

本資料のうち、枠囲みの内容は防
護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-工-B-19-0090_改4
提出年月日	2021年10月27日

VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書

2021年10月

東北電力株式会社

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造及び補強の概要	3
2.3 評価方針	12
2.4 適用基準	15
3. 耐震評価	16
3.1 地震時荷重算出断面	16
3.2 使用材料及び材料の物性値	19
3.3 許容限界	20
3.3.1 構造部材の健全性に対する許容限界	20
3.3.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	30
3.4 評価方法	31
3.4.1 構造部材の健全性評価	31
3.4.2 基礎地盤の支持性能評価	41
4. 構造部材の地震時応答	42
5. 耐震評価結果	64
5.1 構造部材の健全性に対する評価結果	64
5.2 各要求機能に対する評価結果	70
5.2.1 通水機能	70
5.2.2 貯水機能	74
5.2.3 止水機能	77
5.3 Sクラスの施設等を支持する機能に対する評価結果	79
5.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	82
5.4.1 基礎地盤（狐崎部層）	82
5.4.2 MMR（既設）	83

別紙1 補機ポンプエリア隔壁等の耐震性についての計算書

 : 記載適正化範囲

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-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、海水ポンプ室が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認するものである。

海水ポンプ室の構造部材の健全性評価にあたっては、地震応答解析により算定した荷重を三次元構造解析モデルに作用させて確認する。基礎地盤の支持性能評価にあたっては、地震応答解析により基礎地盤に発生した接地圧を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

海水ポンプ室の位置を図 2-1 に示す。

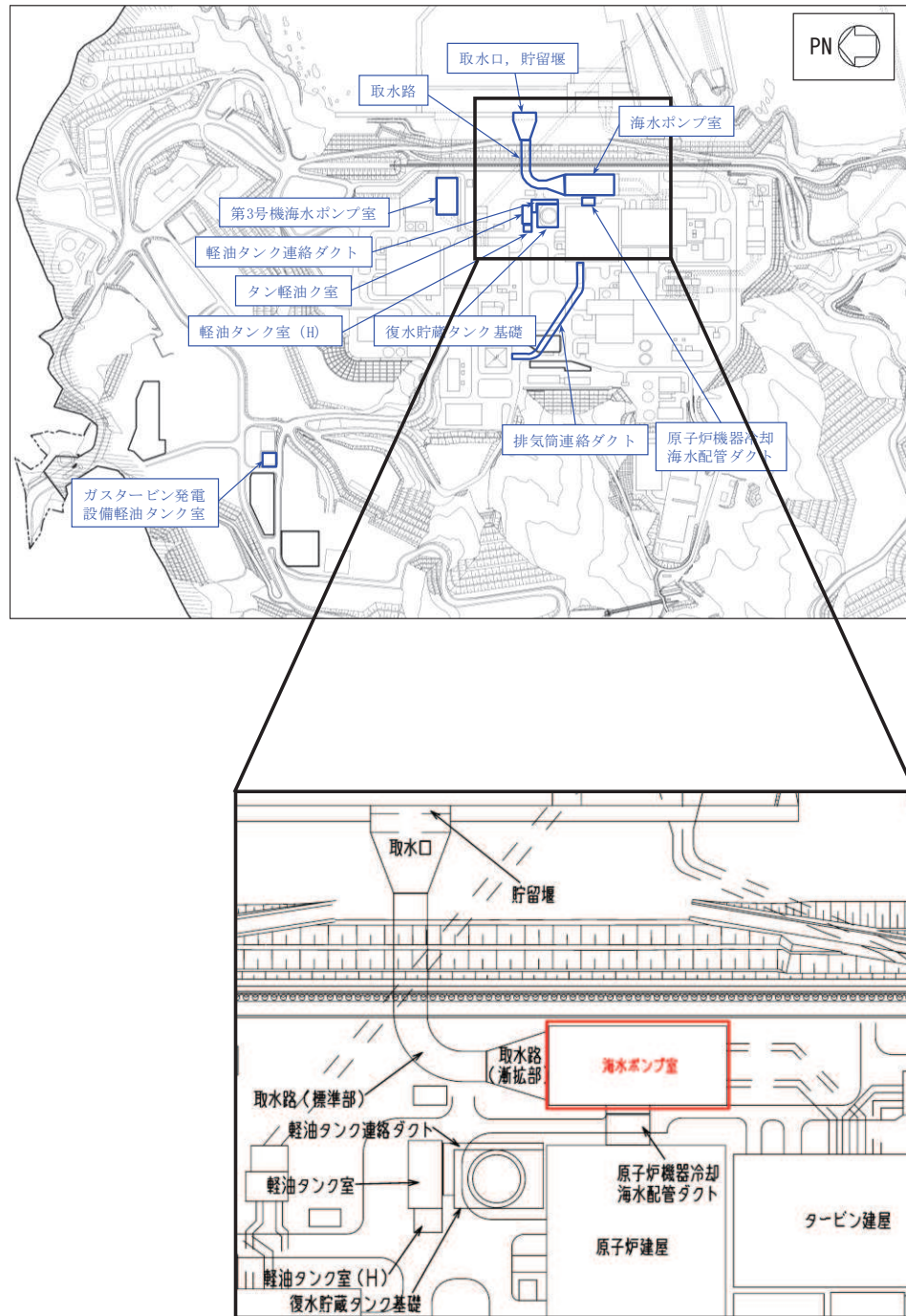


図 2-1 海水ポンプ室の位置図

2.2 構造及び補強の概要

海水ポンプ室の平面図を図 2-2 に、断面図を図 2-3～図 2-7 に、耐震補強の概要を図 2-8 に、補強計画図を図 2-9～図 2-14 に、概略配筋図を図 2-15～図 2-18 に示す。

海水ポンプ室は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である原子炉補機冷却海水ポンプ等を間接支持する支持機能、非常時における海水の通水機能及び貯水機能、浸水防止のための止水機能が要求される。

海水ポンプ室は、地下 2 階構造となっており、上部はスクリーンエリア、補機ポンプエリア、循環水ポンプエリアの 3 エリアに分かれている。下部は水路となっており、スクリーンエリア及び補機ポンプエリアの下部は四連のボックスカルバート構造、循環水ポンプエリアの下部は二連のボックスカルバート構造となっている。また、上部は各エリアが隔壁により仕切られ、各エリアによって開口部の存在や中床版の設置レベルが異なる等、複雑な構造となっている。

海水ポンプ室は、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する箱形構造物である。

海水ポンプ室の耐震性を確保するために耐震補強を実施する。

曲げ・軸力系の破壊に対する補強として、水路部における側壁及び底版の増厚、気中部における隔壁の追加、気中部における側壁及び妻壁への補強梁の追加を実施する。

せん断破壊に対する補強として、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法（以下「CCb 工法」という。)) によるせん断補強を実施する。

竜巻防護ネットの支持部として、補機ポンプエリアの隔壁にコーベルを設置する。竜巻防護ネットの支持部の施工は、南側の支持部は、新設する隔壁と一体で施工し、北側の支持部は、既設の隔壁の目荒らしを行った上で、鉄筋を既設の隔壁に定着させ、一体化を図った施工とする。なお、支持部における評価は、隔壁の一部として、三次元モデルに反映し、評価を行う。

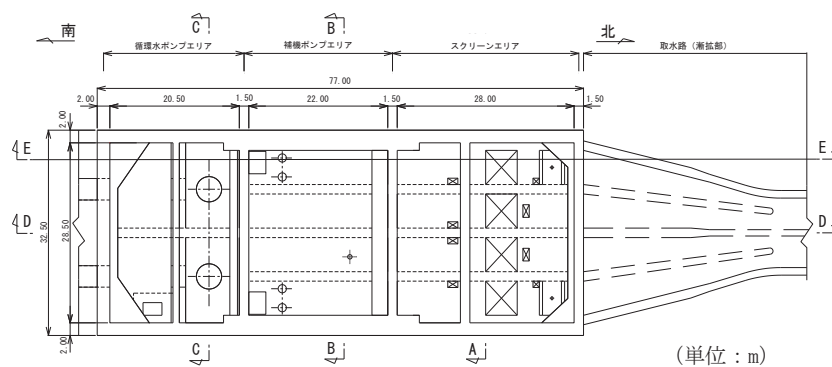


図 2-2 海水ポンプ室平面図

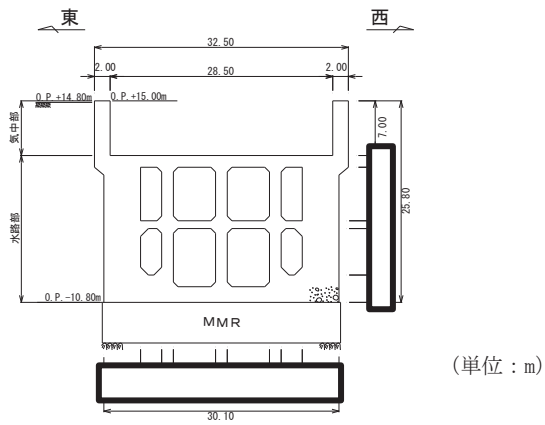


図 2-3 海水ポンプ室断面図 (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

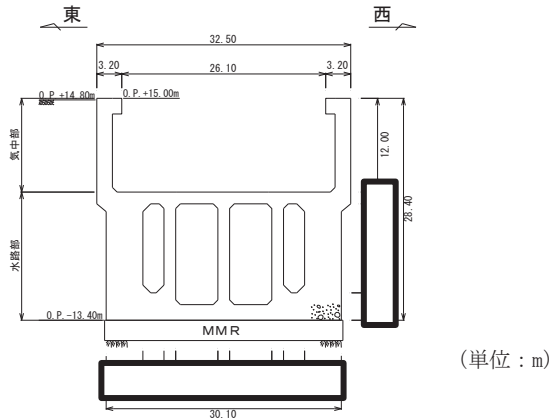


図 2-4 海水ポンプ室断面図 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

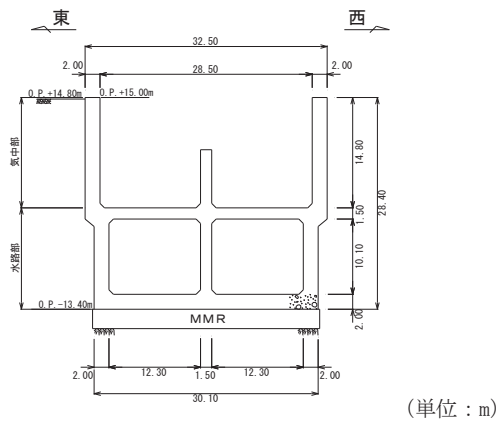


図 2-5 海水ポンプ室断面図 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

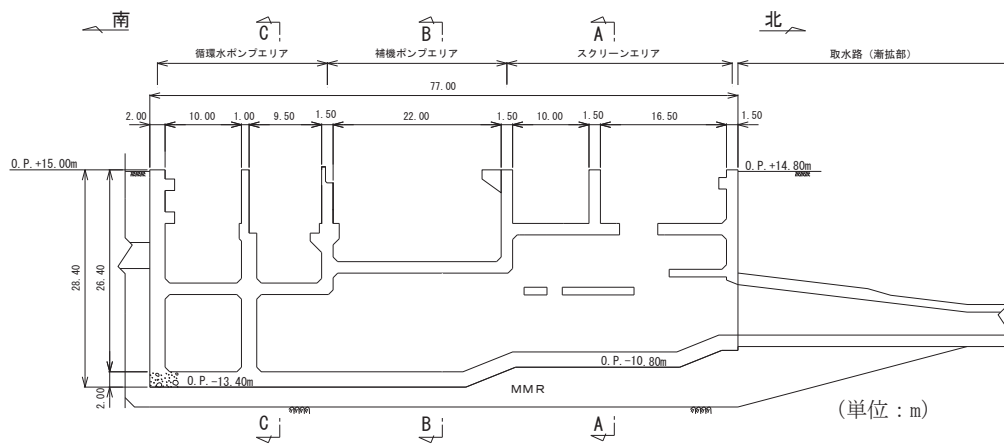


図 2-6 海水ポンプ室断面図 (D-D 断面, 南北)

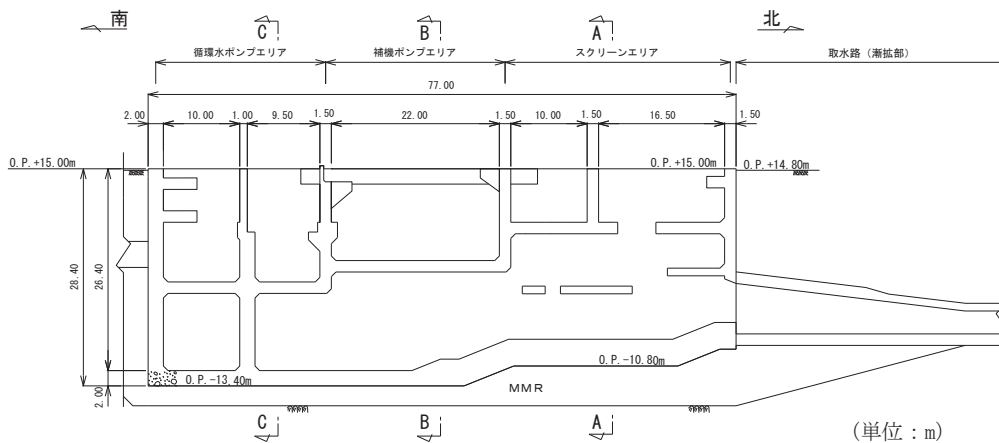


図 2-7 海水ポンプ室断面図 (E-E 断面, 南北)

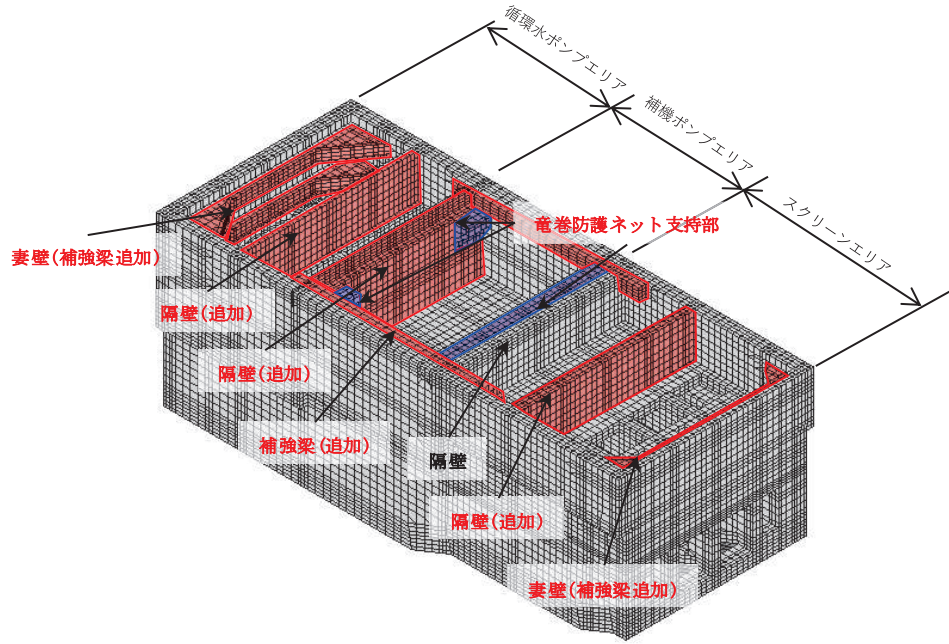


図 2-8 耐震補強の概要図

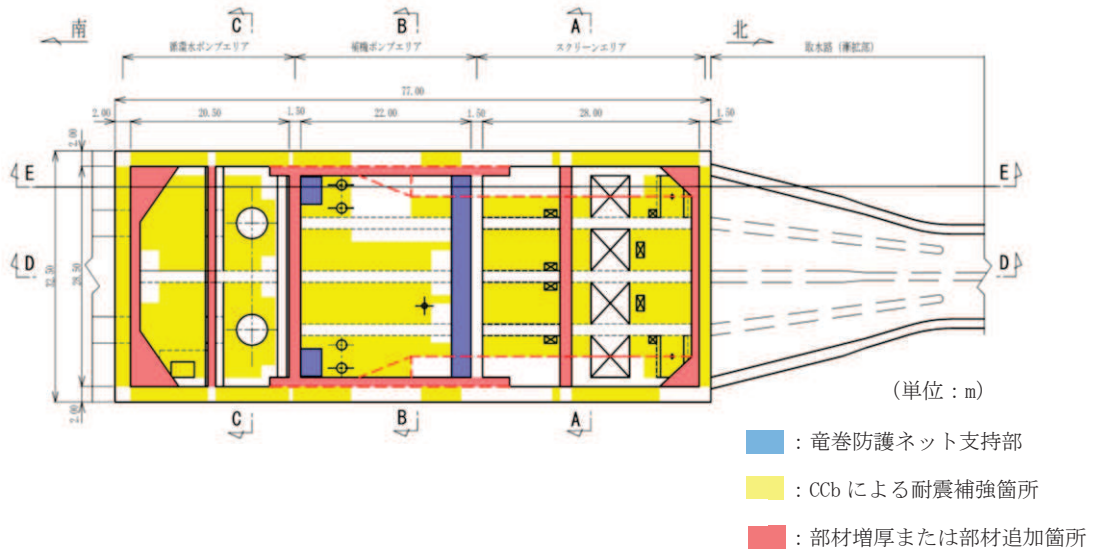


図 2-9 補強計画図 (平面図)

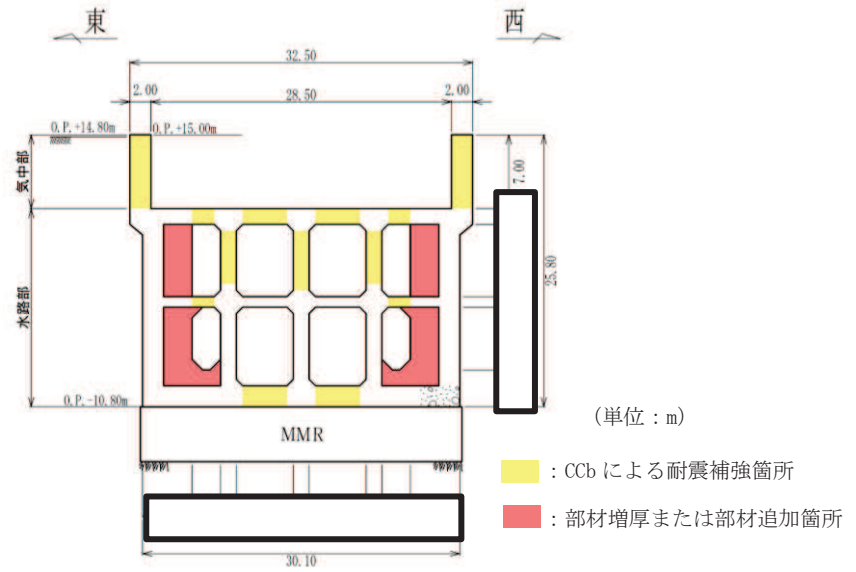


図2-10 補強計画図 (A-A断面, 東西 (スクリーンエリア))

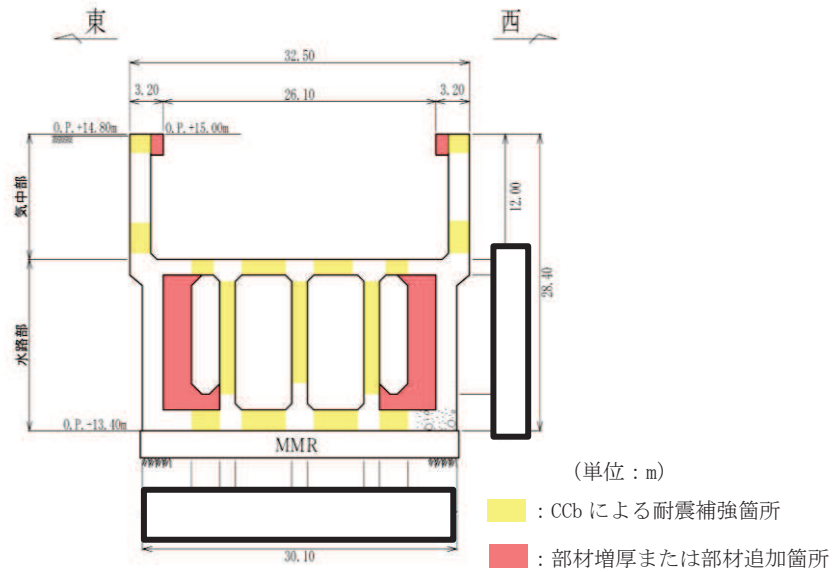


図2-11 補強計画図 (B-B断面, 東西 (補機ポンプエリア))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

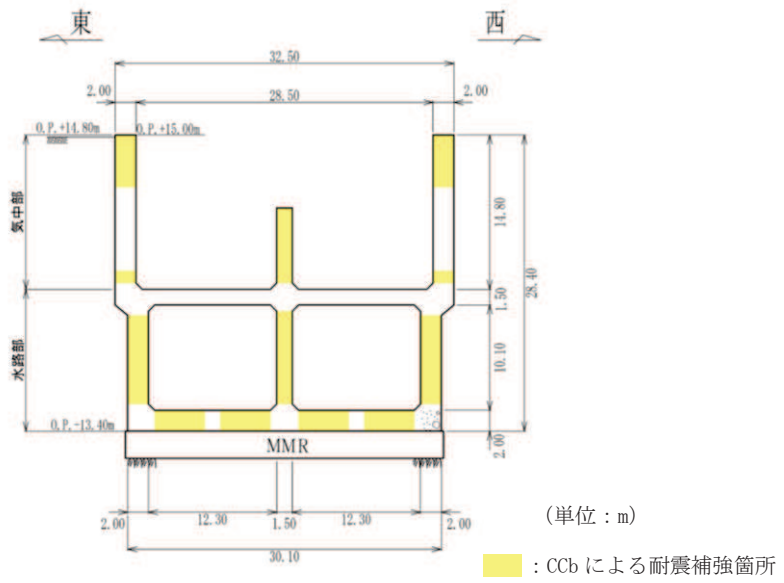


図 2-12 補強計画図 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

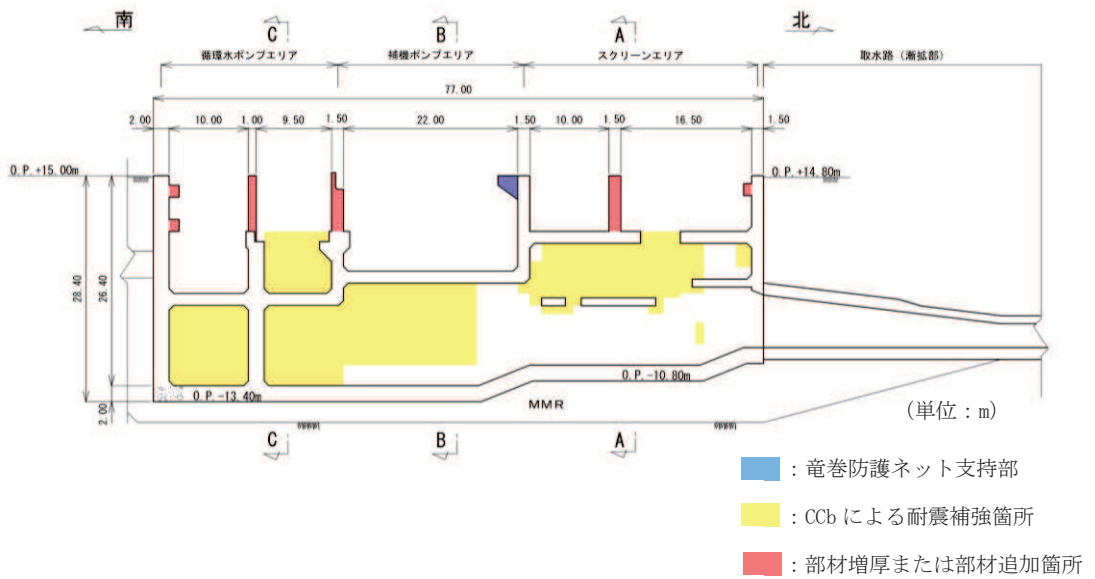
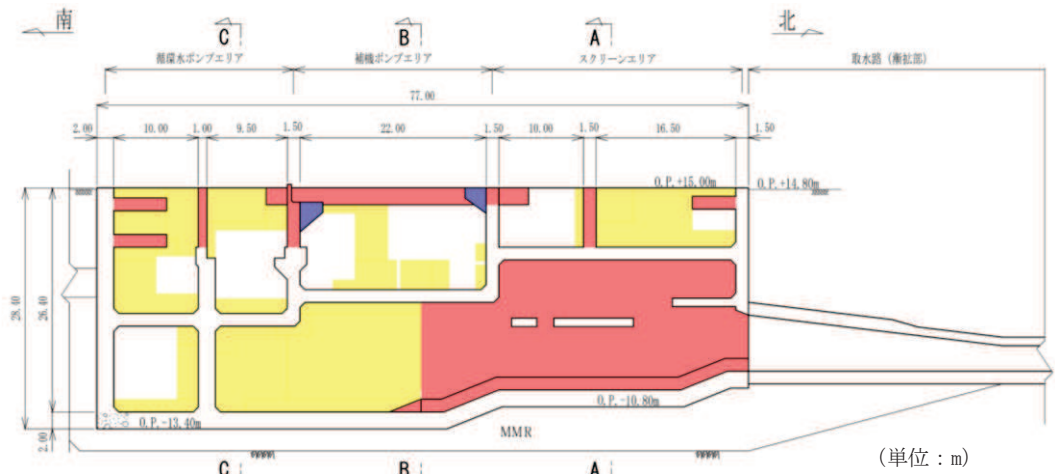
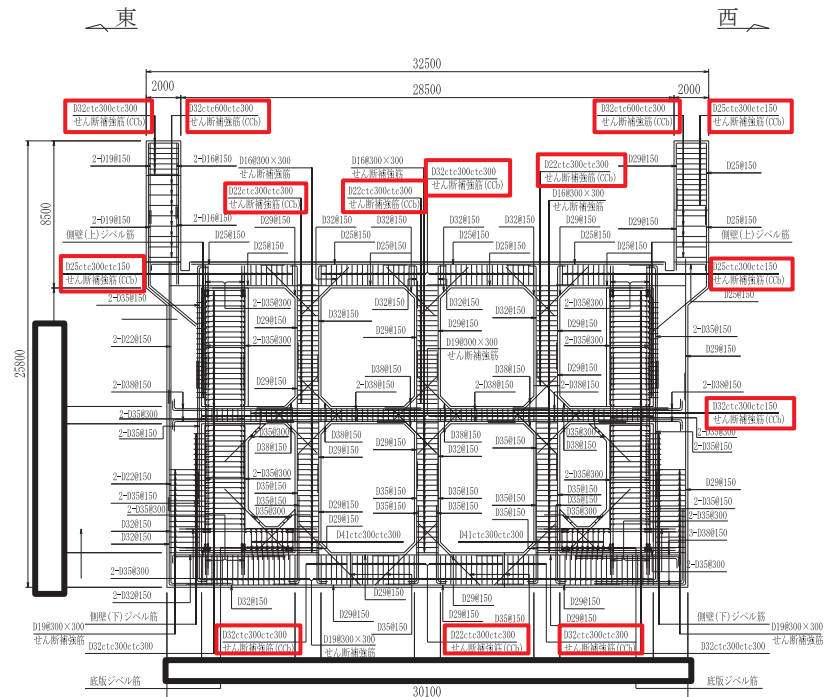


図 2-13 補強計画図 (D-D 断面, 南北)



- : 竜巻防護ネット支持部
- : CCBによる耐震補強箇所
- : 部材増厚または部材追加箇所

図 2-14 補強計画図 (E-E 断面, 南北)



□ : CCB 工法適用箇所

図 2-15 海水ポンプ室概略配筋図 (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

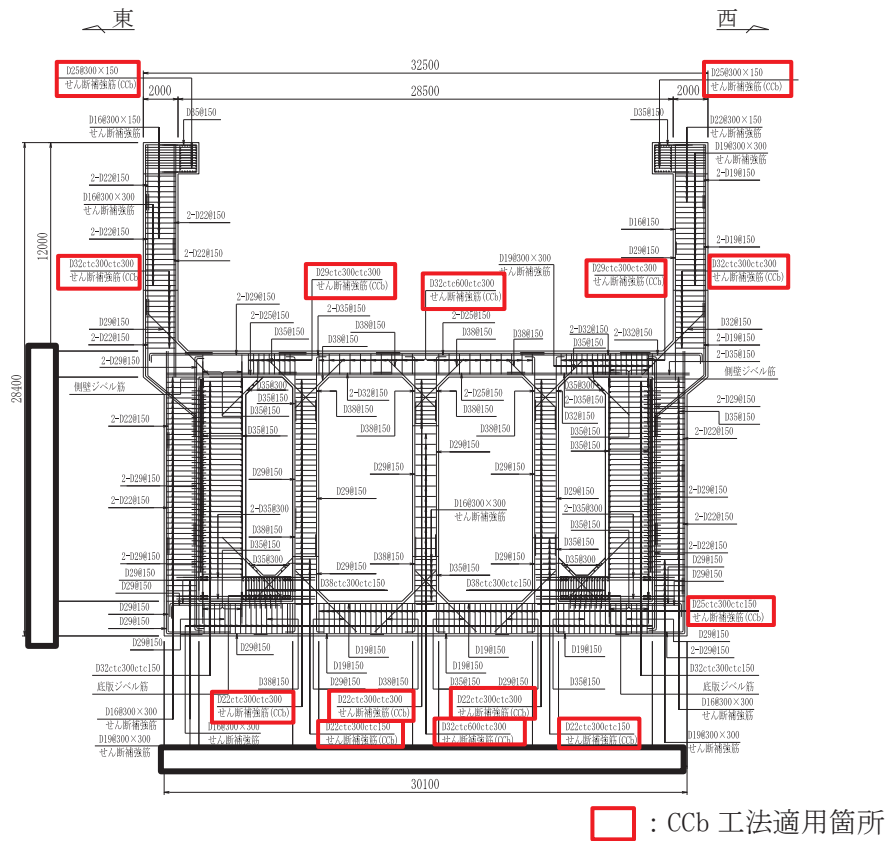


図 2-16 海水ポンプ室概略配筋図 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

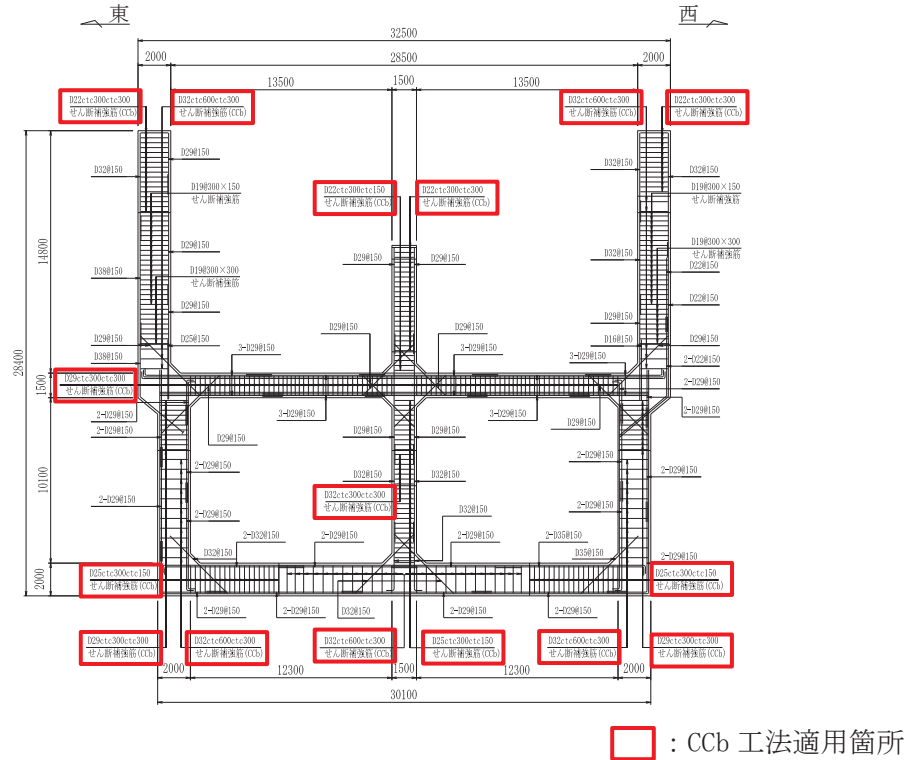
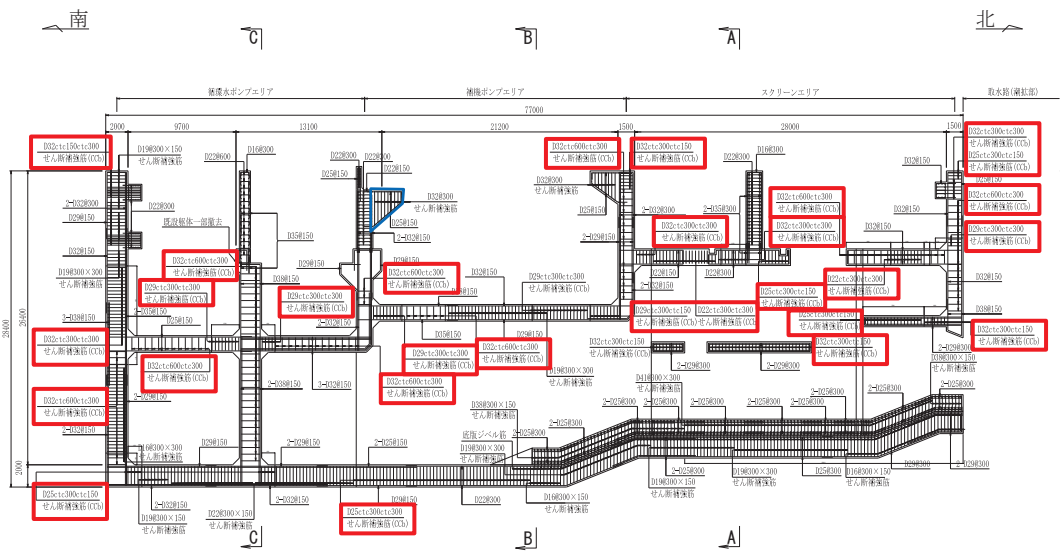


図 2-17 海水ポンプ室概略配筋図 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



□ : 投影による記載箇所

□ : CcB 工法適用箇所

図 2-18 海水ポンプ室概略配筋図 (D-D 断面, 南北)

2.3 評価方針

海水ポンプ室は、設計基準対象施設においては、非常用取水設備及びSクラス施設等の間接支持構造物である屋外重要土木構造物に分類され、重大事故等対処施設においては、常設重大事故緩和設備及び常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備に分類される。また、常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）及び常設重大事故防止設備（設計基準拡張）が設置される重大事故等対処施設に分類される。

海水ポンプ室の耐震評価は、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」より得られた地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の評価として、表2-1に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

海水ポンプ室の耐震評価フローを図2-19に示す。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有すること及びSクラスの施設等を支持する機能を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」より得られた、水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた、非線形ソリッド要素による三次元静的材料非線形解析（以下「三次元構造解析」という。）により応答値を算定し、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、曲げ・軸力系の破壊については構造部材の照査用ひずみが許容限界を下回ることを、せん断破壊に対しては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を下回ることを確認する。せん断破壊に対する補強としてCCb工法を用いる場合には、構造部材に対してCCb工法の適用条件を満たしていることを確認し、CCb工法を採用する。なお、補機ポンプエリアに設置しているSクラス配管を間接支持する隔壁等については、海水ポンプ室の耐震評価において構造部材として考慮しないことから、耐震性に係る評価結果を「別紙1」に示す。

基礎地盤の支持性能評価においては、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」より得られた基礎地盤の接地圧が、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づく許容限界を下回ることを確認する。

ここで、海水ポンプ室の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、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 海水ポンプ室の評価項目

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	鉄筋コンクリート部材	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を下回ることを確認	曲げ・軸力		限界ひずみ*
				せん断力	面外	せん断耐力*
					面内	限界せん断ひずみ*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	岩盤の極限支持力		
MMR		MMR の支圧強度				
Sクラスの施設等を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	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を下回ることを確認	曲げ・軸力		限界ひずみ*
				せん断力	面外	せん断耐力*
					面内	限界せん断ひずみ*

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

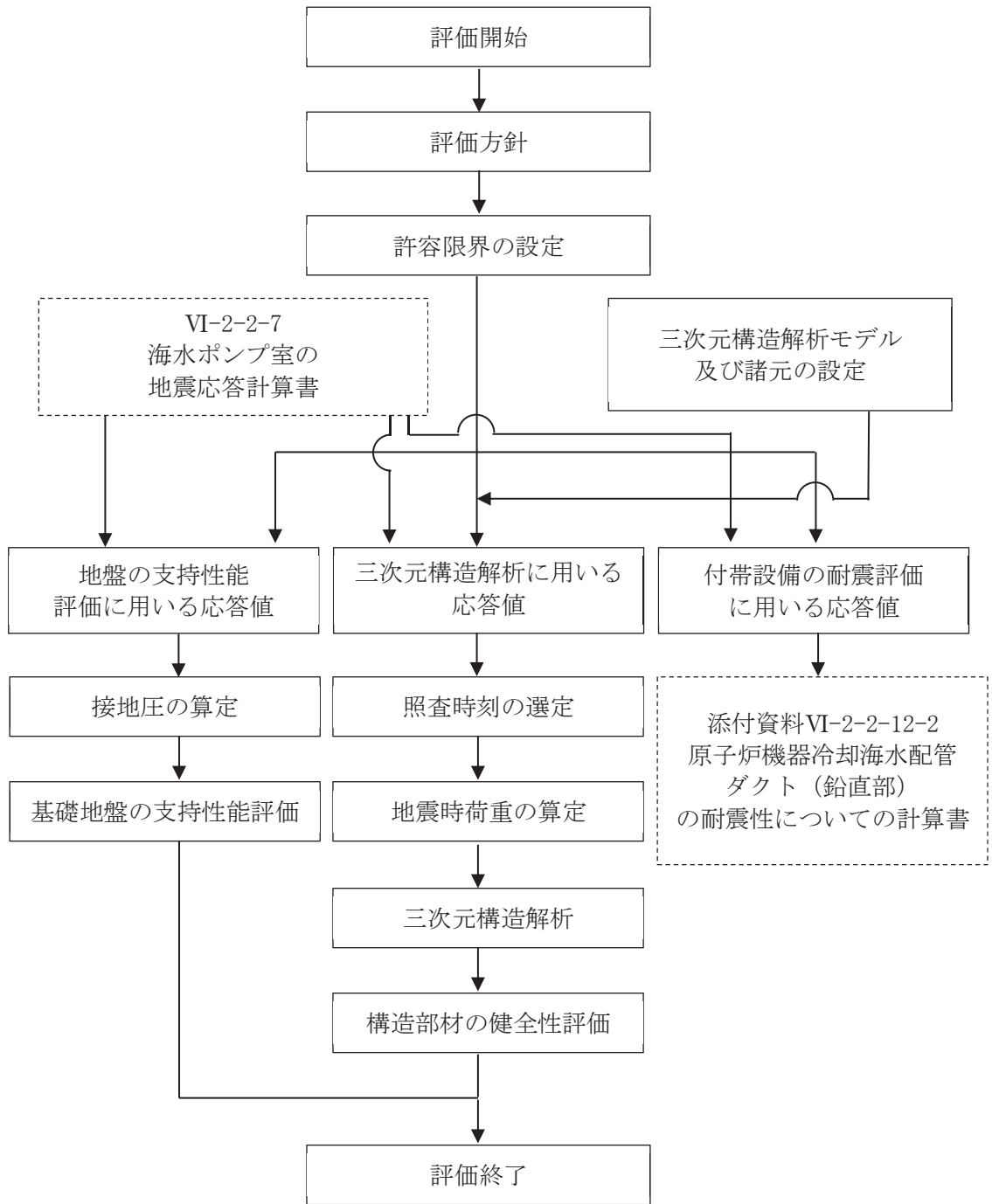


図 2-19 海水ポンプ室の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- ・土木学会 2012年 コンクリート標準示方書[設計編]
- ・土木学会 2017年 コンクリート標準示方書[設計編]
- ・土木学会 2005年 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
- ・原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）
- ・日本道路協会 平成14年3月 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 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編
- ・一般財団法人土木研究センター 建設技術審査証明報告書 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー(CCb)」
- ・鉄道総合技術研究所 平成13年3月 鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）

3. 耐震評価

3.1 地震時荷重算出断面

海水ポンプ室の地震時荷重算出断面位置を図3-1に示す。地震時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺地質状況を踏まえ、東西方向では妻壁や隔壁の配置が異なることによる剛性差を考慮し、スクリーンエリア (A-A 断面)、補機ポンプエリア (B-B 断面) 及び循環水ポンプエリア (C-C 断面) の各エリアの構造モデルを使用して地震時応答解析を行う。各エリアで周辺状況に大きな差異がないことから、補機ポンプエリアの中心を通る地質断面を地盤モデルとして、地震時荷重算出断面とする。

また、南北方向については、構造的特徴や周辺地盤状況を踏まえ、構造物中心を通る南北断面 (D-D 断面) を地震時荷重算出断面とする。地震時荷重算出用地質断面図を図3-2～図3-5に示す。

なお、加振方向に平行に配置され耐震上見込むことができる面部材の配置から、南北方向 (D-D 断面) が強軸方向となり、東西方向 (A-A 断面、B-B 断面及びC-C 断面) が弱軸方向となることから、耐震評価は弱軸方向である東西方向 (A-A 断面、B-B 断面及びC-C 断面) に対して実施する。

地震応答解析における解析手法は、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」のうち、「3.2 解析方法」に示すとおり全応力解析とする。解析ケースを表3-1に示す。

また、海水ポンプ室は、加振方向に平行に配置される面部材 (妻壁や隔壁) を有する箱形構造物であり、かつ、貯水機能及び止水機能が要求される構造物であることから、ひび割れ状態を評価できるソリッド要素を用いた三次元構造解析により耐震評価を行う。

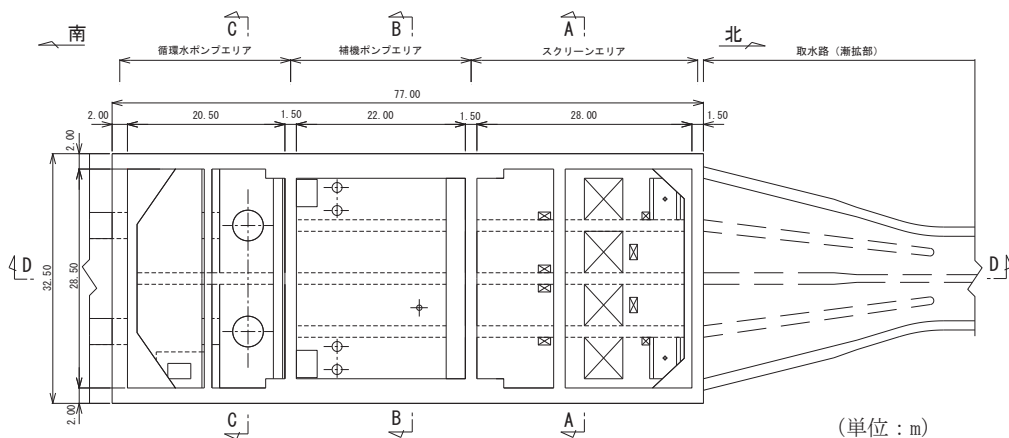


図3-1 海水ポンプ室の地震時荷重算出断面位置図

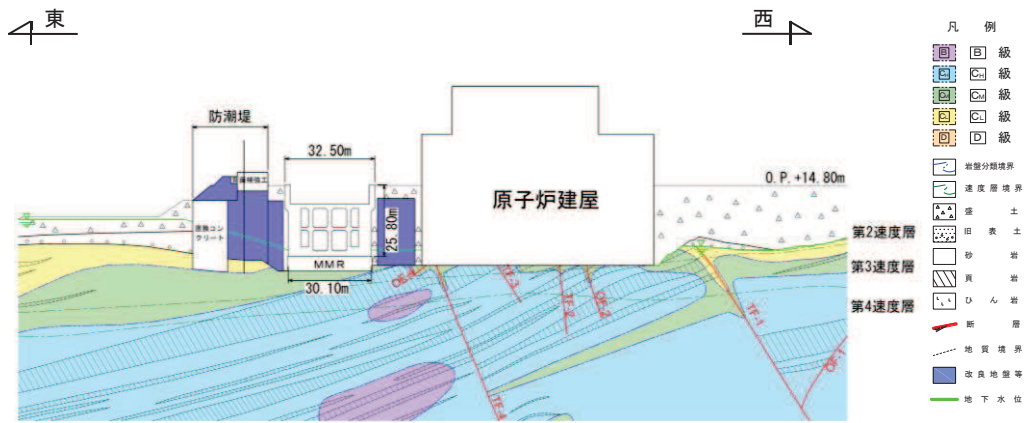


図 3-2 海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図 (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

