性能評価において最大照査値を示した地震動・解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における接地圧の最大値分布を示す。表 5-33 に最大照査値を示す解析ケース一覧を示す。

補機冷却用海水取水路（南側）における最大接地圧分布を図 5-119 に、補機冷却用海水取水路（北側）における最大接地圧分布を図 5-120 に示す。

表 5-33 最大照査値を示す解析ケース一覧

評価部位	評価項目
	基礎地盤の支持性能
補機冷却用海水取水路 (南側)	Ss-1-- (解析ケース①)
補機冷却用海水取水路 (北側)	Ss-1+- (解析ケース②)

注：耐震評価における解析ケース一覧

	①	②	③	④	⑤
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	地盤剛性(-1σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)
液状化強度特性の設定	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

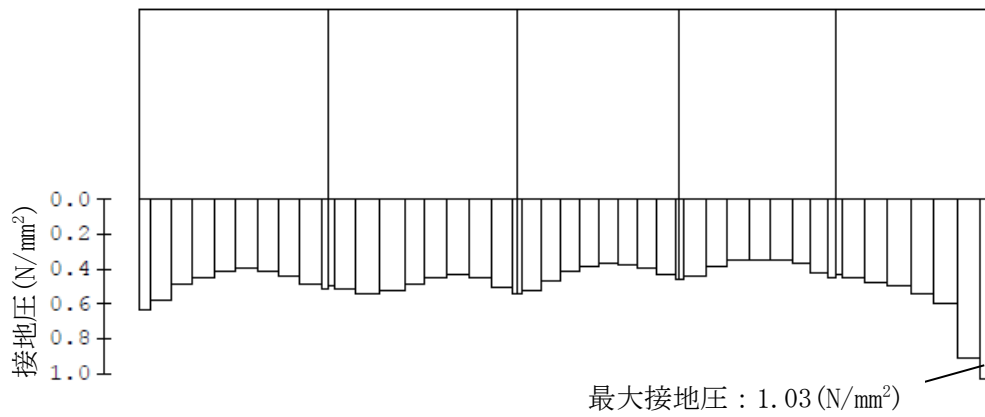


図 5-119 補機冷却用海水取水路（南側）の最大接地圧分布図
 (解析ケース①, 地震動 Ss-1- -)

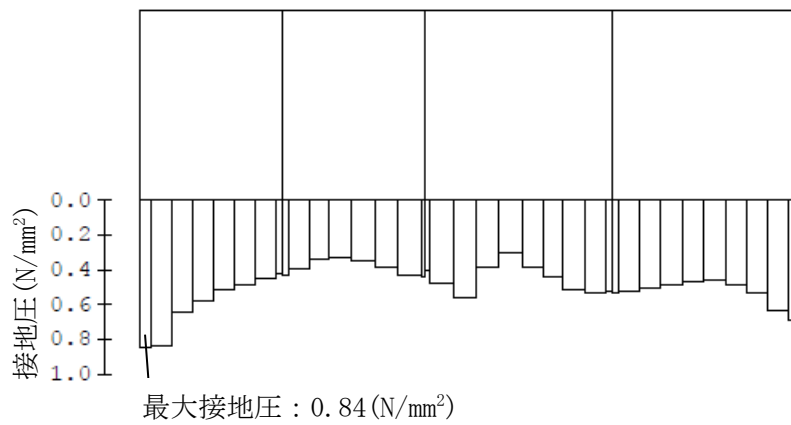


図 5-120 補機冷却用海水取水路（北側）の最大接地圧分布図
 (解析ケース②, 地震動 Ss-1+ -)

5.6.2 3次元構造解析結果

(1) 構造部材のひずみ分布（鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査）

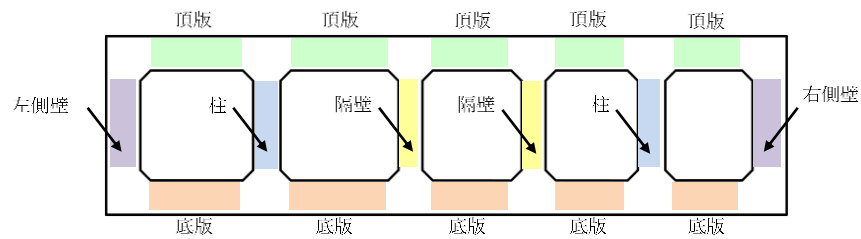
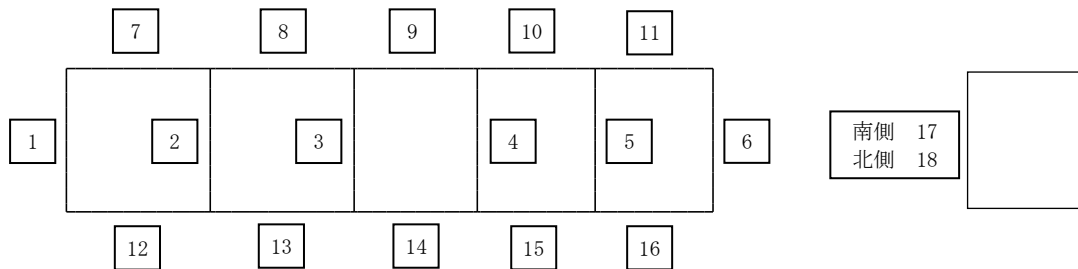
補機例冷却用海水取水路の鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 5-34 及び表 5-35 に示す。また、該当する解析ケースのひずみ分布図を図 5-121 及び図 5-122 に示す。なお、図 5-121 及び図 5-122 は、表 5-34 及び表 5-35 に示す解析ケースの照査値最大時における最大ひずみと同方向のひずみ分布を示している。

表 5-34 鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査結果（補機冷却用海水取水路（南側））
（最も厳しい照査値とその地震動）

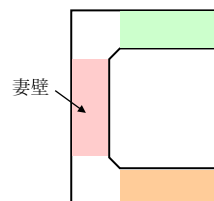
評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用圧縮ひずみ ε_d^{*2} (μ)	限界ひずみ ε_r (μ)	照査値
頂版	8	①	S s - 1 - +	168	10000	0.017
側壁	1	②	S s - 1 + -	203	10000	0.021
隔壁	4	③	S s - 1 + -	217	10000	0.022
底版	12	①	S s - 3 + +	214	10000	0.022
柱	2	②	S s - 1 + -	208	10000	0.021
妻壁	18	②	S s - 1 + -	253	10000	0.026

注記*1 : 評価位置は下図に示す。

*2 : 照査用圧縮ひずみ $\varepsilon_d =$ 圧縮縁の発生ひずみ $\varepsilon \times$ 構造解析係数 γ_a



A-A断面（補機冷却用海水取水路（南側））



B-B断面（妻壁を通る断面の構造形状）

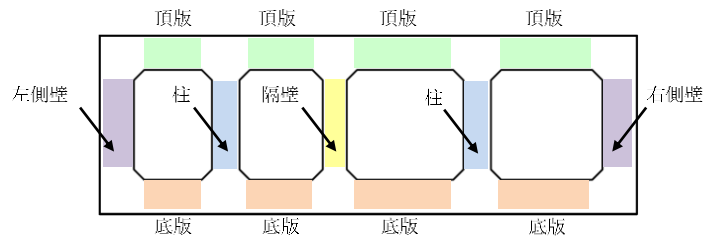
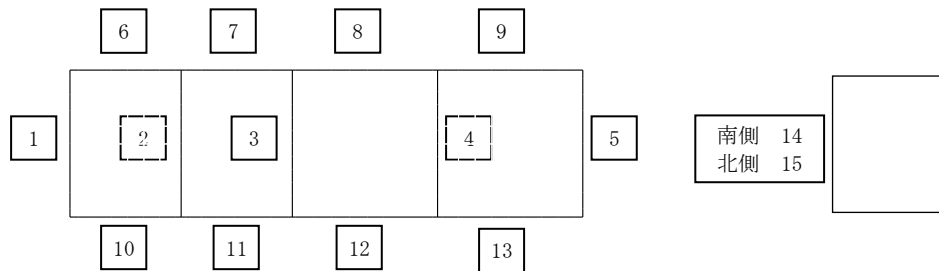
評価位置

表 5-35 鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査結果（補機冷却用海水取水路（北側））
（最も厳しい照査値とその地震動）

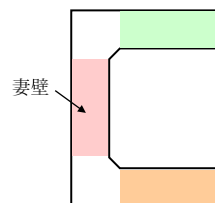
評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用圧縮ひずみ ε_d^{*2} (μ)	限界ひずみ ε_r (μ)	照査値
頂版	8	②	S s - 1 + -	236	10000	0.024
側壁	5	②	S s - 1 + -	259	10000	0.026
隔壁	3	④	S s - 1 + -	327	10000	0.033
底板	12	④	S s - 1 + -	205	10000	0.021
柱	4	④	S s - 1 + -	292	10000	0.030
妻壁	15	④	S s - 1 + -	344	10000	0.035

注記*1：評価位置は下図に示す。

*2：照査用圧縮ひずみ ε_d = 圧縮縁の発生ひずみ ε × 構造解析係数 γ_a

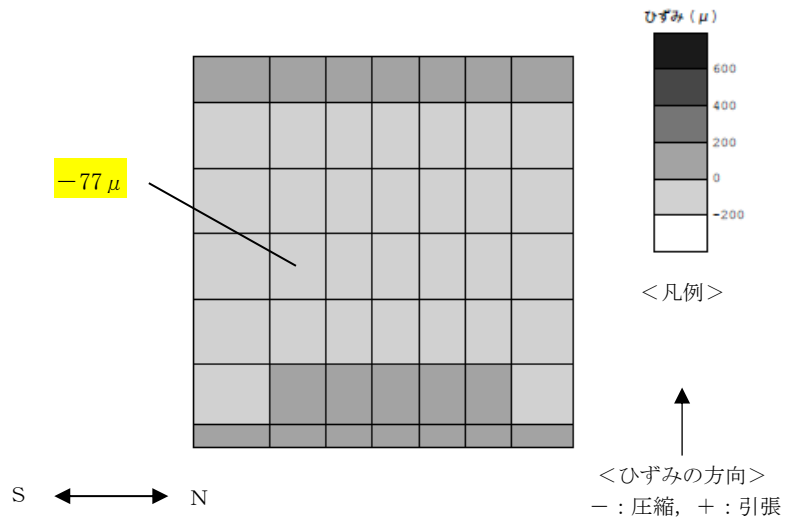
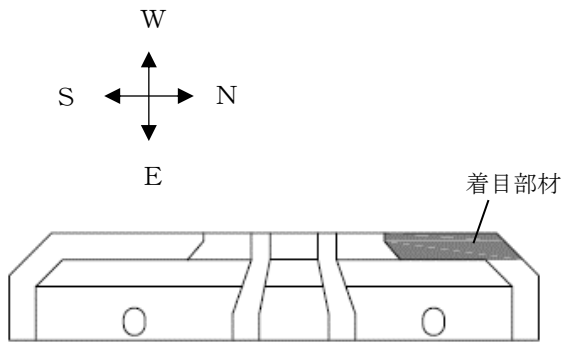


A-A断面（補機冷却用海水取水路（北側））

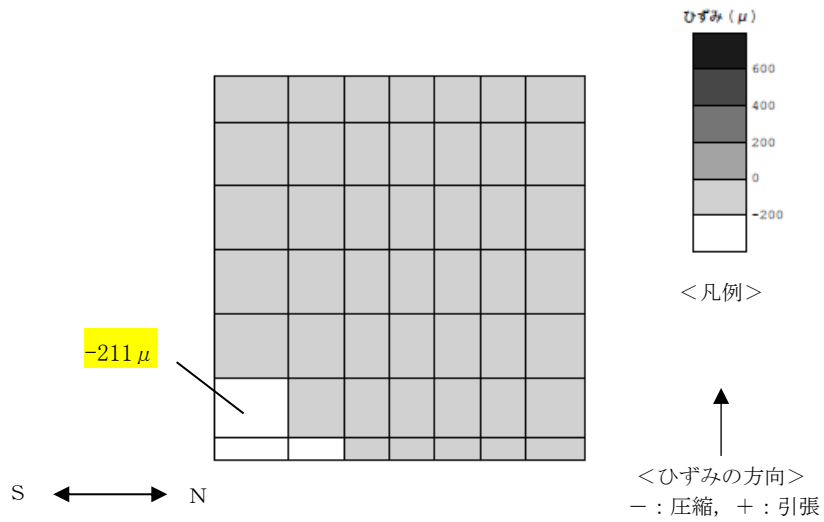


C-C断面（妻壁を通る断面の構造形状）

評価位置

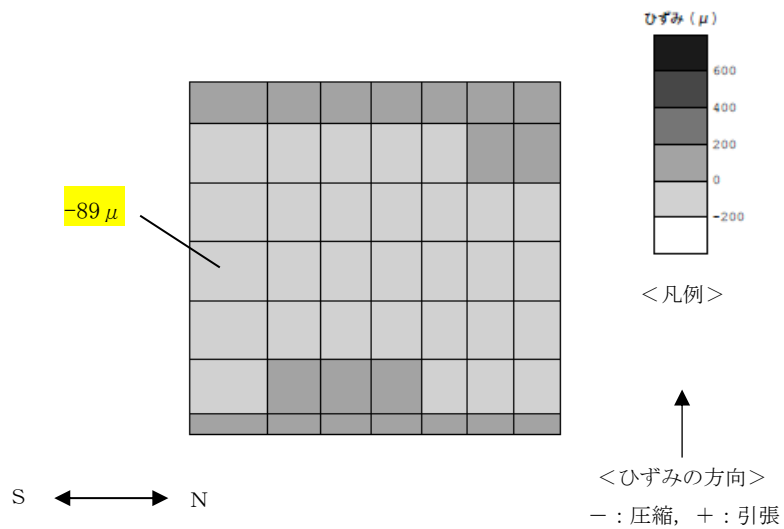
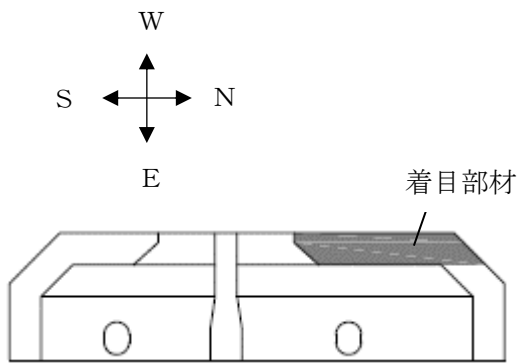


(a) 最外縁（西側）のひずみ分布

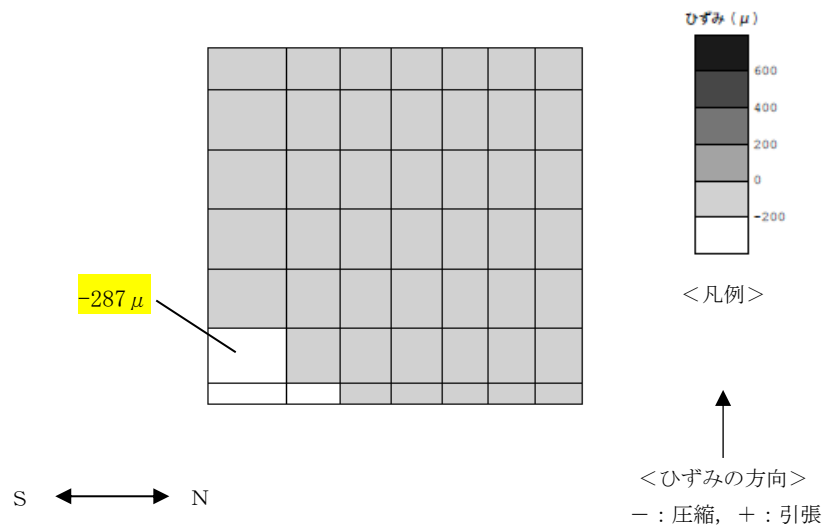


(b) 最外縁（東側）のひずみ分布

図 5-121 鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査が最も厳しくなるケースでのひずみ分布図
(補機冷却用海水取水路 (南側), 部材: 妻壁, 解析ケース②, 地震動 Ss-1+-, t=5.67s)



(a) 最外縁（西側）のひずみ分布



(b) 最外縁（東側）のひずみ分布

図 5-122 鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査が最も厳しくなるケースでのひずみ分布図
 (補機冷却用海水取水路 (北側), 部材: 妻壁, 解析ケース④, 地震動 Ss-1+-, t=5.70s)

(2) 構造部材の断面力分布（鉄筋コンクリート部材のせん断力照査）

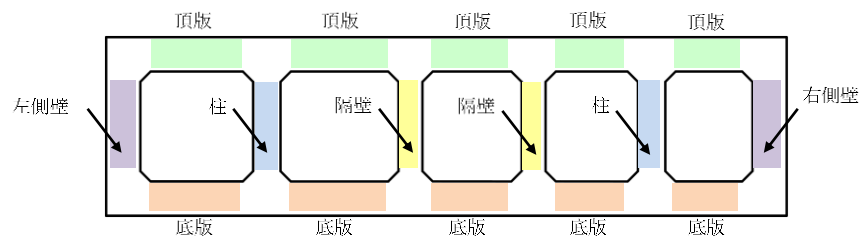
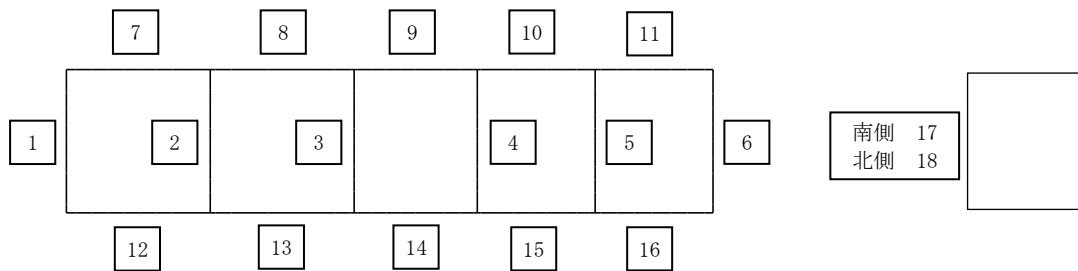
補機冷却用海水取水路の鉄筋コンクリート部材のせん断力照査において、各解析ケースのうち、最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧表を表 5-36 及び表 5-37 に示す。最も厳しい照査値となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5-123 及び図 5-124 に示す。なお，図 5-123 及び図 5-124 は，表 5-36 及び表 5-37 に示す解析ケースの照査値最大時における各断面力最大値と同方向の断面力分布を示している。

表 5-36 鉄筋コンクリート部材のせん断力照査結果（補機冷却用海水取水路（南側））
（最も厳しい照査値とその地震動）

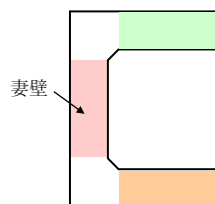
評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用せん断力 V_d^{*2} (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	10	①	S s -2	1195	3050	0.40
側壁	6	①	S s -3++	1038	2773	0.38
隔壁	4	①	S s -8++	134	754	0.18
底版	15	②	S s -1+-	1817	3098	0.59
柱	5	①	S s -1++	115	795	0.15
妻壁	17	①	S s -1-+	903	1958	0.47

注記*1：評価位置は下図に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$



A-A断面（補機冷却用海水取水路（南側））



B-B断面（妻壁を通る断面の構造形状）

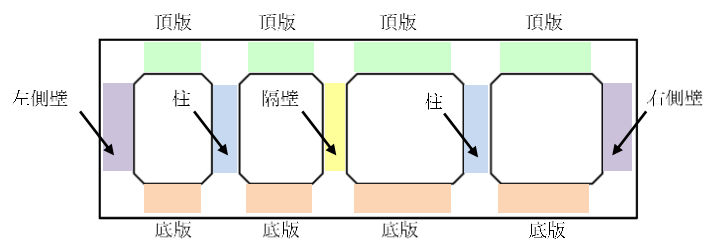
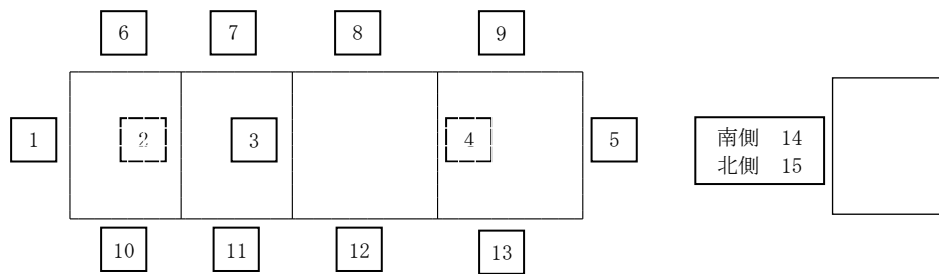
評価位置

表 5-37 鉄筋コンクリート部材のせん断力照査結果（補機冷却用海水取水路（北側））
（最も厳しい照査値とその地震動）

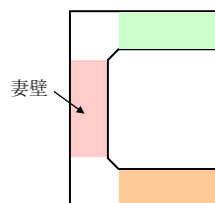
評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用せん断力 V_d^{*2} (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	7	④	S s -1+-	1513	2890	0.53
側壁	5	②	S s -1+-	937	1947	0.49
隔壁	3	④	S s -1+-	257	854	0.31
底版	12	④	S s -1+-	2380	3134	0.76
柱	2	④	S s -1+-	192	912	0.22
妻壁	15	③	S s -1+-	902	1695	0.54

注記*1：評価位置は下図に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

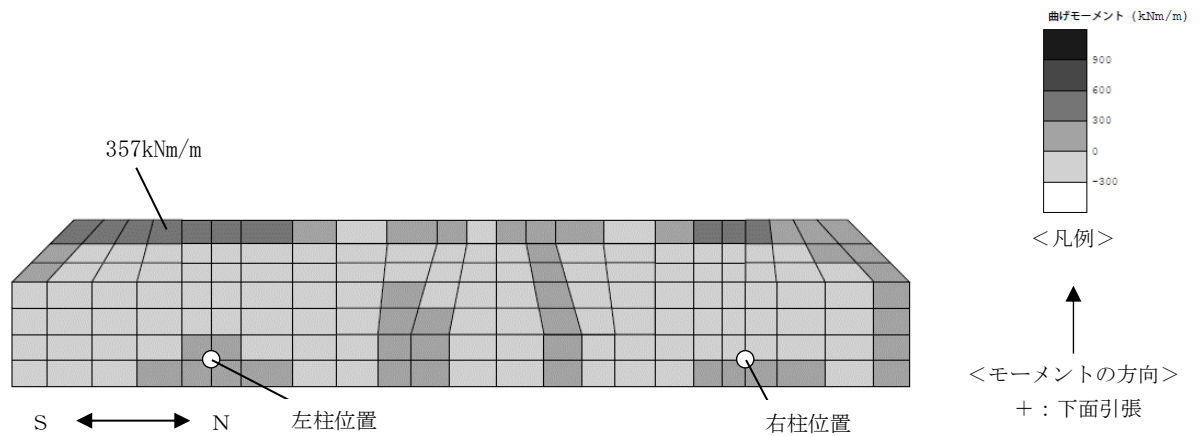


A-A断面（補機冷却用海水取水路（北側））

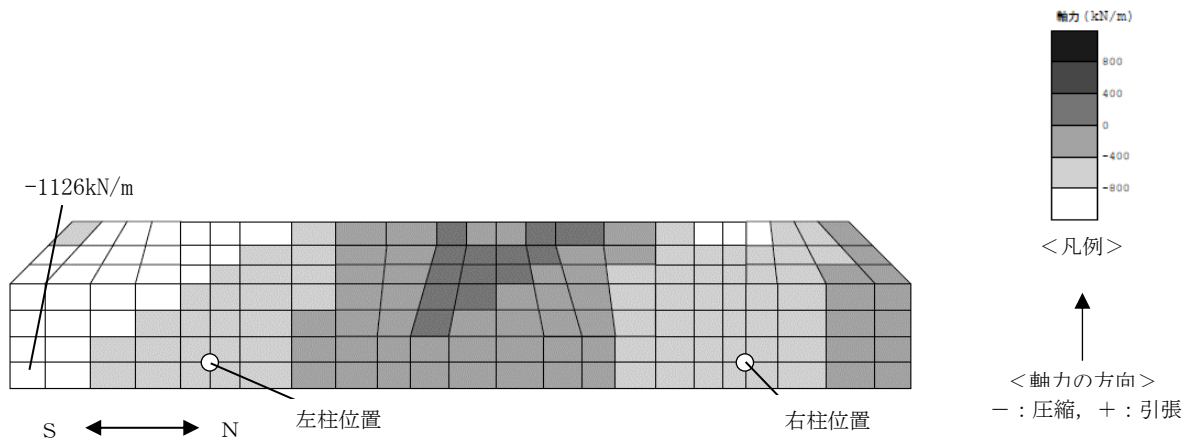


C-C断面（妻壁を通る断面の構造形状）

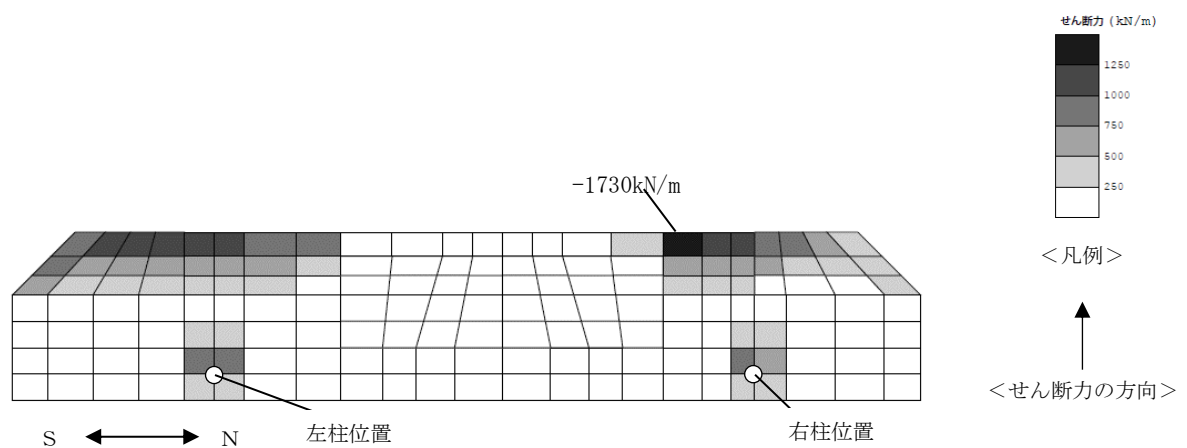
評価位置



(a) 曲げモーメント分布

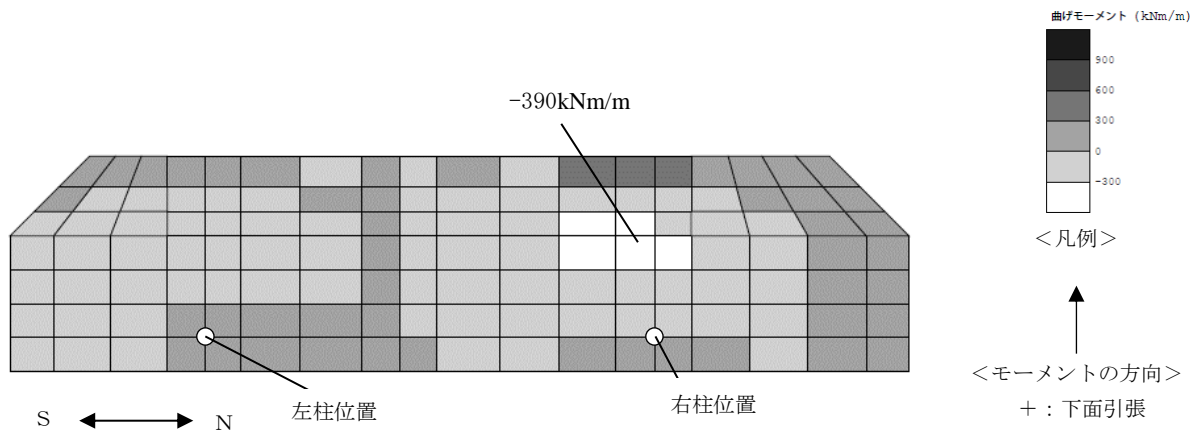


(b) 軸力分布

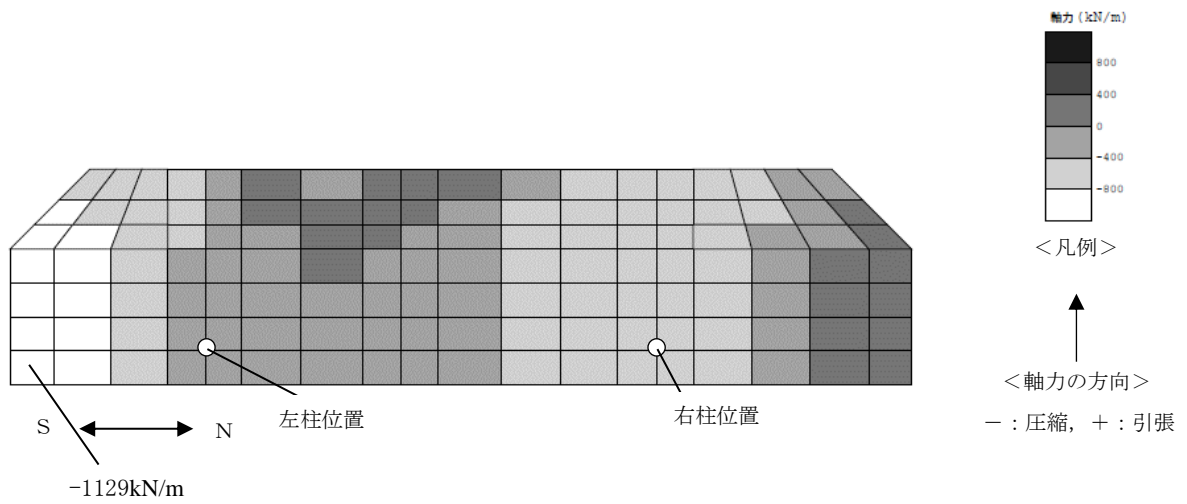


(c) せん断力分布

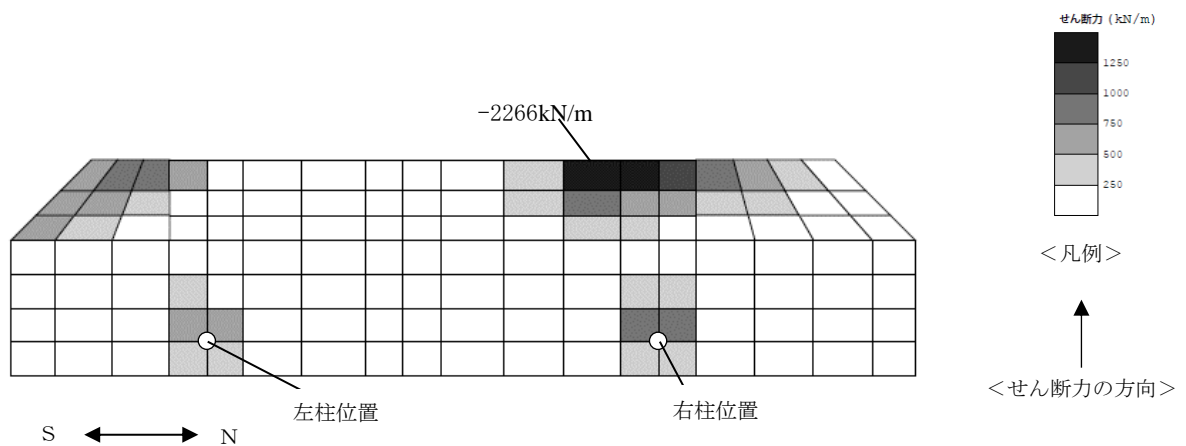
図 5-123 鉄筋コンクリート部材のせん断力照査が最も厳しくなるケースでの断面力分布図 (補機冷却用海水取水路 (南側), 部材: 底版, 解析ケース②, 地震動 Ss-1+-, t=5.67s)



(a) 曲げモーメント分布



(b) 軸力分布



(c) せん断力分布

図 5-124 鉄筋コンクリート部材のせん断力照査が最も厳しくなるケースでの断面力分布図
(補機冷却用海水取水路 (北側), 部材: 底版, 解析ケース⑤, 地震動 Ss-1+, t=5.70s)

5.6.3 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) 曲げ軸力に対する評価結果

a. 通水機能

3次元構造解析に基づく鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査結果を表 5-38 及び表 5-39, 評価位置を図 5-125 及び図 5-126 に示す。各表には, 「5.4.3 照査時刻の選定」に基づき選定した各照査時刻における評価結果のうち, 解析ケース, 地震動ごとに照査値が最大となる結果を示している。

照査結果より, 照査用コンクリートひずみが限界ひずみを下回ることを確認した。

表 5-38 曲げ軸力に対する評価結果（補機冷却用海水取水路（南側））（1/2）

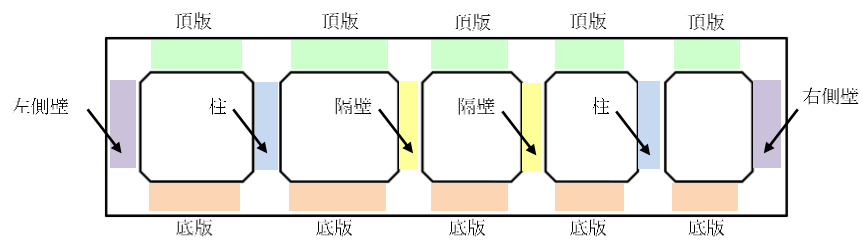
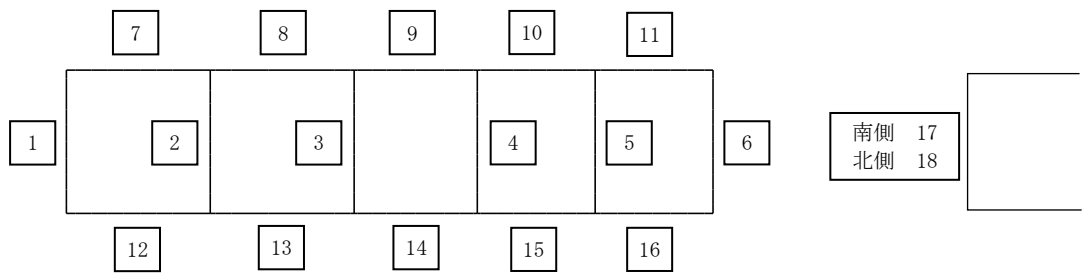
解析ケース	地震動	評価位置		照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
				$\varepsilon_d (\mu)$	$\varepsilon_r (\mu)$	$\varepsilon_d / \varepsilon_r$
①	Ss-1++	頂版	8	147	10000	0.015
		側壁	1	111	10000	0.012
		隔壁	3	168	10000	0.017
		底版	12	126	10000	0.013
		柱	2	117	10000	0.012
		妻壁	18	216	10000	0.022
①	Ss-1-+	頂版	8	168	10000	0.017
		側壁	1	142	10000	0.015
		隔壁	4	169	10000	0.017
		底版	12	209	10000	0.021
		柱	2	153	10000	0.016
		妻壁	18	225	10000	0.023
①	Ss-1+-	頂版	9	144	10000	0.015
		側壁	1	201	10000	0.021
		隔壁	4	214	10000	0.022
		底版	12	197	10000	0.020
		柱	2	206	10000	0.021
		妻壁	18	248	10000	0.025
①	Ss-1--	頂版	8	149	10000	0.015
		側壁	1	115	10000	0.012
		隔壁	3	155	10000	0.016
		底版	12	170	10000	0.017
		柱	2	131	10000	0.014
		妻壁	18	203	10000	0.021
①	Ss-2	頂版	8	163	10000	0.017
		側壁	1	158	10000	0.016
		隔壁	3	171	10000	0.018
		底版	12	123	10000	0.013
		柱	2	144	10000	0.015
		妻壁	17	229	10000	0.023
①	Ss-3++	頂版	11	156	10000	0.016
		側壁	1	164	10000	0.017
		隔壁	4	182	10000	0.019
		底版	12	214	10000	0.022
		柱	2	166	10000	0.017
		妻壁	18	200	10000	0.020
①	Ss-3-+	頂版	7	141	10000	0.015
		側壁	1	129	10000	0.013
		隔壁	3	172	10000	0.018
		底版	12	190	10000	0.019
		柱	2	144	10000	0.015
		妻壁	18	210	10000	0.021
①	Ss-3+-	頂版	8	135	10000	0.014
		側壁	1	97	10000	0.010
		隔壁	3	153	10000	0.016
		底版	12	152	10000	0.016
		柱	2	109	10000	0.011
		妻壁	18	185	10000	0.019
①	Ss-3--	頂版	8	145	10000	0.015
		側壁	6	111	10000	0.012
		隔壁	4	147	10000	0.015
		底版	12	184	10000	0.019
		柱	2	127	10000	0.013
		妻壁	18	185	10000	0.019

注記* : 照査用圧縮ひずみ $\varepsilon_d =$ 圧縮縁の発生ひずみ $\varepsilon \times$ 構造解析係数 γ_a

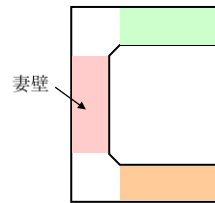
表 5-38 曲げ軸力に対する評価結果 (補機冷却用海水取水路 (南側)) (2/2)

解析ケース	地震動	評価位置		照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
				$\epsilon_d (\mu)$	$\epsilon_r (\mu)$	ϵ_d / ϵ_r
①	Ss-4	頂版	8	138	10000	0.014
		側壁	1	123	10000	0.013
		隔壁	4	119	10000	0.012
		底版	14	103	10000	0.011
		柱	2	106	10000	0.011
		妻壁	18	157	10000	0.016
①	Ss-5	頂版	8	141	10000	0.015
		側壁	1	103	10000	0.011
		隔壁	3	118	10000	0.012
		底版	14	98	10000	0.010
		柱	2	93	10000	0.010
		妻壁	18	163	10000	0.017
①	Ss-6	頂版	8	128	10000	0.013
		側壁	1	159	10000	0.016
		隔壁	4	141	10000	0.015
		底版	12	129	10000	0.013
		柱	2	140	10000	0.014
		妻壁	17	163	10000	0.017
①	Ss-7	頂版	8	138	10000	0.014
		側壁	1	155	10000	0.016
		隔壁	3	147	10000	0.015
		底版	12	99	10000	0.010
		柱	2	142	10000	0.015
		妻壁	18	168	10000	0.017
①	Ss-8++	頂版	8	151	10000	0.016
		側壁	1	156	10000	0.016
		隔壁	4	203	10000	0.021
		底版	12	126	10000	0.013
		柱	2	176	10000	0.018
		妻壁	18	232	10000	0.024
①	Ss-8+	頂版	8	134	10000	0.014
		側壁	1	138	10000	0.014
		隔壁	4	173	10000	0.018
		底版	12	151	10000	0.016
		柱	2	159	10000	0.016
		妻壁	18	236	10000	0.024
②	Ss-1+-	頂版	8	158	10000	0.016
		側壁	1	203	10000	0.021
		隔壁	4	213	10000	0.022
		底版	12	195	10000	0.020
		柱	2	208	10000	0.021
		妻壁	18	253	10000	0.026
③	Ss-1+-	頂版	9	142	10000	0.015
		側壁	1	198	10000	0.020
		隔壁	4	217	10000	0.022
		底版	12	201	10000	0.021
		柱	2	206	10000	0.021
		妻壁	18	250	10000	0.025
④	Ss-1+-	頂版	8	160	10000	0.016
		側壁	1	161	10000	0.017
		隔壁	3	184	10000	0.019
		底版	13	135	10000	0.014
		柱	2	150	10000	0.015
		妻壁	18	199	10000	0.020
⑤	Ss-1+-	頂版	8	164	10000	0.017
		側壁	1	165	10000	0.017
		隔壁	3	192	10000	0.020
		底版	13	140	10000	0.014
		柱	2	156	10000	0.016
		妻壁	18	192	10000	0.020

注記* : 照査用圧縮ひずみ $\epsilon_d =$ 圧縮縁の発生ひずみ $\epsilon \times$ 構造解析係数 γ_a



A-A断面（補機冷却用海水取水路（南側））



B-B断面（妻壁を通る断面の構造形状）

図 5-125 補機冷却用海水取水路（南側）の評価位置

表 5-39 曲げ軸力に対する評価結果（補機冷却用海水取水路（北側））（1/2）

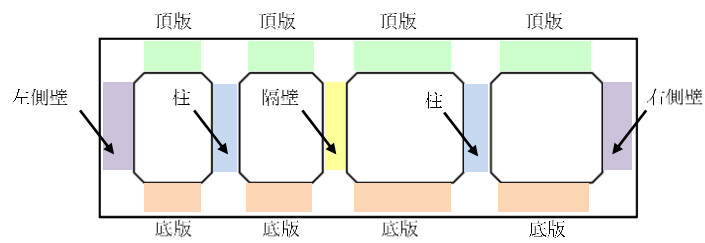
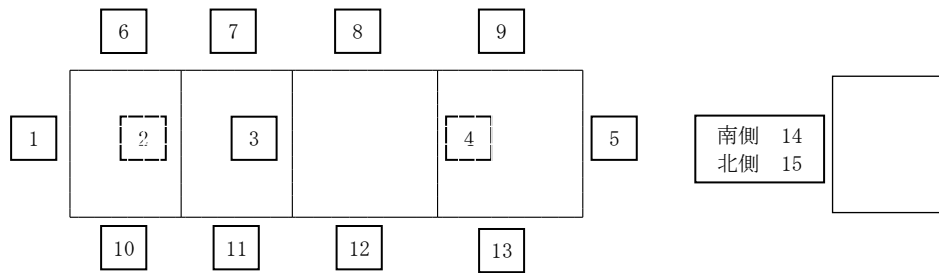
解析ケース	地震動	評価位置		照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
				$\epsilon_d (\mu)$	$\epsilon_r (\mu)$	ϵ_d / ϵ_r
①	Ss-1++	頂版	8	215	10000	0.022
		側壁	5	242	10000	0.025
		隔壁	3	218	10000	0.022
		底版	13	139	10000	0.014
		柱	4	233	10000	0.024
		妻壁	15	271	10000	0.028
①	Ss-1-+	頂版	8	212	10000	0.022
		側壁	5	234	10000	0.024
		隔壁	3	224	10000	0.023
		底版	13	136	10000	0.014
		柱	4	234	10000	0.024
		妻壁	15	267	10000	0.027
①	Ss-1+-	頂版	8	233	10000	0.024
		側壁	5	253	10000	0.026
		隔壁	3	259	10000	0.026
		底版	13	184	10000	0.019
		柱	4	257	10000	0.026
		妻壁	14	281	10000	0.029
①	Ss-1--	頂版	8	221	10000	0.023
		側壁	5	246	10000	0.025
		隔壁	3	246	10000	0.025
		底版	13	175	10000	0.018
		柱	4	241	10000	0.025
		妻壁	15	264	10000	0.027
①	Ss-2	頂版	8	158	10000	0.016
		側壁	5	161	10000	0.017
		隔壁	3	210	10000	0.021
		底版	13	139	10000	0.014
		柱	4	188	10000	0.019
		妻壁	14	229	10000	0.023
①	Ss-3++	頂版	8	150	10000	0.015
		側壁	5	142	10000	0.015
		隔壁	3	190	10000	0.019
		底版	10	147	10000	0.015
		柱	4	191	10000	0.020
		妻壁	15	213	10000	0.022
①	Ss-3-+	頂版	9	143	10000	0.015
		側壁	5	116	10000	0.012
		隔壁	3	161	10000	0.017
		底版	10	157	10000	0.016
		柱	4	164	10000	0.017
		妻壁	15	233	10000	0.024
①	Ss-3+-	頂版	8	165	10000	0.017
		側壁	12	185	10000	0.019
		隔壁	12	168	10000	0.017
		底版	12	121	10000	0.013
		柱	4	176	10000	0.018
		妻壁	12	214	10000	0.022
①	Ss-3--	頂版	12	176	10000	0.018
		側壁	12	198	10000	0.020
		隔壁	12	188	10000	0.019
		底版	12	132	10000	0.014
		柱	4	196	10000	0.020
		妻壁	13	232	10000	0.024

注記* : 照査用圧縮ひずみ $\epsilon_d =$ 圧縮縁の発生ひずみ $\epsilon \times$ 構造解析係数 γ_a

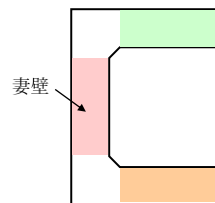
表 5-39 曲げ軸力に対する評価結果（補機冷却用海水取水路（北側）（2/2））

解析ケース	地震動	評価位置		照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
				$\varepsilon_d (\mu)$	$\varepsilon_r (\mu)$	$\varepsilon_d / \varepsilon_r$
①	Ss-4	頂版	13	131	10000	0.014
		側壁	13	119	10000	0.012
		隔壁	13	147	10000	0.015
		底版	13	118	10000	0.012
		柱	4	140	10000	0.014
		妻壁	13	189	10000	0.019
①	Ss-5	頂版	13	136	10000	0.014
		側壁	13	143	10000	0.015
		隔壁	13	172	10000	0.018
		底版	13	121	10000	0.013
		柱	4	168	10000	0.017
		妻壁	13	196	10000	0.020
①	Ss-6	頂版	13	171	10000	0.018
		側壁	13	187	10000	0.019
		隔壁	13	192	10000	0.020
		底版	13	112	10000	0.012
		柱	4	190	10000	0.019
		妻壁	13	216	10000	0.022
①	Ss-7	頂版	13	156	10000	0.016
		側壁	10	174	10000	0.018
		隔壁	10	159	10000	0.016
		底版	10	109	10000	0.011
		柱	4	174	10000	0.018
		妻壁	10	214	10000	0.022
①	Ss-8++	頂版	10	148	10000	0.015
		側壁	10	144	10000	0.015
		隔壁	10	229	10000	0.023
		底版	11	154	10000	0.016
		柱	4	216	10000	0.022
		妻壁	11	240	10000	0.024
①	Ss-8+-	頂版	11	117	10000	0.012
		側壁	11	113	10000	0.012
		隔壁	11	198	10000	0.020
		底版	11	135	10000	0.014
		柱	4	191	10000	0.020
		妻壁	12	207	10000	0.021
②	Ss-1+-	頂版	8	236	10000	0.024
		側壁	5	259	10000	0.026
		隔壁	3	254	10000	0.026
		底版	13	181	10000	0.019
		柱	4	260	10000	0.026
		妻壁	14	276	10000	0.028
③	Ss-1+-	頂版	8	228	10000	0.023
		側壁	5	245	10000	0.025
		隔壁	3	269	10000	0.027
		底版	13	191	10000	0.020
		柱	4	263	10000	0.027
		妻壁	14	288	10000	0.029
④	Ss-1+-	頂版	8	183	10000	0.019
		側壁	5	184	10000	0.019
		隔壁	3	327	10000	0.033
		底版	12	205	10000	0.021
		柱	4	292	10000	0.030
		妻壁	15	344	10000	0.035
⑤	Ss-1+-	頂版	8	178	10000	0.018
		側壁	5	186	10000	0.019
		隔壁	3	326	10000	0.033
		底版	12	204	10000	0.021
		柱	4	289	10000	0.029
		妻壁	15	344	10000	0.035

注記* : 照査用圧縮ひずみ $\varepsilon_d =$ 圧縮縁の発生ひずみ $\varepsilon \times$ 構造解析係数 γ_a



A-A断面（補機冷却用海水取水路（北側））



C-C断面（妻壁を通る断面の構造形状）

図 5-126 補機冷却用海水取水路（北側）の評価位置

b. 貯水機能

貯水機能を要求する側壁及び頂版について、鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査が最も厳しくなるケースにおける発生曲げモーメントと降伏モーメントの関係を図 5-127 及び図 5-128 に示す。同図は、発生曲げモーメントの変形に対応する降伏モーメントとの比が厳しい部材の結果を示す。

照査結果より、側壁及び頂版ともに、発生曲げモーメントが降伏モーメントを下回ることを確認した。

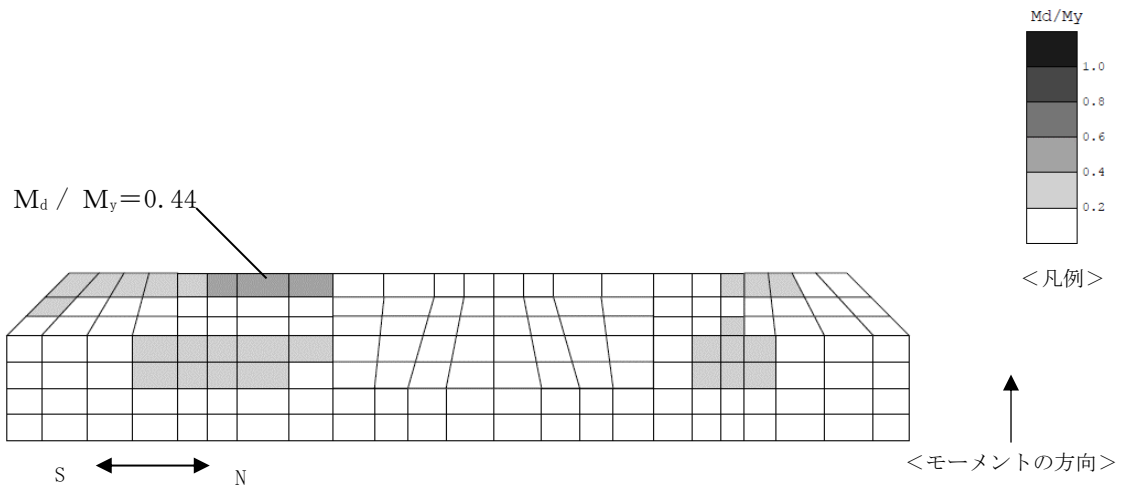


図 5-127 鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査が最も厳しくなるケース
での発生曲げモーメント/降伏モーメント
(補機冷却用海水取水路 (南側), 部材: 頂版, 解析ケース②, 地震動 Ss-1+-, t=5.67s)

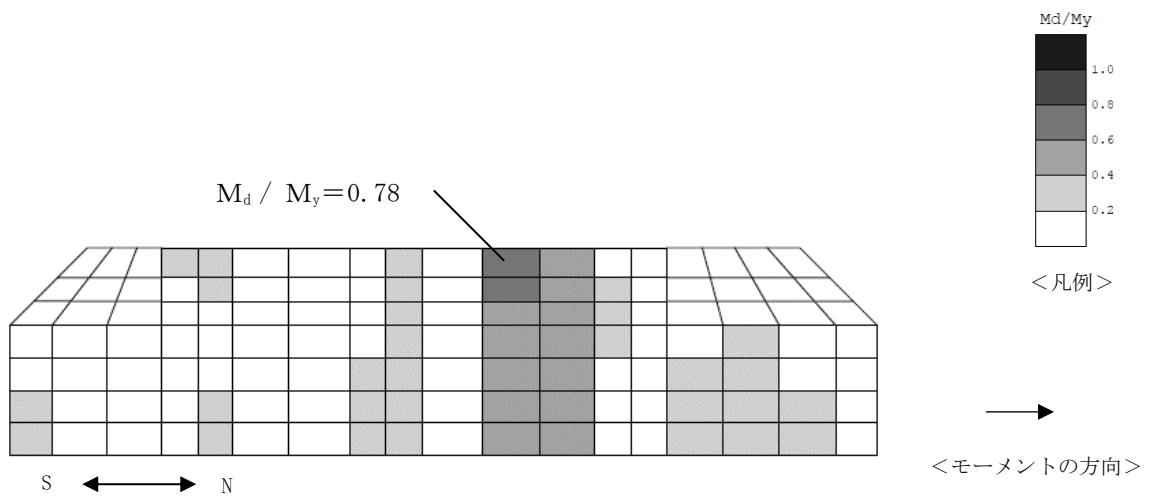


図 5-128 鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査が最も厳しくなるケース
での発生曲げモーメント/降伏モーメント
(補機冷却用海水取水路 (北側), 部材: 頂版, 解析ケース④, 地震動 Ss-1+-, t=5.70s)

(2) せん断力に対する評価結果

3次元構造解析に基づく鉄筋コンクリート部材のせん断力照査結果を表 5-40 及び表 5-41, 評価位置を図 5-129 及び図 5-130 に示す。各表には, 「5.4.3 照査時刻の選定」に基づき選定した各照査時刻における評価結果のうち, 解析ケース, 地震動及び評価位置ごとに照査値が最大となる結果を示している。

照査結果より, 照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 5-40 せん断力に対する評価結果（補機冷却用海水取水路（南側））（1/2）

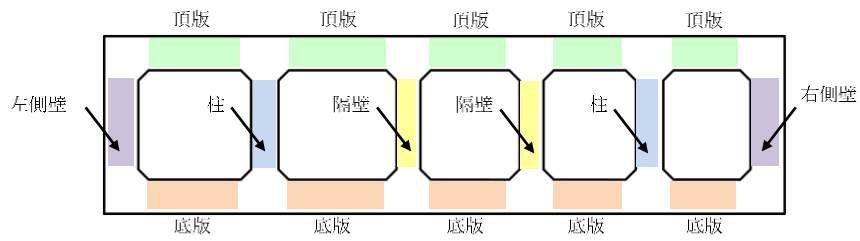
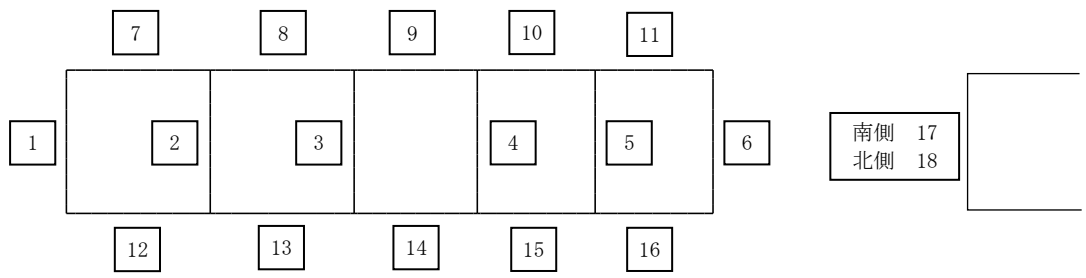
解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
				V_d (kN)		
①	Ss-1++	頂版	10	1099	3054	0.36
		側壁	1	709	2674	0.27
		隔壁	4	152	940	0.17
		底版	15	1442	3001	0.49
		柱	5	115	795	0.15
		妻壁	17	772	1910	0.41
①	Ss-1-+	頂版	10	1142	3107	0.37
		側壁	6	972	2788	0.35
		隔壁	4	140	926	0.16
		底版	15	1443	3014	0.48
		柱	5	97	854	0.12
		妻壁	17	903	1958	0.47
①	Ss-1+-	頂版	8	1115	3035	0.37
		側壁	6	942	2758	0.35
		隔壁	4	154	939	0.17
		底版	15	1781	3083	0.58
		柱	5	104	872	0.12
		妻壁	17	513	1365	0.38
①	Ss-1--	頂版	10	1023	3048	0.34
		側壁	1	781	2683	0.30
		隔壁	4	133	933	0.15
		底版	15	1454	3033	0.48
		柱	5	93	839	0.12
		妻壁	17	793	1922	0.42
①	Ss-2	頂版	10	1195	3050	0.40
		側壁	1	749	2587	0.29
		隔壁	3	99	667	0.15
		底版	13	900	2942	0.31
		柱	2	81	766	0.11
		妻壁	17	830	1844	0.46
①	Ss-3++	頂版	8	806	2715	0.30
		側壁	6	1038	2773	0.38
		隔壁	4	135	909	0.15
		底版	15	1461	3019	0.49
		柱	5	91	867	0.11
		妻壁	17	458	1386	0.34
①	Ss-3-+	頂版	10	1108	3031	0.37
		側壁	1	876	2701	0.33
		隔壁	4	132	923	0.15
		底版	15	1397	3004	0.47
		柱	5	92	848	0.11
		妻壁	17	738	1897	0.39
①	Ss-3+-	頂版	10	968	3013	0.33
		側壁	1	680	2662	0.26
		隔壁	4	130	931	0.14
		底版	15	1325	3017	0.44
		柱	5	94	811	0.12
		妻壁	17	716	1906	0.38
①	Ss-3--	頂版	10	967	3037	0.32
		側壁	6	837	2812	0.30
		隔壁	4	134	914	0.15
		底版	15	1353	3019	0.45
		柱	5	95	829	0.12
		妻壁	17	773	1930	0.41

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

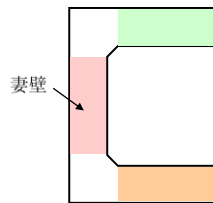
表 5-40 せん断力に対する評価結果（補機冷却用海水取水路（南側））（2/2）

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
				V_d (kN)		
①	Ss-4	頂版	10	856	2997	0.29
		側壁	1	554	2548	0.22
		隔壁	4	67	756	0.09
		底版	13	744	2944	0.26
		柱	2	46	871	0.06
		妻壁	17	719	1891	0.39
①	Ss-5	頂版	10	887	3001	0.30
		側壁	1	585	2564	0.23
		隔壁	3	64	856	0.08
		底版	13	705	2911	0.25
		柱	5	41	731	0.06
		妻壁	17	732	1885	0.39
①	Ss-6	頂版	8	738	2660	0.28
		側壁	6	705	2693	0.27
		隔壁	4	66	768	0.09
		底版	15	1024	2964	0.35
		柱	2	49	797	0.07
		妻壁	17	679	1936	0.36
①	Ss-7	頂版	8	791	2978	0.27
		側壁	1	587	2214	0.27
		隔壁	4	93	728	0.13
		底版	15	1177	2945	0.40
		柱	5	70	847	0.09
		妻壁	17	595	1705	0.35
①	Ss-8++	頂版	10	986	3052	0.33
		側壁	1	710	2679	0.27
		隔壁	4	134	754	0.18
		底版	15	1604	3002	0.54
		柱	5	101	876	0.12
		妻壁	17	795	1929	0.42
①	Ss-8-+	頂版	10	970	3011	0.33
		側壁	1	705	2672	0.27
		隔壁	4	146	908	0.17
		底版	15	1662	3063	0.55
		柱	5	102	857	0.12
		妻壁	17	681	1879	0.37
②	Ss-1+-	頂版	8	1140	3048	0.38
		側壁	6	955	2761	0.35
		隔壁	4	150	940	0.16
		底版	15	1817	3098	0.59
		柱	5	96	908	0.11
		妻壁	17	700	1726	0.41
③	Ss-1+-	頂版	8	1094	3012	0.37
		側壁	6	940	2758	0.35
		隔壁	4	166	963	0.18
		底版	15	1787	3078	0.59
		柱	5	111	902	0.13
		妻壁	17	522	1371	0.39
④	Ss-1+-	頂版	10	853	2785	0.31
		側壁	1	888	2518	0.36
		隔壁	3	124	871	0.15
		底版	15	1417	3019	0.47
		柱	5	75	870	0.09
		妻壁	17	732	1784	0.42
⑤	Ss-1+-	頂版	10	894	2807	0.32
		側壁	1	914	2521	0.37
		隔壁	3	129	869	0.15
		底版	15	1280	2991	0.43
		柱	5	77	852	0.10
		妻壁	17	754	1783	0.43

注記* : 照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a



A-A断面（補機冷却用海水取水路（南側））



B-B断面（妻壁を通る断面の構造形状）

図 5-129 補機冷却用海水取水路（南側）の評価位置

表 5-41 せん断力に対する評価結果（補機冷却用海水取水路（北側））（1/2）

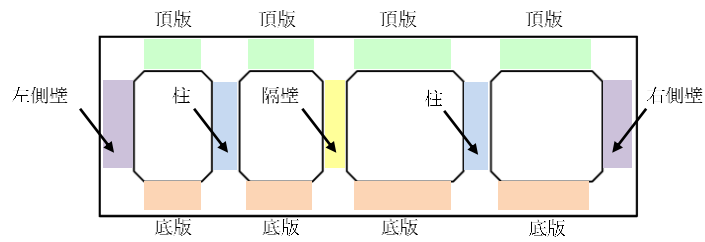
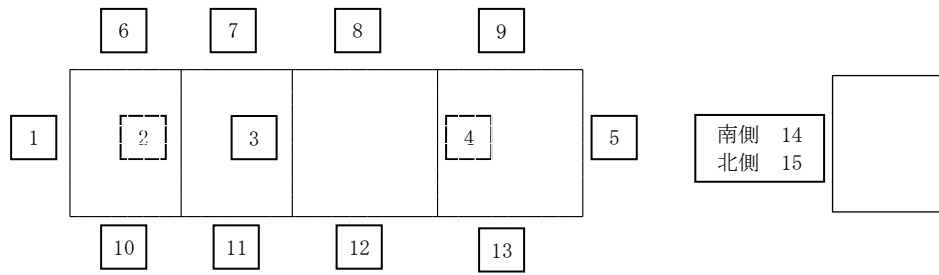
解析ケース	地震動	評価位置		照査用 せん断力*	せん断耐力	照査値
				V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	Ss-1++	頂版	7	1290	2905	0.45
		側壁	5	968	2023	0.48
		隔壁	3	149	947	0.16
		底版	12	1269	3038	0.42
		柱	4	110	817	0.14
		妻壁	15	873	1684	0.52
①	Ss-1+-	頂版	7	1260	2892	0.44
		側壁	5	863	1950	0.45
		隔壁	3	146	880	0.17
		底版	12	1363	3060	0.45
		柱	2	106	846	0.13
		妻壁	15	873	1676	0.53
①	Ss-1+-	頂版	7	1392	2876	0.49
		側壁	5	898	1927	0.47
		隔壁	3	196	953	0.21
		底版	12	1812	3078	0.59
		柱	2	140	934	0.15
		妻壁	15	896	1684	0.54
①	Ss-1--	頂版	7	1317	2909	0.46
		側壁	5	951	2000	0.48
		隔壁	3	183	929	0.20
		底版	12	1729	3032	0.58
		柱	2	131	914	0.15
		妻壁	15	865	1678	0.52
①	Ss-2	頂版	7	1170	2813	0.42
		側壁	5	641	2043	0.32
		隔壁	3	143	827	0.18
		底版	12	1338	2953	0.46
		柱	2	111	864	0.13
		妻壁	15	821	1847	0.45
①	Ss-3++	頂版	7	1067	2875	0.38
		側壁	5	718	2238	0.33
		隔壁	3	131	1033	0.13
		底版	12	1341	2989	0.45
		柱	2	91	900	0.11
		妻壁	15	691	1694	0.41
①	Ss-3+-	頂版	8	1217	3109	0.40
		側壁	1	740	2487	0.30
		隔壁	3	127	961	0.14
		底版	12	1182	2938	0.41
		柱	2	83	726	0.12
		妻壁	15	717	1696	0.43
①	Ss-3+-	頂版	8	1007	2866	0.36
		側壁	5	767	2053	0.38
		隔壁	3	126	985	0.13
		底版	12	1201	2916	0.42
		柱	2	88	872	0.11
		妻壁	15	639	1548	0.42
①	Ss-3--	頂版	8	1083	2877	0.38
		側壁	5	735	1956	0.38
		隔壁	3	132	997	0.14
		底版	12	1251	2971	0.43
		柱	2	91	867	0.11
		妻壁	15	761	1690	0.46

注記* : 照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a

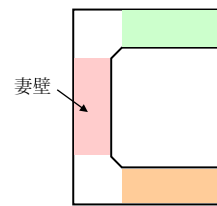
表 5-41 せん断力に対する評価結果（補機冷却用海水取水路（北側））（2/2）

解析ケース	地震動	評価位置		照査用	せん断耐力	照査値
				せん断力*		
				V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	Ss-4	頂版	7	978	2814	0.35
		側壁	5	510	2118	0.25
		隔壁	3	91	889	0.11
		底版	12	1037	2936	0.36
		柱	2	71	722	0.10
		妻壁	15	696	1846	0.38
①	Ss-5	頂版	7	997	2855	0.35
		側壁	5	550	1985	0.28
		隔壁	3	94	869	0.11
		底版	12	1136	2884	0.40
		柱	2	63	714	0.09
		妻壁	15	728	1857	0.40
①	Ss-6	頂版	7	1018	2842	0.36
		側壁	5	664	1926	0.35
		隔壁	3	135	884	0.16
		底版	12	1384	3016	0.46
		柱	2	99	871	0.12
		妻壁	15	703	1668	0.43
①	Ss-7	頂版	8	994	2839	0.36
		側壁	5	623	1925	0.33
		隔壁	3	107	796	0.14
		底版	12	1117	2879	0.39
		柱	2	81	840	0.10
		妻壁	15	648	1558	0.42
①	Ss-8++	頂版	7	1113	2813	0.40
		側壁	1	724	2528	0.29
		隔壁	3	165	817	0.21
		底版	12	1680	3022	0.56
		柱	2	125	874	0.15
		妻壁	15	650	1657	0.40
①	Ss-8-+	頂版	7	977	2834	0.35
		側壁	1	639	2504	0.26
		隔壁	3	167	880	0.19
		底版	12	1446	2937	0.50
		柱	2	120	865	0.14
		妻壁	15	598	1701	0.36
②	Ss-1+-	頂版	7	1373	2870	0.48
		側壁	5	937	1947	0.49
		隔壁	3	186	949	0.20
		底版	12	1754	3063	0.58
		柱	2	135	932	0.15
		妻壁	15	882	1680	0.53
③	Ss-1+-	頂版	7	1421	2883	0.50
		側壁	5	863	1922	0.45
		隔壁	3	215	962	0.23
		底版	12	1877	3057	0.62
		柱	2	151	932	0.17
		妻壁	15	902	1695	0.54
④	Ss-1+-	頂版	7	1513	2890	0.53
		側壁	5	851	2292	0.38
		隔壁	3	257	854	0.31
		底版	12	2380	3134	0.76
		柱	2	192	912	0.22
		妻壁	15	652	1595	0.41
⑤	Ss-1+-	頂版	7	1479	2878	0.52
		側壁	5	840	2275	0.37
		隔壁	3	251	838	0.30
		底版	12	2372	3127	0.76
		柱	2	189	903	0.21
		妻壁	15	644	1584	0.41

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a



A-A断面（補機冷却用海水取水路（北側））



C-C断面（妻壁を通る断面の構造形状）

図 5-130 補機冷却用海水取水路（北側）の評価位置

(3) 妻壁の面内せん断に対する評価結果

3次元構造解析に基づく補機冷却用海水取水路の妻壁の面内せん断照査結果を表5-42、表5-43、評価位置を図5-131、図5-132に示す。

照査結果より、照査用面内せん断ひずみが許容限界を下回ることを確認した

表5-42 補機冷却用海水取水路（南側）の妻壁の面内せん断照査結果

ケースの 着目事象	解析 ケース	地震動	時刻	評価位置	照査用面内 せん断ひずみ* γ_d	許容限界 γ_A	照査値 γ_d / γ_A
応力	⑤	Ss-1+-	4.74	南妻壁	4.55×10^{-5}	2.0×10^{-3}	0.023
				北妻壁	9.88×10^{-5}		0.050
変形	⑤	Ss-1+-	4.75	南妻壁	4.20×10^{-5}		0.021
				北妻壁	9.85×10^{-5}		0.050

注記* : 照査用面内せん断ひずみ $\gamma_d =$ 発生面内せん断ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

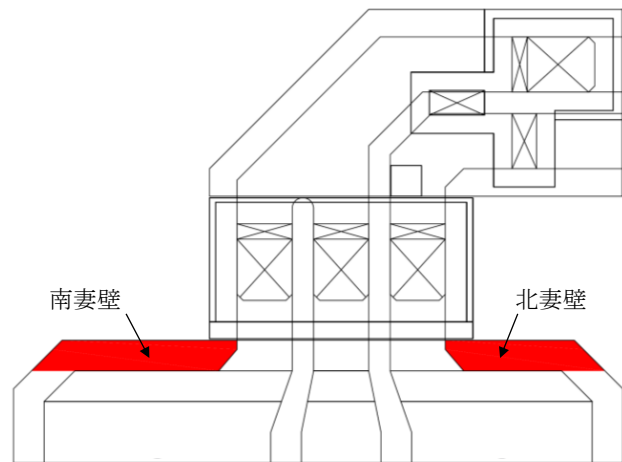


図5-131 補機冷却用海水取水路（南側）の評価位置

表 5-43 補機冷却用海水取水路（北側）の妻壁の面内せん断照査結果

ケースの 着目事象	解析 ケース	地震動	時刻	評価位置	照査用面内 せん断ひずみ* γ_d	許容限界 γ_A	照査値 γ_d / γ_A
応力	⑤	Ss-1+-	4.74	南妻壁	2.34×10^{-5}	2.0×10^{-3}	0.012
				北妻壁	7.68×10^{-5}		0.039
変形	⑤	Ss-1+-	4.75	南妻壁	2.74×10^{-5}		0.014
				北妻壁	7.92×10^{-5}		0.040

注記* : 照査用面内せん断ひずみ $\gamma_d =$ 発生面内せん断ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

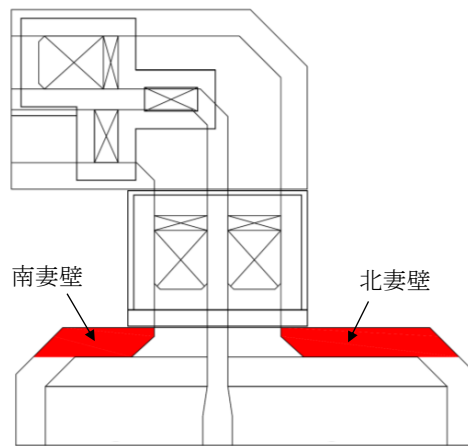


図 5-132 補機冷却用海水取水路（北側）の妻壁の位置

5.6.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

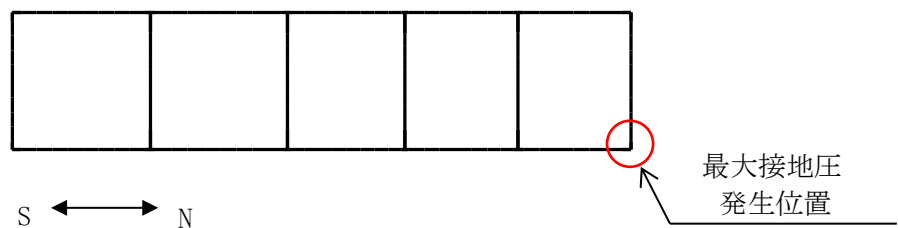
基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 5-44 及び表 5-45 に示す。

補機冷却用海水取水路の基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 5-44 基礎地盤の支持性能評価結果 補機冷却用海水取水路（南側）

解析ケース	基準地震動	最大接地圧 σ (N/mm ²)	極限支持力度 q_u (N/mm ²)	照査値 σ / q_u
①	Ss-1++	0.86	6.17	0.14
	Ss-1-+	0.85	6.17	0.14
	Ss-1+-	0.88	6.17	0.15
	Ss-1--	1.03*	6.17	0.17
	Ss-2	0.71	6.17	0.12
	Ss-3++	0.86	6.17	0.14
	Ss-3-+	0.88	6.17	0.15
	Ss-3+-	0.85	6.17	0.14
	Ss-3--	0.88	6.17	0.15
	Ss-4	0.63	6.17	0.11
	Ss-5	0.57	6.17	0.10
	Ss-6	0.58	6.17	0.10
	Ss-7	0.55	6.17	0.09
	Ss-8++	0.70	6.17	0.12
	Ss-8-+	0.65	6.17	0.11
②	Ss-1+-	0.86	6.17	0.14
③	Ss-1+-	0.90	6.17	0.15
④	Ss-1+-	0.82	6.17	0.14
⑤	Ss-1+-	0.84	6.17	0.14

注記* : 最大接地圧発生位置を下記に示す。

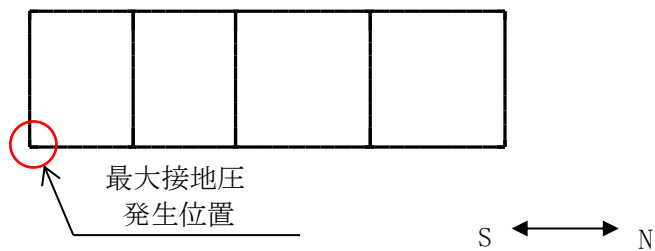


補機冷却用海水取水路（南側）の最大接地圧発生位置

表 5-45 基礎地盤の支持性能評価結果 補機冷却用海水取水路（北側）

解析ケース	基準地震動	最大接地圧 σ (N/mm ²)	極限支持力度 q_u (N/mm ²)	照査値 σ / q_u
①	Ss-1++	0.70	6.17	0.12
	Ss-1-+	0.67	6.17	0.11
	Ss-1+-	0.83	6.17	0.14
	Ss-1--	0.74	6.17	0.12
	Ss-2	0.63	6.17	0.11
	Ss-3++	0.66	6.17	0.11
	Ss-3-+	0.66	6.17	0.11
	Ss-3+-	0.65	6.17	0.11
	Ss-3--	0.69	6.17	0.12
	Ss-4	0.56	6.17	0.10
	Ss-5	0.57	6.17	0.10
	Ss-6	0.54	6.17	0.09
	Ss-7	0.53	6.17	0.09
	Ss-8++	0.61	6.17	0.10
	Ss-8-+	0.63	6.17	0.11
②	Ss-1+-	0.84*	6.17	0.14
③	Ss-1+-	0.82	6.17	0.14
④	Ss-1+-	0.81	6.17	0.14
⑤	Ss-1+-	0.82	6.17	0.14

注記* : 最大接地圧発生位置を下記に示す。



補機冷却用海水取水路（北側）の最大接地圧発生位置

5.7 まとめ

補機冷却用海水取水路は、基準地震動 S_s に対して、構造物の地震応答解析に基づく曲げ軸力に伴うコンクリートの圧縮ひずみ、せん断力が各部材の要求性能に応じた許容限界以下であることを確認した。基礎地盤の支持性能評価については、地震応答解析に基づく最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

以上のことから、補機冷却用海水取水路は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造安定性、通水機能、貯水機能を維持できる。

スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路の耐震安全性評価
に関する参考資料

目 次

(参考資料 1) 浮上り評価について	参考 1-1
(参考資料 2) 耐震ジョイントの健全性評価について	参考 2-1
(参考資料 3) 軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について	参考 3-1
(参考資料 4) 材料非線形解析の部材係数について	参考 4-1
(参考資料 5) 液状化検討対象層を踏まえた支持性能評価について	参考 5-1
(参考資料 6) 静的地震力に対する耐震評価	参考 6-1
(参考資料 7) 3次元構造解析における照査時刻の選定について	参考 7-1
(参考資料 8) タービン建屋接合部の健全性について	参考 8-1
(参考資料 9) 3次元構造解析におけるモデル化の妥当性について	参考 9-1
(参考資料 10) 取水路立坑の健全性評価について	参考 10-1

(参考資料 1) 浮上りの評価について

1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所 7 号機のスクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路及び 6 号機のスクリーン室，取水路は，液状化による構造物の浮上り対策として，構造物側方地盤の地盤改良を実施している。

本資料では，中空断面を有する構造物であるスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路について，浮上り対策後の構造物の浮上り評価について示す。

2. 浮上り対策

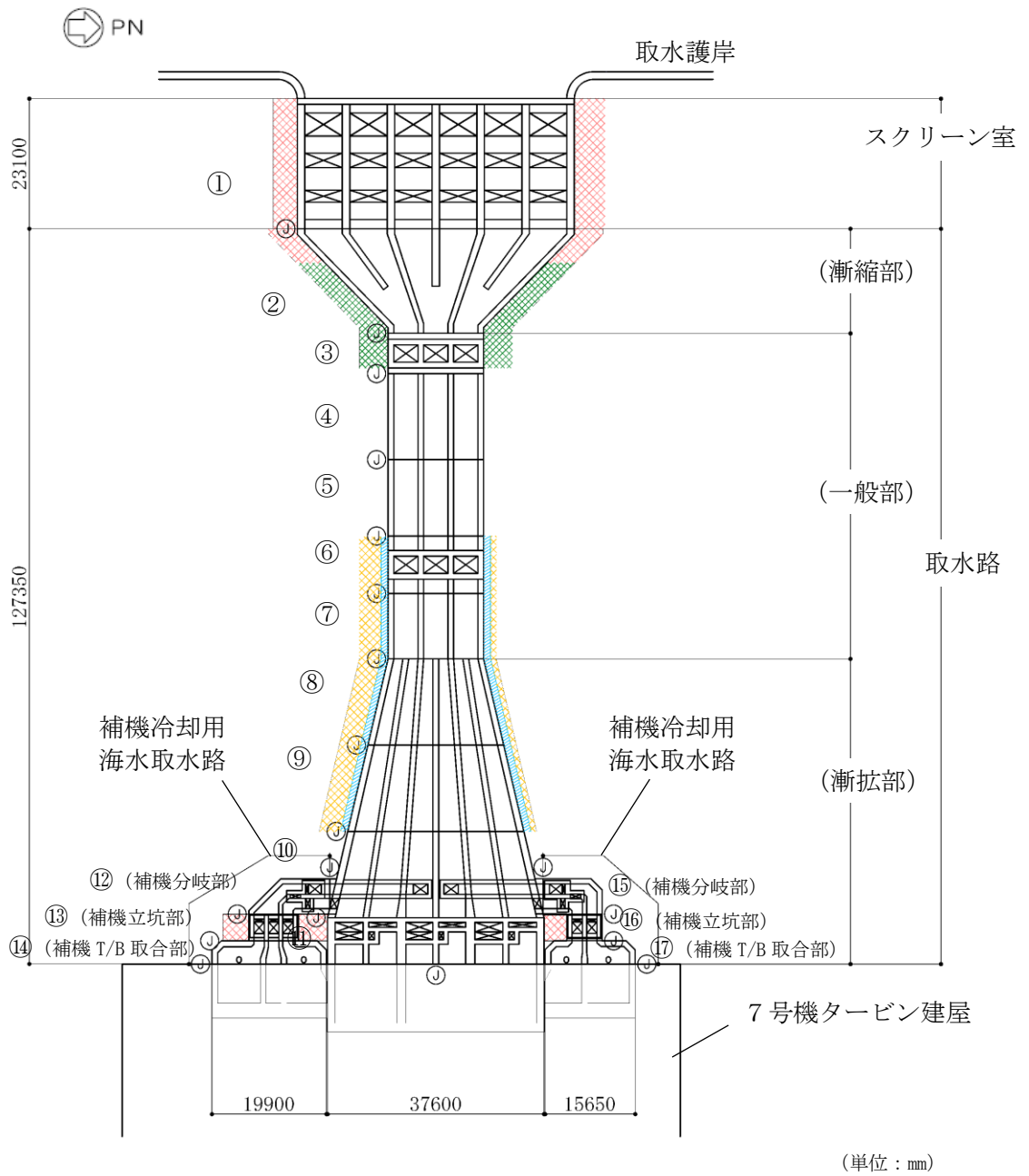
柏崎刈羽原子力発電所 7 号機のスクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路及び 6 号機のスクリーン室，取水路の浮上り対策の範囲を図 2-1 及び図 2-2 に示す。

浮上り対策を目的とした地盤改良工法は，地盤に固化材を高圧で噴射・攪拌する「高圧噴射攪拌工法」，攪拌翼で固化材と地盤を攪拌混合する「機械攪拌工法」，地盤を開削し無筋コンクリートを投入し置換する工法「無筋コンクリート」，地盤を水平多軸掘削機で開削し流動化処理土を投入する「置換工法（地中連続壁工法）」の 4 種類が採用されている。表 2-1 にそれぞれの地盤改良工法の概念図を示す。

地盤改良体の改良幅については，浮上り防止を目的とし構造物を不透水層に根入れする観点から，構造物側面の埋戻土層の範囲（建設時における土留め内の掘削範囲）とすることを基本とする。ただし，建設時のオープン掘削により，構造物側面に埋戻土層が広範囲に分布する場合は，深層混合処理工法 設計・施工マニュアル 改訂版（(財) 土木研究センター，平成 16 年 3 月）に基づき，改良幅 B と高さ H の比を $B/H=0.5$ 以上として設定する。

地盤改良体の高さについては，共同溝設計指針（日本道路協会，1986）における浮上り検討対象外となる根入れとして 1m 以上を確保し，構造物の耐震性の観点から水路の頂版付近まで地盤改良を行うことを基本とする。

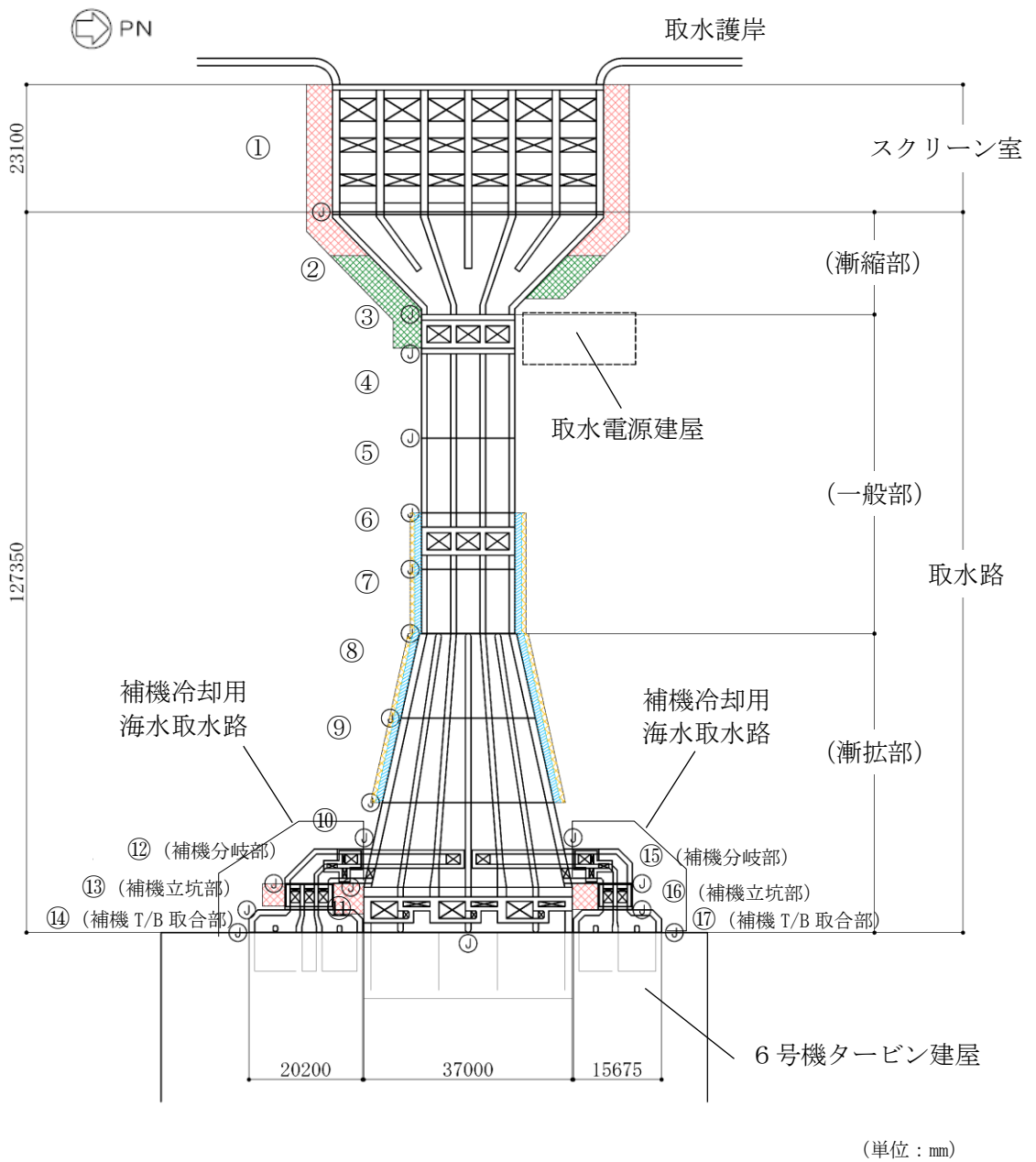
浮上り対策としての地盤改良は，構造物側面の摩擦抵抗を確保するため，躯体との密着性に配慮した施工を行う。具体的には，高圧噴射攪拌工法を適用する範囲では，躯体と改良範囲をラップさせて施工する。無筋コンクリートや置換工法（地中連続壁工法）は，躯体側方の地盤を開削し，固化材を投入して施工する。なお，機械攪拌工法については，回転翼が躯体と接触する可能性があることから，構造物側方の改良には適用しない。



既設/新設	凡例	地盤改良工法
新設地盤改良体		高圧噴射
		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械攪拌

注：置換工法（地中連続壁），機械攪拌工法の施工範囲の内，地上構造物及び埋設構造物がある箇所では，高圧噴射を適用

図 2-1 7号機のスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の浮上り対策範囲



(単位：mm)

既設/新設	凡例	地盤改良工法
		高圧噴射
新設地盤改良体		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械攪拌

注1：置換工法(地中連続壁), 機械攪拌工法の施工範囲の内, 地上構造物及び埋設構造物がある箇所では, 高圧噴射または置換(開削)を適用

注2：補機冷却用海水取水路(6号機設備)

⑫~⑰は浮上り評価の対象外

図 2-2 6号機のスクリーン室及び取水路の浮上り対策範囲

表 2-1 地盤改良工法の概念図(1/2)

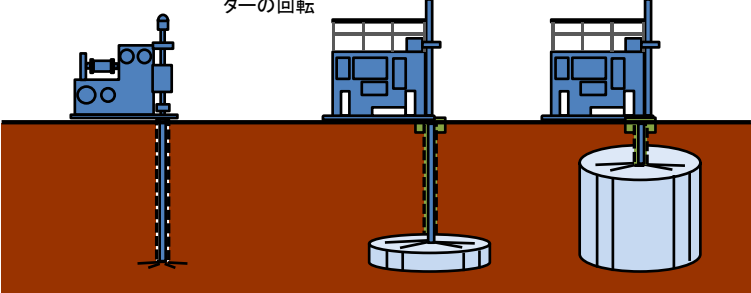
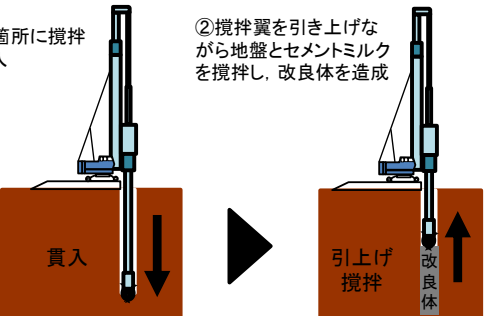
工 法	概 要
<p>高圧噴射攪拌 工法</p>	<p>高圧でセメントミルクを吐出し，原地盤を切削・攪拌することで改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がある，開削が困難な箇所にて採用。</p> <p>①ガイドホール設置 所定深度まで削孔</p> <p>②機器設置 ロッド建込み，超高圧 ジェットの噴射・モニ ターの回転</p> <p>③②の状態を保ちつつ モニターの引き上げ， スライムの排出</p>  <p>高圧噴射攪拌工法の概要</p>
<p>機械攪拌工法</p>	<p>原地盤に攪拌翼を貫入した後，地盤とセメントミルクを攪拌混合することで改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく，貫入が可能な箇所にて採用。</p> <p>①改良箇所に攪拌 翼を貫入</p> <p>②攪拌翼を引き上げな がら地盤とセメントミルク を攪拌し，改良体を造成</p>  <p>機械攪拌工法の概要</p>

表 2-2 地盤改良工法の概念図(2/2)

工 法	概 要
<p>無筋 コンクリート</p>	<p>原地盤を開削し，無筋コンクリートを投入することで，改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく，開削が可能な箇所にて採用。</p> <div data-bbox="539 472 1281 786" style="text-align: center;"> <p>①置換箇所を掘削</p> <p>②掘削箇所に コンクリートを打設</p> <p>取水路</p> <p>コンクリート</p> <p>無筋 コンクリート</p> </div> <p style="text-align: center;">無筋コンクリートの概要</p>
<p>置換工法 (地中連続壁 工法)</p>	<p>原地盤を水平多軸掘削機で開削し，流動化処理土を投入することで，改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく，開削が可能な箇所にて採用。</p> <div data-bbox="571 1010 1249 1261" style="text-align: center;"> <p>①安定液による孔壁 保護を行いながら掘削機で掘削。</p> <p>②安定液を流動化処理土に 置換え，連続壁を構築。</p> <p>安定液</p> <p>掘削</p> <p>流動化処 理土</p> <p>連続壁</p> </div> <p style="text-align: center;">置換工法(地中連続壁工法)の概要</p>

3. 評価内容

3.1 浮上り評価方法の選定

3.1.1 各指針・基準の浮上り評価方法の整理・選定

地盤の液状化に伴う構造物の浮上りに対する主な簡易評価手法としては、浮上り計算法がある。

浮上り計算法は、液状化による過剰間隙水圧の上昇に伴う揚圧力の増加を考慮した、力の釣り合いに基づく方法であり、共同溝設計指針（日本道路協会，1986）（以下、「共同溝設計指針」という。）、トンネル標準示方書（土木学会，2006）（以下、「トンネル標準示方書」という。）、鉄道構造物等設計標準・同解説（鉄道総合技術研究所，2012）（以下、「鉄道構造物等設計標準・同解説」という。）及び水道施設耐震工法指針・解説（日本水道協会，1997）（以下、「水道施設耐震工法指針・解説」という。）に示されている。

各指針・基準の概要を表 3-1 に整理する。

浮上りに対する安全率 F_s の算定は、共同溝設計指針、トンネル標準示方書及び鉄道構造物等設計標準・同解説では、いずれも同じ評価方法が採用されている。これは、水道施設耐震工法指針・解説は円形の管路を対象としており、他3者は矩形構造物を対象としているためと考えられる。

表 3-1 各指針・基準の浮上り評価方法の比較

	共同溝設計指針 (日本道路協会, 1986)	トンネル標準示方書 (土木学会, 2006)	鉄道構造物等 設計標準・同解説 (鉄道総合技術研究所, 2012)	水道施設耐震工法 指針・解説 (日本水道協会, 1997)
安全率 F_s の 算定式*	$\frac{W_S + W_B + Q_S + Q_B}{U_S + U_D}$	$\frac{W_S + W_B + 2Q_S + 2Q_B}{\gamma_i (U_S + U_D)}$	$\frac{W_S + W_B + 2Q_S + 2Q_B}{\gamma_i (U_S + U_D)}$	$\frac{W_B + Q_1}{V_0 \cdot \gamma_s}$
力の定義*				
適用構造物	共同溝 (矩形)	開削トンネル (矩形)	開削トンネル (矩形)	管路 (円形)
所要安全率	1.1	1.0	≦ 1.0	1.0

注： γ_i は構造物係数を示す。

注記*：共同溝設計指針とトンネル標準示方書，鉄道構造物等設計標準・同解説の算定式の相違は，力の定義におけるせん断抵抗 Q_s ・摩擦抵抗 Q_B を，片側で「 Q 」とするか「 $Q/2$ 」とするかの表記上の相違であり，算定内容は同一。

3.1.2 浮上り評価に用いる各指針・基準の選定結果

柏崎刈羽原子力発電所7号機における浮上り評価の対象構造物は、矩形のボックスカルバート構造であることから、共同溝設計指針、トンネル標準示方書及び鉄道構造物等設計標準・同解説に示される式(1)を用いて評価を実施する。浮上り評価の概念図を図3-1に示す。

$$F_s = \gamma_i (W_s + W_B + 2Q_s + 2Q_B) / (U_s + U_D) \quad \text{式(1)}$$

ここで、

- γ_i : 構造物係数 (=1.0)
- W_s : 上載土の荷重 (水の重量を含む)
- W_B : 構造物の自重
- Q_s : 上載土のせん断抵抗
- Q_B : 構造物側面の摩擦抵抗
- U_s : 構造物底面に作用する静水圧による揚圧力
- U_D : 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力

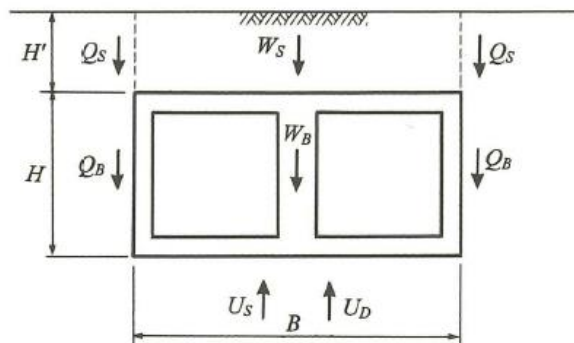


図 3-1 浮上り評価の概念図

非液状化層におけるせん断抵抗 Q_S 及び摩擦抵抗 Q_B の算出は、柏崎刈羽原子力発電所の評価対象地盤は、砂質土に限らず粘性土や地盤改良体が分布しており、せん断抵抗角 ϕ と粘着力 c を用いた回帰式が最も適していること、地盤改良の効果は主に粘着力 c として表現されることから、トンネル標準示方書に示される以下の式(2)及び式(3)を用いて評価を実施する。

$$Q_S = f_{rus} (c_S + K_0 \cdot \sigma'_{vs} \cdot \tan \phi_S) H' \quad \text{式(2)}$$

$$Q_B = f_{ruw} (c_B + K_0 \cdot \sigma'_{vB} \cdot \tan \phi_B) H \quad \text{式(3)}$$

ここで、

c_S : 上載土の粘着力

c_B : 側面の粘着力

ϕ_S : 上載土のせん断抵抗角

ϕ_B : 側面の壁面摩擦角で、 $\phi_B = 2\phi/3$ とする (ϕ : 周辺地盤の内部摩擦角)

K_0 : 静止土圧定数

σ'_{vs} , σ'_{vB} : 上載土と構造物側面の有効上載圧

H' : 上載土の厚さ

H : 構造物の高さ

f_{rus} , f_{ruw} : 液状化時の浮上りに関する安全係数

($f_{rus} = 1.0$, $f_{ruw} = 1.0$ が示されている)

静水圧による揚圧力 U_S の算定は、トンネル標準示方書に基づき式(4)により算定する。

$$U_S = \gamma_w \cdot (Z_B - Z_W) \cdot B \quad \text{式(4)}$$

ここで、

γ_w : 地下水の単位体積重量

Z_B : 地表から構造物底面までの深さ

Z_W : 地表から地下水面までの深さ

B : 構造物の幅

3.1.3 安全率

所要安全率は、表 3-1 に示す各指針・基準の所定安全率のうち、最も保守的な設定としている共同溝設計指針の「1.1」を採用する。

3.2 評価断面

共同溝設計指針では、図 3-2 に示すように構造物が粘性土などの不透水層に 1m 以上根入れされている場合は、当該構造物は浮上り検討の対象外としている。7 号機及び 6 号機の浮上り評価実施箇所を図 3-3～図 3-5 に示す。なお、6 号機の補機冷却用海水取水路については工事計画認可申請における評価対象施設でないことから、浮上り評価の対象外とする。

スクリーン室、取水路及び補機冷却用海水取水路では、7 号機の①～③、⑥～⑨、⑪、⑬ブロック及び 6 号機の①～②、⑥～⑨、⑪ブロックは、構造物が透水性の低い地盤改良体に根入れされていることから、同指針では評価の対象外となるが、本評価では、不透水層への根入れの有無に関わらず、全てのブロックに対して浮上り評価を実施する。

なお、6 号機の⑤ブロックには、取水路の上部に放水路が位置する。

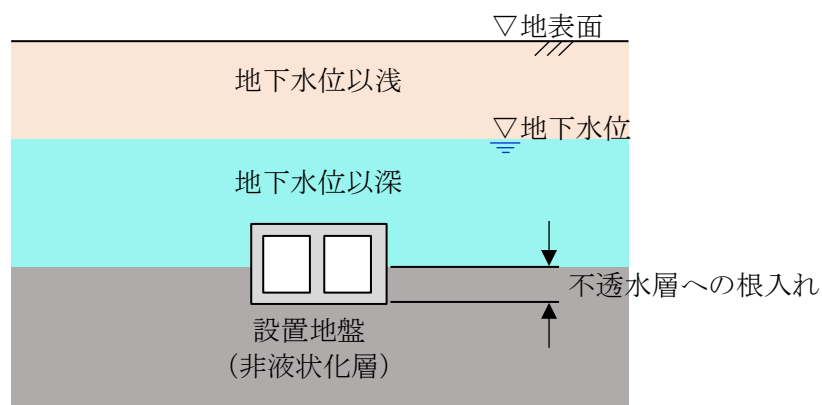


図 3-2 不透水層への根入れ

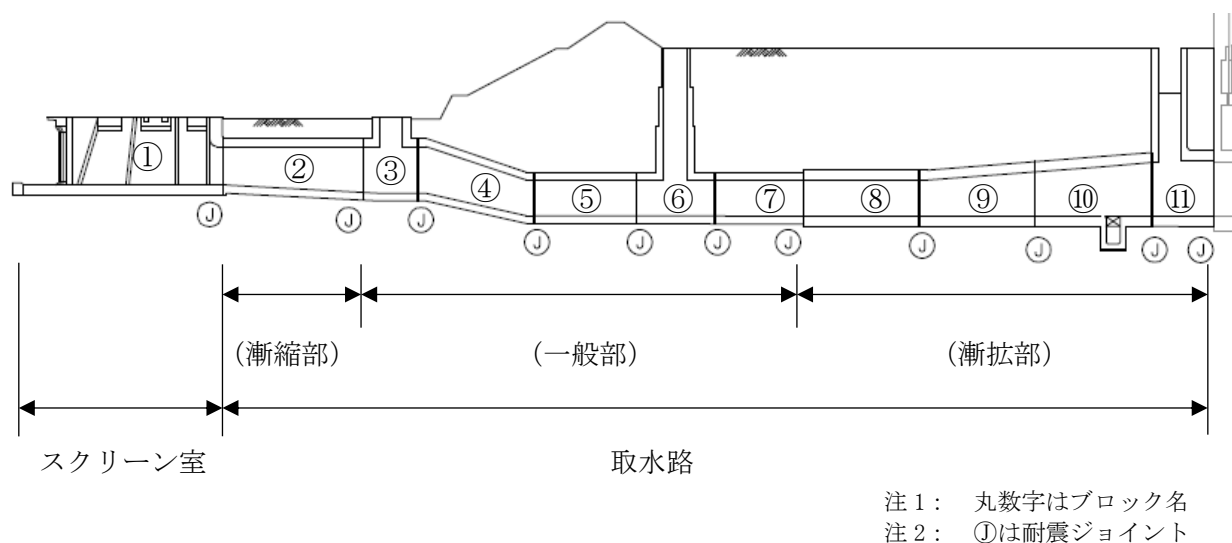


図 3-3 7 号機のスクリーン室及び取水路の浮上り評価実施箇所 (①～⑪ブロック)

