

本資料のうち、枠囲みの内容は商業機密の観点や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-補-E-19-0610-20_改18
提出年月日	2021年10月8日

記載の適正化範囲については、修正箇所のみ抜粋

補足－610－20 【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】

目 次

資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について

1. 対象設備
2. 屋外重要土木構造物等の要求機能と要求機能に対する耐震評価内容
3. 安全係数
4. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における断面選定及び解析手法選定
 - 4.1 断面選定の方針
 - 4.2 各施設の構造上の特徴と断面選定の方針の整理
 - 4.3 解析手法選定の方針
 - 4.4 軽油タンク連絡ダクト
 - 4.5 排気筒連絡ダクト
 - 4.6 原子炉機器冷却海水配管ダクト
 - 4.7 取水路（漸拡部）
 - 4.8 軽油タンク室
 - 4.9 軽油タンク室（H）
 - 4.10 海水ポンプ室
 - 4.11 取水口，貯留堰
 - 4.12 取水路（標準部）
 - 4.13 復水貯蔵タンク基礎
 - 4.14 ガスタービン発電設備軽油タンク室
 - 4.15 第3号機海水ポンプ室
5. 地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法
6. 許容限界
7. ジョイント要素のばね設定
8. 隣接構造物のモデル化方針
9. 地震応答解析における構造物の減衰定数
10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定
11. 等価剛性モデルの設定方針
12. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における地下水位及び内水位の設定

資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価

資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価

資料 4 原子炉機器冷却海水配管ダクト(水平部)の耐震安全性評価

資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクト(鉛直部)の耐震安全性評価

資料 6 取水路（漸拡部）の耐震安全性評価

資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価

資料 8 軽油タンク室（H）の耐震安全性評価

資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価

資料 10 取水口，貯留堰の耐震安全性評価

資料 11 取水路（標準部）の耐震安全性評価

資料 12 復水貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価

資料 13 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震安全性評価

資料 14 第 3 号機海水ポンプ室の耐震安全性評価



: 本日の説明範囲



: 記載適正化範囲

本補足説明資料は、耐震性に関する説明書のうち屋外重要土木構造物の耐震安全性評価についての内容を補足するものである本補足説明資料と添付書類との関連を以下に示す。

補足説明資料と添付書類との関連

工事計画に係る補足説明資料 耐震性に関する説明書のうち 補足－６１０－２０ 【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】	該当添付書類
1. 対象設備	共通事項
2. 屋外重要土木構造物等の要求機能と要求機能に対する耐震評価内容	
2.1 支持機能	共通事項
2.2 通水機能	共通事項
2.3 貯水機能	共通事項
2.4 止水機能	共通事項
2.5 屋外重要土木構造物等の耐震安全性に関する整理	共通事項
3. 安全係数	共通事項
4. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における断面選定及び解析手法選定	
4.1 断面選定の方針	共通事項
4.2 各施設の構造上の特徴と断面選定の方針の整理	共通事項
4.3 解析手法選定の方針	共通事項
4.4 軽油タンク連絡ダクト	VI-2-2-19 軽油タンク連絡ダクトの地震応答計算書
4.5 排気筒連絡ダクト	VI-2-2-27 排気筒連絡ダクトの地震応答計算書
4.6 原子炉機器冷却海水配管ダクト	VI-2-2-11 原子炉機器冷却海水配管ダクト(水平部)の地震応答計算書 VI-2-2-12-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト(鉛直部)の耐震性についての計算書
4.7 取水路(漸拡部)	VI-2-10-4-4-1 取水路(漸拡部)の耐震性についての計算書

4.8	軽油タンク室	VI-2-2-13	軽油タンク室の地震応答計算書
4.9	軽油タンク室 (H)	VI-2-2-15	軽油タンク室 (H) の地震応答計算書
4.10	海水ポンプ室	VI-2-2-7	海水ポンプ室の地震応答計算書
4.11	取水口, 貯留堰	VI-2-10-4-3	取水口の耐震性についての計算書
4.12	取水路 (標準部)	VI-2-10-4-4-2	取水路 (標準部) の耐震性についての計算書
4.13	復水貯蔵タンク基礎	VI-2-2-5	復水貯蔵タンク基礎の地震応答計算書
4.14	ガスタービン発電設備軽油タンク室	VI-2-2-17	ガスタービン発電設備軽油タンク室の地震応答計算書
4.15	第3号機海水ポンプ室	VI-2-2-9	第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書
5. 地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法			
5.1	耐震安全性評価における解析ケース	共通事項	
5.2	屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における解析ケースの組合せ	共通事項	
5.3	機器・配管系の耐震安全性評価に適用する解析ケース	共通事項	
6. 許容限界			
6.1	許容応力度法による耐震安全性評価	共通事項	
6.2	限界状態設計法による照査	共通事項	
6.3	土木学会マニュアル 2005 の適用性	共通事項	
7.	ジョイント要素のばね設定	共通事項	
8.	隣接構造物のモデル化方針	共通事項	
9. 地震応答解析における構造物の減衰定数			
9.1	時刻歴応答解析 (全応力解析) で設定する Rayleigh 減衰	共通事項	
9.2	時刻歴応答解析 (有効応力解析) で設定する Rayleigh 減衰	共通事項	
10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定			
10.1	評価方針	共通事項	
11.	等価剛性モデルの設定方針	共通事項	

11.1	等価剛性モデルを設定する構造物	共通事項
11.2	等価剛性モデルの設定手順	共通事項
12.	屋外重要土木構造物等の耐震評価における地下水位及び内水位の設定	共通事項
12.1	地下水位の設定	共通事項
12.2	内水位の設定	共通事項

資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について


目 次

1. 対象設備	資料 1-1
2. 屋外重要土木構造物等の要求機能と要求機能に対する耐震評価内容	資料 1-2
2.1 支持機能	資料 1-2
2.2 通水機能	資料 1-3
2.3 貯水機能	資料 1-3
2.4 止水機能	資料 1-4
2.5 屋外重要土木構造物等の耐震安全性に関する整理	資料 1-5
3. 安全係数	資料 1-8
4. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における断面選定及び解析手法選定	資料 1-13
4.1 断面選定の方針	資料 1-13
4.2 各施設の構造上の特徴と断面選定の方針の整理	資料 1-16
4.3 解析手法選定の方針	資料 1-18
4.4 軽油タンク連絡ダクト	資料 1-22
4.5 排気筒連絡ダクト	資料 1-30
4.6 原子炉機器冷却海水配管ダクト	資料 1-46
4.7 取水路（漸拡部）	資料 1-57
4.8 軽油タンク室	資料 1-71
4.9 軽油タンク室（H）	資料 1-79
4.10 海水ポンプ室	資料 1-86
4.11 取水口，貯留堰	資料 1-98
4.12 取水路（標準部）	資料 1-108
4.13 復水貯蔵タンク基礎	資料 1-126
4.14 ガスタービン発電設備軽油タンク室	資料 1-133
4.15 第3号機海水ポンプ室	資料 1-140
5. 地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法	資料 1-150
5.1 耐震安全性評価における解析ケース	資料 1-150
5.2 屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における解析ケースの組合せ	資料 1-157
5.3 機器・配管系の耐震安全性評価に適用する解析ケース	資料 1-162
6. 許容限界	資料 1-166
6.1 許容応力度法による耐震安全性評価	資料 1-166
6.2 限界状態設計法による照査	資料 1-168
6.3 土木学会マニュアル 2005 の適用性	資料 1-178
7. ジョイント要素のばね設定	資料 1-186
7.1 せん断強度の設定	資料 1-189
7.2 ばね定数の設定	資料 1-192
8. 隣接構造物のモデル化方針	資料 1-194
9. 地震応答解析における構造物の減衰定数	資料 1-196

9.1	時刻歴応答解析（全応力解析）で設定する Rayleigh 減衰	資料 1-196
9.2	時刻歴応答解析（有効応力解析）で設定する Rayleigh 減衰	資料 1-202
10.	屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定	資料 1-203
10.1	評価方針	資料 1-203
11.	等価剛性モデルの設定方針	資料 1-208
11.1	等価剛性モデルを設定する構造物	資料 1-208
11.2	等価剛性モデルの設定手順	資料 1-209
12.	屋外重要土木構造物等の耐震評価における地下水位及び内水位の設定	資料 1-220
12.1	地下水位の設定	資料 1-220
12.2	内水位の設定	資料 1-220