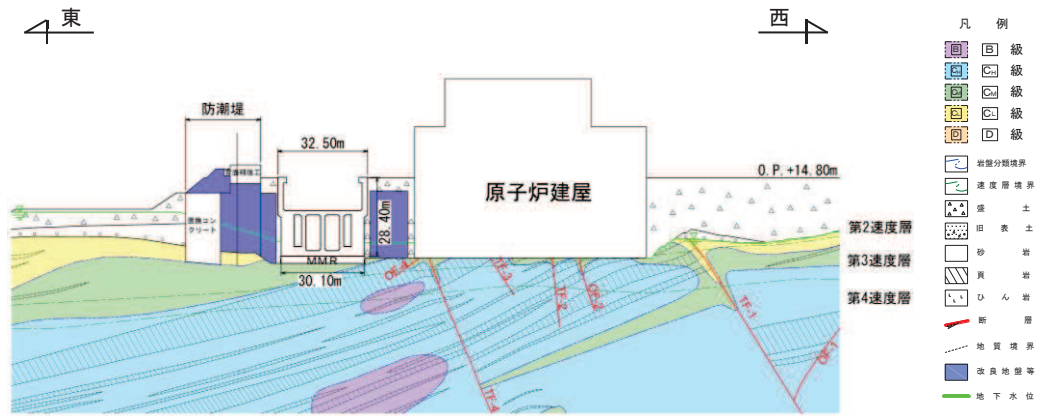


図 3-3 海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

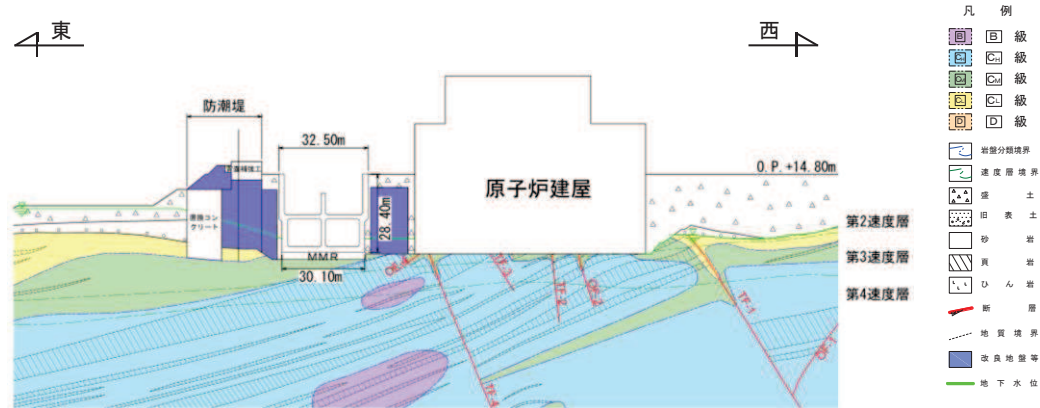


図 3-4 海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

O 2 ④ VI-2-2-8 R 4

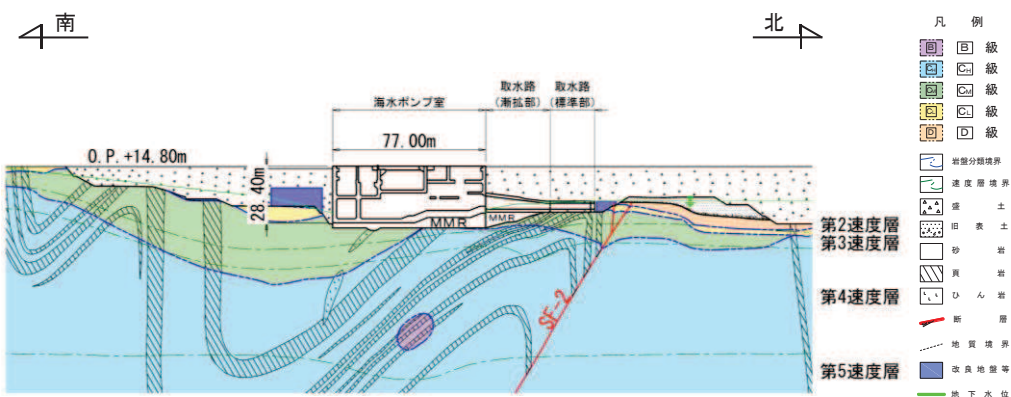


図 3-5 海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図 (D-D 断面, 南北)

表 3-1 耐震評価における解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		盛土, 旧表土, D級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C ₁ 級岩盤, C ₂ 級岩盤, C ₃ 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

3.2 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 3-2 に、材料の物性値を表 3-3 に示す。

表 3-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 20.5N/mm ² (既設部材)
	設計基準強度 30.0N/mm ² *2 (補強部材*1)
鉄筋	SD345

注記*1：補強部材の位置は、図 2-8～図 2-14 に示す。

*2：耐震評価上は、20.5N/mm² で評価を実施している。

表 3-3 材料の物性値 (構造部材)

材料	項目		材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)		24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	実強度*	3.03×10 ⁴	解析ケース④
		設計基準強度	2.33×10 ⁴	解析ケース ①, ②, ③
	ポアソン比	0.2		

注記*：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

3.3 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、「土木学会 2005 年 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」（以下「土木学会マニュアル」という。）に基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%の状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

各要求機能について、通水機能を有することの確認においては、部材が終局状態に至らないことを目標性能とすることから、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）を許容限界とする。貯水機能及び止水機能を損なわないこと及び S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認においては、コンクリート標準示方書に基づき、主筋ひずみ及びコンクリートの圧縮ひずみについて、部材降伏に相当するひずみ（主筋ひずみ 1725μ 、コンクリート圧縮ひずみ 2000μ ）とする。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表 3-4 に示す。

表 3-4 海水ポンプ室の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界ひずみ	通水機能：圧縮縁コンクリート ひずみ：1.0% (10000μ) 貯水機能及び止水機能： 主筋(SD345)： 1725μ コンクリート： 2000μ
S クラスの施設等を支持する機能を損なわないこと		支持機能：主筋(SD345)： 1725μ コンクリート： 2000μ

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。

せん断耐力は、土木学会マニュアルに基づき「a. 棒部材式」を適用することとし、デュープビームとなる部材についても、「a. 棒部材式」を用いることで安全側の評価とする。

CCb 工法を用いる構造部材については「b. CCb によりせん断補強された部材のせん断耐力式」を、増厚補強を行う構造部材については「c. 増厚部におけるせん断耐力式」を用いる。また、CCb 適用部材に対して増厚補強を行う場合については、「d. CCb 適用部材に対して増厚補強を行う場合におけるせん断耐力式」を用いる。せん断破壊に対する耐力評価フローを図 3-6 に示す。

増厚部におけるせん断耐力については、「鉄道総合技術研究所 平成 13 年 3 月 鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）」（以下「鉄道標準」という。）によることとする。

各要求機能に対する確認について、通水機能、貯水機能、止水機能、支持機能のいずれも、せん断破壊に対しては、終局状態に至らないことを目標性能とすることからせん断耐力を許容限界とする。

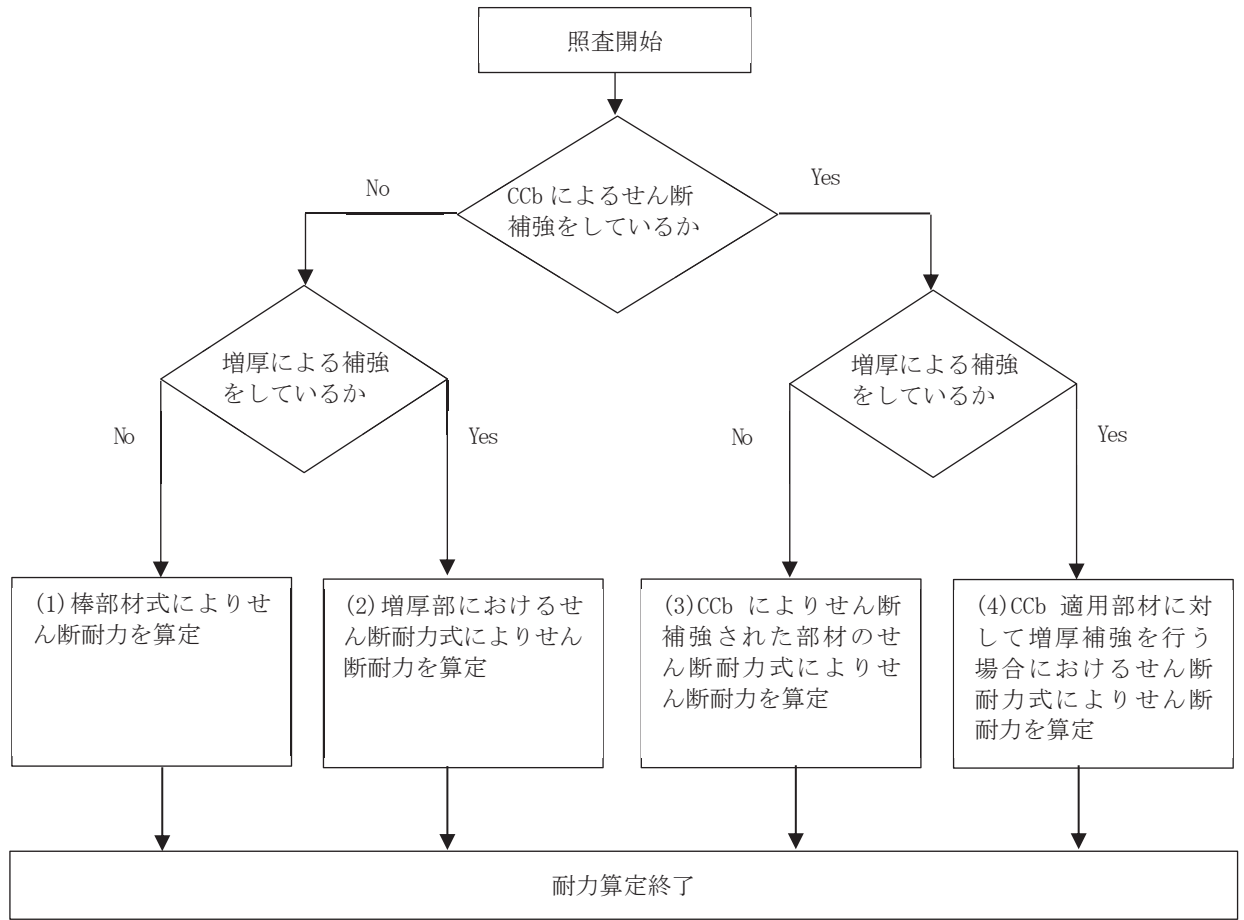


図 3-6 せん断破壊に対する耐力評価フロー

a. 棒部材式

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

ここで, V_{yd} : せん断耐力

V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{ただし, } f_{vcd} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ となる場合は}$$

$$f_{vcd} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

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

$$= 1 + 2M_0/M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 1$$

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

p_v : 引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

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

$$M_0 = N'_d \cdot D / 6$$

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数

γ_{mc} : 材料係数

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

ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度の材料係数 γ_{ms} で除したもので、
400N/mm²以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値
 f'_{ck} が 60N/mm² 以上の時は、800N/mm² 以下としてよい。

α : せん断補強筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強筋の配置間隔

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

γ_{bs} : 部材係数

γ_{ms} : 材料係数

b. Ccb によりせん断補強された部材のせん断耐力式 (棒部材式)

海水ポンプ室において後施工せん断補強 (セラミックキャップバー (Ccb)) を配置した構造部材のせん断耐力については、「一般財団法人土木研究センター 建設技術審査証明報告書 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー (Ccb)」」 (以下、建設技術証明書という) に示されている以下の設計式により求める。

$$V_{pyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{CCbd} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} V_{CCbd} &= \beta_{aw} \cdot V_{awd} \\ &= \beta_{aw} \cdot \left\{ A_{aw} \cdot f_{awy d} (\sin \alpha_{aw} + \cos \alpha_{aw}) / S_{aw} \right\} z / \gamma_b \end{aligned} \quad (2)$$

$$\beta_{aw} = \eta = 1 - \frac{\ell_y}{2S_{rb}} \quad (3)$$

ただし、 $\ell_y - d \leq 0$ となる場合は $\ell_y - d = 0$ とする。

ここに、 V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

V_{sd} : 既存のせん断補強鋼材により受け持たれる壁部材の単位幅あたりの
せん断耐力

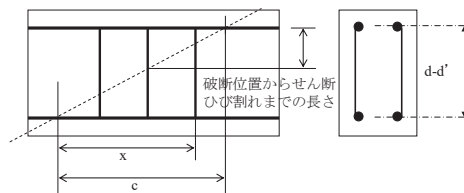
V_{CCbd} : セラミックキャップバー (Ccb) により受け持たれる壁部材の単位幅
あたりのせん断耐力

V_{awd} : セラミックキャップバー (Ccb) を通常のスターラップと見なして求
められる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

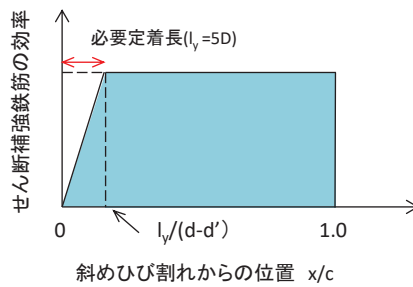
β_{aw} : セラミックキャップバー (Ccb) のせん断耐力の向上への有効性を示
す係数

- A_{aw} : 単位長さ当たりの区間 S_{aw} におけるセラミックキャップバー (CCb) の総断面積
- $f_{awy d}$: セラミックキャップバー (CCb) の設計降伏強度で 400N/mm^2 以下とする。
- α_{aw} : セラミックキャップバー (CCb) が部材軸となす角度
- S_{aw} : セラミックキャップバー (CCb) の配置間隔
- z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で一般に $d/1.15$ としてよい。
- γ_b : 部材係数 (一般に 1.10 としてよい)
- l_y : セラミックキャップバー (CCb) の先端型定着体の定着長 ($5D$ としてよい)
- D : CCb の鉄筋径
- S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔
- d : 補強対象部材の有効高さ
- d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が $5D$ であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下することから、セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主鉄筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じるにより考慮されている。図 3-7 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 3-7 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

c. 増厚部におけるせん断耐力式

増厚補強部において既設部材と補強部材を一体壁として考慮する場合におけるせん断補強鋼材が負担するせん断耐力 V_{wd} の算定の考え方を図3-8に示す。せん断耐力式は、既設部材と補強部材が負担するせん断耐力の足し合わせとして図3-8の(解8.4.3-3)により算定する。

各々の壁に分離してせん断補強鋼材を配置する場合において、せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力は、式（解 8.4.3-3）により算定してよい。

$h_1 > h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \cdot \frac{h_2}{h_1} \right\} / \gamma_b$$

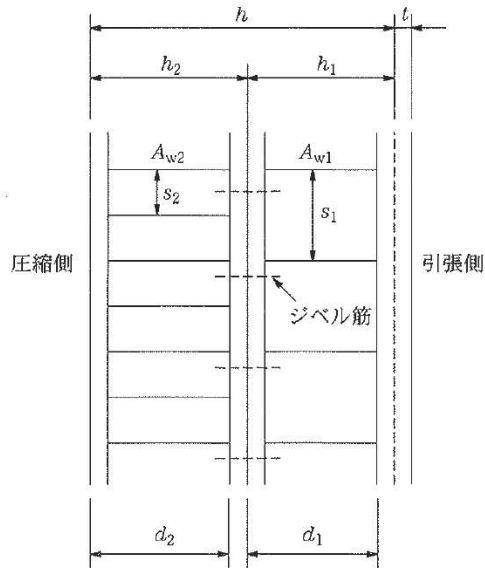
$h_1 = h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b$$

$h_1 < h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} \cdot \frac{h_1}{h_2} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b \quad (\text{解 8.4.3-3})$$

ここに、 V_{wd} ：せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力



解説図 8.4.3-4 一体化におけるせん断補強鉄筋の配置（分離して配置した場合）

図 3-8 既設部材と補強部材を一体壁としたせん断耐力の考え方
(鉄道標準より抜粋（一部加筆）)

d. CCb 適用部材に対して増厚補強を行う場合におけるせん断耐力式

既設部材に CCb 補強を行う一体壁のせん断耐力のうちせん断補強鋼材が負担する設計せん断耐力 V_{wd} は、図 3-7 に示す有効率 β_{aw} を考慮する。例として、 $h_1 > h_2$ の場合に β_{aw} を考慮したせん断耐力式を式 (1) に示す。

コンクリート負担分のせん断耐力 V_{cd} は、既設部材と補強部材との間にジベル鉄筋を配置し、既設部材と補強部材が一体として挙動するため、増厚を実施しない部材において参照している土木学会マニュアルに基づき算出する。

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} f_{wyd} (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) z_1}{s_1} \cdot \beta_{aw} + \frac{A_{w2} f_{wyd} (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) z_2}{s_2} \cdot \frac{h_2}{h_1} \right\} / \gamma_b \quad (1)$$

ここで、

A_{wi} : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度を材料係数 γ_{ms} (1.0) で除したもので、
400N/mm²以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値
 f'_{ck} が 60N/mm²以上の時は、800N/mm²以下とする。

θ_i : せん断補強筋と部材軸のなす角度

s_i : せん断補強筋の配置間隔

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

γ_b : 部材係数 (=1.1)

h_i : 部材厚

(3) 壁部材の面内せん断に対する許容限界

壁部材の面内せん断に対する許容限界は、限界せん断ひずみ 2000μ (2/1000) とする。限界せん断ひずみ 2000μ (2/1000) は、「原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)」において、耐震壁の終局耐力に相当する面内せん断ひずみ 4000μ (4/1000) に余裕を見込んだ許容限界かつ耐震壁の支持機能に対する許容限界として規定されている。

3.3.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

(1) 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表3-5に示す。

表3-5 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

(2) MMR（既設）

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

MMR（既設）の許容限界を表3-6に示す。

表3-6 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

評価項目	MMR（既設）	許容限界 (N/mm ²)
支圧強度	コンクリート ($f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$)	$f'_a = 15.6$

3.4 評価方法

3.4.1 構造部材の健全性評価

海水ポンプ室の耐震評価は、非線形ソリッド要素を用いた三次元構造解析により実施する。三次元構造解析には、解析コード「COM3 ver. 9.15」を用いる。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、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

三次元構造解析への入力荷重は、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」に基づく地震応答解析において、海水ポンプ室の耐震評価に支配的な荷重が最大となる時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。

添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」に基づく地震応答解析により算定した地震時荷重（地震時土圧及び慣性力）を用いて、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「3.3 許容限界」において設定した許容限界を下回ることを確認する。

(1) 解析モデル

材料の非線形特性を考慮した非線形ソリッド要素でモデル化する。三次元構造解析モデルを図3-9及び図3-10に示す。

また、構造部材（鉄筋コンクリート）の非線形特性を図3-11及び図3-12に示す。

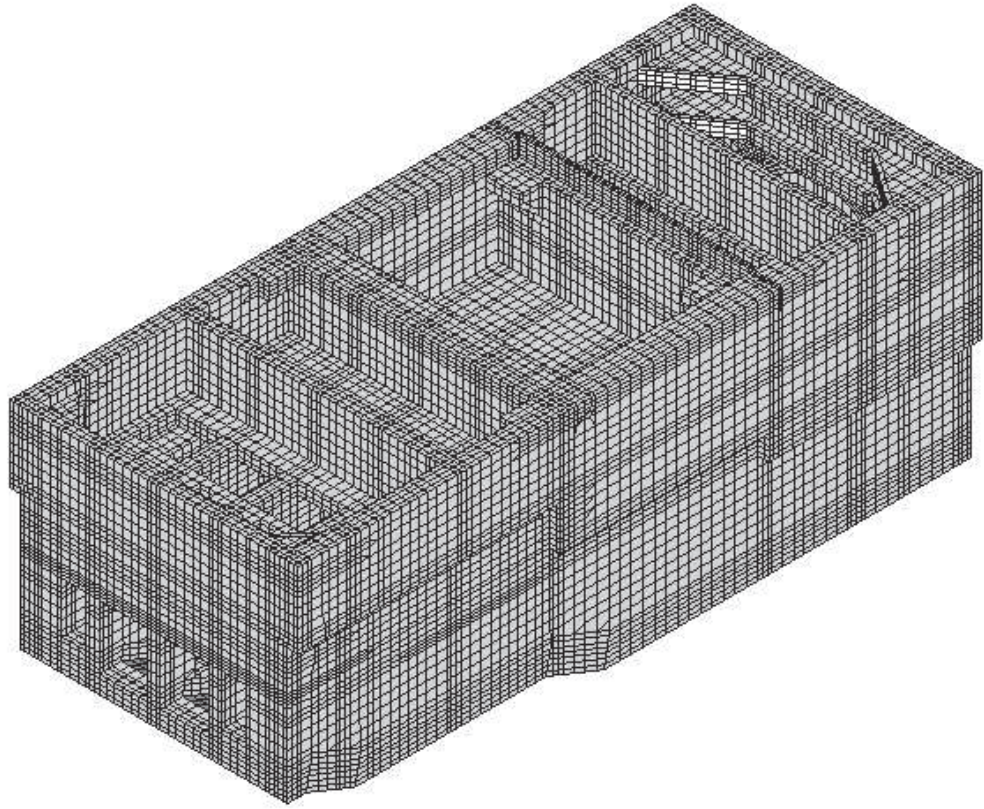
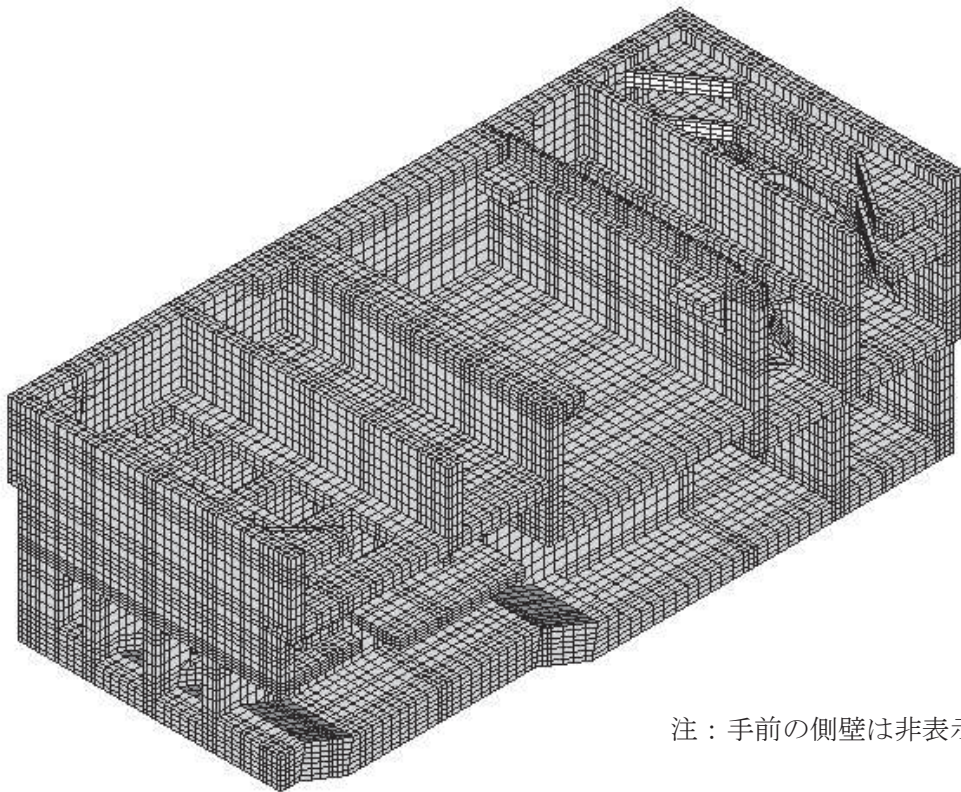


図3-9 三次元構造解析モデル図（鳥瞰図）



注：手前の側壁は非表示としている。

図3-10 三次元構造解析モデル図（鳥瞰図）

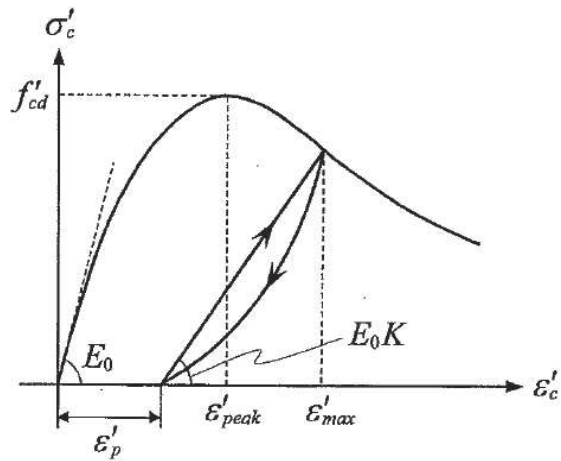


図3-11 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
 （「土木学会 2017年 コンクリート標準示方書[設計編]」より引用）

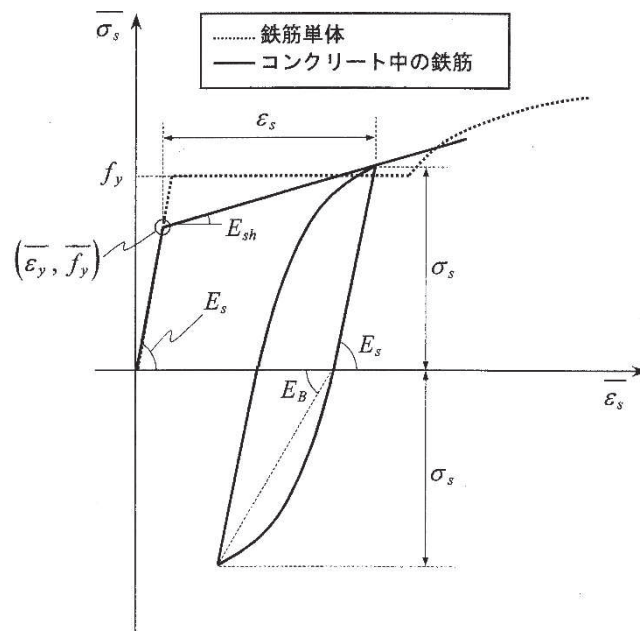


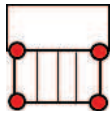
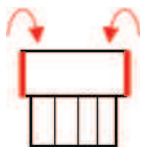


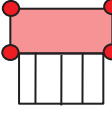
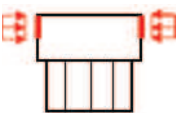
図3-12 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
 （「土木学会 2012年 コンクリート標準示方書[設計編]」より引用）

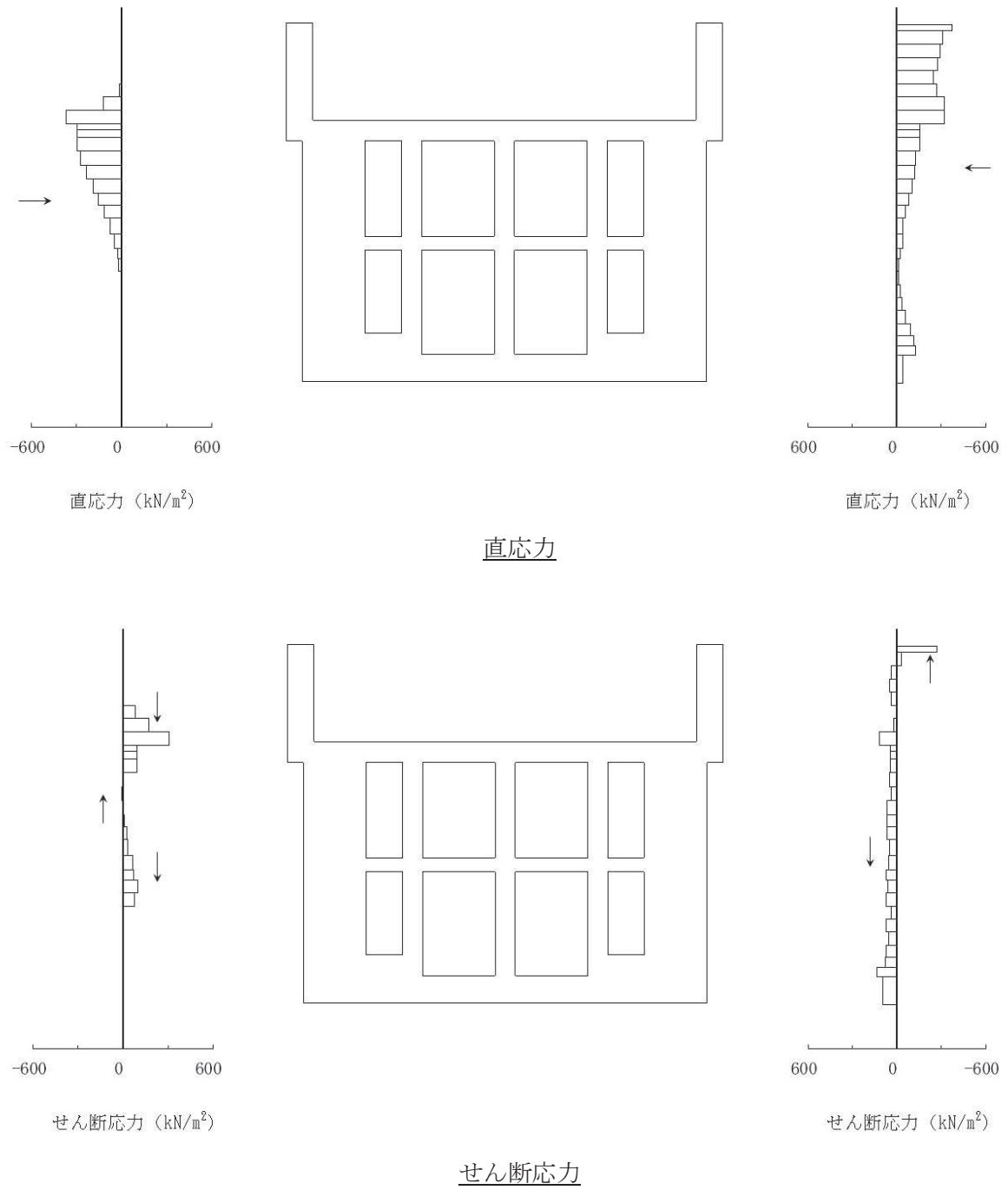
(2) 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。表 3-7 に照査時刻の選定の考え方を示す。

なお、三次元構造解析の結果において照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 3-13～図 3-18 に示す。

表 3-7 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		下部構造（水路）における頂底板間の層間変位が最大となる時刻
時刻 2, 3	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		上部構造における各側壁の転倒曲げモーメントが最大となる時刻
時刻 4	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 5, 6	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		上部構造における各側壁の水平荷重が最大となる時刻
時刻 7	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻
時刻 8, 9	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		上部構造における各側壁の上部荷重が最大となる時刻



図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-13 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (解析ケース③, S s - N 1 (++) , A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

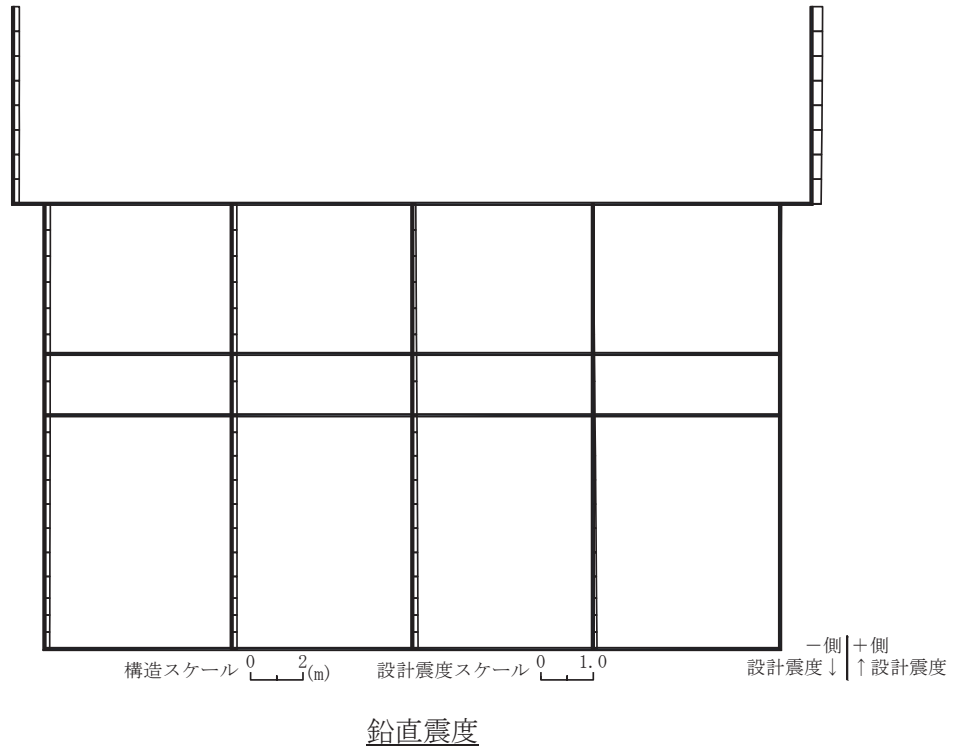
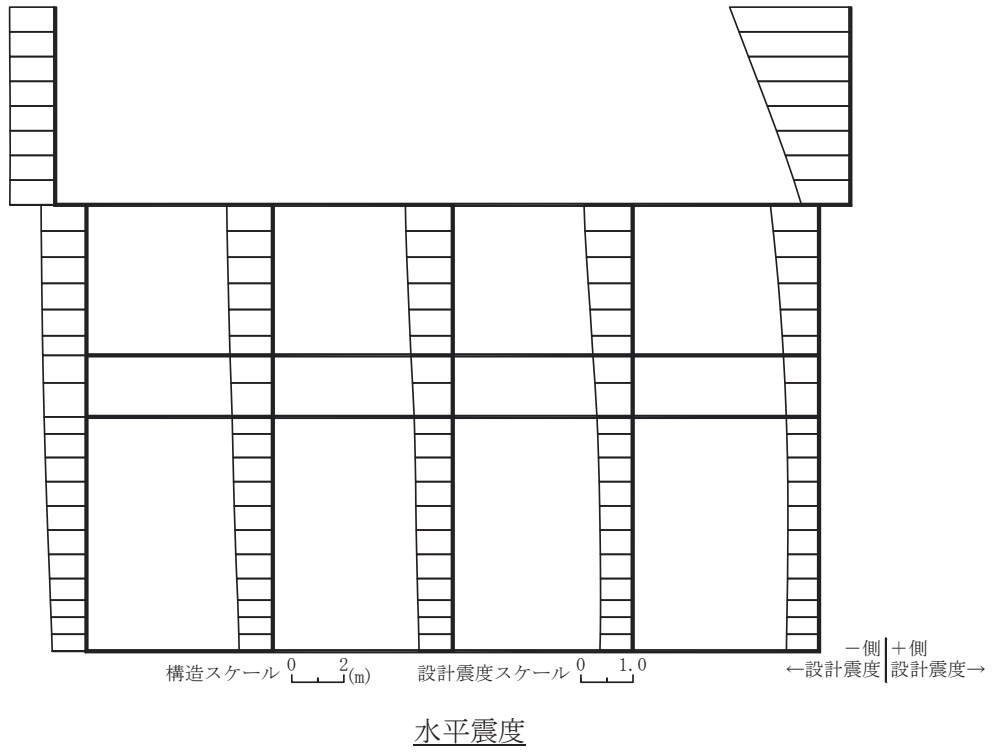
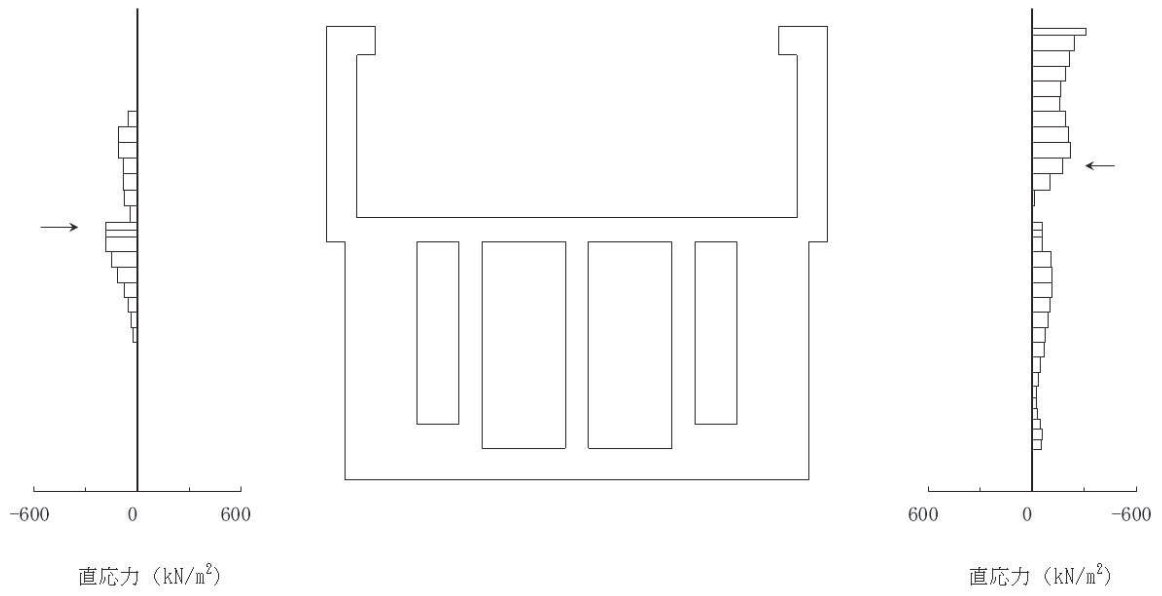
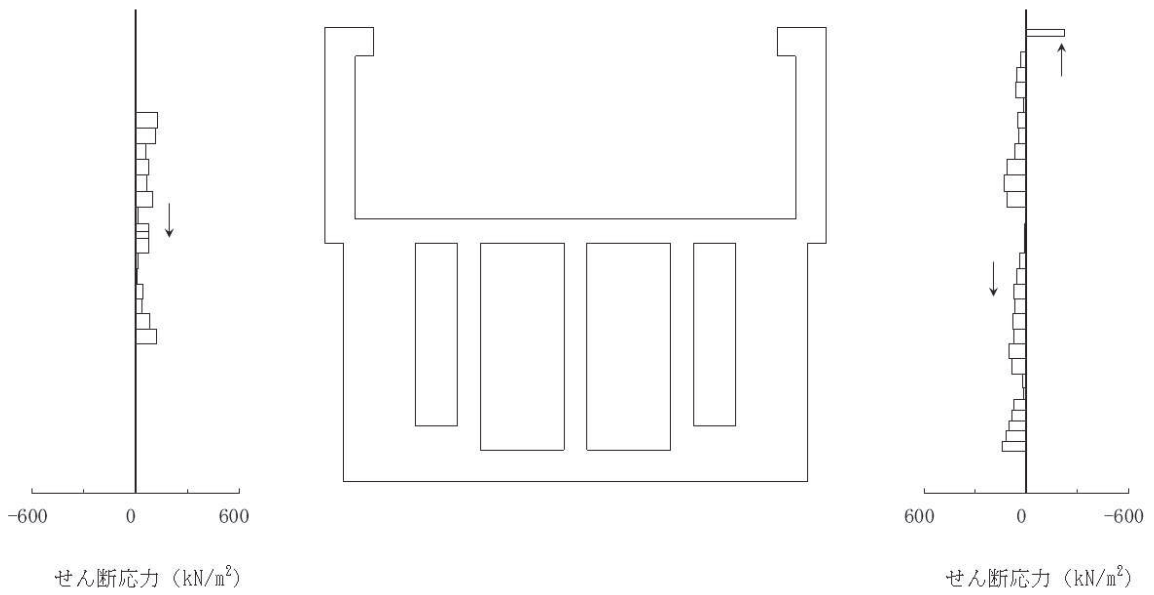


図 3-14 作用荷重分布図 (設計震度分布)
 (解析ケース③, S s - N 1 (++) , A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))



