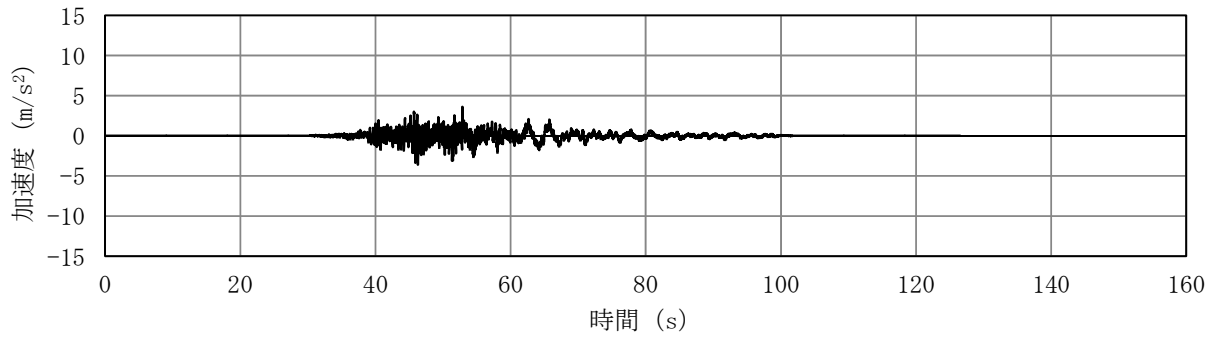
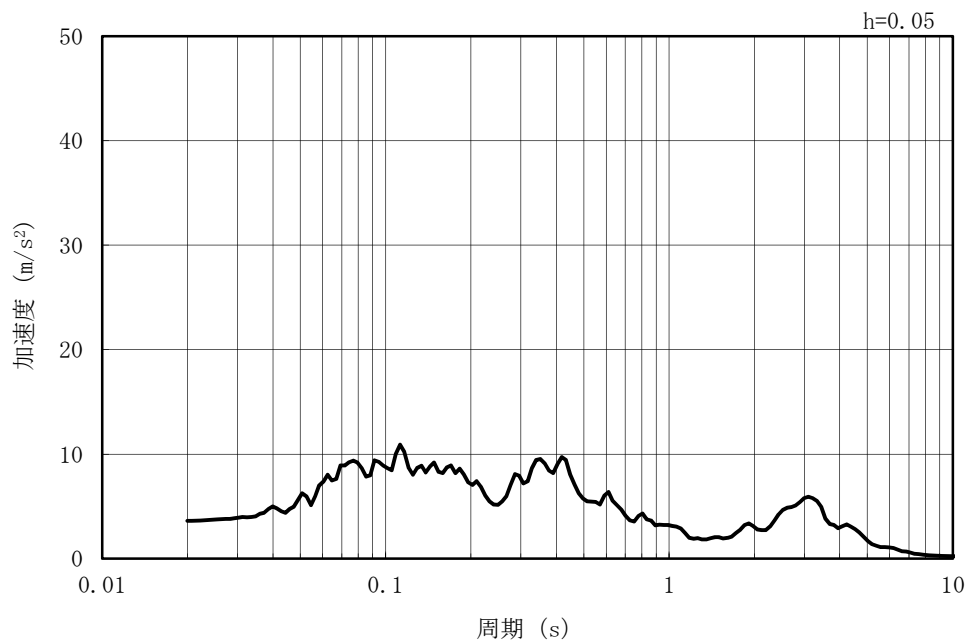


MAX 3.60m/s<sup>2</sup> (52.87s)

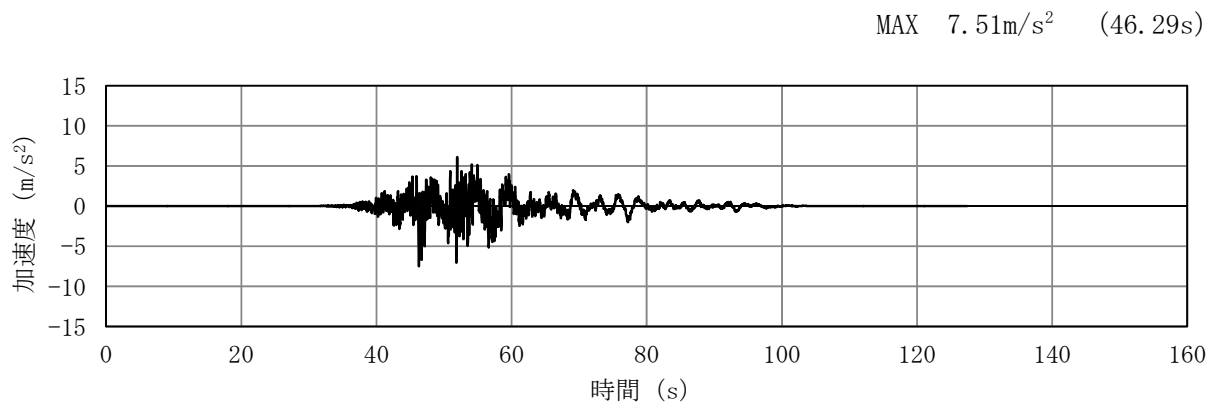


(a) 加速度時刻歴波形

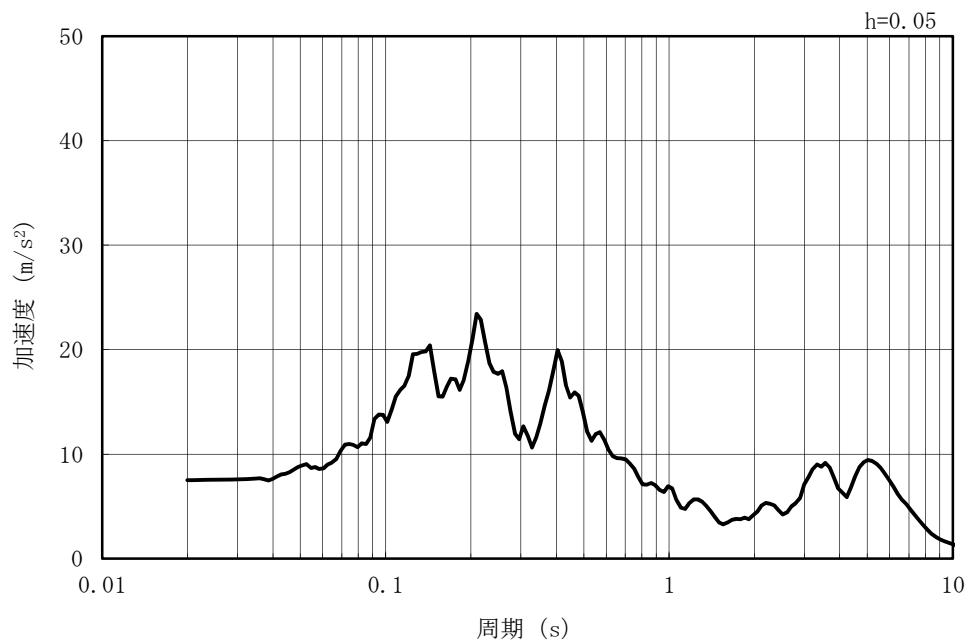


(b) 加速度応答スペクトル

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)



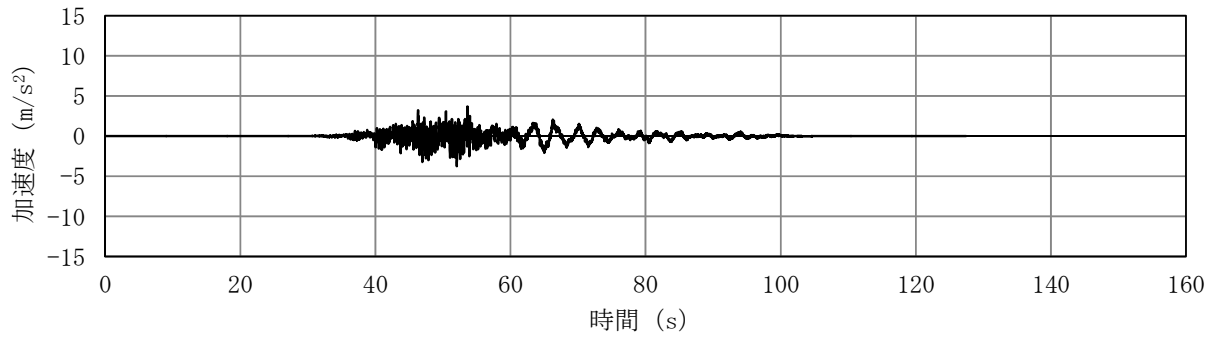
(a) 加速度時刻歴波形



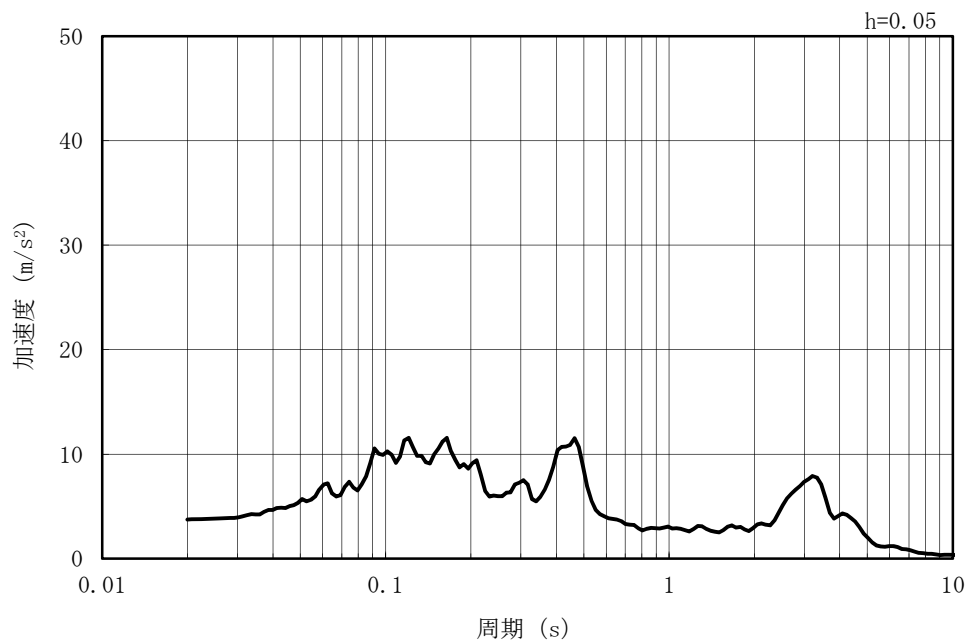
(b) 加速度応答スペクトル

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/s<sup>2</sup> (52.06s)

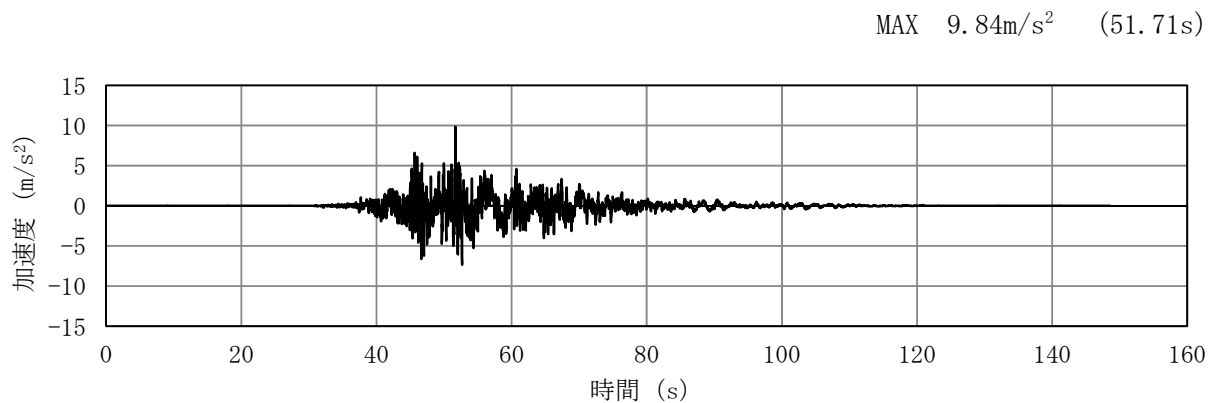


(a) 加速度時刻歴波形

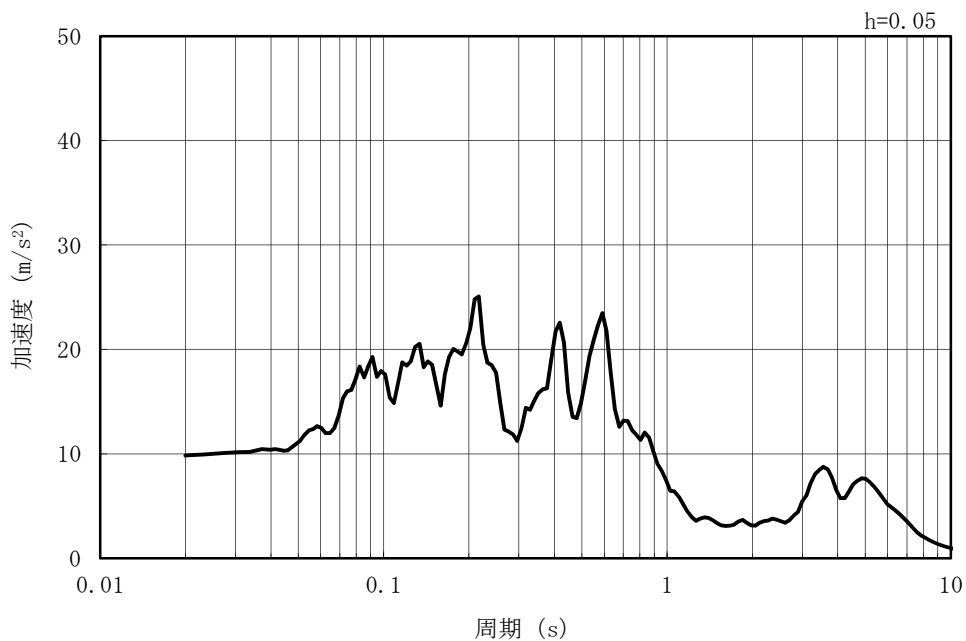


(b) 加速度応答スペクトル

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)



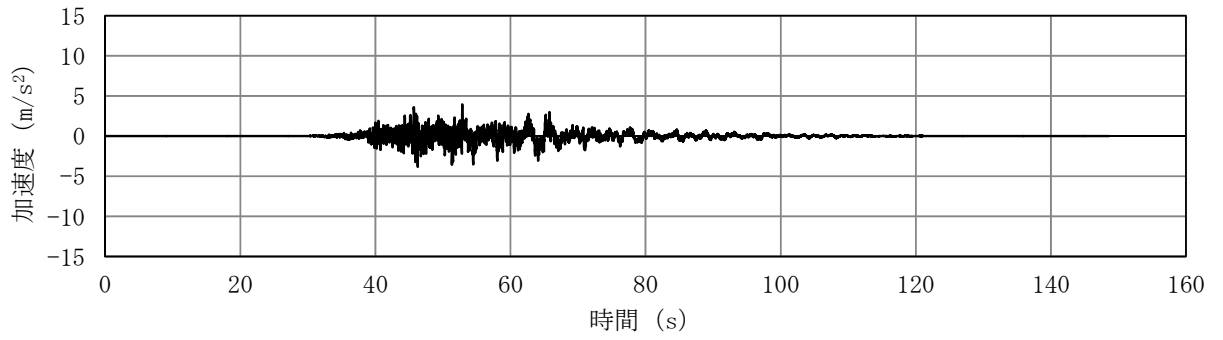
(a) 加速度時刻歴波形



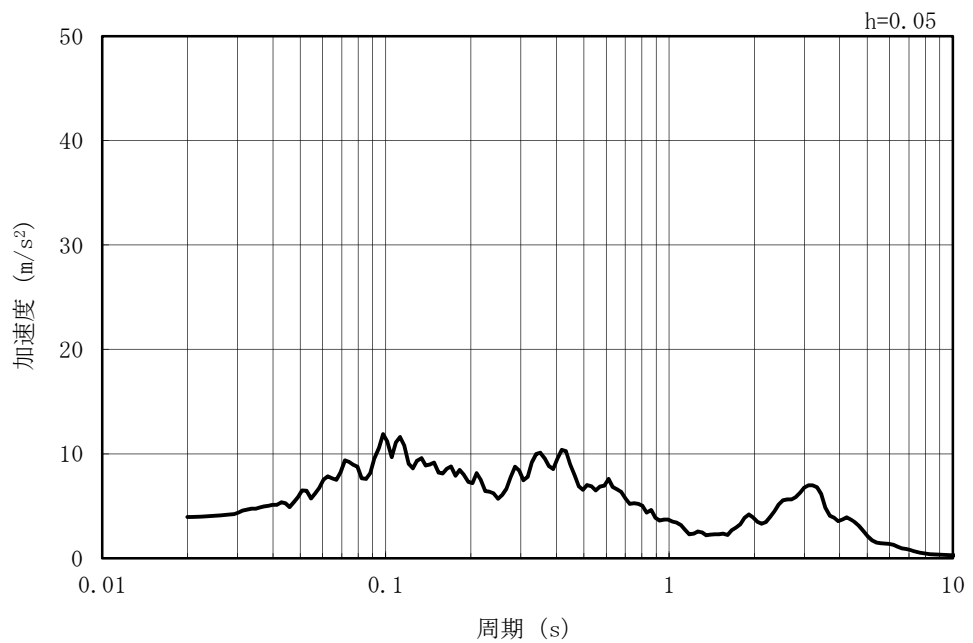
(b) 加速度応答スペクトル

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/s<sup>2</sup> (52.87s)

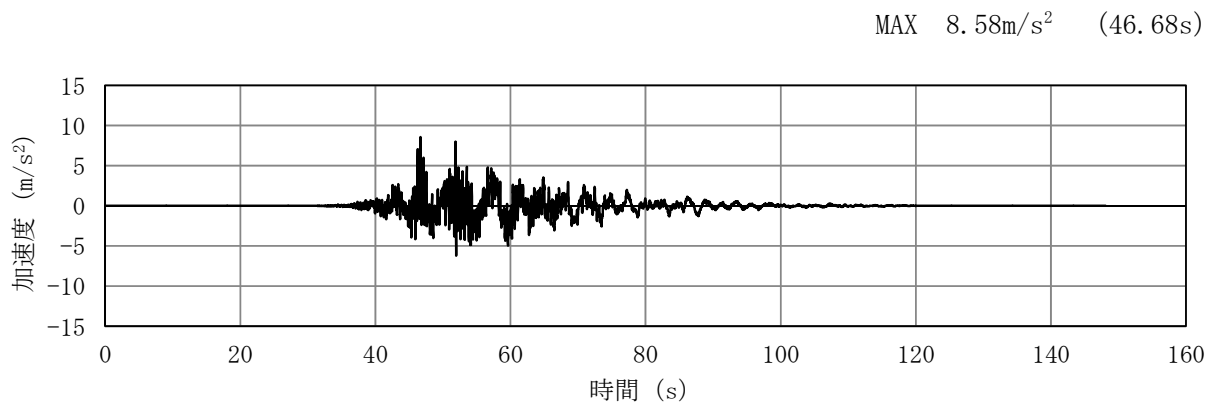


(a) 加速度時刻歴波形

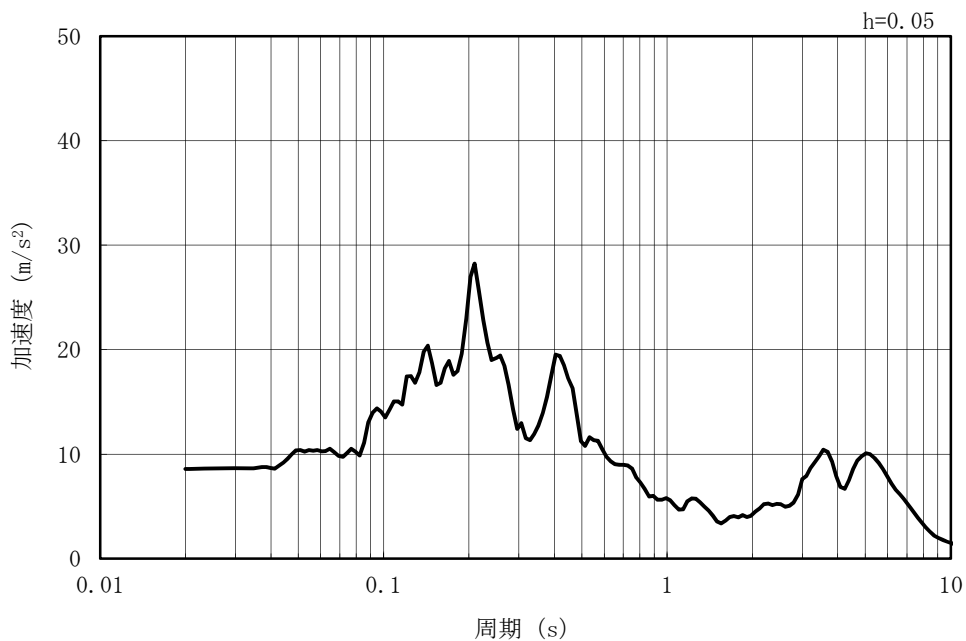


(b) 加速度応答スペクトル

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)



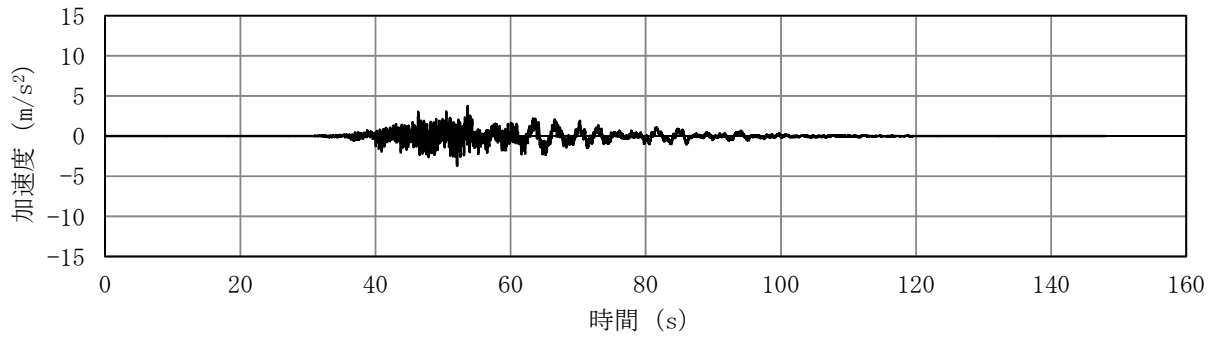
(a) 加速度時刻歴波形



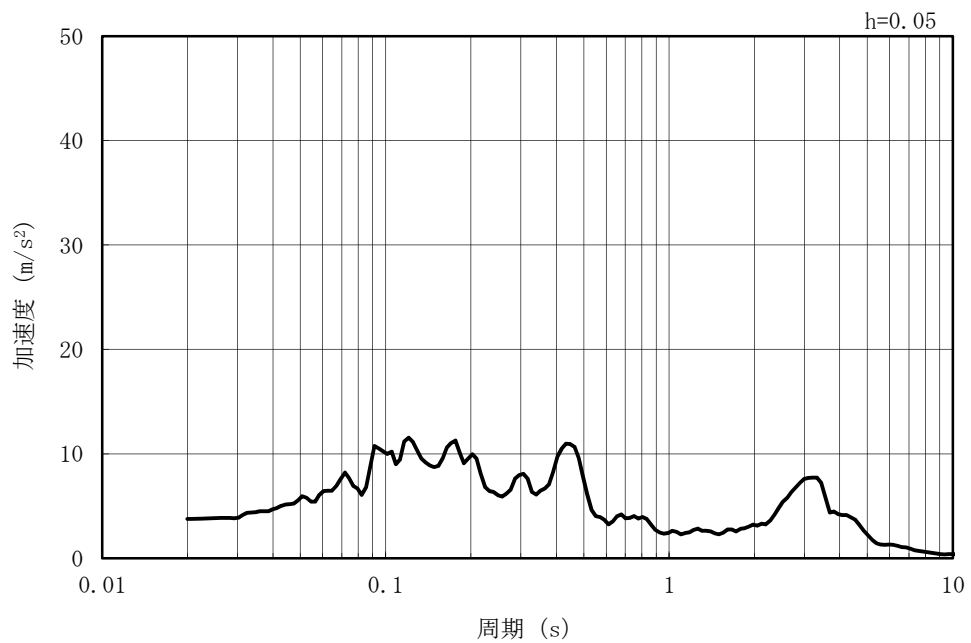
(b) 加速度応答スペクトル

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)

MAX 3.76m/s<sup>2</sup> (53.65s)



(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. 各ブロックの相対変位量の算定方法」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。

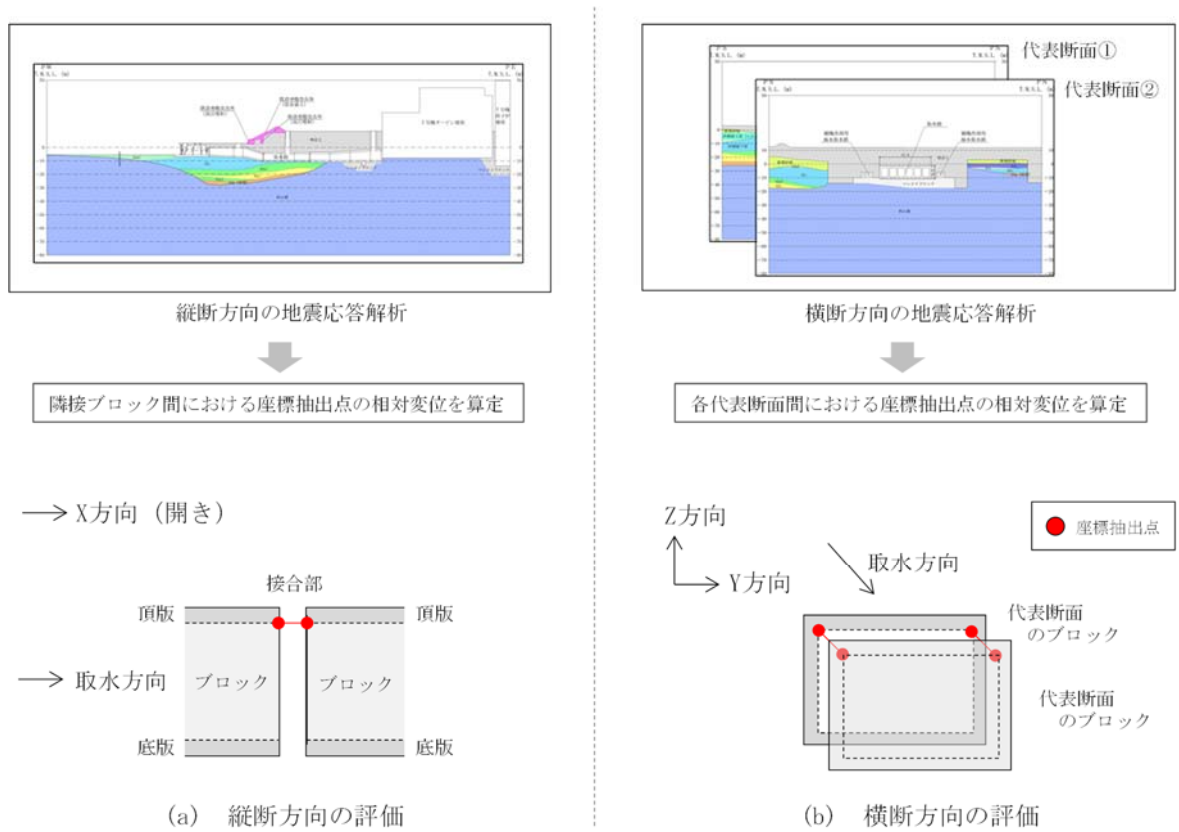


図 2-20 耐震ジョイントの相対変位抽出点 概念図



(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。

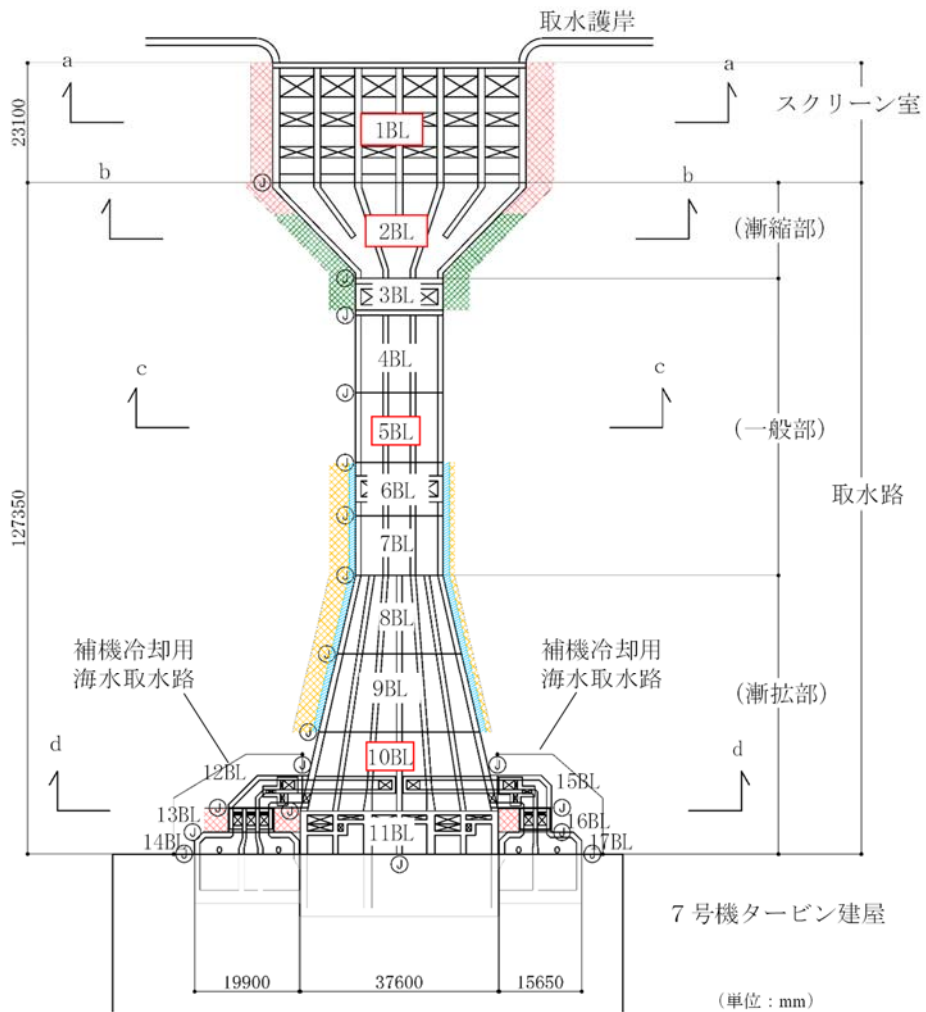
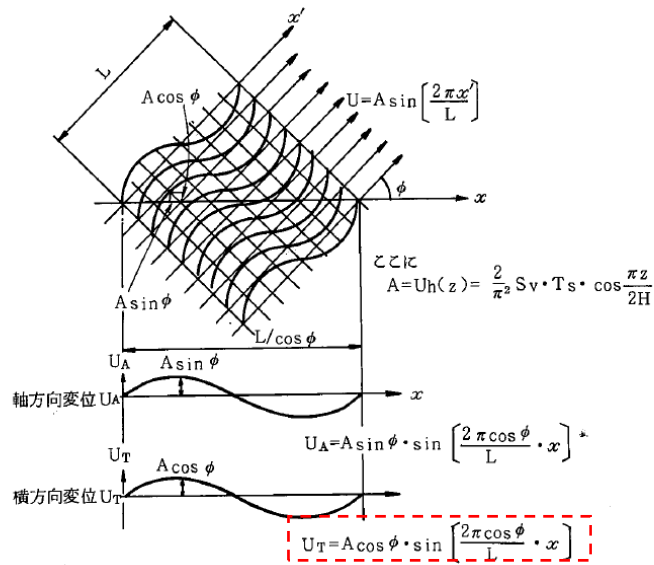
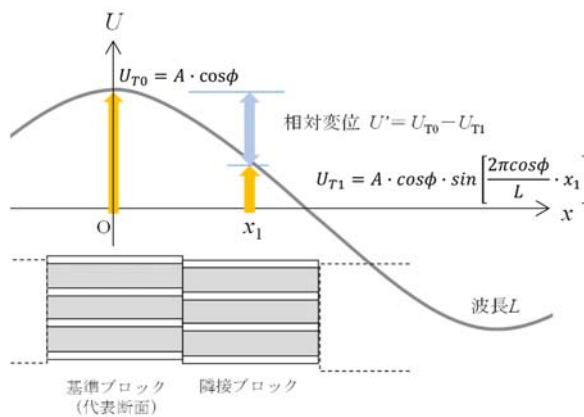


図 2-21 横断面方向の二次元地震応答解析実施位置



(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（「d. 構造物の初期相対変位の考慮」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（「d. 構造物の初期相対変位の考慮」参照）

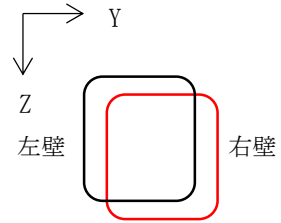
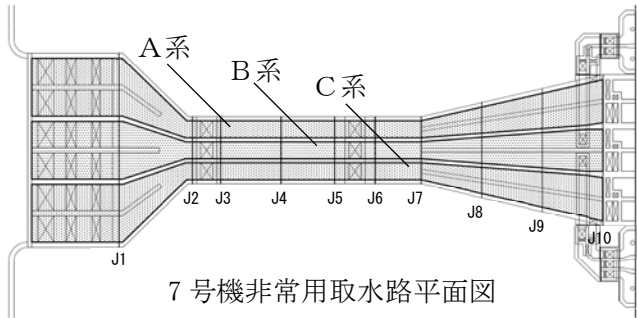
d. 構造物の初期相対変位の考慮

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 奥 BL2 右壁	手前BL2 左壁 奥 BL3 右壁	手前BL3 左壁 奥 BL4 右壁	手前BL4 左壁 奥 BL5 右壁	手前BL5 左壁 奥 BL6 右壁	手前BL6 左壁 奥 BL7 右壁	手前BL7 左壁 奥 BL8 右壁	手前BL8 左壁 奥 BL9 右壁	手前BL9 左壁 奥 BL10 右壁	手前BL10 左壁 奥 BL11 右壁
耐震ジョイントM型 伸び -10mm 段差 0mm ずれ 0mm	耐震ジョイントM型 伸び 0mm 段差 0mm ずれ 0mm	耐震ジョイントM型 伸び 0mm 段差 25mm ずれ 25mm	耐震ジョイントM型 伸び 5mm 段差 10mm ずれ 0mm	耐震ジョイントM型 伸び 0mm 段差 10mm ずれ 0mm	耐震ジョイントM型 伸び 5mm 段差 0mm ずれ 0mm	耐震ジョイントM型 伸び 0mm 段差 0mm ずれ 0mm	耐震ジョイントM型 伸び 10mm 段差 0mm ずれ 0mm	耐震ジョイントM型 伸び 10mm 段差 0mm ずれ 0mm	耐震ジョイントM型 伸び 0mm 段差 0mm ずれ 0mm

(a) A系

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

(b) B系

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

(c) C系

(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)

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

(参考) 2-28

(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

$\varepsilon_v$  : 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）

$\Delta H$  : 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 $\varepsilon_v$ を求め、各ブロック間の砂層の層厚差 $\Delta H$ 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  $\epsilon_v$  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。

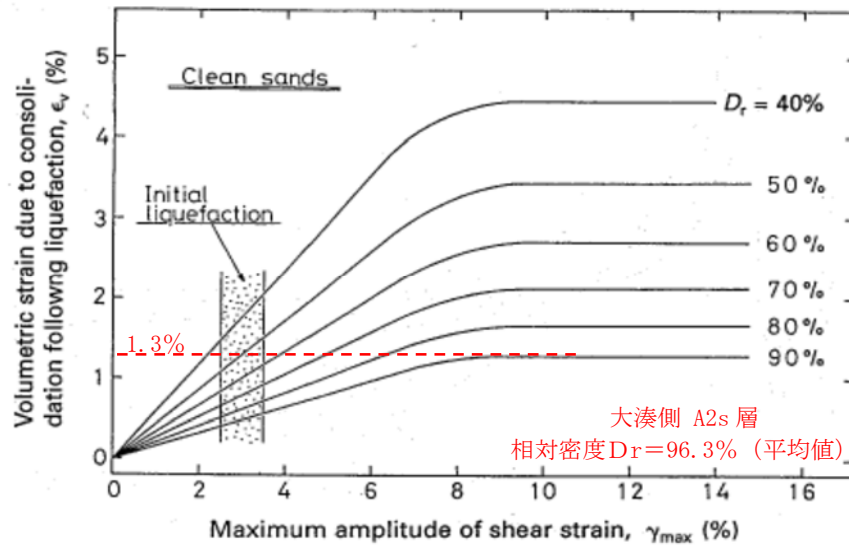


図 2-24 体積ひずみ～せん断ひずみの関係\*

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 $\Delta H$ (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  $\epsilon_v$  ( $=1.3\%$ ) 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。

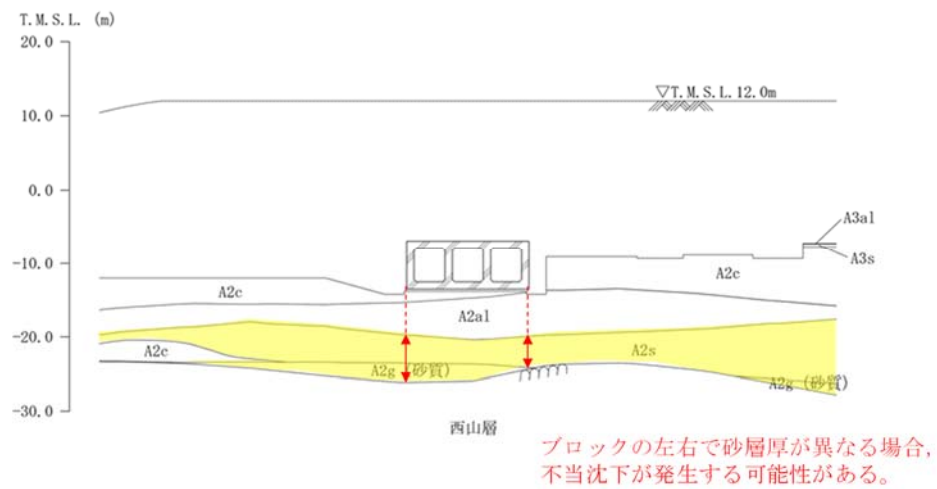


図 2-25 スクリーン室 (1BL) の断面図

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

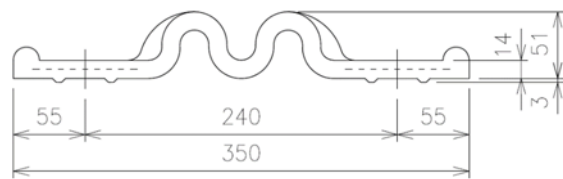
ブロック	砂層厚 (m)		砂層厚差 $\Delta H'$ (m) (③=①-②)	不等沈下量* (m) (④=③× $\epsilon_v$ )
	南側①	北側②		
1BL	4.11	1.88	2.24	0.03
2BL	6.29	5.48	0.81	0.01
3BL	6.23	7.84	-1.61	-0.02
4BL	6.52	7.07	-0.56	-0.01
5BL	6.46	5.01	1.44	0.02
6BL	6.01	3.93	2.08	0.03
7BL	3.94	1.76	2.18	0.03
8BL	1.10	0.00	1.10	0.01
$d_{ue(z)}$ (全ブロック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

注： 9BL~17BL の下方には砂層は分布しない。

## 2.2 許容限界

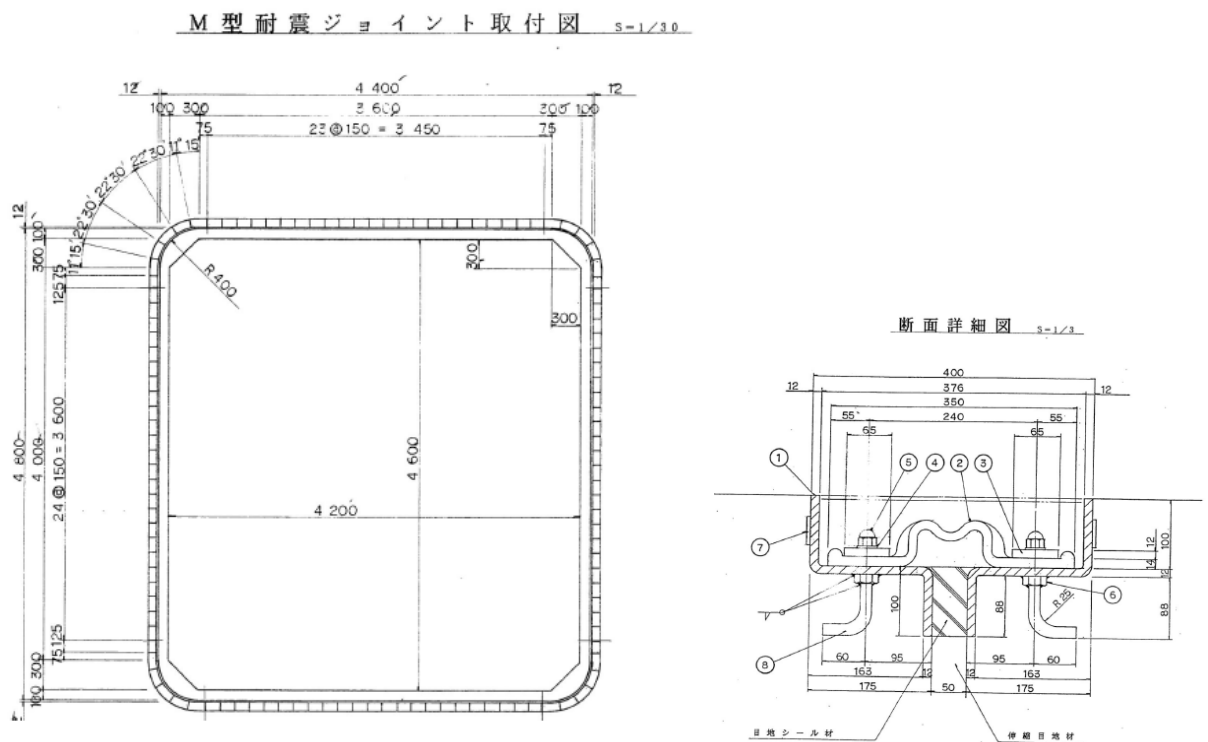
### 2.2.1 耐震ジョイント

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。

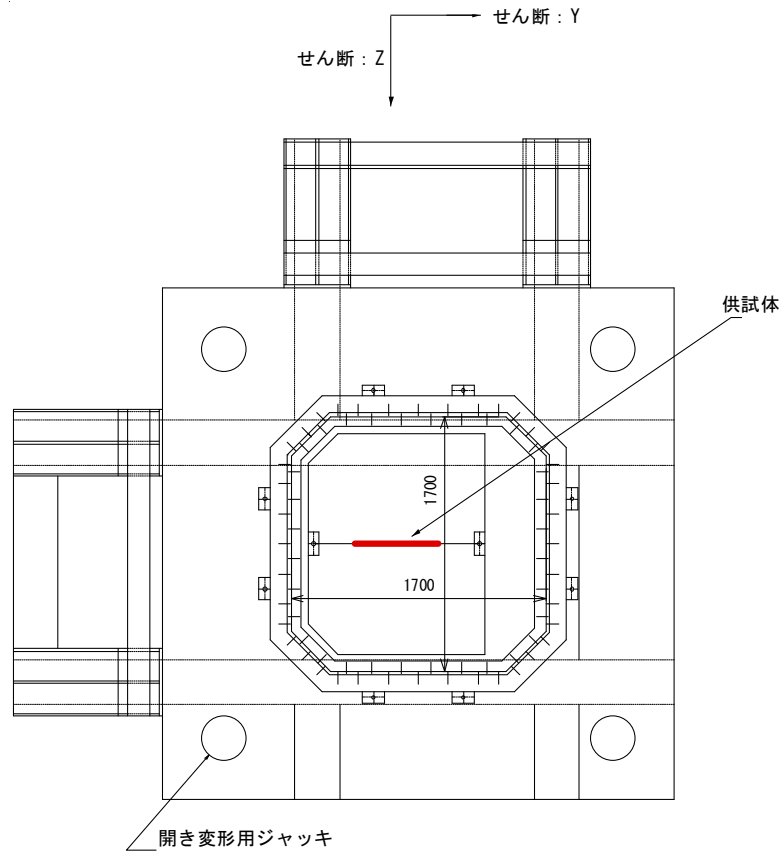
モックアップ試験では、試験機に固定した耐震ジョイントに対して、ジャッキを用いて任意方向の強制変位を与える。耐震ジョイントには、「小型供試体」と「矩形供試体」の2種類の供試体を用い、各方向の変形に対する耐震ジョイントの許容変位を確認する。

「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。

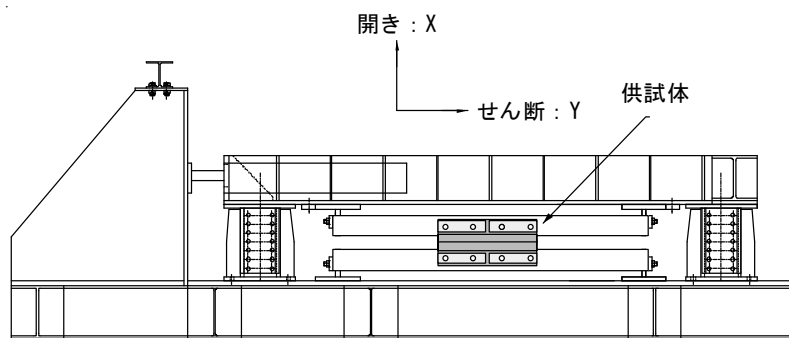
「矩形供試体」は、図 2-29 に示すように、変形時の止水性を確認することを目的として、試験機に矩形に設置し、変位を与えた後、試験体内側を水で満たし、内水圧を作用させ漏水の有無を確認する。

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。



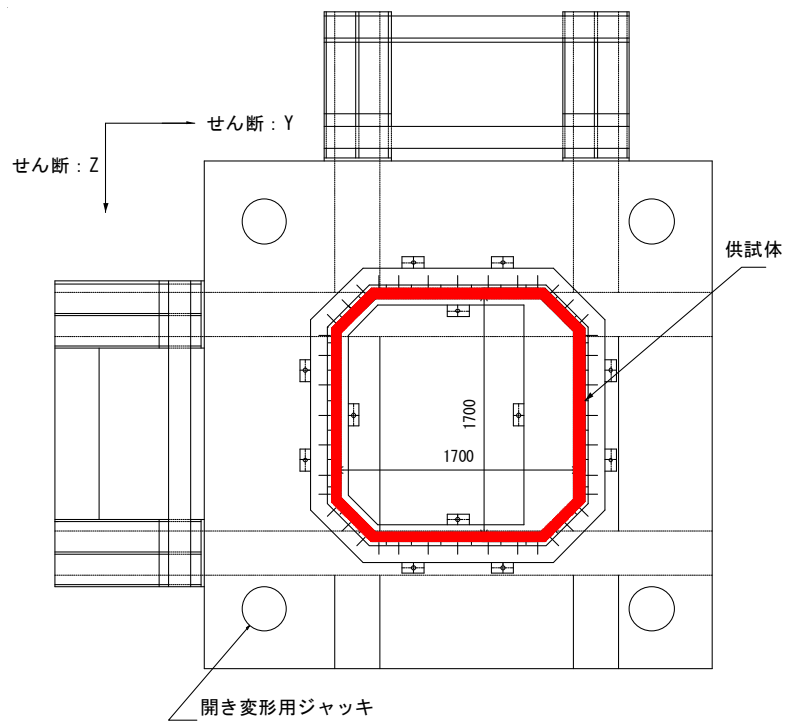
(a) 平面図



(b) 側面図

(単位: mm)

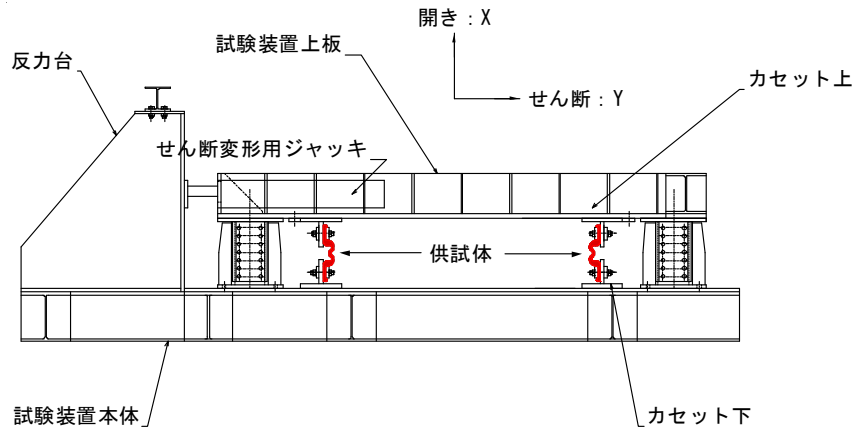
図 2-28 試験装置の概要図 (小型供試体)



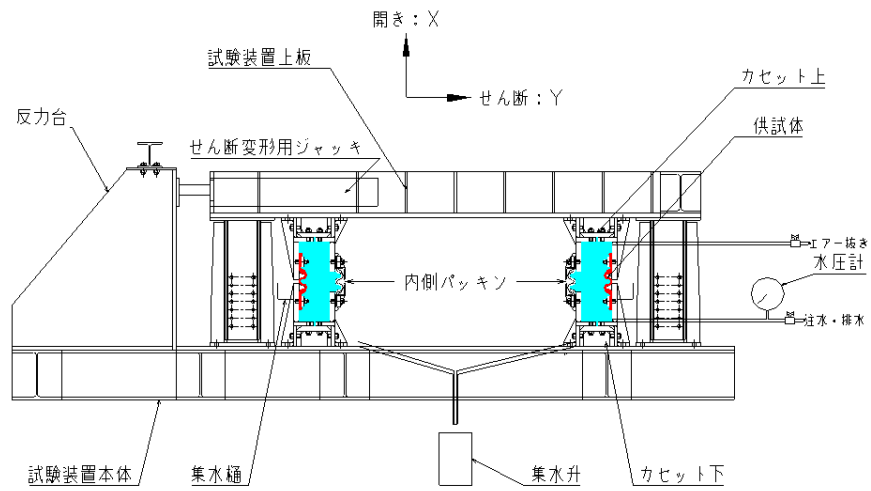
(a) 平面図

(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  $1.0 \times 10^7$ L (10,000m<sup>3</sup>) 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】

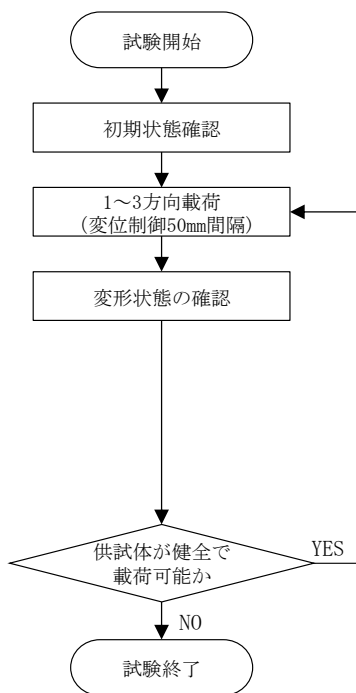


図 2-31 変形試験の試験フロー

【矩形供試体】

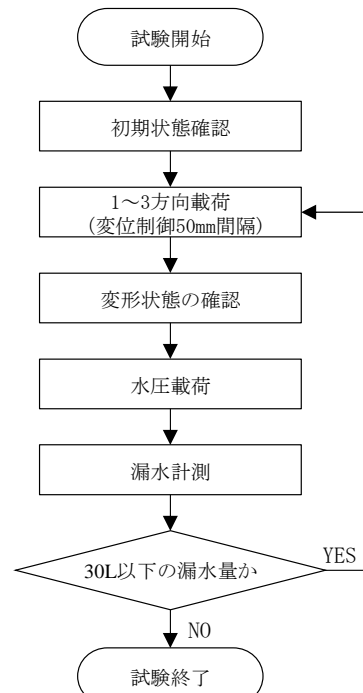
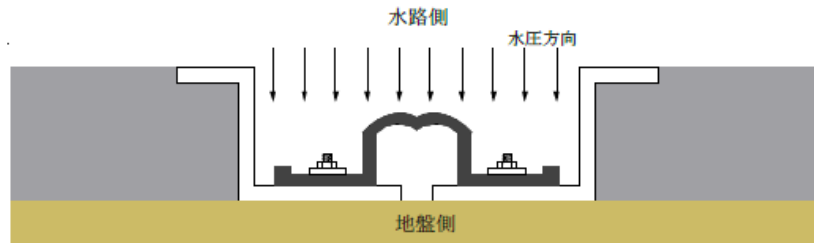


図 2-32 水圧試験の試験フロー



(a) 試験と水圧方向の模式図

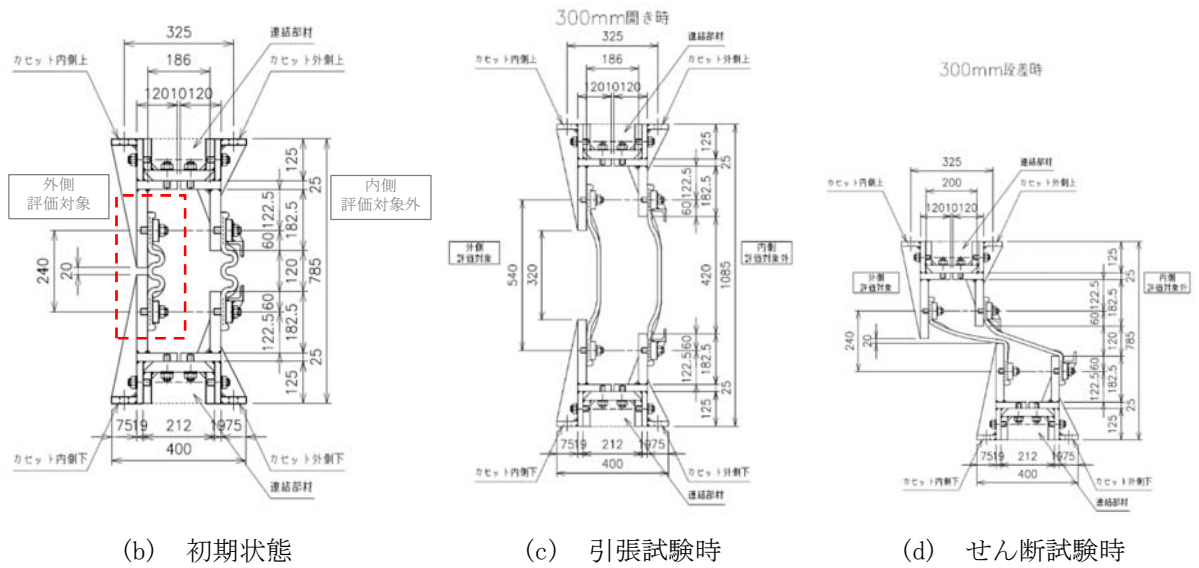


図 2-33 水圧試験の模式図

(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				○					○

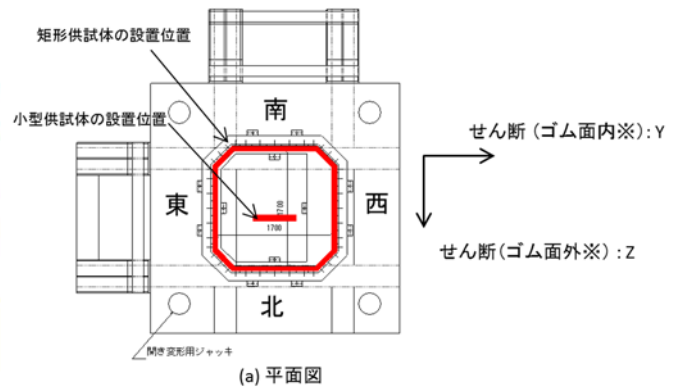


図 2-34 変位方向の定義



#### (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

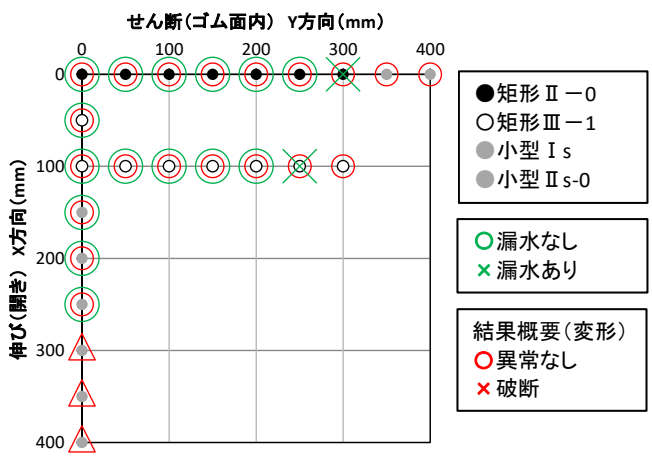
#### (5) 試験結果と許容変位

モックアップ試験の結果を図 2-35 に示す。

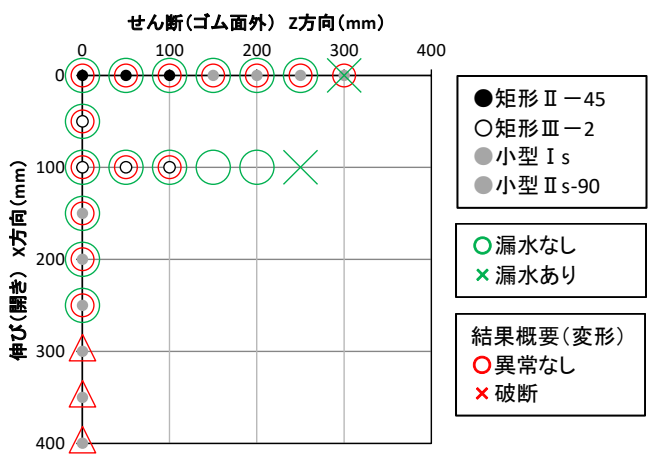
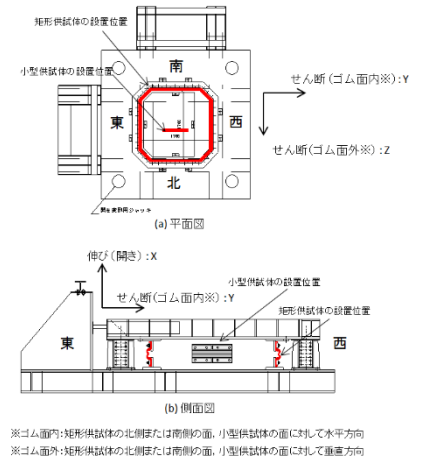
試験結果より、伸び（開き）X方向、せん断（ゴム内）Y方向、せん断（ゴム外）Z方向ともに、1方向の変位に対しては、試験機の最大変位（300～400mm）の変位においても、ゴムの破断は観察されなかった。

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。

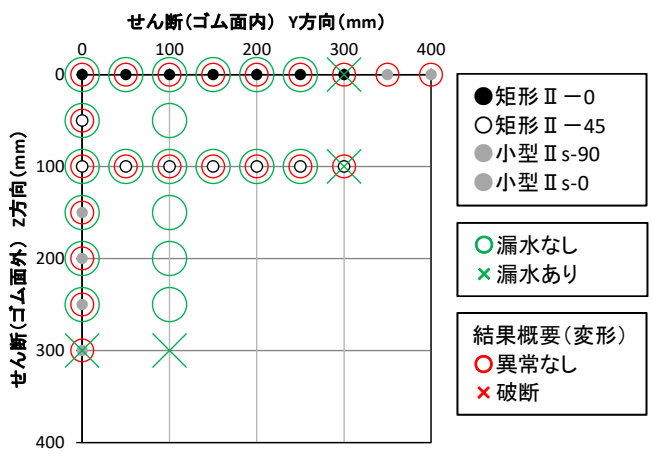
試験結果に基づき設定した許容変位を図 2-36 に示す。今回の試験では、試験機の可動限界の制約のため、ゴムの破断は観察されなかった。実際の耐震ジョイントの破断変位まではまだ余裕があるものと思われるが、本検討では試験機の可動限界となる最大変位を許容限界として設定した。



(a) X Y 軸 (Z = 0mm)



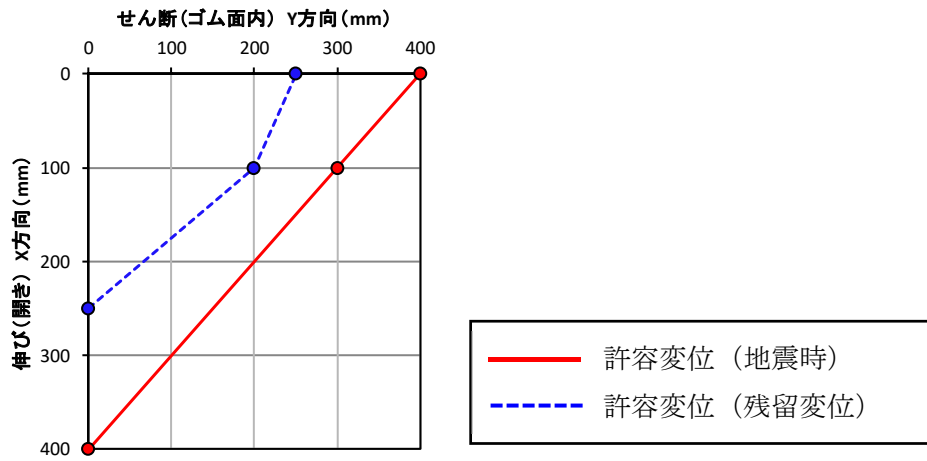
(b) X Z 軸 (Y = 0mm)



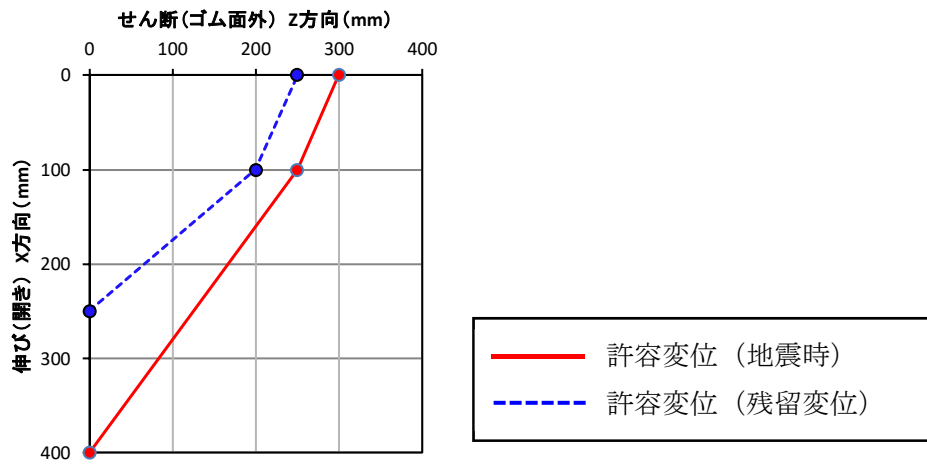
(c) Y Z 軸 (X = 0mm)

図 2-35 試験結果 (M100)

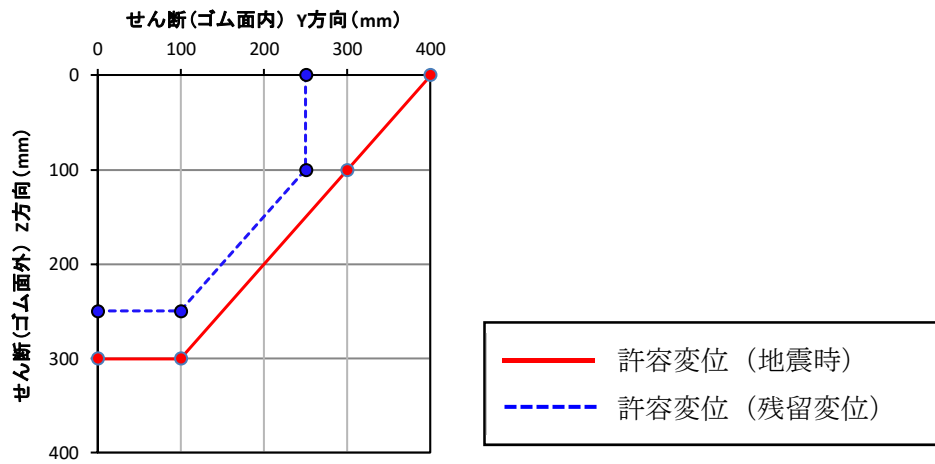
(参考) 2-42



(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。

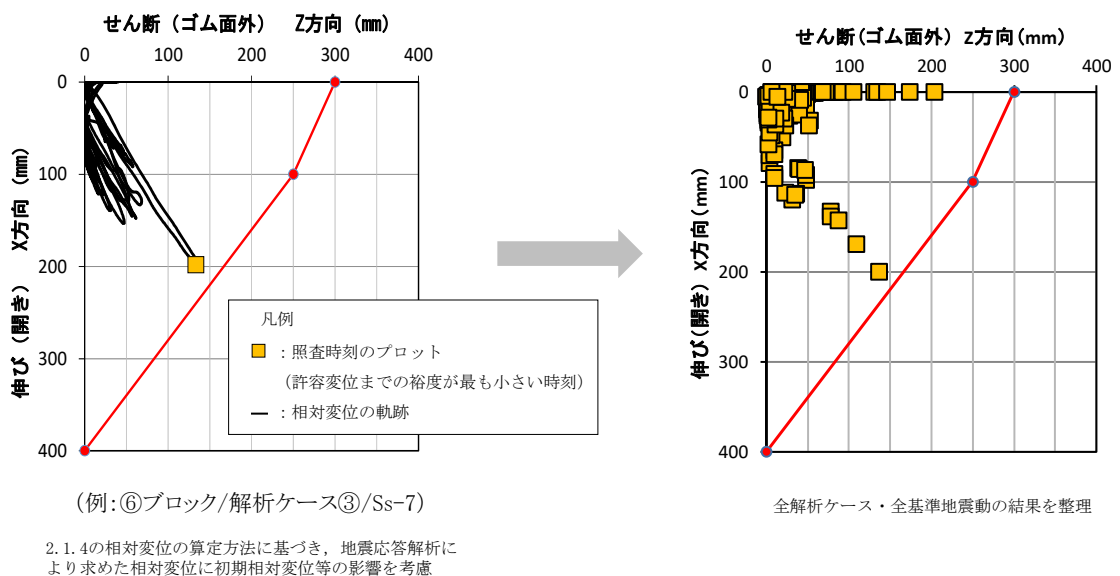


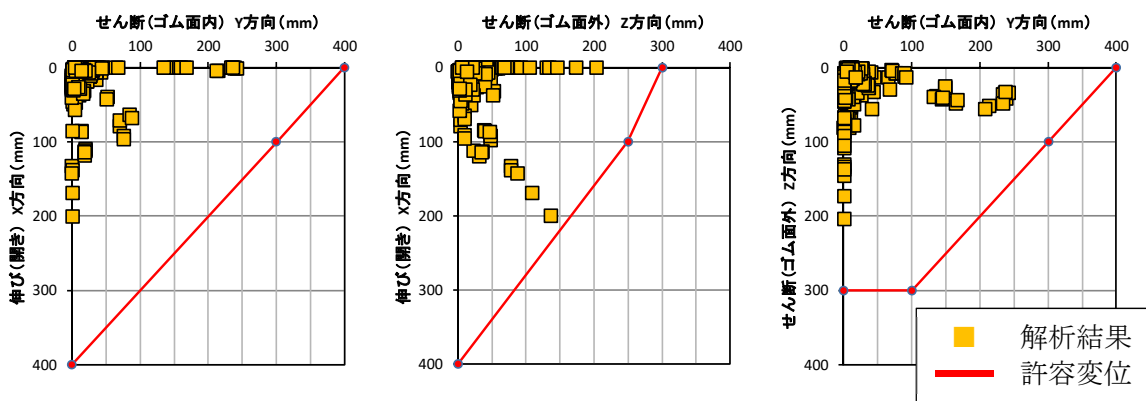
図 2-38 評価時刻抽出の概念図  
(地震時の最大相対変位及び地震後の最大残留変位)