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価についての参考資料

- 参考資料 1 O. P. 14. 8m盤に分布する盛土・旧表土の液状化特性
- 参考資料 2 地中構造物の耐震性に支配的な要因の検討
- 参考資料 3 地震応答解析による断面選定の確認
- 参考資料 4 断層交差部の影響評価
- 参考資料 5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定
- 参考資料 6 後施工せん断補強工法の適用性
- 参考資料 7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響
- 参考資料 8 等価剛性モデルにおける鉛直方向床応答への影響
- 参考資料 9 解析手法の選定（④全応力解析）の補足確認結果
- 参考資料 10 追加解析ケースの選定方法の詳細について
- 参考資料 11 女川原子力発電所における地盤の振動特性について
- 参考資料 12 ジョイント要素のばね定数の妥当性確認結果について
- 参考資料 13 三次元構造解析による耐震評価の照査時刻の妥当性確認方針
- 参考資料 14 浮上り評価について
- 参考資料 15 屋外重要土木構造物等におけるコンクリート初期剛性低下の機器・配管系への影響

 : 記載適正化範囲

参考資料 6 後施工せん断補強工法の適用性

目次

1. 概要	1
2. CCb 工法について.....	18
2.1 CCb 工法を適用した部位	18
2.2 CCb 工法の概要	18
3. 建設技術審査証明報告書の概要	20
3.1 CCb 工法の建設技術審査証明報告書の位置付け.....	20
3.2 建設技術審査証明報告書における CCb 工法の適用範囲	21
3.3 建設技術審査証明報告書における CCb 工法の設計方法	22
3.3.1 後施工によるせん断耐力の評価方法.....	22
3.3.2 使用材料・強度.....	44
3.3.3 構造部材の評価.....	50
3.3.4 構造細目.....	52
3.4 建設技術審査証明報告書における施工性の確認	53
3.4.1 施工の確実性.....	53
3.4.2 施工の容易性.....	53
3.4.3 施工手順の設定.....	53
4. 女川 2 号機における CCb 工法の適用性の確認	67
4.1 適用性確認フロー	67
4.2 耐震評価に基づく補強仕様の設定	69
4.3 ①適用性確認項目の抽出	70
4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認	72
4.5 ③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認	85
4.5.1 せん断補強効果の確認内容.....	85
4.5.2 せん断補強効果の確認.....	85
4.6 ④CCb の施工精度に影響を与える項目の確認.....	88
4.6.1 削孔方法.....	88
4.6.2 削孔角度.....	89
4.6.3 削孔位置.....	91
4.6.4 グラウトの充てん性.....	92
4.7 ⑤施工実績・研究事例等の確認	102
4.7.1 施工実績の整理.....	102
4.7.2 過去の地震の経験事例.....	105
4.7.3 レベル 2 地震動を対象とした設計事例.....	106
4.7.4 後施工せん断補強工法の比較.....	106

4.7.5	後施工せん断補強筋に関する研究事例.....	109
4.8	女川2号機におけるCCb工法の保守性と設計上の制限の整理.....	119
4.8.1	CCb工法の保守性.....	119
4.8.2	女川2号機においてCCbにより耐震補強を行うにあたっての保守性.....	119
4.8.3	女川2号機においてCCbにより耐震補強を行うにあたっての設計上の制限.....	119
4.8.4	有効係数 β_{aw} の保守性.....	120
4.8.5	CCb工法によるせん断補強の設計検討フロー.....	122
4.9	CCbの適用性確認結果.....	123
5.	女川2号機におけるCCb工法の適用性確認のまとめ.....	124

添付資料1	建設技術審査証明書
添付資料2	女川2号機における部材諸元他の適用性の検討
添付資料3	女川2号機におけるひび割れに対する定着機能保持の検討
添付資料4	女川2号機におけるコンクリートの健全性の検討
添付資料5	ディープビーム的な破壊に対するCCb工法の適用性の検討
添付資料6	面内荷重と面外荷重が作用する部材へのCCb工法の適用性の検討
添付資料7	詳細設計を踏まえCCb補強を行う構造物に対するCCb工法の適用性の検討

添付資料8	屋外重要土木構造物等のCCb工法適用条件の確認結果
-------	---------------------------

 : 設置変更許可審査時から内容を補足した箇所

 : 記載適正化範囲

屋外重要土木構造物等の Ccb 工法適用条件の確認結果

1. はじめに

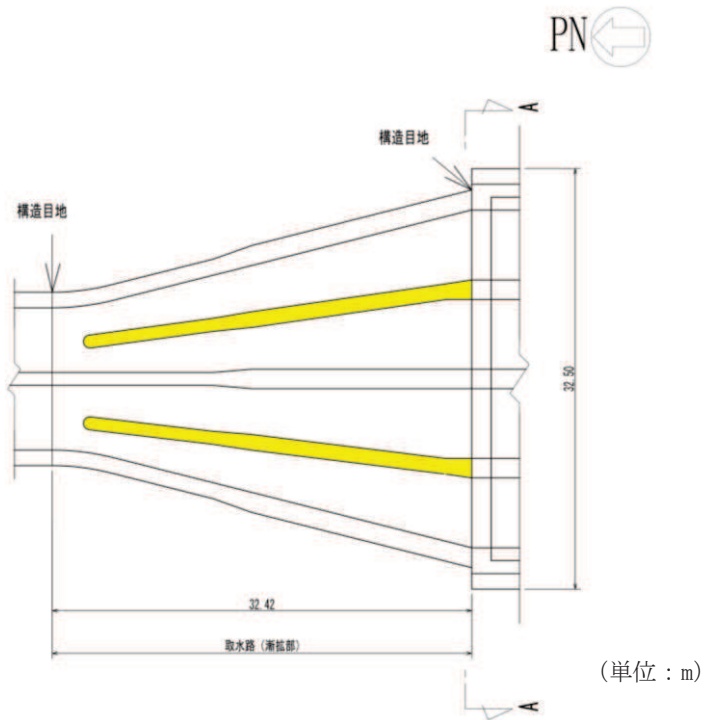
CCb 工法の適用にあたっては、確実に機能が発揮されるよう以下の 3 つの条件を満足することとしている。

- ・ 棒部材式によるせん断耐力による照査で、照査値がおおむね 0.8 程度であること
- ・ 部材はおおむね弾性範囲であること
- ・ 面内変形する可能性のある部材は面内せん断ひずみが 750μ 未満であること

本資料は、基準地震動 S_s に対する照査結果をまとめ、CCb 工法による耐震補強対象の構造物が上記 3 つの条件を満足していることを確認するものである。

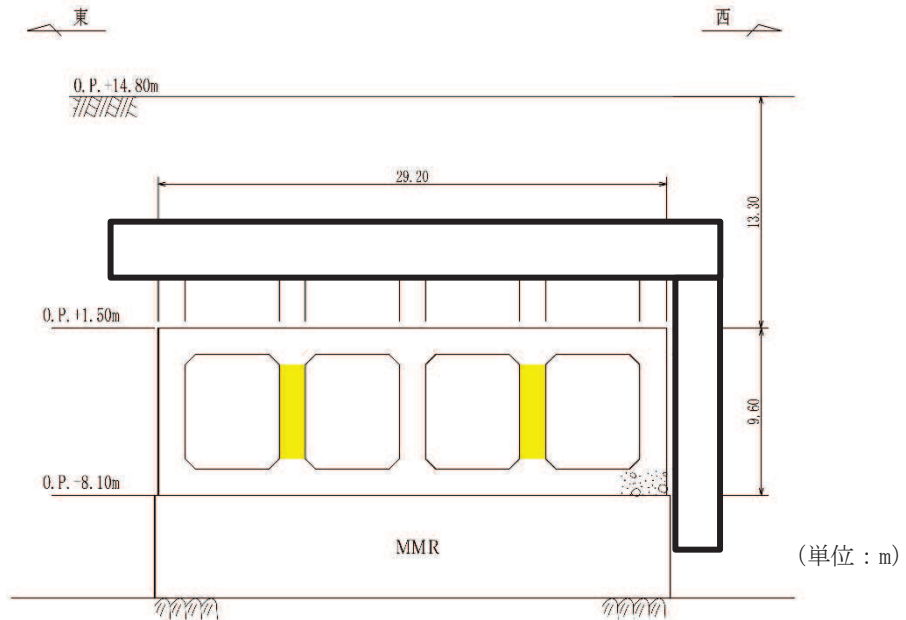
2. Ccb 工法による耐震補強対象の構造物とその部位

以下に、「参考資料 6 後施工せん断補強工法の適用性」の「1 概要」に示している Ccb 工法による耐震補強対象の構造物とその部位を、図 1-1～図 1-9 に再掲する。



■ CCb による耐震補強箇所

(平面図)



■ : CCb による耐震補強箇所

(A-A 断面)

図 2-1 CCb による耐震補強対象の構造物 (取水路 (漸拡部))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