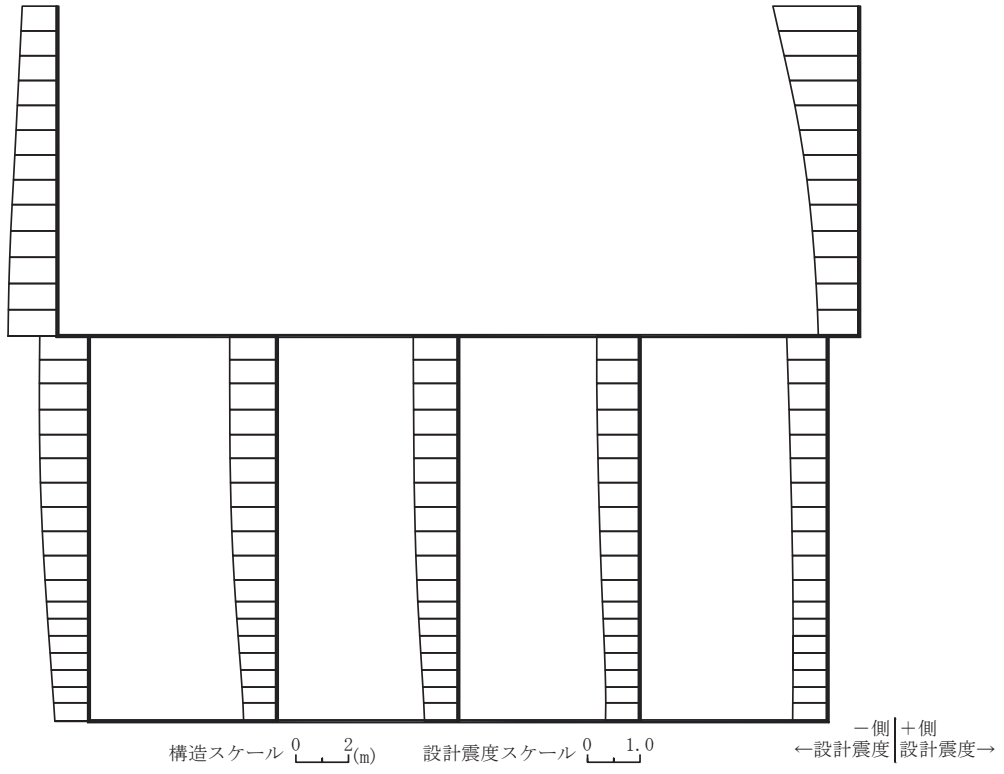
直応力



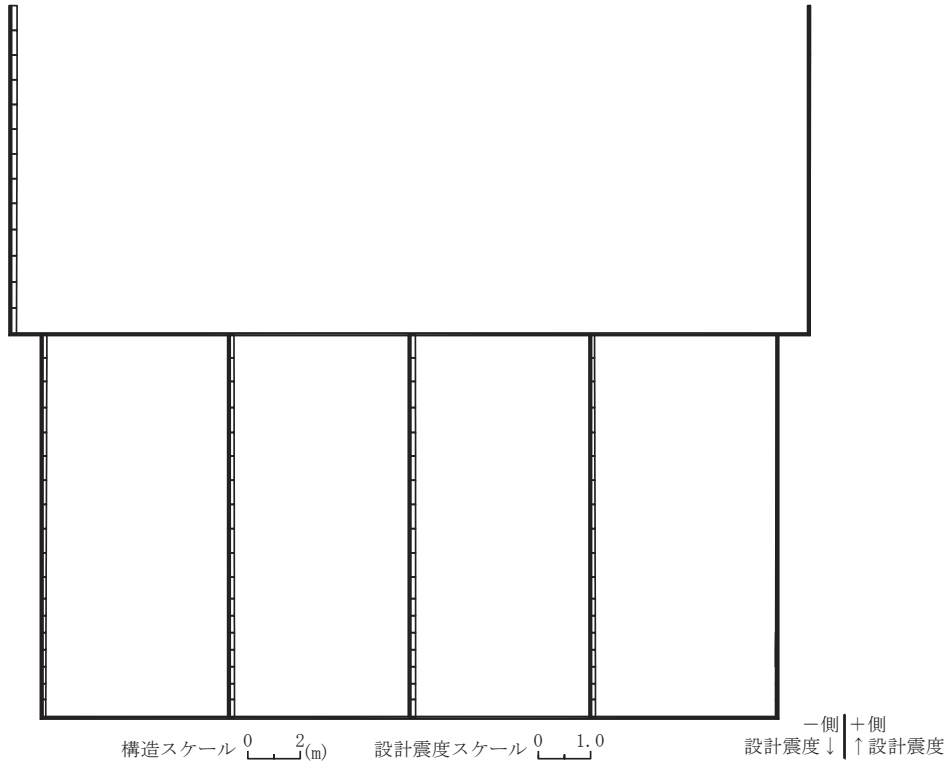
せん断応力

図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-15 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(解析ケース③, S s - N 1 (++) , B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

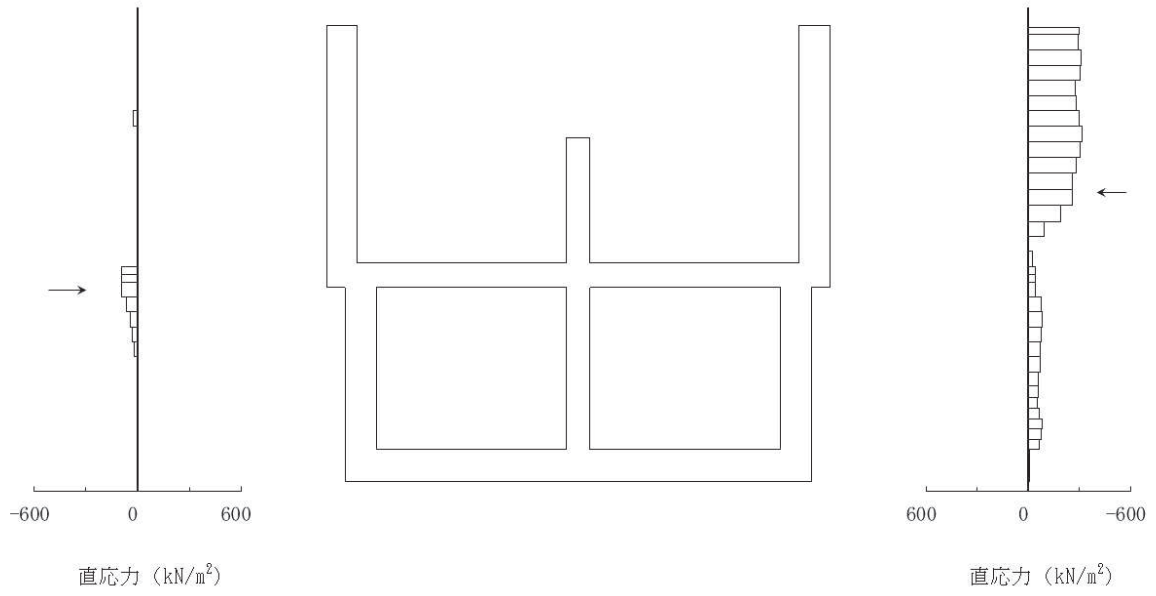


水平震度

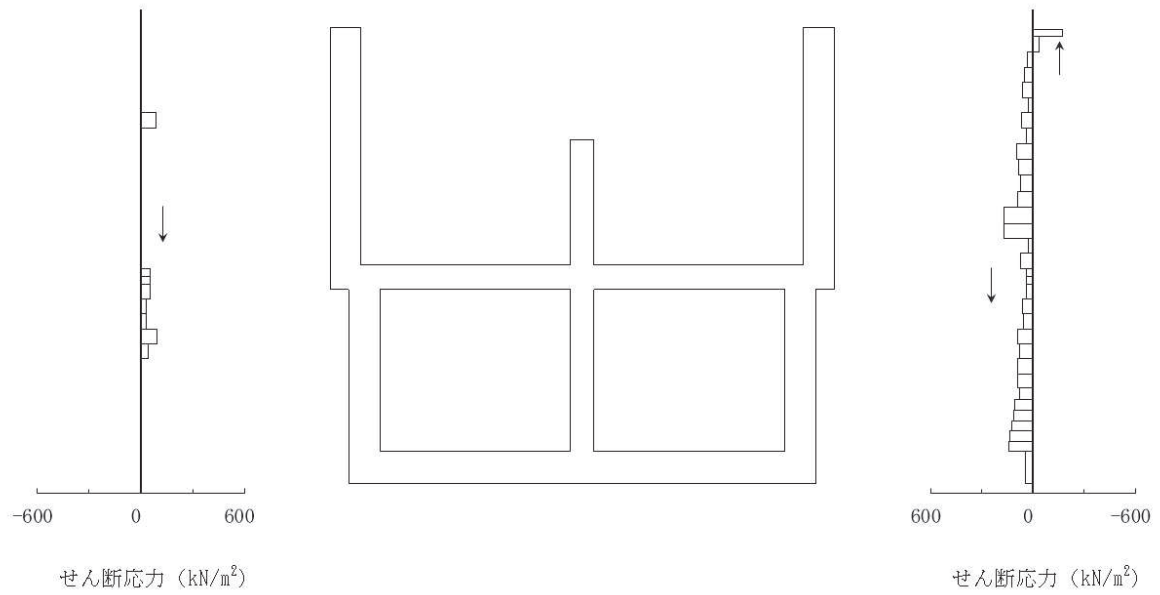


鉛直震度

図 3-16 作用荷重分布図（設計震度分布）
 （解析ケース③，S s - N 1（++），B-B 断面，東西（補機ポンプエリア））



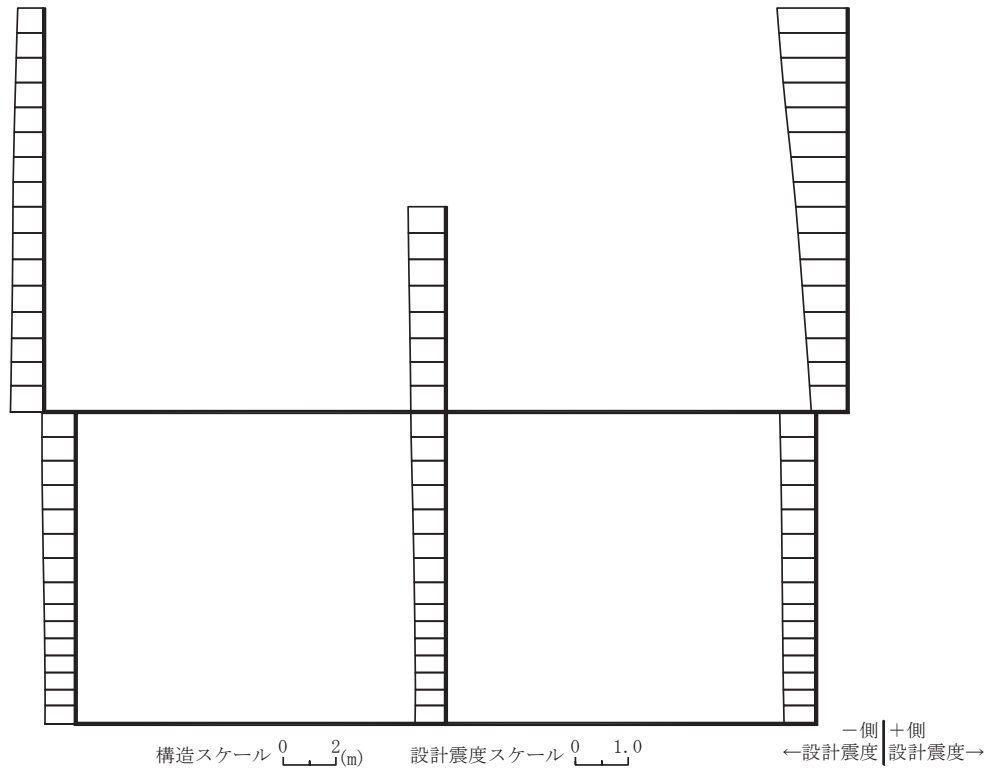
直応力



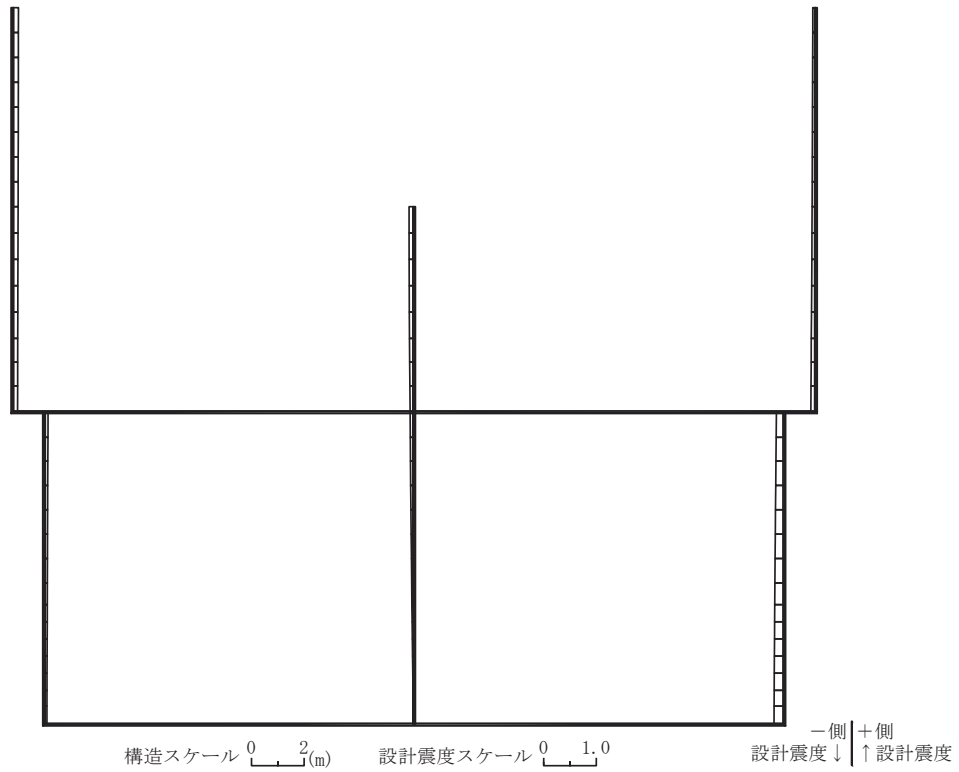
せん断応力

図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-17 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(解析ケース③, S s - N 1 (++) , C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))



水平震度



鉛直震度

図 3-18 作用荷重分布図 (設計震度分布)
 (解析ケース③, S s - N 1 (++) , C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

(3) 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、設計値及び添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」より得られた地震応答解析に基づく「(2) 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。地震時荷重は地震応答解析から抽出した荷重を各エリア奥行方向に一様に載荷する。入力荷重の一覧を表 3-8 に示す。

表 3-8 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重, 機器・配管荷重, 竜巻防護ネット荷重, 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) の荷重
	積載荷重	躯体に作用する積載荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧 (内水)	躯体に作用する常時水圧
	常時水圧 (外水)	躯体に作用する常時水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	付帯構造の荷重	原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 反力* ¹
	機器反力* ²	機器・配管反力, 竜巻防護ネット反力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧 (内水)	躯体に作用する地震時水圧* ³
	地震時水圧 (外水)	躯体側面に作用する地震時水圧

注記*1: 地震応答解析により原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) が海水ポンプ室に接続している位置で算出した応答加速度に原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) の質量を乗じて算定する。

*2: 地震応答解析により機器・配管及び竜巻防護ネットを支持する位置で算出した応答加速度に機器・配管及び竜巻防護ネットの質量を乗じて算定する。

*3: 地震応答解析から抽出した側壁及び導流壁の応答加速度に基づき算定する。

3.4.2 基礎地盤の支持性能評価

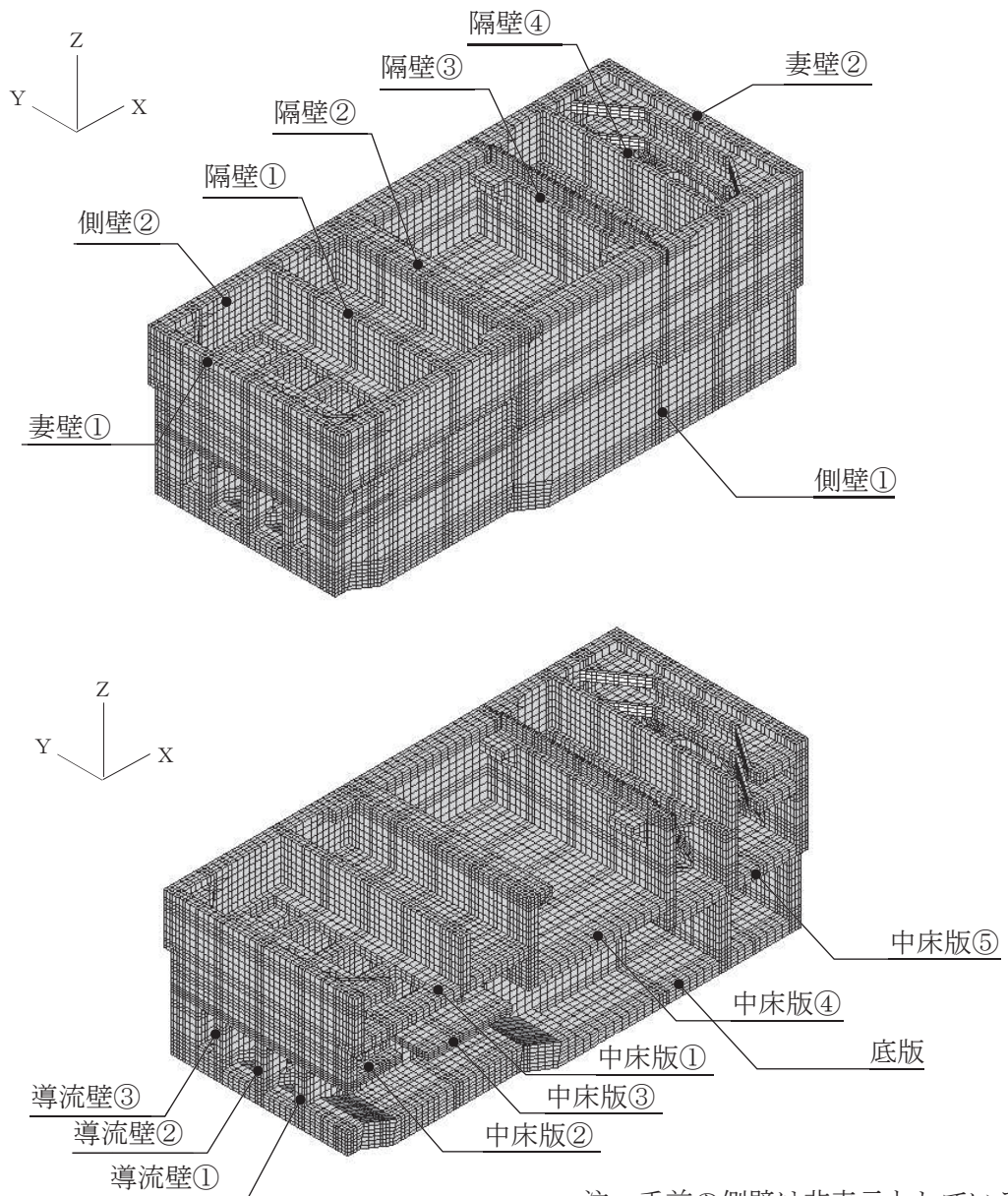
基礎地盤の支持性能評価においては、構造部材を支持する基礎地盤に発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認する。

4. 構造部材の地震時応答

三次元構造解析に基づく、各構造部材の地震時応答結果を示す。各部材位置を図4-1に、各部材の要素座標系を図4-2及び図4-3に、ソリッド要素における各要素の断面力の方向を図4-4に示す。

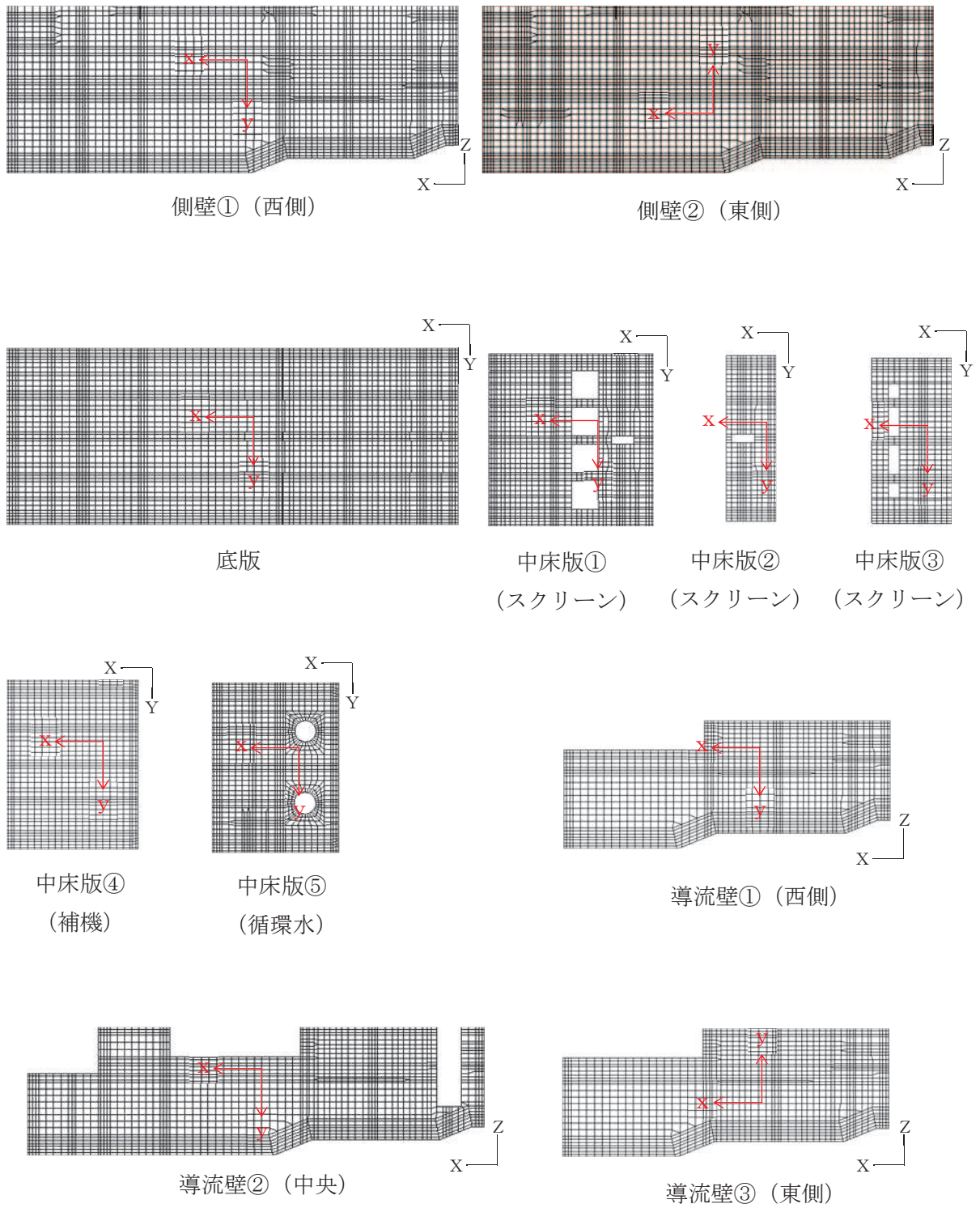
曲げ・軸力系の破壊に対する照査のうち、各部材のコンクリートの圧縮縁ひずみ、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋のひずみに対して最大照査値となる評価時刻でのひずみ分布を図4-5～図4-10に、せん断破壊に対して最大照査値となる評価時刻での断面力分布を図4-11～図4-22に示す。

圧縮縁ひずみの算出には解析コード「StrainCom3 Ver.2021.01.26」を、主筋ひずみの算定には解析コード「Com3FldModRun Ver.2021.01.06」を、断面力の算出には解析コード「Com3EvalSh Ver.2021.01.27」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



注：手前の側壁は非表示としている。

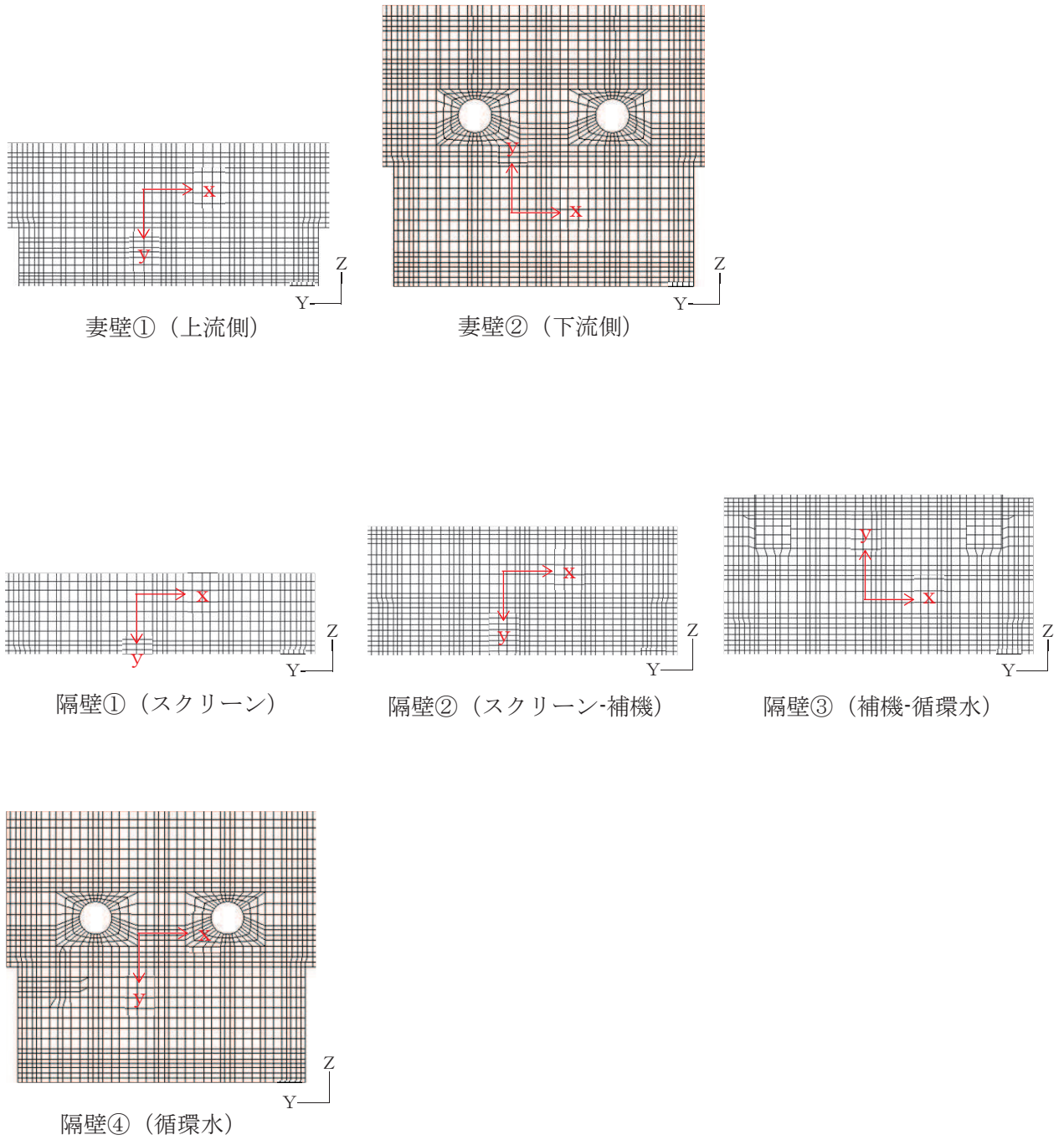
図4-1 各部材位置



黒：全体座標系を示す

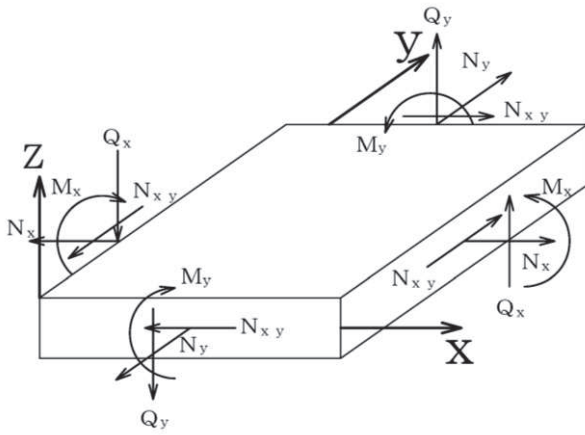
赤：要素座標系を示す

図 4-2 各部材の要素座標系 (1/2)



黒：全体座標系を示す
赤：要素座標系を示す

図 4-3 各部材の要素座標系 (2/2)



M_x, M_y : 曲げモーメント
 Q_x, Q_y : せん断力
 N_x, N_y : 軸力
 N_{xy} : 面内せん断力

図 4-4 ソリッド要素における断面力の方向

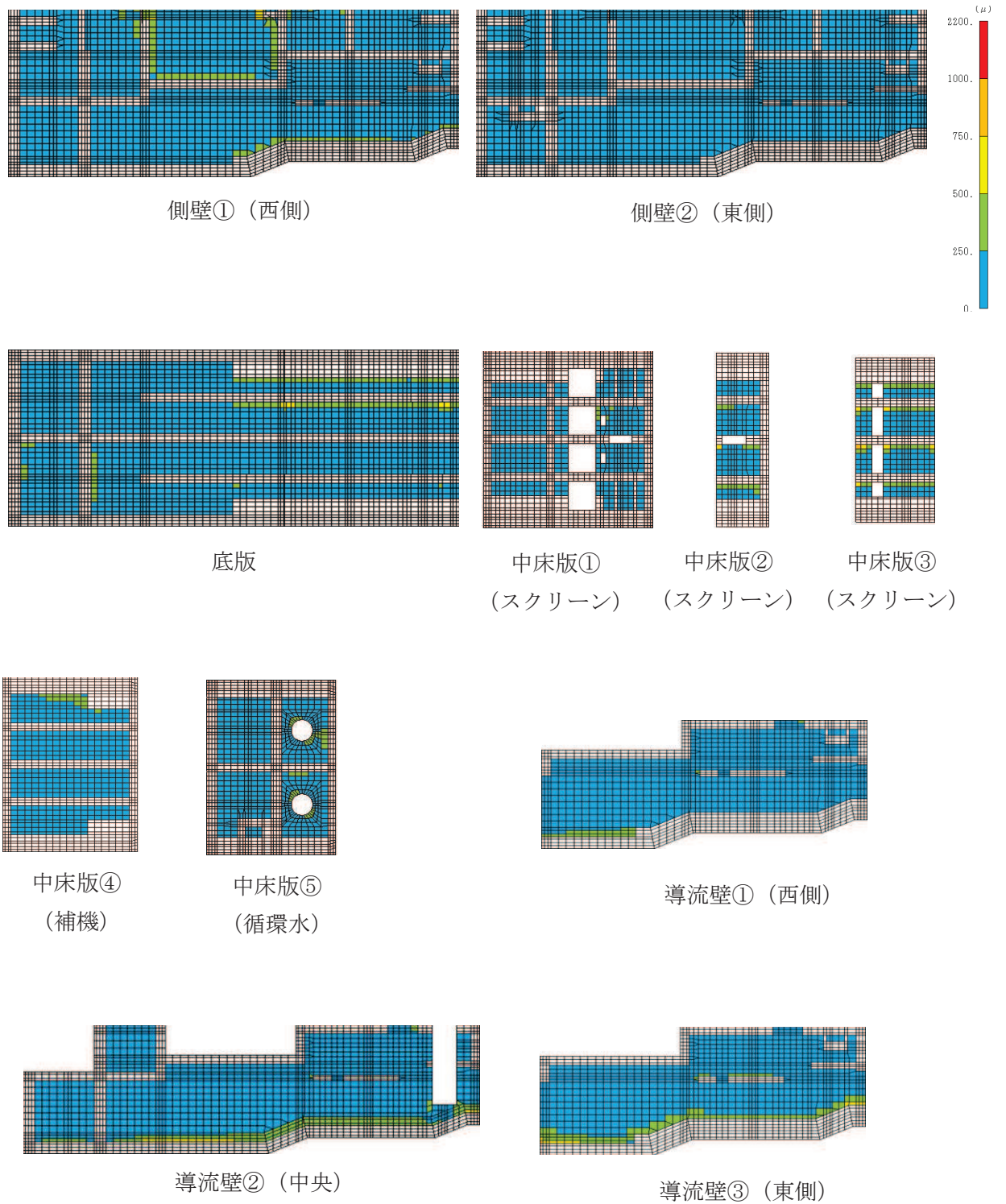


図 4-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)
 (隔壁, 解析ケース②, S s - N 1 (++)) (1/2)

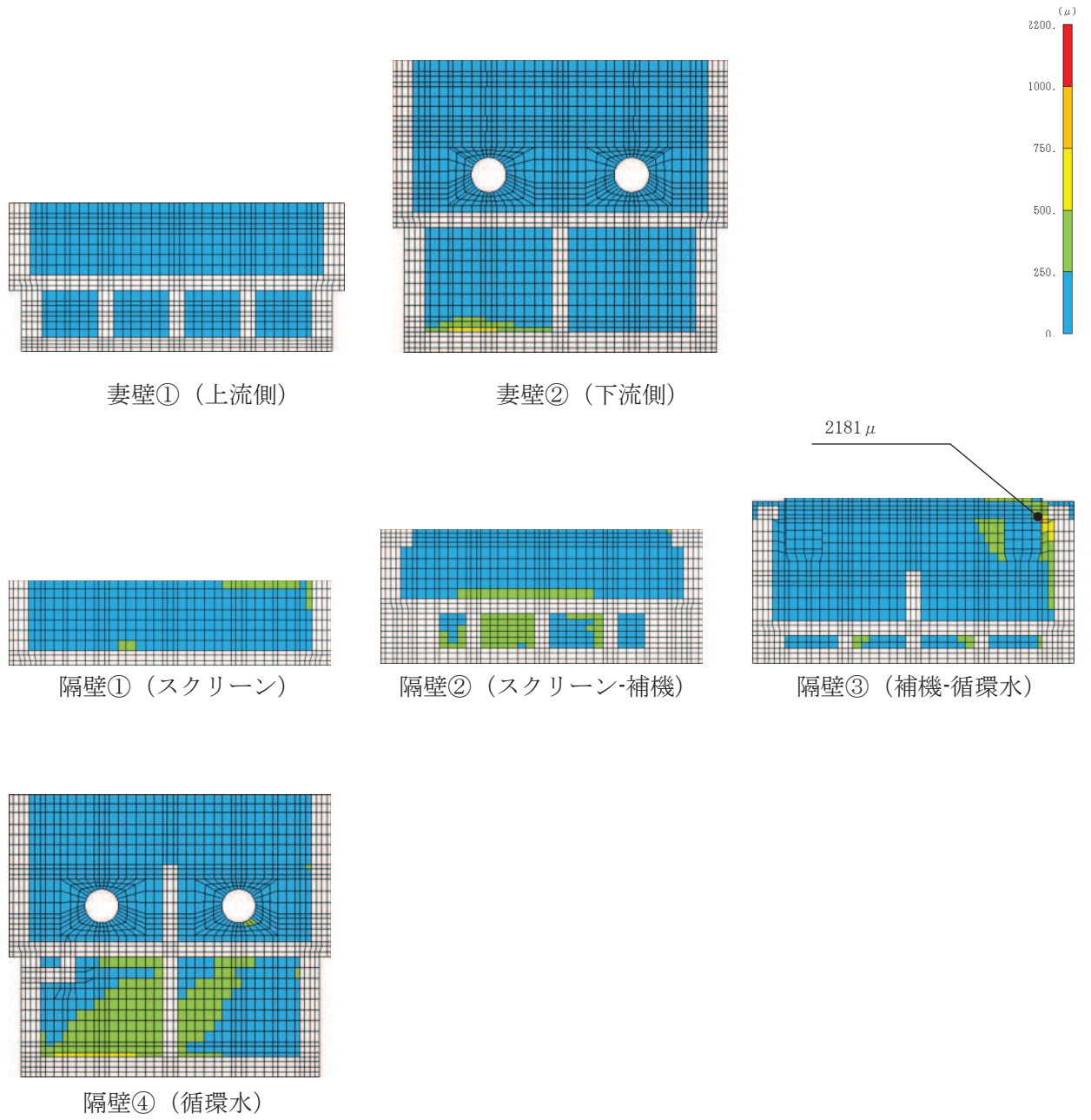


図 4-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)
 (隔壁, 解析ケース②, S s - N 1 (++)) (2/2)

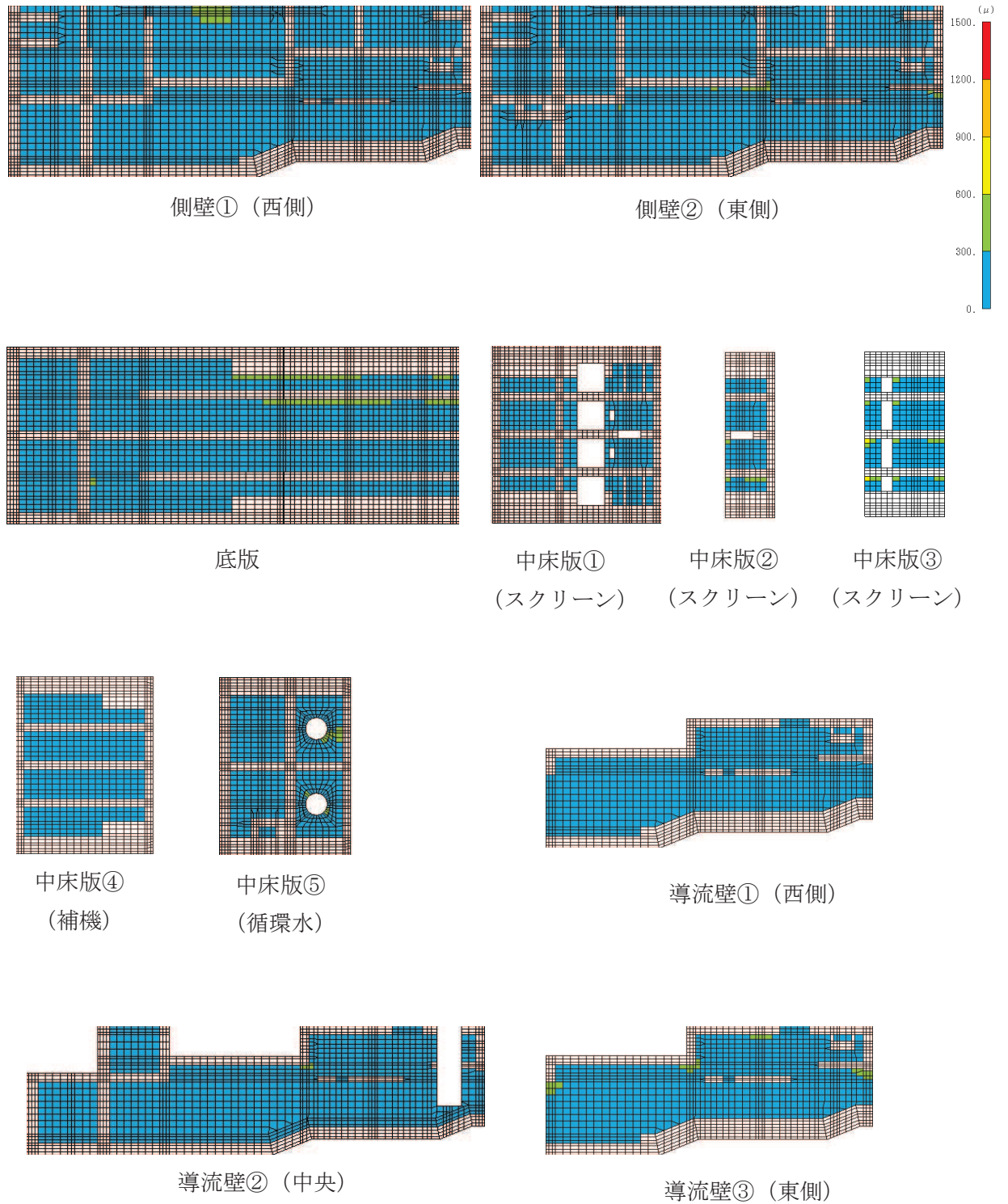


図 4-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮ひずみ)
 (隔壁, 解析ケース①, S s - N 1 (++)) (1/2)

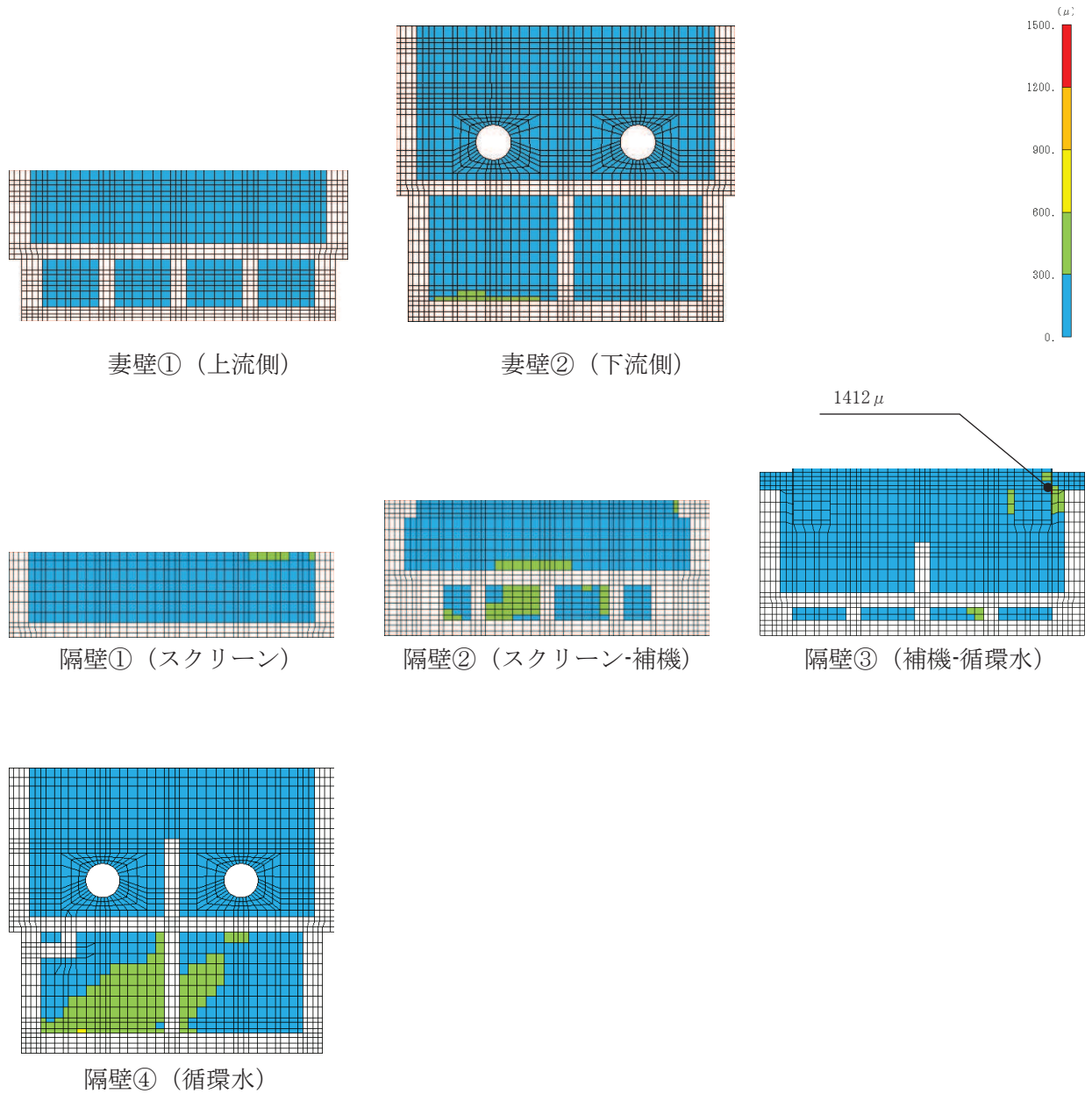
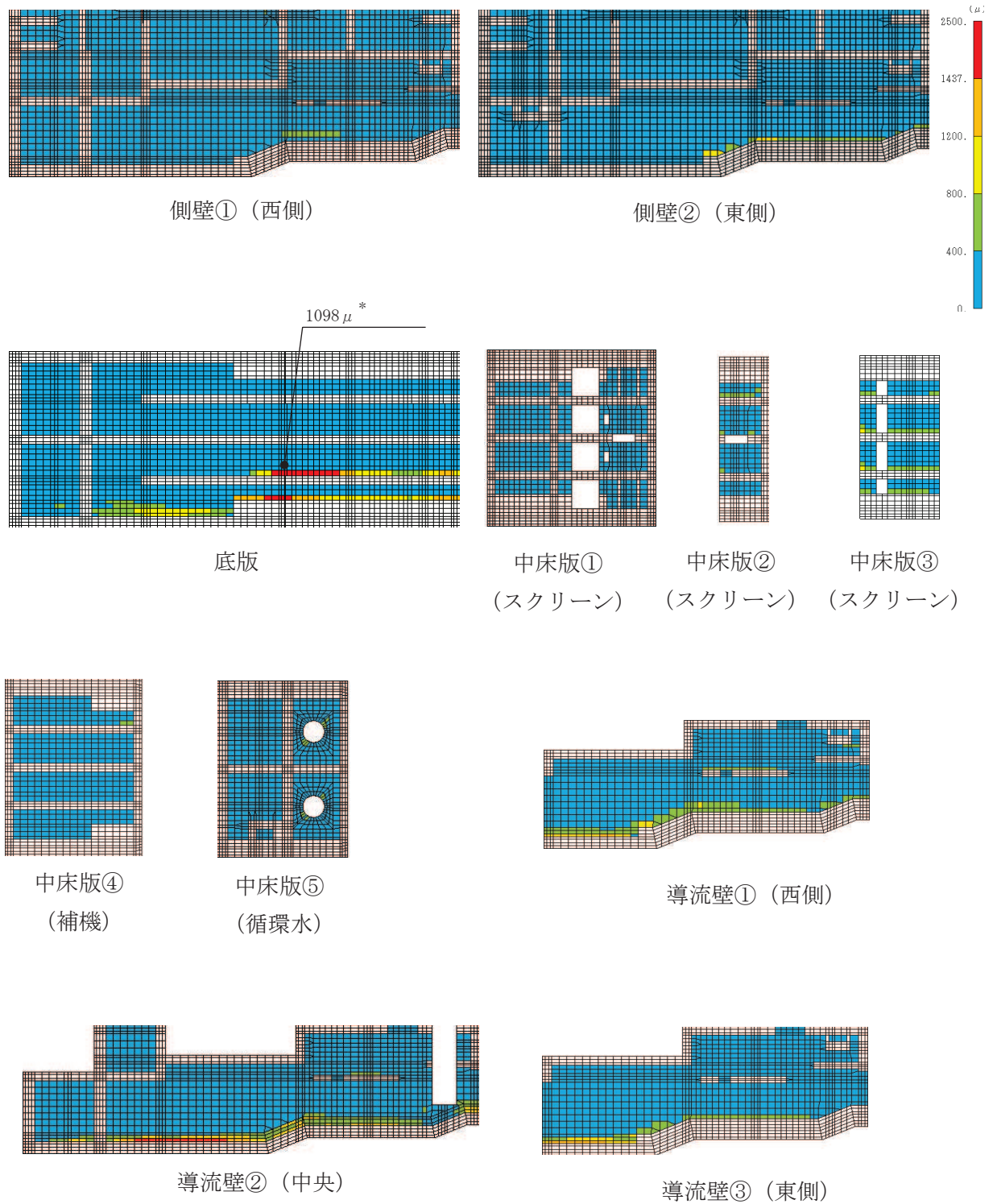