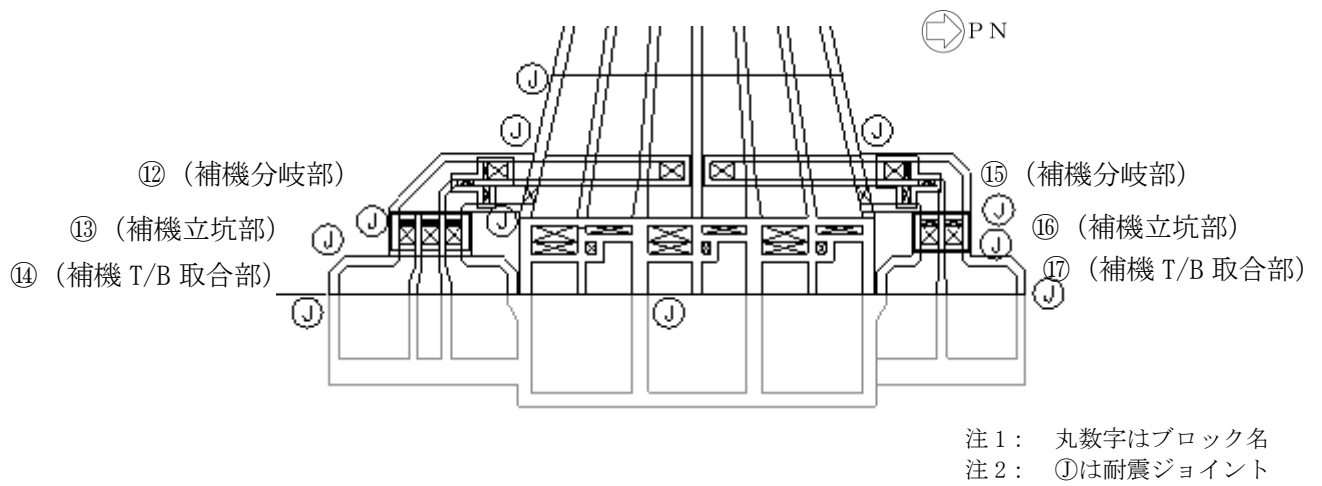


図 3-4 7号機の補機冷却用海水取水路の浮上り評価実施箇所 (⑫~⑰ブロック)

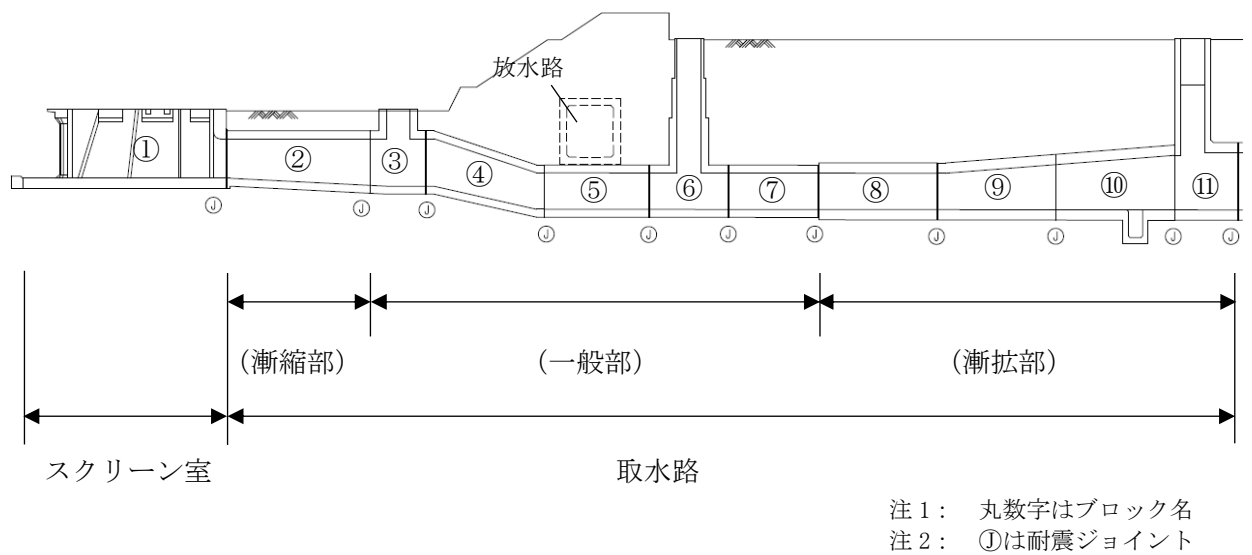


図 3-5 6号機のスクリーン室及び取水路の浮上り評価実施箇所 (①~⑪ブロック)

3.3 評価条件

浮上り評価の評価条件を以下に示す。

3.3.1 荷重・重量

表 3-2 に、上載土の荷重及び構造物の自重に関する評価条件を示す。

地盤の単位体積重量は、V-2-1-3「地盤の支持性能の基本方針」に基づき設定する。地下水の比重を 1.0、海水の比重を 1.03 とし、地下水及び海水の単位体積重量を設定する。鉄筋コンクリートの単位体積重量は、建設時の設計値に基づき設定する。

構造物の自重 W_B の算出においては、鉄筋コンクリートの躯体重量に加え、水路内の内水を考慮する。スクリーン室については、バースクリーン、レーキ付バースクリーン及びトラベリングスクリーンの機器荷重を考慮する。なお、躯体ハンチ部及び均しコンクリートの重量については考慮しない。

6号機取水路（一般部）の⑤ブロックについては、取水路の上部に放水路が設置されている。そのため、6号機取水路（一般部）⑤ブロックの浮上り評価においては、放水路の荷重を上載荷重として考慮する。なお、表 3-9 に示すとおり、放水路についても、浮上り評価により浮上りに対する安全性を有していることを確認している。

表 3-2 荷重・重量に関する評価条件

種別	単位体積重量 γ (kN/m ³)	備考
埋戻土（地下水位以浅）	17.6	湿潤重量
埋戻土（地下水位以深）	19.0	飽和重量
改良盛土	16.6	斜面部
鉄筋コンクリート	23.5	建設時の設計値に基づく
地下水	9.8	比重 1.00
海水（内水）	10.1	比重 1.03
洗掘防止根固め工*	17.9	高圧噴射攪拌工法
放水路脇改良体*	19.8	高圧噴射攪拌工法

注記*：洗掘防止根固め工及び放水路脇改良体とは、図 3-6 に示す放水路の西側の地盤改良体を示す。なお、物性値は事後調査の物理試験から算定。

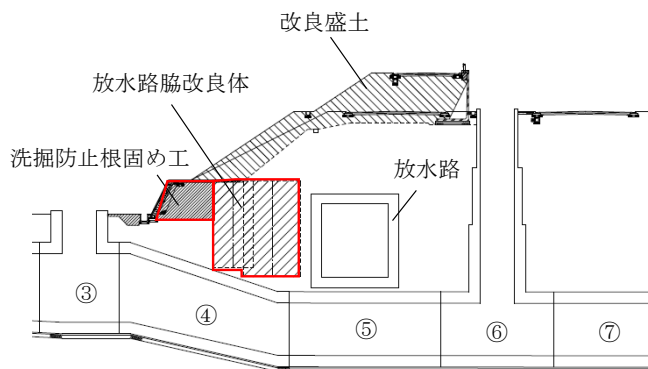


図 3-6 6号機 放水路断面図（拡大）

3.3.2 設計地下水位

6号機及び7号機のスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の各ブロックにおける設計地下水位は，V-2-1-3「地盤の支持性能の基本方針」に基づき，地下水位の変動を考慮した保守的な地下水位として，表3-3のとおりに設定した。

表 3-3 設計地下水位

号機	設計地下水位	対象ブロック
7号機	T. M. S. L. 3. 0m	①, ②, ③
	T. M. S. L. 5. 0m	④～⑦
	T. M. S. L. 8. 0m	⑧～⑰
6号機	T. M. S. L. 3. 0m	①, ②, ③
	T. M. S. L. 5. 0m	④～⑦
	T. M. S. L. 8. 0m	⑧～⑪

3.3.3 構造物の寸法及び上載土の層厚

7号機のスクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路及び6号機のスクリーン室及び取水路の各ブロックの構造物の寸法及び上載土の層厚を表3-4及び表3-5に示す。

表 3-4 7号機のスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の浮上り評価の諸元

7号機	ブロック	構造物		地盤改良の有無*	不透水層への根入れ	上載土		備考	
		高さ(m) H	幅(m) B			地盤種別	層厚H' (m) (地下水面以深の層厚)		
スクリーン室	①	10.0	48.1	有り	1m以上	埋戻土	0.0 (0.0)		
取水路	漸縮部	②	7.0~8.0	48.1~16.6	有り	1m以上	埋戻土	2.5 (2.5)	
	一般部	③	8.0~10.7	16.6	有り	1m以上	埋戻土	2.5 (2.5)	海側立坑
		④	8.0~6.6	16.6	無し	—	改良盛土	3.4 (0.0)	斜面部
							洗堀防止	3.3 (2.5)	
							埋戻土	2.5~8.8 (2.5~6.7)	
		⑤	6.6	16.6	無し	—	改良盛土	3.4 (0.0)	
							埋戻土	14.9 (8.9)	
	⑥	6.6~22.7	16.6	有り	1m以上	埋戻土	15.9 (8.9)	立坑	
	⑦	6.6	16.6	有り	1m以上	埋戻土	15.9 (8.9)		
	漸拡部	⑧	7.2	17.3~24.0	有り	1m以上	埋戻土	15.6 (11.6)	
		⑨	7.2~8.3	24.0~30.9	有り	1m以上	埋戻土	15.0 (11.0)	
⑩		8.3~9.5	30.9~37.6	無し	—	埋戻土	13.9 (9.9)		
⑪		9.5~23.0	37.6	有り	1m以上	埋戻土	13.3 (9.3)	T/B 取合部	
補機冷却用 海水取水路	南側	⑫	4.0~26.3	6.1~8.6	無し	1m以上	埋戻土	17.9 (13.9)	分岐部
		⑬	4.1~22.2	8.6	有り	1m以上	埋戻土	17.9 (13.9)	立坑部
		⑭	5.2	16.7~19.9	無し	1m以上	埋戻土	18.3 (14.3)	T/B 取合部
	北側	⑮	4.0~26.3	6.1	無し	1m以上	埋戻土	17.9 (13.9)	分岐部
		⑯	4.1~22.2	6.1	無し	1m以上	埋戻土	17.9 (13.9)	立坑部
		⑰	5.2	12.5~15.7	無し	1m以上	埋戻土	18.3 (14.3)	T/B 取合部

注：() 内の数値は，上載土のうち地下水面以深の層厚を示す。

注記*：対策前の浮上り照査の検討を踏まえ，地盤改良による浮上り対策範囲を決定している。

表 3-5 6号機のスクリーン室及び取水路の浮上り評価の諸元

6号機	ブロック	構造物		地盤改良の有無*	不透水層への根入れ	上載土		備考	
		高さ(m) H	幅(m) B			地盤種別	層厚H' (m) (地下水面以深の層厚)		
スクリーン室	①	10.0	48.1	有り	1m以上	埋戻土	0.0 (0.0)		
取水路	漸縮部	②	7.0~8.0	48.1~16.6	有り	1m以上	埋戻土	2.5 (2.5)	
	一般部	③	8.0~10.7	16.6	無し*	1m以上	埋戻土	2.5 (2.5)	海側立坑
		④	8.0~6.6	16.6	無し	—	改良盛土	3.4 (0.0)	斜面部
							洗堀防止	3.3 (2.5)	
							放水路脇改良体	7.8~8.9 (6.9~8.0)	
							埋戻土	2.5~8.8 (2.5~6.7)	
		⑤	6.6	16.6	無し	—	改良盛土	3.4 (0.0)	取水路上部に放水路が設置
							放水路脇改良体	8.9 (8.0)	
							埋戻土	14.9 (8.9)	
	⑥	6.6~22.7	16.6	有り	1m以上	埋戻土	15.9 (8.9)	立坑	
	⑦	6.6	16.6	有り	1m以上	埋戻土	15.9 (8.9)		
漸拡部	⑧	7.2	17.3~24.0	有り	1m以上	埋戻土	15.6 (11.6)		
	⑨	7.2~8.3	24.0~30.9	有り	1m以上	埋戻土	15.0 (11.0)		
	⑩	8.3~9.5	30.9~37.6	無し	—	埋戻土	13.9 (9.9)		
	⑪	9.5~23.0	37.6	有り	1m以上	埋戻土	13.3 (9.3)	T/B 取合部	
(参考) 放水路	—	8.3	7.7	無し	—	改良盛土	3.4 (0.0)	⑤ブロック上部	
						埋戻土	6.5 (0.5)		

注記*1 : 対策前の浮上り照査の検討を踏まえ、地盤改良による浮上り対策範囲を決定している。

*2 : ③ブロックの北側には取水電源建屋が設置されているため、③ブロックの南側のみ地盤改良を実施している。

3.3.4 地盤のせん断抵抗

地盤のせん断抵抗に関する評価条件として、地盤の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、V-2-1-3「地盤の支持性能の基本方針」に基づき、表 3-6 のとおりに設定する。

なお、浮上り評価においては、地震応答解析の結果によらず設計地下水位以深の液状化検討対象層（埋戻土）は液状化するものとして扱い、上載土のせん断抵抗 Q_s 及び構造物側面の摩擦抵抗 Q_B は考慮しない。

静止土圧係数 K_0 は 0.5 とする。

表 3-6 地盤の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ

種別	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
埋戻土（地下水位以浅）	9.6	34.8
改良盛土	462	0
洗掘防止根固め工*	2154	0
放水路脇改良体*	3925	0

注記* : 物性値は事後調査の力学試験から算定している。

3.3.5 構造物側面の摩擦抵抗

構造物側面の摩擦抵抗に関する評価条件を表 3-7 に示す。

構造物側面の摩擦抵抗は、地盤改良体を躯体に密着させるように施工することから、式 (5) に基づき地盤改良体の設計一軸圧縮強度 q_{ud} から算出した粘着力 c とする。なお、6号機の③ブロックについては、南側のみ地盤改良されていることから、南側のみ摩擦力を考慮する。

$$c = q_{ud} / 2 \quad \text{式(5)}$$

表 3-7 構造物側方の摩擦抵抗に関わる評価条件

種別	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	備考
構造物—地盤改良体	500	0	設計一軸圧縮強度 $q_{ud} = 1000 \text{ kN/m}^2$

3.3.6 揚圧力

共同溝設計指針では、不透水層などへの根入れが不十分な場合（根入れ長が1m未満）には、安全側の配慮から式(6)に示すとおり、過剰間隙水圧による揚圧力を基礎底面に作用させ、浮上りの検討を行うものとしている。

7号機及び6号機の④、⑤、⑩ブロックは、構造物側方に地盤改良体が存在せず、粘性土への根入れが1m未満であることから、過剰間隙水圧による揚圧力 U_D を作用させるものとする。なお、6号機の③ブロックについては、南側のみ地盤改良されていることから、揚圧力 U_D を作用させる。

一方、地盤改良体に根入れもしくはマンメイドロック上に設置された7号機の①～③、⑥～⑨、⑪～⑰ブロック及び6号機の①～②、⑥～⑨、⑪～⑰ブロックに関しては、揚圧力 U_D は作用させない。

また、共同溝設計指針では、図3-7に示す液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 L_u の関係が示されているが、本検討では地震応答解析の結果によらず過剰間隙水圧比 $L_u = 1$ （最大値）として過剰間隙水圧による揚圧力 U_D を算出する。

$$U_D = L_u \cdot \sigma_v' \cdot B \quad \text{式(6)}$$

ここで、

L_u : 過剰間隙水圧比 (= 1)

σ_v' : 基礎底面位置における初期有効上載荷圧

B : 構造物の幅

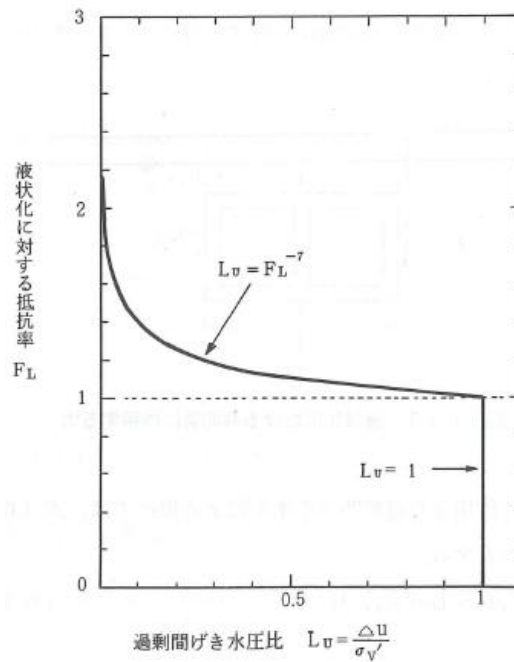


図 3-7 液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 L_u の関係

(共同溝設計指針 (日本道路協会, 1986) より引用)

3.4 評価結果

評価結果を表 3-8 に示す。7号機のスクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路及び6号機のスクリーン室及び取水路は浮上りに対して十分な安全性を有していることを確認した。

表 3-8 7号機のスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の浮上りの評価結果

		ブロック	地震時浮上り 安全率 (F _s)	判定 (F _s ≥ 1.1)	備考
スクリーン室		①	2.98	○	
取水路	漸縮部	②	4.93	○	
		一般部	③	6.23	○
	④		2.12	○	斜面部
	⑤		1.34	○	
	⑥		5.08	○	立坑
	⑦		5.42	○	
	漸拡部	⑧	4.28	○	
		⑨	3.85	○	
		⑩	6.82	○	
		⑪	3.39	○	T/B 取合部
	補機冷却 用海水取 水路	南側	⑫	10.28	○
⑬			4.91	○	立坑部
⑭			2.52	○	T/B 取合部
北側		⑮	11.17	○	分岐部
		⑯	4.02	○	立坑部
		⑰	2.54	○	T/B 取合部

表 3-9 6号機のスクリーン室及び取水路の浮上りの評価結果

		ブロック	地震時浮上り 安全率 (F _s)	判定 (F _s ≥ 1.1)	備考
スクリーン室		①	2.98	○	
取水路	漸縮部	②	4.91	○	
		一般部	③	2.00	○
	④		8.53	○	斜面部
	⑤		1.77*	○	取水路上部に 放水路が設置
	⑥		5.08	○	立坑
	⑦		5.42	○	
	漸拡部	⑧	4.28	○	
		⑨	3.85	○	
		⑩	6.82	○	
		⑪	3.39	○	T/B 取合部
	(参考) 放水路	—	1.60	○	⑤ブロック上部

注記* : 取水路上部の放水路の荷重を上載荷重として考慮。

4. まとめ

本検討では、浮上り対策後の7号機のスクリーン室、取水路、補機冷却用海水取水路及び6号機のスクリーン室及び取水路の浮上り評価を実施した。

スクリーン室、取水路及び補機冷却用海水取水路の周辺地盤の条件を踏まえると、共同溝設計指針では不透水層に十分根入れされており構造物は浮上り検討の対象外となる。本検討では保守的に不透水層への根入れの有無に関わらず、全ブロックについて浮上り評価を行った。

その結果、7号機のスクリーン室、取水路、補機冷却用海水取水路及び6号機のスクリーン室及び取水路は浮上りに対して十分な安全性を有していることを確認した。

(参考資料 1 (別紙)) 地盤改良体と構造物間の剥離の影響検討

1. はじめに

浮上り対策として設置される地盤改良体は、構造物側面の摩擦抵抗を確保するため構造物との密着性を確保した施工を行っているが、地震により地盤改良体が構造物から剥離する可能性が考えられる。

本検討では、念の為に、地震応答解析の結果より地盤改良体と構造物間のジョイント要素の剥離状況を確認した上で、地盤改良体と構造物間の剥離を考慮した浮上り評価を実施し、浮上りに対する安全性を確認する。

2. 地盤改良体と構造物間の剥離状況の確認

図 2-1 に示すとおり、地震応答解析では構造物と地盤改良体との間にジョイント要素を配置している。本検討では、地震応答解析後のジョイント要素の応力状態から、構造物と地盤改良体の剥離範囲を確認する。地盤改良体と構造物間の剥離範囲の指標として、構造物と地盤改良体の接触長さ L_j に対し、ジョイント要素の剥離長さ L'_j の占める比率 (=剥離率 α) を算定する。

構造物と地盤改良体の剥離範囲の確認結果を表 2-1 に示す。地震応答解析では、地盤改良体と構造物間の剥離範囲が 7 号機で最大 45%、6 号機で最大 23% となることを確認した。

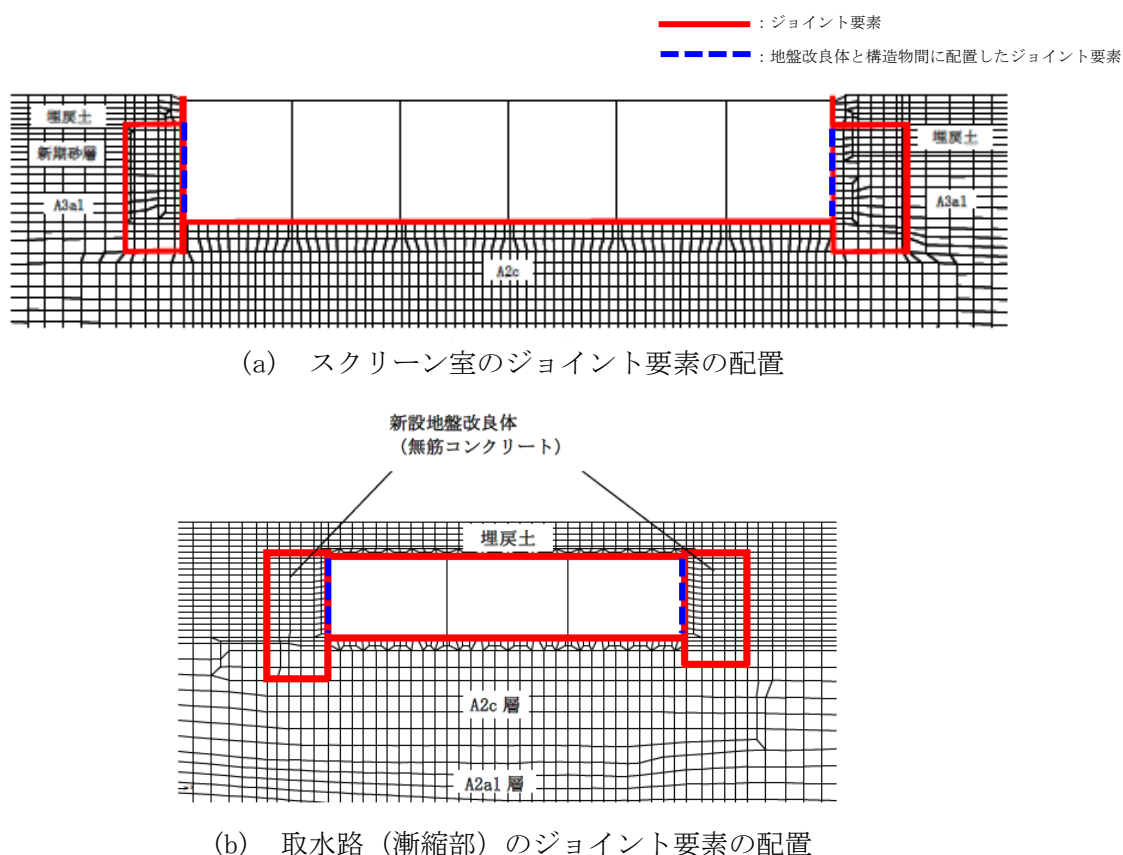


図 2-1 ジョイント要素の配置

表 2-1 構造物と地盤改良体の剥離範囲の確認結果

7号機				6号機											
K7スクリーン室		剥離率 α (長さ)		K7漸縮部		剥離率 α (長さ)		K6スクリーン室		剥離率 α (長さ)		K6漸縮部		剥離率 α (長さ)	
		南側壁	北側壁			南側壁	北側壁			南側壁	北側壁			南側壁	北側壁
解析ケース①	Ss-1++	0.15	0.15	解析ケース①	Ss-1++	0.08	0.15	解析ケース①	Ss-1++	0.15	0.23	解析ケース①	Ss-1++	0.08	0.15
	Ss-1-+	0.23	0.00		Ss-1-+	0.35	0.27		Ss-1-+	0.15	0.00		Ss-1-+	0.19	0.15
	Ss-1+-	0.00	0.15		Ss-1+-	0.08	0.15		Ss-1+-	0.15	0.23		Ss-1+-	0.08	0.15
	Ss-1--	0.23	0.00		Ss-1--	0.27	0.27		Ss-1--	0.15	0.00		Ss-1--	0.19	0.11
	Ss-2	0.00	0.00		Ss-2	0.04	0.04		Ss-2	0.00	0.00		Ss-2	0.08	0.04
	Ss-3++	0.31	0.00		Ss-3++	0.27	0.19		Ss-3++	0.15	0.08		Ss-3++	0.11	0.11
	Ss-3+0	0.00	0.08		Ss-3+0	0.15	0.15		Ss-3+0	0.08	0.23		Ss-3+0	0.15	0.15
	Ss-3+-	0.31	0.00		Ss-3+-	0.19	0.19		Ss-3+-	0.15	0.08		Ss-3+-	0.11	0.11
	Ss-3--	0.00	0.08		Ss-3--	0.15	0.15		Ss-3--	0.15	0.23		Ss-3--	0.15	0.15
	Ss-4	0.00	0.00		Ss-4	0.04	0.04		Ss-4	0.00	0.00		Ss-4	0.04	0.00
	Ss-5	0.00	0.00		Ss-5	0.04	0.04		Ss-5	0.00	0.00		Ss-5	0.04	0.04
	Ss-6	0.00	0.00		Ss-6	0.04	0.04		Ss-6	0.00	0.00		Ss-6	0.04	0.04
	Ss-7	0.00	0.00		Ss-7	0.04	0.04		Ss-7	0.00	0.00		Ss-7	0.04	0.04
	Ss-8++	0.08	0.00		Ss-8++	0.04	0.11		Ss-8++	0.15	0.00		Ss-8++	0.08	0.11
Ss-8+0	0.00	0.00	Ss-8+0	0.11	0.04	Ss-8+0	0.00	0.08	Ss-8+0	0.11	0.08				
解析ケース②	Ss-3++	0.31	0.00	解析ケース②	Ss-3+-	0.19	0.19	解析ケース②	Ss-1-+	0.15	0.00	解析ケース②	Ss-3--	0.15	0.23
解析ケース③	Ss-3++	0.45	0.15	解析ケース③	Ss-3+-	0.19	0.19	解析ケース③	Ss-1-+	0.00	0.08	解析ケース③	Ss-3--	0.08	0.15
解析ケース④	Ss-3++	0.15	0.00	解析ケース④	Ss-3+-	0.04	0.11	解析ケース④	Ss-1-+	0.15	0.00	解析ケース④	Ss-3--	0.08	0.08
解析ケース⑤	Ss-3++	0.08	0.08	解析ケース⑤	Ss-3+-	0.04	0.11	解析ケース⑤	Ss-1-+	0.15	0.00	解析ケース⑤	Ss-3--	0.04	0.08
最大		0.45	0.15	最大		0.35	0.27	最大		0.15	0.23	最大		0.19	0.23

注： 剥離率 $\alpha = L_j' / L_j$

ここで、

L_j' : 地盤改良体と構造物間における剥離長さ

L_j : 地盤改良体と構造物間の接触長さ

3. 地盤改良体と構造物間の剥離範囲に応じた浮上り評価

3.1 評価方法

前述 2. を踏まえ、浮上り評価における構造物側面の摩擦抵抗を、地盤改良体と構造物間の剥離範囲に応じて低減させた場合の浮上り評価を実施する。

本評価は、式(7)に示す地盤改良体と構造物間の摩擦抵抗 Q_B について、地震応答解析から算出した地盤改良体と構造物間のジョイント要素の剥離率 α を考慮し、浮上り評価を実施する。なお、低減率 α は、表 2-1 に示した解析を行った全解析ケース・全地震動のうち、各号機ごとの低減率 α の最大値（7号機：0.45、6号機：0.23）を全てのブロックに適用する。

$$F_s = \gamma_i (W_s + W_B + 2Q_s + 2Q'_B) / (U_s + U_D) \quad \text{式(7)}$$

ここで、

γ_i : 構造物係数 (=1.0)

W_s : 上載土の荷重 (水の重量を含む)

W_B : 構造物の自重

Q_s : 上載土のせん断抵抗

Q'_B : 地盤改良体と構造物の剥離を考慮した構造物側面の摩擦抵抗

$$Q'_B = Q_B \cdot (1 - \alpha)$$

Q_B : 構造物側面の摩擦抵抗

α : 地盤改良体と構造物間のジョイント要素の剥離率

U_s : 構造物底面に作用する静水圧による揚圧力

U_D : 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力

3.2 評価結果

評価結果を、表 3-1 及び表 3-2 に示す。

これより、地盤改良体と構造物間の摩擦抵抗を地盤改良体と構造物間の剥離範囲に応じて低減させた場合でも、浮上りに対する所定の安全率が確保されることを確認した。

表 3-1 地盤改良体と構造物間の摩擦力を低減させた場合の浮上り評価結果 (7号機)

7号機	ブロック	改良体	安全率 (Fs)		判定	
			地盤改良体の摩擦力 ($\alpha=0$)	地盤改良体の摩擦力 ($\alpha=0.55$)		
スクリーン室	①	あり	2.98	2.22	OK	
取水路	漸縮部	②	あり	4.93	3.47	OK
	一般部	③	あり	6.23	4.12	OK
		④	なし	2.13	2.13	OK
		⑤	なし	1.34	1.34	OK
		⑥	あり	5.08	3.90	OK
		⑦	あり	5.42	4.25	OK
	漸拡部	⑧	あり	4.28	3.40	OK
		⑨	あり	3.85	3.14	OK
		⑩	なし	6.82	6.82	OK
		⑪	あり	3.39	2.77	OK
	補機冷却用海水取水路	南側	⑫	なし	10.28	10.28
⑬			あり	4.91	3.66	OK
⑭			なし	2.52	2.52	OK
北側		⑮	なし	11.17	11.17	OK
		⑯	あり	4.02	3.18	OK
		⑰	なし	2.54	2.54	OK

表 3-2 地盤改良体と構造物間の摩擦力を低減させた場合の浮上り評価結果 (6号機)

6号機	ブロック	改良体	安全率 (Fs)		判定	
			地盤改良体の摩擦力 ($\alpha=0$)	地盤改良体の摩擦力 ($\alpha=0.77$)		
スクリーン室	①	あり	2.98	2.59	OK	
取水路	漸縮部	②	あり	4.91	4.17	OK
	一般部	③	あり	2.00	1.73	OK
		④	なし	8.53	8.53	OK
		⑤	なし	1.77	1.77	OK
		⑥	あり	5.08	4.47	OK
		⑦	あり	5.42	4.82	OK
	漸拡部	⑧	あり	4.28	3.83	OK
		⑨	あり	3.85	3.49	OK
		⑩	なし	6.82	6.82	OK
		⑪	あり	3.39	3.07	OK

4. まとめ

本検討では、地震応答解析により地盤改良体と構造物間のジョイント要素の剥離状況を確認した上で、地盤改良体と構造物間の剥離を考慮した浮上り評価を実施し、浮上りに対する安全性を確認した。

その結果、地盤改良体と構造物間において一部に剥離が生じることが確認されたものの、地盤改良体と構造物間の摩擦力を地盤改良体と構造物間の剥離範囲に応じて低減させた場合でも、浮上りに対する所定の安全率が確保されることを確認した。

(参考資料 2) 耐震ジョイントの健全性評価について

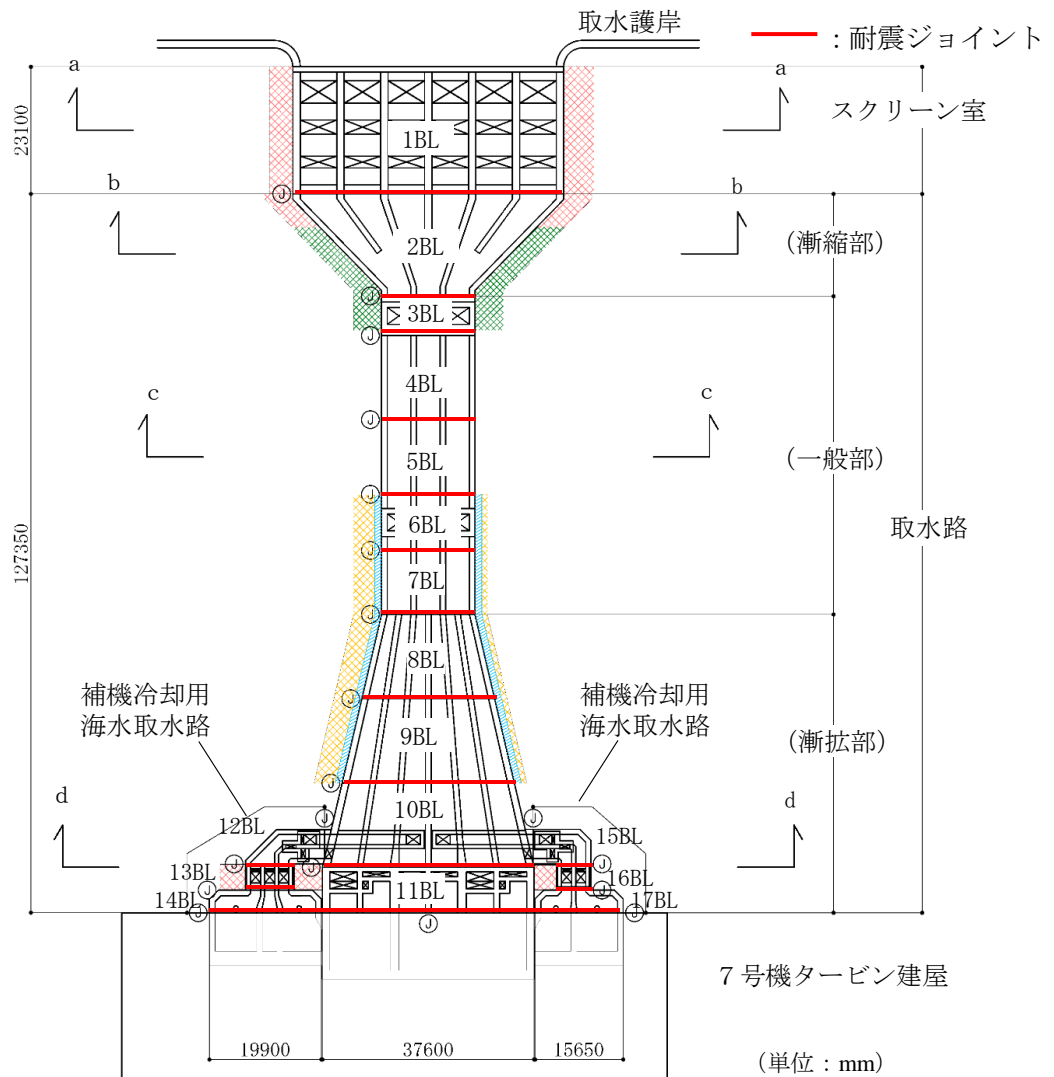
1. 概要

スクリーン室，取水路及び補機冷却冷却用海水取水路は，図 1-1 に示すとおり，軸方向における構造の変化等を考慮してブロックを分割した構造となっており，ブロック間には耐震ジョイント及び緩衝材が設置されている。耐震ジョイントについては津波の引き波時において非常用海水冷却系の取水性を確保するために，地震に対し，各ブロック間の継ぎ目部からの漏水を防止する機能が要求される。

ここで，図 1-2 に示すとおり，耐震ジョイントの貯水機能が求められる津波の引き波時の水位（海水貯留堰天端以深）は，塑望平均干潮位よりも低い位置にある。一方，構造物周辺の地盤の地下水位は，海水面付近にあると想定される。そのため，仮に耐震ジョイントの機能に期待しない場合であっても，津波の引き波継続時間は最大 16 分程度と短時間の現象と評価されていることから*，水路内の貯留水が漏水する可能性は低いものと考えられる。

しかし，念の為，地震応答解析により基準地震動 S_s における耐震ジョイントの相対変位量を算定し，モックアップ試験により求めた耐震ジョイントの許容変位量と比較することにより，耐震ジョイントの貯水機能の健全性の評価を実施する。

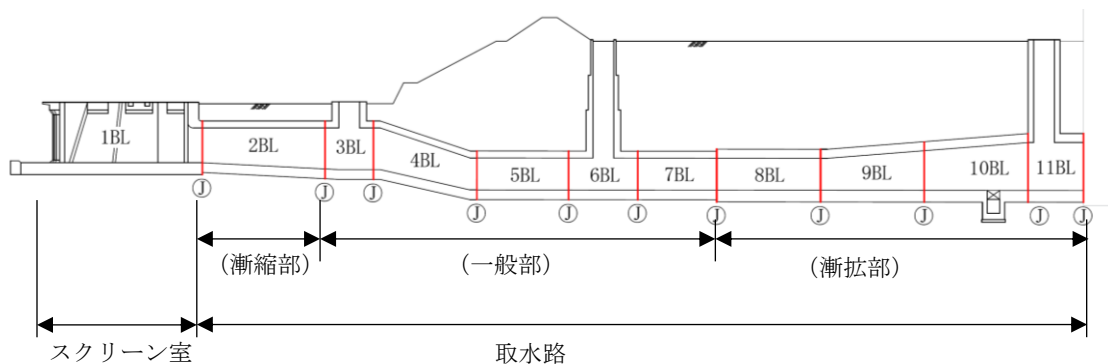
注記*：津波の引き波継続時間は，V-1-1-3-2「津波への配慮に関する説明書」参照



既設/新設	凡例	地盤改良工法
		高圧噴射
新設地盤改良体		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械攪拌

注: 置換工法(地中連続壁), 機械攪拌工法の施工範囲の内, 地上構造物及び埋設構造物がある箇所では, 高圧噴射を適用
 注記*: ①は耐震ジョイント

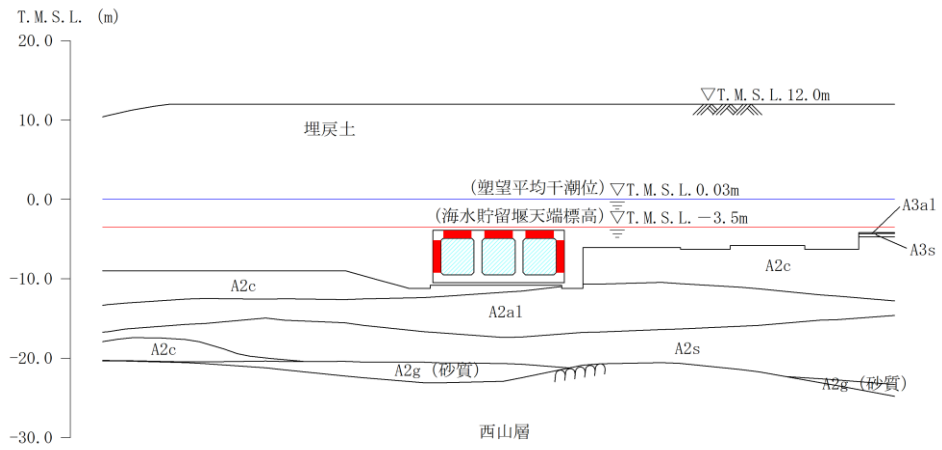
(a) 平面図



(b) 縦断面

図 1-1 スクリーン室, 取水路及び補機冷却用海水取水路の耐震ジョイント位置

(参考) 2-2



(参考) 施設周辺の地下水位計の観測最低地下水位 (7GW-4 孔 : T.M.S.L. -1.19m)

図 1-2 貯水機能の概念図

2. 評価方法

本検討では、基準地震動 S_s に対する地震応答解析を実施し、耐震ジョイントの地震時の最大相対変位及び地震後の残留相対変位を算定し、この変位量がモックアップ試験により評価した許容変位を下回ることを確認することにより、耐震ジョイントの健全性評価を行う。

耐震ジョイントの健全性評価フローを図 2-1 に示す。

なお、耐震ジョイントの相対変位の算定においては、新潟県中越沖地震により発生した残留変位量及び基準地震動 S_s 発生後の間隙水圧の消散に伴う沈下量を考慮する。

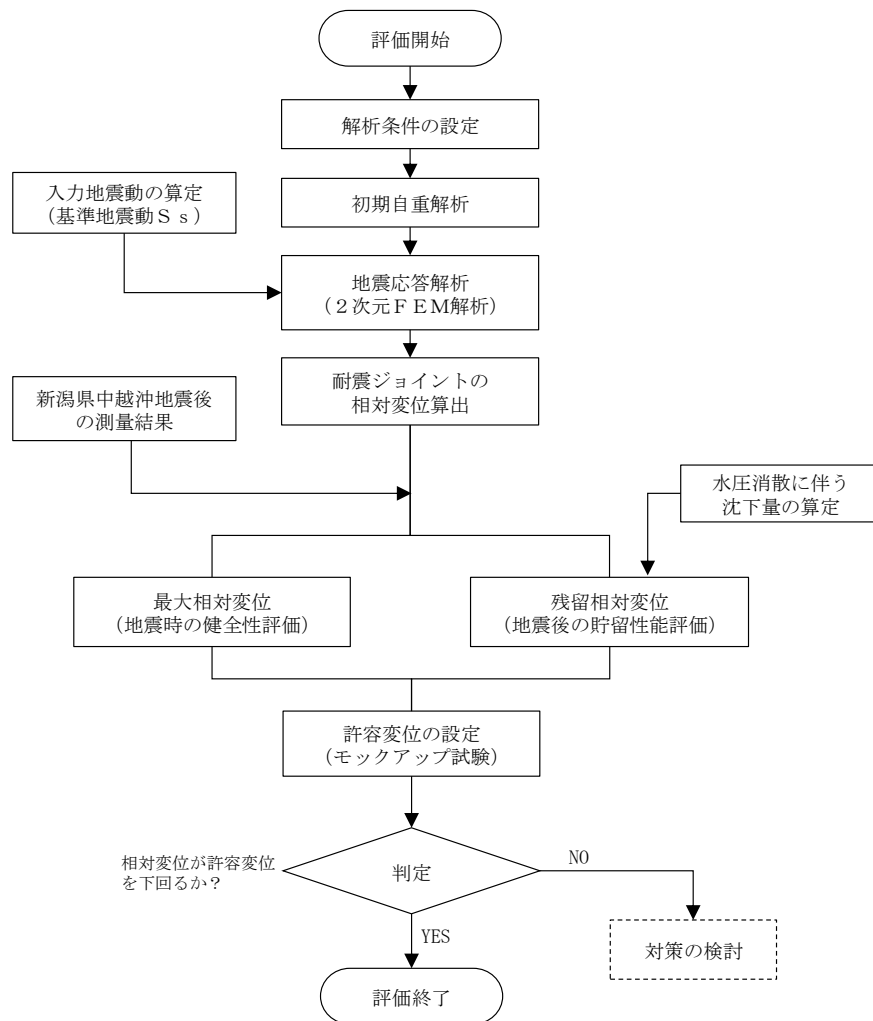


図 2-1 耐震ジョイントの健全性評価フロー

2.1 地震応答解析

基準地震動 S_s に対する耐震ジョイントの相対変位は、スクリーン室及び取水路の横断方向と縦断方向の地震応答解析から算定する。なお、補機冷却用海水取水路については、全ブロックがマンメイドロックに支持された構造であり、ブロック間の相対変位がほとんど生じないことから、本評価の対象からは除外する。

横断方向と縦断方向の地震応答解析の評価条件を以下に記す。

2.1.1 横断方向の評価条件

(1) 代表断面

スクリーン室、取水路及び補機冷却用海水取水路の平面図を図 2-2 に示す。

横断方向の相対変位の算定では、図中に示す a-a 断面(スクリーン室：1BL)、b-b 断面(取水路 漸縮部：2BL)、c-c 断面(取水路 一般部：5BL)及び d-d 断面(取水路 漸拡部：10BL)を代表断面として選定する。

なお、各断面の地質断面図及び地震応答解析モデルは、各構造物の耐震計算書の補足説明資料に記載した設定と同じ条件とする。

(2) 共通条件

横断方向の評価のうち、「地震応答解析手法」、「材料定数・構造物諸元」、「減衰定数」、「荷重条件」及び「地下水位条件」等は、各構造物の補足説明資料に記載した設定と同じ条件とする。

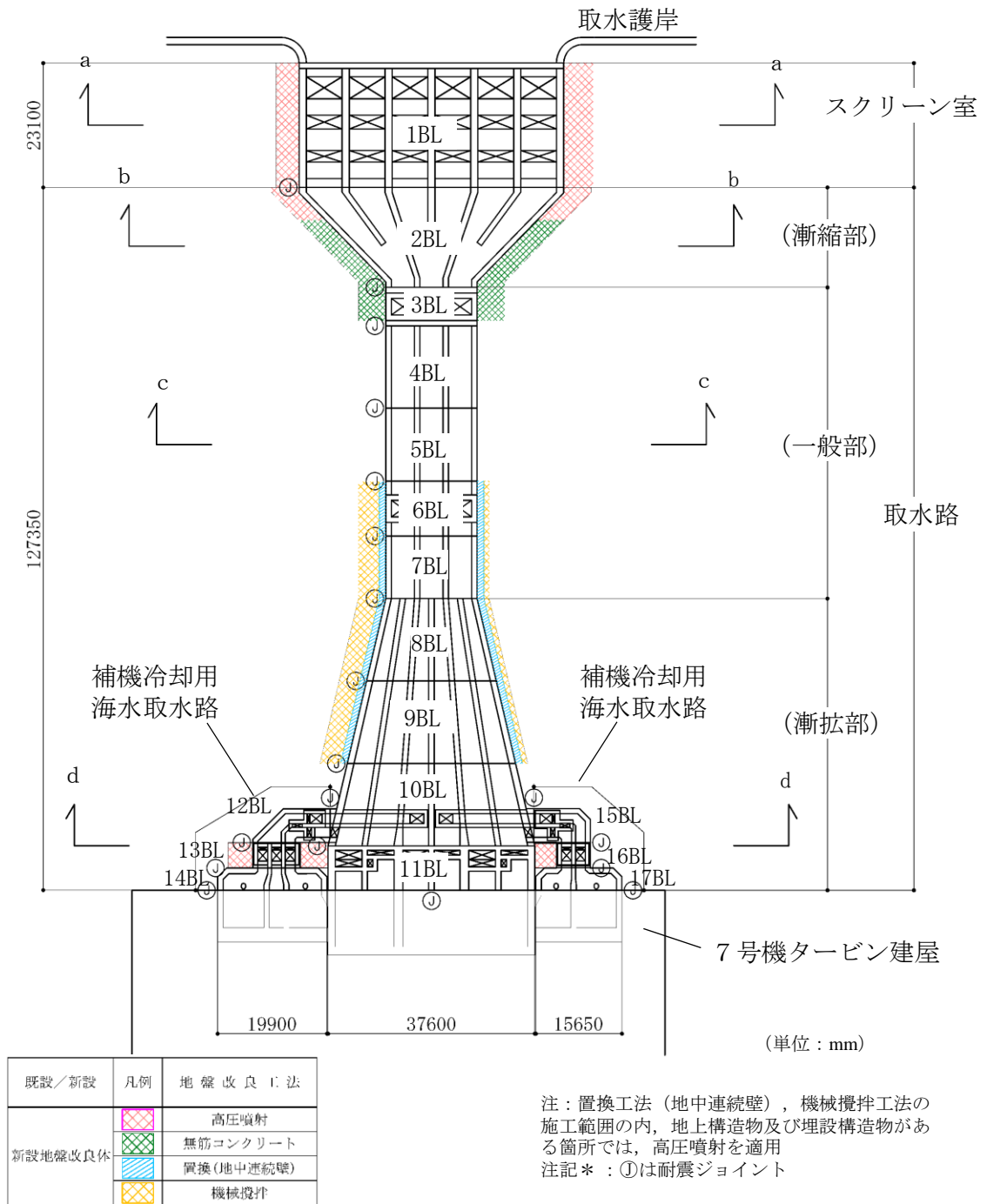


図 2-2 スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の平面図

2.1.2 縦断方向の評価条件

(1) 地質断面図

スクリーン室及び取水路の縦断方向の地質断面図を図 2-4 に示す。

(2) 地震応答解析モデル

スクリーン室及び取水路の縦断方向の地震応答解析モデルを図 2-5 に示す。

解析領域は、側面境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう、構造物と側面境界及び底面境界との距離を十分に広い領域とする。解析領域の側面及び底面には、エネルギーの逸散効果を考慮するため粘性境界を設ける。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに、線材モデルの要素分割については、要素の長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とする旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

(3) 地下水位

地下水位の設定は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、スクリーン室は T.M.S.L. 3.0m、取水路は T.M.S.L. 3.0m～T.M.S.L. 8.0m に設定する。スクリーン室及び取水路の縦断方向の地下水位設定を図 2-3 に示す。

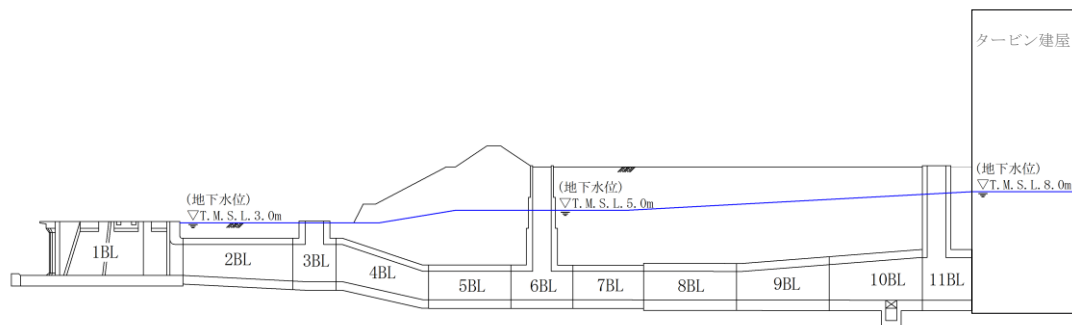


図 2-3 縦断方向の地下水位設定

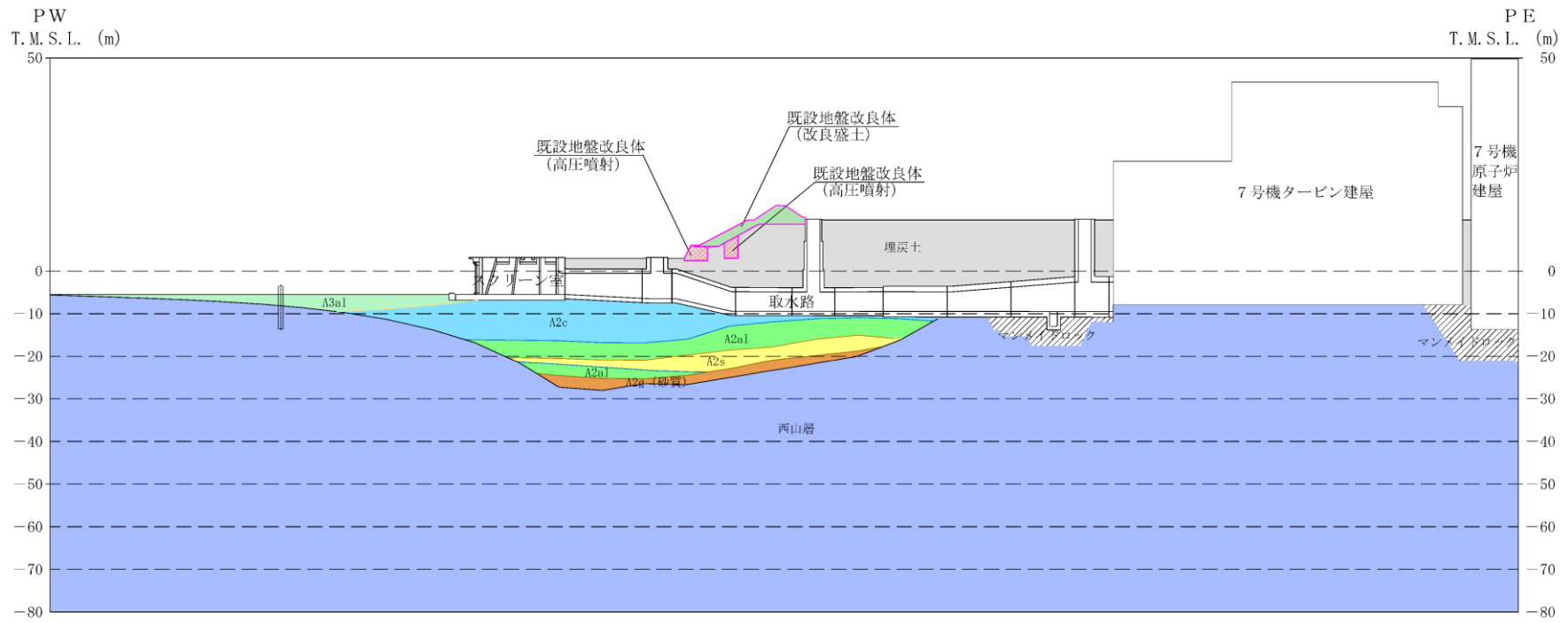


図 2-4 スクリーン室及び取水路の縦断方向の地質断面図

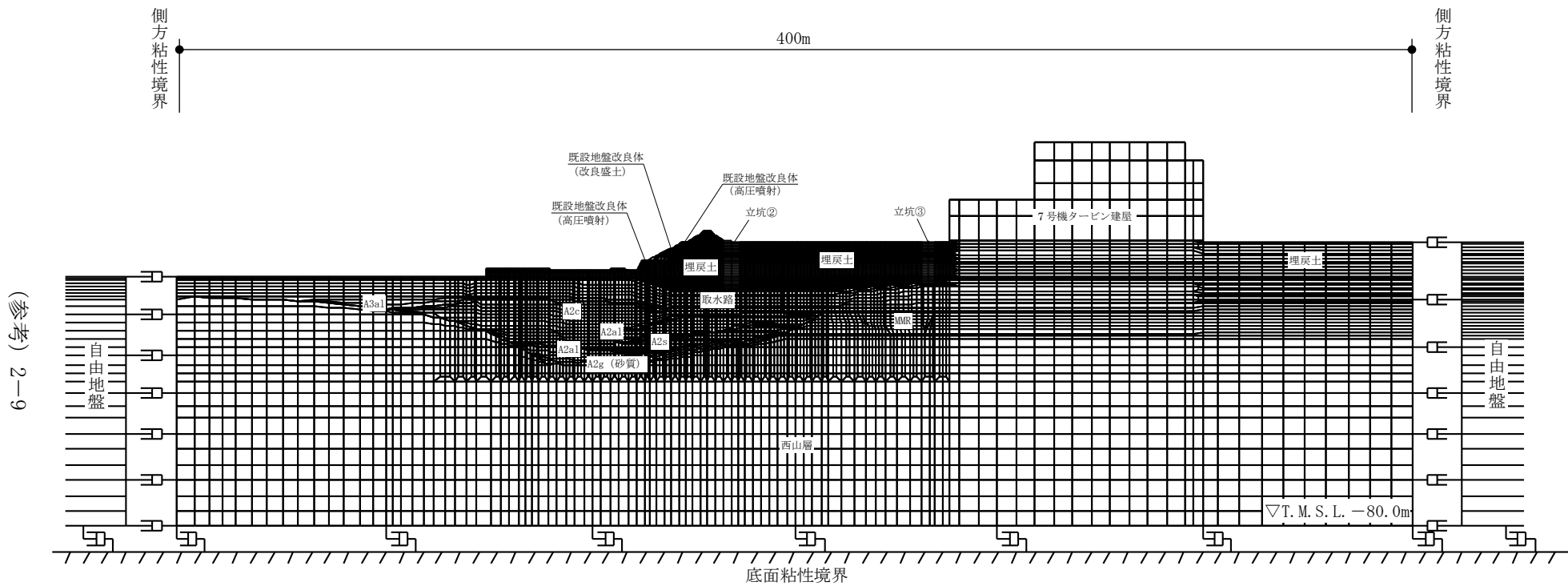


図 2-5 スクリーン室及び取水路の縦断方向の地震応答解析モデル

(4) 構造物のモデル化

a. 水路部

スクリーン室及び取水路の水路部の鉄筋コンクリート部材は、線形平面ひずみ要素によりモデル化する。水路部の剛性は奥行方向の壁厚比に応じた等価剛性を設定する。

なお、「地盤と構造物」、「マンメイドロックと構造物」及び「地盤と地盤改良体」との接合面には、ジョイント要素を設けることにより、地震時の接合面における剥離及びすべりを考慮する。ジョイント要素の配置を図 2-6 に示す。

b. 立坑部

立坑部を有する取水路については、立坑部の鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素（ $M-\phi$ 関係）でモデル化し、立坑の形状を考慮し、部材軸両側は剛梁により地盤と結合させる。取水路部との接合は、曲げによる力を伝達させるために線形はり要素を設ける。立坑部の解析モデルの概念図を図 2-7 に示す。

c. 各ブロックの接合面

各ブロックの接合面には、図 2-8 に示すように、耐震ジョイントの伸縮及び目地に設置されている緩衝材の影響を適切に考慮するため、非線形ばね要素を設定し、地震時の接合面における圧縮力の伝達を考慮する。非線形ばね要素の力学特性を図 2-9 に示す。

(5) 共通条件

縦断方向の評価条件のうち、「地震応答解析手法」、「境界条件」、「地盤のモデル化」、「地盤改良体のモデル化」、「材料特性」、「荷重の組合せ」及び「解析ケース」については、各構造物の補足説明資料に記載した設定と同じ条件とする。

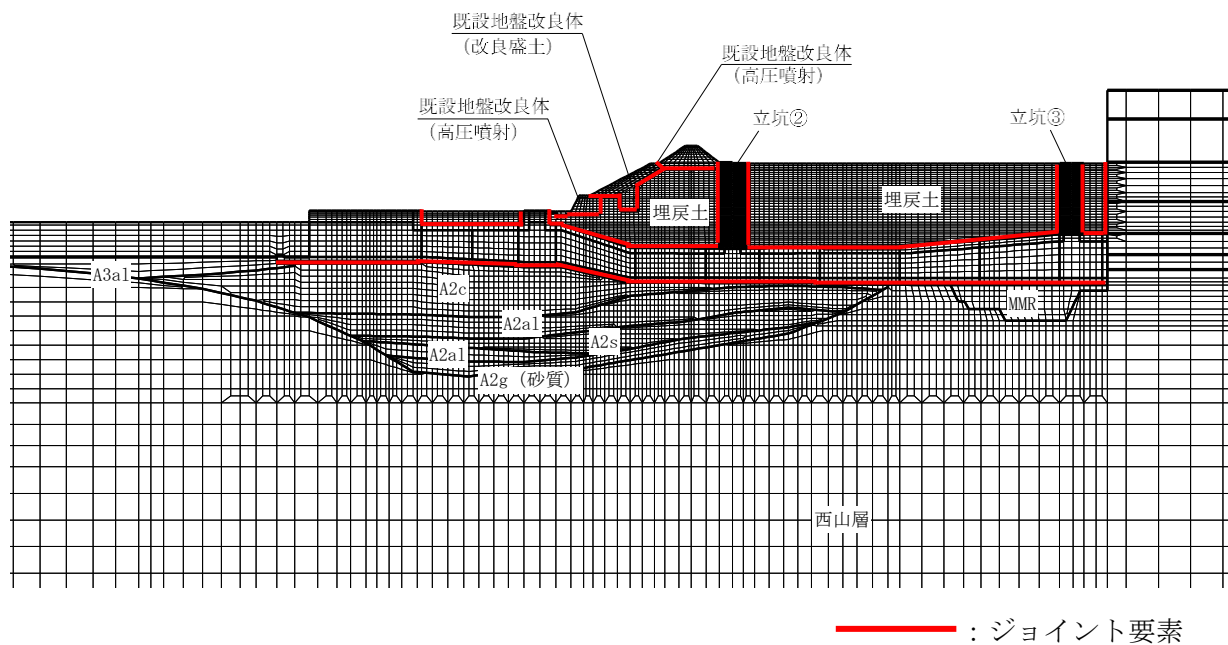


図 2-6 ジョイント要素の配置図

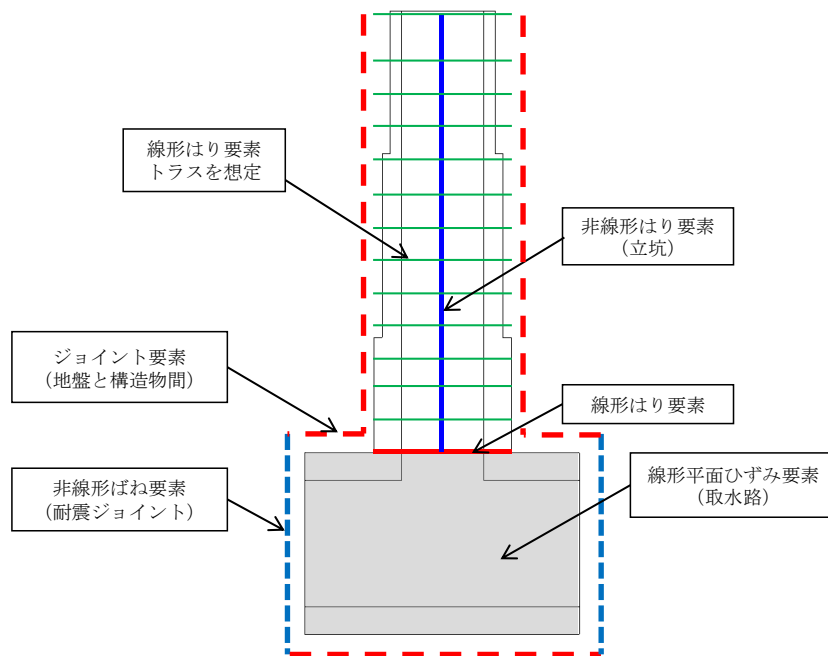


図 2-7 立坑部の解析モデルの概念図

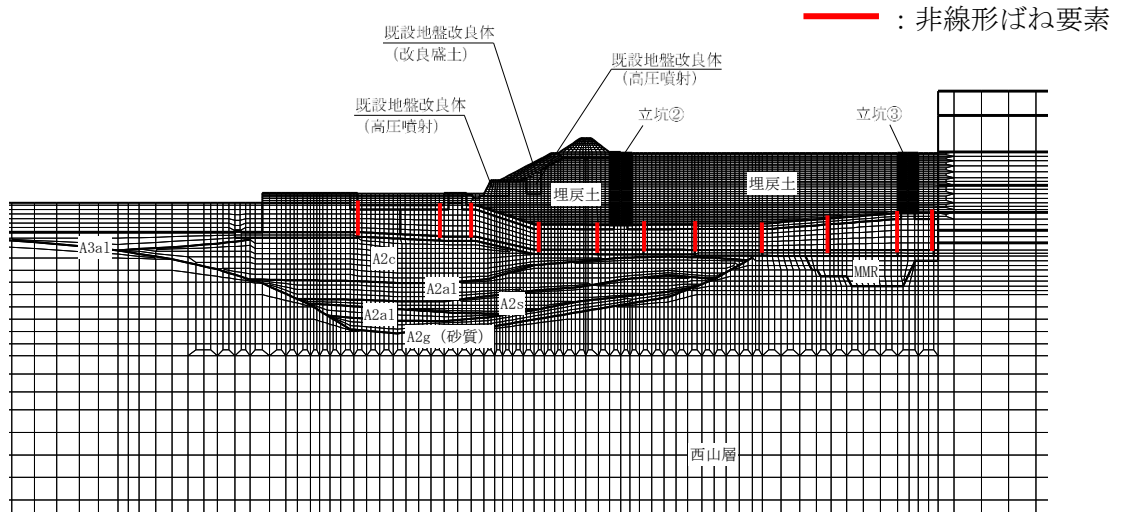
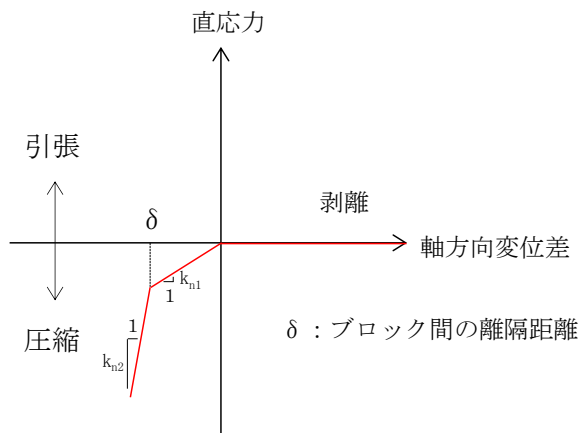


図 2-8 非線形ばね要素の配置図



圧縮剛性 (第 1 勾配) k_{n1} (kN/m^3)	圧縮剛性 (第 2 勾配) k_{n2} (kN/m^3)
$6.3 \times 10^3^*$	1.0×10^6

注記* : 緩衝材の剛性から設定

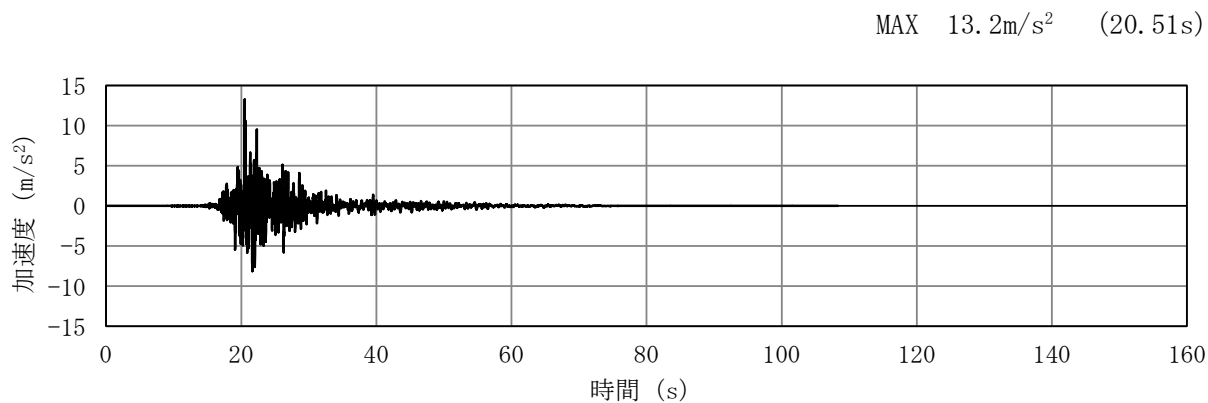
図 2-9 非線形ばね要素の力学特性

2.1.3 入力地震動

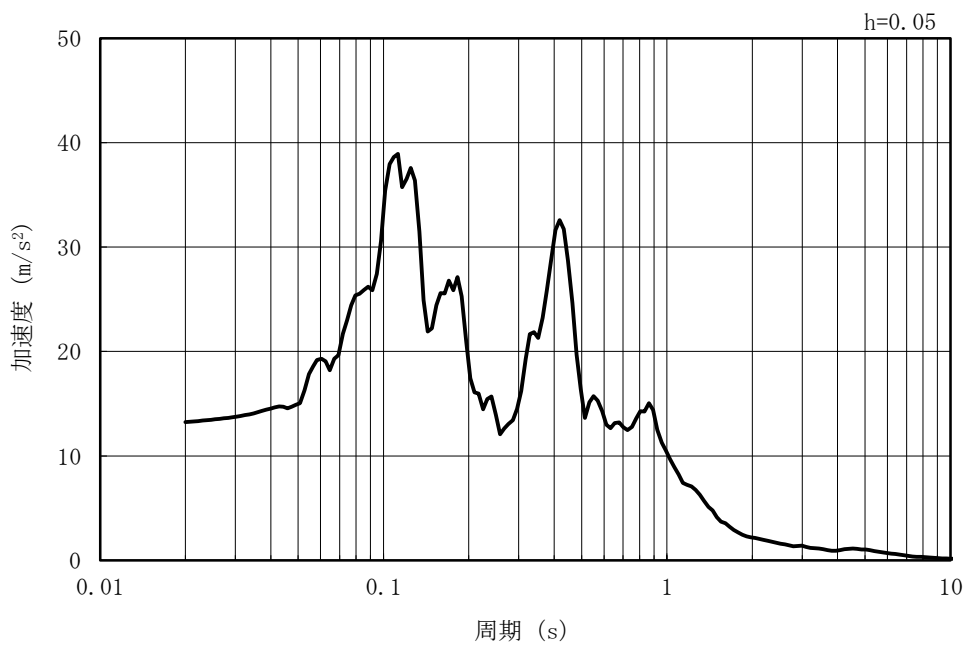
入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

横断方向の入力地震動（NS 方向）については、各構造物の補足説明資料に記載した条件と同様に設定する。

縦断方向の入力地震動（EW 方向）については、図 2-10～図 2-19 に入力地震動の加速度応答時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

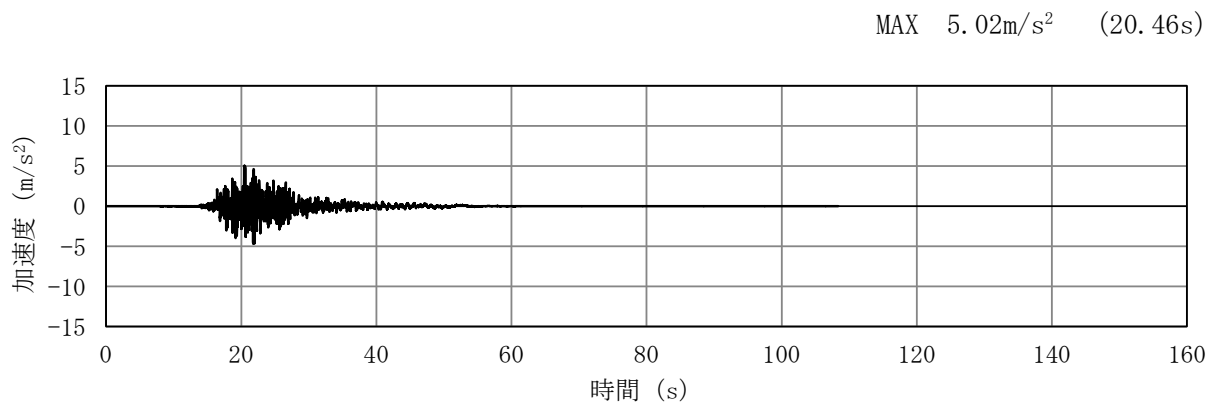


(a) 加速度時刻歴波形

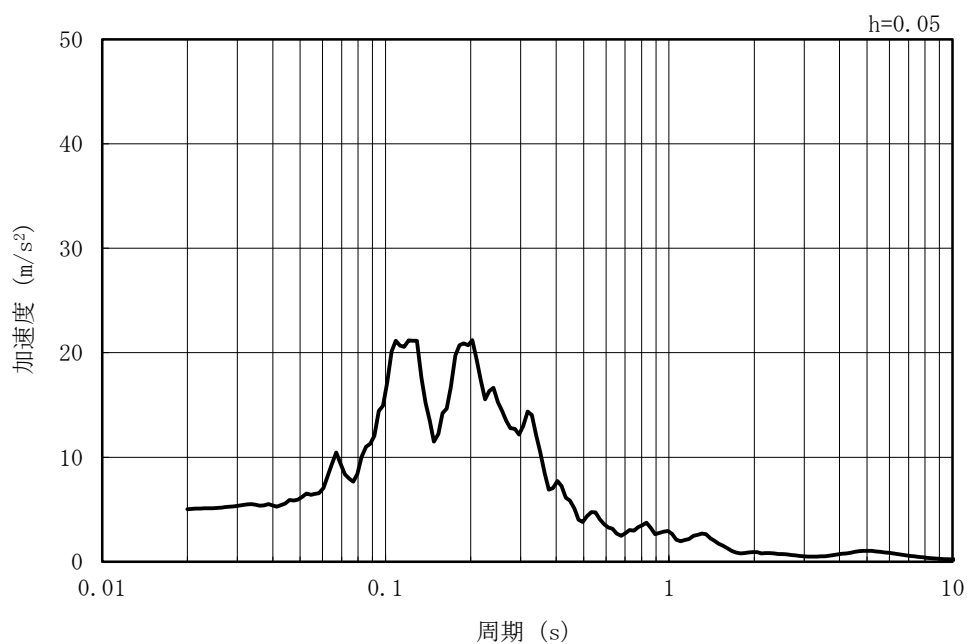


(b) 加速度応答スペクトル

図 2-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-2EW)



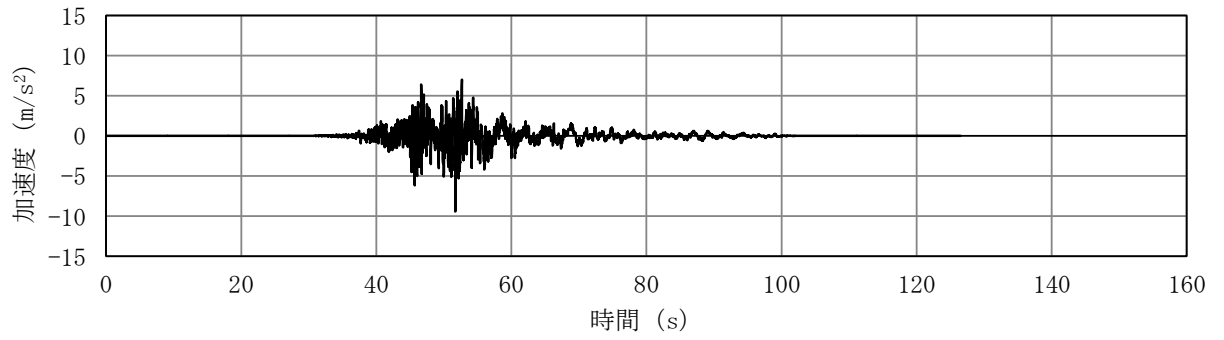
(a) 加速度時刻歴波形



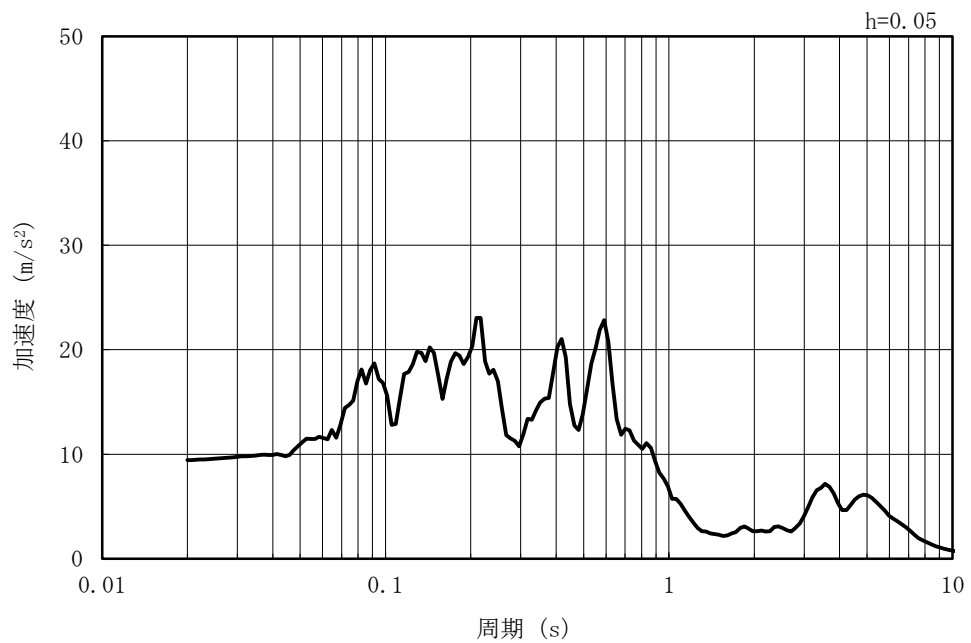
(b) 加速度応答スペクトル

図 2-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-2EW)

MAX 9.42m/s² (51.71s)



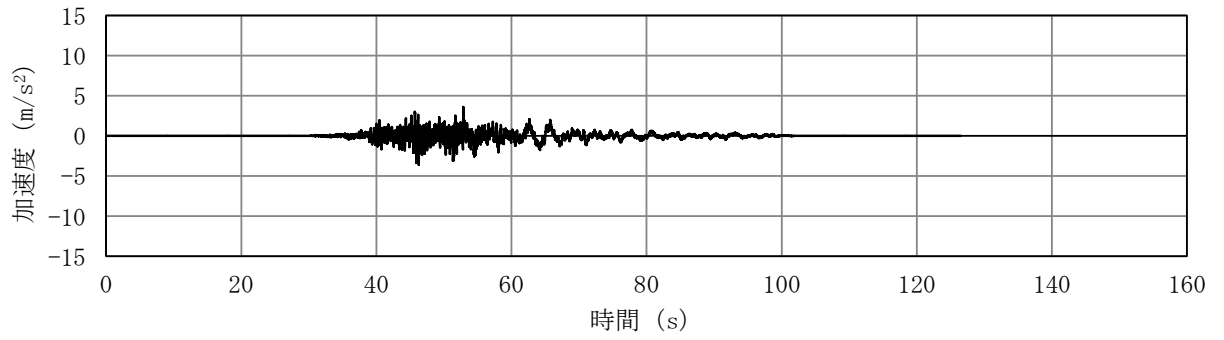
(a) 加速度時刻歴波形



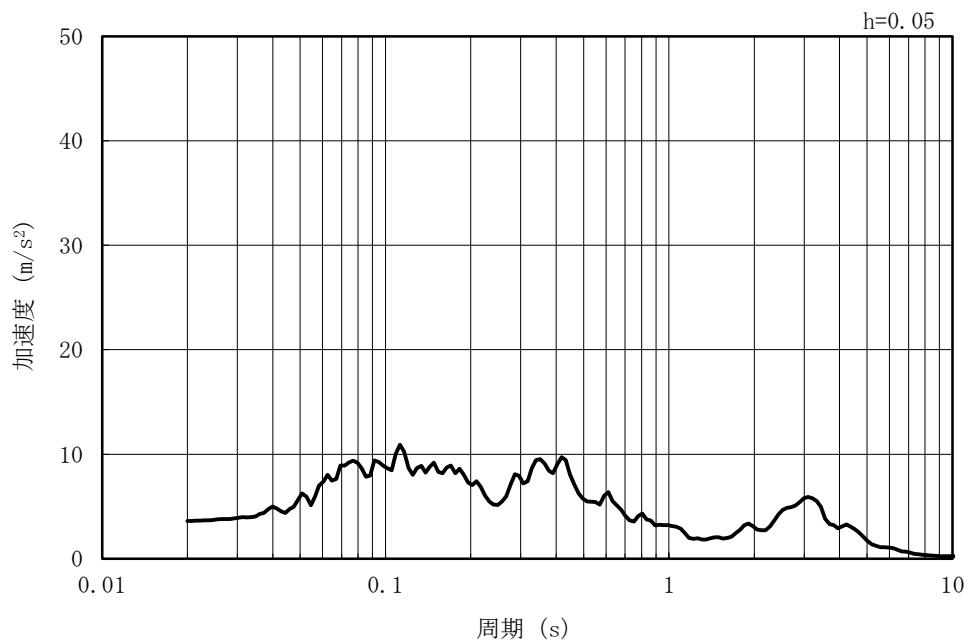
(b) 加速度応答スペクトル

図 2-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：Ss-4EW)

MAX 3.60m/s² (52.87s)

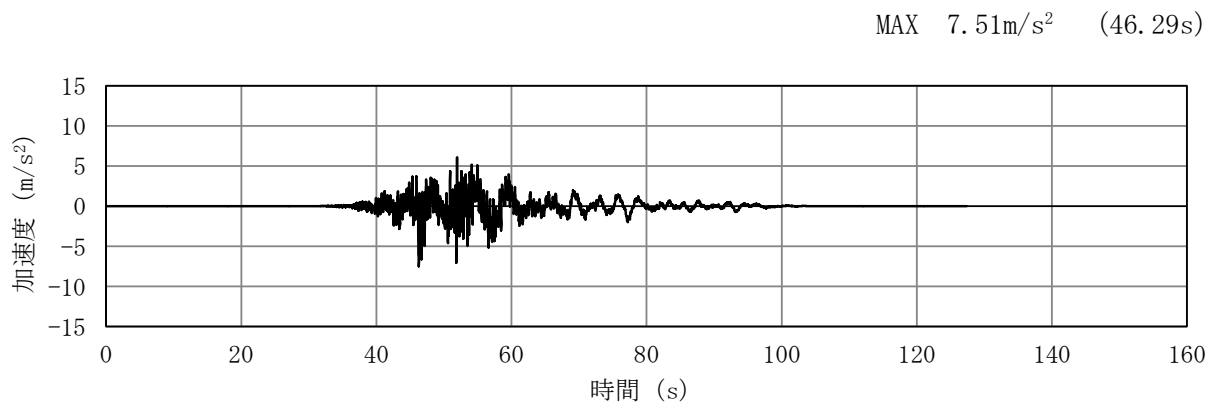


(a) 加速度時刻歴波形

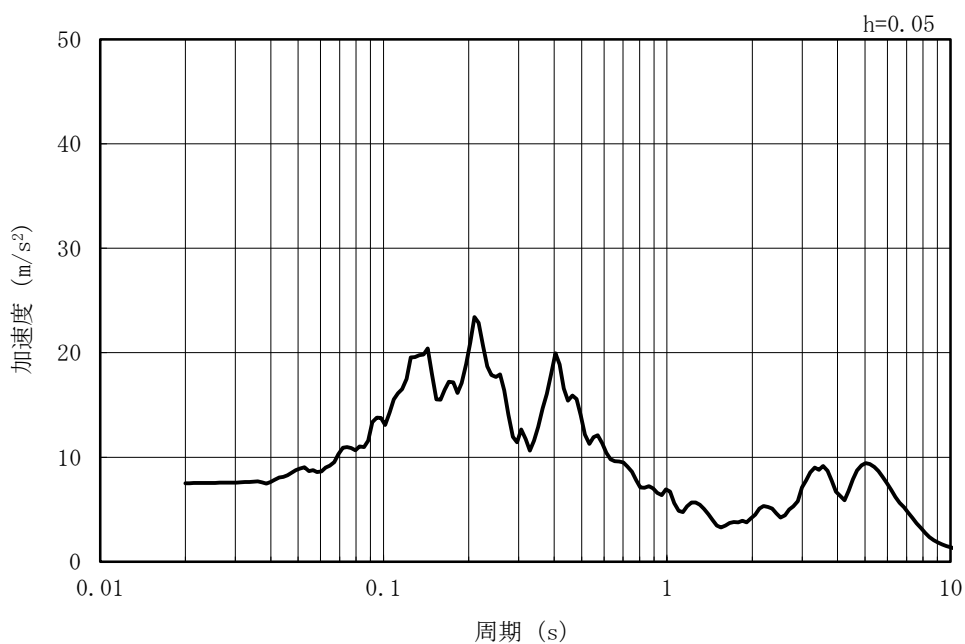


(b) 加速度応答スペクトル

図 2-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-4EW)



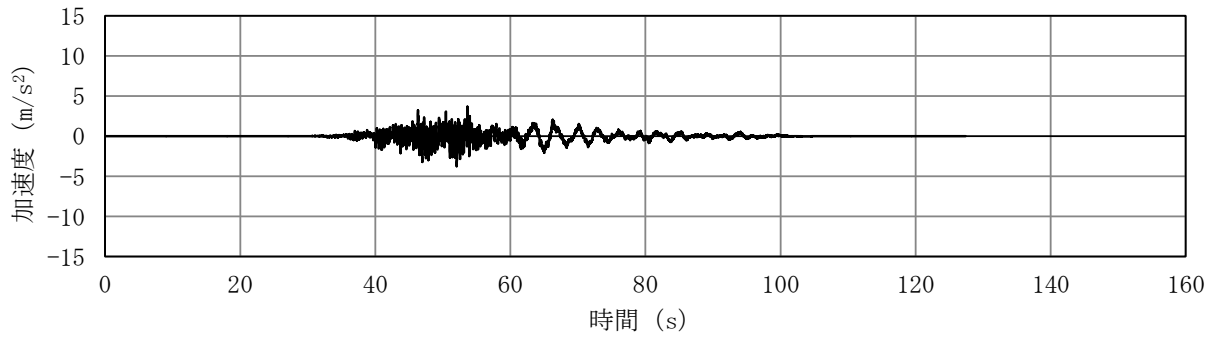
(a) 加速度時刻歴波形



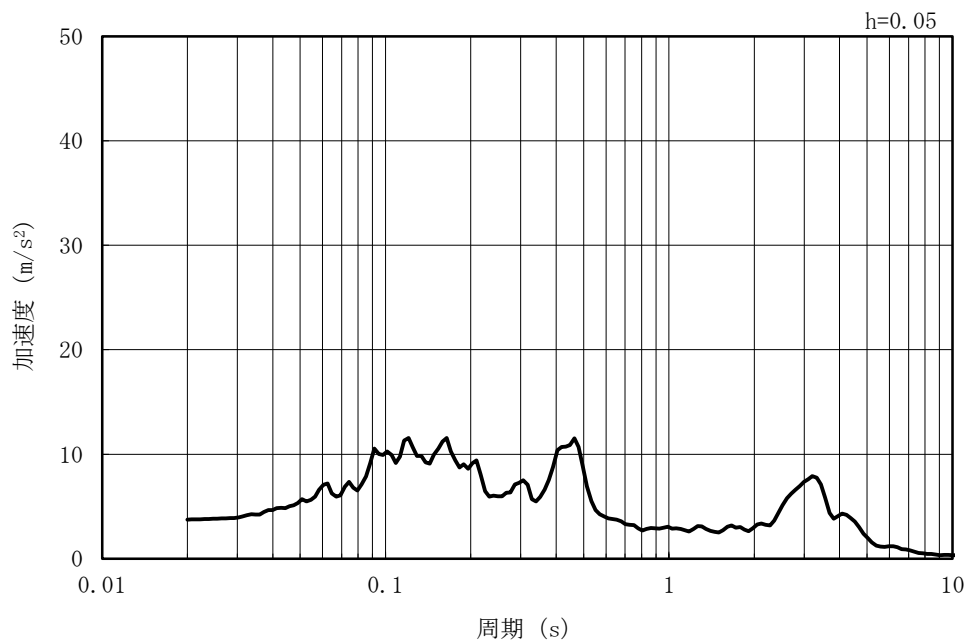
(b) 加速度応答スペクトル

図 2-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：Ss-5EW)

MAX 3.74m/s² (52.06s)



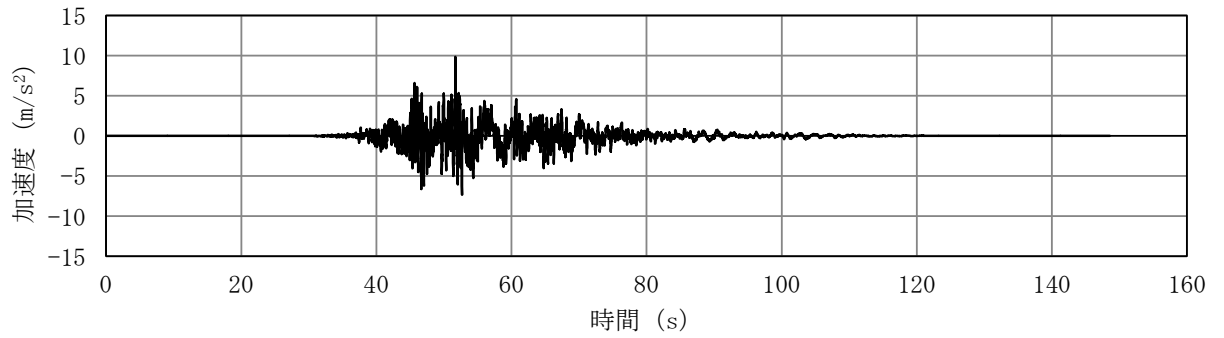
(a) 加速度時刻歴波形



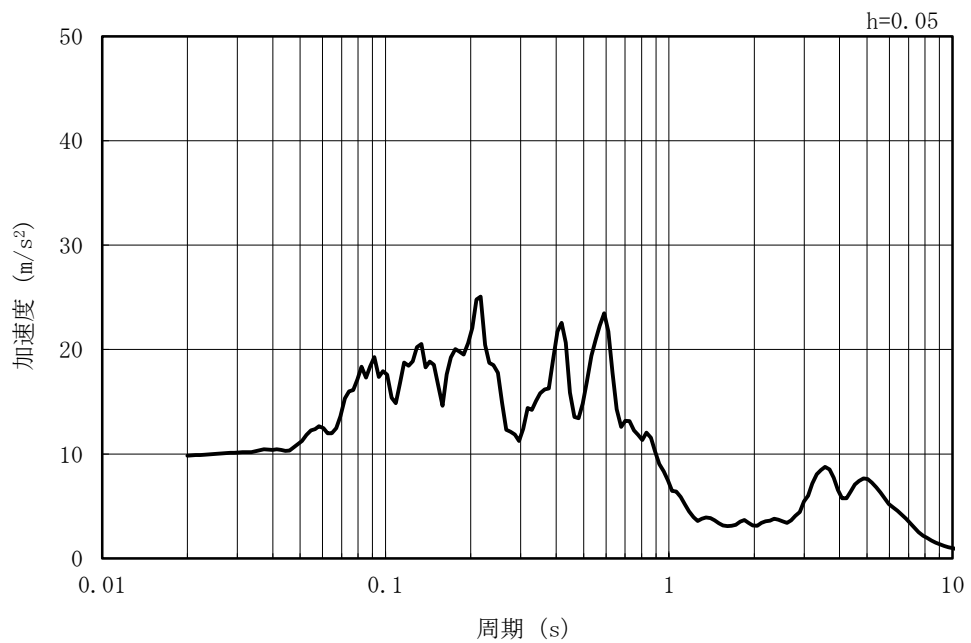
(b) 加速度応答スペクトル

図 2-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-5EW)

MAX 9.84m/s² (51.71s)



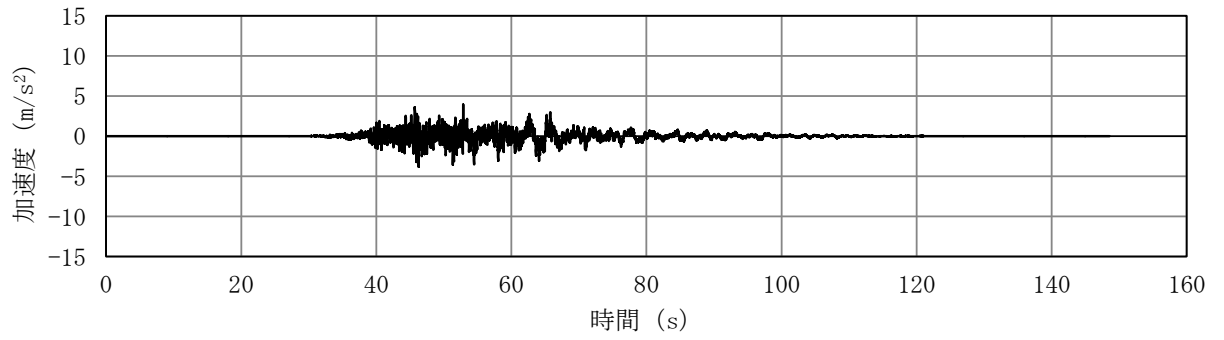
(a) 加速度時刻歴波形



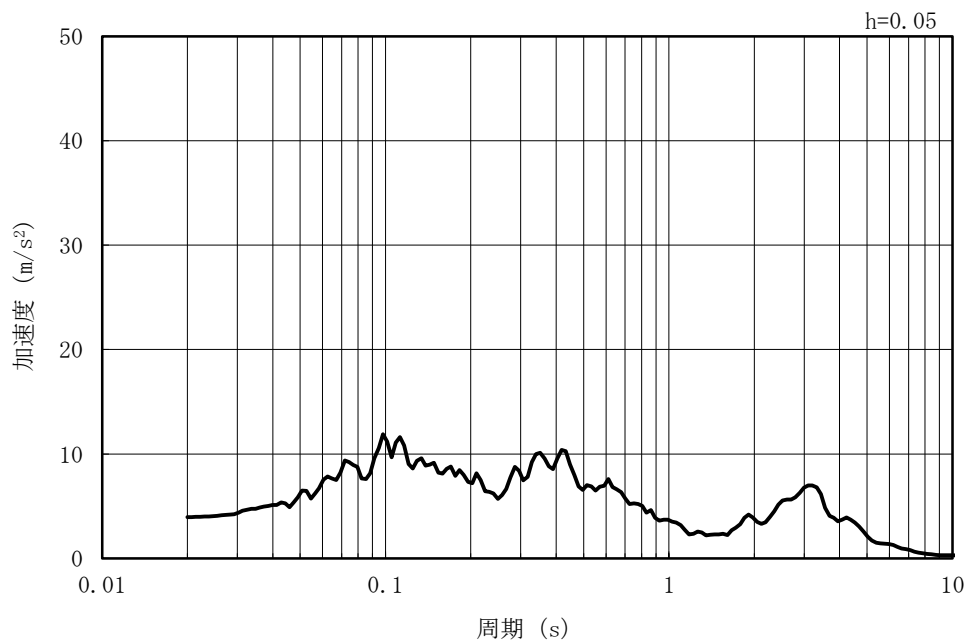
(b) 加速度応答スペクトル

図 2-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：Ss-6EW)

MAX 3.95m/s² (52.87s)

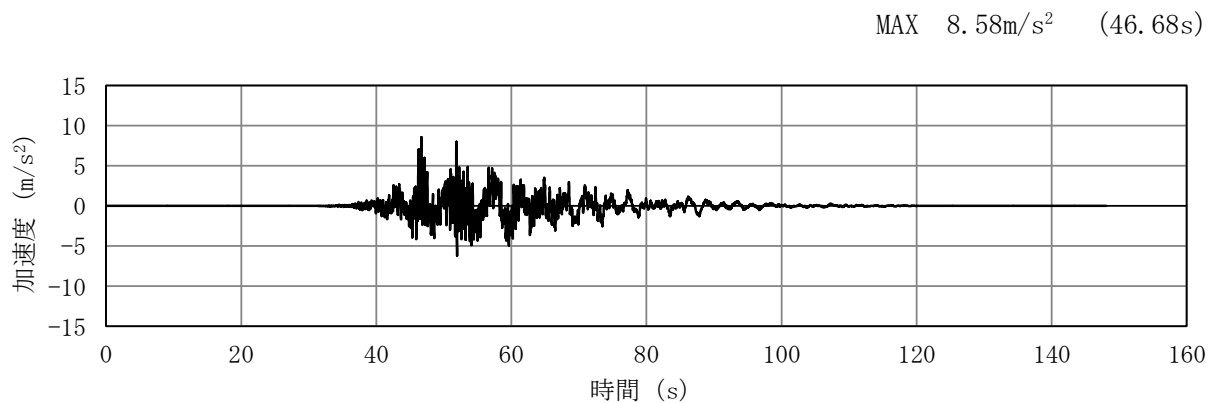


(a) 加速度時刻歴波形

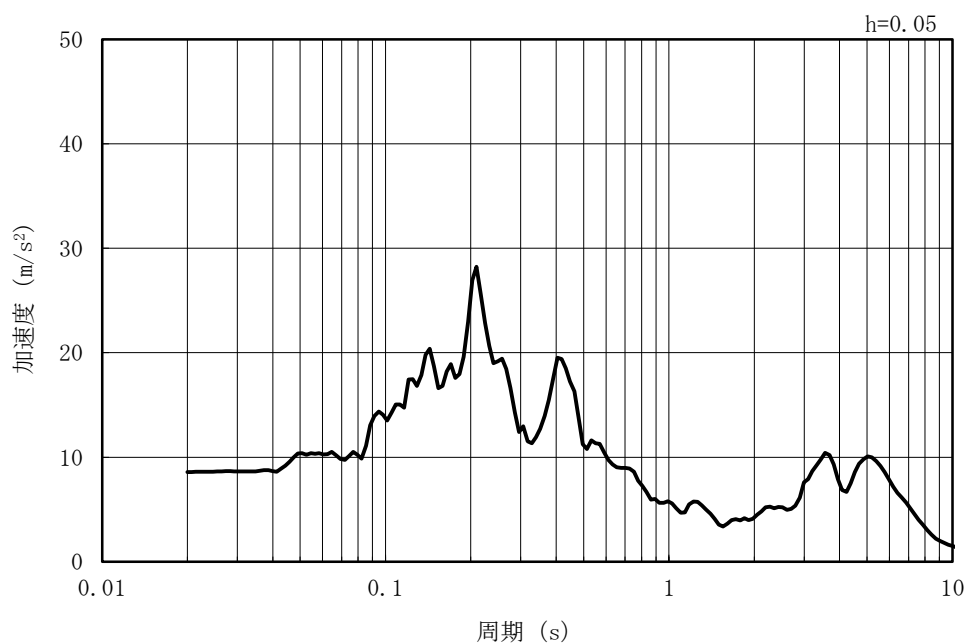


(b) 加速度応答スペクトル

図 2-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-6EW)