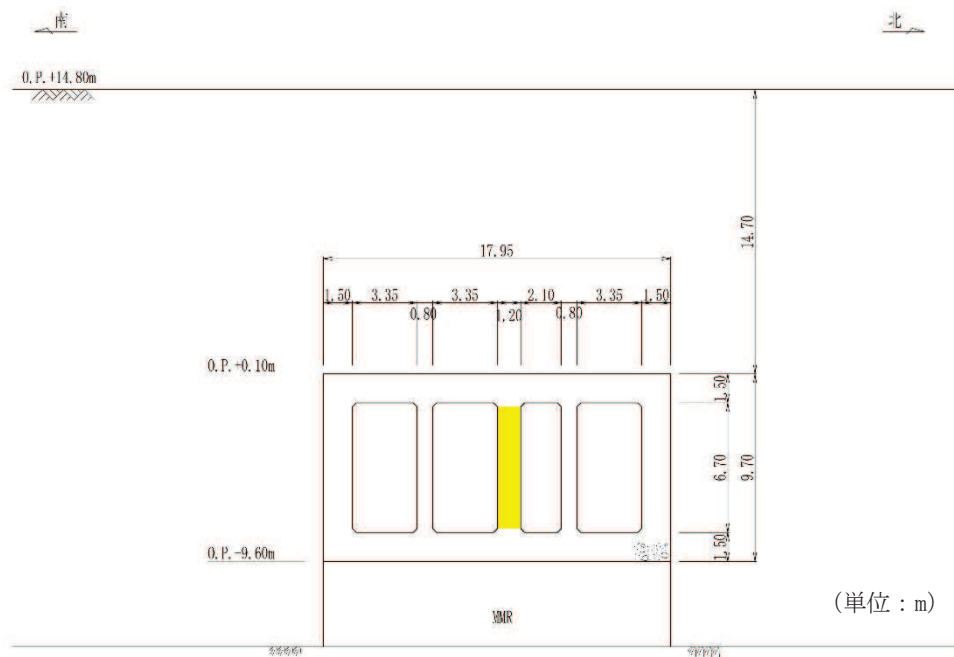
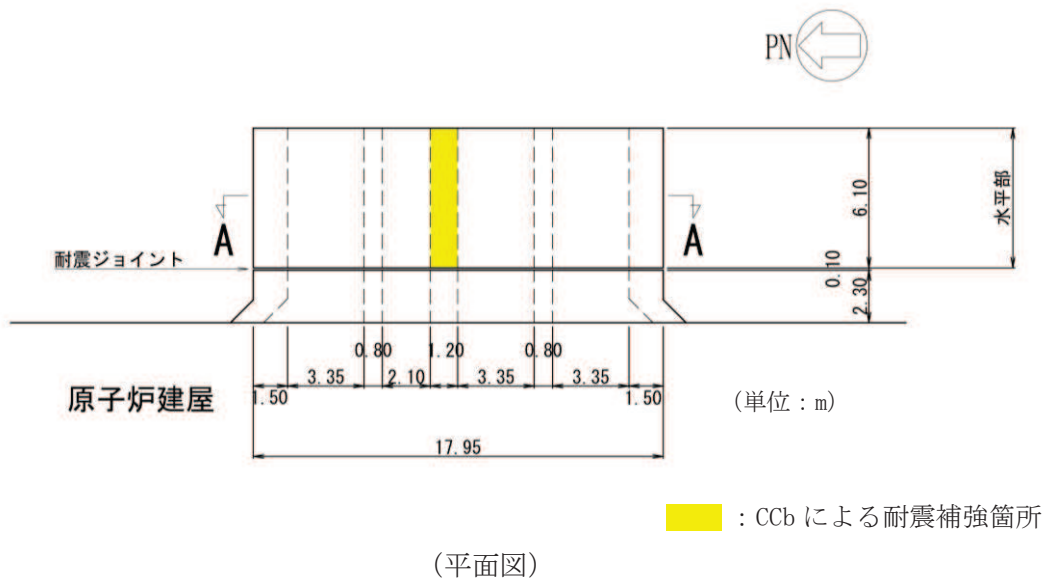
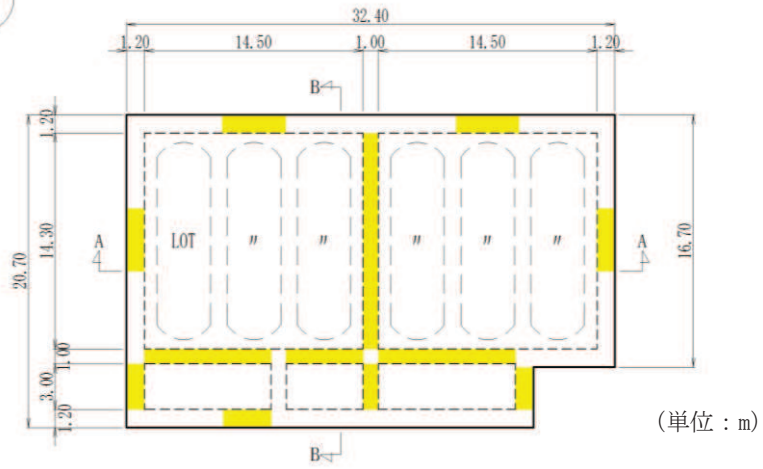
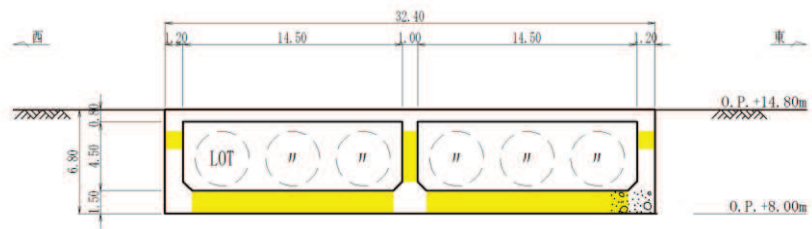


図 2-2 CCb による耐震補強対象の構造物
(原子炉機器冷却海水配管ダクト (水平部))



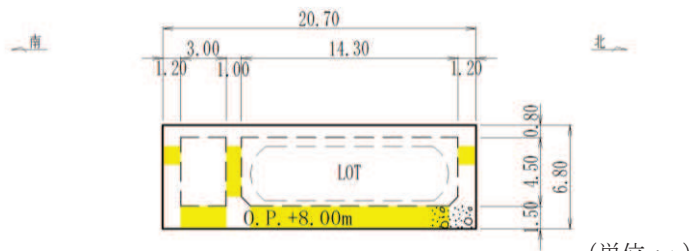
(単位：m)

(平面図)



(単位：m)

(A-A 断面)

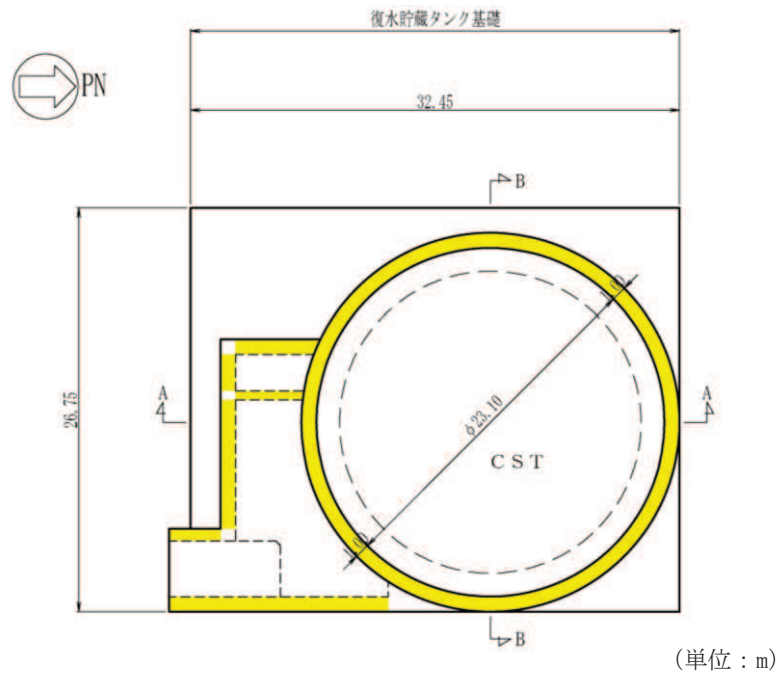


(単位：m)