図 4-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮ひずみ)
 (隔壁, 解析ケース①, S s - N 1 (++) (2/2))



注記* : 要素平均化後の値を示す。

図 4-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
(底版, 解析ケース③, S s - N 1 (++)) (1/2)

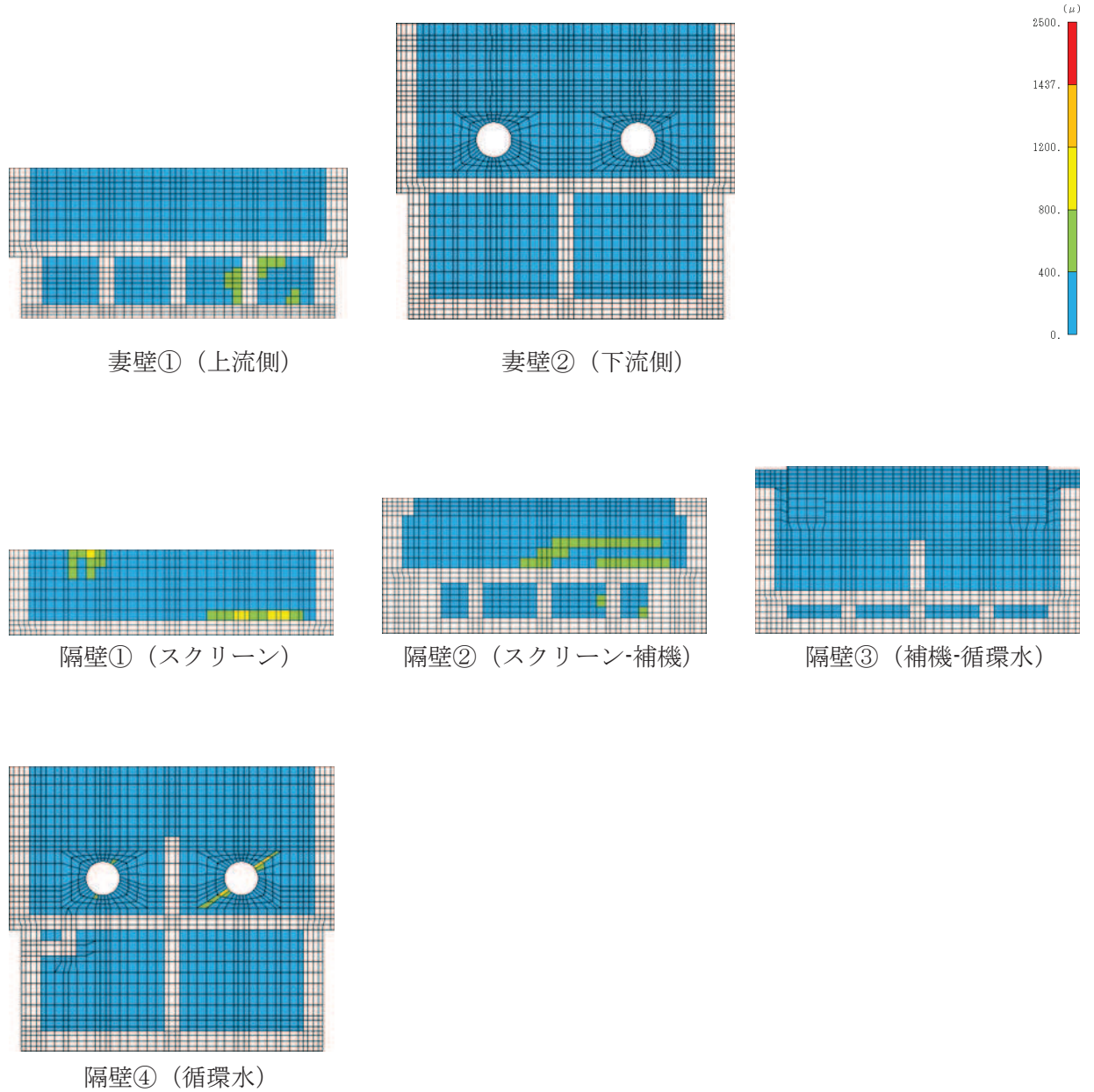


図 4-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
(底版, 解析ケース③, S s - N 1 (++)) (2/2)

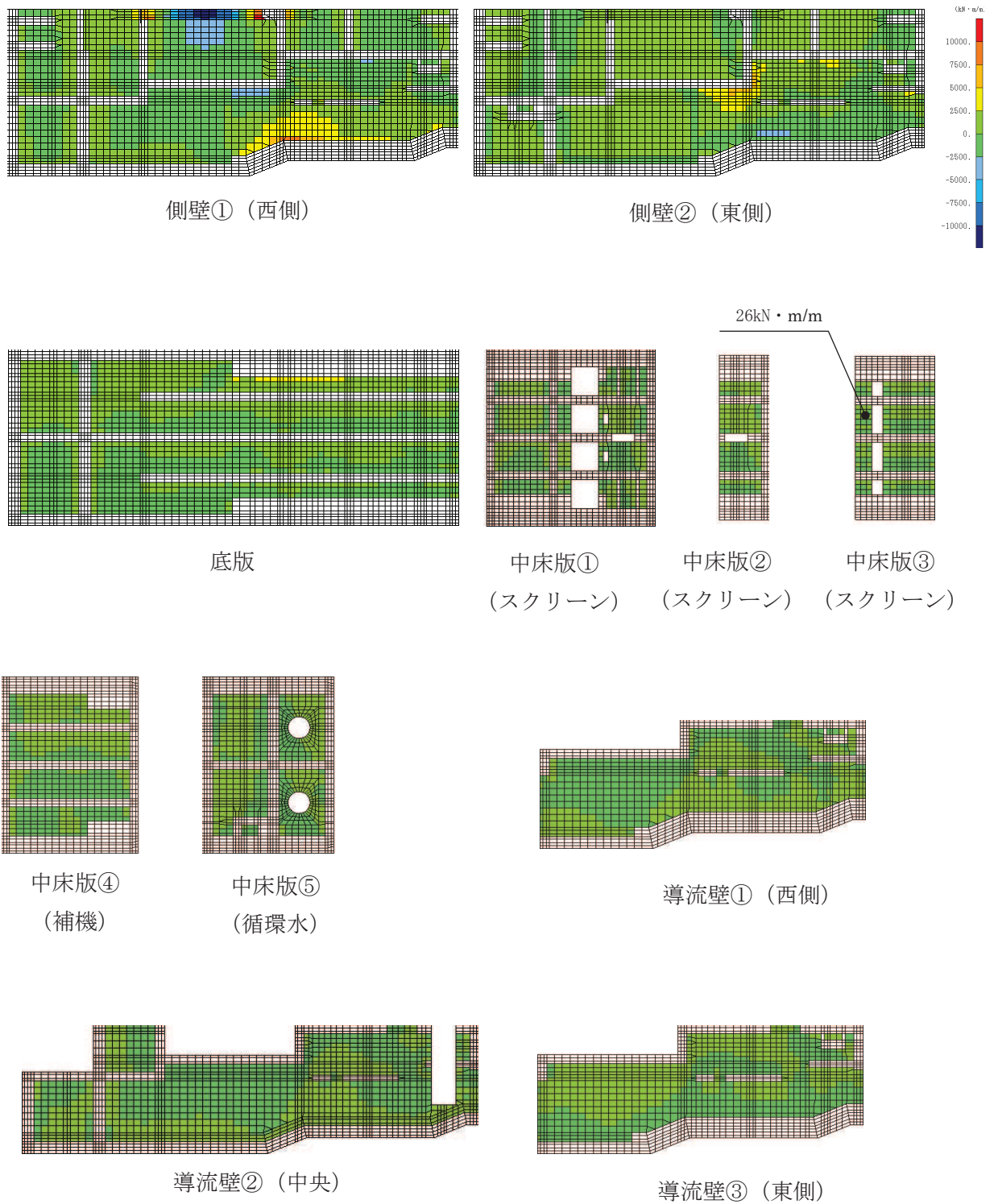


図 4-11 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)
 (中床版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++)) (1/2)

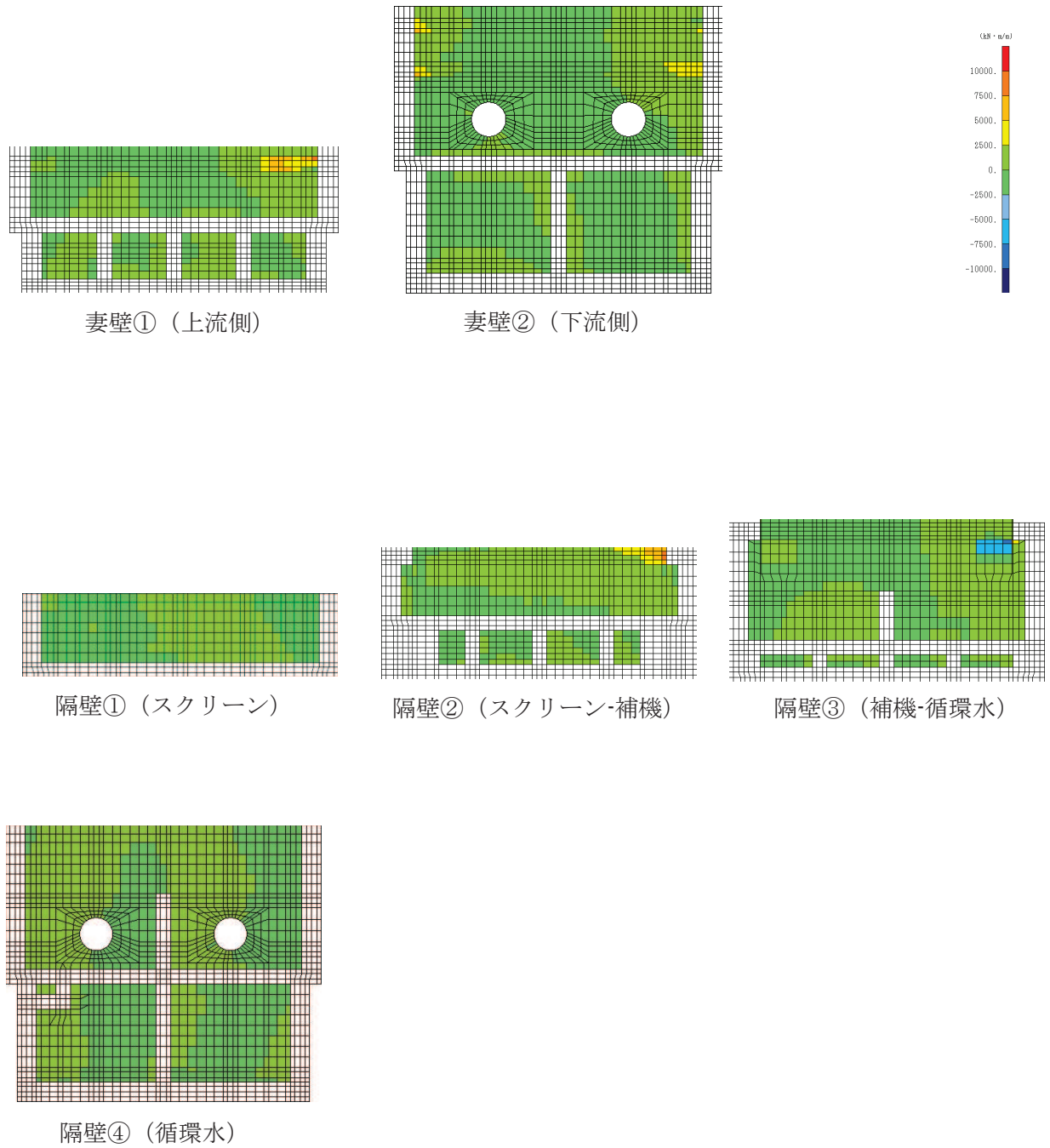


図 4-12 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : M_x)
 (中床版, 解析ケース③, $S_s - N 1$ (++)) (2/2)

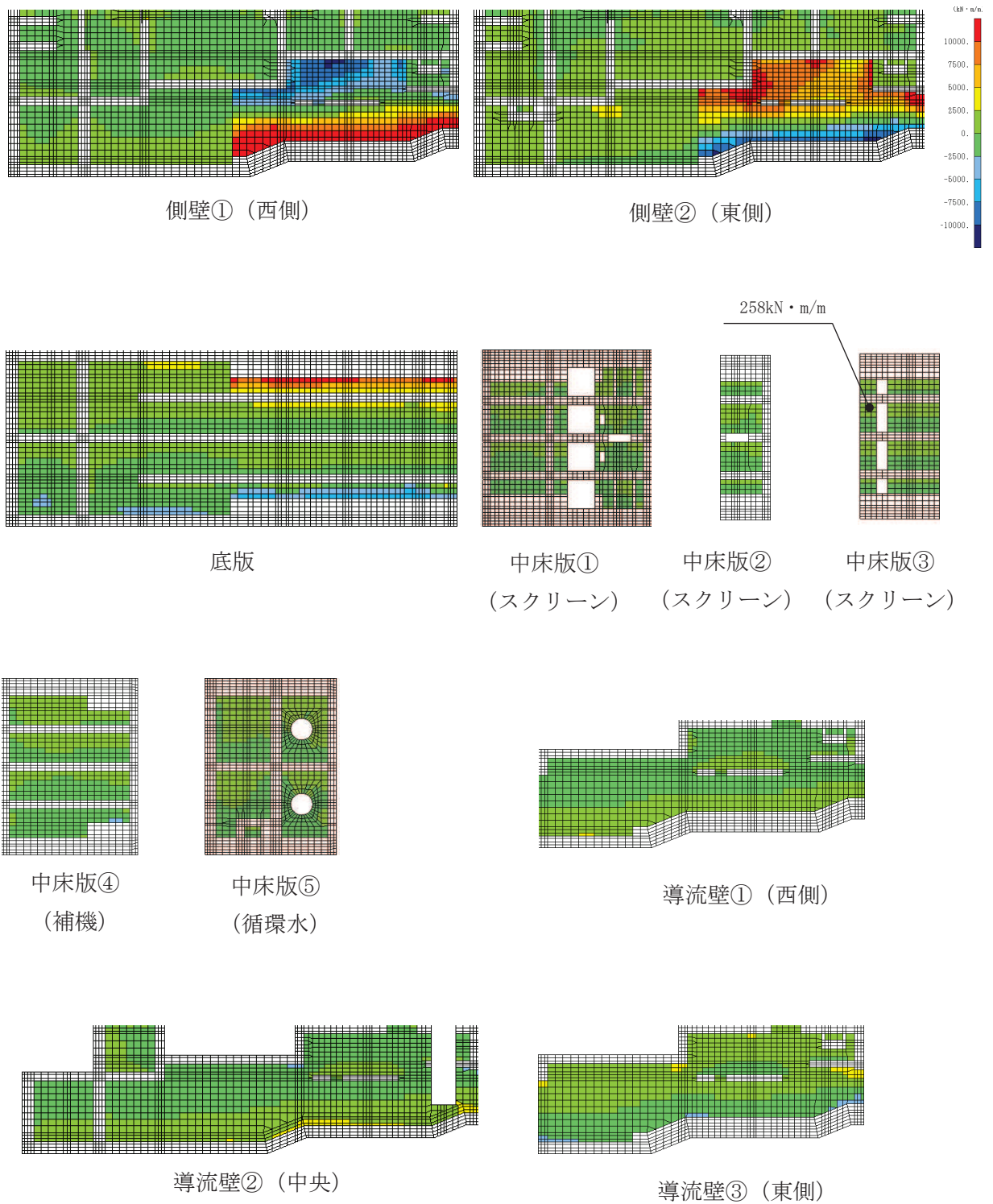


図 4-13 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)
 (中床版, 解析ケース③, $S_s - N1 (+ +)$) (1/2)

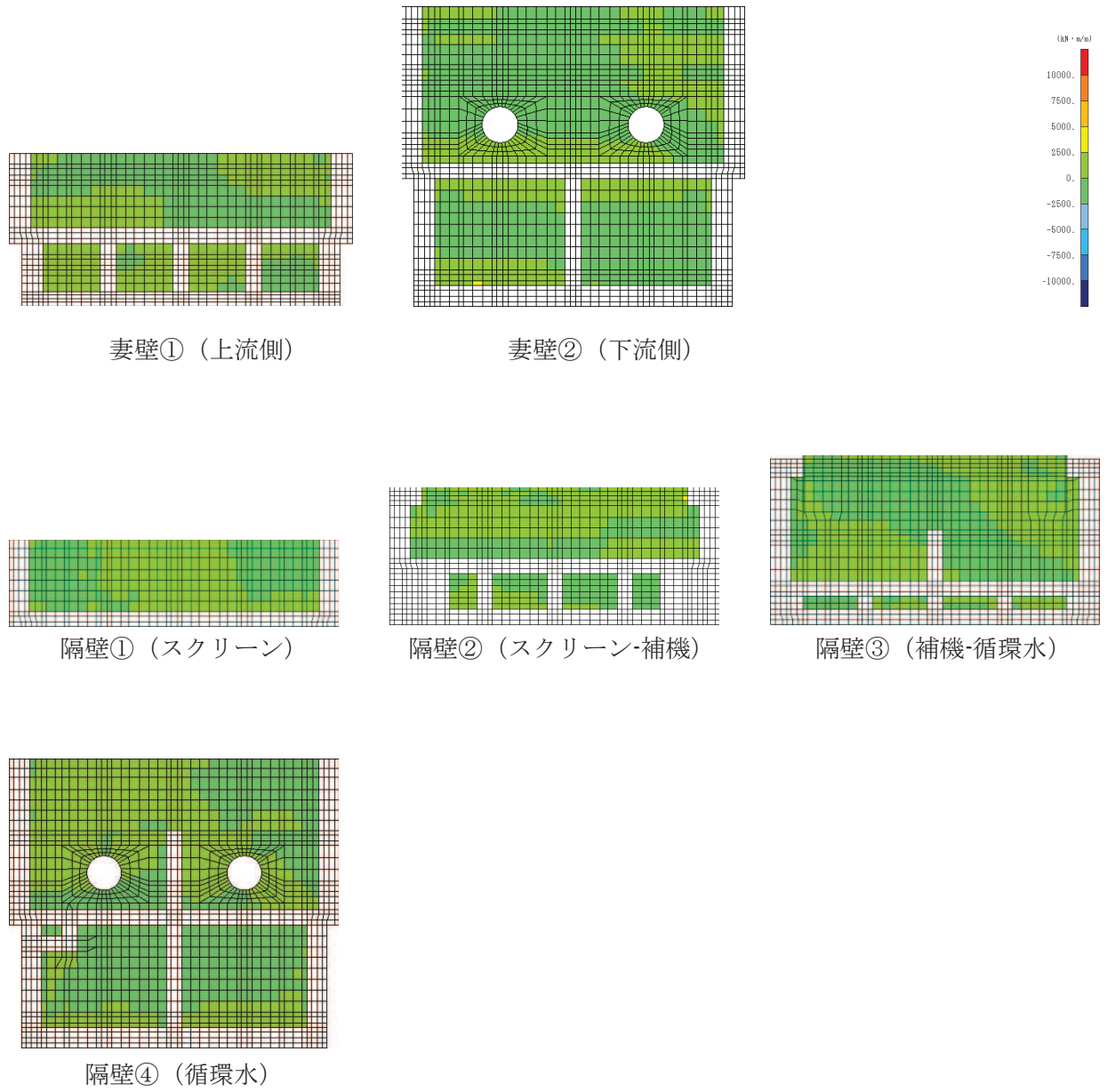


図 4-14 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)
 (中床版, 解析ケース③, $S_s - N 1$ (++)) (2/2)

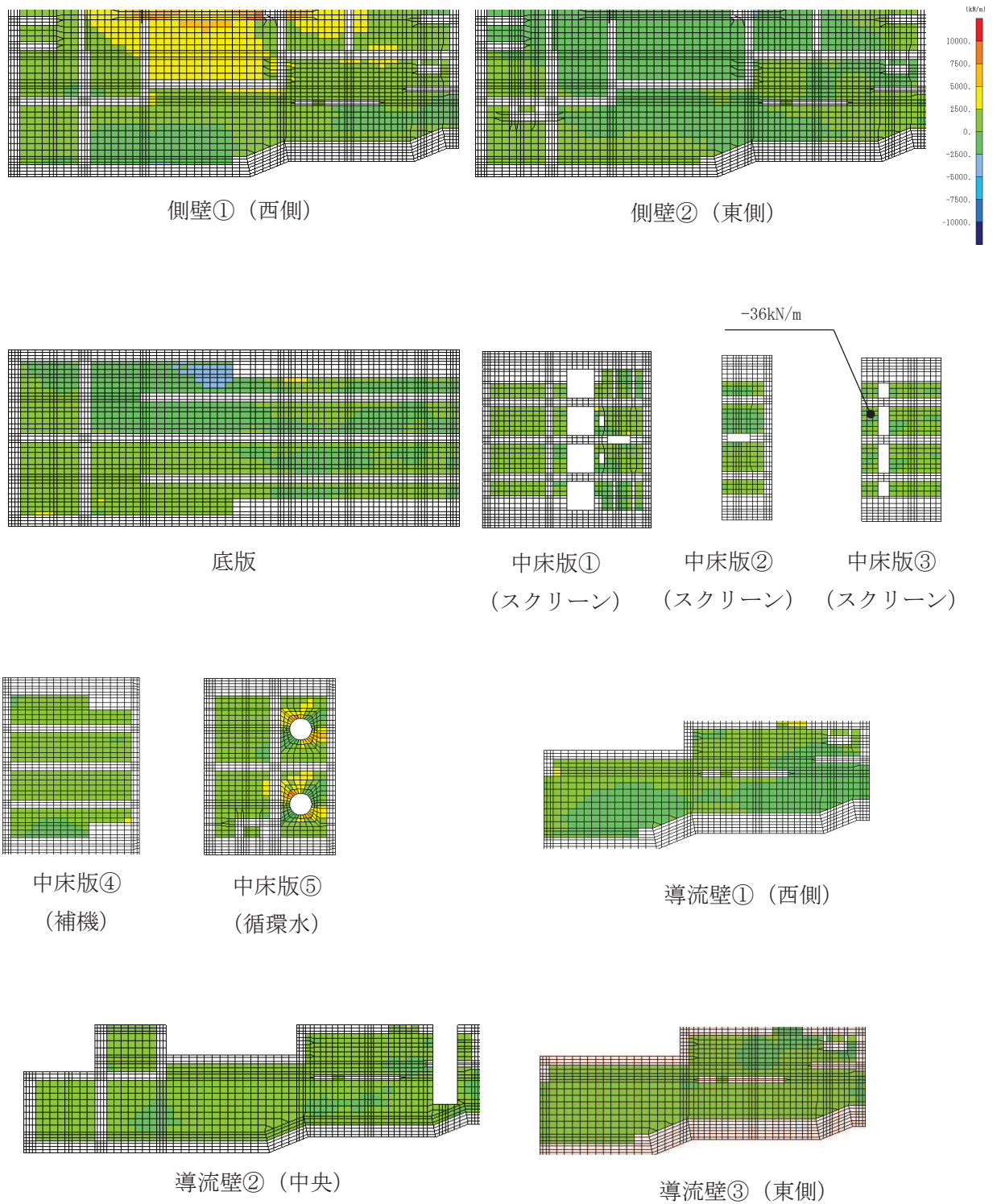


図 4-15 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (中床版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++)) (1/2)

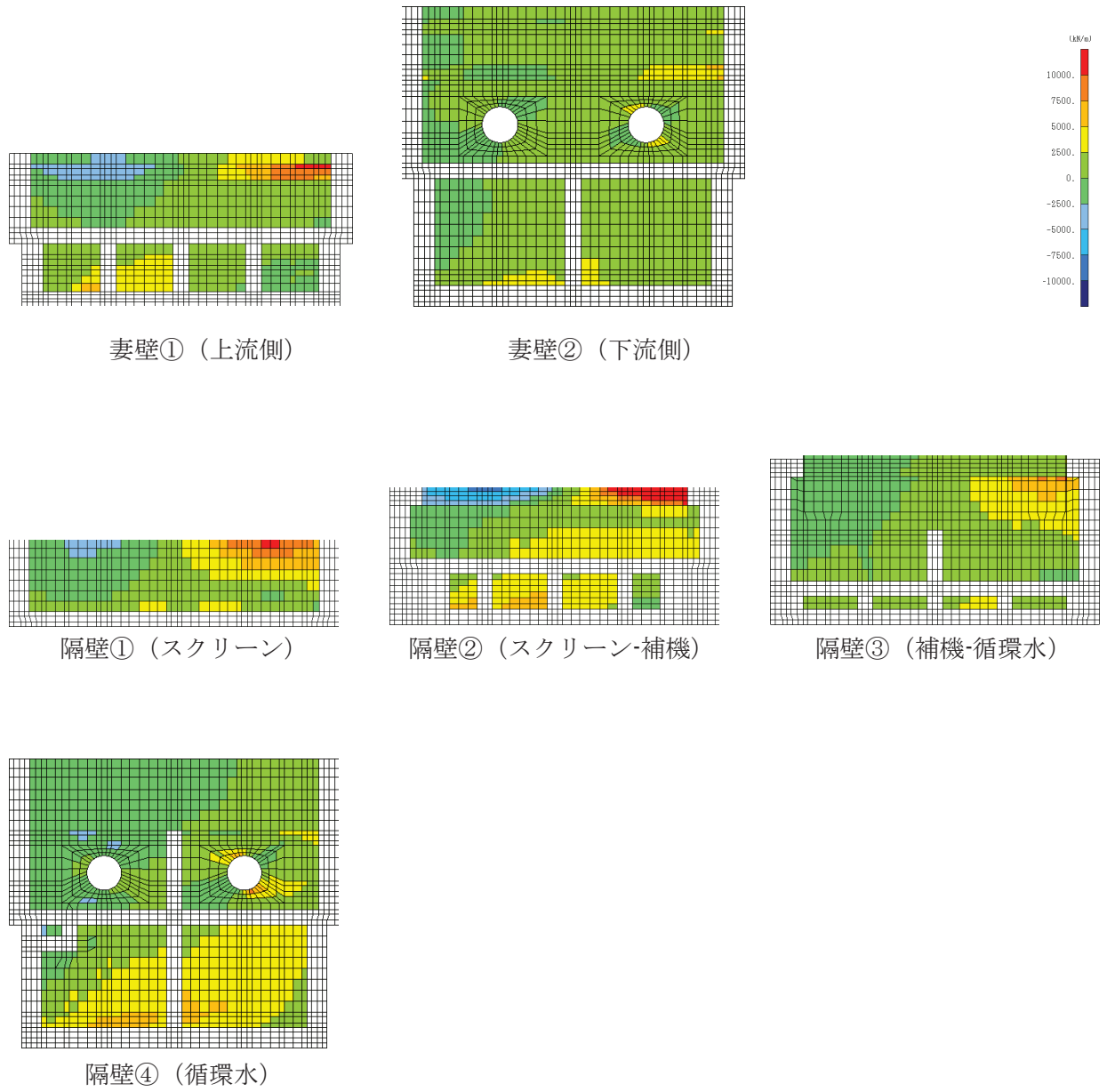


図 4-16 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (中床版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++)) (2/2)

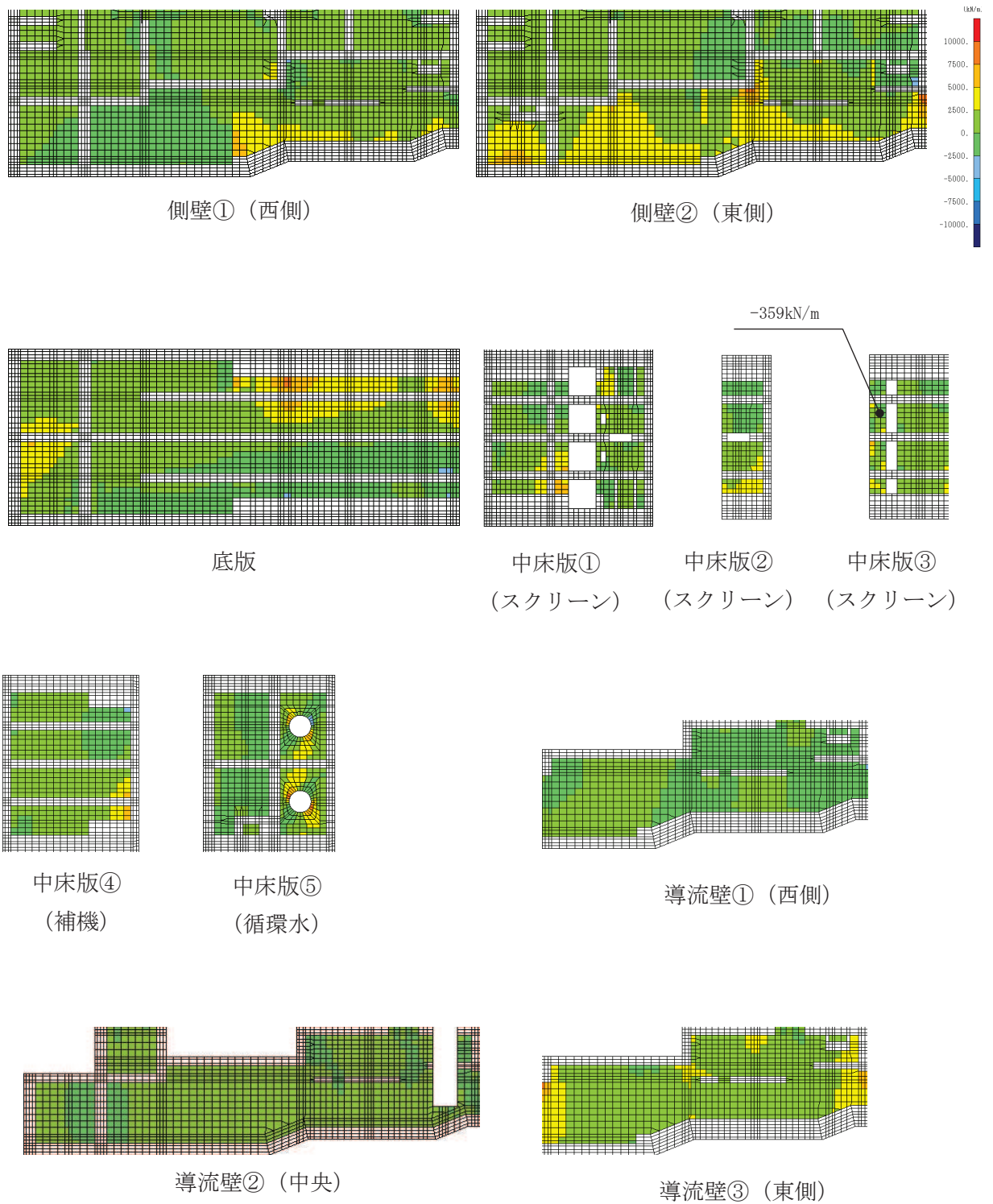


図 4-17 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (中床版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++)) (1/2)

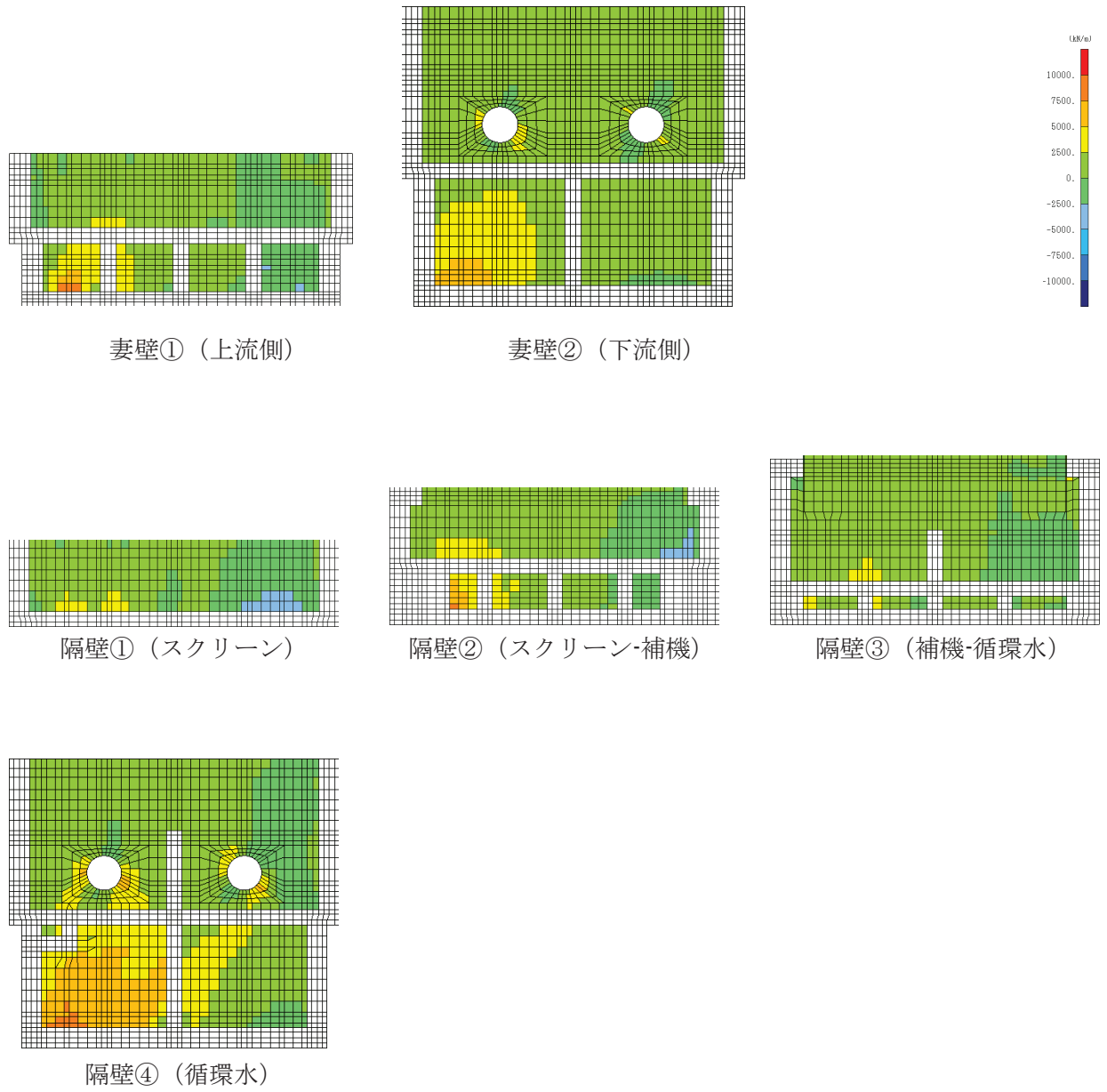


図 4-18 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (中床版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++)) (2/2)

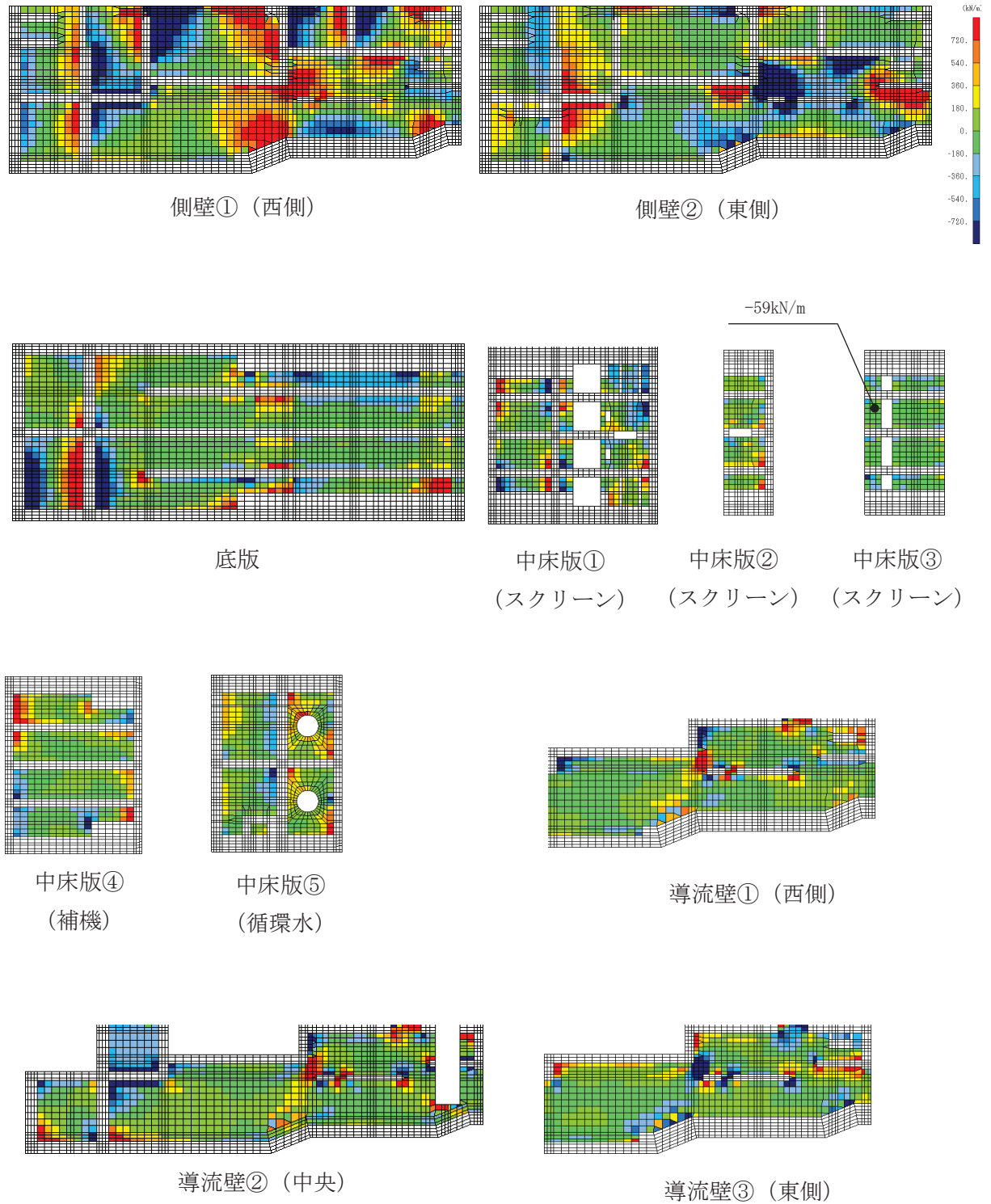


図 4-19 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (中床版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++)) (1/2)

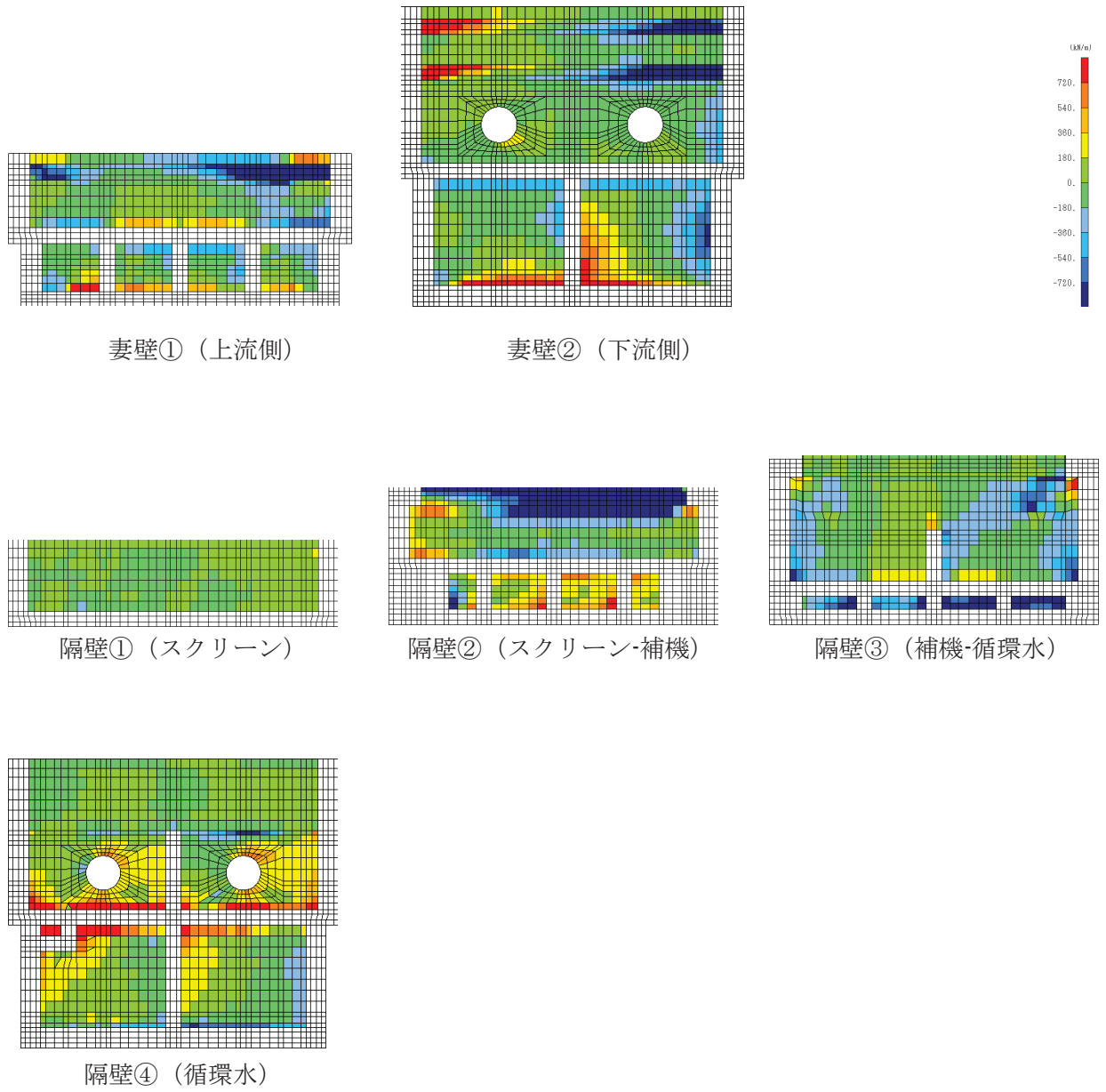


図 4-20 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (中床版, 解析ケース③, $S_s - N 1$ (++)) (2/2)