3. 評価結果

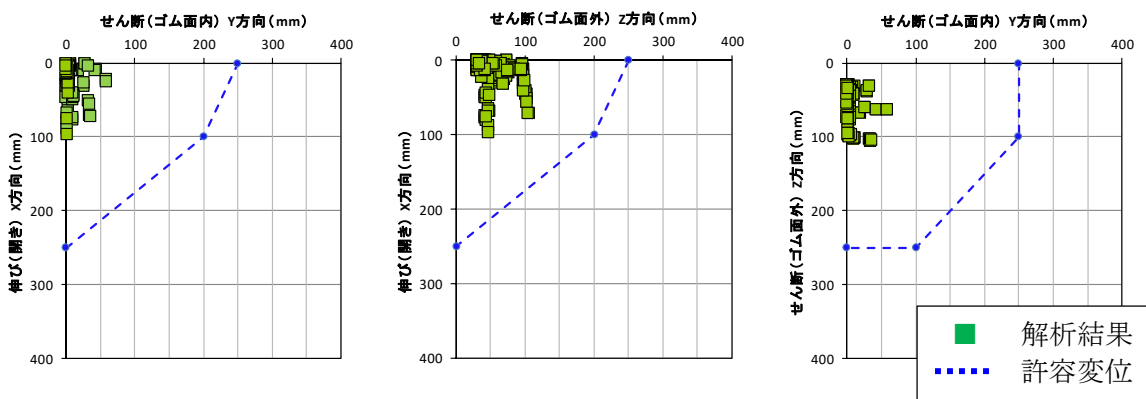
前述 2.3 の照査時刻抽出の考え方に従い整理した地震応答解析結果を図 3-1 に示す。

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  $\lambda$  を比較し、ブロックの延長  $L$  が波長  $\lambda$  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  $\lambda$  は、共同溝設計指針（日本道路協会，昭和 61 年 3 月）の考え方に基づき、式(7)のとおり算定する。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  $\lambda$  の算定結果を表 2-1 に示す。

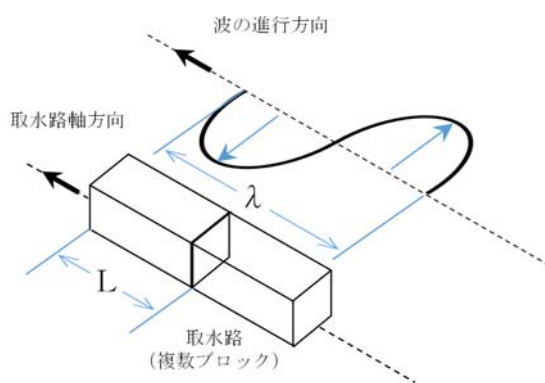


図 2-1 逆位相の評価方法の概念図



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

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

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  $\lambda$  の算定結果

		BL	固有周期 T(s)	波長 $\lambda$ (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 <sup>*1</sup>	43.1 <sup>*2</sup>	OK
取水路 (漸拡部)	8~11BL	15.0 <sup>*3</sup>	31.6 <sup>*4</sup>	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 F L I P（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 F L I P（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

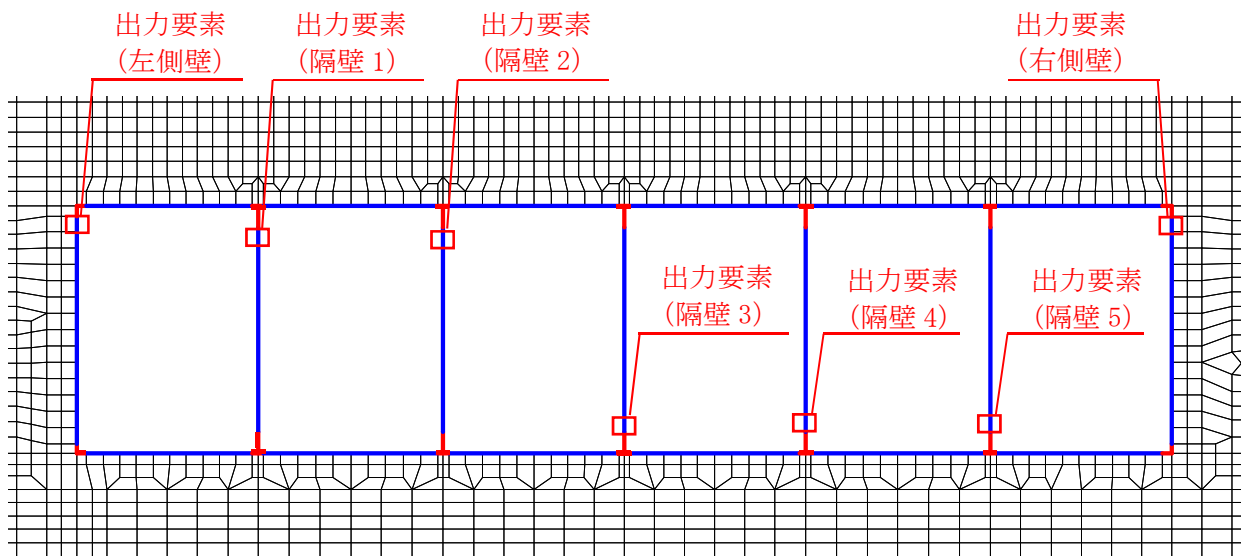


図 2-1 検討ケースにおける対象部材・部位 (取水路 漸拡部 (C-C 断面))

## 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

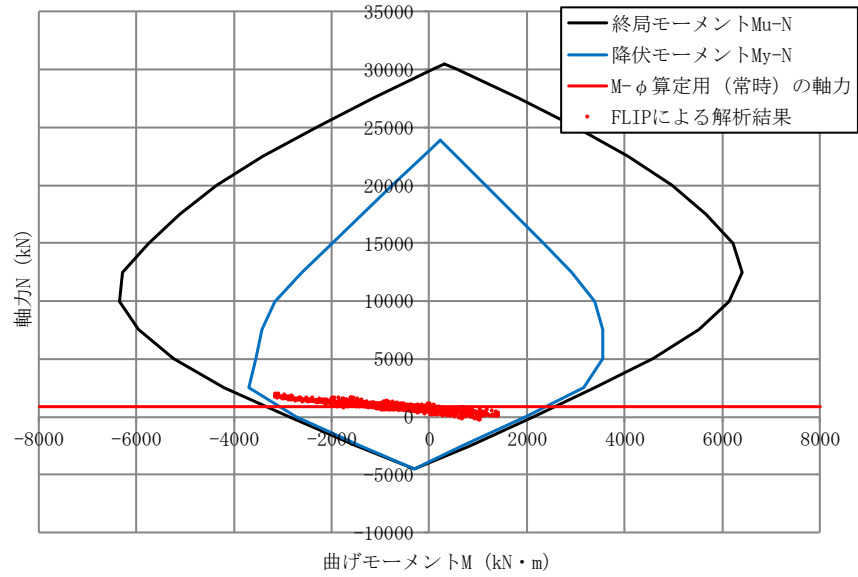


図 3-1 基準地震動  $S_s$  による取水路 漸拡部 (C-C断面) の部材の応答範囲 (左側壁)

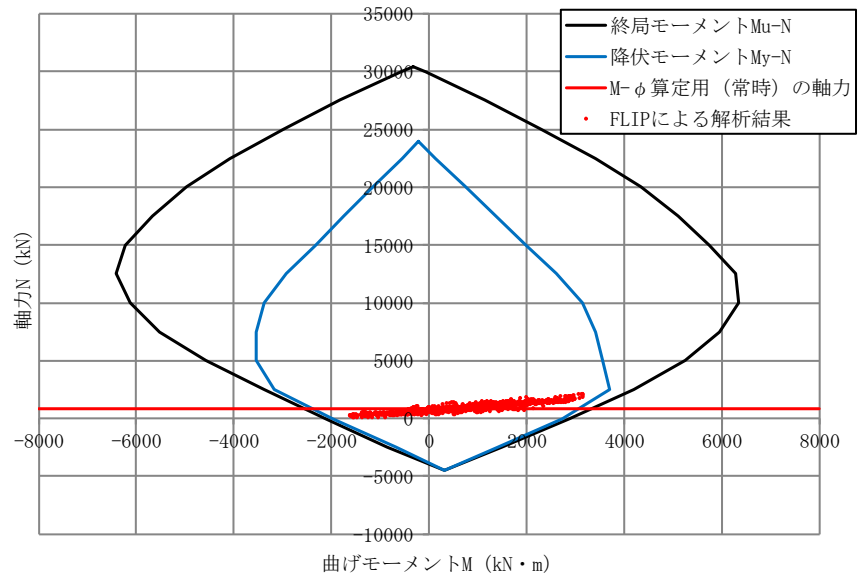


図 3-2 基準地震動  $S_s$  による取水路 漸拡部 (C-C断面) の部材の応答範囲 (右側壁)

○ 隔壁

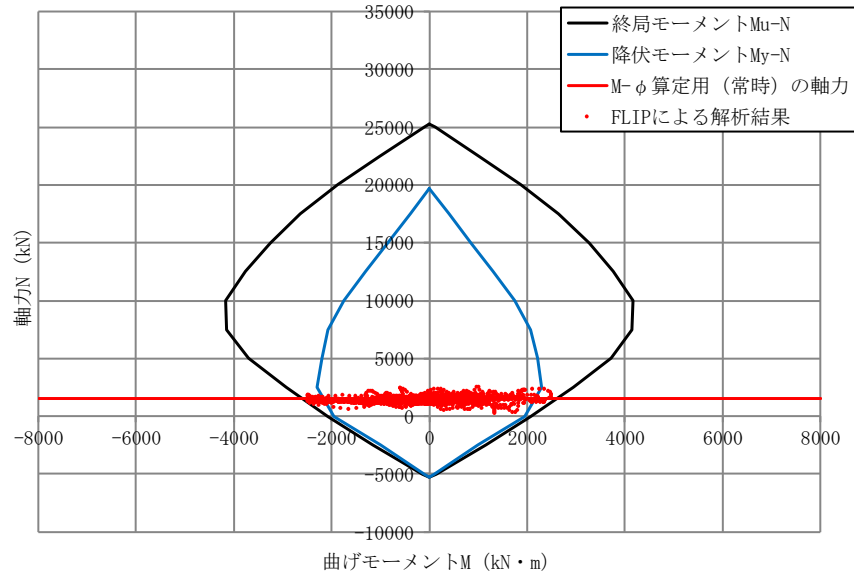


図 3-3 基準地震動  $S_s$  による取水路 漸拡部 (C-C断面) の部材の応答範囲 (隔壁 1)

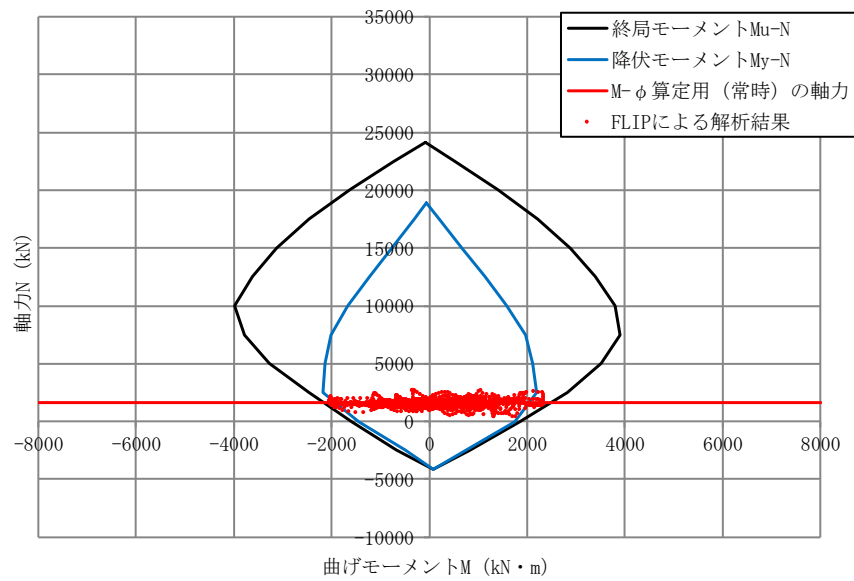


図 3-4 基準地震動  $S_s$  による取水路 漸拡部 (C-C断面) の部材の応答範囲 (隔壁 2)

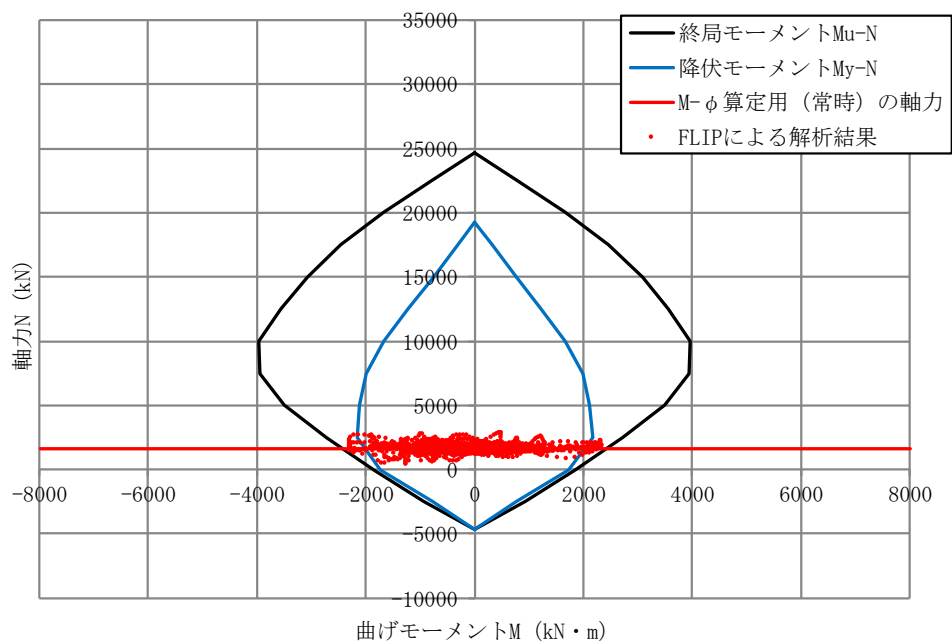


図 3-5 基準地震動  $S_s$  による取水路 漸拡部 (C-C断面) の部材の応答範囲 (隔壁 3)

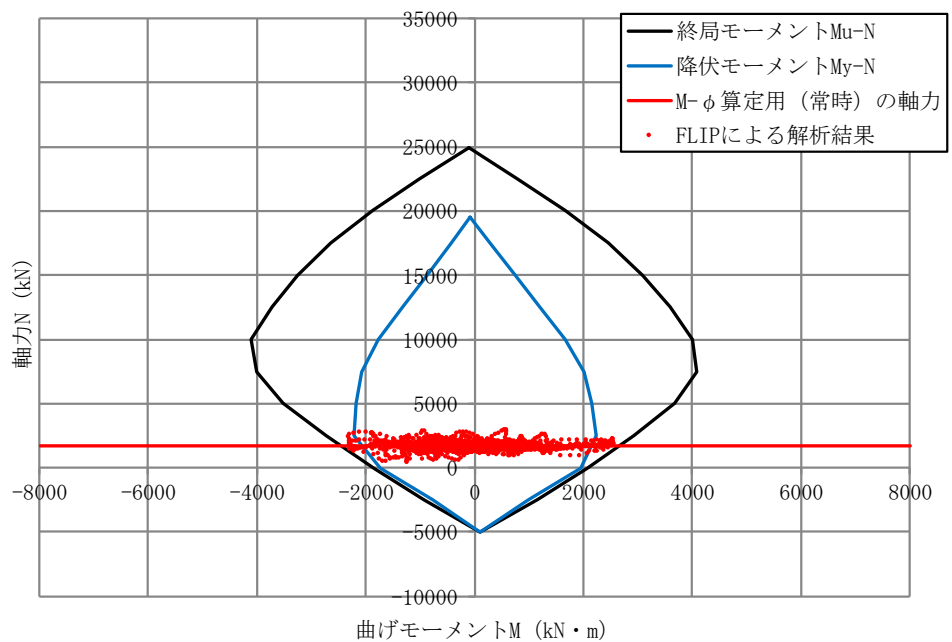


図 3-6 基準地震動  $S_s$  による取水路 漸拡部 (C-C断面) の部材の応答範囲 (隔壁 4)

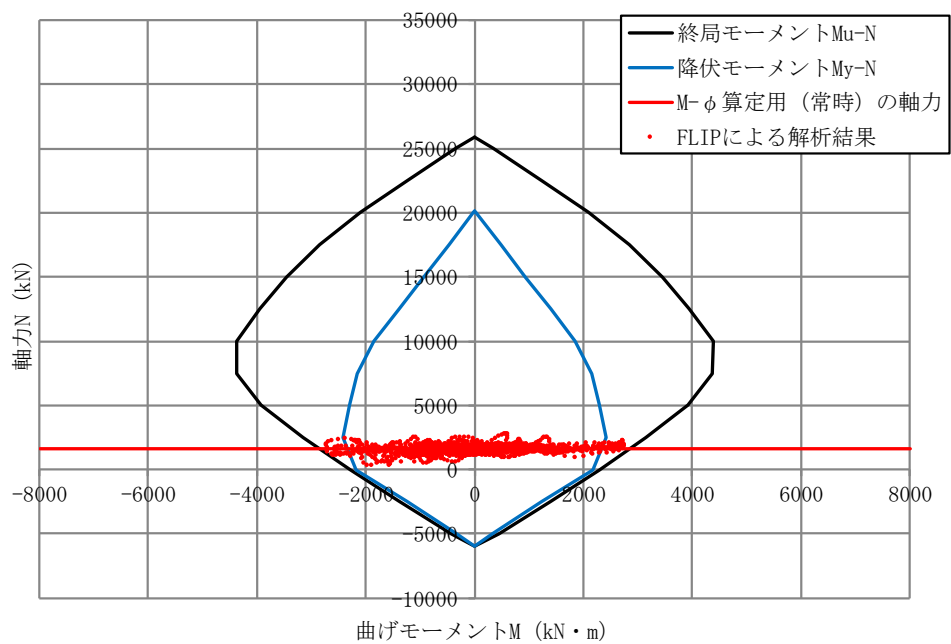


図3-7 基準地震動S<sub>s</sub>による取水路 漸拡部 (C-C断面) の部材の応答範囲 (隔壁5)



(参考資料 4) 材料非線形解析の部材係数  $\gamma_{bl}$  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  $\gamma_{bl}$  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  $\gamma_{bl}$  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。

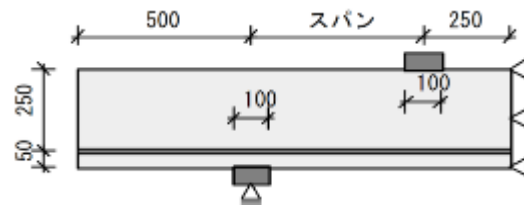
CaseNo. 1～9 は、集中荷重を受ける単純梁である。この形式に関して、土木学会マニュアルでは、せん断耐力評価式を用いて十分な精度の評価が可能と判断している。

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 <sup>2</sup> )	主筋降状強度 (N/mm <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	せん断耐力 <sup>※</sup> (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



(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 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)

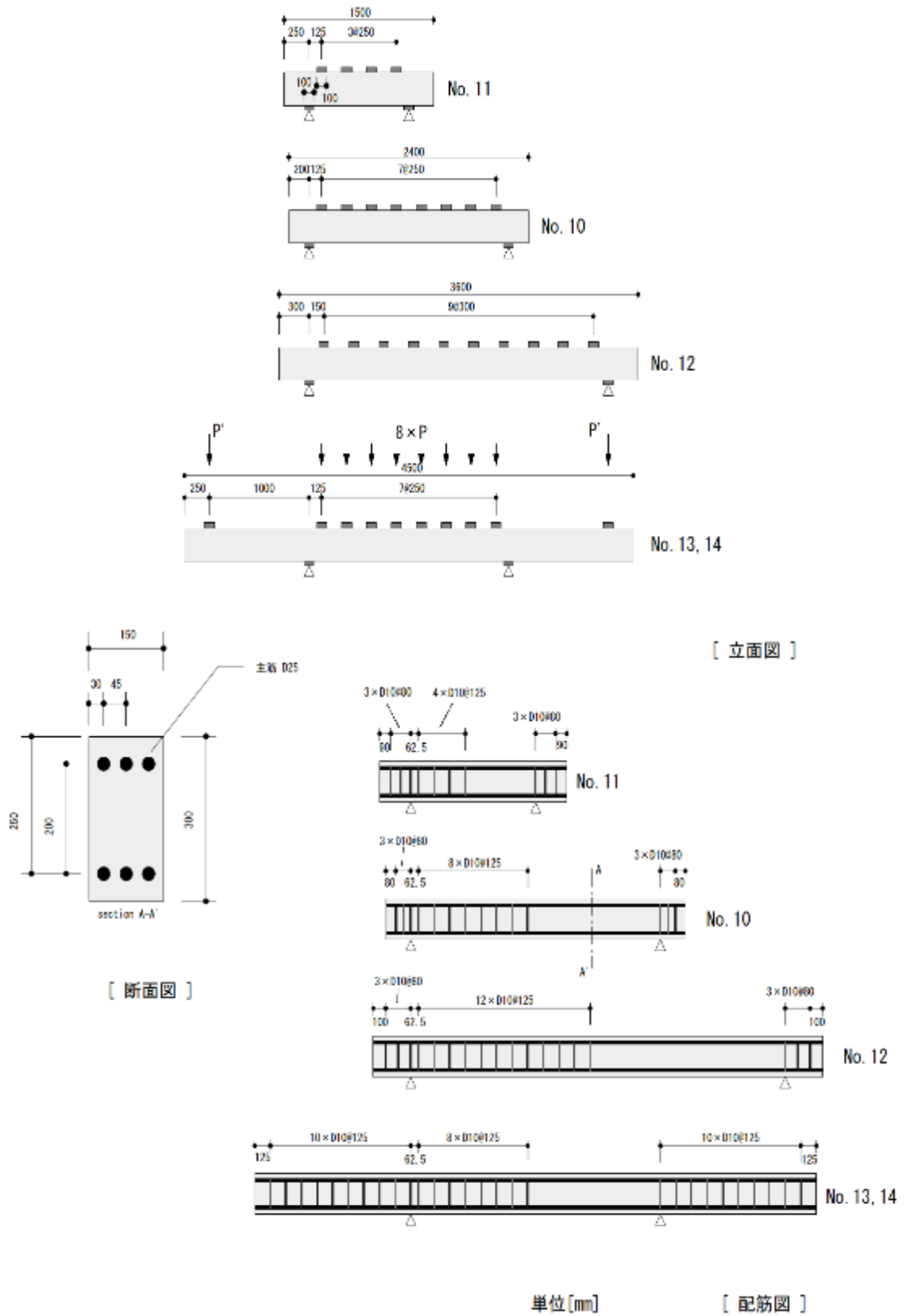
### 3.2 分布荷重部材

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。

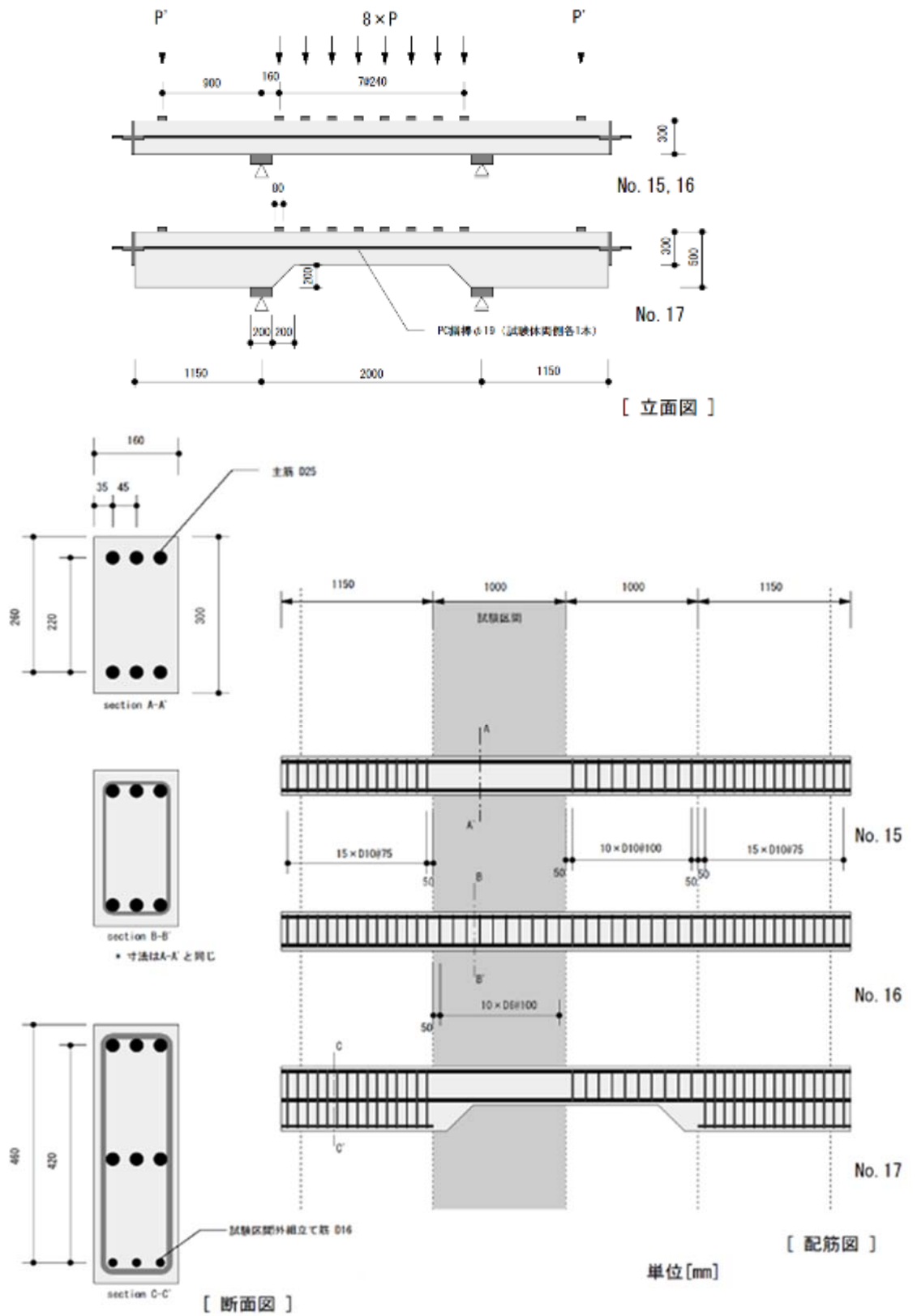
表 3-2 部材係数設定用モデル一覧(分布荷重部材)

	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 <sup>2</sup> )	主筋降状強度 (N/mm <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	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



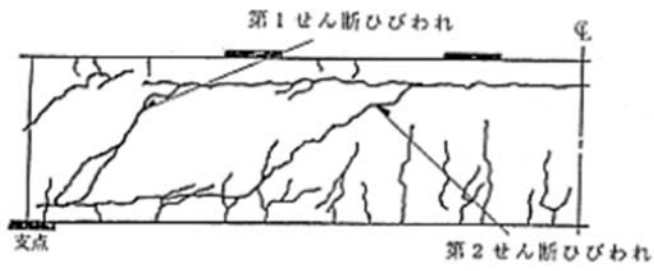
(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社) 土木学会，2005)

図 3-2(1) 分布荷重部材 (CaseNo. 10~14)

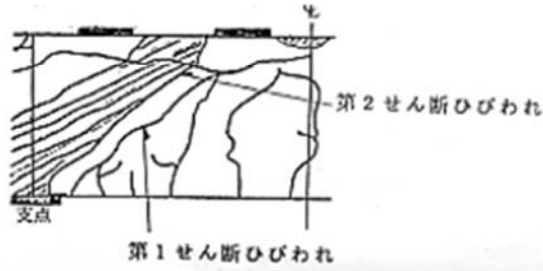


(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社) 土木学会，2005)

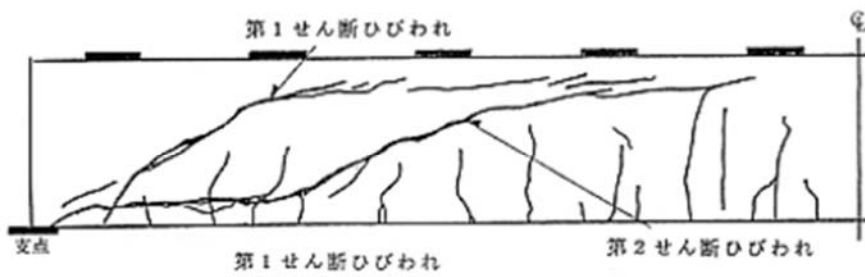
図 5-2(2) 分布荷重部材 (CaseNo. 15~17)



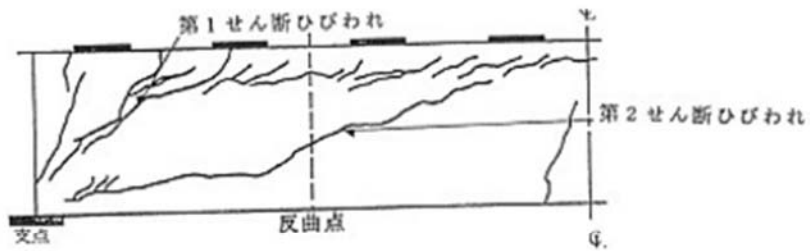
No. 10



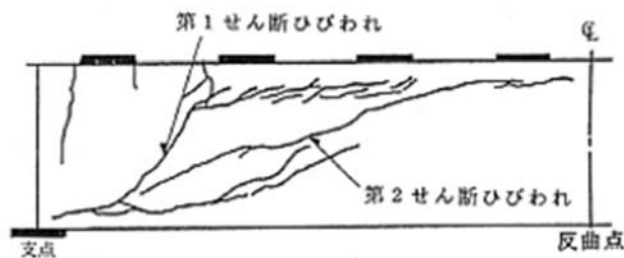
No. 11



No. 12



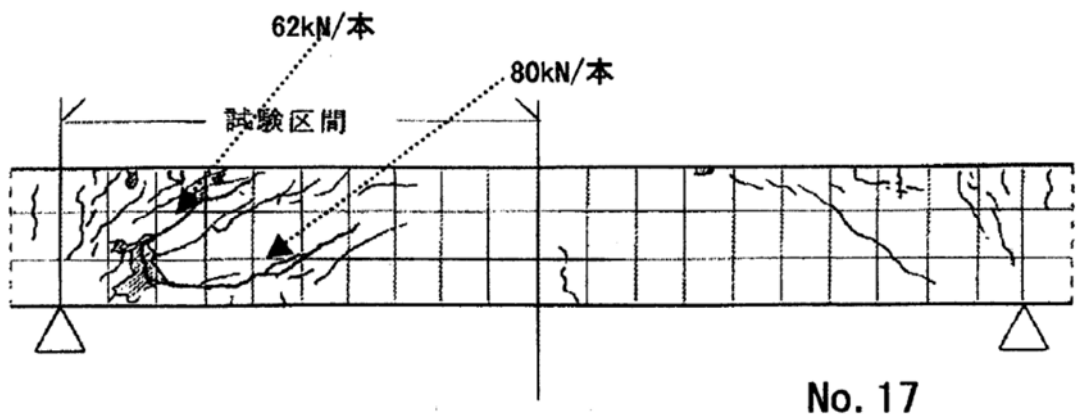
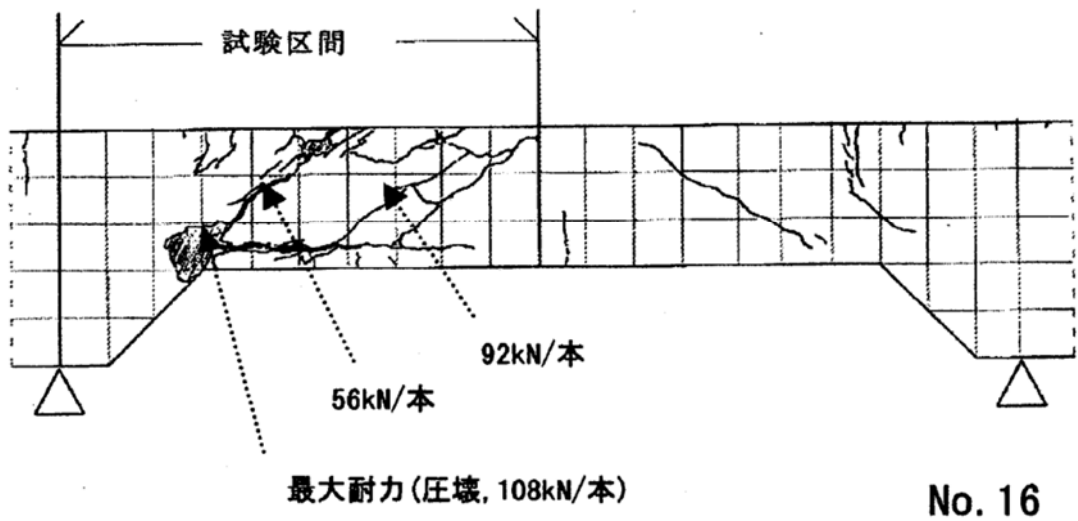
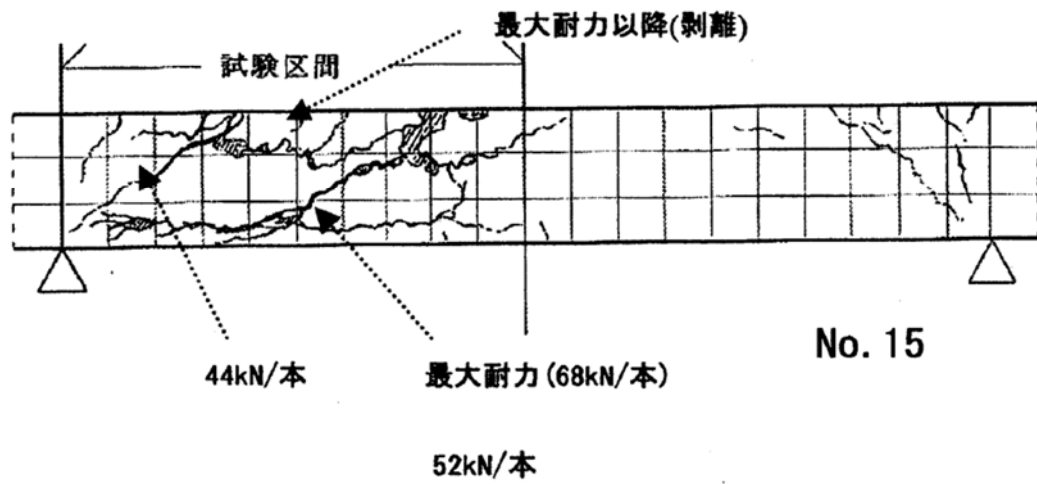
No. 13



No. 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 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)



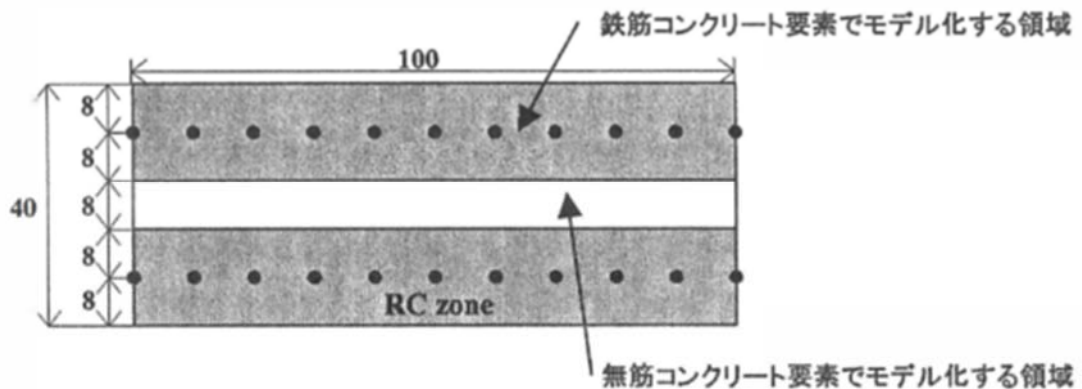
#### 4. 解析条件

##### 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。

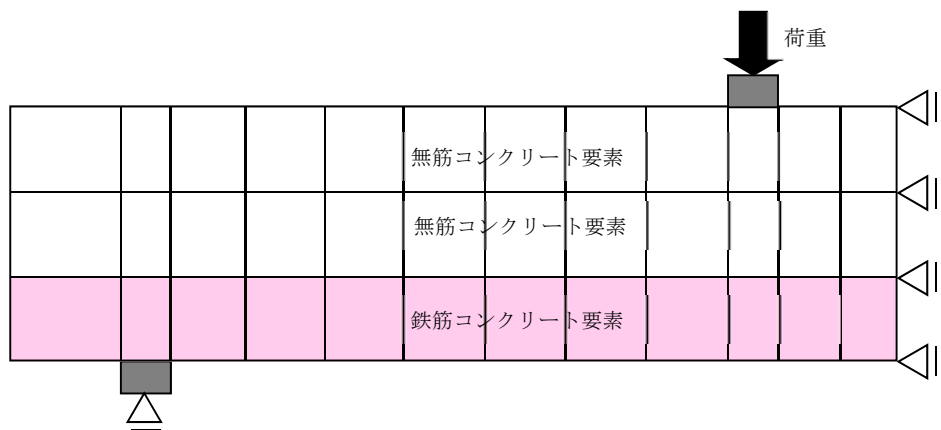
また、土木学会マニュアルでは、部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と含まない要素あわせて 3 分割以上の要素分割とすることが望ましいこと、及び 3 層以上の分割数を取る場合、解析結果に大きな差異が生じないと述べており、分割数は 3 層以上を基本とする。

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。

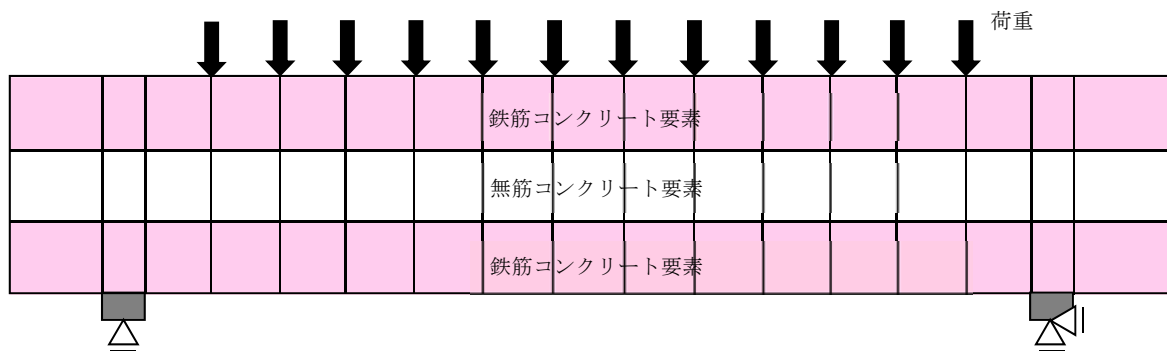


(引用：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，(社)土木学会，2005)

図 4-1 鉄筋コンクリート部材の要素分割の例



(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。

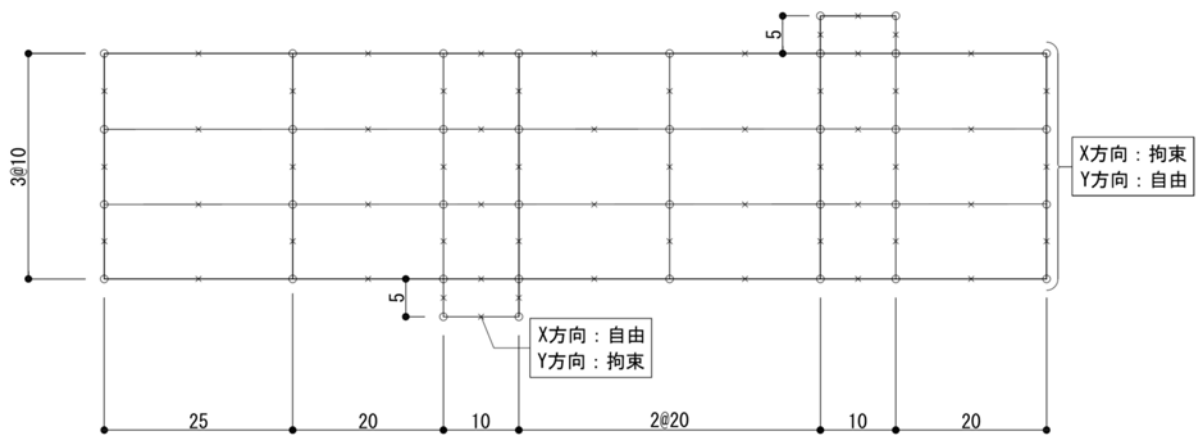
また、解析結果から得られた荷重と変位の関係において、変位増加が急増する状態を当該部材の破壊点（終局状態）と考え、この時の荷重値をせん断耐力とする。

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 <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.91	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	350	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	コンクリート標準示方書

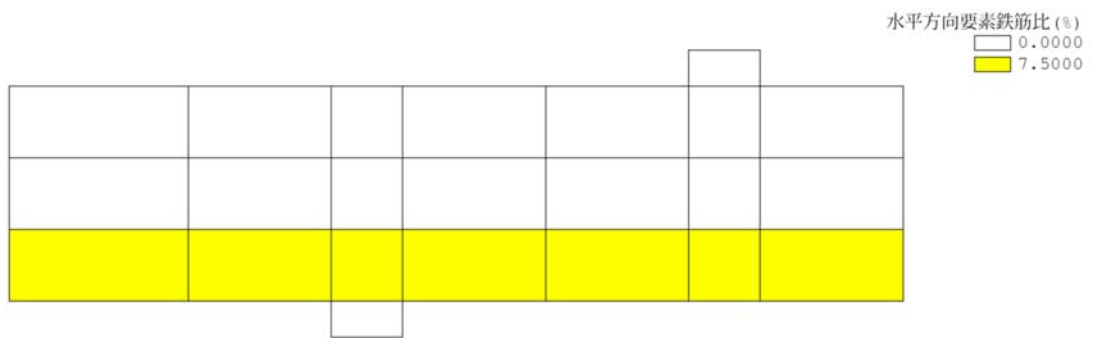


図 5-2 要素鉄筋比 (水平方向)

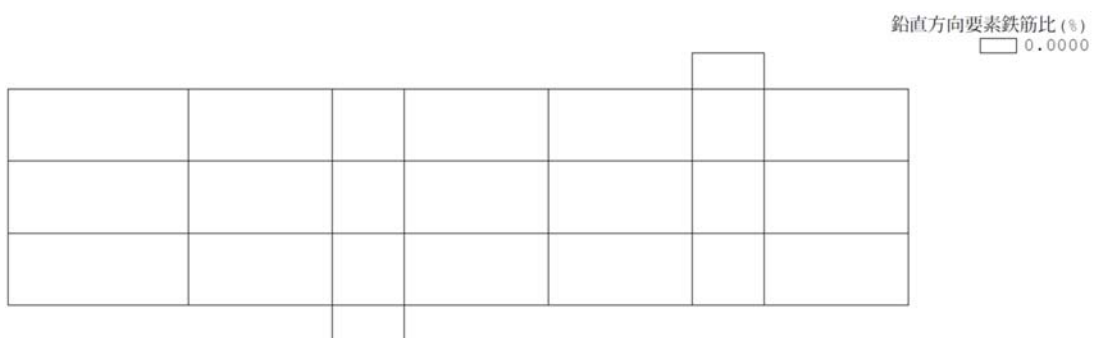


図 5-3 要素鉄筋比 (鉛直方向)

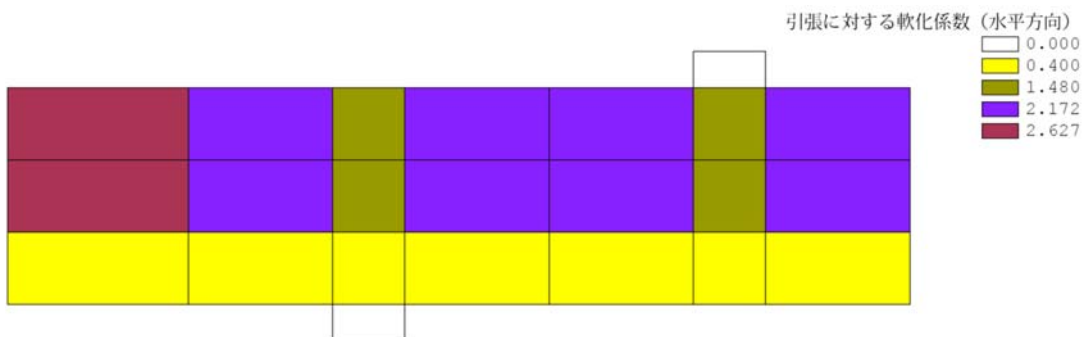


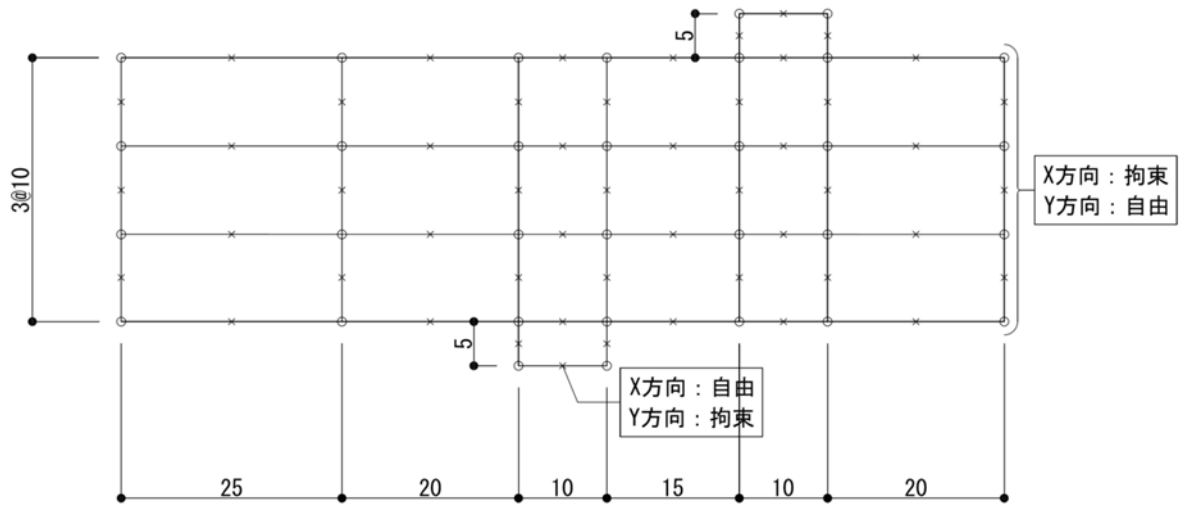
図 5-4 引張に対する軟化係数 (水平方向)



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 <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.91	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	350	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	コンクリート標準示方書



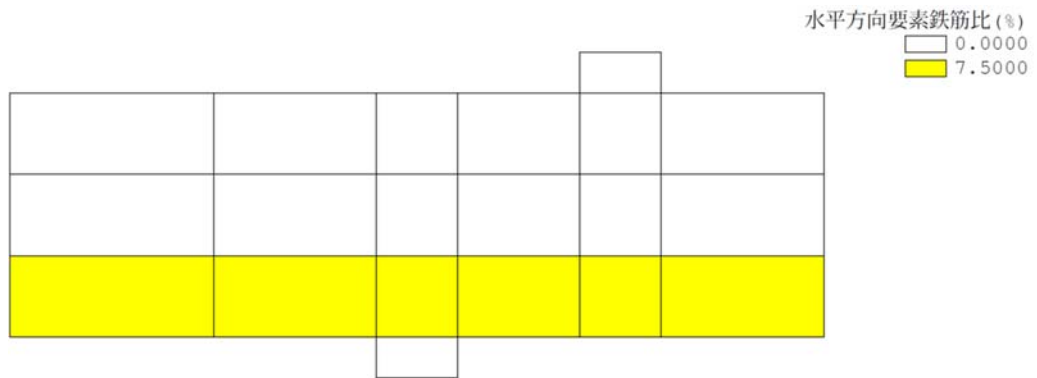


図 5-7 要素鉄筋比 (水平方向)

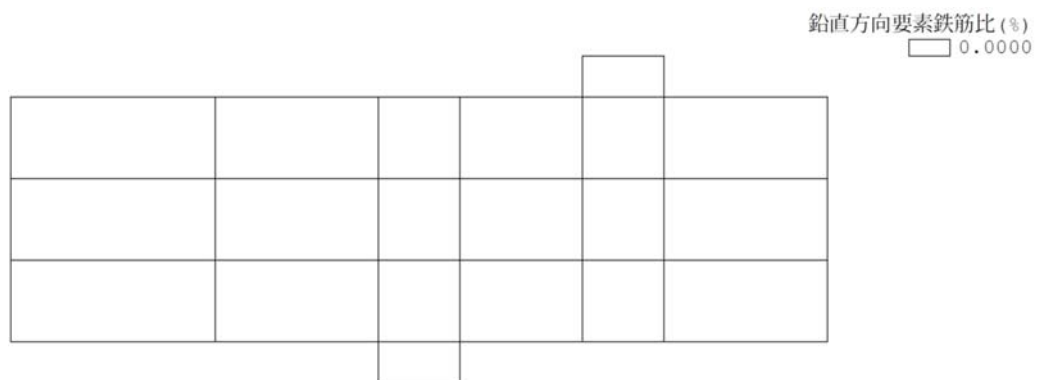


図 5-8 要素鉄筋比 (鉛直方向)

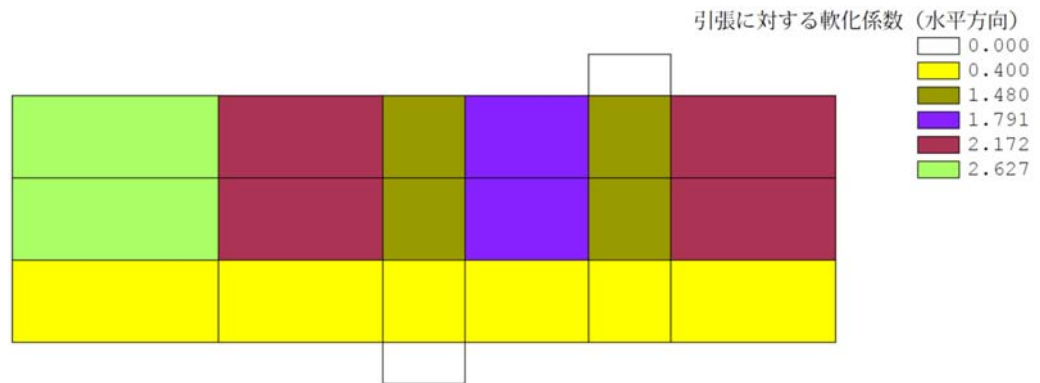


図 5-9 引張に対する軟化係数 (水平方向)

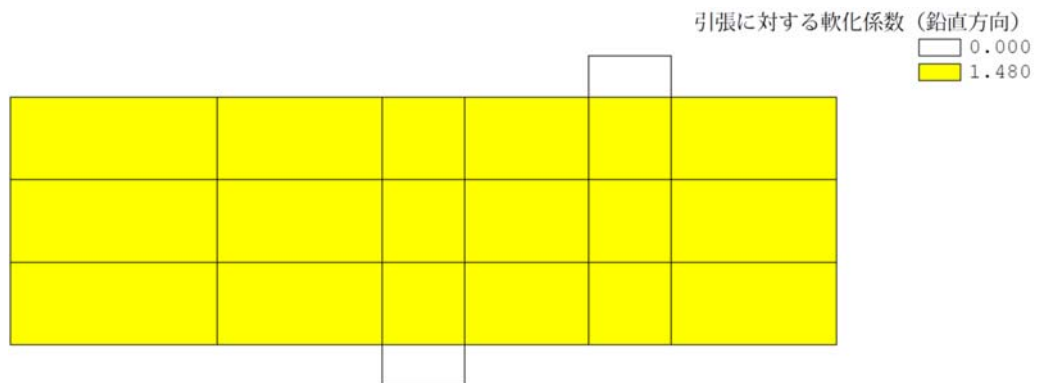
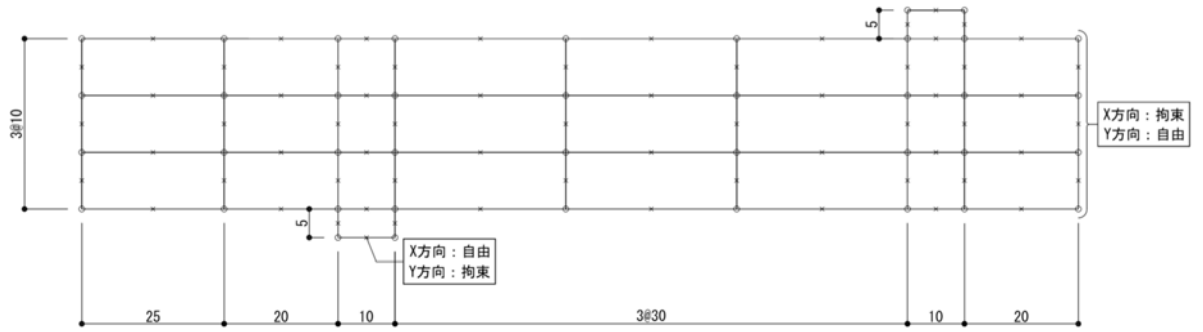


図 5-10 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(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 <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.91	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	350	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	コンクリート標準示方書

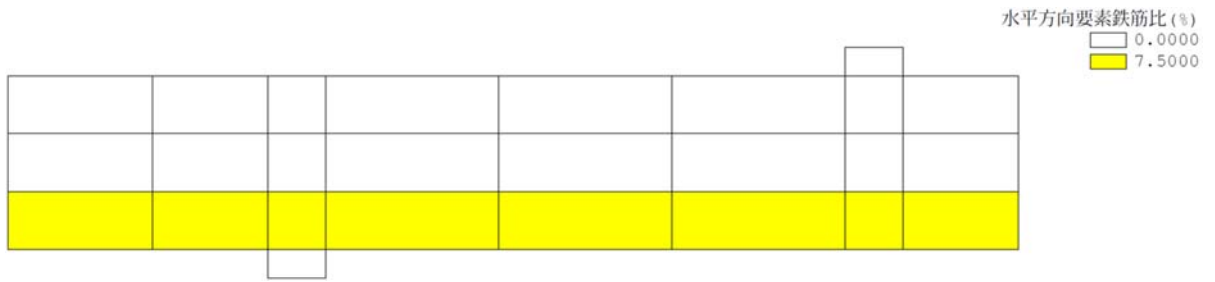


図 5-12 要素鉄筋比 (水平方向)

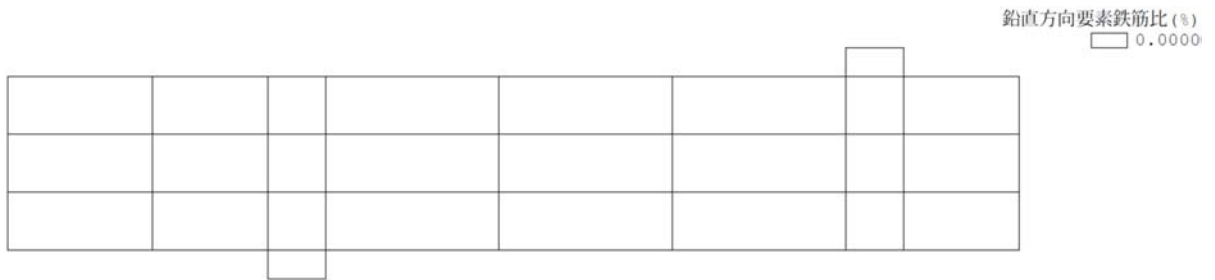


図 5-13 要素鉄筋比 (鉛直方向)

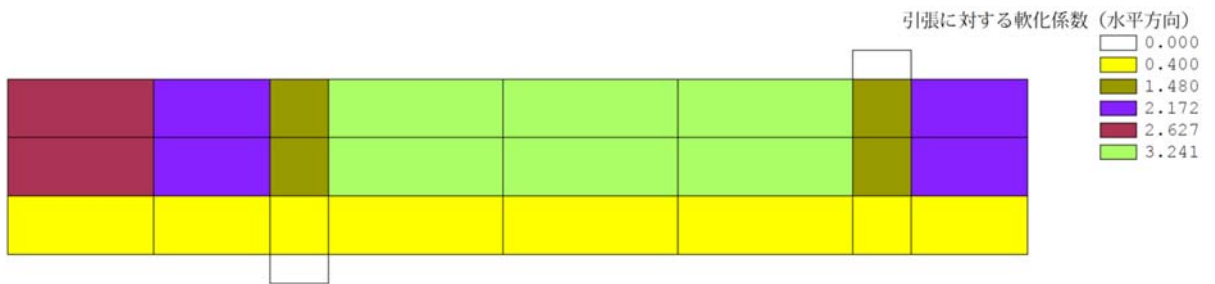


図 5-14 引張に対する軟化係数 (水平方向)

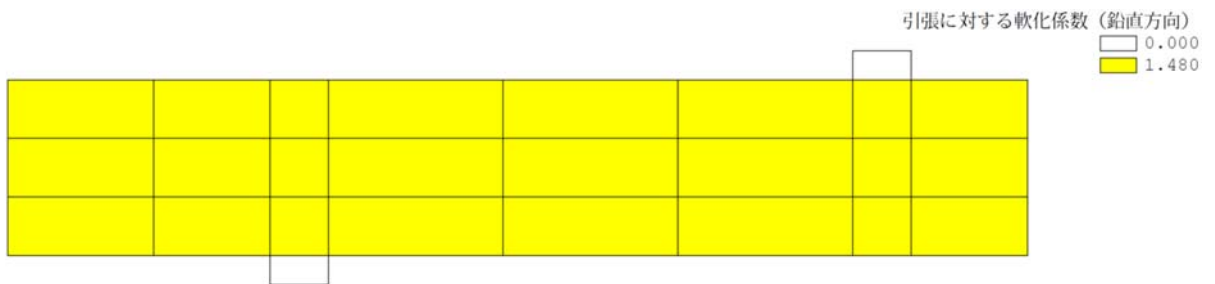
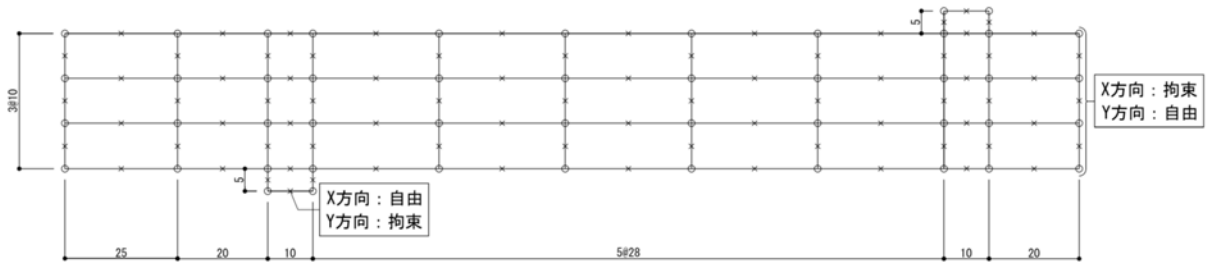


図 5-15 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(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 <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.91	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	350	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	コンクリート標準示方書

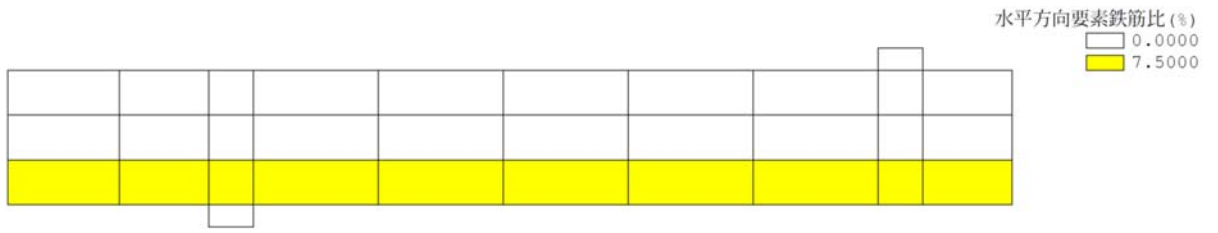


図 5-17 要素鉄筋比 (水平方向)

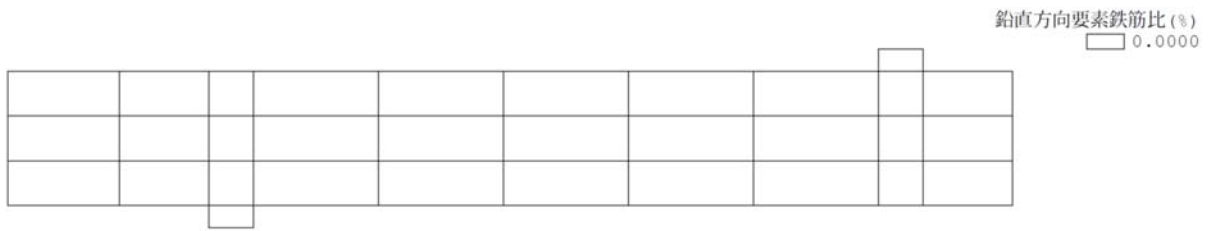


図 5-18 要素鉄筋比 (鉛直方向)

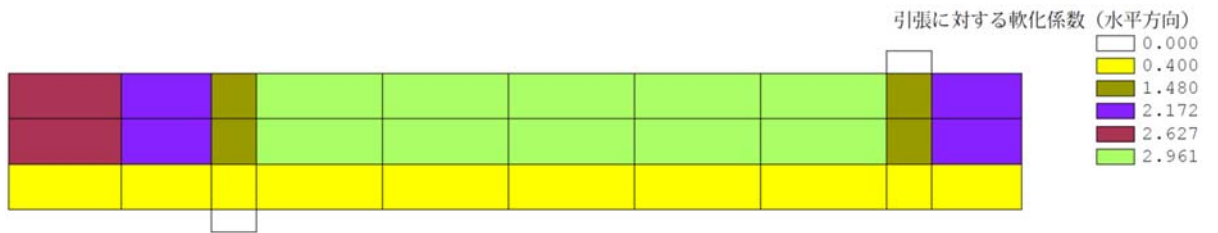


図 5-19 引張に対する軟化係数 (水平方向)

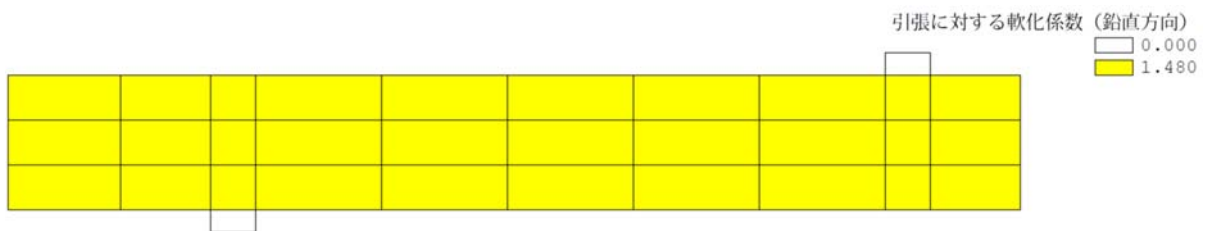
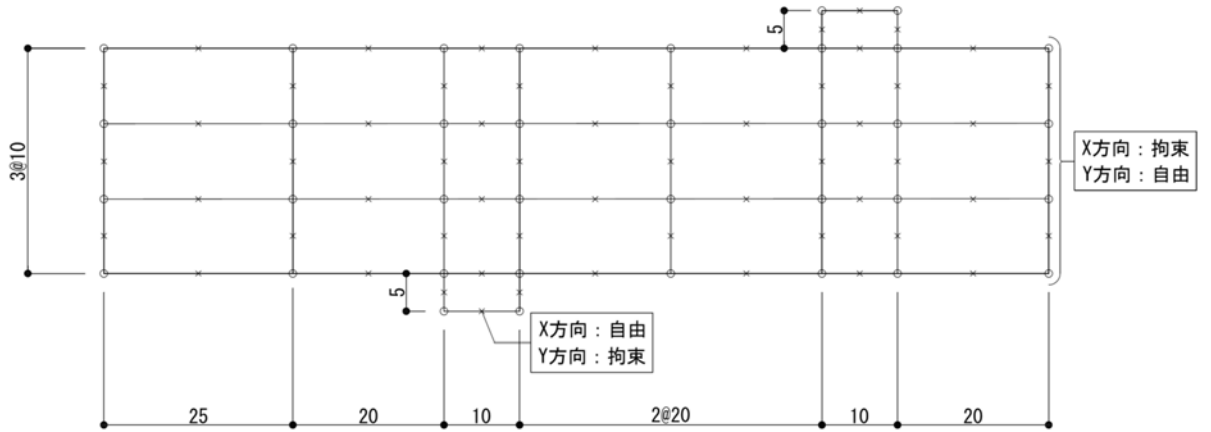