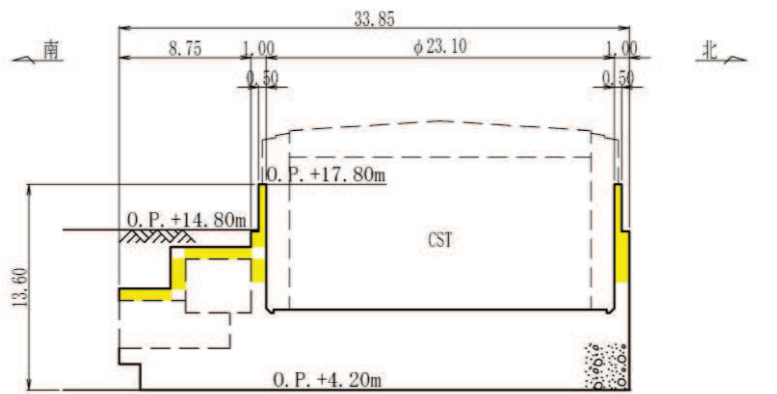
(B-B 断面)

■ : Ccb による耐震補強箇所

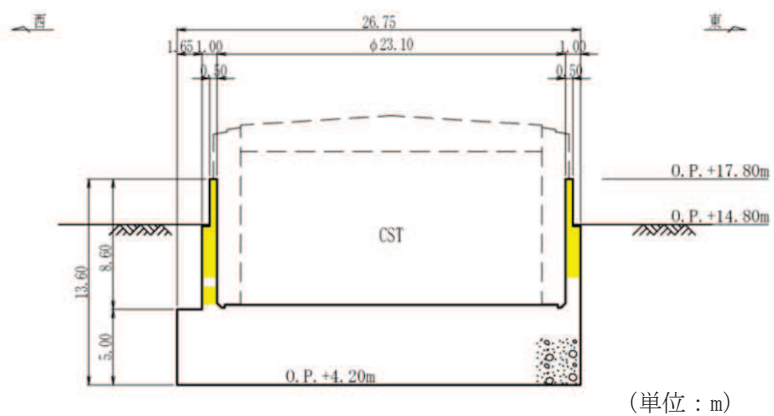
図 2-3 Ccb による耐震補強対象の構造物
(軽油タンク室)



(平面図)



(A-A 断面)

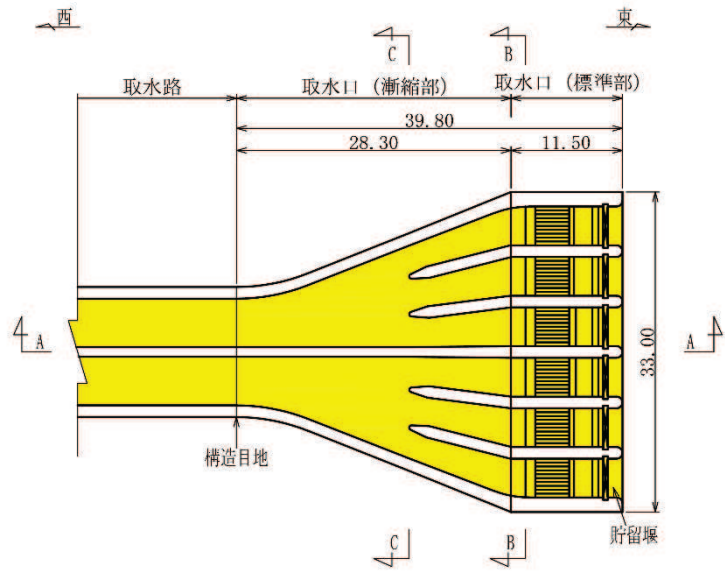


(B-B 断面)

■ Ccbによる耐震補強箇所

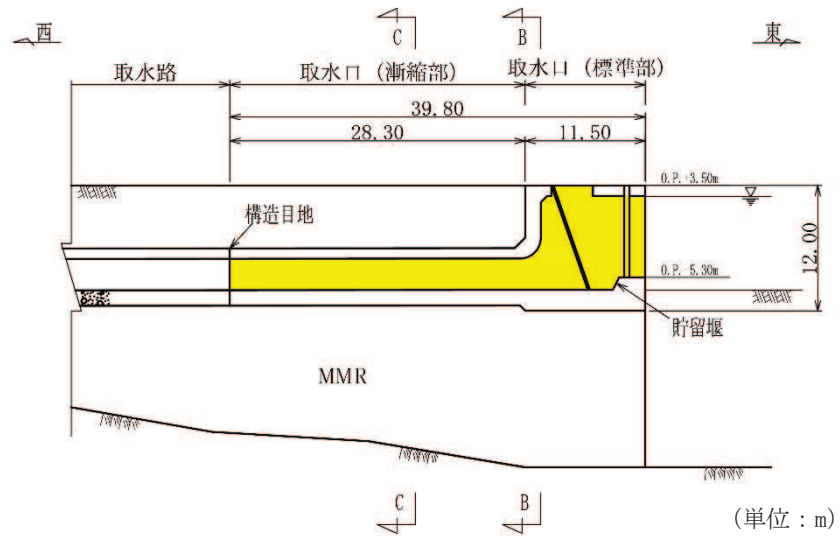
図2-4 Ccbによる耐震補強対象の構造物
(復水貯蔵タンク基礎)

資料1-(参考)6-添8-5



(単位：m)

(平面図)

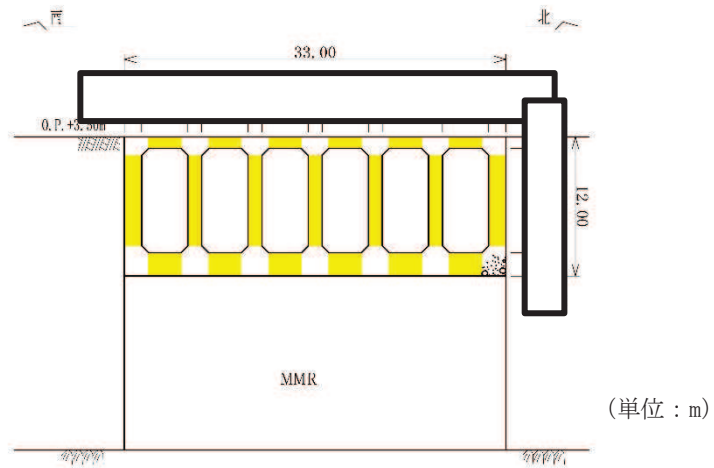


(単位：m)

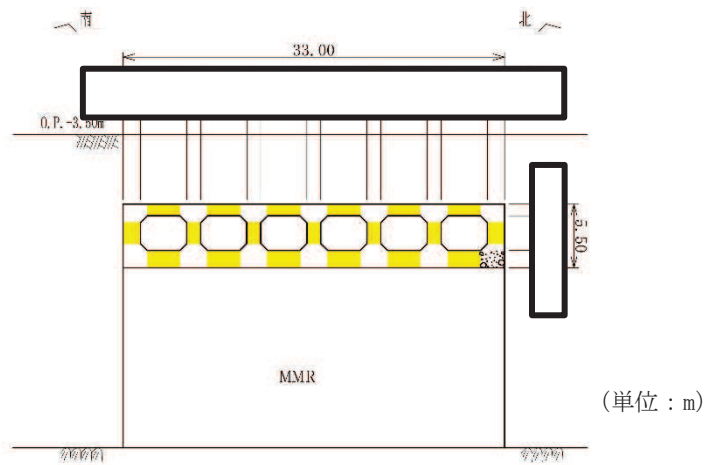
(A-A 断面)

■: CCb による耐震補強箇所

図 2-5 (1) CCb による耐震補強対象の構造物
(取水口)



(B-B 断面)



(C-C 断面)

(単位：m)

■ : CCb による耐震補強箇所

図 2-5 (2) CCb による耐震補強対象の構造物
(取水口)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