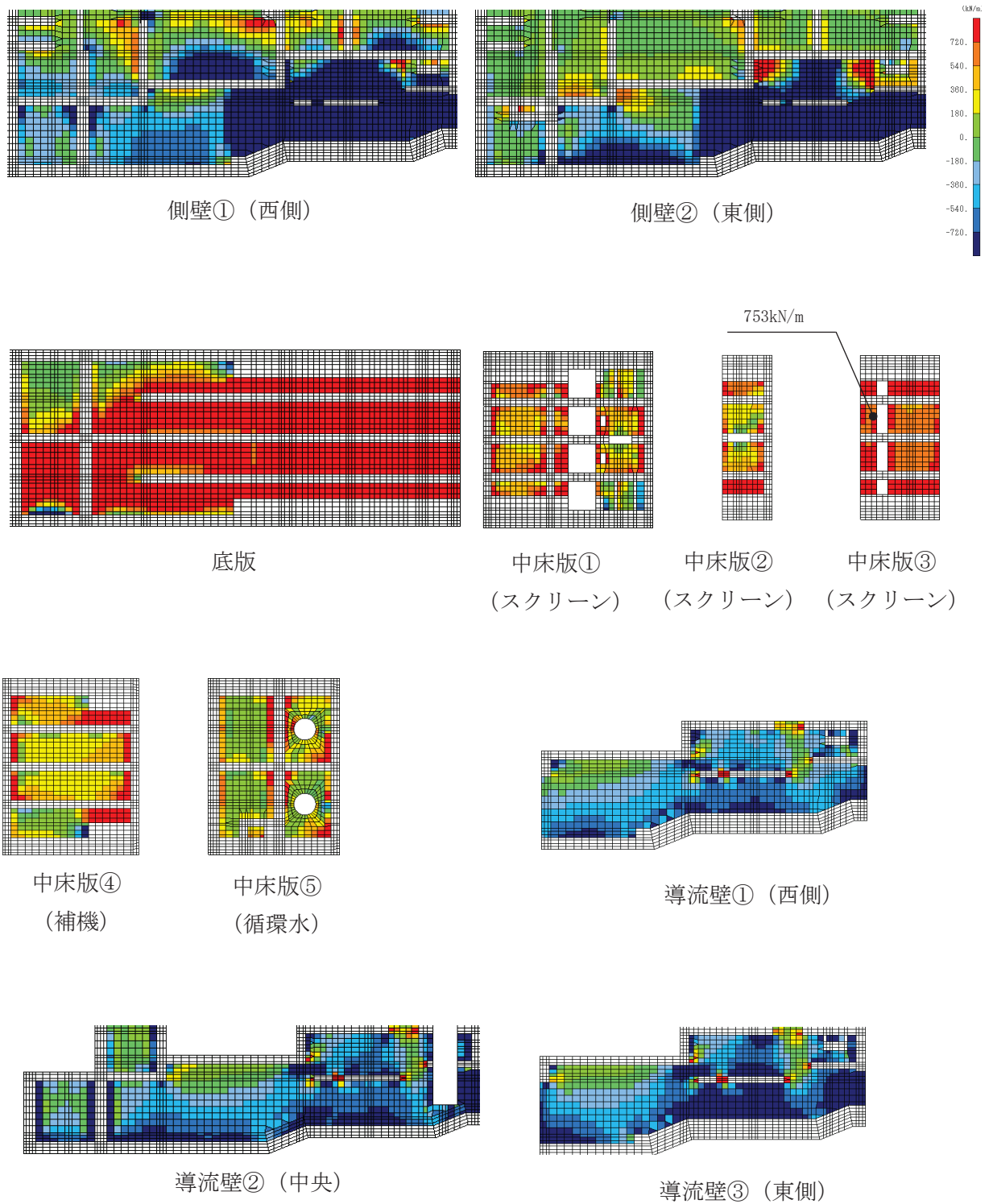


図 4-21 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (中床版, 解析ケース③, $S_s - N1 (+ +)$) (1/2)

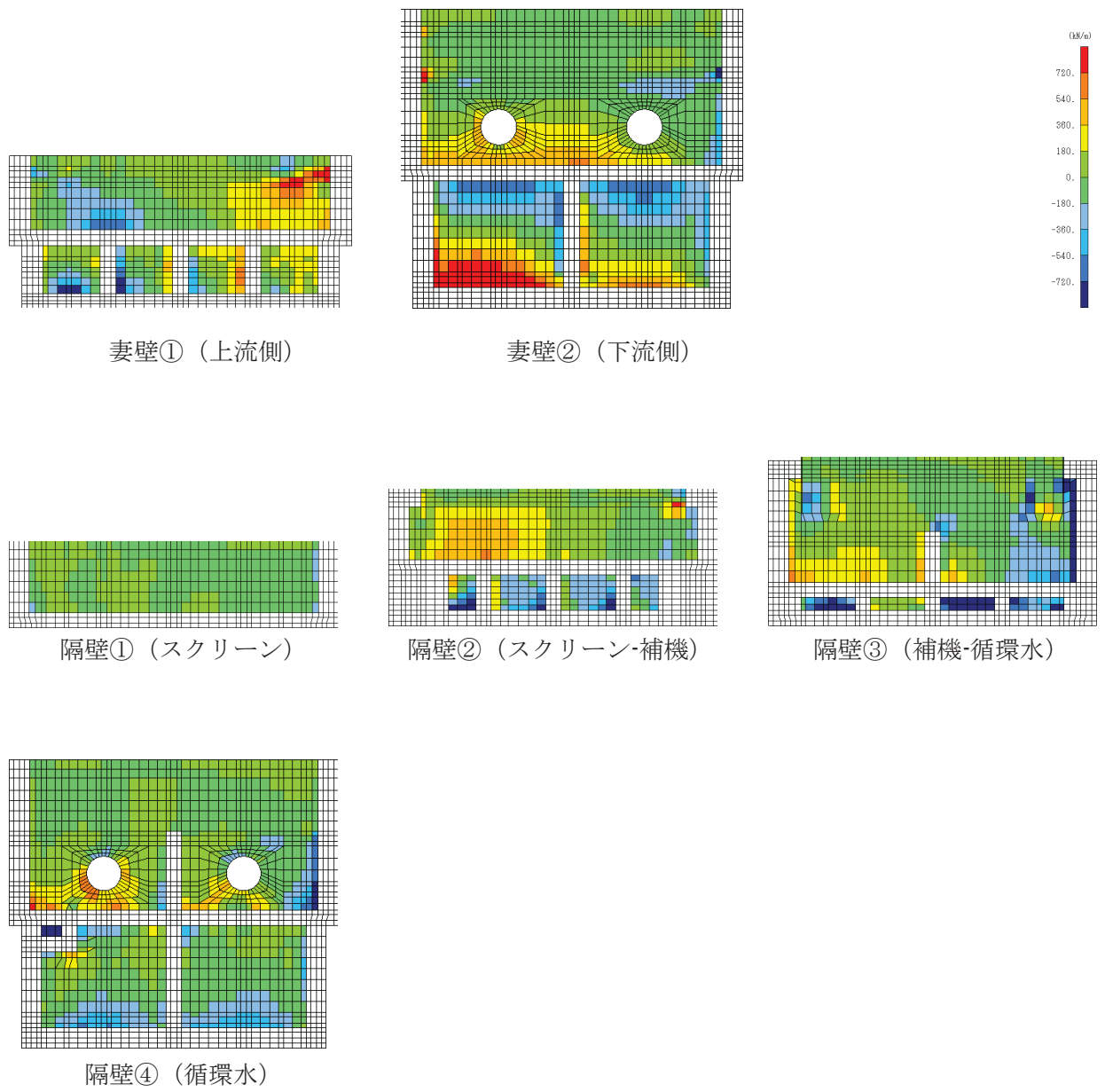


図 4-22 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (中床版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++)) (2/2)

5. 耐震評価結果

5.1 構造部材の健全性に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 5-1 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-2 に、各壁部材の面内せん断に対する最大照査値を表 5-3 に示す。

海水ポンプ室の照査用ひずみ（コンクリートの圧縮縁ひずみ）、照査用せん断力及び壁部材の照査用面内せん断ひずみが、構造部材の健全性に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	2	③	S s - N 1 (++)	874 μ	10000 μ	0.09
中床版	20	③	S s - N 1 (++)	1264 μ	10000 μ	0.13
側壁	53	②	S s - N 1 (++)	1054 μ	10000 μ	0.11
隔壁	121	②	S s - N 1 (++)	2618 μ	10000 μ	0.27
導流壁	61	③	S s - N 1 (++)	1122 μ	10000 μ	0.12
妻壁	82	③	S s - N 1 (++)	723 μ	10000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 5-1～図 5-3 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 5-2 せん断破壊に対する照査

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
底版	1	④	S s - N 1 (++)	5936	6784	0.88
中床版	21	③	S s - N 1 (++)	791	880	0.90
側壁	53	④	S s - N 1 (++)	6428	7606	0.85
隔壁	104	③	S s - N 1 (++)	957	1089	0.88
導流壁	61	④	S s - N 1 (++)	1050	1183	0.89
妻壁	71	④	S s - N 1 (++)	670	765	0.88

注記*1：評価位置は図 5-1～図 5-3 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

【側壁・隔壁】

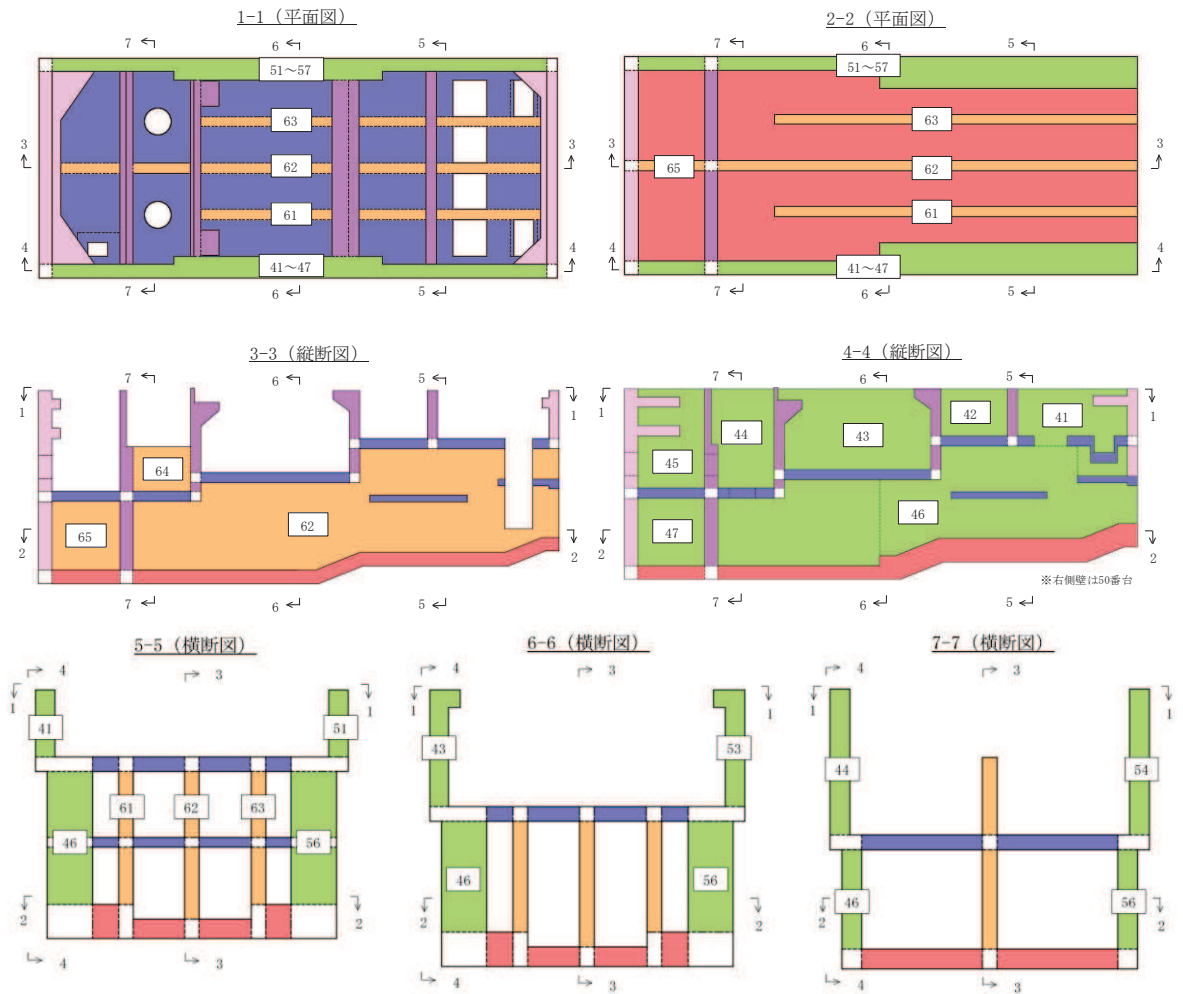


図 5-1 評価位置図（曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊）（1/3）

【底版・中床版】

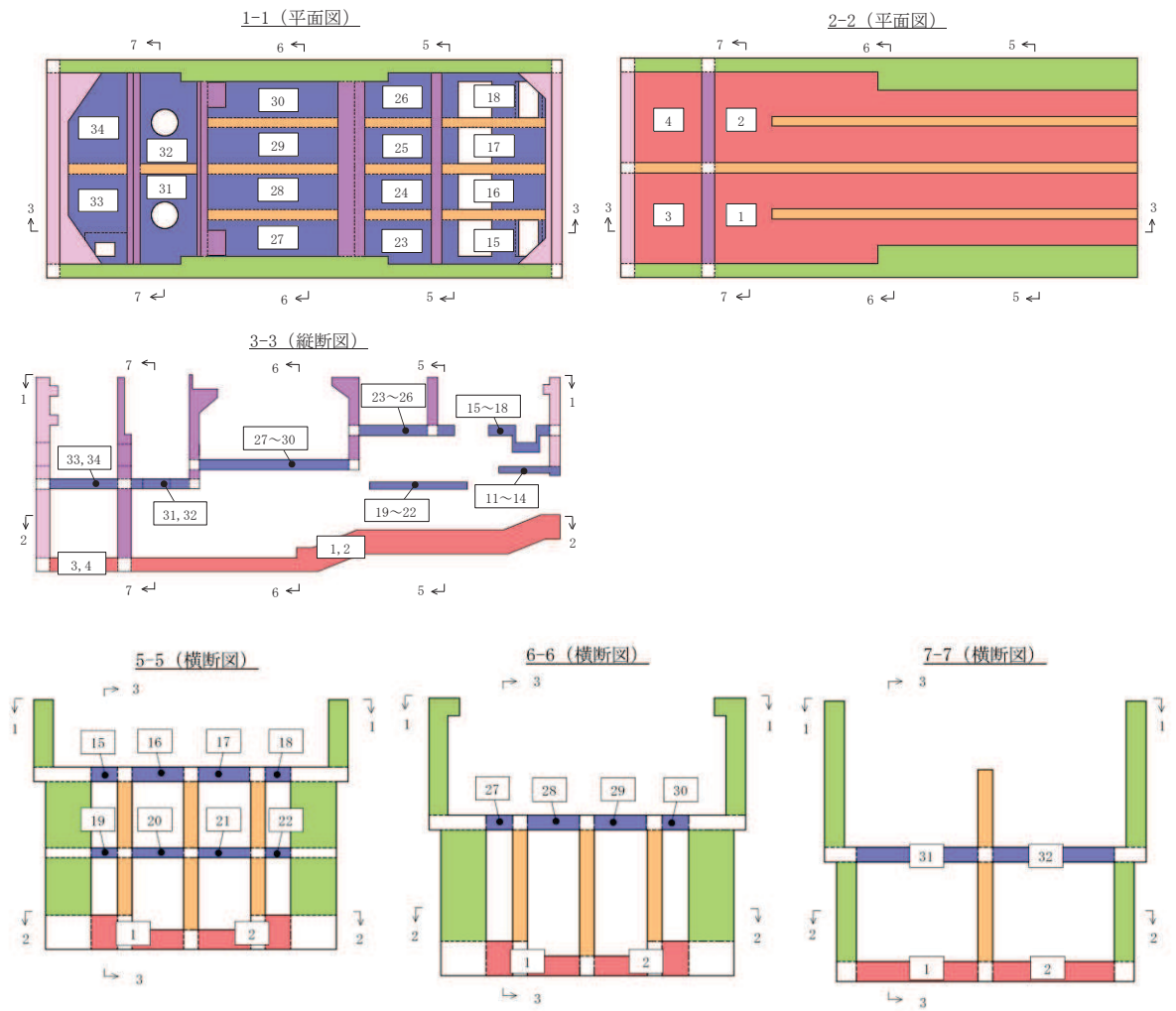


図 5-2 評価位置図（曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊）(2/3)

【妻壁・隔壁】

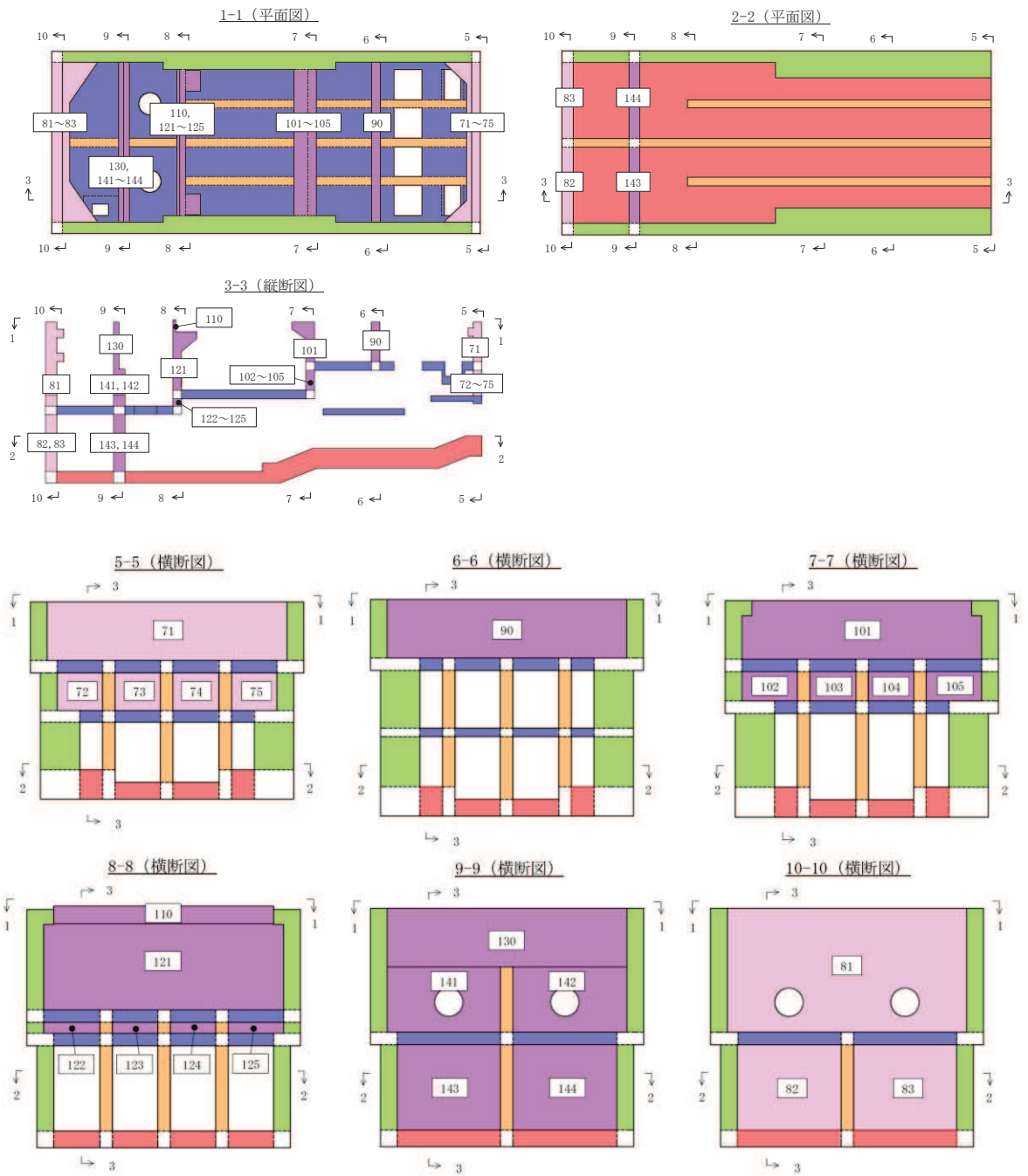


図 5-3 評価位置図（曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊）（3/3）

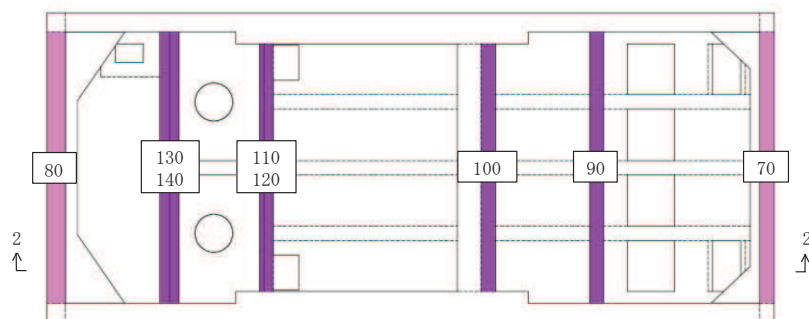
表 5-3 壁部材の面内せん断に対する照査

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用	限界	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_R$
				面内せん断ひずみ*2	せん断ひずみ	
				ε_d	ε_R	
底版	—	—	—	—	—	—
中床版	—	—	—	—	—	—
側壁	—	—	—	—	—	—
隔壁	90	③	S s - N 1 (++)	516 μ	2000 μ	0.26
導流壁	—	—	—	—	—	—
妻壁	70	③	S s - N 1 (++)	367 μ	2000 μ	0.19

注記*1：評価位置は図 5-4 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

1-1 (平面図)



2-2 (縦断面図)

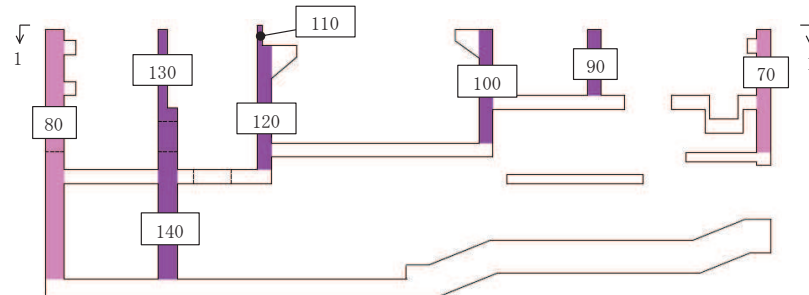


図 5-4 評価位置図 (壁部材の面内せん断)

5.2 各要求機能に対する評価結果

5.2.1 通水機能

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-4 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-5 に、各壁部材の面内せん断に対する最大照査値を表 5-6 に示す。

海水ポンプ室の照査用ひずみ（コンクリートの圧縮縁ひずみ）、照査用せん断力及び壁部材の照査用面内せん断ひずみが、通水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	2	③	S s - N 1 (++)	874 μ	10000 μ	0.09
中床版	20	③	S s - N 1 (++)	1264 μ	10000 μ	0.13
側壁	46	③	S s - N 1 (++)	914 μ	10000 μ	0.10
隔壁	143	③	S s - N 1 (++)	1043 μ	10000 μ	0.11
導流壁	61	③	S s - N 1 (++)	1122 μ	10000 μ	0.12
妻壁	72	③	S s - N 1 (++)	659 μ	10000 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 5-1～図 5-3 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-5 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 5-5 せん断破壊に対する照査

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*3 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
底版	1	④	S s - N 1 (++)	5936	6784	0.88
中床版	21	③	S s - N 1 (++)	791	880	0.90
側壁	46	④	S s - N 1 (++)	6032	8260	0.74
隔壁	143	③	S s - N 1 (++)	1284	2866	0.45
導流壁	61	④	S s - N 1 (++)	1050	1183	0.89
妻壁	-	-	-	-	-	-

注記*1：評価位置は図 5-1～図 5-3 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-5 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 5-6 壁部材の面内せん断に対する照査

評価位置 ^{*1, 2}		解析 ケース	地震動	照査用 面内せん断ひずみ ^{*3} ϵ_d	限界 せん断ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	—	—	—	—	—	—
中床版	—	—	—	—	—	—
側壁	—	—	—	—	—	—
隔壁	140	③	S s - N 1 (++)	505 μ	2000 μ	0.26
導流壁	—	—	—	—	—	—
妻壁	70	③	S s - N 1 (++)	367 μ	2000 μ	0.19

注記*1：評価位置は図 5-4 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-5 に示す。

*3：照査用面内せん断ひずみ = 発生面内せん断ひずみ × 構造解析係数 γ_a

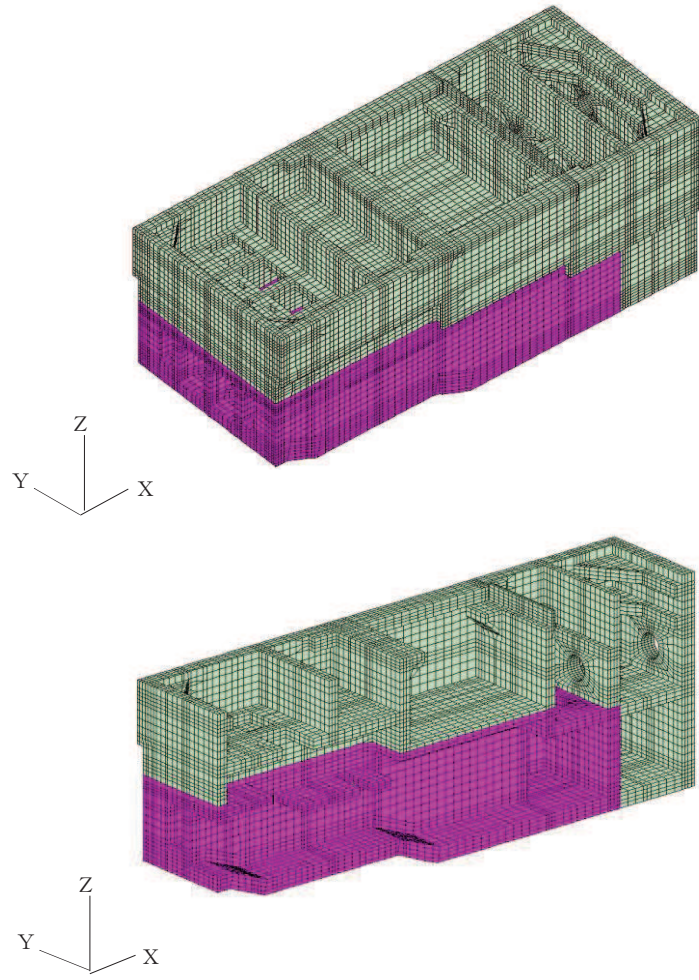


図 5-5 通水機能が要求される部材の範囲

5.2.2 貯水機能

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-7 及び表 5-8 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-9 に示す。

海水ポンプ室の照査用ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ）、照査用せん断力が、貯水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置 ^{*1, 2}		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ ^{*3} ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	2	③	S s - N 1 (++)	687 μ	2000 μ	0.35
中床版	—	—	—	—	—	—
側壁	56	③	S s - N 1 (++)	657 μ	2000 μ	0.33
隔壁	143	③	S s - N 1 (++)	857 μ	2000 μ	0.43
導流壁	—	—	—	—	—	—
妻壁	—	—	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 5-1～図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 5-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）

評価位置 ^{*1, 2}		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ ^{*3} ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	1	③	S s - N 1 (++)	1318 μ ^{*4}	1725 μ	0.77
中床版	—	—	—	—	—	—
側壁	46	③	S s - N 1 (++)	1017 μ	1725 μ	0.59
隔壁	144	③	S s - N 1 (++)	491 μ	1725 μ	0.29
導流壁	—	—	—	—	—	—
妻壁	—	—	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 5-1～図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

*4：要素平均化後の値

表 5-9 せん断破壊に対する照査

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*3 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
底版	1	④	S s - N 1 (++)	5936	6784	0.88
中床版	-	-	-	-	-	-
側壁	46	①	S s - N 1 (-+)	1258	1789	0.71
隔壁	144	④	S s - N 1 (++)	517	1801	0.29
導流壁	-	-	-	-	-	-
妻壁	-	-	-	-	-	-

注記*1：評価位置は図 5-1～図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

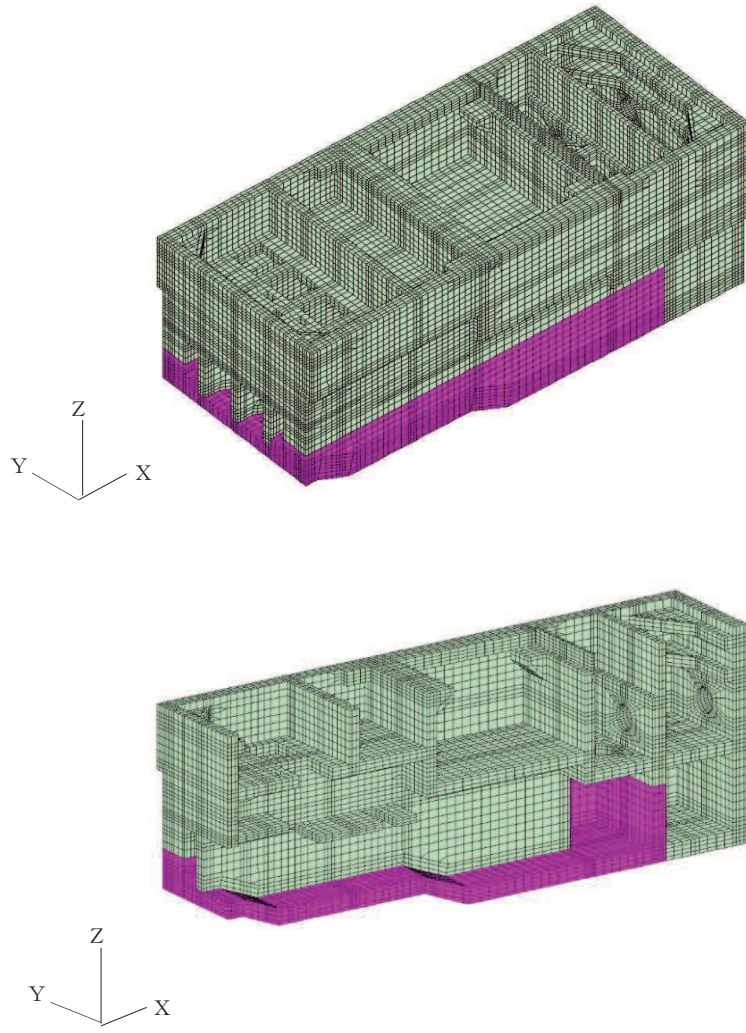


図 5-6 貯水機能が要求される部材の範囲

5.2.3 止水機能

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-10 及び表 5-11 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-12 に示す。

海水ポンプ室の照査用ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ）が、止水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 5-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	—	—	—	—	—	—
中床版	27	③	S s - N 1 (++)	639 μ	2000 μ	0.32
側壁	53	②	S s - N 1 (++)	826 μ	2000 μ	0.42
隔壁	121	①	S s - N 1 (++)	1695 μ	2000 μ	0.85
導流壁	—	—	—	—	—	—
妻壁	81	①	S s - D 2 (-+)	161 μ	2000 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 5-1～図 5-3 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 5-11 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	—	—	—	—	—	—
中床版	29	③	S s - N 1 (++)	1200 μ	1725 μ	0.70
側壁	53	②	S s - N 1 (++)	1490 μ	1725 μ	0.87
隔壁	121	①	S s - N 1 (-+)	1359 μ	1725 μ	0.79
導流壁	—	—	—	—	—	—
妻壁	81	③	S s - N 1 (++)	83 μ	1725 μ	0.05

注記*1：評価位置は図 5-1～図 5-3 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 5-12 せん断破壊に対する照査

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*3 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
底版	-	-	-	-	-	-
中床版	30	③	S s - N 1 (++)	933	1101	0.85
側壁	53	④	S s - N 1 (++)	6428	7606	0.85
隔壁	104	③	S s - N 1 (++)	957	1089	0.88
導流壁	-	-	-	-	-	-
妻壁	81	③	S s - N 1 (++)	759	1530	0.50

注記*1：評価位置は図 5-1～図 5-3 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

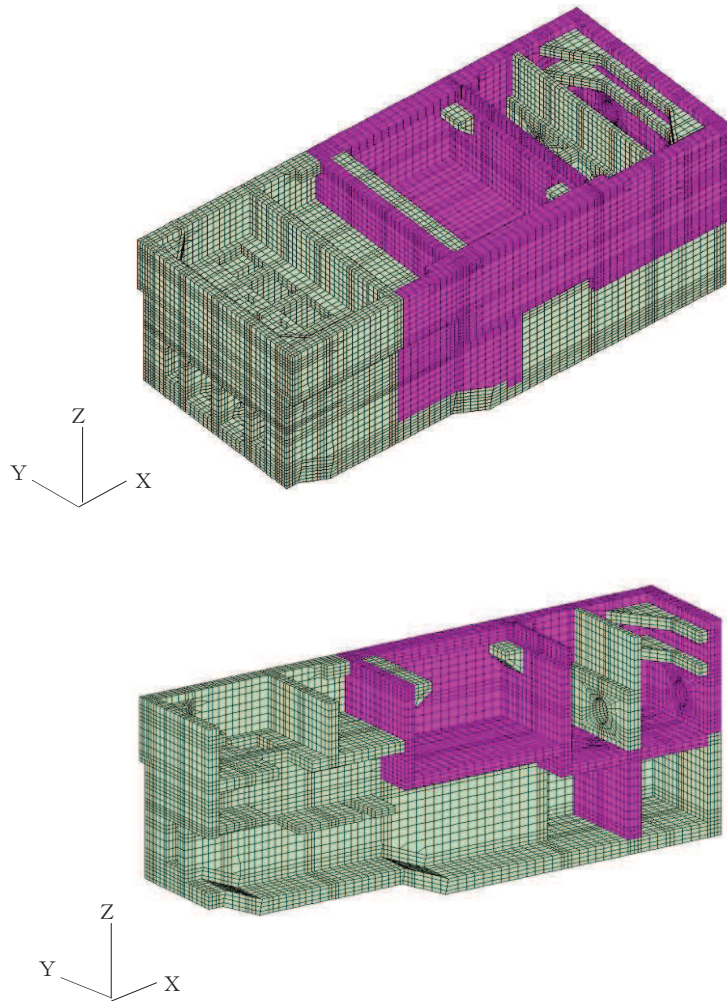


図 5-7 止水機能が要求される部材の範囲

5.3 Sクラスの施設等を支持する機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-13 及び表 5-14 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-15 に、各壁部材の面内せん断に対する最大照査値を表 5-16 に示す。

海水ポンプ室の照査用ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ）、照査用せん断力及び壁部材の照査用面内せん断ひずみが、Sクラスの施設等を支持する機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 5-13 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	—	—	—	—	—	—
中床版	27	③	S s - N 1 (++)	639 μ	2000 μ	0.32
側壁	53	②	S s - N 1 (++)	826 μ	2000 μ	0.42
隔壁	121	①	S s - N 1 (++)	1695 μ	2000 μ	0.85
導流壁	64	③	S s - N 1 (++)	230 μ	2000 μ	0.12
妻壁	81	①	S s - F 3 (-+)	191 μ	2000 μ	0.10

注記*1：評価位置は図 5-1～図 5-3 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 5-8 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 5-14 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	—	—	—	—	—	—
中床版	29	③	S s - N 1 (++)	1200 μ	1725 μ	0.70
側壁	53	②	S s - N 1 (++)	1437 μ	1725 μ	0.84
隔壁	121	①	S s - N 1 (-+)	1359 μ	1725 μ	0.79
導流壁	64	③	S s - N 1 (++)	191 μ	1725 μ	0.12
妻壁	81	③	S s - N 1 (++)	83 μ	1725 μ	0.05

注記*1：評価位置は図 5-1～図 5-3 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 5-8 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 5-15 せん断破壊に対する照査

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 せん断耐力*3 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d/V_{y d}$
底版	—	—	—	—	—	—
中床版	30	③	S s - N 1 (++)	933	1101	0.85
側壁	53	④	S s - N 1 (++)	6428	7606	0.85
隔壁	104	③	S s - N 1 (++)	957	1089	0.88
導流壁	64	④	S s - N 1 (++)	1042	1826	0.58
妻壁	81	③	S s - N 1 (++)	759	1530	0.50

注記*1：評価位置は図 5-1～図 5-3 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 5-8 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 5-16 壁部材の面内せん断に対する照査

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 面内せん断ひずみ*3 ϵ_d	限界 せん断ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R
底版	—	—	—	—	—	—
中床版	—	—	—	—	—	—
側壁	—	—	—	—	—	—
隔壁	100	③	S s - N 1 (++)	490 μ	2000 μ	0.25
導流壁	—	—	—	—	—	—
妻壁	80	③	S s - N 1 (++)	144 μ	2000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 5-4 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 5-8 に示す。

*3：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

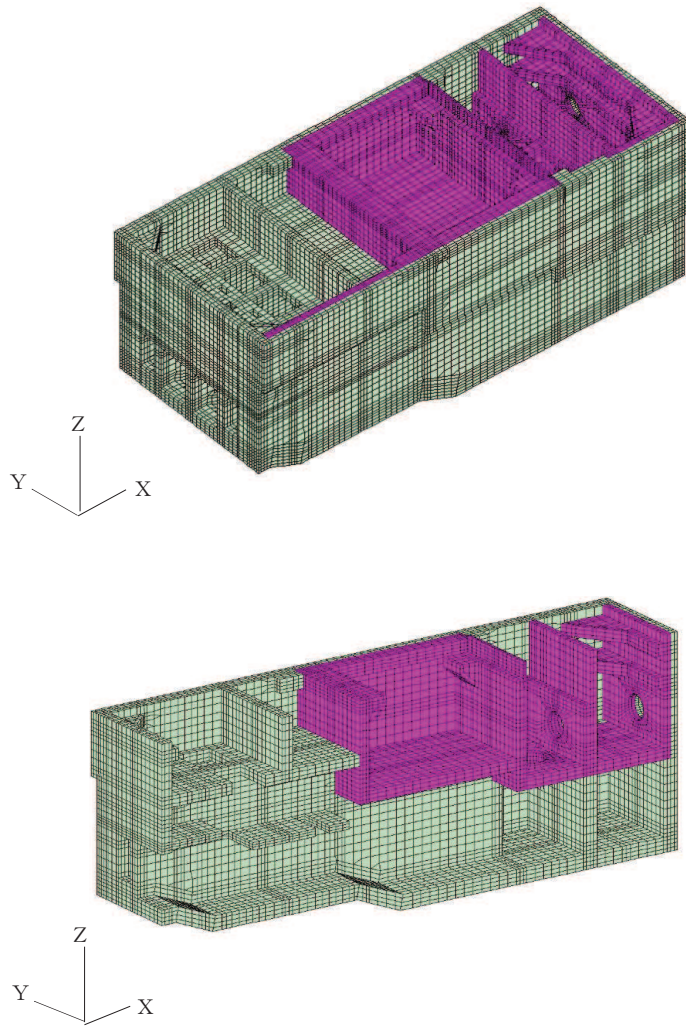


図 5-8 支持機能が要求される部材の範囲

5.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

5.4.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 5-17 に示す。また，最大接地圧分布図を図 5-9 に，照査位置図を図 5-10 に示す。

海水ポンプ室の基礎地盤に発生する最大接地圧が，極限支持力を下回ることを確認した。

表 5-17 基礎地盤の支持性能照査結果

解析ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
③	S s - N 1 (++)	3.9	13.7	0.29

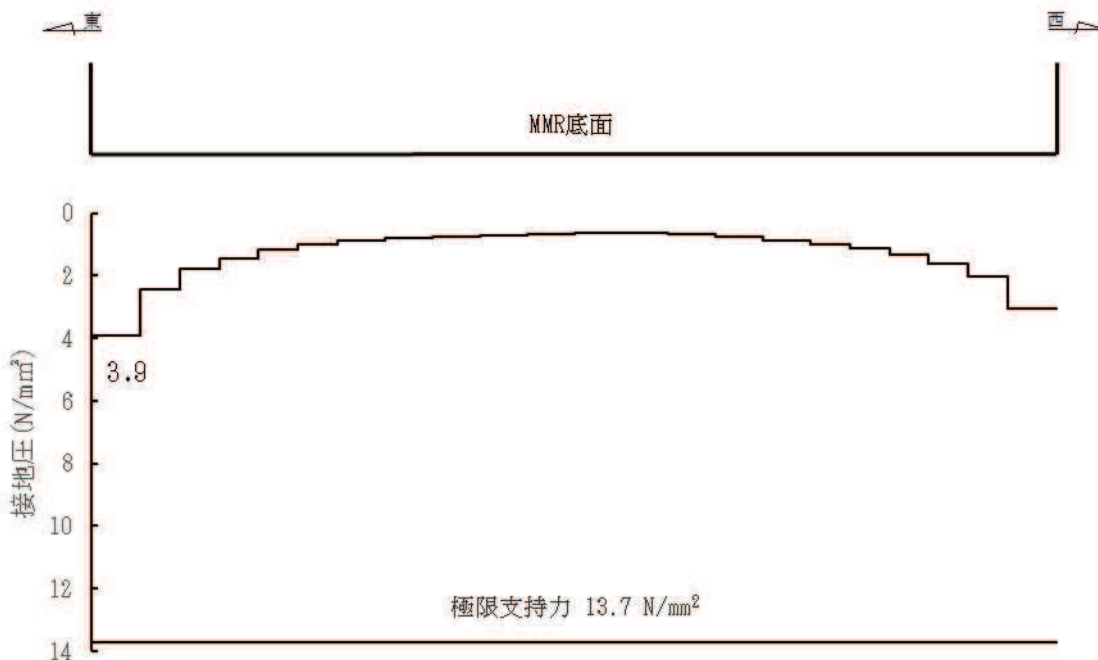


図 5-9 基礎地盤の最大接地圧分布図

(解析ケース③, S s - N 1 (++) , スクリーンエリア)