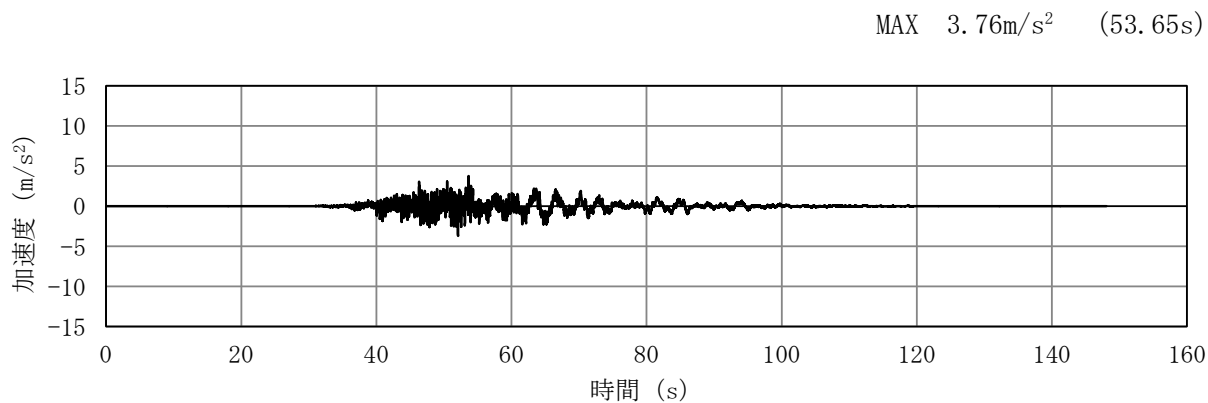


(a) 加速度時刻歴波形

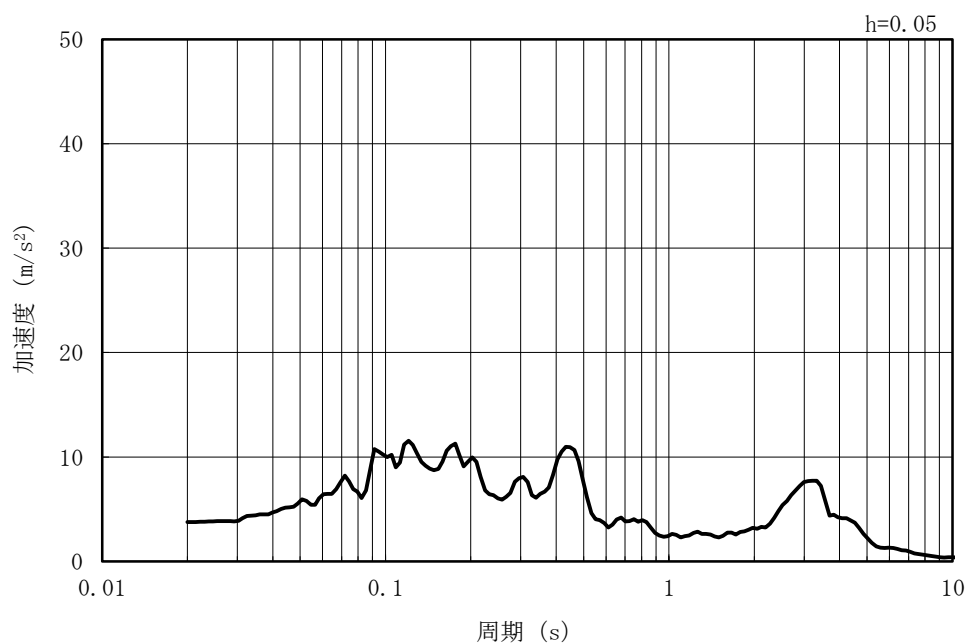


(b) 加速度応答スペクトル

図 2-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：Ss-7EW)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-7EW)

2.1.4 相対変位の算定方法

(1) 相対変位の抽出点

耐震ジョイントの各方向（開き，せん断）の相対変位量は，スクリーン室及び取水路の縦断方向及び横断方向の地震応答解析により算定する。

縦断方向については，耐震ジョイント設置位置となる各ブロック間の頂版及び底版を相対変位の抽出点とする。横断方向については，代表断面の水路内面の頂版を相対変位量の抽出点とする。このとき，各代表断面間にある構造ブロックの相対変位は，(2)a. に示す方法から算定する。図 2-20 に耐震ジョイントの相対変位抽出点の概念図を示す。

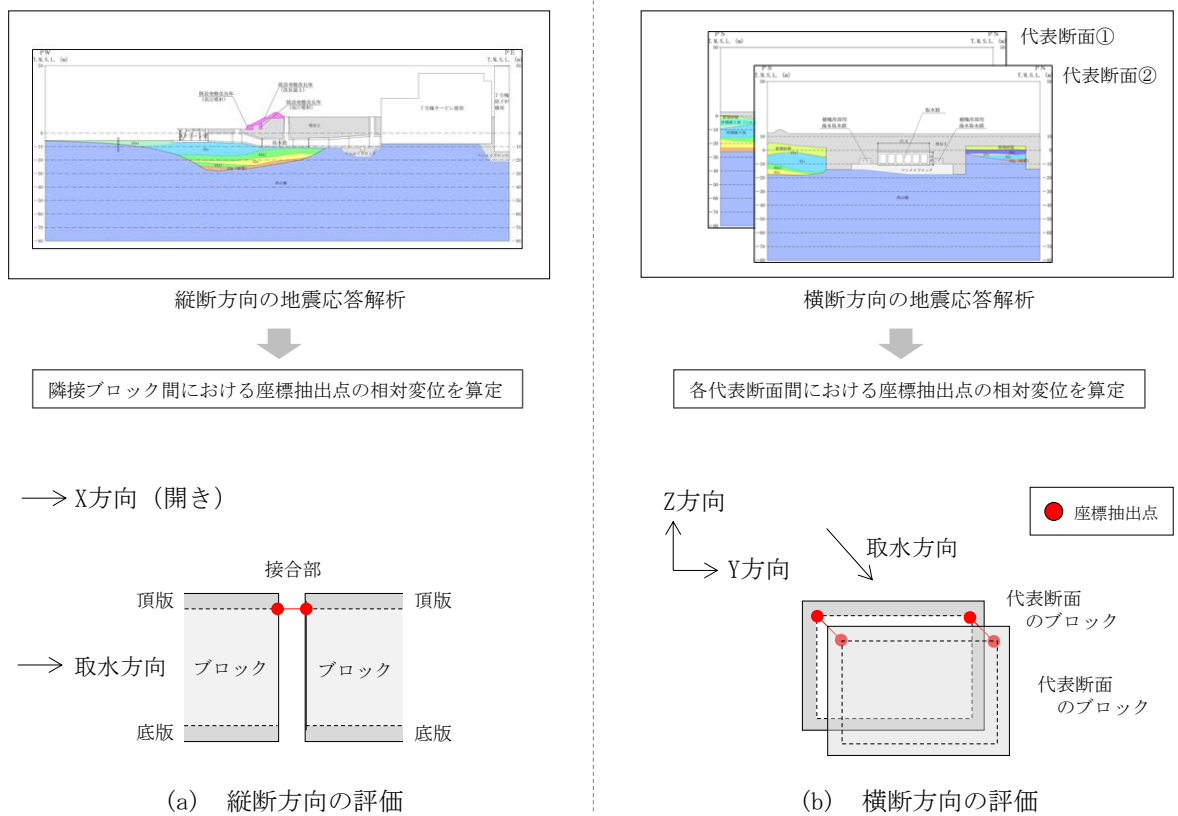


図 2-20 耐震ジョイントの相対変位抽出点 概念図

(2) 地震時の最大相対変位量の算定方法

a. 各ブロックの相対変位量の算定方法

各ブロックの軸方向(X)の相対変位は、縦断方向の地震応答解析結果から算定する。
水平方向(Y)及び鉛直方向(Z)の相対変位は、図 2-21 に示すように、代表断面
(1BL, 2BL, 5BL, 10BL)の横断方向の地震応答解析結果から算定する。代表断面間の
ブロックの相対変位については、軸方向変位(X)及び鉛直変位(Z)は縦断方向の解析
結果に基づき算定し、水平変位(Y)については、図 2-22 に示す共同溝設計指針(日
本道路協会, 昭和 61 年 3 月)の考え方に基づき算定する。

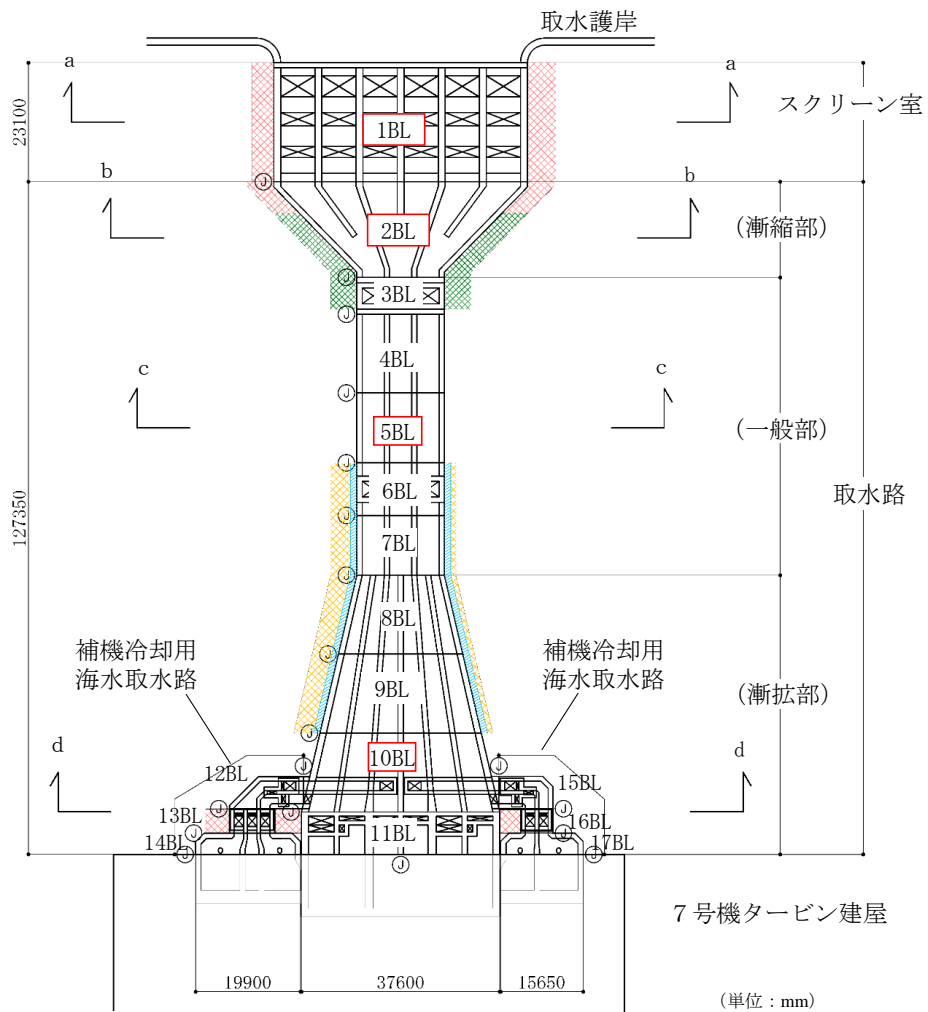
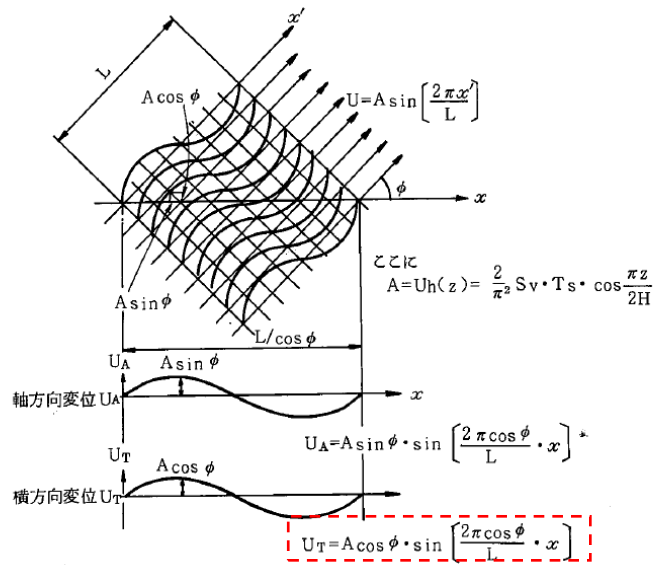
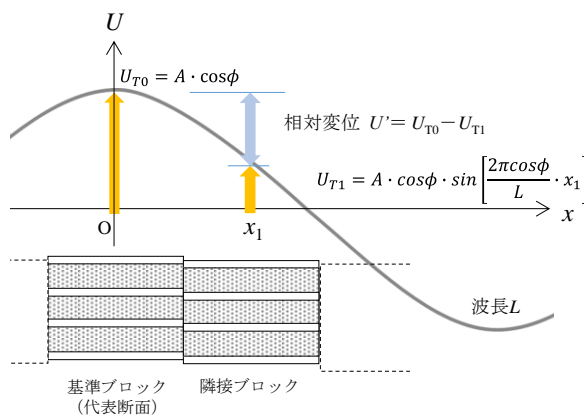


図 2-21 横断面方向の二次元地震応答解析実施位置



(共同溝設計指針, 日本道路協会, 昭和 61 年 3 月より引用)



○隣接ブロックの水平方向(Y)変位の算定方法

- ① 地盤のせん断波速度 V_s 及び地盤の固有周期 T から式 (1) により地盤の波長 L を求める。

$$L = V_s \cdot T \quad \text{式 (1)}$$

- ② 代表断面の横断方向の地震応答解析により求めた水平変位 (Y) を, 基準ブロックの最大振幅 A とする。
- ③ 隣接ブロックの変位 U_{T1} は, 基準ブロックからの距離 x に応じ, 共同溝設計指針に基づき, 式 (2) により算定する。

$$U_{T1} = A \cdot \cos \phi \cdot \sin \left[\frac{2\pi \cos \phi}{L} \cdot x_1 \right] \quad \text{式 (2)}$$

- ④ 基準ブロックの振幅 U_{T0} と隣接ブロックの振幅 U_{T1} より, ブロック間の相対変位 U' を算定する。

$$U' = U_{T0} - U_{T1} \quad \text{式 (3)}$$

図 2-22 代表断面間にある隣接ブロックの水平方向(Y)変位の算定方法の概念図

b. 算定方法（軸方向（X））

地震時の最大相対変位 $D_{dy(X)}$ は、式（1）に示すとおり、縦断方向の二次元地震応答解析から算定した最大相対変位 $d_{dy(X)}$ に、新潟県中越沖地震後の測量による残留相対変位を初期相対変位 $d_{in(X)}$ として加算し、算定する。

$$D_{dy(X)} = d_{dy(X)} + d_{in(X)} \quad \text{式(1)}$$

ここで、

$d_{dy(X)}$ ：ブロック間の地震時最大相対変位（軸方向）

$d_{in(X)}$ ：ブロック間の初期相対変位（後述 d. 参照）

c. 算定方法（水平方向（Y）、鉛直方向（Z））

地震時の最大相対変位 $D_{dy(Y)}$ 及び $D_{dy(Z)}$ は、式（1）に示すとおり、横断方向の二次元地震応答解析から算定した最大相対変位 $d_{dy(Y)}$ 及び $d_{dy(Z)}$ に、新潟県中越沖地震後の測量による残留相対変位を初期相対変位 $d_{in(Y)}$ 及び $d_{in(Z)}$ として加算し、算定する。なお、鉛直方向の相対変位については、縦断方向の解析においても算定されることから、両者を比較し、最大となる値を鉛直方向の相対変位 $d_{dy(Z)}$ として算定する。

$$D_{dy(Y,Z)} = d_{dy(Y,Z)} + d_{in(Y,Z)} \quad \text{式(2)}$$

ここで、

$d_{dy(Y,Z)}$ ：各代表断面の地震時最大相対変位（水平方向、鉛直方向）

$d_{in(Y,Z)}$ ：ブロック間の初期相対変位（後述 d. 参照）

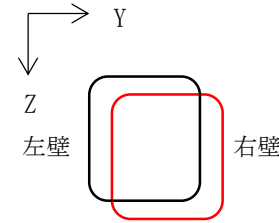
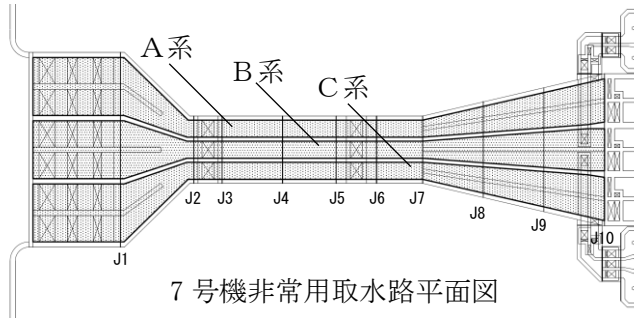
d. 構造物の初期相対変位の考慮

新潟県中越沖地震後に実施した水路内部の測量では、一部のブロック間にわずかな相対変位（伸び（X方向）、ずれ（Y方向）、段差（Z方向））が認められている*。新潟県中越沖地震後の測量により確認された耐震ジョイントの残留変位の整理結果を図 2-23 に示す。

これらの相対変位の要因として、新潟県中越沖地震による残留変位その他、施工時の据付け誤差、水路内に付着した貝類による躯体形状への影響等が考えられる。

本評価では、これらの残留相対変位を初期相対変位とし、地震応答解析より算定した相対変位に加算し、考慮する。

注記*：（出典）新潟県中越沖地震後の設備健全性に関わる点検・評価報告書（建物・構築物編）改訂1，東京電力株式会社，平成20年9月25日



伸び (X 方向) 水路縦断面の軸方向変位
 ずれ (Y 方向) 水路横断面の水平変位
 段差 (Z 方向) 水路横断面の鉛直変位

J1	J2	J3	J4	J5	J6	J7	J8	J9	J10
手前BL1 左壁	手前BL2 左壁	手前BL3 左壁	手前BL4 左壁	手前BL5 左壁	手前BL6 左壁	手前BL7 左壁	手前BL8 左壁	手前BL9 左壁	手前BL10 左壁
奥 BL2 右壁	奥 BL3 右壁	奥 BL4 右壁	奥 BL5 右壁	奥 BL6 右壁	奥 BL7 右壁	奥 BL8 右壁	奥 BL9 右壁	奥 BL10 右壁	奥 BL11 右壁
耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型
伸び -10mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 5mm	伸び 0mm	伸び 5mm	伸び 0mm	伸び 10mm	伸び 10mm	伸び 0mm
段差 0mm	段差 0mm	段差 25mm	段差 10mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm
ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 10mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm

(a) A系

J1	J2	J3	J4	J5	J6	J7	J8	J9	J10
手前BL1 左壁	手前BL2 左壁	手前BL3 左壁	手前BL4 左壁	手前BL5 左壁	手前BL6 左壁	手前BL7 左壁	手前BL8 左壁	手前BL9 左壁	手前BL10 左壁
奥 BL2 右壁	奥 BL3 右壁	奥 BL4 右壁	奥 BL5 右壁	奥 BL6 右壁	奥 BL7 右壁	奥 BL8 右壁	奥 BL9 右壁	奥 BL10 右壁	奥 BL11 右壁
耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型
伸び -10mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 0mm
段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 10mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 10mm	段差 0mm	段差 0mm
ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 10mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm

(b) B系

J1	J2	J3	J4	J5	J6	J7	J8	J9	J10
手前BL1 左壁	手前BL2 左壁	手前BL3 左壁	手前BL4 左壁	手前BL5 左壁	手前BL6 左壁	手前BL7 左壁	手前BL8 左壁	手前BL9 左壁	手前BL10 左壁
奥 BL2 右壁	奥 BL3 右壁	奥 BL4 右壁	奥 BL5 右壁	奥 BL6 右壁	奥 BL7 右壁	奥 BL8 右壁	奥 BL9 右壁	奥 BL10 右壁	奥 BL11 右壁
耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型	耐震ジョイントM型
伸び -10mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び 0mm	伸び -5mm
段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm	段差 0mm
ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm	ずれ 0mm

(c) C系

図 2-23 新潟県中越沖地震による耐震ジョイントの残留変位量

(新潟県中越沖地震後の設備健全性に関わる点検・評価報告書 (建物・構築物編) (改訂 1), 東京電力株式会社, 平成 20 年 9 月 25 日より引用)

(3) 地震後の残留相対変位の算定方法

a. 算定方法（軸方向(X)）

軸方向(X)の地震後の残留相対変位 $D_{(X)}$ 'は、式(2)に示すとおり、初期相対変位 $d_{in(X)}$ に、縦断方向の二次元地震応答解析の残留相対変位 $d_{r(X)}$ を加算して算定する。

$$\text{(水平方向)} D_{(X)}' = d_{in(X)} + d_{r(X)} \quad \text{式(2)}$$

ここで、

$D_{(X)}$ ' : 耐震ジョイントの残留相対変位

$d_{in(X)}$: ブロック間の初期相対変位

$d_{r(X)}$: 二次元地震応答解析により算定される残留相対変位

b. 算定方法（水平方向(Y)）

水平方向(Y)の地震後の残留相対変位 $D_{(Y)}$ 'は、式(3)に示すとおり、初期相対変位 $d_{in(Y)}$ に、横断方向の二次元地震応答解析の残留相対変位 $d_{r(Y)}$ を加算して算定する。

$$\text{(水平方向)} D_{(Y)}' = d_{in(Y)} + d_{r(Y)} \quad \text{式(3)}$$

ここで、

$D_{(Y)}$ ' : 耐震ジョイントの残留相対変位（水平方向）

$d_{in(Y)}$: ブロック間の初期相対変位

$d_{r(Y)}$: 二次元地震応答解析により算定される残留相対変位

c. 算定方法（鉛直方向(Z)）

鉛直方向(Z)の地震後の残留相対変位 $D_{(Z)}$ 'については、式(4)に示すとおり、初期相対変位 $d_{in(Z)}$ 、二次元地震応答解析の残留相対変位 $d_{r(Z)}$ 、地震後の間隙水圧の消散に伴う沈下量 $d_{epw(Z)}$ 、及びブロックの砂層厚の違いによる不等沈下の影響 $d_{ue(Z)}$ を考慮する。なお、残留相対変位 $d_{r(Z)}$ については、縦断方向と横断方向の二次元地震応答解析で得られる結果のうち、変位が大きい方を採用する。

$$\text{(鉛直方向)} D_{(Z)}' = d_{in(Z)} + d_{r(Z)} + d_{epw(Z)} + d_{ue(Z)} \quad \text{式(4)}$$

$$d_{epw(Z)} = \varepsilon_v \cdot \Delta H \quad \text{式(5)}$$

$$d_{ue(Z)} = \varepsilon_v \cdot \Delta H' \quad \text{式(6)}$$

ここで、

$D_{(Z)}$ ' : 耐震ジョイントの残留相対変位（鉛直方向）

$d_{in(Z)}$: ブロック間の初期相対変位

$d_{r(Z)}$: 二次元地震応答解析により算定される残留相対変位

$d_{epw(Z)}$: 間隙水圧の消散に伴う沈下によって生じるブロック間相対変位

ε_v : 間隙水圧の消散に伴う体積ひずみ（図 2-24 より、1.3%と設定）

ΔH : ブロック間の砂層の層厚差（表 2-1 参照）

$\Delta H'$: 各ブロック下方の南側及び北側の砂層の層厚差（表 2-2 参照）

有効応力解析に用いる解析コードFLIP (ver. 7.4.1) では、地震後の間隙水圧の消散に伴う沈下は考慮されない。そのため、間隙水圧の消散に伴う沈下量 $d_{epw(Z)}$ は、式(5)に示すとおり、間隙水圧の消散に伴う体積ひずみ ε_v を求め、各ブロック間の砂層の層厚差 ΔH を乗じることにより算定する。

間隙水圧の消散に伴う体積ひずみ ϵ_v については、図 2-24 に示すように、文献*を参考に地盤の相対密度 D_r に基づき算定する。大湊側の地盤調査より A2s 層の相対密度 D_r は平均値 96.3% であることから、本評価においては、保守的に $D_r = 90\%$ とし、間隙水圧の消散に伴う体積ひずみを 1.3% と設定する。

表 2-1 に、間隙水圧の消散に伴う沈下によって生じる耐震ジョイントの相対変位の評価結果を示す。

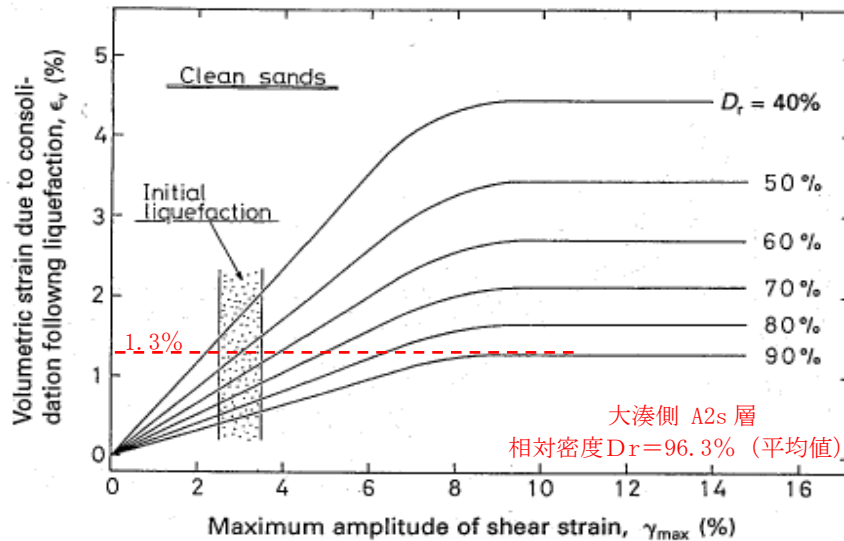


図 2-24 体積ひずみ～せん断ひずみの関係*

注記* : (引用文献) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, 1992, pp. 173-188.

表 2-1 間隙水圧の消散に伴い生じる耐震ジョイントの鉛直方向の相対変位

ブロック	ブロック間の砂層厚差 ΔH (m)	耐震ジョイントの相対変位 $d_{epw(z)}$ (cm)
1BL~2BL	-3.5	-4.6
2BL~3BL	0.2	0.26
3BL~4BL	-2.2	-2.9
4BL~5BL	0.8	1.0
5BL~6BL	0.0	0.0
6BL~7BL	0.8	1.0
7BL~8BL	4.9	6.4

注 : 9BL~17BL の下方には砂層は分布しない。

また、図 2-25 に示すようにブロックの左右で砂層厚が異なる場合、地震後の排水沈下による沈下量の違いにより、不等沈下が発生することが考えられる。そのため、鉛直方向の地震後の残留相対変位の算定においては、不等沈下の影響についても考慮する。

具体的には、各ブロックの四隅の位置における砂層厚を算定し、同一ブロックの南側と北側の砂層の平均層厚から砂層厚差 $\Delta H'$ を算定する。これに前述の間隙水圧の消散に伴う体積ひずみ ϵ_v ($=1.3\%$) を乗じ、各ブロックの左右の砂層厚の違いによる不等沈下量を算定する。本検討では、保守的に全ブロックにおける最大値を不等沈下量の影響 $d_{ue(z)}$ として、鉛直方向の地震後の残留相対変位量に加算する。各ブロックの左右の砂層の違いによる不等沈下量の算定結果を表 2-2 に示す。

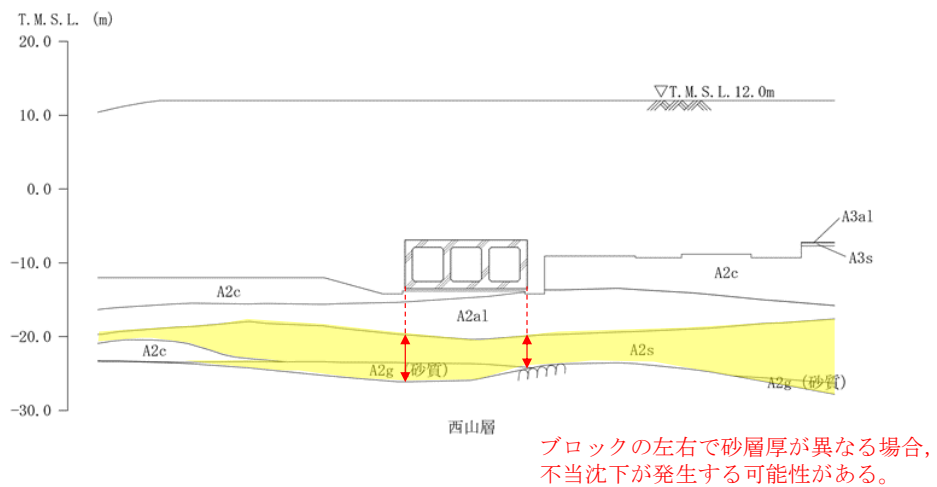


図 2-25 スクリーン室 (1BL) の断面図

表 2-2 各ブロックの左右の砂層厚の違いによる不等沈下量

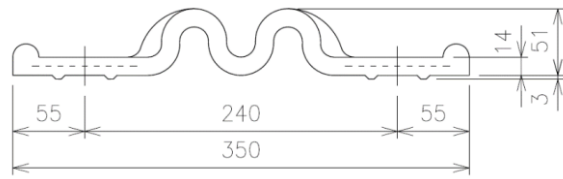
ブロック	砂層厚 (m)		砂層厚差 $\Delta H'$ (m) (③=①-②)	不等沈下量* (m) (④=③× ϵ_v)
	南側①	北側②		
1BL	4.11	1.88	2.24	0.03
2BL	6.29	5.48	0.81	0.01
3BL	6.23	7.84	-1.61	-0.02
4BL	6.52	7.07	-0.56	-0.01
5BL	6.46	5.01	1.44	0.02
6BL	6.01	3.93	2.08	0.03
7BL	3.94	1.76	2.18	0.03
8BL	1.10	0.00	1.10	0.01
$d_{ue(z)}$ (全ブロック最大値)				0.03

注： 9BL~17BL の下方には砂層は分布しない。

2.2 許容限界

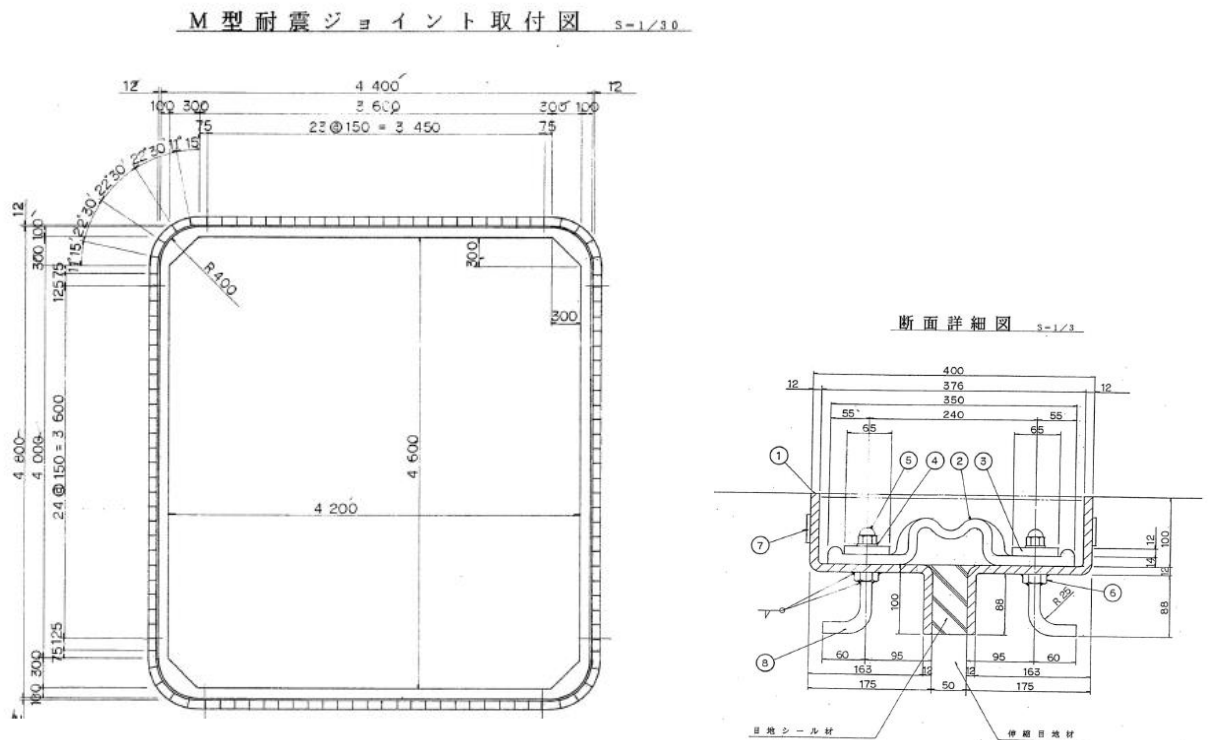
2.2.1 耐震ジョイント

図 2-26 に、スクリーン室、取水路及び補機冷却用海水取水路の耐震ジョイントに用いられている M 型止水ジョイントの断面図を示す。耐震ジョイント本体の材質は合成ゴムである。耐震ジョイントは水路内側の目地部に設置され、アンカーにより固定されている。耐震ジョイント設置時の断面図を図 2-27 に示す。



(単位：mm)

図 2-26 M 型止水ジョイント (M100)



(単位：mm)

図 2-27 耐震ジョイントの断面図 (取水路(3BL~7BL間))

2.2.2 モックアップ試験

(1) 試験概要

耐震ジョイントの許容限界を確認するため、モックアップ試験を実施する。モックアップ試験の試験装置概要図を図 2-28 及び図 2-29 に、試験装置の外観写真を図 2-30 に示す。

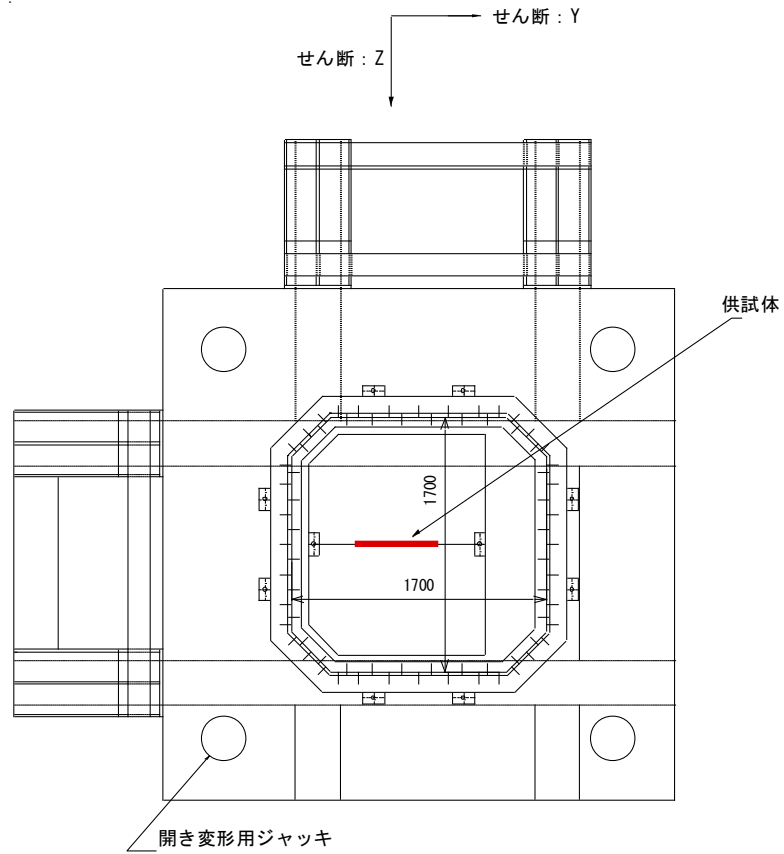
モックアップ試験では、試験機に固定した耐震ジョイントに対して、ジャッキを用いて任意方向の強制変位を与える。耐震ジョイントには、「小型供試体」と「矩形供試体」の2種類の供試体を用い、各方向の変形に対する耐震ジョイントの許容変位を確認する。

「小型供試体」は、図 2-28 に示すように、主に変形時の破断変位を確認することを目的として、試験機中央に取り付けた状態で試験を行う。

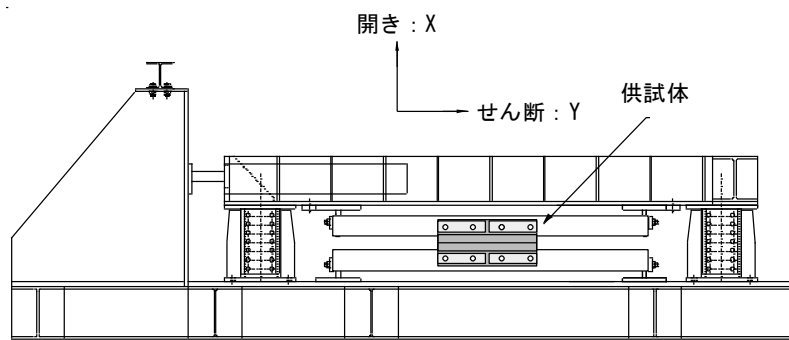
「矩形供試体」は、図 2-29 に示すように、変形時の止水性を確認することを目的として、試験機に矩形に設置し、変位を与えた後、試験体内側を水で満たし、内水圧を作用させ漏水の有無を確認する。

試験は、試験機の最大変位（X、Yは 400 mm、Zは 300 mm）まで、若しくは、供試体が破断するまで行う。

なお、変位の方向は、耐震ジョイントの引張（開き）を X 方向、せん断を Y 方向及び Z 方向と定義する。



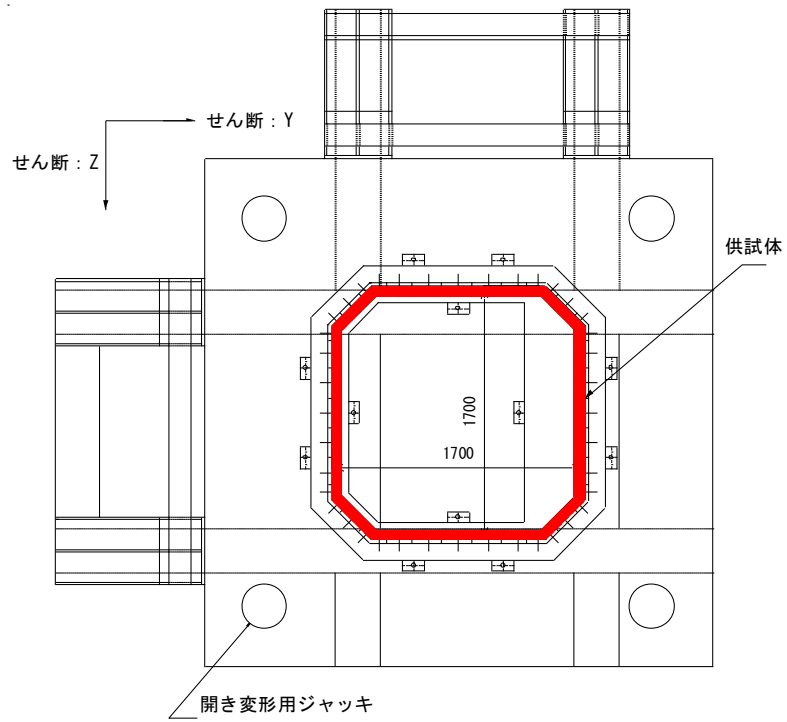
(a) 平面図



(b) 側面図

(単位: mm)

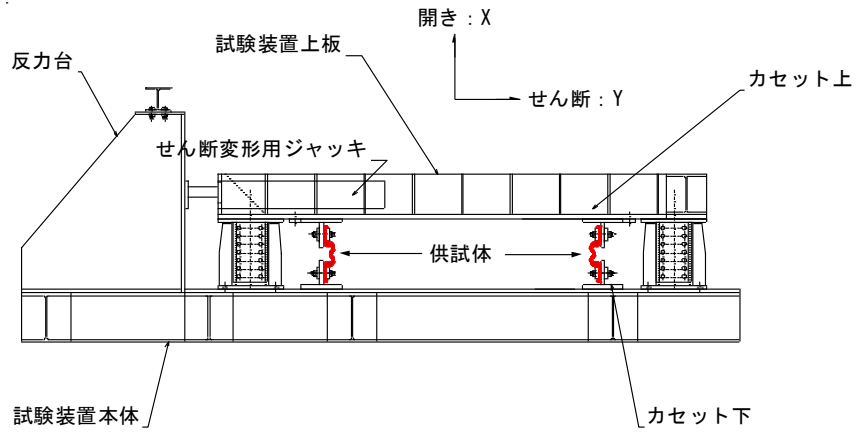
図 2-28 試験装置の概要図 (小型供試体)



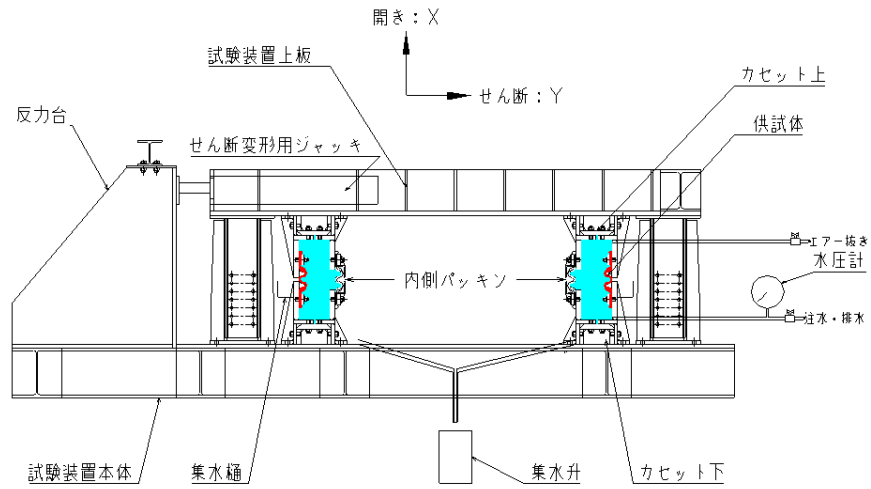
(a) 平面図

(単位：mm)

図 2-29 試験装置の概要図 (矩形供試体) (1/2)



(b) 側面図 (矩形変形試験)



(c) 側面図 (水圧試験)

(単位: mm)

図 2-29 試験装置の概要図 (矩形供試体) (2/2)



(a) 外観写真



(b) 小型供試体の設置状況



(c) 矩形供試体の設置状況

図 2-30 試験装置の外観及び供試体の設置状況

(2) 試験フロー

モックアップ試験は、変形時の破断変位を確認する変形試験と変形後の貯水性を確認する水圧試験を行う。変形試験の試験フローを図 2-31 に、水圧試験の試験フローを図 2-32 に示す。

a. 変形試験

変形試験は、小型供試体若しくは矩形供試体に対し、供試体の変形状態を確認しながら変位制御により変位を段階的に与える。変形試験は、供試体が破断するか、試験機の最大変位に達した時点で終了する。

b. 水圧試験

水圧試験の場合は、変位制御により変位を与えた後、供試体内側を水で満たし、所定の水圧 (0.1MPa) を作用させ、30 分間漏水量を計測する。水圧試験は、漏水量が所定量を超えた場合か、試験機の最大変位に達した時点で終了する。図 2-33 に水圧試験の模式図を示す。

耐震ジョイントに作用させる水圧は、水路側から地盤側に作用する内水圧を模擬しており、海水貯留堰の天端標高 (T. M. S. L. -3.5m) と耐震ジョイント設置位置の最低標高 (T. M. S. L. -13.0m) を踏まえ、水深 10m 相当の 0.1MPa に設定する。ここでは、水圧試験における許容漏水量は 30L/min を目安として設定した。許容漏水量 30L/min は、試験時の安全性を確保するために設定した指標であるが、水路内の貯水量は 1.0×10^7 L (10,000m³) であるため十分な余裕を持った設定である。

【小型供試体 or 矩形供試体】

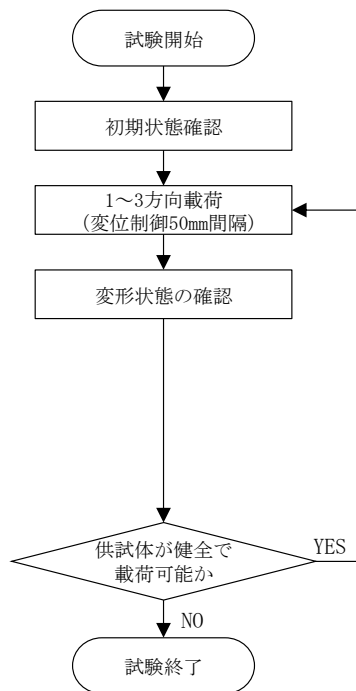


図 2-31 変形試験の試験フロー

【矩形供試体】

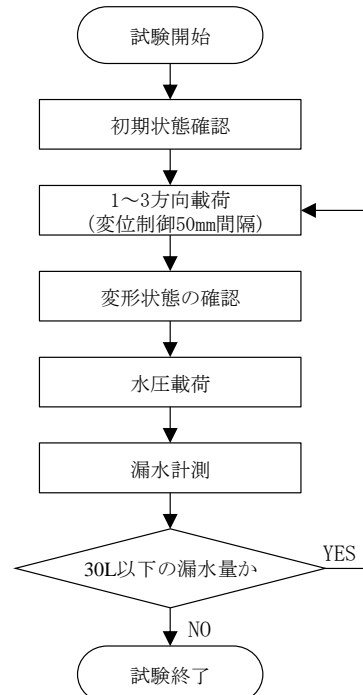
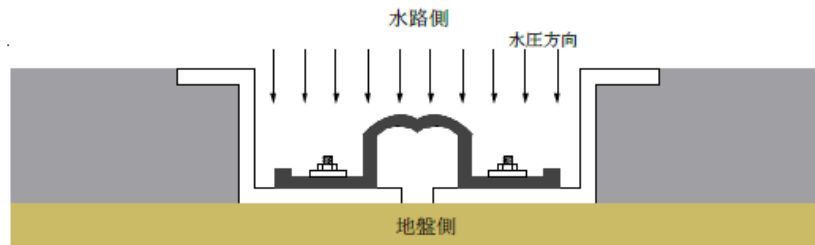


図 2-32 水圧試験の試験フロー



(a) 試験と水圧方向の模式図

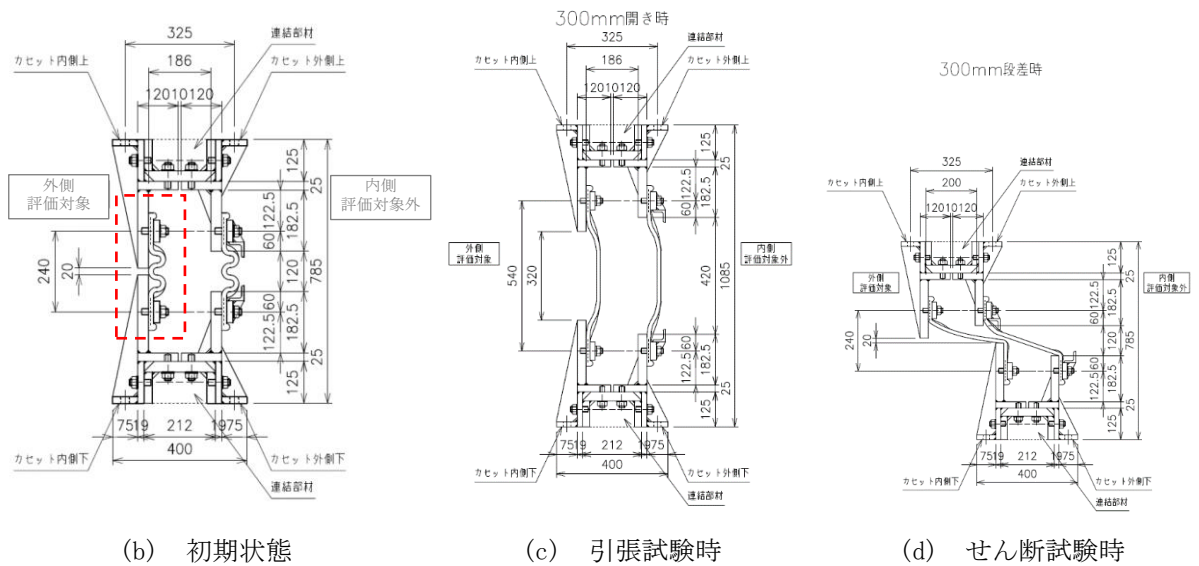


図 2-33 水圧試験の模式図

(3) 試験ケース

モックアップ試験の試験ケースの一覧を表 2-3 に示す。

表 2-3 試験ケース一覧

材料	ケース名	供試体	最大変位[mm]			試験の種類						
			引張 (X)	せん断 (Y)	せん断 (Z)	引張 (X) (I)	せん断 (Y) (II)	せん断 (Z) (II)	せん断 (YZ) (II)	引張+ せん断 (XY) (III)	引張+ せん断 (XYZ) (III)	水圧 (')
M100	I s-①	小型	400			○						
	II s-①-0	小型		400			○					
	II s-①-90	小型			300			○				
	II-①-0	矩形		300			○					
	II-①-45	矩形		300	100				○			
	III-①-1	矩形	100	300						○		
	III-①-2	矩形	100	300	100						○	
	II' -①-0	矩形		300			○					○
	II' -①-45	矩形		300	100				○			○
	III' -①	矩形	100	300						○		○
	I' -①	矩形	300			○						○

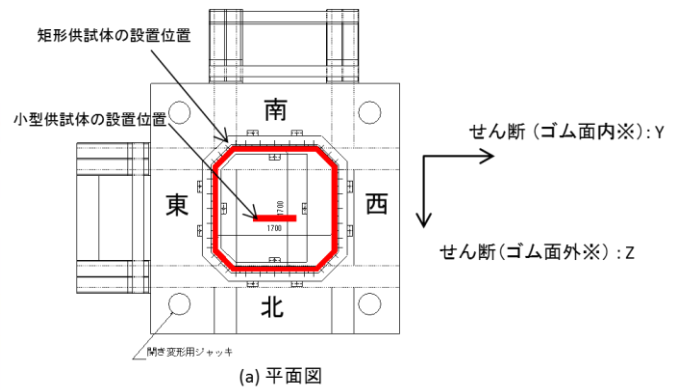


図 2-34 変位方向の定義

(4) 許容限界（許容変位）の設定

耐震ジョイントの貯水機能に対する目標性能は、「地震時の相対変位により耐震ジョイントが破断しないこと」かつ「地震後の残留変位に対して著しい漏水を生じさせないこと」である。

上記目標性能を踏まえ、耐震ジョイントの許容限界（許容変位）は、表 2-4 に示すとおり、地震時の相対変位に対する許容限界は、変形試験の破断変位又は最大変位（試験機の可動域）から設定する。地震後の残留相対変位に対する許容限界は、水圧試験において許容漏水量以上の漏水が発生した変位から設定する。

表 2-4 モックアップ試験により算定する耐震ジョイントの許容限界

評価項目	許容限界
地震時の相対変位	変形試験の破断変位又は、変形試験の最大変位（試験機の性能限界）より設定
地震後の残留相対変位に対する健全性	水圧試験において著しい漏水が発生する変位より設定

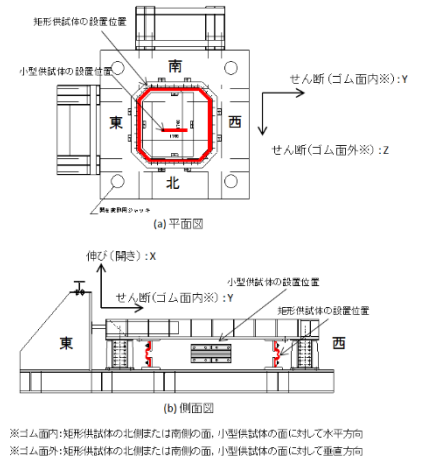
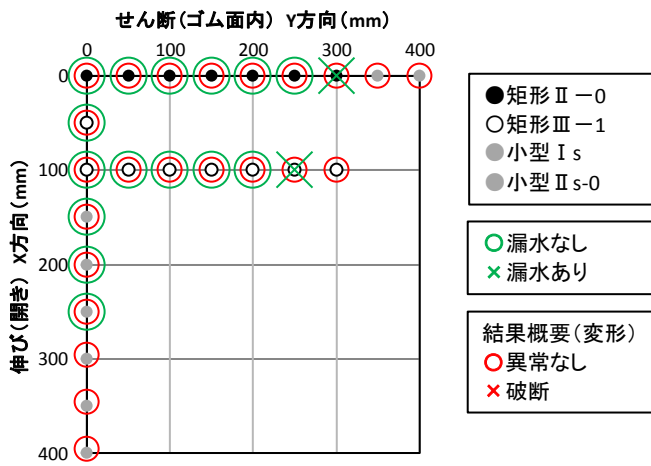
(5) 試験結果と許容変位

モックアップ試験の結果を図 2-35 に示す。

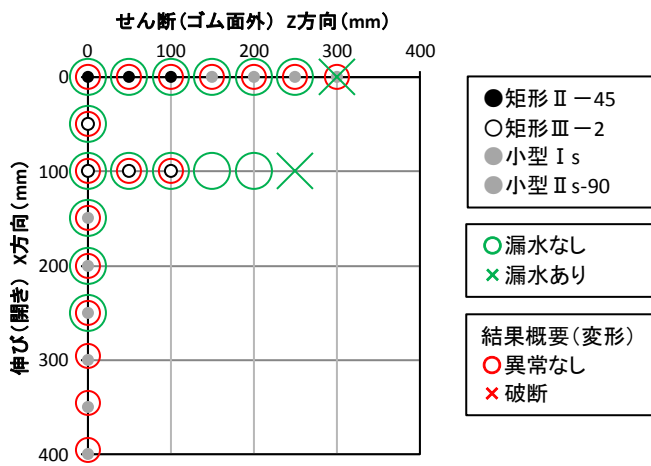
試験結果より、伸び（開き）X方向、せん断（ゴム内）Y方向、せん断（ゴム外）Z方向ともに、1方向の変位に対しては、試験機の最大変位（300～400mm）の変位においても、ゴムの破断は観察されなかった。

漏水については、1方向変位が250mm程度で発生する傾向にあった。

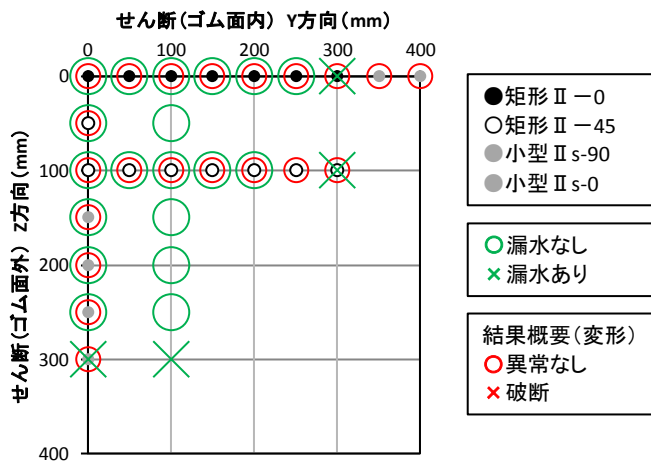
試験結果に基づき設定した許容変位を図 2-36 に示す。今回の試験では、試験機の可動限界の制約のため、ゴムの破断は観察されなかった。実際の耐震ジョイントの破断変位まではまだ余裕があるものと思われるが、本検討では試験機の可動限界となる最大変位を許容限界として設定した。



(a) X Y 軸 (Z = 0mm)

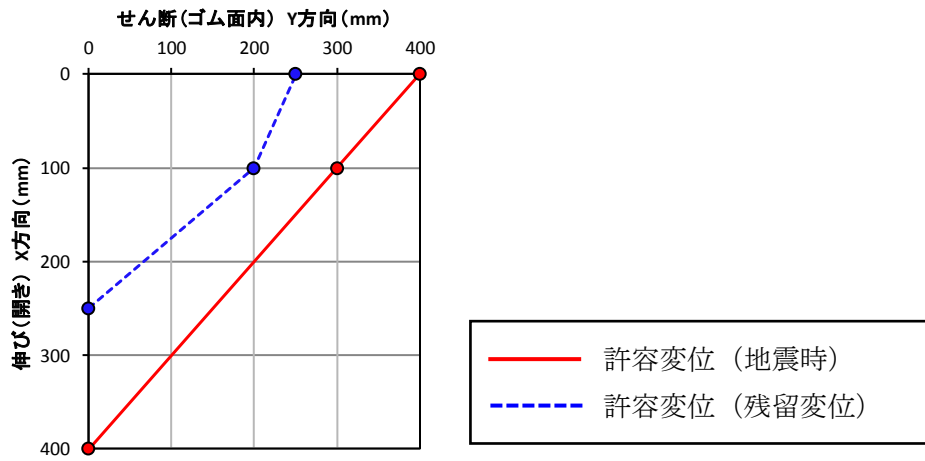


(b) X Z 軸 (Y = 0mm)

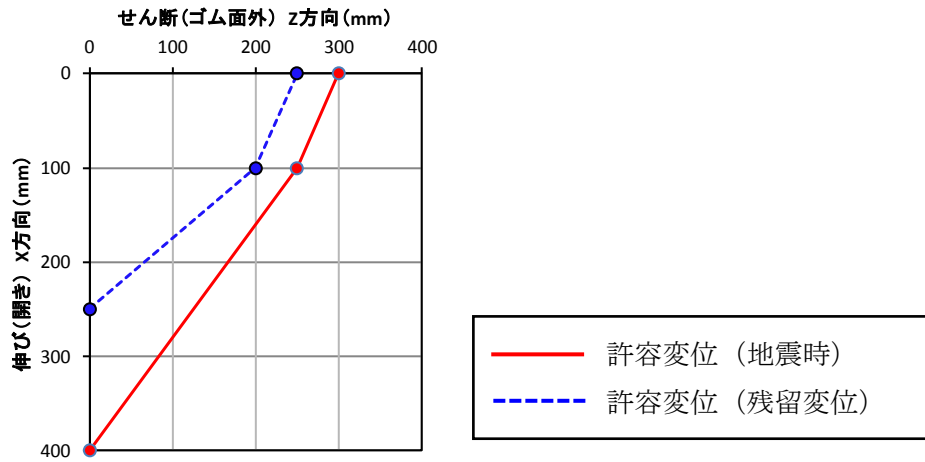


(c) Y Z 軸 (X = 0mm)

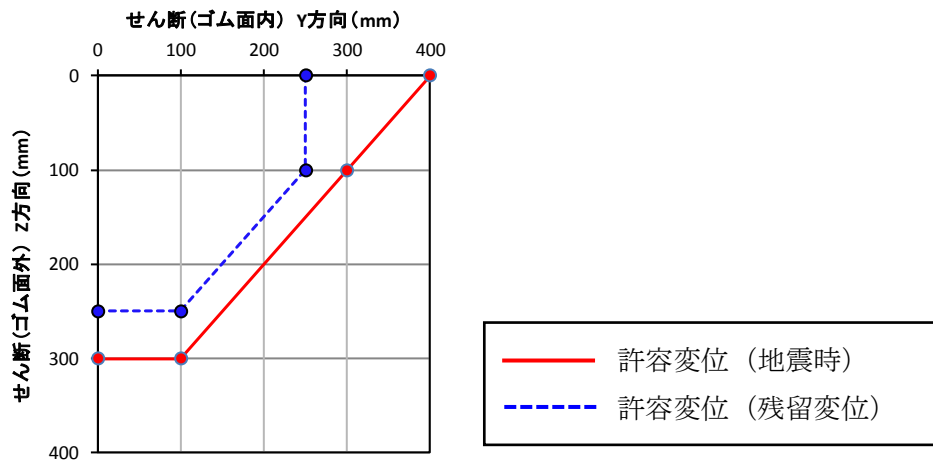
図 2-35 試験結果 (M100)



(a) X Y 軸 (Z = 0mm)



(b) X Z 軸 (Y = 0mm)



(c) Y Z 軸 (X = 0mm)

図 2-36 試験結果に基づき設定した許容変位



図 2-37 試験時の耐震ジョイントからの漏水状況 (Y=250mm)

2.3 評価時刻の抽出

地震時及び地震後に発生する相対変位は、伸び（開き）方向（X）、せん断（ゴム面内）方向（Y）及びせん断（ゴム面外）方向（Z）の3方向の変位の組み合わせであることから、各解析ケースで許容変位に対して最も厳しい変位が発生した時刻を評価時刻として抽出する必要がある。

図 2-38 に、各解析ケース・各地震動における、地震時の最大相対変位及び地震後の最大残留相対変位の照査時刻抽出の概念図を示す。(X)(Y)方向、(X)(Z)方向、(Y)(Z)方向の各方向組合せにおいて、「前述 2.1.4 の相対変位の算定方法で求めた応答値」と「前述 2.2.2 のモックアップ試験により算定される許容変位」との距離の比が最も大きくなる時刻（＝許容変位までの裕度が小さい）を評価時刻として設定し、評価結果として取りまとめる。

なお、(X)(Y)(Z)の相対変位は、横断方向及び縦断方向の地震応答解析から得られた各方向の相対変位に、初期変位や過剰間隙水圧の消散等の変位を考慮して算定している。また、図 2-38（左図）は相対変位の時刻歴の軌跡を示している。

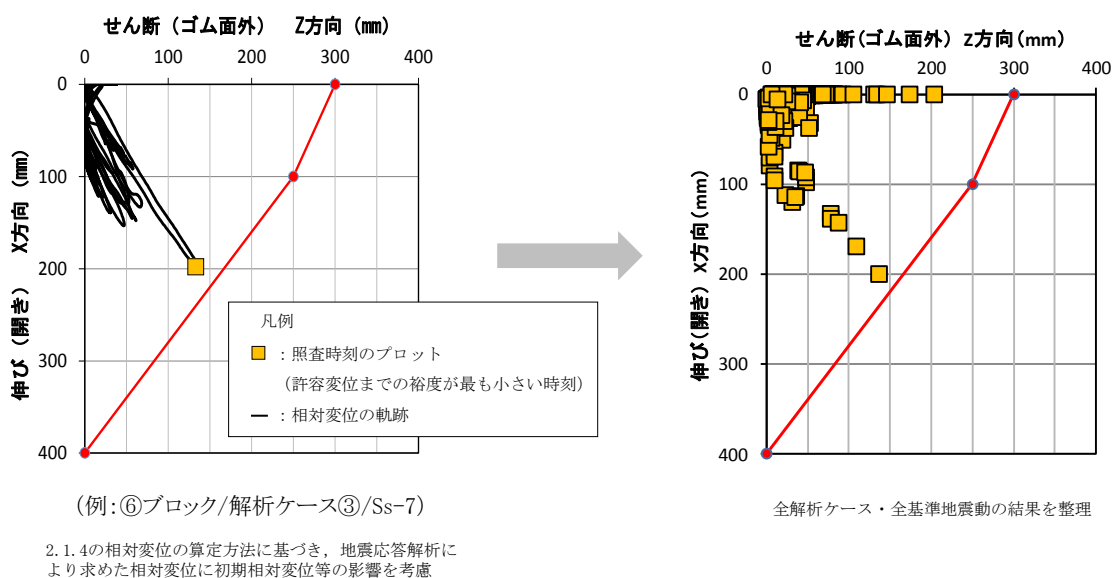


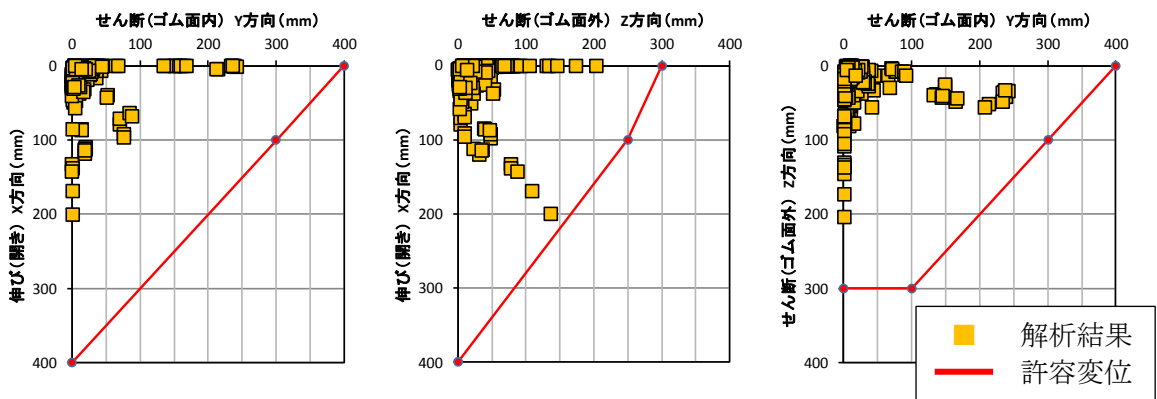
図 2-38 評価時刻抽出の概念図
(地震時の最大相対変位及び地震後の最大残留変位)

3. 評価結果

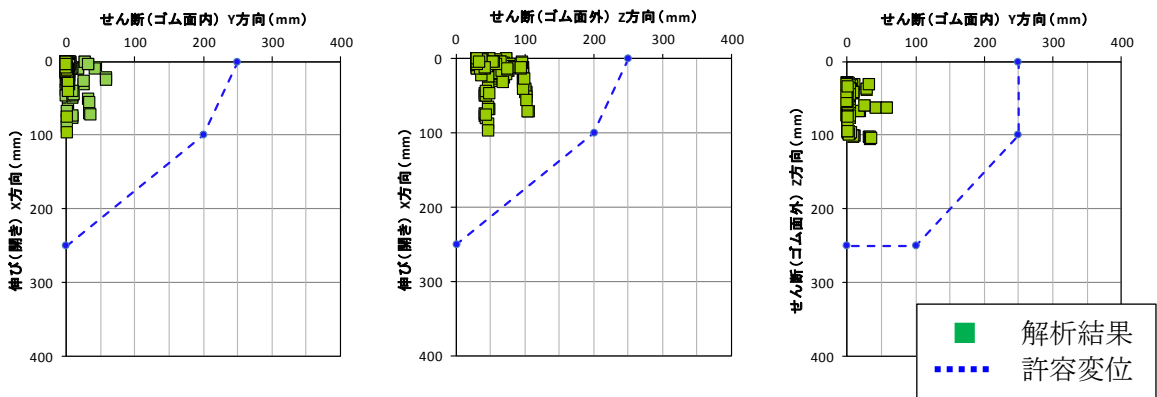
前述 2.3 の照査時刻抽出の考え方に従い整理した地震応答解析結果を図 3-1 に示す。

表 3-1 に、地震応答解析により求めた各基準地震動 S s における相対変位及び間隙水圧の消散を考慮した残留変位に対する耐震ジョイント (M100) の評価結果を示す。

評価の結果、耐震ジョイント間の相対変位は、地震時の最大相対変位及び間隙水圧の消散を考慮した残留変位に対して、いずれもモックアップ試験により確認した耐震ジョイントの許容変位量以内に収まることから、基準地震動 S s に対する耐震ジョイントの貯水機能の健全性を確認した。



(a) 基準地震動 S s における相対変位



(b) 間隙水圧の消散を考慮した残留変位

図 3-1 解析結果とモックアップ試験結果の比較

表 3-1 耐震ジョイントの判定結果 (図 3-1 参照)

耐震ジョイント仕様	判定	
	最大相対変位 < 許容変位	最大残留変位 < 許容変位
M100	○ 許容変位以内	○ 許容変位以内

4. まとめ

本検討では、地震応答解析により基準地震動 S_s における耐震ジョイントの相対変位量を算定し、モックアップ試験により求めた耐震ジョイントの許容変位量と比較することにより、耐震ジョイントの貯水機能の健全性を定量的に評価した。

その結果、耐震ジョイント間の相対変位は、地震時の最大相対変位及び間隙水圧の消散を考慮した残留変位に対して、いずれもモックアップ試験により確認した耐震ジョイントの許容変位量以内に収まることから、基準地震動 S_s に対する耐震ジョイントの貯水機能の健全性を確認した。

なお、モックアップ試験では、試験機の可動域において部材の破断に至らなかったため、試験時の最大変位を許容変位として設定しており、耐震ジョイントの破断変位に対して裕度を有した設定となっている。

(参考資料 2 (別紙 1)) 取水路等のブロック間の逆位相の考慮について

1. はじめに

取水路等のように軸方向に複数分割された構造の場合、地震時の地盤変位により隣接ブロックが逆位相となる可能性が考えられる。

本検討では、共同溝設計指針（日本道路協会，昭和 61 年 3 月）に基づき，表層地盤の固有周期から波長を求め，取水路等の延長と比較することにより，地震時に取水路の隣接ブロックが逆位相にならないことを確認する。

2. 評価方法

逆位相の評価は，取水路等のブロックの延長 L と表層地盤の固有周期から算定した波長 λ を比較し，ブロックの延長 L が波長 λ よりも十分に短いことを確認する。逆位相の評価方法の概念図を図 2-1 に示す。

ここで，取水路等のブロックが逆位相となる場合は，図 2-1 の概念図に示すとおり，ブロックの延長 L が，表層地盤の 2 分の 1 波長 ($\lambda/2$) よりも長い場合である。本評価では，逆位相の判定基準として，判定上の余裕を見込み，ブロックの延長 L が，4 分の 1 波長 ($\lambda/4$) よりも短くなることを確認する。

水平方向の地盤の波長 λ は，共同溝設計指針（日本道路協会，昭和 61 年 3 月）の考え方にに基づき，式(7)のとおりに算定する。表層地盤の固有周期 T_s は，道路橋示方書（V耐震設計編）（日本道路協会，H14）に基づき，各地層の初期剛性に基づき，式(8)のとおりに算定する。なお，表層地盤は地震動により長周期化するため，初期剛性により固有周期を算出することは，保守的な評価となる。

各ブロックの固有周期及び波長 λ の算定結果を表 2-1 に示す。

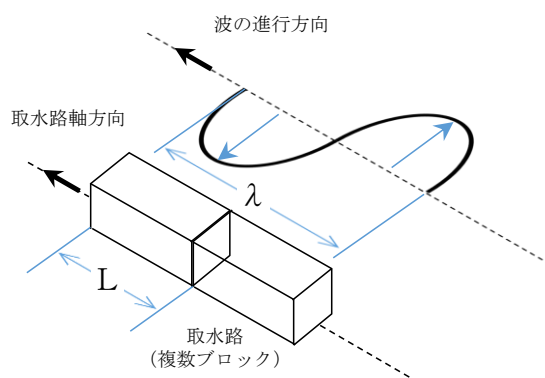


図 2-1 逆位相の評価方法の概念図

$$\text{波長 } \lambda = \frac{2\lambda_1 \cdot \lambda_2}{\lambda_1 + \lambda_2} \quad \text{式(7)}$$

$$\lambda_1 = V_{DS} \cdot T_s, \quad \lambda_2 = V_{BS} \cdot T_s,$$

ここで,

V_{DS} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

V_{BS} : 基盤 (= 西山層) のせん断弾性波速度 (m/s)

T_s : 表層地盤の固有周期 (s)

$$\text{固有周期 } T = 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}} \quad \text{式(8)}$$

ここで,

T : 地盤の固有周期 (s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目の地層の S 波速度 (m/s) ($G_0 = \rho \cdot V_s^2$ から算出)

表 2-1 各ブロックの固有周期及び波長 λ の算定結果

		BL	固有周期 T(s)	波長 λ (m)
スクリーン室		1BL	0.535	144.3
取水路	漸縮部	2BL	0.534	178.6
		3BL	0.518	172.3
	一般部	4BL	0.535	182.9
		5BL	0.544	193.5
		6BL	0.529	187.4
		7BL	0.507	177.4
	漸拡部	8BL	0.455	148.4
		9BL	0.401	126.2
		10BL	0.401	126.2
		11BL	0.401	126.2

注： 補機冷却用海水取水路については、ブロックの延長が比較的短いことから、検討の対象外とした。

3. 評価結果

逆位相の評価結果を表 3-1 に示す。

これより、取水路等の延長Lは、表層地盤の4分の1波長($\lambda/4$)よりも十分に短いことから、地震時において取水路等が逆位相となる可能性はないと判断できる。

表 3-1 共同溝指針に基づく逆位相の評価結果

区間区分	BL	①ブロック延長L	②波長 ($\lambda/4$)	③ 判定 (①<②)
スクリーン室	1BL	23.1	36.0	OK
取水路 (漸縮部)	2BL	18.2	44.7	OK
取水路 (一般部)	3~7BL	15.0 ^{*1}	43.1 ^{*2}	OK
取水路 (漸拡部)	8~11BL	15.0 ^{*3}	31.6 ^{*4}	OK

注記*1 : 取水路 (一般部) の中で最も延長が長い4BLの値で代表

*2 : 取水路 (一般部) の中で最も波長の短い3BLの値で代表

*3 : 取水路 (漸拡部) の中で最も延長が長い8, 9, 10BLの値で代表

*4 : 取水路 (漸拡部) の中で最も波長の短い9, 10, 11BLの値で代表

(参考資料3) 軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について

1. 概要

スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の地震応答解析では，鉄筋コンクリート部材を非線形はり要素にてモデル化しており，非線形特性（ $M-\phi$ 関係）にはトリリニアモデルを適用している。一方，有効応力解析コードFLIP（Ver. 7.4.1）では，地震時における鉄筋コンクリート部材の軸力は一定として扱われる。

本項では，基準地震動 S_s を入力とした地震応答解析による鉄筋コンクリート部材の各部材の軸力及び曲げモーメントの変動範囲を踏まえた上で，部材の非線形特性に与える影響を検討し，耐震評価において軸力が一定とされる有効応力解析コードFLIP（Ver. 7.4.1）の非線形特性を用いることの妥当性を検討する。

2. 検討内容

2.1 検討ケース

本検討では，スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路において，曲げ軸力に対する照査値が最も厳しい解析ケース，地震動及び解析断面を代表ケースとして選定する。部材の軸力変動範囲を確認するための検討ケースを表 2-1 に示す。

対象部材は，土被り荷重を分担する鉛直部材である側壁及び隔壁とし，それぞれの部材において曲げ損傷が大きい部位に着目する。検討ケースにおける対象部材・部位を図 2-1 に示す。

表 2-1 部材の軸力変動範囲を確認するための検討ケース

項目	条件
解析ケース	解析ケース⑤（地盤物性のばらつき（ $+1\sigma$ ）を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース）
入力地震動	$S_s - 1$ （ $-+$ ）
解析断面	取水路 漸拡部（C-C断面）
確認対象部材	図 2-1 に示す通り

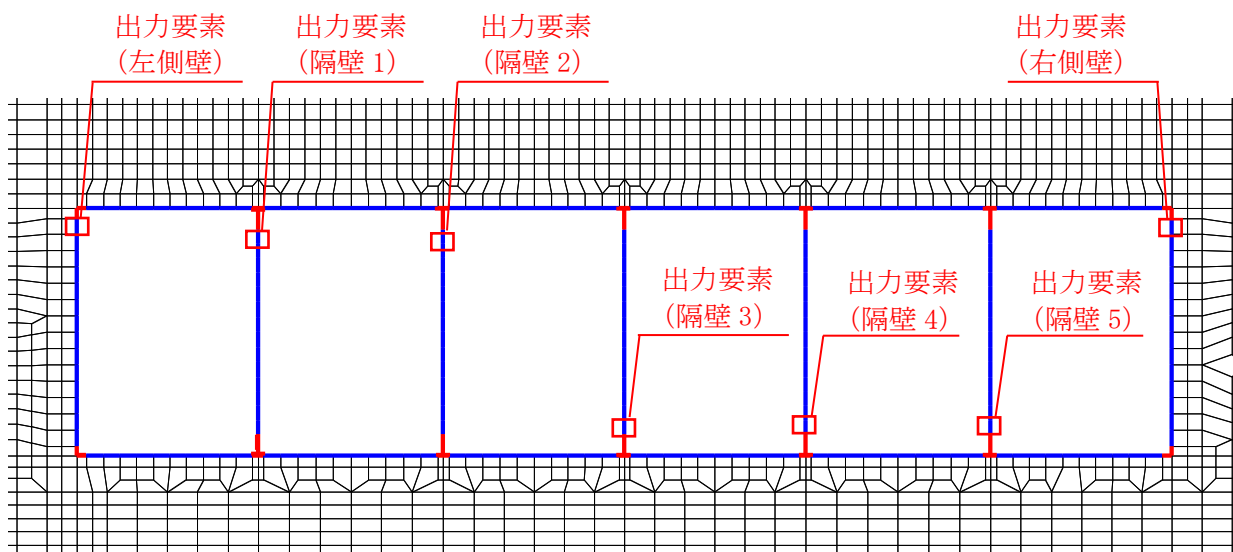


図 2-1 検討ケースにおける対象部材・部位 (取水路 漸拡部 (C-C 断面))

2.2 検討方法

地震応答解析により鉄筋コンクリート部材における軸力及び曲げモーメントの変動範囲を抽出し、当該部材の M_u (終局モーメント) - N (軸力) 関係及び M_y (降伏モーメント) - N (軸力) 関係と比較することにより、軸力変動の影響を検討する。

3. 検討結果

図 3-1~図 3-7 に、検討ケースにおける鉄筋コンクリート部材の軸力及び曲げモーメントの変動範囲と、当該部材の M_u - N 関係及び M_y - N 関係を示す。また、同図には、FLIPにて非線形特性として用いられている M_u 及び M_y の設定根拠である常時応力解析による当該部材の軸力をプロットしている。

これより、地震時の鉄筋コンクリート部材における軸力の変動範囲は、概ね常時応力解析における軸力と同程度であることがわかる。また、本検討での評価対象部位に発生する曲げモーメントは、側壁では概ね弾性範囲内に収まっている。隔壁では M_u (終局モーメント) 程度となっているが、別途実施する材料非線形解析による評価により地震時の健全性を確認している。

以上より、鉄筋コンクリート部材において、軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響は軽微であり、耐震評価において軸力が一定とされる有効応力解析コード「FLIP Ver. 7.4.1」の当該非線形特性を用いることは妥当である。

○ 側壁

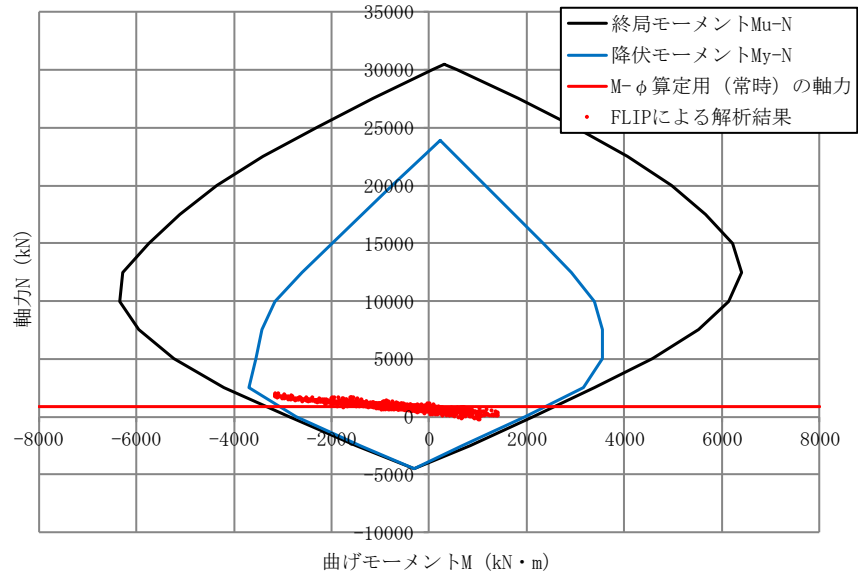


図 3-1 基準地震動 S_s による取水路 漸拡部 (C-C断面) の部材の応答範囲 (左側壁)

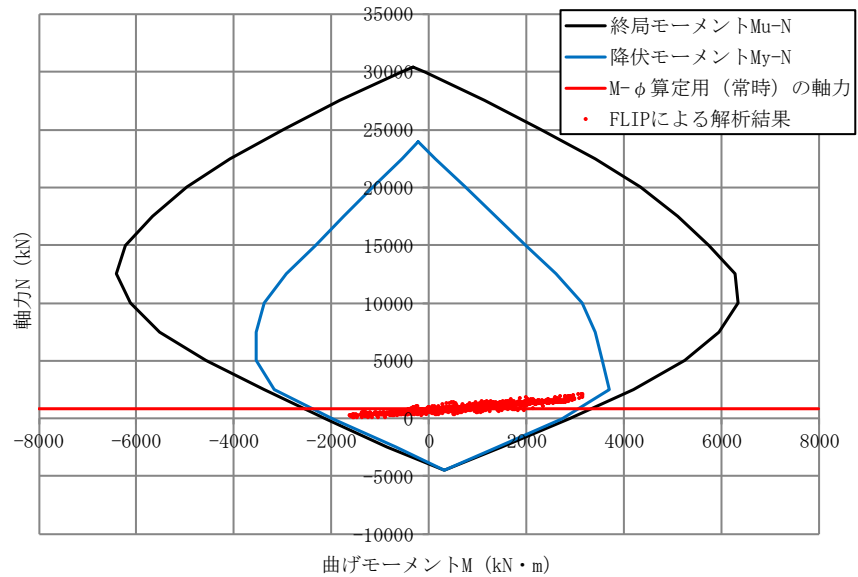


図 3-2 基準地震動 S_s による取水路 漸拡部 (C-C断面) の部材の応答範囲 (右側壁)

○ 隔壁

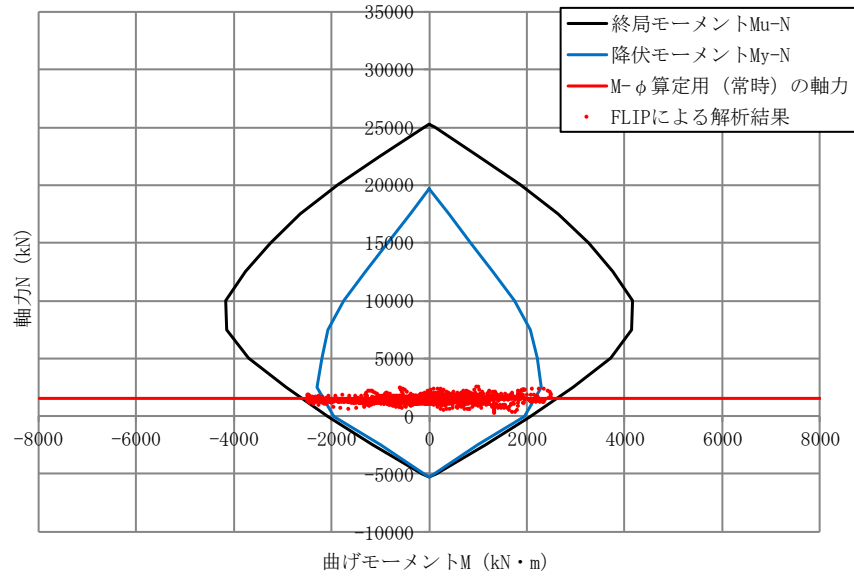


図 3-3 基準地震動 S_s による取水路 漸拡部 (C-C 断面) の部材の応答範囲 (隔壁 1)

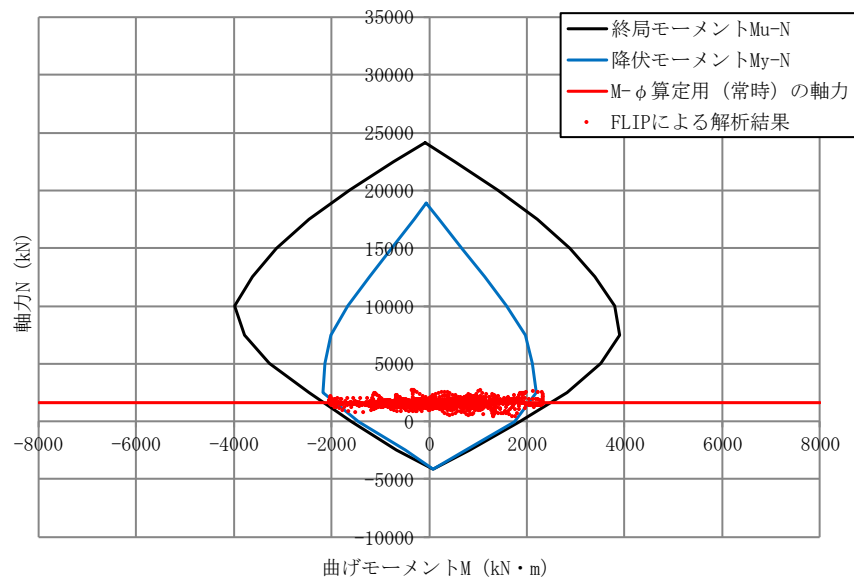


図 3-4 基準地震動 S_s による取水路 漸拡部 (C-C 断面) の部材の応答範囲 (隔壁 2)

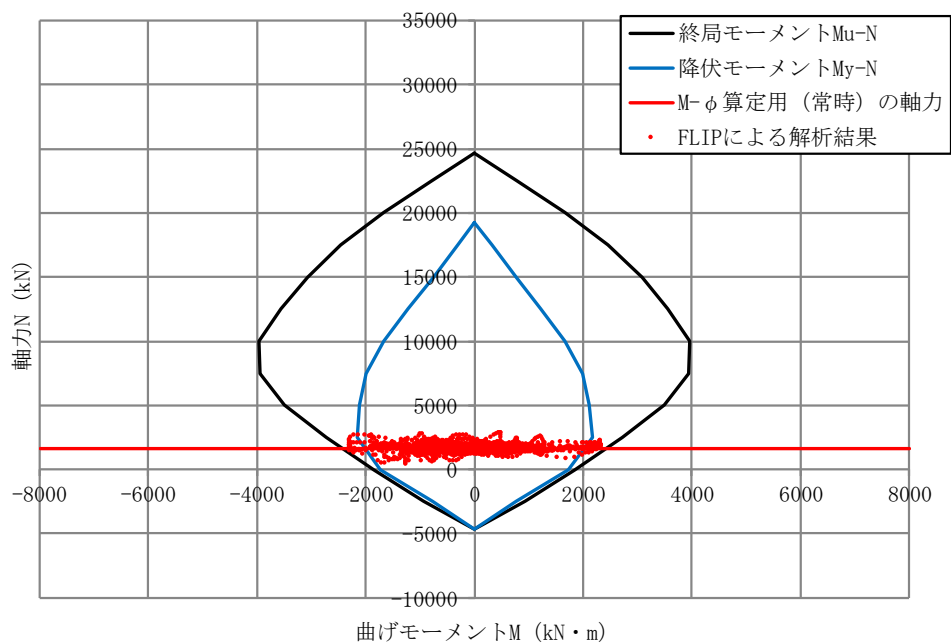


図3-5 基準地震動 S_s による取水路 漸拡部 (C-C断面) の部材の応答範囲 (隔壁3)

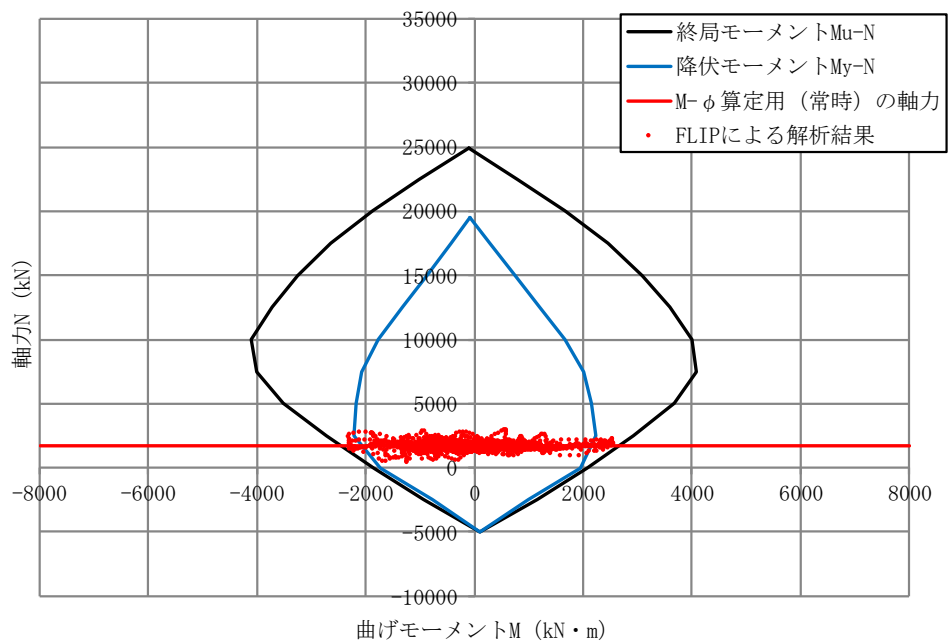


図3-6 基準地震動 S_s による取水路 漸拡部 (C-C断面) の部材の応答範囲 (隔壁4)

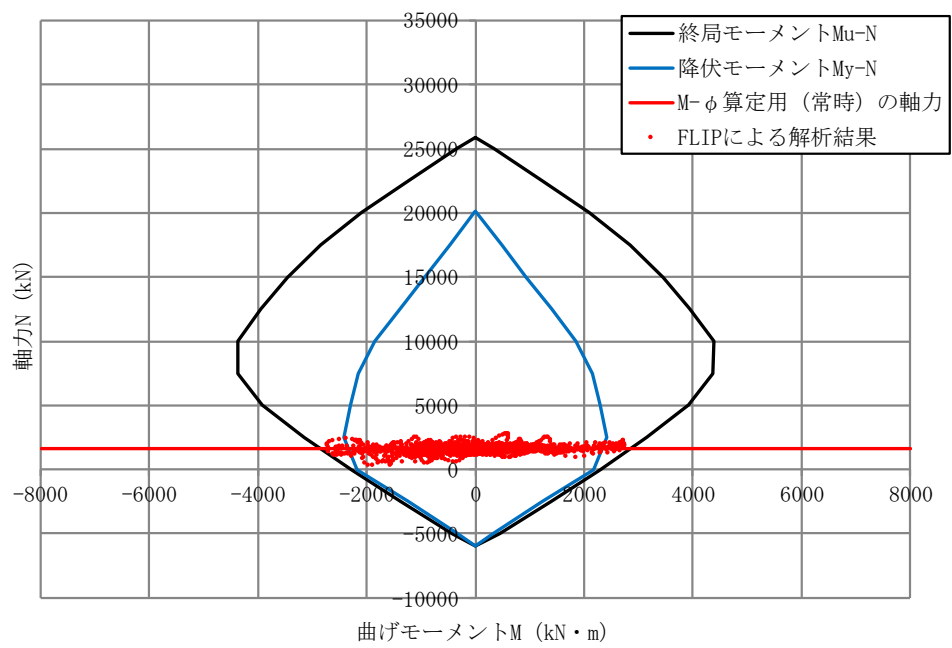


図3-7 基準地震動 S_s による取水路 漸拡部 (C-C断面) の部材の応答範囲 (隔壁5)

(参考資料 4) 材料非線形解析の部材係数 γ_{bl} の設定について

1. 概要

材料非線形解析では、各種構成則の差異や、要素の種類、要素分割、材料特性の設定、入増分等、多岐の項目に関して解析者間で差異が生じることを考慮し、実験等によるせん断耐力及び材料非線形解析によるせん断耐力の比をもって部材係数 γ_{bl} の設定を行う。

「原子力発電所屋外重要土木建造物の耐震性能照査指針・マニュアル((社)土木学会 2005 年)」(以下、「土木学会マニュアル」という。)に示されている部材係数設定用モデルを対象に材料非線形解析を実施し、その結果に基づいて材料非線形解析を用いる方法によるせん断照査で使用する部材係数 γ_{bl} を設定する。

2. 計算機コード

材料非線形解析に用いる解析コードは、WCOMD-S J (Ver. 7.2) とする。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「計算機プログラム (解析コード) の概要」に示す。

3. 部材係数設定用モデルの概要

土木学会マニュアルに示されている部材係数設定用モデルは、集中荷重部材 9 体 (CaseNo. 1～9) 及び分布荷重部材 8 体 (CaseNo. 10～17) の計 17 体である。各モデルの概要を以下に示す。

3.1 集中荷重部材

集中荷重部材 CaseNo. 1～9 の構造諸元、材料諸元及びせん断耐力を表 3-1 に示す。また、CaseNo. 1～9 の構造形状を図 3-1 に示す。

CaseNo. 1～9 は、集中荷重を受ける単純梁である。この形式に関して、土木学会マニュアルでは、せん断耐力評価式を用いて十分な精度の評価が可能と判断している。

このことから、CaseNo. 1～9 のせん断耐力は、せん断耐力評価式 (棒部材式、ディープビーム式) で算定したものとする。

表 3-1 部材係数設定用モデル一覧(集中荷重部材)

Case No.	スパン (m)	部材幅 (m)	部材厚 (m)	有効部材厚 (m)	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	主筋降状強度 (N/mm ²)	引張鉄筋比	軸力比	せん断補強筋比	せん断補強筋降状強度 (N/mm ²)	せん断耐力 [※] (kN)	着目点
1	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	475	No.1~9の基本ケース
2	0.25	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	1187	a/dの効果
3	1.00	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	324	
4	1.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	294	
5	0.50	1.00	0.30	0.25	36.0	350	0.030	0	0	0	581	コンクリート圧縮強度の効果
6	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.010	0	0	0	329	引張鉄筋比の効果
7	2.50	1.00	1.50	1.25	24.0	350	0.030	0	0	0	1587	寸法効果
8	1.00	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0.1	0	0	350	軸力の効果
9	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0.005	350	855	せん断補強の効果

※ モデルNo.1~9のせん断耐力は、「土木学会マニュアル」に記載のせん断力式において各種安全係数を見込まずに算出した値

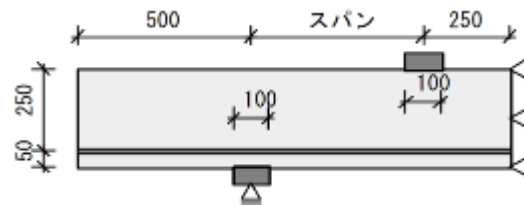


図 3-1 集中荷重を受ける単純梁モデル(集中荷重部材 CaseNo. 1~9)

(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社) 土木学会，2005)

3.2 分布荷重部材

分布荷重部材 CaseNo. 10～17 の構造諸元，材料諸元及びせん断耐力を表 3-2 に示す。

また，CaseNo. 10～17 の構造形式，配筋状況を図 3-2 に示し，実験終了時のひび割れ状況を図 3-3 に示す。

表 3-2 部材係数設定用モデル一覧(分布荷重部材)

	Case No.	スパン (m)	部材幅 (m)	部材厚 (m)	有効部材厚 (m)	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	主筋降状強度 (N/mm ²)	引張鉄筋比	軸力比	せん断補強筋比	せん断補強筋降状強度 (N/mm ²)	P' / P (各立面図参照)	せん断耐力 (kN)	着目点
分布荷重部材	10	1.00	0.15	0.30	0.25	32.3	363	0.041	0	0	0	0	165	No.10~14の基本ケース
	11	0.50	0.15	0.30	0.25	41.4	363	0.041	0	0	0	0	333	分布荷重を受けるスパンの効果
	12	1.50	0.15	0.30	0.25	41.7	363	0.041	0	0	0	0	127	
	13	1.00	0.15	0.30	0.25	33.6	363	0.041	0	0	0	1.5	188	モーメント分布の効果
	14	1.00	0.15	0.30	0.25	36.2	363	0.041	0	0	0	2.0	163	
	15	1.00	0.16	0.30	0.26	33.7	511	0.035	0.1	0	0	1.5	273	No.15~17の基本ケース
	16	1.00	0.16	0.30	0.26	35.0	511	0.035	0.1	0.038	332	1.5	356	せん断補強の効果
	17	1.00	0.16	0.30	0.26	34.4	511	0.035	0.1	0	0	1.5	432	ハンチの効果