図 5-20 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(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 <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	2.51	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 36^{2/3}$ = 2.507 コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	350	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	コンクリート標準示方書

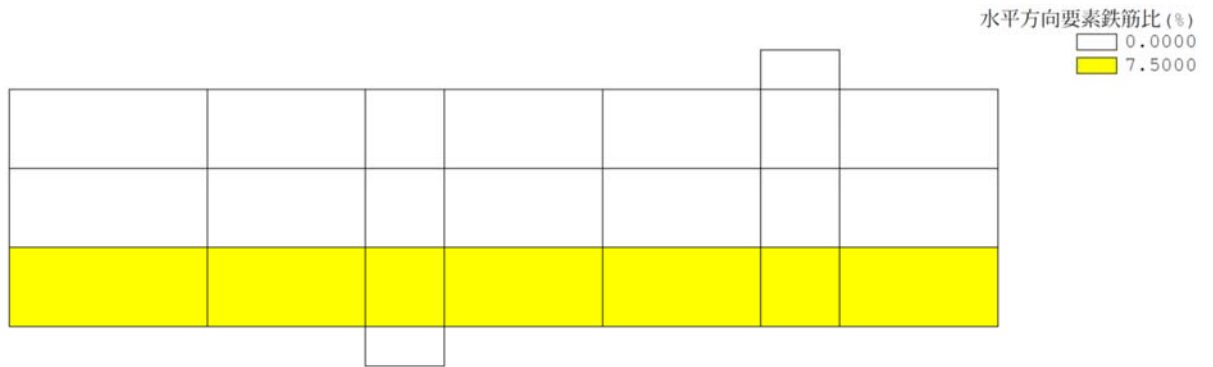


図 5-22 要素鉄筋比 (水平方向)

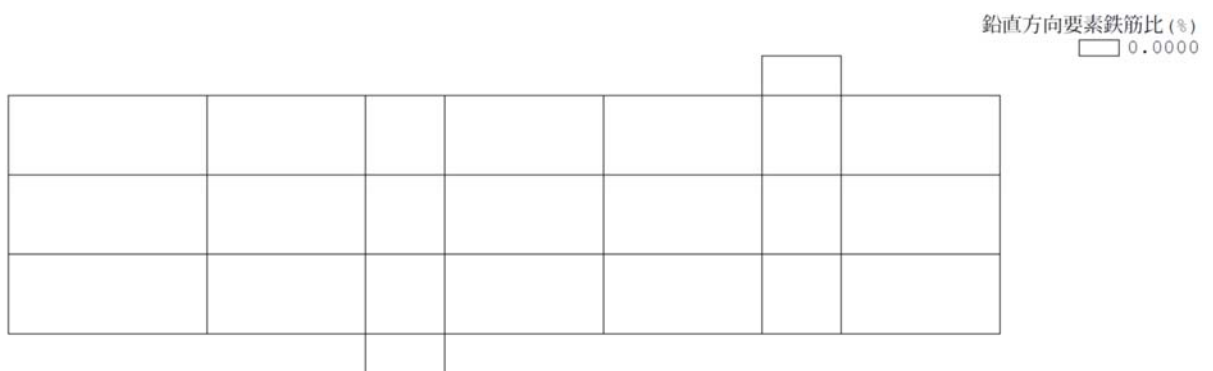


図 5-23 要素鉄筋比 (鉛直方向)

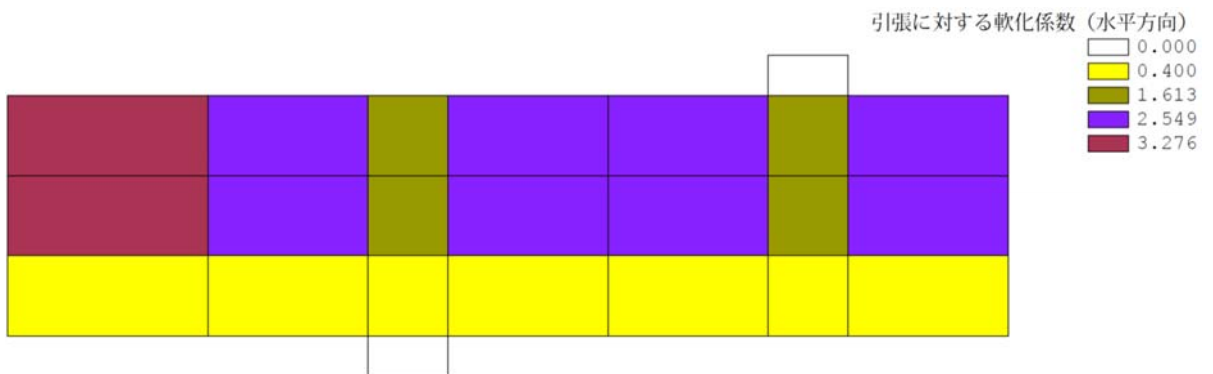


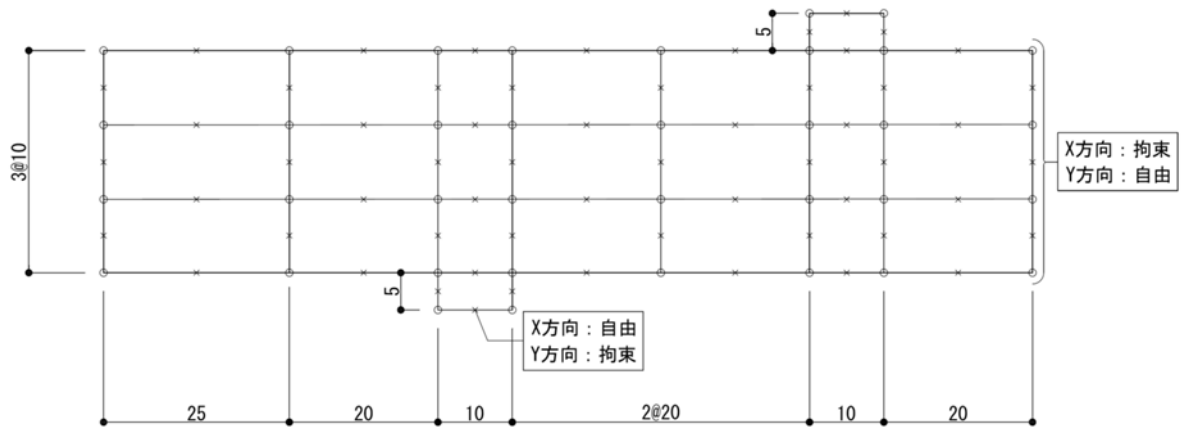
図 5-24 引張に対する軟化係数 (水平方向)



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 <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.91	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	350	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	コンクリート標準示方書

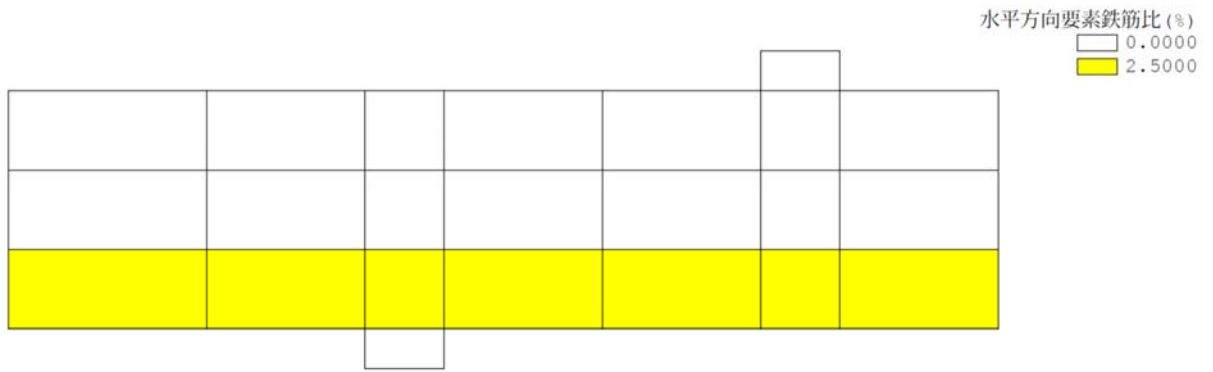


図 5-27 要素鉄筋比 (水平方向)

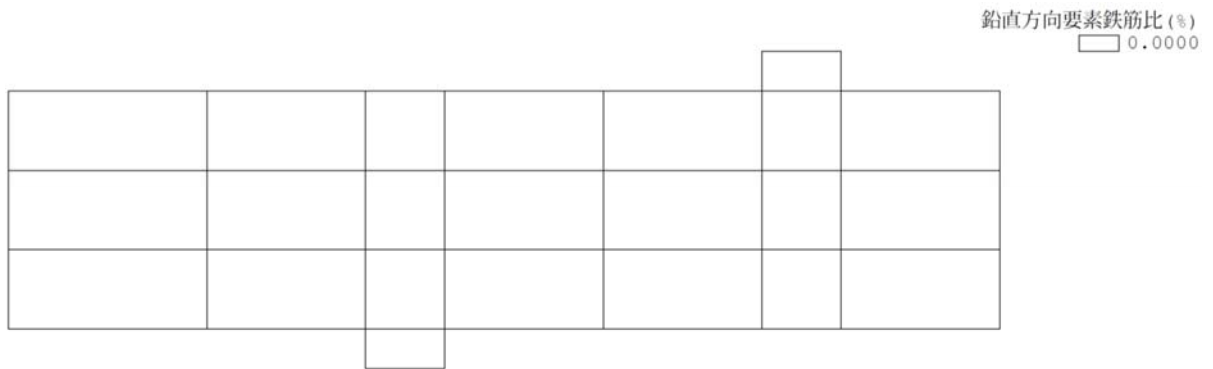


図 5-28 要素鉄筋比 (鉛直方向)

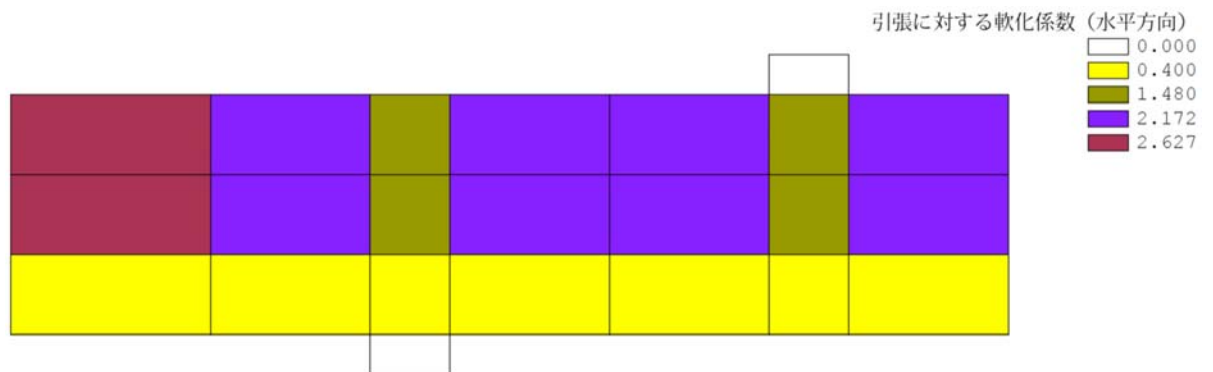


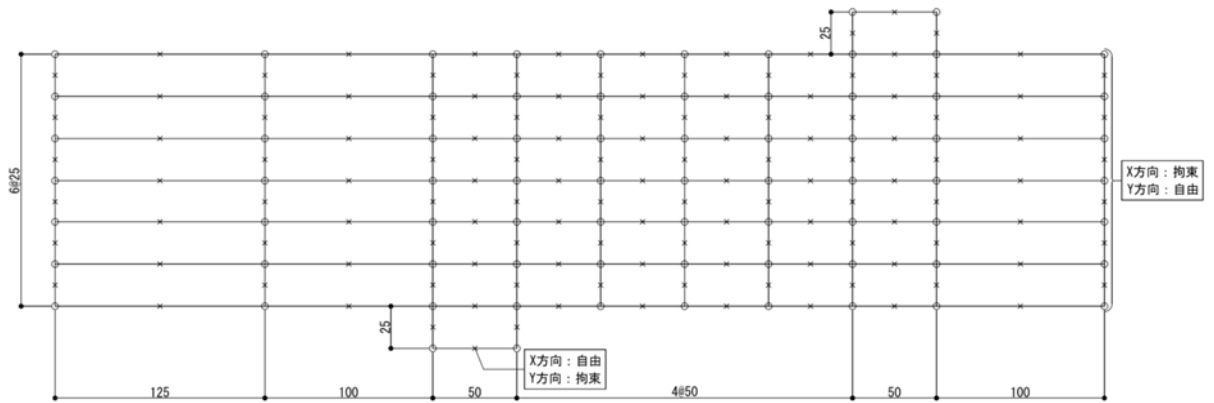
図 5-29 引張に対する軟化係数 (水平方向)



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 <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.91	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	350	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	コンクリート標準示方書

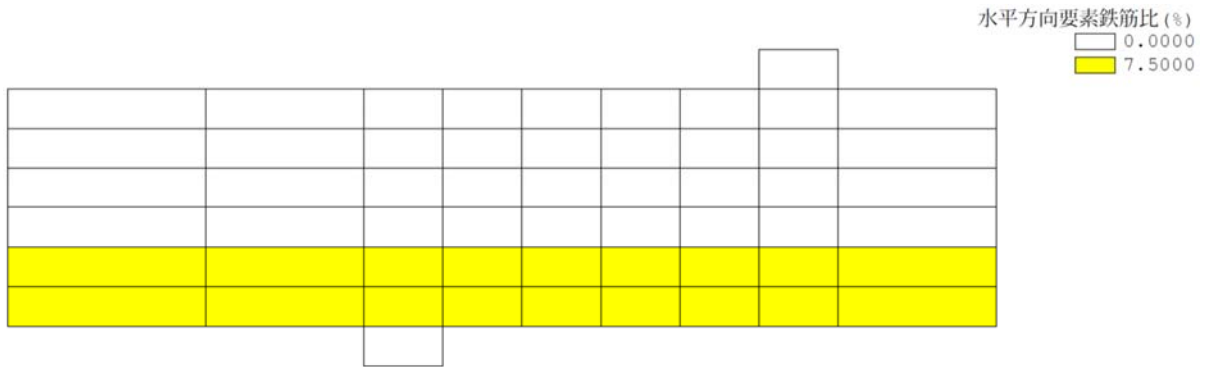


図 5-32 要素鉄筋比 (水平方向)

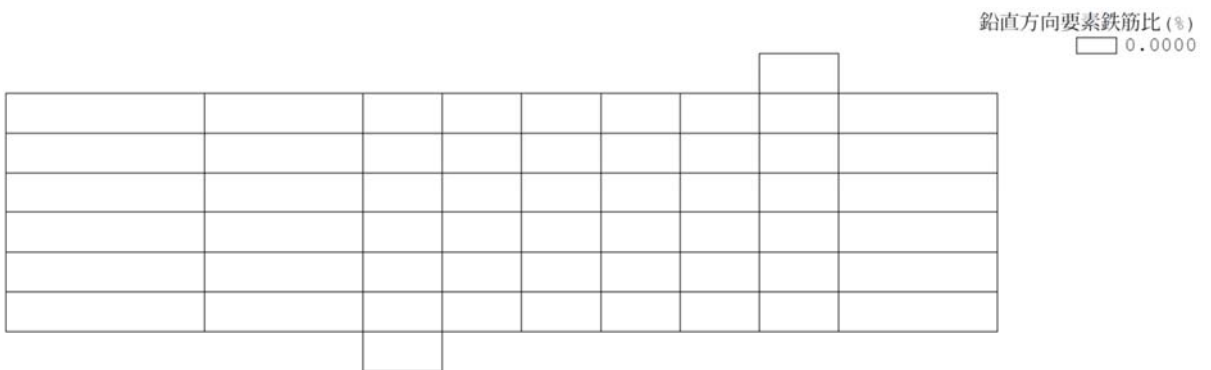


図 5-33 要素鉄筋比 (鉛直方向)



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。

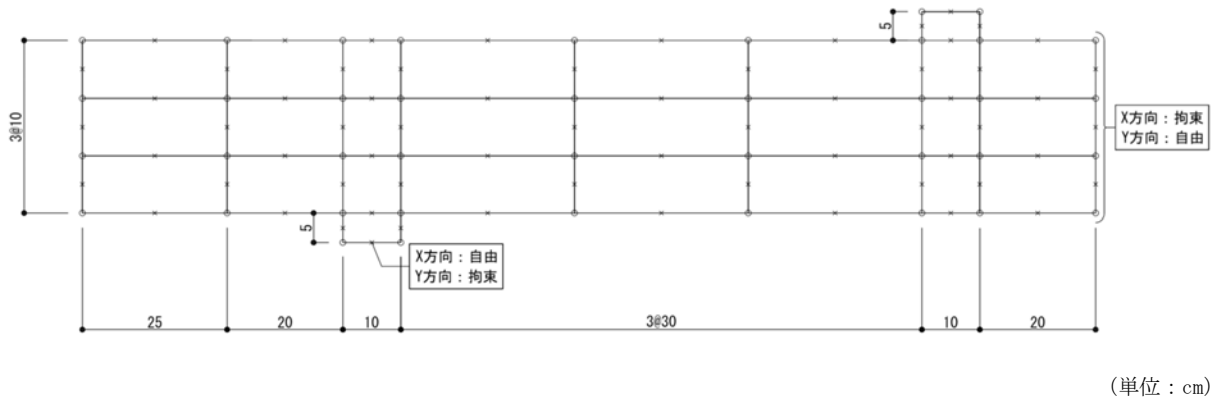


図 5-36 メッシュ図，境界条件

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 <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.91	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	350	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	コンクリート標準示方書

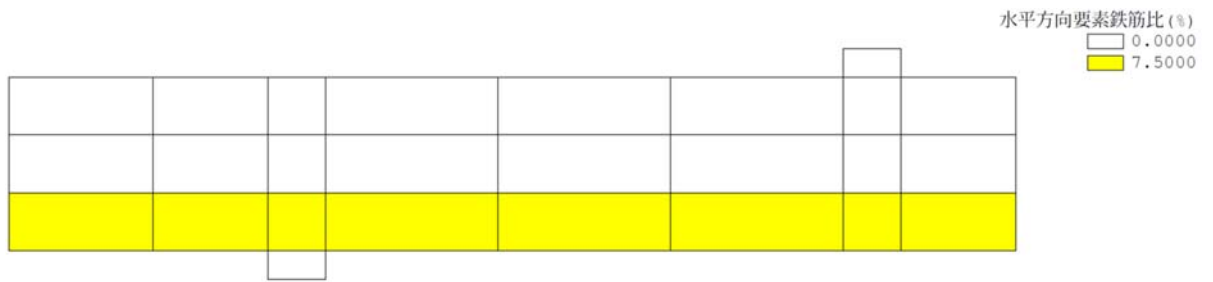


図 5-37 要素鉄筋比 (水平方向)

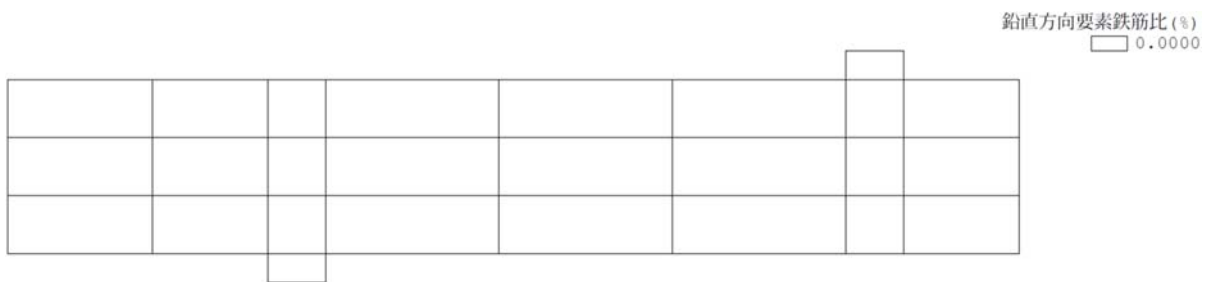


図 5-38 要素鉄筋比 (鉛直方向)

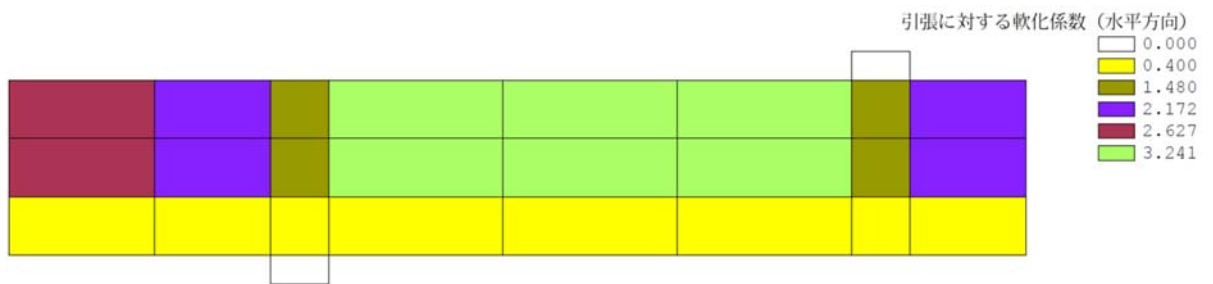


図 5-39 引張に対する軟化係数 (水平方向)

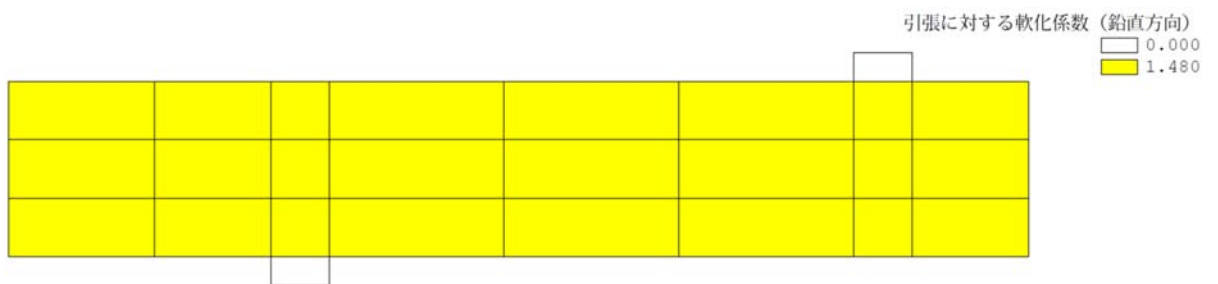
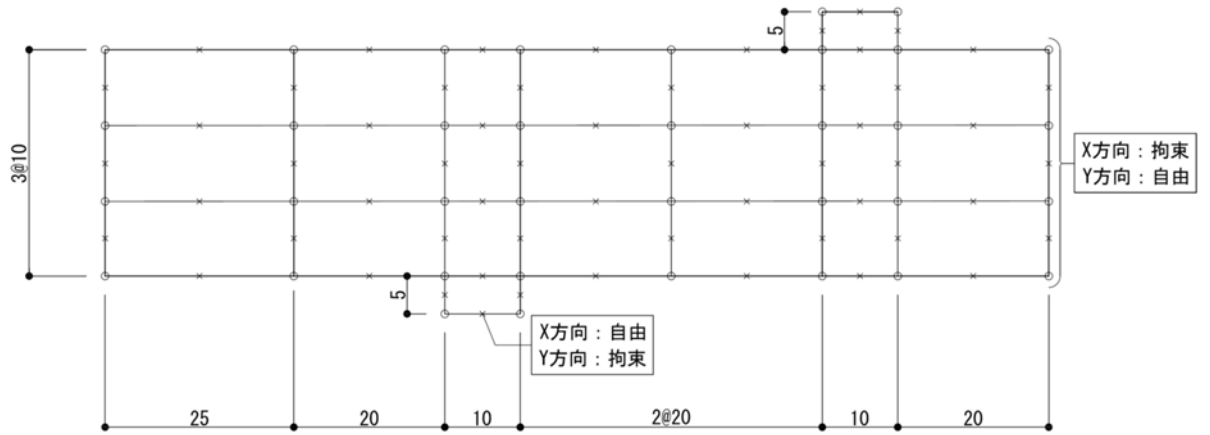


図 5-40 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(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 <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.91	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.23f'_c{}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3}$ = 1.913 コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	350	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	コンクリート標準示方書

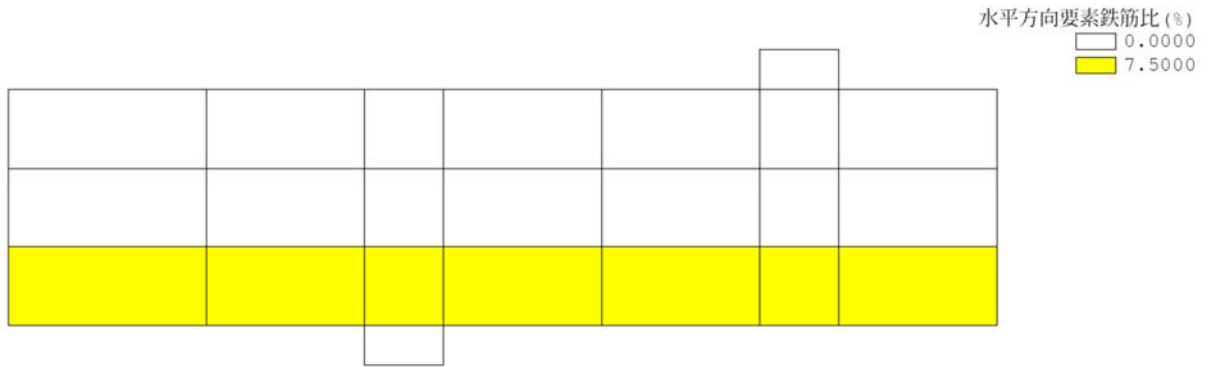


図 5-42 要素鉄筋比 (水平方向)



図 5-43 要素鉄筋比 (鉛直方向)

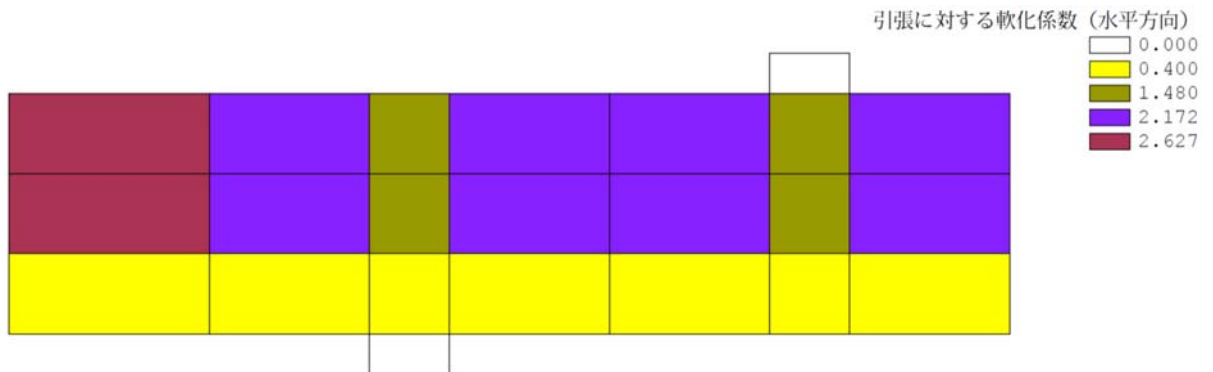


図 5-44 引張に対する軟化係数 (水平方向)



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。

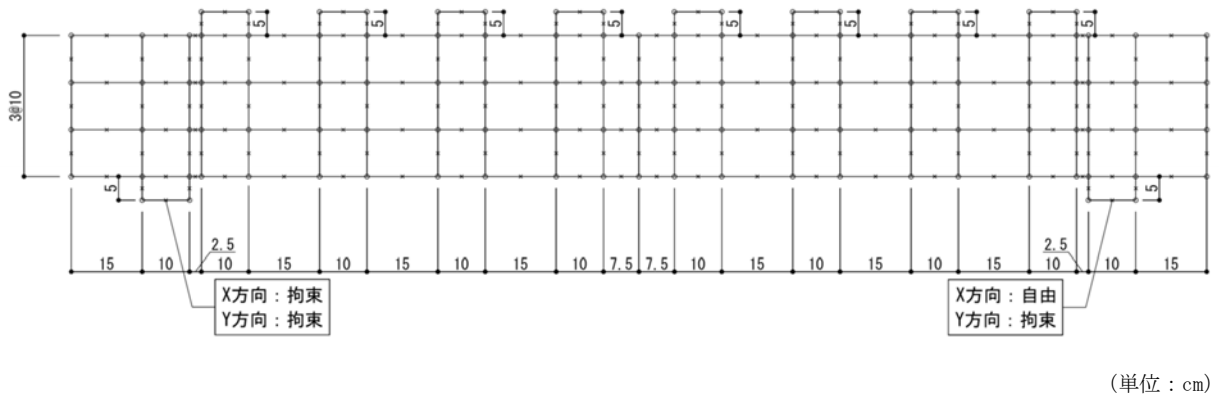


図 5-46 メッシュ図, 境界条件

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 <sup>2</sup> )	$0.9 \times 32.3 = 29.07$ 土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.40	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 32.3^{2/3} = 1.399$ コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	363	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	コンクリート標準示方書



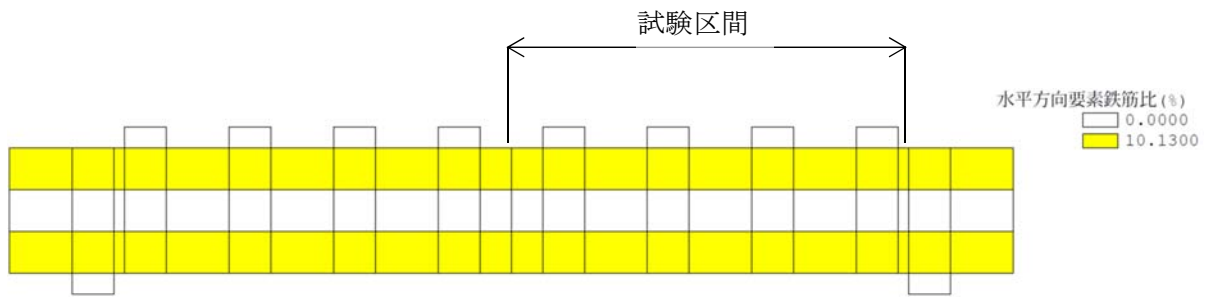


図 5-47 要素鉄筋比 (水平方向)

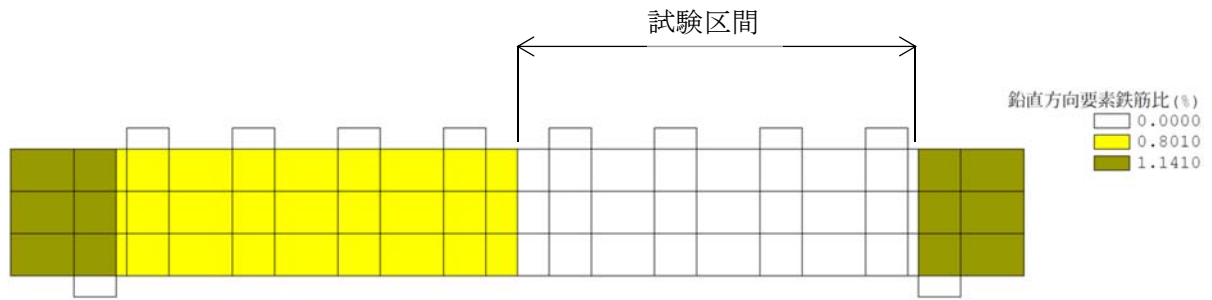


図 5-48 要素鉄筋比 (鉛直方向)

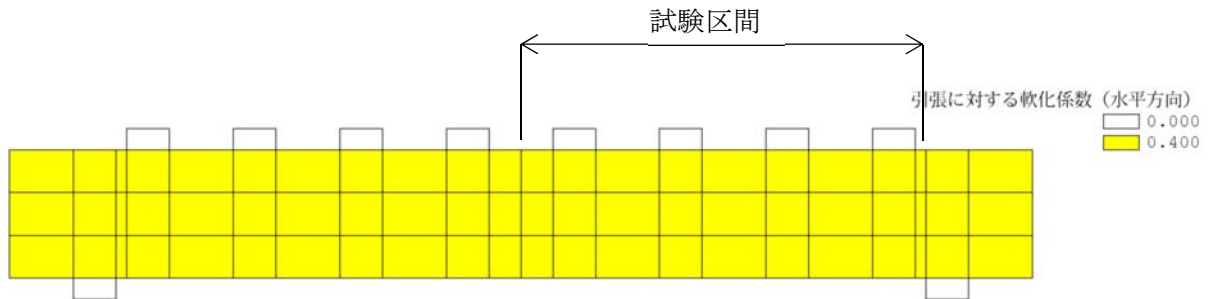


図 5-49 引張に対する軟化係数 (水平方向)

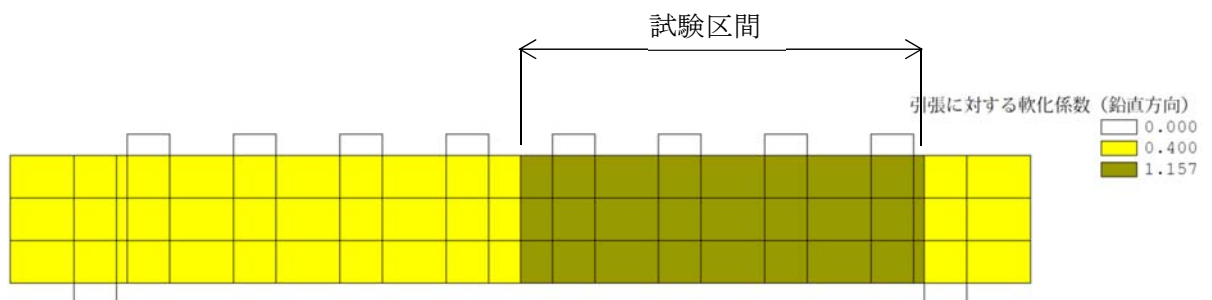
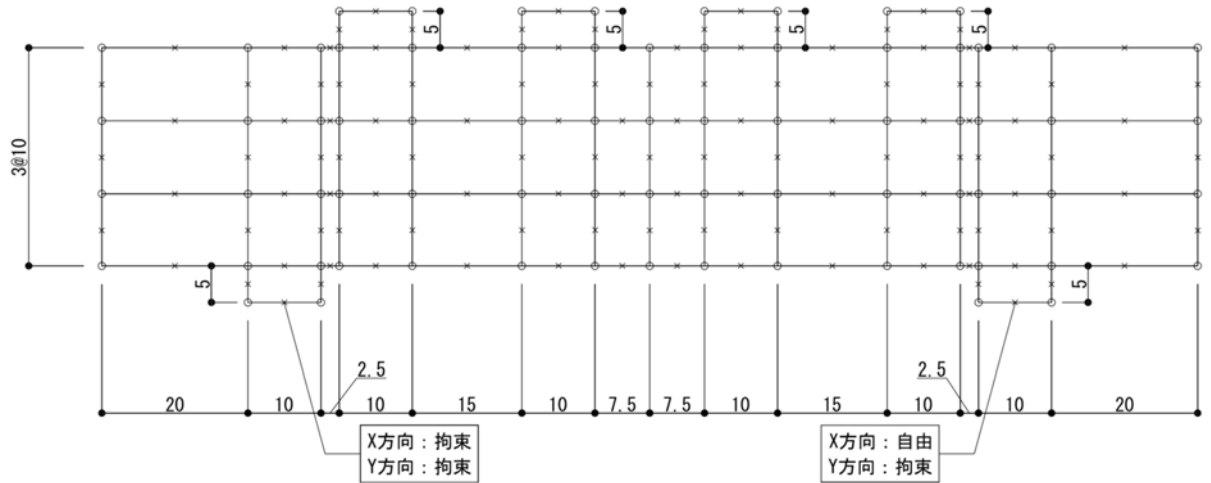


図 5-50 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(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 <sup>2</sup> )	$0.9 \times 41.4 = 37.26$ 土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.65	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 41.4^{2/3} = 1.651$ コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	363	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	コンクリート標準示方書

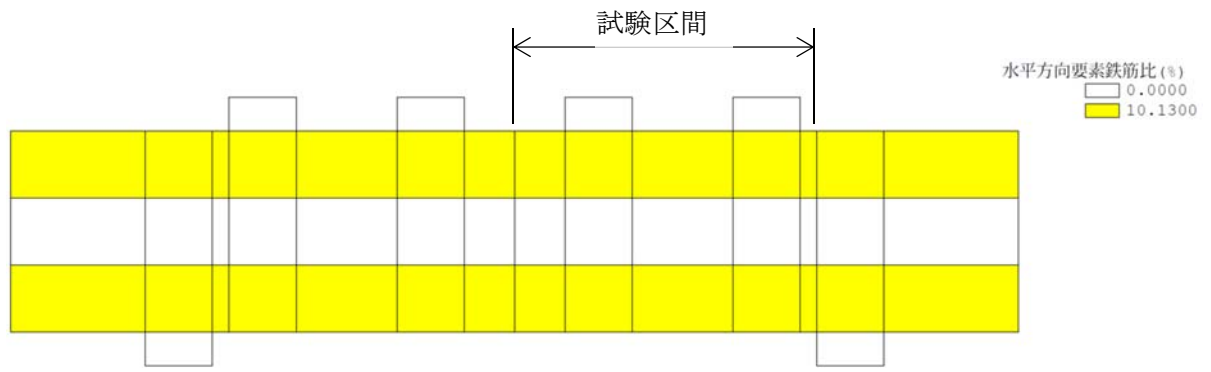


図 5-52 要素鉄筋比 (水平方向)

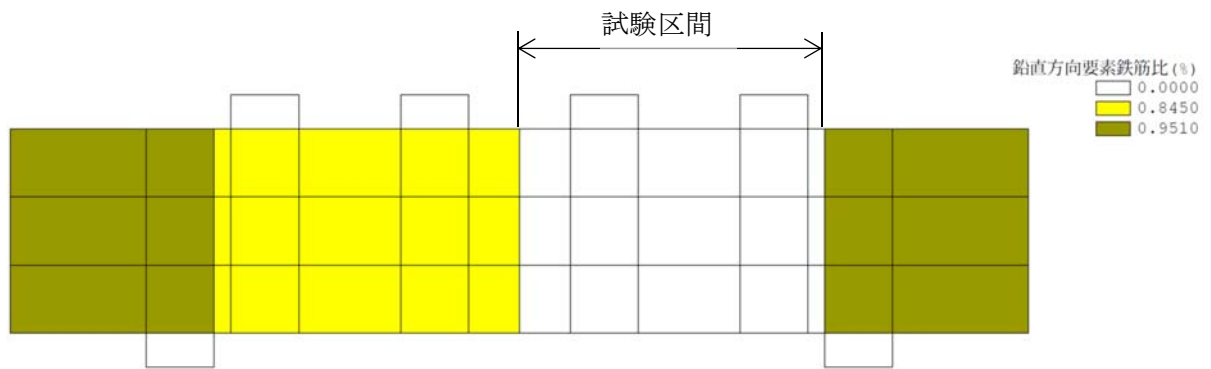


図 5-53 要素鉄筋比 (鉛直方向)

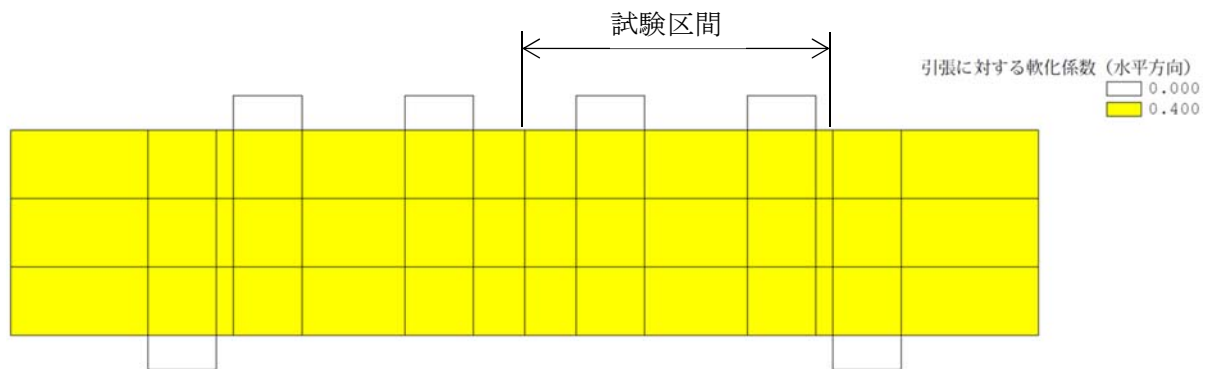


図 5-54 引張に対する軟化係数 (水平方向)

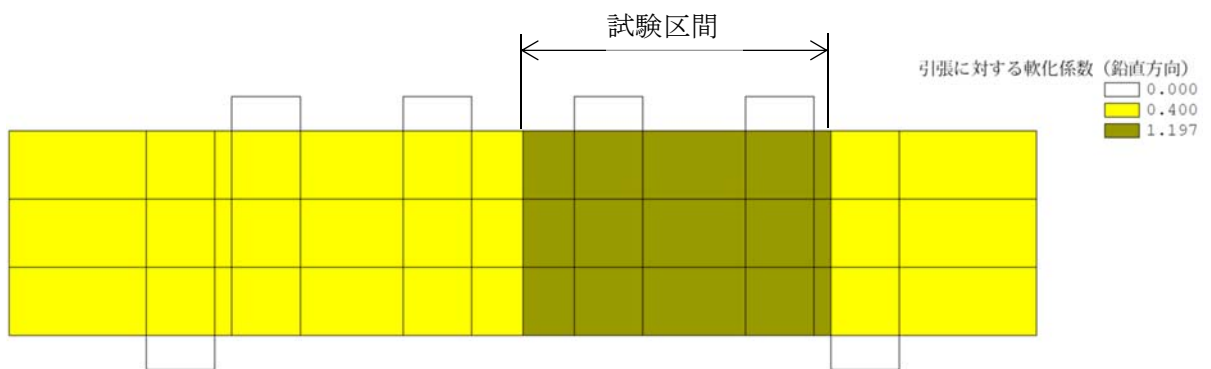
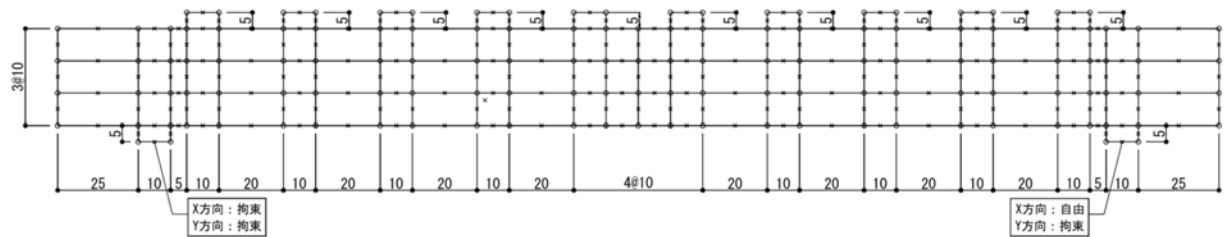


図 5-55 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(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 <sup>2</sup> )	$0.9 \times 41.7 = 37.53$ 土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.66	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 41.7^{2/3} = 1.659$ コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	363	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	コンクリート標準示方書

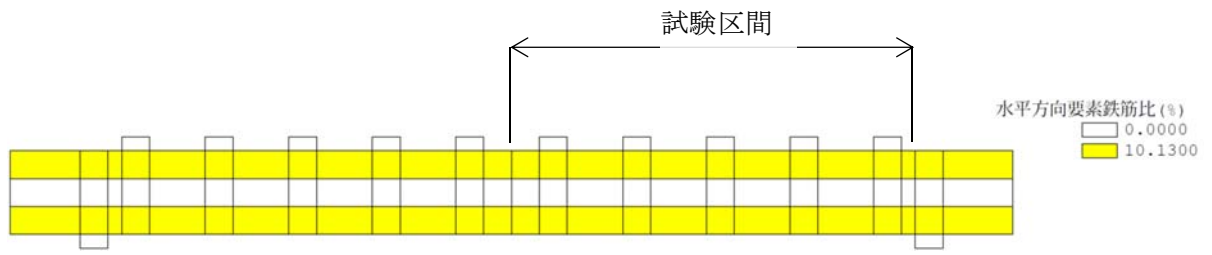


図 5-57 要素鉄筋比（水平方向）

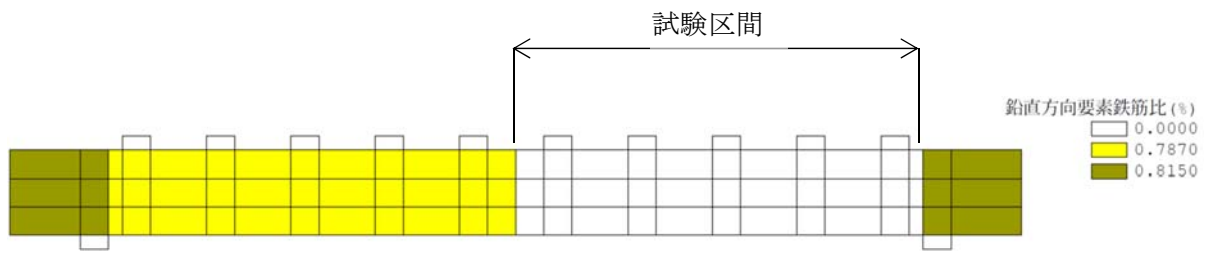


図 5-58 要素鉄筋比（鉛直方向）

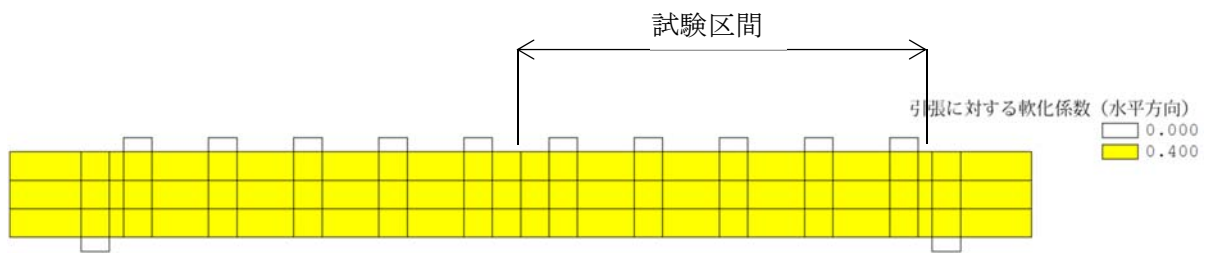


図 5-59 引張に対する軟化係数（水平方向）

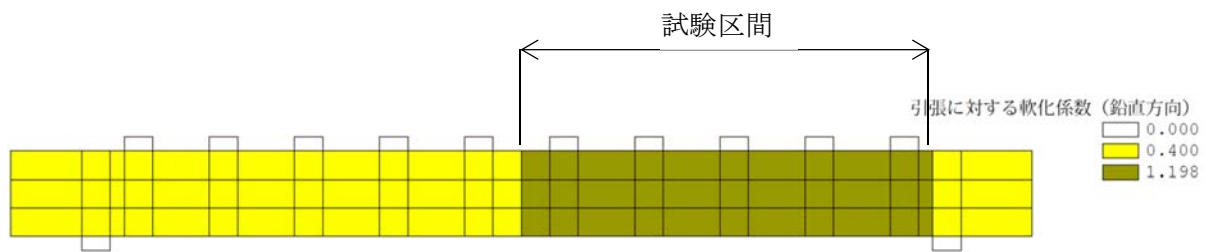


図 5-60 引張に対する軟化係数（鉛直方向）

(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

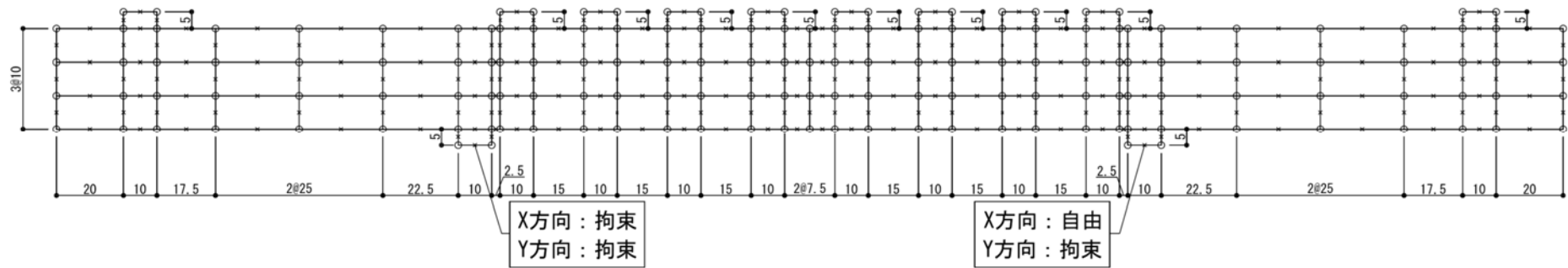
諸元	設定値	設定根拠
部材幅 (cm)	15	土木学会マニュアル
部材厚 (cm)	30	同 上
有効部材厚 (cm)	25	同 上
引張鉄筋比	0.041	同 上
せん断補強筋比 (試験区間) *	0.000	同 上

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 <sup>2</sup> )	$0.9 \times 33.6 = 30.24$ 土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.44	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 33.6^{2/3} = 1.436$ コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	363	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	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

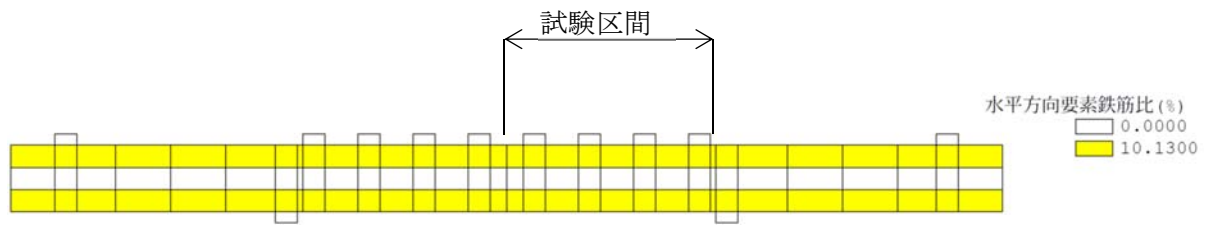


図 5-62 要素鉄筋比 (水平方向)

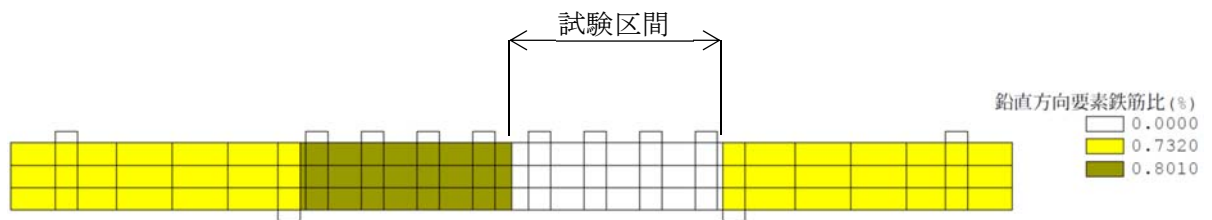


図 5-63 要素鉄筋比 (鉛直方向)

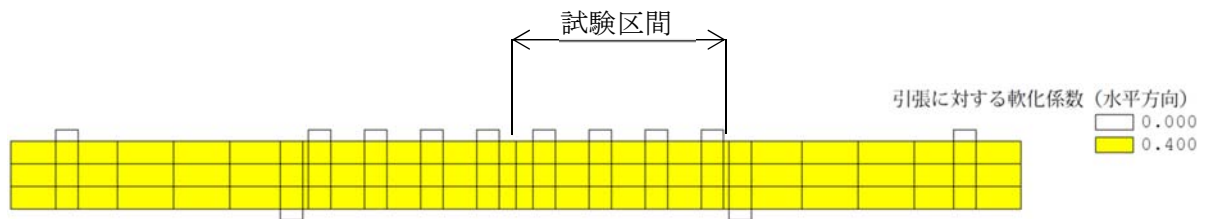


図 5-64 引張に対する軟化係数 (水平方向)

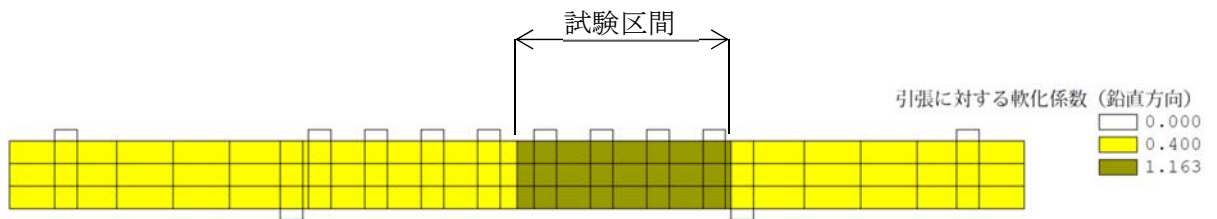


図 5-65 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(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。

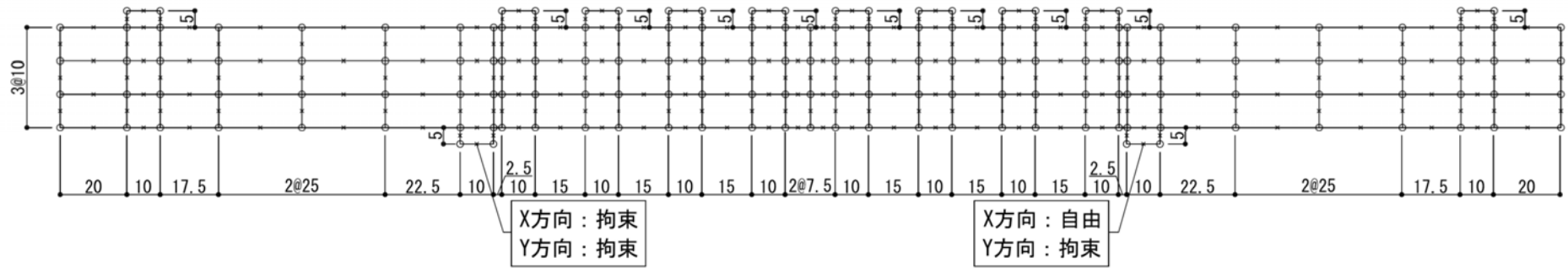
表 5-27 断面性状，鉄筋比

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	( $\text{N/mm}^2$ )	$0.9 \times 36.2 = 32.58$ 土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.51	( $\text{N/mm}^2$ )	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 36.2^{2/3} = 1.510$ コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	( $\text{kN/m}^3$ )	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	( $\text{kN/mm}^2$ )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	363	( $\text{N/mm}^2$ )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	( $\text{kN/m}^3$ )	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

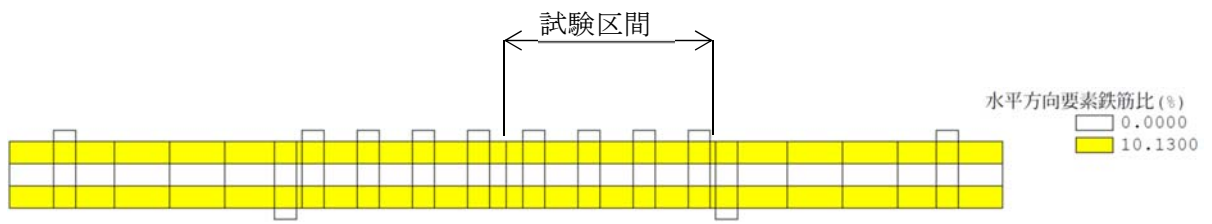


図 5-67 要素鉄筋比 (水平方向)

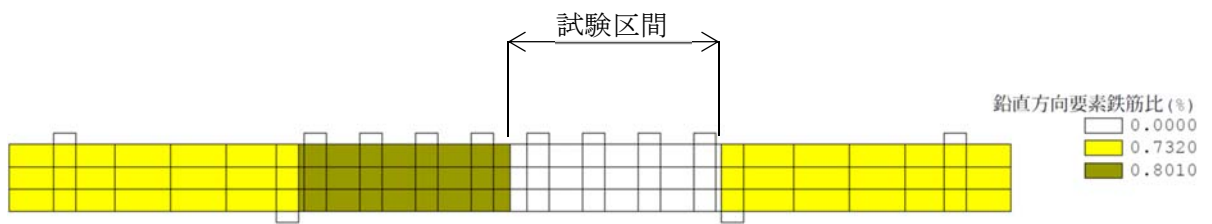


図 5-68 要素鉄筋比 (鉛直方向)

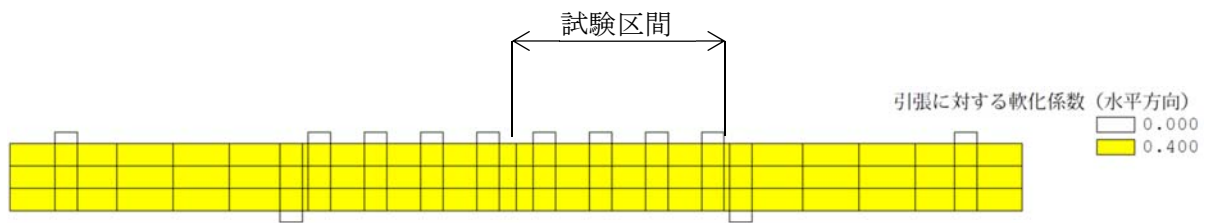


図 5-69 引張に対する軟化係数 (水平方向)

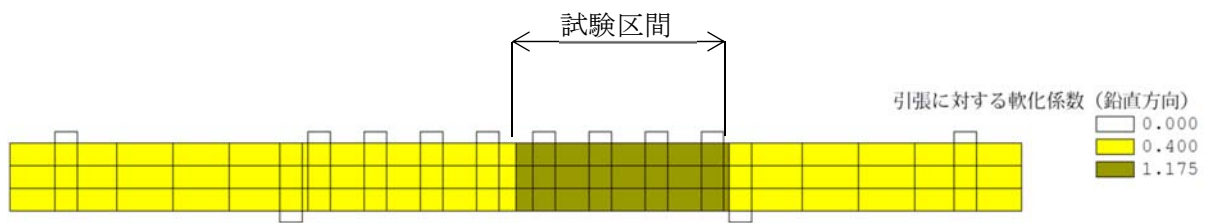


図 5-70 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(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。

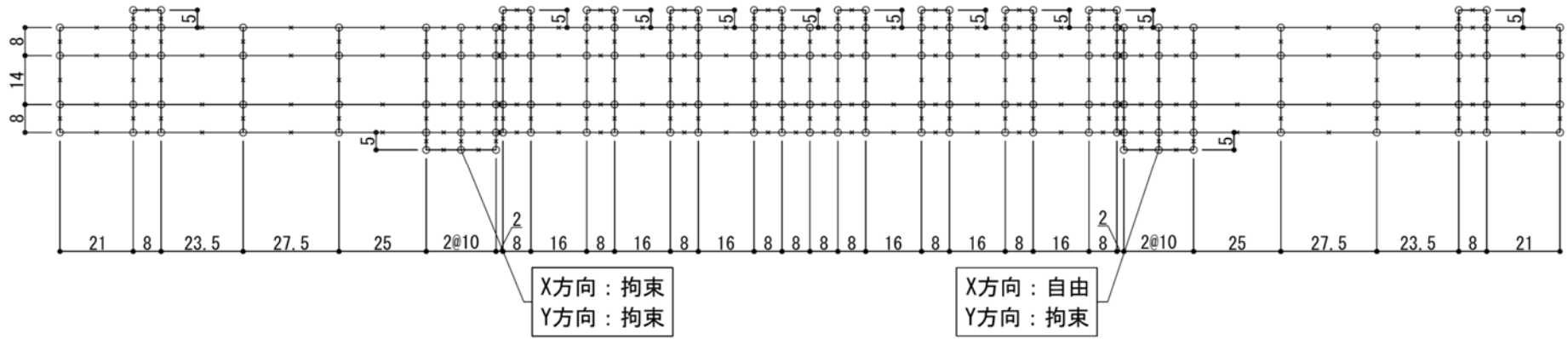
表 5-29 断面性状，鉄筋比

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 <sup>2</sup> )	$0.9 \times 33.7 = 30.33$ 土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.44	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 33.7^{2/3} = 1.439$ コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	511	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	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

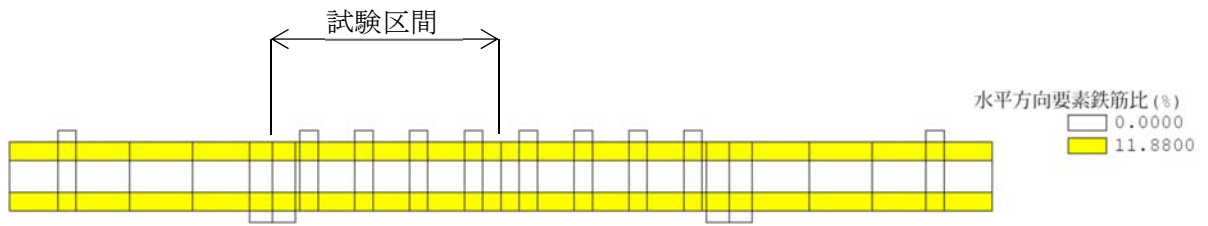


図 5-72 要素鉄筋比 (水平方向)

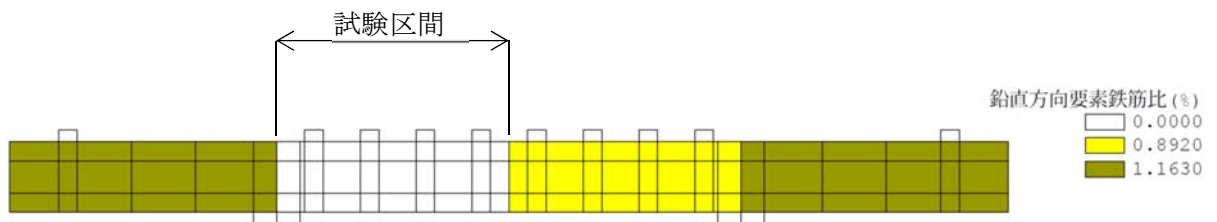


図 5-73 要素鉄筋比 (鉛直方向)

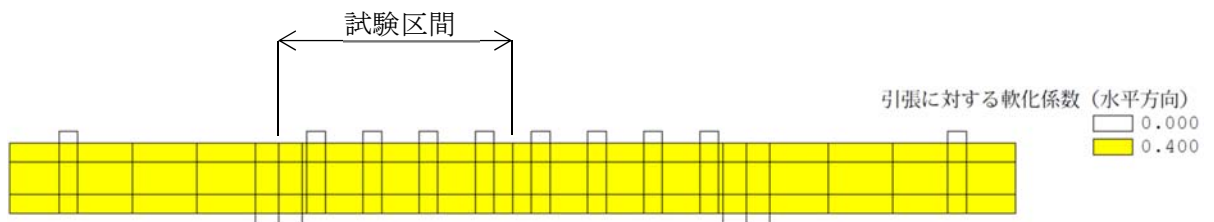


図 5-74 引張に対する軟化係数 (水平方向)

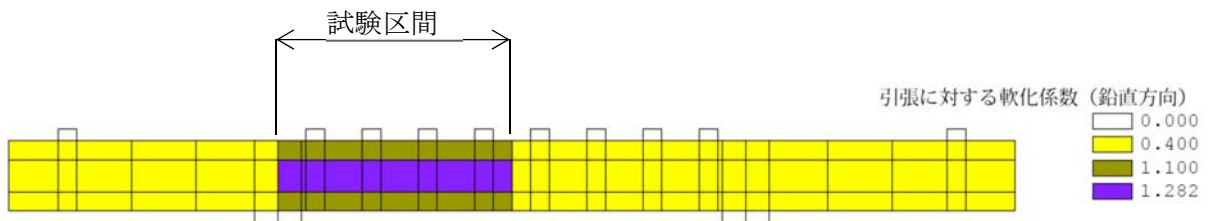


図 5-75 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)



(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 <sup>2</sup> )	$0.9 \times 35.0 = 31.5$ 土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.48	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 35.0^{2/3} = 1.476$ コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	511	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	332		土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	77		コンクリート標準示方書