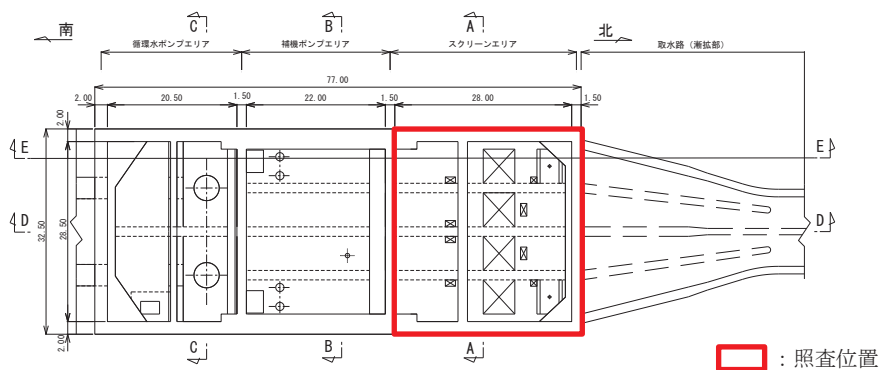


図 5-10 照査位置図

5.4.2 MMR（既設）

MMR（既設）の支持性能に対する照査結果を表5-18に示す。また、最大接地圧分布図を図5-11に、照査位置図を図5-12に示す。

海水ポンプ室の MMR（既設）に発生する最大接地圧が、支圧強度を下回ることを確認した。

表 5-18 MMR（既設）の支持性能照査結果

解析ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d/f'_a
①	S s - D 2 (-+)	4.3	15.6	0.28

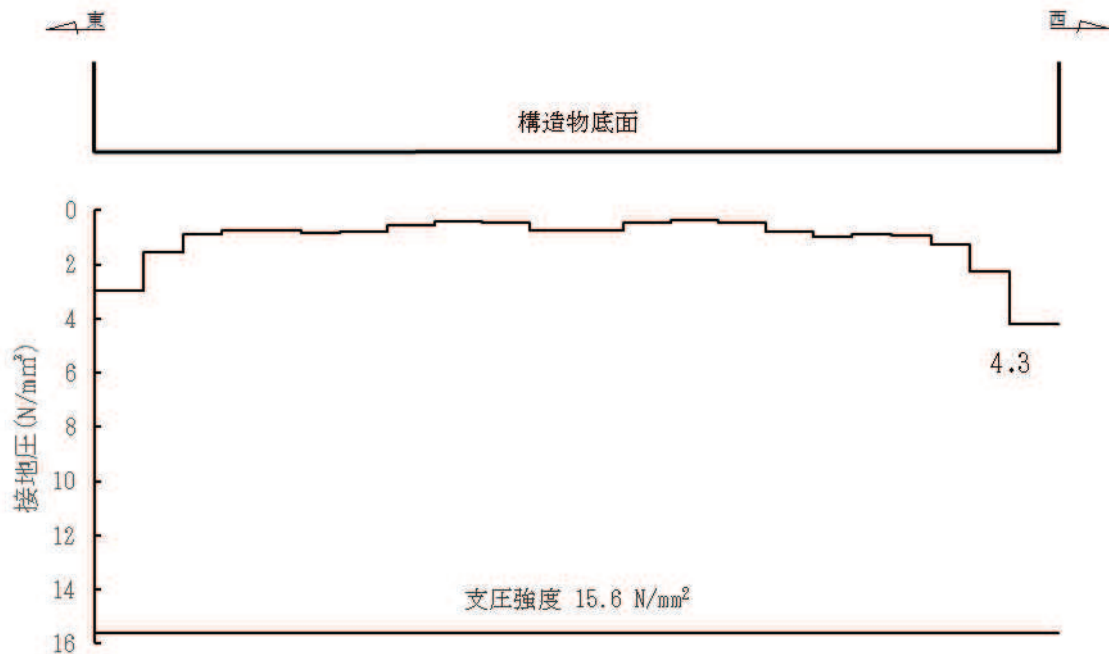


図 5-11 MMR（既設）の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - D 2 (-+), スクリーンエリア)

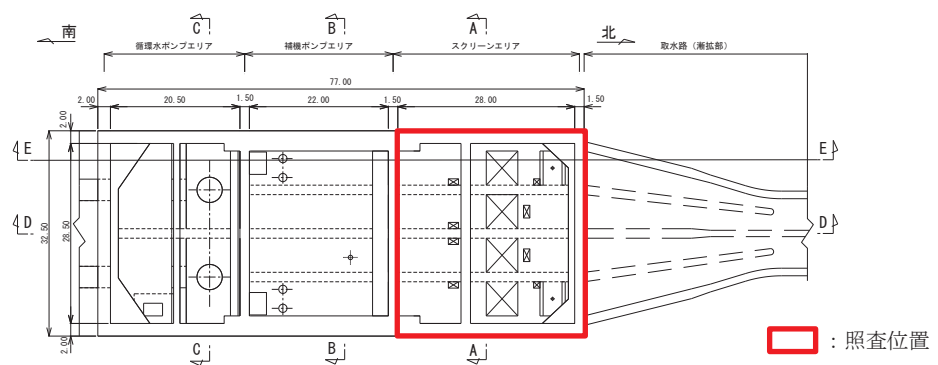


図 5-12 照査位置図

別紙1 補機ポンプエリア隔壁等の耐震性についての計算書

目次

1.	概要	別紙 1-1
2.	基本方針	別紙 1-2
2.1	構造概要	別紙 1-2
2.2	評価方針	別紙 1-8
2.3	使用材料及び材料の物性値	別紙 1-10
2.4	適用基準	別紙 1-11
3.	隔壁の耐震評価	別紙 1-12
3.1	構造概要	別紙 1-12
3.2	荷重	別紙 1-16
3.2.1	考慮する荷重	別紙 1-16
3.2.2	荷重の組合せ及び解析ケース	別紙 1-18
3.3	構造解析	別紙 1-19
3.3.1	解析方法	別紙 1-19
3.3.2	構造物のモデル化	別紙 1-19
3.3.3	境界条件	別紙 1-19
3.4	許容限界	別紙 1-21
3.4.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	別紙 1-21
3.4.2	せん断破壊に対する許容限界	別紙 1-21
3.5	評価結果	別紙 1-22
3.5.1	構造強度を有することに対する評価結果	別紙 1-22
3.5.2	Sクラスの施設を支持する機能に対する評価結果	別紙 1-26
4.	トレンチの耐震評価	別紙 1-27
4.1	構造概要	別紙 1-27
4.2	荷重	別紙 1-29
4.2.1	考慮する荷重	別紙 1-29
4.2.2	荷重の組合せ及び解析ケース	別紙 1-31
4.3	構造解析	別紙 1-32
4.3.1	解析方法	別紙 1-32
4.3.2	構造物のモデル化	別紙 1-32
4.3.3	境界条件	別紙 1-33
4.3.4	材料の非線形特性	別紙 1-33
4.4	許容限界	別紙 1-35
4.4.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	別紙 1-35
4.4.2	せん断破壊に対する許容限界	別紙 1-36
4.5	評価結果	別紙 1-37
4.5.1	構造強度を有することに対する評価結果	別紙 1-39
4.5.2	Sクラスの施設を支持する機能に対する評価結果	別紙 1-46

1. 概要

海水ポンプ室の補機ポンプエリアには、原子炉補機冷却海水ポンプ（以下「RSWポンプ」という。）、高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ（以下「HPSWポンプ」という。）及びタービン補機冷却海水ポンプ（以下「TSWポンプ」という。）が設置されており、これらの系統について、安全設備の多重性や独立性確保のために鉄筋コンクリート部材で構成される隔壁等を設置している。

隔壁等には、Sクラスの配管を間接支持する支持機能が要求される。

本資料は、海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁等が基準地震動 S_s による地震時に構造強度を有すること、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 構造概要

海水ポンプ室の平面図を図 2-1 に、海水ポンプ室補機ポンプエリアの平面図を図 2-2 に、断面図を図 2-3 に示す。

図 2-4 のとおり、補機ポンプエリアは、鉄筋コンクリート構造の 6 つの隔壁と 3 つのトレンチが設置されており、隔壁及びトレンチにより 4 系統に分離されている。

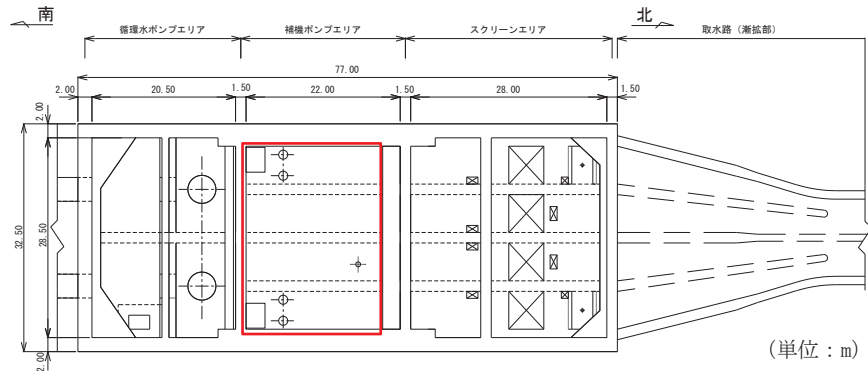


図 2-1 海水ポンプ室平面図

□ : 補機ポンプエリア

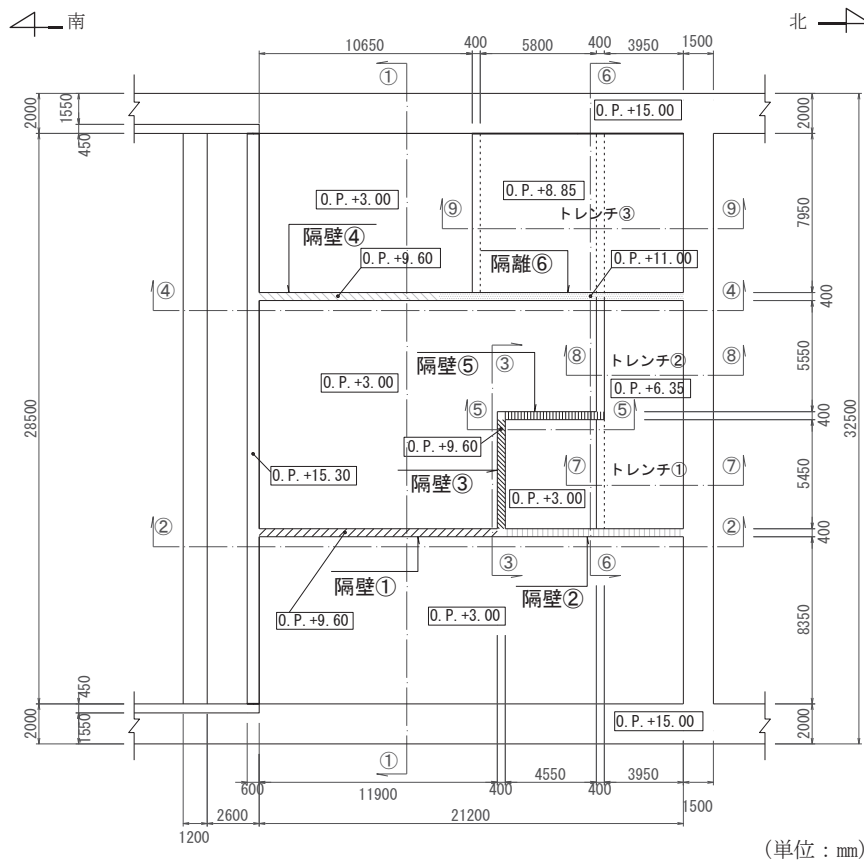


図 2-2 海水ポンプ室補機ポンプエリアの平面図

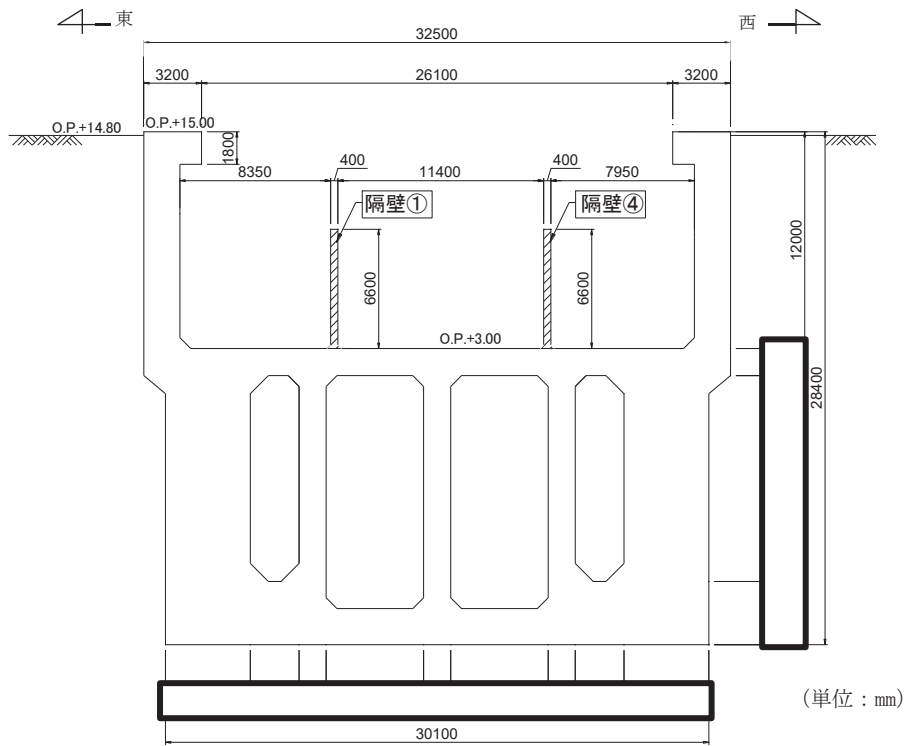


図 2-3(1) 補機ポンプエリア断面図 (①—①断面)

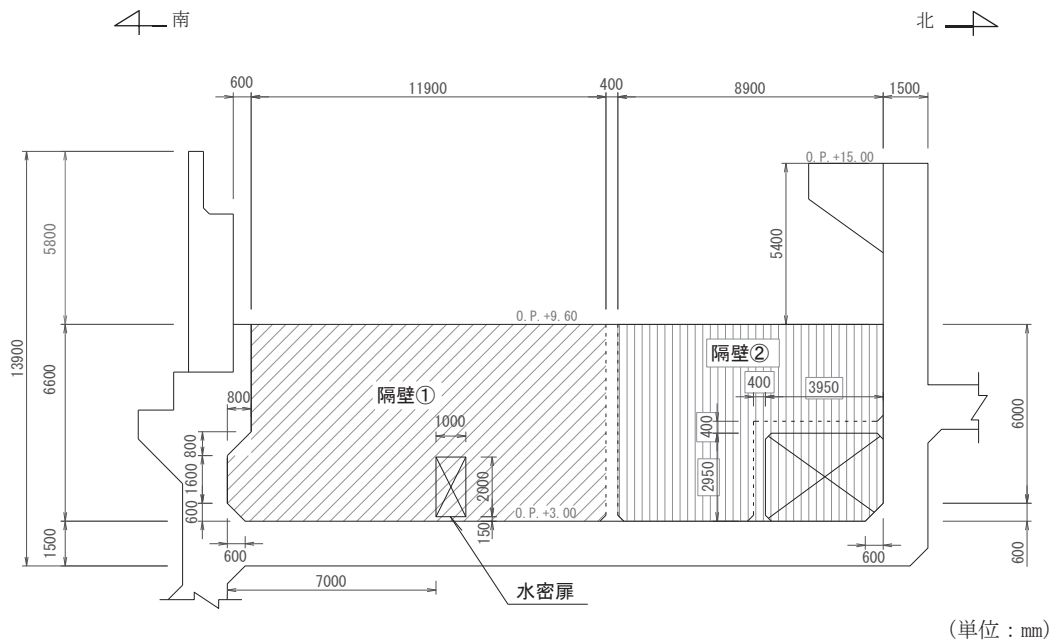


図 2-3(2) 補機ポンプエリア断面図 (②—②断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

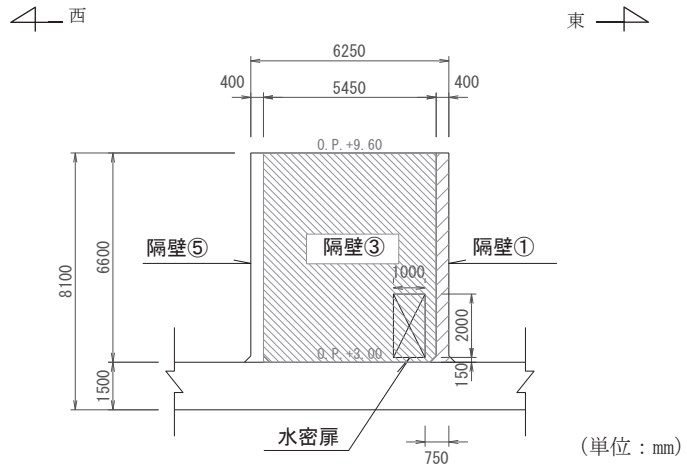


図 2-3(3) 補機ポンプエリア断面図 (③—③断面)

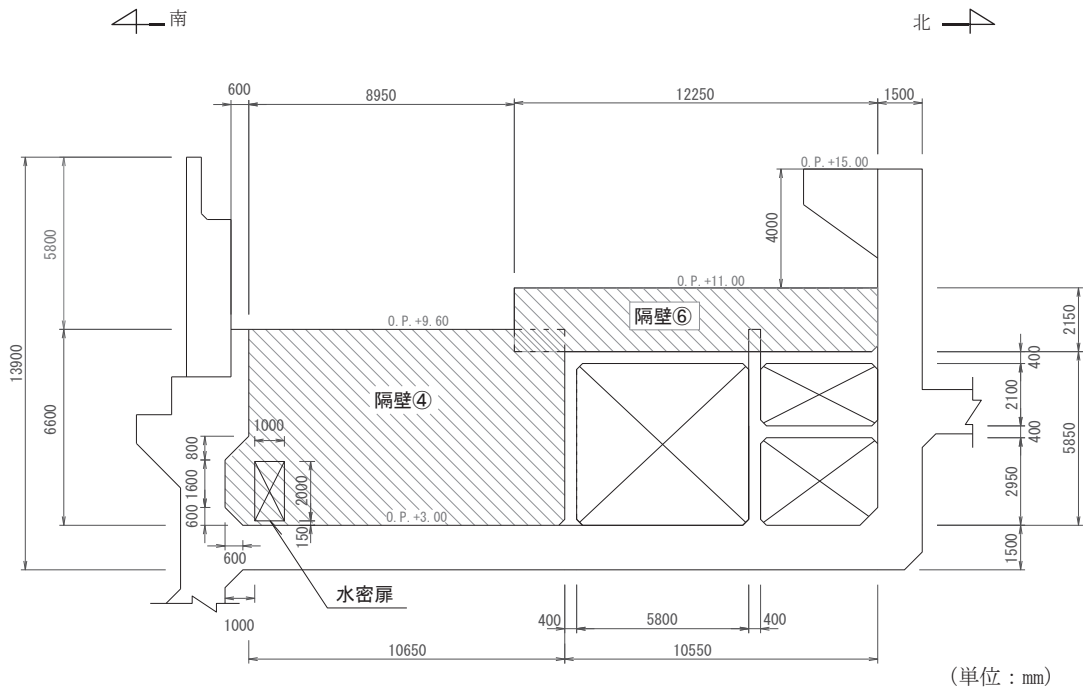


図 2-3(4) 補機ポンプエリア断面図 (④—④断面)

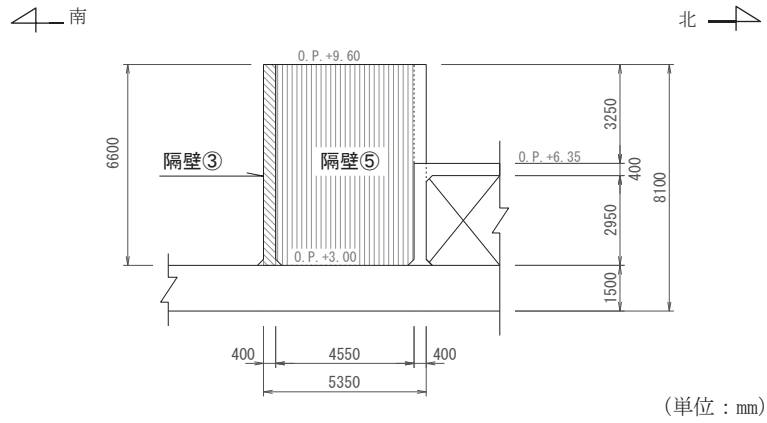


図 2-3(5) 補機ポンプエリア断面図 (⑤—⑤断面)

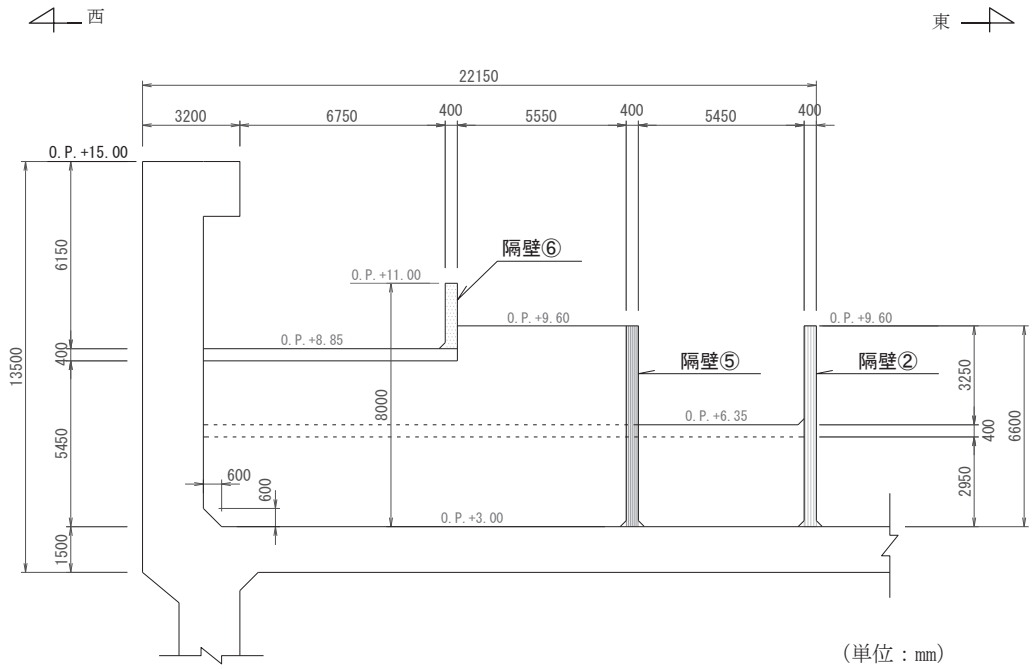


図 2-3(6) 補機ポンプエリア断面図 (⑥—⑥断面)

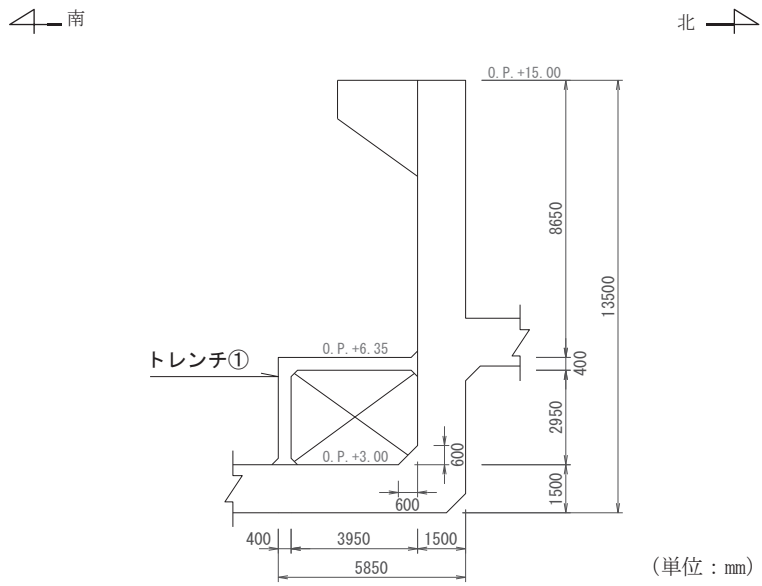


図 2-3(7) 補機ポンプエリア断面図 (⑦—⑦断面)

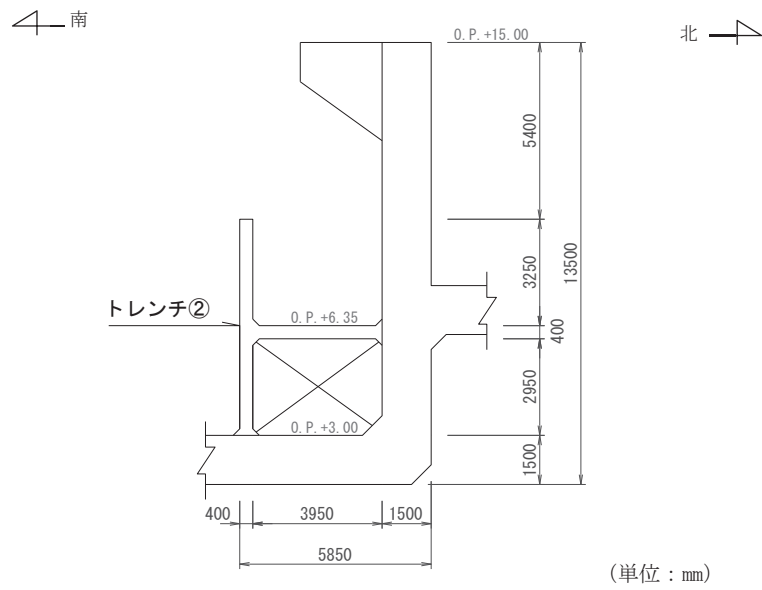


図 2-3(8) 補機ポンプエリア断面図 (⑧—⑧断面)

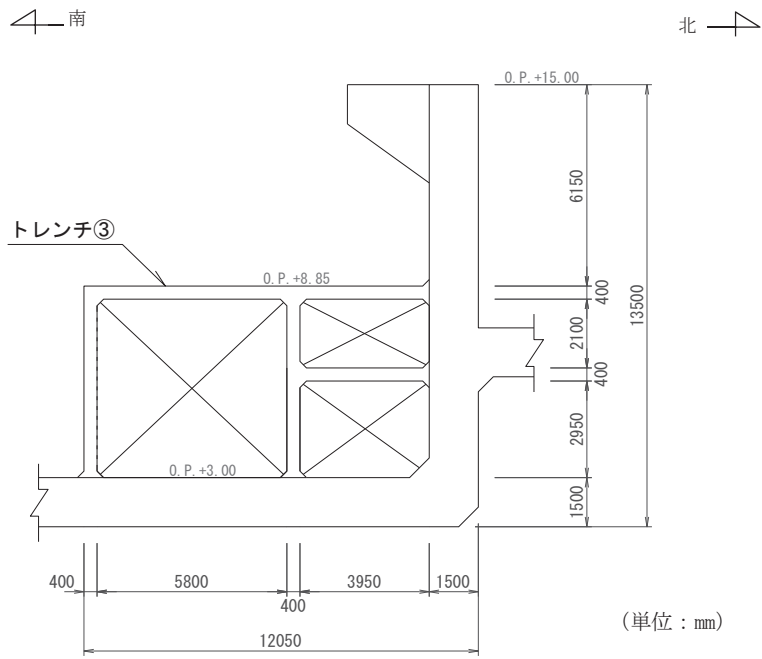


図 2-3(9) 補機ポンプエリア断面図 (⑨—⑨断面)

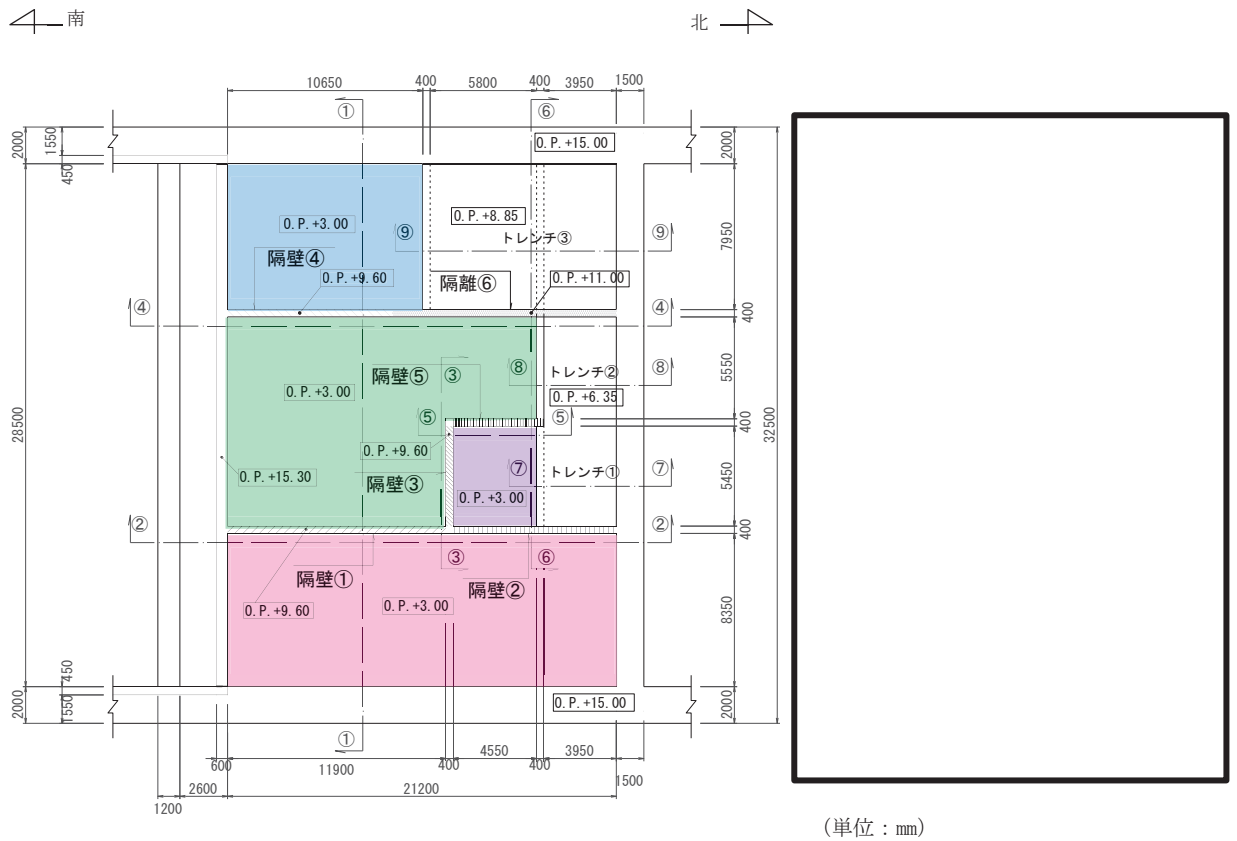


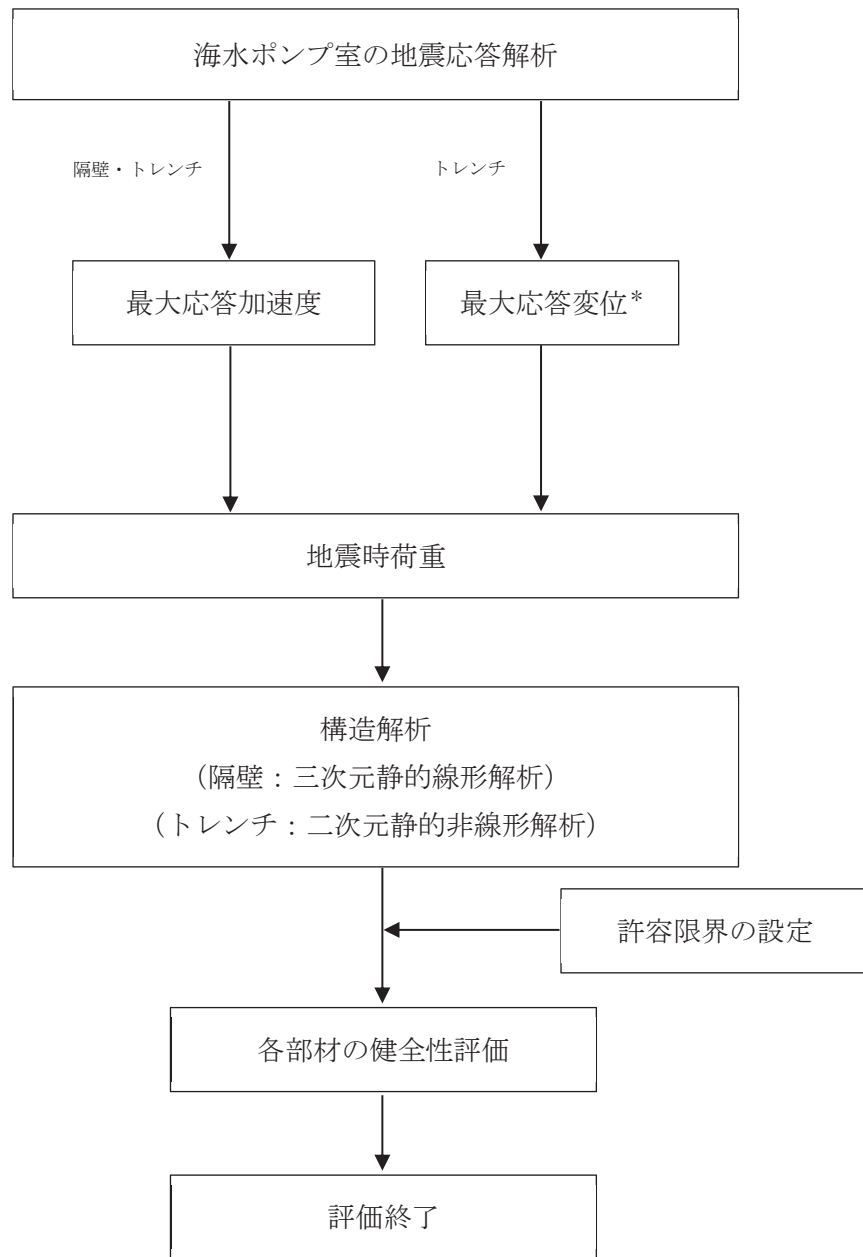
図 2-4 海水ポンプ室補機ポンプエリアの系統の分離図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 評価方針

海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁及びトレンチには、Sクラスの配管を間接支持する支持機能が要求される。

基準地震動 S_s による地震時に支持機能を損なわないことの確認は、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」により得られる応答値を用いて、各部材の健全性評価を行う。隔壁は、壁部材を線形シェル要素でモデル化し三次元静的線形解析を行い、発生応力度及び発生せん断力が、許容限界を下回ることを確認する。トレンチは、非線形はり要素でモデル化し二次元静的非線形解析を行い、照査用ひずみ及び照査用せん断力が、支持機能に対する許容限界を下回ることを確認する。評価フローを図2-5に示す。



注記*：トレンチの評価については、検討断面（弱軸断面）と海水ポンプ室隔壁が交わることから、慣性力（最大応答加速度）に加え、海水ポンプ室縦断方向の地震応答解析から算出される海水ポンプ室隔壁の最大応答変位を保守的に強制変位として考慮する。

図 2-5 評価フロー

2.3 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-1 に、材料の物性値を表 2-2 に示す。

表 2-1 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 20.5N/mm ²
鉄筋	SD345

表 2-2 材料の物性値

材料	項目	材料諸元
鉄筋コンクリート	単位体積重量(kN/m ³)	24.0
	ヤング係数 (N/mm ²)	2.33×10 ⁴
	ポアソン比	0.2

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- 土木学会 2017年 コンクリート標準示方書[設計編]
- 土木学会 2005年 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

3. 隔壁の耐震評価

3.1 構造概要

補機ポンプエリアには、図2-2及び図2-3に示すとおり、6つの隔壁が設置されている。隔壁①～隔壁⑥の概略配筋図を図3-1に示す。

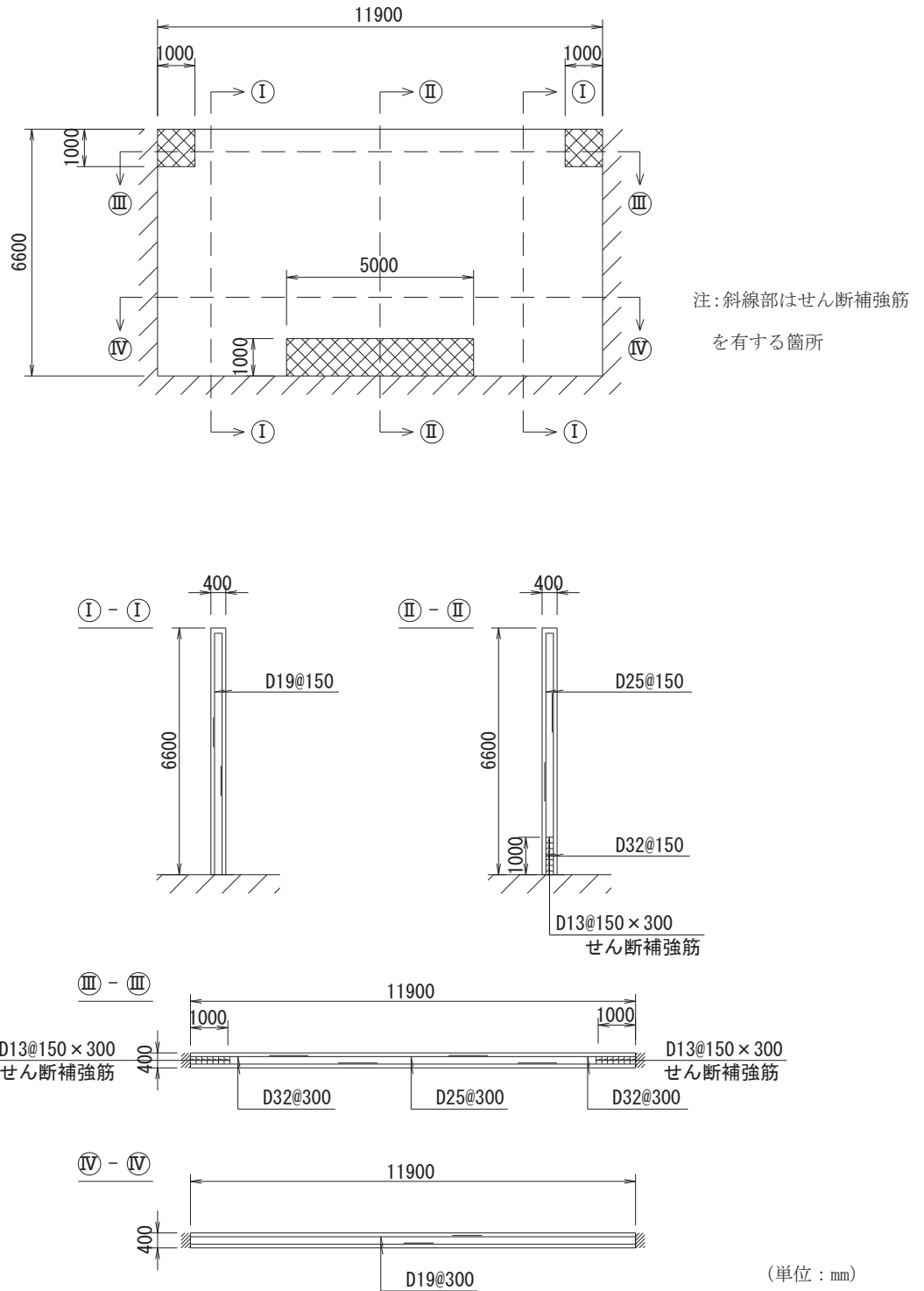


図 3-1(1) 概略配筋図 (隔壁①)