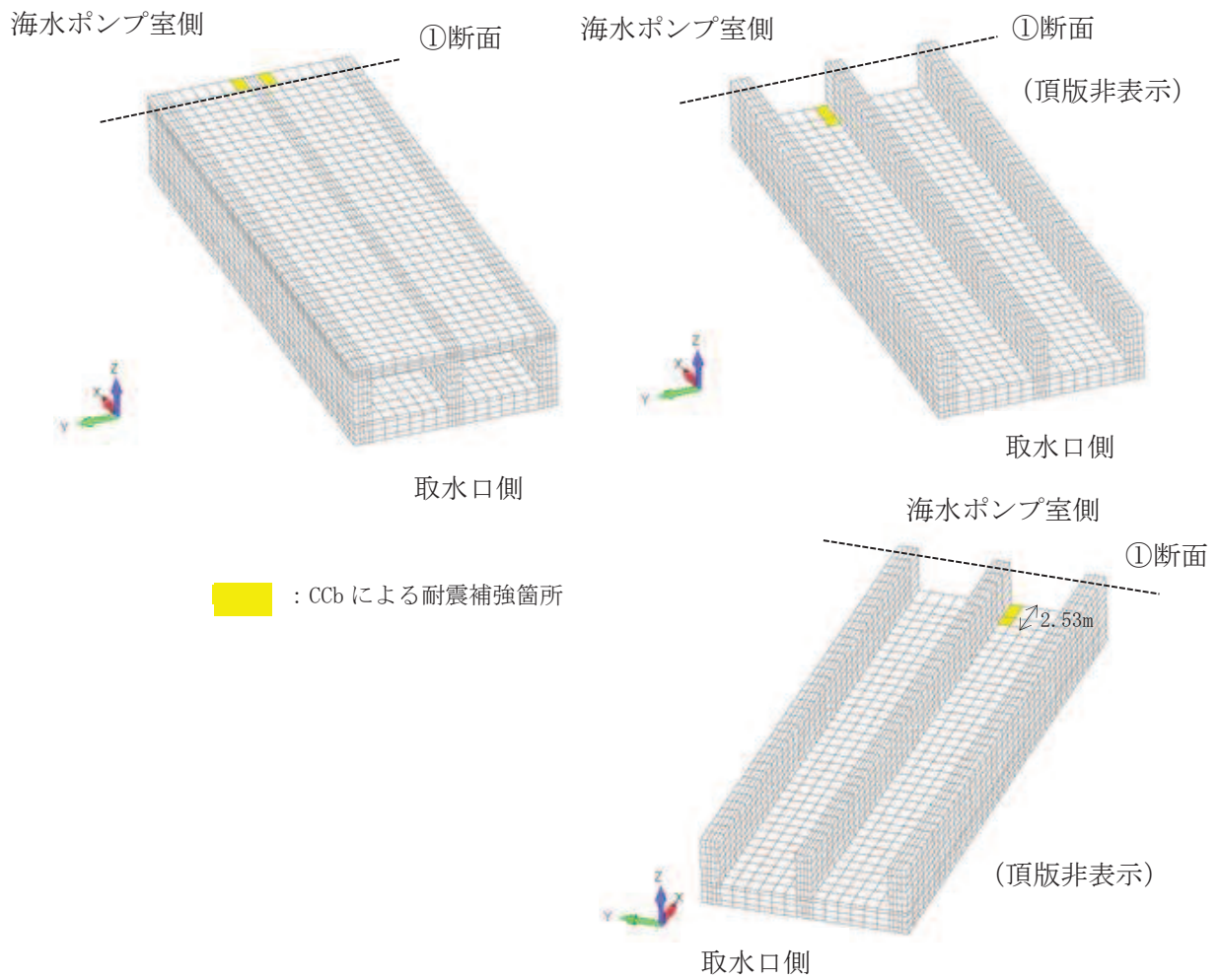


図 2-6(1) Ccbによる耐震補強対象の構造物
(取水路 (標準部: 直線部))

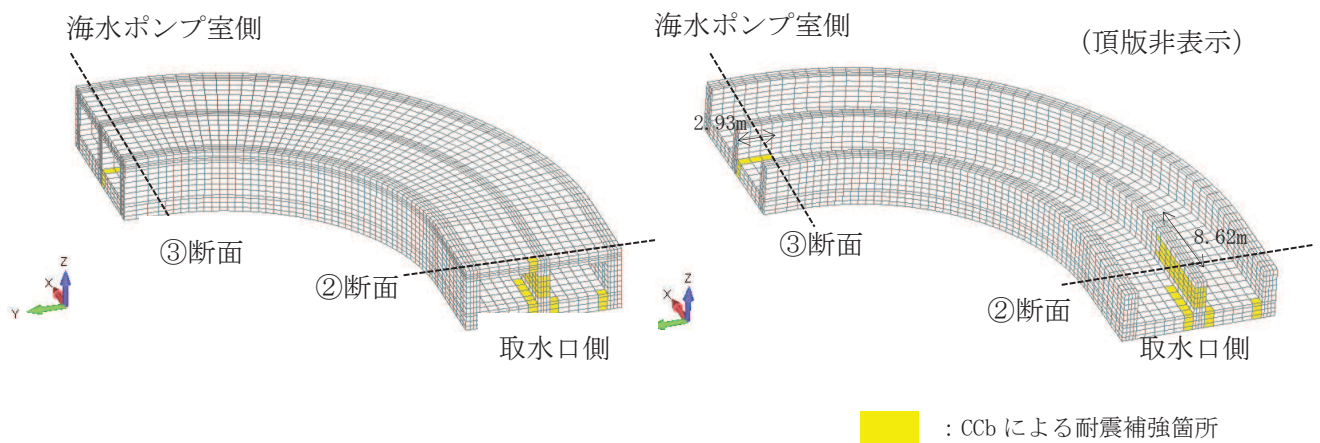


図 2-6(2) Ccbによる耐震補強対象の構造物
(取水路 (標準部: 曲線部))

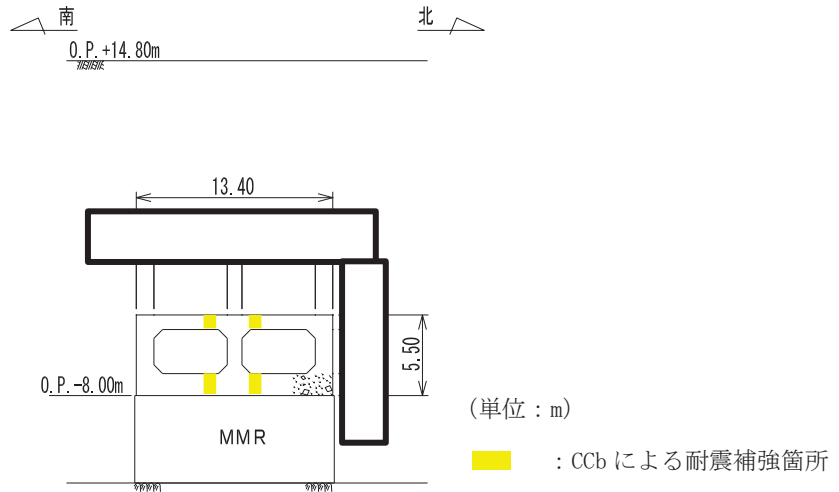


図 2-6(3) Ccbによる耐震補強対象の構造物
(①断面，直線部)

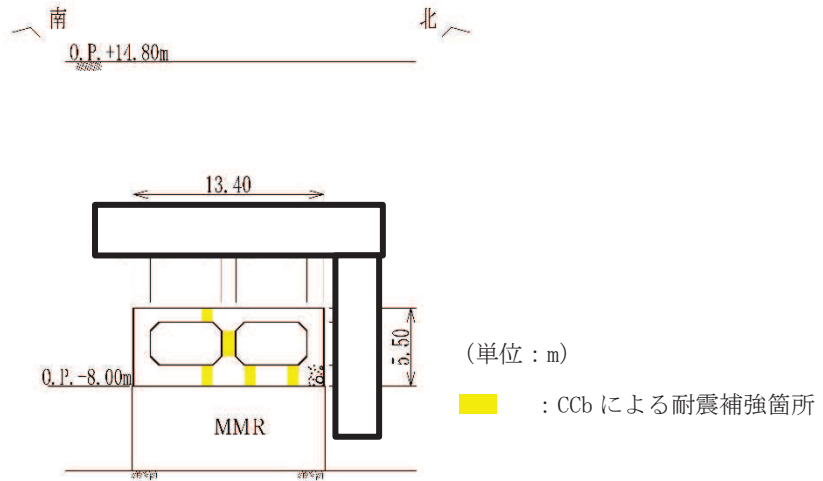


図 2-6(4) Ccbによる耐震補強対象の構造物
(②断面，曲線部；取水口側)