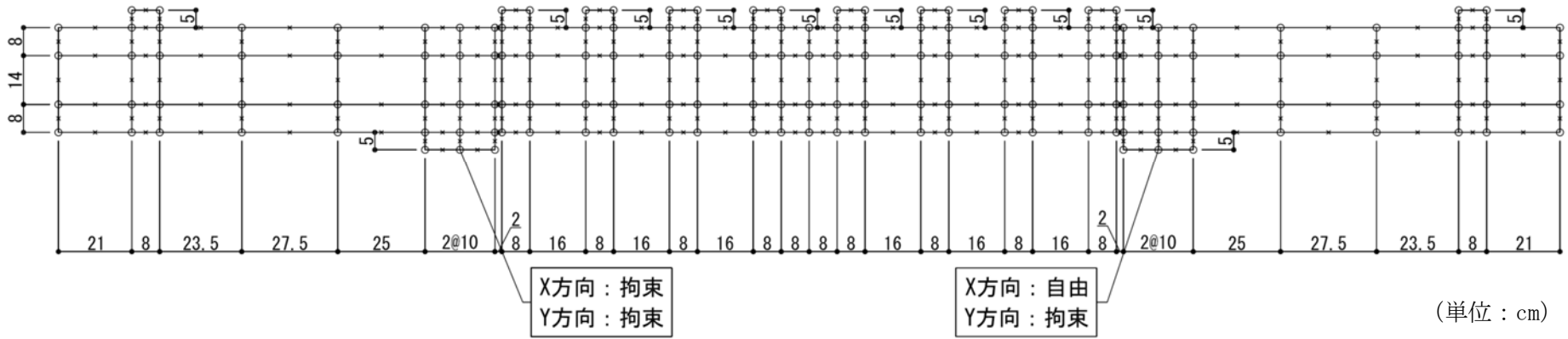


図 5-76 メッシュ図, 境界条件

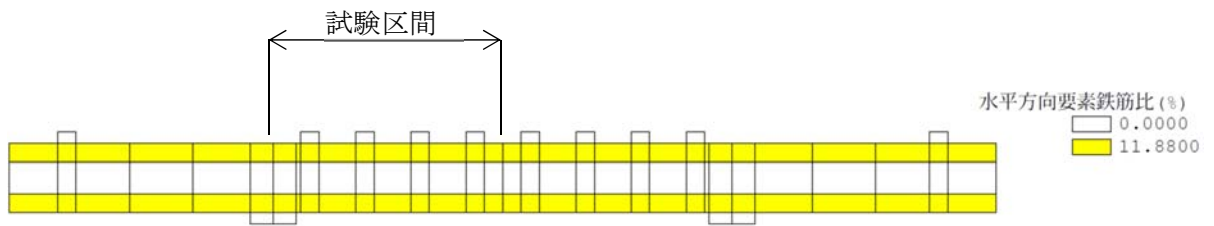


図 5-77 要素鉄筋比 (水平方向)

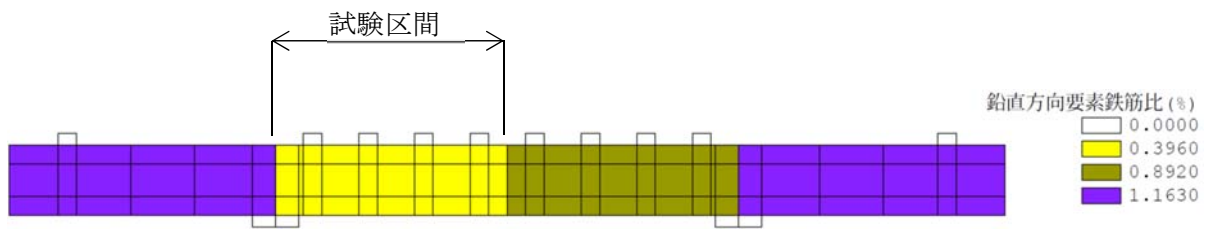


図 5-78 要素鉄筋比 (鉛直方向)

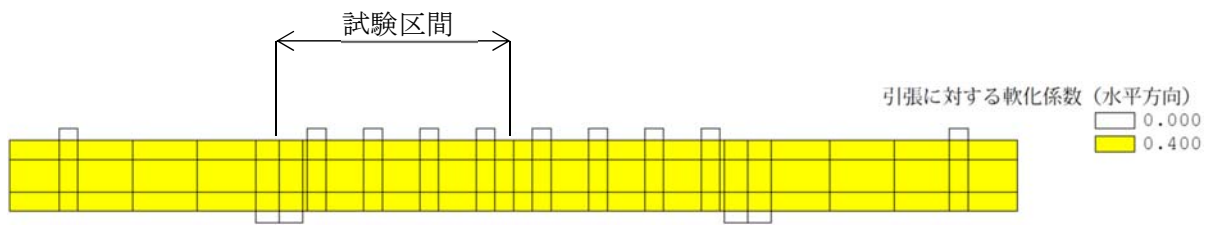


図 5-79 引張に対する軟化係数 (水平方向)

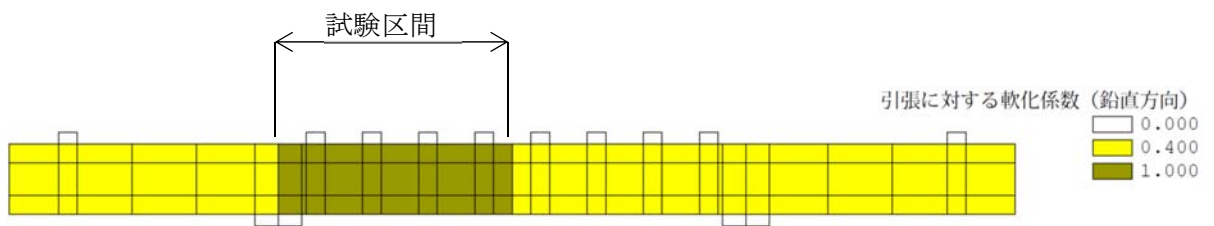


図 5-80 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

(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 <sup>2</sup> )	$0.9 \times 34.4 = 30.96$ 土木学会マニュアル
	引張強度 $f_t$	1.46	(N/mm <sup>2</sup> )	$0.6 \times 0.23 f'_c{}^{2/3} =$ $0.6 \times 0.23 \times 34.4^{2/3} = 1.459$ コンクリート標準示方書
	単位重量 $\gamma$	23	(kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	コンクリート標準示方書
	降伏強度 $f_y$	511	(N/mm <sup>2</sup> )	土木学会マニュアル
	単位重量 $\gamma$	77	(kN/m <sup>3</sup> )	コンクリート標準示方書

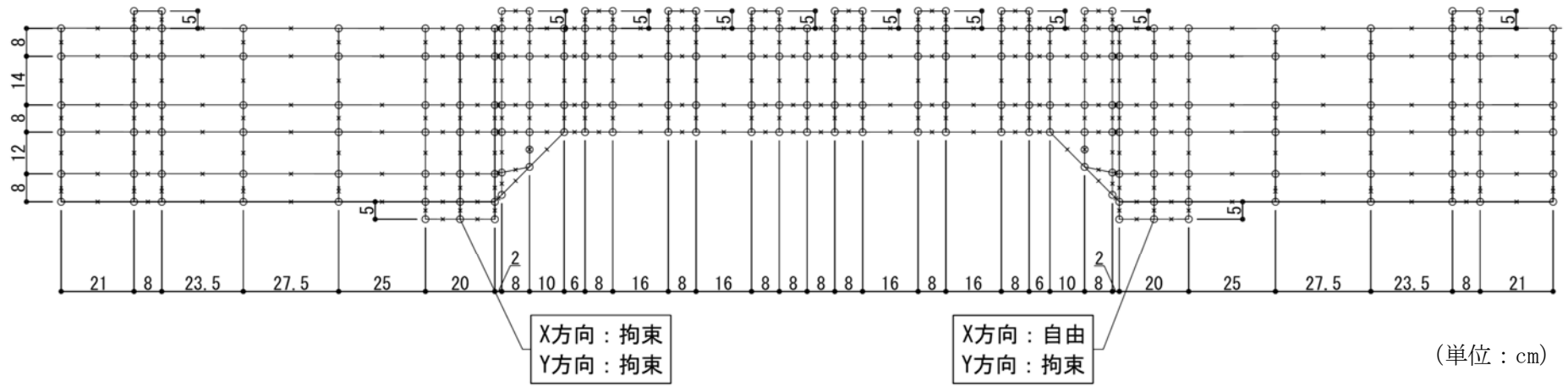


図 5-81 メッシュ図, 境界条件

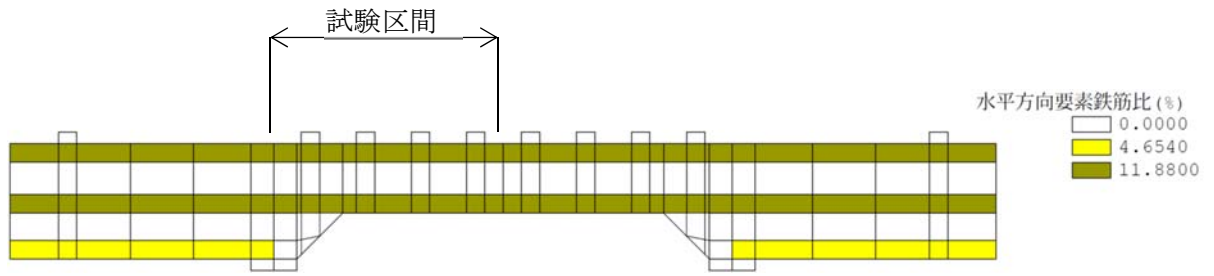


図 5-82 要素鉄筋比 (水平方向)

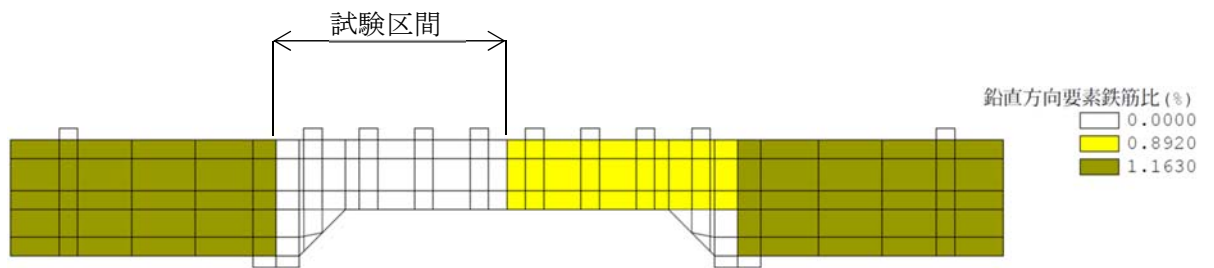


図 5-83 要素鉄筋比 (鉛直方向)

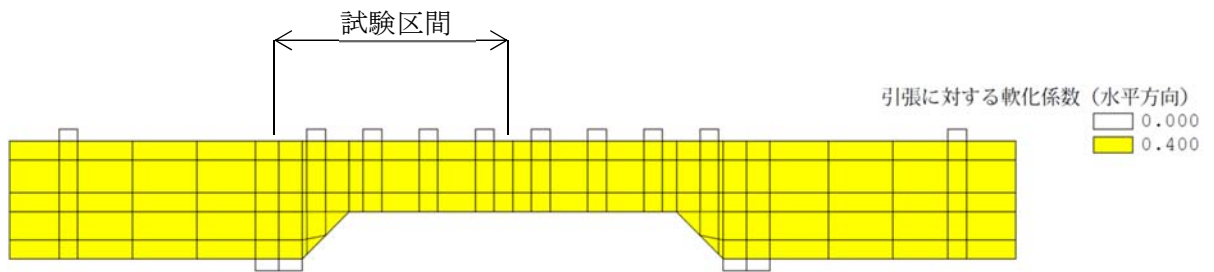


図 5-84 引張に対する軟化係数 (水平方向)

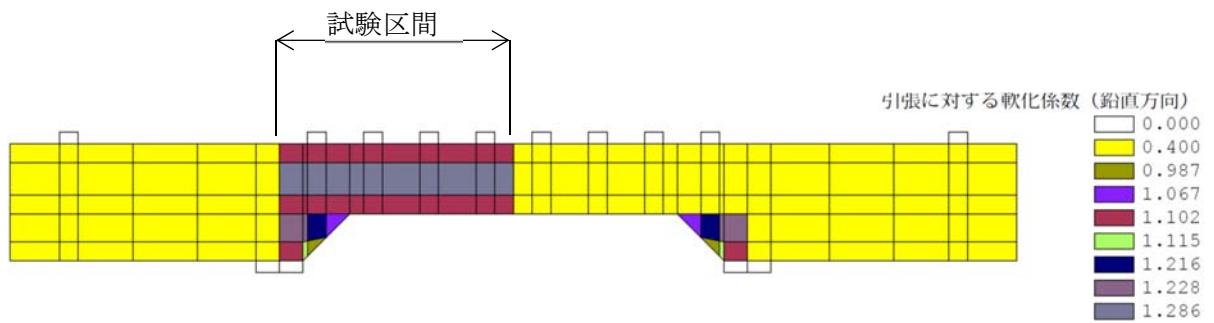


図 5-85 引張に対する軟化係数 (鉛直方向)

## 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 $\gamma_{b1}$ 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。

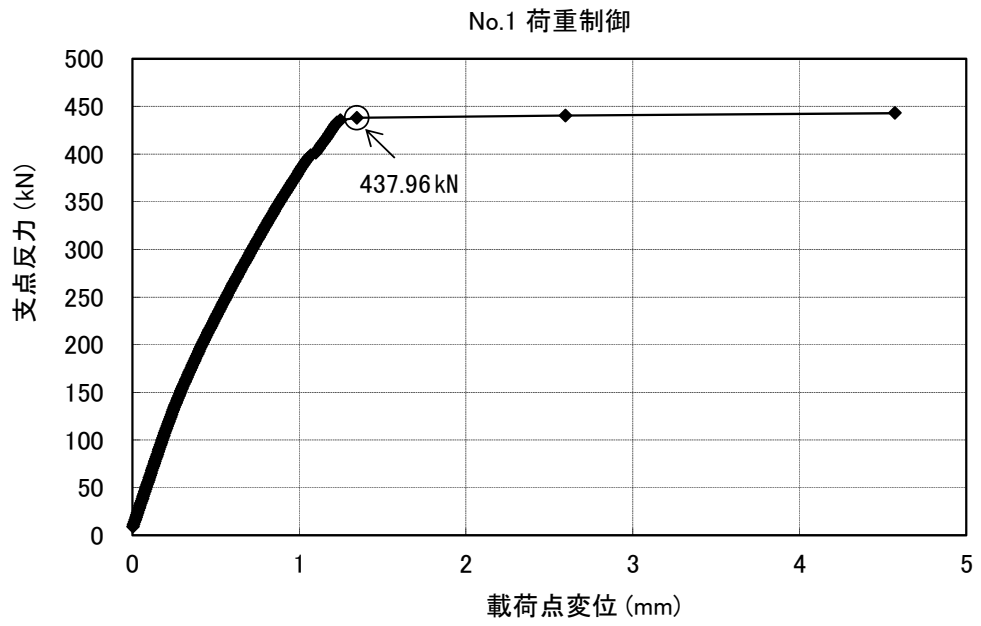
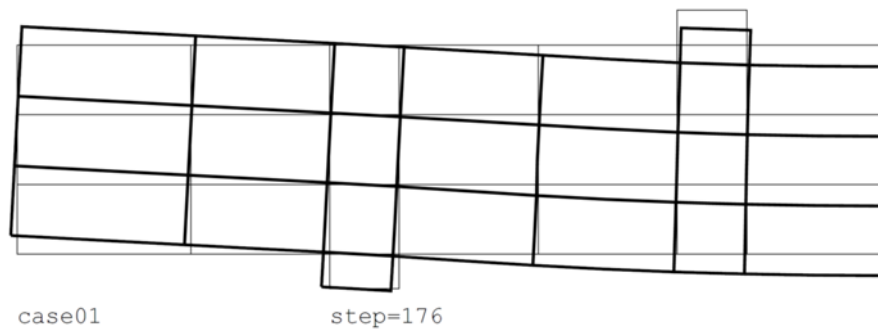


図 6-1 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 1)

<変形>



<ひび割れ状態>

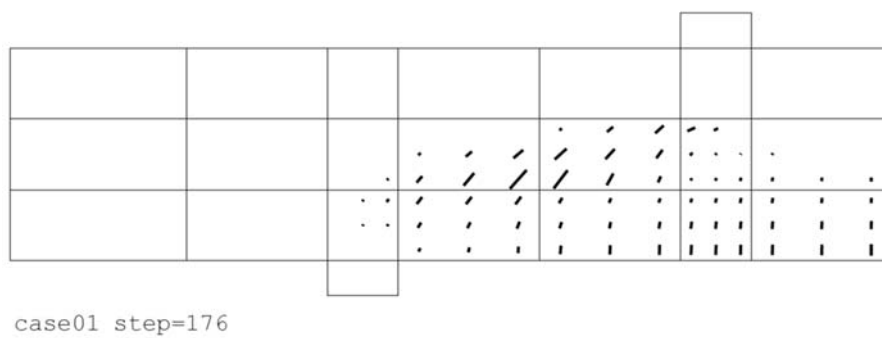


図 6-2 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 1)



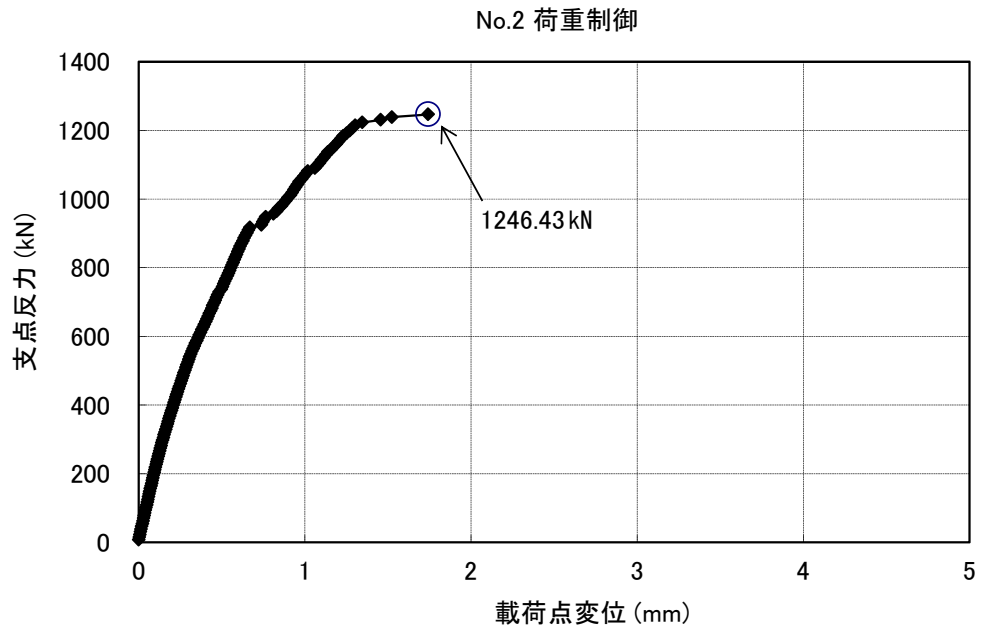
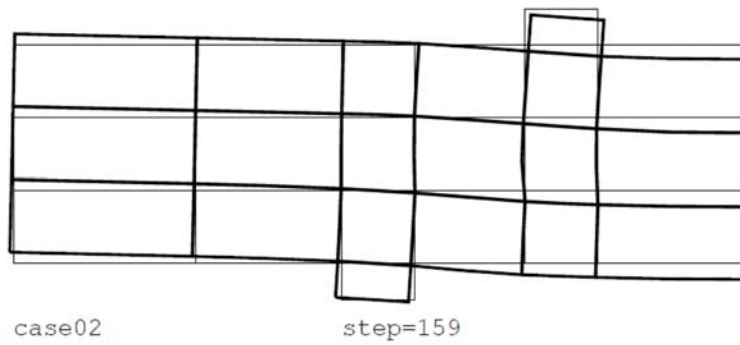


図 6-3 支反力と荷荷点変位の関係 (CaseNo. 2)

<変形>



<ひび割れ状態>

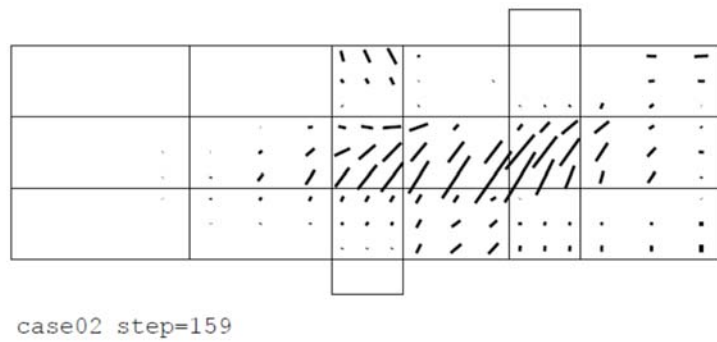


図 6-4 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 2)

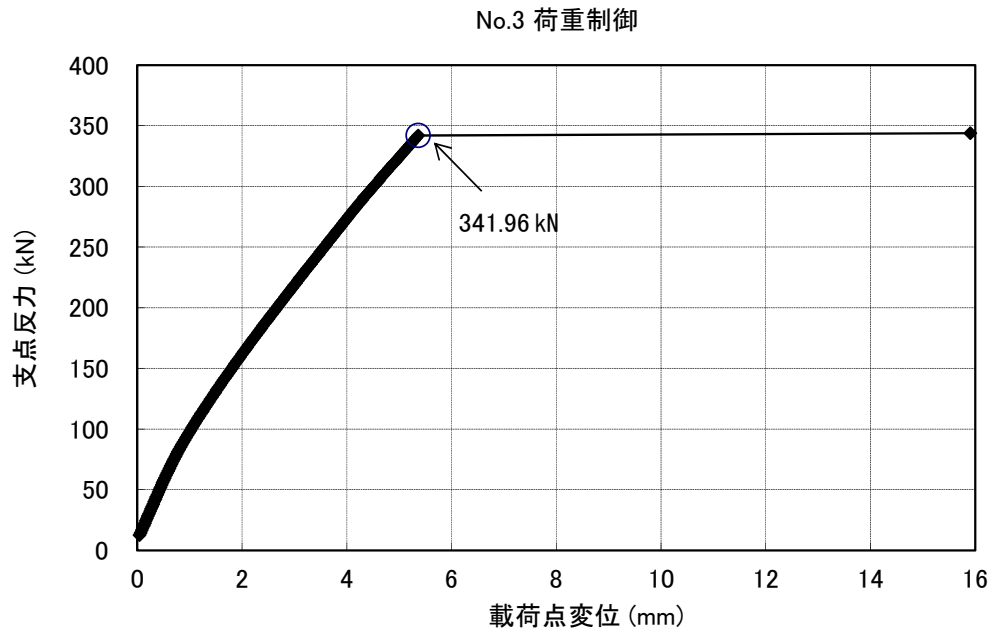
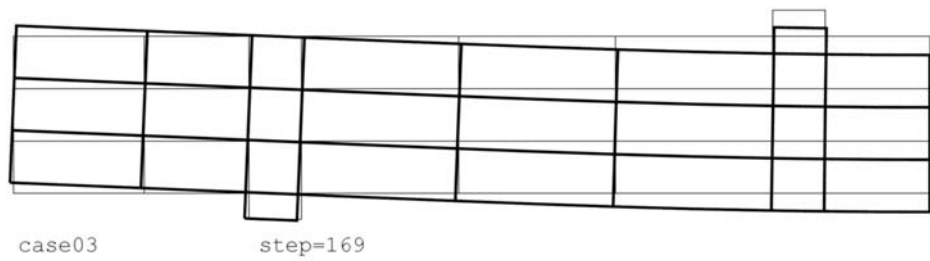


図 6-5 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 3)

<変形>



<ひび割れ状態>

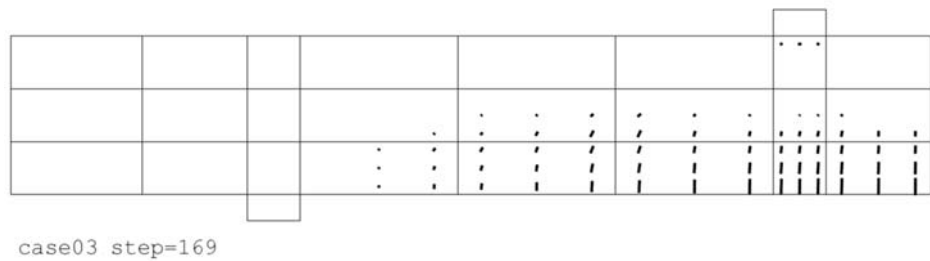


図 6-6 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 3)

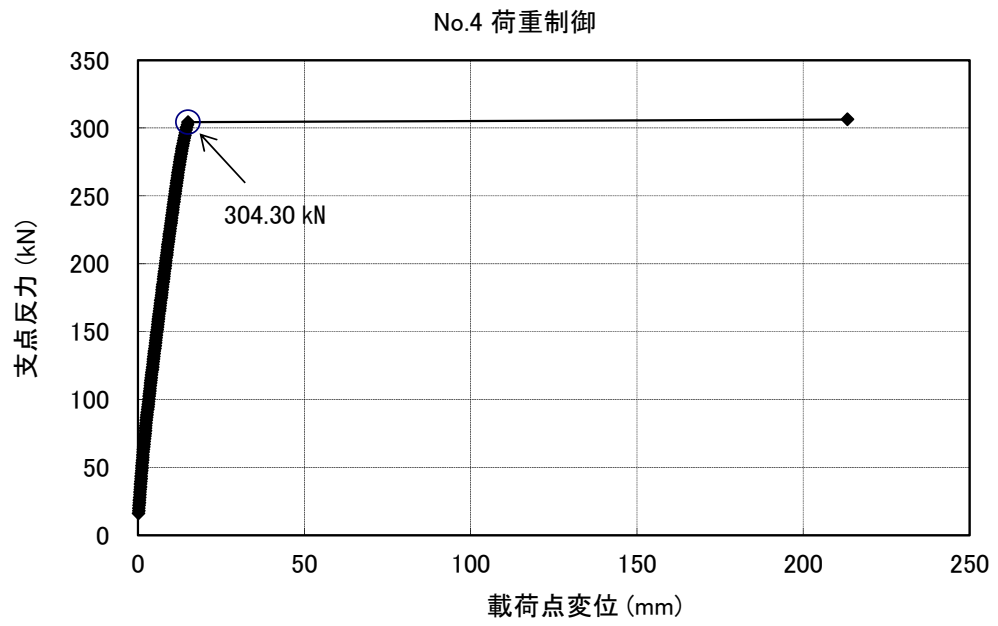
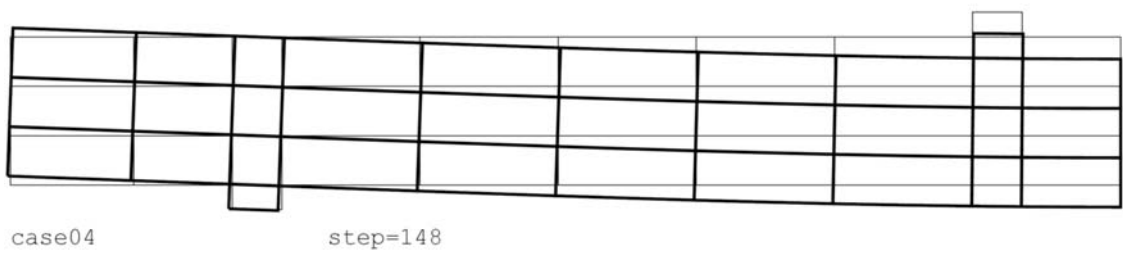


図 6-7 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 4)

<変形>



<ひび割れ状態>

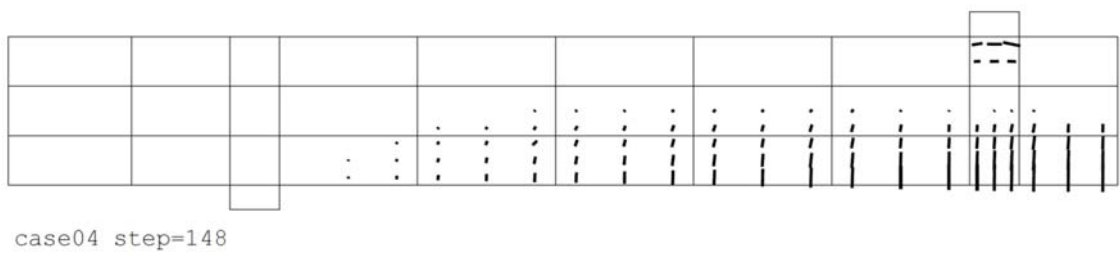


図 6-8 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 4)

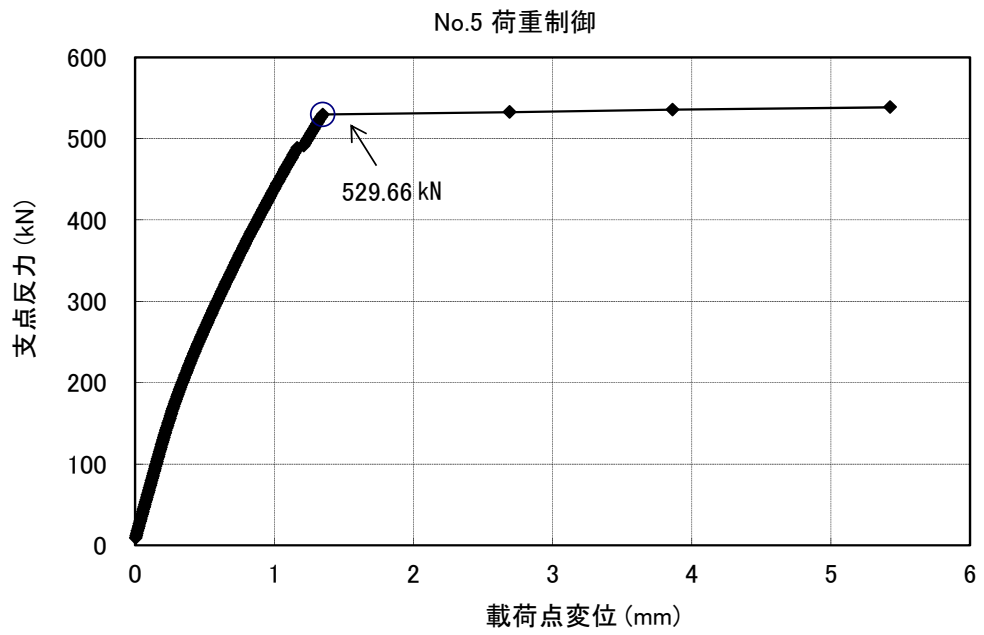
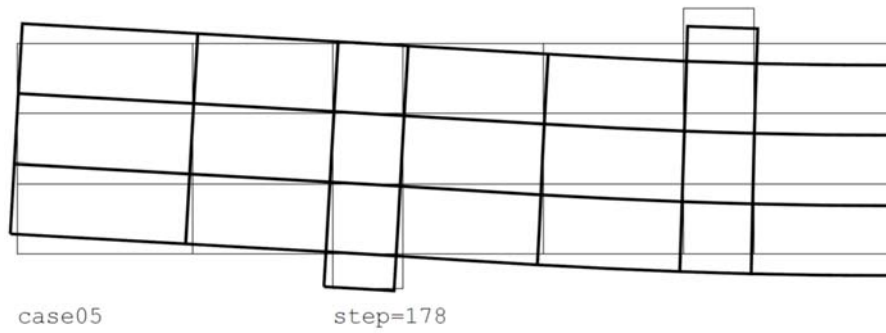


図 6-9 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 5)

<変形>



<ひび割れ状態>

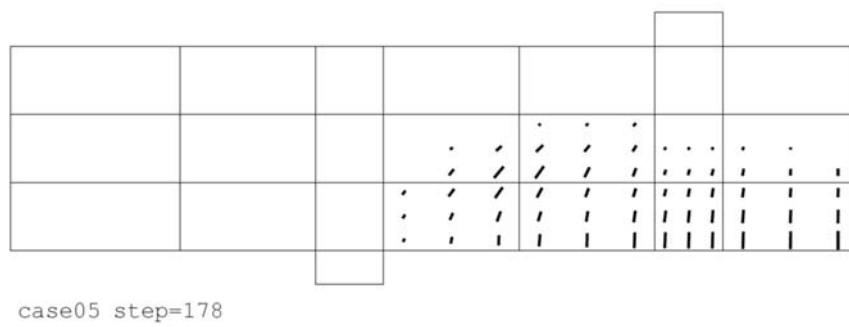


図 6-10 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 5)

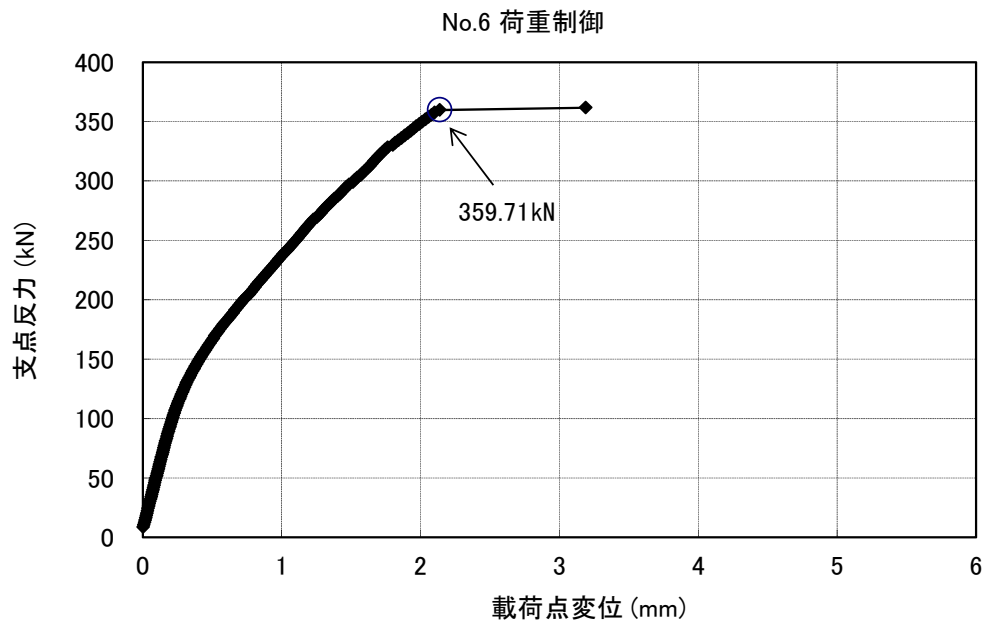
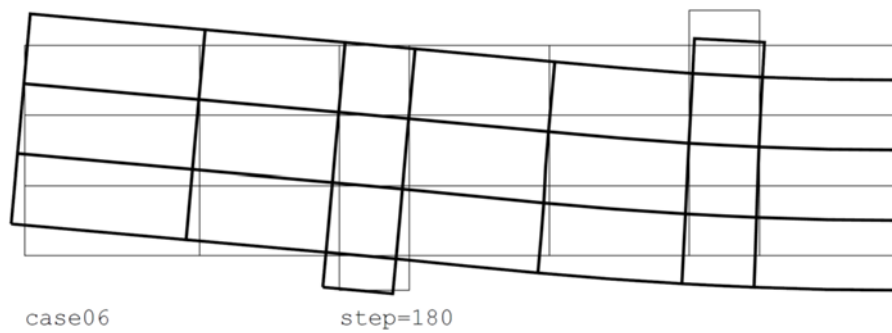


図 6-11 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 6)

<変形>



<ひび割れ状態>

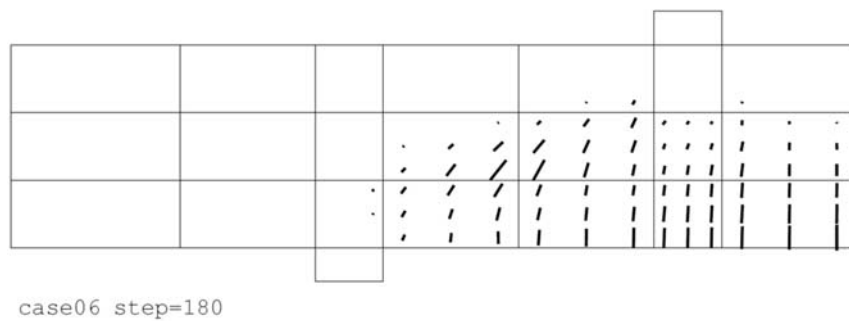


図 6-12 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 6)

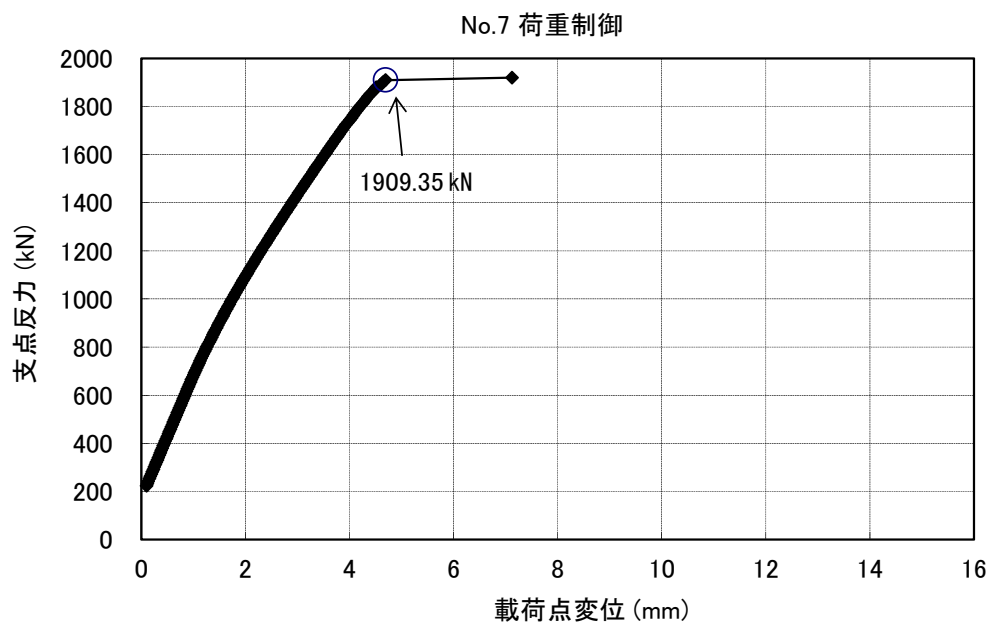
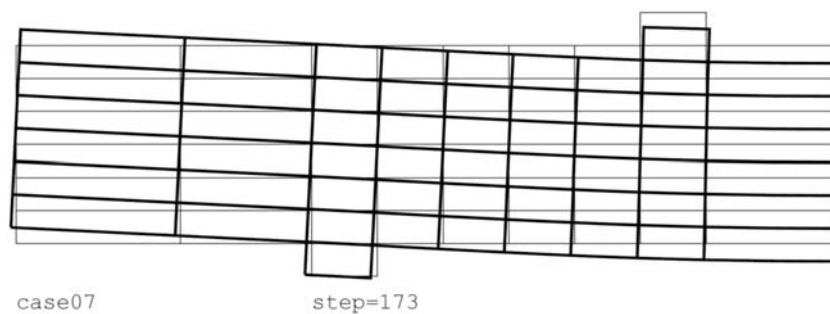


図 6-13 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 7)

<変形>



<ひび割れ状態>

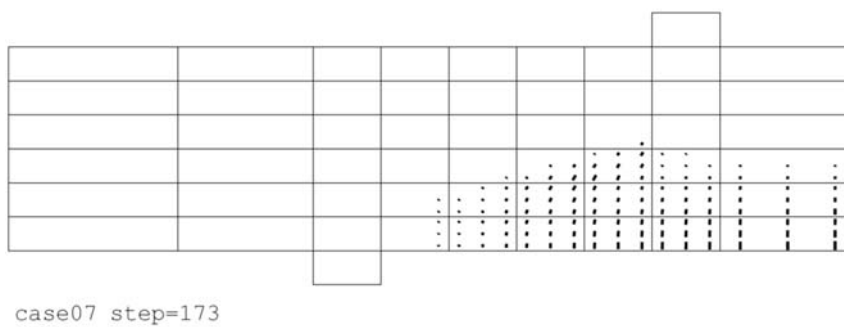


図 6-14 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 7)

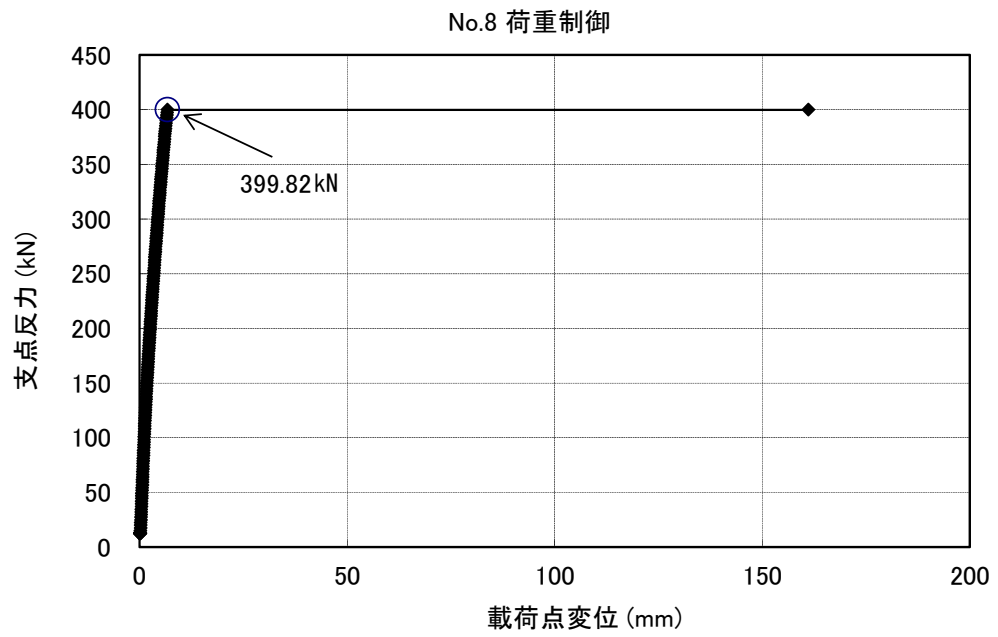
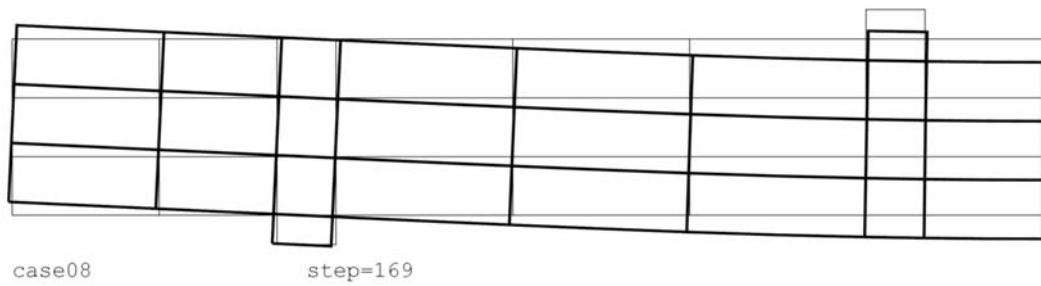


図 6-15 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 8)

<変形>



<ひび割れ状態>

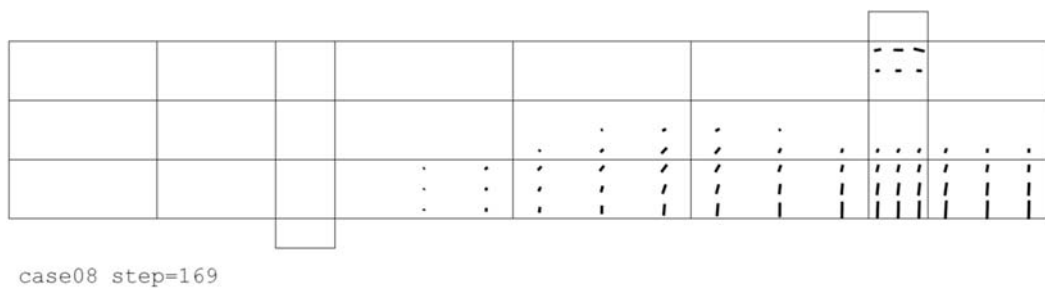


図 6-16 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 8)

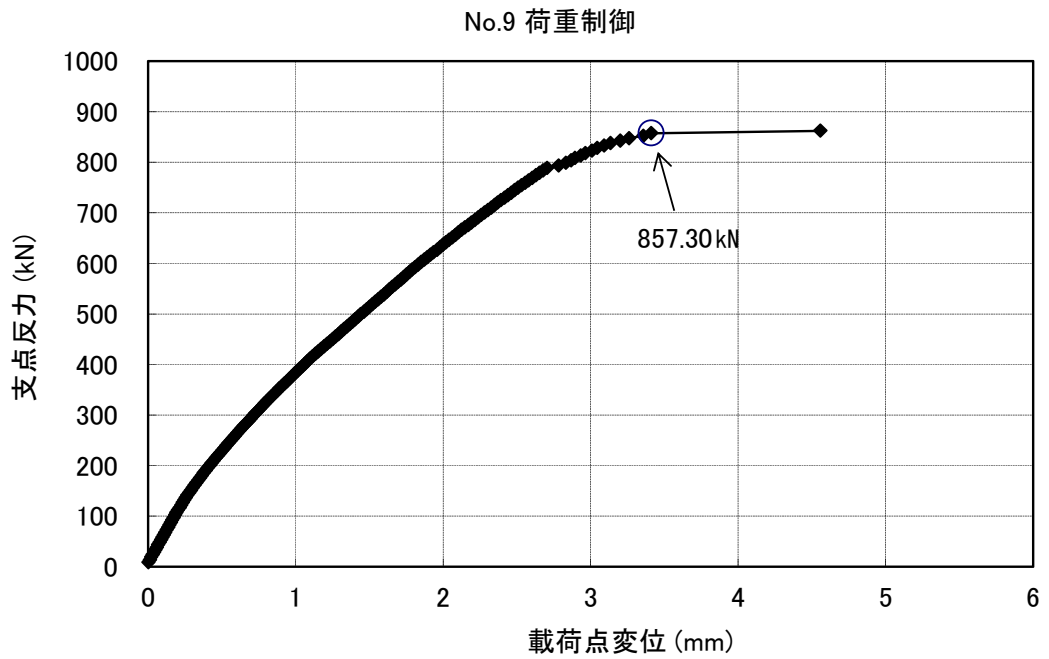
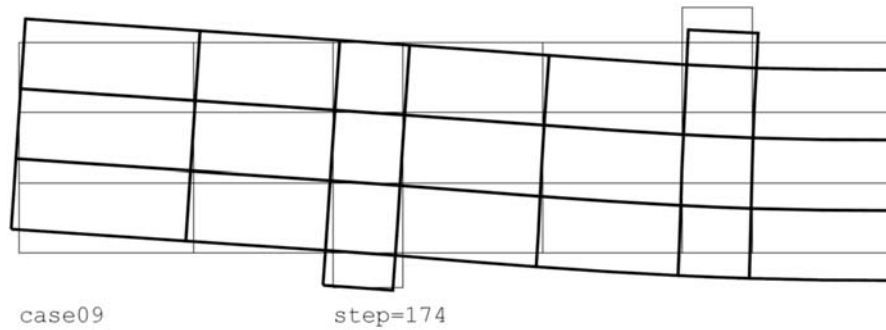


図 6-17 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 9)

<変形>



<ひび割れ状態>

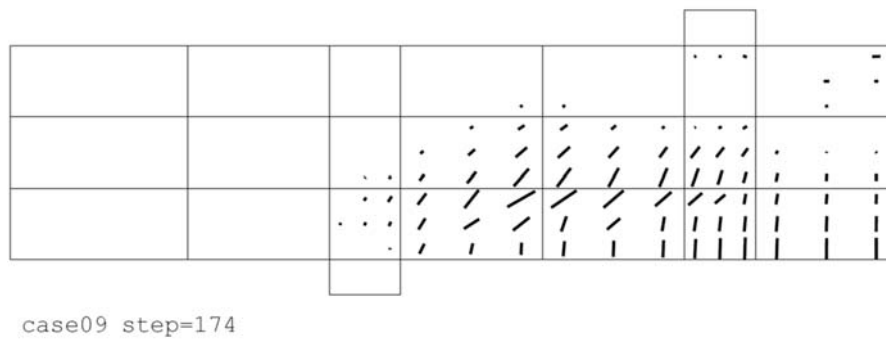


図 6-18 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 9)

(参考) 4-72



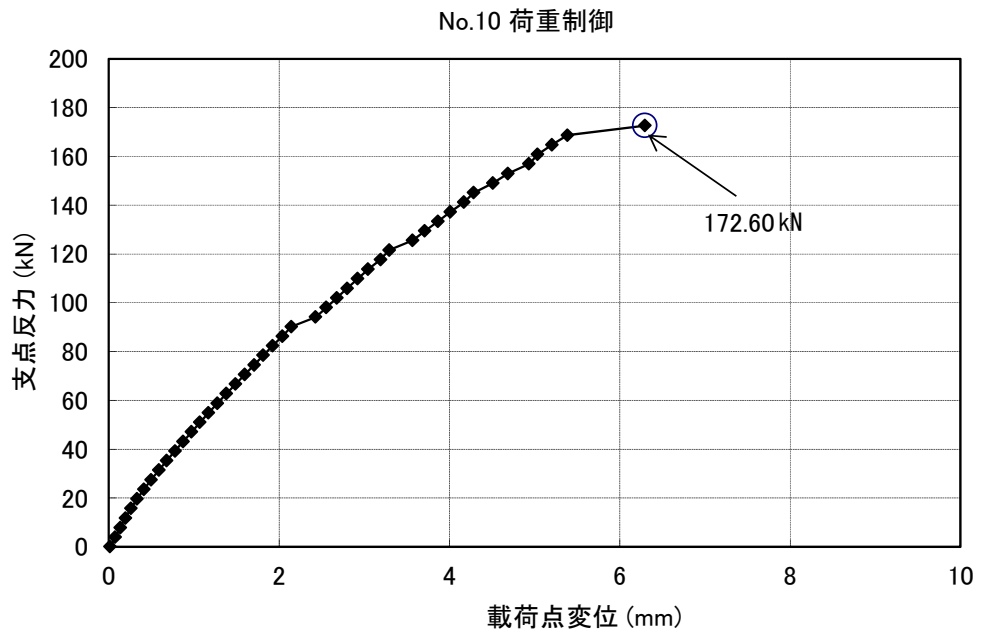
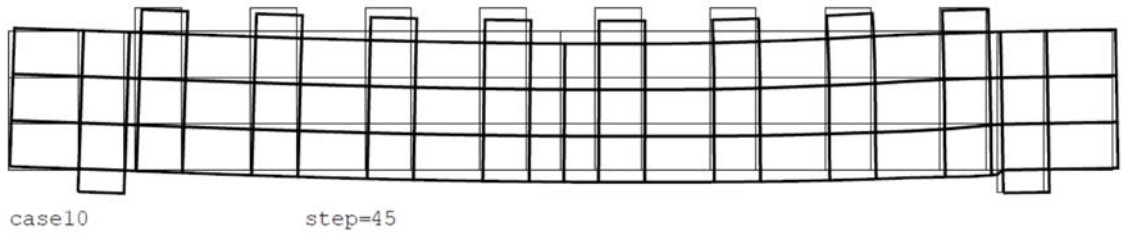


図 6-19 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 10)

<変形>



<ひび割れ状態>

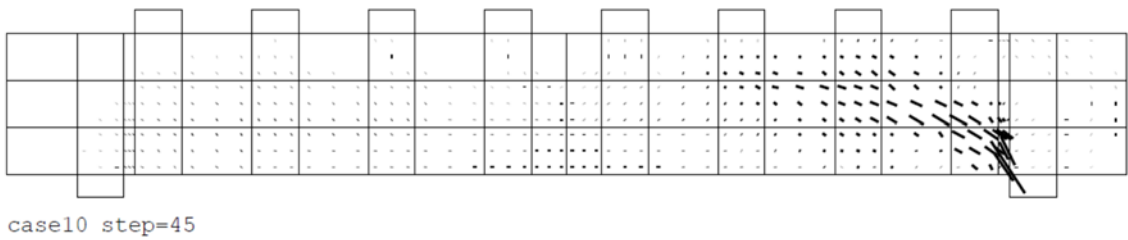


図 6-20 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 10)

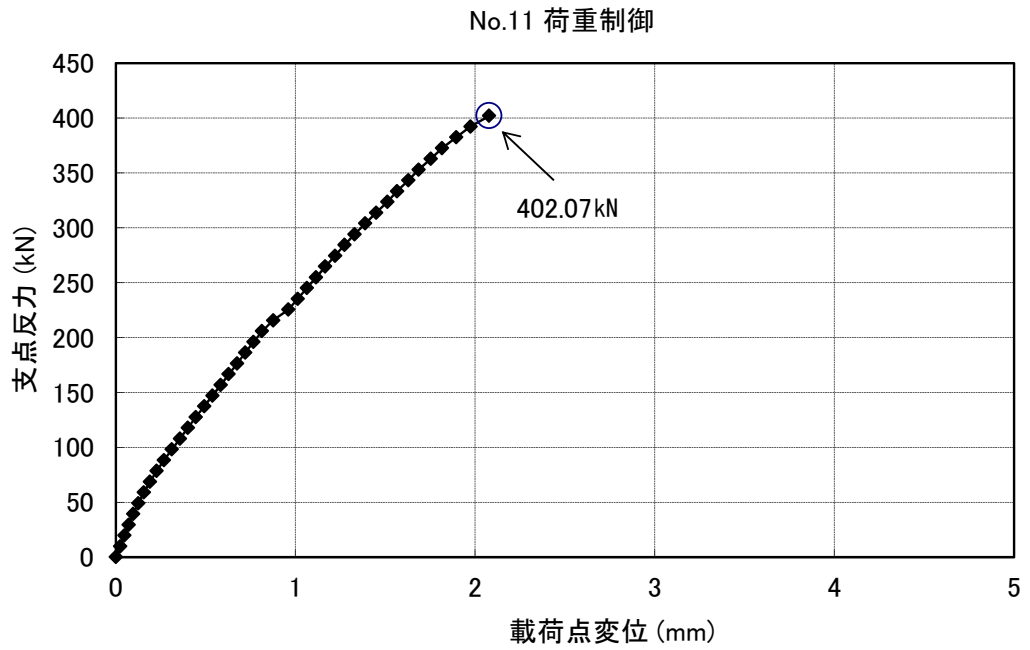
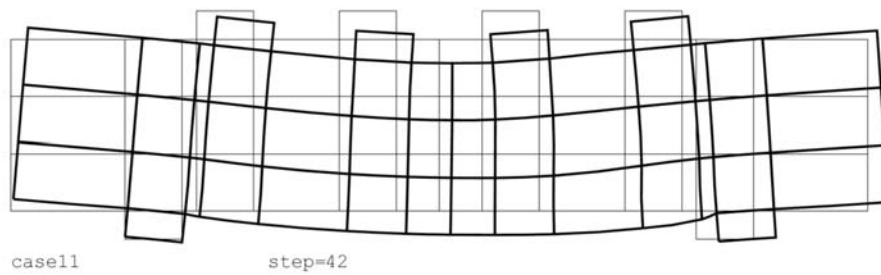


図 6-21 支反力と荷点変位の関係 (CaseNo. 11)

<変形>



<ひび割れ状態>

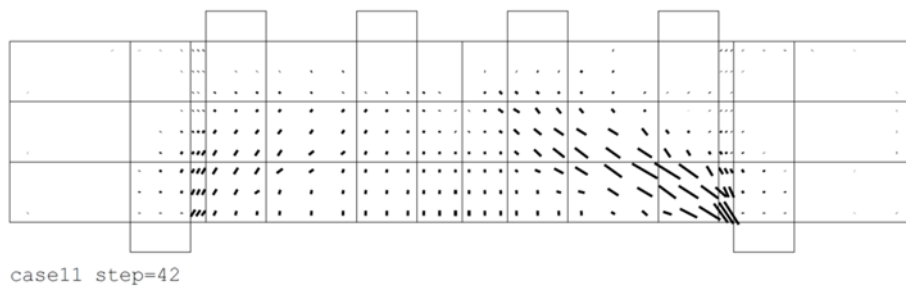


図 6-22 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 11)

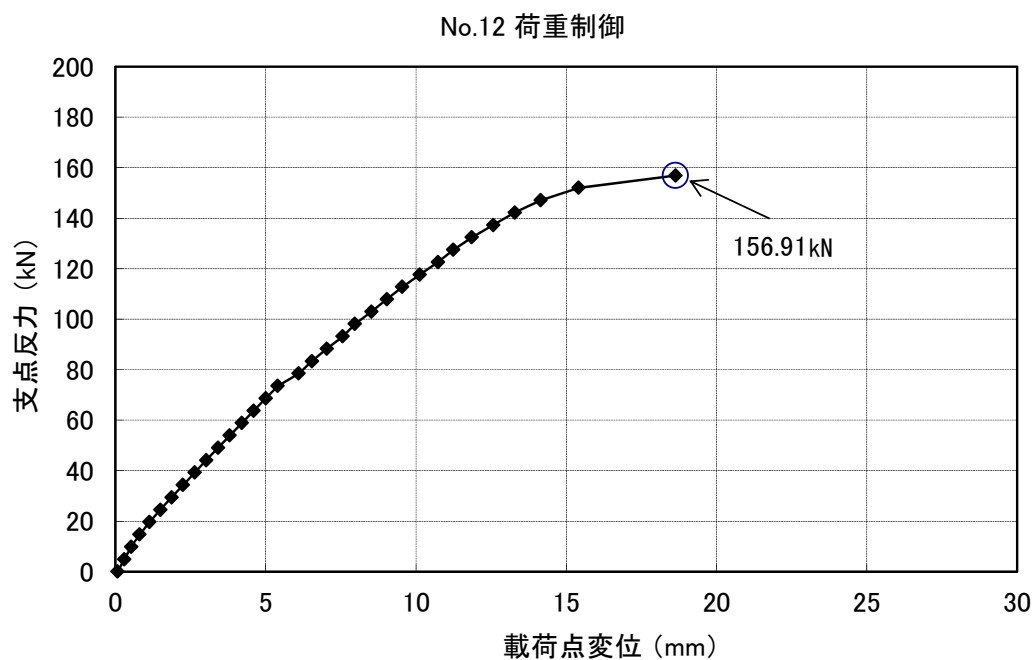
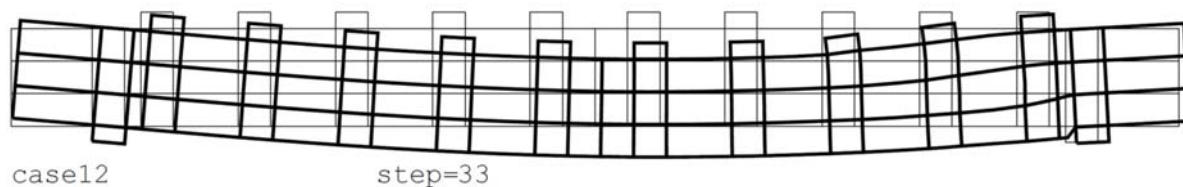


図 6-23 支反力と荷点変位の関係 (CaseNo. 12)

<変形>



<ひび割れ状態>

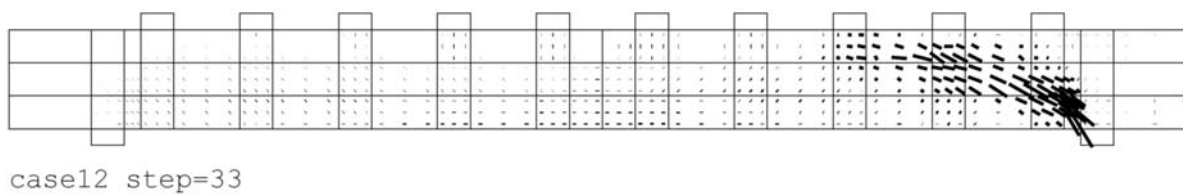


図 6-24 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 12)

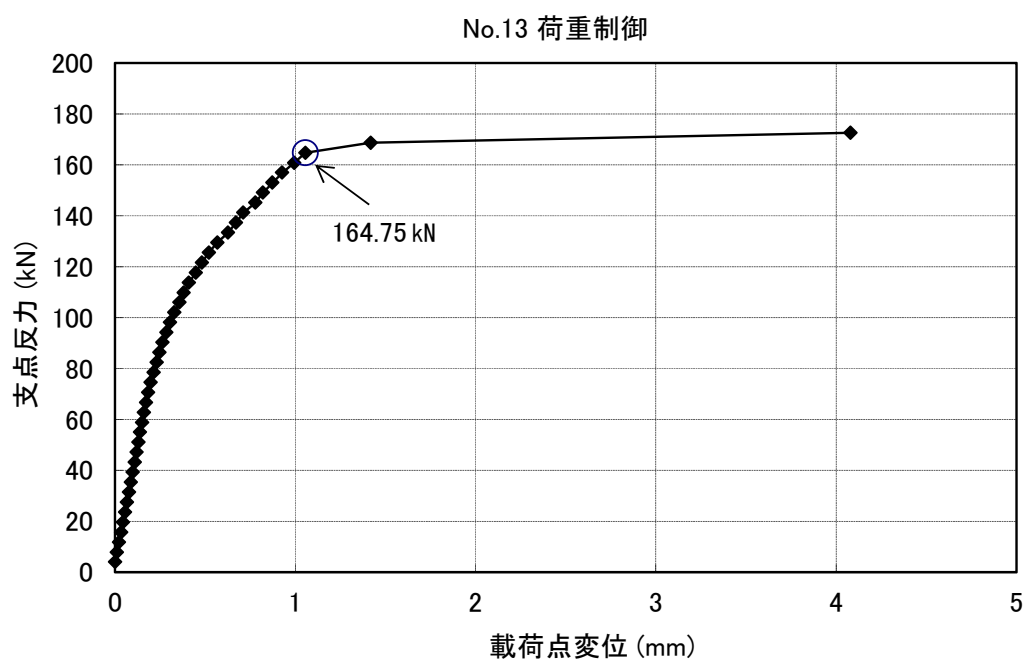
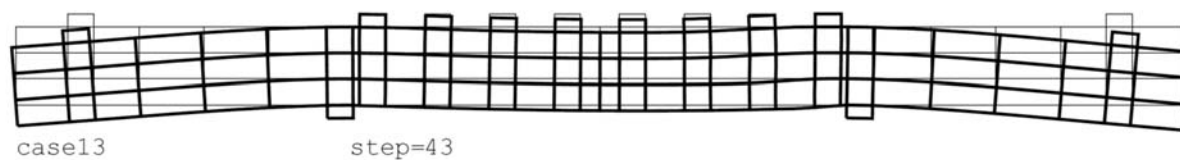


図 6-25 支点反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 13)

<変形>



<ひび割れ状態>

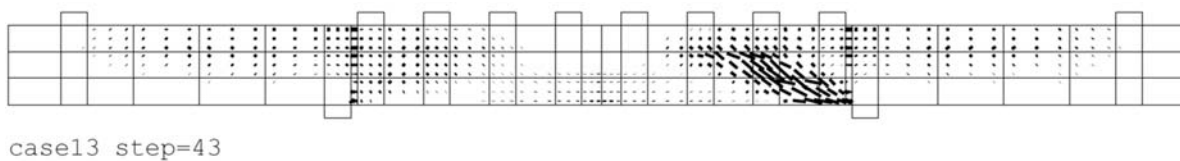


図 6-26 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 13)

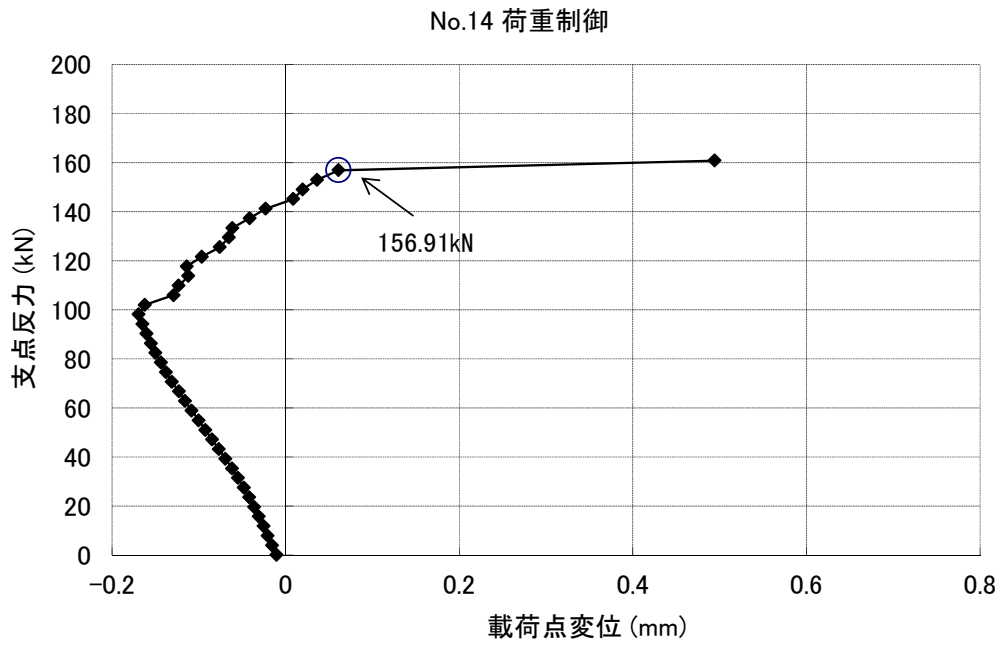
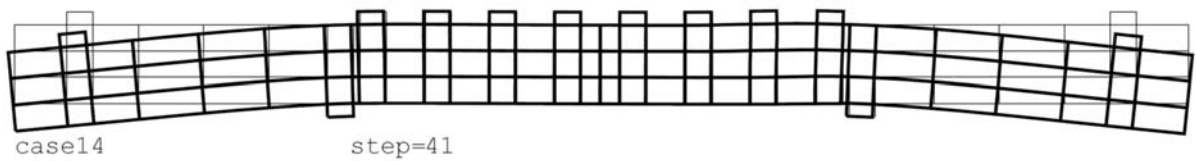


図 6-27 支反力と載荷点変位の関係 (CaseNo. 14)

<変形>



<ひび割れ状態>

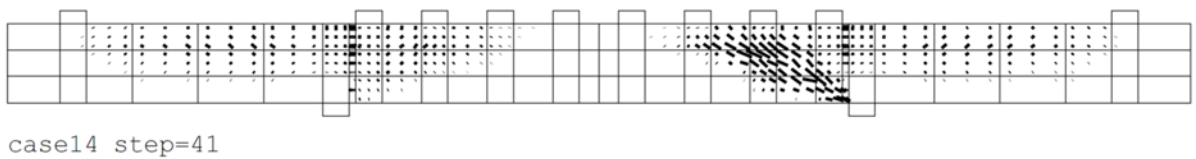


図 6-28 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 14)