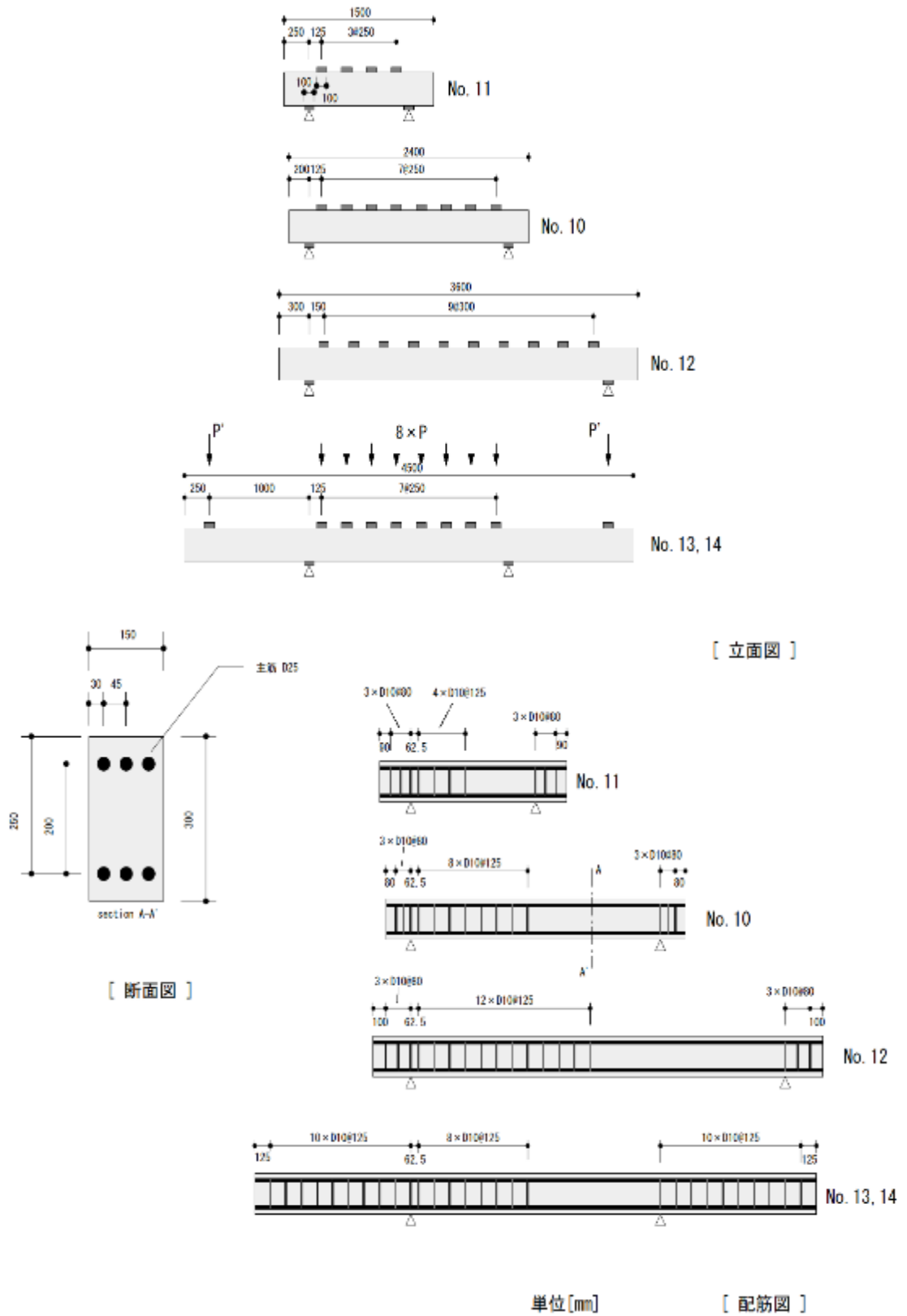


図 3-2(1) 分布荷重部材 (CaseNo. 10~14)

(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社) 土木学会，2005)

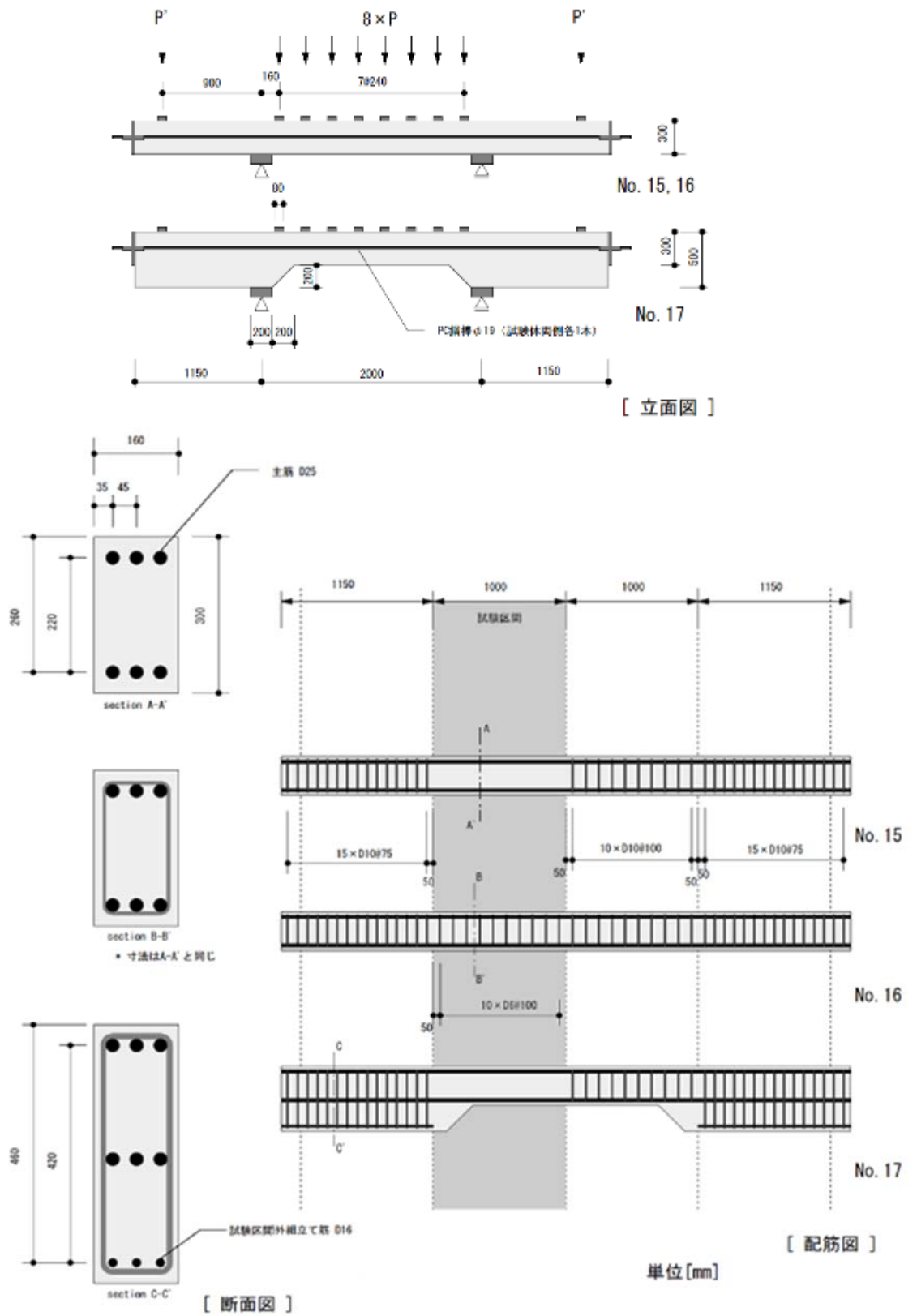
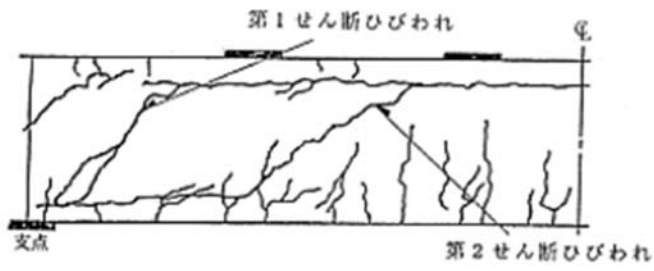
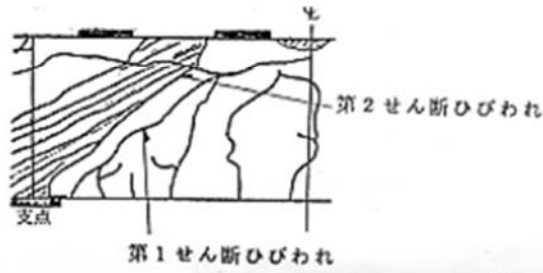


図 5-2(2) 分布荷重部材 (CaseNo. 15~17)

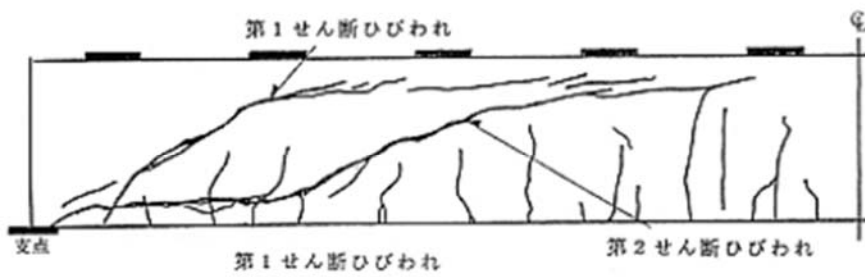
(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社) 土木学会，2005)



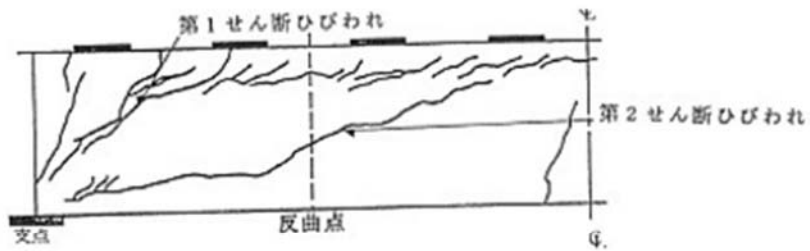
No. 10



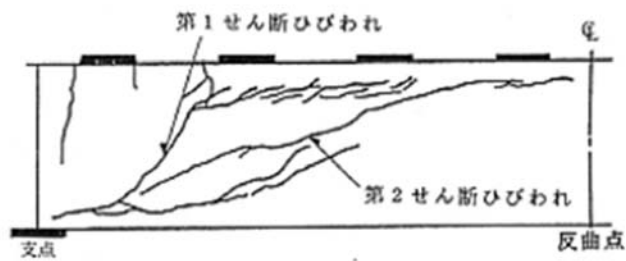
No. 11



No. 12



No. 13



No. 14

図 3-3(1) ひび割れ状況 (CaseNo. 10~14)

(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社)土木学会，2005)

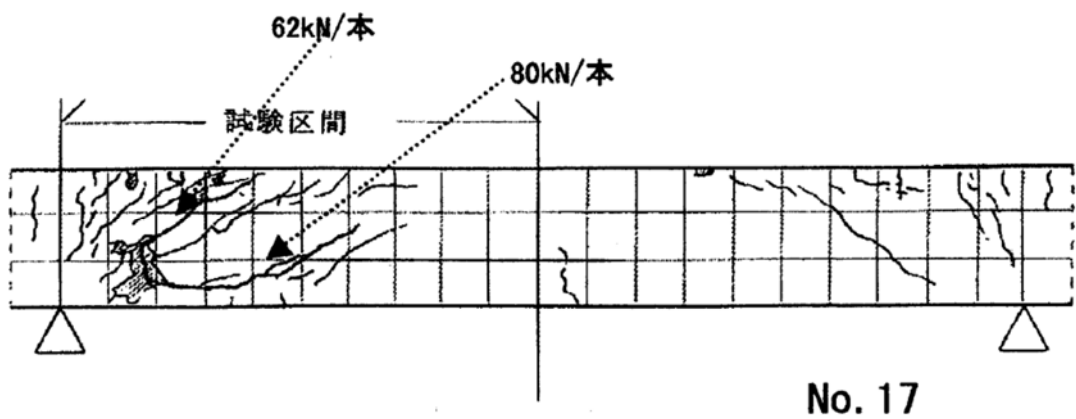
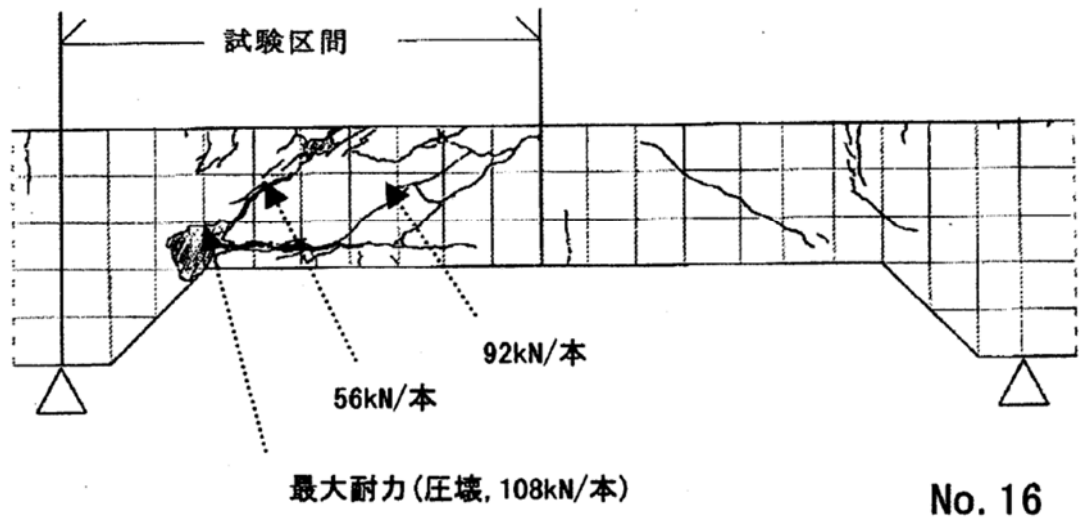
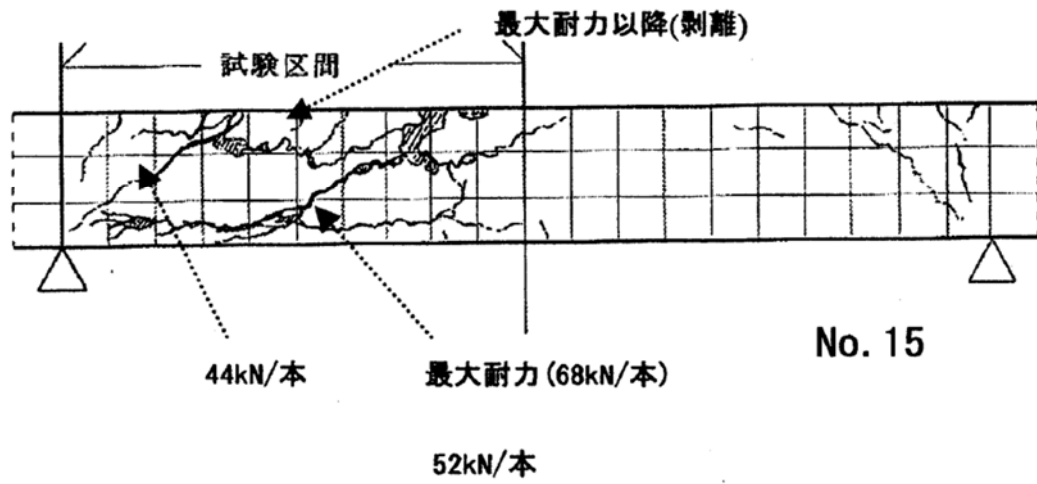


図 5-3(2) ひび割れ状況 (CaseNo. 15~17)

(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社) 土木学会，2005)

4. 解析条件

4.1 解析要素分割

WCOMD-S J (Ver. 7.2) における構造部材のモデル化については、土木学会マニュアルに従って、図 4-1 に示すとおり、鉄筋コンクリート要素でモデル化する領域と無筋コンクリートでモデル化する領域に分けてモデル化する。鉄筋コンクリート要素の厚さは、鉄筋を中心としてかぶり厚さの 2 倍とする。

また、土木学会マニュアルでは、部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と含まない要素あわせて 3 分割以上の要素分割とすることが望ましいこと、及び 3 層以上の分割数を取る場合、解析結果に大きな差異が生じないと述べており、分割数は 3 層以上を基本とする。

解析モデルの概要を図 4-2 に示す。集中荷重部材 (CaseNo. 1~9) の解析モデルは、構造と荷重の対称性を考慮した 1/2 モデルとし、対称面の水平方向変位と支点の鉛直方向変位を拘束する。また、分布荷重部材 (CaseNo. 10~17) の解析モデルは、試験体全体をモデル化し、左側支点の鉛直方向変位および右側支点の水平・鉛直方向変位を拘束する。

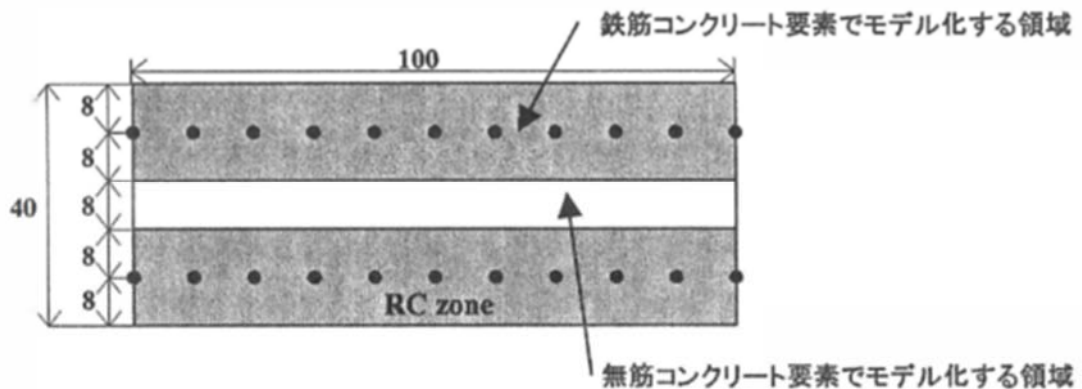
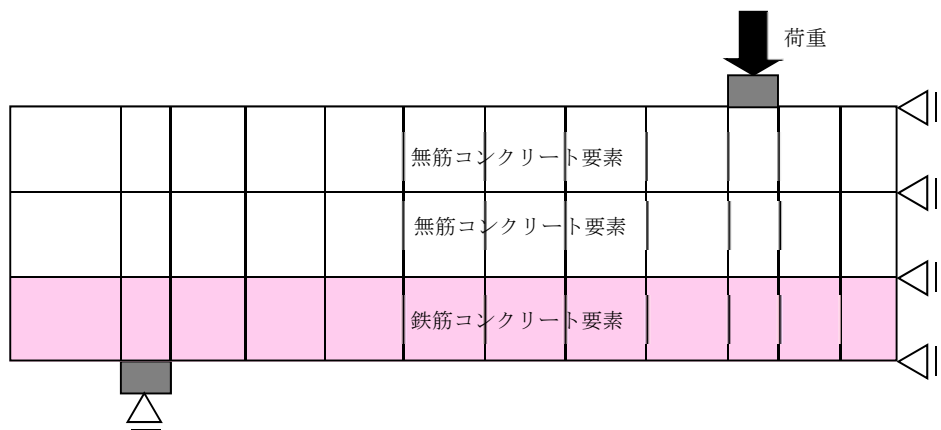
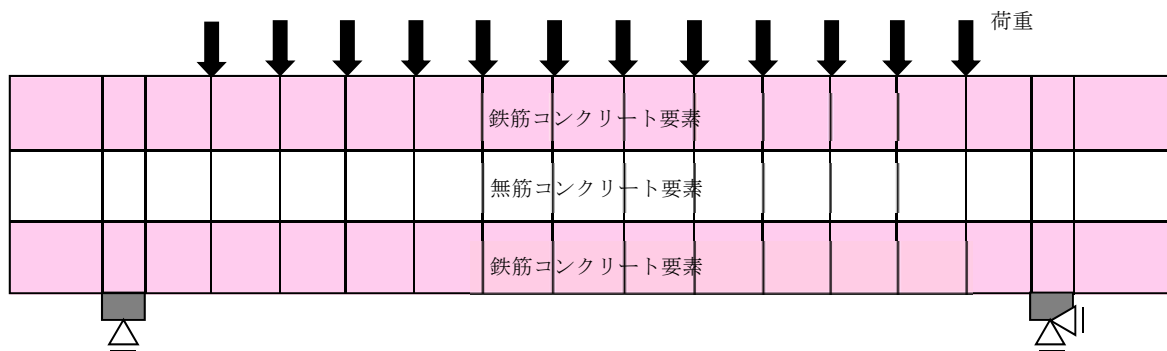


図 4-1 鉄筋コンクリート部材の要素分割の例

(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社) 土木学会，2005)



(a) 集中荷重部材 (CaseNo. 1~9) の解析モデル



(b) 分布荷重部材 (CaseNo. 10~17) の解析モデル

図 4-2 解析モデルの概要

4.2 材料特性

材料強度は、表 3-1 及び表 3-2 に示されている値を用いる。

集中荷重部材のモデルに対するせん断耐力は、土木学会マニュアルで示すせん断耐力評価式で算定した計算値である。従って、表に記載されている材料強度をそのまま用いる。

一方、分布荷重部材のモデルに対するせん断耐力は実験値であり、実験に用いたコンクリート及び鉄筋の実強度が表 3-2 に記載されている。土木学会マニュアルでは、これら実強度のうち、コンクリートの圧縮強度は、圧縮強度試験において摩擦による端面拘束の影響を受けた結果であり、試験結果を 90%程度低減させると良好な解析結果を得られると記載されている。また、割裂引張強度は、構造物に生じる乾燥収縮の程度に対応させ、部材厚が小さい場合や既設構造物の照査に用いる場合には、試験結果を 40%~60%程度に低減させることにより解析精度が向上すると記載されている。

したがって、分布荷重部材のシミュレーション解析では、コンクリートの圧縮強度を 90%、コンクリートの引張強度を 60%に低減した値を用いる。

なお、土木学会マニュアルで示されている材料特性以外は、「コンクリート標準示方書〔設計編〕（社）土木学会 2012 年制定）」（以下、「コンクリート標準示方書」という。）に基づいて設定した。

4.3 荷重載荷方法

材料非線形解析を用いる方法にてせん断照査を行う際には、荷重制御でせん断耐力を評価するため、部材係数を設定するための材料非線形解析も荷重制御による載荷を行う。

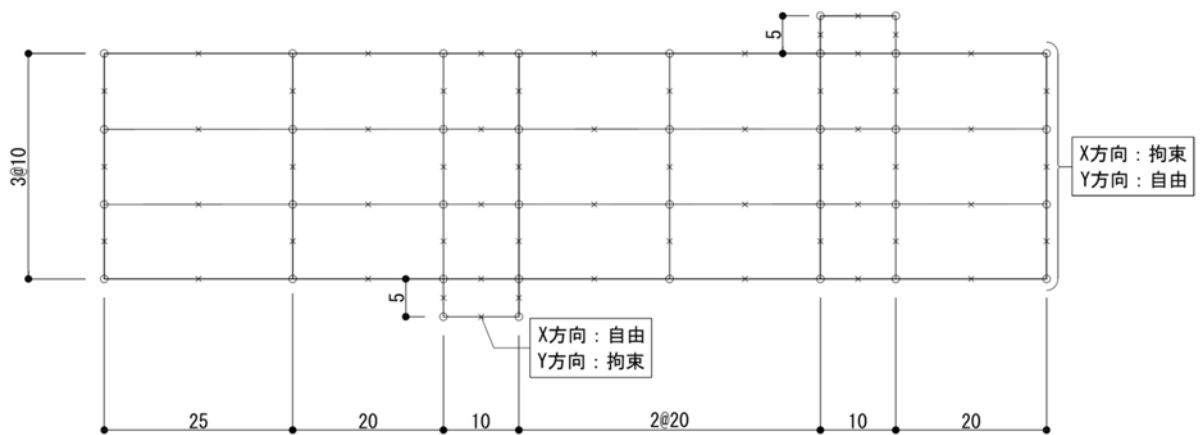
また、解析結果から得られた荷重と変位の関係において、変位増加が急増する状態を当該部材の破壊点（終局状態）と考え、この時の荷重値をせん断耐力とする。

5. 解析モデルおよび解析用物性値

土木学会マニュアルに示されている部材係数設定用モデル 17 体について、材料非線形解析の解析モデル及び解析用物性値を以下に示す。

(1) CaseNo. 1 (CaseNo. 1～CaseNo. 9 の基本ケース)

CaseNo. 1～No. 9 の基本ケースである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-1 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-1 に、材料諸元を表 5-2 に示す。要素鉄筋比を図 5-2 及び図 5-3 に、引張に対する軟化係数を図 5-4 及び図 5-5 に示す。



(単位：cm)

図 5-1 メッシュ図，境界条件

表 5-1 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-2 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

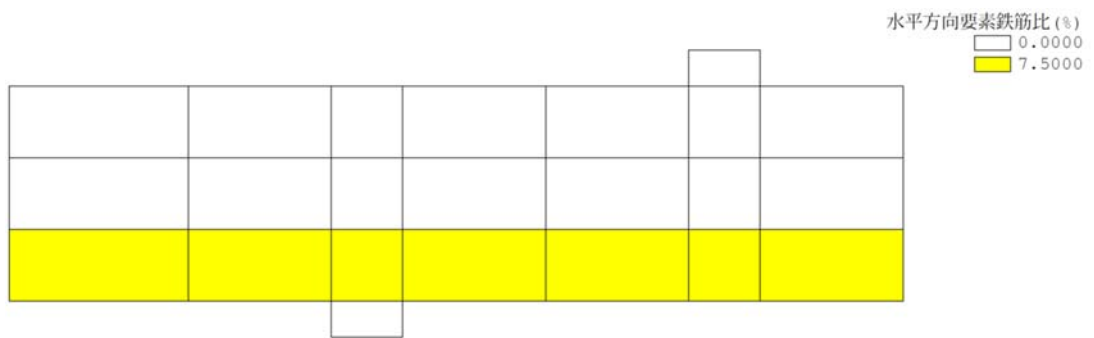


図 5-2 要素鉄筋比 (水平方向)

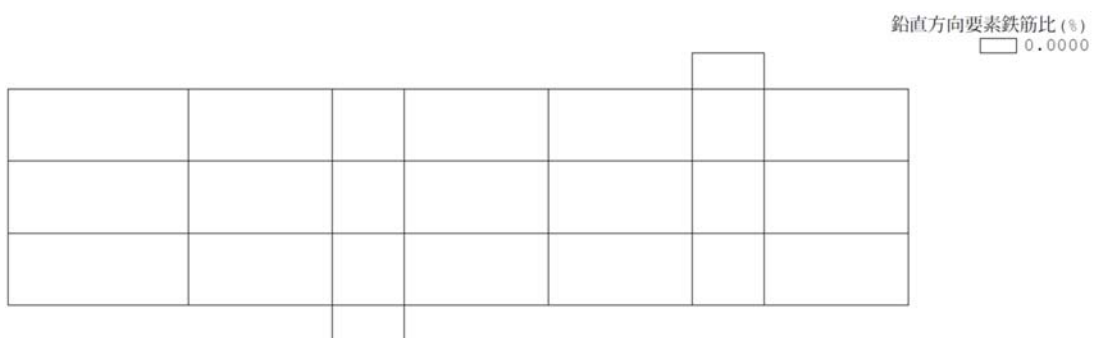


図 5-3 要素鉄筋比 (鉛直方向)

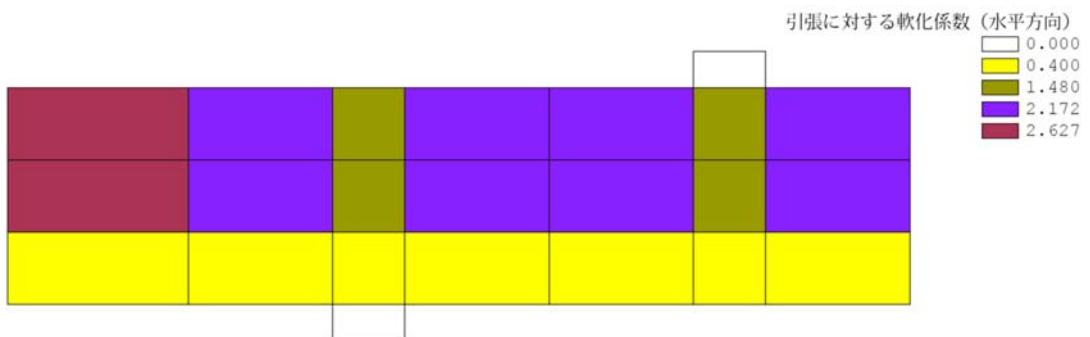


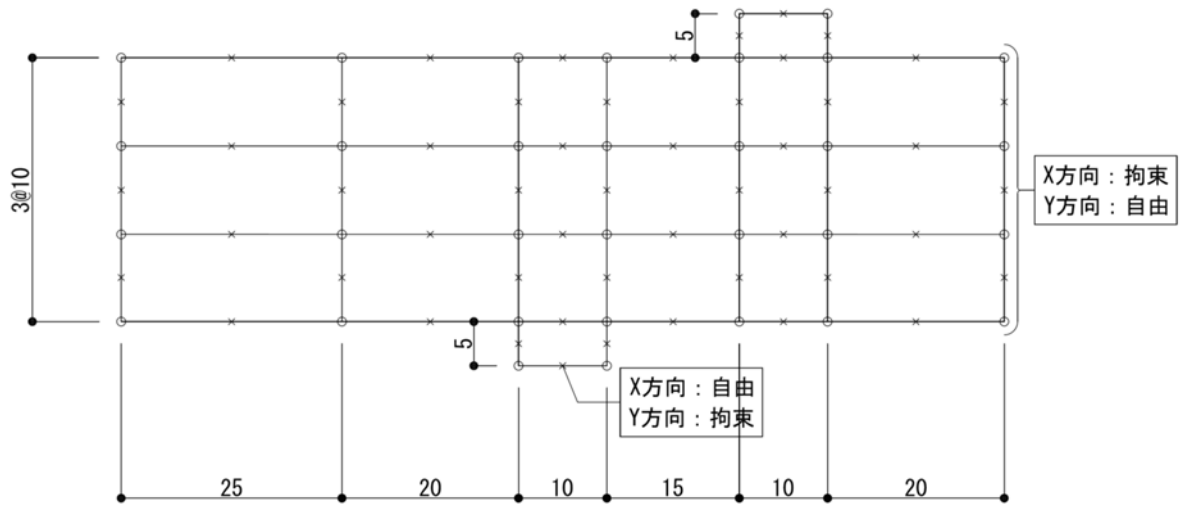
図 5-4 引張に対する軟化係数 (水平方向)



図 5-5 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(2) CaseNo.2 (着目点 : a/d の効果)

基本モデル CaseNo.1 のスパンの長さ (0.50m⇒0.25m) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-6 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-3 に、材料諸元を表 5-4 に示す。要素鉄筋比を図 5-7 及び図 5-8 に、引張に対する軟化係数を図 5-9 及び図 5-10 に示す。



(単位 : cm)

図 5-6 メッシュ図, 境界条件

表 5-3 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-4 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

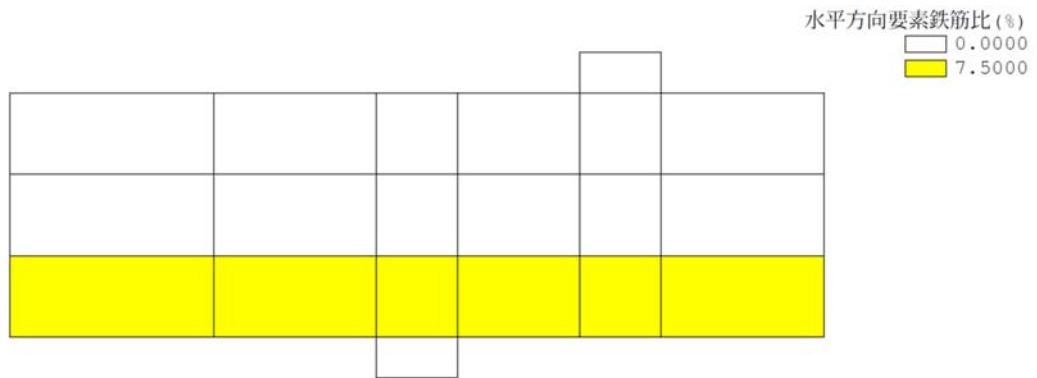


図 5-7 要素鉄筋比 (水平方向)

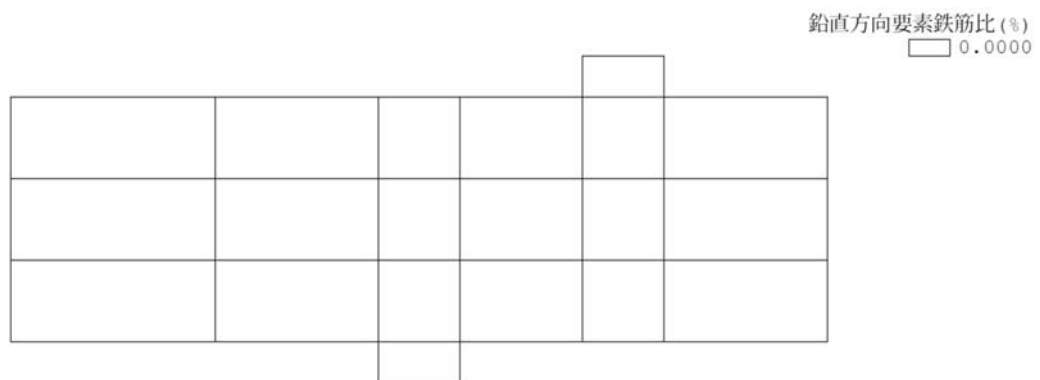


図 5-8 要素鉄筋比 (鉛直方向)

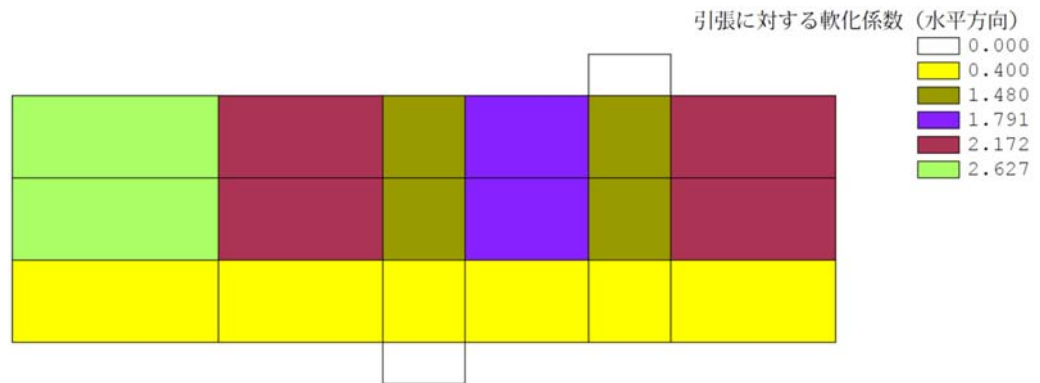


図 5-9 引張に対する軟化係数 (水平方向)

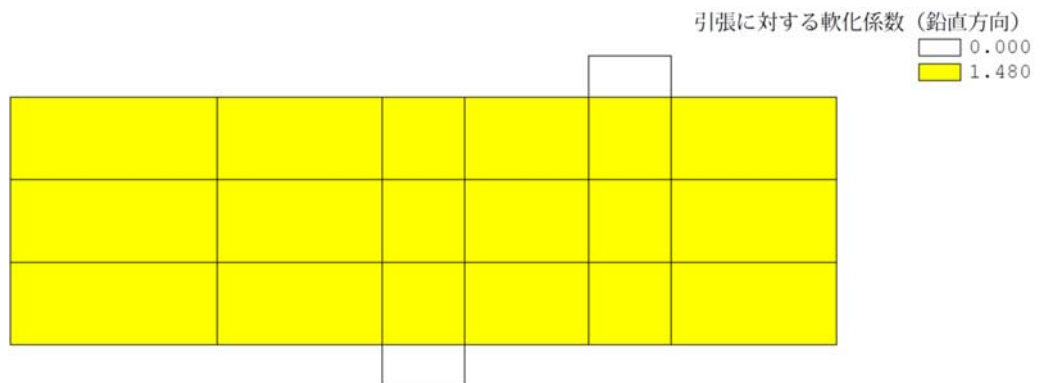
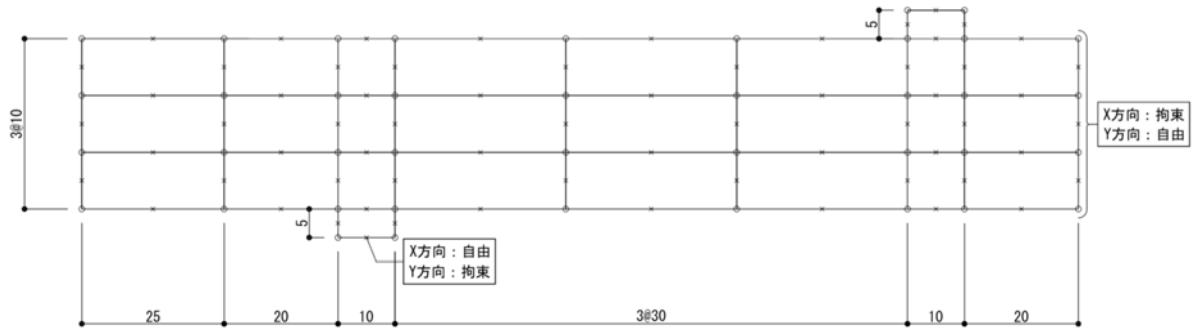


図 5-10 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(3) CaseNo.3 (着目点 : a/d の効果)

基本モデル CaseNo.1 のスパンの長さ (0.50m⇒1.00m) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-11 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-5 に、材料諸元を表 5-6 に示す。要素鉄筋比を図 5-12 及び図 5-13 に、引張に対する軟化係数を図 5-14 及び図 5-15 に示す。



(単位 : cm)

図 5-11 メッシュ図, 境界条件

表 5-5 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-6 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

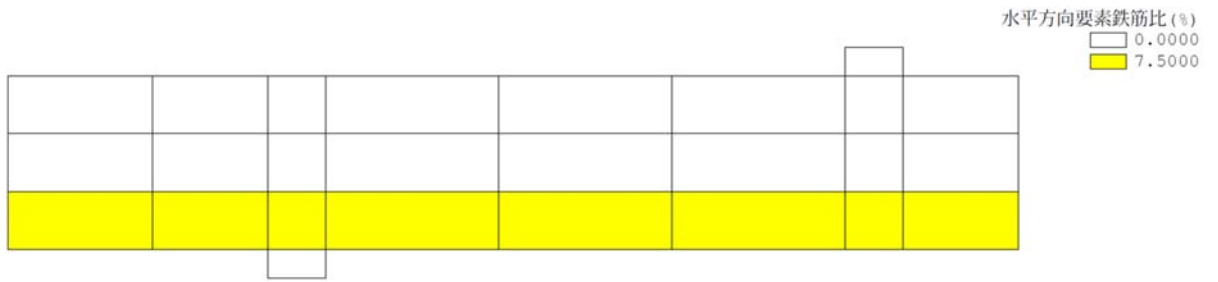


図 5-12 要素鉄筋比 (水平方向)

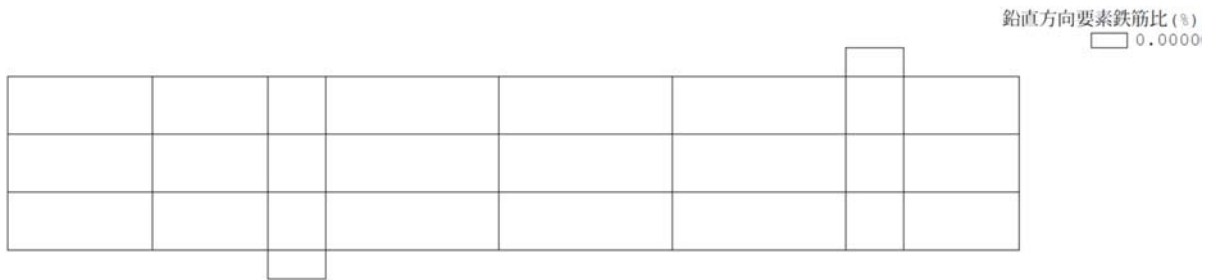


図 5-13 要素鉄筋比 (鉛直方向)

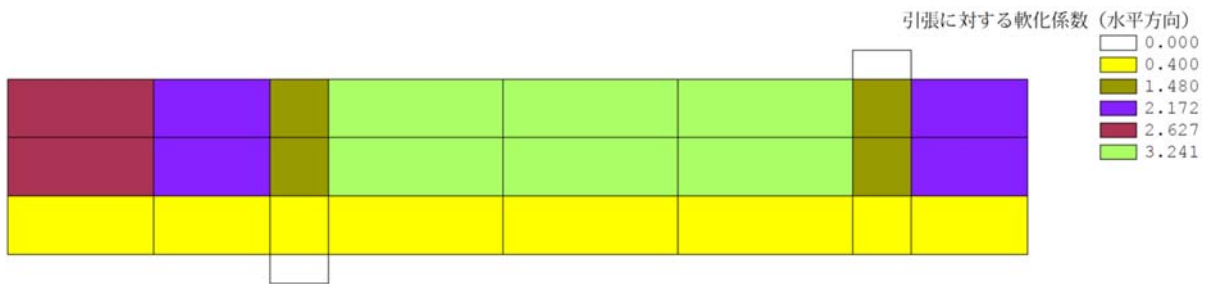


図 5-14 引張に対する軟化係数 (水平方向)

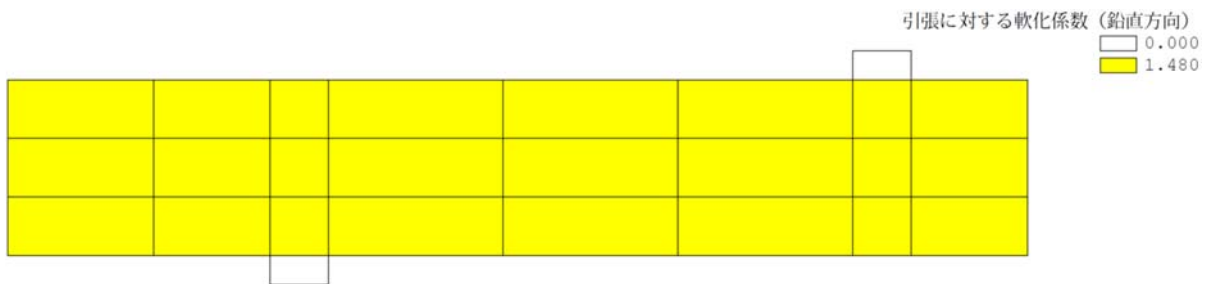
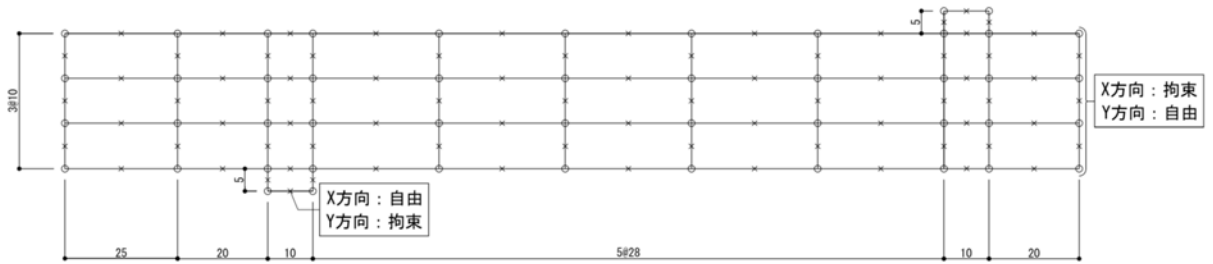


図 5-15 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(4) CaseNo. 4 (着目点 : a/d の効果)

基本モデル CaseNo. 1 のスパンの長さ (0.50m⇒1.50m) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-16 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-7 に、材料諸元を表 5-8 に示す。要素鉄筋比を図 5-17 及び図 5-18 に、引張に対する軟化係数を図 5-19 及び図 5-20 に示す。



(単位 : cm)

図 5-16 メッシュ図, 境界条件

表 5-7 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-8 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

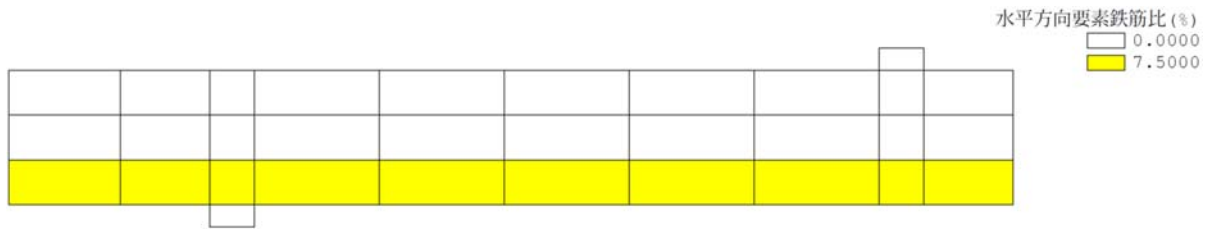


図 5-17 要素鉄筋比（水平方向）

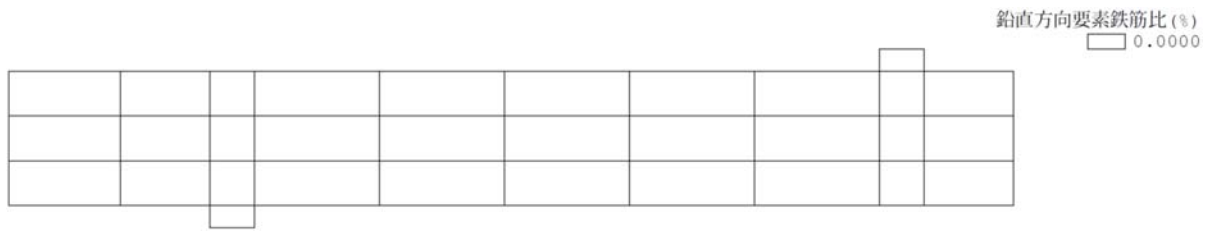


図 5-18 要素鉄筋比（鉛直方向）

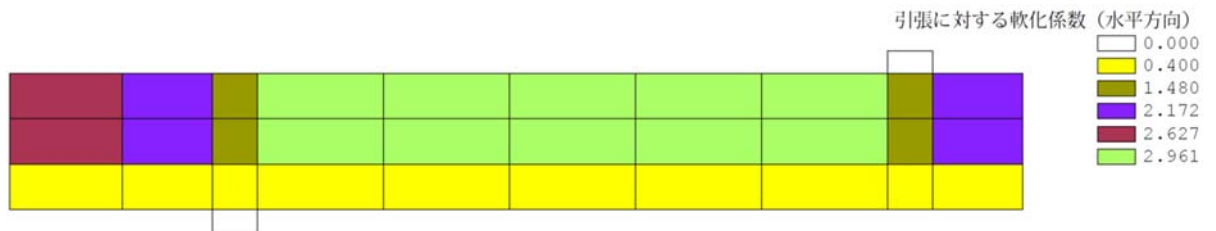


図 5-19 引張に対する軟化係数（水平方向）

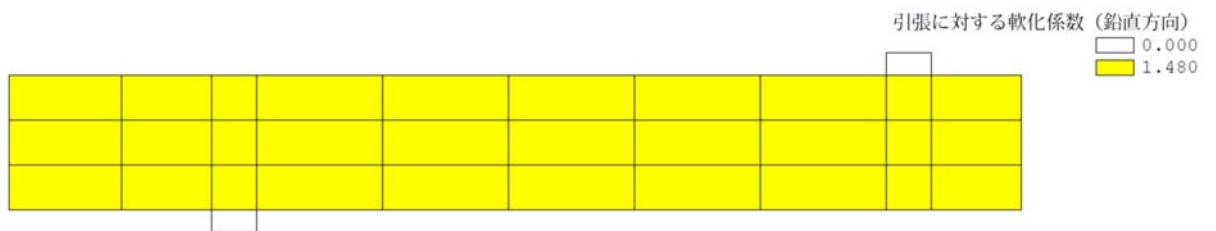
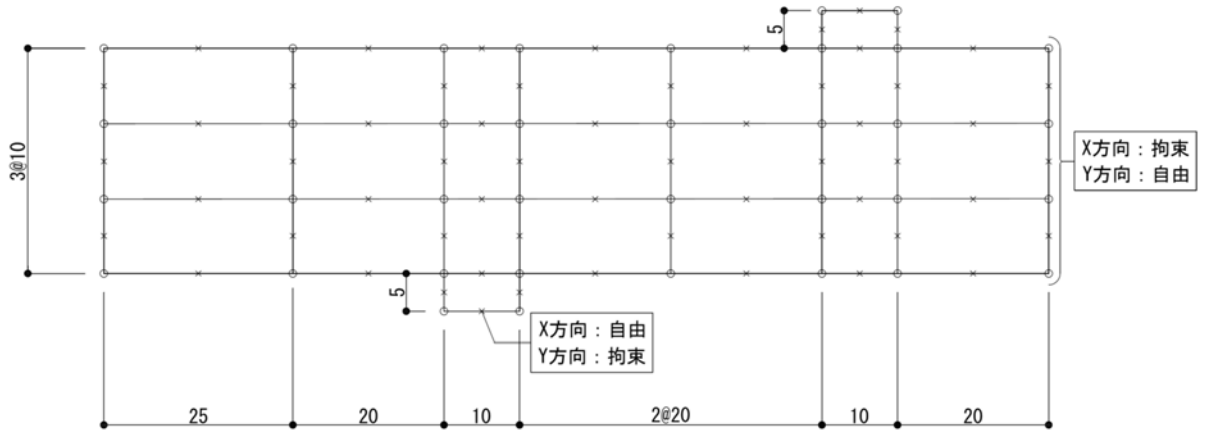


図 5-20 引張に対する軟化係数（鉛直方向）

(5) CaseNo. 5 (着目点：コンクリートの圧縮強度の効果)

基本モデル CaseNo. 1 のコンクリートの圧縮強度 ($24.0\text{N/mm}^2 \Rightarrow 36.0\text{N/mm}^2$) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-21 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-9 に、材料諸元を表 5-10 に示す。要素鉄筋比を図 5-22 及び図 5-23 に、引張に対する軟化係数を図 5-24 及び図 5-25 に示す。



(単位：cm)

図 5-21 メッシュ図，境界条件

表 5-9 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-10 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	36	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	2.51	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 36^{2/3}$ = 2.507 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

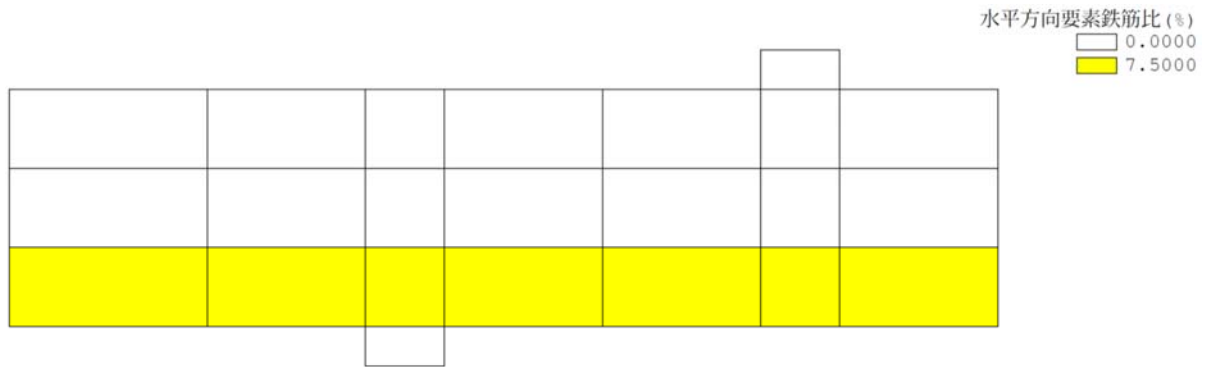


図 5-22 要素鉄筋比 (水平方向)

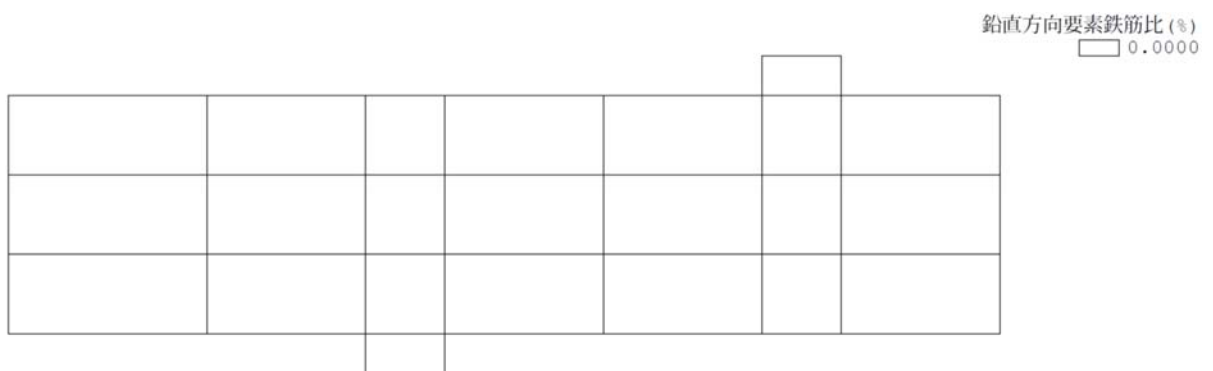


図 5-23 要素鉄筋比 (鉛直方向)

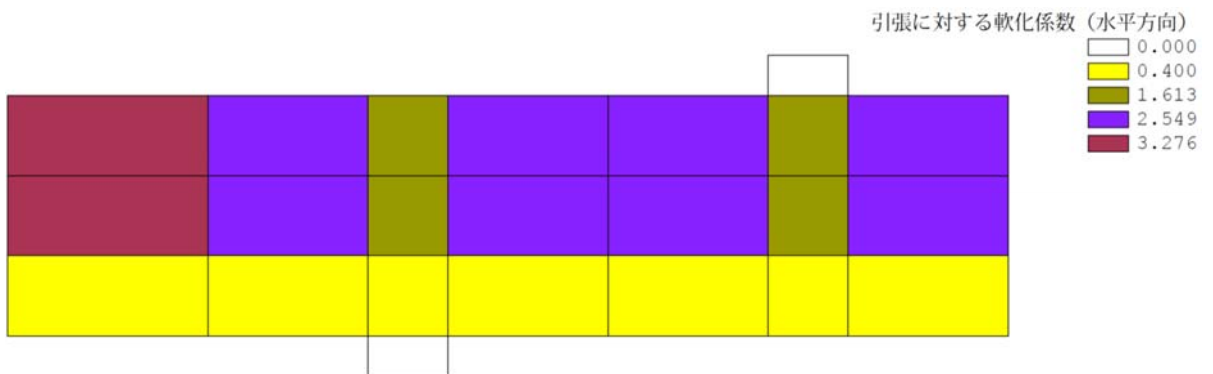


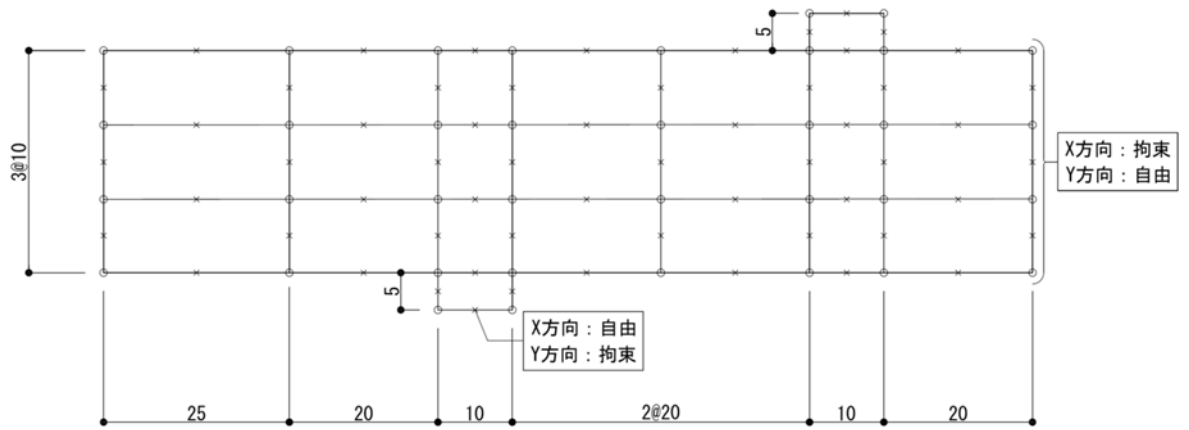
図 5-24 引張に対する軟化係数 (水平方向)



図 5-25 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(6) CaseNo.6 (着目点：引張鉄筋比の効果)

基本モデル CaseNo.1 の引張鉄筋比 (0.03⇒0.01) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-26 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-11 に、材料諸元を表 5-12 に示す。要素鉄筋比を図 5-27 及び図 5-28 に、引張に対する軟化係数を図 5-29 及び図 5-30 に示す。



(単位：cm)

図 5-26 メッシュ図，境界条件

表 5-11 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.01	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-12 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

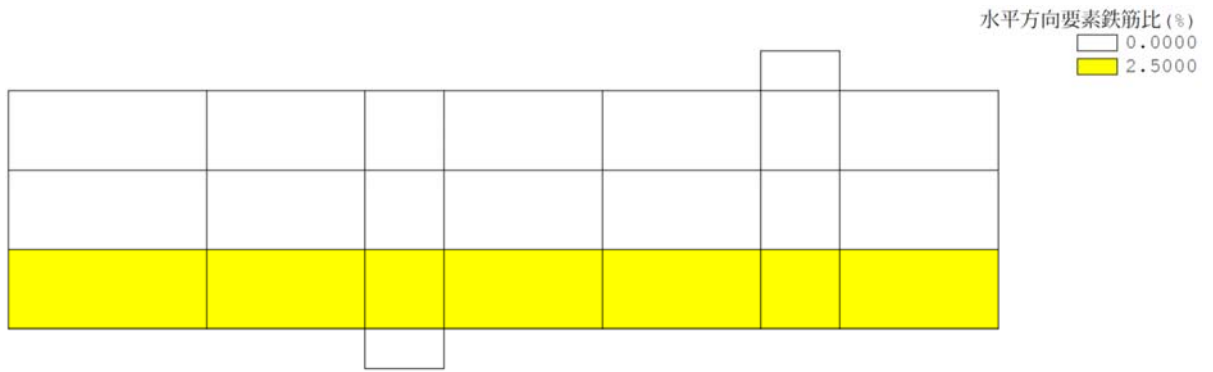


図 5-27 要素鉄筋比 (水平方向)

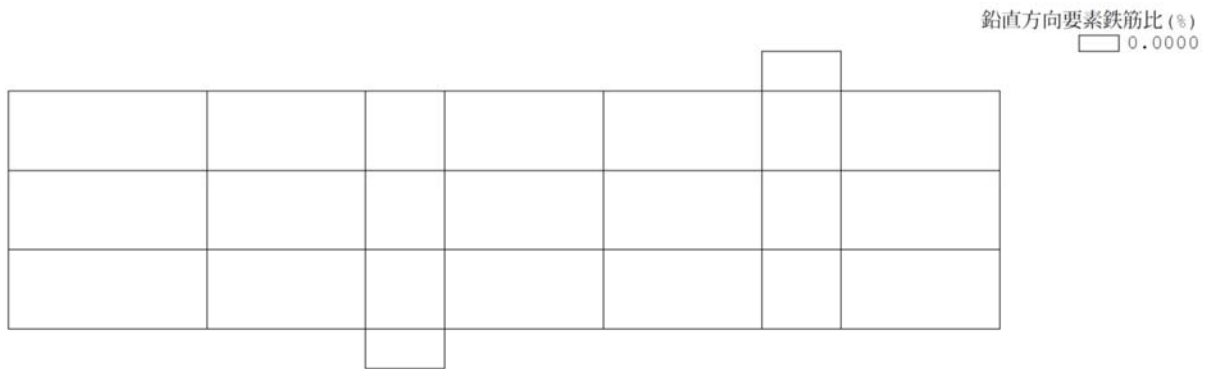


図 5-28 要素鉄筋比 (鉛直方向)

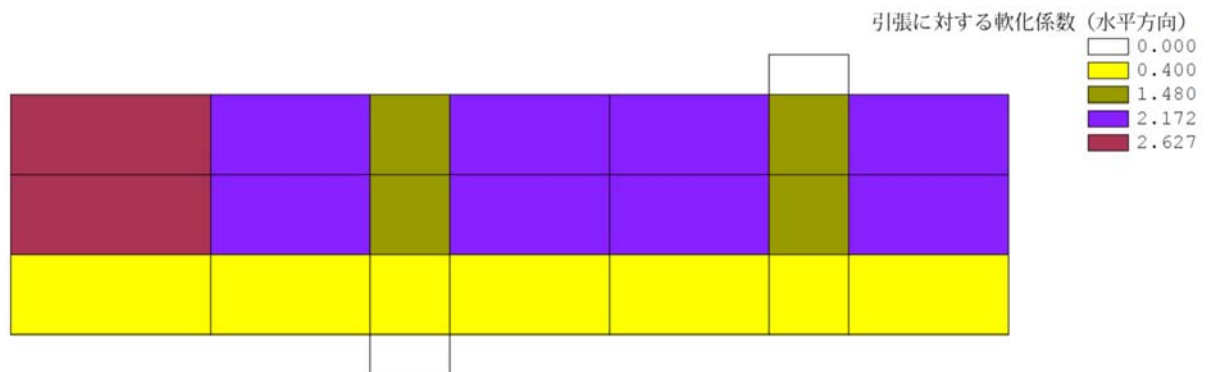


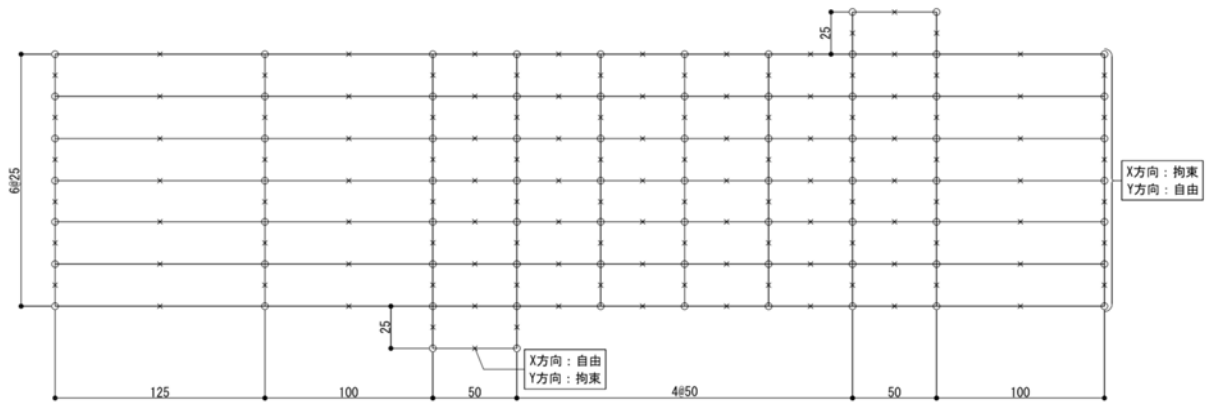
図 5-29 引張に対する軟化係数 (水平方向)



図 5-30 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(7) CaseNo.7 (着目点：寸法効果)

基本モデル CaseNo.1 のスパンの長さ (0.50m⇒2.50m), 部材厚 (0.30m⇒1.50m) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-31 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-13 に, 材料諸元を表 5-14 に示す。要素鉄筋比を図 5-32 及び図 5-33 に, 引張に対する軟化係数を図 5-34 及び図 5-35 に示す。



(単位：cm)

図 5-31 メッシュ図, 境界条件

表 5-13 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	150	同 上
有効部材厚 (cm)	125	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-14 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

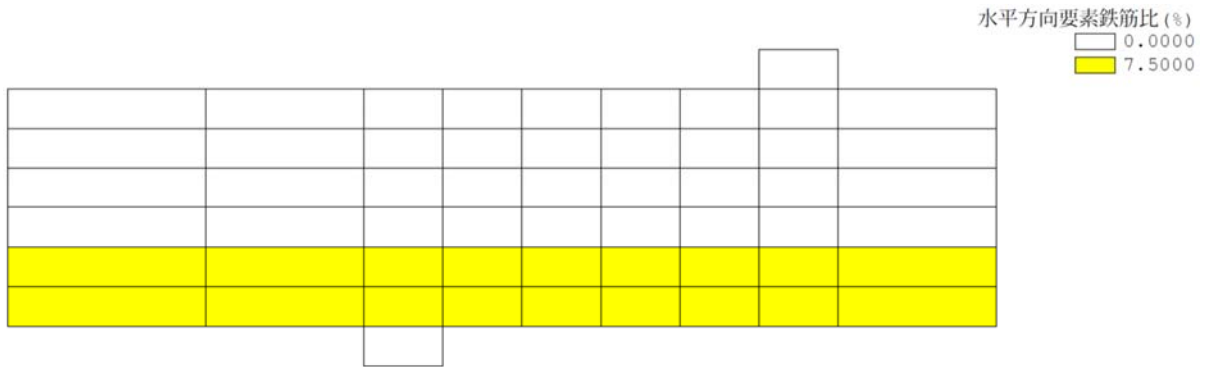


図 5-32 要素鉄筋比 (水平方向)

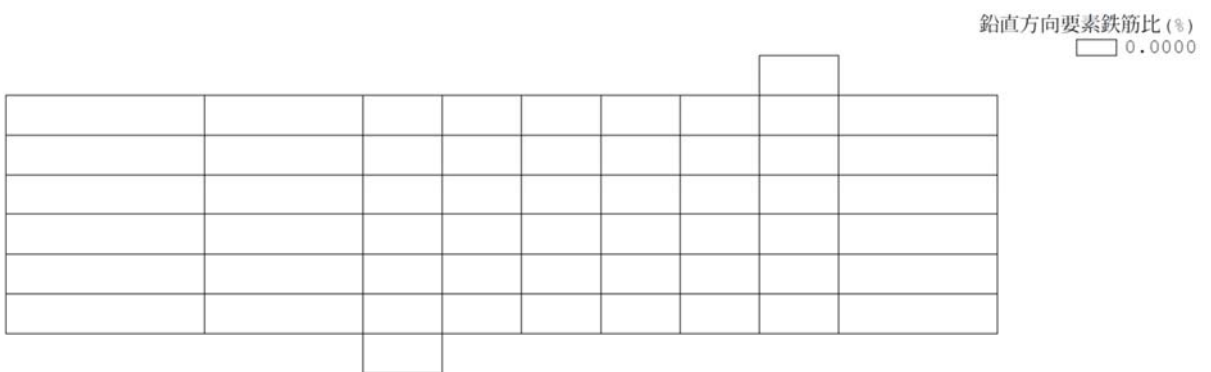


図 5-33 要素鉄筋比 (鉛直方向)



図 5-34 引張に対する軟化係数 (水平方向)



図 5-35 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(8) CaseNo. 8 (着目点：軸力の効果)

基本モデル CaseNo. 1 のスパンの長さ (0.50m⇒1.00m) を変更し、軸力比を追加したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-36 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-15 に、材料諸元を表 5-16 に示す。要素鉄筋比を図 5-37 及び図 5-38 に、引張に対する軟化係数を図 5-39 及び図 5-40 に示す。

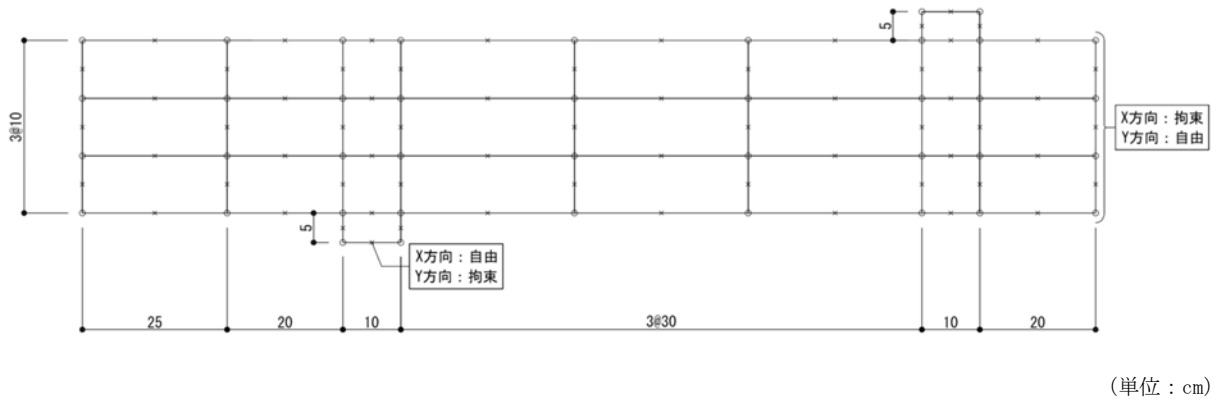


図 5-36 メッシュ図，境界条件

表 5-15 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.00	同 上

表 5-16 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

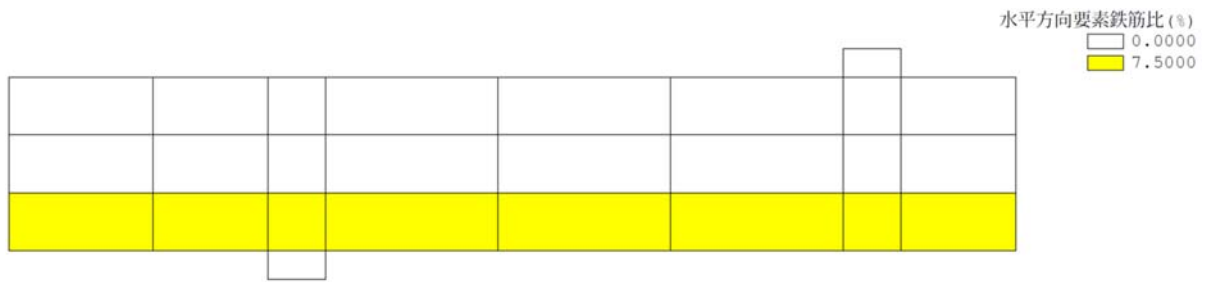


図 5-37 要素鉄筋比 (水平方向)

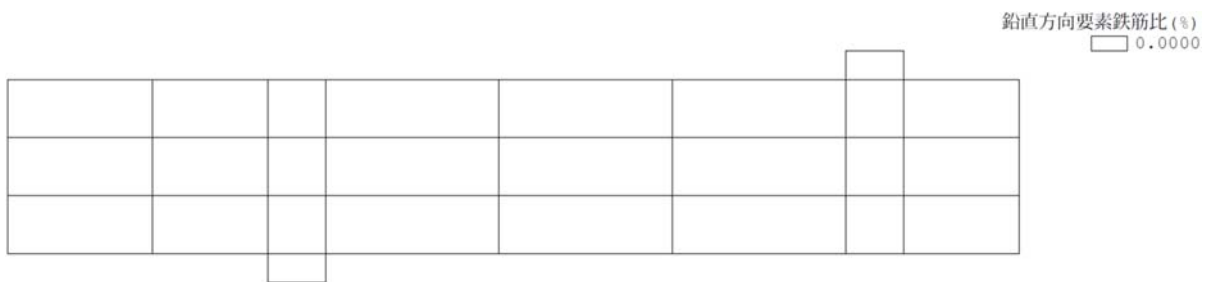


図 5-38 要素鉄筋比 (鉛直方向)

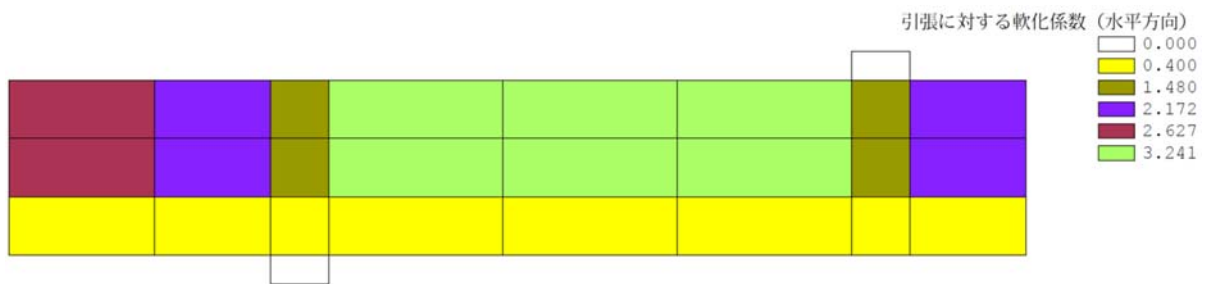


図 5-39 引張に対する軟化係数 (水平方向)

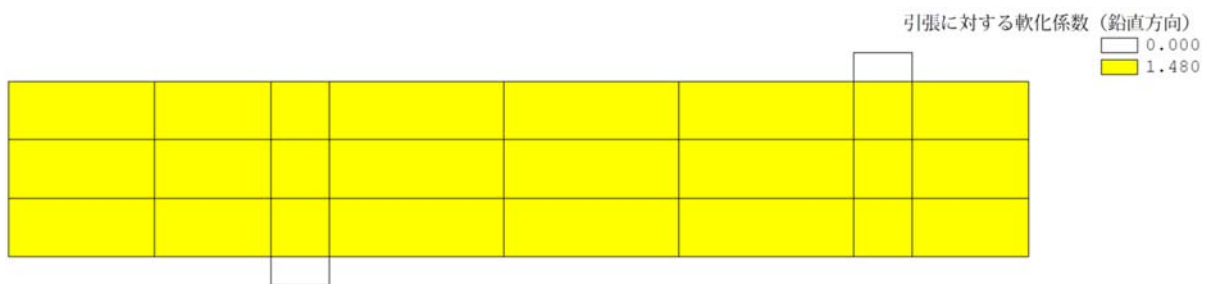
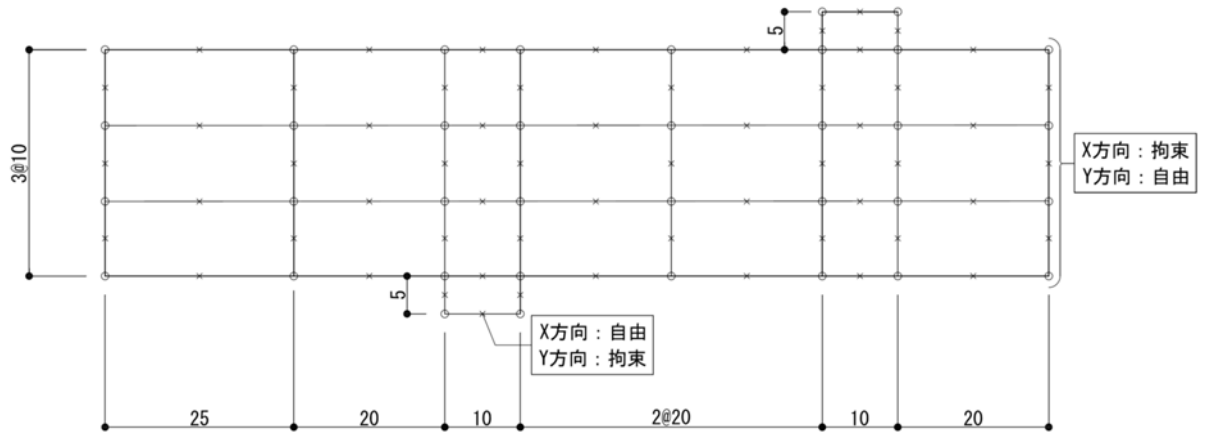


図 5-40 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(9) CaseNo. 9 (着目点：せん断補強の効果)

基本モデル CaseNo. 1 にせん断補強を追加したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-41 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-17 に，材料諸元を表 5-18 に示す。要素鉄筋比を図 5-42 及び図 5-43 に，引張に対する軟化係数を図 5-44 及び図 5-45 に示す。



(単位：cm)

図 5-41 メッシュ図，境界条件

表 5-17 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	100	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.03	同 上
せん断補強筋比	0.005	同 上

表 5-18 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	24	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.91	(N/mm ²)	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	350	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

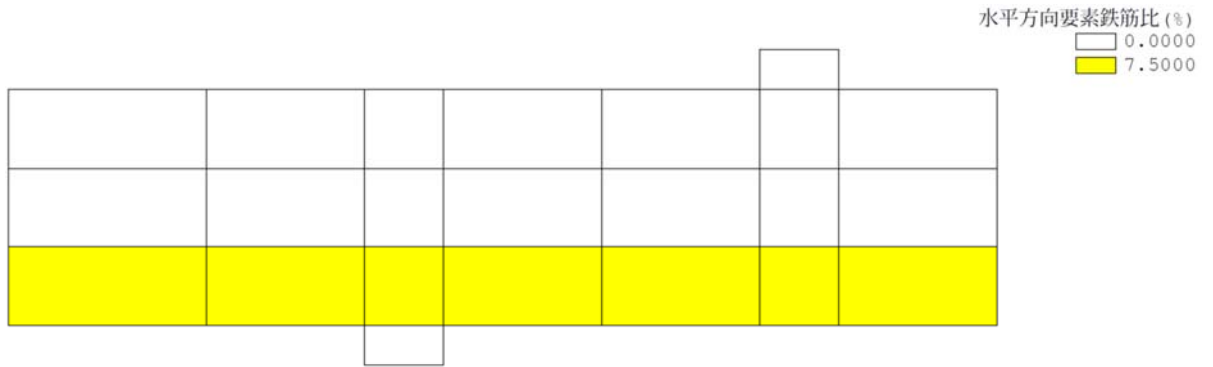


図 5-42 要素鉄筋比 (水平方向)



図 5-43 要素鉄筋比 (鉛直方向)

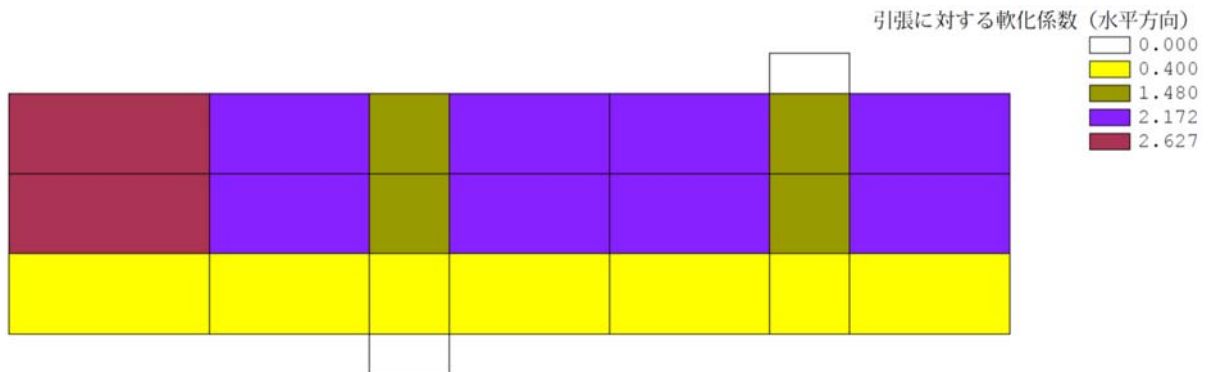


図 5-44 引張に対する軟化係数 (水平方向)



図 5-45 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(10) CaseNo. 10 (CaseNo. 10 ~CaseNo. 14 の基本ケース)

CaseNo. 10~No. 14 の基本ケースである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-46 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-19 に、材料諸元を表 5-20 に示す。要素鉄筋比を図 5-47 及び図 5-48 に、引張に対する軟化係数を図 5-49 及び図 5-50 に示す。

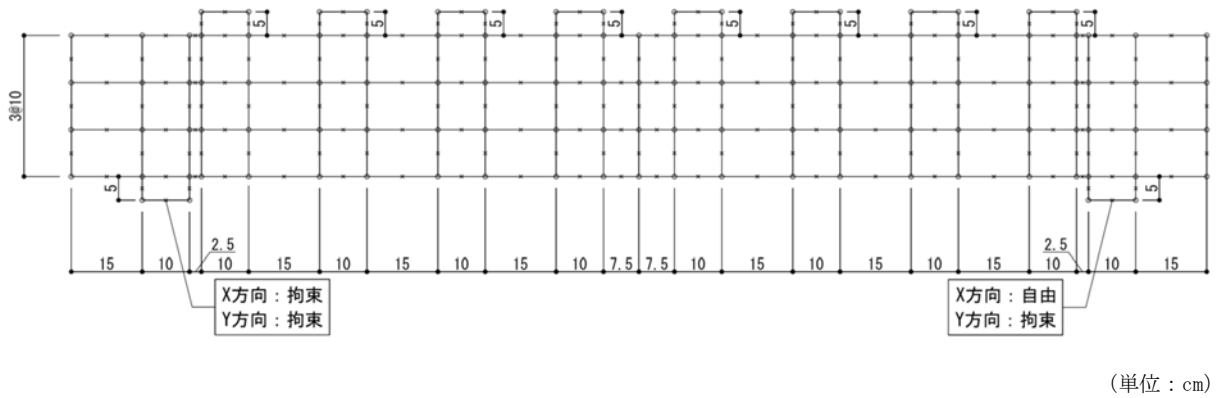


図 5-46 メッシュ図, 境界条件

表 5-19 断面性状，鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	15	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.041	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり，他の区間より先行して破壊に至るように，鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-20 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	29.07	(N/mm ²)	$0.9 \times 32.3 = 29.07$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.40	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 32.3^{2/3} = 1.399$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋，せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	363	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

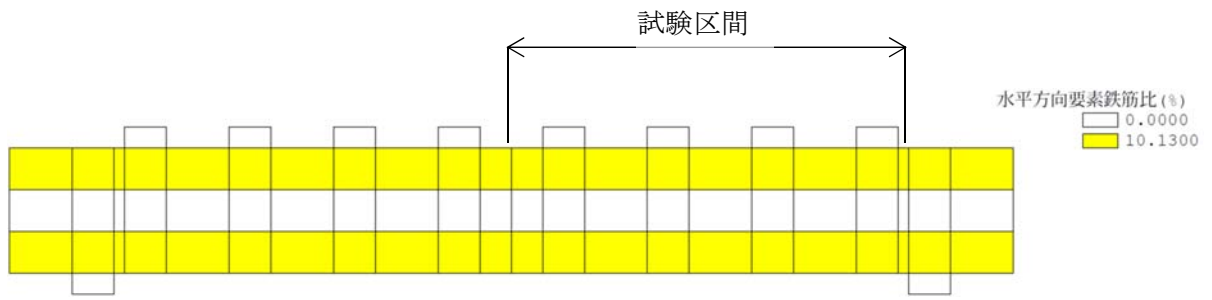


図 5-47 要素鉄筋比 (水平方向)

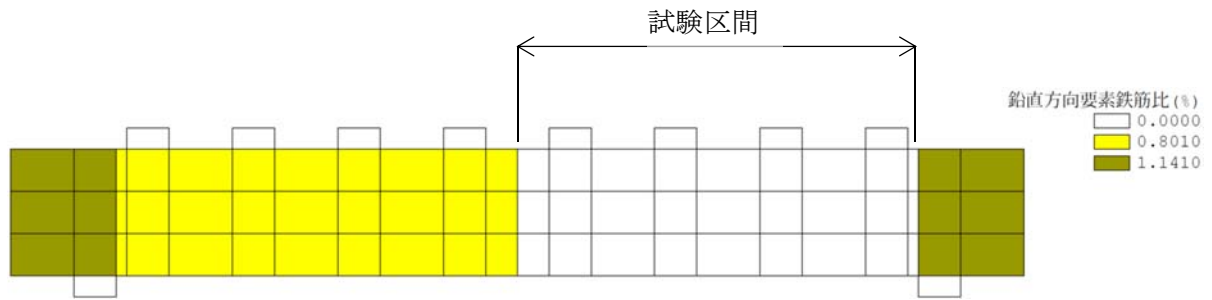


図 5-48 要素鉄筋比 (鉛直方向)

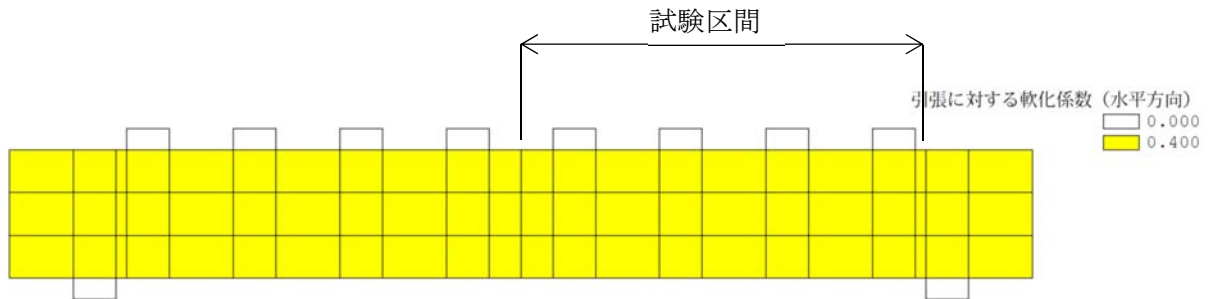


図 5-49 引張に対する軟化係数 (水平方向)

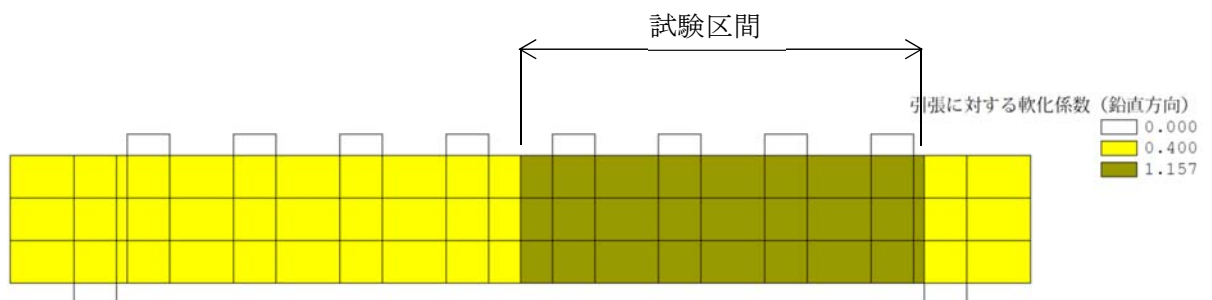
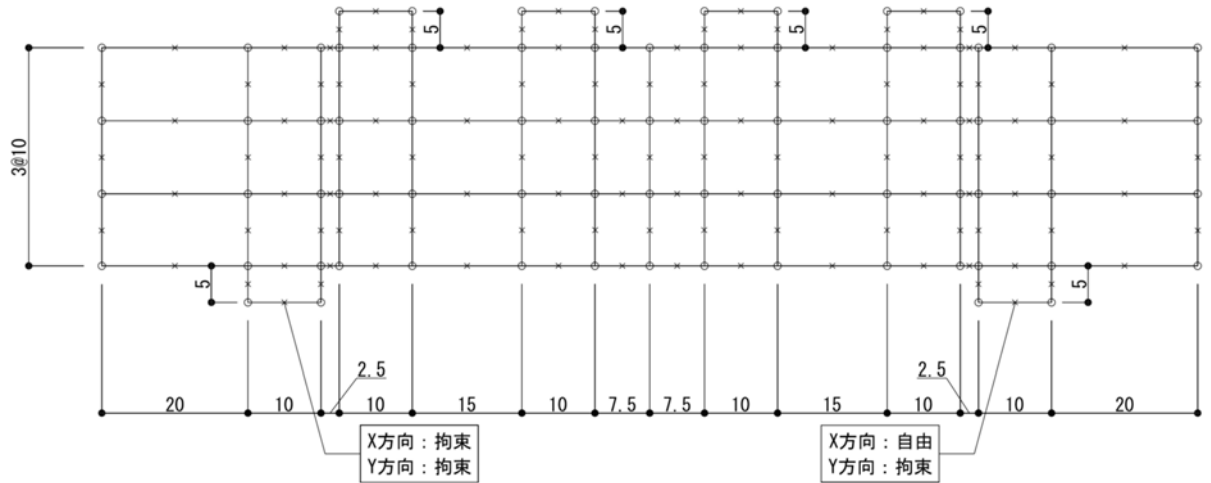


図 5-50 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(11) CaseNo. 11 (着目点：分布荷重を受けるスパンの効果)

基本モデル CaseNo. 10 のスパンの長さ (1.00m⇒0.50m) 及びコンクリートの圧縮強度 ($32.3\text{N/mm}^2 \Rightarrow 41.4\text{N/mm}^2$) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-51 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-21 に、材料諸元を表 5-22 に示す。要素鉄筋比を図 5-52 及び図 5-53 に、引張に対する軟化係数を図 5-54 及び図 5-55 に示す。



(単位：cm)

図 5-51 メッシュ図，境界条件

表 5-21 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	15	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.041	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 該部材の破壊について着目する区間であり, 他の区間より先行して破壊に至るように, 鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-22 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	37.26	(N/mm ²)	$0.9 \times 41.4 = 37.26$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.65	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 41.4^{2/3} = 1.651$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	363	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

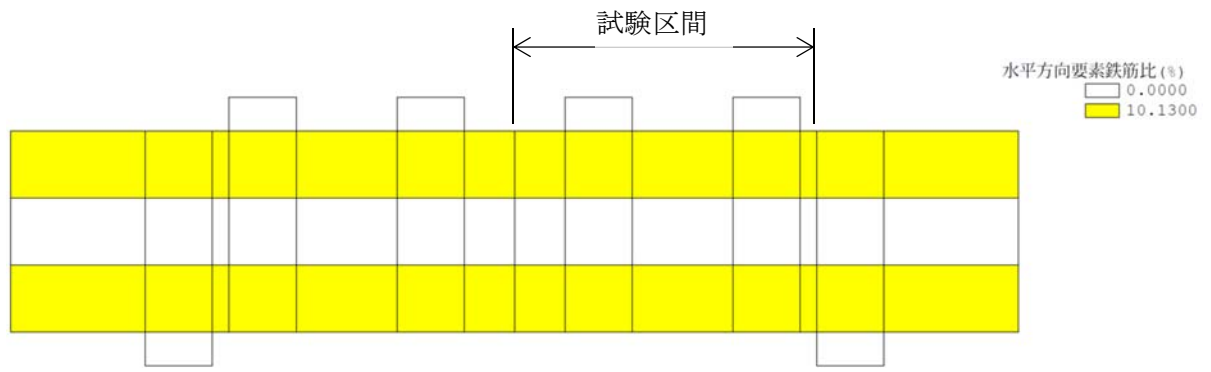


図 5-52 要素鉄筋比 (水平方向)

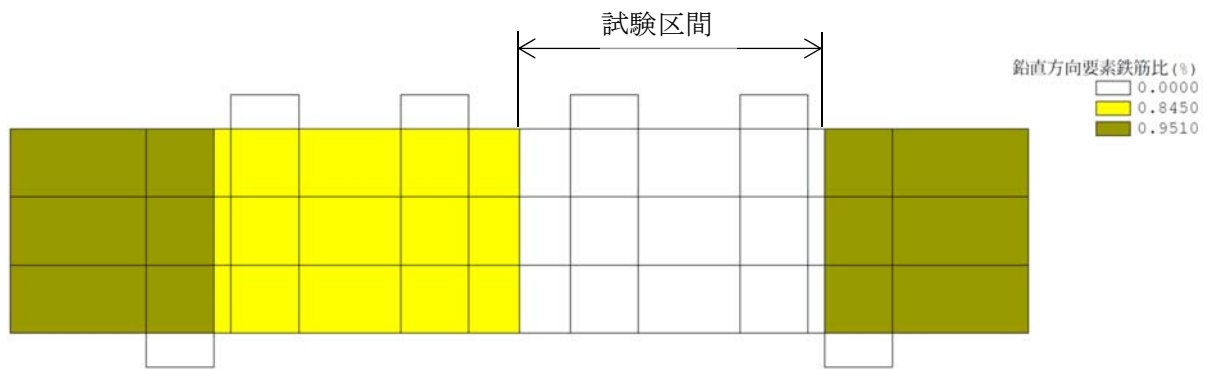


図 5-53 要素鉄筋比 (鉛直方向)

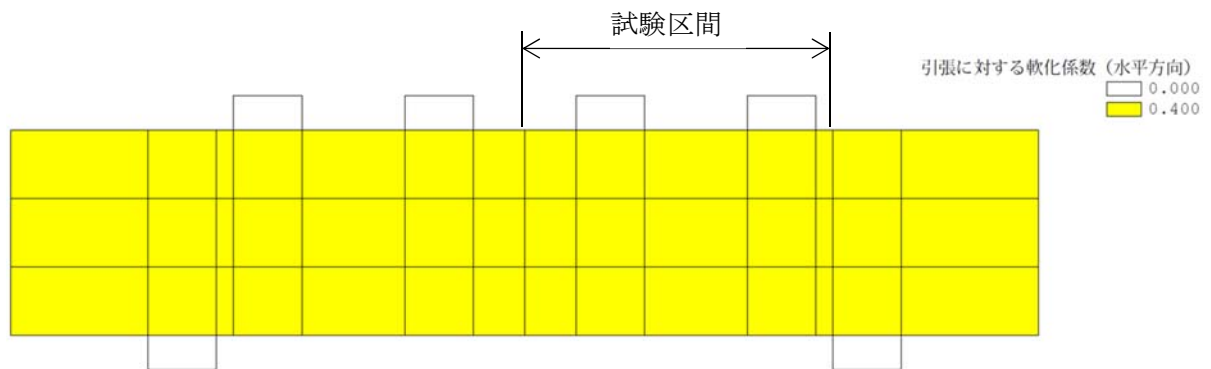


図 5-54 引張に対する軟化係数 (水平方向)

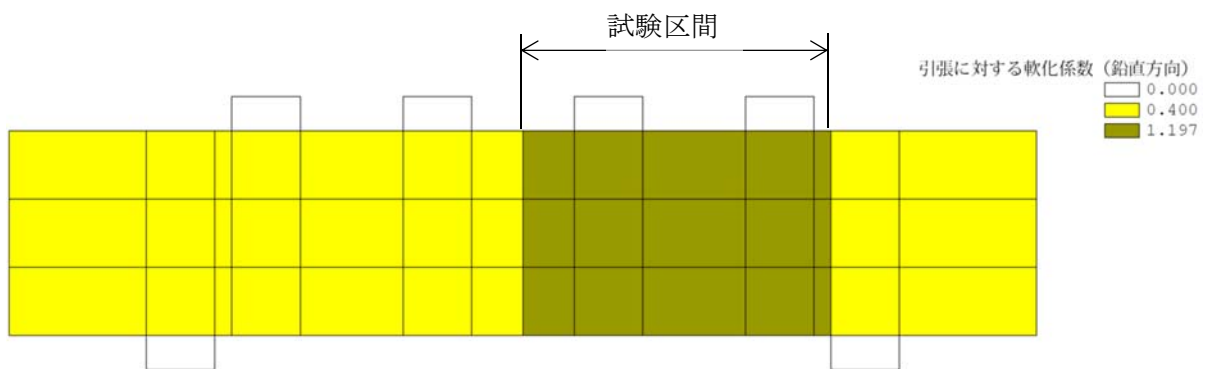
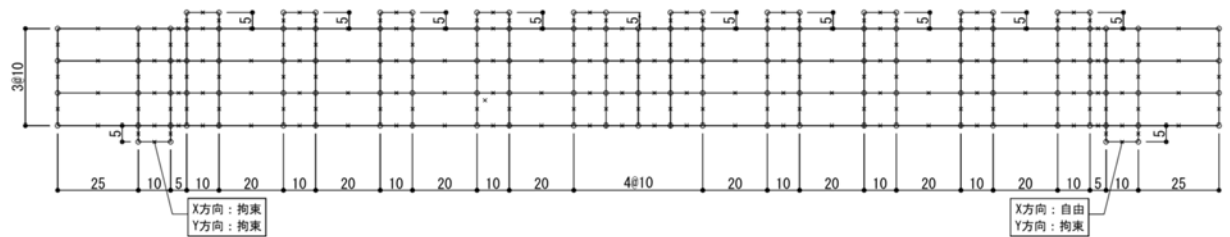