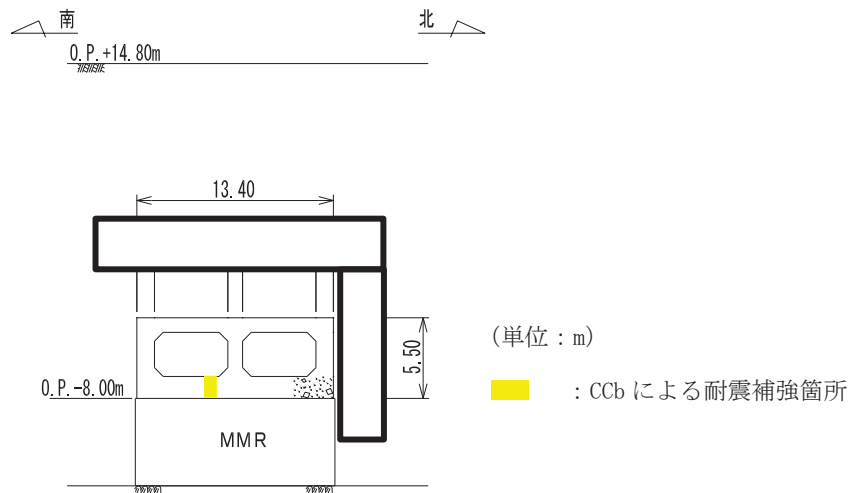
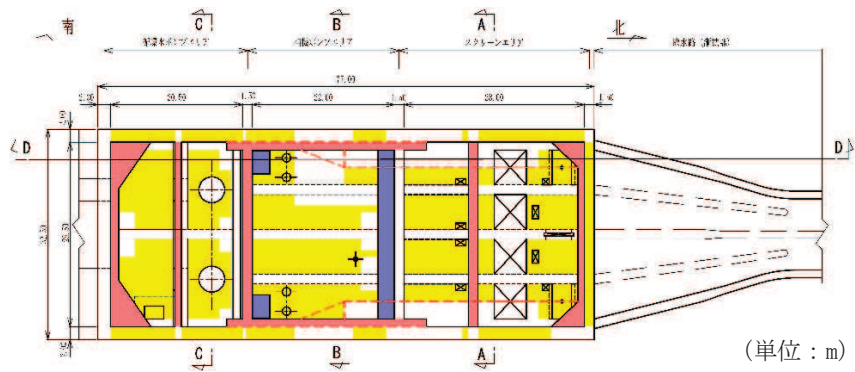


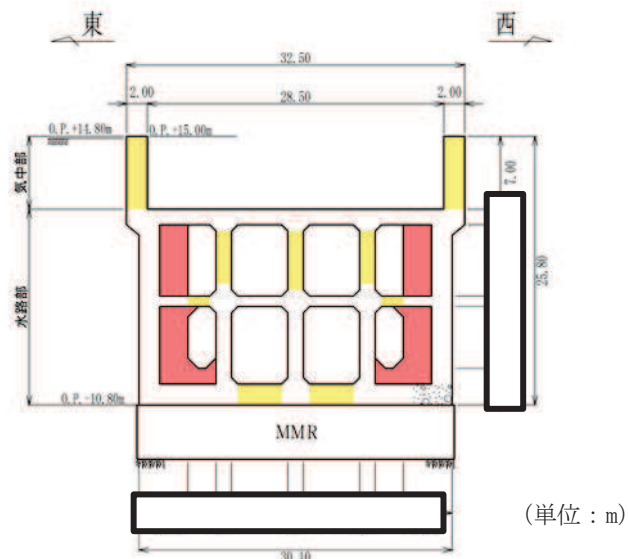
図 2-6(5) Ccbによる耐震補強対象の構造物
(③断面，曲線部；海水ポンプ室側)

資料 1-(参考) 6-添 8-9

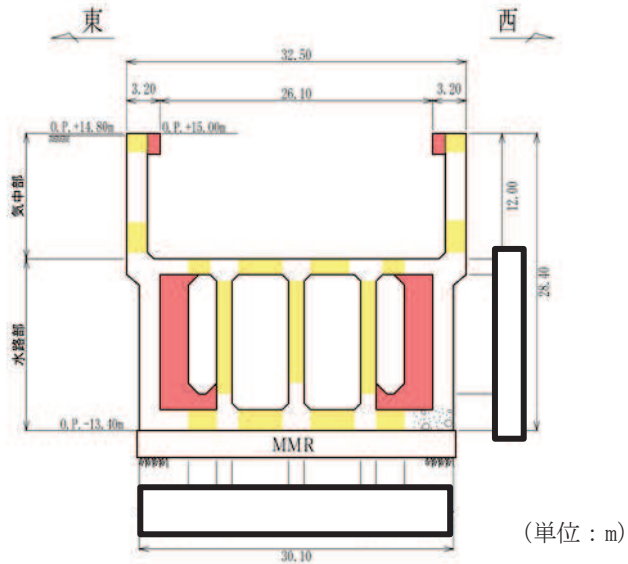
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(平面図)



(A-A 断面)



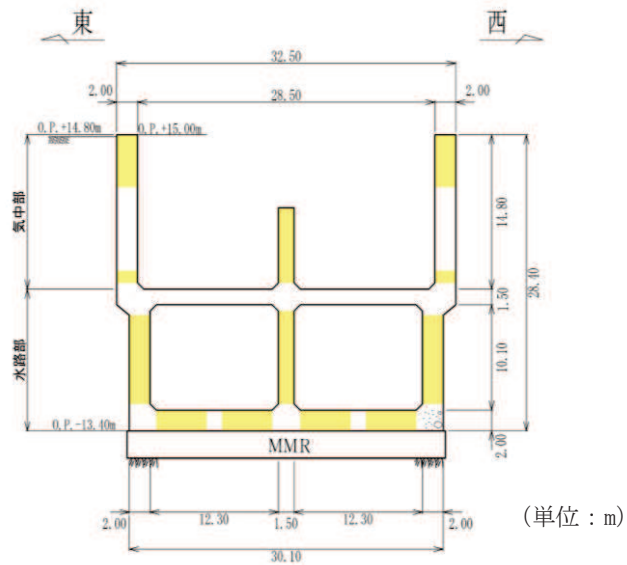
(B-B 断面)

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

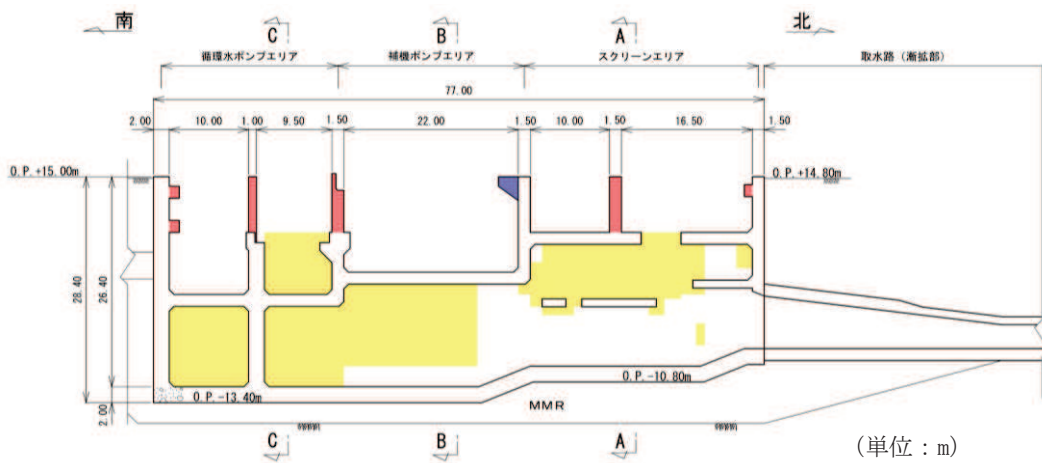
図 2-7 (1) Ccb による耐震補強対象の構造物 (海水ポンプ室) (1/2)