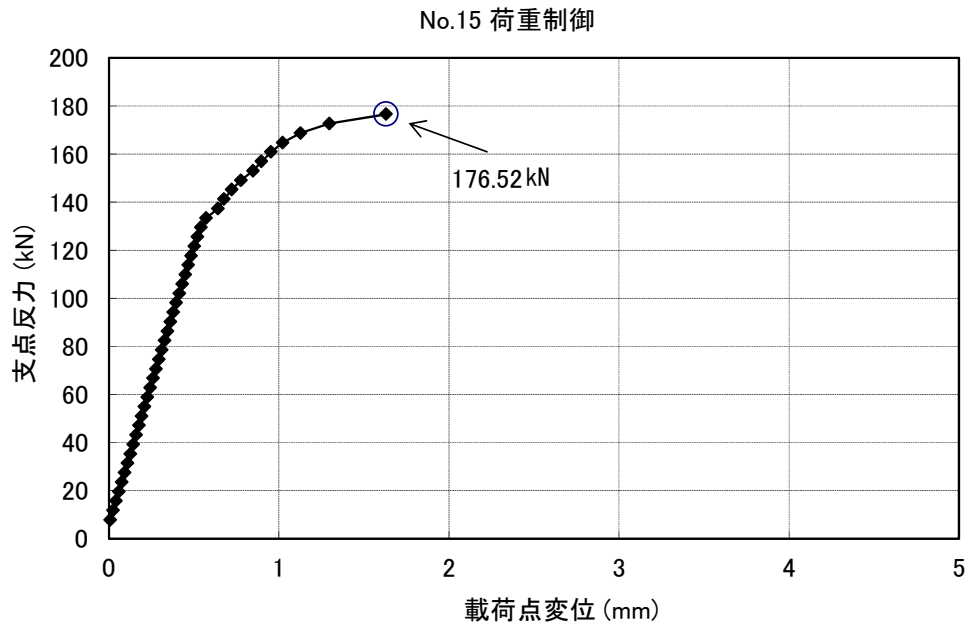


図 6-29 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 15)

<変形>



<ひび割れ状態>

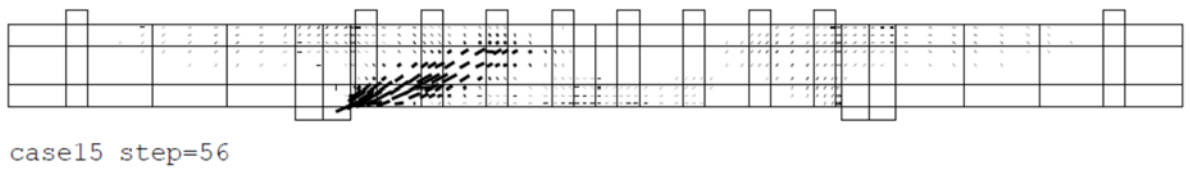


図 6-30 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 15)

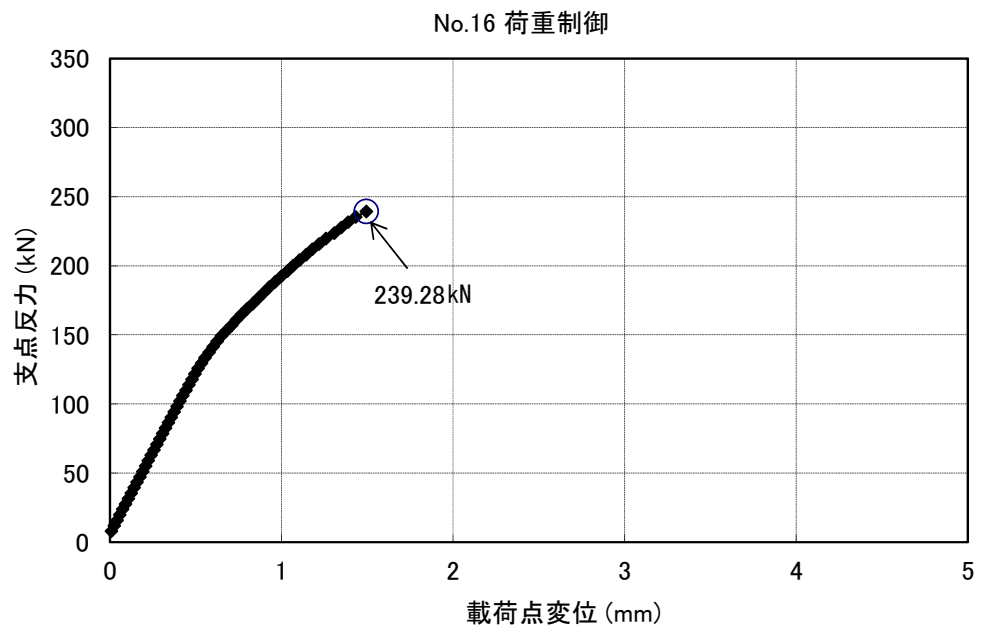
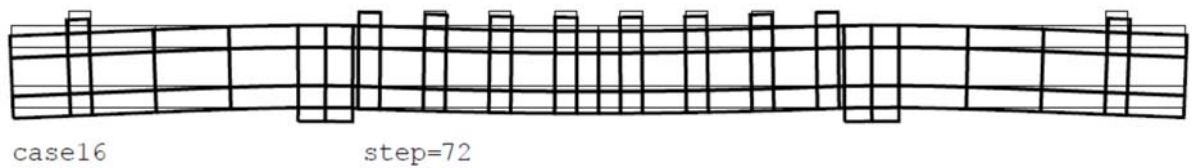


図 6-31 支反力と荷荷点変位の関係 (CaseNo. 16)

<変形>



<ひび割れ状態>

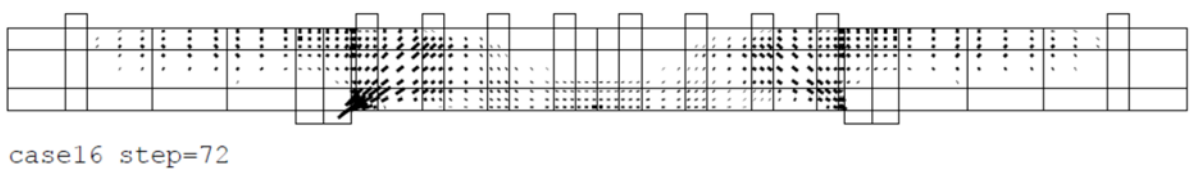


図 6-32 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 16)

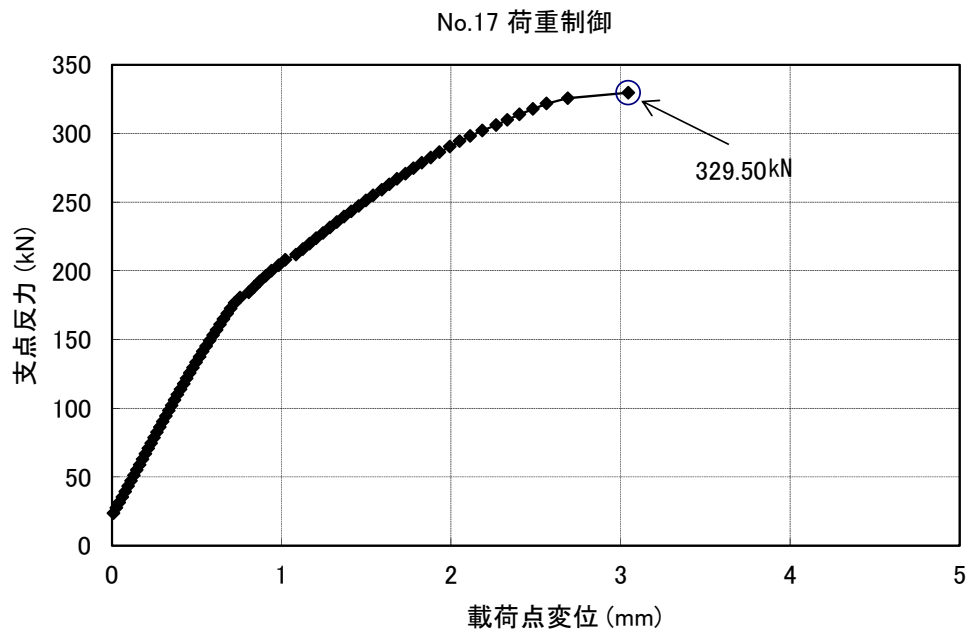
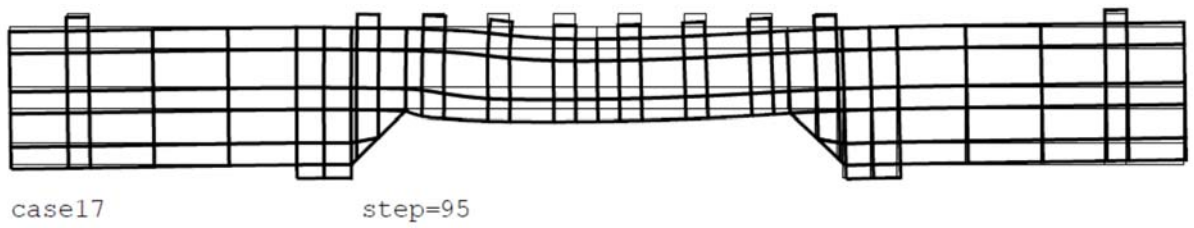


図 6-33 支点反力と载荷点変位の関係 (CaseNo. 17)

<変形>



<ひび割れ状態>

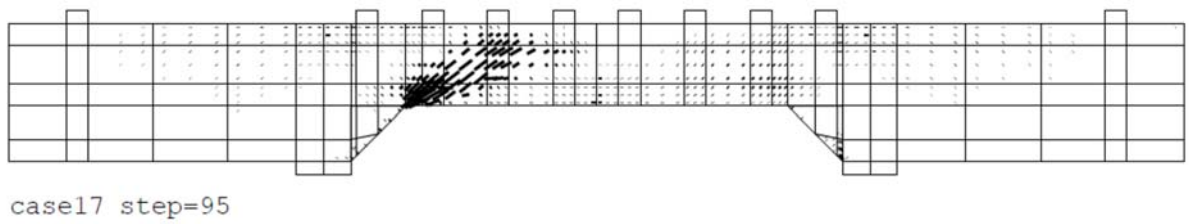


図 6-34 破壊時の変形及びひび割れ状態 (CaseNo. 17)



## 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  $\gamma_{b1}$  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  $\gamma_{b1}$  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。

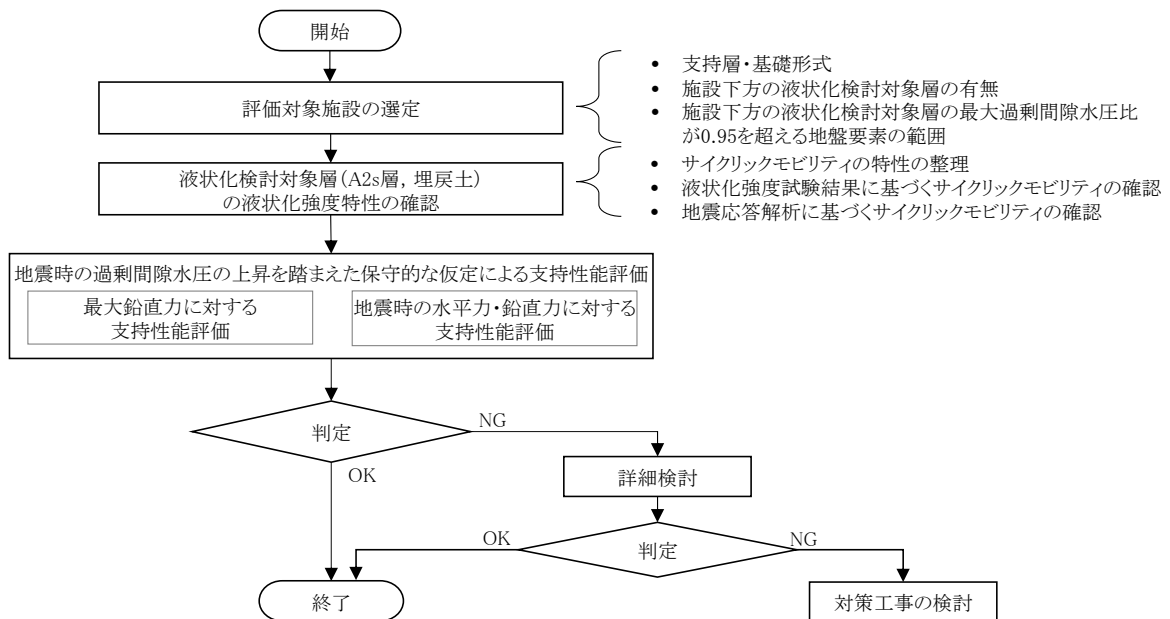


図 2-1 液状化検討対象層を踏まえた支持性能の検討フロー

## 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ー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)及び(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最大過剰間隙水圧比が 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	—	

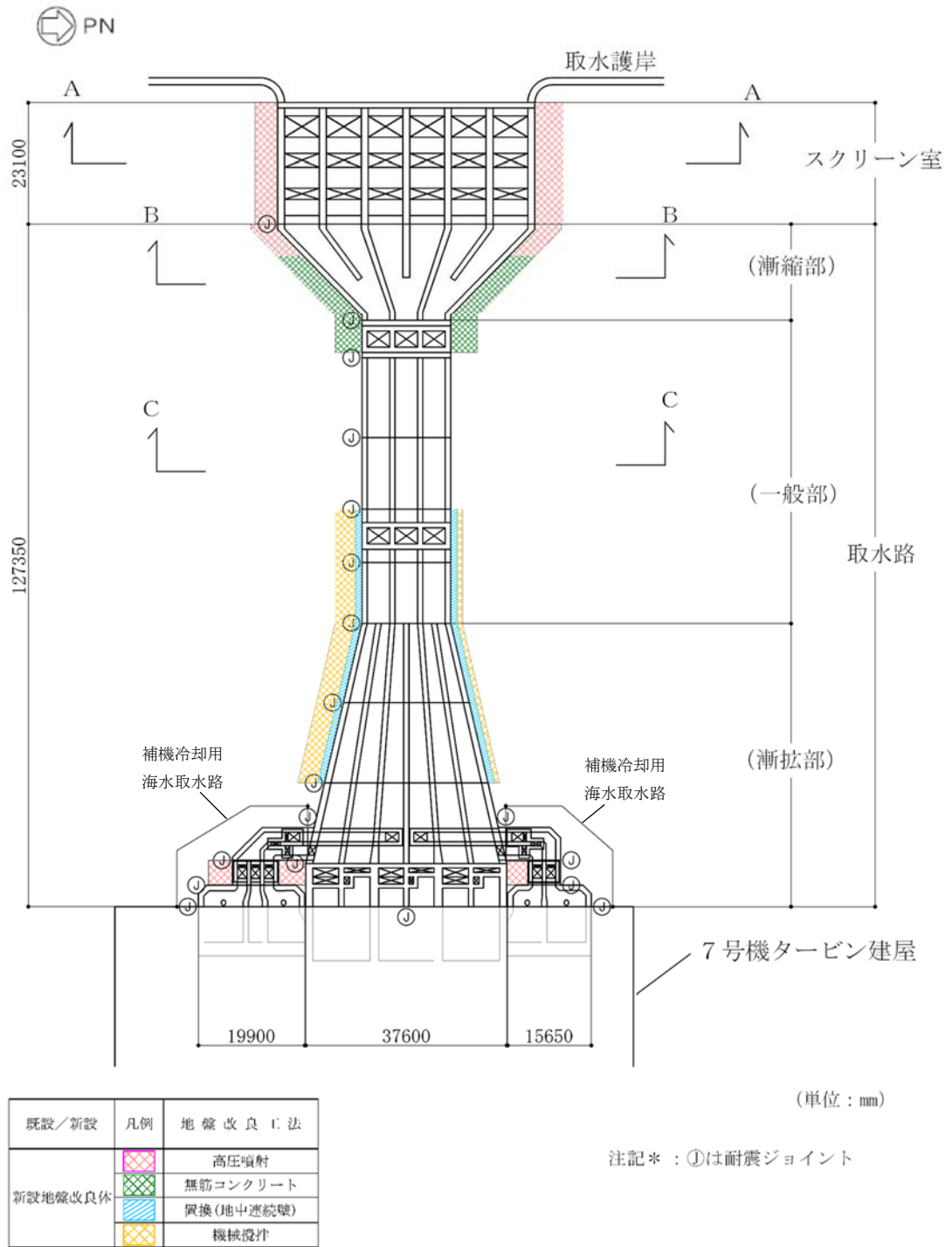
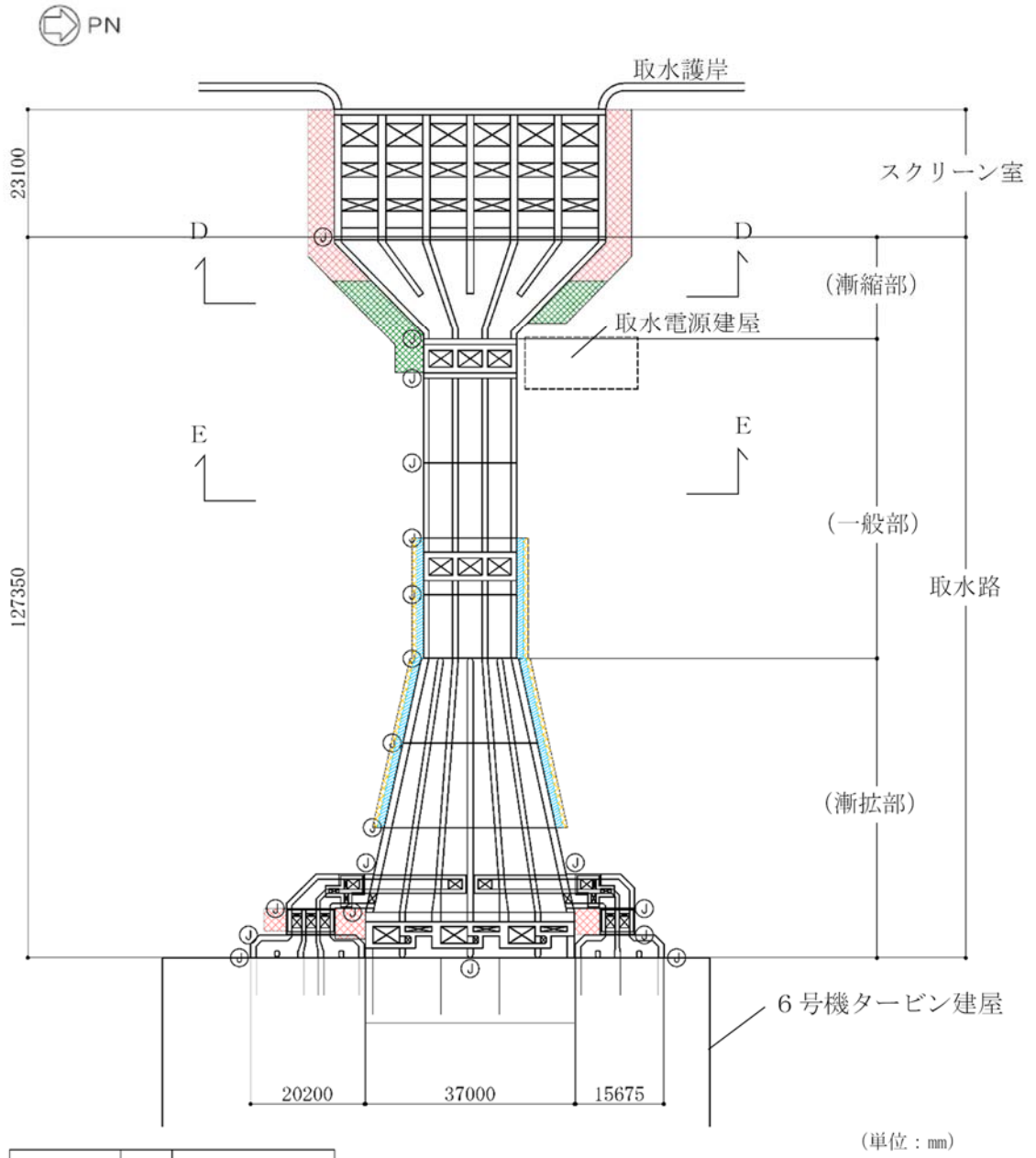


図 2-2 7号機 スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の平面配置図

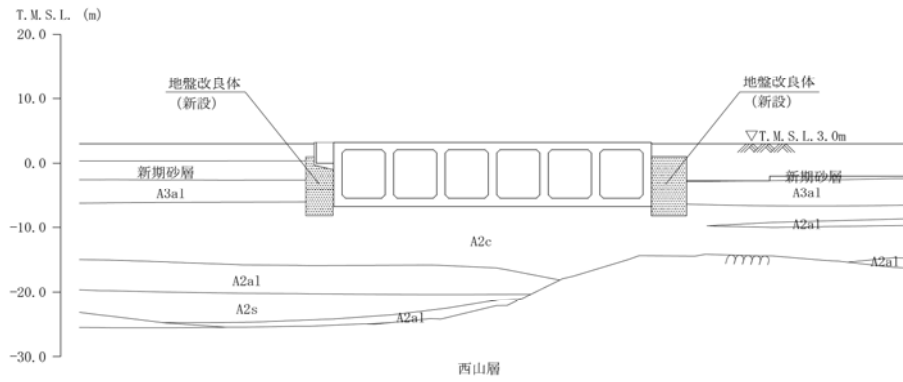


既設／新設	凡例	地盤改良工法
新設地盤改良体		高圧噴射
		無筋コンクリート
		置換(地中連錠壁)
		機械掘削

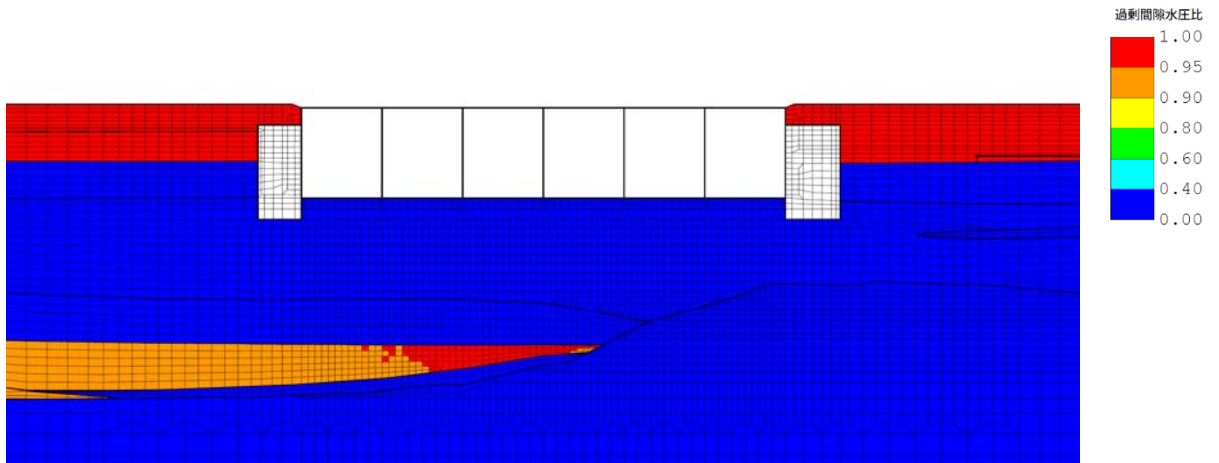
注記\* : ①は耐震ジョイント

図 2-3 6号機 スクリーン室及び取水路の平面配置図

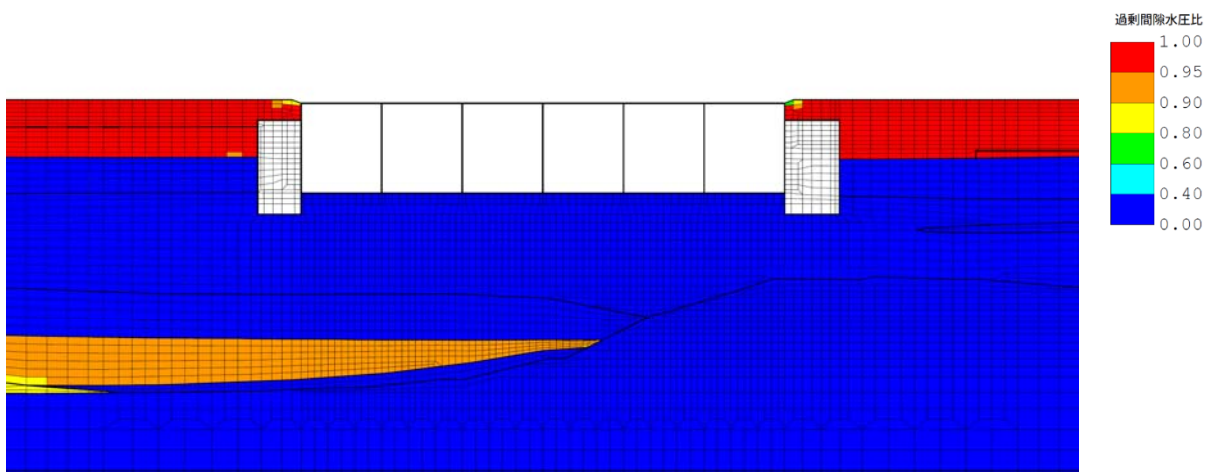
- (4) 7号機スクリーン室
- 曲げ軸力照査値最大



(a) 評価断面図



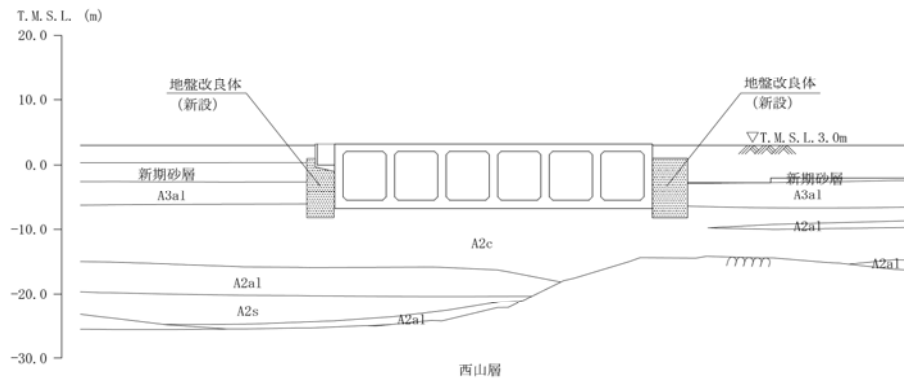
(b) 最大過剰間隙水圧比分布



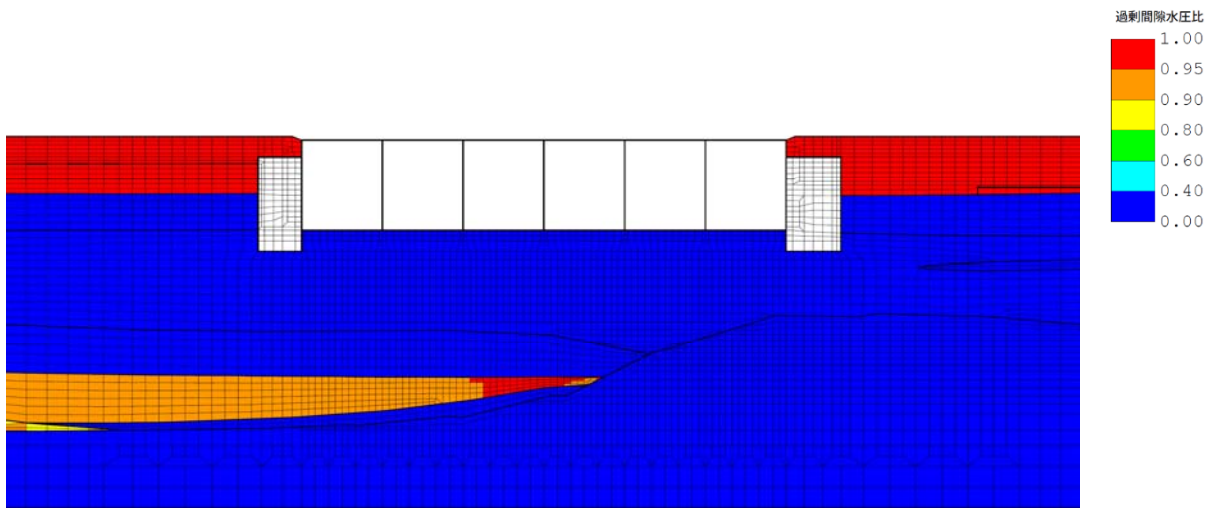
(c) 地震終了時の過剰間隙水圧比分布

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-)

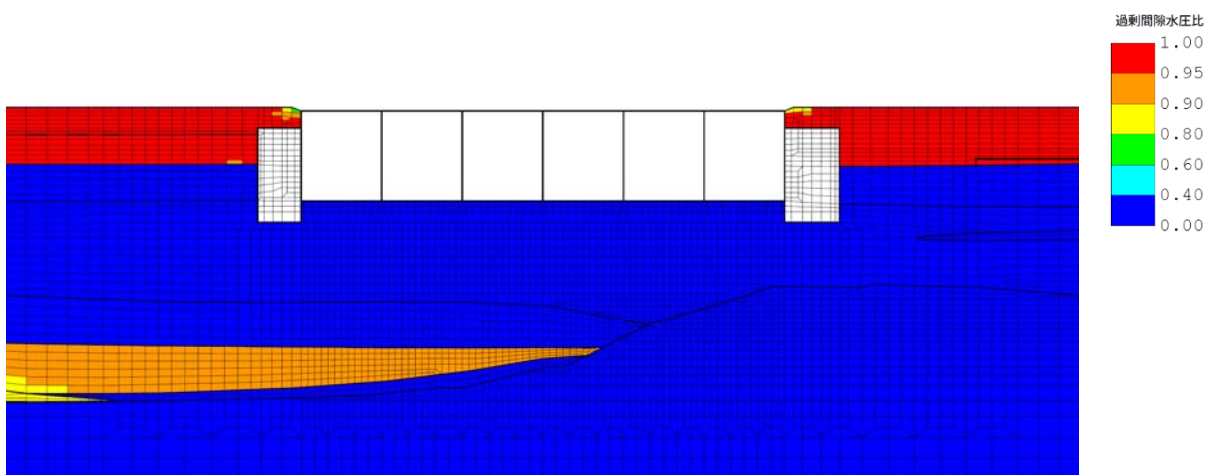
- せん断力照査値最大



(a) 評価断面図



(b) 最大過剰間隙水圧比分布

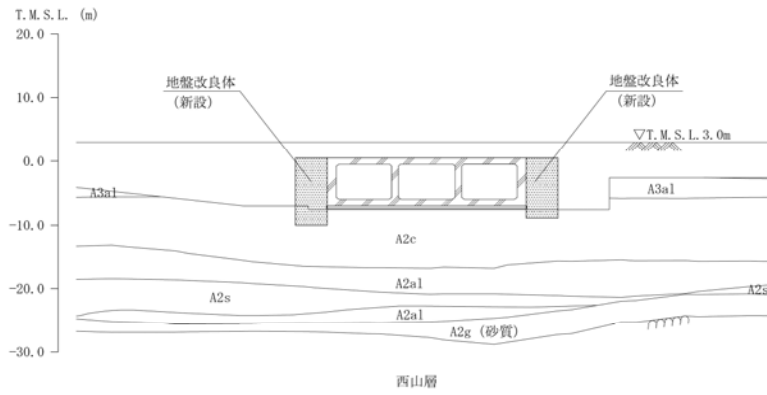


(c) 地震終了時の過剰間隙水圧比分布

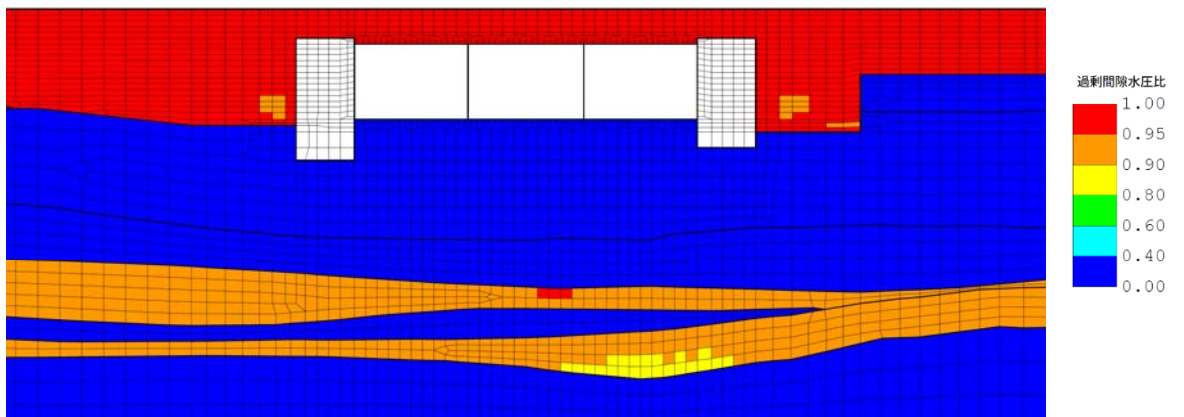
図 2-5 7号機スクリーン室 (A-A断面) の過剰間隙水圧比分布図  
(せん断力照査値最大: 解析ケース③, Ss-3++)



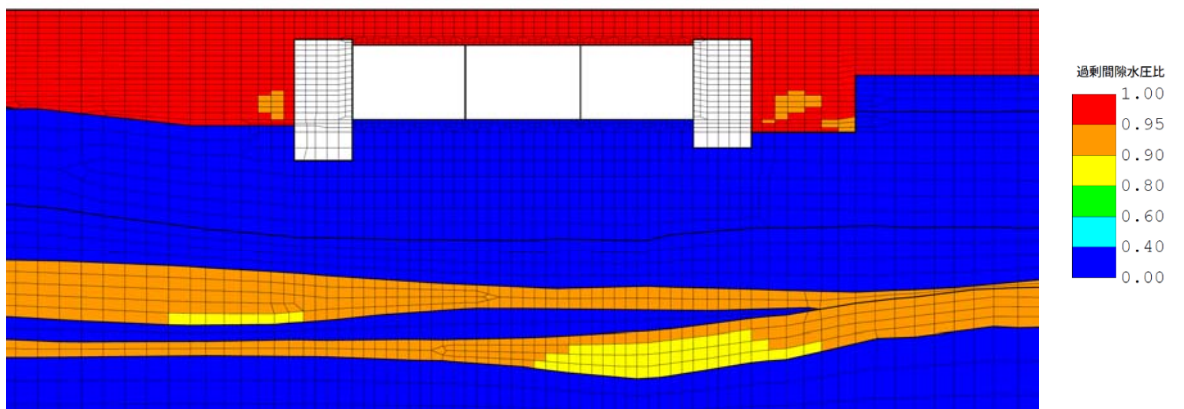
- (5) 7号機取水路（漸縮部）
- ・ 曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大



(a) 評価断面図



(b) 最大過剰間隙水圧比分布

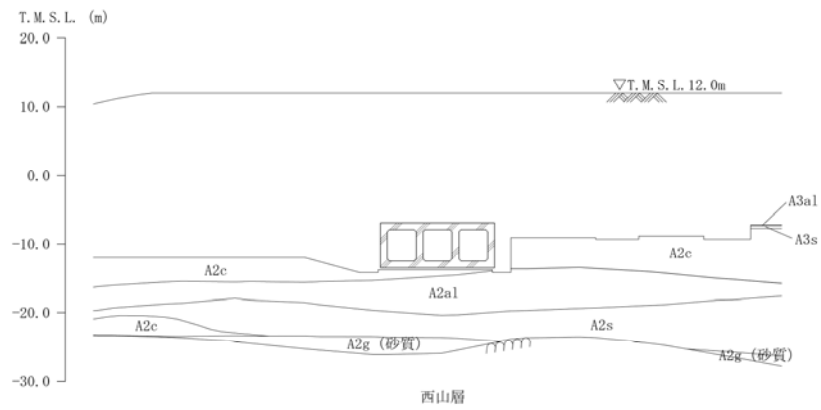


(c) 地震終了時の過剰間隙水圧比分布

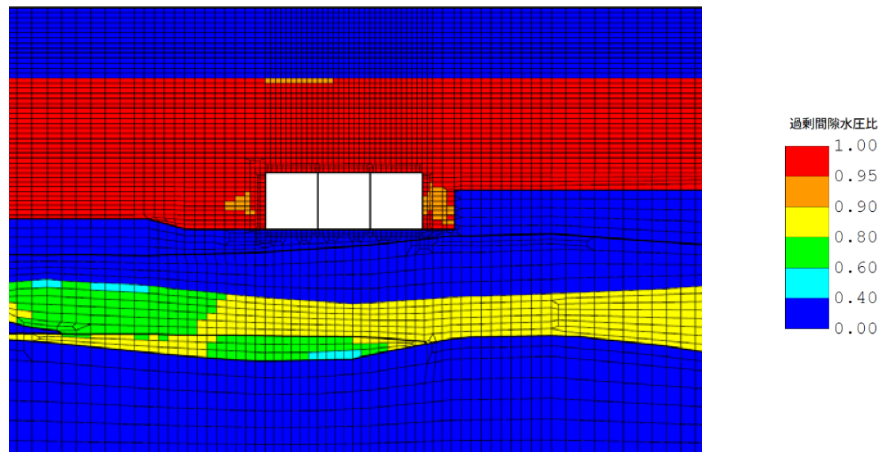
図 2-6 7号機取水路（漸縮部）（B-B断面）の過剰間隙水圧比分布図  
（曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大：解析ケース③，Ss-3+-）

(6) 7号機取水路（一般部）

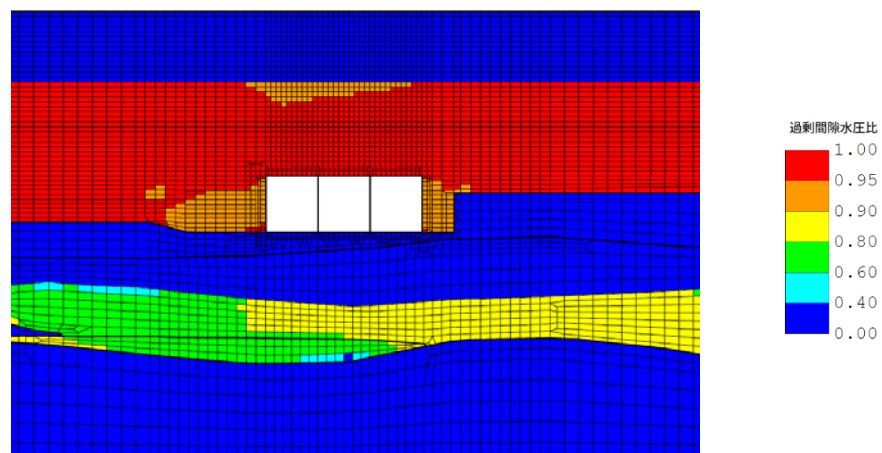
- ・ 曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大



(a) 評価断面図



(b) 最大過剰間隙水圧比分布

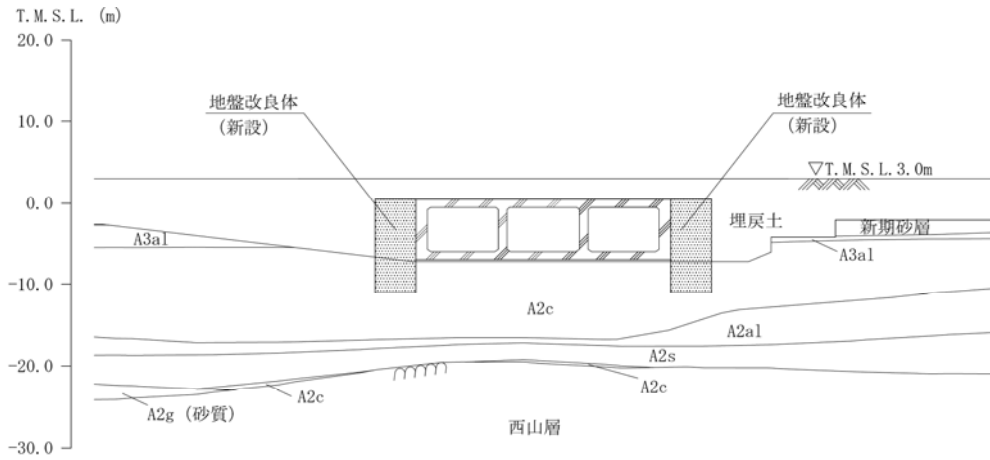


(c) 地震終了時の過剰間隙水圧比分布

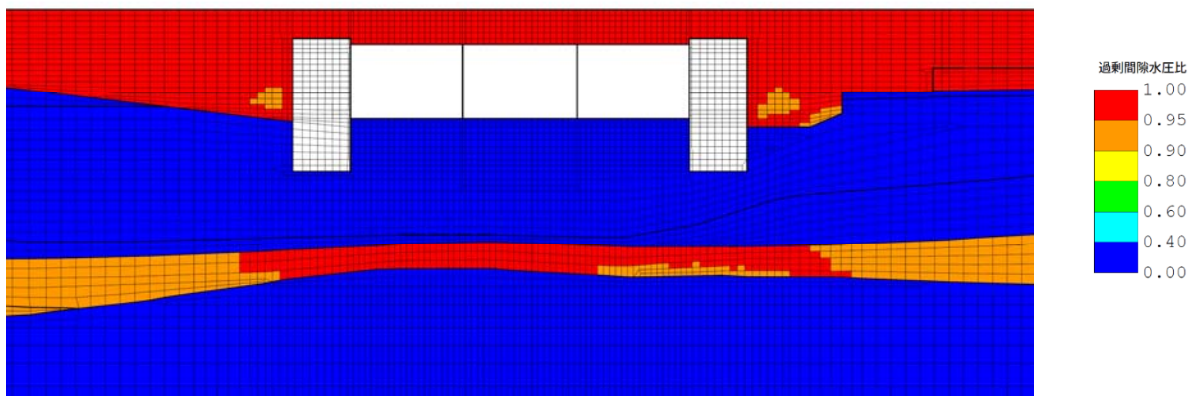
図 2-7 7号機取水路（一般部）（C-C断面）の過剰間隙水圧比分布図  
（曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大：解析ケース②，Ss-1-）

(7) 6号機取水路（漸縮部）

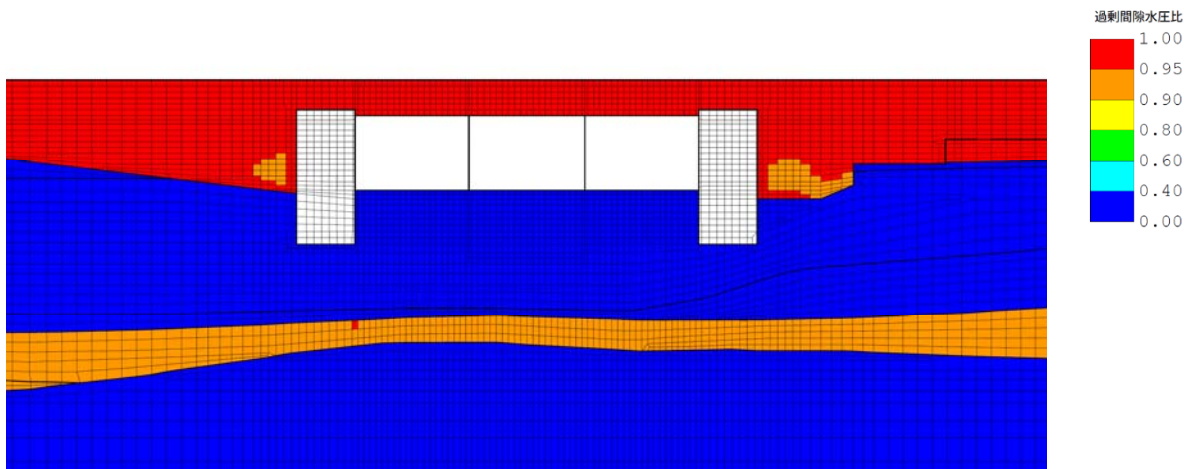
- ・ 曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大



(a) 評価断面図



(b) 最大過剰間隙水圧比分布

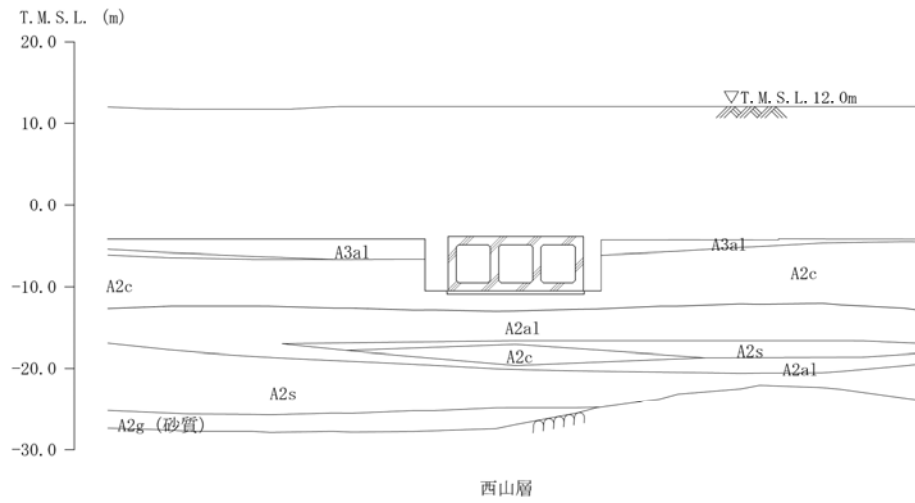


(c) 地震終了時の過剰間隙水圧比分布

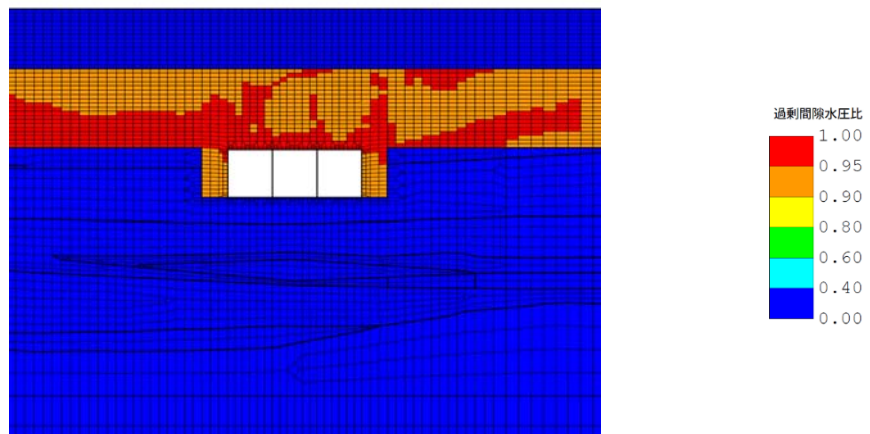
図 2-8 6号機取水路（漸縮部）（D-D断面）の過剰間隙水圧比分布図  
（曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大：解析ケース③，Ss-3-1-1）

(8) 6号機取水路（一般部）

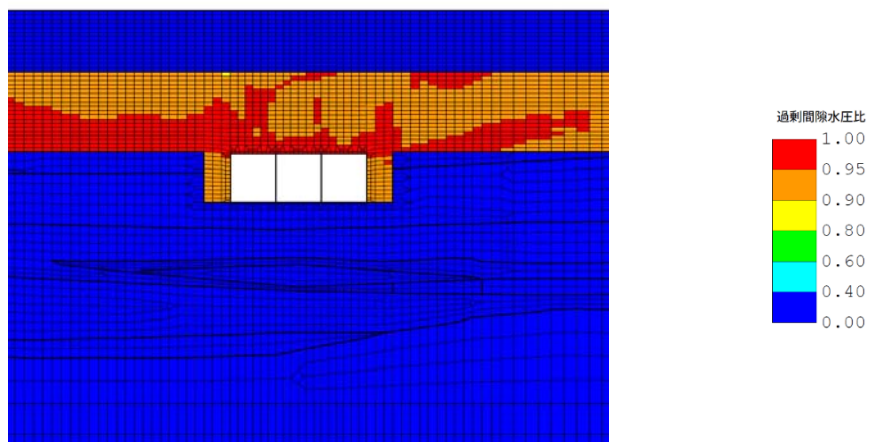
- ・ 曲げ軸力照査及びせん断力照査値最大



(a) 評価断面図

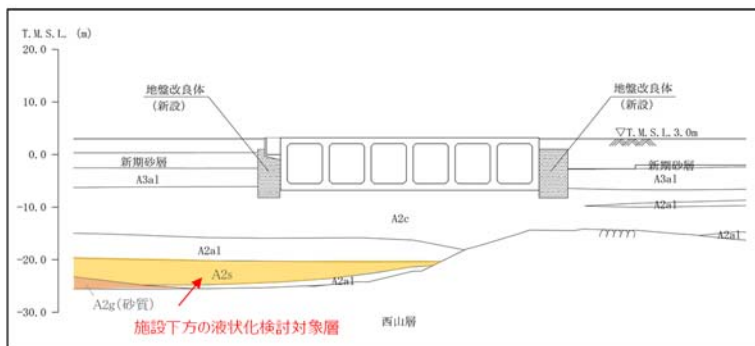


(b) 最大過剰間隙水圧比分布

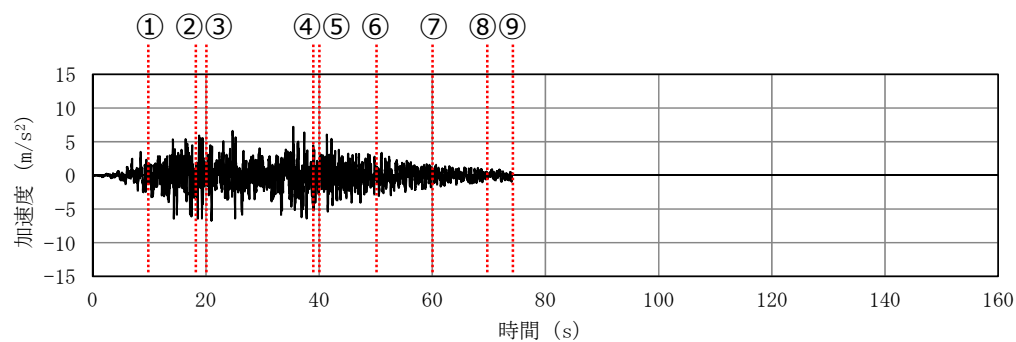


(c) 地震終了時の過剰間隙水圧比分布

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

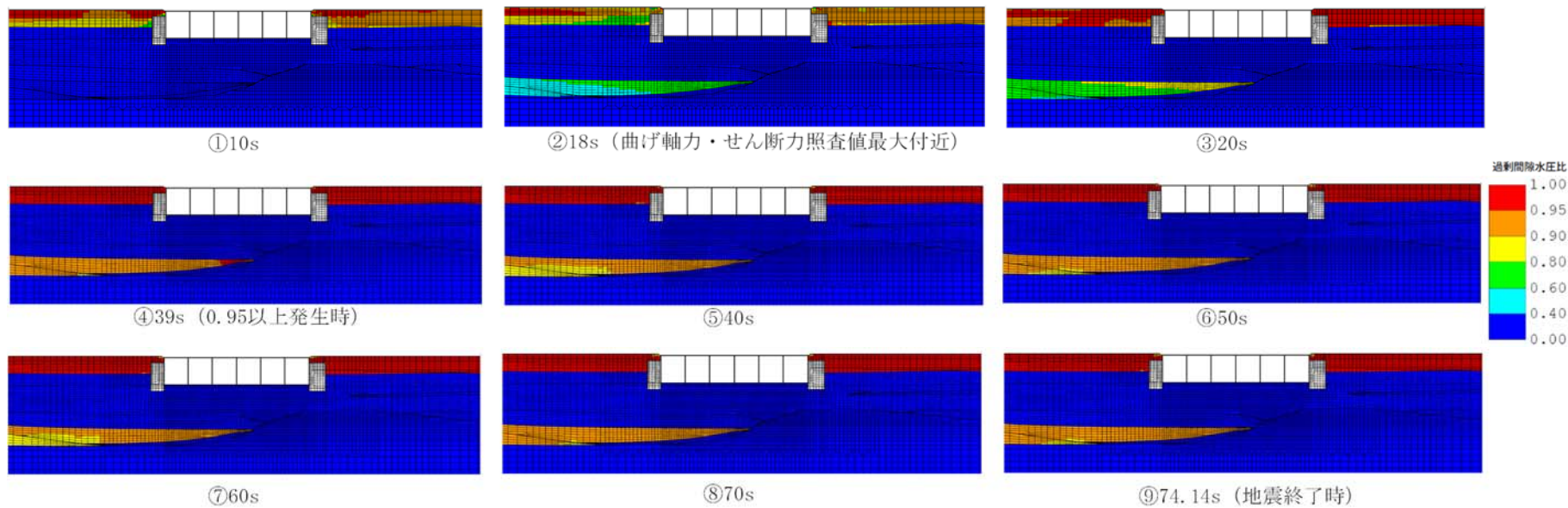
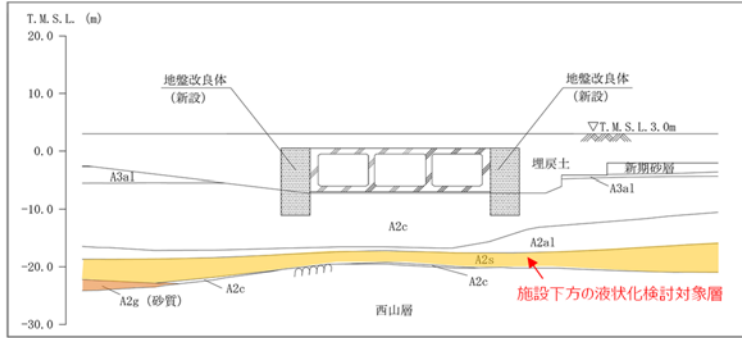
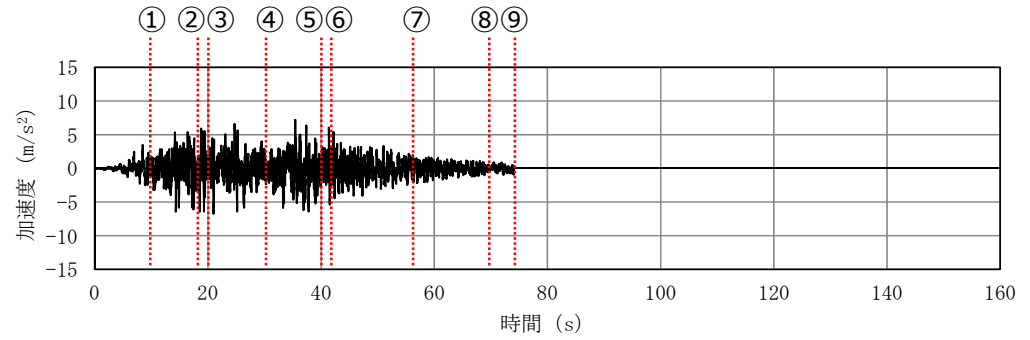


図 2-10 7号機スクリーン室の過剰間隙水圧の発生状況



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

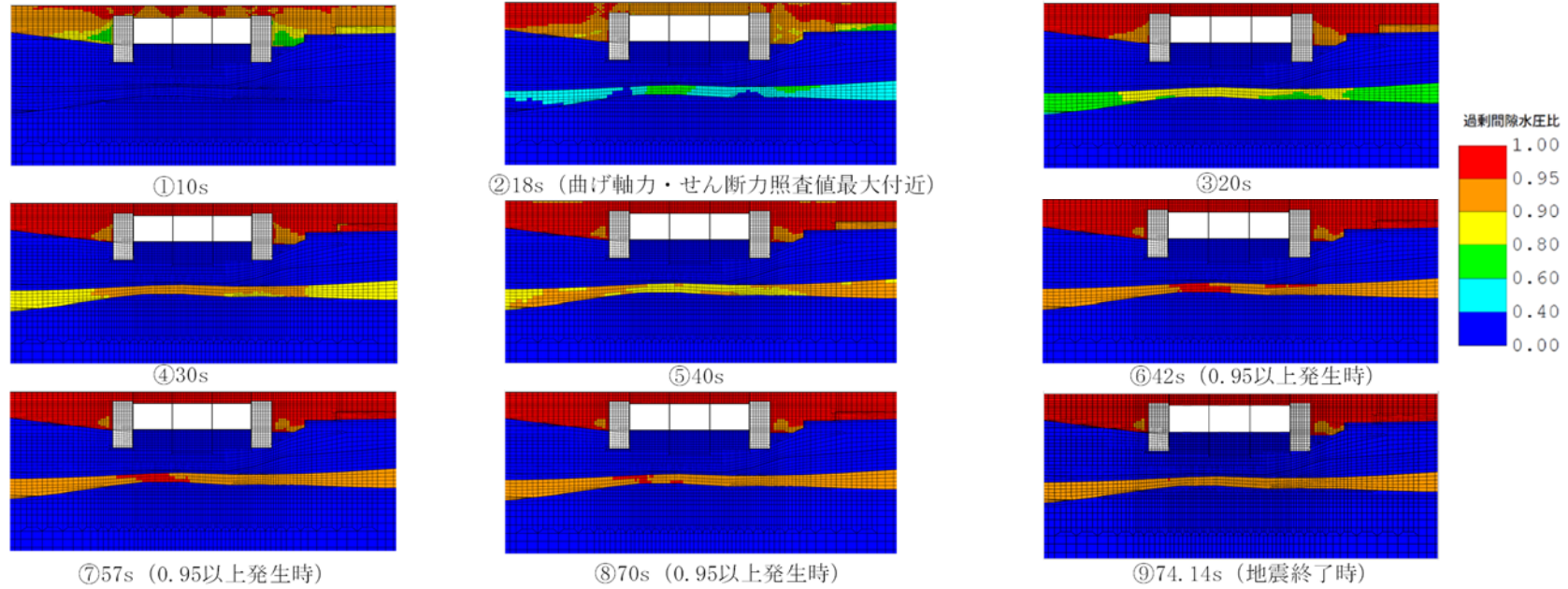


図 2-11 6号機取水路（漸縮部）の過剰間隙水圧の発生状況

### 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時，正のダイレイタンス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ス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ス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、その後には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)

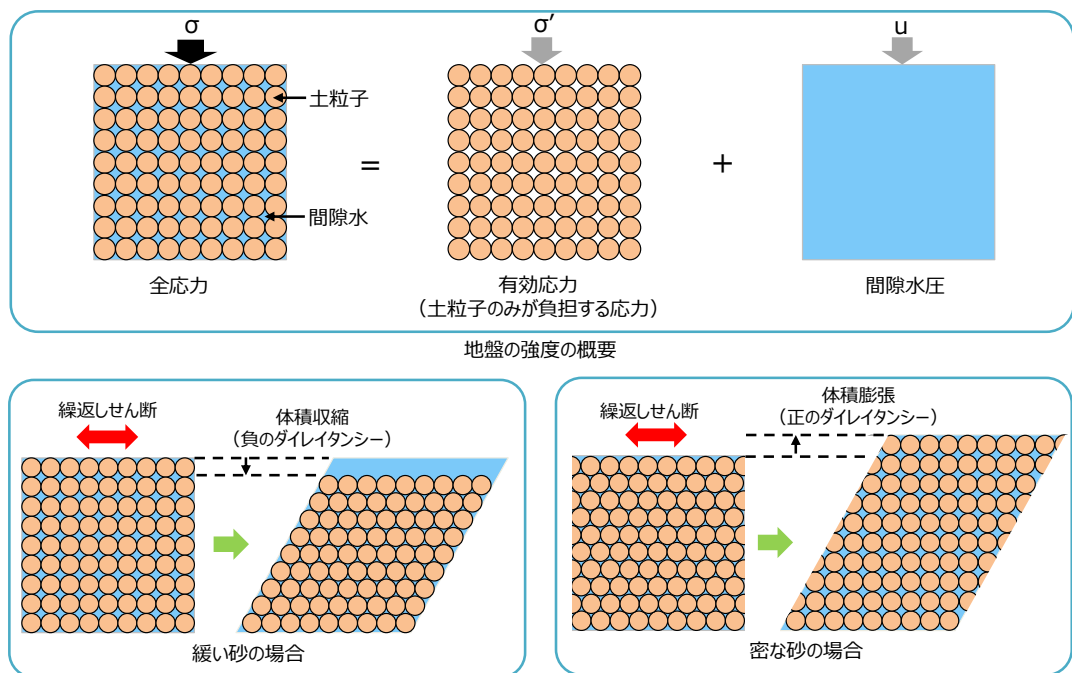
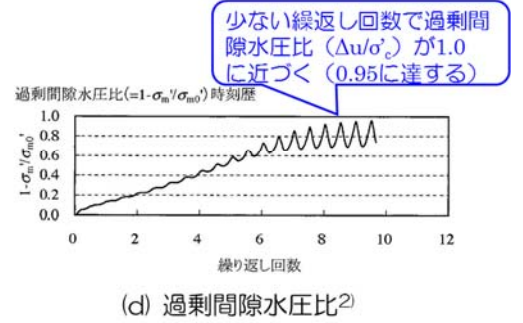
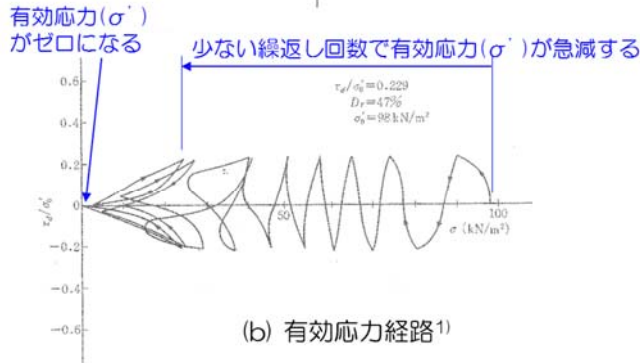
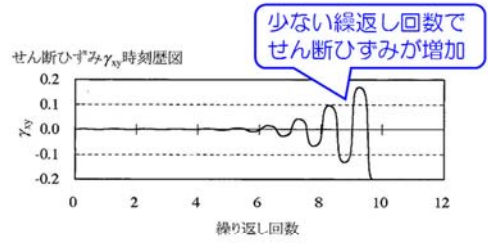
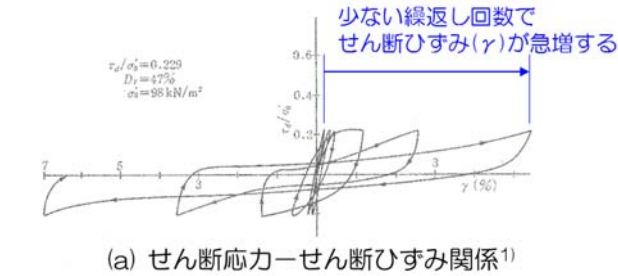


図 3-1 地盤のダイレイタンスー特性の概念図



【液状化試験のイメージ（１）】

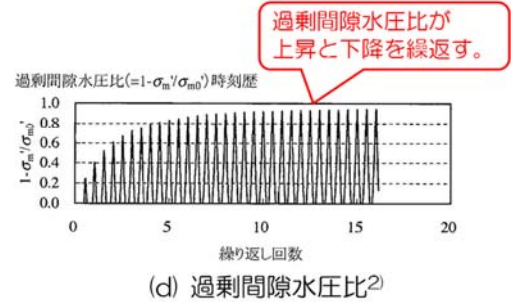
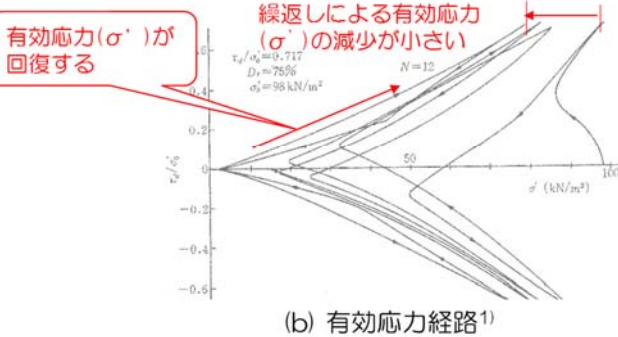
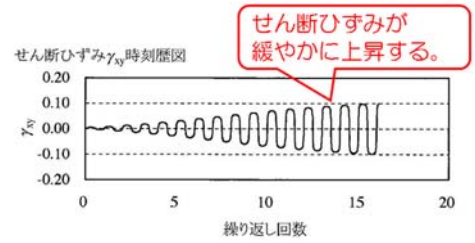
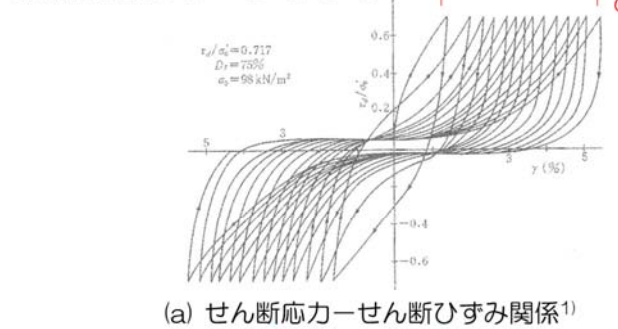


液状化試験の例（液状化する場合）

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)井谷道，飛田哲男，小堤治：砂の繰返し載荷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)井谷道，飛田哲男，小堤治：砂の繰返し載荷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。