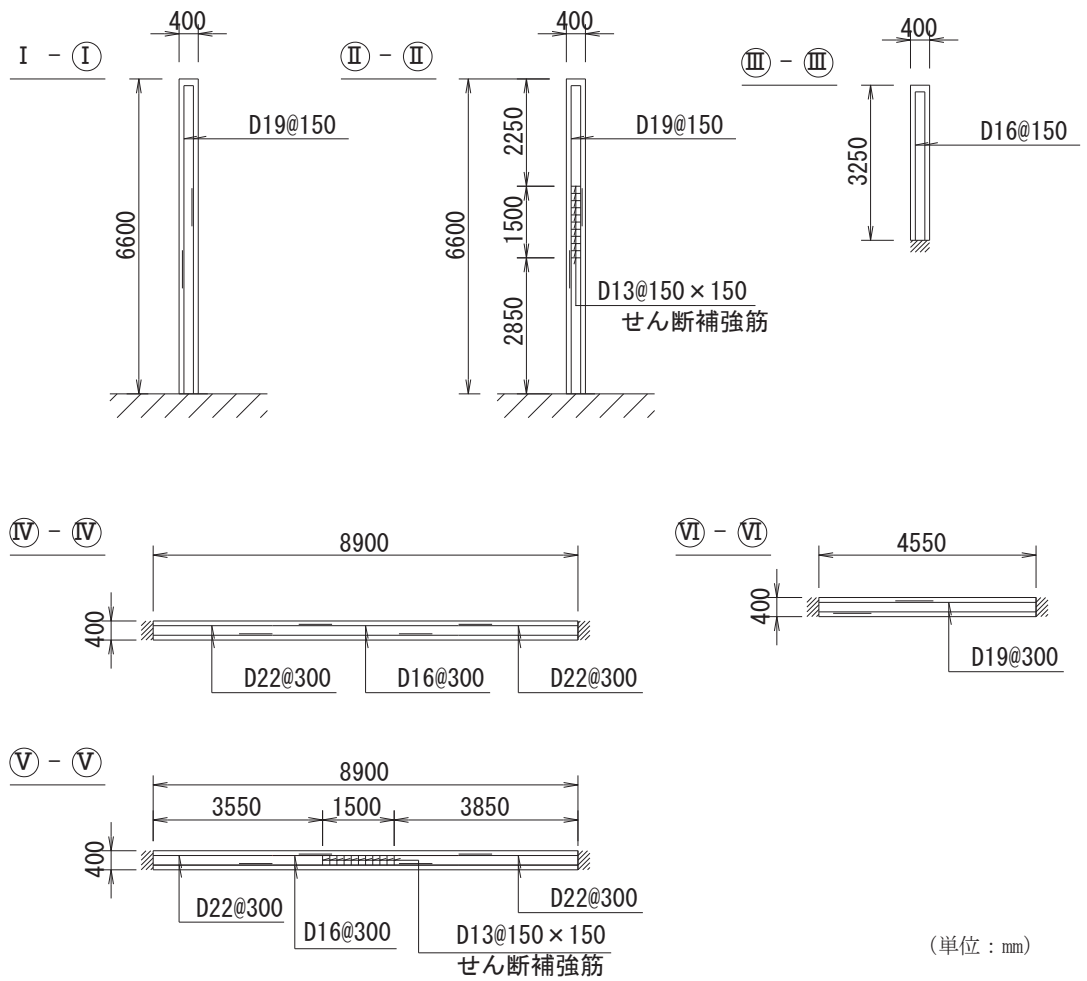
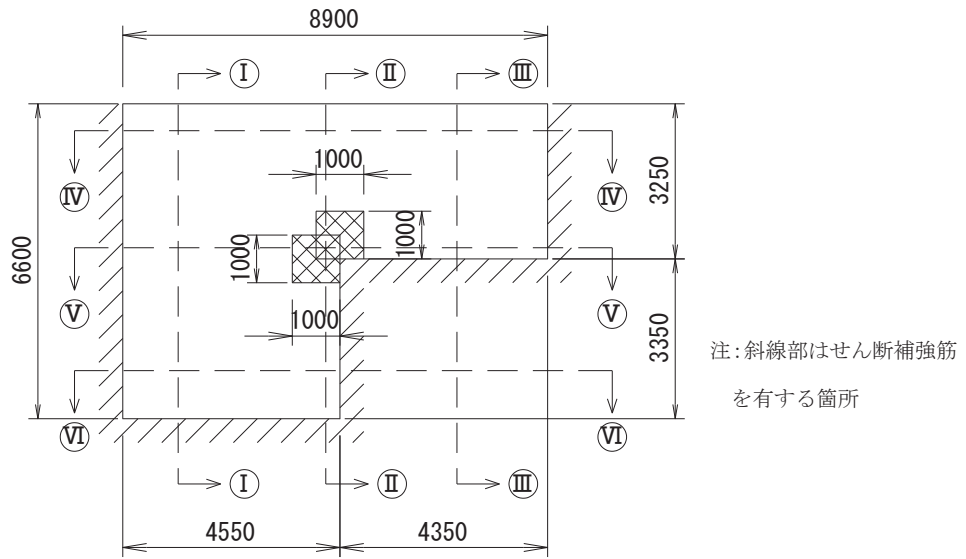
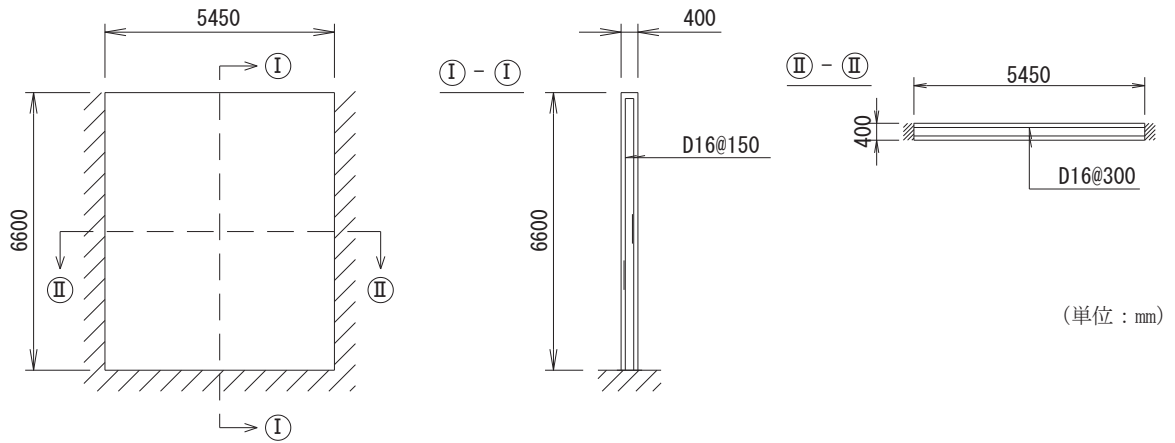
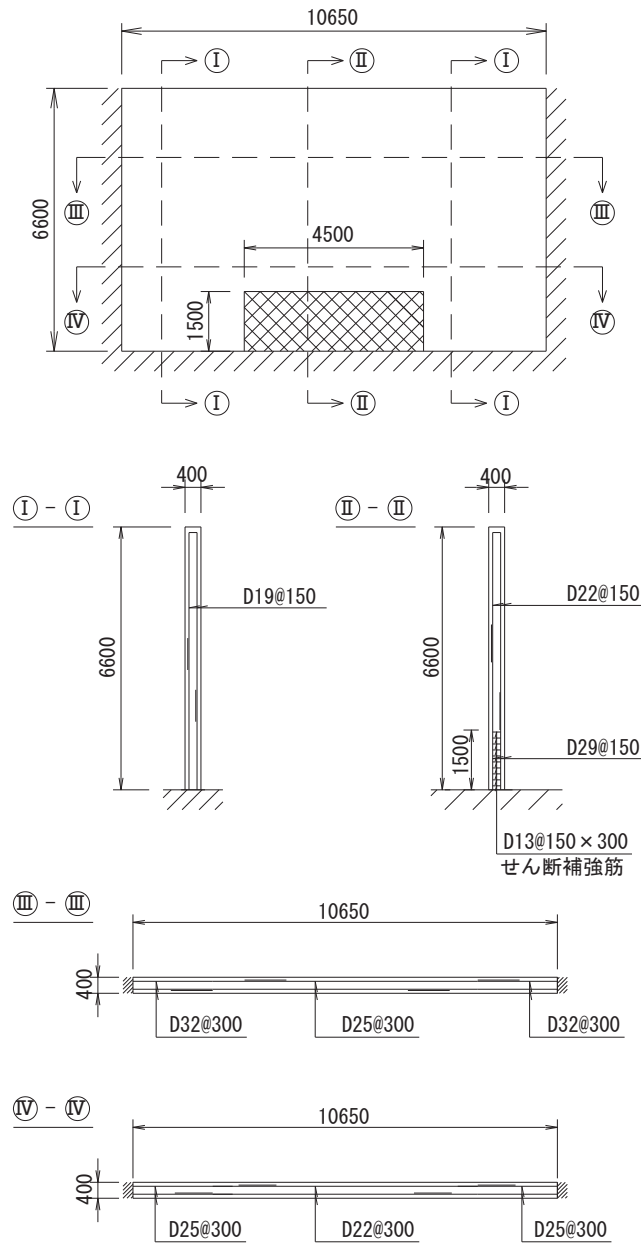


図 3-1(2) 概略配筋図 (隔壁②)



(単位 : mm)

図 3-1(3) 概略配筋図 (隔壁③)



(単位 : mm)

図 3-1(4) 概略配筋図 (隔壁④)

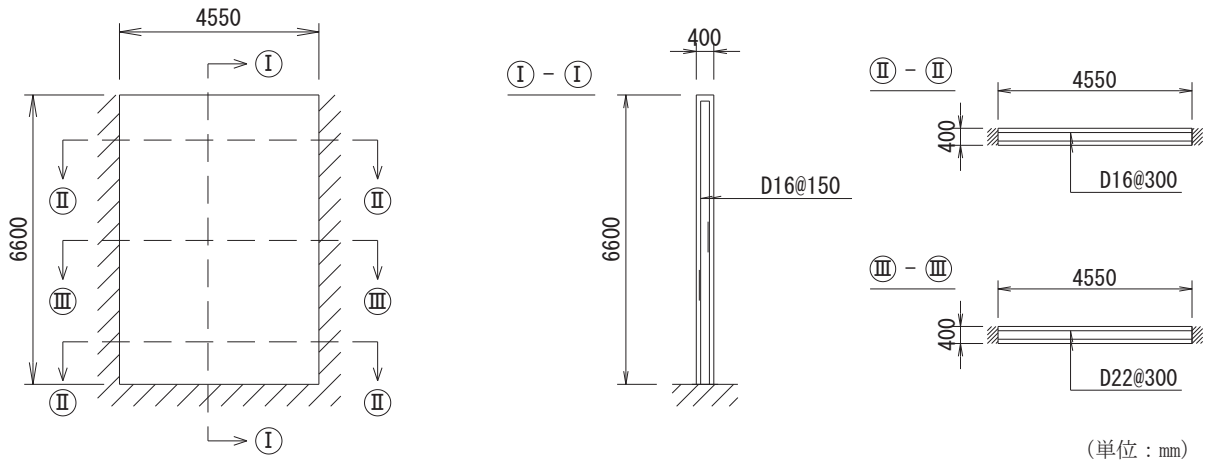


图 3-1 (5) 概略配筋图 (隔壁⑤)

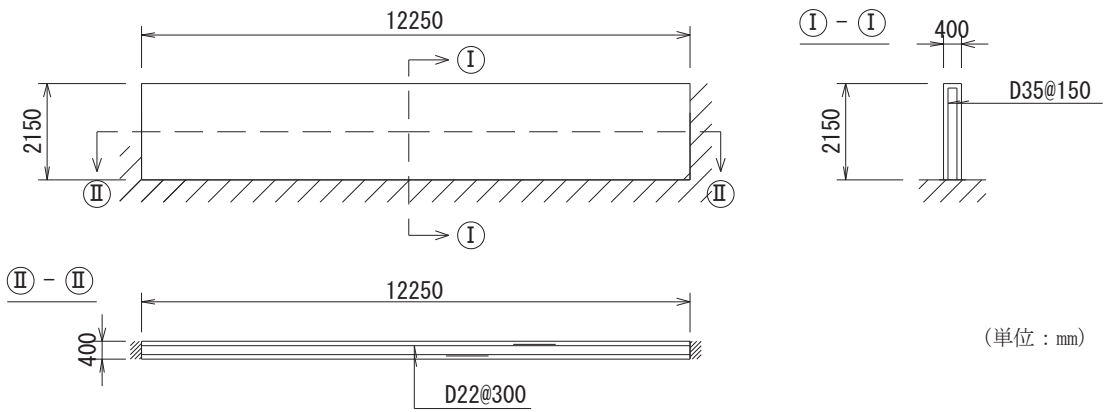


图 3-1 (6) 概略配筋图 (隔壁⑥)

3.2 荷重

3.2.1 考慮する荷重

評価において考慮する荷重を表 3-1 に示す。

表 3-1 考慮する荷重

種別	荷重		算定方法の概要
常時荷重	固定荷重	躯体自重	・対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定する。
		配管荷重	・配管重量に基づいて設定する。
地震時荷重	水平慣性力		・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮し、躯体及び配管に作用する慣性力を設定する。
	鉛直慣性力		

(1) 躯体自重

固定荷重として、躯体自重を考慮する。対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定する。

(2) 配管荷重

固定荷重として、配管荷重を考慮する。隔壁の側面には、配管荷重を部材全体に分布荷重として載荷する。

(3) 慣性力

基準地震動 S_s による躯体及び配管に作用する慣性力を考慮する。

慣性力は、海水ポンプ室の地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材の各節点の応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置の一例を図 3-2 に示す。水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、鉄筋コンクリート部材位置に当たる全節点とする。基準地震動 S_s 波（7 波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7 波）を加えた 14 波を包絡させた応答加速度を作成し、このうち最も大きい加速度を震度換算して、保守的に躯体全体に一様に載荷する。

なお、荷重の載荷方向を考慮し、応答加速度は、隔壁①，②，④，⑤，⑥は海水ポンプ室（補機ポンプエリア）の東西断面（弱軸断面），隔壁③は南北断面（強軸断面）の地震応答解析から算出する。

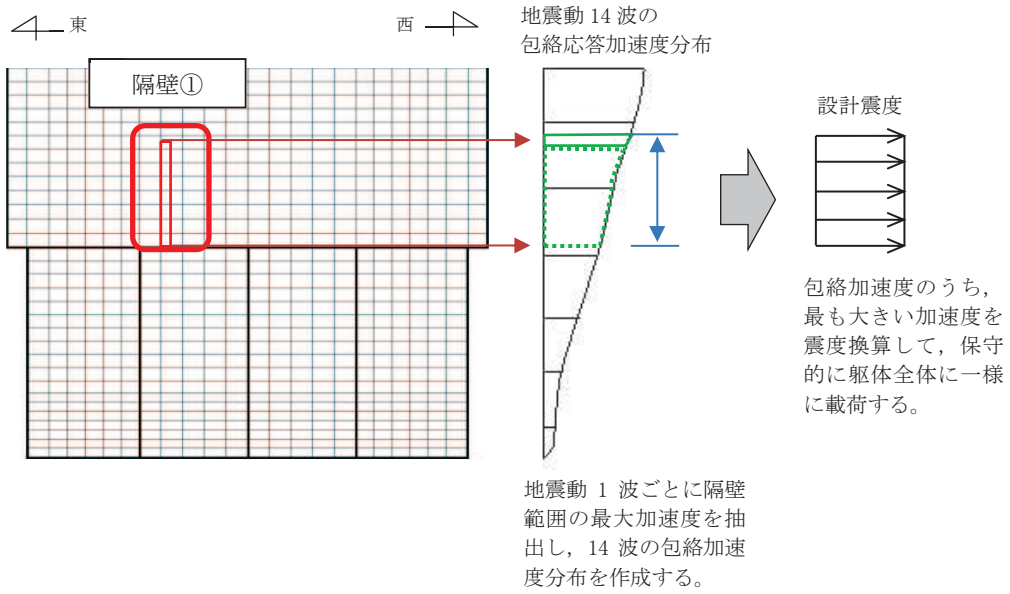


図 3-2(1) 応答加速度の抽出位置と設計震度の算出方法（隔壁①の例）

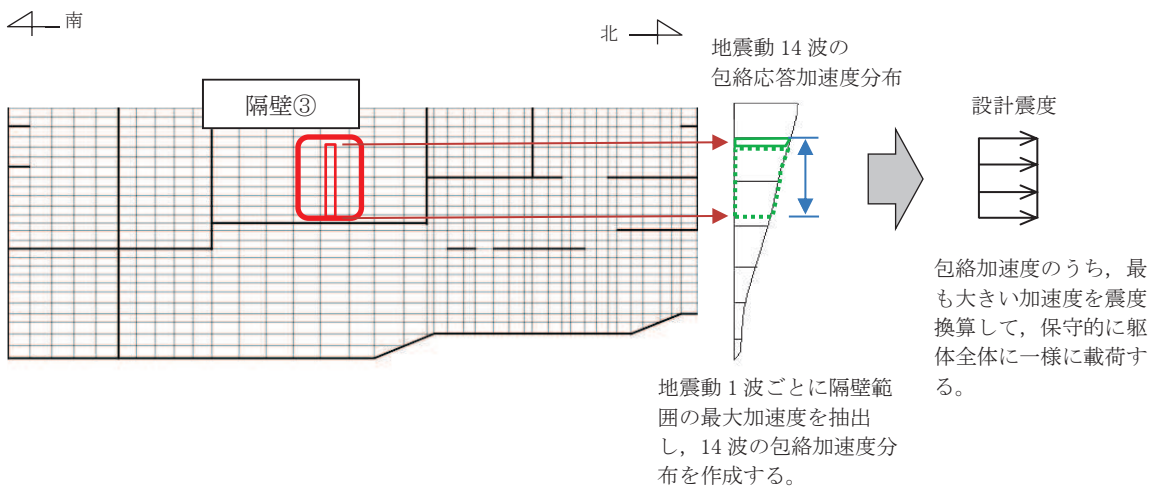


図 3-2(2) 応答加速度の抽出位置と設計震度の算出方法（隔壁③の例）

3.2.2 荷重の組合せ及び解析ケース

荷重の組合せを表 3-2 に，入力荷重の一覧を表 3-3 に，解析ケースを表 3-4 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時	固定荷重+地震時荷重

表3-3 入力荷重の一覧

入力荷重		地震応答解析から 抽出する応答値	載荷位置
固定荷重	躯体自重，配管荷重	—	躯体全体
地震時荷重	慣性力	躯体の慣性力	躯体全体
		配管の慣性力	躯体全体

表 3-4 解析ケース

解析ケース	荷重条件
ケース 1	固定荷重+水平慣性力+鉛直慣性力（下向き）
ケース 2	固定荷重+水平慣性力+鉛直慣性力（上向き）

3.3 構造解析

3.3.1 解析方法

隔壁は、線形シェル要素を用いた三次元静的線形解析により評価を行う。解析コードは「Soil Plus Dynamic 2015 Build3」を使用する。

3.3.2 構造物のモデル化

壁部材である隔壁は、構造部材を線形シェル要素でモデル化する。モデル概念図を図 3-3 に示す。

図 2-3 に示すとおり、隔壁①、隔壁③、隔壁④には水密扉が設置されているが、水密扉部分は重量が大きい鉄筋コンクリート壁としてモデル化することで、地震時の慣性力を保守的に評価する。なお、水密扉の周辺には開口補強筋を配置し、構造上の弱部とならないよう設計上の配慮を行っている。

3.3.3 境界条件

隔壁の境界は、部材が厚く剛性が大きい海水ポンプ室本体（隔壁及び中床版）及び強軸方向で剛性の大きい壁部材に支持されていること、また、境界部は、鉄筋で一体化されていることから、各隔壁の境界は固定条件とする。

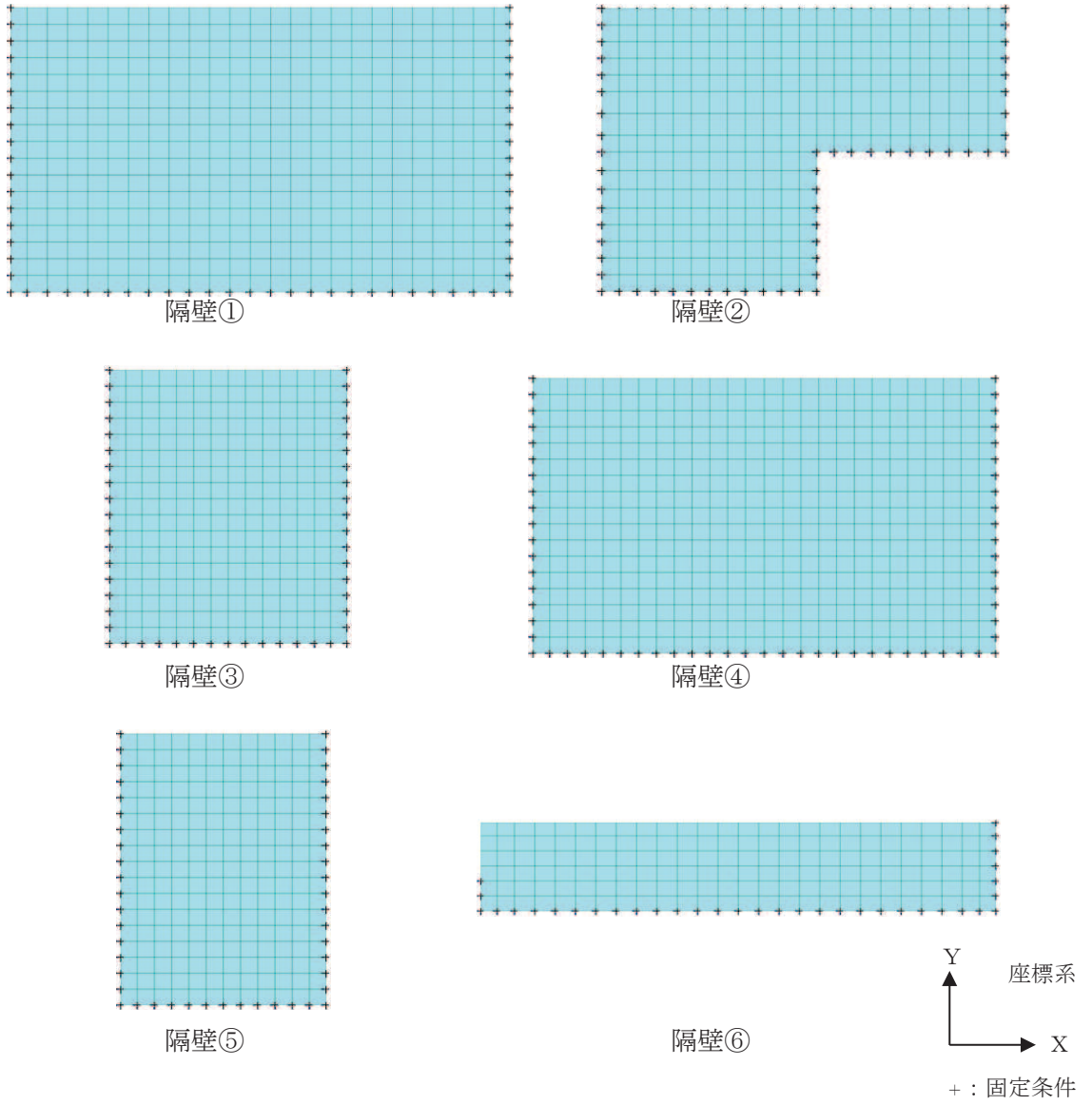


図 3-3 解析モデルの概念図

3.4 許容限界

3.4.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

線形シェル要素によりモデル化する隔壁の構造強度を有することの確認、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における、曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、表3-5及び表3-6に示す短期許容応力度とする。

なお、隔壁は、短期許容応力度により照査を行うため、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認は、構造強度を有することの許容限界と同一となることから、すべての隔壁に対して構造強度を有することを確認することで、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表3-5 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	f' _{ck} = 20.5 (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.8
許容せん断応力度 τ_{a1}		0.42	0.63

注記*：「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表3-6 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

注記*：「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

3.4.2 せん断破壊に対する許容限界

線形シェル要素によりモデル化する隔壁の構造強度を有することの確認、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における、せん断破壊に対する許容限界は、表3-5及び表3-6に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。

3.5 評価結果

3.5.1 構造強度を有することに対する評価結果

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各隔壁における最大照査値を表 3-7 及び表 3-8 に示す。コンクリート及び鉄筋に対する照査のうち、最大照査値となる隔壁②の断面力分布図を図 3-4 に示す。またシェル要素における断面力の方向を図 3-5 に示す。

同表より、コンクリート及び鉄筋の発生応力度が、全隔壁において短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 3-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）

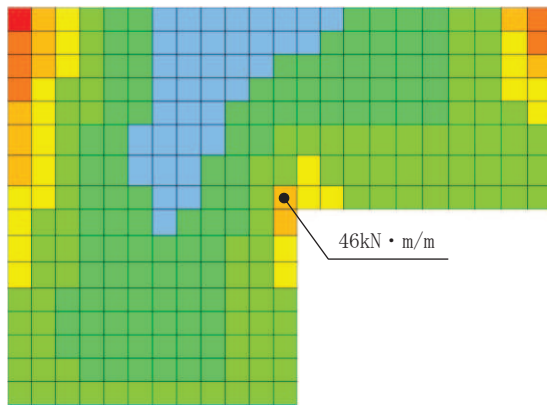
部位	解析ケース	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力* (kN/m)	発生応力度 σ'_{c} (N/mm ²)	短期 許容応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 $\sigma'_{c} / \sigma'_{ca}$
隔壁①	ケース 1	161	76	10.0	11.7	0.86
隔壁②	ケース 2	83	5	8.9	11.7	0.77
隔壁③	ケース 1	23	103	2.7	11.7	0.24
隔壁④	ケース 1	126	66	7.8	11.7	0.67
隔壁⑤	ケース 1	25	85	3.0	11.7	0.26
隔壁⑥	ケース 2	49	2	3.2	11.7	0.28

注記*：軸力は引張が正

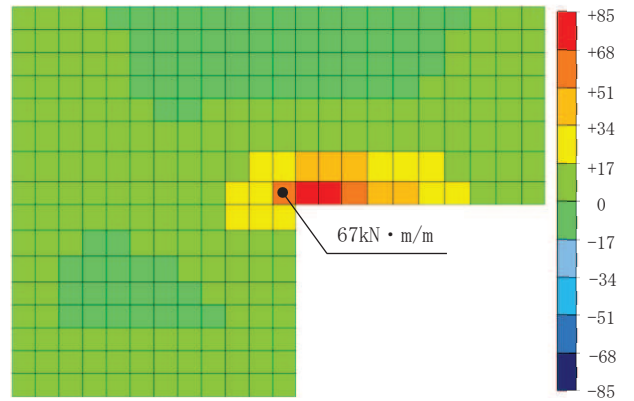
表 3-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）

部位	解析ケース	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力* (kN/m)	発生応力度 σ'_{s} (N/mm ²)	短期 許容応力度 σ'_{sa} (N/mm ²)	照査値 $\sigma'_{c} / \sigma'_{sa}$
隔壁①	ケース 1	69	26	274.5	294	0.94
隔壁②	ケース 1	46	56	290.9	294	0.99
隔壁③	ケース 1	23	103	210.4	294	0.72
隔壁④	ケース 1	100	53	239.4	294	0.82
隔壁⑤	ケース 1	25	85	205.3	294	0.70
隔壁⑥	ケース 1	32	42	109.1	294	0.38

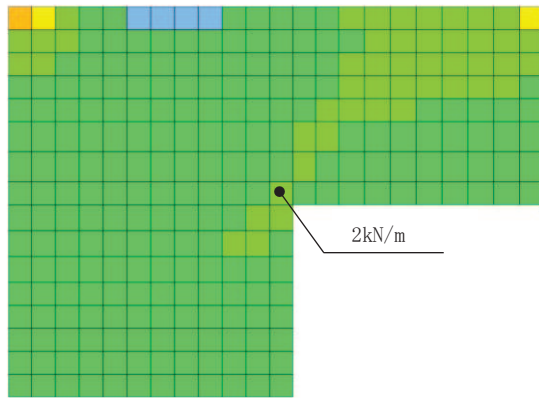
注記*：軸力は引張が正



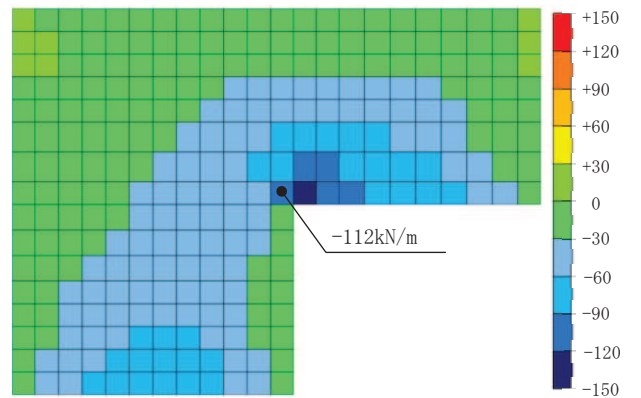
曲げモーメント (kN・m/m) : M_x



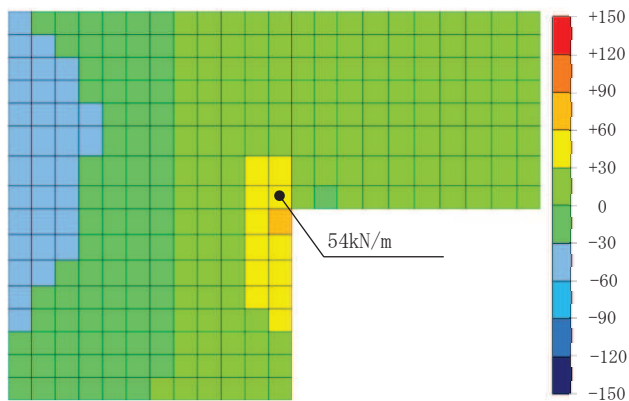
曲げモーメント (kN・m/m) : M_y



軸力 (kN/m) : N_x



軸力 (kN/m) : N_y



面内せん断力 (kN/m) : N_{xy}

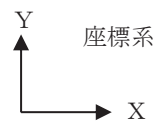


図 3-4 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図
(解析ケース 1, 隔壁②)

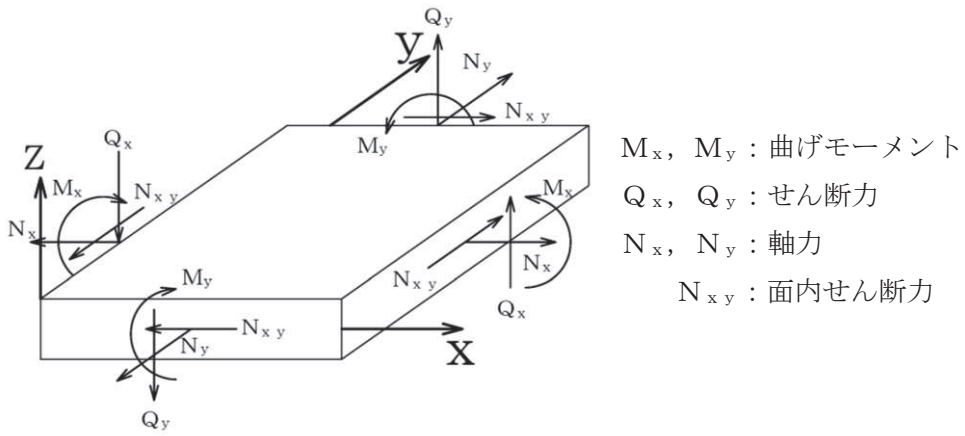


図3-5 シェル要素における断面力の方向

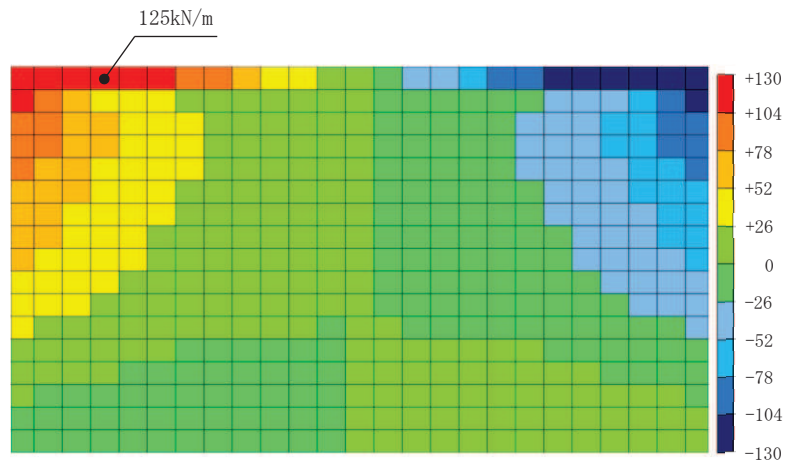
(2) せん断破壊に対する評価結果

せん断破壊に対する照査について、各隔壁における最大照査値を表 3-9 に、最大照査値となる隔壁①の断面力分布図を図 3-6 に示す。

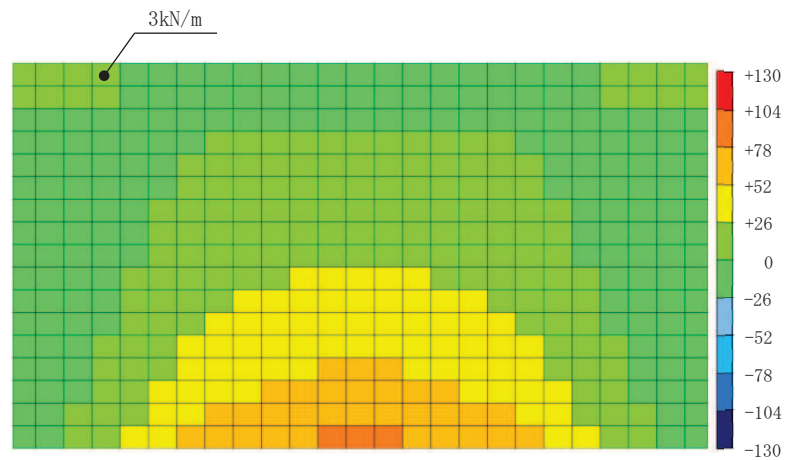
同表より、発生せん断力が、短期許容せん断力を下回ることを確認した。

表 3-9 せん断破壊に対する照査

部位	解析ケース	発生せん断力 V (kN/m)	短期許容せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
隔壁①	ケース 1	125	164	0.77
隔壁②	ケース 1	84	164	0.52
隔壁③	ケース 1	30	164	0.19
隔壁④	ケース 1	104	164	0.64
隔壁⑤	ケース 1	39	164	0.24
隔壁⑥	ケース 1	70	164	0.43



せん断力 (kN/m) : Q_x



せん断力 (kN/m) : Q_y

図 3-6 せん断破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図
(解析ケース 1, 隔壁①)

3.5.2 Sクラスの施設を支持する機能に対する評価結果

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、隔壁は、短期許容応力度により照査を行うため、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認は、構造強度を有することの許容限界と同一となることから、「3.5.1 構造強度を有することに対する評価結果」により、コンクリート及び鉄筋の発生応力度が、全隔壁において短期許容応力度を下回ることを確認した。

(2) せん断破壊に対する評価結果

せん断破壊に対する照査について、隔壁は、短期許容応力度により照査を行うため、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認は、構造強度を有することの許容限界と同一となることから、「3.5.1 構造強度を有することに対する評価結果」により、発生せん断力が、短期許容せん断力を下回ることを確認した。

4. トレンチの耐震評価

4.1 構造概要

補機ポンプエリアには、図2-2及び図2-3に示すとおり、3つのトレンチが設置されている。
トレンチ①～トレンチ③の概略配筋図を図4-1に示す。

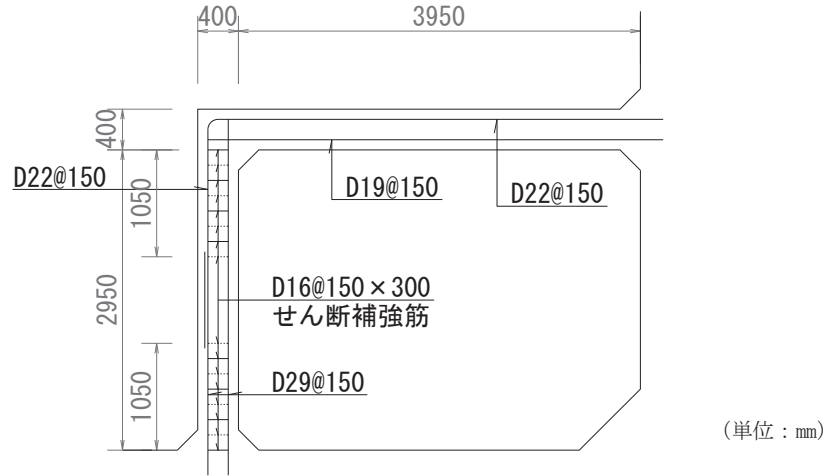


図 4-1(1) 概略配筋図 (トレンチ①)

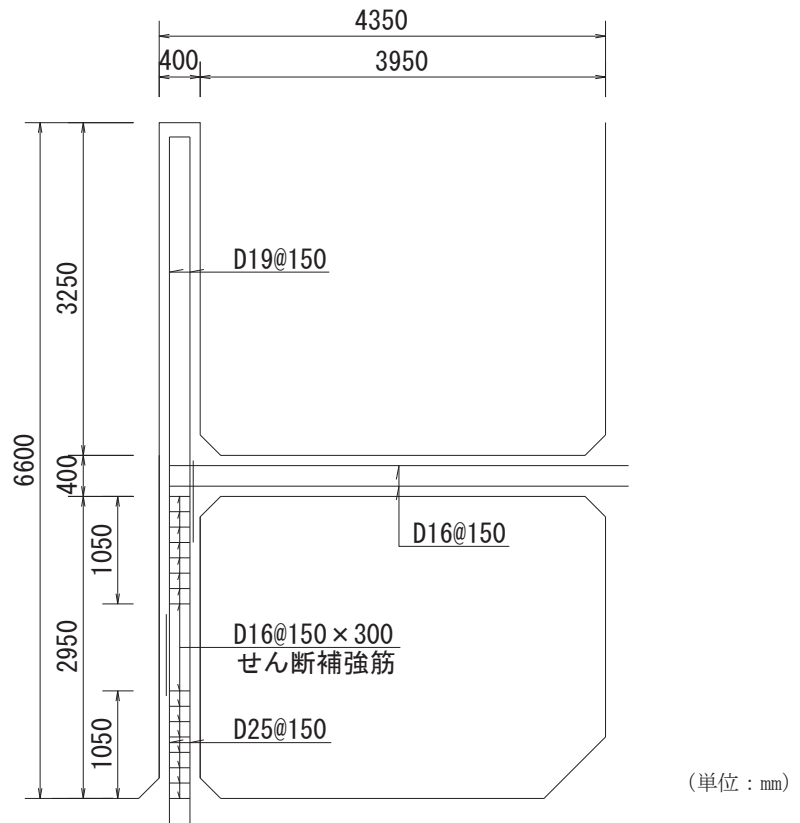


図 4-1(2) 概略配筋図 (トレンチ②)

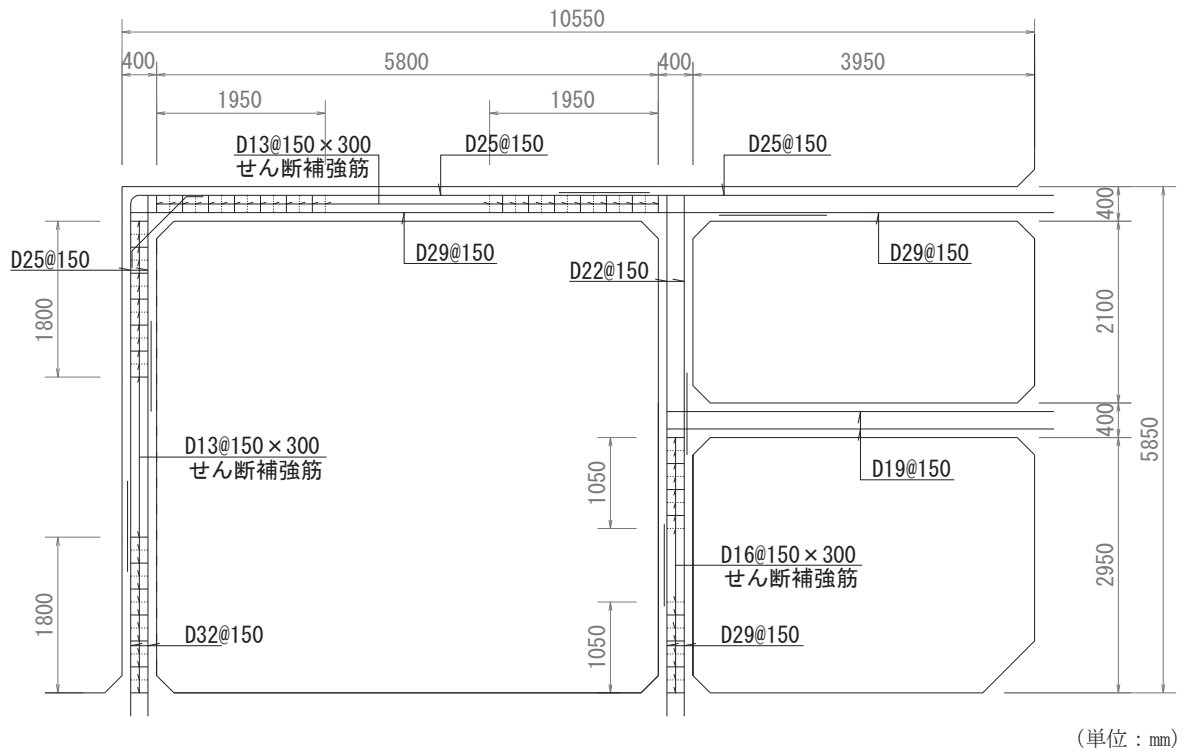


図4-1(3) 概略配筋図 (トレンチ③)

4.2 荷重

4.2.1 考慮する荷重

評価において考慮する荷重を表 4-1 に示す。

表 4-1 考慮する荷重

種別	荷重		算定方法の概要
常時荷重	固定荷重	躯体自重	・対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定する。
		配管荷重	・配管重量に基づいて設定する。
地震時荷重	慣性力	水平慣性力	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮し、躯体及び配管に作用する慣性力を設定する。
		鉛直慣性力	
	強制変位		・海水ポンプ室隔壁の強制変位を考慮する。

(1) 躯体自重

固定荷重として、躯体自重を考慮する。対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定する。

(2) 配管荷重

固定荷重として、配管荷重を考慮する。隔壁の側面には、配管荷重を部材全体に分布荷重として載荷する。

(3) 慣性力

基準地震動 S_s による躯体及び配管に作用する慣性力を考慮する。

慣性力は、海水ポンプ室の地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材の各節点の応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置の一例を図 4-2 に示す。水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、鉄筋コンクリート部材位置に当たる全節点とする。基準地震動 S_s 波（7 波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7 波）を加えた 14 波を包絡させた応答加速度を作成し、このうち最も大きい加速度を震度換算して、保守的に躯体全体に一様に載荷する。

なお、荷重の載荷方向を考慮し、応答加速度は、海水ポンプ室の南北断面（強軸断面）の地震応答解析による応答値から算出する。

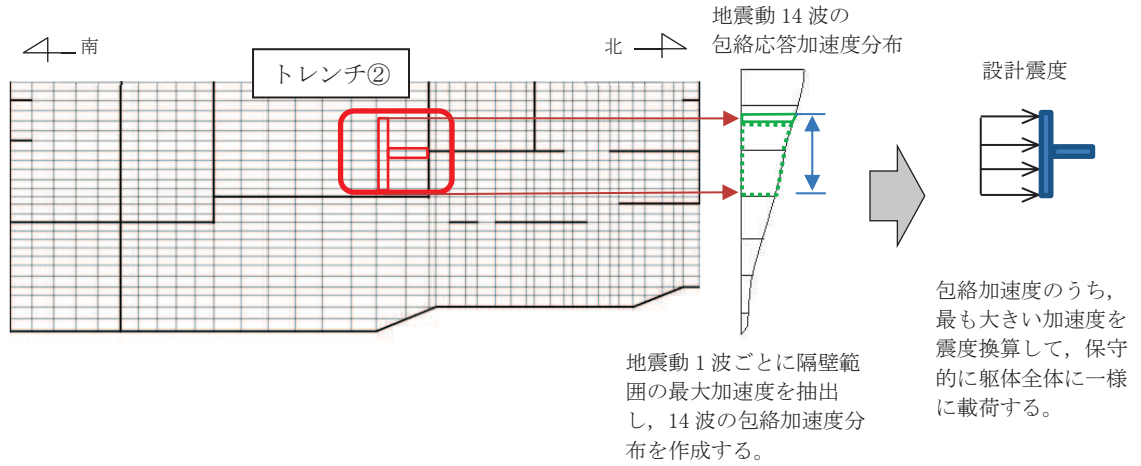


図 4-2 応答加速度の抽出位置と設計震度の算出方法（トレンチ②の例）

(4) 強制変位

トレンチは、ボックスカルバート状の構造であり、検討断面（弱軸断面）において、海水ポンプ室の隔壁と交わることから、慣性力に加え、保守的に海水ポンプ室隔壁の強制変位を考慮する。

具体的には、海水ポンプ室の地震応答解析（基準地震動 S_s 波（7 波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7 波）を加えた 14 波）における、トレンチと隔壁の交点における最大変位を、強制変位として交点に入力することとし、南北断面（強軸断面）の地震応答解析による応答値を用い、トレンチの下端位置と海水ポンプ室隔壁との交点高さ位置の相対変位を強制変位として考慮する。

強制変位の概念図を図 4-3 に示す。

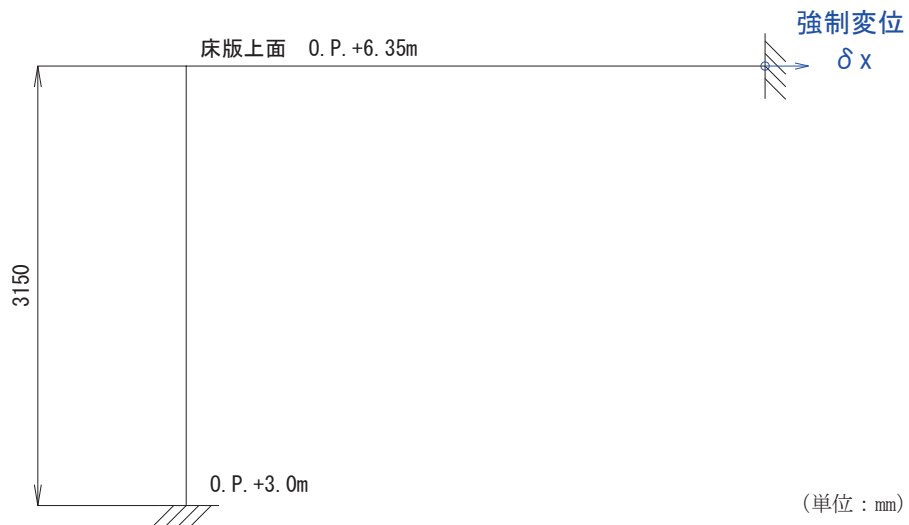


図4-3 強制変位の概念図（トレンチ①の例）

4.2.2 荷重の組合せ及び解析ケース

荷重の組合せを表 4-2 に、入力荷重の一覧を表 4-3 に、解析ケースを表 4-4 に示す。

表 4-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時	固定荷重+地震時荷重

表4-3 入力荷重一覧

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
固定荷重	躯体自重, 配管荷重	—	躯体全体
地震時荷重	慣性力	躯体の慣性力	躯体全体
		配管の慣性力	躯体全体
	強制変位*		応答変位