資料 1- (参考) 6-添 8-10

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



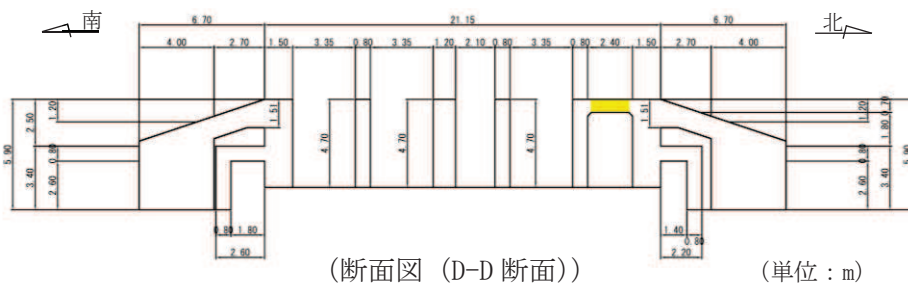
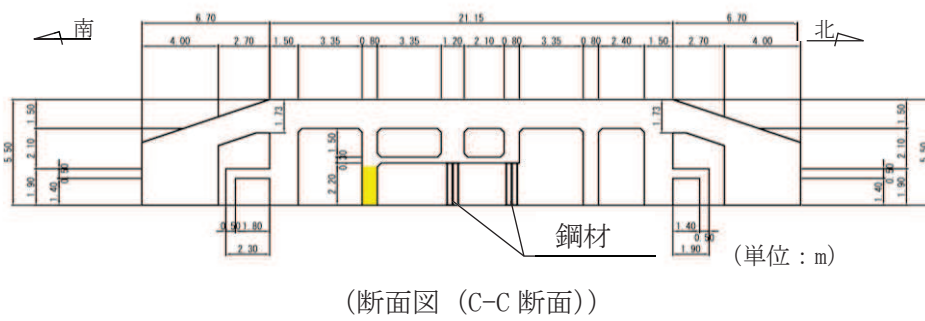
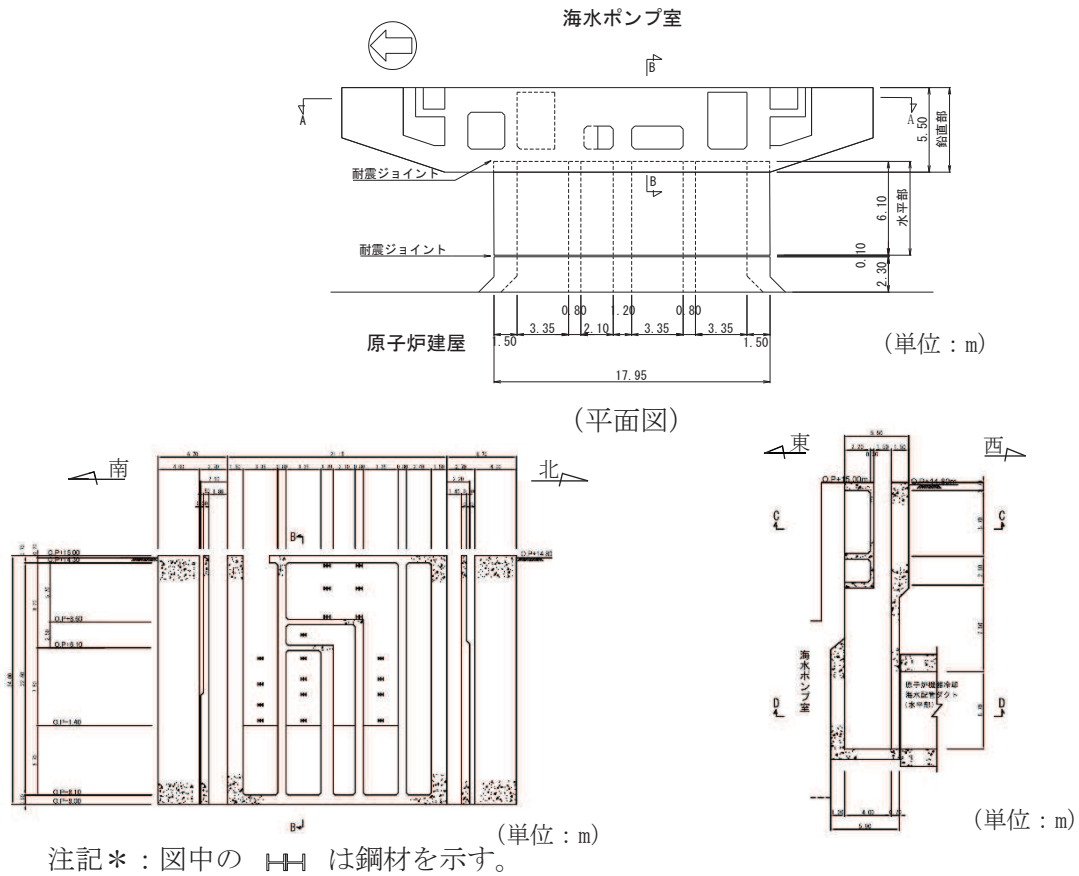
(C-C 断面)



(D-D 断面 (投影))

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

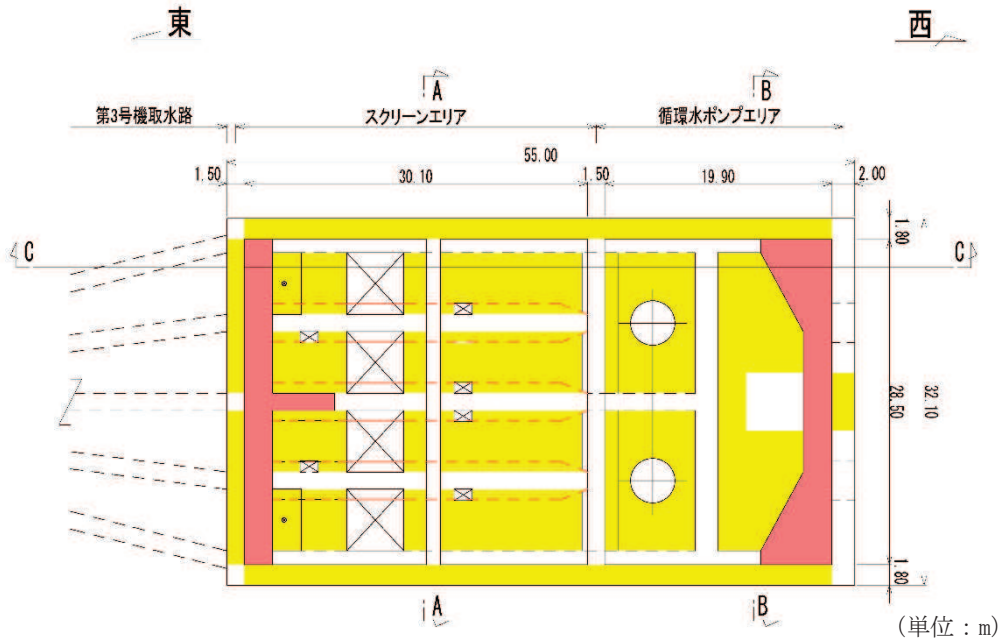
図 2-7 (2) Ccb による耐震補強対象の構造物 (海水ポンプ室) (2/2)



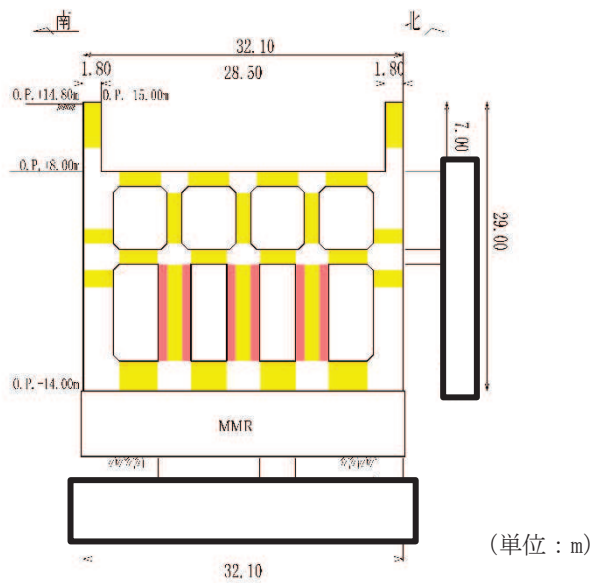
■ : Ccb による耐震補強箇所

図 2-8 Ccb による耐震補強対象の構造物
(原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部))

資料 1- (参考) 6-添 8-12



平面図



A-A 断面

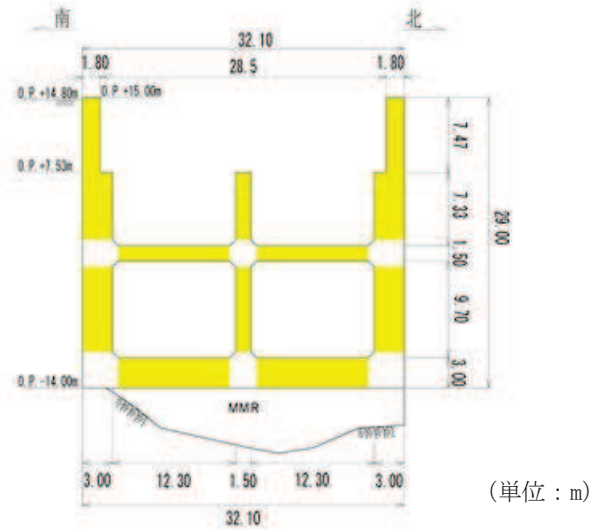
(単位：m)

■ : CCb による耐震補強箇所

■ : 部材増厚または部材追加箇所

図 2-9(1) CCb による耐震補強対象の構造物
(第 3 号機海水ポンプ室)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