図 5-55 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(12) CaseNo. 12 (着目点：分布荷重を受けるスパンの効果)

基本モデル CaseNo. 10 のスパンの長さ (1.00m⇒1.50m) 及びコンクリートの圧縮強度 ($32.3\text{N/mm}^2 \Rightarrow 41.7\text{N/mm}^2$) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-56 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-23 に、材料諸元を表 5-24 に示す。要素鉄筋比を図 5-57 及び図 5-58 に、引張に対する軟化係数を図 5-59 及び図 5-60 に示す。



(単位：cm)

図 5-56 メッシュ図，境界条件

表 5-23 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	15	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.041	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり, 他の区間より先行して破壊に至るように, 鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-24 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	37.53	(N/mm ²)	$0.9 \times 41.7 = 37.53$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.66	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 41.7^{2/3} = 1.659$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断 補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	363	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

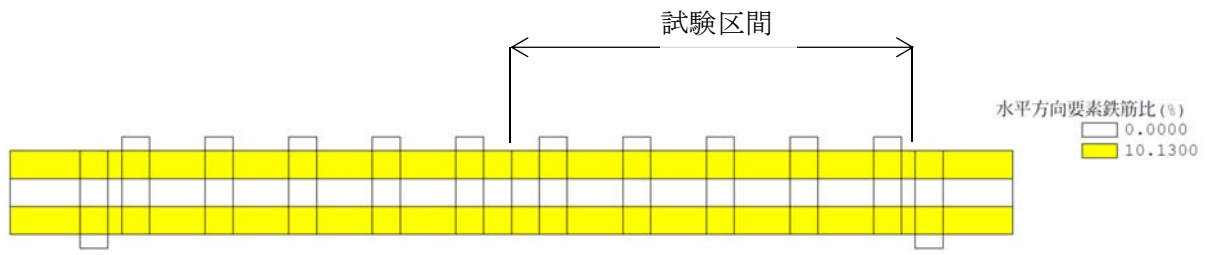


図 5-57 要素鉄筋比 (水平方向)

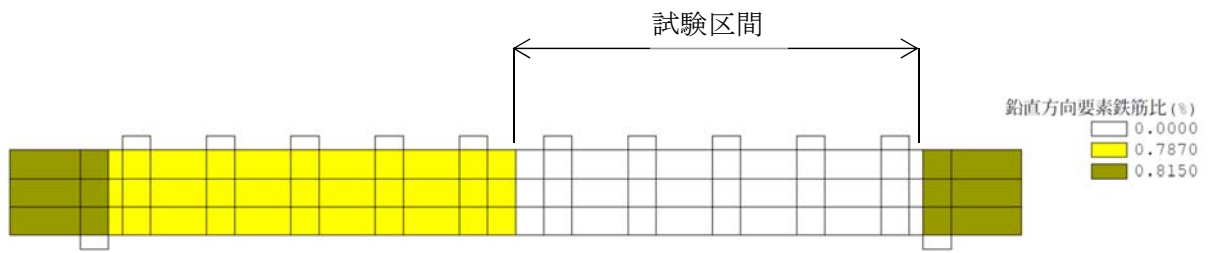


図 5-58 要素鉄筋比 (鉛直方向)

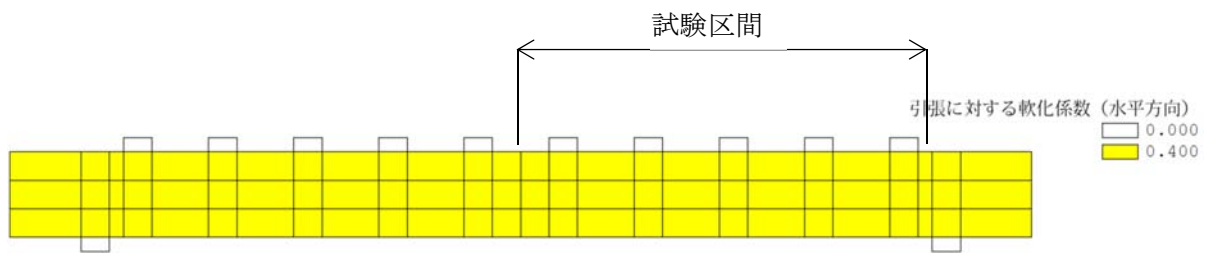


図 5-59 引張に対する軟化係数 (水平方向)

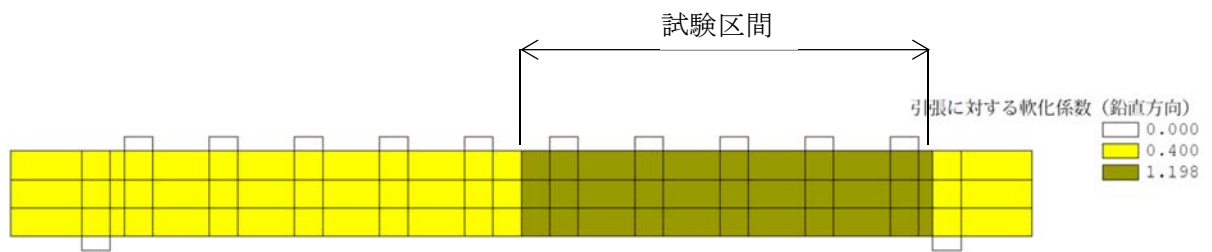


図 5-60 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(13) CaseNo. 13 (着目点：モーメント分布の効果)

基本モデル CaseNo. 10 の作用荷重倍率 ($P'/P=0 \Rightarrow 1.50$) 及びコンクリートの圧縮強度 ($32.3\text{N/mm}^2 \Rightarrow 33.6\text{N/mm}^2$) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-61 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-25 に、材料諸元を表 5-26 に示す。要素鉄筋比を図 5-62 及び図 5-63 に、引張に対する軟化係数を図 5-64 及び図 5-65 に示す。

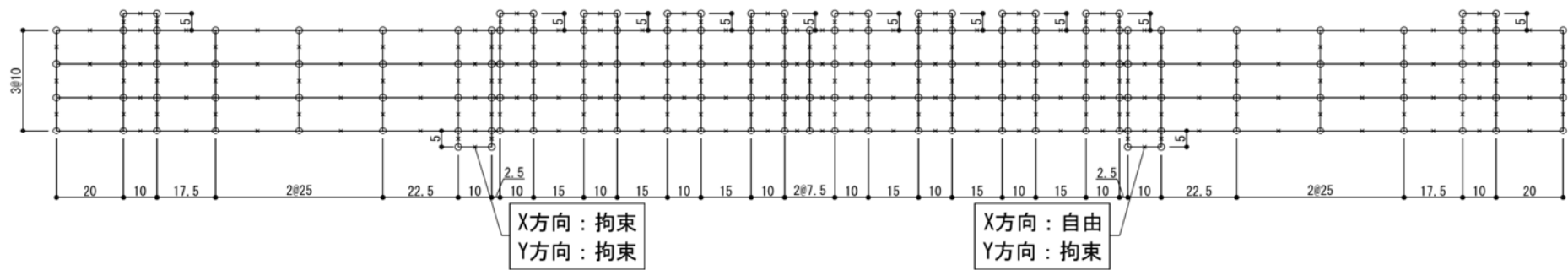
表 5-25 断面性状，鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	15	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.041	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり、他の区間より先行して破壊に至るように、鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-26 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	30.24	(N/mm ²)	$0.9 \times 33.6 = 30.24$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.44	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 33.6^{2/3} = 1.436$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋，せん断補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	363	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書



(単位：cm)

図 5-61 メッシュ図，境界条件

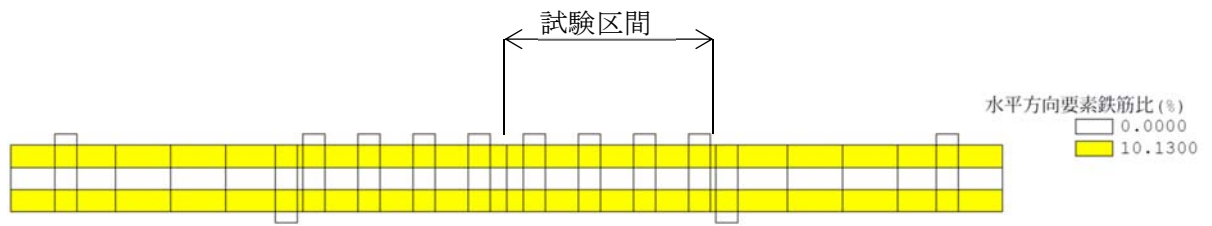


図 5-62 要素鉄筋比 (水平方向)

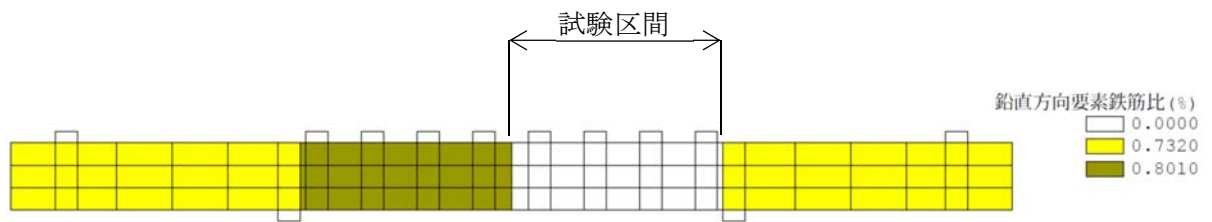


図 5-63 要素鉄筋比 (鉛直方向)

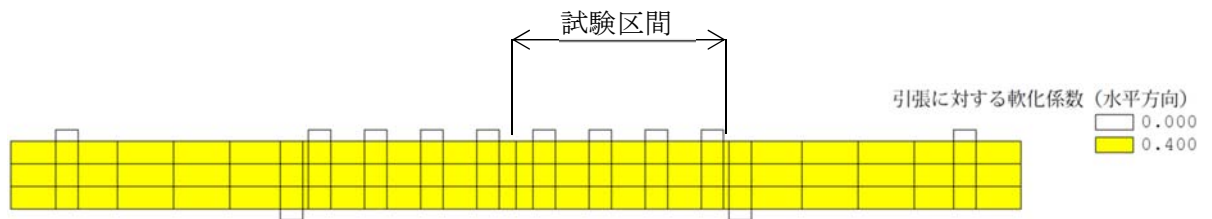


図 5-64 引張に対する軟化係数 (水平方向)

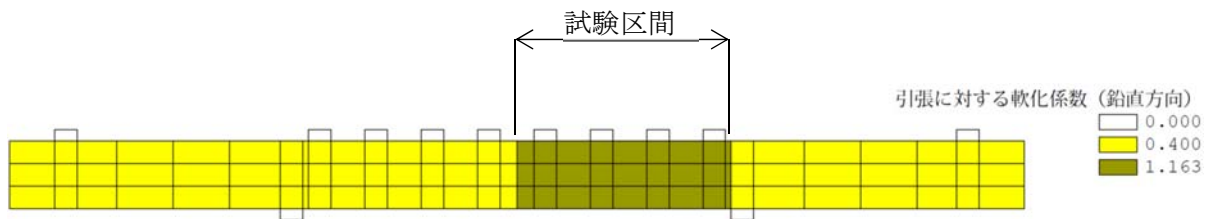


図 5-65 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(14) CaseNo. 14 (着目点：モーメント分布の効果)

基本モデル CaseNo. 10 の作用荷重倍率 ($P'/P=0 \Rightarrow 2.00$) 及びコンクリートの圧縮強度 ($32.3\text{N/mm}^2 \Rightarrow 36.2\text{N/mm}^2$) を変更したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-66 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-27 に、材料諸元を表 5-28 に示す。要素鉄筋比を図 5-67 及び図 5-68 に、引張に対する軟化係数を図 5-69 及び図 5-70 に示す。

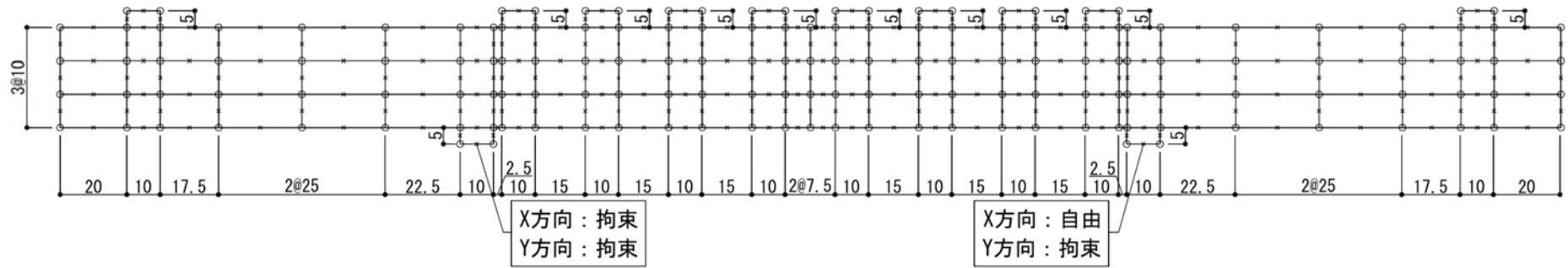
表 5-27 断面性状，鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	15	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.041	同 上
せん断補強鉄筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり、他の区間より先行して破壊に至るように、鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-28 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	32.58	(N/mm^2)	$0.9 \times 36.2 = 32.58$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.51	(N/mm^2)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 36.2^{2/3} = 1.510$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m^3)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm^2)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	363	(N/mm^2)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m^3)	コンクリート標準示方書



(単位：cm)

図 5-66 メッシュ図，境界条件

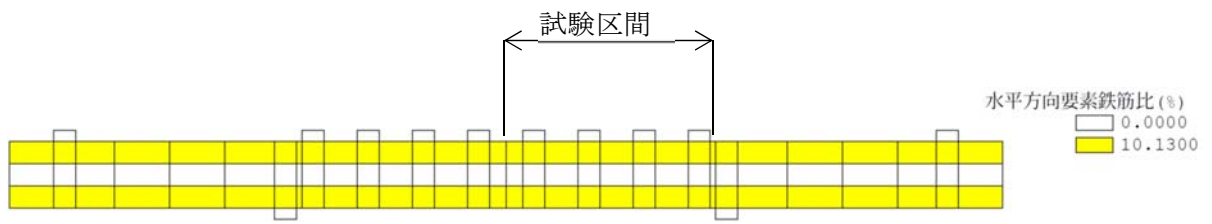


図 5-67 要素鉄筋比 (水平方向)

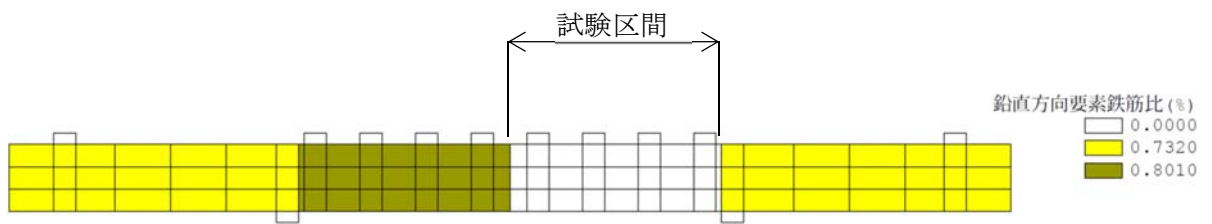


図 5-68 要素鉄筋比 (鉛直方向)

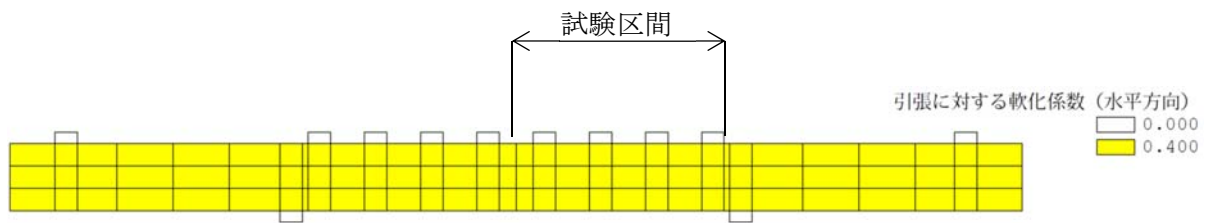


図 5-69 引張に対する軟化係数 (水平方向)

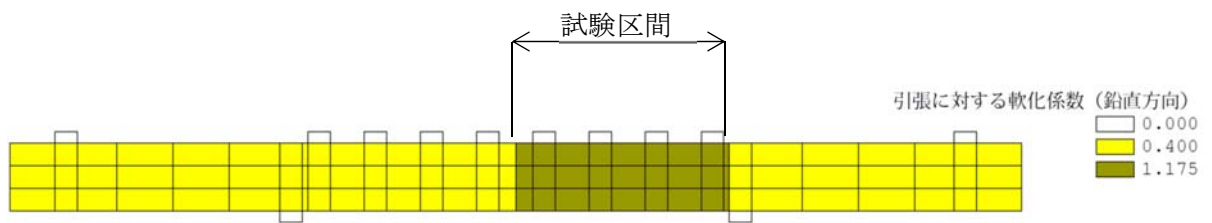


図 5-70 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(15) CaseNo. 15 (CaseNo. 15~CaseNo. 17 の基本ケース)

CaseNo. 15~CaseNo. 17 の基本ケースである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-71 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-29 に、材料諸元を表 5-30 に示す。要素鉄筋比を図 5-72 及び図 5-73 に、引張に対する軟化係数を図 5-74 及び図 5-75 に示す。

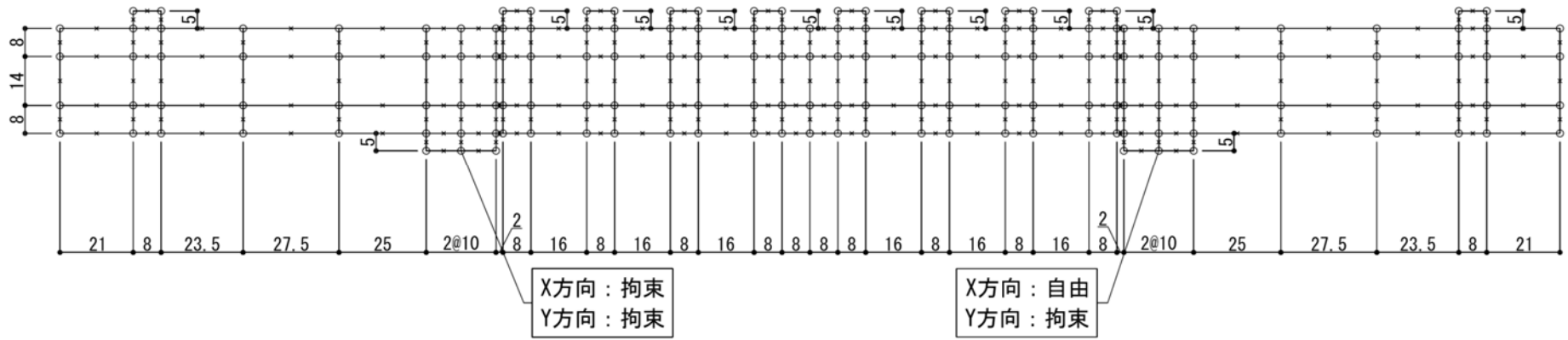
表 5-29 断面性状, 鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅(cm)	16	土木学会マニュアル
部材厚(cm)	30	同 上
有効部材厚(cm)	26	同 上
引張鉄筋比	0.035	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり, 他の区間より先行して破壊に至るように, 鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-30 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	30.33	(N/mm ²)	$0.9 \times 33.7 = 30.33$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.44	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 33.7^{2/3} = 1.439$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋, せん断補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	511	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書



(単位: cm)

図 5-71 メッシュ図, 境界条件

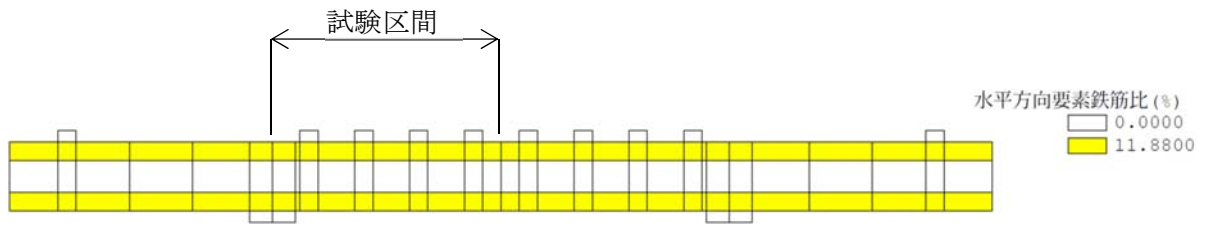


図 5-72 要素鉄筋比 (水平方向)

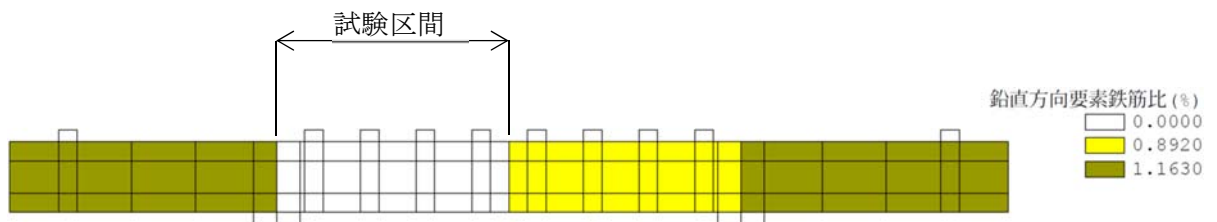


図 5-73 要素鉄筋比 (鉛直方向)

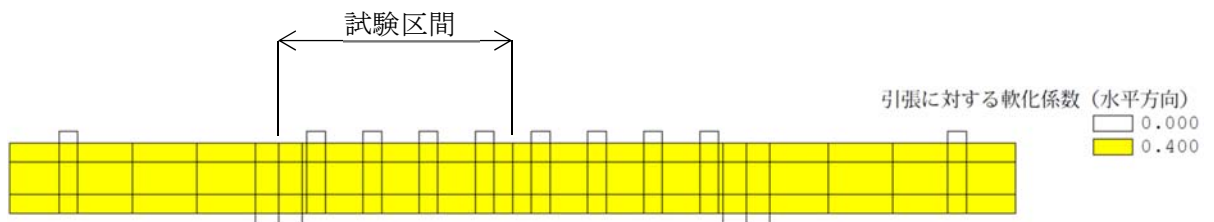


図 5-74 引張に対する軟化係数 (水平方向)

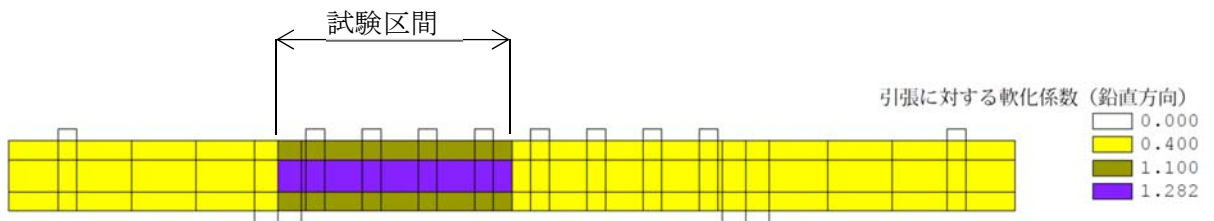


図 5-75 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(16) CaseNo. 16 (着目点：せん断補強の効果)

基本モデル CaseNo. 15 にせん断補強筋を追加したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-76 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-31 に、材料諸元を表 5-32 に示す。要素鉄筋比を図 5-77 及び図 5-78 に、引張に対する軟化係数を図 5-79 及び図 5-80 に示す。

表 5-31 断面性状，鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	16	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	26	同 上
引張鉄筋比	0.035	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.038	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり，他の区間より先行して破壊に至るように，鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-32 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	31.5	(N/mm ²)	$0.9 \times 35.0 = 31.5$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.48	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 35.0^{2/3} = 1.476$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋① (主鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	511	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋② (せん断補強筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y (N/mm ²)	332		土木学会マニュアル
	単位重量 γ (kN/m ³)	77		コンクリート標準示方書

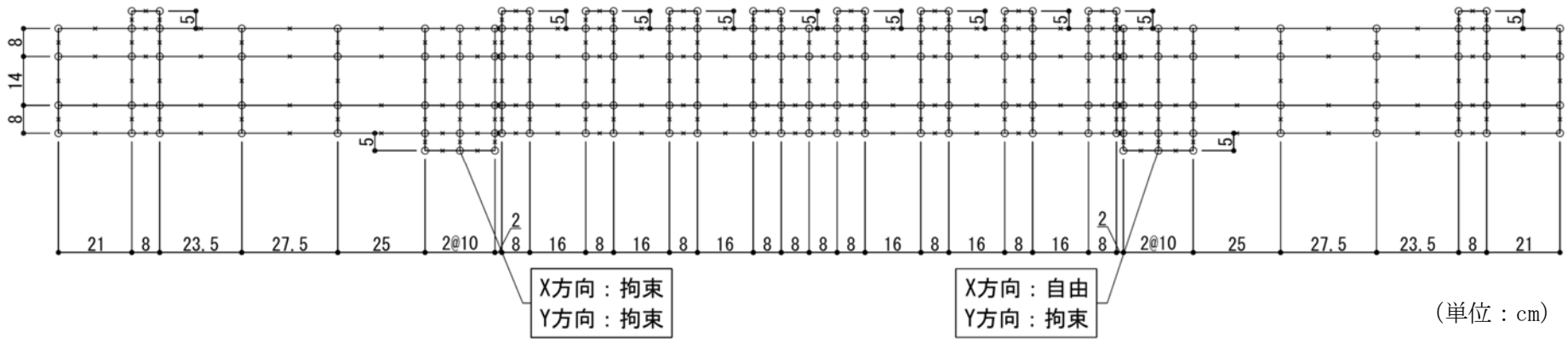


図 5-76 メッシュ図, 境界条件

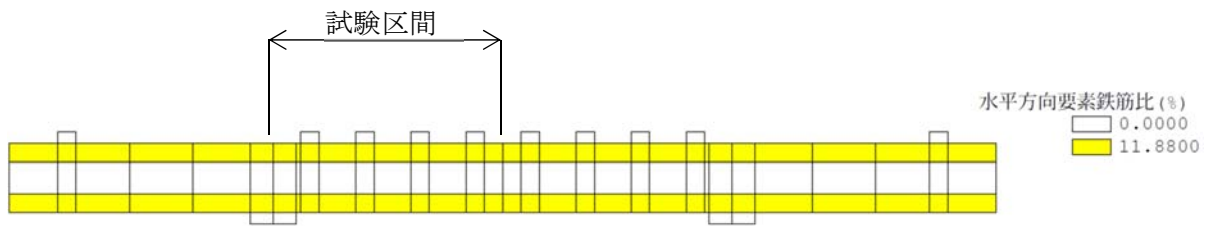


図 5-77 要素鉄筋比 (水平方向)

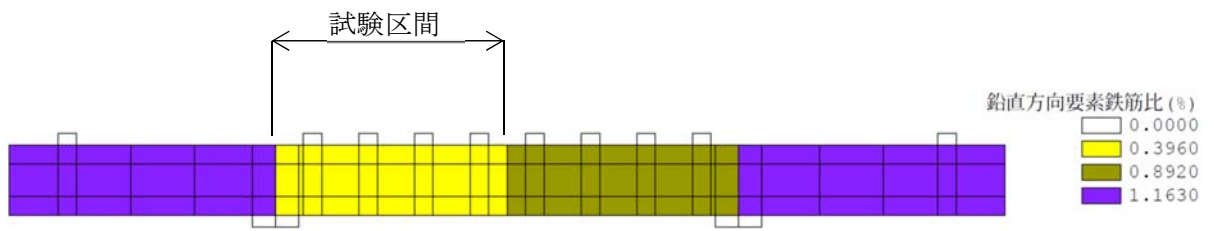


図 5-78 要素鉄筋比 (鉛直方向)

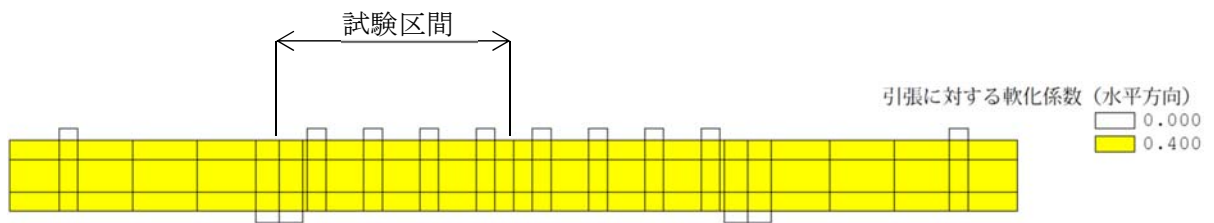


図 5-79 引張に対する軟化係数 (水平方向)

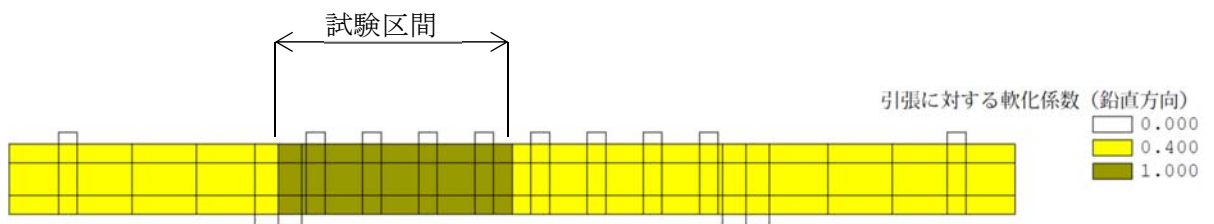


図 5-80 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(17) CaseNo. 17 (着目点：ハンチの効果)

基本モデル CaseNo. 15 にハンチを追加したモデルである。解析モデルのメッシュ図及び境界条件を図 5-81 に示す。断面性状及び鉄筋比を表 5-33 に、材料諸元を表 5-34 に示す。要素鉄筋比を図 5-82 及び図 5-83 に、引張に対する軟化係数を図 5-84 及び図 5-85 に示す。

表 5-33 断面性状，鉄筋比

諸元	設定値	設定根拠
部材幅(cm)	16	土木学会マニュアル
部材厚(cm)	30	同 上
有効部材厚(cm)	26	同 上
引張鉄筋比	0.035	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

注記* : 当該部材の破壊について着目する区間であり，他の区間より先行して破壊に至るように，鉛直方向のせん断補強鉄筋を配置しない区間のこと。

表 5-34 材料諸元

材 料	諸元	設定値	単位	設定根拠
コンクリート	圧縮強度 f'_c	30.96	(N/mm ²)	$0.9 \times 34.4 = 30.96$ 土木学会マニュアル
	引張強度 f_t	1.46	(N/mm ²)	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 34.4^{2/3} = 1.459$ コンクリート標準示方書
	単位重量 γ	23	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書
鉄筋 (主鉄筋，せん断補強鉄筋)	ヤング係数 E	200	(kN/mm ²)	コンクリート標準示方書
	降伏強度 f_y	511	(N/mm ²)	土木学会マニュアル
	単位重量 γ	77	(kN/m ³)	コンクリート標準示方書

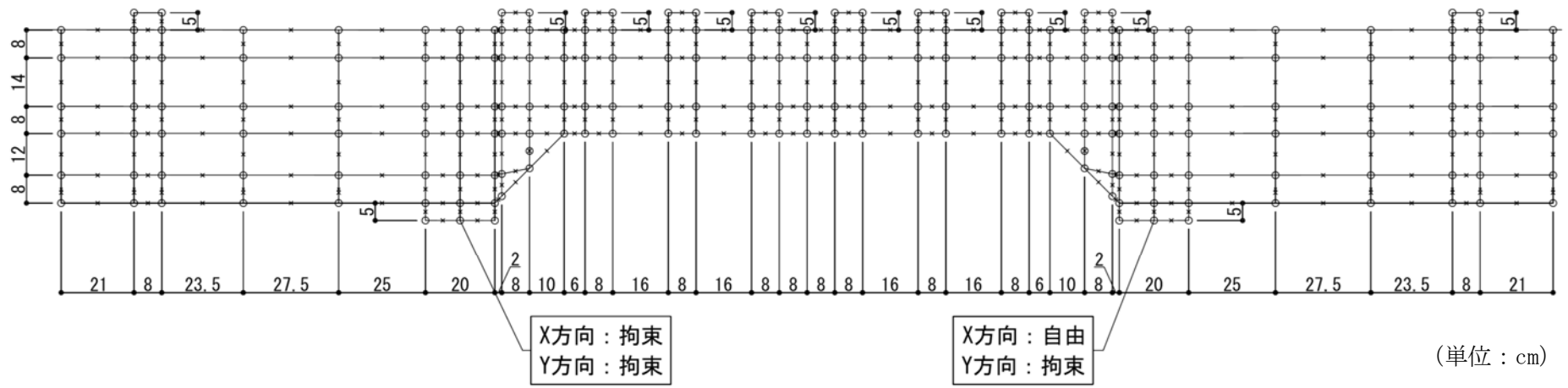


図 5-81 メッシュ図, 境界条件

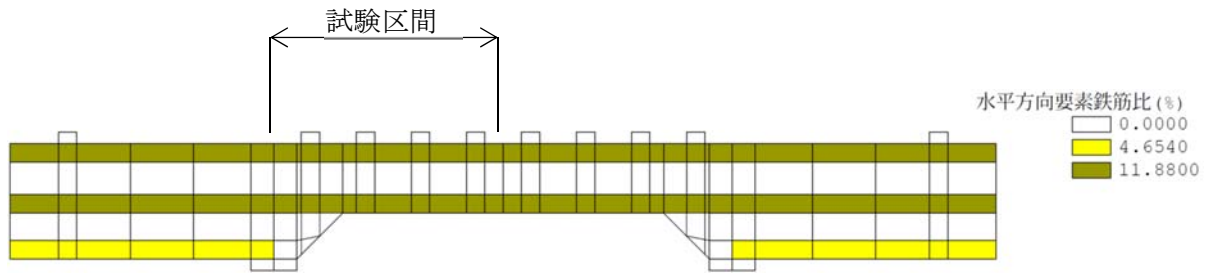


図 5-82 要素鉄筋比 (水平方向)

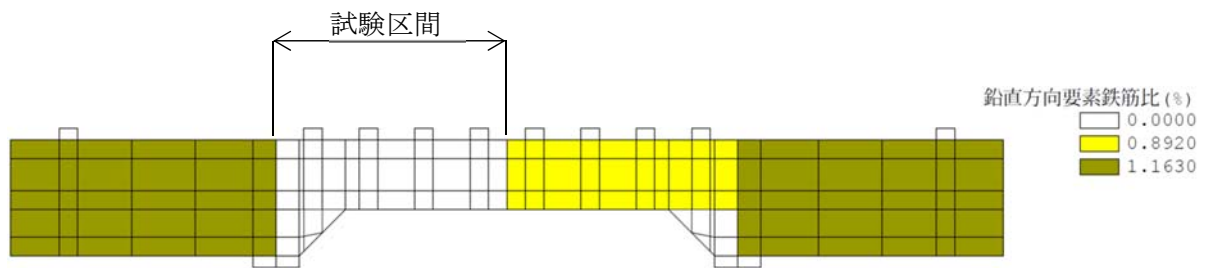


図 5-83 要素鉄筋比 (鉛直方向)

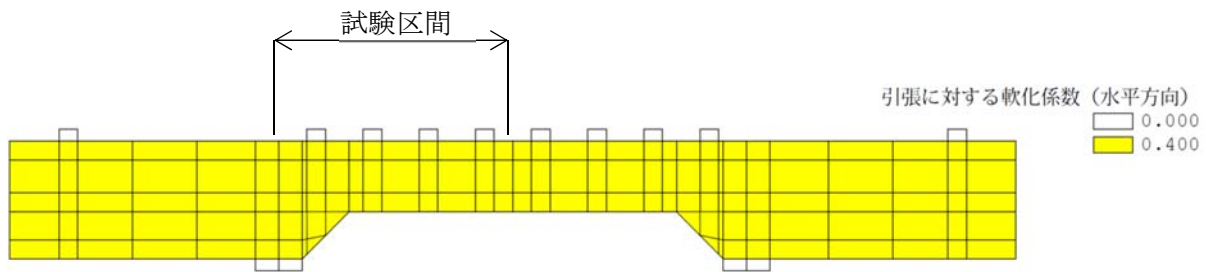


図 5-84 引張に対する軟化係数 (水平方向)

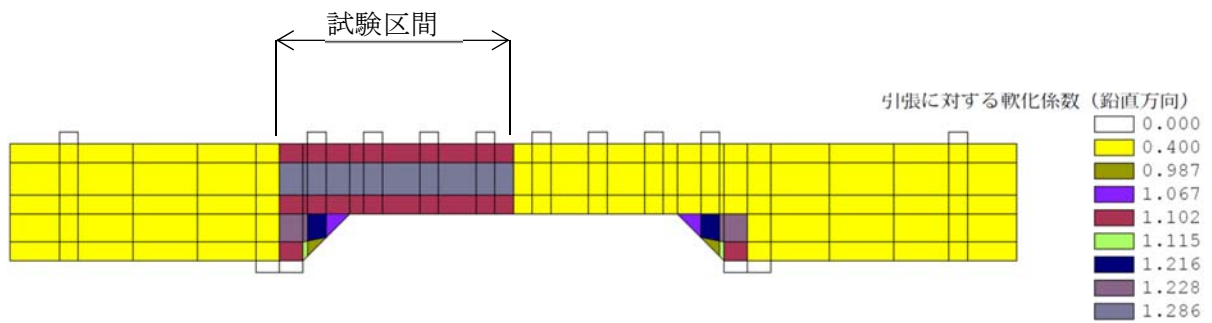


図 5-85 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

6. 解析結果と部材係数の設定

土木学会マニュアルに示されている部材係数設定用モデル 17 体について、材料非線形解析を実施した。また、その解析結果に基づいて、材料非線形解析を用いたせん断照査で使用する部材係数 γ_{b1} の設定を行った。

6.1 解析結果

材料非線形解析結果から得られた支点反力と載荷点変位の関係及び破壊時（変位増分が急増するステップあるいは最大荷重時）の変形図及びひび割れ状態を図 6-1～図 6-34 に示す。

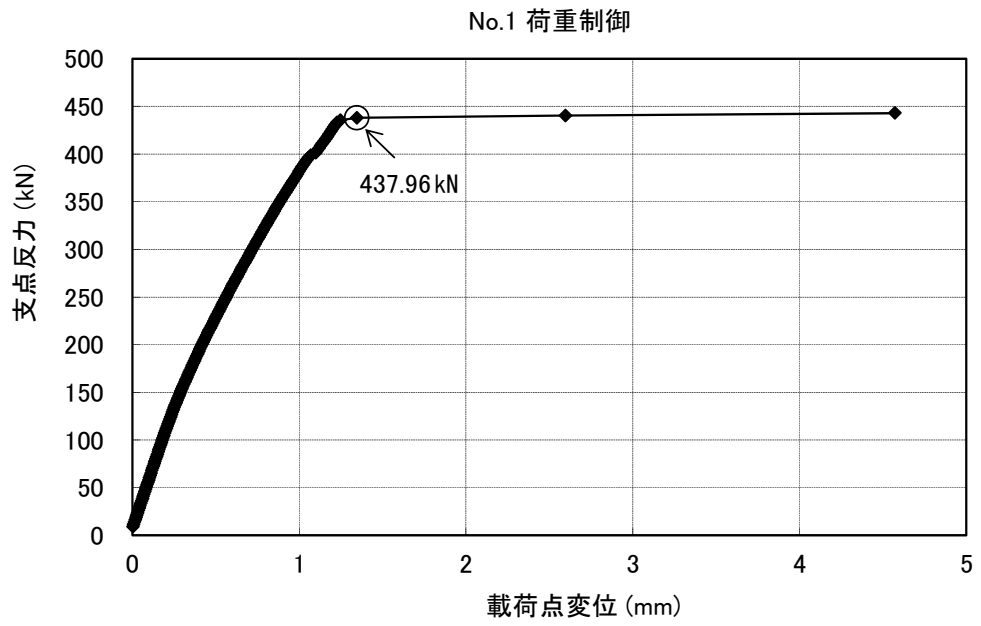
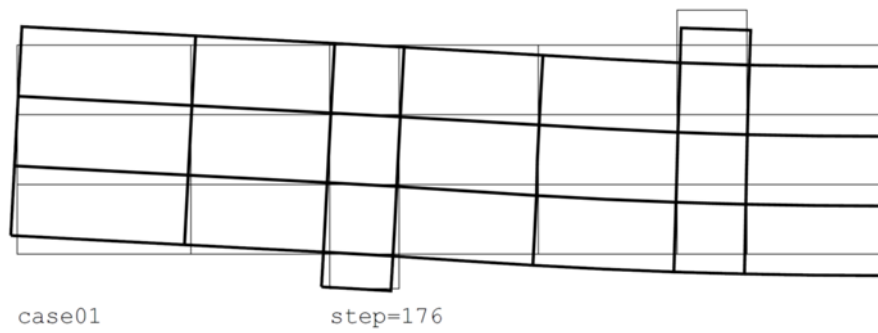


図 6-1 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 1)

<変形>



<ひび割れ状態>

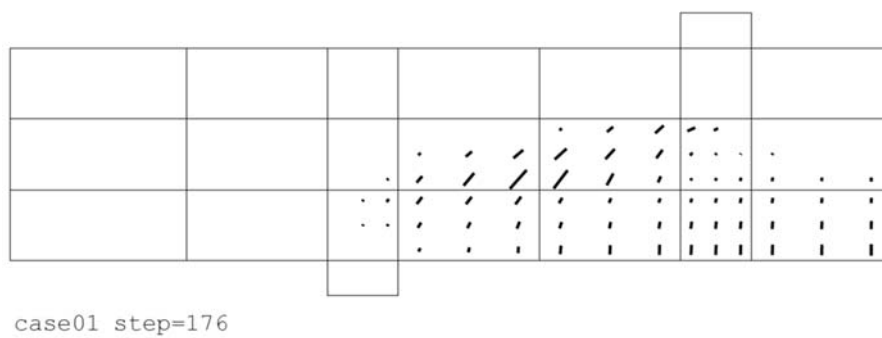


図 6-2 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 1)

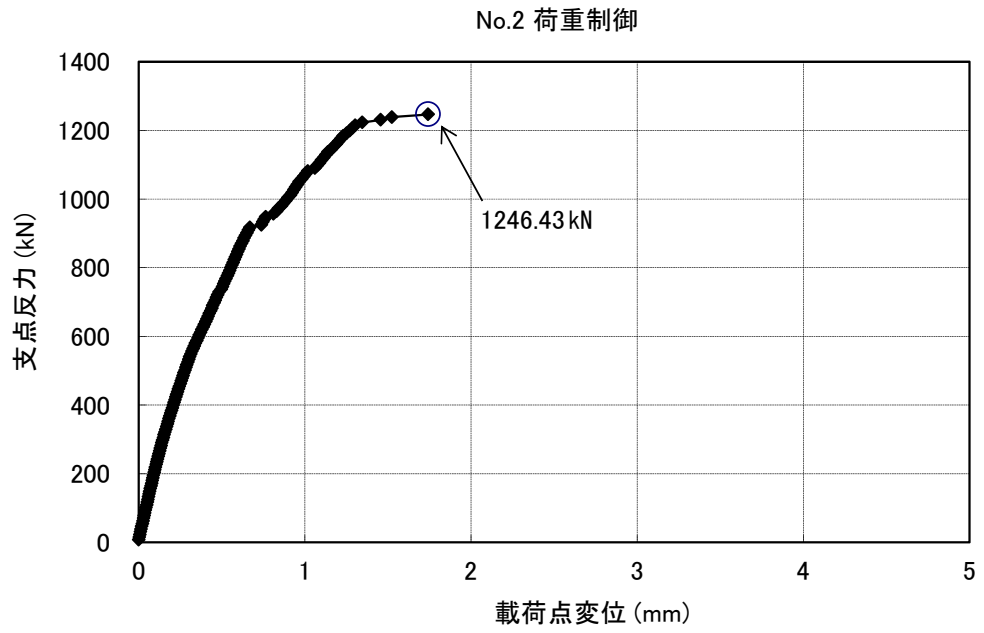
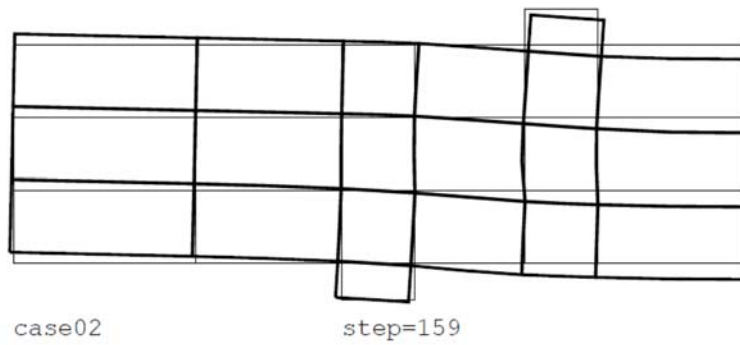


図 6-3 支反力と荷荷点変位の関係 (CaseNo. 2)

<変形>



<ひび割れ状態>

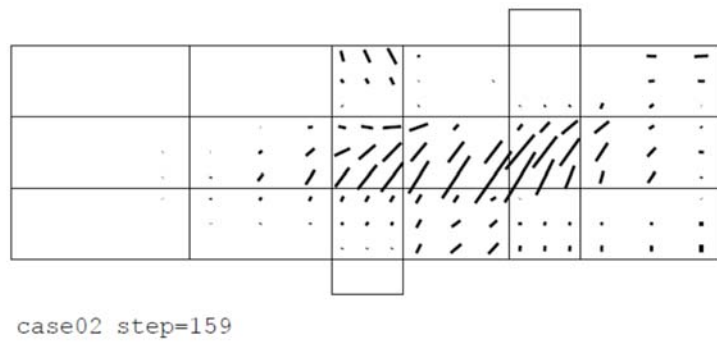


図 6-4 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 2)

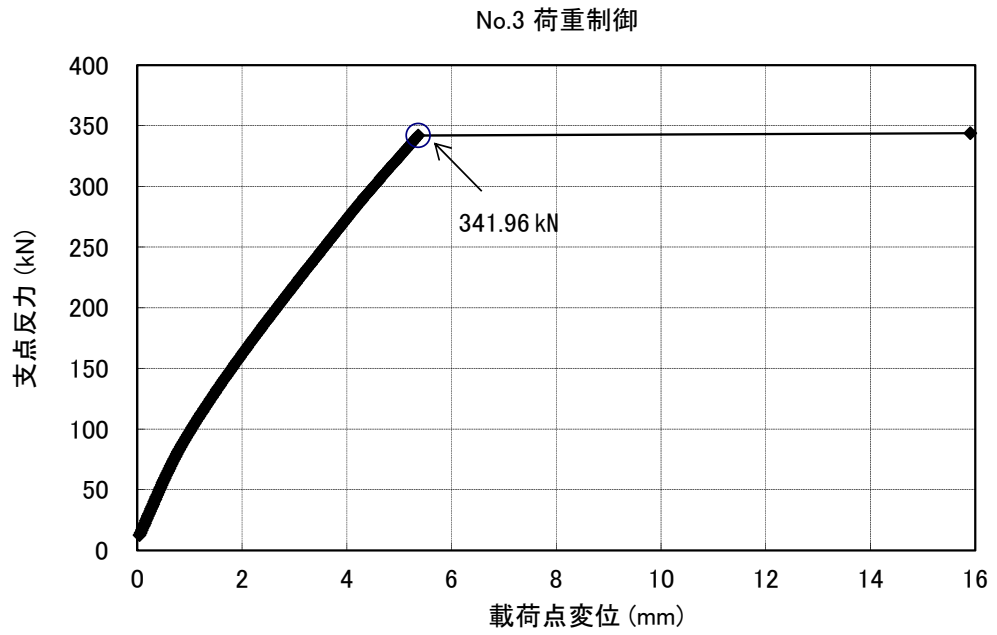
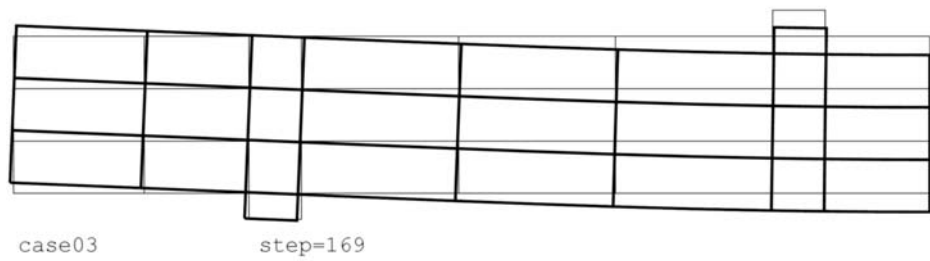


図 6-5 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 3)

<変形>



<ひび割れ状態>

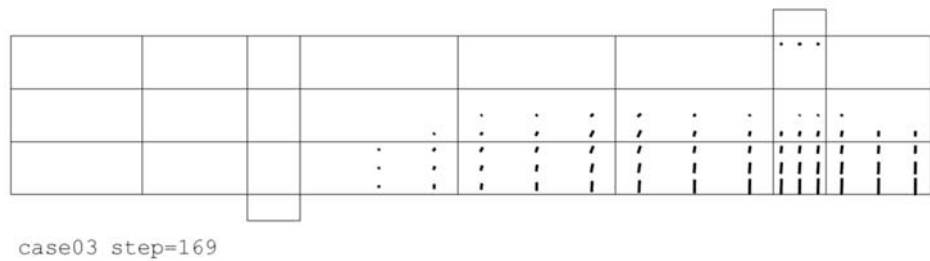


図 6-6 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 3)

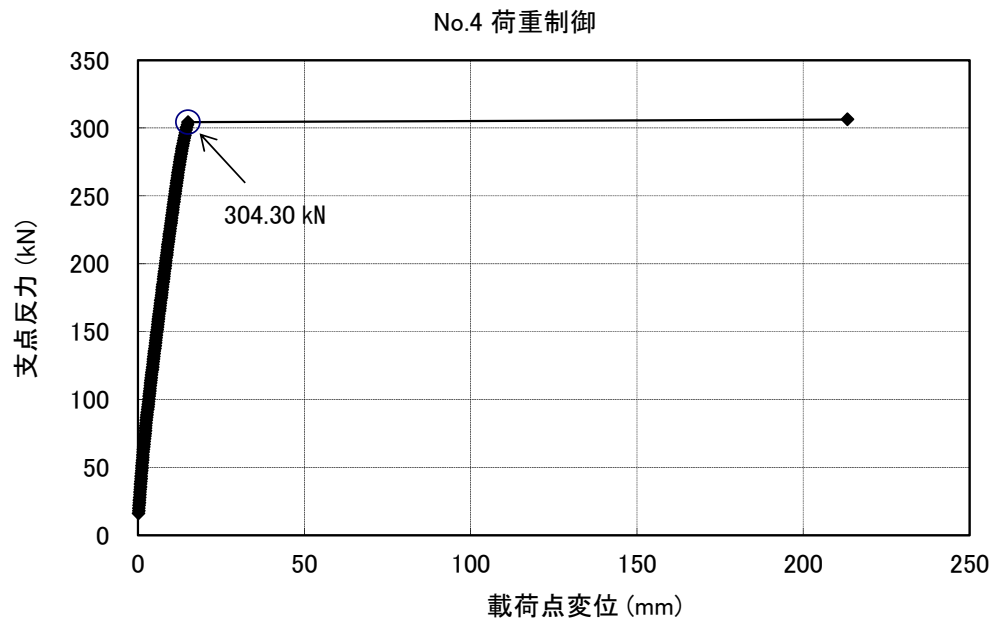
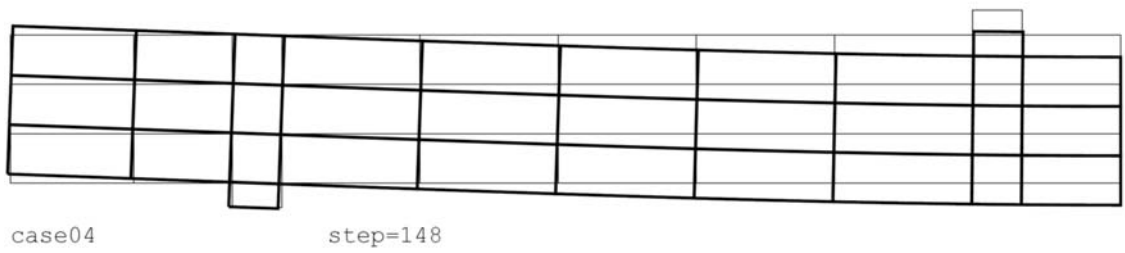


図 6-7 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 4)

<変形>



<ひび割れ状態>

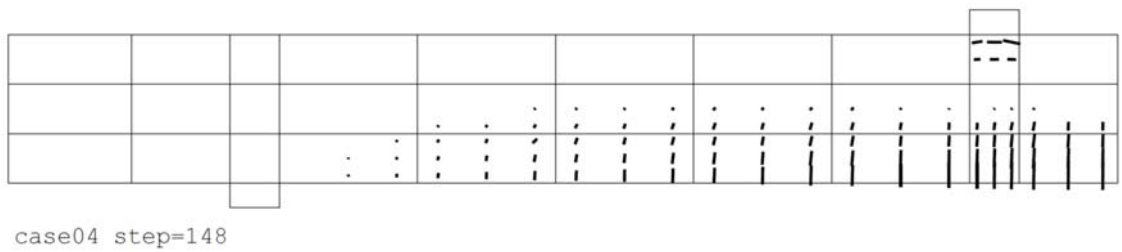


図 6-8 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 4)

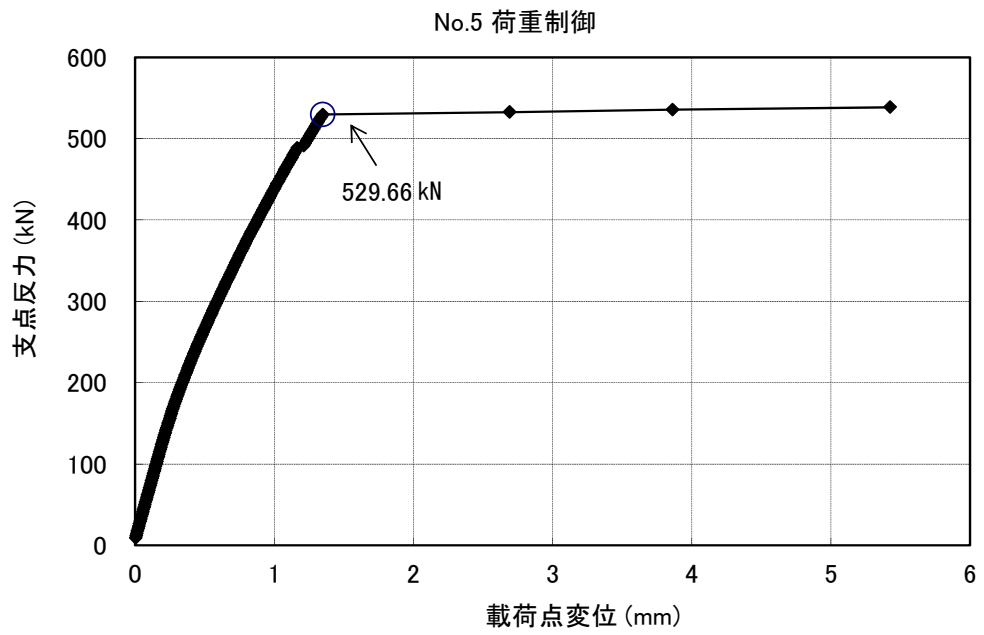
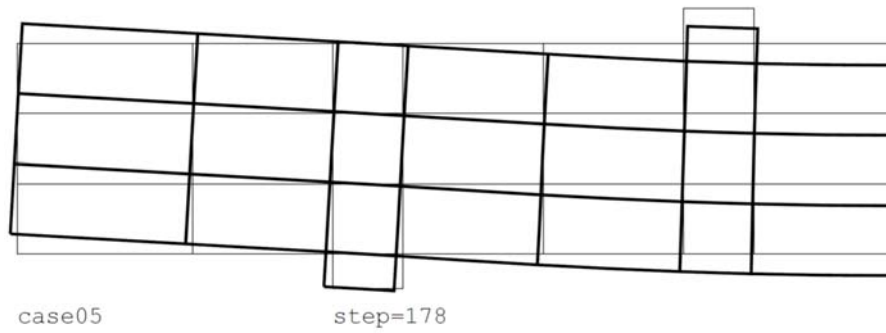


図 6-9 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 5)

<変形>



<ひび割れ状態>

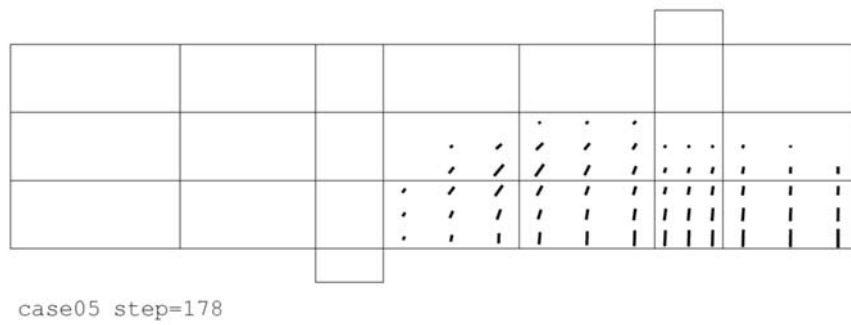


図 6-10 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 5)

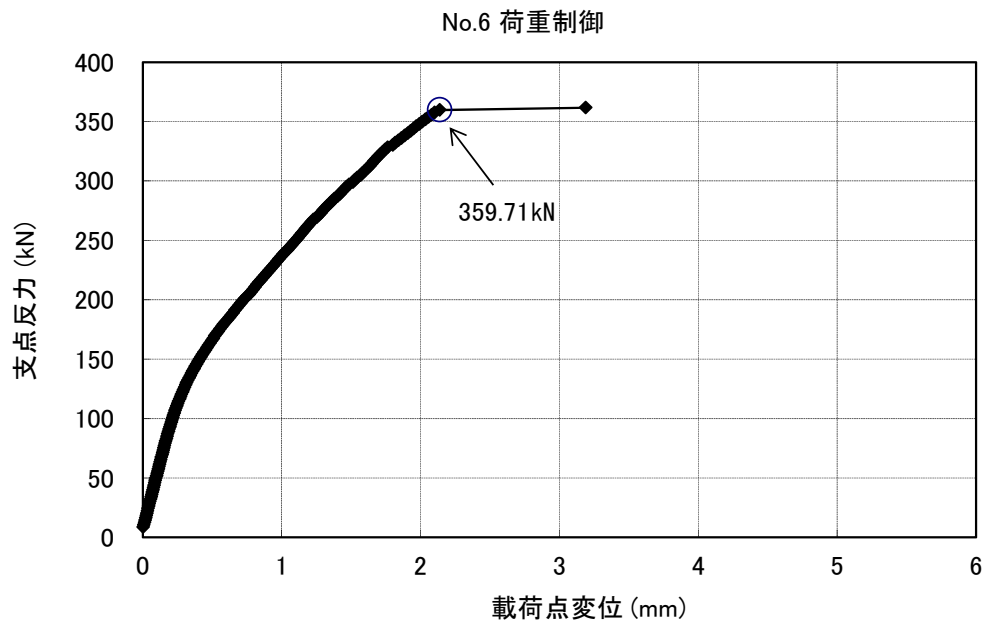
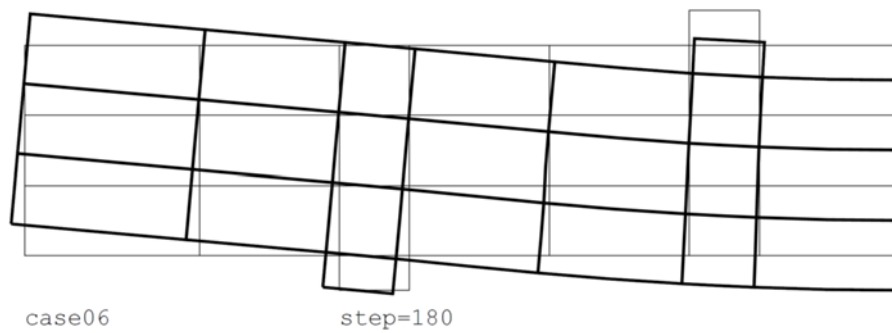


図 6-11 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 6)

<変形>



<ひび割れ状態>

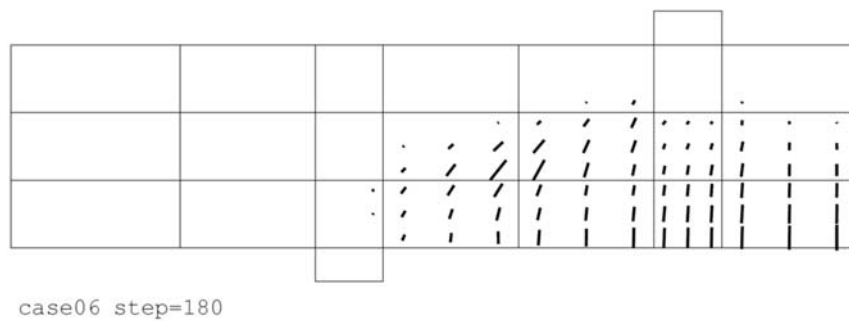


図 6-12 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 6)

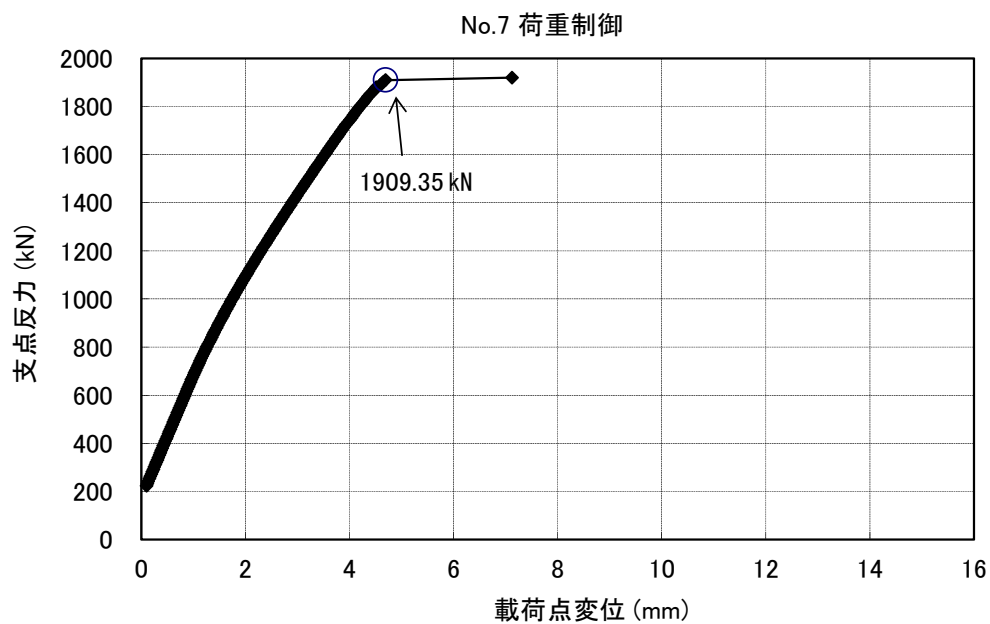
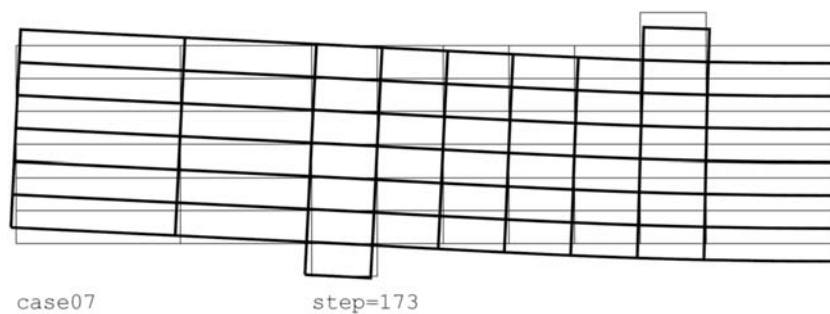


図 6-13 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 7)

<変形>



<ひび割れ状態>

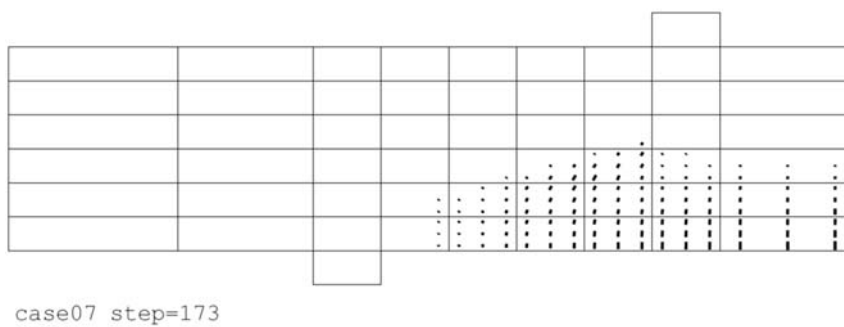


図 6-14 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 7)

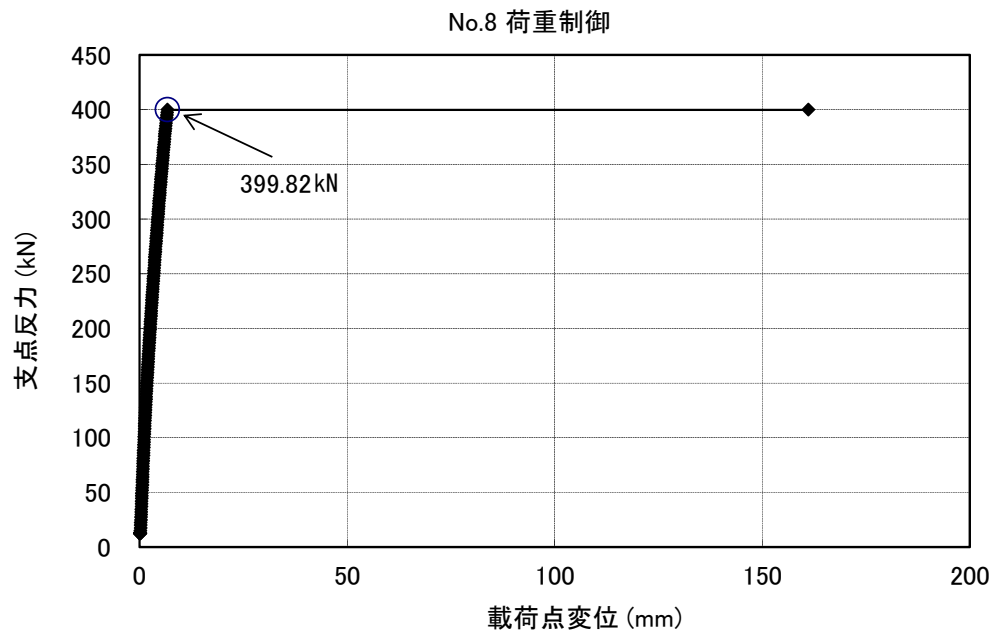
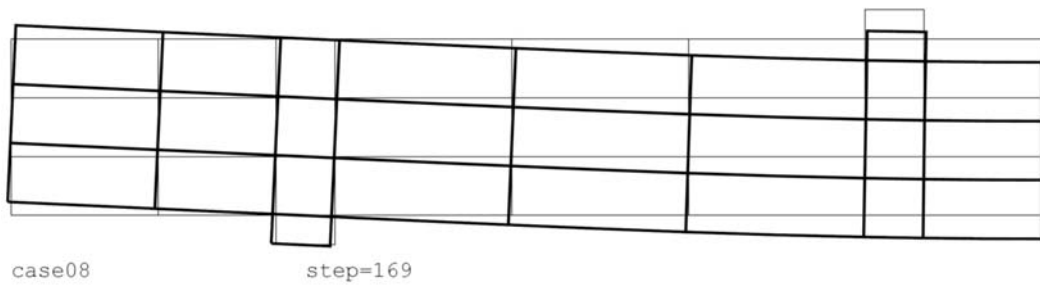


図 6-15 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 8)

<変形>



<ひび割れ状態>

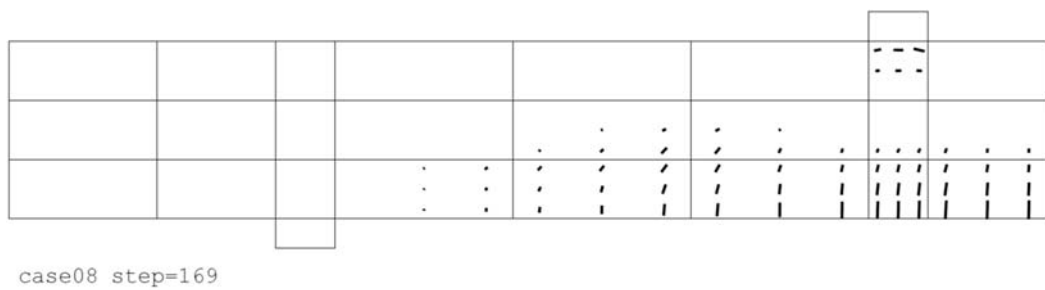


図 6-16 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 8)

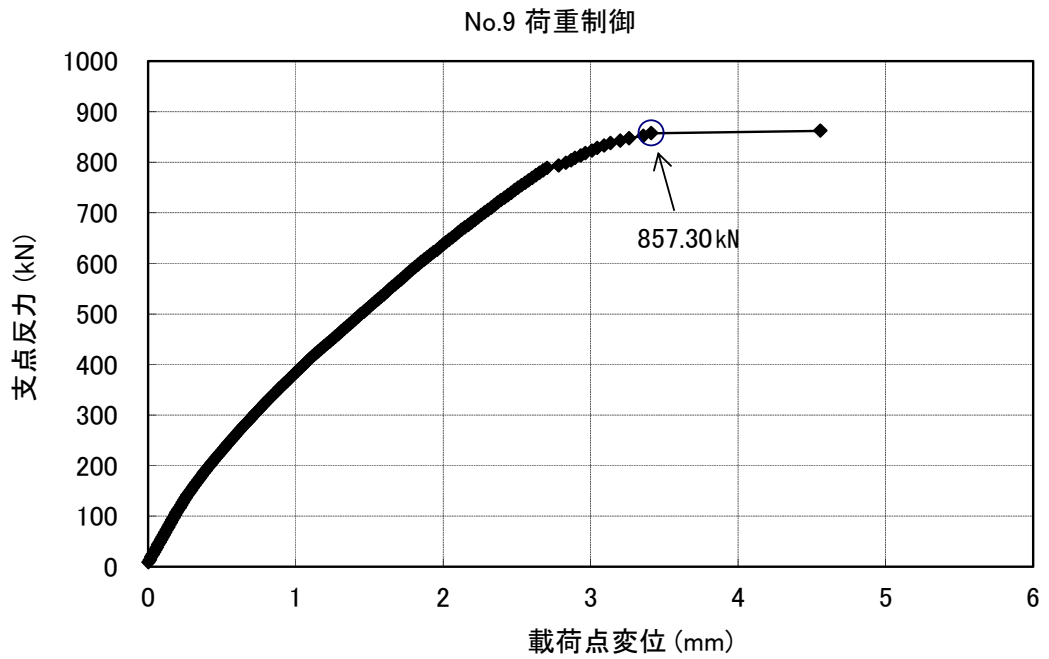
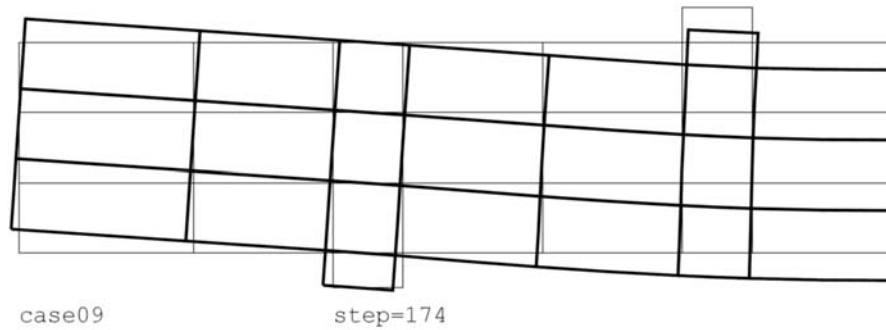


図 6-17 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 9)

<変形>



<ひび割れ状態>

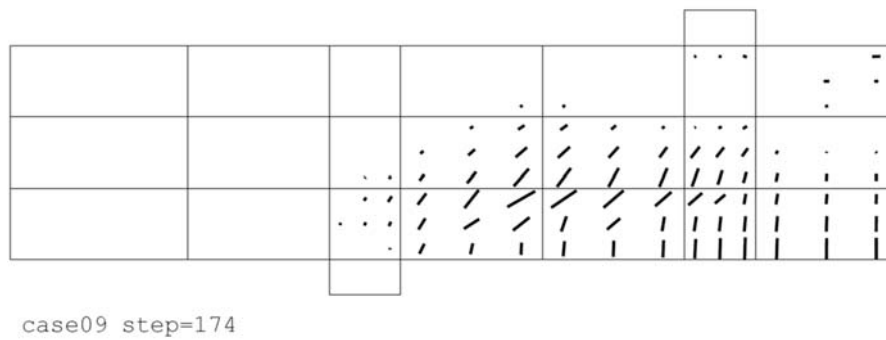


図 6-18 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 9)

(参考) 4-72

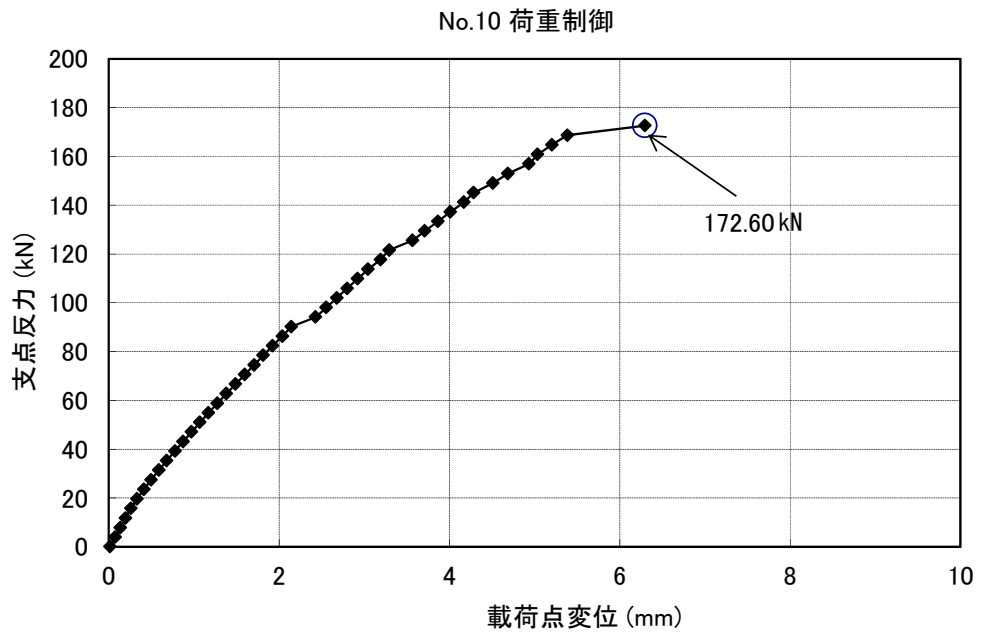
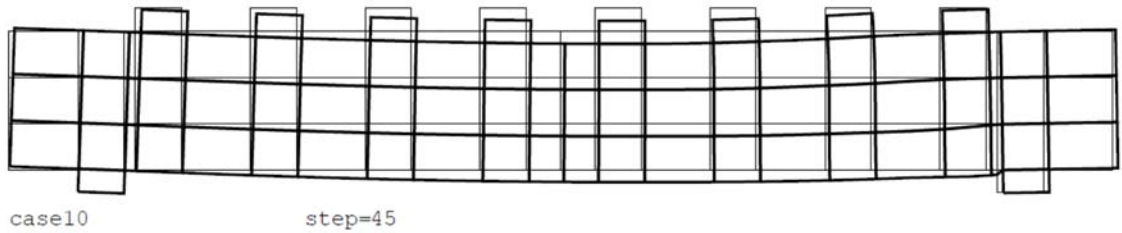


図 6-19 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 10)

<変形>



<ひび割れ状態>

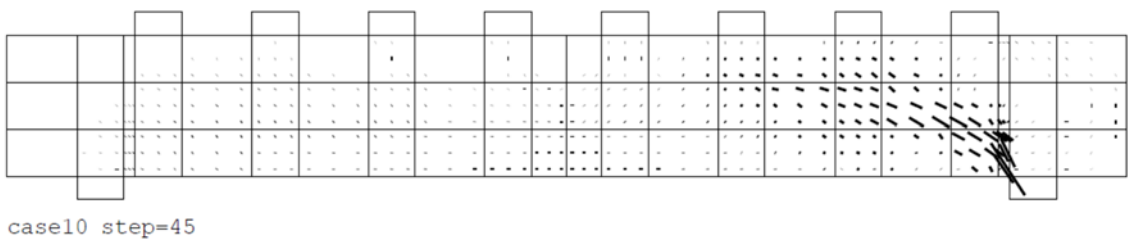


図 6-20 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 10)

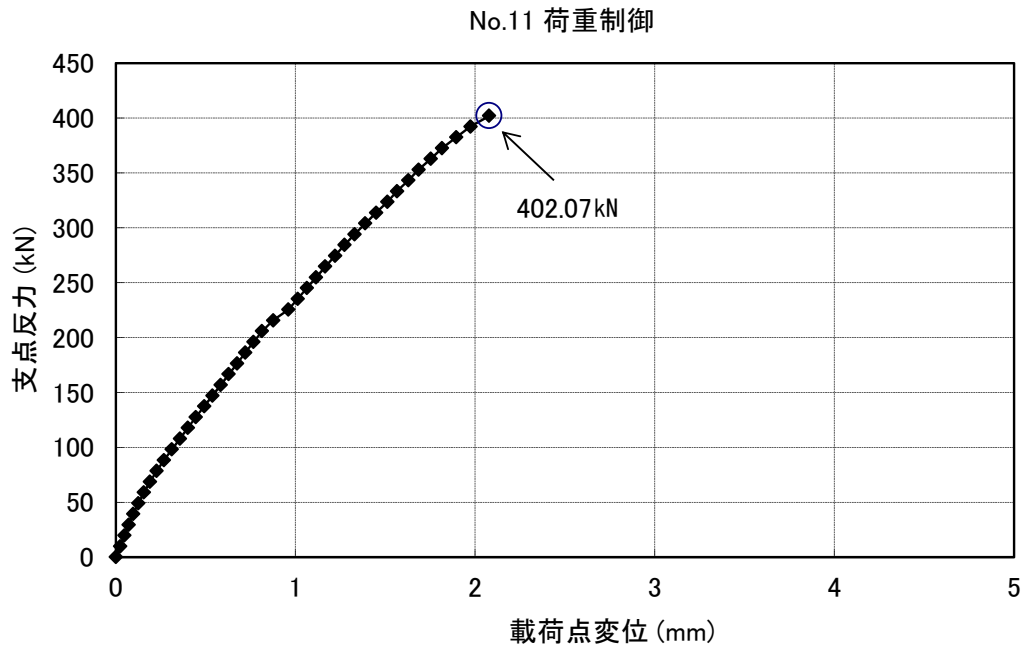
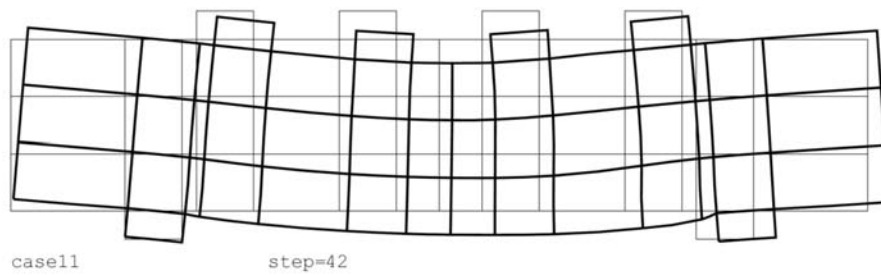


図 6-21 支反力と荷点変位の関係 (CaseNo. 11)

<変形>



<ひび割れ状態>

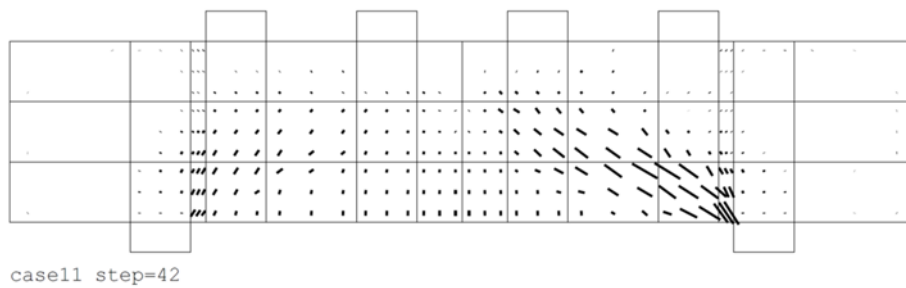


図 6-22 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 11)

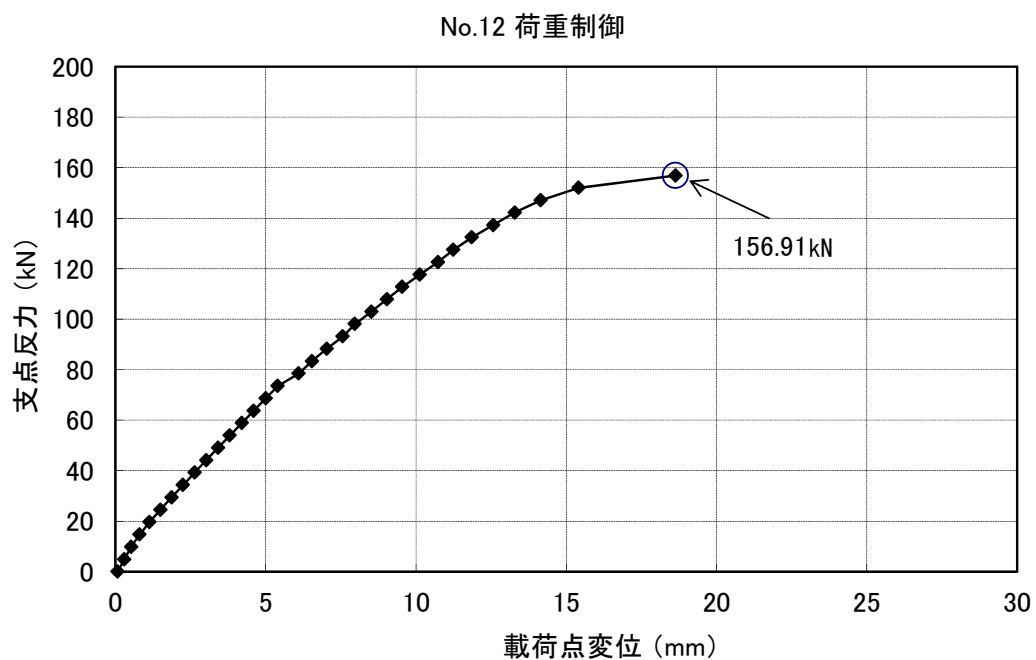
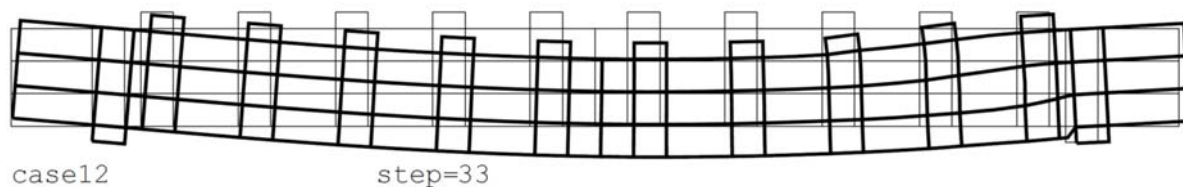


図 6-23 支反力と荷点変位の関係 (CaseNo. 12)

<変形>



<ひび割れ状態>

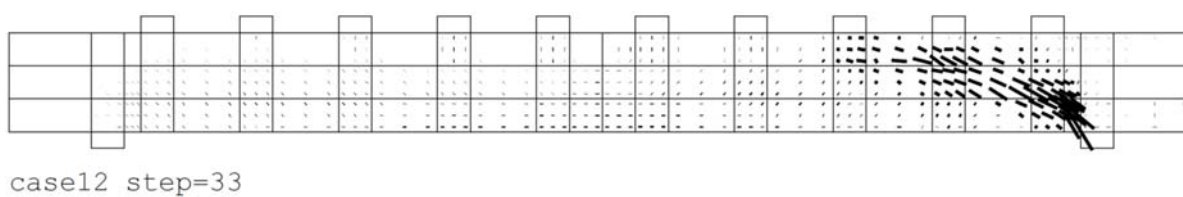


図 6-24 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 12)

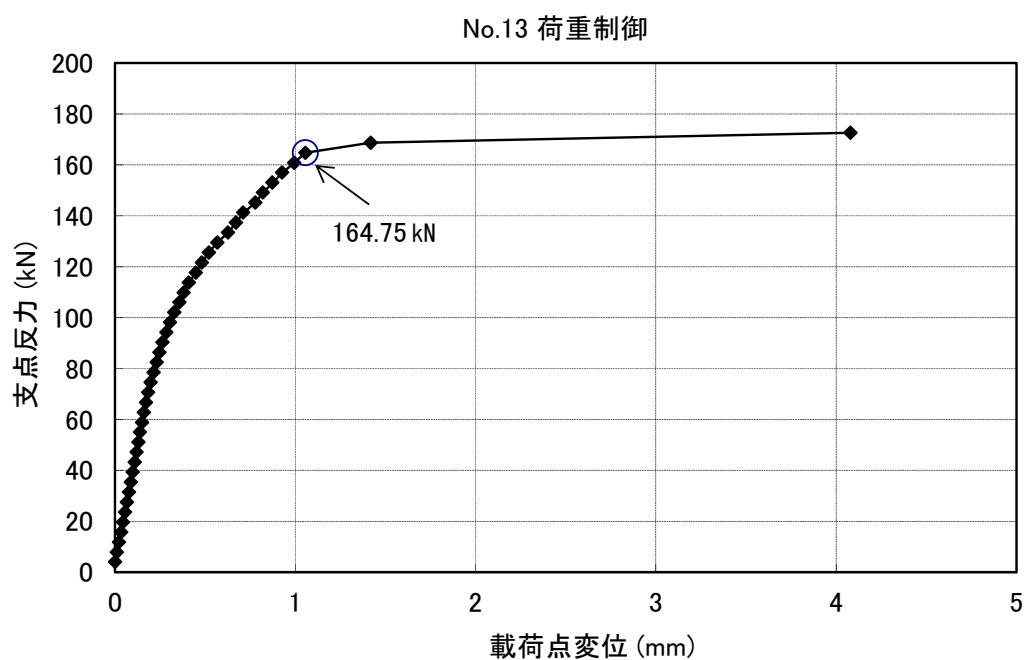
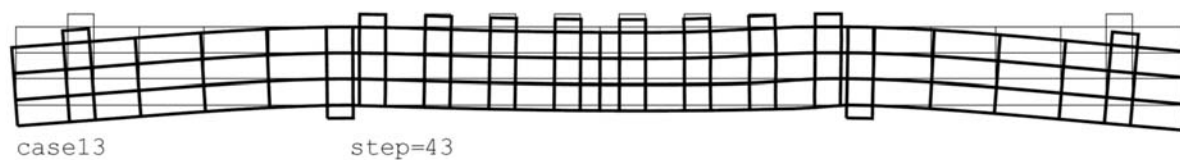


図 6-25 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 13)

<変形>



<ひび割れ状態>

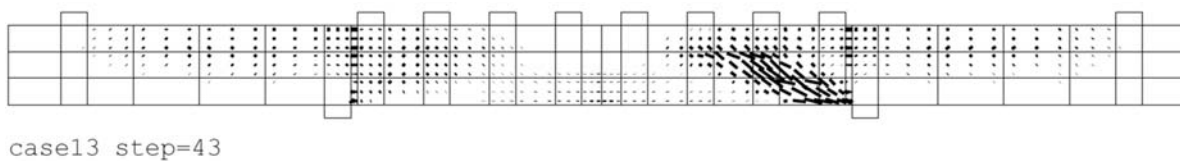


図 6-26 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 13)

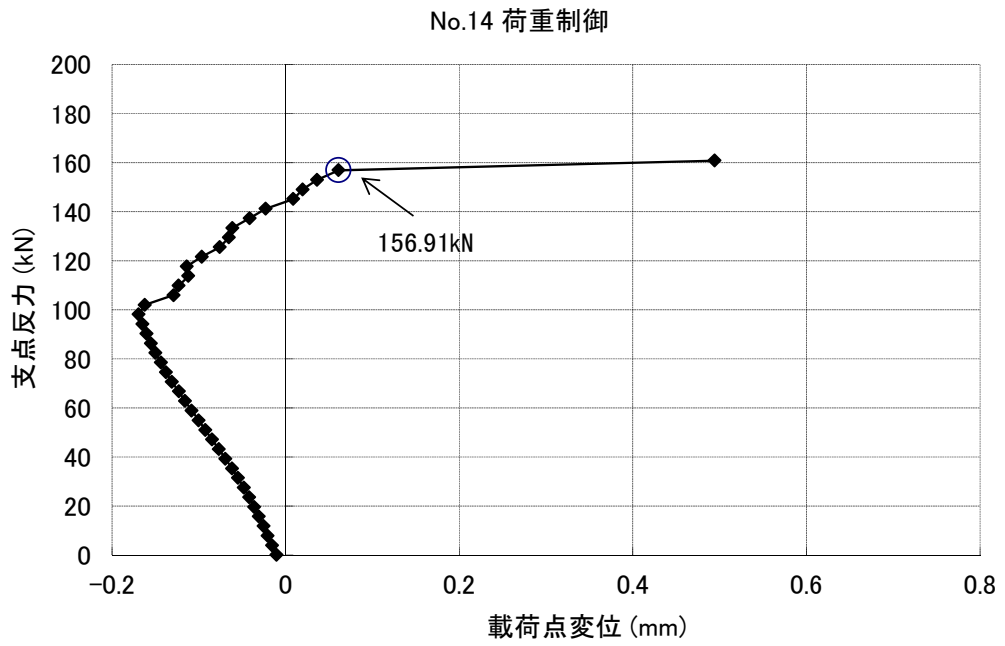
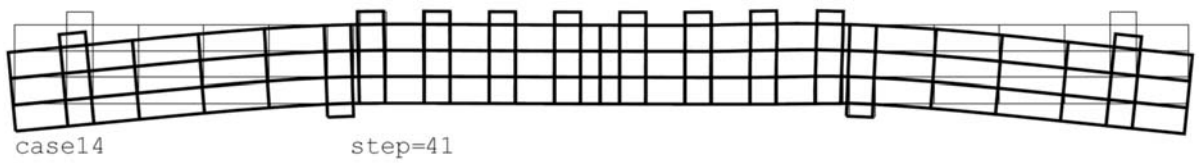


図 6-27 支反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 14)

<変形>



<ひび割れ状態>

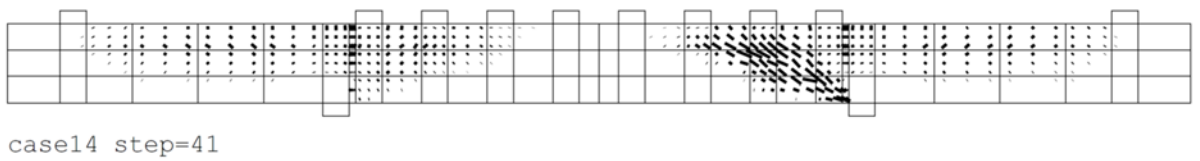


図 6-28 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 14)

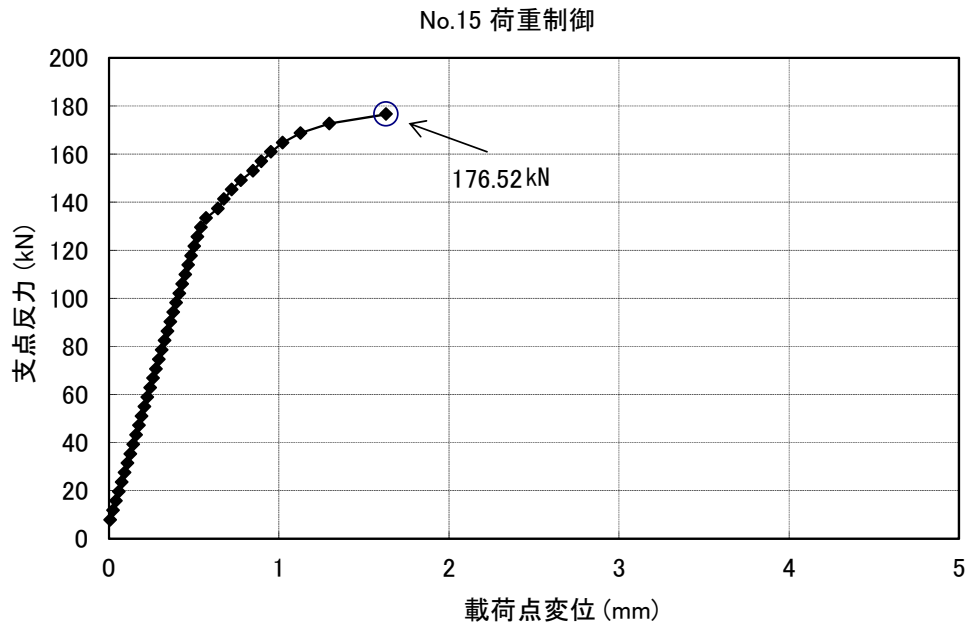


図 6-29 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 15)

<変形>



<ひび割れ状態>

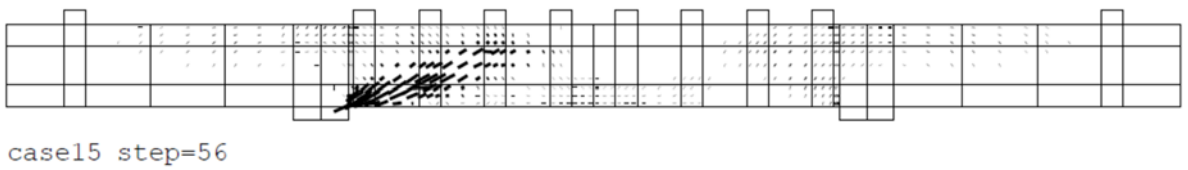


図 6-30 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 15)

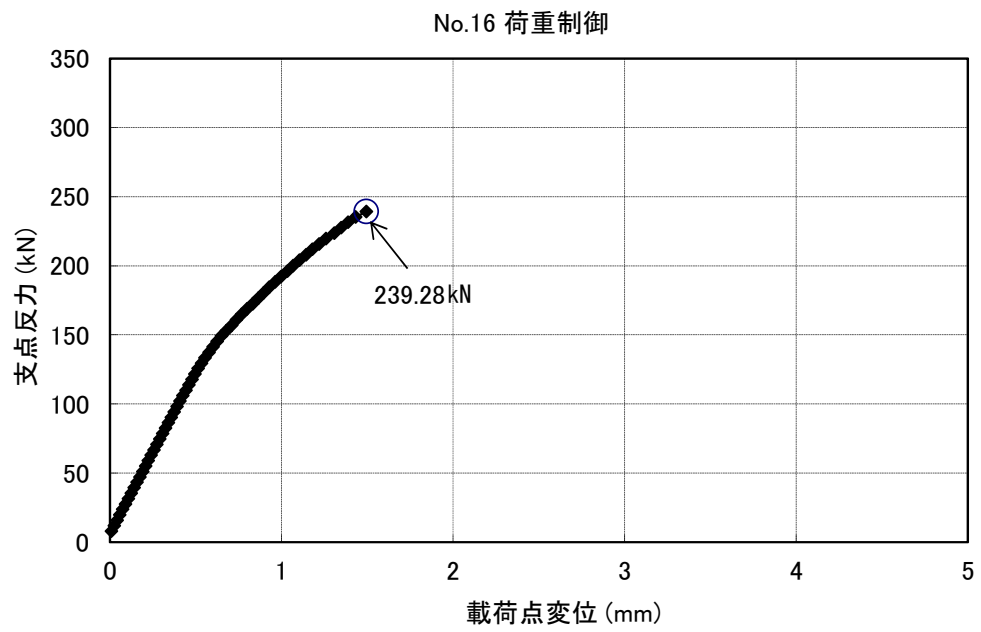
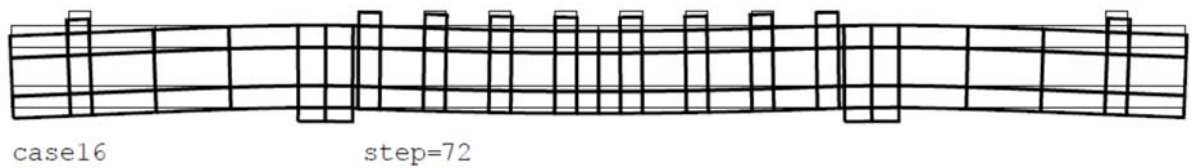