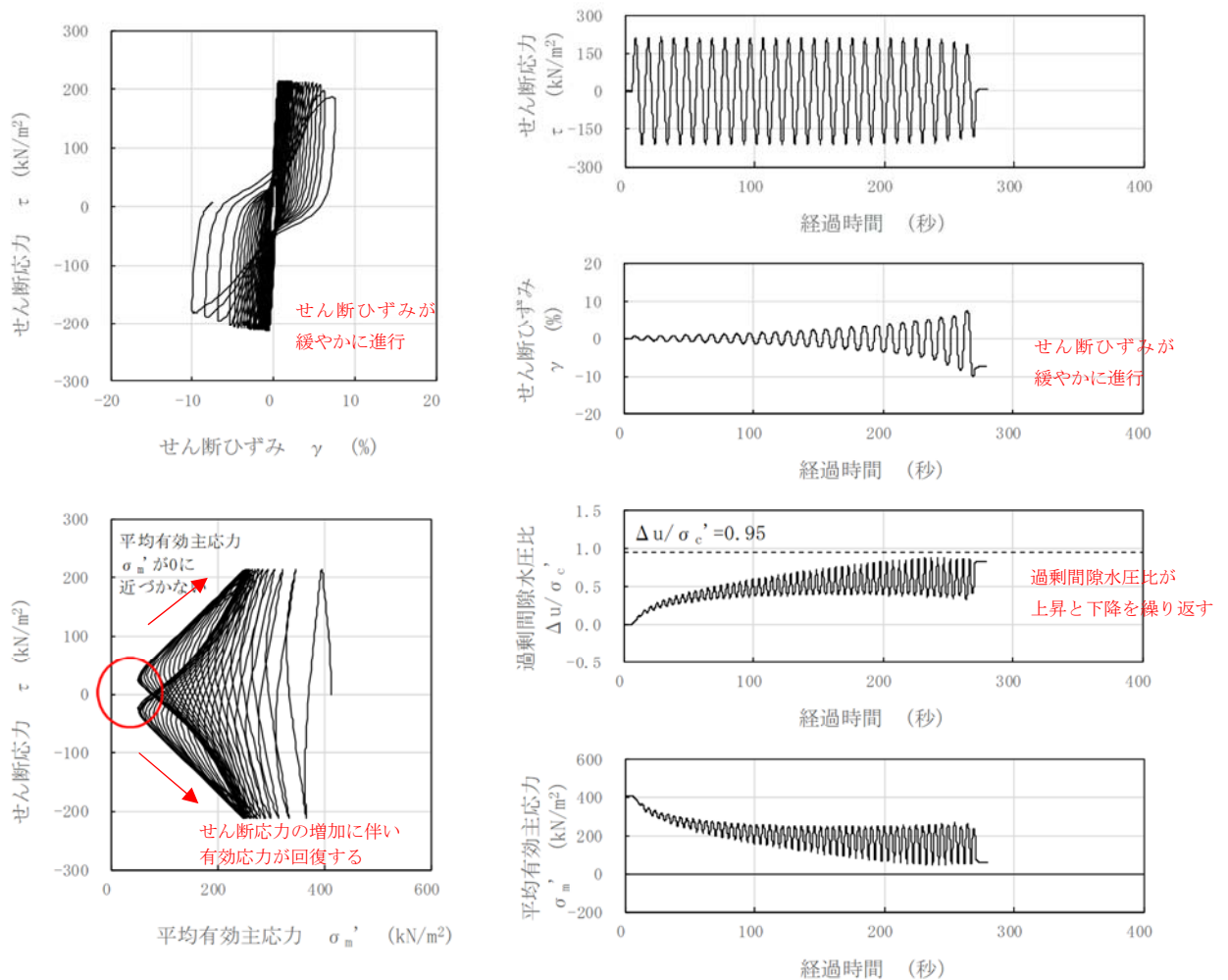


図3-4 A2s層の液状化強度試験結果の一例  
(GL. -25.10～25.25m, 有効拘束圧 412kN/m<sup>2</sup>, せん断応力比=0.519)

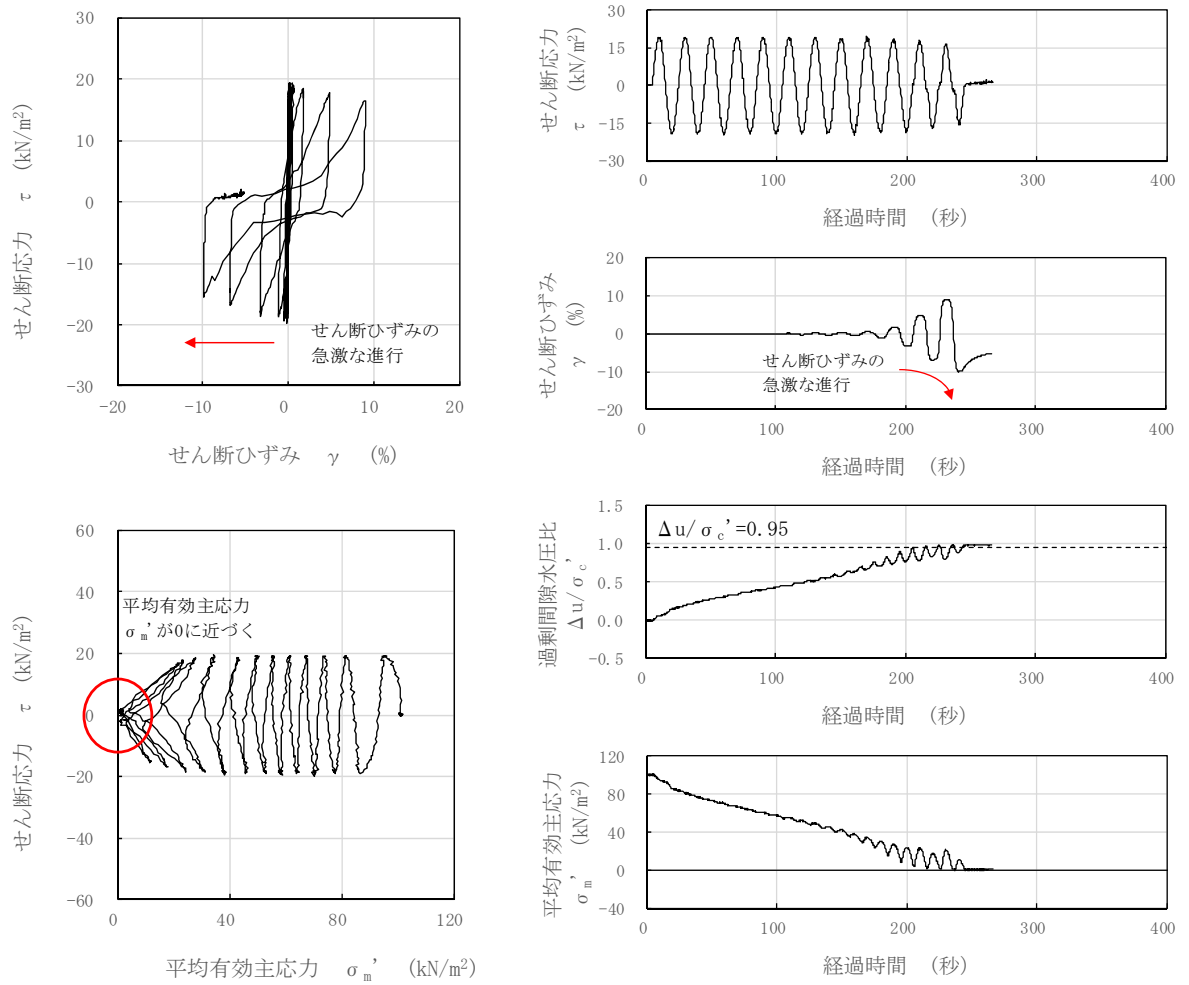


図 3-5 埋戻土の液状化強度試験結果の一例  
 (GL. -5.27~5.39m, 有効拘束圧 100kN/m<sup>2</sup>, せん断応力比=0.190)

### 3.3 有効応力解析 F L I P 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 F L I P の適用性

耐震評価に用いる有効応力解析の解析コード F L I P 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 F L I P 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 F L I P を用いた解析を実施している。その結果、解析コード F L I P 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 F L I P 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 F L I P 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。

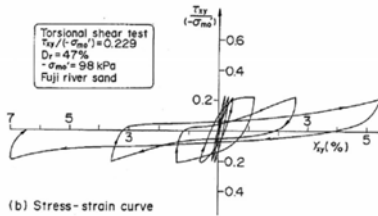
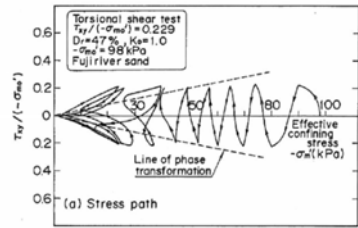


Fig. 1. Stress path and stress-strain curve for loose sand obtained from the cyclic torsion shear test (after Ishihara, 1985)

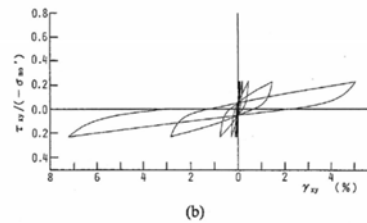
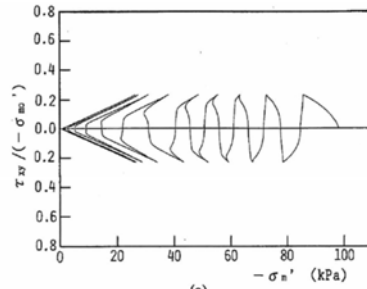


Fig. 9. Computed results of loose sand to be compared with the laboratory results in Fig. 1. (a) Stress path, (b) Stress strain curve

実験結果

解析結果

(a) ゆるい砂 (相対密度  $D_r=47\%$ )

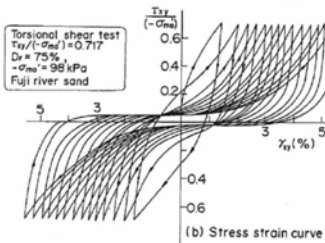
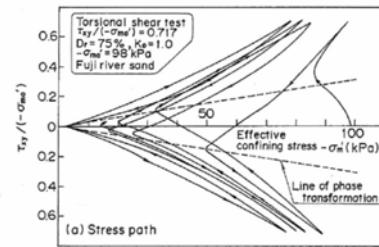


Fig. 2. Stress path and stress-strain curve for dense sand obtained from the cyclic torsion shear test (after Ishihara, 1985)

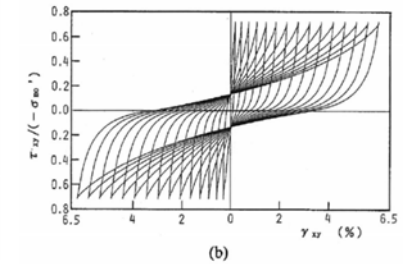
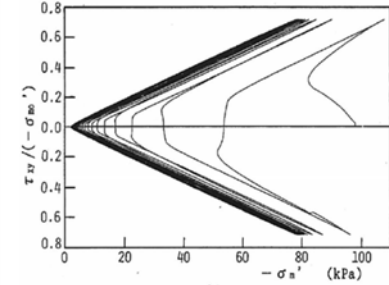


Fig. 10. Computed results of dense sand to be compared with the laboratory results in Fig. 2. (a) Stress path, (b) Stress strain curve

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)

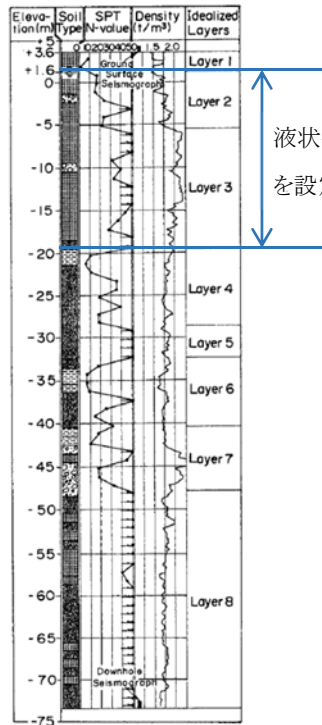


Fig. 21. Idealized soil layers for response analysis

解析モデル

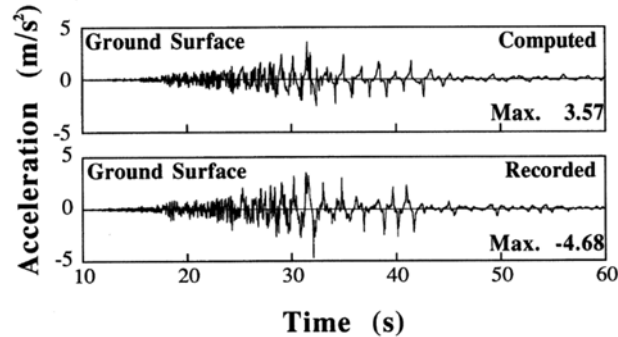


Fig. 24. Recorded and computed accelerations at the ground surface

地表面加速度の比較 (上段：解析値, 下段：観測値)

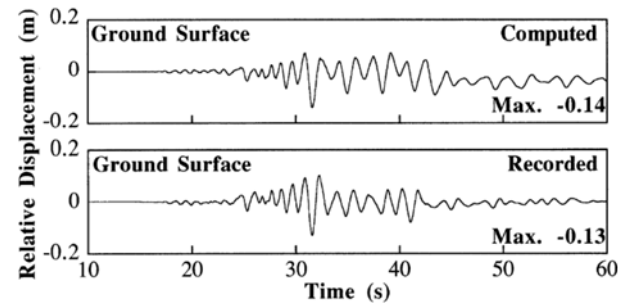


Fig. 25. Recorded and computed displacements at the ground surface relative to the base at a depth of 77 meters

地表面変位の比較 (上段：解析値, 下段：観測値)

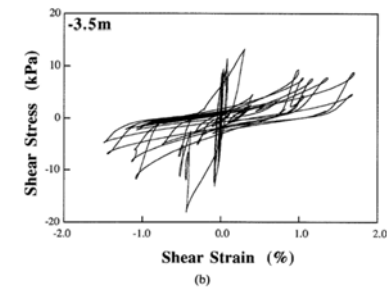
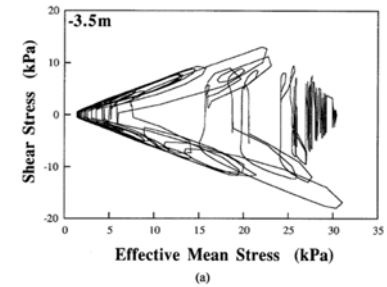


Fig. 26. Computed stress path and stress-strain relation at a depth of 3.5 meters in Layer 2; (a) stress paths and (b) stress strain relation

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。

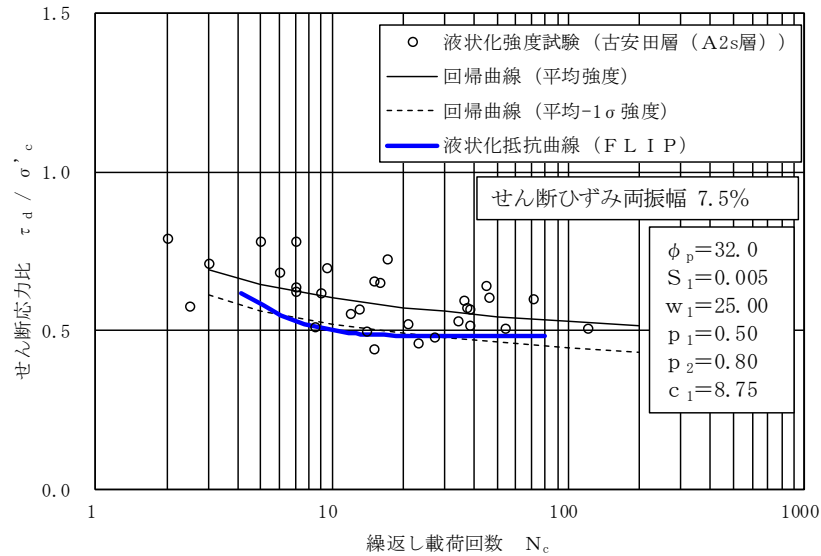


図 3-8 解析コードFLIPにおける液状化検討対象層（A2s層）の液状化抵抗曲線

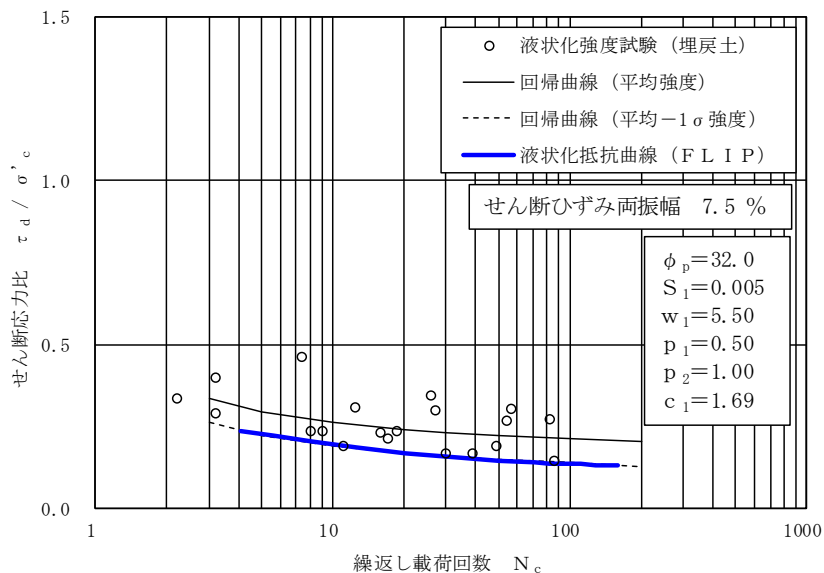


図 3-9 解析コードFLIPにおける液状化検討対象層（埋戻土）の液状化抵抗曲線

(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。

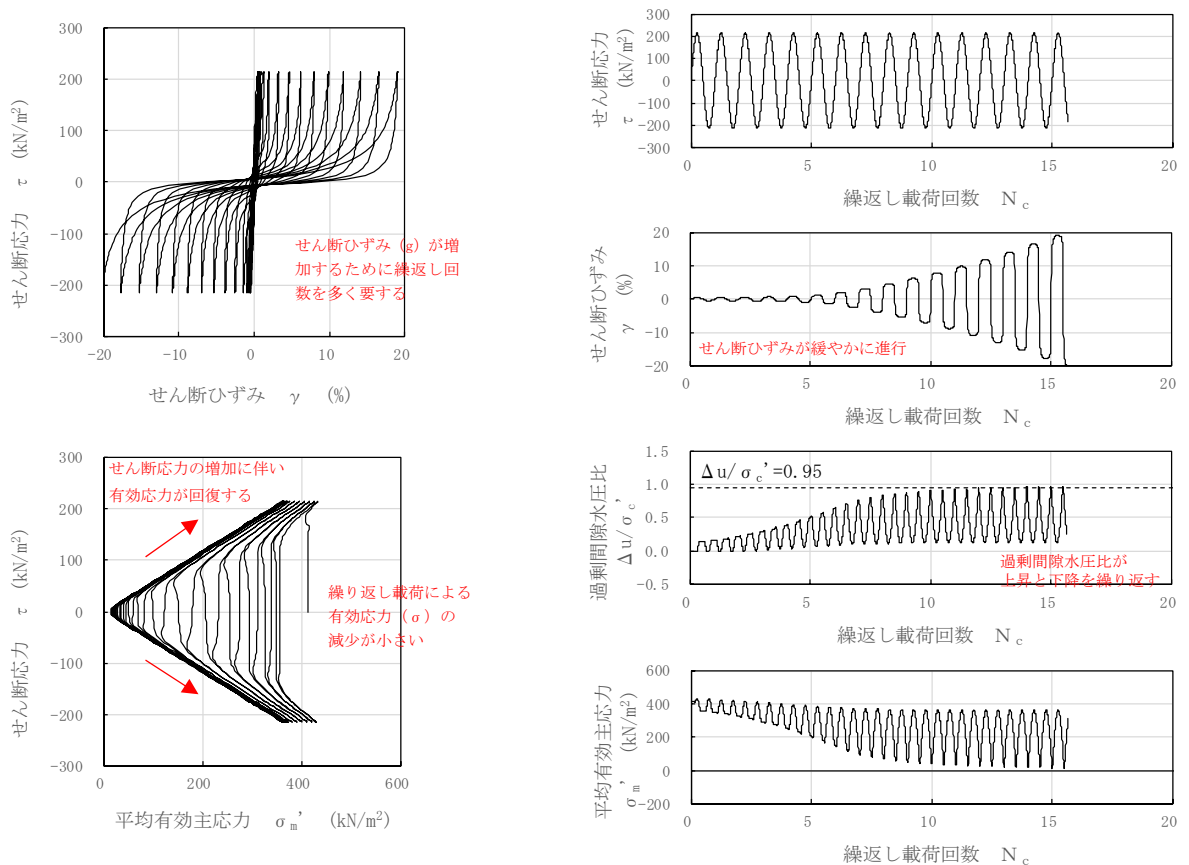


図 3-10 液状化検討対象層（A2s層）の要素シミュレーションの結果  
（有効拘束圧 412kN/m<sup>2</sup>，せん断応力比 RL20=0.519）



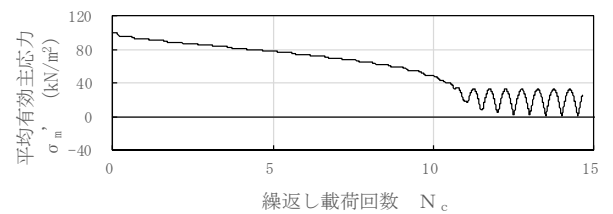
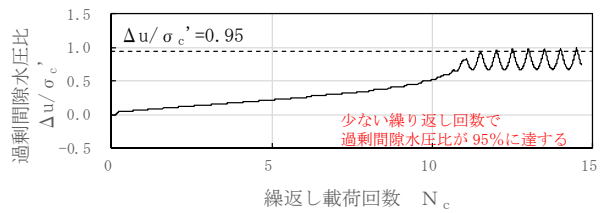
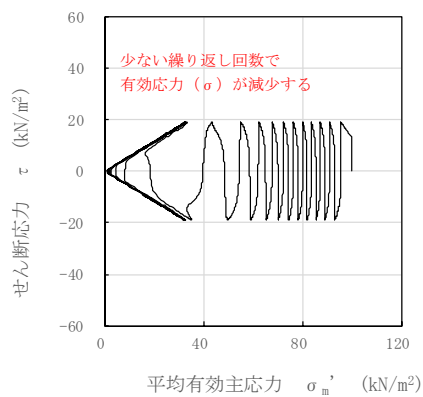
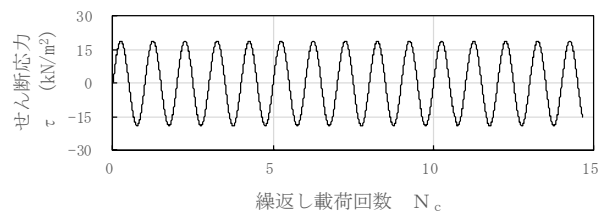
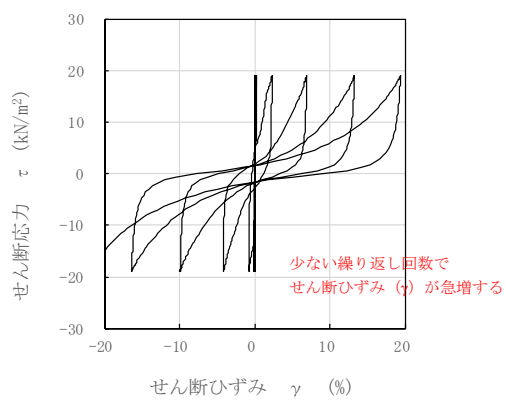


図 3-11 液状化検討対象層（埋戻土）の要素シミュレーションの結果  
 （有効拘束圧 100kN/m<sup>2</sup>，せん断応力比  $R_{L20} = 0.190$ ）

(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。

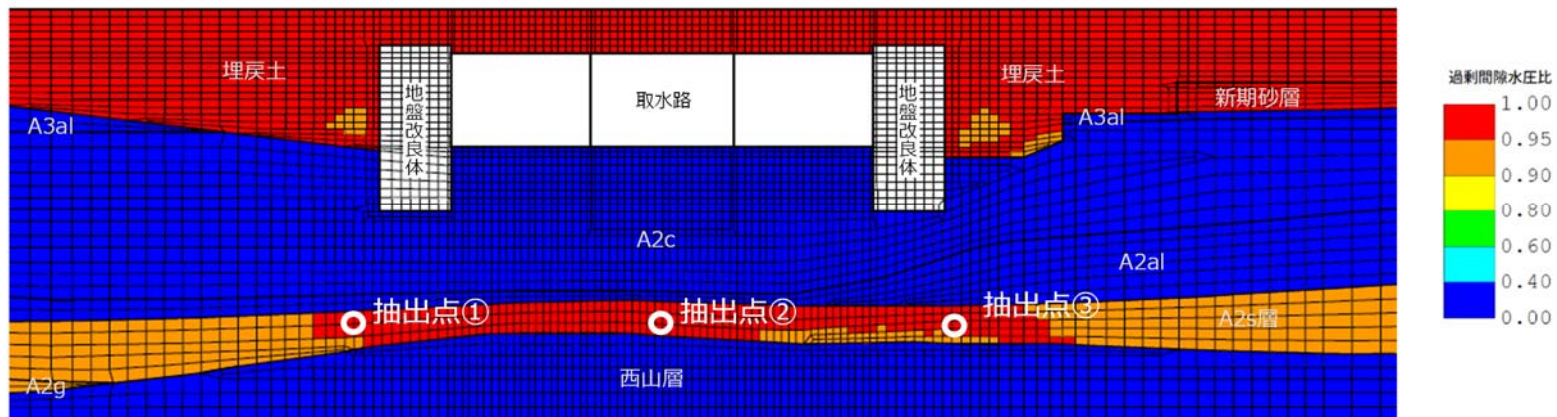
A2s 層の有効応力経路及びせん断応力～せん断ひずみ関係を図 3-12 に、せん断応力～せん断ひずみ関係を図 3-13 に、過剰間隙水圧比の時刻歴推移を図 3-14 に示す。

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。

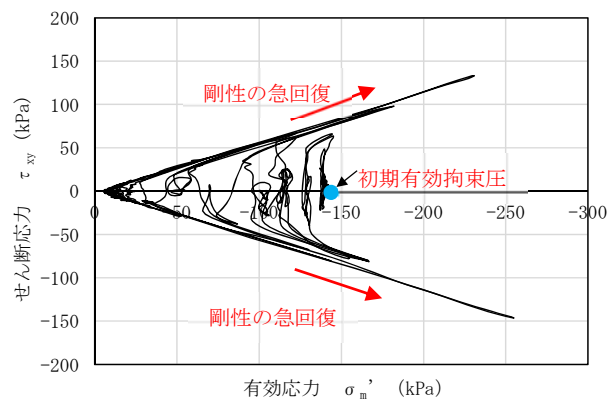
参考として、埋戻土の有効応力経路を図 3-15 に、せん断応力～せん断ひずみ関係を図 3-16 に、過剰間隙水圧比の時刻歴推移を図 3-17 に示す。

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。

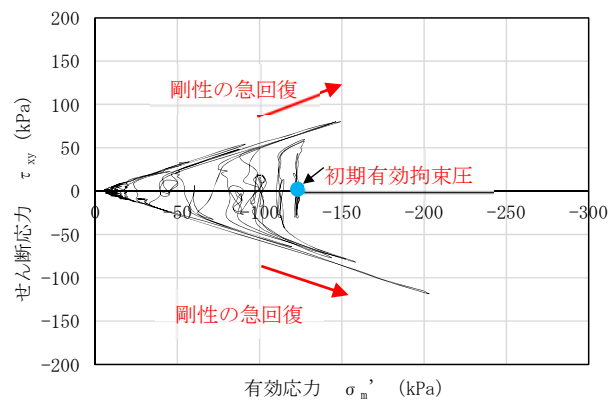
A2s 層



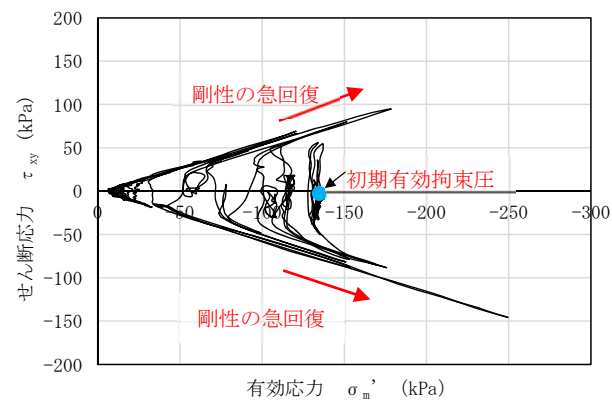
6号機取水路（漸縮部）の最大過剰間隙水圧比分布（解析ケース③，Ss-3--）



(a) 抽出点①



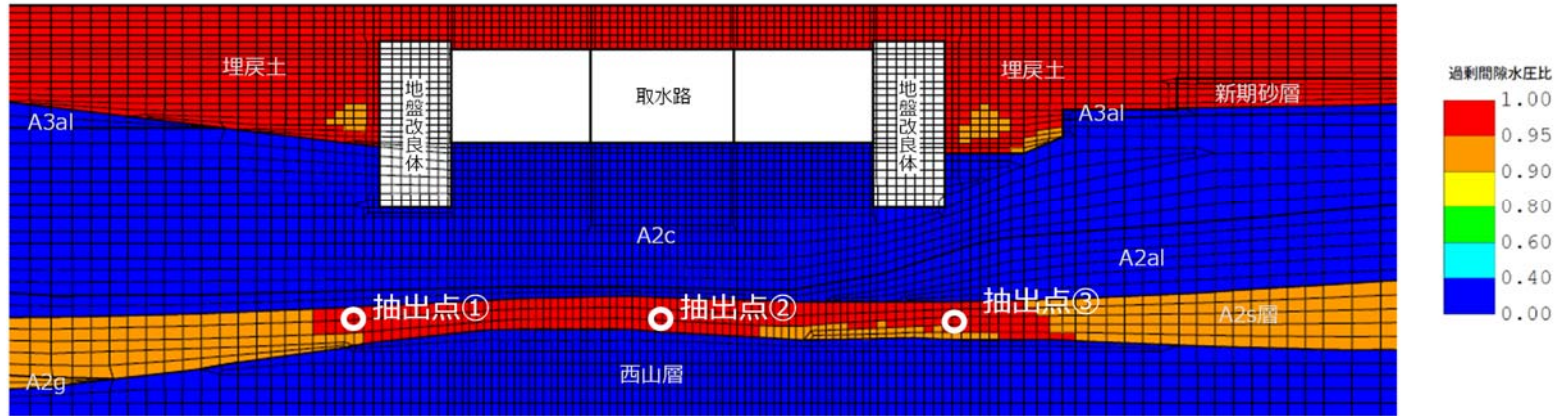
(b) 抽出点②



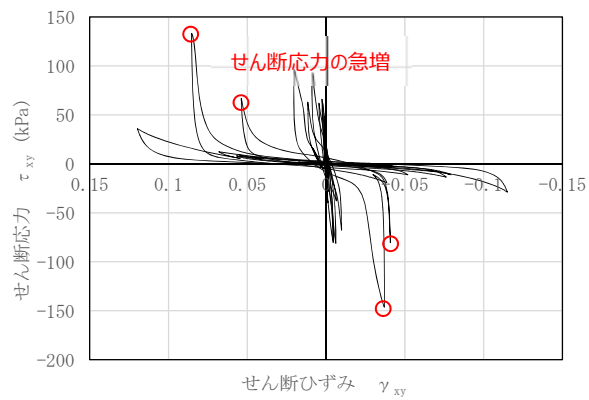
(c) 抽出点③

図 3-12 A2s 層の有効応力経路（解析ケース③，Ss-3--）

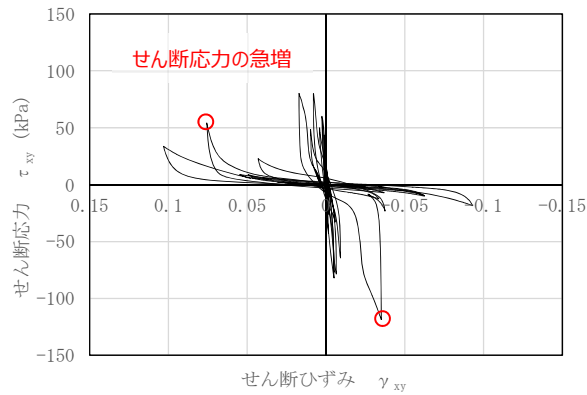
A2s 層



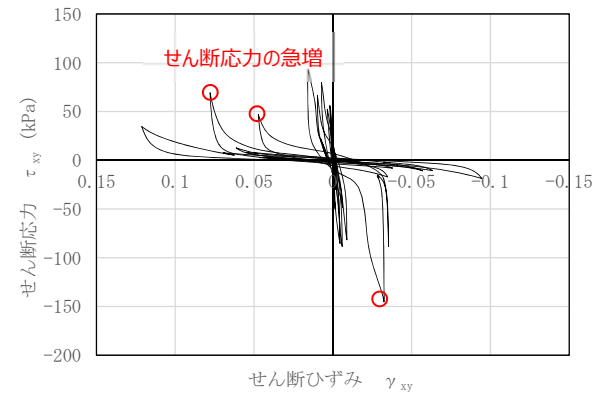
6号機取水路（漸縮部）の最大過剰間隙水圧比分布（解析ケース③，Ss-3--）



(a) 抽出点①



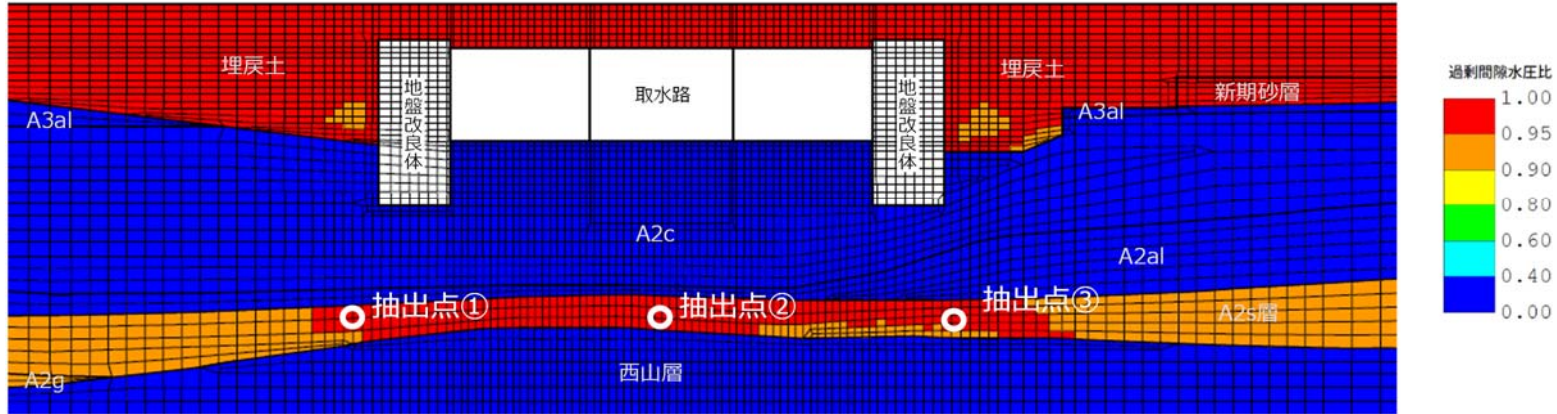
(b) 抽出点②



(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

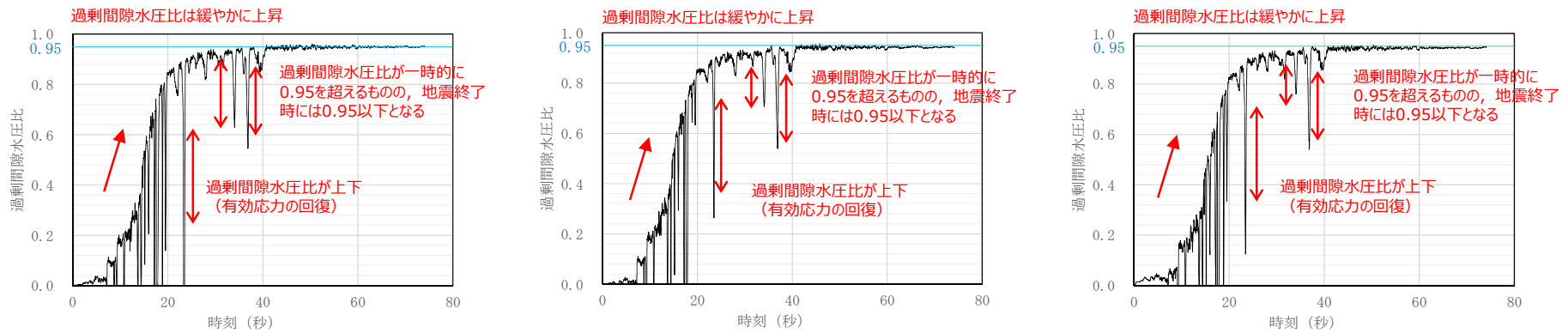
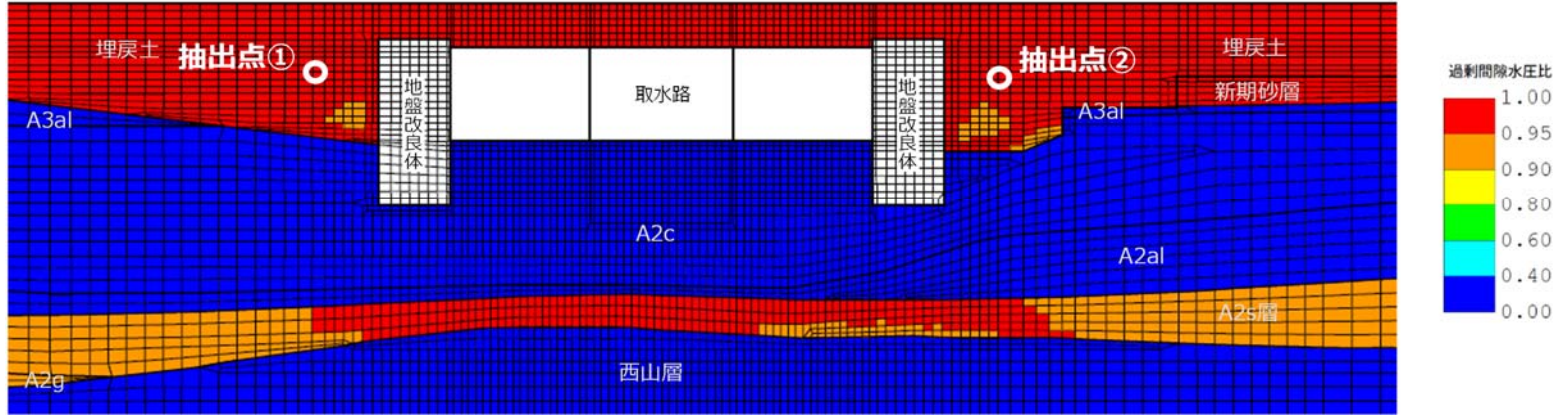
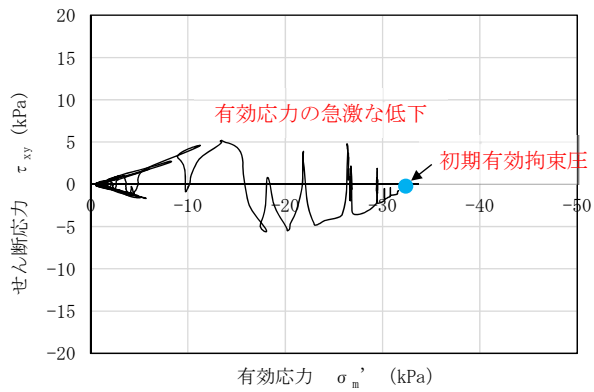


図 3-14 A2s 層の過剰間隙水圧比の時刻歴推移（解析ケース③，Ss-3--）

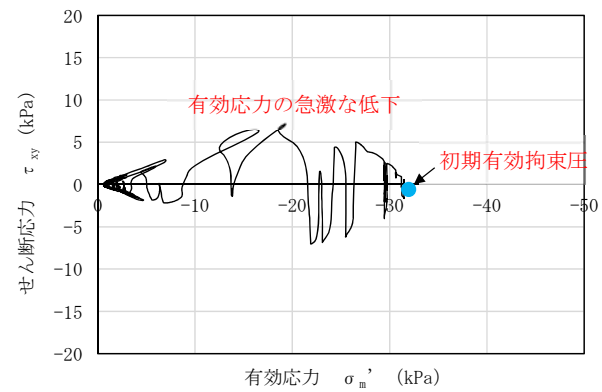
埋戻土



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--）



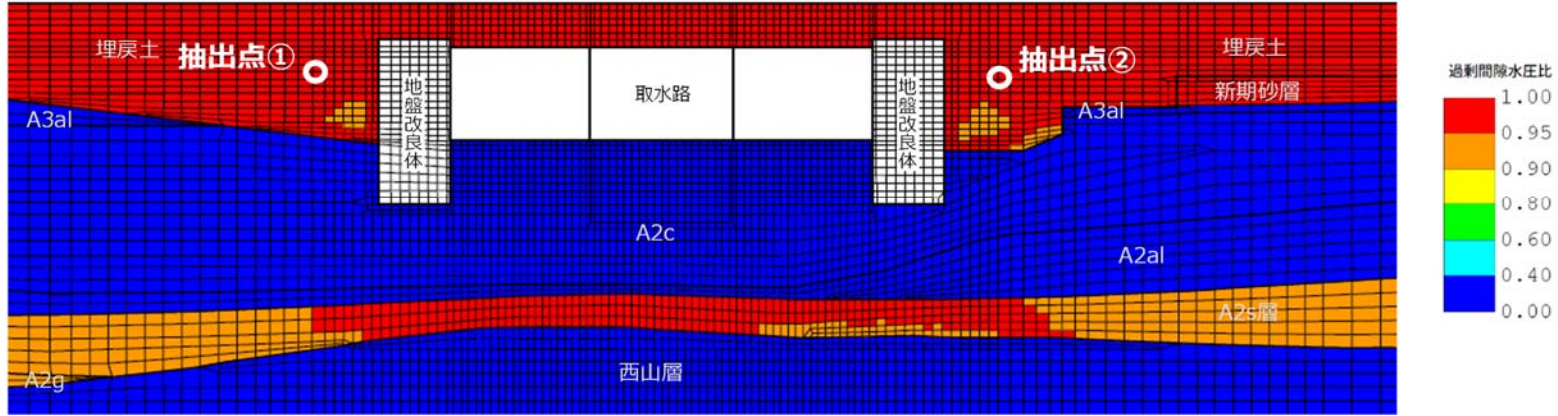
(a) 抽出点①



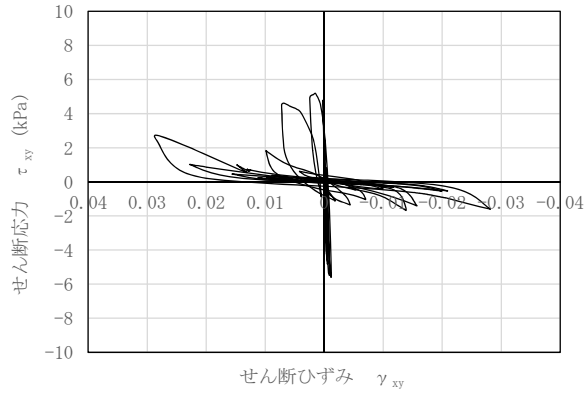
(b) 抽出点②

図 3-15 埋戻土の有効応力経路（解析ケース③，Ss-3--）

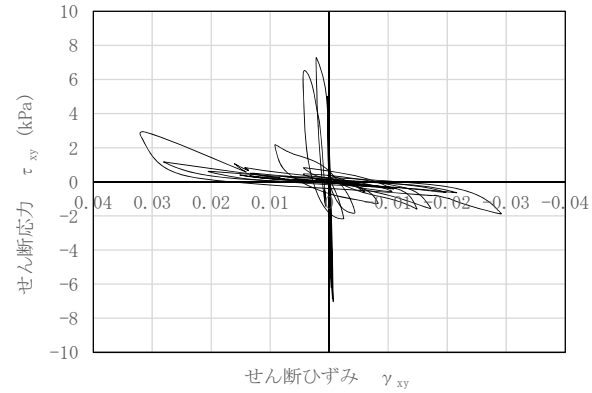
埋戻土



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--）



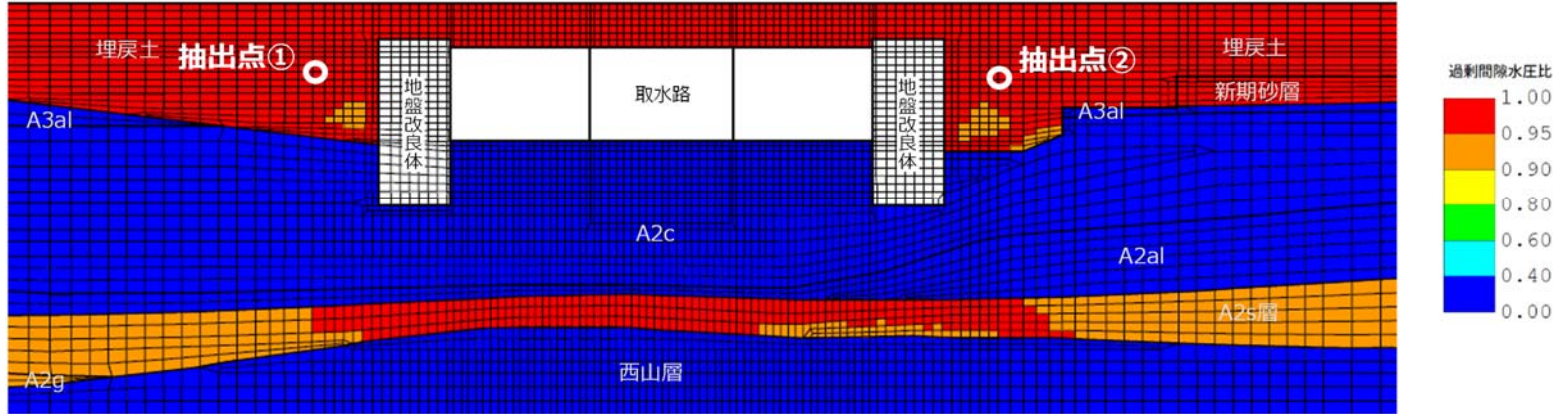
(a) 抽出点①



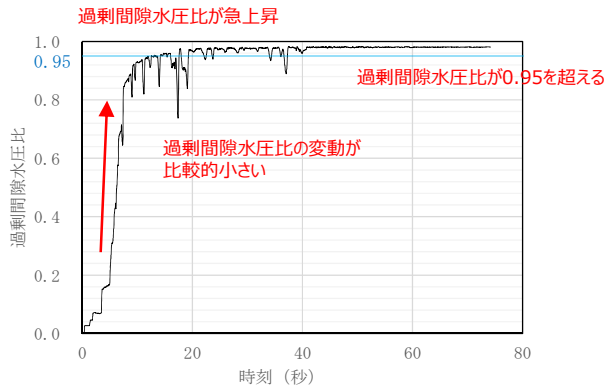
(b) 抽出点②

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--）

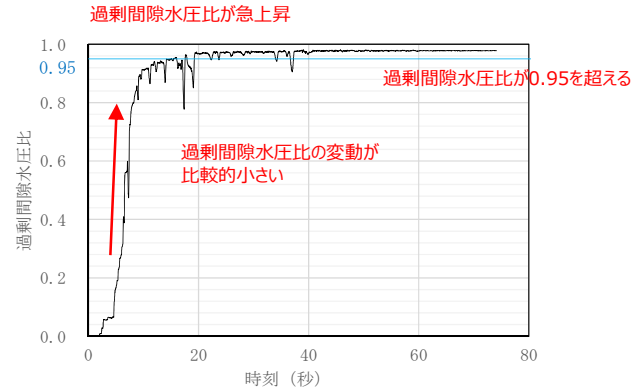
埋戻土



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



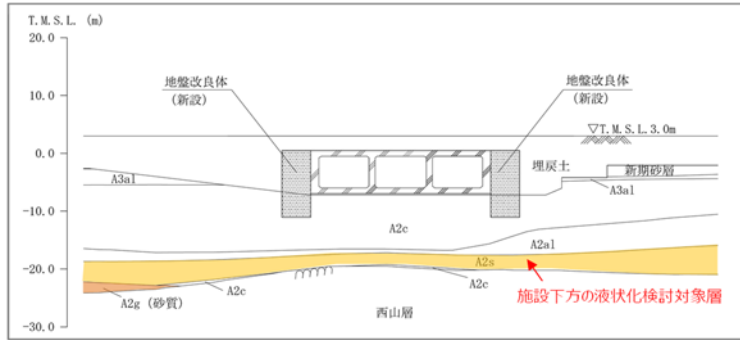
(b) 抽出点②

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--）

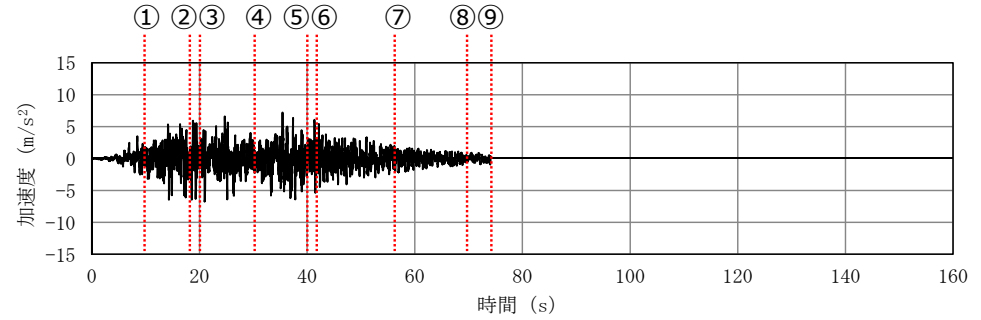


(5) 地盤の有効応力の時刻歴推移

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：Ss-3）

(参考) 5-33

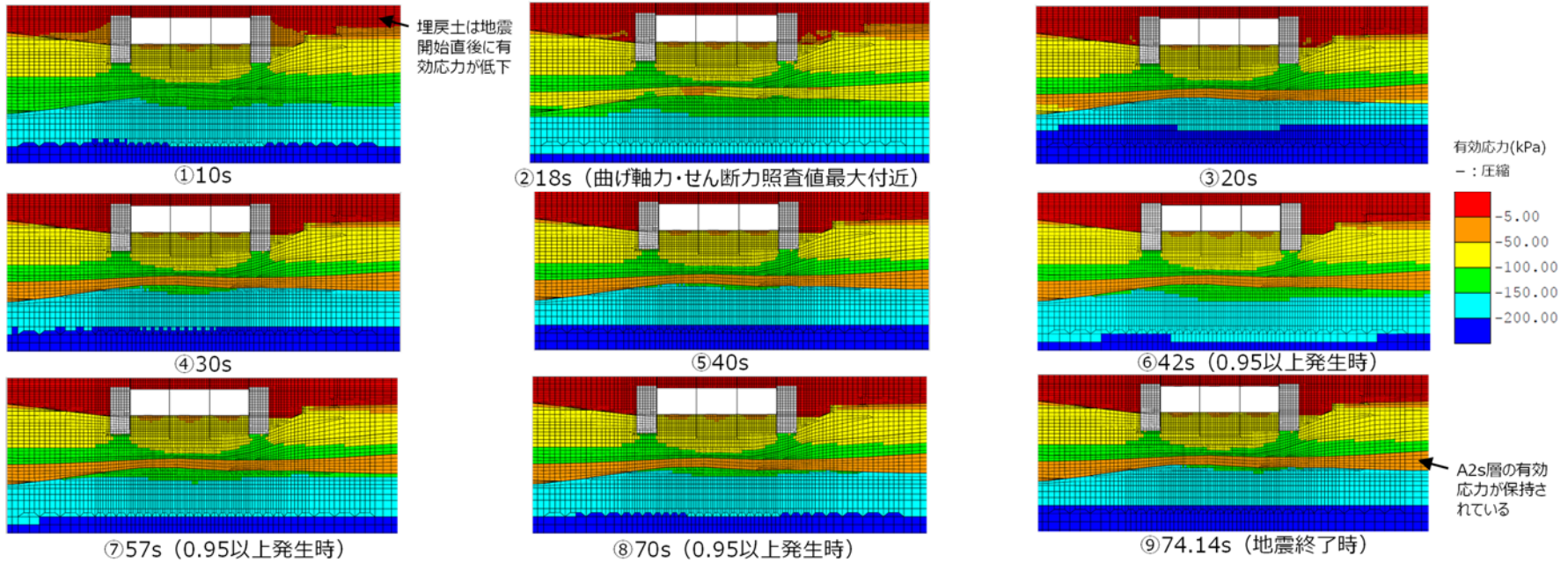


図 3-18 6号機取水路（漸縮部）の有効応力の発生状況

#### 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

$\sigma'_n$  : すべり線法線方向応力

$\phi'$  : 各地層の内部摩擦角

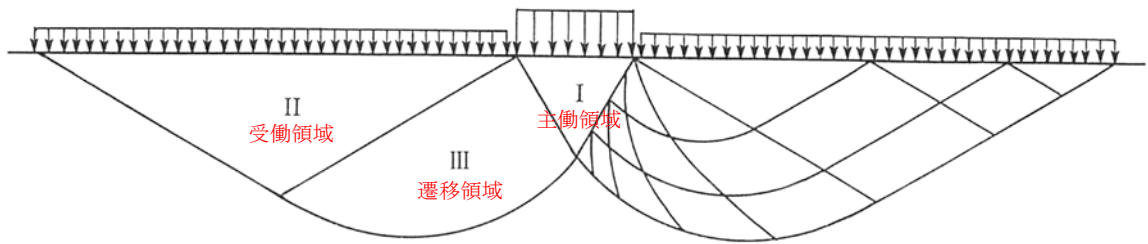


図 4-1 Terzaghi の支持力理論 概念図  
 (引用：土質力学，石原研而，丸善に一部加筆)

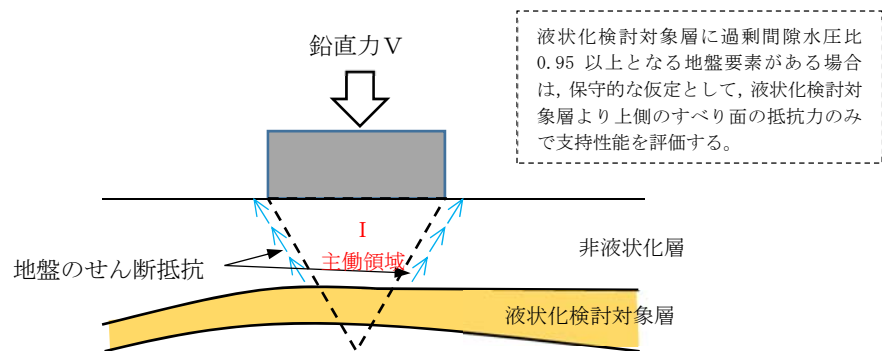
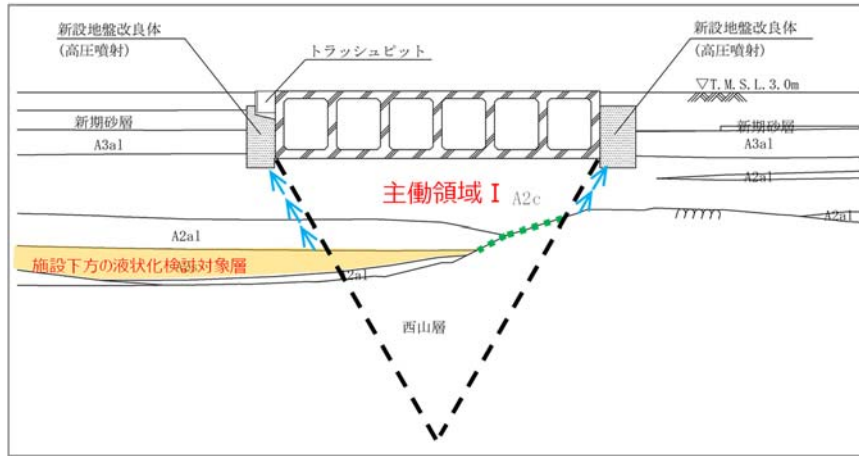
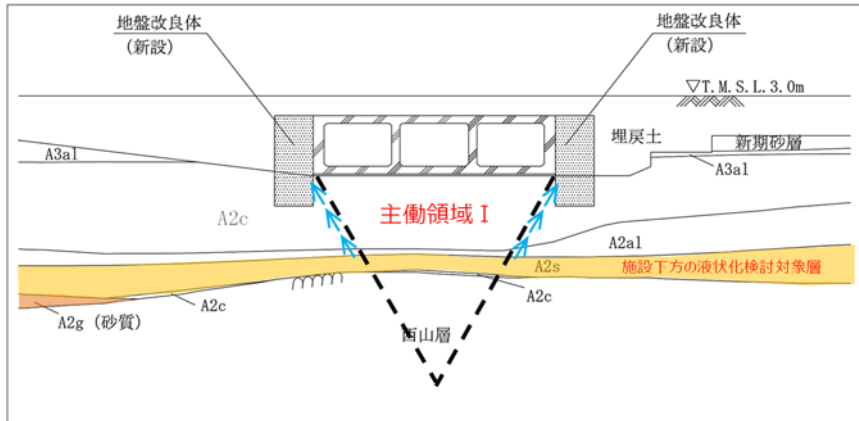


図 4-2 最大鉛直力に対する支持性能評価の概念図



(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。

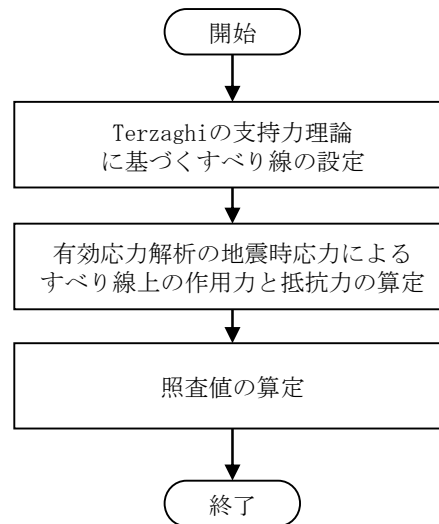


図4-4 地震時の水平力・鉛直力に対する支持性能評価のフロー図

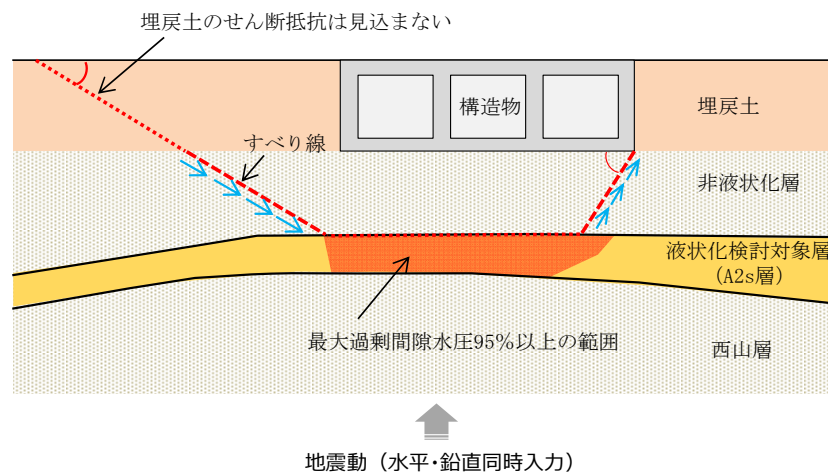
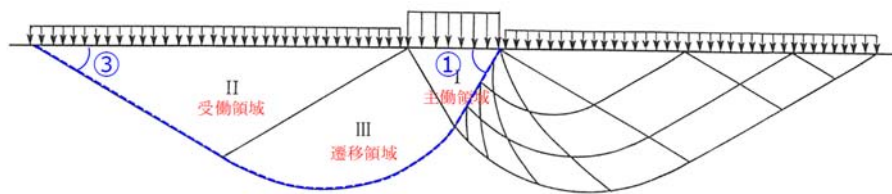


図4-5 地震時の水平力・鉛直力に対する支持性能評価の概念図

(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)

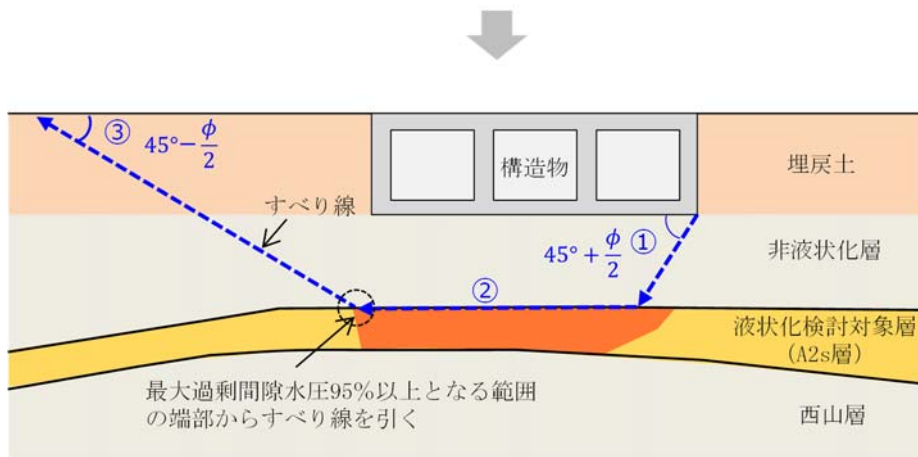
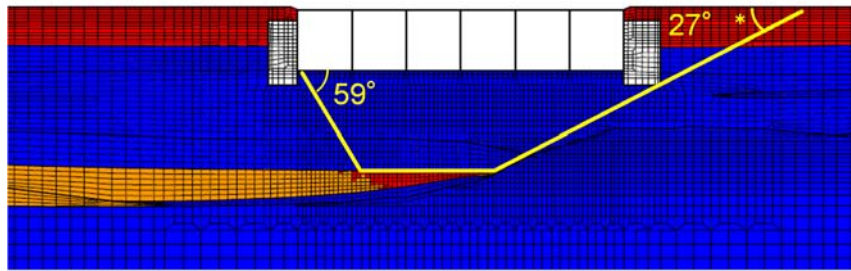


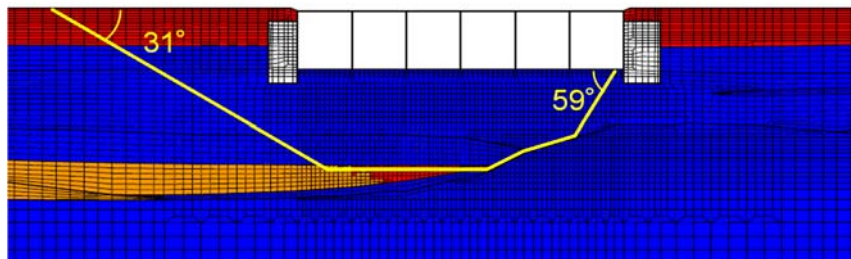
図 4-6 すべり線の設定方法の概念図





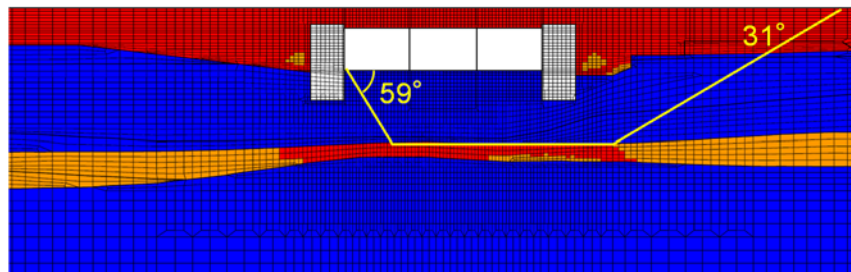
注記\* : Terzaghi の支持力理論に基づき、角度③を設定した場合、すべり線上に地盤改良体が位置するため、地盤改良体を通らない位置にすべり線を設定し、角度を補正 ( $31^{\circ} \rightarrow 27^{\circ}$ )

(a) 右すべり線

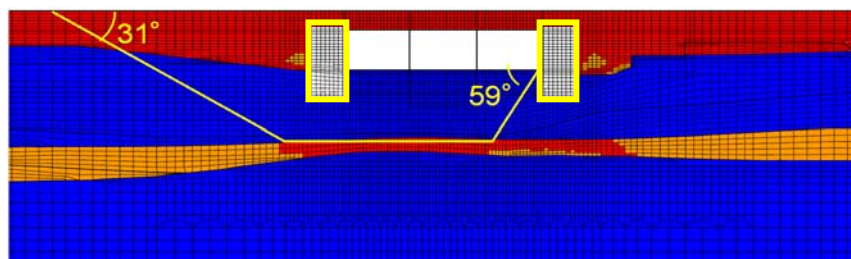


(b) 左すべり線

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



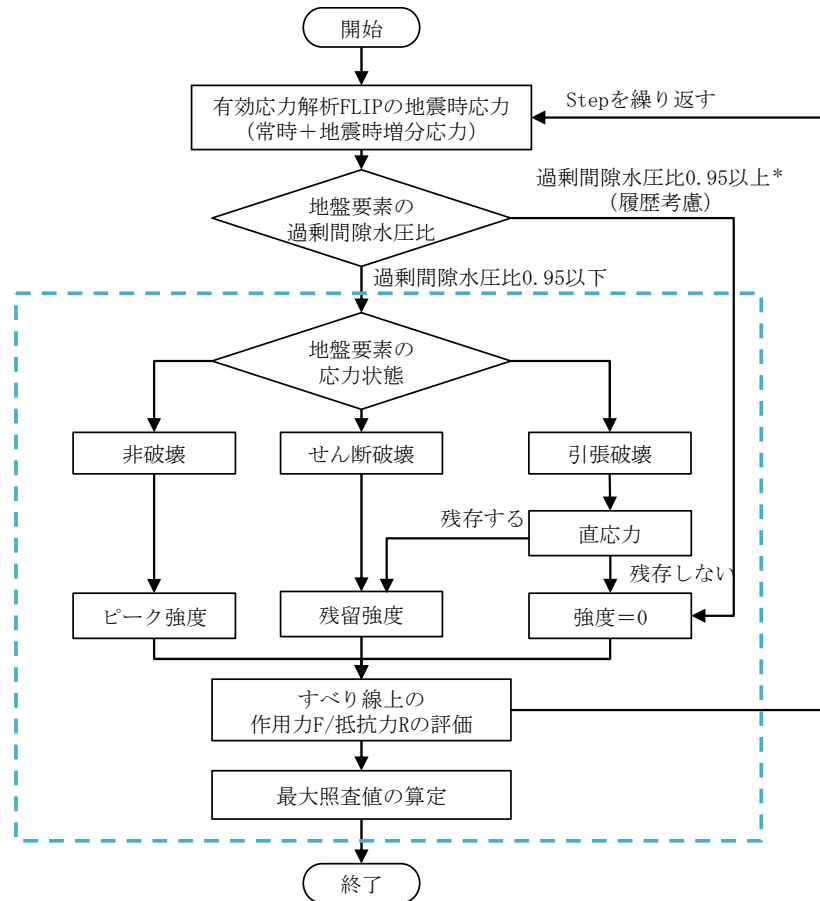
(b) 左すべり線

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 $c'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	内部摩擦角 $\phi'$ ( $^\circ$ )	粘着力 $c'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	内部摩擦角 $\phi'$ ( $^\circ$ )
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 $\sigma$ )	地盤剛性 (-1 $\sigma$ )	地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1 $\sigma$ )
液状化強度特性の設定	液状化強度特性 (-1 $\sigma$ )	液状化強度特性 (-1 $\sigma$ )	液状化強度特性 (-1 $\sigma$ )	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  $450\text{cm/s}^2$ ) 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