注記*：トレンチの評価については、検討断面（弱軸断面）と海水ポンプ室隔壁が交わることから、慣性力（最大応答加速度）に加え、海水ポンプ室縦断方向の地震応答解析から算出される海水ポンプ室隔壁の最大応答変位を保守的に強制変位として考慮する。

表 4-4 解析ケース

部位	解析ケース	入力荷重
トレンチ ①~③	ケース 1	水平慣性力（右向き）+鉛直慣性力（下向き）+強制変位*
	ケース 2	水平慣性力（右向き）+鉛直慣性力（上向き）+強制変位*
	ケース 3	水平慣性力（左向き）+鉛直慣性力（下向き）+強制変位*
	ケース 4	水平慣性力（左向き）+鉛直慣性力（上向き）+強制変位*

注記*：強制変位は、水平慣性力と同方向に作用させる。

4.3 構造解析

4.3.1 解析方法

トレンチは、非線形はり要素であるファイバーモデルを用いて二次元静的非線形解析による評価を行う。解析コードは「TDAP 3.10.01」を使用する。

4.3.2 構造物のモデル化

ボックスカルバート状の線状構造物であるトレンチは、構造部材を非線形はり要素でモデル化する。解析モデルの概念図を図4-4に示す。

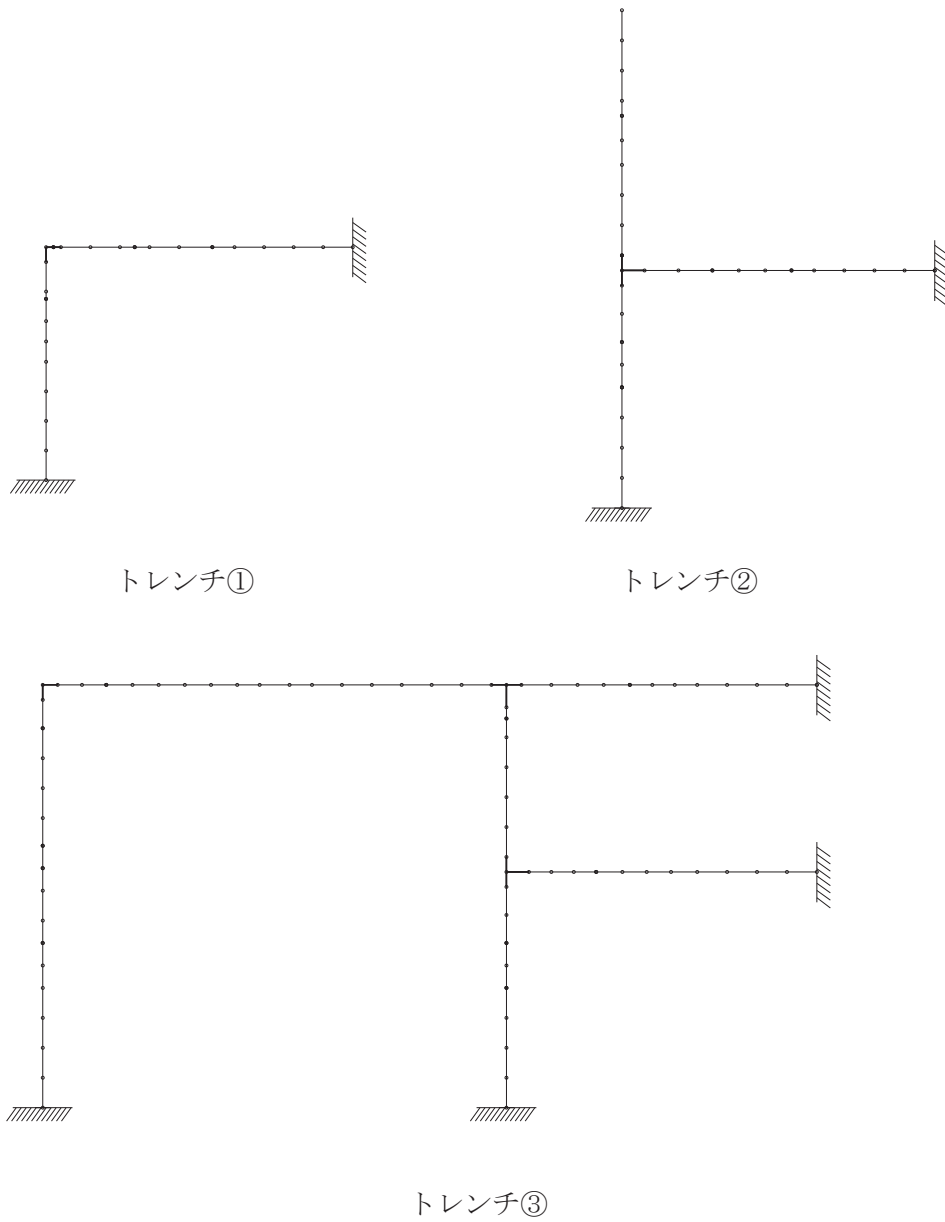


図4-4 解析モデルの概念図

4.3.3 境界条件

トレンチの境界は、部材が厚く剛性の大きい海水ポンプ室本体（隔壁及び中床版）と交わり、トレンチとの境界は鉄筋で一体化されていることから、境界部は固定条件とする。

4.3.4 材料の非線形特性

トレンチの評価において、非線形はり要素であるファイバーモデルを用いる材料の非線形特性は、「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」（以下「コンクリート標準示方書」という。）に基づき設定する。

ファイバーモデルの概念図を図 4-5 に、ファイバーモデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、及び鉄筋の応力-ひずみ関係を図 4-6 に示す。

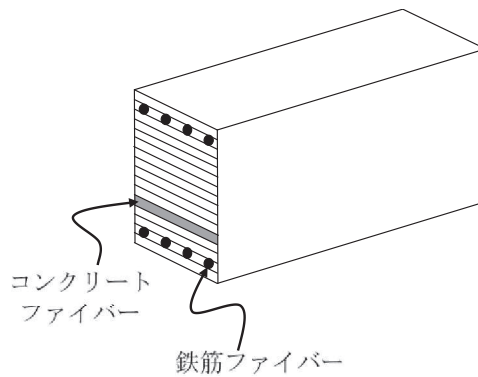


図 4-5 ファイバーモデルの概念図

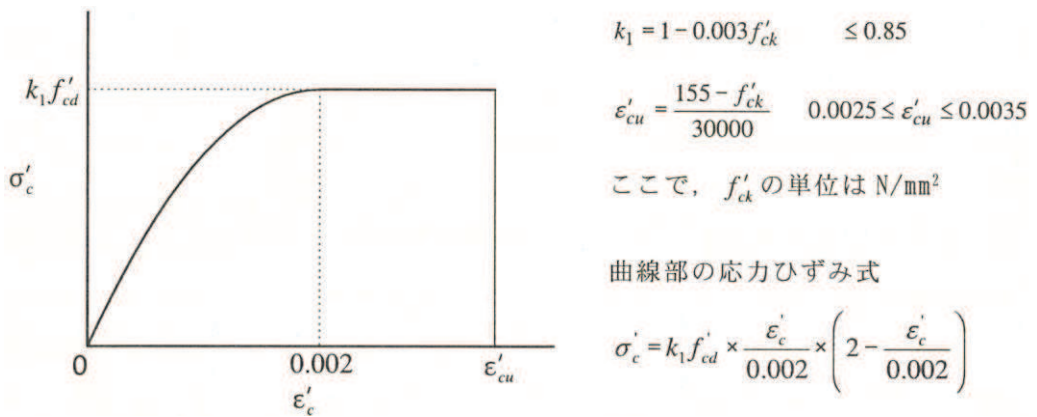


図 4-6(1) コンクリートの応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書より引用)

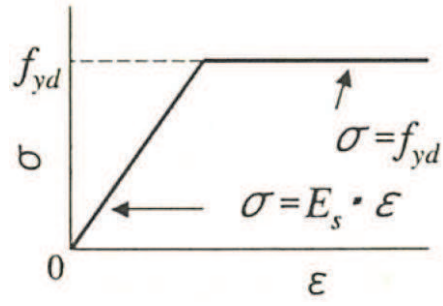


図 4-6(2) 鉄筋の応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書より引用)

4.4 許容限界

4.4.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

非線形はり要素によりモデル化するトレンチの、構造強度を有することの確認における許容限界は、「土木学会 2005 年 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」（以下「土木学会マニュアル」という。）に基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ：1.0%（10000 μ ））とする。

また、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて、部材降伏に相当するひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表 4-5 に示す。

表 4-5 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界ひずみ	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%（10000 μ ） ^{*1}
Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと		圧縮ひずみ：2000 μ ^{*2} 主筋ひずみ：1725 μ ^{*2}

注記*1：
$$\gamma_i \cdot \frac{\epsilon_d}{\epsilon_R} < 1.0$$

ここで、

γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i=1.0$ ）

ϵ_R ：限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ：10000 μ ）

ϵ_d ：照査用ひずみ（ $\epsilon_d = \gamma_a \cdot \epsilon$ ）

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a=1.2$ ）

ϵ ：圧縮縁の発生ひずみ

注記*2：
$$\gamma_i \cdot \frac{\epsilon_d}{\epsilon_R} < 1.0$$

ここで、

γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i=1.0$ ）

ϵ_R ：限界ひずみ（圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）

ϵ_d ：照査用ひずみ（ $\epsilon_d = \gamma_a \cdot \epsilon$ ）

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a=1.2$ ）

ϵ ：発生ひずみ

4.4.2 せん断破壊に対する許容限界

非線形はり要素によりモデル化するトレンチの構造強度を有することの確認，Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における，せん断破壊に対する許容限界は，土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。

せん断耐力は，土木学会マニュアルに基づき「(1) 棒部材式」，「(2) ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち，いずれか大きい方とする。

また，せん断耐力式による照査において照査用せん断力が上記のせん断耐力を上回る場合，より詳細に材料非線形解析により部材のせん断耐力を求め許容限界とする。せん断破壊に対する耐力評価のフローを図4-7に示す。

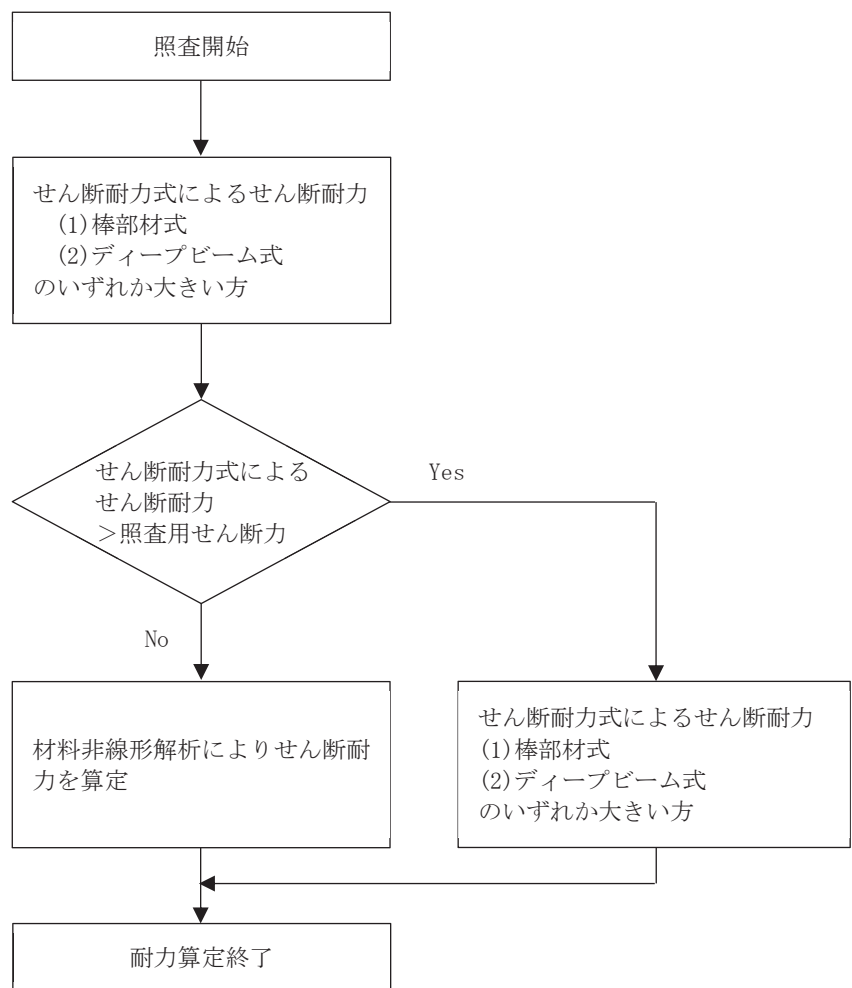


図4-7 せん断破壊に対する耐力評価フロー

a. 棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここで、 $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}} \quad \text{ただし、} f_{v c d} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{) となる場合は}$$

$$f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

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

$$= 1 + 2M_0 / M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし、} \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

ここで、 $f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm²)で設計基準強度 $f'_{c k}$ を材料係数 $\gamma_{m c}$ で除したもの

p_v : 引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

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

$$M_0 = N'_d \cdot D / 6$$

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

$\gamma_{b c}$: 部材係数

$\gamma_{m c}$: 材料係数

$$V_{s d} = \left\{ A_w f_{w y d} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z / \gamma_{b s}$$

- ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
 $f_{w y d}$: せん断補強鉄筋の降伏強度を $\gamma_{m s}$ で除したもので、
 400N/mm²以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性
 値 $f'_{c k}$ が 60N/mm²以上のときは 800N/mm²以下とする。
 α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度
 s : せん断補強鉄筋の配置間隔
 z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの
 距離で $d/1.15$ とする。
 $\gamma_{b s}$: 部材係数
 $\gamma_{m s}$: 材料係数

b. ディープビーム式

$$V_{y d d} = V_{c d d} + V_{s d d}$$

- ここで、 $V_{y d d}$: せん断耐力
 $V_{c d d}$: コンクリートが分担するせん断耐力
 $V_{s d d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{d d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{d d} = 0.19 \sqrt{f'_{c d}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

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

- ここで、 $\gamma_{b c}$: 部材係数

$$V_{s d d} = \phi \cdot V_{s d}$$

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

- ここで、 $p_{w b}$: せん断補強鉄筋比(%)

4.5 評価結果

4.5.1 構造強度を有することに対する評価結果

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 4-6 に示す。また、最大照査値を示すトレンチ②について、コンクリートの圧縮縁ひずみの最大値の発生位置とその値を図 4-8 に、最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図を図 4-9 に示す。

すべてのトレンチにおいて、照査用ひずみが、許容限界（コンクリートの圧縮縁ひずみ：10000 μ ）を下回ることを確認した。

表 4-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

部位	解析ケース	照査用ひずみ* ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
トレンチ①	ケース 3	188 μ	10000 μ	0.02
トレンチ②	ケース 4	315 μ	10000 μ	0.04
トレンチ③	ケース 3	198 μ	10000 μ	0.02

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

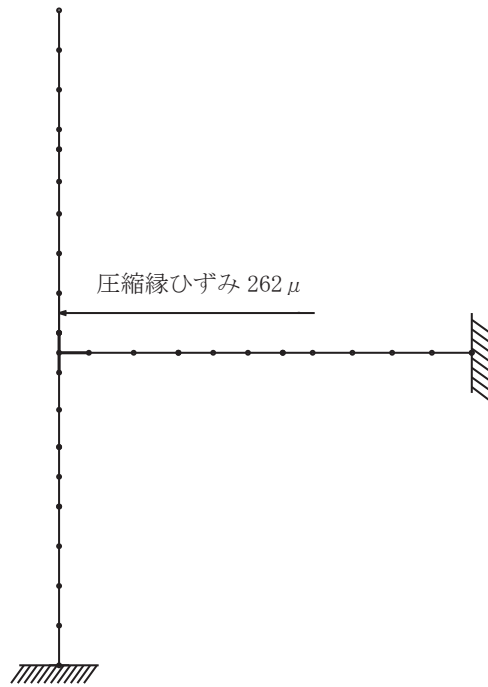


図 4-8 最大照査時におけるコンクリートの圧縮縁ひずみの発生位置
(解析ケース 4, トレンチ②)

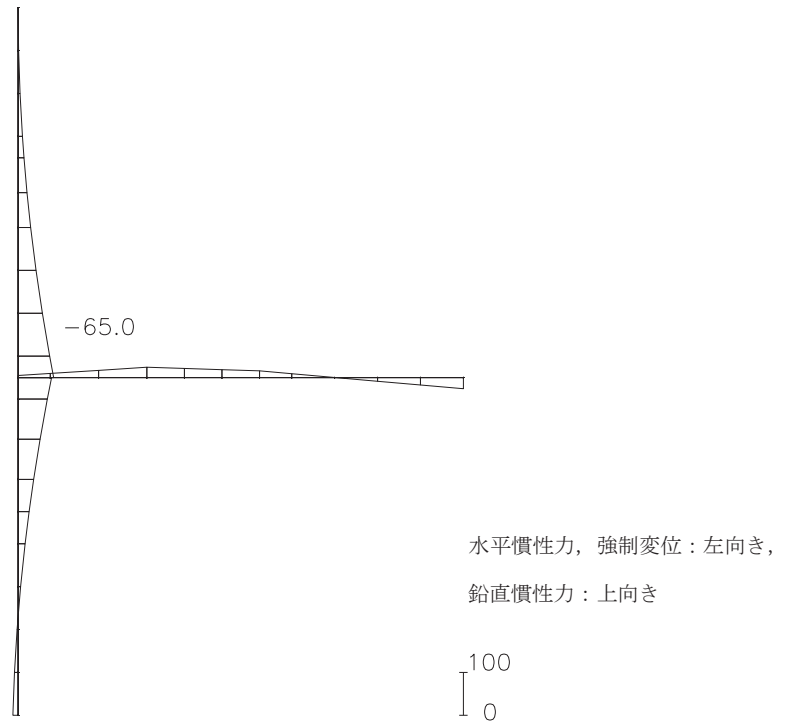


図 4-9(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (曲げモーメント (kN・m/m))
(解析ケース 4, トレンチ②)

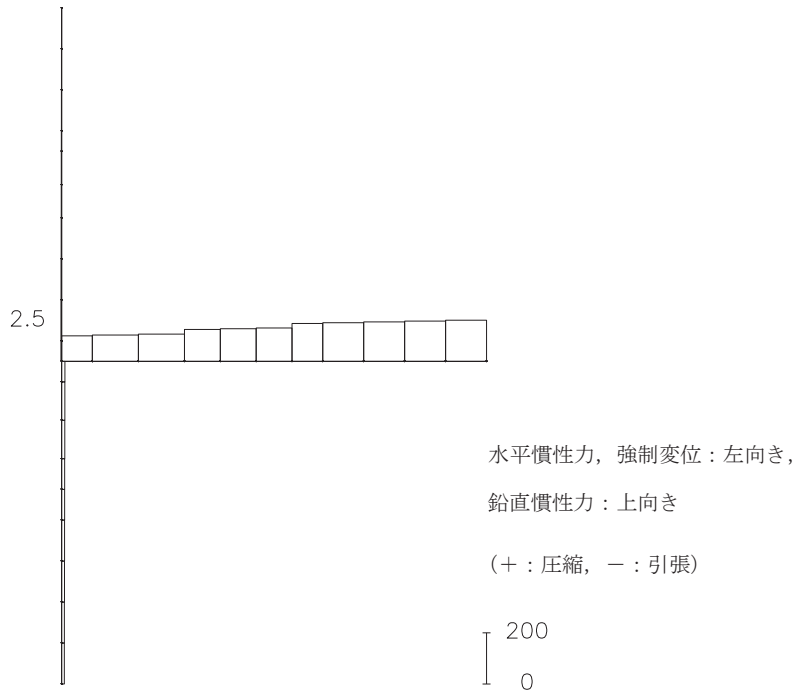


図 4-9(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN/m))
(解析ケース 4, トレンチ②)

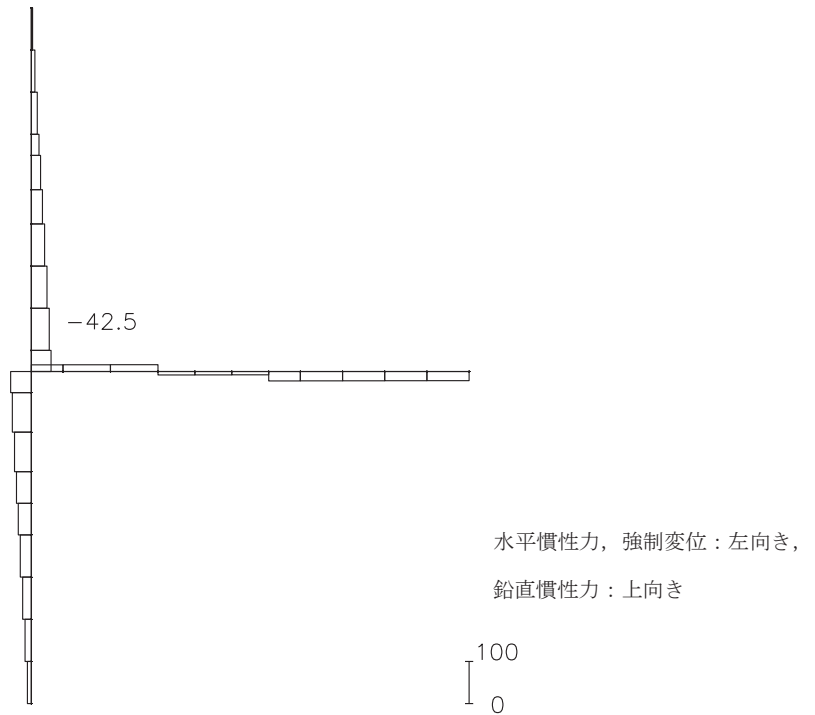


図 4-9(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN/m))
(解析ケース 4, トレンチ②)

(2) せん断破壊に対する評価結果

せん断破壊に対する照査について、各トレンチの各部材における最大照査値を表 4-7 に示す。また、最大照査値を示すトレンチ②について、最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図を図 4-10 に示す。

同表より、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 4-7 せん断破壊に対する評価結果

部位	部材*1	解析ケース	照査用せん断力*2,*3 V _d (kN/m)	せん断耐力 V _{y d} (kN/m)	照査値 V _d /V _{y d}
トレンチ①	壁	ケース 4	27	589*4	0.05
	床	ケース 3	52	101*4	0.52
トレンチ②	床-1	ケース 3	43	66*4	0.66
	壁-1	ケース 2, 4	45	134	0.34
	壁-2	ケース 2	15	129*4	0.12
トレンチ③	床-1	ケース 4	3	13*4	0.24
	床-2	ケース 3	37	69*4	0.54
	床-3	ケース 3	35	94*4	0.38
	壁-1	ケース 3	24	233	0.11
	壁-2	ケース 2	14	138	0.11
	壁-3	ケース 3	34	296	0.12

注記*1：部材名称は図 4-11 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3：材料非線形解析を実施したケースは、材料非線形解析時の照査用せん断力の値を示す。

*4：材料非線形解析によるせん断耐力を示す。なお、材料非線形解析を実施した部材及び解析ケースはいずれも、せん断補強筋が配置されていない部材で引張軸力が発生したものであり、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力式によりコンクリートが分担するせん断耐力が 0 となることから、材料非線形解析によりせん断耐力を算定した。

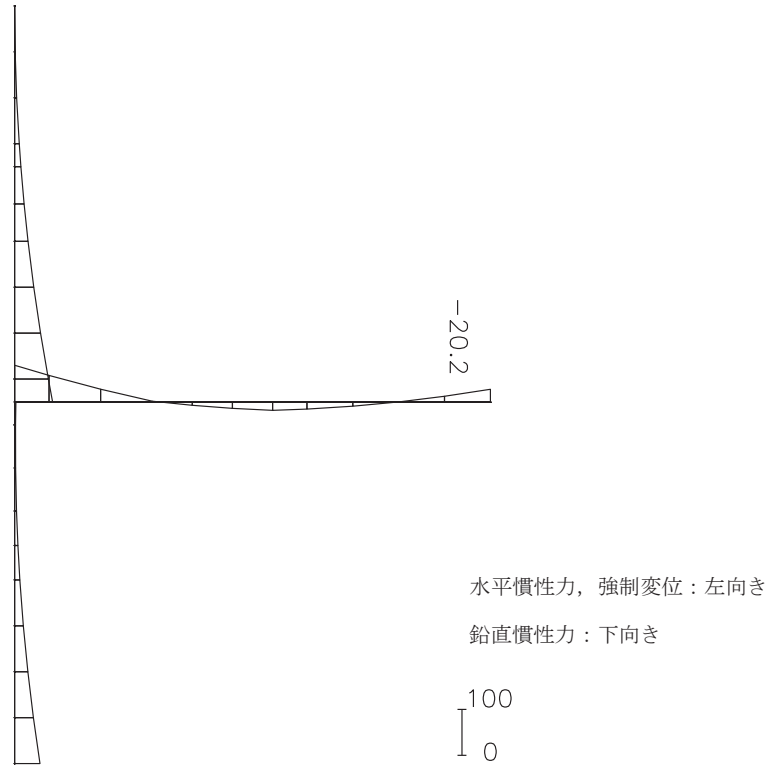


図 4-10(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (曲げモーメント (kN・m/m))
(解析ケース 3, トレンチ②)

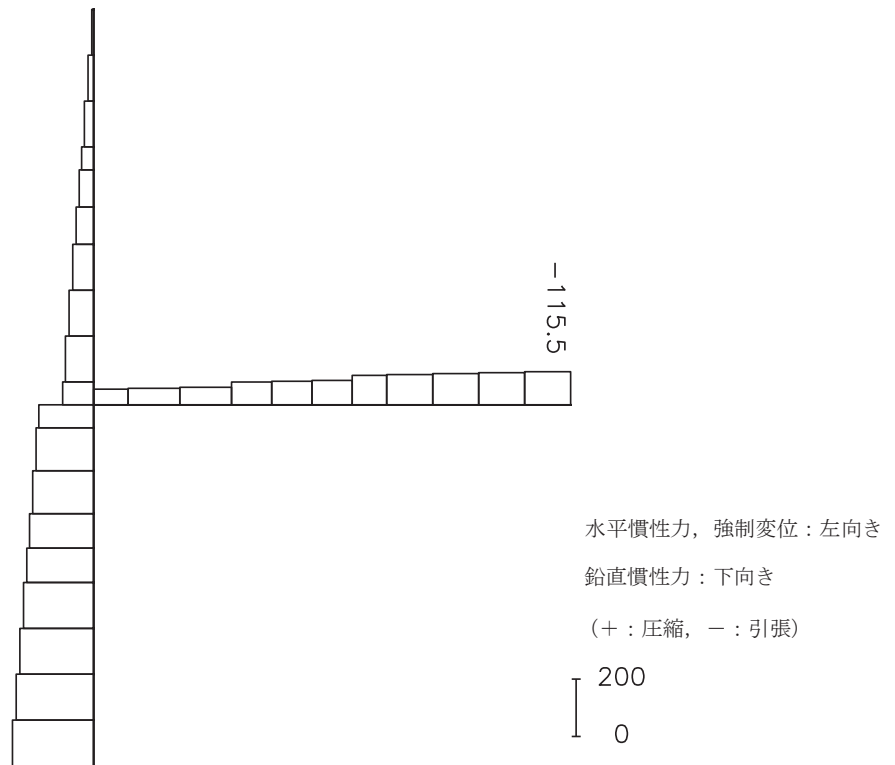


図 4-10(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN/m))
(解析ケース 3, トレンチ②)

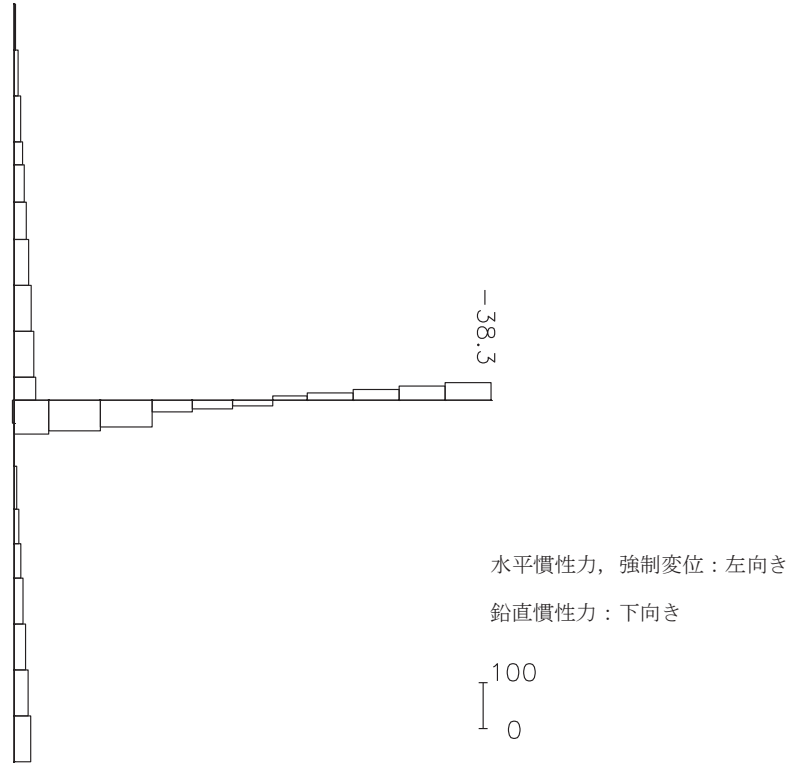


図 4-10(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN/m))
(解析ケース 3, トレンチ②)

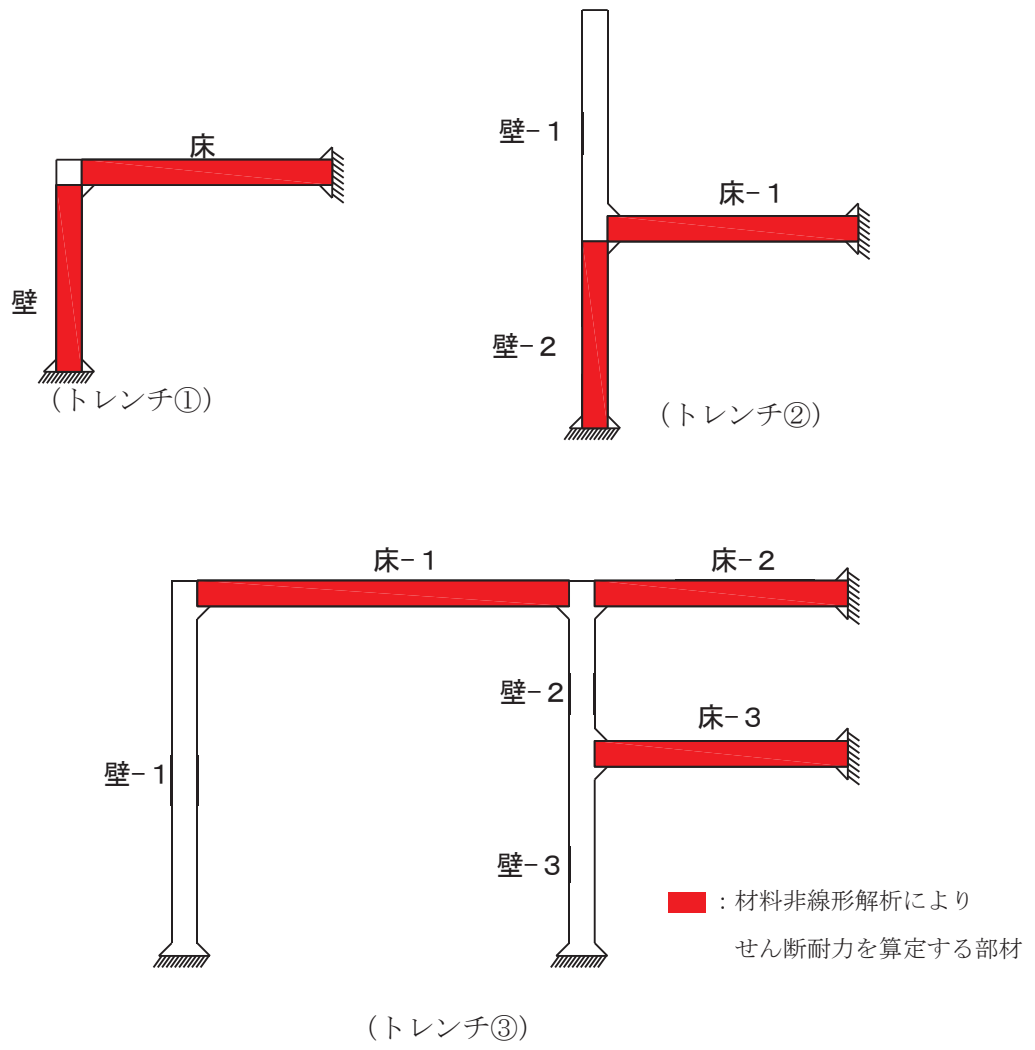


図 4-11 部材名称

4.5.2 Sクラスの施設を支持する機能に対する評価結果

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表4-8及び表4-9に示す。

最大照査値を示すトレンチ②について、最大照査値を示す解析ケースにおける荷重図を図4-12に、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみの最大値の発生位置とその値を図4-13に示す。また、照査値最大時の断面力図を図4-14に示す。

表4-8及び表4-9により、すべてのトレンチにおいて、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを確認した。

表4-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮ひずみ）

部位	解析ケース	照査用ひずみ* ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
トレンチ①	ケース3	188 μ	2000 μ	0.10
トレンチ②	ケース4	315 μ	2000 μ	0.16
トレンチ③	ケース3	198 μ	2000 μ	0.10

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表4-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）

部位	解析ケース	照査用ひずみ* ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
トレンチ①	ケース3	354 μ	1725 μ	0.21
トレンチ②	ケース3	843 μ	1725 μ	0.49
トレンチ③	ケース3	374 μ	1725 μ	0.22

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

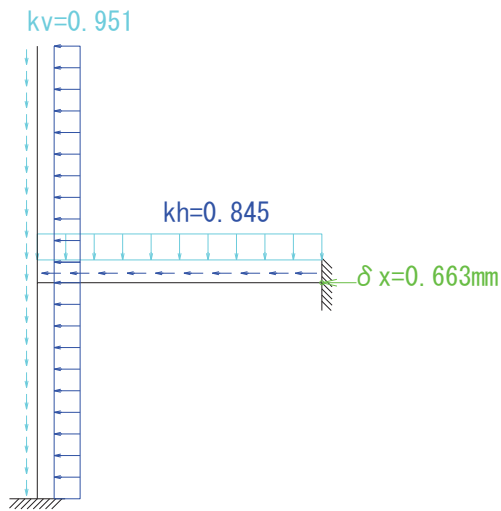


図 4-12 最大照査値を示す解析ケースにおける荷重図
(解析ケース 3, トレンチ②)

O 2 ④ VI-2-2-8 R 4

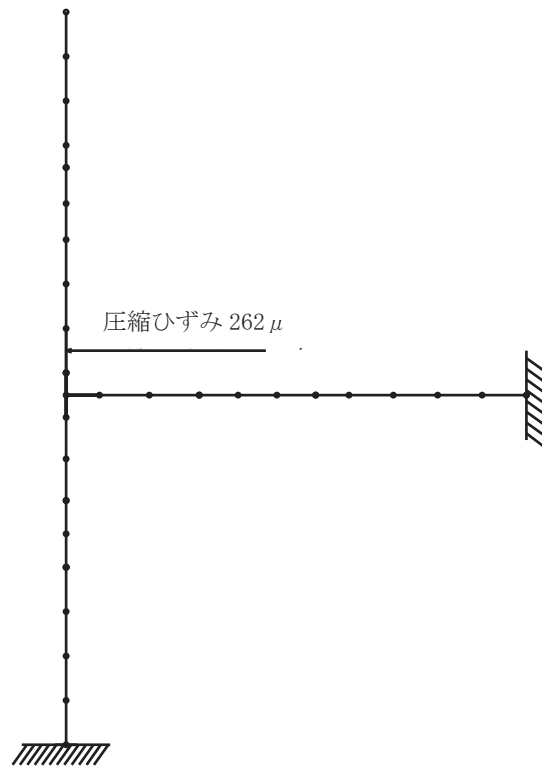


図 4-13(1) コンクリートの圧縮ひずみの最大値発生位置
(解析ケース 4, トレンチ②) : 図 4-8 再掲

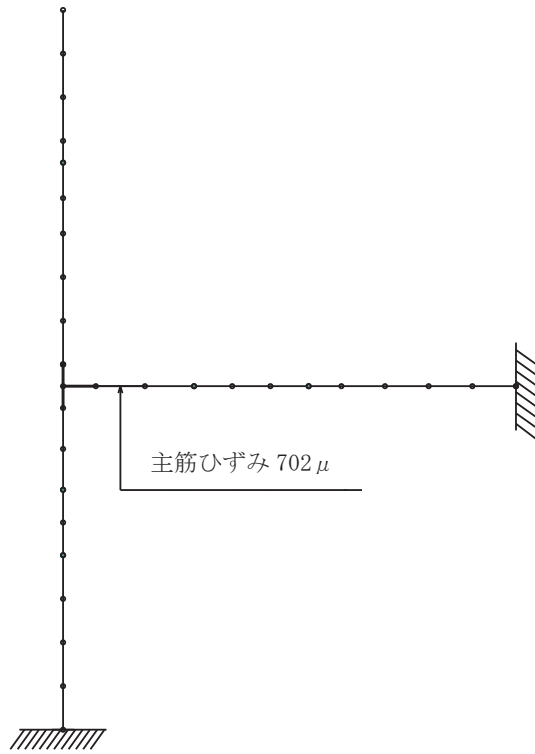


図 4-13(2) 主筋ひずみの最大値発生位置
(解析ケース 3, トレンチ②)

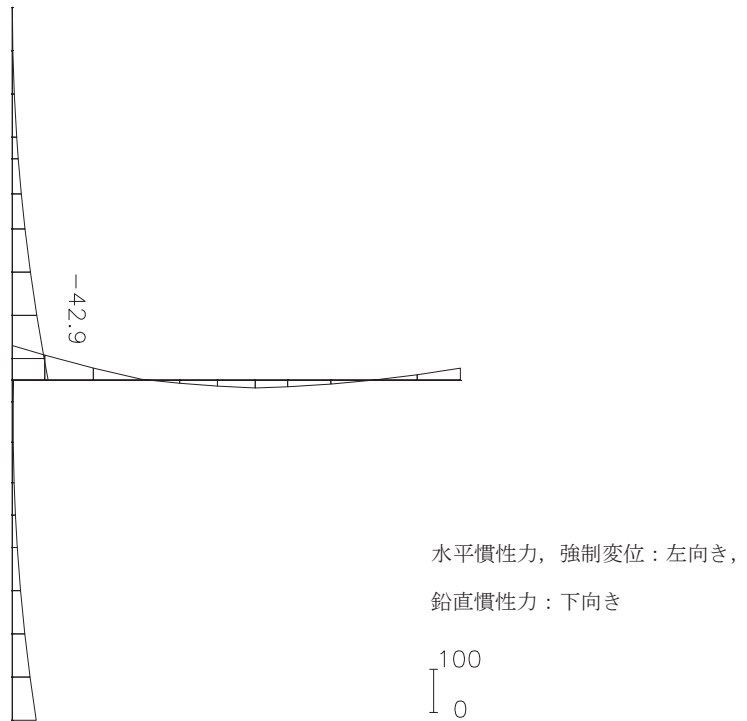


図 4-14(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (曲げモーメント (kN・m/m))
(解析ケース 3, トレンチ②)

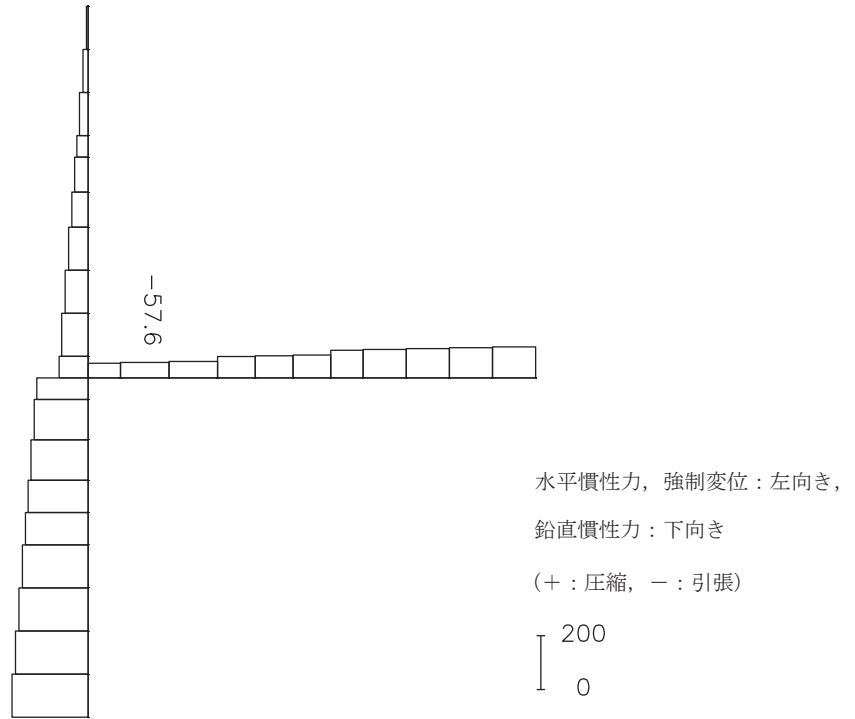


図 4-14(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN/m))
(解析ケース 3, トレンチ②)

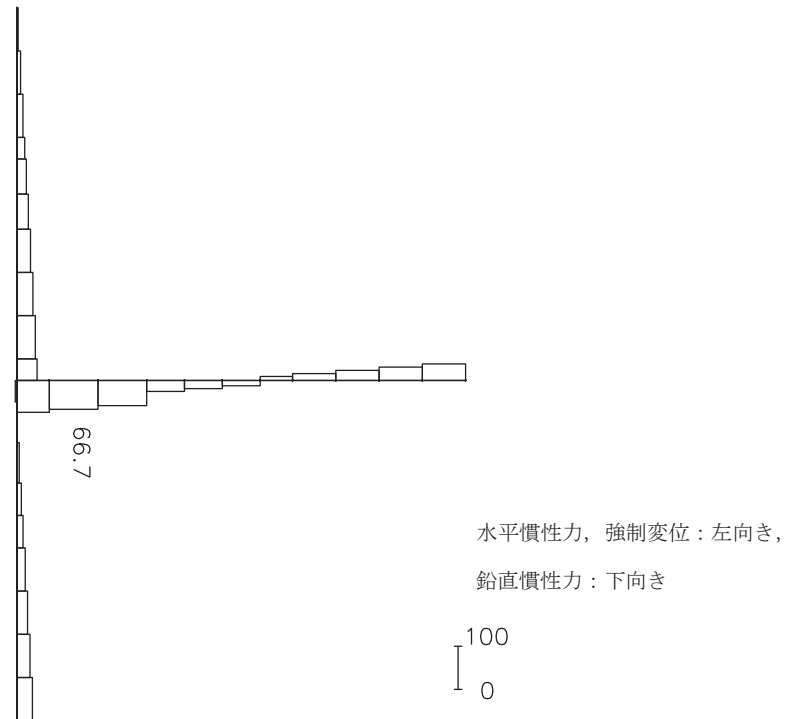


図 4-14(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN/m))
(解析ケース 3, トレンチ②)

(2) せん断破壊に対する評価結果

トレンチのSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における許容限界はせん断耐力であり、構造強度を有することの許容限界と同一となることから、「4.5.1 構造強度を有することに対する評価結果」により、照査用せん断力が、せん断耐力を下回ることを確認した。