図 6-31 支反力と荷荷点変位の関係 (CaseNo. 16)

<変形>



<ひび割れ状態>

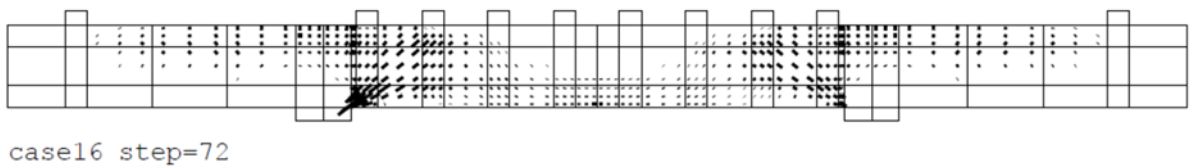


図 6-32 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 16)

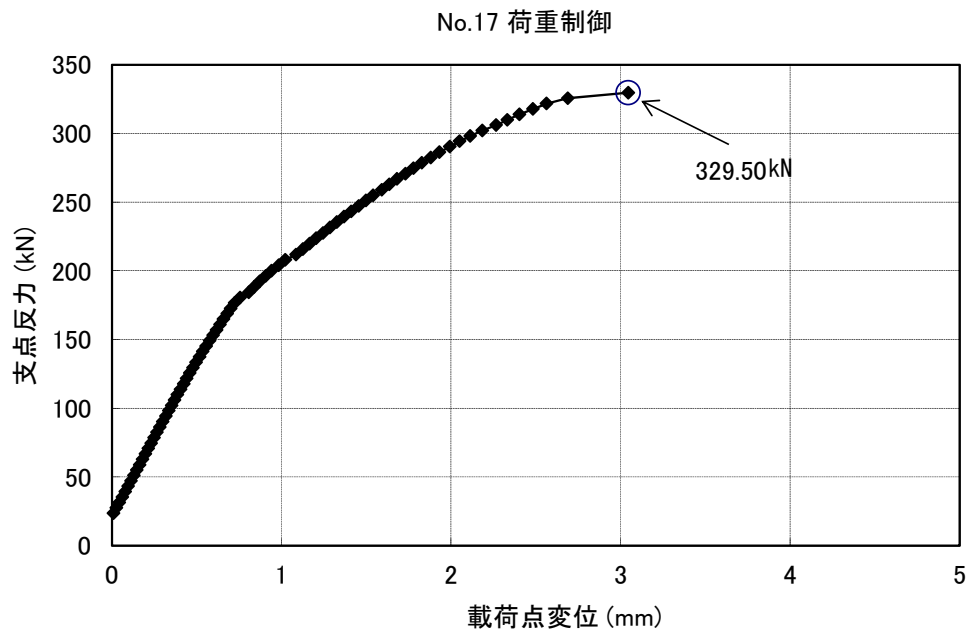
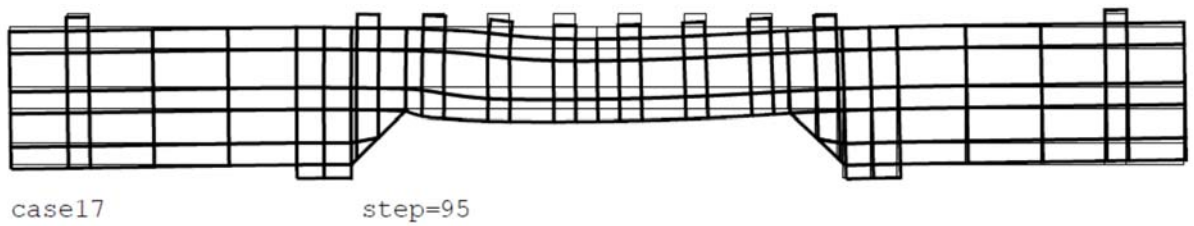


図 6-33 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 17)

<変形>



<ひび割れ状態>

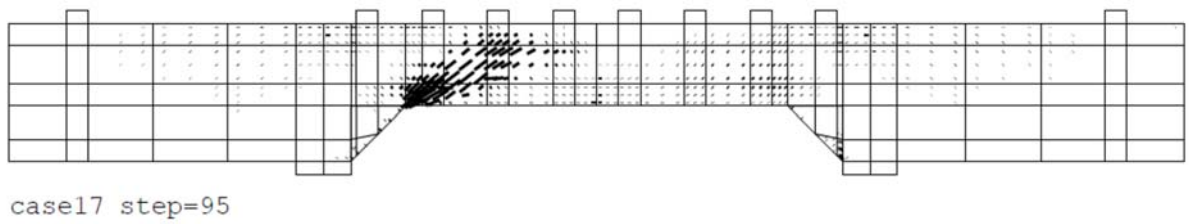


図 6-34 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 17)

6.2 部材係数の設定

土木学会マニュアルに準拠した部材係数の算定を行った。算定結果を表 6-1 に示す。

材料非線形解析によるせん断耐力を評価する際に用いる部材係数 γ_{b1} は、全モデルの部材係数で最大となる 1.24 とする。

表 6-1 部材係数 γ_{b1} の設定

荷重 タイプ	Case No.	実験結果*	解析結果		部材係数 (解析結果/ 実験結果) (③/①)	
		せん断耐力 (kN) ①	支点反力 (kN) ②	せん断耐力 (kN) ③ (=②)		
荷重 制御	集中 荷重	1	475	438	438	0.93
		2	1187	1247	1247	1.06
		3	324	342	342	1.06
		4	294	305	305	1.04
		5	581	530	530	0.92
		6	329	360	360	1.10
		7	1587	1910	1910	1.21
		8	350	400	400	1.15
		9	855	858	858	1.01
	分 布 荷 重	10	165	173	173	1.05
		11	333	403	403	1.22
		12	127	157	157	1.24
		13	188	165	165	0.88
		14	163	157	157	0.97
		15	273	177	177	0.65
		16	356	240	240	0.68
		17	432	330	330	0.77

注記* : Case No. 1~9 は、せん断耐力評価式により算定したせん断耐力である。

(参考資料 5) 液状化検討対象層を踏まえた支持性能評価について

1. 概要

屋外重要土木構造物については、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮するため、液状化検討対象層を抽出して保守的な液状化パラメータを設定した上で、有効応力解析による耐震評価を実施している。有効応力解析には、サイクリックモビリティ及び地震後の残留変位を適切に考慮でき、かつ新潟県中越沖地震による地盤の変状等の再現性、適用性が確認された解析コードFLIPを用いている。

屋外重要土木構造物の耐震評価の結果、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造部材の健全性及び基礎地盤の支持性能が確保出来ることを確認しているものの、一部の構造物の下方には、液状化検討対象層(A2s層)が分布していることから、液状化検討対象層(A2s層)を踏まえた支持性能評価を実施する。

2. 検討内容

2.1 検討方法

本検討では、構造物下方に液状化検討対象層(A2s層)が分布する施設を抽出し、その基礎形式や地震時の過剰間隙水圧分布比の確認結果から、評価対象断面を選定する。また、サイクリックモビリティの特性を整理し、液状化強度試験及び地震応答解析に基づきA2s層のサイクリックモビリティの有無を確認し、液状化検討対象層(A2s層)下部の西山層へ鉛直力が伝達されていることを確認する。さらに、液状化検討対象層(A2s層)の地震時に一時的に過剰間隙水圧比が0.95を超える点を踏まえ、地震時の過剰間隙水圧の上昇を踏まえた保守的な仮定による支持性能の評価を行う。なお、検討の結果、支持性能を満足しないと判断される場合は、より詳細な検討を行い、必要に応じて対策工事の検討を行う。検討フローを図2-1に示す。

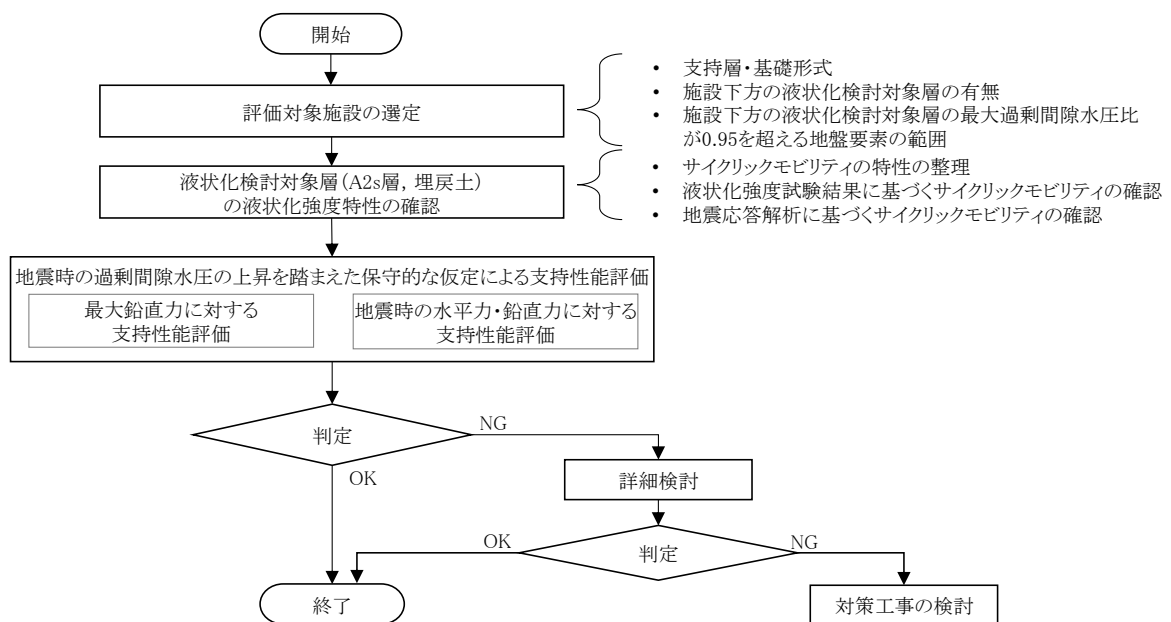


図 2-1 液状化検討対象層を踏まえた支持性能の検討フロー

2.2 評価断面の選定

(1) 支持層，基礎形式及び構造物下方における液状化検討対象層の整理

建物・構築物及び屋外重要土木構造物について，支持層，基礎形式及び構造物下方における液状化検討対象層（A2s 層）の有無を整理した一覧を，表 2-1 に示す。

同表から，建物・構築物及び屋外重要土木構造物のうち，杭や鋼管矢板を介して岩盤に支持する基礎を除いた，古安田層に直接支持される施設で，構造物下方に液状化検討対象層（A2s 層）が分布している施設としては，7 号機のスクリーン室，取水路（漸縮部，一般部），6 号機取水路（漸縮部，一般部）の 5 断面が抽出される。6，7 号機のスクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の平面配置図を図 2-2～図 2-3 に示す。

(2) 地震時の過剰間隙水圧比分布の整理

次に，前述の 5 断面について有効応力解析による地震応答解析において液状化パラメータを設定する解析ケース①～③のうち，構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査値最大となる解析ケースにおける過剰間隙水圧比分布を整理する。

地震時全時刻における各断面の各地盤要素の最大過剰間隙水圧比分布及び地震終了時の過剰間隙水圧比分布を，図 2-4～図 2-9 に示す。

地震時全時刻における最大過剰間隙水圧比については，7 号機のスクリーン室，取水路（漸縮部）及び 6 号機の取水路（漸縮部）では，構造物下方の液状化検討対象層（A2s 層）で液状化判断の指標とされる過剰間隙水圧比が 0.95 を超える地盤要素が認められるものの，地震終了時の過剰間隙水圧比分布では，過剰間隙水圧比が 0.95 を超える地盤要素は認められず，これらの地層はサイクリックモビリティを示していると考えられる。

なお，7 号機の取水路（一般部）及び 6 号機取水路（一般部）においては，地震時全時刻における最大過剰間隙水圧比分布及び地震終了時の過剰間隙水圧比分布の何れにおいても構造物下方の液状化検討対象層（A2s 層）で水圧比が 0.95 を超える地盤要素は認められないことを確認している。

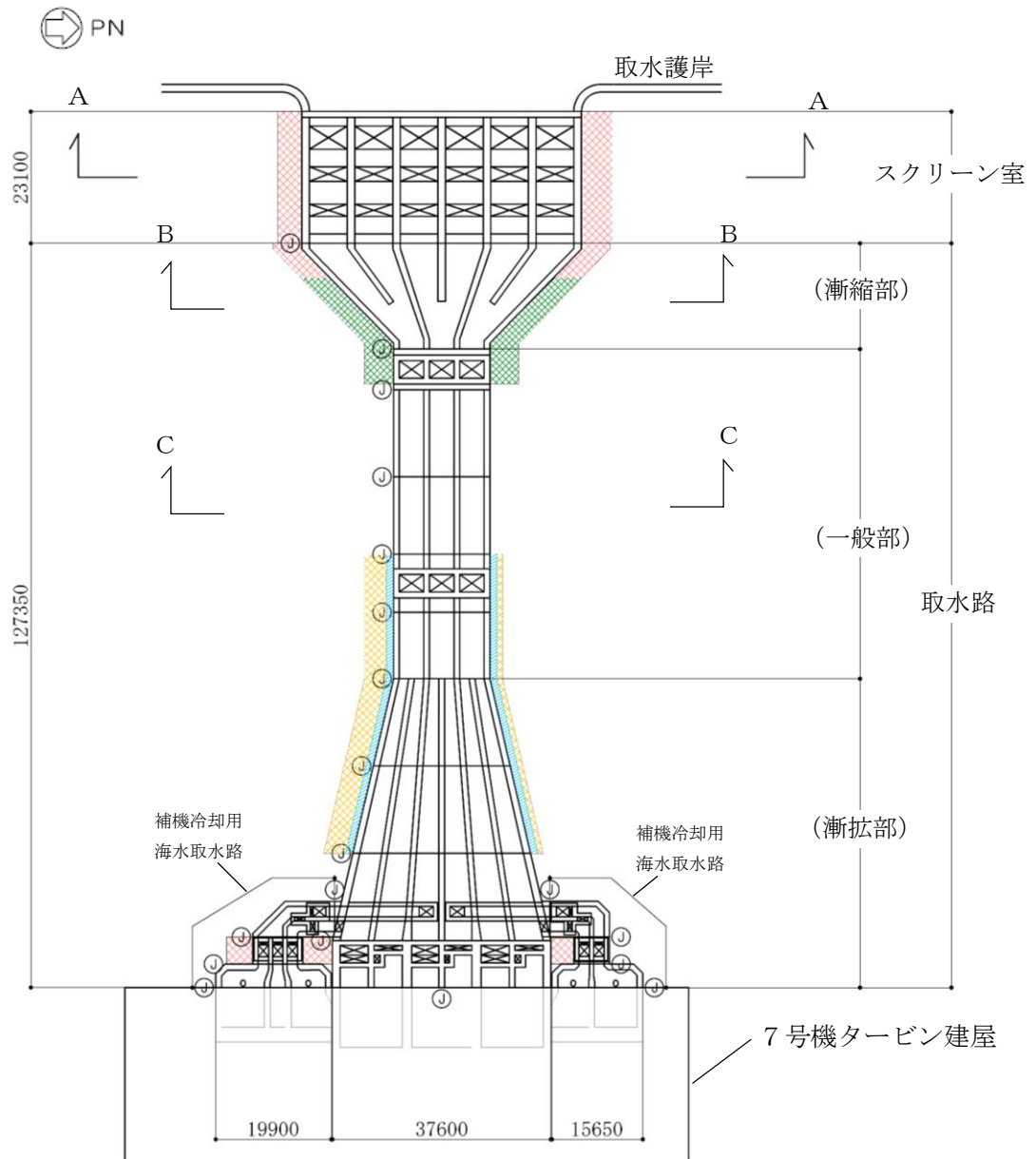
(3) 地震時の支持性能の評価断面の選定結果

(1)(2)の検討を踏まえ，液状化検討対象層を踏まえた地震時の支持性能の評価断面として，構造物下方の液状化検討対象層において過剰間隙水圧比が 0.95 を超える要素の範囲が比較的大きい「7 号機 スクリーン室」，「6 号機 取水路（漸縮部）」を選定した。

選定した評価対象断面について，地震時の過剰間隙水圧比分布の変化を図 2-10 及び図 2-11 に示す。同図に示すとおり，液状化検討対象層（A2s 層）の過剰間隙水圧比は，一時的に 0.95 以上となる地盤要素が部分的に出現するものの，その範囲は限定的であり，地震終了時には構造物下方の地盤要素の過剰間隙水圧比は 0.95 以下となることがわかる。

表 2-1 建物・構築物及び屋外重要土木構造物の支持層，基礎形式及び構造物下方における液状化検討対象層の有無 整理表

号機	評価対象施設		支持層	基礎形式	構造物下方における液状化検討対象層の有無	備考
7号機	格納容器圧力逃がし装置基礎		西山層	杭基礎 (杭を介して岩着)	—	—
	大物搬入建屋		西山層	杭基礎 (杭を介して岩着)	—	—
	海水貯留堰		古安田層，西山層	鋼管矢板基礎	無し	—
	スクリーン室		古安田層	直接基礎	有り	A-A断面
	取水路	漸縮部	古安田層	直接基礎	有り	B-B断面
		一般部	古安田層	直接基礎	有り	C-C断面
		漸拡部	古安田層，西山層， マンメイドロック	直接基礎	無し	—
	補機冷却用海水取水路		マンメイドロック	直接基礎	無し	—
	軽油タンク基礎		西山層	杭基礎 (杭を介して岩着)	—	—
	燃料移送系配管ダクト		西山層	杭基礎 (杭を介して岩着)	—	—
第一ガスタービン発電機基礎 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎		西山層	杭基礎 (杭を介して岩着)	—	—	
6号機	海水貯留堰		古安田層，西山層	鋼管矢板基礎	無し	—
	スクリーン室		古安田層	直接基礎	無し	—
	取水路	漸縮部	古安田層	直接基礎	有り	D-D断面
		一般部	古安田層	直接基礎	有り	E-E断面
		漸拡部	古安田層， マンメイドロック	直接基礎	無し	—

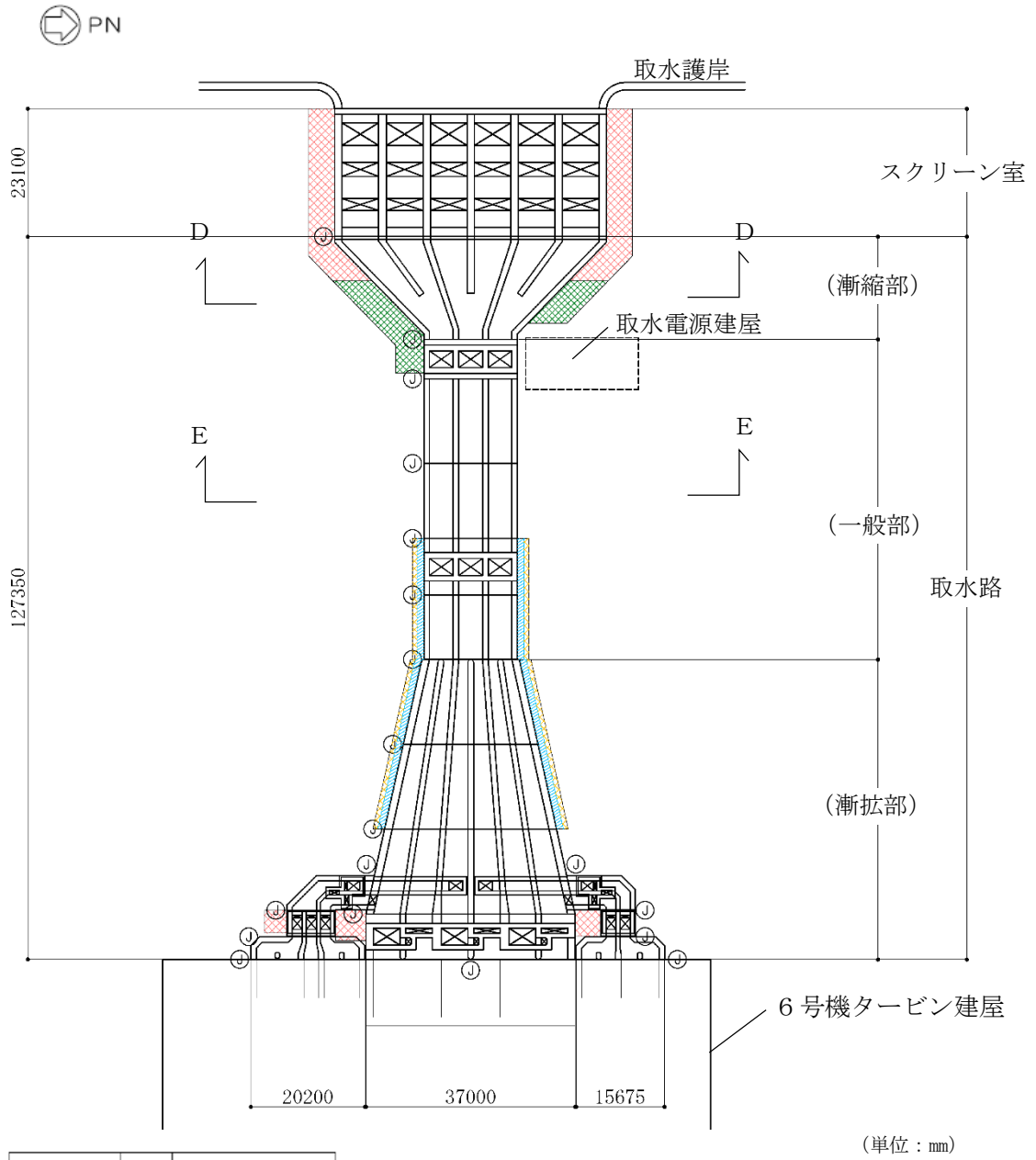


(単位：mm)

既設/新設	凡例	地盤改良工法
新設地盤改良体		高圧噴射
		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械攪拌

注記* : ①は耐震ジョイント

図 2-2 7号機 スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の平面配置図



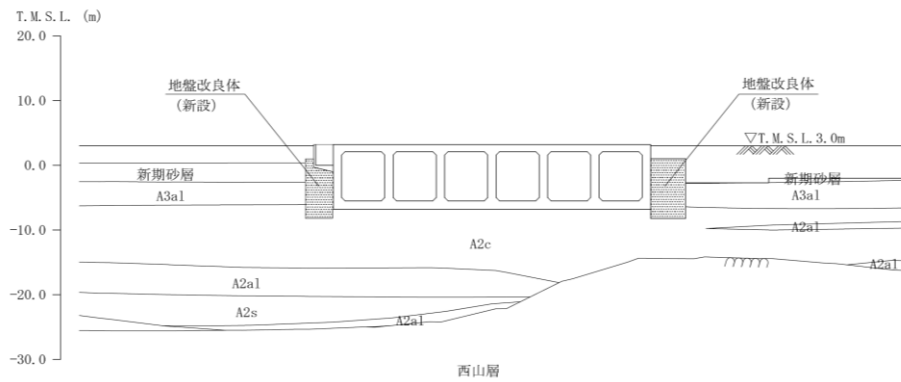
(単位：mm)

既設／新設	凡例	地盤改良工法
		高圧噴射
新設地盤改良体		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械掘削

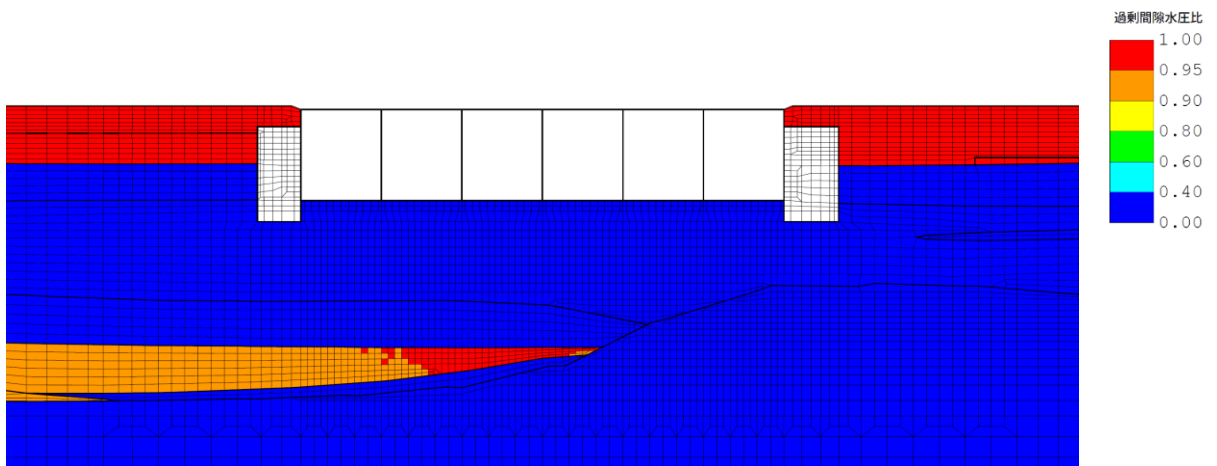
注記*：①は耐震ジョイント

図 2-3 6号機 スクリーン室及び取水路の平面配置図

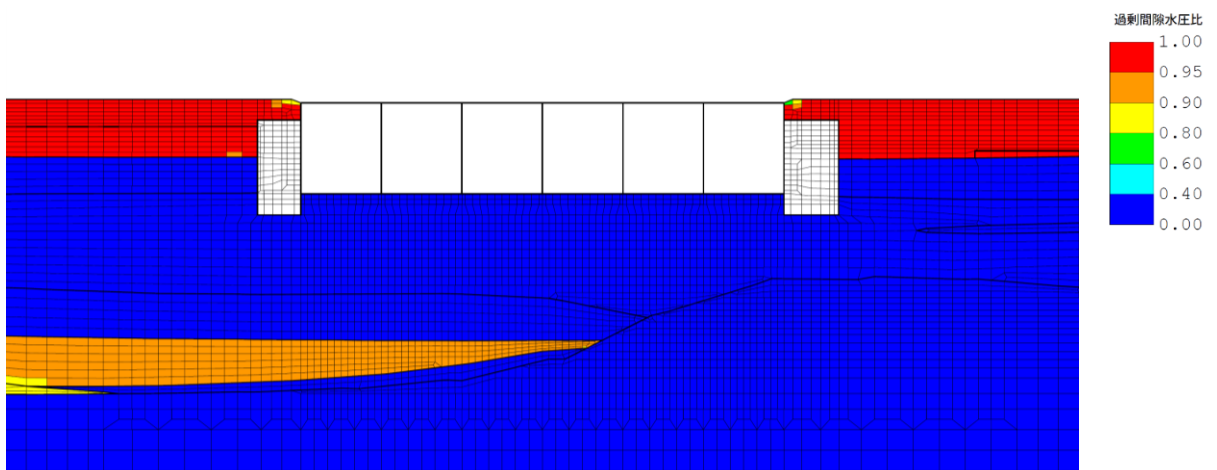
- (4) 7号機スクリーン室
- 曲げ軸力照査値最大



(a) 評価断面図



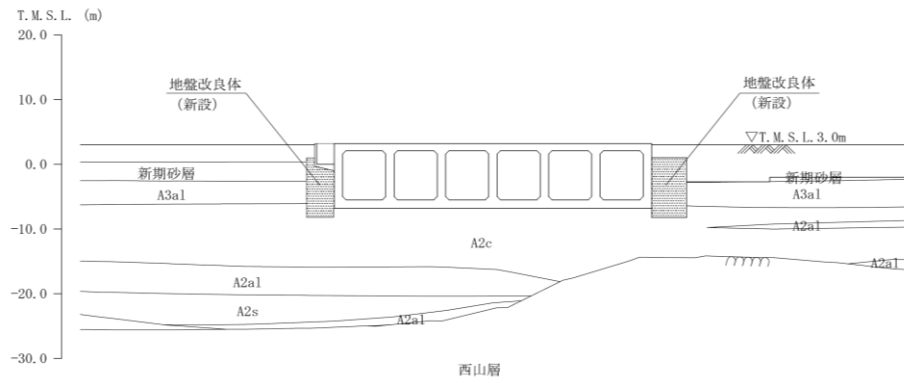
(b) 最大過剰間隙水圧比分布



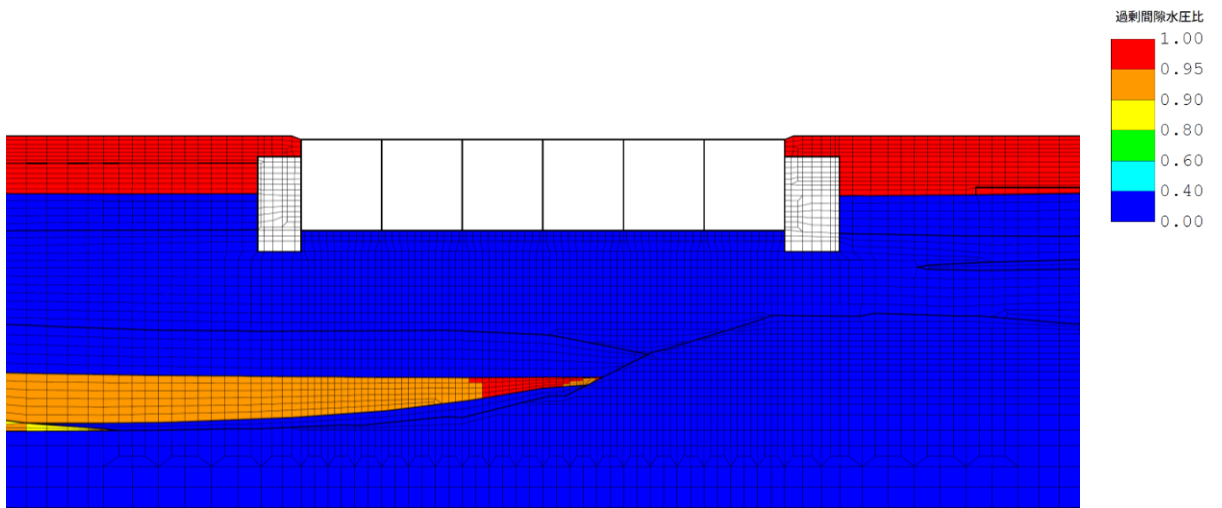
(c) 地震終了時の過剰間隙水圧比分布

図 2-4 7号機スクリーン室 (A-A断面) の過剰間隙水圧比分布図
(曲げ軸力照査値最大: 解析ケース①, Ss-3-)

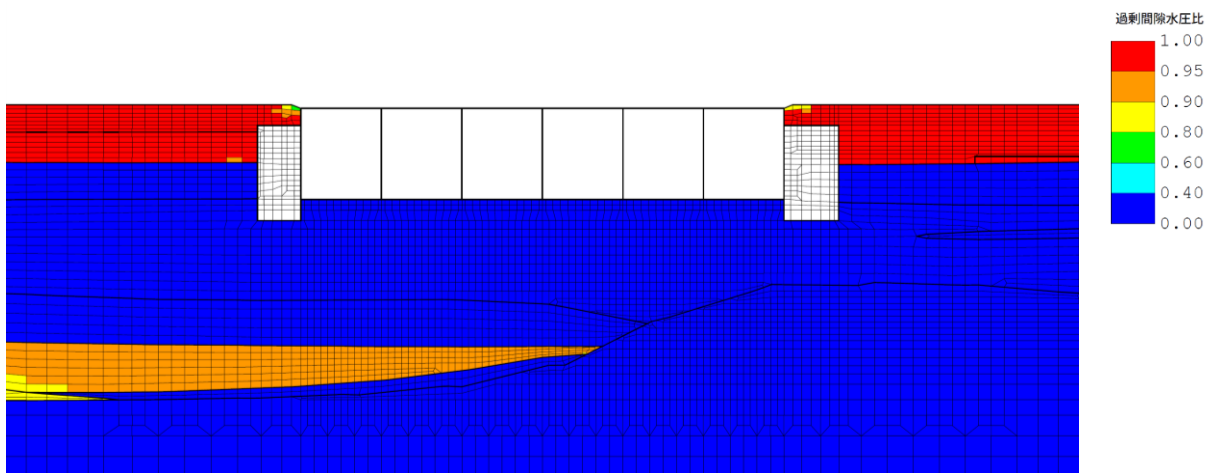
- せん断力照査値最大



(a) 評価断面図



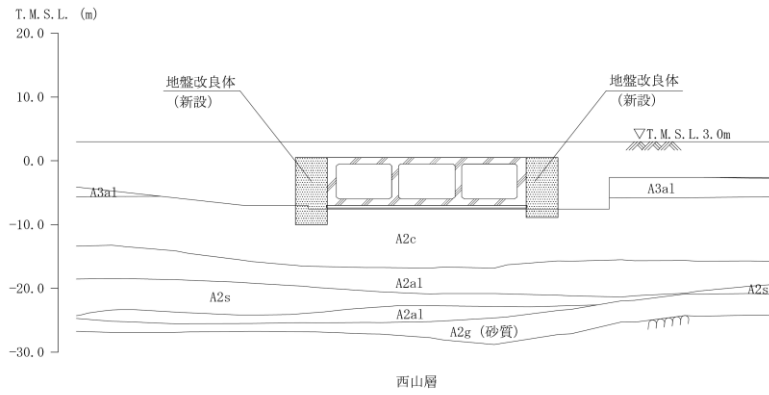
(b) 最大過剰間隙水圧比分布



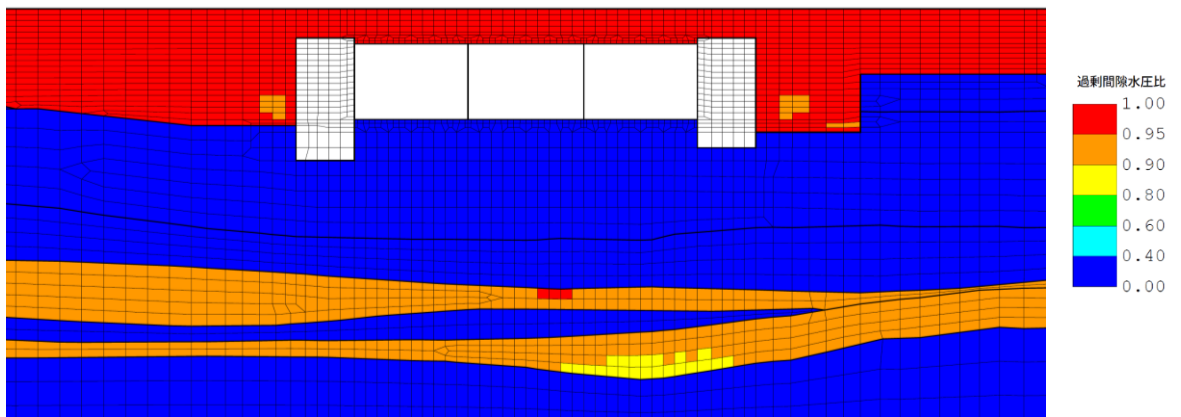
(c) 地震終了時の過剰間隙水圧比分布

図 2-5 7号機スクリーン室 (A-A断面) の過剰間隙水圧比分布図
(せん断力照査値最大: 解析ケース③, Ss-3+)

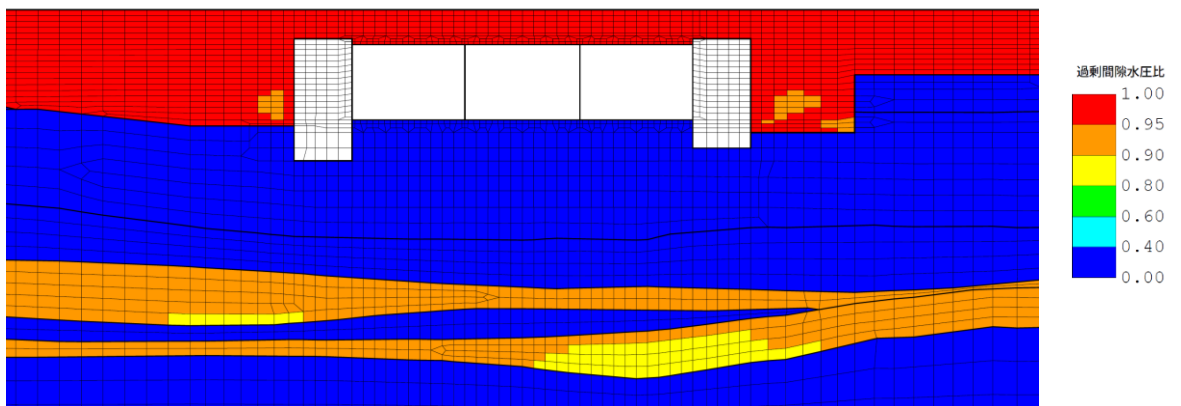
- (5) 7号機取水路（漸縮部）
- ・ 曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大



(a) 評価断面図



(b) 最大過剰間隙水圧比分布

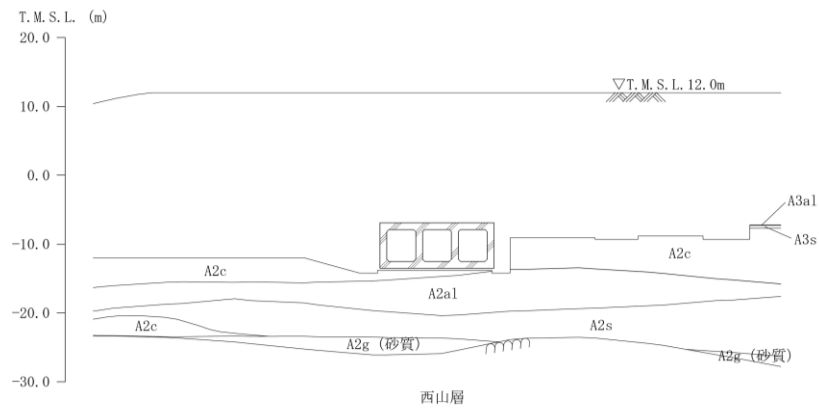


(c) 地震終了時の過剰間隙水圧比分布

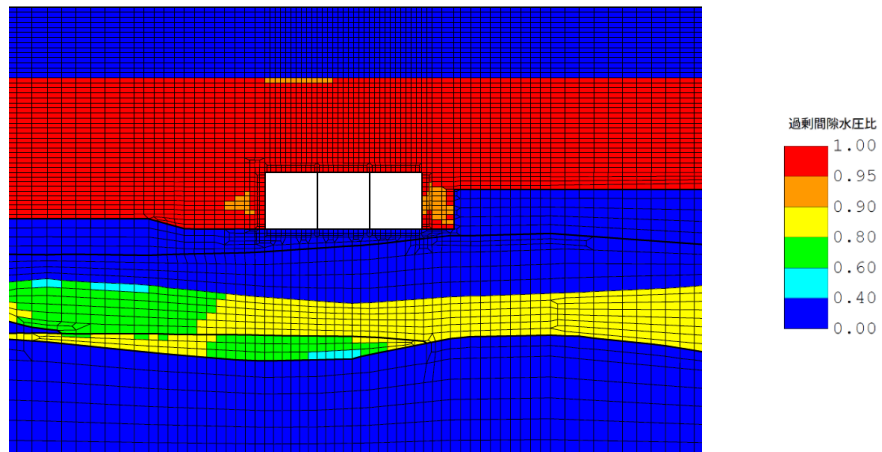
図 2-6 7号機取水路（漸縮部）（B-B断面）の過剰間隙水圧比分布図
（曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大：解析ケース③，Ss-3+-）

(6) 7号機取水路（一般部）

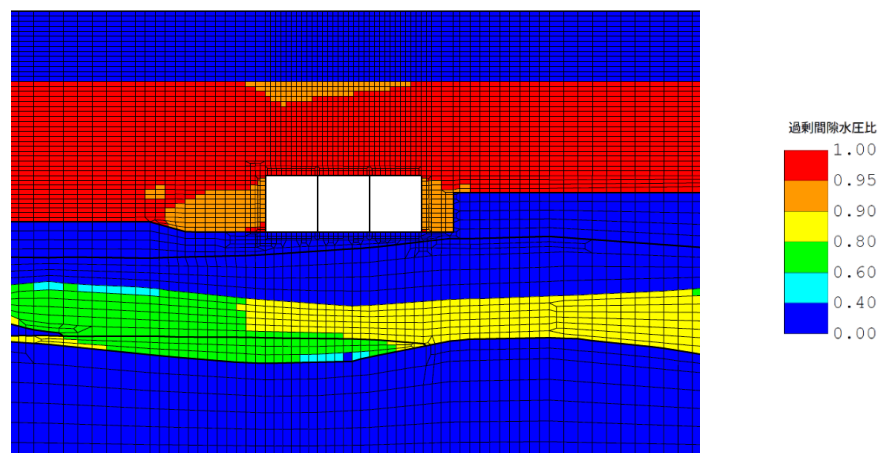
- ・ 曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大



(a) 評価断面図



(b) 最大過剰間隙水圧比分布

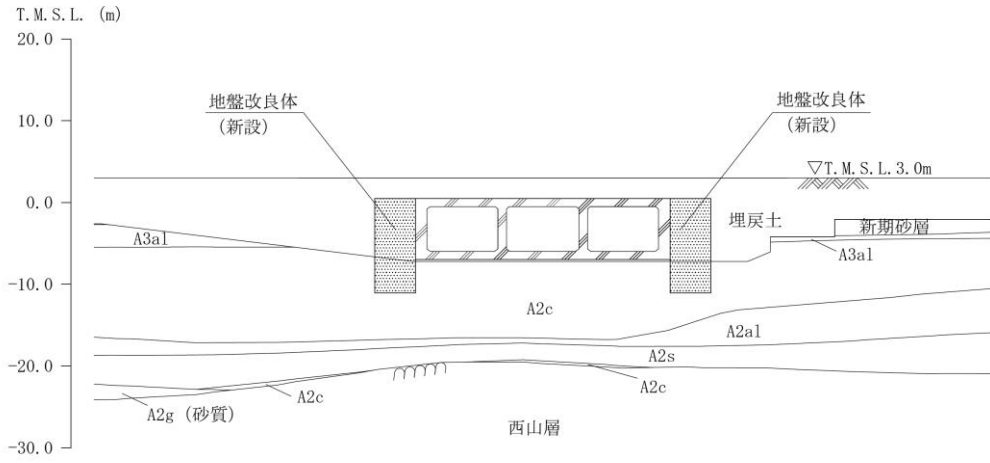


(c) 地震終了時の過剰間隙水圧比分布

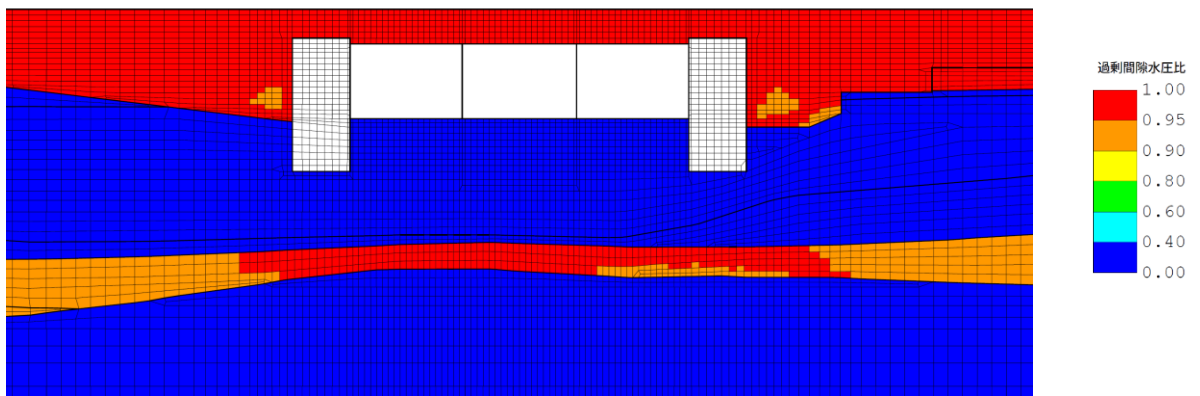
図 2-7 7号機取水路（一般部）（C-C断面）の過剰間隙水圧比分布図
（曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大：解析ケース②，Ss-1-）

(7) 6号機取水路（漸縮部）

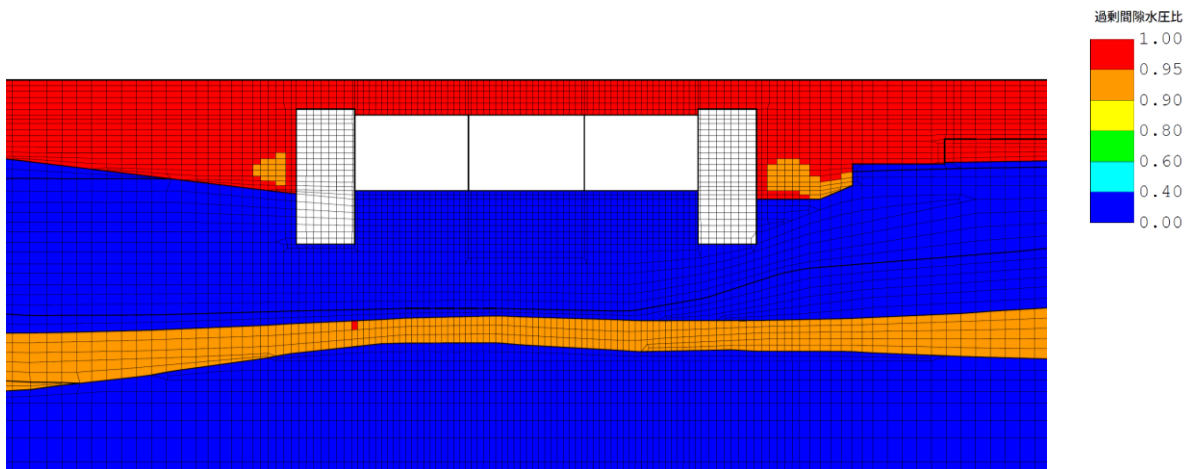
- ・ 曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大



(a) 評価断面図



(b) 最大過剰間隙水圧比分布

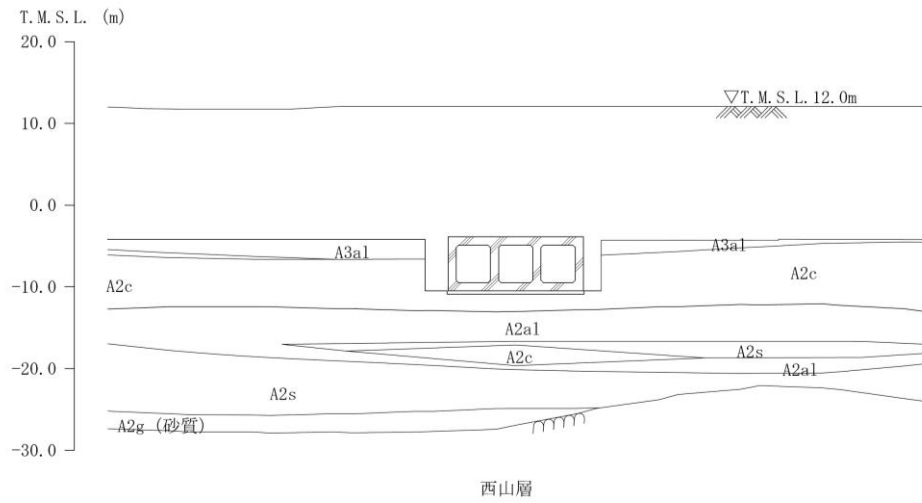


(c) 地震終了時の過剰間隙水圧比分布

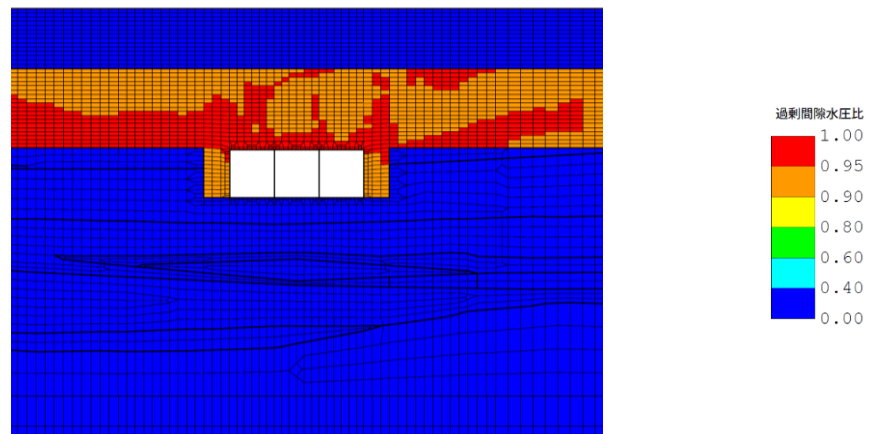
図 2-8 6号機取水路（漸縮部）(D-D断面) の過剰間隙水圧比分布図
 (曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大：解析ケース③, Ss-3-1)

(8) 6号機取水路（一般部）

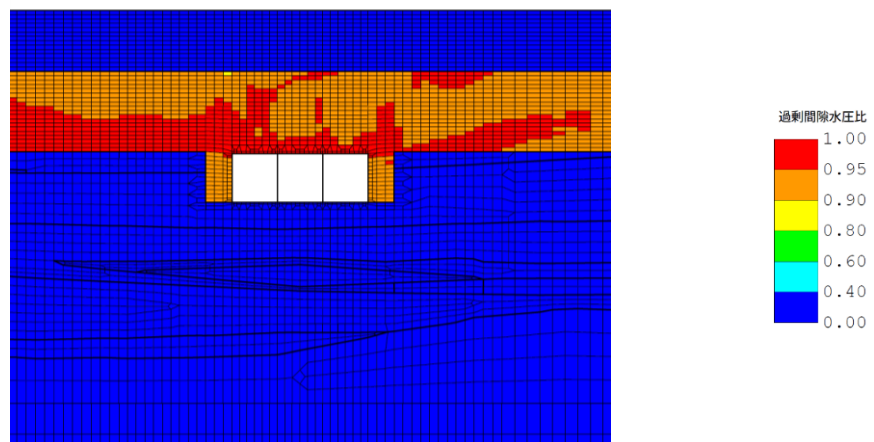
- ・ 曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大



(a) 評価断面図

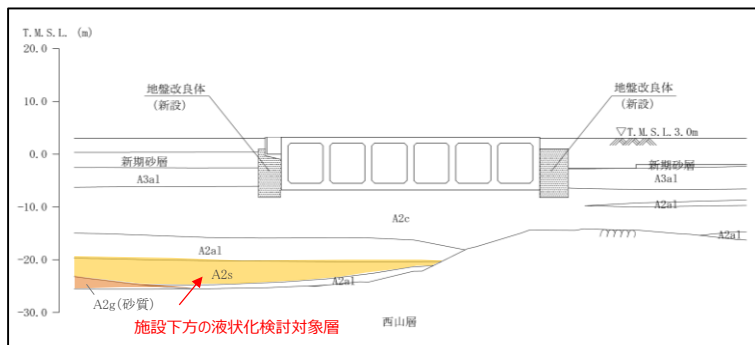


(b) 最大過剰間隙水圧比分布

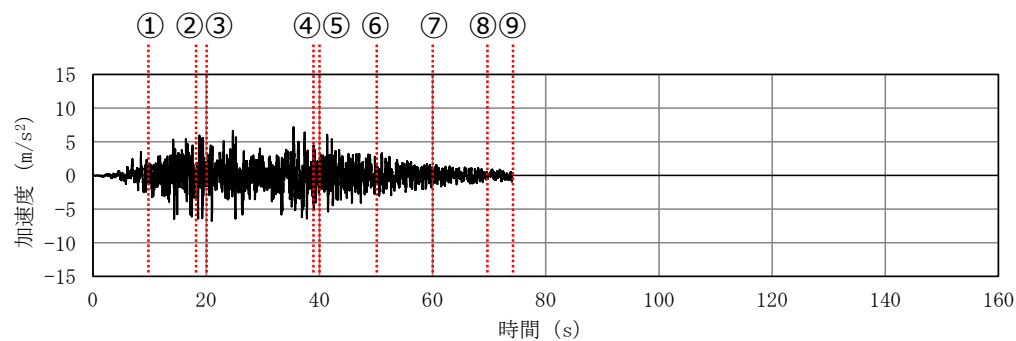


(c) 地震終了時の過剰間隙水圧比分布

図 2-9 6号機取水路（一般部）（E-E断面）の過剰間隙水圧比分布図
（曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大：解析ケース③，Ss-8++）



7号機スクリーン室の断面図



基準地震動の時刻歴波形（水平方向：Ss-3）

(参考) 5-12

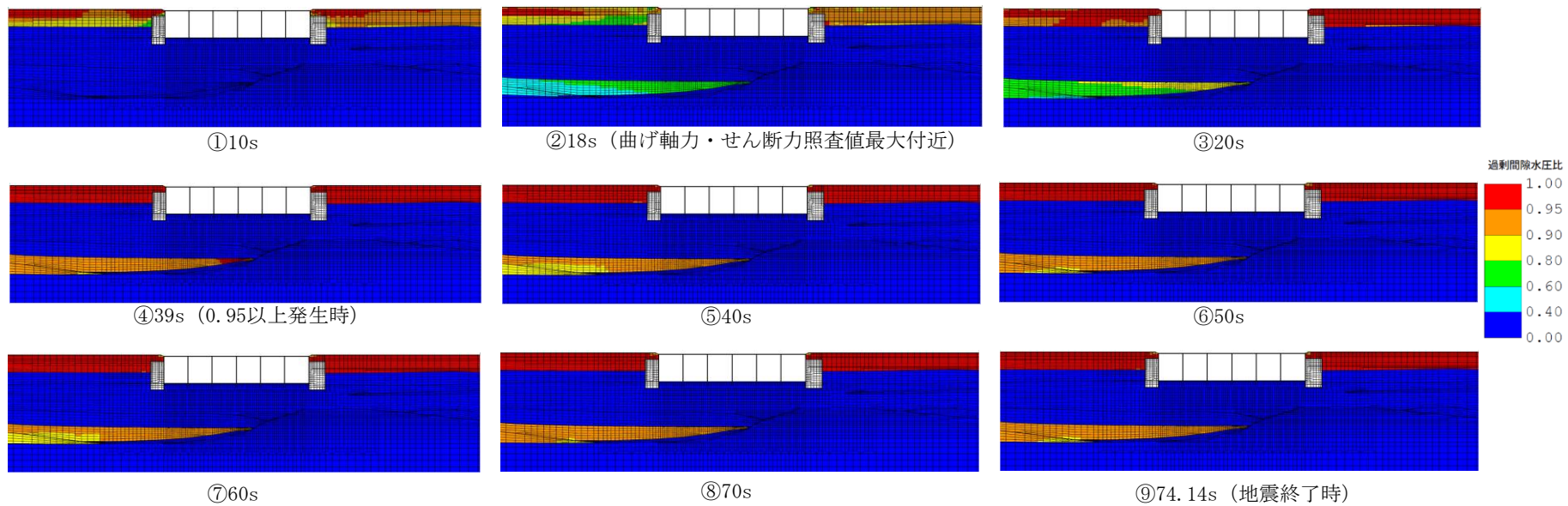
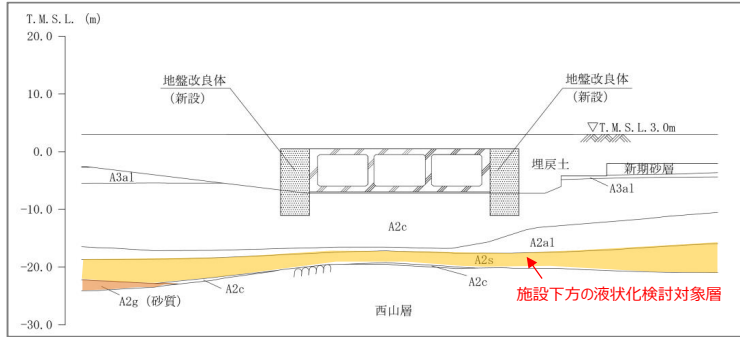
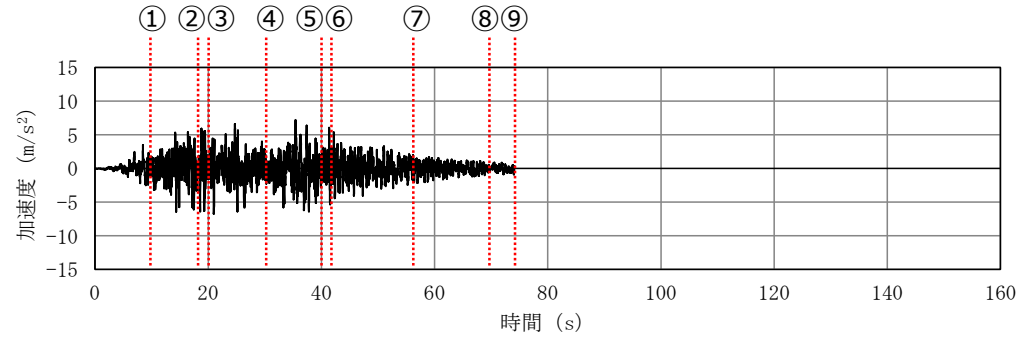


図 2-10 7号機スクリーン室の過剰間隙水圧の発生状況



6号機取水路（漸縮部）の断面図



基準地震動の時刻歴波形（水平方向：Ss-3）

(参考) 5-13

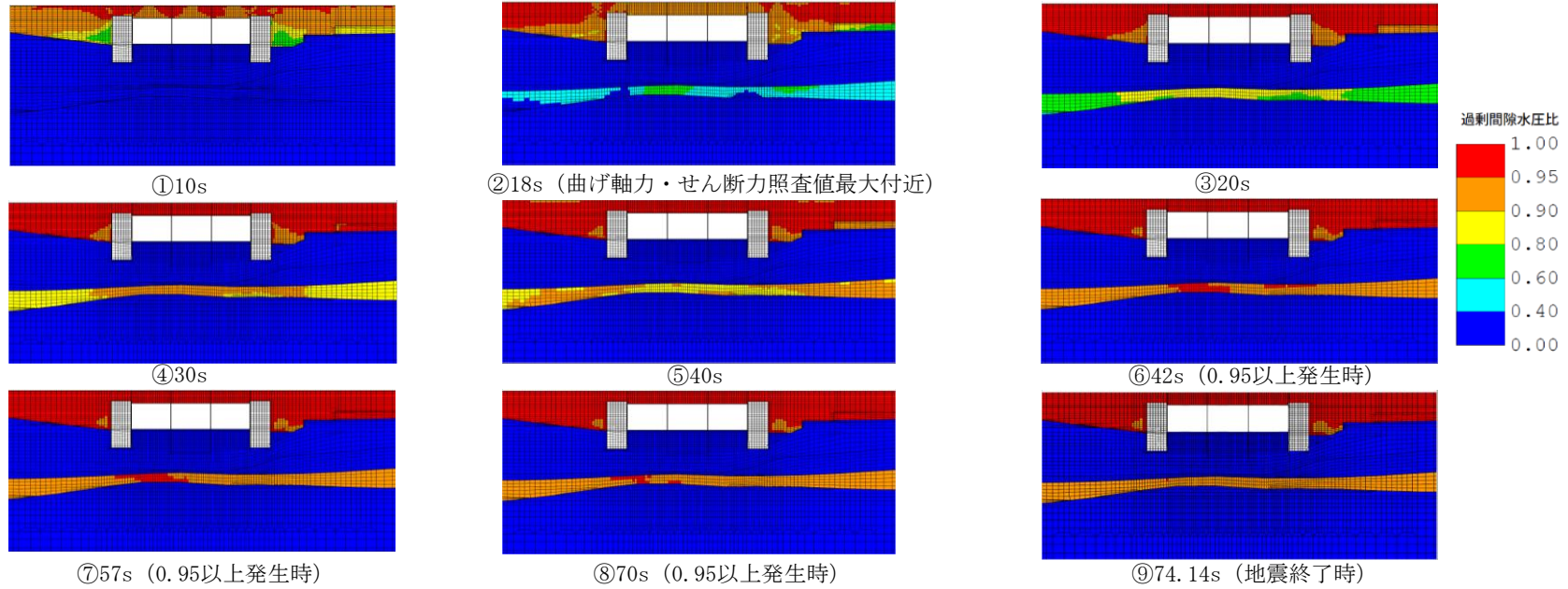


図 2-11 6号機取水路（漸縮部）の過剰間隙水圧の発生状況

3. 液状化検討対象層の液状化強度特性の確認

前述 2.2 に示したとおり、構造物下方の液状化検討対象層（A2s 層）において、地震時に過剰間隙水圧比が一時的に 0.95 を超える地盤要素が出現するものの、地震後には過剰間隙水圧比は 0.95 を下回っている。このことから、液状化検討対象層（A2s 層）は、地盤に大きなせん断ひずみが生じた際に、有効応力が回復するサイクリックモビリティの様相を示しているものと考えられる。

本項では、サイクリックモビリティの特性を整理し、液状化検討対象層（A2s 層）について、液状化強度試験及び解析コード F L I P の地震応答解析の結果から、サイクリックモビリティの有無を確認する。

3.1 サイクリックモビリティの特性の整理

レベル 2 地震動による液状化研究小委員会活動成果報告書（土木学会，2003）では、地盤の液状化及びそれに関連する事象の定義として、以下のように記載されている。

【液状化】

地震の繰返しせん断力などによって、飽和した砂や砂礫などの緩い非粘性土からなる地盤内での間隙水圧が上昇・蓄積し、有効応力がゼロまで低下し液体状となり、その後地盤の流動を伴う現象。

【サイクリックモビリティ】

繰返し载荷において土が「繰返し軟化」する過程で、限られたひずみ範囲ではせん断抵抗が小さくなくても、ひずみが大きく成長しようとする、正のダイレイタンシー特性のためにせん断抵抗が急激に作用し、せん断ひずみの成長に歯止めがかかる現象。主に、密な砂や礫質土、過圧密粘土のように正のダイレイタンシー特性が著しい土において顕著に現れる。

【繰返し軟化】

繰返し载荷による間隙水圧上昇と剛性低下によりせん断ひずみが発生し、それが繰返し回数とともに徐々に増大するが、土のもつダイレイタンシー特性や粘性のためにひずみは有限の大きさにとどまり、大きなひずみ範囲にいたるまでの流動は起きない。

これらの事象のうちサイクリックモビリティは、その現象の違いから一般的に液状化とは区別されている。以下に既往文献におけるサイクリックモビリティに関する記述を示す。また、地盤のダイレイタンスー特性の概念図を図 3-1 に、緩い砂と密な砂の液状化試験結果の比較を図 3-2 及び図 3-3 に示し、液状化とサイクリックモビリティの違いを整理した。

- サイクリックモビリティとは、砂などの繰返し载荷において、有効拘束圧がゼロに近づいてから、载荷時にせん断剛性の回復、除荷時に有効応力の減少を繰り返していくが、ひずみは有限の大きさにとどまる現象であり、液状化とは区別して用いられることがある。(地盤工学会, 2006)
- 地盤の液状化は、ゆるい砂地盤が繰返しせん断を受け、せん断振幅が急増し、地盤全体が泥水状態となり、噴砂や噴水を伴うことが多いので、現象的にサイクリックモビリティとは異なる。(井合, 2008)
- サイクリックモビリティにおいて、有効応力がゼロになるのは、せん断応力がゼロになる瞬間だけであり、せん断応力が作用している間には有効応力が存在するので、間隙水圧比が100%に達した後でも、繰返しせん断に対して相当な剛性を保持する。(吉見, 1991)
- 密詰めの場合には大ひずみは生じない。一時的に有効拘束圧が0になっても、その後にせん断力を加えると負の過剰間隙水圧が発生して有効拘束圧が増加(回復)し、有限の小さなひずみ振幅しか発生しない。この現象を“サイクリックモビリティ”と呼んで液状化と区別することもある。(安田, 1991)

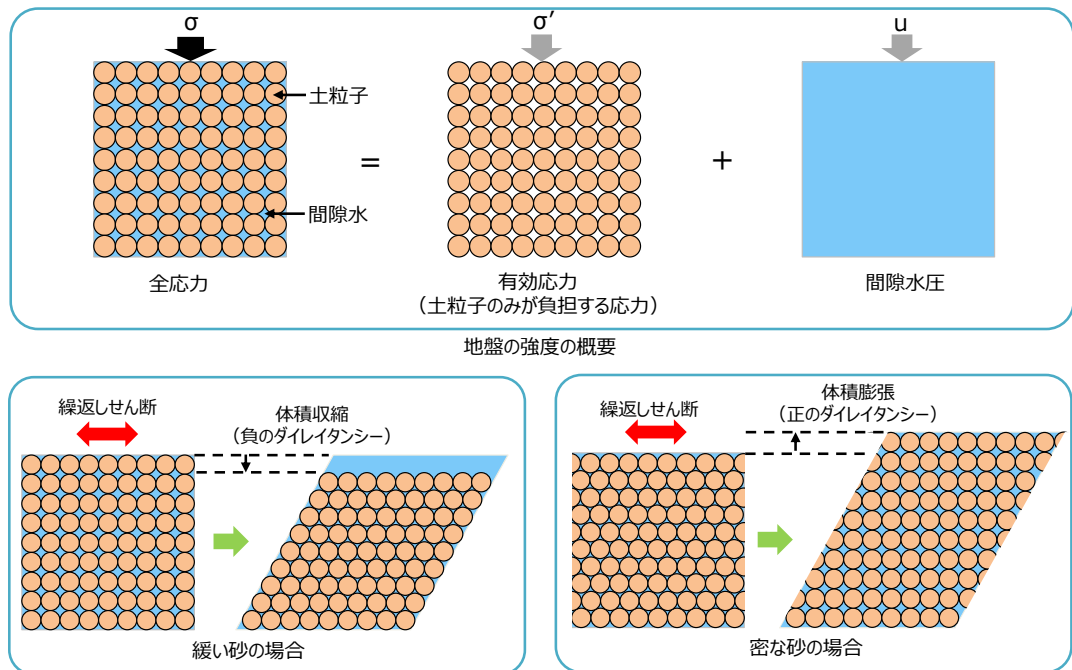
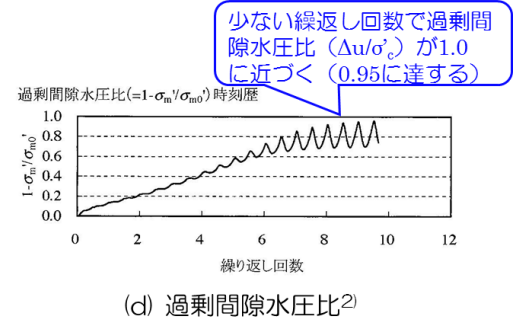
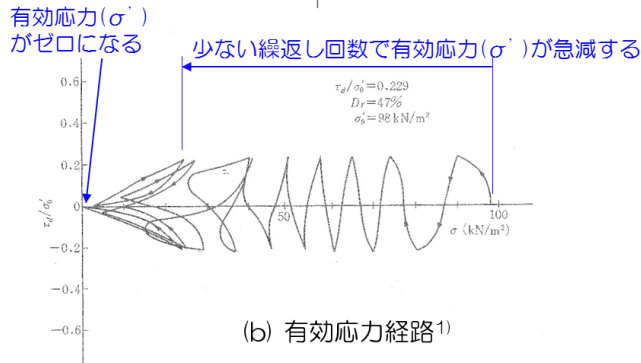
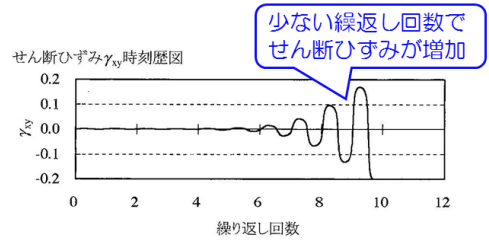
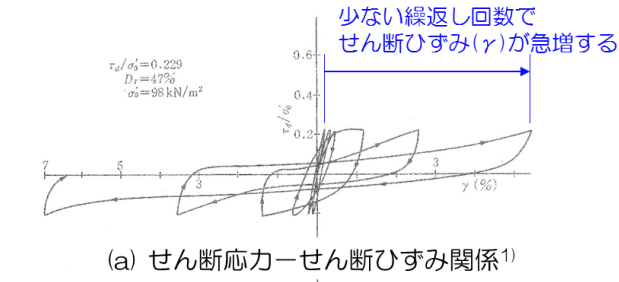


図 3-1 地盤のダイレイタンスー特性の概念図

【液状化試験のイメージ（1）】

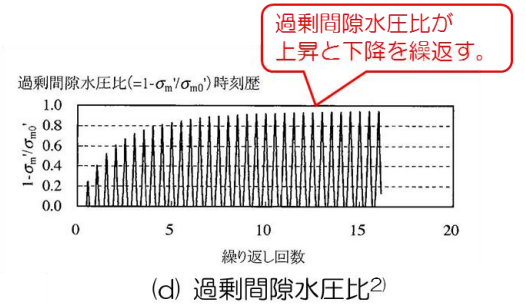
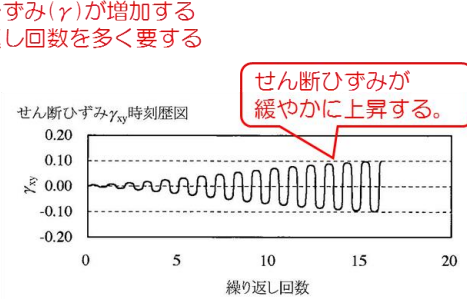
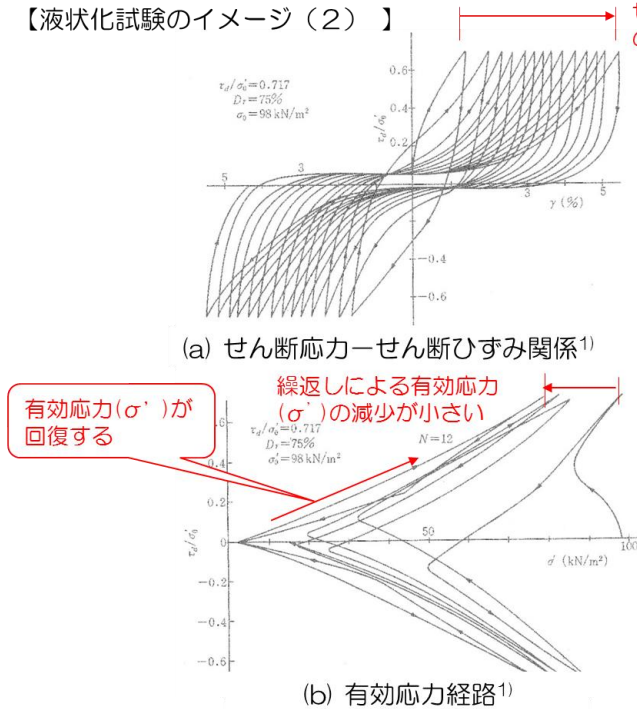


液状化試験の例（液状化する場合）

1) 永瀬英生：多方向の不規則荷重を受ける砂の変形強度特性，東京大学博士論文，1984
 2) 井合進，飛田哲男，小堤治：砂の繰返し載荷同時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンスー関係，京都大学防災研究所年報，第51号，pp.291-304，2008

図 3-2 ゆるい砂の液状化試験結果

【液状化試験のイメージ（2）】



液状化試験の例（サイクリックモビリティの場合）

1) 永瀬英生：多方向の不規則荷重を受ける砂の変形強度特性，東京大学博士論文，1984
 2) 井合進，飛田哲男，小堤治：砂の繰返し載荷同時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンスー関係，京都大学防災研究所年報，第51号，pp.291-304，2008

図 3-3 密な砂の液状化試験結果

3.2 液状化強度試験結果

液状化検討対象層（A2s 層）の液状化強度試験結果の一例を図 3-4 に示す。同図に示すように、せん断応力～せん断ひずみ関係からは、繰り返し载荷を受けてもせん断ひずみは緩やかに進行しており、せん断応力～平均有効主応力関係からは、せん断応力の増加に伴い有効応力が回復しており、平均有効主応力が 0 に近づかず有効応力を保持している。また、過剰間隙水圧比の時刻歴波形からは、過剰間隙水圧比が上昇と下降を繰り返す現象が認められる。このことから、液状化検討対象層（A2s 層）は、サイクリックモビリティの様相を示していることを確認した。

参考として、液状化検討対象層（埋戻土）の液状化強度試験結果の一例を図 3-5 に示す。同図に示すように、せん断応力～せん断ひずみ関係からは、せん断ひずみが急激に進行しており、せん断応力～平均有効主応力関係からは、平均有効主応力が 0 に近づいている。また、過剰間隙水圧比の時刻歴波形からは、過剰間隙水圧比が 0.95 を超える現象が認められる。このことから、液状化検討対象層（埋戻土）は、液状化の様相を示していることを確認した。

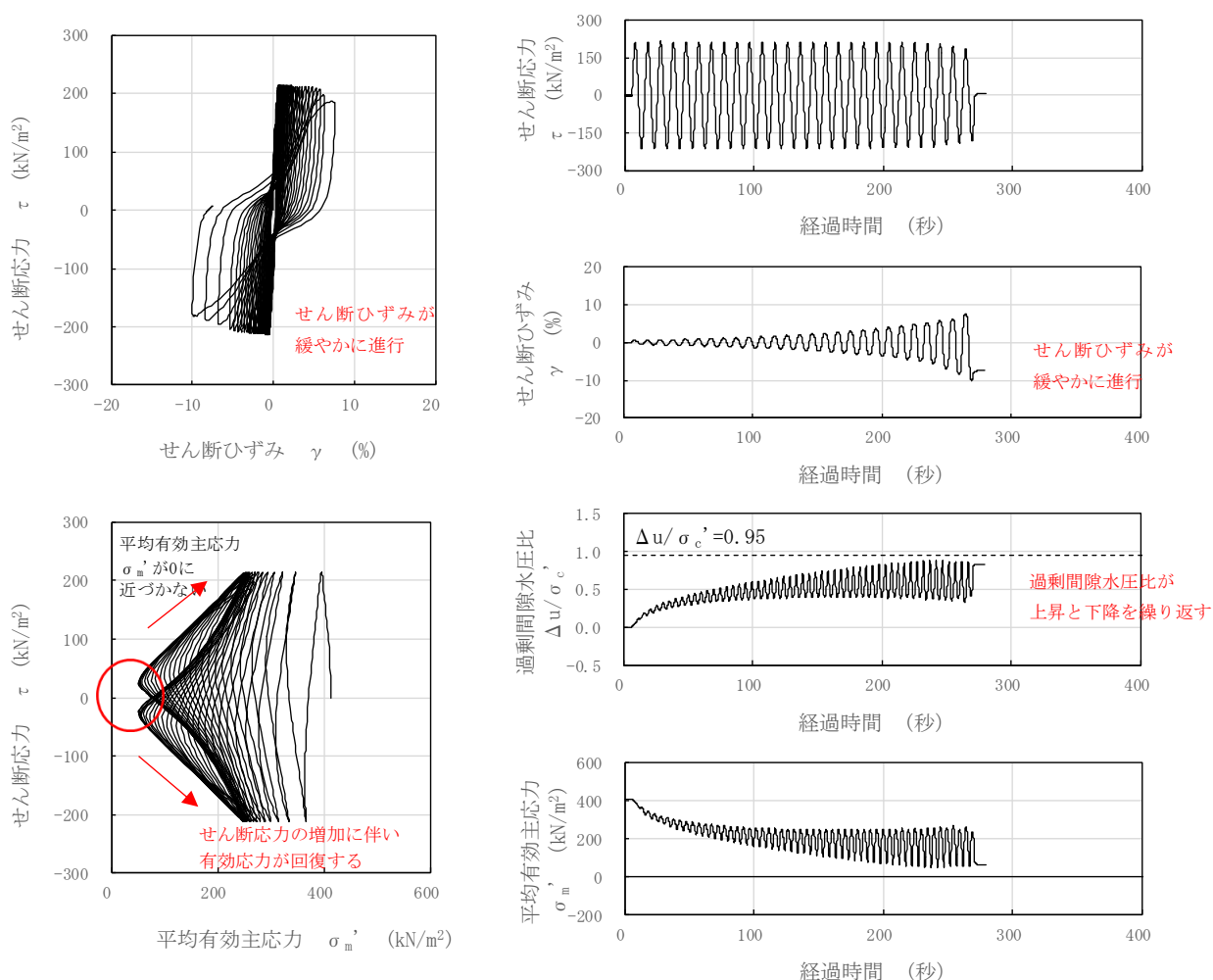


図 3-4 A2s 層の液状化強度試験結果の一例
(GL. -25.10～25.25m, 有効拘束圧 412kN/m², せん断応力比=0.519)

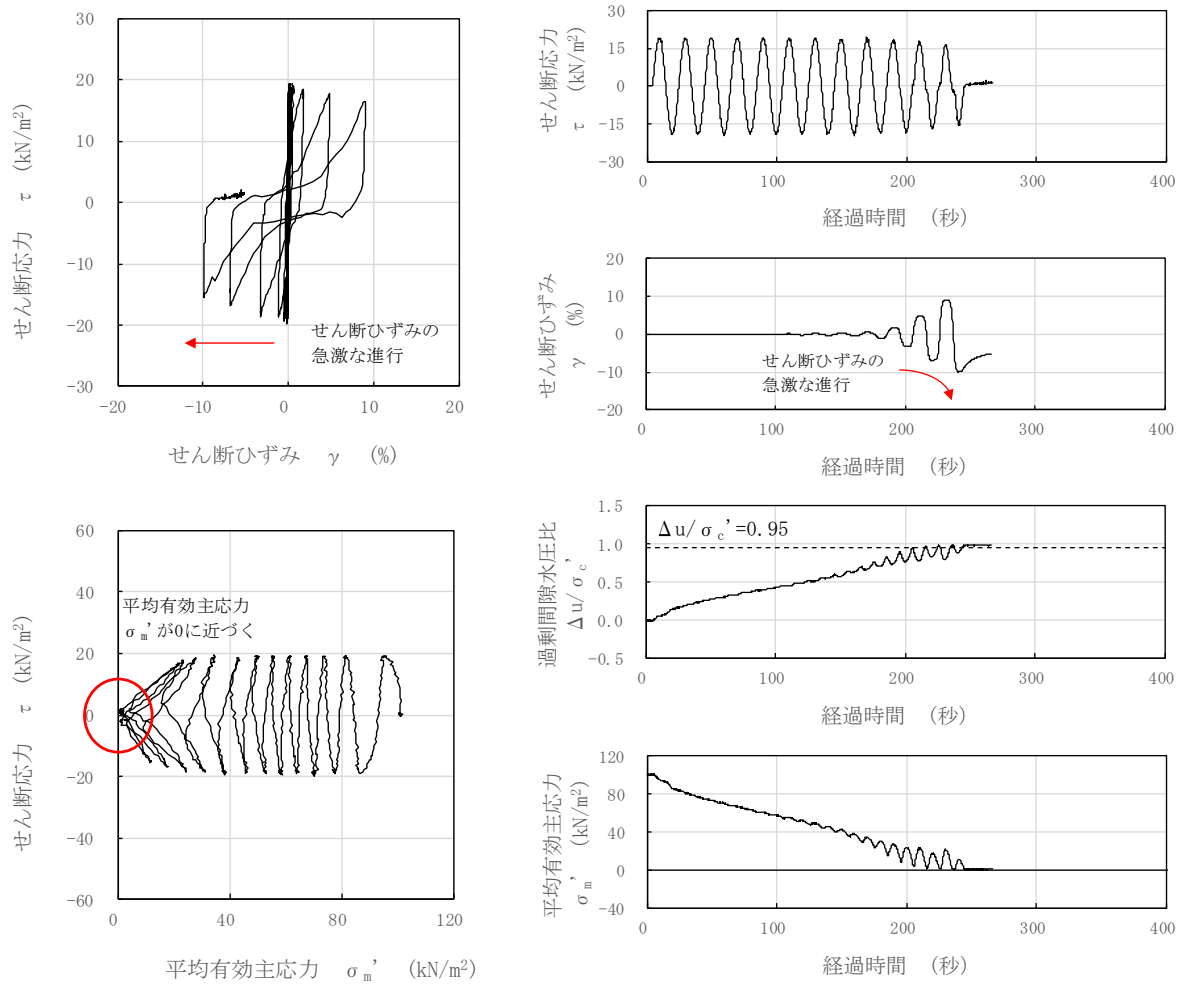


図 3-5 埋戻土の液状化強度試験結果の一例
 (GL. -5.27~5.39m, 有効拘束圧 100kN/m², せん断応力比=0.190)

3.3 有効応力解析FLIPによる地震応答解析結果

(1) サイクリックモビリティに関する有効応力解析FLIPの適用性

耐震評価に用いる有効応力解析の解析コードFLIPについては、サイクリックモビリティを示す密な砂の挙動を適切に表現することが可能である。

解析コードFLIPを用いたサイクリックモビリティに関する再現解析の事例を以下に示す。

■ 事例

- ・ Iai et. al(1992)は、図 3-6 に示すように、サイクリックモビリティが観察された砂の繰返しねじり試験結果に対して、解析コードFLIPを用いた解析を実施している。その結果、解析コードFLIPによる解析結果は、室内試験結果と良い対応を示したと報告されている。
- ・ Iai et. al(1995)は、解析コードFLIPを用いて、1993年釧路沖地震のシミュレーション解析を実施しており、密な地盤に対して液状化パラメータを設定している。図 3-7 に示すように、解析コードFLIPによる地表面加速度は、サイクリックモビリティの影響を示す観測値を再現することができたと報告されている。なお、当サイクリックモビリティの実測例では、観測地点周辺において、地割れや噴水、噴砂などの地盤変状は発生していないことが報告されている。

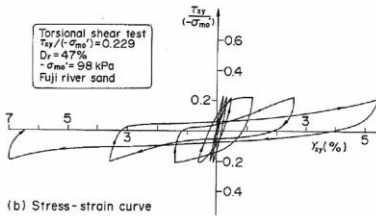
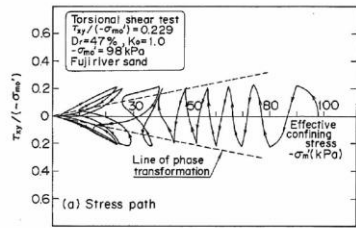


Fig. 1. Stress path and stress-strain curve for loose sand obtained from the cyclic torsion shear test (after Ishihara, 1985)

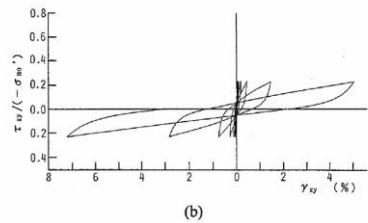
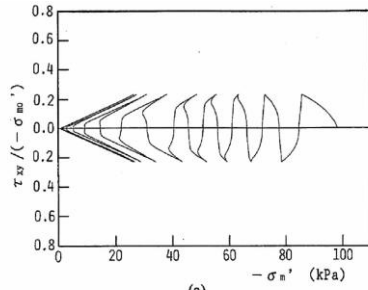


Fig. 9. Computed results of loose sand to be compared with the laboratory results in Fig. 1. (a) Stress path, (b) Stress strain curve

実験結果

解析結果

(a) ゆるい砂 (相対密度 $D_r=47\%$)

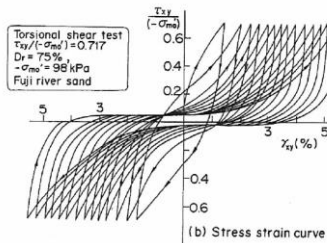
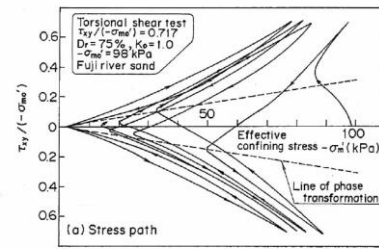


Fig. 2. Stress path and stress-strain curve for dense sand obtained from the cyclic torsion shear test (after Ishihara, 1985)

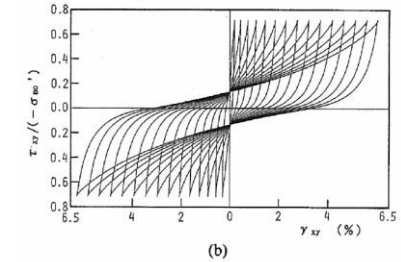
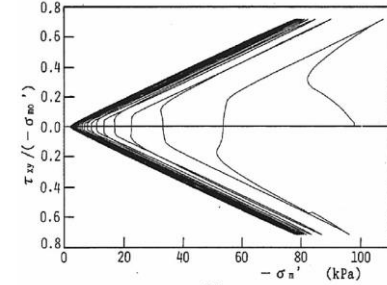


Fig. 10. Computed results of dense sand to be compared with the laboratory results in Fig. 2. (a) Stress path, (b) Stress strain curve

実験結果

解析結果

(b) 密な砂 (相対密度 $D_r=75\%$)

(出典) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T (1992): STRAIN SPACE PLASTICITY MODEL FOR CYCLIC MOBILITY, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol. 32, No. 2, pp. 1-15.

(参考) 相対密度: A2s層 (平均値 96%), 埋戻土 (平均値 75%)

図 3-6 ゆるい砂と密な砂の室内試験結果と解析コード FLIPを用いた解析結果の比較 (Iai et. al (1992) より抜粋)

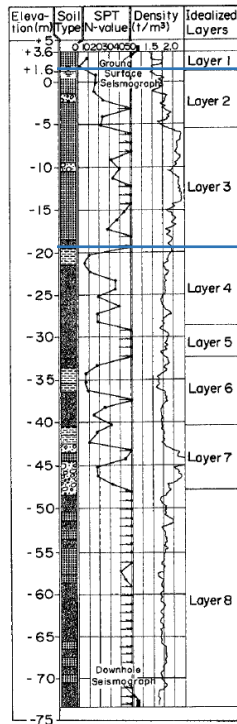


Fig. 21. Idealized soil layers for response analysis

解析モデル

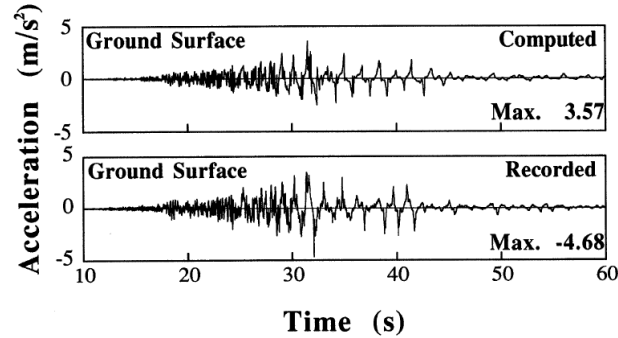


Fig. 24. Recorded and computed accelerations at the ground surface

地表面加速度の比較 (上段：解析値, 下段：観測値)

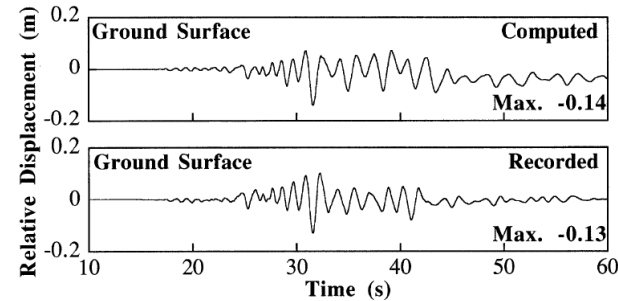


Fig. 25. Recorded and computed displacements at the ground surface relative to the base at a depth of 77 meters

地表面変位の比較 (上段：解析値, 下段：観測値)

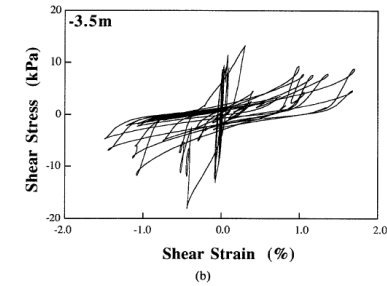
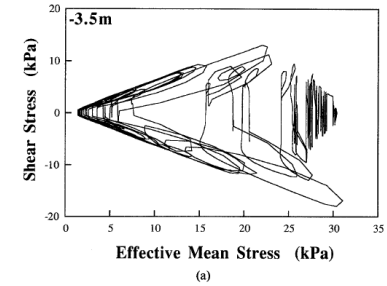


Fig. 26. Computed stress path and stress-strain relation at a depth of 3.5 meters in Layer 2; (a) stress paths and (b) stress strain relation

解析値の一例

(上段：有効応力経路,

下段：せん断応力-せん断ひずみ関係)

(出典) Iai, S., Morita, T., Kameoka, T., Matsunaga, Y. and Abiko, K. (1995): RESPONSE OF A DENSE SAND DEPOSIT DURING 1993 KUSHIRO-OKI EARTHQUAKE, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol, 35, No. 1, pp. 115-131.