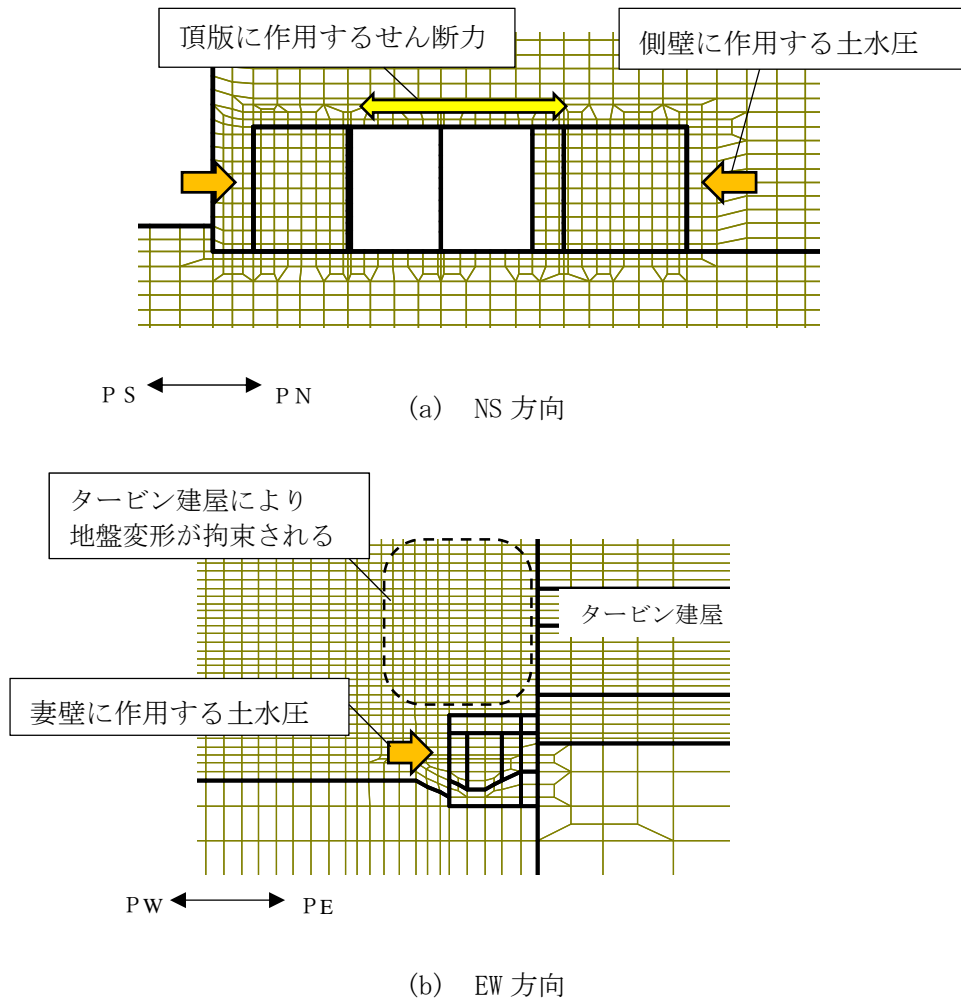


図 2-1 構造物に作用する主要な外力の概念図

## 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。

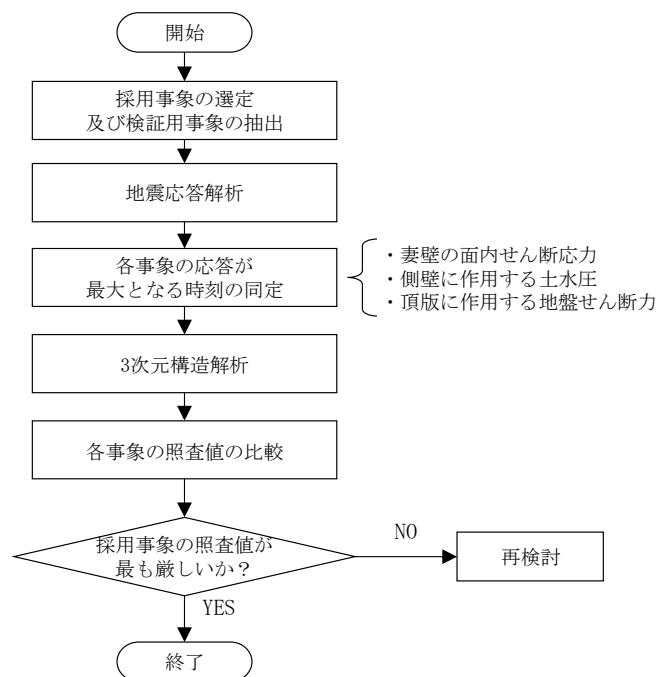


図 2-2 照査時刻の検証フロー

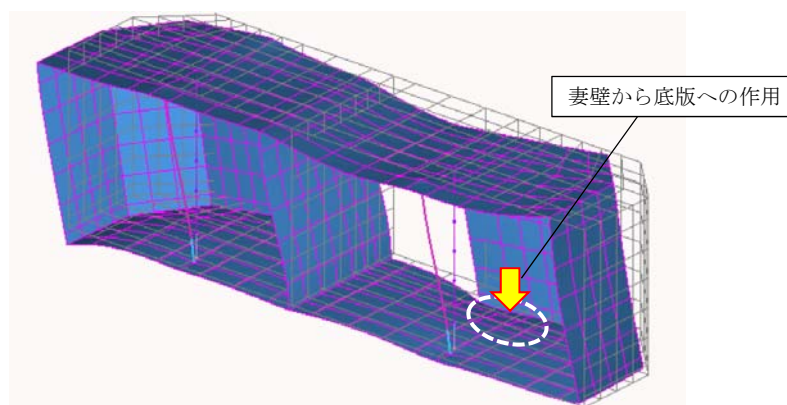


図 2-3 3次元構造解析の変形図の一例  
(補機冷却用海水取水路 (北側)) 変形倍率 : 500 倍



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	0.020	<b>0.59</b>
		EW断面	妻壁に作用する土水圧最大時	9.29	0.012	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	0.008	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	<b>0.021</b>	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	<b>0.021</b>	<b>0.76</b>
		EW断面	妻壁に作用する土水圧最大時	5.66	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。

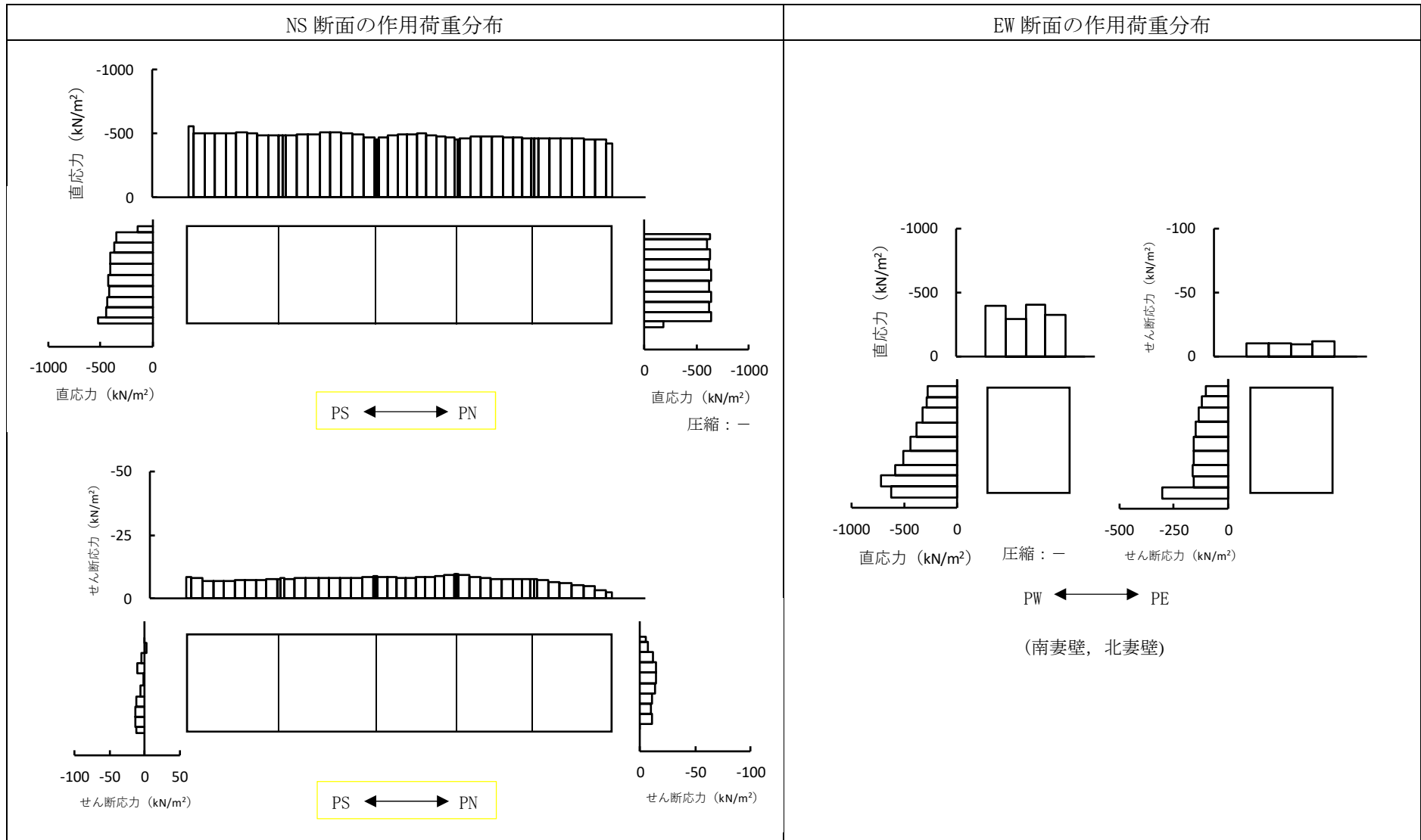


図 2-4 妻壁の面内せん断応力最大時の作用荷重の分布 (補機冷却用海水取水路 (南側))

(照査時刻=5.67s)

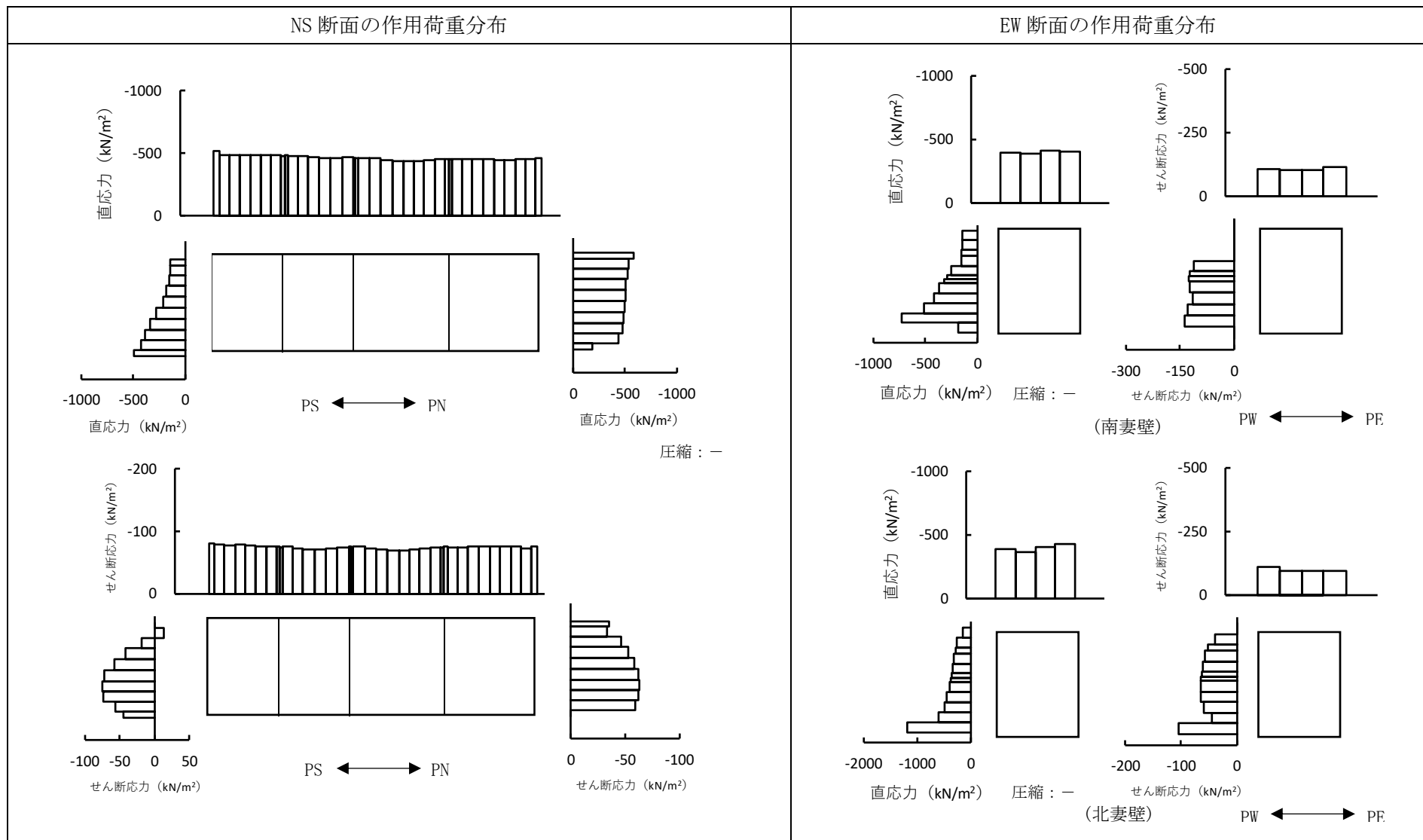


図 2-5 妻壁の面内せん断応力最大時の作用荷重の分布 (補機冷却用海水取水路 (北側))

(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。

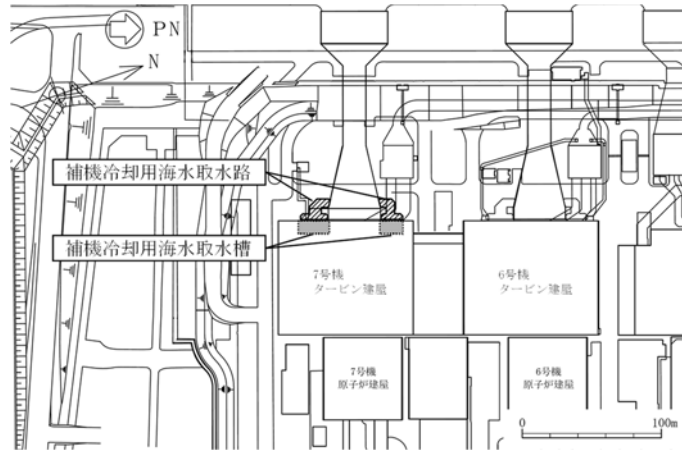
以上の結果より、補機冷却用海水取水路の耐震評価における選定した照査時刻は妥当である。

(参考資料 8) タービン建屋接合部の健全性について

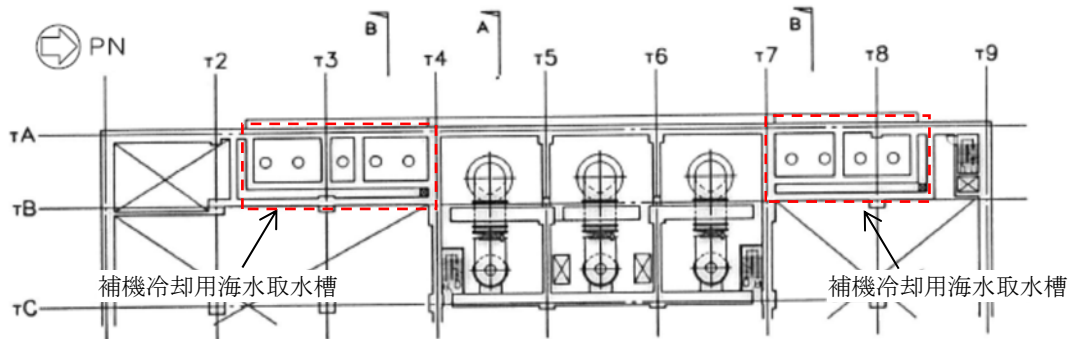
1. はじめに

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。

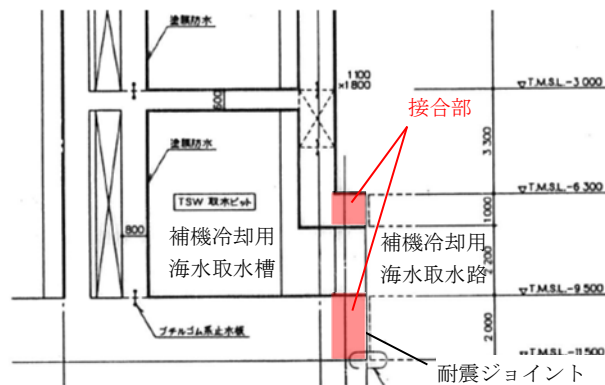
本検討では，地震時における補機冷却用海水取水路と補機冷却用海水取水槽との接合部の健全性について検討する。



(a) 平面配置図



(b) 補機冷却用海水取水槽の平面図



(c) 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。

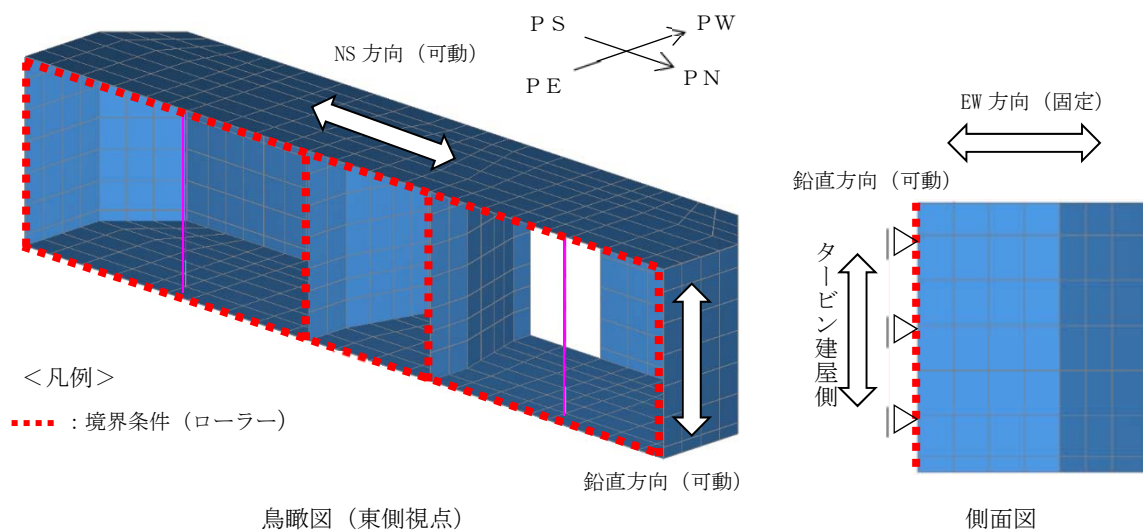


図 2-1 補機冷却用海水取水路 (南側) の3次元構造解析モデル

### 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/mm<sup>2</sup>)、補機冷却海水取水槽は 29.4 (N/mm<sup>2</sup>) であることから、小さい方の 23.5 (N/mm<sup>2</sup>) 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/mm<sup>2</sup>) 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、

$\sigma'_{ca}$  : 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/mm<sup>2</sup>))

### 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* $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容支圧応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma / \sigma_{ca}$
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	0.04
	側壁	1.13	7.0	0.17
	底版	0.48	7.0	0.07
補機冷却用海水取水路 (北側)	頂版	0.93	7.0	0.14
	隔壁	0.33	7.0	0.05
	側壁	0.99	7.0	0.15
	底版	0.47	7.0	0.07

注記\* : 最大発生応力  $\sigma$  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。

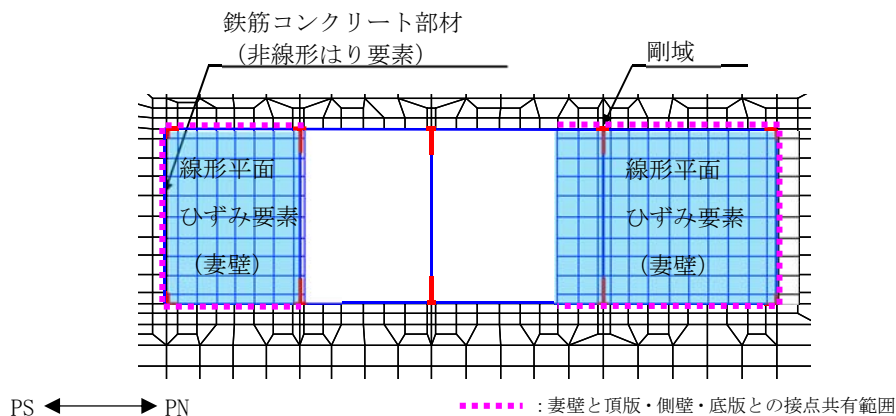


図 2-1 地震応答解析の解析モデルの概要 (補機冷却用海水取水路 (北側))

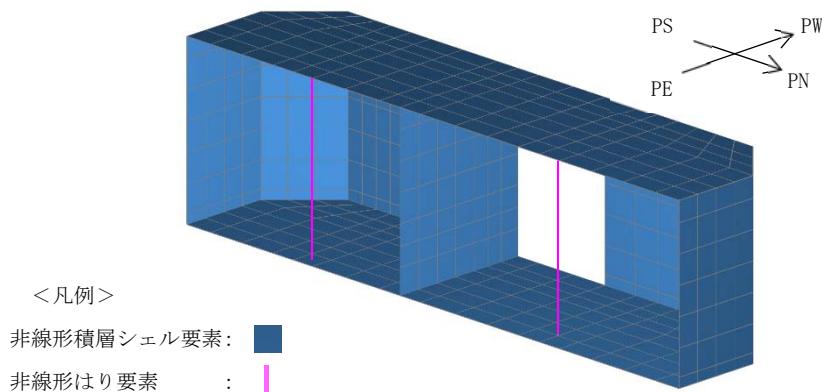


図 2-2 3次元構造解析の解析モデルの概要 (補機冷却用海水取水路 (北側))



## 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	Ss-1+-	5.70

### 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

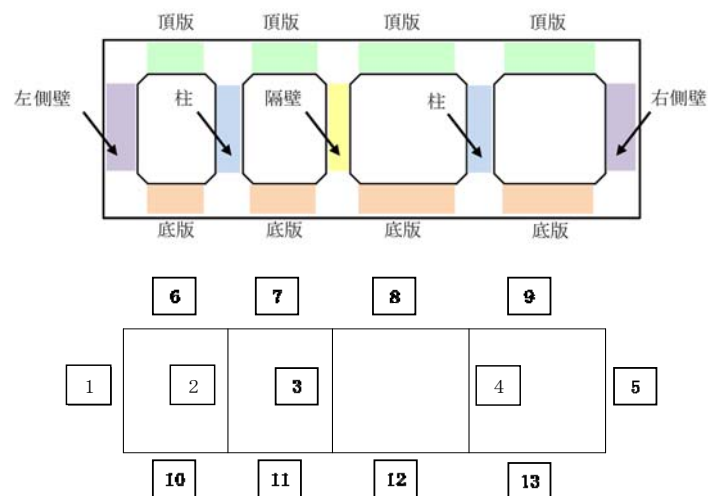


図 2-3 補機冷却用海水取水路（北側）の部材構成

## 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（南側）及び隔壁では地震応答解析と3次元構造解析は同程度であるが、側壁（北側）では3次元構造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。

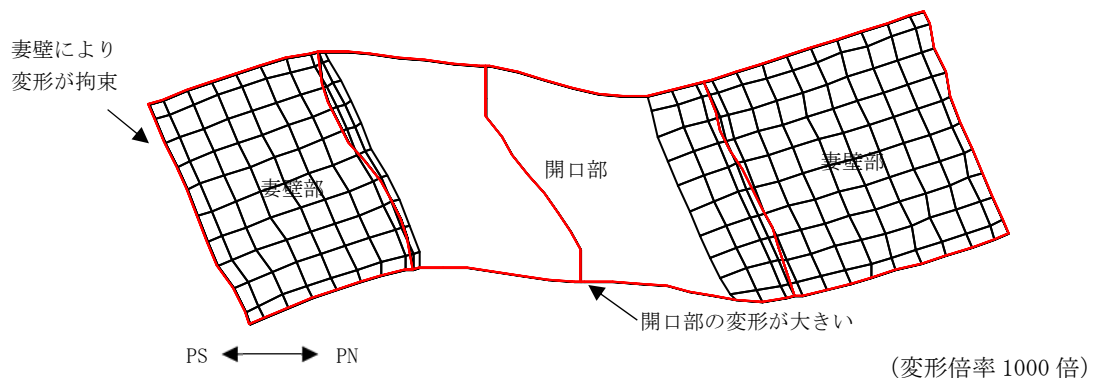


図 2-4 地震応答解析の変形図（補機冷却用海水取水路（北側））

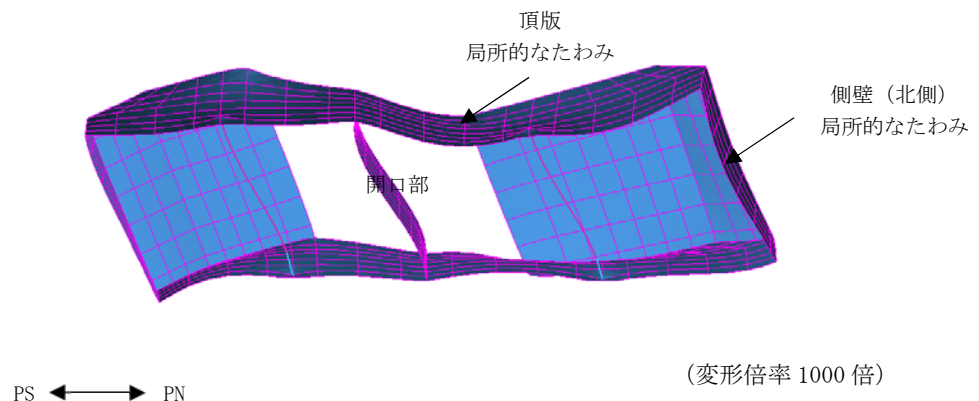


図 2-5 3次元構造解析の変形図（補機冷却用海水取水路（北側））

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	0.72 <sup>*2</sup>
隔壁下端～隔壁上端	2.22	1.92 <sup>*3</sup>
側壁 (北側) 下端～側壁 (北側) 上端	0.58	1.21 <sup>*4</sup>

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 : 0.37 mm, 中央 : 0.77 mm, 東側 : 1.02 mm)

\*3 : 隔壁の奥行方向の平均値 (西側 : 2.39 mm, 中央 : 1.72 mm, 東側 : 1.64 mm)

\*4 : 側壁 (北側) の奥行方向の平均値 (西側 : 0.68 mm, 中央 : 1.37 mm, 東側 : 1.57 mm)

### 2.3.2 構造部材の発生断面力

#### (1) 発生曲げモーメント

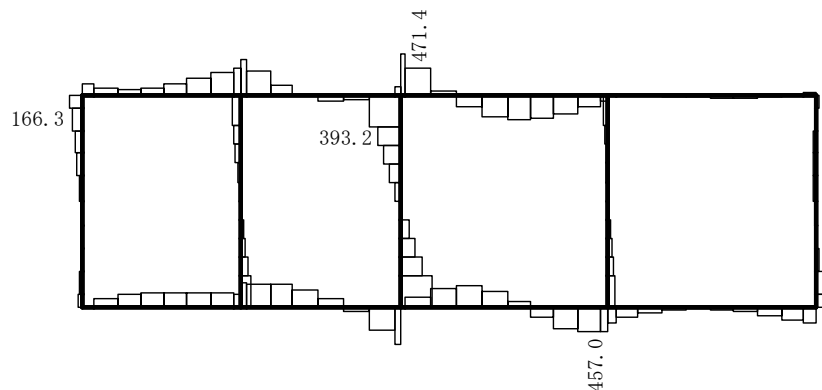
地震応答解析における発生曲げモーメントの断面力分布図を図 2-6, 3次元構造解析における発生曲げモーメントの断面力コンター図を図 2-7, 各部材の最大発生曲げモーメントの比較結果を表 2-4 に示す。

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), Ss-1+-, t = 5.70 (s))

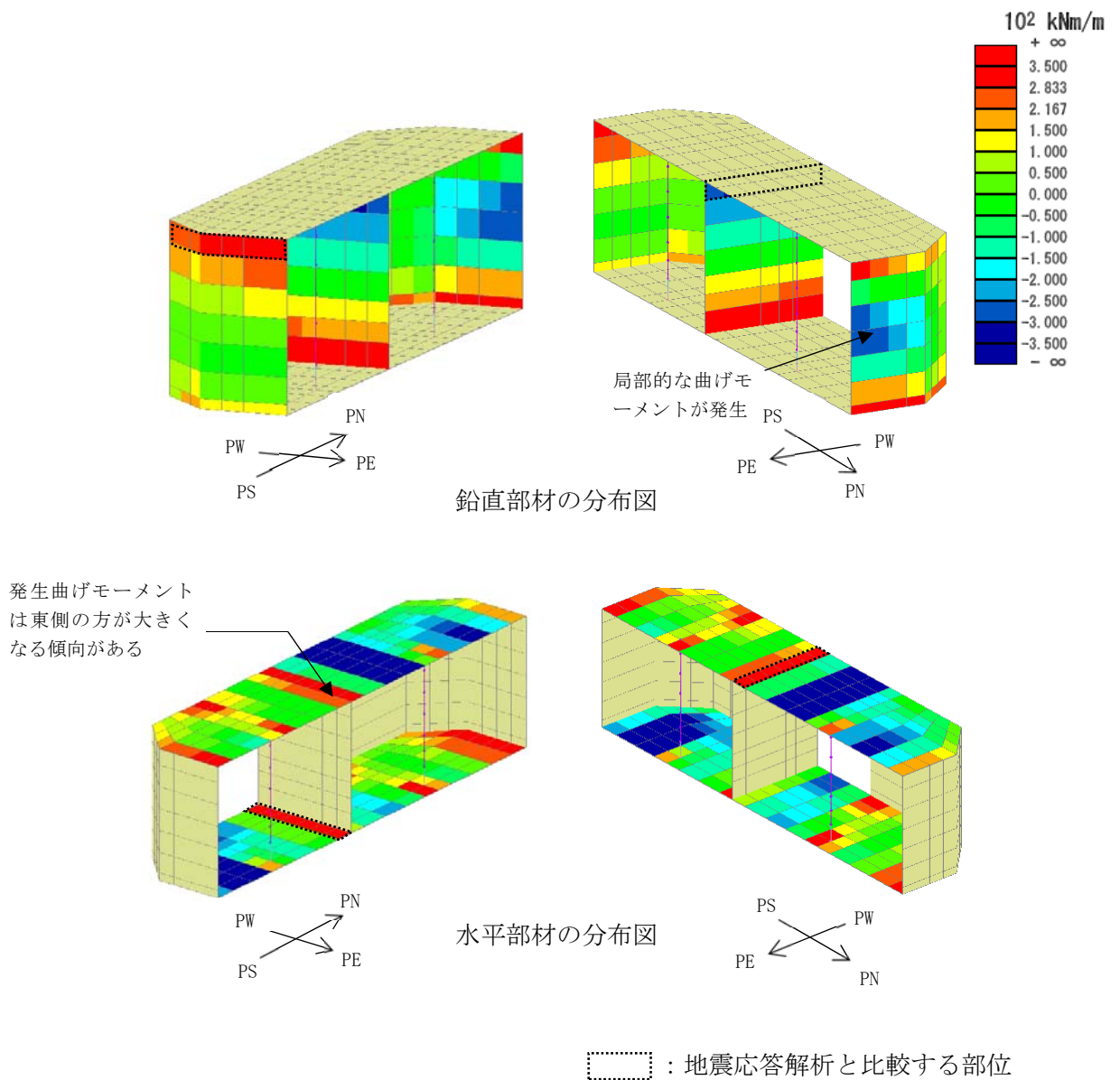


図 2-7 3次元構造解析における発生曲げモーメントの断面力コンター図

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	393.2	327.6	3
側壁	166.3	340.1	1
頂版	471.4	459.3	8
底版	457.0	382.4	12 (地震応答解析)*3 11 (3次元構造解析)*3

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

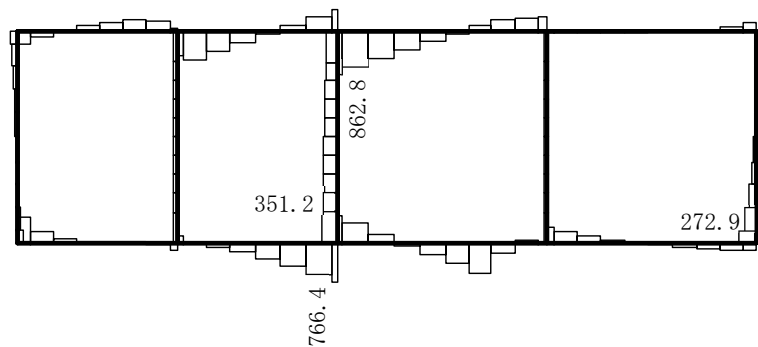
地震応答解析における発生せん断力の断面力分布図を図 2-8, 3次元構造解析における発生せん断力の断面力コンター図を図 2-9, 各部材の発生せん断力の比較結果を表 2-5 に示す。

発生せん断力は, 隔壁, 頂版については地震応答解析の方が大きく, 底版, 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。

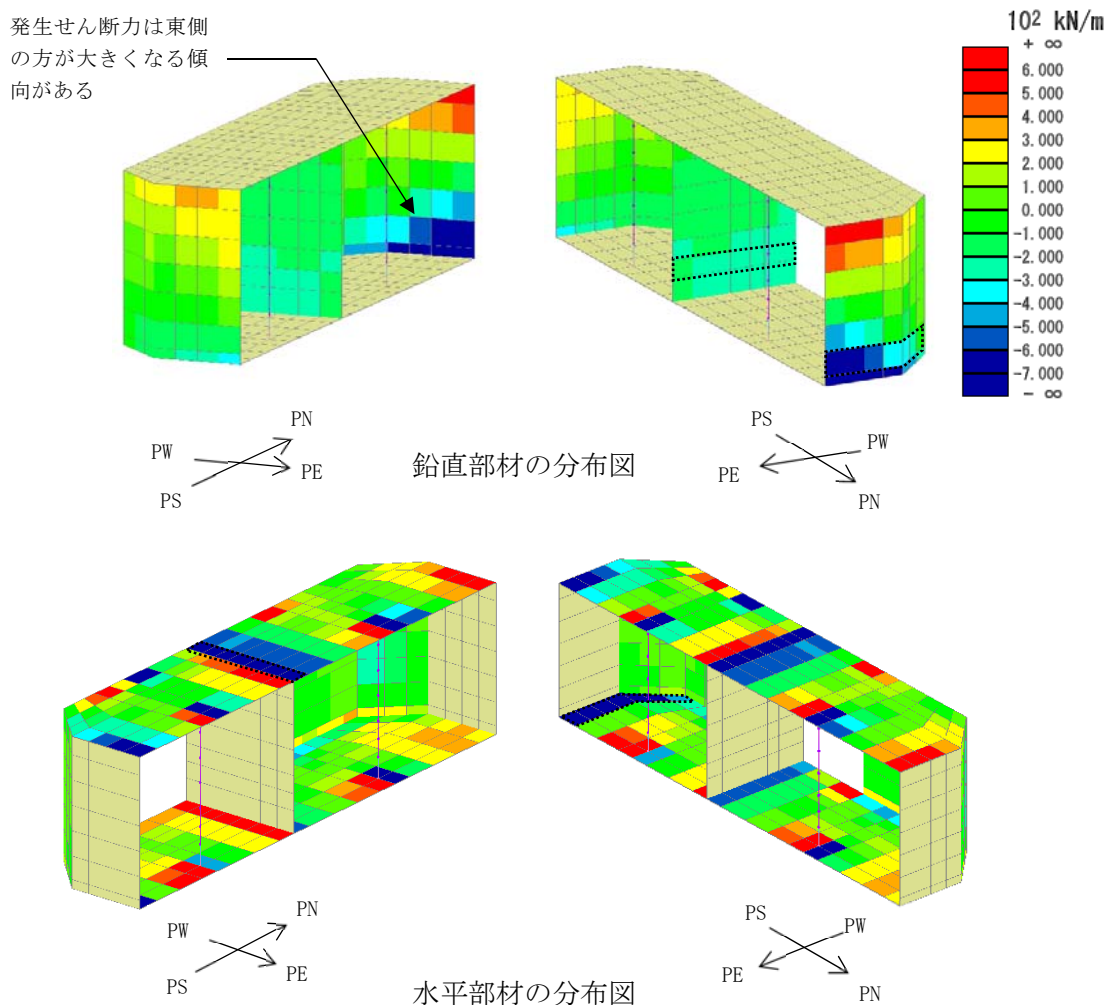
以上のことから, 3次元構造解析においては, 構造物を精緻にモデル化することにより, 構造物の形状に則した3次元的な応答を示していると判断できる。



(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), Ss-1+-, t = 5.70(s))



⋯⋯ : 地震応答解析と比較する部位

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), Ss-1+-, t = 5.70 (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	351.2	219.9	3
側壁	272.9	420.9	5
頂版	862.8	835.1	8
底版	766.4	782.1	11 (地震応答解析)*3 10 (3次元構造解析)*3

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 : 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。

### 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。

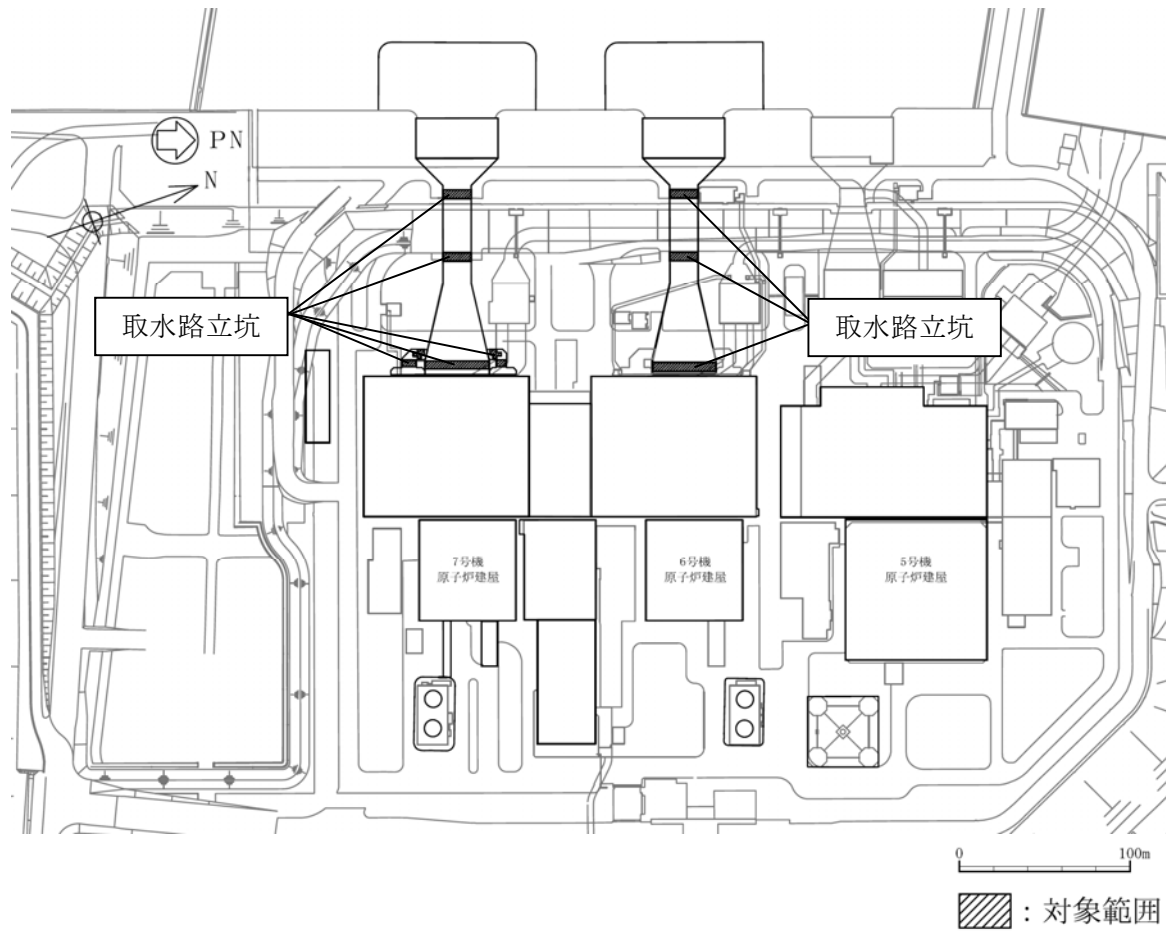
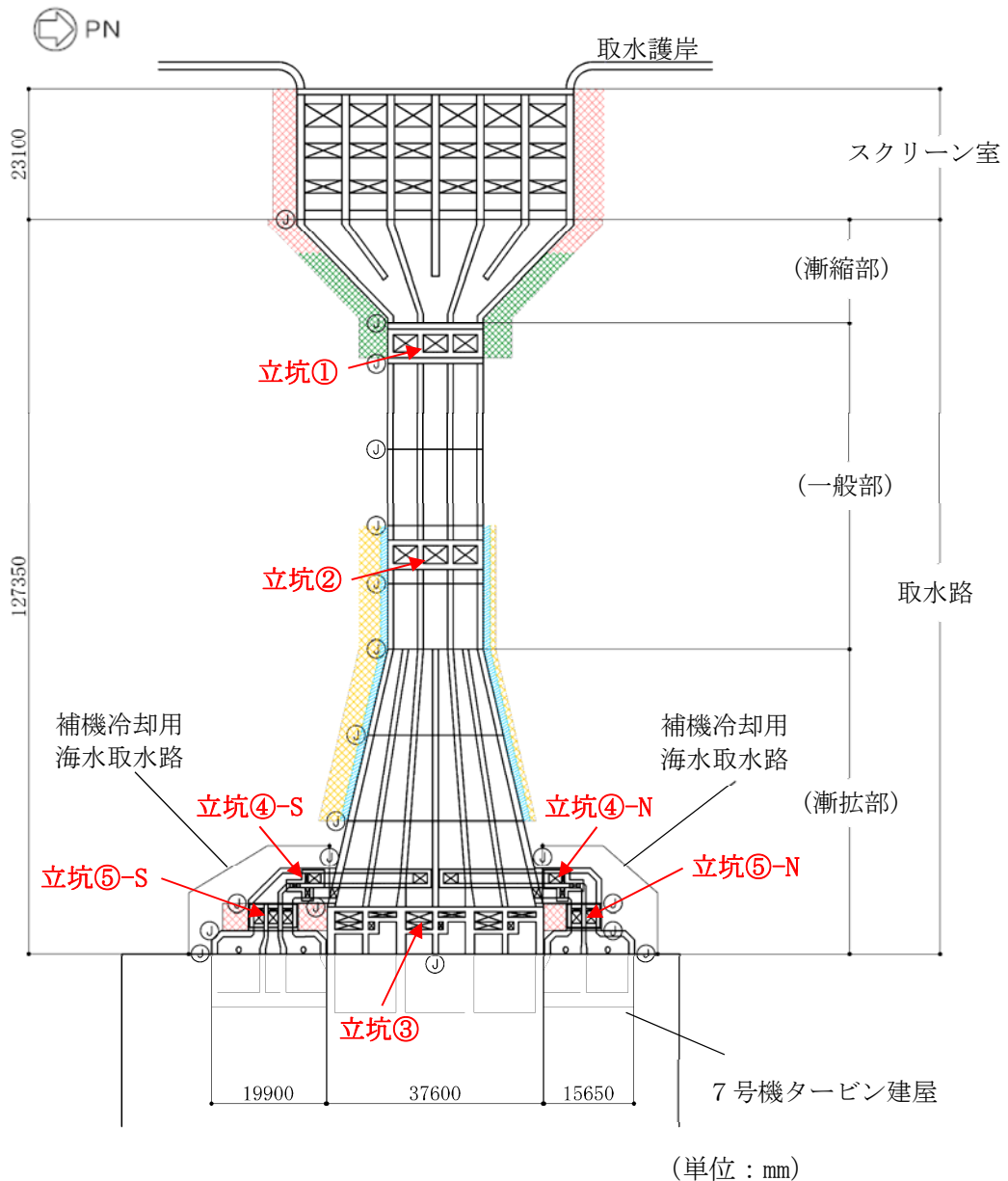


図 2-1 取水路立坑の位置図（全体平面図）

## 2.2 構造概要

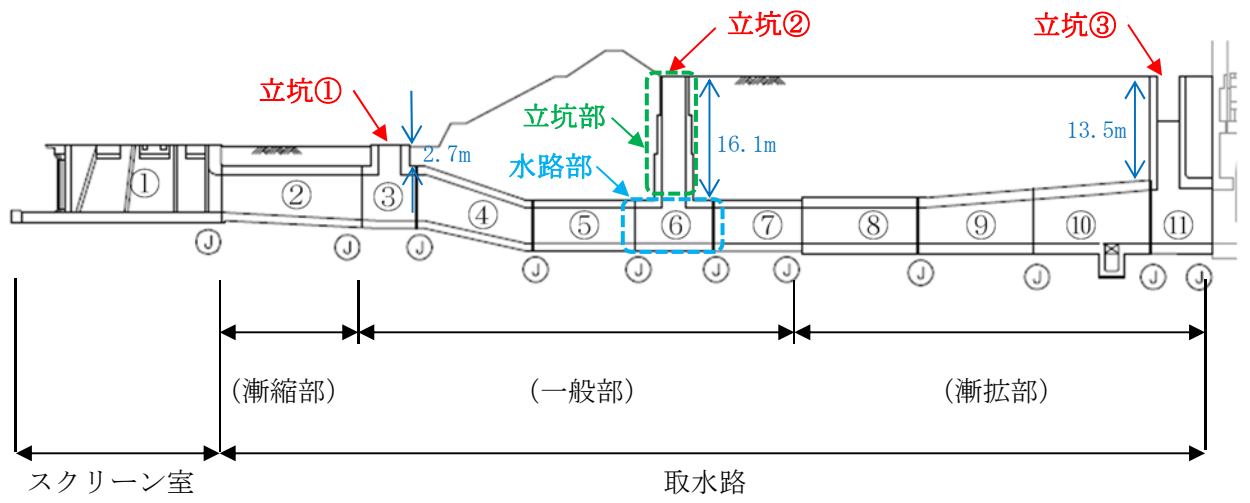
取水路立坑の構造は、7号機と6号機で大きな差異が無いことから、一例として7号機の平面図を図2-2、縦断図を図2-3に示す。

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埋設構造物であり、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。



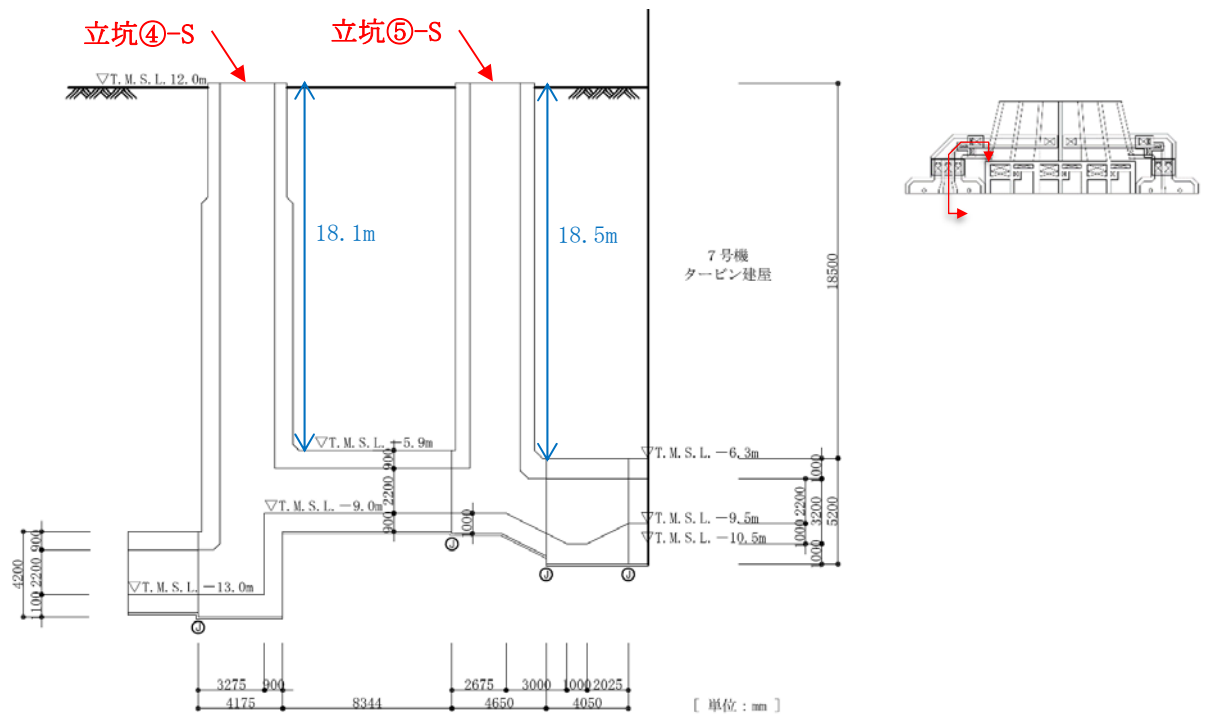
既設/新設	凡例	地盤改良工法
		高圧噴射
新設地盤改良体		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械攪拌

図 2-2 7号機取水路立坑の平面図

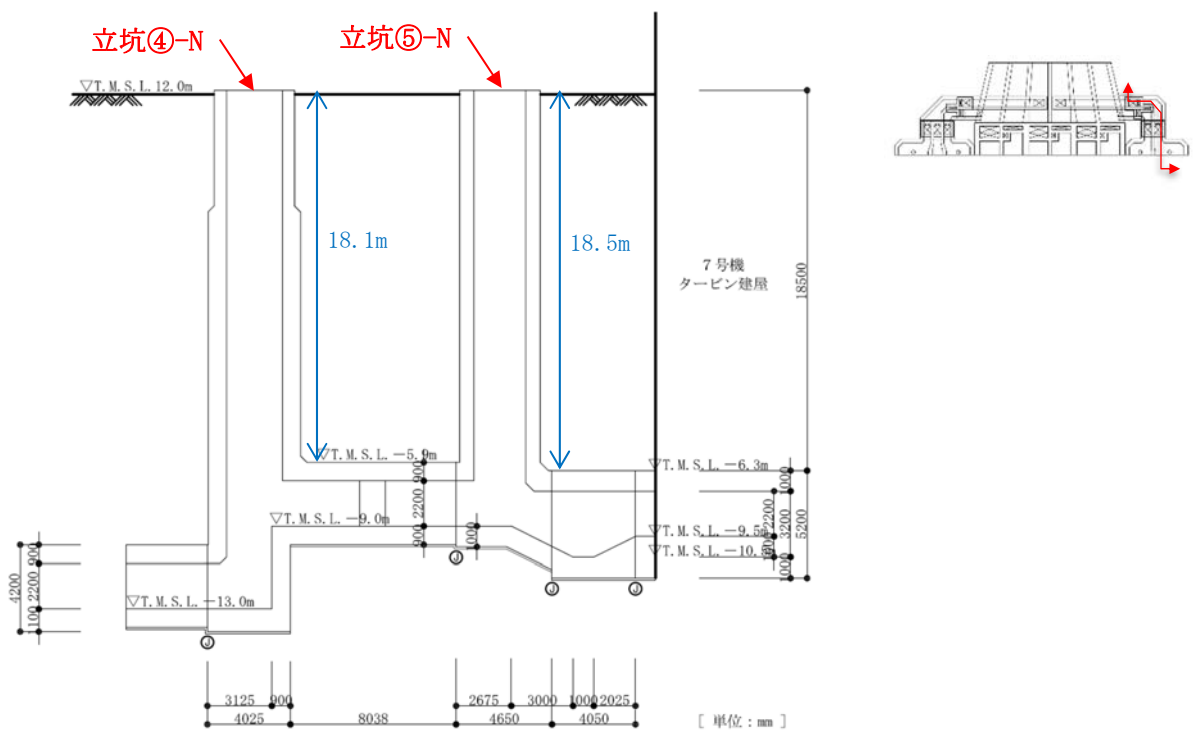


注： ①は耐震ジョイント

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軸力及びせん断力評価を行う。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 <sup>*2</sup>
				せん断力	せん断耐力 <sup>*2</sup>
		立坑部（鉄筋コンクリート部材） <sup>*1</sup>	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 <sup>*2</sup>
				せん断力	せん断耐力 <sup>*2</sup>
				面内せん断力	限界せん断ひずみ <sup>*2</sup>

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。

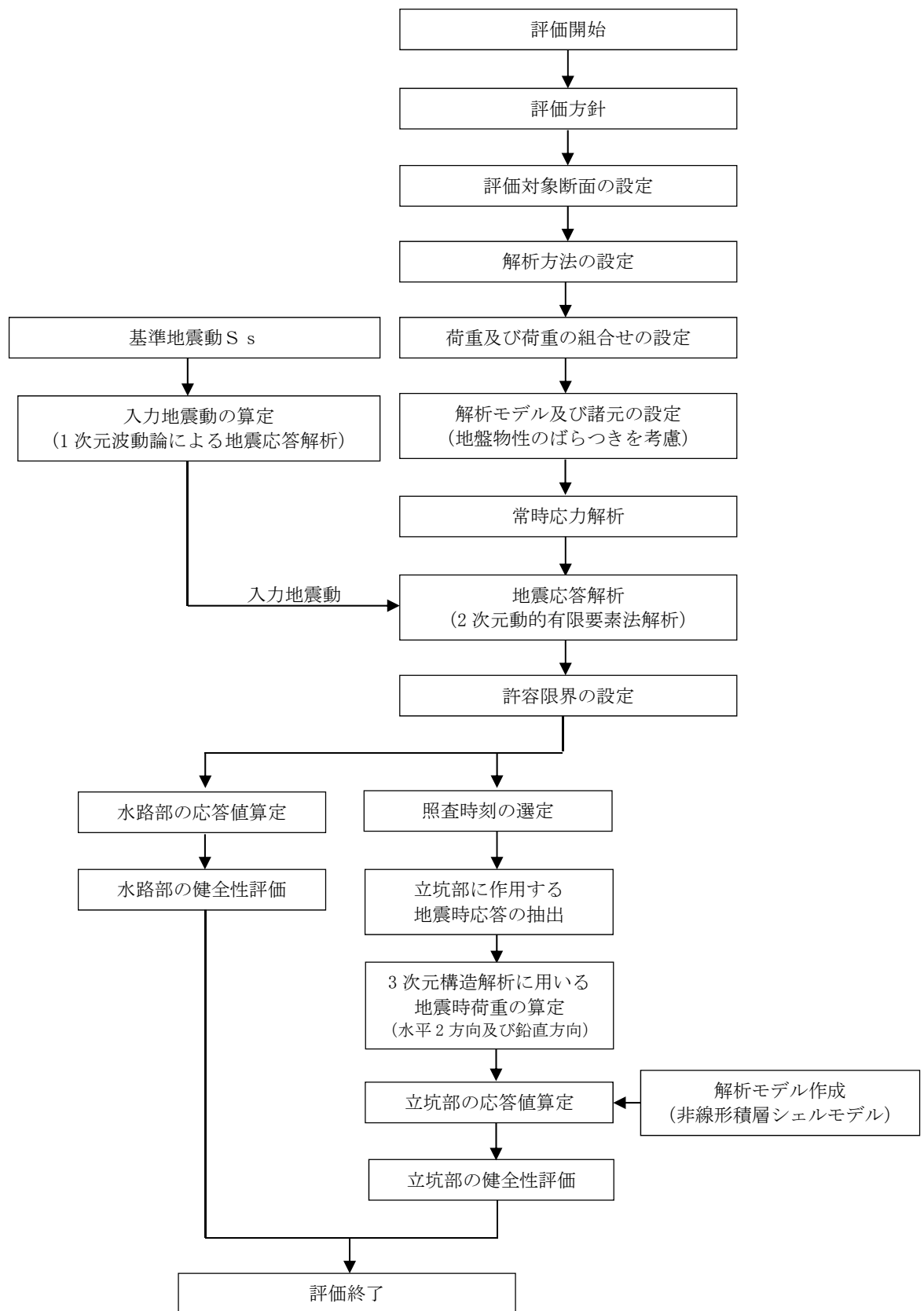


図 2-4 取水路立坑の耐震評価フロー

## 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）
- ・コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2012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。

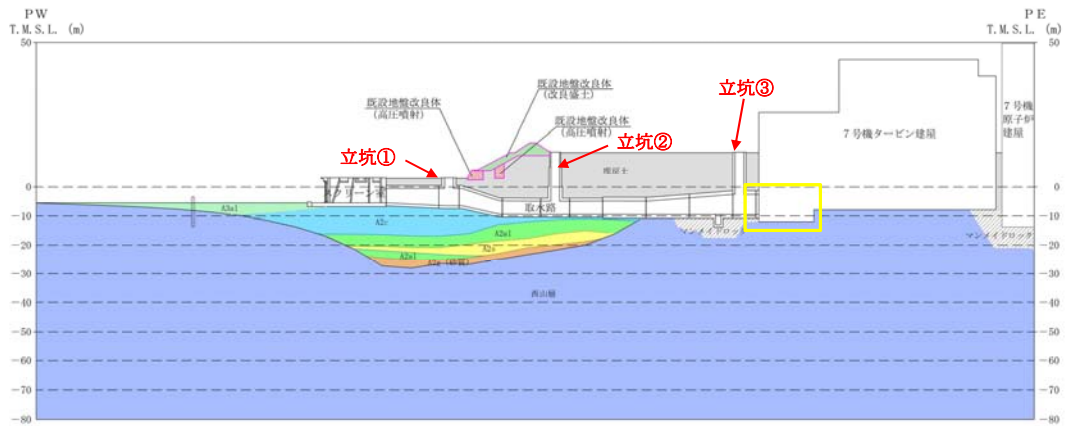
図 2-2 及び図 2-3 の7号機取水路立坑の平面図及び縦断図に示すとおり、取水路立坑は、水路上部に複数箇所存在（立坑①～⑤）する。このうち、取水路立坑に支配的な動土圧及び動水圧を受ける立坑の高さ（土被り厚さ）に着目すると、表 3-1 に示すとおり、立坑②～⑤と比較し、立坑①は高さが高い。また、表 3-1 及び表 3-2 に示すとおり、立坑②～⑤は、立坑の高さ（土被り厚さ）及び鉄筋比に大きな差がないことから、動土圧の主要因である地盤変位に着目し、立坑の水路接続位置と地表面間の地盤の最大相対水平変位を比較する。

表 3-1 各立坑の高さ

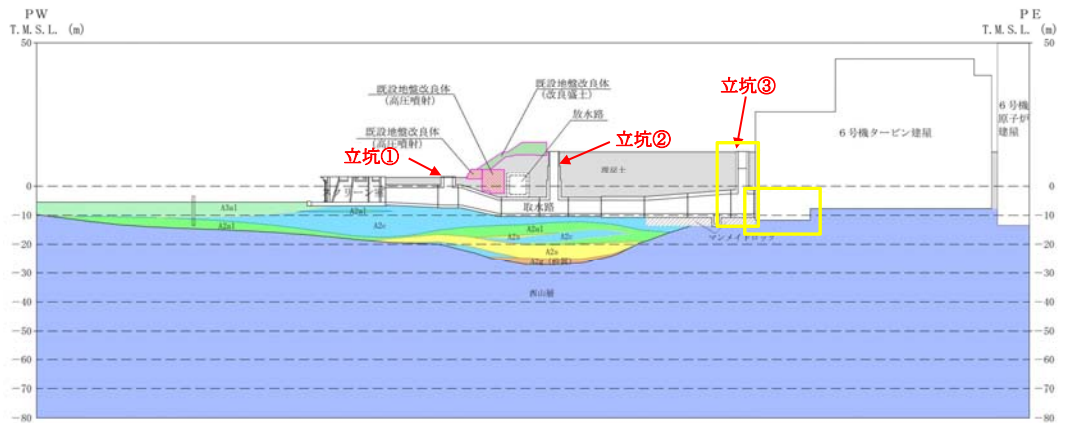
立坑	高さ (m)
①	2.7
②	16.1
③	13.5
④-S, N	18.1
⑤-S, N	18.5

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2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（8波）及びこれらの位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全15波とする。

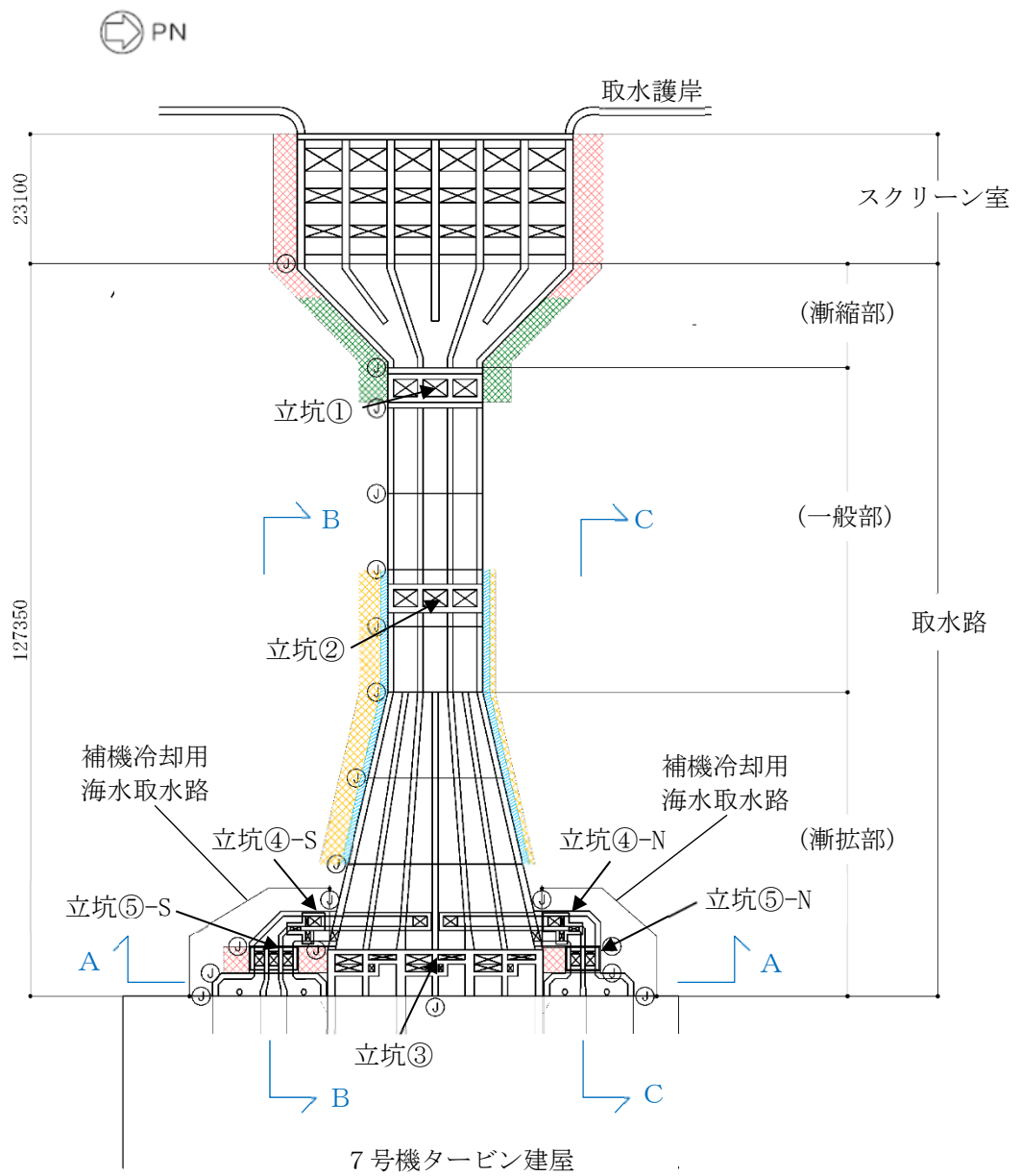
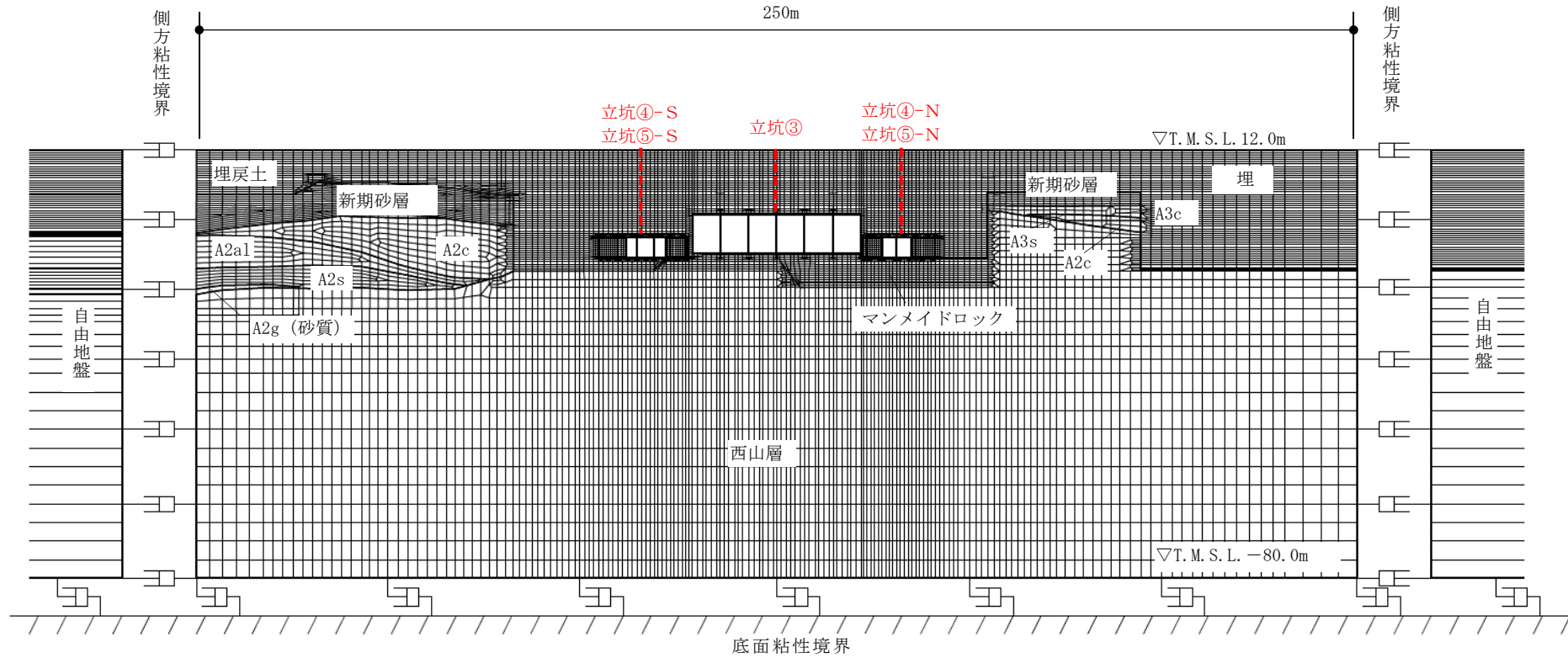