図 3-7 有効応力解析プログラム F L I P を用いた 1993 年釧路沖地震のシミュレーション解析 (Iai et. al (1995) より抜粋 (一部加筆))

(2) 有効応力解析における液状化強度特性について

耐震評価に用いる有効応力解析の解析コードFLIPでは、液状化検討対象層の液状化強度特性について、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、液状化強度試験の代表性・網羅性を確認した上で、各地層で得られた液状化強度特性のばらつきを踏まえて、液状化抵抗曲線の平均値-1σに設定している。解析コードFLIPにおける液状化検討対象層（A2s層）の液状化抵抗曲線を図3-8に、液状化検討対象層（埋戻土）の液状化抵抗曲線を図3-9に示す。

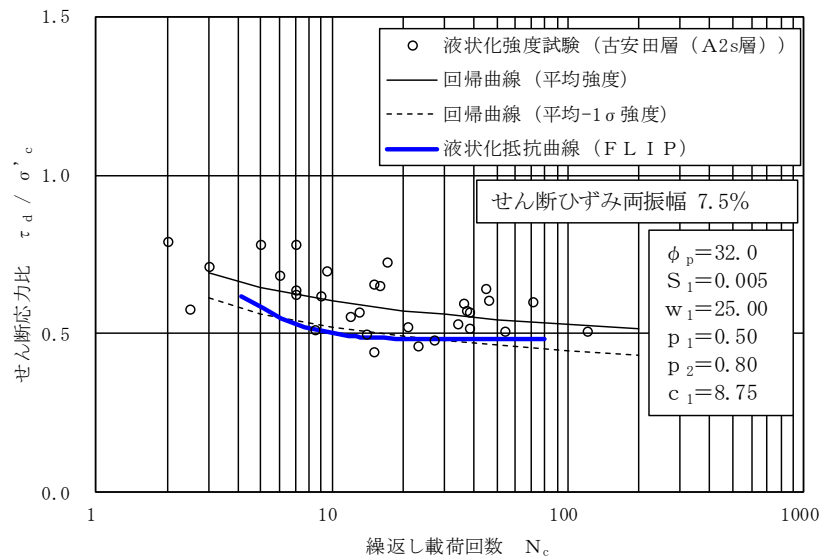


図 3-8 解析コードFLIPにおける液状化検討対象層（A2s層）の液状化抵抗曲線

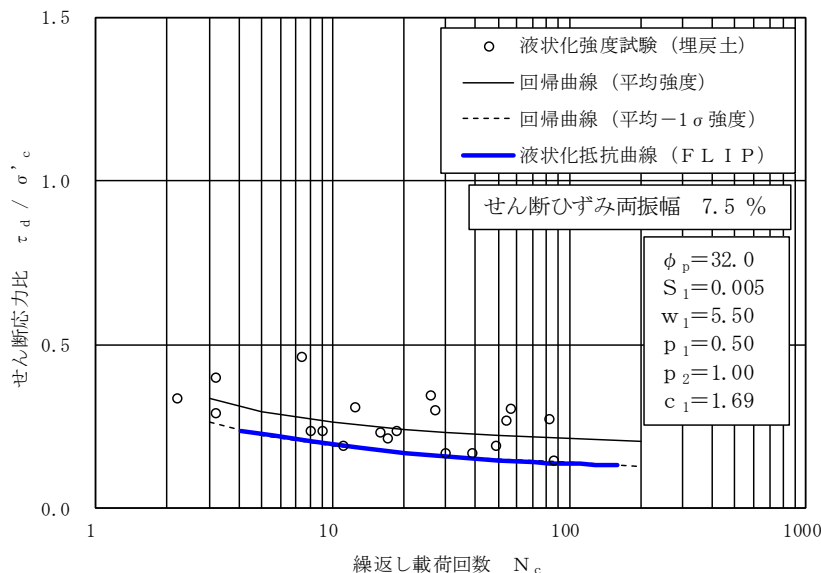


図 3-9 解析コードFLIPにおける液状化検討対象層（埋戻土）の液状化抵抗曲線

(3) 要素シミュレーションの結果

解析コードFLIPによる液状化検討対象層（A2s層）の要素シミュレーションの結果を図3-10に示す。ここで、要素シミュレーションとは、解析コードFLIPによる液状化強度試験（繰り返しせん断試験）の模擬解析を意味する。

図3-10より、液状化検討対象層（A2s層）は、前述3.2に示した液状化強度試験結果と同様に、せん断ひずみが緩やかに進行し、せん断応力の増加に伴い有効応力が回復する、過剰間隙水圧比が上昇と下降を繰り返す等といった様相が認められることから、解析コードFLIPによりA2s層のサイクリックモビリティを再現できることを確認した。

参考として、液状化検討対象層（埋戻土）の要素シミュレーションの結果を図3-11に示す。液状化検討対象層（埋戻土）は、液状化検討対象層（A2s層）と比べて、少ない繰り返し回数でせん断ひずみが急増し、また、少ない繰り返し回数で過剰間隙水圧比が95%に達しており、液状化の様相を示している。

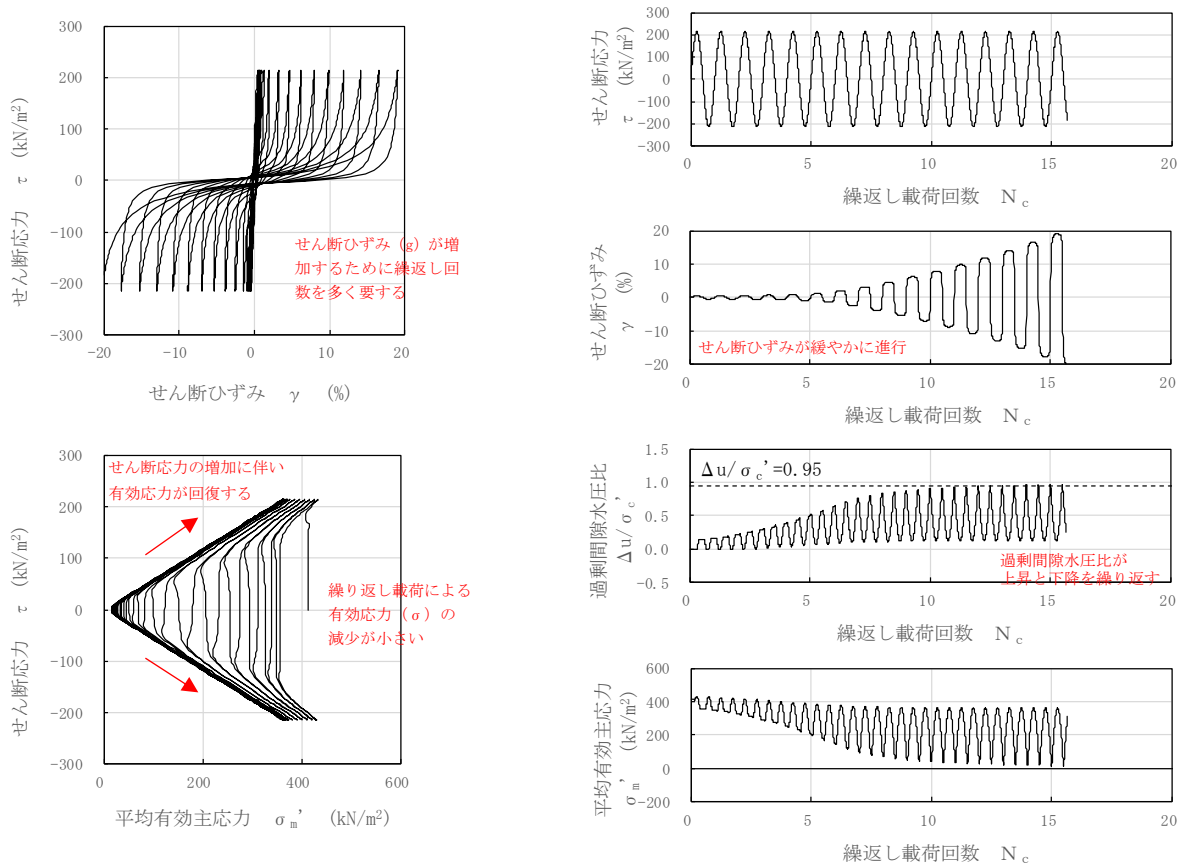


図 3-10 液状化検討対象層（A2s層）の要素シミュレーションの結果
（有効拘束圧 412kN/m²，せん断応力比 RL20=0.519）

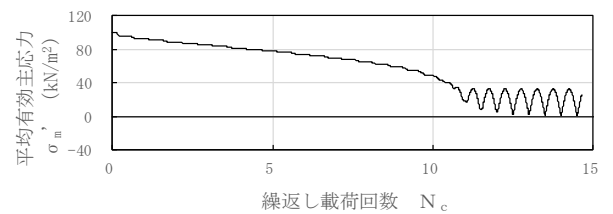
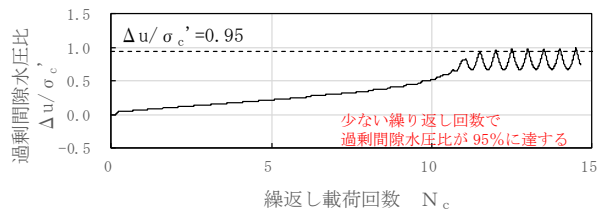
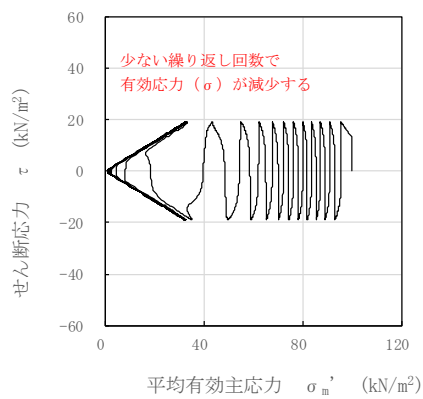
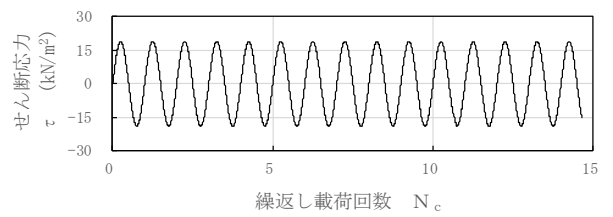
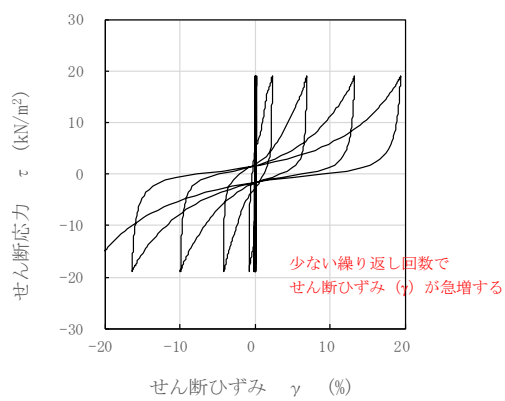


図 3-11 液状化検討対象層（埋戻土）の要素シミュレーションの結果
 (有効拘束圧 100kN/m^2 ，せん断応力比 $R_{L20} = 0.190$)

(4) 地震応答解析における液状化検討対象層の応答

液状化検討対象層（A2s 層）の地震時の応答を確認するため、解析コード F L I P を用いた地震応答解析の結果を分析する。

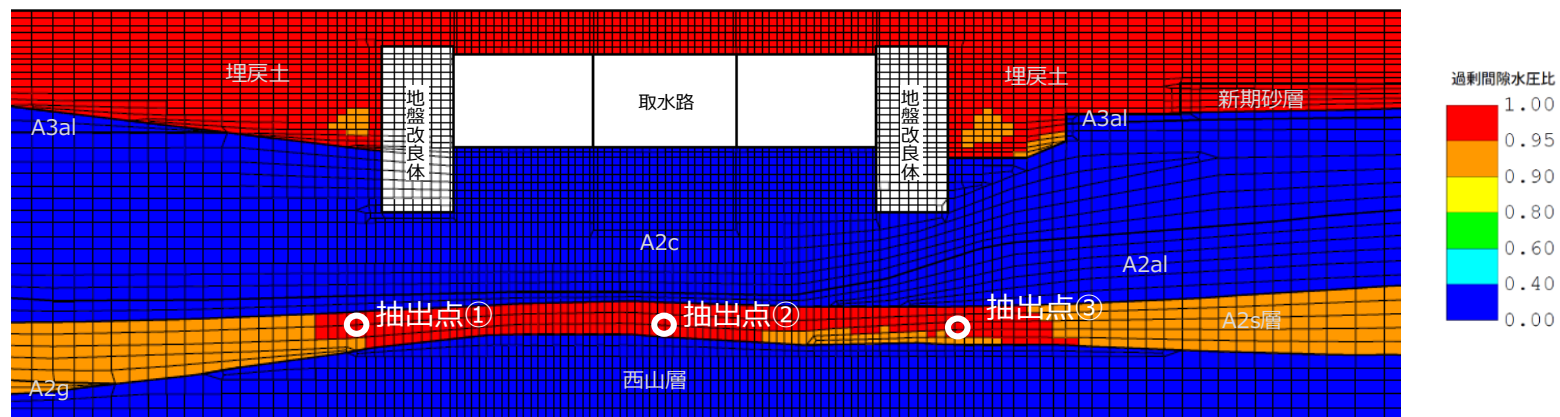
A2s 層の有効応力経路及びせん断応力～せん断ひずみ関係を図 3-12 に、せん断応力～せん断ひずみ関係を図 3-13 に、過剰間隙水圧比の時刻歴推移を図 3-14 に示す。

A2s 層の有効応力経路からは、せん断応力の発生に伴い初期の有効拘束圧（有効応力経路の始点）より大きくなるような剛性の急回復があることから、サイクリックモビリティの様相を呈していることを確認した。A2s 層のせん断応力～せん断ひずみ関係からは、せん断ひずみが大きくなるとせん断応力の急増が認められることから、サイクリックモビリティの様相を呈していることを確認した。また、過剰間隙水圧比の時刻歴推移からは、過剰間隙水圧比の上昇は比較的緩やかであり、過剰間隙水圧比が上下する現象（せん断ひずみの発生に伴う有効応力の回復）が確認されたことから、サイクリックモビリティの様相を呈していることを確認した。

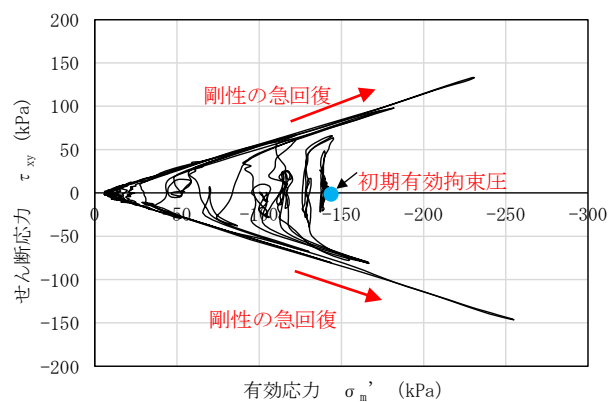
参考として、埋戻土の有効応力経路を図 3-15 に、せん断応力～せん断ひずみ関係を図 3-16 に、過剰間隙水圧比の時刻歴推移を図 3-17 に示す。

埋戻土の有効応力経路からは、せん断応力の発生に伴い有効応力が急激に低下していることから、液状化の様相を呈していることを確認した。埋戻土のせん断応力～せん断ひずみ関係からは、A2s 層で見られたひずみの増加に伴うせん断応力の急増が認められないことから、液状化の様相を呈していることを確認した。また、過剰間隙水圧比の時刻歴推移からは、地震直後に過剰間隙水圧比が急上昇しており、A2s 層で見られた過剰間隙水圧比の変動（せん断ひずみの発生に伴う有効応力の回復）が少ないことから、液状化の様相を呈していることを確認した。

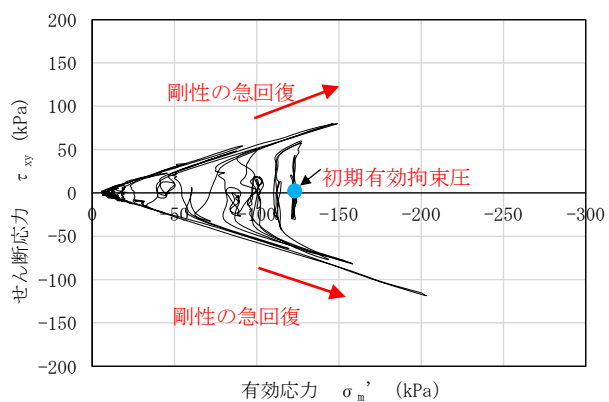
A2s 層



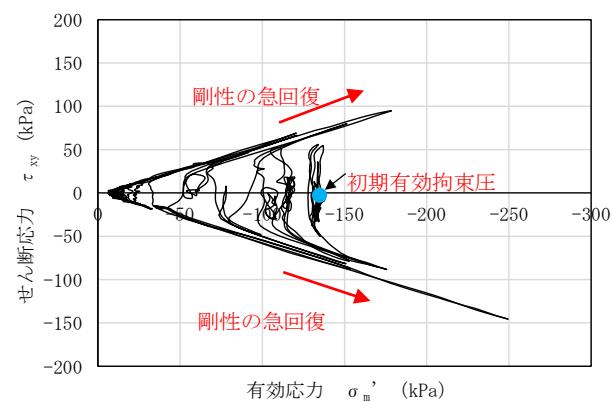
6号機取水路（漸縮部）の最大過剰間隙水圧比分布（解析ケース③，Ss-3--）



(a) 抽出点①



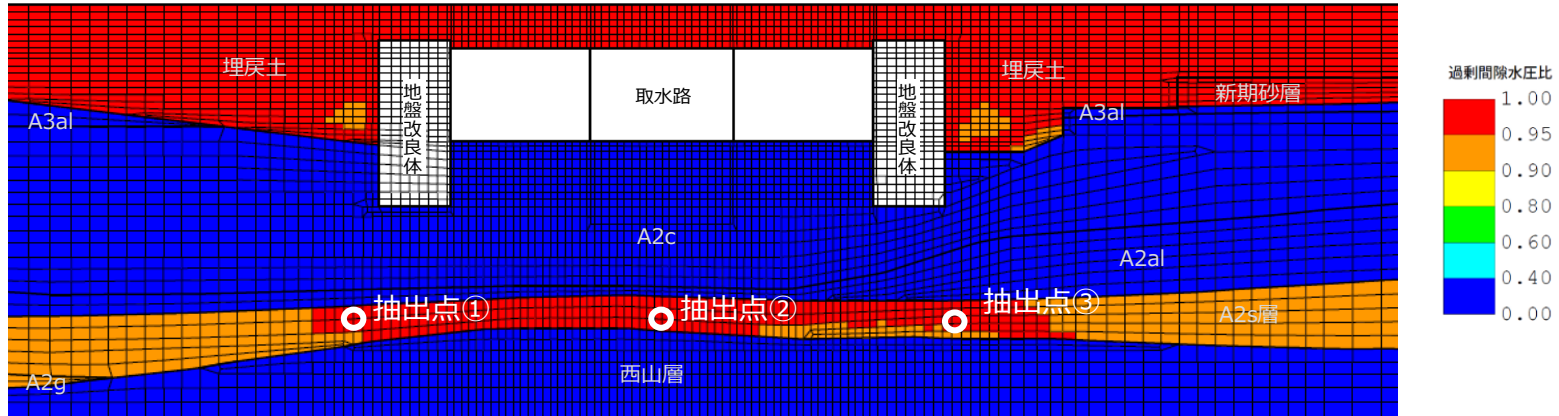
(b) 抽出点②



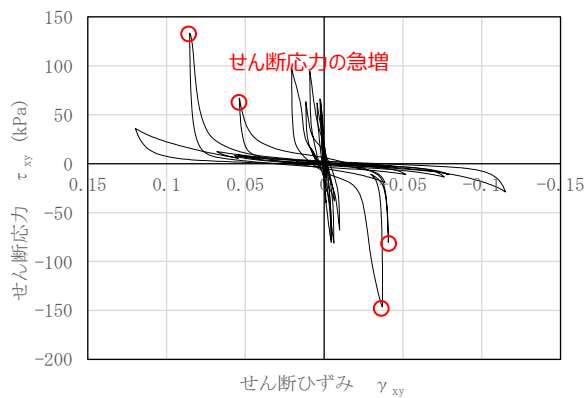
(c) 抽出点③

図 3-12 A2s 層の有効応力経路（解析ケース③，Ss-3--）

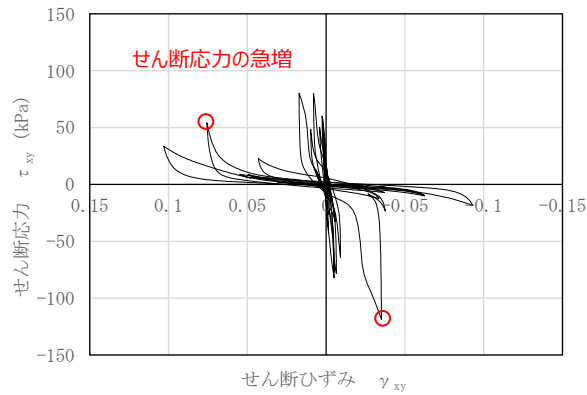
A2s 層



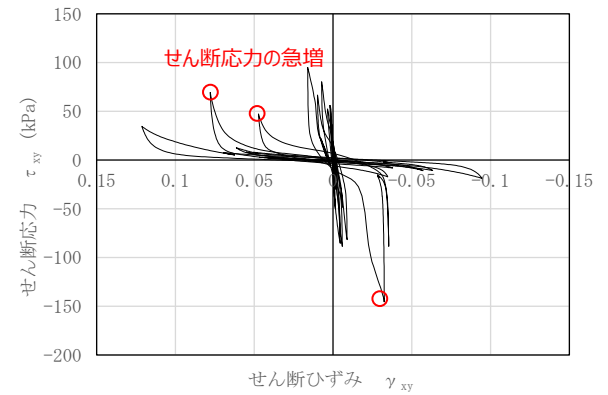
6号機取水路（漸縮部）の最大過剰間隙水圧比分布（解析ケース③，Ss-3--）



(a) 抽出点①



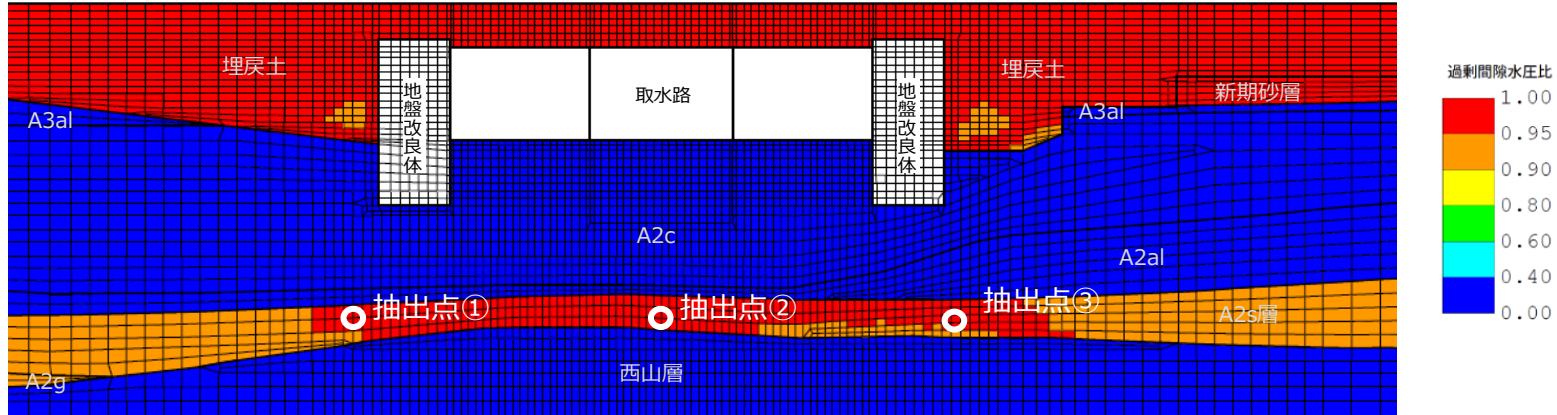
(b) 抽出点②



(c) 抽出点③

図 3-13 A2s 層のせん断応力～せん断ひずみ関係（解析ケース③，Ss-3--）

A2s 層



6号機取水路（漸縮部）の最大過剰間隙水圧比分布（解析ケース③，Ss-3--）

(参考) 5-28

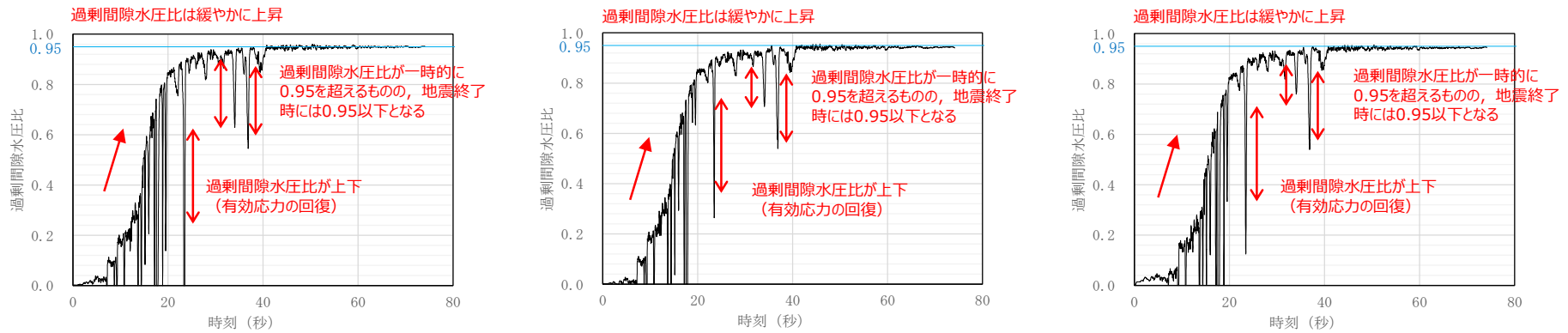
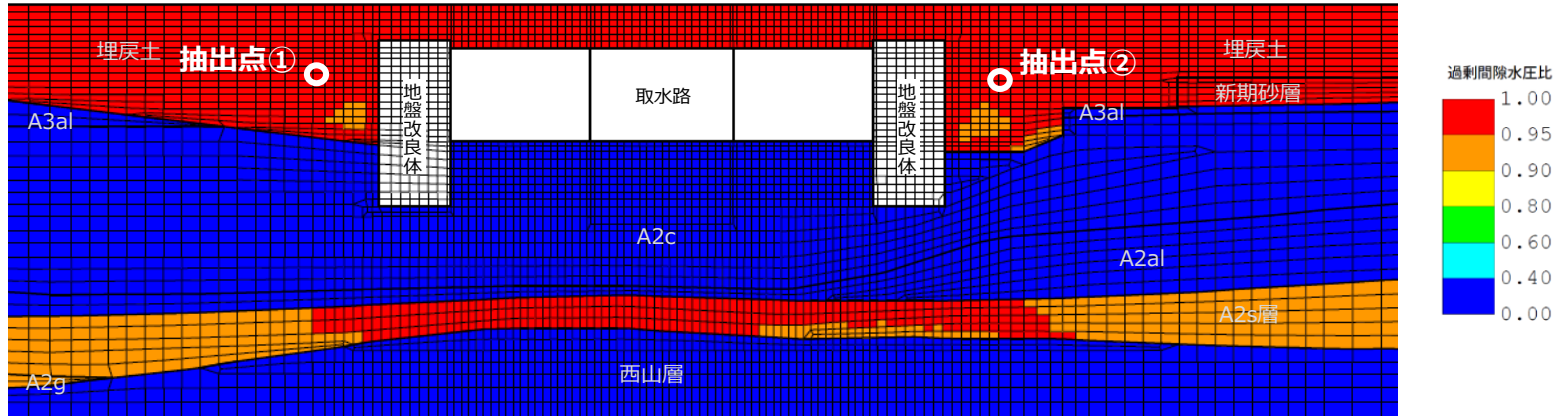
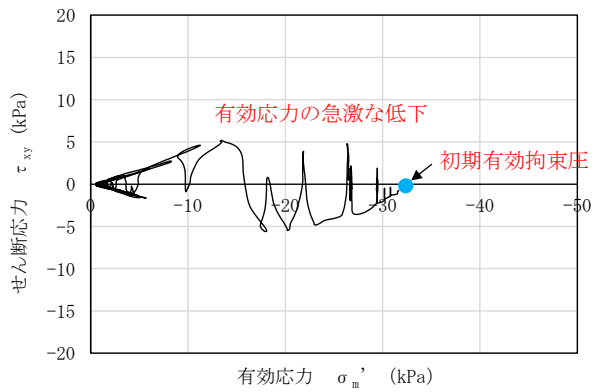


図 3-14 A2s 層の過剰間隙水圧比の時刻歴推移（解析ケース③，Ss-3--）

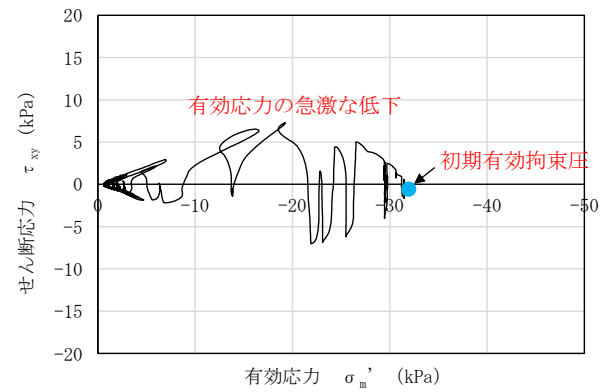
埋戻土



6号機取水路（漸縮部）の最大過剰間隙水圧比分布（解析ケース③，Ss-3--）



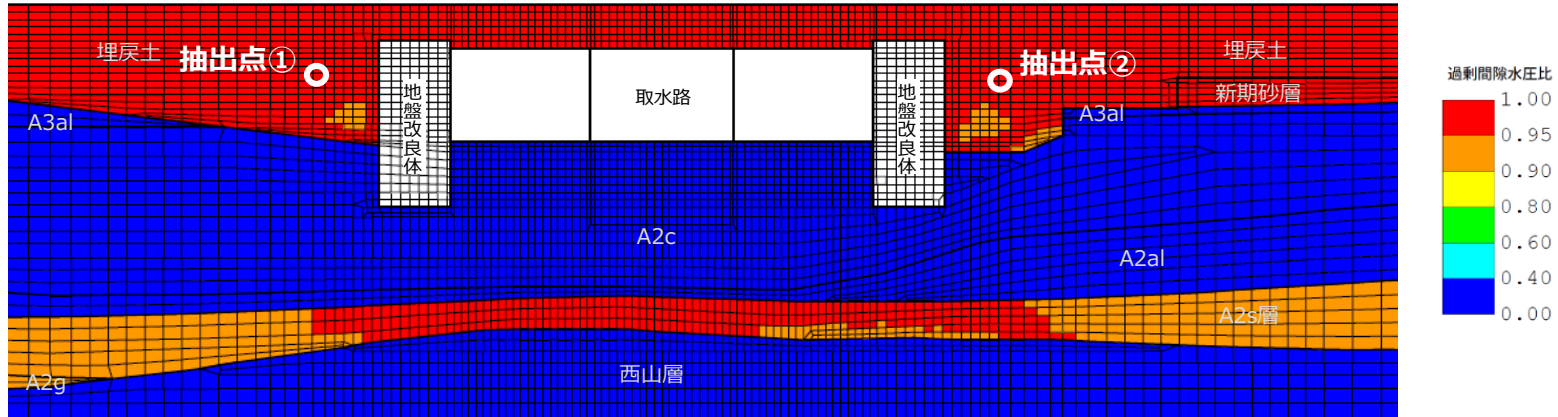
(a) 抽出点①



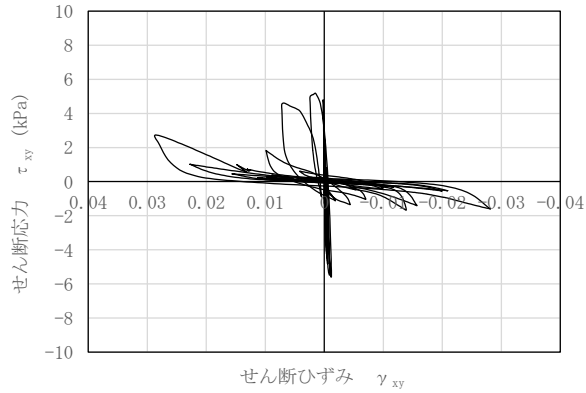
(b) 抽出点②

図 3-15 埋戻土の有効応力経路（解析ケース③，Ss-3--）

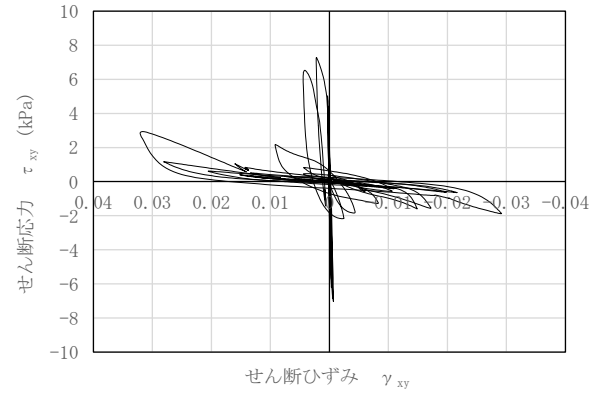
埋戻土



6号機取水路（漸縮部）の最大過剰間隙水圧比分布（解析ケース③，Ss-3--）



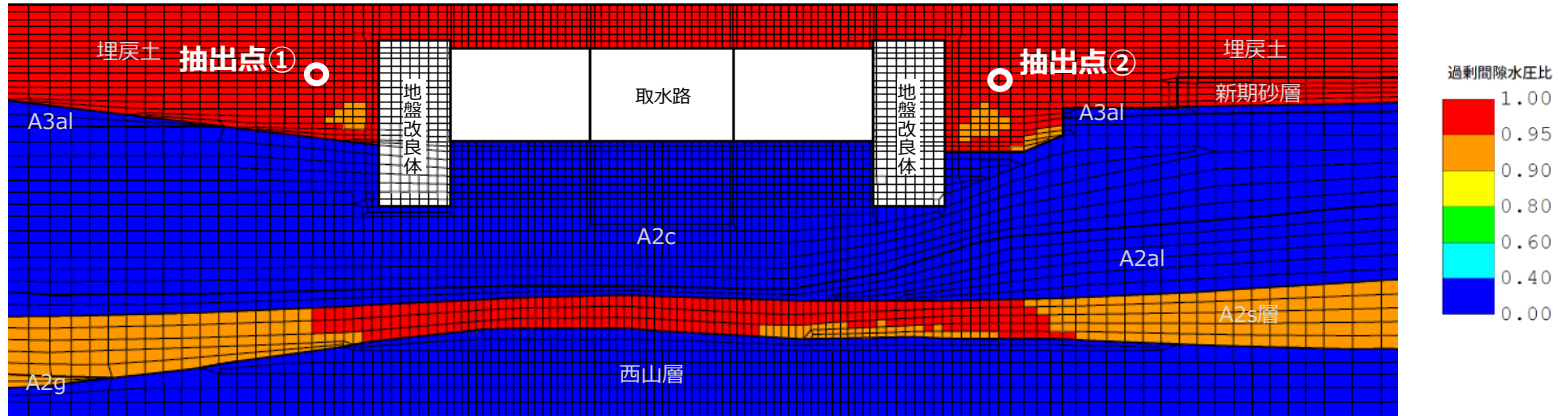
(a) 抽出点①



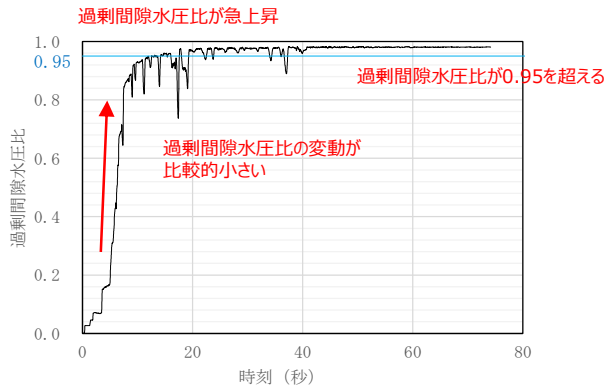
(b) 抽出点②

図 3-16 埋戻土のせん断応力～せん断ひずみ関係（解析ケース③，Ss-3--）

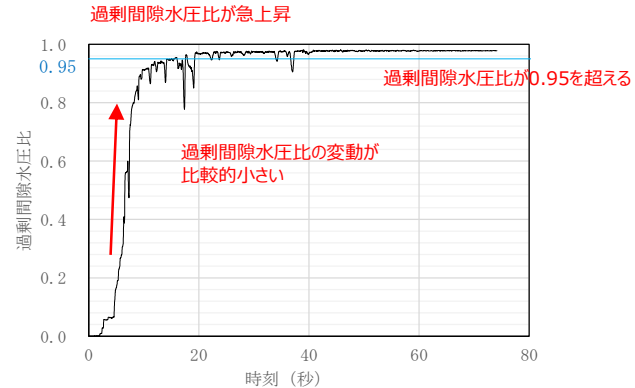
埋戻土



6号機取水路（漸縮部）の最大過剰間隙水圧比分布（解析ケース③，Ss-3--）



(a) 抽出点①

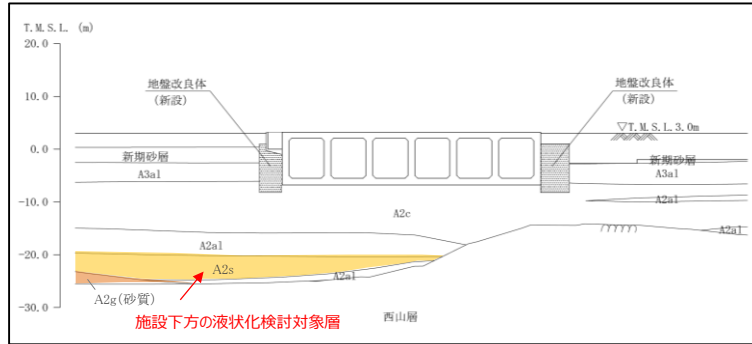


(b) 抽出点②

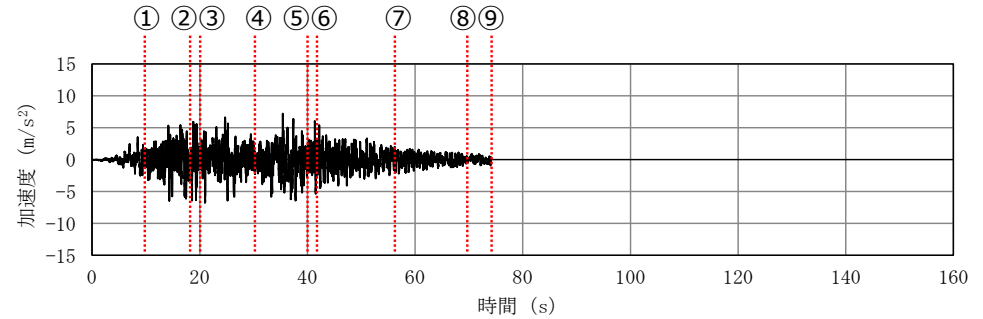
図 3-17 埋戻土の過剰間隙水圧比の時刻歴推移（解析ケース③，Ss-3--）

(5) 地盤の有効応力の時刻歴推移

地盤の有効応力の時刻歴推移を図 3-18 に示す。液状化検討対象層（A2s 層）の基準地震動 S_s に対する有効応力の時刻歴推移を確認した結果、全時刻において有効応力が保持されていることから、サイクリックモビリティの様相を呈しており、西山層まで鉛直力を伝達することを確認した。



6号機取水路（漸縮部）の断面図



基準地震動の時刻歴波形（水平方向：S s -3）

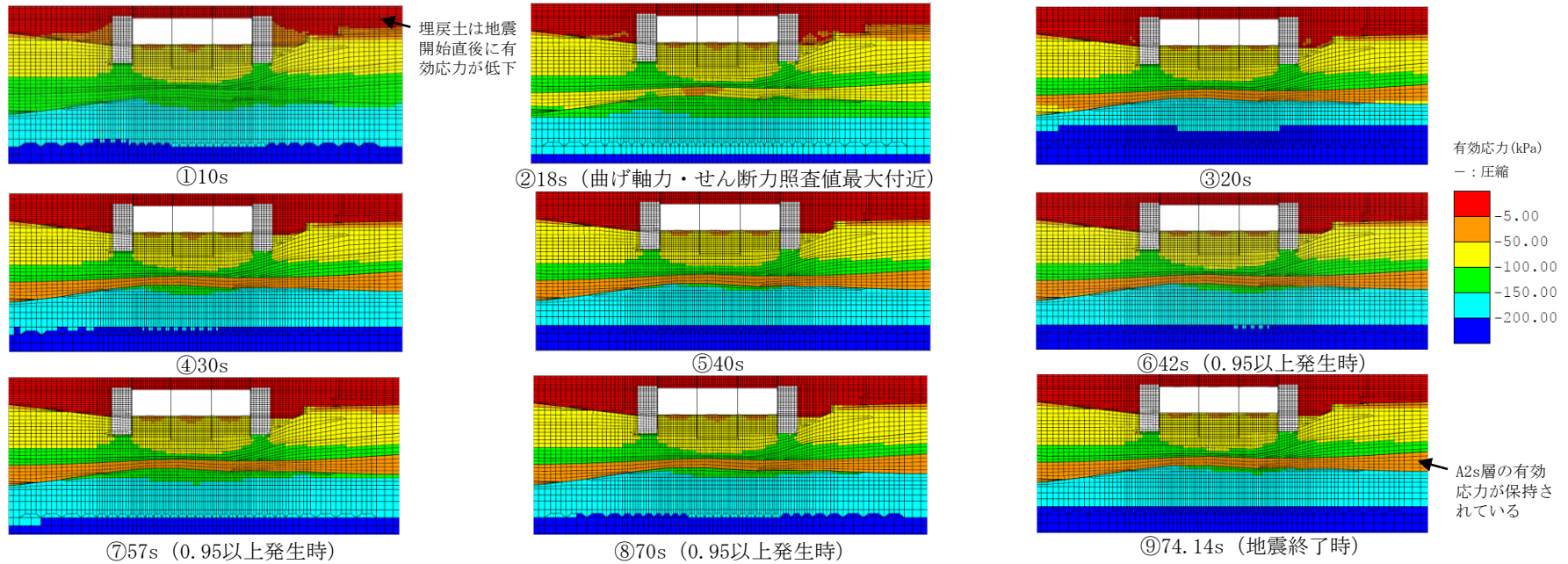


図 3-18 6号機取水路（漸縮部）の有効応力の発生状況

4. 地震時の過剰間隙水圧の上昇を踏まえた支持性能評価

前述「3. 液状化検討対象層の液状化強度特性の確認」に示したとおり、液状化検討対象層（A2s層）は地震時においても有効応力を保持し、西山層まで鉛直力が伝達することを確認した。一方、構造物下方に分布する液状化検討対象層（A2s層及びA2g層（砂質））の一部において地震に伴い過剰間隙水圧比が一時的に0.95を超えることを踏まえ、これらを踏まえた支持性能評価を実施する。

4.1 最大鉛直力に対する支持性能評価

4.1.1 評価方法

スクリーン室、取水路及び補機冷却用海水取水路の基礎地盤の支持性能の許容限界は、道路橋示方書・同解説（I共通編・IV下部構造編）（日本道路協会、平成14年3月）（以下「道路橋示方書」という。）の直接基礎の算定式に基づく極限支持力より設定している。この極限支持力算定式は、Terzaghiの支持力理論に基づく算定式であり、図4-1に示す概念図のとおり、構造物直下のくさび形状を呈する主働領域Ⅰ、地表面側の受働領域Ⅱ及びこれらの遷移領域Ⅲにおけるすべり面を考慮し、力の釣合い条件から支持力を算定するものである。

そこで、本検討では、図4-2に示すとおり、保守的な仮定として、受働領域Ⅱ及び遷移領域Ⅲのすべり面の抵抗力は考慮せず、主働領域Ⅰのうち、過剰間隙水圧比が一時的に0.95を超える地盤要素がある液状化検討対象層よりも上側の地層におけるすべり面の抵抗力のみを考慮した場合でも支持性能が確保されることを確認する。

7号機スクリーン室及び6号機取水路（漸縮部）にて設定したTerzaghiの支持力理論に基づくすべり線を図4-3に示す。

抵抗力の算定方法は、主働領域Ⅰによって形成されるすべり線が通る地層の抵抗力Rを式(1)により算定する。

$$R = \Sigma(c' + \sigma'_n \cdot \tan\phi') \cdot l \quad \text{式(1)}$$

ここで、

c' : 各地層の粘着力

l : 各地層のすべり線長さ

σ'_n : すべり線法線方向応力

ϕ' : 各地層の内部摩擦角

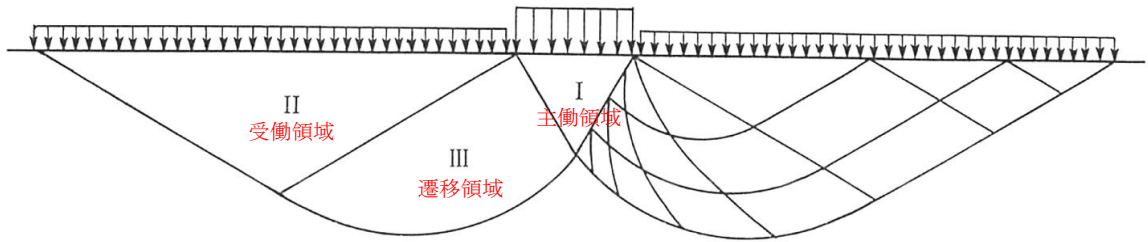


図 4-1 Terzaghi の支持力理論 概念図
 (引用：土質力学，石原研而，丸善に一部加筆)

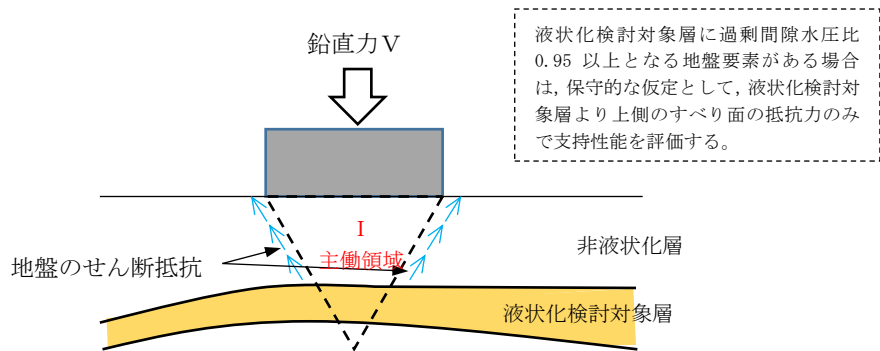
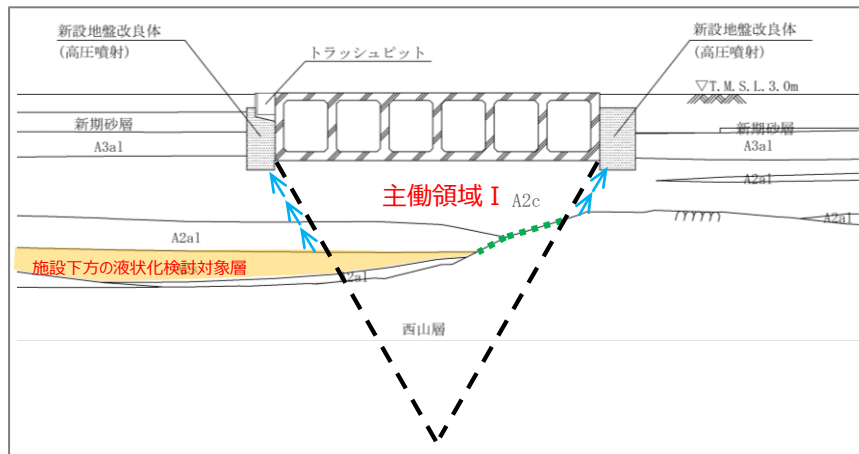
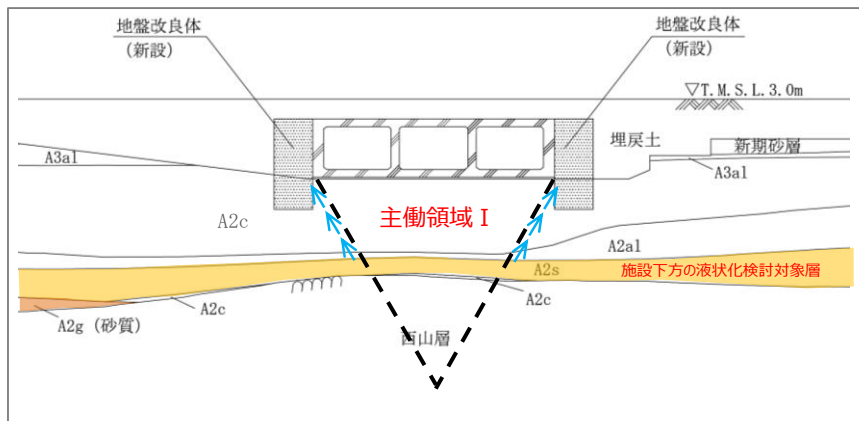


図 4-2 最大鉛直力に対する支持性能評価の概念図



(a) 7号機 スクリーン室



(b) 6号機 取水路 (漸縮部)

図 4-3 Terzaghi の支持力理論に基づくすべり線の設定

4.1.2 評価結果

前述「4.1.1 評価方法」に示した方法により、7号機スクリーン室及び6号機取水路（漸縮部）について、液状化検討対象層（A2s層及びA2g層（砂質））の過剰間隙水圧の上昇を踏まえた支持性能評価を実施した。評価結果を表4-1に示す。

なお、鉛直力については、各構造物において、地震応答解析を実施した全ての解析ケース及び地震動のうち、最大となる値を用いる。

同表に示すとおり、7号機スクリーン室及び6号機取水路（漸縮部）のいずれについても、保守的な仮定として、受働領域Ⅱ及び遷移領域Ⅲのすべり面の抵抗力は考慮せず主働領域Ⅰのうち、過剰間隙水圧比が一時的に0.95を超える地盤要素がある液状化検討対象層よりも上側の地層におけるすべり面の抵抗力のみを考慮した場合でも地震時の支持性能が確保されることを確認した。

表4-1 最大鉛直力に対する支持性能評価結果

評価断面	最大鉛直力 R_a (kN)	支持力 R_u (kN)	照査値 R_a/R_u
7号機 スクリーン室	2530	2990	0.85
6号機 取水路（漸縮部）	2200	2960	0.75

注記*1：鉛直力は、各構造物において地震応答解析を実施した全ての解析ケース及び地震動のうち、最大となる値。

*2：液状化検討対象層より上側のA2c層と西山層及びA2a1層と西山層との境界（図4-3（a）の緑破線部分）におけるせん断抵抗を考慮しない照査値。

4.2 地震時の水平力・鉛直力に対する支持性能評価

4.2.1 評価方法

有効応力解析 F L I P による地震応答解析では，水平地震動と鉛直地震動を同時に入力し，耐震安全性評価を実施していることから，この解析結果を用いて地震時の水平力・鉛直力に対する支持性能評価を行う。

本検討では，施設下方の液状化検討対象層の過剰間隙水圧が上昇する範囲を踏まえ，Terzaghi の支持力理論に基づくすべり線を設定する。続いて，有効応力解析 F L I P による地震応答解析から時刻歴の地盤の応力状態を抽出し，すべり線上の作用力と抵抗力を比較することにより支持性能評価を行う。

地震時の水平力・鉛直力に対する支持性能評価のフロー図を図 4-4 に，地震時の水平力・鉛直力に対する支持性能評価の概念図を図 4-5 に示す。

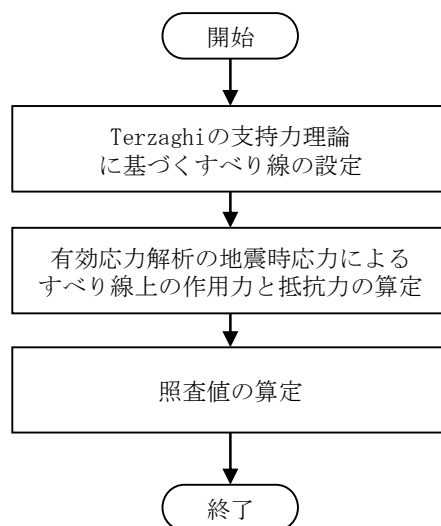


図 4-4 地震時の水平力・鉛直力に対する支持性能評価のフロー図

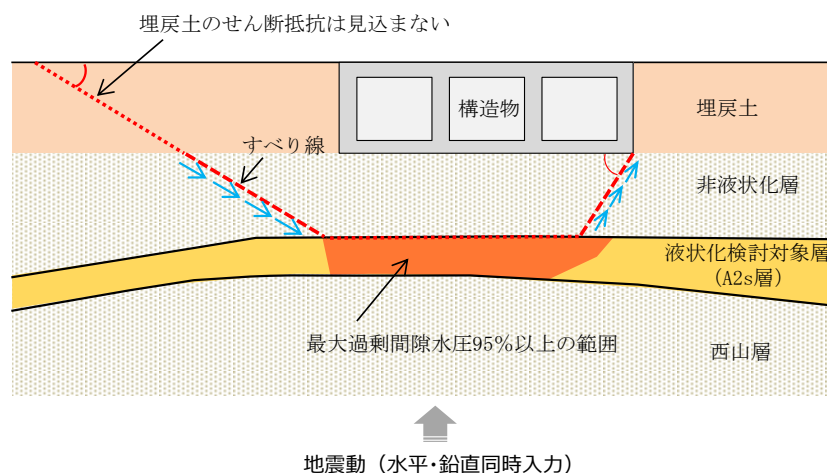
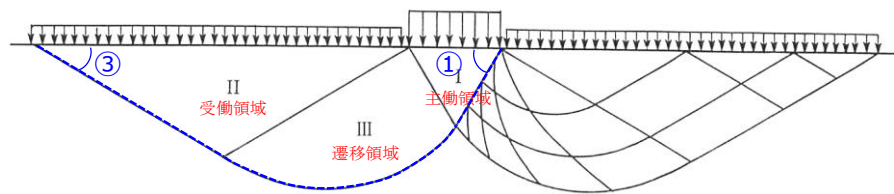


図 4-5 地震時の水平力・鉛直力に対する支持性能評価の概念図

(1) すべり線の設定

すべり線の設定方法の概念図を図 4-6 に示す。

本検討におけるすべり線の選定は、まず、主働領域 I における構造物端部から、Terzaghi の支持力理論に基づき、地盤の内部摩擦角に応じた角度① ($45^\circ + \phi/2$) を設定する。次に、地震応答解析の結果から最大過剰間隙水圧比が 95%以上となる範囲に基づき、水平方向のすべり線として②の領域を設定する。最後に、②の領域の端部から地表面まで、Terzaghi の支持力理論に基づき、受働領域 II における角度③ ($45^\circ - \phi/2$) ですべり線を設定し、構造物端部から地表面までの連続したすべり線を設定する。



Terzaghi の支持力理論 概念図
(引用：土質力学，石原研而，丸善に一部加筆)

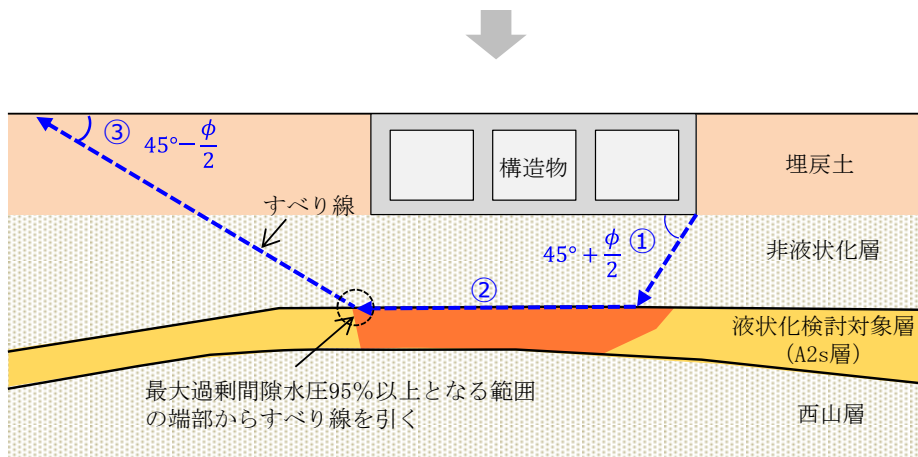
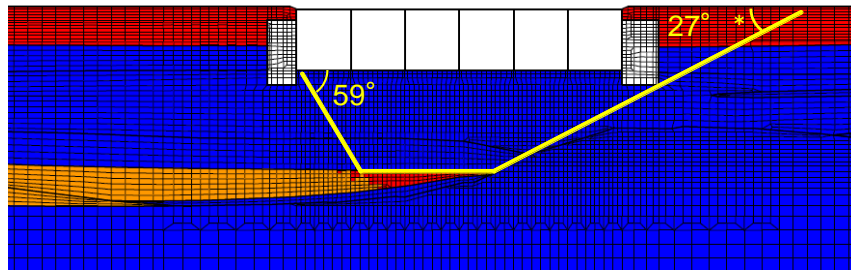
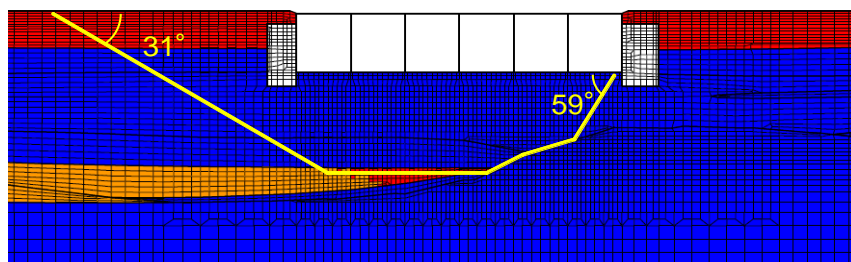


図 4-6 すべり線の設定方法の概念図



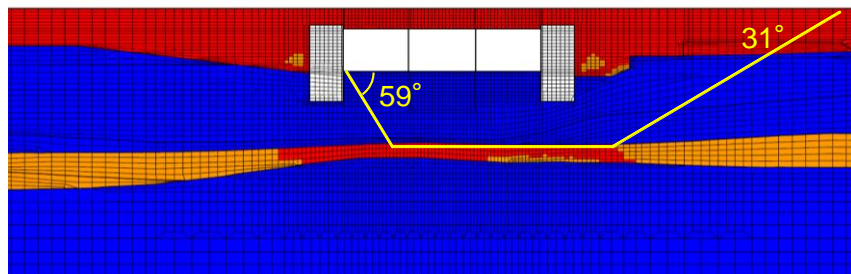
注記* : Terzaghi の支持力理論に基づき、角度③を設定した場合、すべり線上に地盤改良体が位置するため、地盤改良体を通らない位置にすべり線を設定し、角度を補正 ($31^{\circ} \rightarrow 27^{\circ}$)

(a) 右すべり線

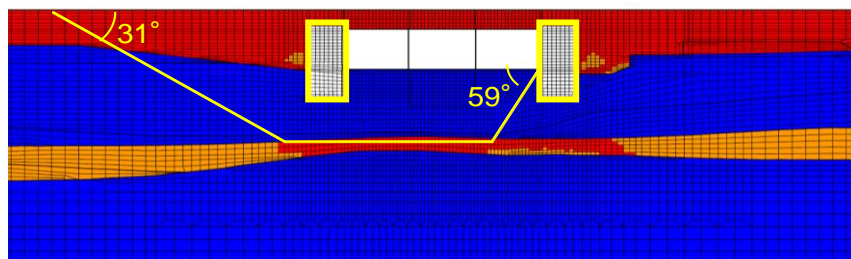


(b) 左すべり線

図 4-7 すべり線の設定結果 (7号機 スクリーン室)



(a) 右すべり線



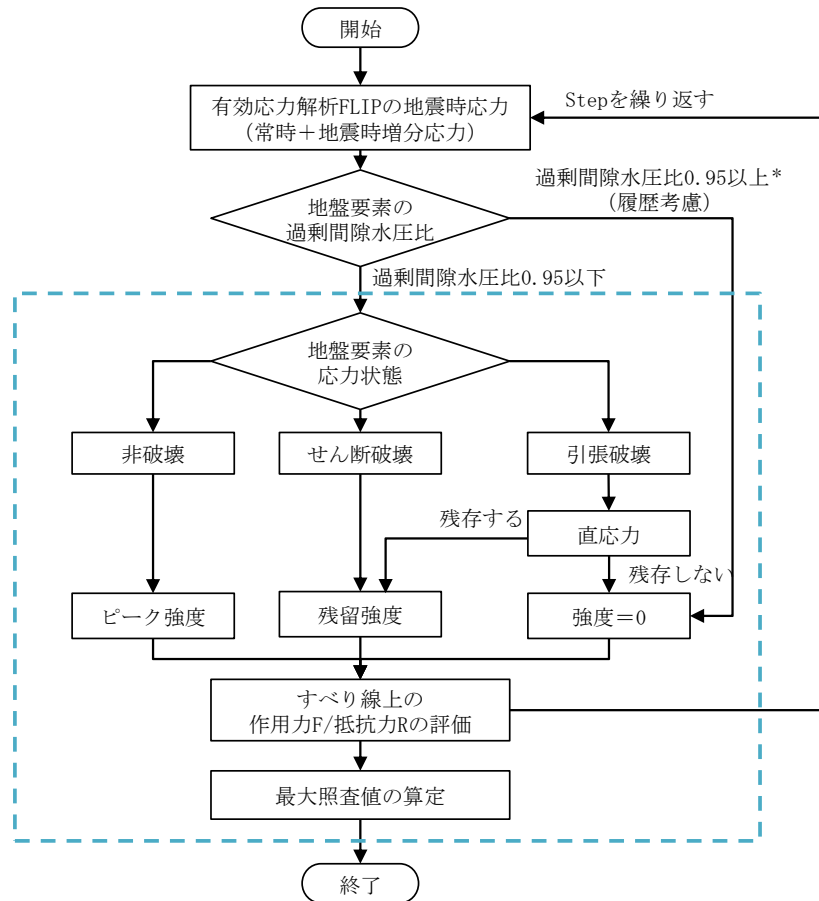
(b) 左すべり線

図 4-8 すべり線の設定結果 (6号機 取水路 (漸縮部))

(2) 照査値の算定

地震時の水平力・鉛直力に対する支持性能評価における照査値の算定フローを図 4-9 に、地盤の強度定数を表 4-2 に示す。なお、有効応力解析で過剰間隙水圧比が 0.95 以上となった地盤要素は、過剰間隙水圧比が 0.95 以上となった時刻以降の強度を 0 とする。

地震時の水平力・鉛直力に対する支持性能評価は、表 4-3 に示す液状化を考慮した解析ケース①～③のうち、地震応答解析を実施している全ての解析ケース・地震動について行う。



：設置変更許可申請書の基礎地盤安定性評価と同様の手法

図 4-9 地震時の水平力・鉛直力に対する支持性能評価における照査値の算定フロー

表 4-2 地盤の強度定数

	ピーク強度		残留強度	
	粘着力 c' (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ' ($^\circ$)	粘着力 c' (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ' ($^\circ$)
A3a1 層	29.2	34.2	14.7	28.1
A2c 層	113	27.9	73.9	18.8
A2a1 層	82.8	28.7	62.8	22.9
A2s 層*	0	36.6	0	35.0

注：埋戻土及び新期砂層については、強度を 0 として扱う。

注記*：A2s 層の粘着力 c は 0 として扱う。

表 4-3 耐震評価における解析ケース一覧

解析ケース	①	②	③	④	⑤
地盤剛性の設定	地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1 σ)	地盤剛性 (-1 σ)	地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1 σ)
液状化強度特性の設定	液状化強度特性 (-1 σ)	液状化強度特性 (-1 σ)	液状化強度特性 (-1 σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

4.2.2 評価結果

評価結果を表 4-4 に示す。これより、7号機スクリーン室及び6号機取水路（漸縮部）は、いずれもすべり線上の作用力が抵抗力を下回ることから、水平力・鉛直力同時作用に対しても支持性能を有していることを確認した。

表 4-4 水平力・鉛直力同時作用に対する支持性能評価結果

評価断面	方向	解析 ケース	基準 地震動	すべり線上の 作用力F (kN)	すべり線上 の抵抗力R (kN)	最大 照査値 F/R	判定
7号機 スクリーン室	右すべり	①	Ss-1--	4885	6184	0.79 (4.88 s)	OK
	左すべり	①	Ss-3--	4362	5547	0.79 (17.65 s)	OK
6号機 取水路(漸縮部)	右すべり	③	Ss-3--	5431	9326	0.59 (17.78 s)	OK
	左すべり	①	Ss-3-+	4417	7156	0.62 (17.72 s)	OK

注： () 内の数値は最大照査値発生時刻を示す。

5. まとめ

スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路のうち，当工事計画認可において液状化検討対象層として扱う A2s 層が構造物下方に分布する構造物について，地震時及び地震終了時の過剰間隙水圧比を確認した結果，一部の構造物において，液状化検討対象層（A2s 層）の過剰間隙水圧比が地震に伴い一時的に 0.95 を超えるものの，地震終了時には概ね 0.95 以下となることから，これらの地層はサイクリックモビリティを示していることを確認した。

また，構造物下方に分布する液状化検討対象層（A2s 層）の過剰間隙水圧比が地震に伴い一時的に 0.95 を超える構造物に対して，保守的な仮定をした支持性能評価を実施した場合においても，十分な支持性能が確保されることを確認した。

(参考資料 6) 静的地震力に対する耐震評価

スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路については，既工認において，C クラス施設に求められる静的地震力 ($kh=0.16$) を上回る，As クラス用設計地震 (最大水平加速度 450cm/s^2) による地震力に対して，許容応力度法による耐震評価を実施していることから，今回工認では，静的地震力による評価は省略する。

(参考資料 7) 3次元構造解析における照査時刻の選定について

1. 概要

補機冷却用海水取水路では、部材評価に支配的な荷重が発生する時刻として、表 1-1 に示す事象を各加振方向の照査時刻として選定している。

補機冷却用海水取水路は、鉄筋コンクリート造の地中埋設構造物であり、西側には耐震壁として妻壁が存在する。NS断面の地震応答解析では、妻壁を線形平面ひずみ要素としてモデル化しており、部材に作用する外力と部材に発生する内力は等価であるため、NS断面については、妻壁の面内せん断応力が最大となる時刻に着目する。EW断面については、妻壁に作用する土水圧による面外方向の変形による損傷が想定されるため、水平方向の土水圧が最大となる時刻に着目する。

本検討では、表 1-1 に示す事象が発生する時刻を照査時刻とすることに対して、表 1-1 の照査時刻以外で構造物に対して大きな外力が生じると想定される事象を抽出し、各事象の発生時刻における照査値を比較し、選定した照査時刻の妥当性を確認する。

表 1-1 補機冷却用海水取水路の照査時刻

施設	加振方向	事象
補機冷却用海水取水路 (南側, 北側)	NS 方向	妻壁の面内せん断応力最大時
	EW 方向	妻壁の土水圧最大時

2. 耐震評価による検証

2.1 抽出事象

構造物に対して大きな外力が生じると想定される事象として、抽出した照査時刻の事象一覧を表 2-1 に示す。抽出事象の概念図を図 2-1 に示す。

構造物の変形に影響を与える事象として、側壁に作用する土水圧及び地盤せん断力、頂版に作用する地盤せん断力及び慣性力が挙げられる。本検討では、構造物の変形に大きな影響を与える水平方向の荷重に着目し、側壁に作用する土水圧及び頂版に作用する地盤せん断力を着目事象とする。

慣性力については、補機冷却用海水取水路が地中埋設構造物で土被りも厚く、また、間接支持する機器・配管もないことから、慣性力が構造物の変形に与える影響は比較的小さいと考えられるため、着目事象からは除外する。

また、EW断面については、補機冷却用海水取水路がタービン建屋と隣接していることから、図 2-1 に示すとおり、頂版の地盤せん断変形は拘束を受けると考えられるため、着目事象としては除外する。

表 2-1 照査時刻の抽出事象一覧

	加振方向	抽出事象	卓越すると想定される荷重
採用事象	NS 方向	妻壁の面内せん断応力最大時	・土水圧
	EW 方向	妻壁に作用する土水圧最大時	・土水圧
検証用抽出事象	NS 方向	側壁に作用する土水圧最大時	・土水圧
		頂版に作用するせん断力最大時	・土圧

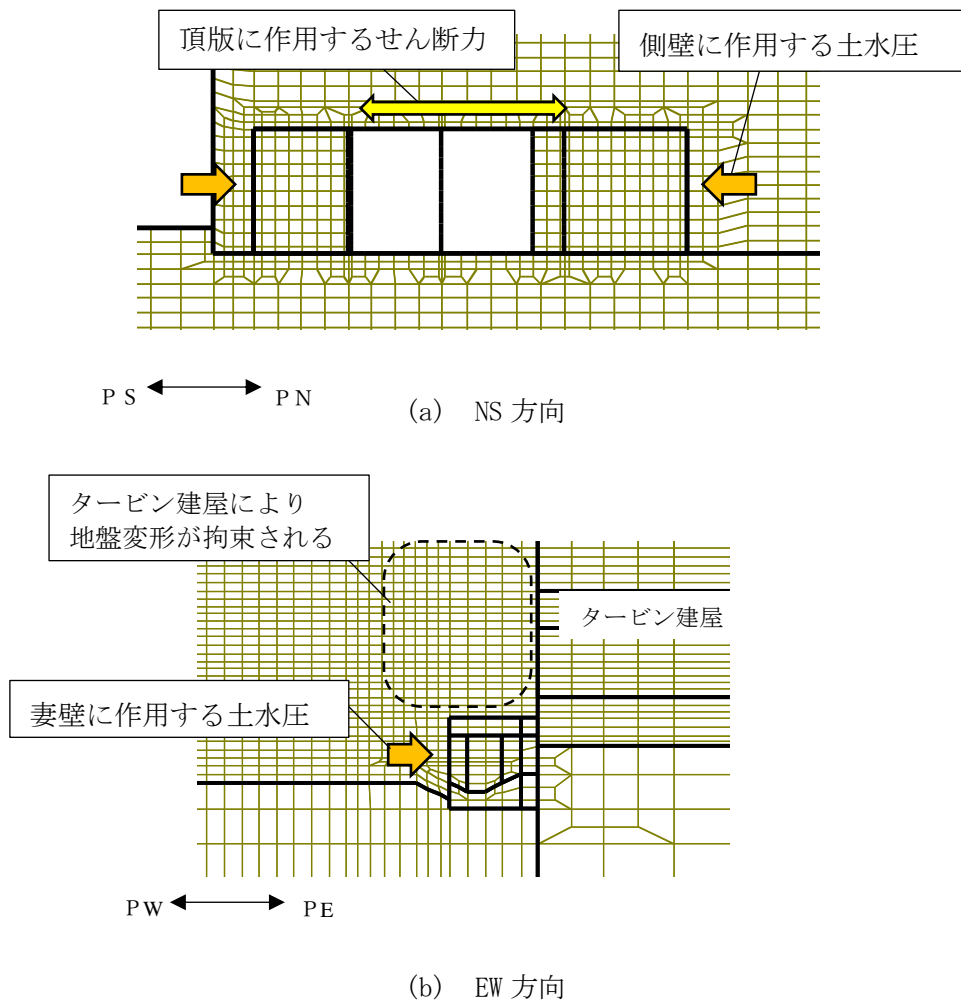


図 2-1 構造物に作用する主要な外力の概念図

2.2 検証方法

検証は、前述 2.1 に示した各事象について、地震応答解析の応答値から各事象が最大となる時刻を算定し、3次元構造解析により同時刻の曲げ軸力照査及びせん断力照査を実施する。算定した照査値を比較し、照査値が最大となる事象を確認する。検証フローを図 2-2 に示す。

検証ケースは、補機冷却用海水取水路の北側及び南側で、それぞれ照査値が最大となった解析ケース、地震動とする。

着目する部材については、図 2-3 に示す変形図のとおり、妻壁が底版を押し込む変形により、開口部付近の底版におけるせん断力が厳しくなることが想定されたことから、底版を対象とする。

検証ケースを表 2-2 に示す。

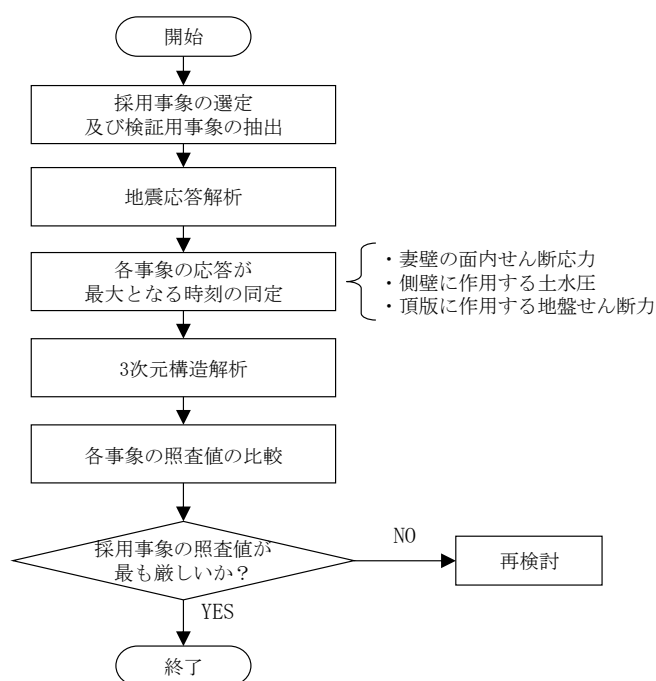


図 2-2 照査時刻の検証フロー

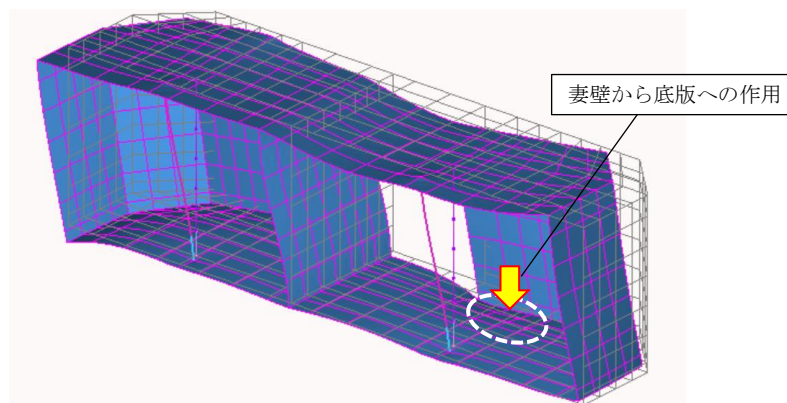


図 2-3 3次元構造解析の変形図の一例
(補機冷却用海水取水路 (北側)) 変形倍率 : 500 倍

表 2-2 検証ケース

対象	解析ケース	基準地震動	部材
補機冷却用海水取水路（南側）	解析ケース②	Ss-1+-	底版
補機冷却用海水取水路（北側）	解析ケース④	Ss-1+-	底版

2.3 検証結果

各抽出事象に対する3次元構造解析による照査結果一覧を表2-3に示す。

曲げ軸力に対する照査値は、いずれの事象においても0.1以下であることから、ここでは、せん断力に対する照査結果に着目する。

これより、水路軸直交方向となるNS方向では、補機冷却用海水取水路北側及び南側ともに、妻壁の面内せん断応力が最大となる時刻で、着目部材の照査値が最大となることを確認した。

照査値が最大となる事象である妻壁の面内せん断応力最大時の作用荷重の分布を、図2-4～図2-5に示す。

表 2-3 各抽出事象に対する照査結果一覧

(a) 補機冷却用海水取水路（南側）（解析ケース② S s-1+-：底版）

	抽出事象	解析断面	事象	照査時刻 (s)	曲げ照査値	せん断力照査値
採用事象	土水圧による荷重最大	NS断面	妻壁の面内せん断応力最大時	5.67	0.017	0.59
		EW断面	妻壁に作用する土水圧最大時	9.29	0.010	0.35
検証用抽出事象	土水圧による荷重最大	NS断面	頂版に作用するせん断力最大時（作用方向*：+）	2.88	0.007	0.23
			頂版に作用するせん断力最大時（作用方向*：-）	1.73	0.008	0.27
			側壁に作用する土水圧最大時（作用方向*：+）	9.14	0.016	0.35
			側壁に作用する土水圧最大時（作用方向*：-）	18.57	0.021	0.48
			妻壁の面内せん断応力最大時（変形方向：+）	6.13	0.014	0.36

注記*：土水圧の作用方向はS→N方向を+とし、N→S方向を-とする。

(b) 補機冷却用海水取水路（北側）（解析ケース④ S s-1+-：底版）

	抽出事象	解析断面	事象	照査時刻 (s)	曲げ照査値	せん断力照査値
採用事象	土水圧による荷重最大	NS断面	妻壁の面内せん断応力最大時	5.70	0.021	0.76
		EW断面	妻壁に作用する土水圧最大時	5.00	0.018	0.60
検証用抽出事象	土水圧による荷重最大	NS断面	頂版に作用するせん断力最大時（作用方向*：+）	6.51	0.016	0.36
			頂版に作用するせん断力最大時（作用方向*：-）	5.74	0.019	0.69
			側壁に作用する土水圧最大時（作用方向*：+）	4.78	0.014	0.30
			側壁に作用する土水圧最大時（作用方向*：-）	6.87	0.018	0.67
			妻壁の面内せん断応力最大時（変形方向：+）	4.76	0.015	0.33

注記*：土水圧の作用方向はS→N方向を+とし、N→S方向を-とする。

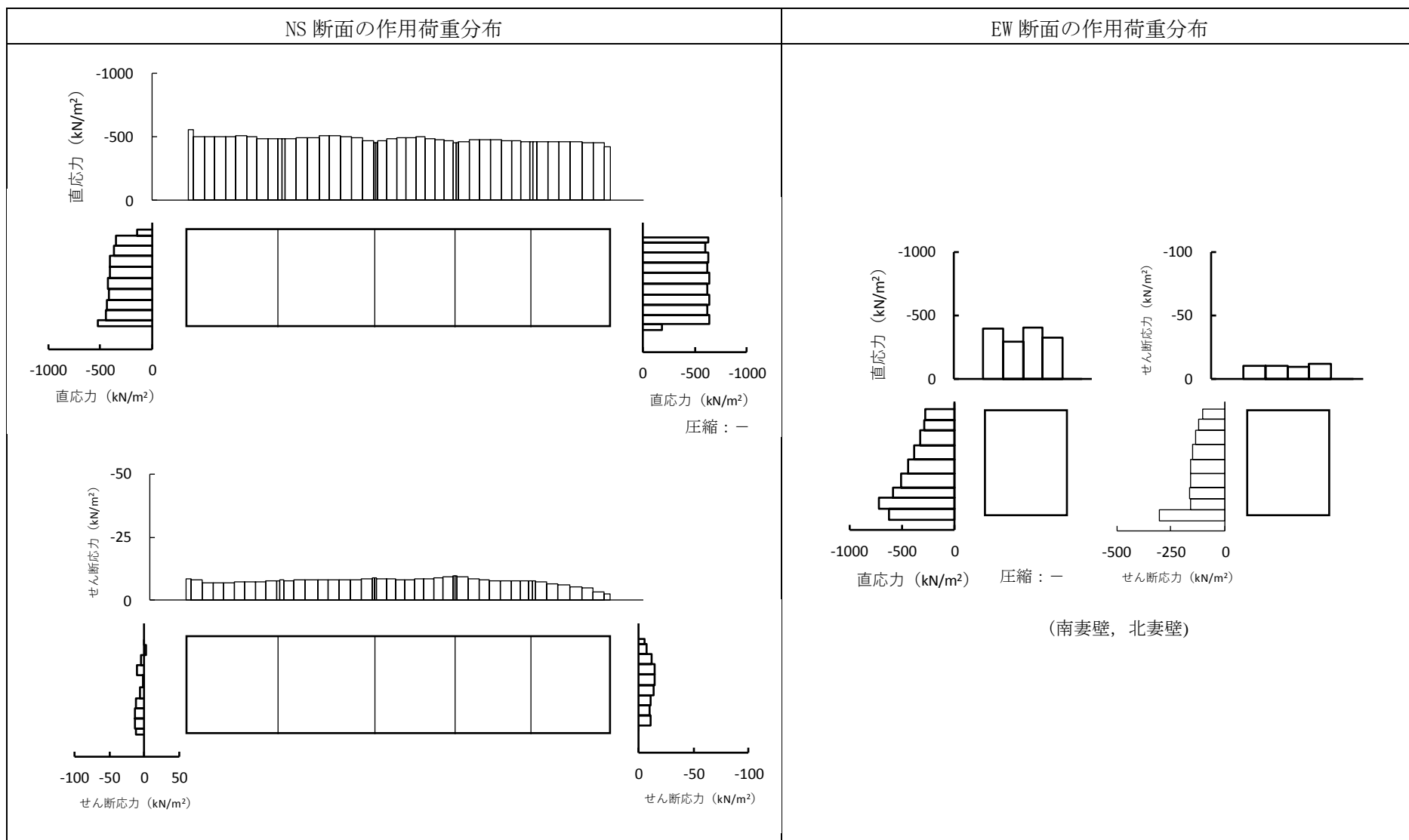


図 2-4 妻壁の面内せん断応力最大時の作用荷重の分布 (補機冷却用海水取水路 (南側))

(照査時刻=5.67s)

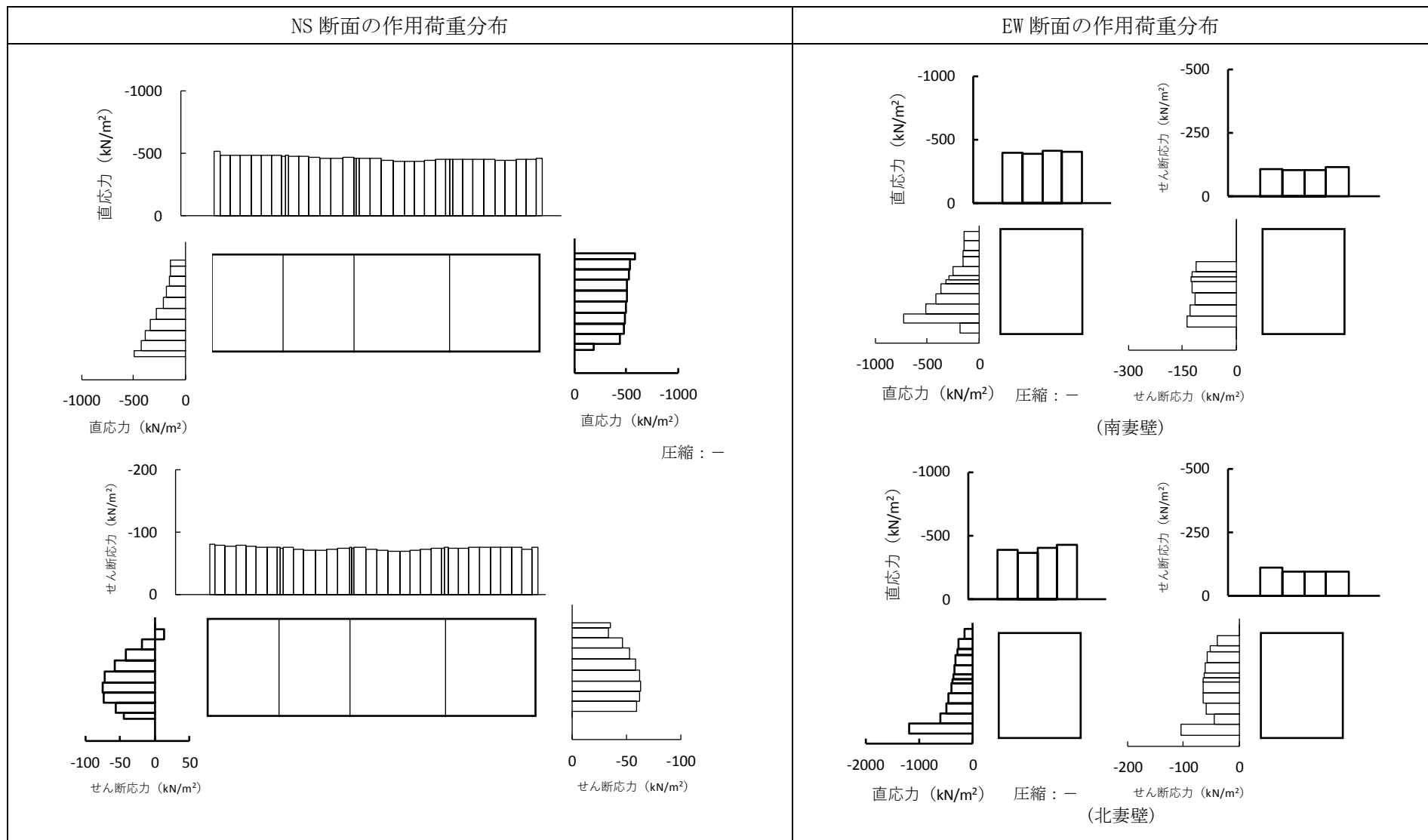


図 2-5 妻壁の面内せん断応力最大時の作用荷重の分布 (補機冷却用海水取水路 (北側))

(照査時刻=5.70s)

3. まとめ

補機冷却用海水取水路の選定した照査時刻の妥当性確認として、補機冷却用海水取水路に対して大きな外力が生じると想定される事象を抽出し、各事象の発生時刻におけるせん断力に対する照査値の比較を行った。

その結果、NS断面では、着目部材において照査値が最大となる時刻は、補機冷却用海水取水路の南側及び北側ともに妻壁の面内せん断応力最大時であることを確認した。なお、EW断面については、地盤のせん断変形が補機冷却用海水取水路に隣接するタービン建屋による拘束を受けるため、妻壁に作用する水平方向の土水圧による影響が卓越することから、妻壁に作用する土水圧の最大時を構造物に最も影響を与える事象として採用した。

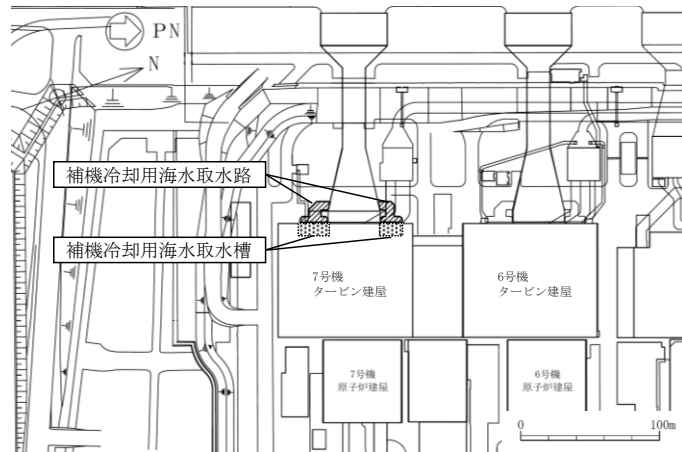
以上の結果より、補機冷却用海水取水路の耐震評価における選定した照査時刻は妥当である。

(参考資料 8) タービン建屋接合部の健全性について

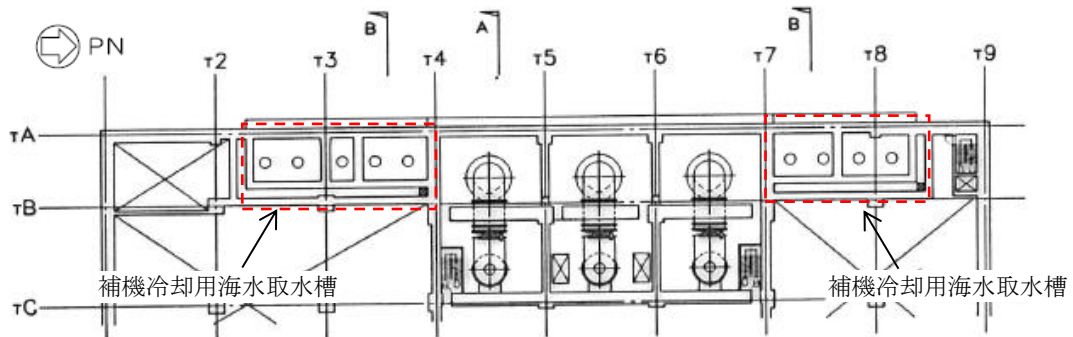
1. はじめに

図 1-1 に示すとおり，補機冷却用海水取水路は，タービン建屋内の補機冷却用海水取水槽と耐震ジョイントを介して接続している。

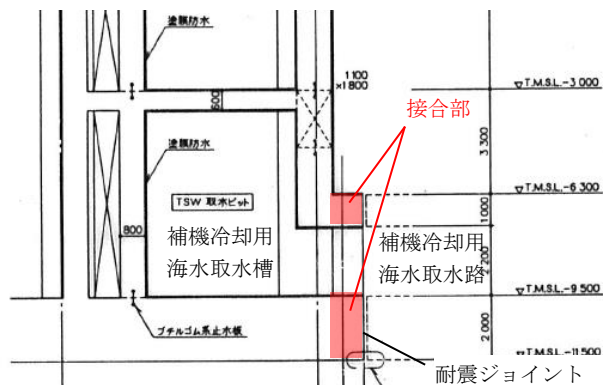
本検討では，地震時における補機冷却用海水取水路と補機冷却用海水取水槽との接合部の健全性について検討する。



(a) 平面配置図



(a) 補機冷却用海水取水槽の平面図



(b) 補機冷却用海水取水槽の断面図 (B断面)

図 1-1 補機冷却用海水取水路と補機冷却用海水取水槽との接合部 概要図

2. 検討内容

2.1 検討方針

地震時においては、補機冷却用海水取水路の妻壁に作用する土水圧により、耐震ジョイントを介して、補機冷却用海水取水路と補機冷却用海水取水槽との接合部において、支圧破壊が発生することが想定される。

本検討では、3次元構造解析モデルを用いて、地震時における補機冷却用海水取水路と補機冷却用海水取水槽の接合部における境界反力を抽出し、補機冷却用海水取水路と補機冷却用海水取水槽の接合部における発生応力とコンクリートの許容支圧応力を比較し、補機冷却用海水取水路と補機冷却用海水取水槽の接合部の健全性を確認する。

2.2 評価方法

3次元構造解析における補機冷却用海水取水路の解析モデルを、図 2-1 に示す。本モデルでは、補機冷却用海水取水路と補機冷却用海水取水槽との接合部はローラー境界としており、NS方向及び鉛直方向は可動とし、EW方向には固定としている。

補機冷却用海水取水路と補機冷却用海水取水槽の接合部に作用する応力は、本モデルの接合部における境界反力を抽出し、接合部の面積で除すことにより算定する。

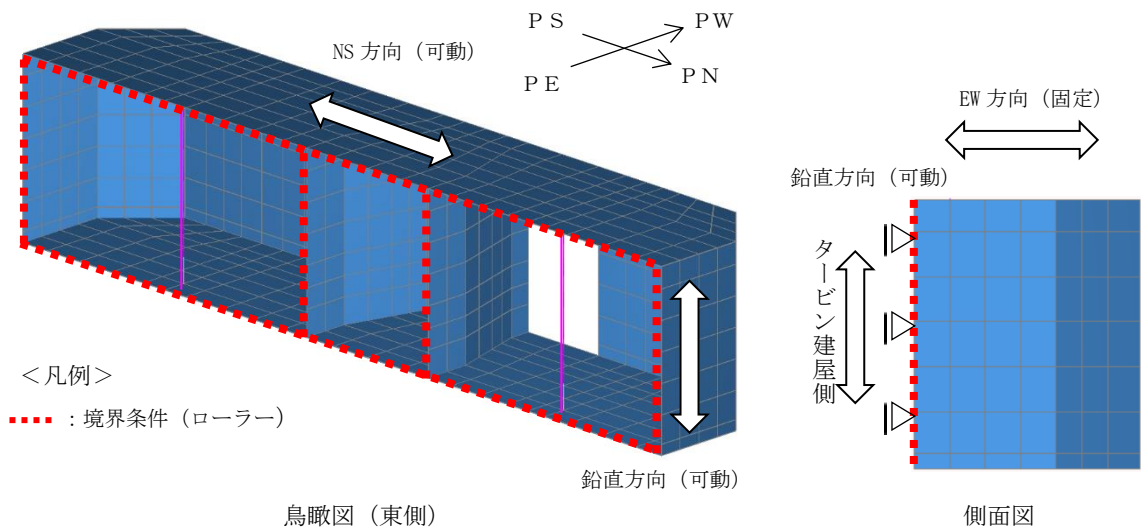


図 2-1 補機冷却用海水取水路の3次元構造解析モデル

2.3 許容限界

支圧破壊の照査は、コンクリート標準示方書の鉄筋コンクリートの許容応力度に基づき、評価を実施する。コンクリートの設計基準強度は、補機冷却用海水取水路は 23.5 (N/mm²)、補機冷却用海水取水槽は 29.4 (N/mm²) であることから、小さい方の 23.5 (N/mm²) を接合部の設計基準強度とする。

コンクリートの許容支圧応力度は、以下に示す式(1)に基づき、7.0 (N/mm²) とする。なお、許容支圧応力度の算定式は、図 1-1 に示したとおり、補機冷却用海水取水路と補機冷却用海水取水槽の接合部が全面突合せで接合されていることから、全面載荷条件とする。

$$\sigma'_{ca} \leq 0.3f'_{ck} \quad \text{式(1)}$$

ここで、

σ'_{ca} : 許容支圧応力度

f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (=23.5 (N/mm²))

3. 評価結果

検討ケースは、補機冷却用海水取水路の 3 次元構造解析の地震動及び解析ケースのうち、EW 方向の土圧が最も大きい S s-1-+, 解析ケース①とする。

支圧破壊の評価結果を、表 3-1 に示す。

表 3-1 支圧破壊の評価結果

	接合部位	最大発生応力* σ (N/mm ²)	許容支圧応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ / σ_{ca}
補機冷却用海水取水路 (南側)	頂版	1.00	7.0	0.15
	隔壁	0.22	7.0	0.05
	側壁	1.13	7.0	0.20
	底版	0.48	7.0	0.17
補機冷却用海水取水路 (北側)	頂版	0.93	7.0	0.19
	隔壁	0.33	7.0	0.05
	側壁	0.99	7.0	0.21
	底版	0.47	7.0	0.17

注記* : 最大発生応力 σ は、接合部の各部位のうち、境界反力が最大となる要素における境界反力 P_{max} 及び同要素の載荷面積 A により算定。($\sigma = P_{max}/A$)

4. まとめ

本検討では、地震における補機冷却用海水取水路と補機冷却用海水取水槽との接合部の健全性について検討するため、補機冷却用海水取水路の 3 次元構造解析モデルの境界反力に基づき、接合部の支圧破壊に対する評価を実施した。

検討の結果、地震時に接合部に発生する支圧応力は、許容支圧応力度を下回ることから、地震時における補機冷却用海水取水路の接合部の健全性を確認した。

(参考資料 9) 3次元構造解析におけるモデル化の妥当性について

1. はじめに

補機冷却用海水取水路については、構造物の3次元的な形状の影響を考慮するため、地震応答解析(2次元動的有限要素法解析)による応答値を用いて、3次元構造解析(3次元静的有限要素法解析)により構造部材の耐震評価を実施している。

本検討では、補機冷却用海水取水路の地震応答解析と3次元構造解析の断面力及び変形を比較し、3次元構造解析モデルの妥当性について確認する。

2. 検討内容

2.1 解析モデルの概要

地震応答解析では、側壁、隔壁、底版、頂版及び柱を非線形はり要素で、妻壁部については線形平面ひずみ要素でモデル化している。3次元構造解析では、補機冷却用海水取水路の側壁、隔壁、底版、頂版及び妻壁を非線形積層シェル要素で、柱を非線形はり要素でモデル化している。

補機冷却用海水取水路の地震応答解析の解析モデルの概要を図 2-1 に、3次元構造解析の解析モデルの概要を図 2-2 に示す。

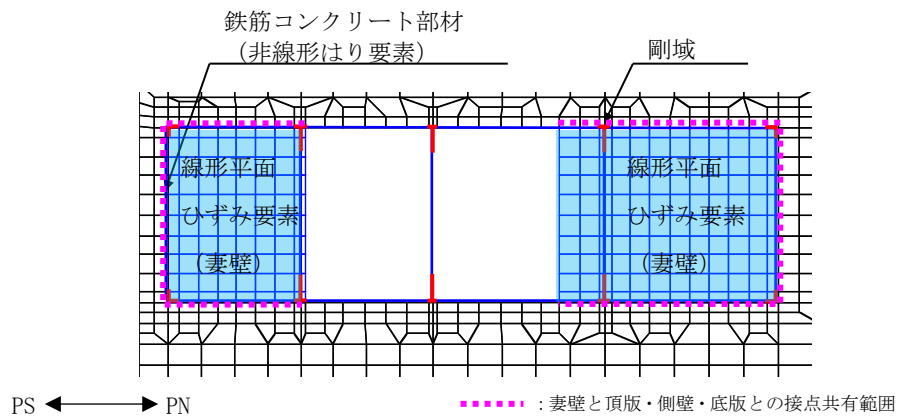


図 2-1 地震応答解析の解析モデルの概要 (補機冷却用海水取水路 (北側))

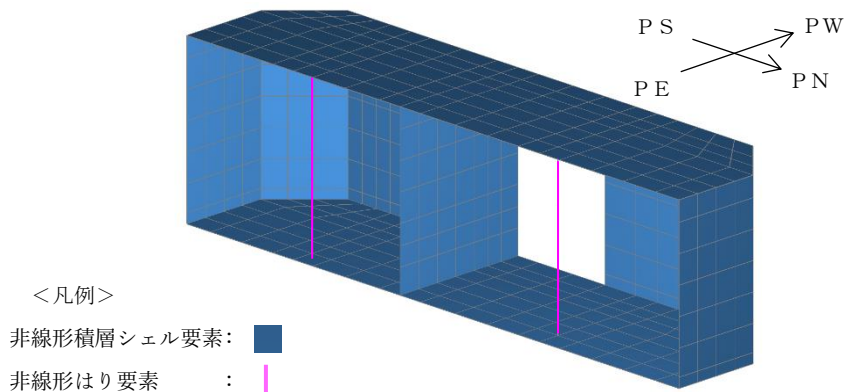


図 2-2 3次元構造解析の解析モデルの概要 (補機冷却用海水取水路 (北側))

2.2 比較条件

2.2.1 検討ケース

検討ケースは、補機冷却用海水取水路における3次元構造解析の照査値が最大となる解析ケース及び地震動とする。対象は、補機冷却用海水取水路（南側）よりも照査値が大きい補機冷却用海水取水路（北側）とする。

本検討は、3次元構造解析におけるモデル化の妥当性を確認する観点から、一方向加振による外力に対して検討を行うものとする。具体的には、A-A断面における地震応答解析の応答とNS方向及び鉛直方向の外力に対する3次元構造解析の応答を比較する。

表 2-1 検討ケース

対象	解析ケース	地震動	照査時刻(s)
補機冷却用海水取水路（北側）	解析ケース④	S s-1+-	4.76

2.2.2 比較項目

地震応答解析と3次元構造解析との比較項目を表 2-2 に示す。各項目の比較結果から、補機冷却用海水取水路の3次元構造解析におけるモデル化の妥当性を確認する。補機冷却用海水取水路（北側）の部材構成を図 2-3 に示す。

表 2-2 比較項目

比較項目		着目箇所
変形	変形図	構造物全体
	層間変位	側壁，隔壁
発生断面力	曲げモーメント	地震応答解析における各部材の最大曲げモーメント発生位置
	せん断力	地震応答解析における各部材の最大せん断力発生位置

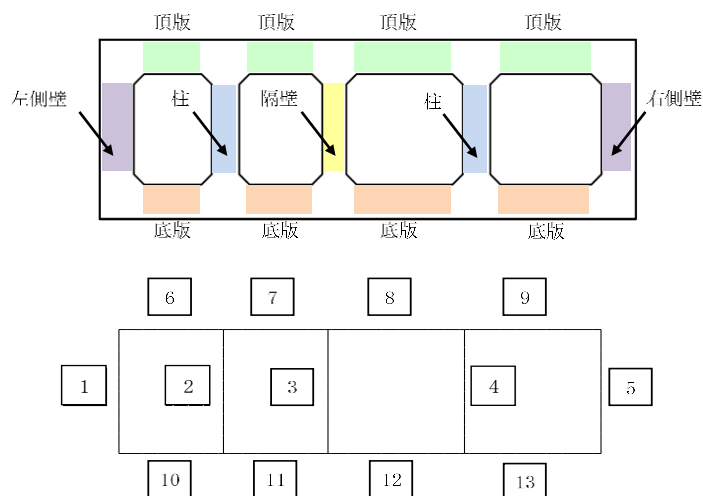


図 2-3 補機冷却用海水取水路（北側）の部材構成

2.3 比較結果

2.3.1 構造部材の変形

地震応答解析の変形図を図 2-4、3次元構造解析の変形図を図 2-5、側壁及び隔壁の層間変位の算定結果を表 2-3 に示す。

地震応答解析と3次元構造解析を比較すると、地震応答解析では開口部における変形が大きくなる傾向にあり、3次元構造解析では側壁(南側)や頂版などにおいて局部的なたわみが生じる傾向にある。また、表 2-3 に示す層間変位に着目すると、側壁では地震応答解析の方が層間変位が小さいが、隔壁では地震応答解析の方が層間変位が大きくなっている。

これは、前述 2.1 に示した解析モデルにおける妻壁のモデル化方法の違いに起因していると考えられる。例として、側壁に着目すると、3次元構造解析においては、土圧により部材中央部が大きく変形しているのに対し、地震応答解析においては、解析奥行き方向に対して等価な剛性として線形平面ひずみ要素でモデル化しているため、妻壁により変形が拘束されており、両者の側壁の変形モードが異なっている。

以上のことから、3次元構造解析においては、構造物を精緻にモデル化することにより、構造物の形状に則した3次元的な変形が現れていると判断できる。

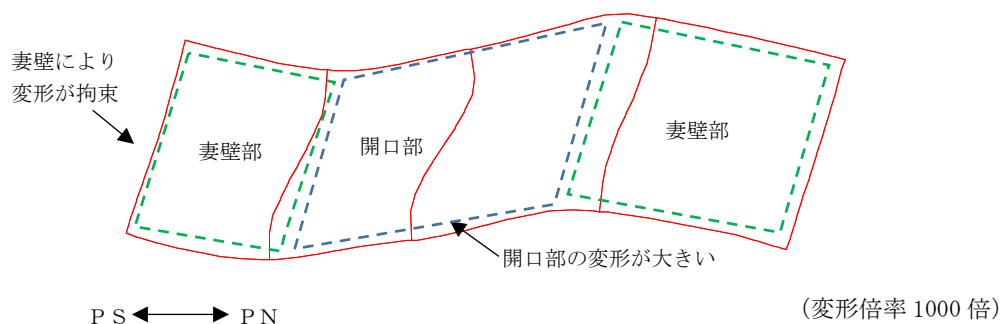


図 2-4 地震応答解析の変形図 (補機冷却用海水取水路 (北側))

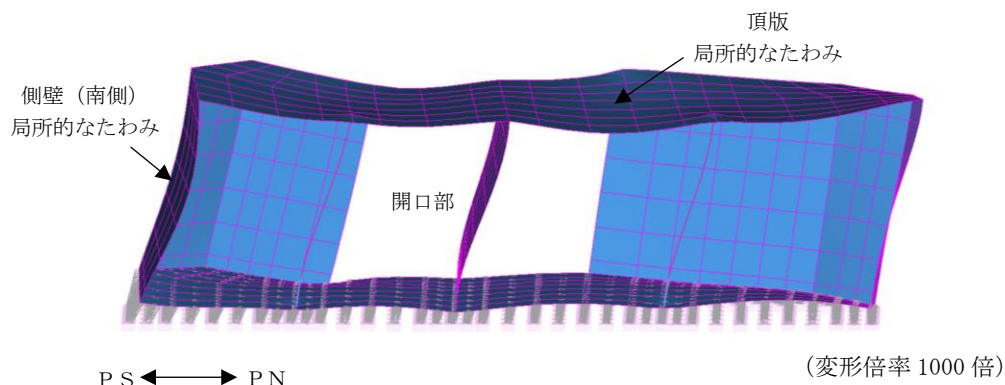


図 2-5 3次元構造解析の変形図 (補機冷却用海水取水路 (北側))

表 2-3 層間変位の算定結果 (単位: mm)

算定位置	地震応答解析	3次元構造解析
側壁(南側)下端～側壁(南側)上端	0.55	0.68 ^{*1}
隔壁下端～隔壁上端	2.02	1.05 ^{*2}
側壁(北側)下端～側壁(北側)上端	0.60	0.51 ^{*3}

注記*1: 底版(水路側開口部の範囲)の回転角を考慮した値

*2: 側壁(南側)の奥行方向の平均値(西側: 0.33 mm, 中央: 0.65 mm, 東側: 1.06 mm)

*3: 隔壁の奥行方向の平均値(西側: 1.02 mm, 中央: 0.98 mm, 東側: 1.15 mm)

*4: 側壁(北側)の奥行方向の平均値(西側: 0.14 mm, 中央: 0.44 mm, 東側: 0.96 mm)

2.3.2 構造部材の発生断面力

(1) 発生曲げモーメント

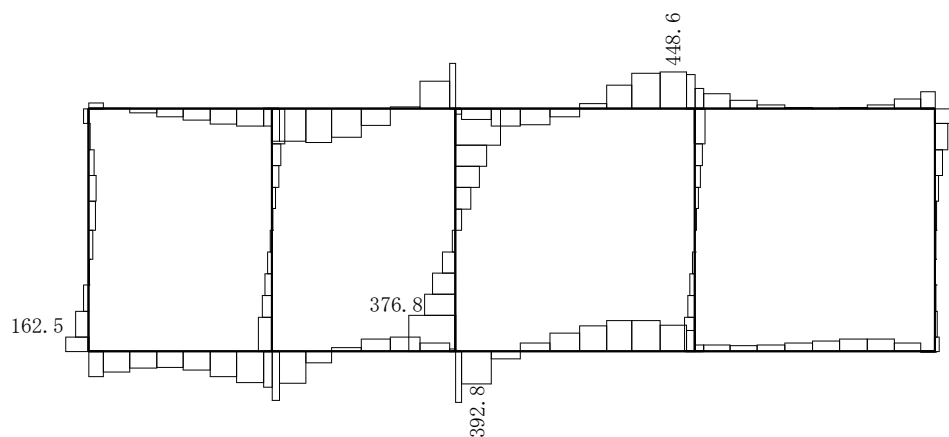
地震応答解析における発生曲げモーメントの断面力分布図を図 2-6, 3次元構造解析における発生曲げモーメントの断面力コンター図を図 2-7, 各部材の最大発生曲げモーメントの比較結果を表 2-4 に示す。

地震応答解析と 3次元構造解析を比較した結果, 地震応答解析の方が隔壁, 頂版, 底版の応答が大きい結果となった。

この要因として, 前述 2.3.1 に示したように妻壁のモデル化方法に起因する変形モードの違いが考えられ, 地震応答解析では開口部に変形が大きく現れるため, 隔壁, 頂版, 底版の曲げモーメントが 3次元構造解析と比べて大きくなったものと考えられる。

一方, 3次元構造解析では, 側壁, 底版, 頂版の東側で局部的な断面力が生じている。これは, 構造上, 妻壁がない東側の方が曲げ変形が発生しやすいためと考えられる。

以上のことから, 3次元構造解析においては, 構造物を精緻にモデル化することにより, 構造物の形状に則した 3次元的な応答を示していると判断できる。



(単位: kN・m/m)

注: 記載の数値は各部材の発生曲げモーメントの最大値を示しており, 当該箇所について, 地震応答解析と 3次元構造解析の発生曲げモーメントを表 2-4 で比較する。

図 2-6 地震応答解析における発生曲げモーメントの断面力分布図

(補機冷却用海水取水路(北側), S s-1+-, t=4.76(s))

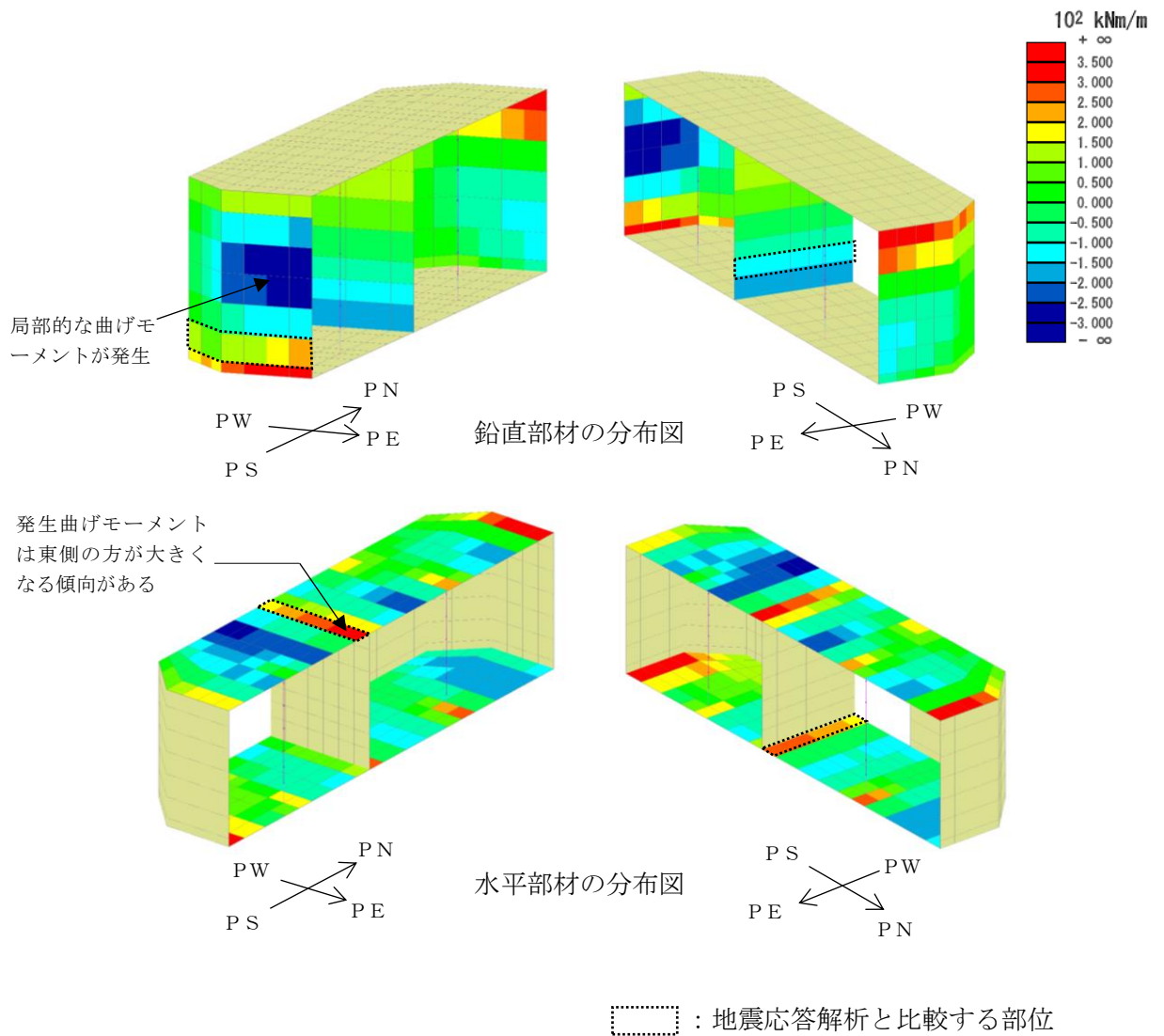


図 2-7 3次元構造解析における発生曲げモーメントの断面力コンター図

表 2-4 各部材の最大発生曲げモーメントの比較結果 (単位: kN・m/m)

部材	地震応答解析	3次元構造解析*1	評価位置*2
隔壁	376.8	113.6	3
側壁	162.5	137.9	1
頂版	448.6	258.4	8 (地震応答解析) *3 7 (3次元構造解析) *3
底版	392.8	245.9	12

注記*1 : 奥行方向の各要素の応答値を平均化し、曲げモーメントを算定。

*2 : 評価位置は図 2-3 に示す。

*3 : 地震応答解析と3次元構造解析で、応答がそれぞれ卓越する箇所と比較。

(2) 発生せん断力

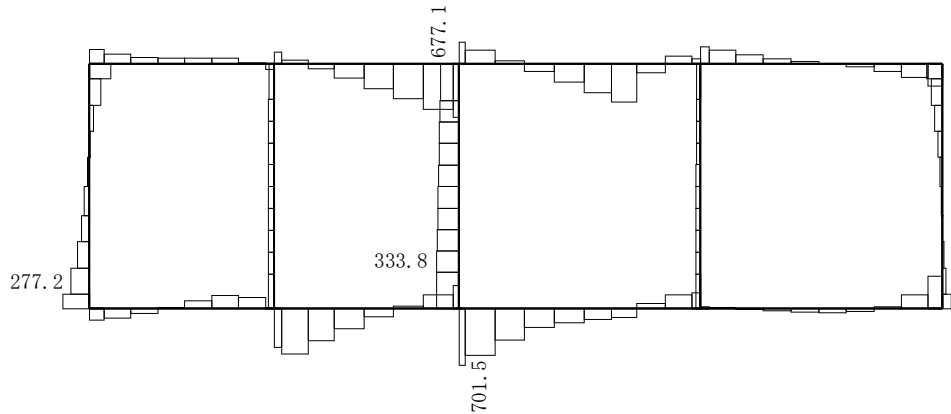
地震応答解析における発生せん断力の断面力分布図を図 2-8, 3次元構造解析における発生せん断力の断面力コンター図を図 2-9, 各部材の発生せん断力の比較結果を表 2-5 に示す。

発生せん断力は, 隔壁, 頂版, 底版については地震応答解析の方が大きく, 側壁については3次元構造解析の方が大きい結果となった。

この要因は, 地震応答解析では開口部に変形が大きく現れるため, 隔壁, 頂版, 底版の発生せん断力が3次元構造解析と比べて大きくなったものと考えられる。

一方, 3次元構造解析では, 妻壁のない東側の発生せん断力が大きくなっており, 前述した発生曲げモーメントの応答と同様に, 構造物の形状に応じた応答を示している。

以上のことから, 3次元構造解析においては, 構造物を精緻にモデル化することにより, 構造物の形状に則した3次元的な応答を示していると判断できる。



(単位 : kN/m)

注 : 記載の数値は各部材の発生せん断力の最大値を示しており, 当該箇所について, 地震応答解析と3次元構造解析の発生せん断力を表 2-5 で比較する。

図 2-8 地震応答解析における発生せん断力の断面力分布図
(補機冷却用海水取水路 (北側), S_s-1+- , $t=4.76(s)$)

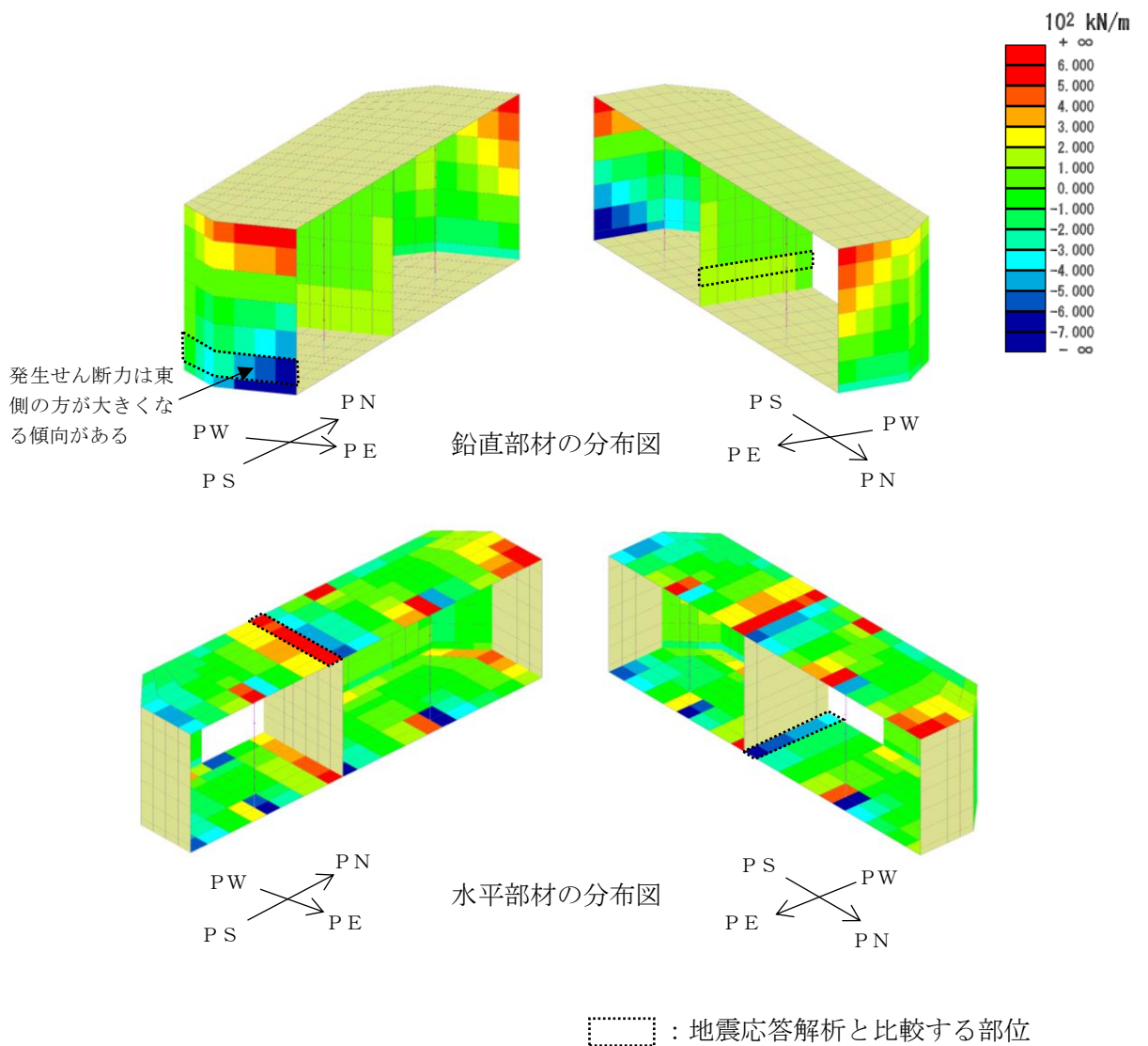


図 2-9 3次元構造解析における発生せん断力の断面力コンター図
(補機冷却用海水取水路 (北側), S s-1+-, t=4.76(s))

表 2-5 各部材の発生せん断力の比較結果 (単位: kN/m)

部材	地震応答解析	3次元構造解析* ¹	評価位置* ²
隔壁	333.8	109.3	3
側壁	277.2	385.1	1
頂版	677.1	528.9	7
底版	701.5	495.9	12

注記*¹: 奥行方向の各要素の応答値を平均化し, せん断力を算定。

*²: 評価位置は, 図 2-3 に示す。

3. まとめ

本検討では、補機冷却用海水取水路について、地震応答解析と3次元構造解析の変形及び断面力を比較し、補機冷却用海水取水路の3次元構造解析モデルの妥当性について確認した。

変形を比較した結果、妻壁のモデル化方法の違いに起因して、地震応答解析と3次元構造解析で変形モードが異なり、3次元構造解析では構造物の形状に則した3次元的な変形を示すことを確認した。

また、発生断面力を比較した結果、3次元構造解析は、妻壁のない東側で断面力が大きく現れており、構造物の形状に則した3次元的な応答を示していることを確認した。

以上のことから、水路軸方向に形状が変化する補機冷却用海水取水路に3次元構造解析を適用することは妥当であると判断できる。

(参考資料 10) 取水路立坑の健全性評価について

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、取水路立坑（水路部）（以下「水路部」という。）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していること及び取水路立坑（立坑部）（以下「立坑部」という。）が、下部に設置された水路部に対して、地震時に波及的影響を及ぼさないことを確認するものである。

水路部及び立坑部に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

取水路立坑の位置図を図 2-1 に示す。

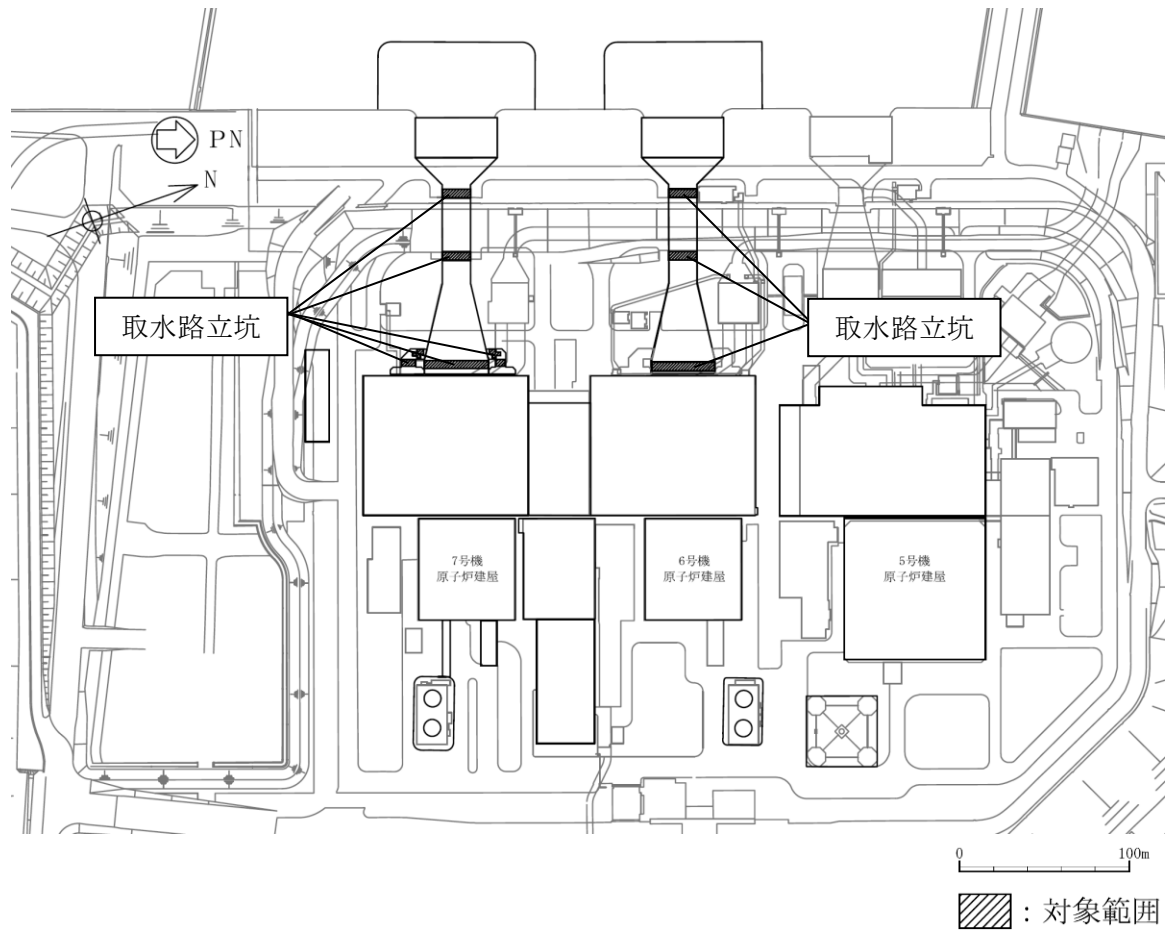
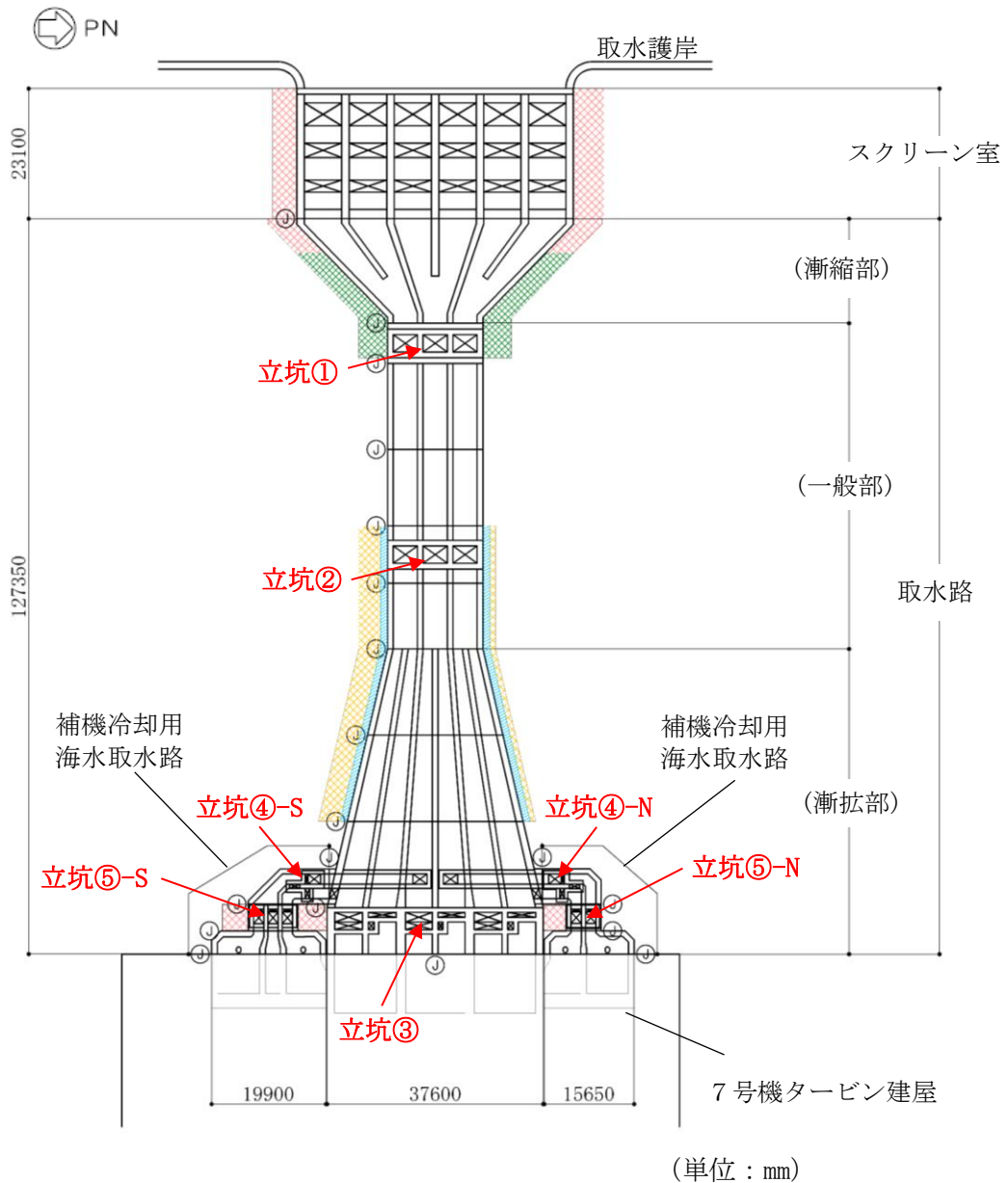


図 2-1 取水路立坑の位置図（全体平面図）

2.2 構造概要

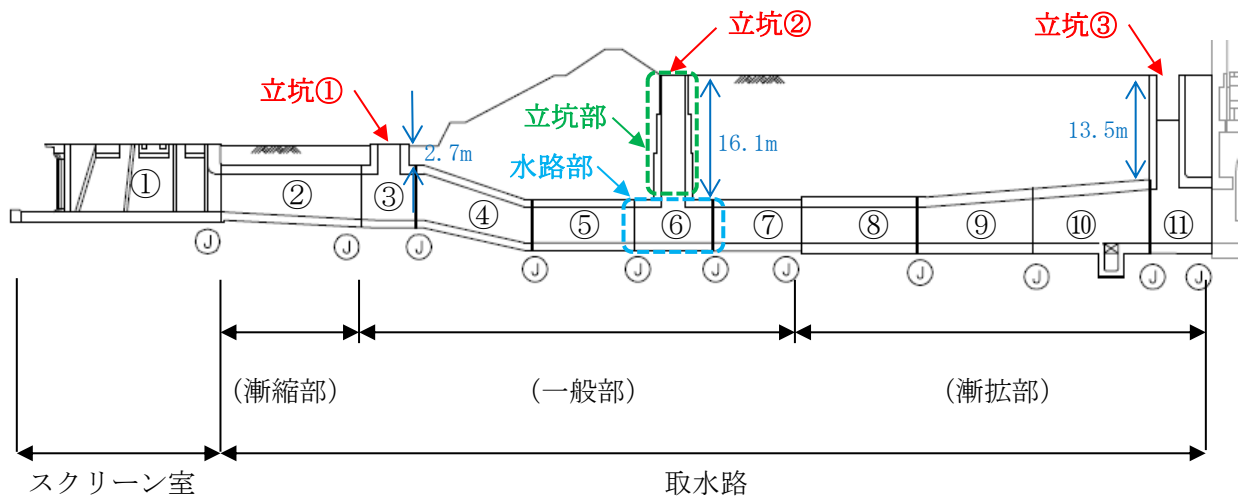
取水路立坑の構造は、7号機と6号機で大きな差異が無いことから、一例として7号機の平面図を図2-2、縦断図を図2-3に示す。

取水路立坑は、取水路及び補機冷却用海水取水路と一体構造の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、水路部と立坑部から構成される。水路部は、屋外重要土木構造物として非常時における海水の通水機能を求められる構造部位であり、立坑部は、取水路及び補機冷却用海水取水路の点検用に設置された構造部位である。



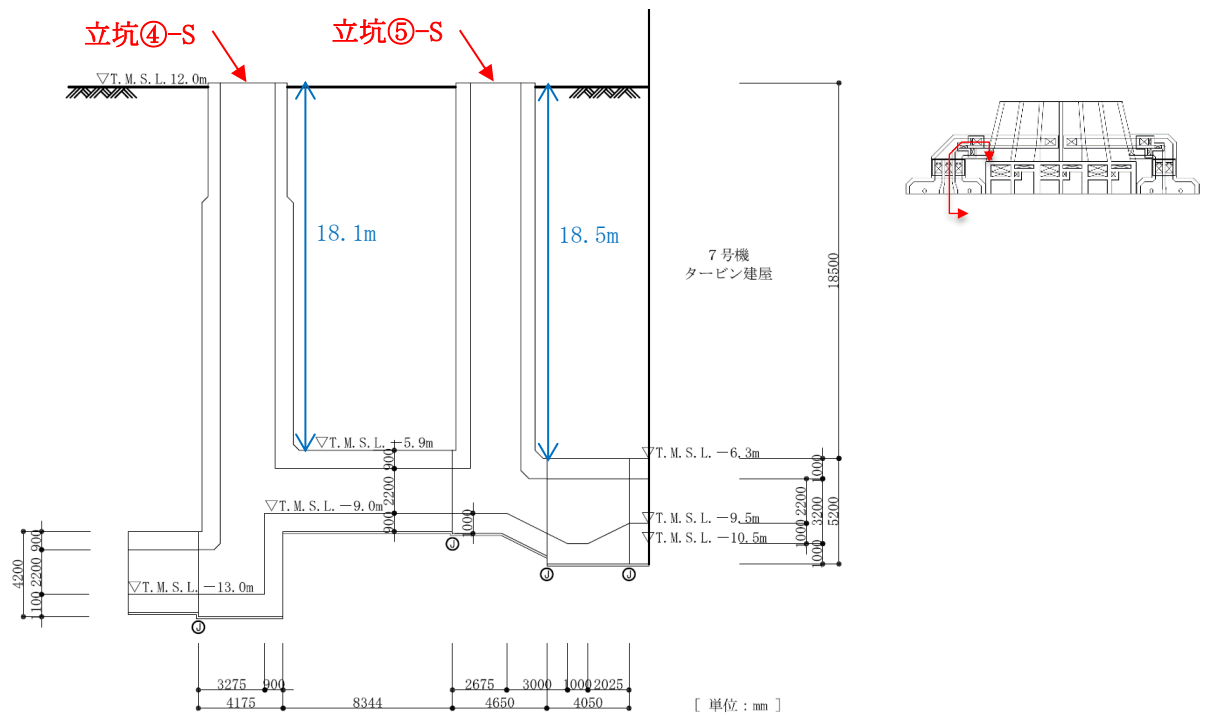
既設/新設	凡例	地盤改良工法
新設地盤改良体		高圧噴射
		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械攪拌

図 2-2 7号機取水路立坑の平面図

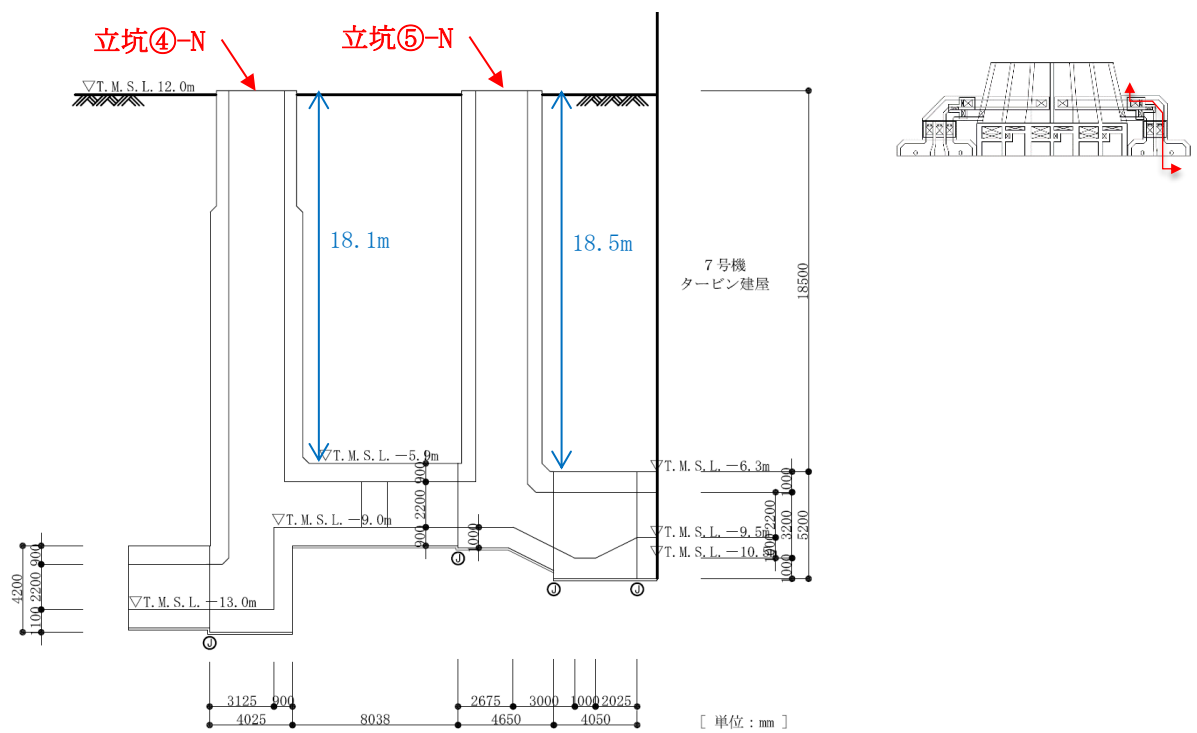


注： ①は耐震ジョイント

図 2-3 (1) 7号機取水路立坑の縦断図 (取水路部)



(a) 補機冷却用海水取水路（南側）



(b) 補機冷却用海水取水路（北側）

図 2-3 (2) 7号機取水路立坑の縦断図（補機冷却用海水取水路部）

2.3 評価方針

取水路立坑のうち水路部は、屋外重要土木構造物として非常時における海水の通水機能を求められる構造部位である。一方、立坑部は、取水路及び補機冷却用海水取水路の点検用に設置された構造部位であり、屋外重要土木構造物としての機能を要求される部位では無いが、立坑部の崩壊による土砂の流入等により水路部の必要な機能を損なわないことを確認するために、波及的影響の観点から屋外重要土木構造物と同等の評価を行う。

取水路立坑の耐震評価は、表 2-1 に示すとおり、水路部及び立坑部に分けて構造部材の曲げ、せん断評価を行う。水路部の耐震評価については、構造部材の層間変形角及びせん断力が許容限界以下であることを確認する。立坑部の耐震評価については、構造部材の圧縮縁コンクリートひずみ及びせん断力が許容限界以下であることを確認する。

取水路立坑の耐震評価フローを図 2-4 に示す。

ここで、取水路立坑は、運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力、温度等について、耐震評価における手法及び条件に有意な差異はなく、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

表 2-1 取水路立坑の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	構造部材の健全性	水路部（鉄筋コンクリート部材）	層間変形角及びせん断力が許容限界以下であることを確認	曲げ軸力	限界層間変形角*2
				せん断力	せん断耐力*2
		立坑部（鉄筋コンクリート部材）*1	圧縮縁コンクリートひずみ及びせん断力が許容限界以下であることを確認	曲げ軸力	限界ひずみ*2
				せん断力	せん断耐力*2

注記*1 : 波及的影響の観点から屋外重要土木構造物と同等の評価を行う。

*2 : 妥当な安全余裕を考慮する。

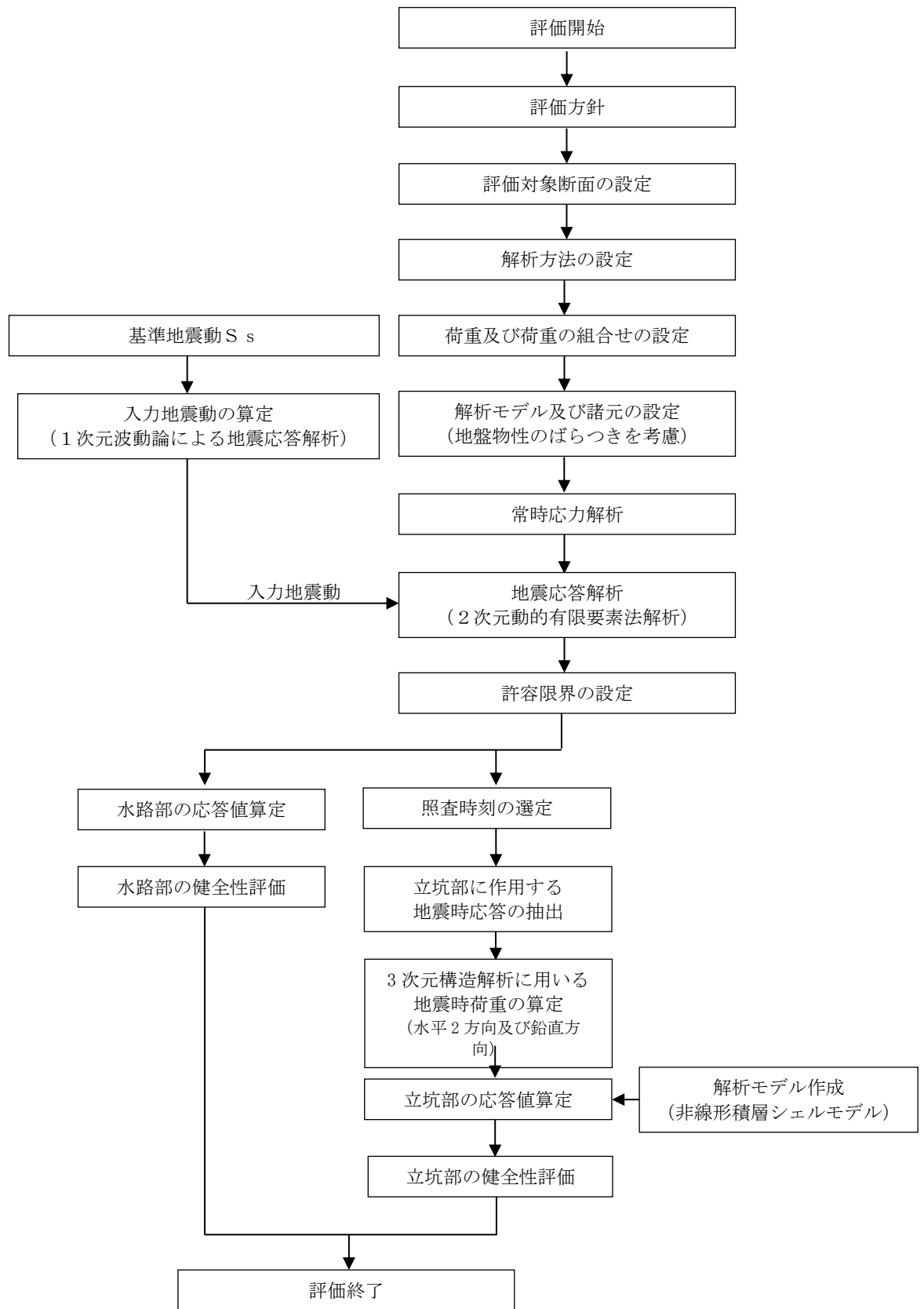


図 2-4 取水路立坑の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005年）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）

3. 代表構造物の選定

立坑構造物を有する取水路については、図 3-1 に示すとおり、7号機と6号機で構造に大きな差異が無く、立坑の耐震評価への影響が大きいと考えられる埋戻土層の全体範囲も、7号機と6号機で大きな差異は無い。また、立坑①と立坑②の間の地盤改良範囲を比較すると、7号機と比較し6号機の方が地盤改良の範囲が広く、立坑の変形抑制効果が大きいと考えられる。以上のことから、7号機を代表として取水路立坑の代表構造物の選定を行う。

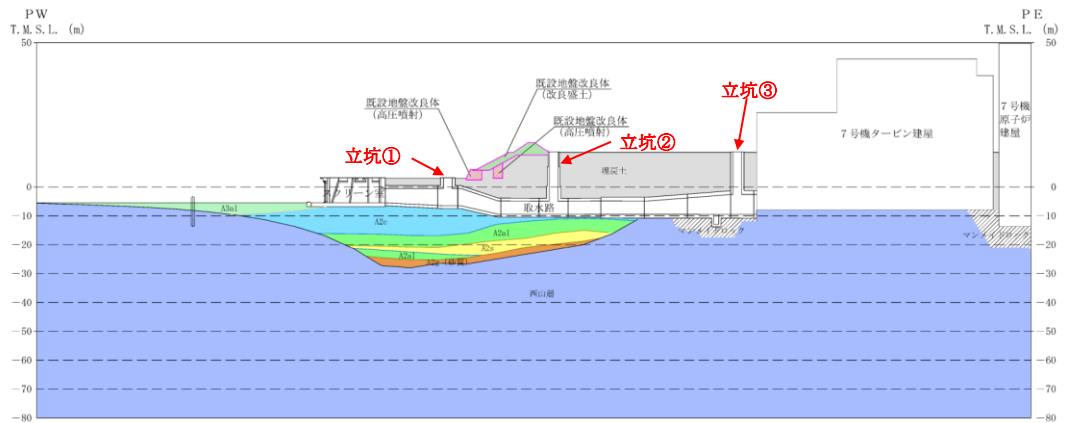
図 2-2 及び図 2-3 の7号機取水路立坑の平面図及び縦断図に示すとおり、取水路立坑は、水路上部に複数箇所存在（立坑①～⑤）する。このうち、取水路立坑に支配的な動土圧及び動水圧を受ける立坑の高さ（土被り厚さ）に着目すると、表 3-1 に示すとおり、立坑②～⑤と比較し、立坑①は高さが低い。また、表 3-1 及び表 3-2 に示すとおり、立坑②～⑤は、立坑の高さ（土被り厚さ）及び鉄筋比に大きな差がないことから、動土圧の主要因である地盤変位に着目し、立坑の水路接続位置と地表面間の地盤の最大相対水平変位を比較する。

表 3-1 各立坑の高さ

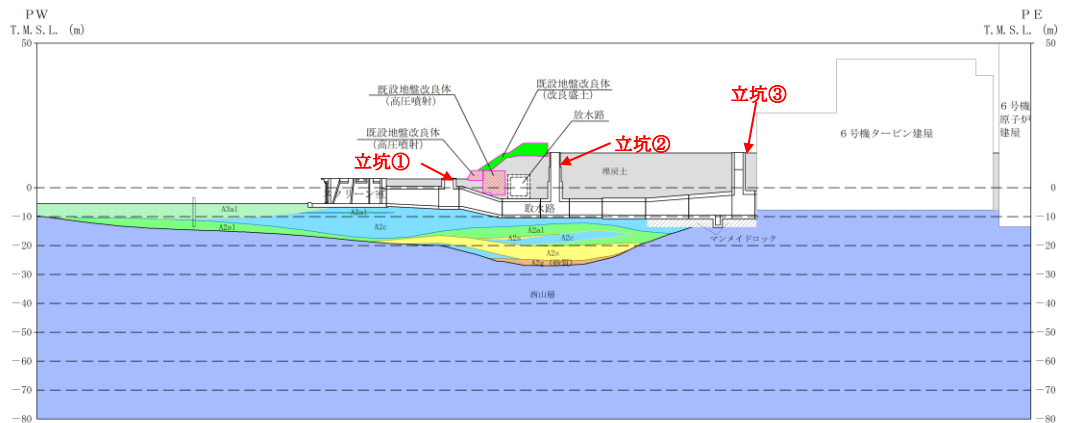
立坑	高さ (m)
①	2.7
②	16.1
③	13.5
④-S, N	18.1
⑤-S, N	18.5

表 3-2 立坑②～⑤の鉄筋比

立坑	鉄筋比 (%)
②	0.70
③	0.90
④-S	1.62
④-N	1.60
⑤-S	0.83
⑤-N	0.85



(7号機取水路縦断面図)



(6号機取水路縦断面図)

図 3-1 7号機及び6号機の取水路立坑部の比較

地盤変位は、液状化の影響を考慮するために二次元有効応力解析（解析コード「FLIP Ver. 7.4. 1」）により算定する。図 3-2 に解析断面位置図，図 3-3 に解析モデル図を示す。地震応答解析に用いる地盤物性値及び地下水位は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定し、その他の解析条件は、KK7 補足-027-5「資料 5 スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路の耐震安全性評価」に基づき設定する。また，検討を実施する地震動は，基準地震動 S s 全波とする。

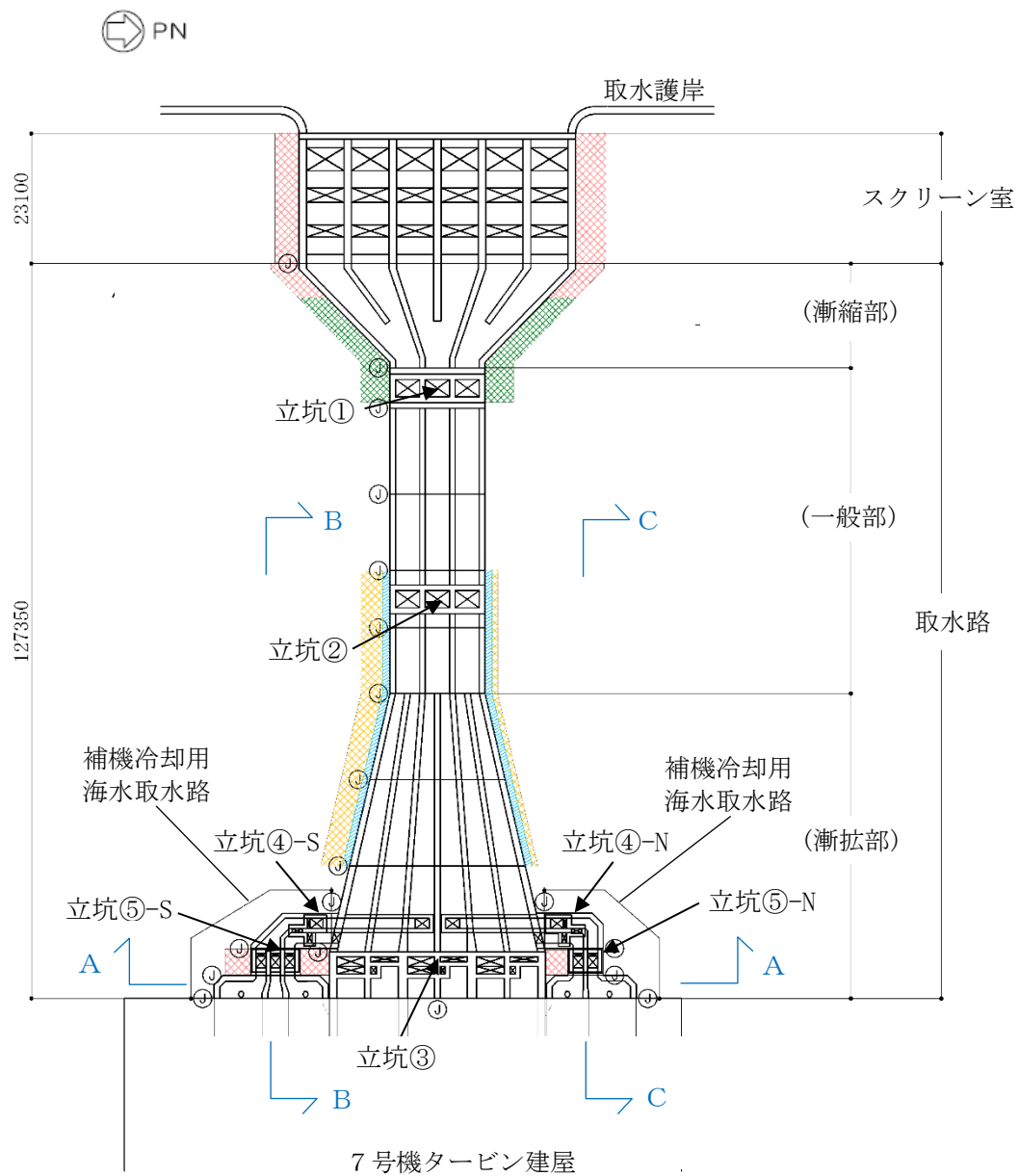
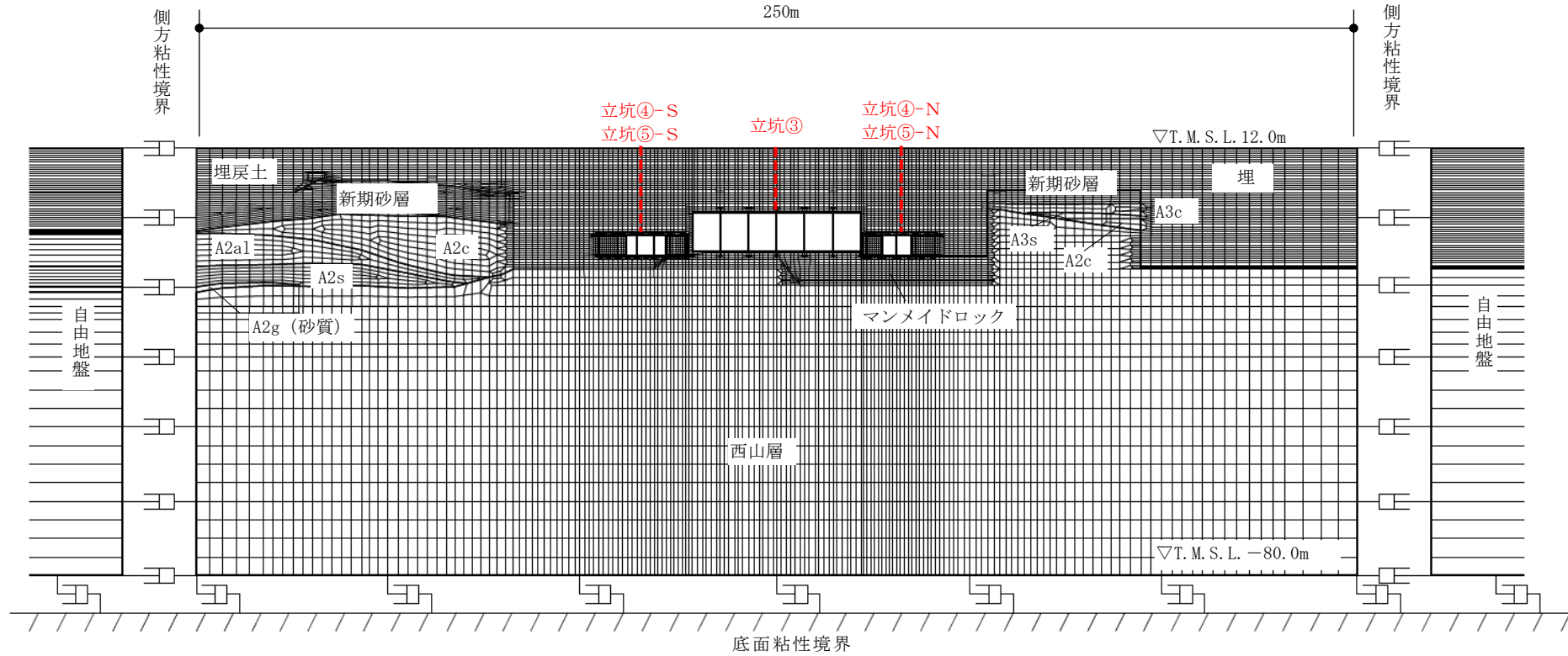


図 3-2 解析断面位置図

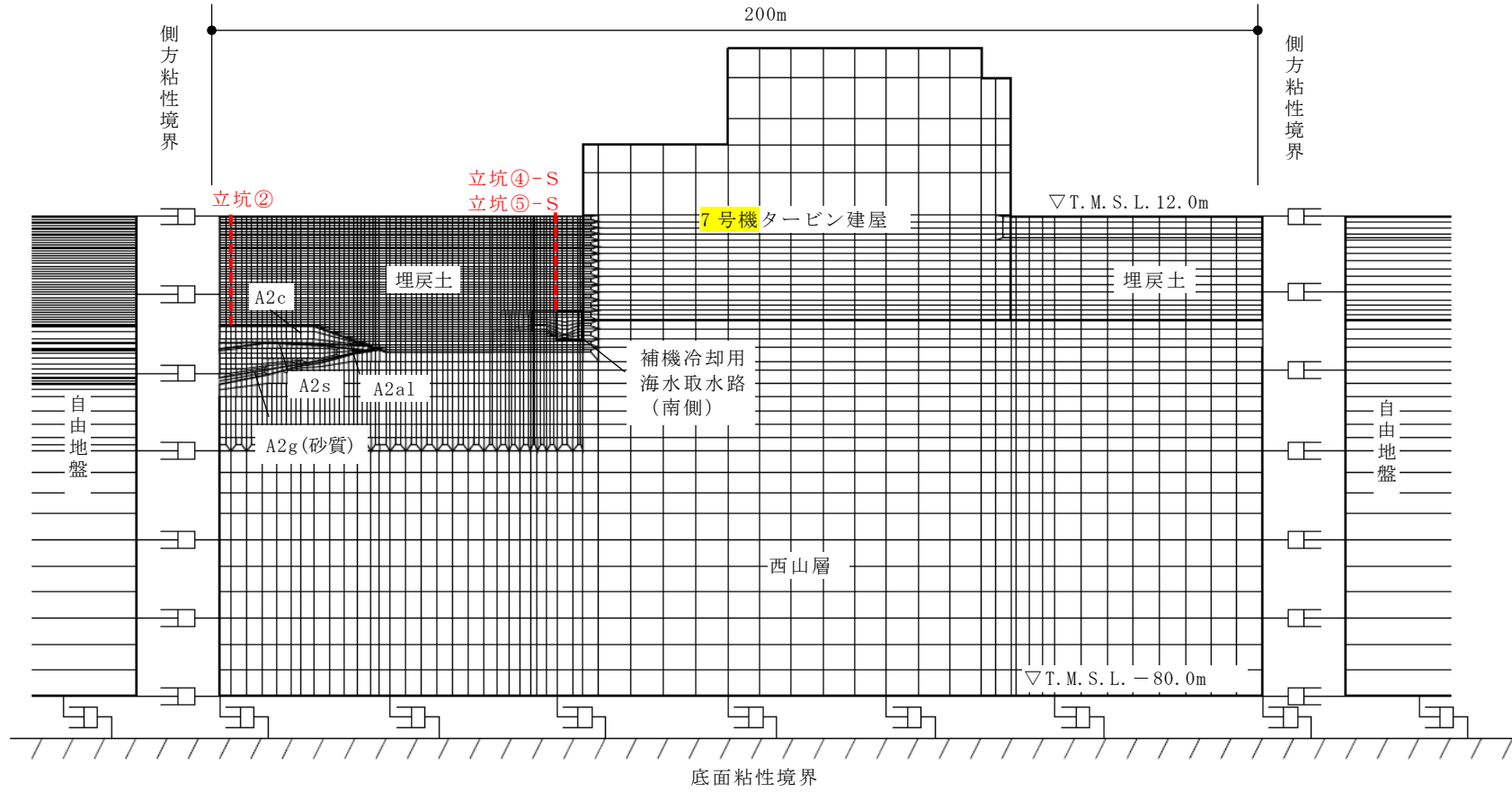
(参考) 10-13



(A-A断面)

図 3-3 解析モデル図 (1/3)

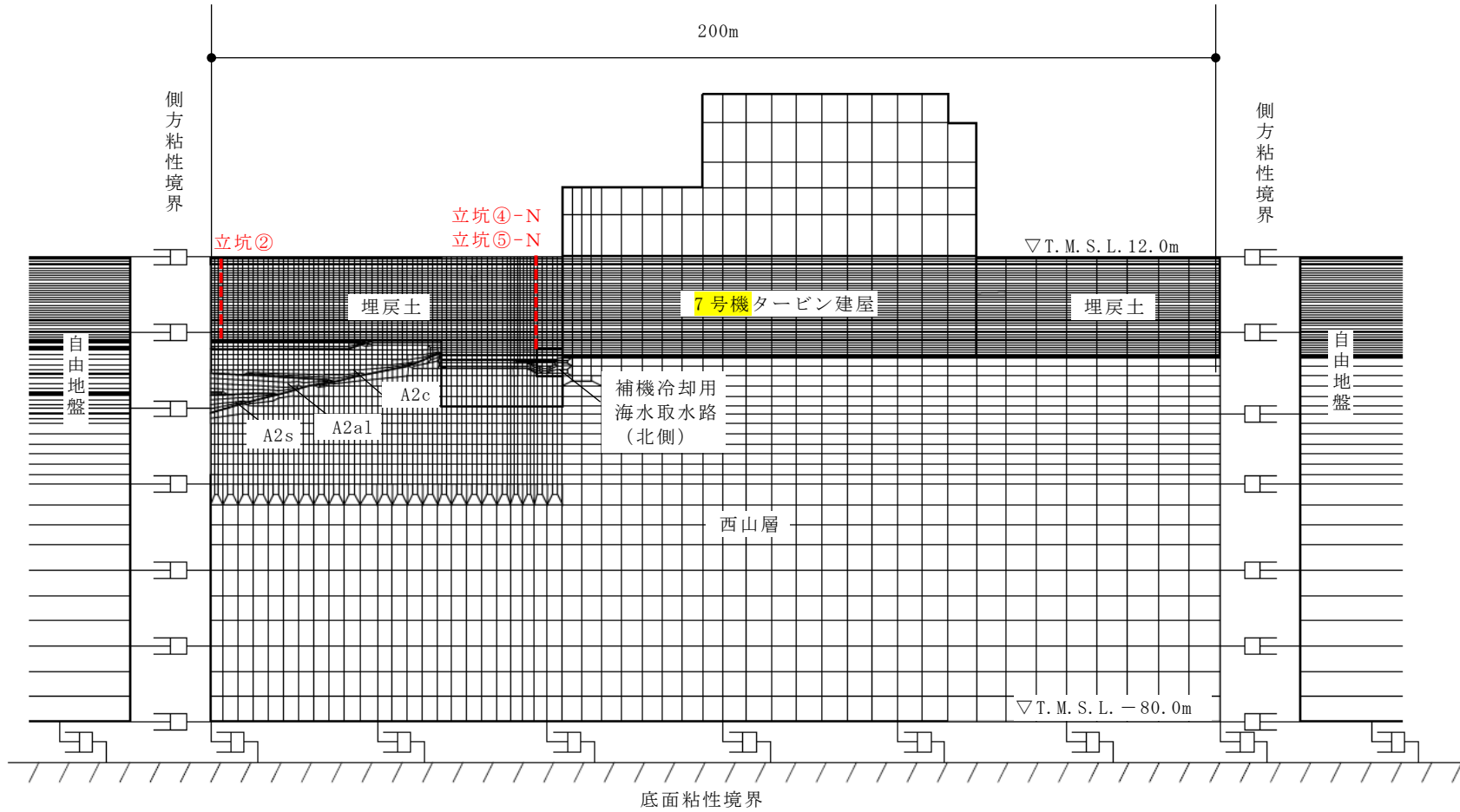
(参考) 10-14



(B-B断面)

図 3-3 解析モデル図 (2/3)

(参考) 10-15



(C-C断面)

図 3-3 解析モデル図 (3/3)

表 3-3 に立坑②～⑤位置における地盤の最大相対水平変位の算定結果を示す。表 3-3 に示すとおり、NS 断面、EW 断面ともに立坑③～⑤と比較し、立坑②の方が地盤の最大相対水平変位が大きい。また、表 3-2 に示すとおり、立坑②～⑤のうち立坑②が最も鉄筋比が小さい。以上のことから、立坑②を取水路立坑の耐震評価を実施する代表構造物として選定する。

表 3-3 地盤の最大相対水平変位の算定結果

立坑位置	最大相対水平変位 (cm) *1		
	NS 断面	EW 断面	
		北側	南側
②	59.6 (Ss-7)	173 (Ss-7) *2	187 (Ss-7) *2
③	40.1 (Ss-7)	35.3 (Ss-7)	71.6 (Ss-7)
④-S	42.7 (Ss-7)	—	71.6 (Ss-7)
④-N	37.6 (Ss-7)	35.3 (Ss-7)	—
⑤-S	42.7 (Ss-7)	—	71.6 (Ss-7)
⑤-N	37.6 (Ss-7)	35.3 (Ss-7)	—

注記*1 : () 内は、相対水平変位が最大となる地震動を示す。

*2 : 立坑②中央位置に最も近い位置で相対変位を算出。

4. 地震応答解析

4.1 解析方法

取水路立坑の地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえ、NS 方向及び EW 方向の 2 断面について実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる 2 次元動的有限要素法解析を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.4.1」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.2 入力地震動

入力地震動は、KK7 補足-027-5「資料5 スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路の耐震安全性評価 3.3.1 入力地震動の設定」に示す方法と同様に、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

4.3 地震応答解析モデル (NS 断面)

NS 断面の地震応答解析モデルの設定のうち解析モデル領域，境界条件，地盤のモデル化，地盤改良体のモデル化，ジョイント要素及び減衰定数の考え方は、KK7 補足-027-5「資料5 スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路の耐震安全性評価」に示す方法と同様とする。図 4-1 に地震応答解析モデルを示す。

図 4-2 に構造物のモデル化方法を示す。構造物（取水路立坑）は、水路部の側壁，隔壁，底版及び頂版を非線形はり要素でモデル化し，立坑部を線形平面ひずみ要素及び線形はり要素でモデル化する。

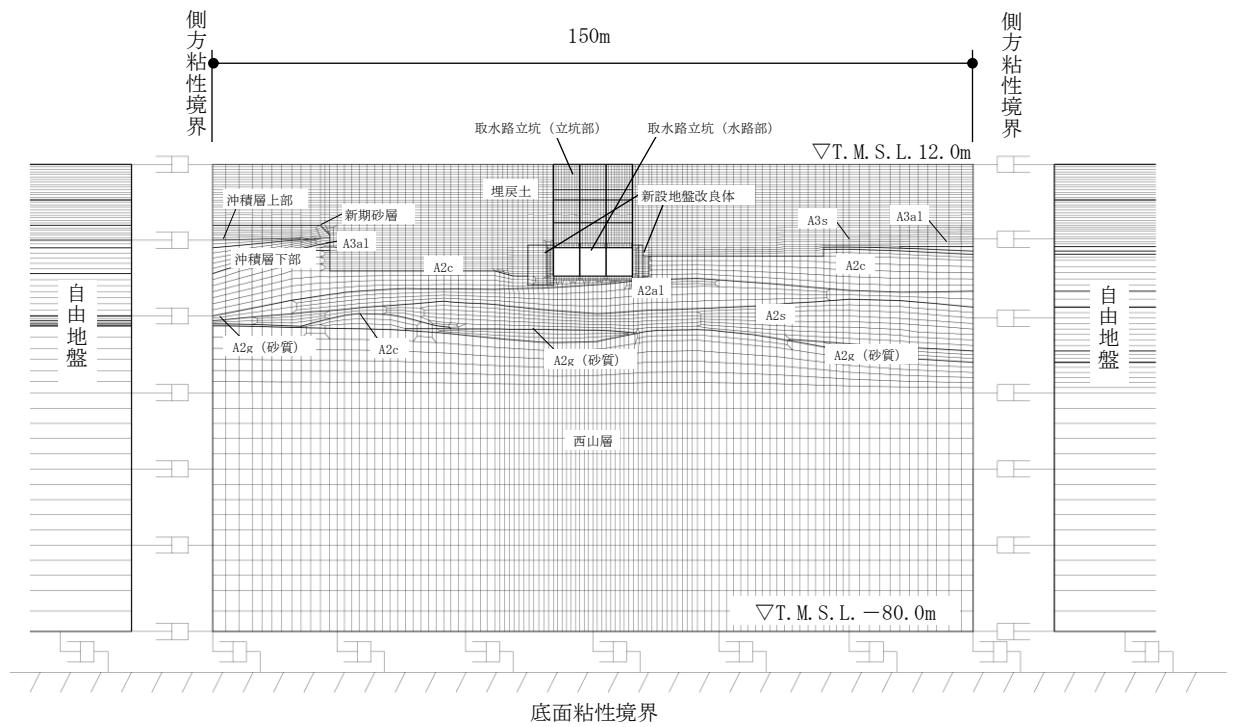


図 4-1 NS 断面の地震応答解析モデル

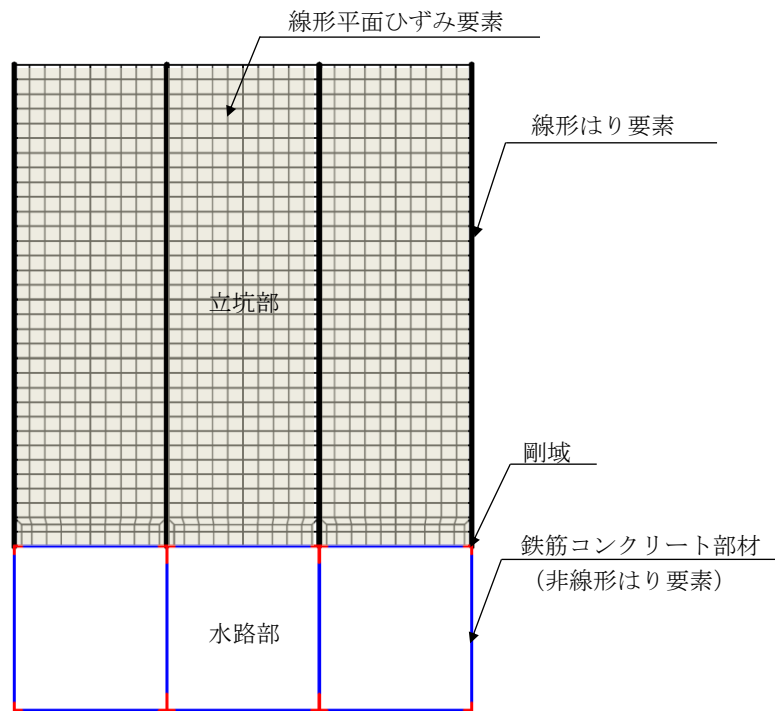


図 4-2 NS 断面における構造物のモデル化方法

4.4 地震応答解析モデル (EW 断面)

EW 断面の地震応答解析モデルの設定は、KK7 補足-027-5「資料 5 スクリーン室, 取水路, 補機冷却用海水取水路の耐震安全性評価 (参考資料 2) 耐震ジョイントの健全性評価について」に示す EW 断面の解析モデルと同様とする。図 4-3 に地震応答解析モデルを示す。

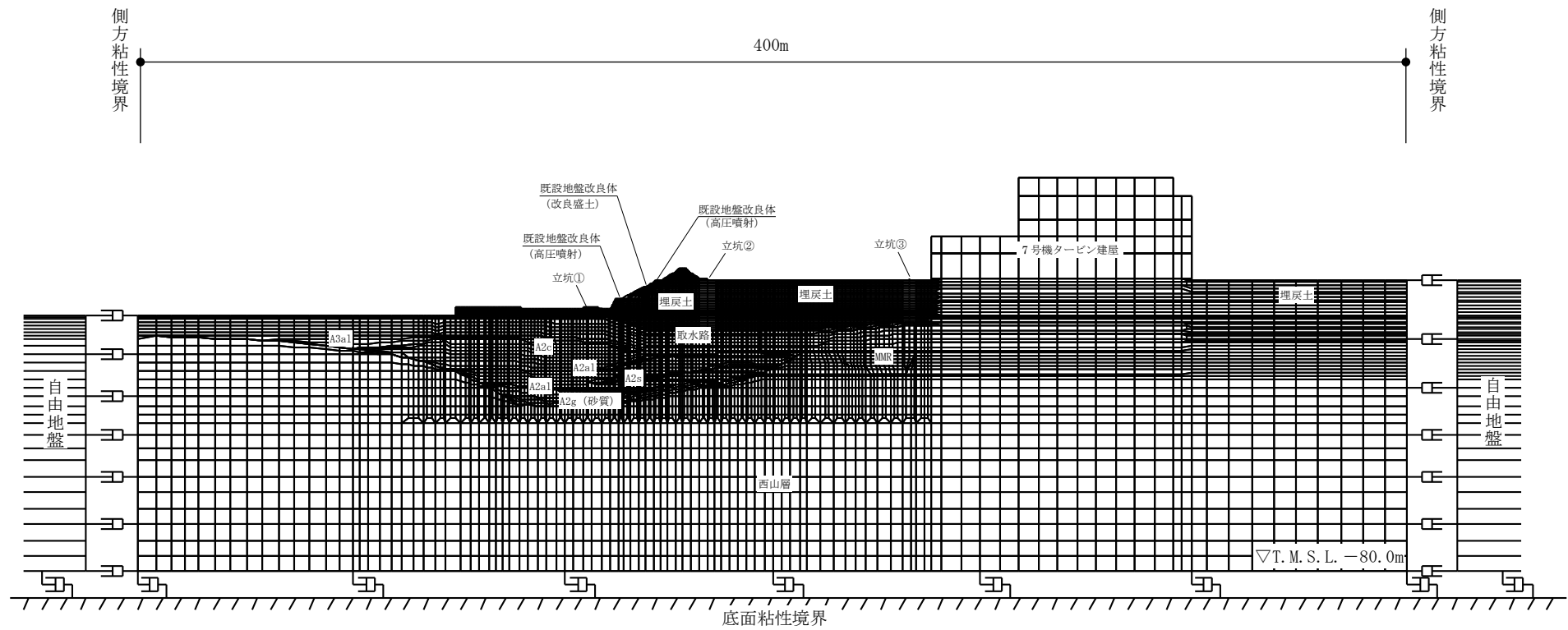


図 4-3 EW断面の地震応答解析モデル

4.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 4-1 に、材料の物性値を表 4-2 に示す。

表 4-1 使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度 23.5 N/mm ²
鉄筋	SD35 (SD345 相当)

表 4-2 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	23.5*	2.45×10 ⁴ *	0.2*

注記* : 建設時の設計値に基づく

4.6 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体については、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

4.7 地下水位

地下水位は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、NS 断面の地震応答解析では、T.M.S.L. 5.0m に、EW 断面の地震応答解析では、スクリーン室は T.M.S.L. 3.0m、取水路は T.M.S.L. 5.0～8.0m に設定する。

4.8 解析ケース

解析ケース及び地震動は、KK7 補足-027-5「資料 5 スクリーン室、取水路、補機冷却用海水取水路の耐震安全性評価」に示す取水路（一般部）で実施している全ての解析ケース及び地震動とする。

4.9 地震応答解析結果 (NS 断面)

NS 断面の地震応答解析結果のうち、水路部の曲げ軸力照査値が最大となる解析ケース及び地震動の地震応答解析により算定した層間変形角の時刻歴波形を図 4-4 に、水路部のせん断力照査値が最大となる解析ケース及び地震動の評価時刻での断面力を図 4-5 に示す。

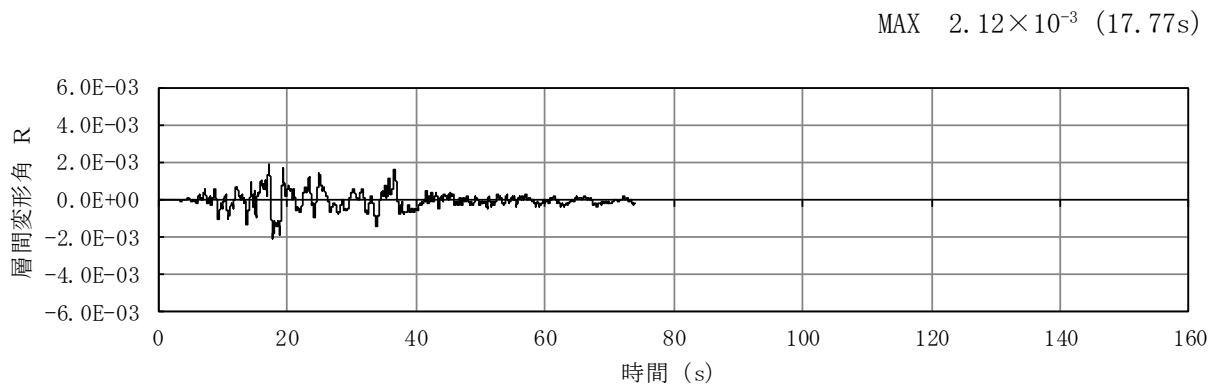
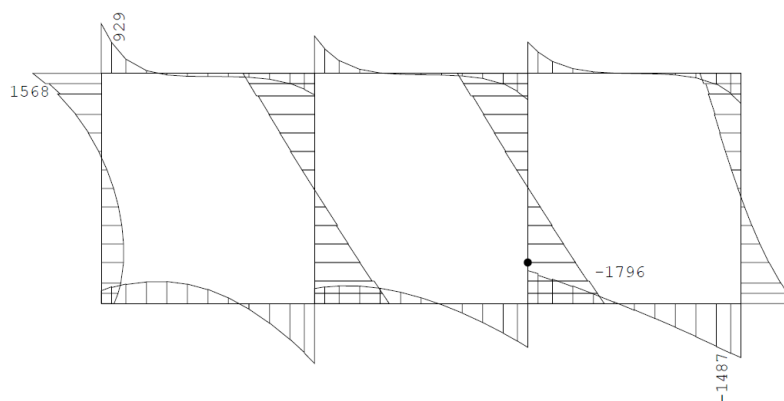


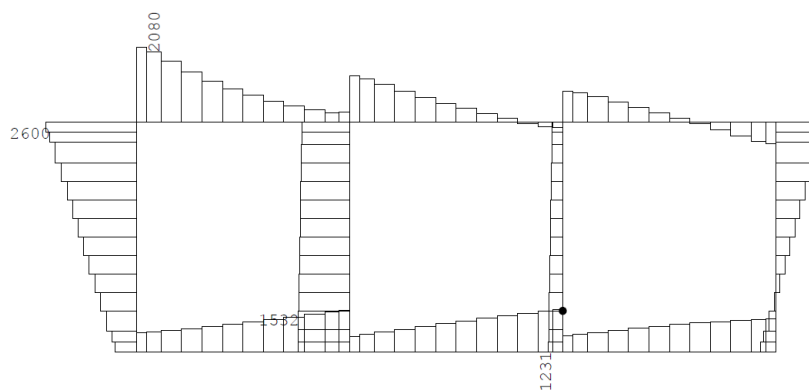
図 4-4 層間変形角の時刻歴波形
(NS 断面, 解析ケース①, 地震動 Ss-3- -)



数値：各部材の最大断面力

●：せん断照査最大位置 = -1430 (kN・m)

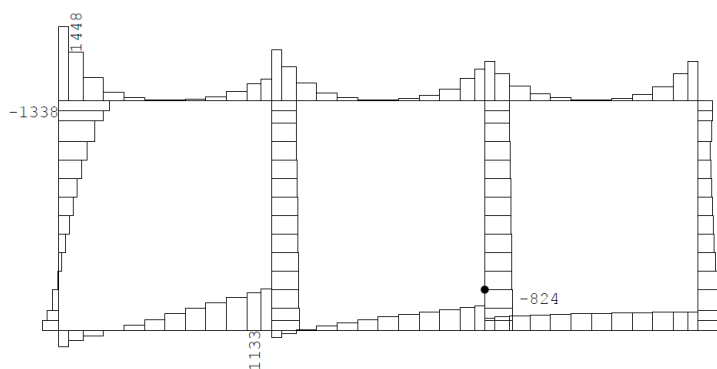
(a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：各部材の最大断面力

●：せん断照査最大位置 = 411 (kN)

(b) 軸力 (kN)



数値：各部材の最大断面力

●：せん断照査最大位置 = -820 (kN)

(c) せん断力 (kN)

図 4-5 水路部のせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布図
(NS 断面, 解析ケース①, 地震動 Ss-3-1, t=17.75s)

4.10 地震応答解析結果 (EW 断面)

EW 断面の地震応答解析結果のうち、立坑部の水路部接続位置と頂部の最大相対水平変位最大時刻での相対水平変位分布図を図 4-6 に、立坑部に作用する土水圧最大時刻での土水圧分布図を図 4-7 に示す。

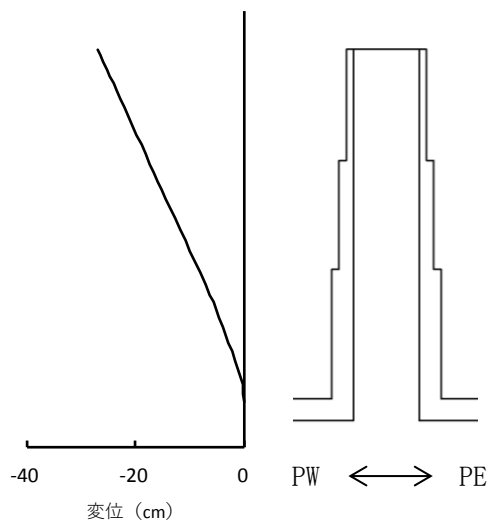


図 4-6 立坑部の相対水平変位分布図
(EW 断面, Ss-7, 解析ケース①: 基本ケース)

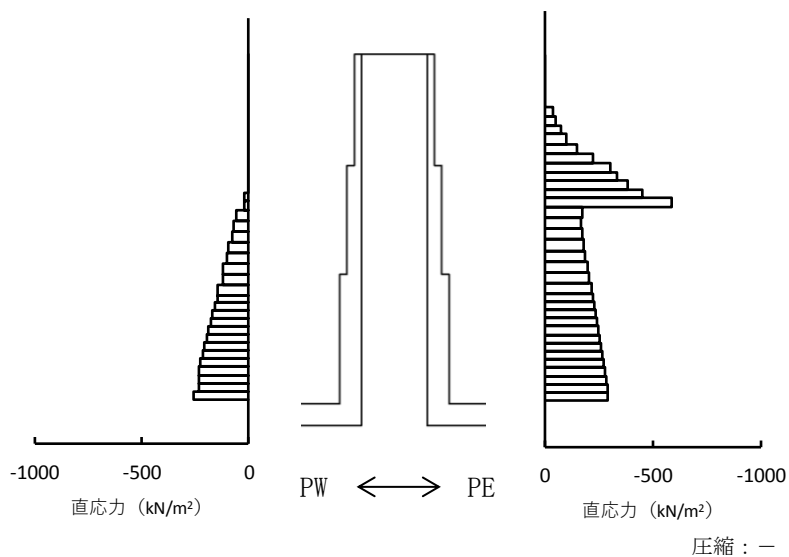


図 4-7 立坑部の土水圧分布図
(EW 断面, Ss-5, 解析ケース①: 基本ケース)

5. 耐震評価

5.1 水路部

5.1.1 評価対象断面の選定

水路部の縦断方向（通水方向，EW 方向）は，加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができることから，強軸断面方向となる。一方，水路部の横断方向（通水方向に対し直交する方向，NS 方向）は，通水機能を確保するため，加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから，弱軸断面方向となる。

以上のことから，水路部の耐震評価では，構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である横断方向（通水方向に対し直交する方向，NS 方向）を評価対象断面とする。

5.1.2 許容限界

曲げ軸力に対する照査は，原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005 年）（以下「土木学会マニュアル」という。）に基づき限界層間変形角（層間変形角 1/100）を許容限界とする。曲げ軸力照査に用いる照査用層間変形角は，発生層間変形角に安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより，曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

せん断力に対する照査は，土木学会マニュアルに基づき，棒部材式及びディープビーム式で求まるせん断耐力のうち，いずれか大きい方を許容限界とし，照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認する。また，発生するせん断力が，上記せん断耐力式により算定するせん断耐力を上回る場合は，材料非線形解析を実施し，より精緻なせん断耐力を評価した上で，当該部材に対するせん断力照査を実施する。せん断力照査に用いる照査用せん断力は，地震応答解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより，せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材については，鉄筋の降伏を許容限界とする。なお，部材の片側の鉄筋が降伏に至った場合でも，部材を貫通するひび割れが発生するまでは著しい漏水が生じる可能性は低いものと考えられる。そのため，部材を貫通するひび割れが発生する状態（＝部材の両側ともに鉄筋降伏に至った状態）を貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界とする。

5.2 立坑部

5.2.1 評価方法

立坑部の評価は、取水路立坑の NS 断面及び EW 断面それぞれについて、2次元の地震応答解析を実施し、それぞれの地震応答解析により得られた応答値を用いて、3次元非線形シェル要素による3次元静的有限要素法解析（以下「3次元構造解析」という。）による耐震評価を実施する。

5.2.2 3次元構造解析の解析手法

立坑部の評価は、構造物の3次元的な形状の影響を考慮するため、非線形積層シェル要素でモデル化し、水平2方向及び鉛直方向の荷重に対する評価を、3次元構造解析を用いて行う。

立坑部に作用する荷重は、2次元の地震応答解析において構造物の評価に支配的な荷重が作用する時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。3次元構造解析には、解析コード「Engineer's Studio Ver.8.0.1」を用いる。

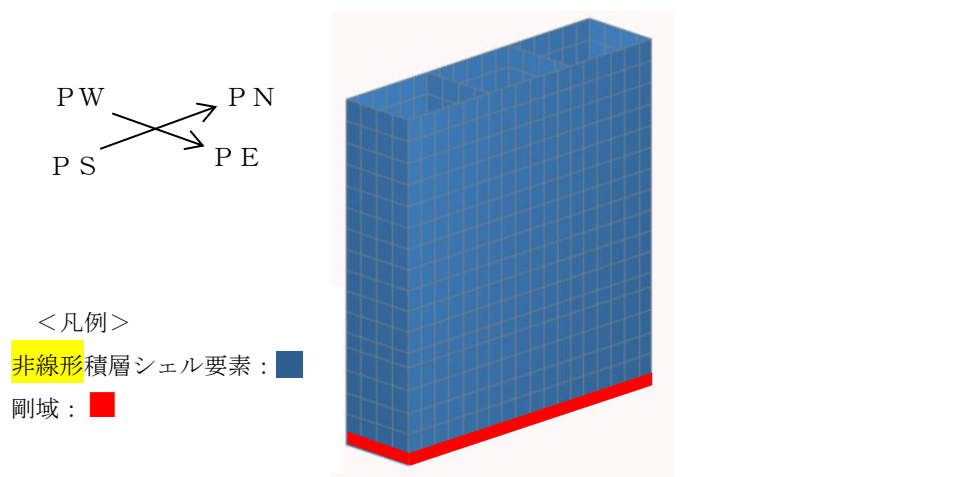
本検討で扱う非線形積層シェル要素は、断面高さ方向に分割された鉄筋コンクリート部材の各層に対し、前川モデルに基づく非線形性を考慮しており、これを断面高さ方向に積分することで、面内変形だけではなく面外変形の非線形挙動も考慮しているものである。

なお、前川モデルは新規制基準適合性審査において使用実績のある解析コード「WCOMD」に適用されている構成則であり、「コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2012年）」にも規定されている。

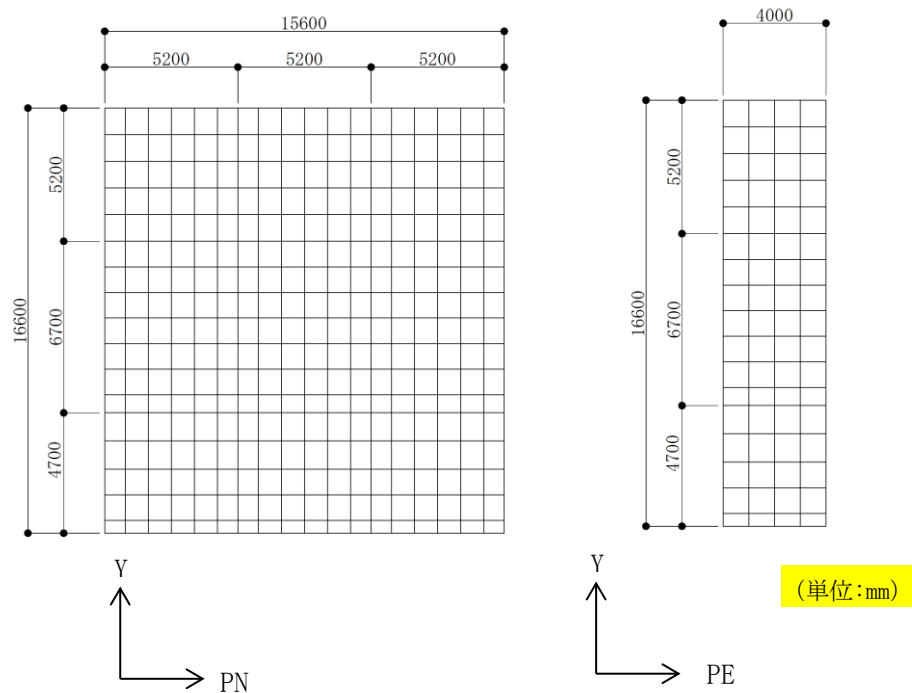
解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-2別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

5.2.3 構造物のモデル化

図 5-1 に立坑部の 3 次元構造解析モデルを示す。立坑部は、材料の非線形特性を考慮した非線形積層シェル要素でモデル化する。非線形積層シェル要素は、立坑下部（部材厚さ 1.0m）は 8 層，立坑上部（部材厚 0.4~0.7m）は 6 層とし，主鉄筋の位置が層の中心となるよう，主鉄筋位置に鉄筋コンクリート要素を設定する。鉄筋コンクリート要素を除く範囲は，無筋コンクリート要素としてモデル化する。また，立坑部と水路部の接合部については，土木学会マニュアルに基づく剛域を設定する。



(鳥瞰図)



(要素分割図)

図 5-1 立坑部の 3 次元構造解析モデル

5.2.4 材料の非線形特性

材料の非線形特性は、KK7 補足-027-5「資料5 スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路の耐震安全性評価」に示す設定と同様とする。

5.2.5 入力荷重

3次元構造解析の入力荷重は，立坑の水路接続位置と頂部の最大相対水平変位最大時及び立坑に作用する土水圧最大時を照査時刻とし，地震応答解析から照査時刻における水平2方向及び鉛直方向の応答値を抽出し算定する。なお，立坑部の面内方向のせん断に対する照査は，NS断面における立坑部の面内せん断応力及び最大相対水平変位最大時を照査時刻とする。入力荷重の一覧を表5-1に示す。

「慣性力」及び「土圧及び水圧」については，抽出した地震時応答を用いて入力荷重を算定する。

表 5-1 入力荷重一覧

入力荷重		地震応答解析から抽出する 地震時応答	載荷位置
慣性力	躯体（弱軸断面方向）	応答加速度	躯体全体
	躯体（強軸断面方向）	応答加速度	躯体全体
土圧及び水圧	躯体（弱軸断面方向）	土圧・水圧	作用位置
	躯体（強軸断面方向）	土圧・水圧	作用位置

5.2.6 許容限界

曲げ軸力に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ1%）を許容限界とする。曲げ軸力照査に用いる照査用コンクリートひずみは、3次元構造解析により得られたコンクリートひずみに安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

面外方向のせん断に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、棒部材式及びディープビーム式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方を許容限界とし、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認する。また、発生するせん断力が、上記せん断耐力式により算定するせん断耐力を上回る場合は、材料非線形解析を実施し、より精緻なせん断耐力を評価した上で、当該部材に対するせん断力照査を実施する。せん断力照査に用いる照査用せん断力は、地震応答解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。なお、解析結果から鉄筋コンクリート部材に降伏が認められる場合は、コンクリート標準示方書を参考とし、部材係数の割増しを考慮する。

面内方向のせん断に対する照査は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987（日本電気協会）に基づき、下式で求まるせん断ひずみ度に関する許容限界の目安値とする。壁部材の面内せん断照査に用いる照査用せん断ひずみは、3次元構造解析により得られた面内せん断ひずみに安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\gamma_d}{\gamma_A} < 1.0$$

ここで、 γ_i : 構造物係数 (=1.0)

$$\gamma_d = \gamma_a \cdot \gamma$$

γ_a : 構造解析係数 (=1.2)

γ : 応答計算による面内せん断ひずみ

γ_A : せん断ひずみ度に関する許容限界の目安値

$$\gamma_A = \gamma_u / 2.0$$

γ_u : 終局せん断ひずみ度で 4.0×10^{-3}

6. 耐震評価結果

6.1 水路部の評価結果

水路部の曲げ軸力に対する照査結果を表 6-1 に、せん断力に対する照査結果を表 6-2 に、水路部の各部材において、せん断力に対する照査値が最も大きくなる解析ケース・地震動の照査結果（照査値の裕度が小さい場合は材料非線形解析を実施）を表 6-3 に示す。表 6-1 及び表 6-3 より、照査用層間変形角及び照査用せん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 曲げ軸力に対する照査結果（水路部）

解析 ケース	地震動	曲げ軸力照査		
		照査用 層間変形角 R_d^*	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
①	Ss-1++	2.41×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.25
	Ss-1-+	2.43×10^{-3}		0.25
	Ss-1+-	2.33×10^{-3}		0.24
	Ss-1--	2.50×10^{-3}		0.25
	Ss-2	1.28×10^{-3}		0.13
	Ss-3++	2.46×10^{-3}		0.25
	Ss-3-+	2.53×10^{-3}		0.26
	Ss-3+-	2.45×10^{-3}		0.25
	Ss-3--	2.54×10^{-3}		0.26
	Ss-4	1.43×10^{-3}		0.15
	Ss-5	1.69×10^{-3}		0.17
	Ss-6	1.75×10^{-3}		0.18
	Ss-7	1.99×10^{-3}		0.20
	Ss-8++	2.33×10^{-3}		0.24
	Ss-8-+	2.42×10^{-3}		0.25
②	Ss-1--	2.28×10^{-3}	0.23	
③	Ss-1--	2.32×10^{-3}	0.24	
④	Ss-1--	2.13×10^{-3}	0.22	
⑤	Ss-1--	2.03×10^{-3}	0.21	

注記* : 照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

表 6-2 せん断力に対する照査結果（水路部）（1/2）

解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力	せん断耐力	照査値
				V_d^{*1} (kN)	V_{yd} (kN)	V_d/V_{yd}
①	Ss-1++	頂版	5	658	1676	0.40
		側壁	1	1193	1701	0.71
		隔壁	3	845	896	0.95
		底版	8	1271	2391	0.54
	Ss-1-+	頂版	7	645	1652	0.40
		側壁	4	1245	1662	0.75
		隔壁	3	836	863	0.97
		底版	10	1276	2403	0.54
	Ss-1+-	頂版	7	601	1649	0.37
		側壁	4	1139	1663	0.69
		隔壁	2	828	878	0.95
		底版	8	1274	2508	0.51
	Ss-1--	頂版	5	598	1649	0.37
		側壁	1	963	1483	0.65
		隔壁	3	852	866	0.99
		底版	10	1354	2539	0.54
	Ss-2	頂版	7	441	1623	0.28
		側壁	4	895	1765	0.51
		隔壁	2	594	897	0.67
		底版	10	988	2502	0.40
	Ss-3++	頂版	7	598	1640	0.37
		側壁	4	1096	1592	0.69
		隔壁	2	854	880	0.98
		底版	10	1139	2341	0.49
	Ss-3-+	頂版	5	602	1667	0.37
		側壁	1	958	1597	0.60
		隔壁	3	860	866	1.00
		底版	8	1175	2322	0.51
	Ss-3+-	頂版	5	615	1685	0.37
		側壁	4	980	1530	0.65
		隔壁	2	856	875	0.98
		底版	8	1320	2377	0.56
Ss-3--	頂版	7	628	1658	0.38	
	側壁	4	1232	1697	0.73	
	隔壁	3	862	859	1.01	
	底版	10	1341	2429	0.56	
Ss-4	頂版	5	459	1655	0.28	
	側壁	4	822	1742	0.48	
	隔壁	3	610	867	0.71	
	底版	8	1114	2405	0.47	

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 6-2 せん断力に対する照査結果（水路部）（2/2）

解析ケース	地震動	評価位置		照査用せん断力	せん断耐力	照査値
				V_d^* (kN)	V_{yd} (kN)	V_d/V_{yd}
①	Ss-5	頂版	7	469	1624	0.29
		側壁	4	881	1671	0.53
		隔壁	2	678	859	0.79
		底版	8	1176	2399	0.50
	Ss-6	頂版	7	566	1668	0.34
		側壁	4	1122	1784	0.63
		隔壁	2	702	877	0.81
		底版	10	1295	2517	0.52
	Ss-7	頂版	7	570	1653	0.35
		側壁	4	1090	1699	0.65
		隔壁	3	724	831	0.88
		底版	10	1222	2441	0.51
	Ss-8++	頂版	7	546	1626	0.34
		側壁	4	1009	1576	0.65
		隔壁	2	820	883	0.93
		底版	10	1112	2323	0.48
Ss-8-+	頂版	5	575	1642	0.36	
	側壁	1	945	1607	0.59	
	隔壁	3	829	873	0.95	
	底版	8	1083	2302	0.48	
②	Ss-1--	頂版	5	598	1644	0.37
		側壁	4	1203	1869	0.65
		隔壁	3	842	865	0.98
		底版	10	1364	2527	0.54
③	Ss-1--	頂版	5	591	1642	0.36
		側壁	4	1226	1805	0.68
		隔壁	3	806	882	0.92
		底版	10	1253	2511	0.50
④	Ss-1--	頂版	7	526	1622	0.33
		側壁	1	992	1413	0.71
		隔壁	3	742	882	0.85
		底版	10	1180	2359	0.51
⑤	Ss-1--	頂版	7	510	1629	0.32
		側壁	1	955	1417	0.68
		隔壁	2	750	886	0.85
		底版	10	1172	2348	0.50

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

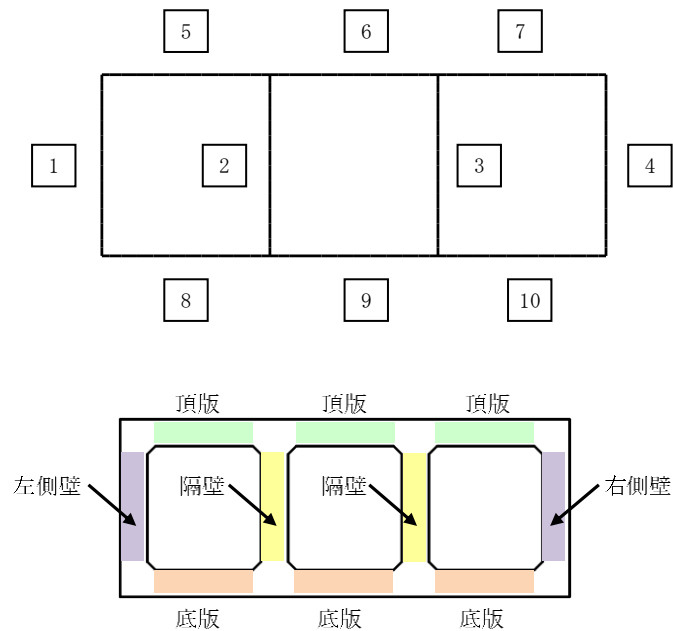
表 6-3 せん断力照査値が最大となる解析ケースの照査結果 (水路部)

評価位置		解析 ケース	地震動	照査用せん断力 V_d^{*1} (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	5	①	Ss-1++	658	1676	0.40
側壁	4	①	Ss-1-+	1536	3232 ^{*2}	0.48
隔壁	3	①	Ss-3--	868	1866 ^{*2}	0.47
底版	8	①	Ss-3+-	1320	2377	0.56

注記*1 : 照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

*2 : 材料非線形解析による算定結果

*3 : 評価位置は下図に示す。



6.2 水路部の貯水機能の確認

曲げ軸力に対する照査値が最も厳しい解析ケースにおいて、貯水機能が要求される側壁のM- ϕ 曲線の応答を図 6-1 に示す。なお、同図は側壁および頂版の貯水機能が要求される部位の中で最も第 2 折れ点（鉄筋の降伏）に対する裕度が厳しい応答を示す位置の結果を示している。

鉄筋は、部材の片側の最大応答は第 2 折れ点（鉄筋の降伏）に至っているが、両側で鉄筋の降伏には至っておらず、漏水を生じるひび割れは発生しないことから、貯水機能は損なわれないことを確認した。

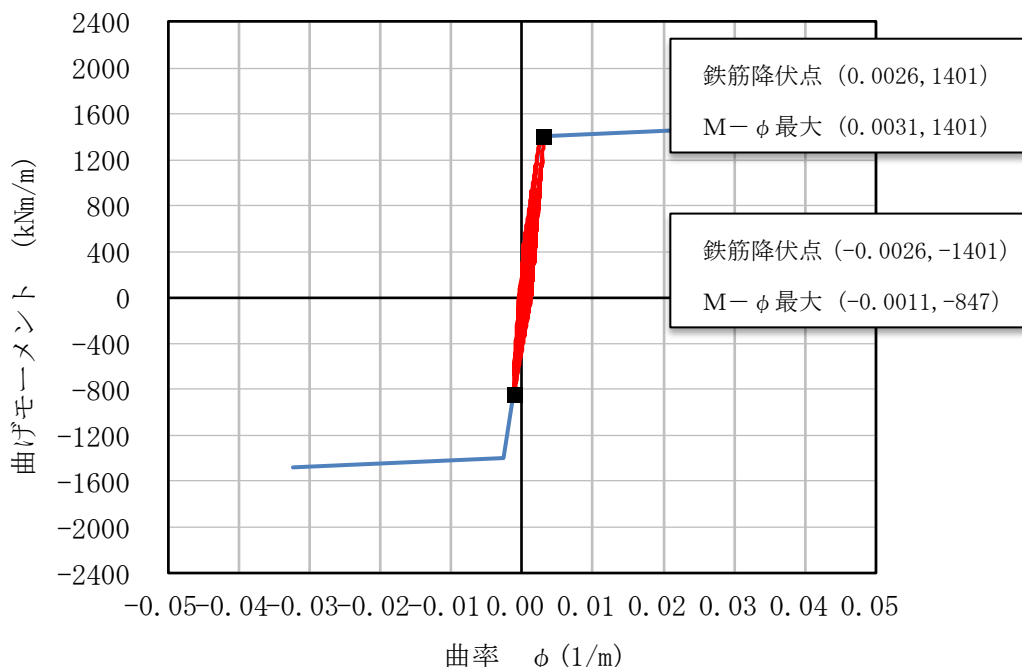


図 6-1 水路部のM- ϕ 曲線を用いた貯水機能の確認

(左側壁上部, 解析ケース①, 地震動 Ss-3-) *

注記* : 曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース

6.3 立坑部の評価結果

立坑部の曲げ軸力に対する照査結果を表 6-4 に、せん断力に対する照査結果を表 6-5 に、面内せん断力に対する照査結果を表 6-6 に示す。なお、各表には、各照査時刻における評価結果のうち、解析ケース及び地震動ごとに照査値が最大となる結果を示す。

表 6-4、表 6-5 及び表 6-6 より、取水路の点検用に設置された構造部位である立坑部について屋外重要土木構造物と同等に各種安全係数を考慮することで安全余裕を見込んだ評価を実施した場合においても、照査用ひずみ、照査用せん断力及び照査用面内せん断ひずみが許容限界以下であることを確認した。

表 6-4 曲げ軸力に対する照査結果（立坑部）

評価位置	解析 ケース	地震動	照査用ひずみ* (μ)	限界ひずみ (μ)	照査値
立坑部 部材厚 1.0m	①	Ss-5EW Ss-5NS	2174	10000	0.22

注記* : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-5 せん断力に対する照査結果（立坑部）

評価位置	解析 ケース	地震動	照査用せん断力 V_d *1 (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d / V_{yd}
立坑部 部材厚 1.0m	①	Ss-5EW Ss-5NS	2308	2362*2*3	0.98

注記*1 : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

*2 : 材料非線形解析による算定結果

*3 : 部材係数 γ_{b2} を考慮

表 6-6 面内せん断力に対する照査結果（立坑部）

評価位置	解析 ケース	地震動	照査用面内 せん断ひずみ* γ_d	許容限界 γ_A	照査値 γ_d / γ_A
立坑部	②	Ss-1--	4.14×10^{-4}	2.0×10^{-3}	0.21

注記* : 照査用面内せん断ひずみ $\gamma_d =$ 発生面内せん断ひずみ \times 構造解析係数 γ_a