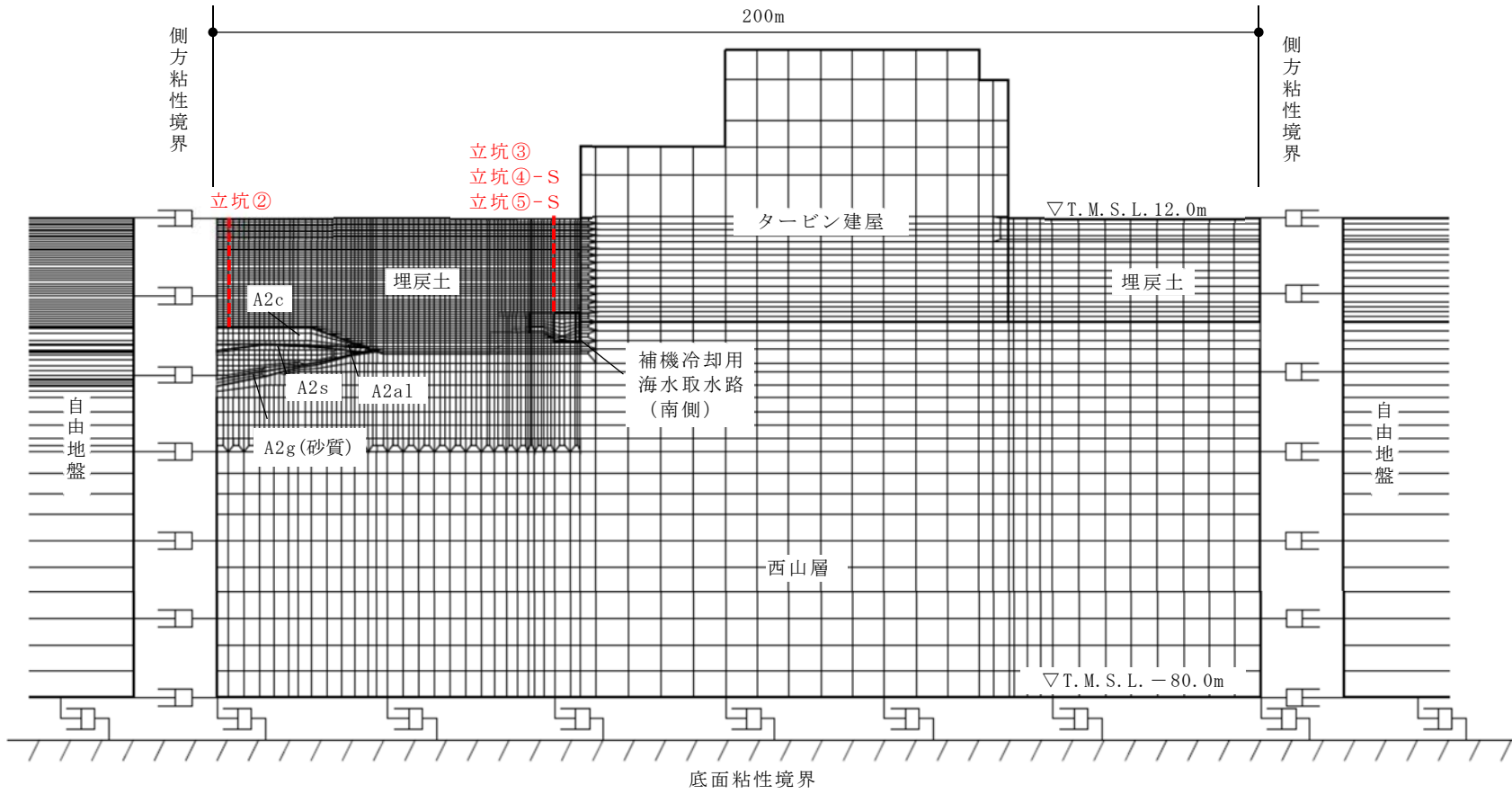
図 3-2 解析断面位置図

(参考) 10-13



(A-A断面)

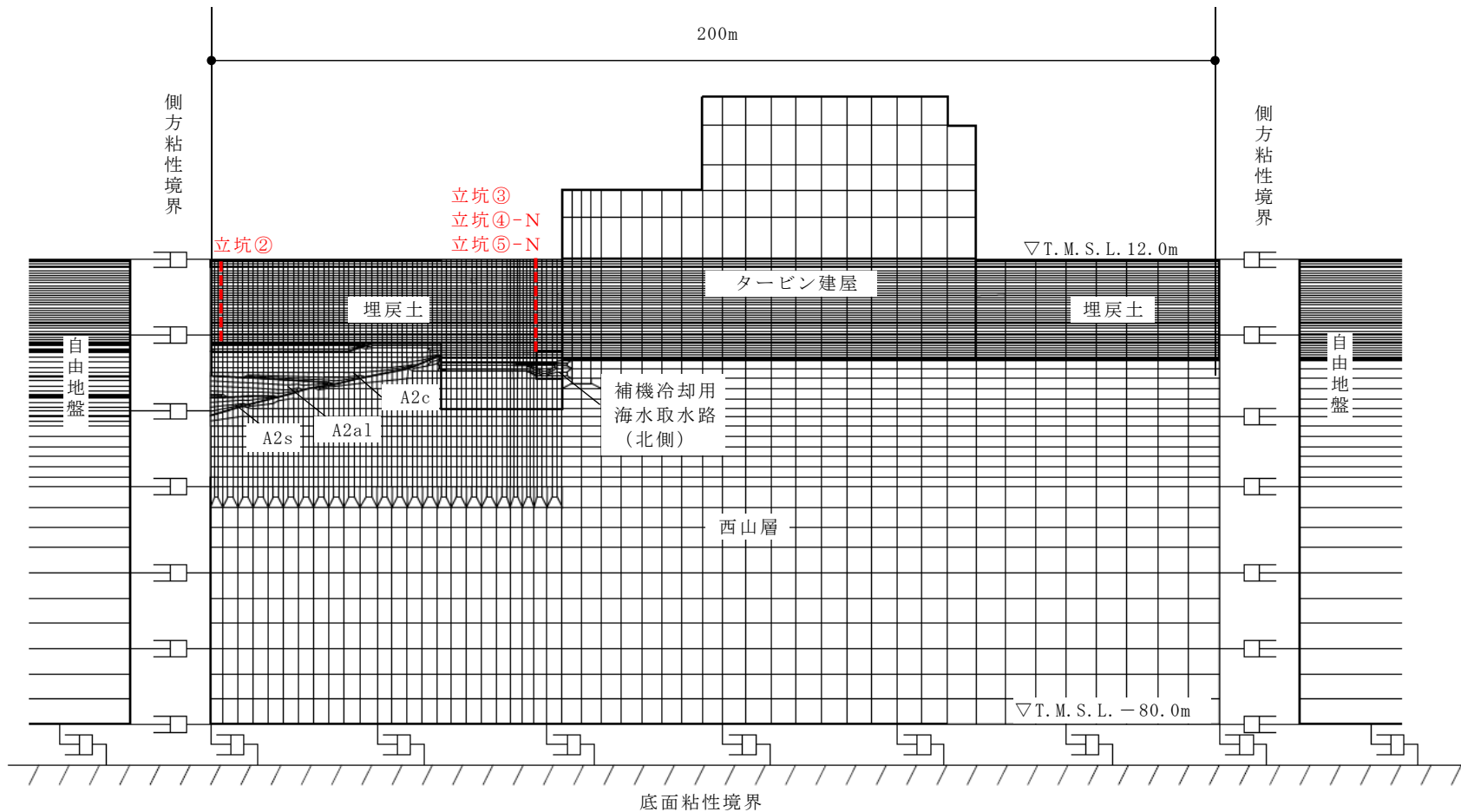
図 3-3 解析モデル図 (1/3)



(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) *2	173 (Ss-7) *3	187 (Ss-7) *3
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 : 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」(一般部)の地震応答解析より算定。

\*3 : 立坑②中央位置に最も近い位置で相対変位を算定。

#### 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 使用材料及び材料物性値

構造物の使用材料を表4-1、材料物性値を表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 <sup>2</sup>
鉄筋	SD35 (SD345 相当)

表 4-2 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート	23.5*	2.45×10 <sup>4</sup> *	0.2*

注記\* : 建設時の設計値に基づく。



#### 4.4 地盤，マンメイドロック及び地盤改良体の物性値

地盤，マンメイドロック及び地盤改良体については，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 3.5.3 地盤，マンメイドロック及び地盤改良体の物性値」にて設定している物性値を用いる。

#### 4.5 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. 3.0～8.0mに設定する。

#### 4.6 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，ジョイント要素の設定方法は，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 3.2.10 地震応答解析モデルの設定」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。非線形はり要素の非線形特性は，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 3.2.10 地震応答解析モデルの設定 (7) 材料特性の設定」に示す設定と同様とする。

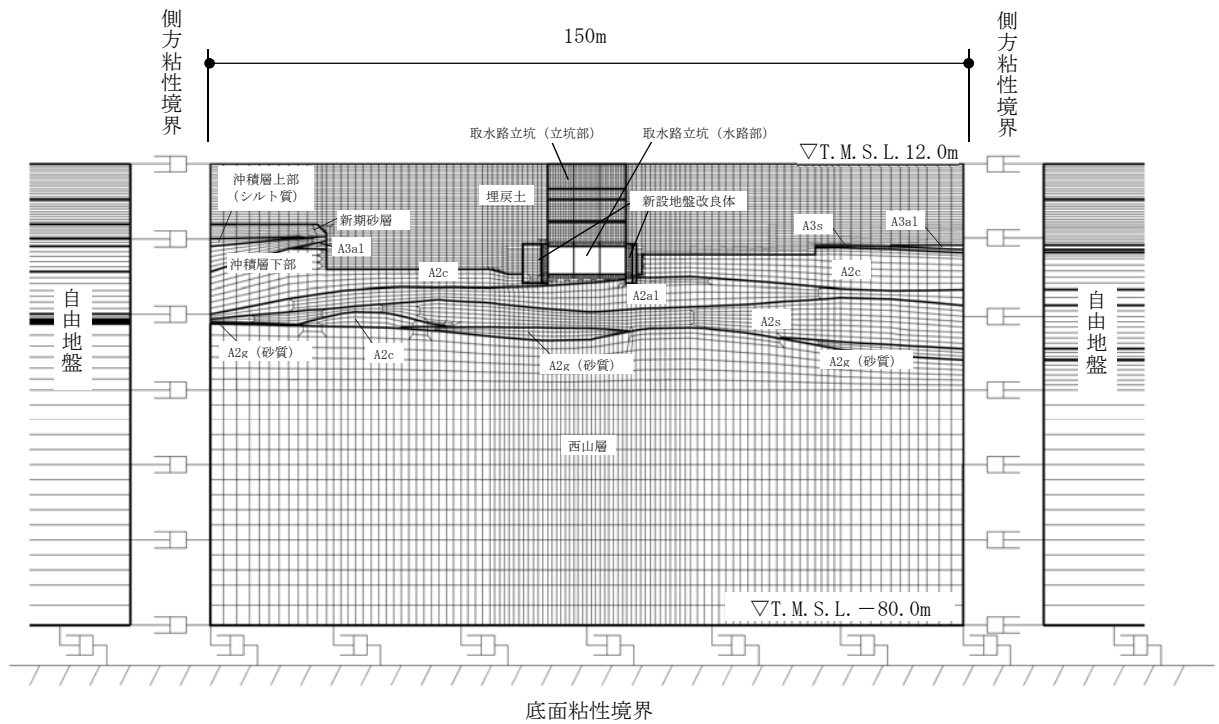


図 4-1 NS 断面の地震応答解析モデル

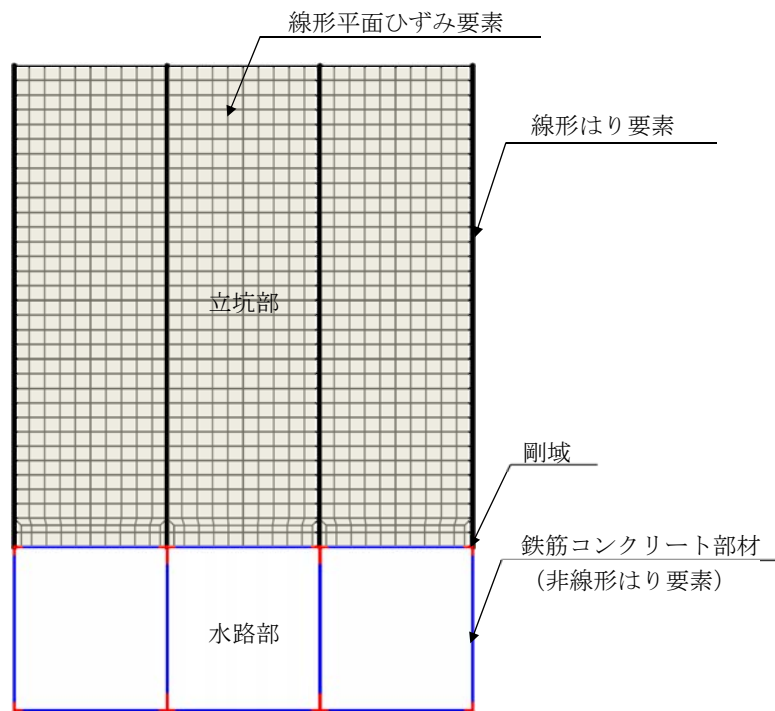


図 4-2 NS 断面における構造物のモデル化方法

#### 4.7 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。

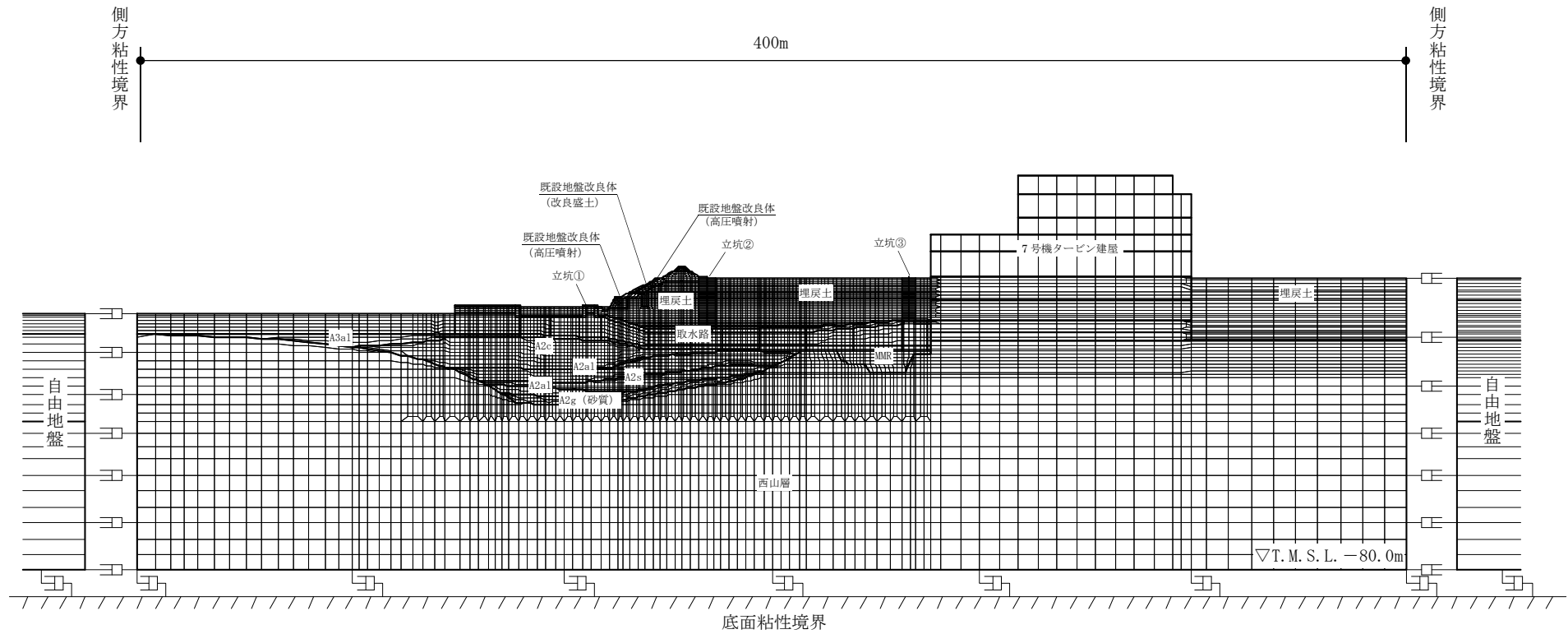


図 4-3 EW 断面の地震応答解析モデル

#### 4.8 減衰定数

減衰定数は、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 3.2.11 減衰定数」に示す設定と同様とする。

#### 4.9 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、取水路立坑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、取水路立坑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、取水路立坑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 4-3 に示す。

表 4-3 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	
	鉛直地震動	○ ・躯体、動土圧を考慮する	
	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、取水路立坑)

#### 4.9.1 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、NS断面の地震応答解析では、T.M.S.L. 5.0m、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. 3.0～8.0m に設定する。設定の際は、地下水の密度として、 $1.00\text{g}/\text{cm}^3$  を考慮する。

#### 4.9.2 内水圧

NS断面の地震応答解析では、取水路立坑の内部には、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、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$  を考慮する。NS断面における内水圧図を図 4-4 に示す。

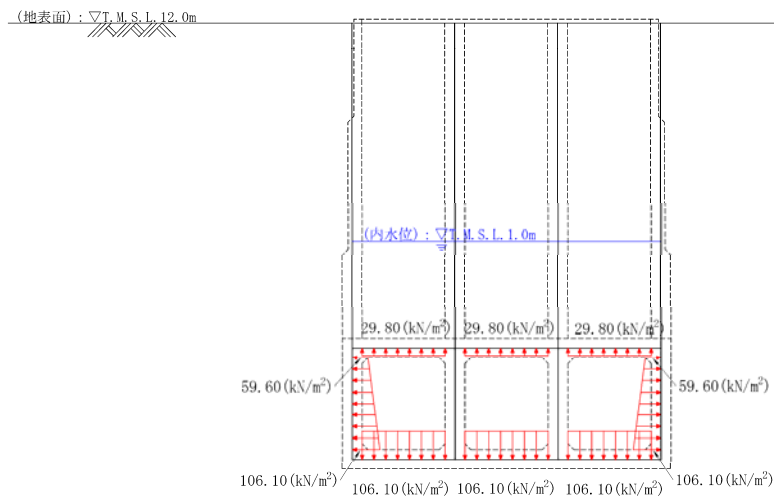


図 4-4 内水圧図 (NS 断面)

#### 4.9.3 動水圧

NS断面の地震応答解析では、取水路立坑の内部には、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。NS断面における動水圧図を図 4-5 に示す。

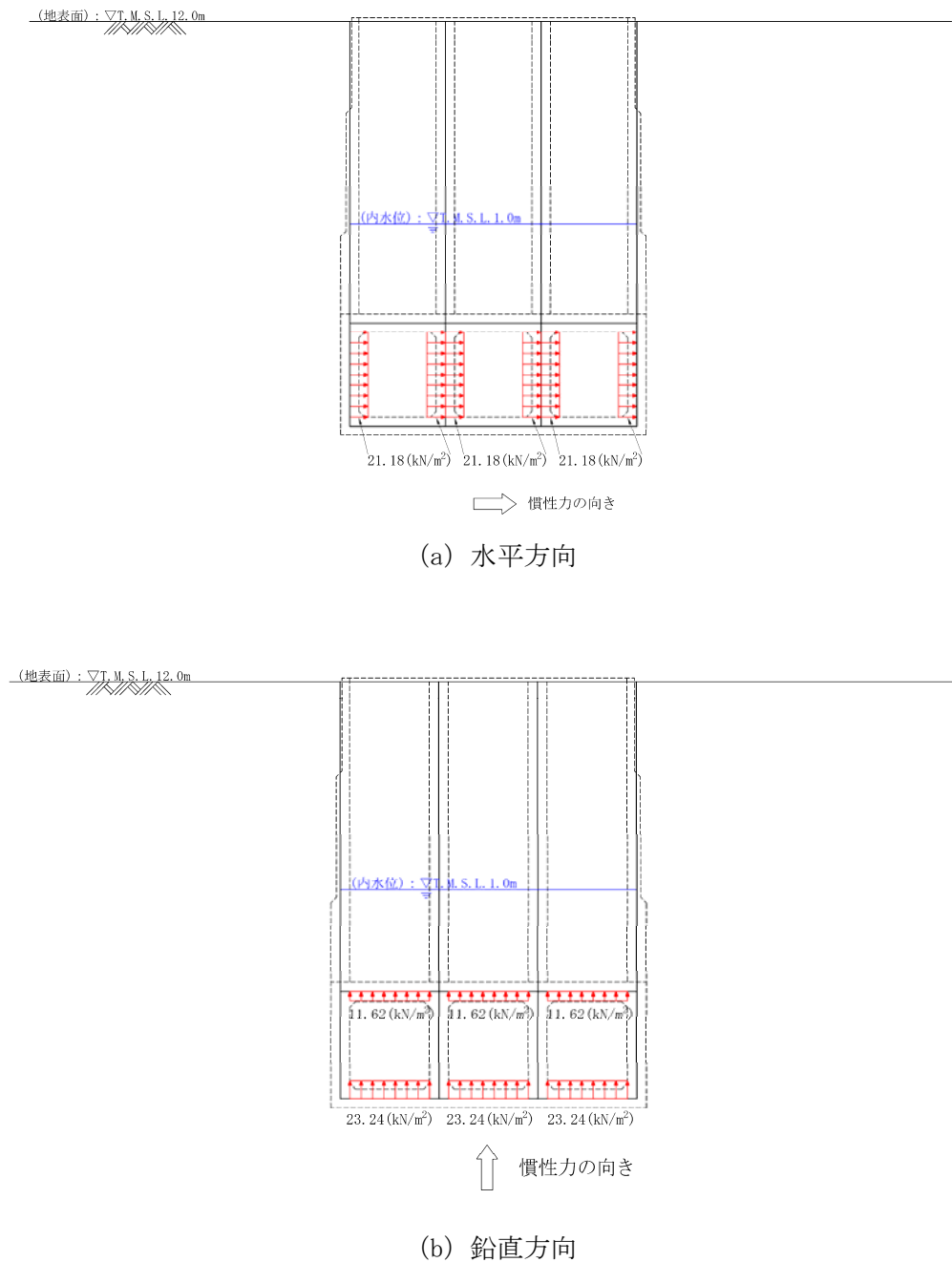


図 4-5 動水圧図 (NS断面)

#### 4.10 解析ケース

解析ケース及び地震動は、解析ケース①（基本ケース）の基準地震動S<sub>s</sub>全波（8波）及びこれらの位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全15波とする。屋外重要土木構造物としての機能を要求される水路部については、上記解析ケース及び地震動に加え、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）で実施している解析ケース②～⑤のS<sub>s</sub>-1- -を追加する。



#### 4.11 地震応答解析結果（水路部）

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4-6、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分布を図4-7に示す。

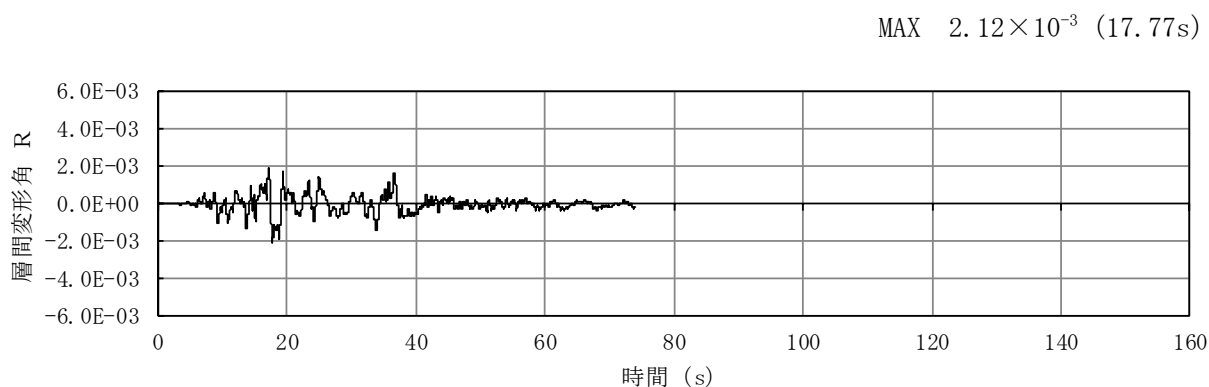
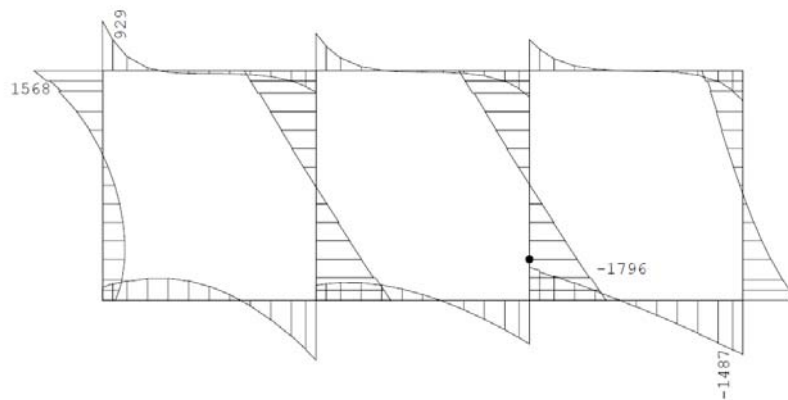


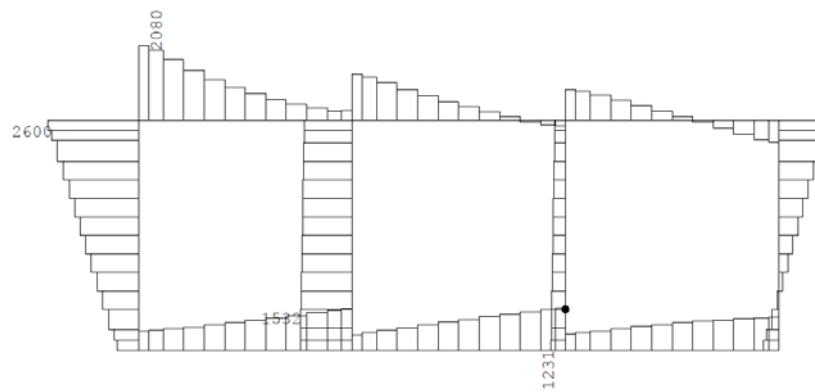
図4-6 層間変形角の時刻歴波形  
(NS断面, 解析ケース①, Ss-3--)



数値：各部材の最大断面力

●：せん断照査最大位置 = -1430 (kN・m)

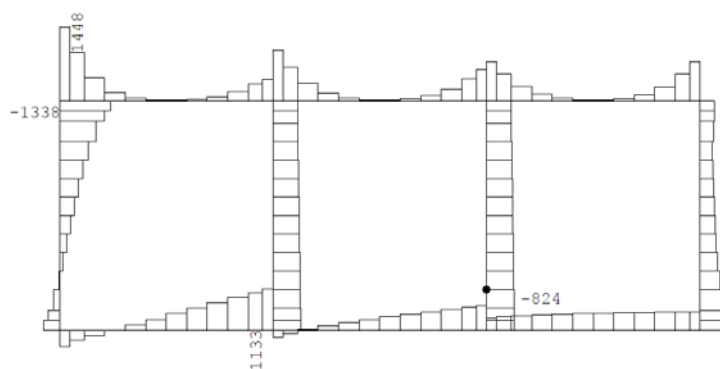
(a) 曲げモーメント (kN・m)



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 4-7 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, Ss-3- -, t=17.75s)

#### 4.12 地震応答解析結果（立坑部）

NS 断面の地震応答解析結果のうち，地震時の立坑部の水路接続位置と頂部間の最大相対水平変位の算定結果を表 4-4，表 4-4 において最大相対水平変位が最も大きくなる地震動における変位最大時刻での相対水平変位分布図を図 4-8 に示す。また，地震時に立坑部に作用する最大土水圧の算定結果を表 4-5，表 4-5 において最大土水圧が最も大きくなる地震動における土水圧最大時刻での土水圧分布図を図 4-9 に示す。

EW 断面の地震応答解析結果のうち，地震時の立坑部の水路接続位置と頂部間の最大相対水平変位の算定結果を表 4-6，表 4-6 において最大相対水平変位が最も大きくなる地震動における変位最大時刻での相対水平変位分布図を図 4-10 に示す。また，地震時に立坑部に作用する最大土水圧の算定結果を表 4-7，表 4-7 において最大土水圧が最も大きくなる地震動における土水圧最大時刻での土水圧分布図を図 4-11 に示す。

表 4-4 最大相対水平変位の算定結果 (NS 断面)

地震動		最大相対水平変位 (cm)
Ss-1	++	0.194
	-+	0.205
	+ -	0.193
	--	0.203
Ss-2		0.129
Ss-3	++	0.196
	-+	0.202
	+ -	0.202
	--	0.198
Ss-4		0.160
Ss-5		0.169
Ss-6		0.184
Ss-7		0.186
Ss-8	++	0.175
	-+	0.186

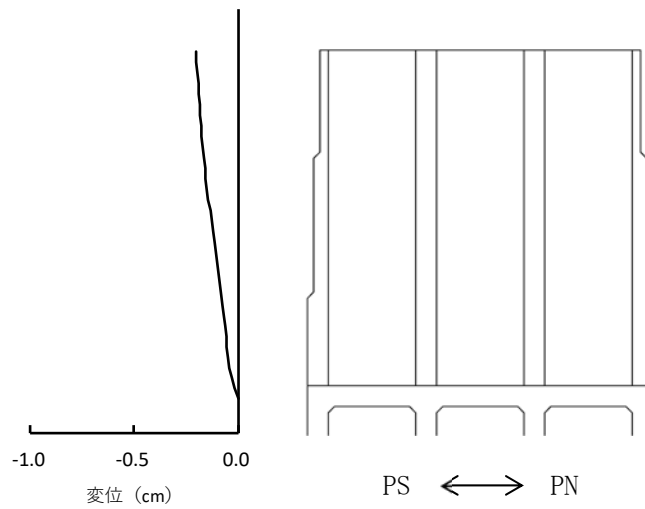


図 4-8 相対水平変位分布図 (NS 断面)  
(解析ケース①, Ss-1-+, t=10.58s)

表 4-5 最大土水圧の算定結果 (NS 断面)

地震動		最大土水圧 (kN)
S <sub>s</sub> -1	++	12303
	-+	11746
	+ -	11918
	--	11871
S <sub>s</sub> -2		8115
S <sub>s</sub> -3	++	11289
	-+	10995
	+ -	11962
	--	12252
S <sub>s</sub> -4		9869
S <sub>s</sub> -5		10897
S <sub>s</sub> -6		11860
S <sub>s</sub> -7		11735
S <sub>s</sub> -8	++	10800
	-+	10488

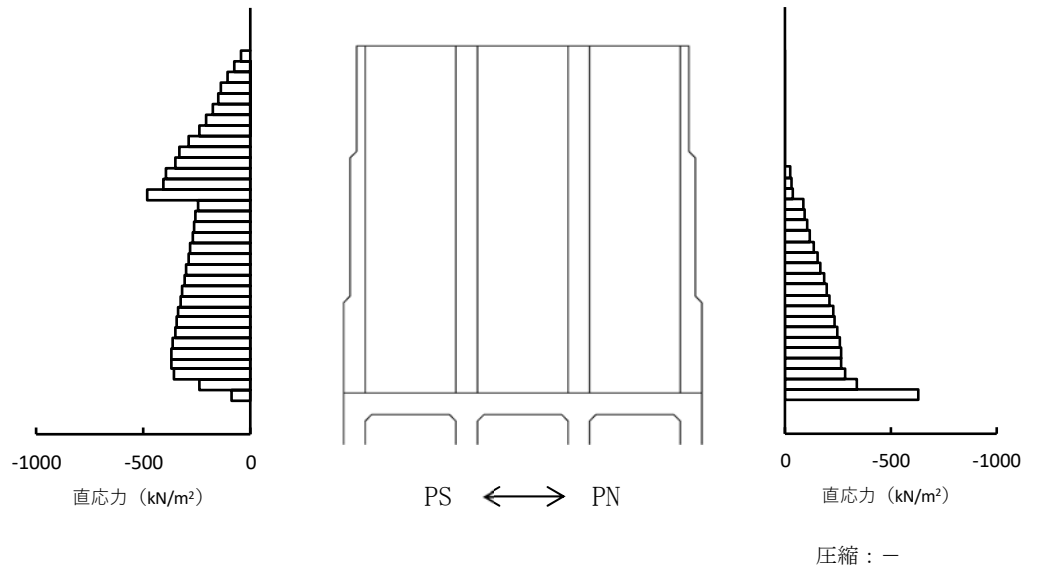


図 4-9 土水圧分布図 (NS 断面)  
(解析ケース①, S<sub>s</sub>-1++, t=10.64s)

表 4-6 最大相対水平変位の算定結果 (EW 断面)

地震動		最大相対水平変位 (cm)
S <sub>s</sub> -1	++	3.87
	-+	7.93
	+ -	3.63
	--	8.19
S <sub>s</sub> -2		2.36
S <sub>s</sub> -3	++	6.97
	-+	8.21
	+ -	6.41
	--	7.12
S <sub>s</sub> -4		4.53
S <sub>s</sub> -5		18.26
S <sub>s</sub> -6		13.70
S <sub>s</sub> -7		26.85
S <sub>s</sub> -8	++	2.73
	-+	2.33

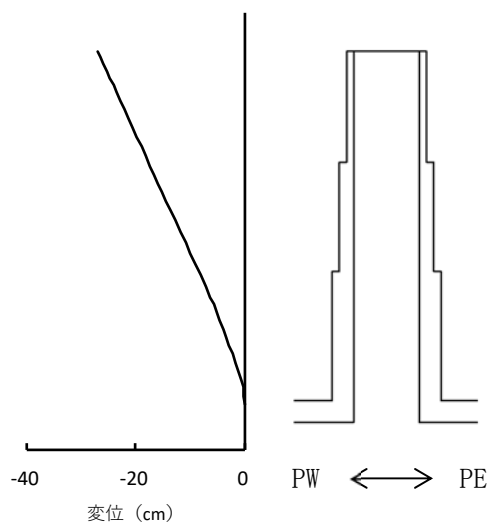


図 4-10 相対水平変位分布図 (EW 断面)  
(解析ケース①, S<sub>s</sub>-7, t=58.47s)

表 4-7 最大土水圧の算定結果 (EW 断面)

地震動		最大土水圧 (kN)
S <sub>s</sub> -1	++	22485
	-+	24161
	+ -	23454
	--	24251
S <sub>s</sub> -2		18602
S <sub>s</sub> -3	++	23959
	-+	21841
	+ -	23223
	--	23333
S <sub>s</sub> -4		22699
S <sub>s</sub> -5		26940
S <sub>s</sub> -6		24870
S <sub>s</sub> -7		26749
S <sub>s</sub> -8	++	22456
	-+	17800

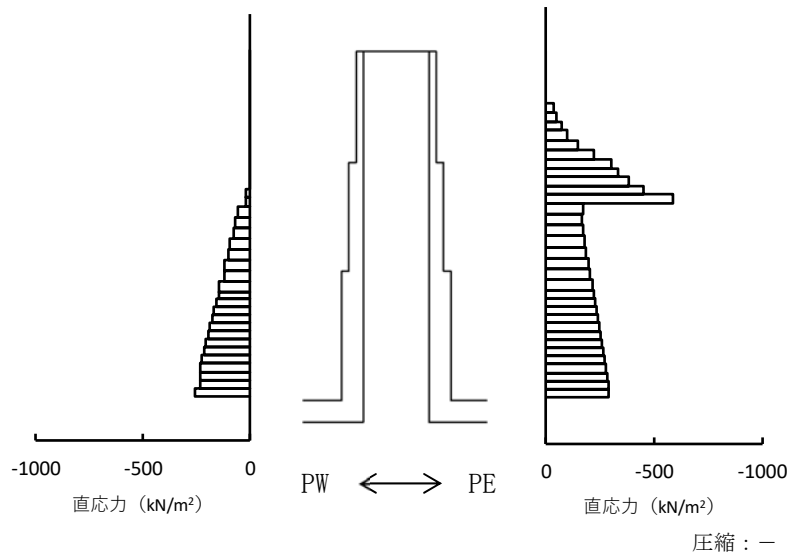


図 4-11 土水圧分布図 (EW 断面)  
(解析ケース①, S<sub>s</sub>-5, t=60.42s)

## 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，照査用せん断力が，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。

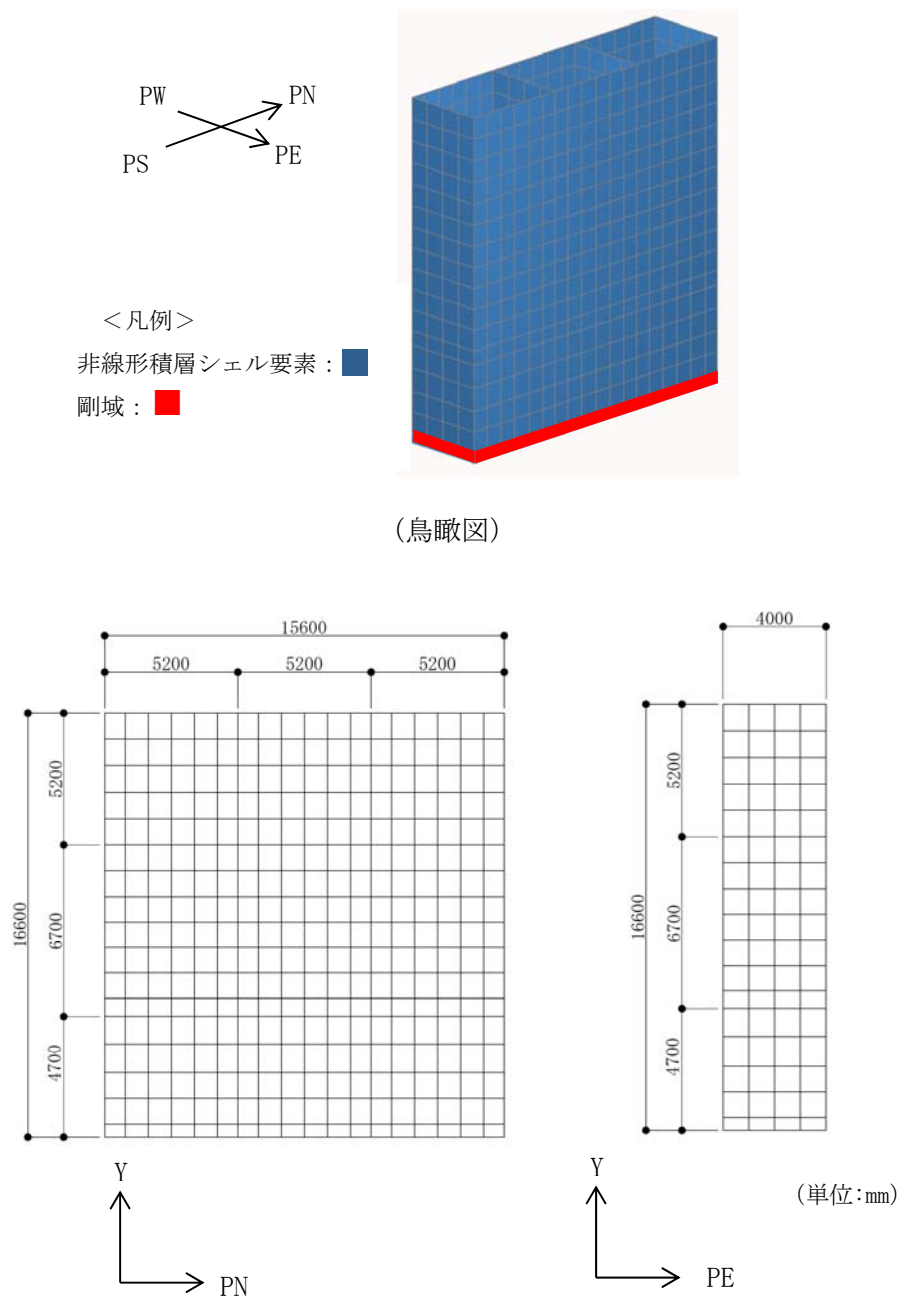


図 5-1 立坑部の 3 次元構造解析モデル

#### 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 5.4.2 解析モデルの設定 (5)材料の非線形特性」に示す設定と同様とする。

#### 5.2.5 入力荷重

立坑部の耐震評価では，表 5-1 に示すとおり，評価に支配的な荷重が発生する時刻として，NS 断面及び EW 断面それぞれの地震応答解析において立坑の水路接続位置と頂部間の相対水平変位が最大となる時刻及び立坑に作用する土水圧が最大となる時刻を照査時刻として選定する。3次元構造解析の入力荷重は，上記照査時刻における水平2方向及び鉛直方向の応答値をNS断面及びEW断面それぞれの地震応答解析から抽出し算定する。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 5-2 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。立坑部の慣性力については，地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材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。内水圧については，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として設定する。動水圧については，T.M.S.L. 1.0m を水面とし，各方向の慣性力に応じた荷重を作用させる。土圧及び水圧については，立坑部の側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。

表 5-1 立坑部の照査時刻

施設	加振方向	事象	照査時刻
立坑部	NS	立坑の水路接続位置と頂部間の相対水平変位最大時	時刻 1
		立坑に作用する土水圧最大時	時刻 2
	EW	立坑の水路接続位置と頂部間の相対水平変位最大時	時刻 3
		立坑に作用する土水圧最大時	時刻 4

表 5-2 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 (NS 断面方向)	応答加速度	躯体全体
	躯体 (EW 断面方向)	応答加速度	躯体全体
内水圧・動水圧	躯体 (NS 断面方向)	— *	作用位置
	躯体 (EW 断面方向)	— *	作用位置
土圧及び水圧	躯体 (NS 断面方向)	土圧・水圧	作用位置
	躯体 (EW 断面方向)	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。

### 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、照査用せん断力が、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、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、 $\gamma_i$  : 構造物係数 (=1.0)

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

$\gamma_a$  : 構造解析係数 (=1.2)

$\gamma$  : 応答計算による面内せん断ひずみ

$\gamma_A$  : せん断ひずみ度に関する許容限界の目安値

$$\gamma_A = \gamma_u / 2.0$$

$\gamma_u$  : 終局せん断ひずみ度で  $4.0 \times 10^{-3}$

## 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、せん断力に対する照査結果を表 6-2、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及び地震動の照査結果（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++	$2.41 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.25
	Ss-1-+	$2.43 \times 10^{-3}$		0.25
	Ss-1+-	$2.33 \times 10^{-3}$		0.24
	Ss-1--	$2.50 \times 10^{-3}$		0.25
	Ss-2	$1.28 \times 10^{-3}$		0.13
	Ss-3++	$2.46 \times 10^{-3}$		0.25
	Ss-3-+	$2.53 \times 10^{-3}$		0.26
	Ss-3+-	$2.45 \times 10^{-3}$		0.25
	Ss-3--	$2.54 \times 10^{-3}$		0.26
	Ss-4	$1.43 \times 10^{-3}$		0.15
	Ss-5	$1.69 \times 10^{-3}$		0.17
	Ss-6	$1.75 \times 10^{-3}$		0.18
	Ss-7	$1.99 \times 10^{-3}$		0.20
	Ss-8++	$2.33 \times 10^{-3}$		0.24
	Ss-8-+	$2.42 \times 10^{-3}$		0.25
②	Ss-1--	$2.46 \times 10^{-3}$	0.25	
③	Ss-1--	$2.30 \times 10^{-3}$	0.23	
④	Ss-1--	$2.03 \times 10^{-3}$	0.21	
⑤	Ss-1--	$2.00 \times 10^{-3}$	0.20	

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  $\gamma_a$

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  $\gamma_a$

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  $\gamma_a$



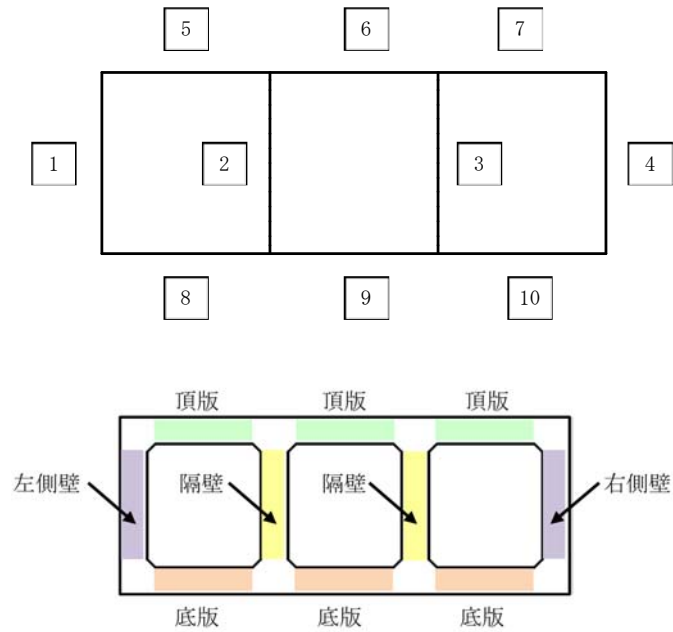
表 6-3 せん断力照査値が最大となる解析ケースの照査結果（水路部）

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 <sup>*2</sup>	3232 <sup>*2</sup>	0.48 <sup>*2</sup>
隔壁	3	①	Ss-3--	868 <sup>*2</sup>	1866 <sup>*2</sup>	0.47 <sup>*2</sup>
底版	8	①	Ss-3+-	1320	2377	0.56

注記\*1：照査用せん断力 $V_d$ =発生せん断力 $V$ ×構造解析係数 $\gamma_a$

\*2：材料非線形解析を用いた方法による数値

\*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- $\phi$ 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。

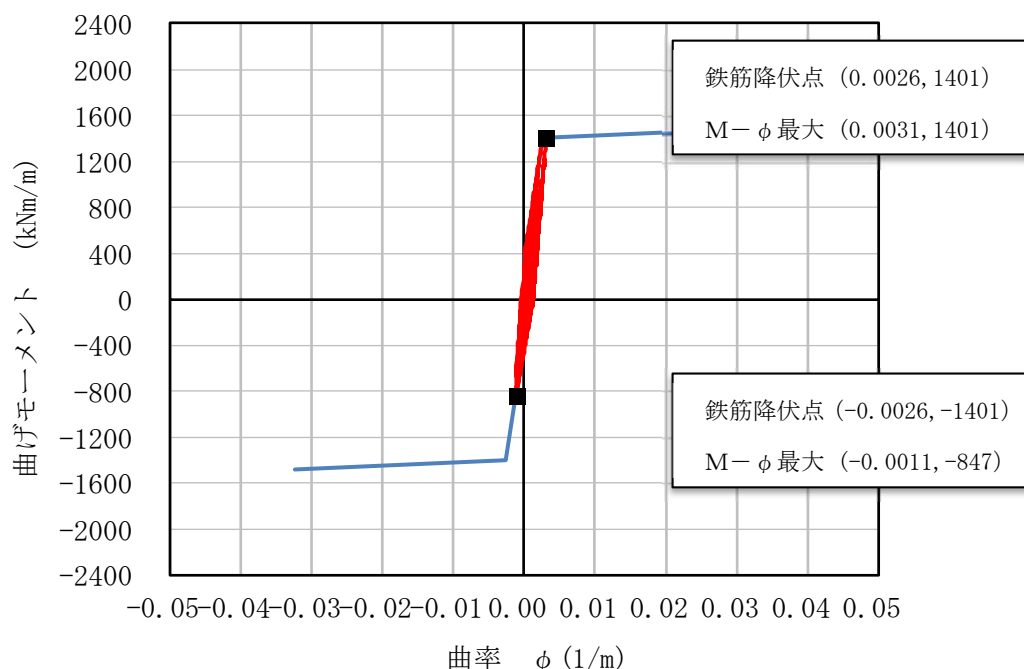


図6-1 水路部のM- $\phi$ 曲線を用いた貯水機能の確認

(左側壁上部, 解析ケース①, 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

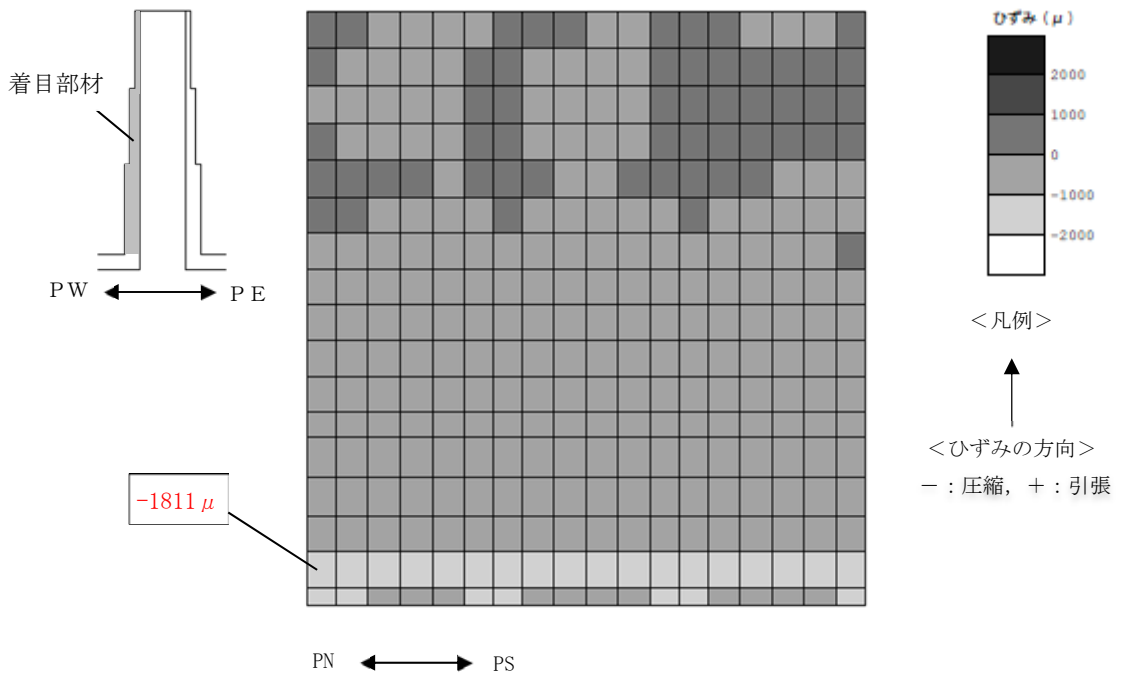
立坑部の曲げ軸力に対する照査結果を表 6-4、せん断力に対する照査結果を表 6-5、面内せん断力に対する照査結果を表 6-6 に示す。せん断力に対する照査については、許容限界に対する余裕が小さいことから、表 5-1 に示す照査時刻 1~4（解析ケース①）の結果に加え、最も照査値が大きい照査時刻 4（EW 方向、立坑に作用する土水圧最大時）について、さらに照査値が大きくなる可能性がある解析ケース③、Ss-5 の地震応答解析を実施し、EW 方向の立坑に作用する土水圧最大時刻（時刻 4'）における照査を追加で実施する。

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。なお、せん断力に対する照査については、許容限界に対する余裕が小さいものの、図 6-3(c)に示すとおり、発生せん断力は立坑部全体のうち局所的な範囲で大きくなっていることから、立坑部の崩壊に伴う水路部への波及的影響の観点からは、十分な安全性を有していると考えられる。

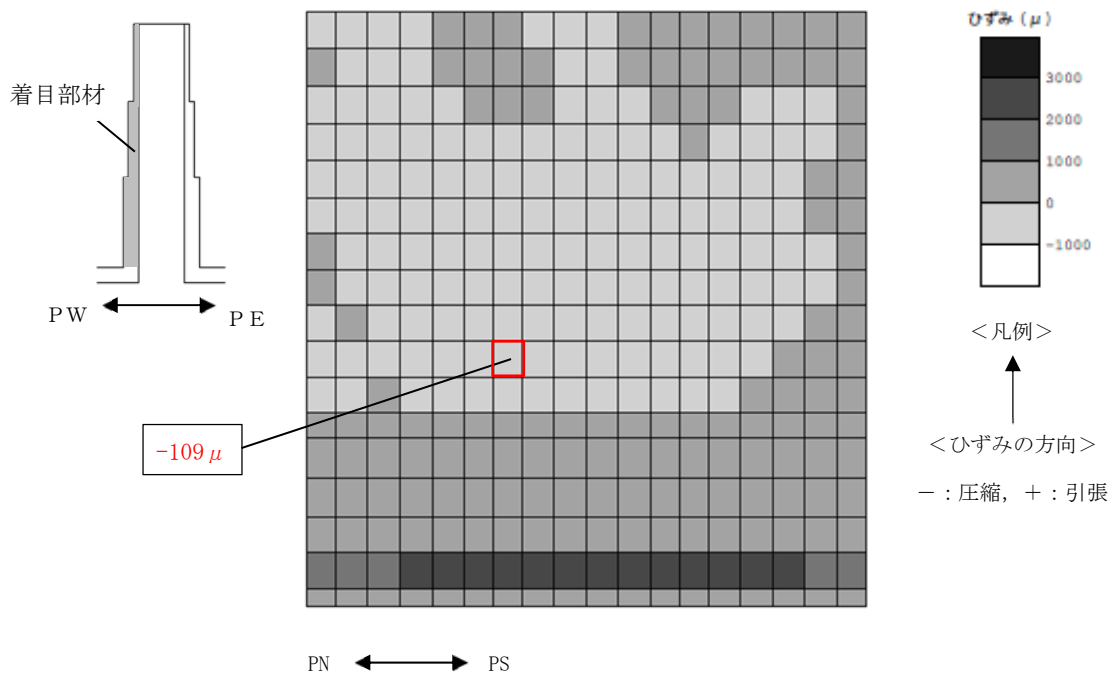
表 6-4 曲げ軸力に対する照査結果（立坑部）

照査時刻	解析 ケース	地震動	評価位置	照査用ひずみ* $\varepsilon_d (\mu)$	限界ひずみ $\varepsilon_d (\mu)$	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_r$
時刻 1	①	Ss-1-+	部材厚 1.0m	1874	10000	0.19
時刻 2	①	Ss-1++	部材厚 0.4m	1169	10000	0.12
時刻 3	①	Ss-7EW Ss-7NS	部材厚 1.0m	2129	10000	0.22
時刻 4	①	Ss-5EW Ss-5NS	部材厚 1.0m	2174	10000	0.22

注記\* : 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$



(a) 最外縁（西側）のひずみ分布



(b) 最外縁（東側）のひずみ分布

: 最大ひずみ発生箇所

図 6-2 曲げ軸力照査値が最も厳しくなるケースでのひずみ分布図（立坑部）

（部材：側壁西側，解析ケース①，Ss-5，t=60.42s）

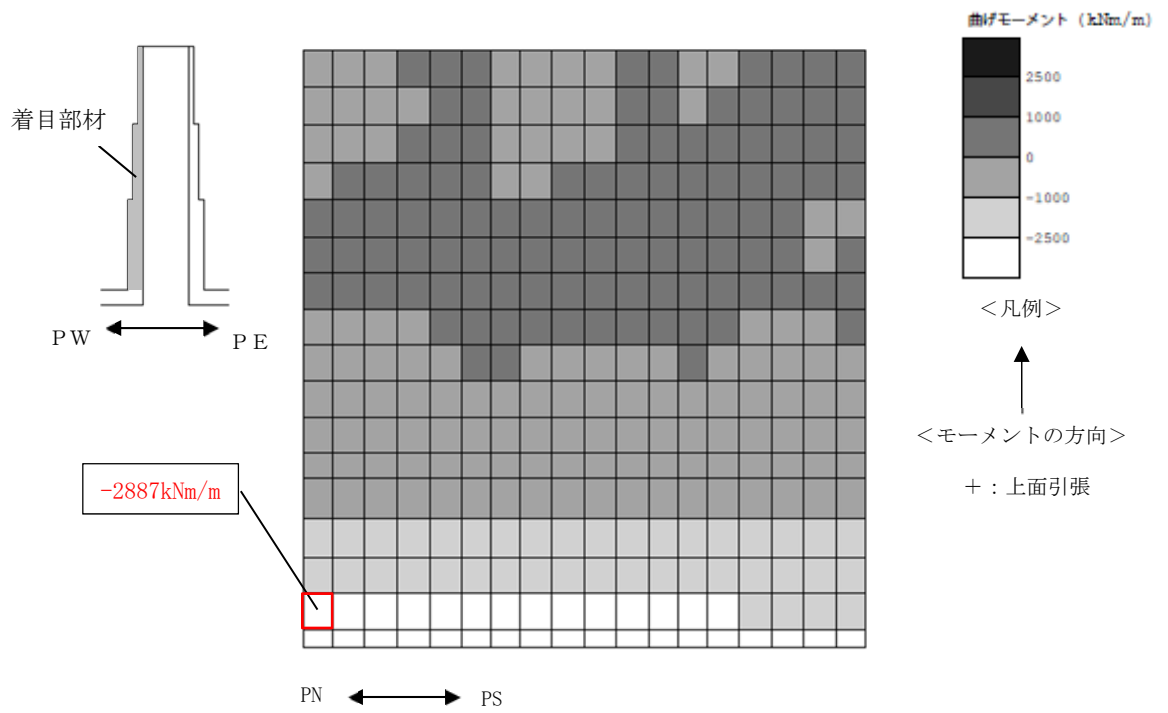
表 6-5 せん断力に対する照査結果（立坑部）

照査時刻	解析 ケース	地震動	評価位置	照査用せん断力 $V_d^{*1}$ (kN)	せん断耐力 $V_{yd}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{yd}$
時刻 1	①	Ss-1-+	部材厚 1.0m	2083 <sup>*2</sup>	2185 <sup>*2*3</sup>	0.96 <sup>*2</sup>
時刻 2	①	Ss-1++	部材厚 0.4m	370	424 <sup>*3</sup>	0.88
時刻 3	①	Ss-7EW Ss-7NS	部材厚 1.0m	2044 <sup>*2</sup>	2197 <sup>*2*3</sup>	0.94 <sup>*2</sup>
時刻 4	①	Ss-5EW Ss-5NS	部材厚 1.0m	2308 <sup>*2</sup>	2362 <sup>*2*3</sup>	0.98 <sup>*2</sup>
時刻 4'	③	Ss-5EW Ss-5NS	部材厚 1.0m	2629 <sup>*2</sup>	2691 <sup>*2*3</sup>	0.98 <sup>*2</sup>

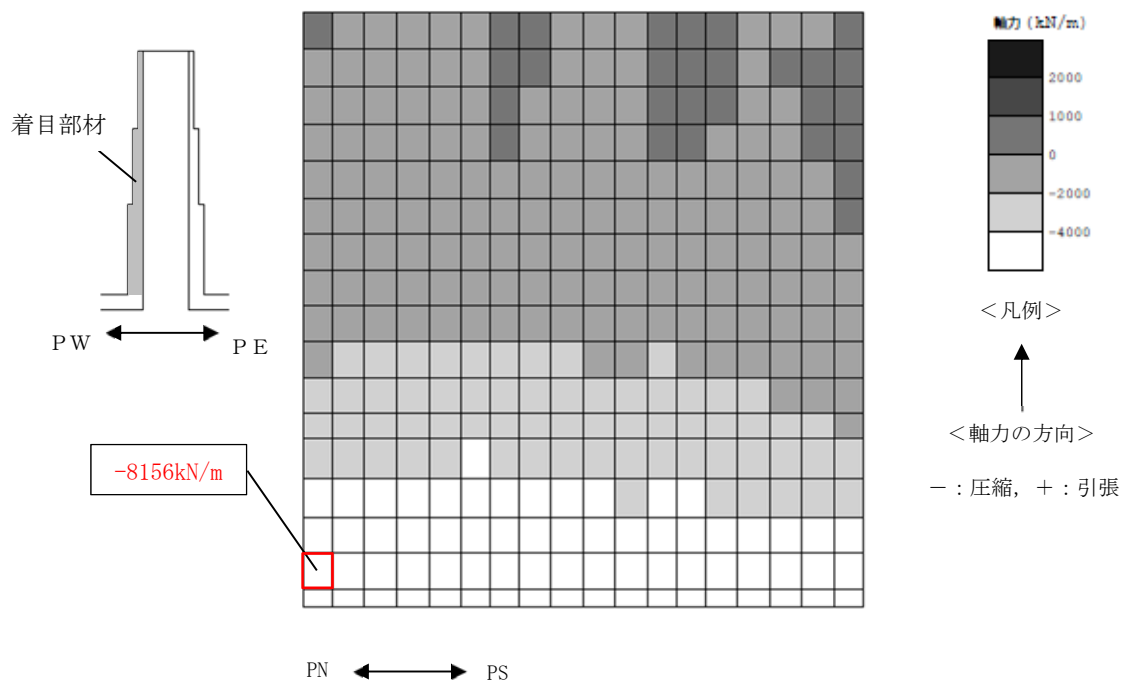
注記\*1 : 照査用せん断力  $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

\*2 : 材料非線形解析を用いた方法による数値

\*3 : 部材係数  $\gamma_{b2}$  を考慮



(a) 曲げモーメント分布

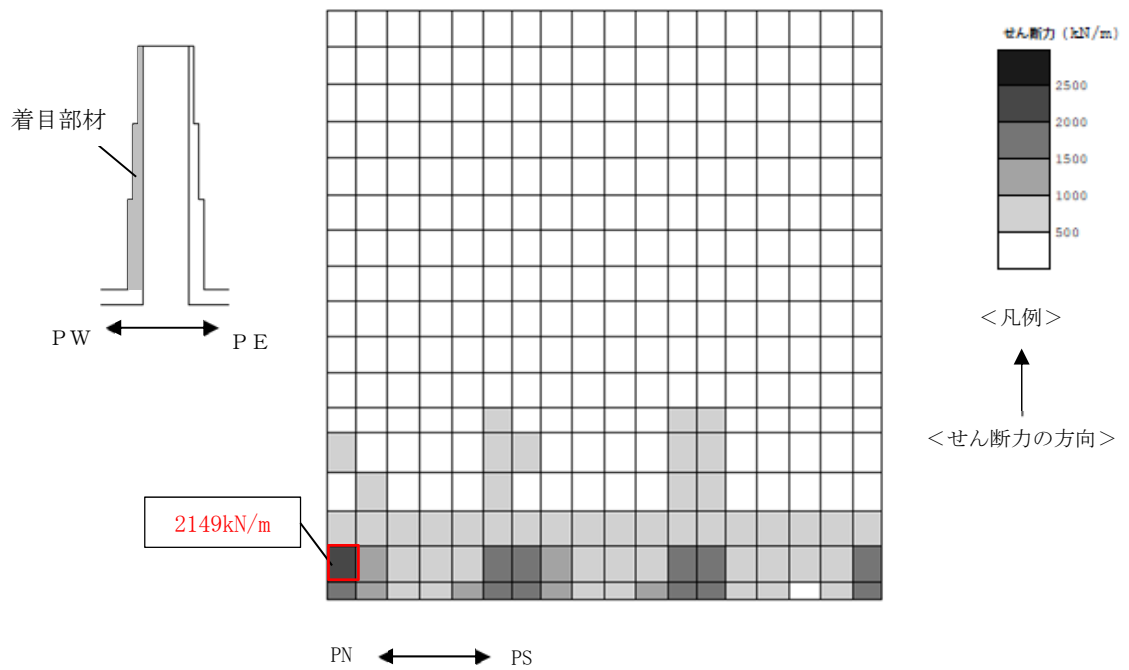


(b) 軸力分布

: 最大断面力発生箇所

図 6-3 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 (立坑部) (1/2)

(部材 : 側壁西側, 解析ケース①, Ss-5, t=60.42s)



(c) せん断力分布

: 最大断面力発生箇所

図 6-3 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 (立坑部) (2/2)  
(立坑部, 部材: 側壁西側, 解析ケース①, Ss-5, t=60.42s)

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* $\gamma_d$	限界せん断 ひずみ $\gamma_A$	照査値 $\gamma_d / \gamma_A$
立坑部	②	Ss-1---	$4.14 \times 10^{-4}$	$2.0 \times 10^{-3}$	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  $\gamma_a$