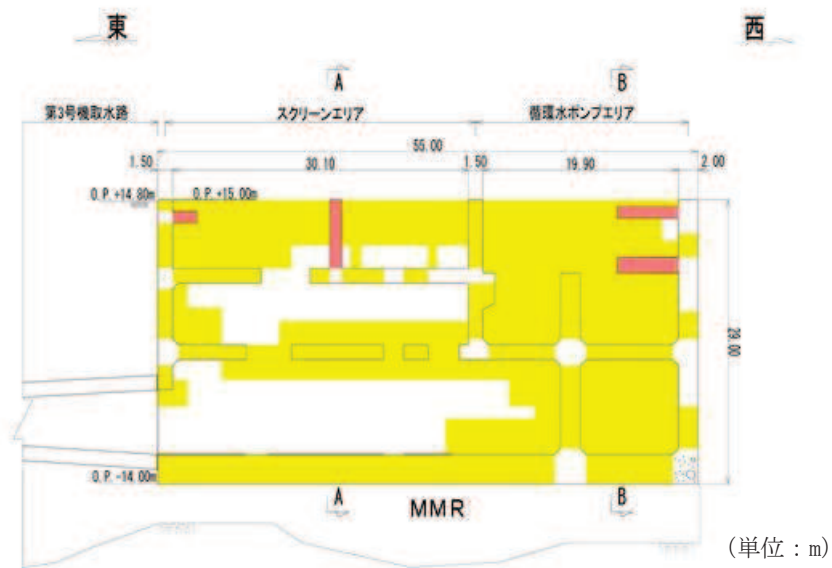


(単位：m)

■ : CCb による耐震補強箇所

■ : 部材増厚または部材追加箇所

B-B 断面



C-C 断面

■ : CCb による耐震補強箇所

■ : 部材増厚または部材追加箇所

図 2-9(2) CCb による耐震補強対象の構造物

(第 3 号機海水ポンプ室) (2/2)

3. Ccb 補強の対象構造物の照査結果

3.1 せん断破壊に対する照査結果

せん断破壊に対する照査において、Ccb 工法を適用する部材は、棒部材式によるせん断耐力により照査を行うとともに、照査値がおおむね 0.8 程度であることを確認する。照査値が最大となる部材の評価結果を表 2-1 に示す。また、図 3-1～図 3-9 に、Ccb 工法の適用部材における最大照査位置を示す。

取水路（漸拡部）、海水ポンプ室、第 3 号機海水ポンプ室では、設計上の配慮として設定したせん断破壊に対する照査値となる、おおむね 0.8 程度を超えることを確認した。取水路（漸拡部）は施工済みの構造物となり、十分な精度で施工していることを確認していることから、設計上の配慮として設定したせん断破壊に対する照査値のおおむね 0.8 程度を超えることは耐震評価に影響を及ぼさない。また、海水ポンプ室、第 3 号機海水ポンプ室は今後施工する構造物となるが、2021 年 10 月現在、Ccb 工法は女川で 3 万本程度の施工実績を有しており、十分な精度で施工していることを確認している。具体的には、部材内部に障害物等があり主筋まで削孔できなかった事例、角度に誤差が生じた事例及び Ccb の先端定着部までグラウトが密実に充填されなかった事例は発生していない。そのため、今後施工する海水ポンプ室、第 3 号機海水ポンプ室についても同様に十分な施工精度を確保できると考えられることから、設計上の配慮として設定したせん断破壊に対する照査値のおおむね 0.8 程度を超えることは耐震評価に影響を及ぼさない。

表 3-1 Ccb 工法を適用する部材におけるせん断破壊に対する照査結果

構造物	部材		解析 ケース	地震動		照査値
				S s - F 2	- +	
取水路 (漸拡部)	隔壁	90	④	S s - F 2	- +	0.82
原子炉機器冷却海水 配管ダクト (水平部)	隔壁	80	③	S s - N 1	++	0.32
軽油タンク室	隔壁 (東西)	53	③	S s - D 2	++	0.67
復水貯蔵タンク基礎	バルブ室 (南壁)	32	①	S s - D 1	- +	0.71
取水口	側壁	31	③	S s - D 2	++	0.78
取水路 (標準部)	曲線部 : 隔壁	81	⑥'	S s - N 1	- +	0.64
海水ポンプ室	隔壁	101	②	S s - N 1	++	0.83
原子炉機器冷却海水 配管ダクト (鉛直部)	隔壁 (東西)	233	④	S s - D 2	++	0.71
第 3 号機海水ポンプ室	導流壁	53	⑥	S s - N 1	++	0.83

注：耐震評価における解析ケース一覧

【全応力解析】

解析ケース	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
	基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮し た解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮し た解析ケース
地盤物性	平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく 圧縮強度

【有効応力解析】

解析ケース	ケース⑥ (⑥'*)	ケース⑦ (⑦'*)	ケース⑧ (⑧'*)	ケース⑨ (⑨'*)
	基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮し た解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮し た解析ケース
地盤物性	平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく 圧縮強度

注記*：取水路 (標準部) の耐震評価にて、断面②, ③, ⑥, ⑦にて有効応力解析を、断面④
及び断面⑤にて全応力解析を実施しているケースを示す。

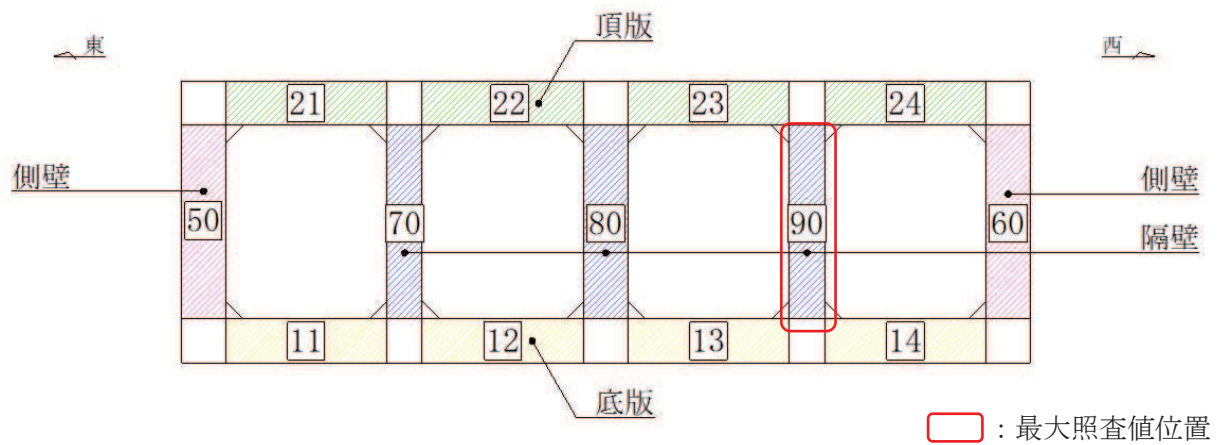


図 3-1 取水路（漸拡部） Ccb 工法の適用部材における最大照査位置

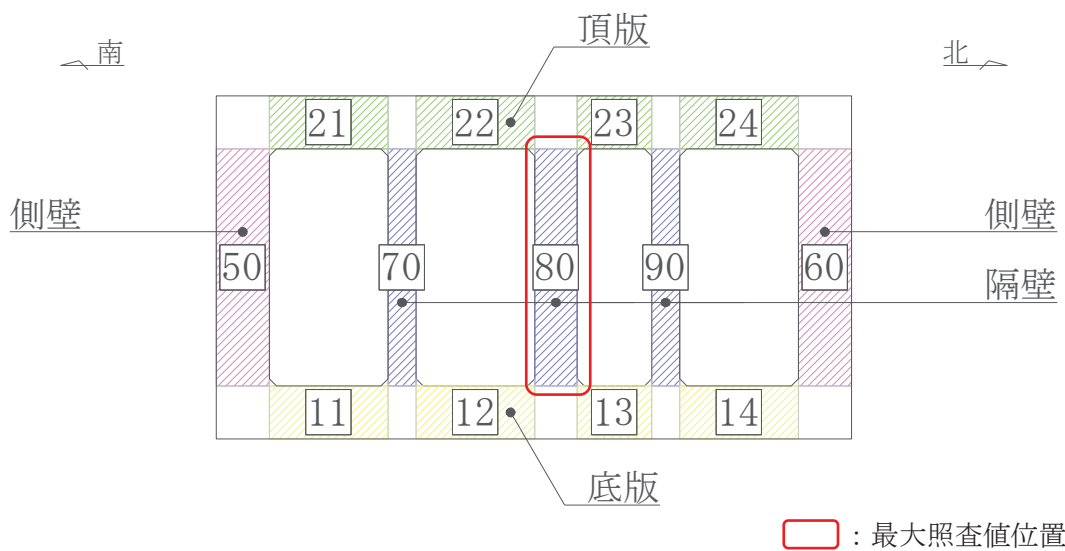


図 3-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部） Ccb 工法の適用部材における最大照査位置

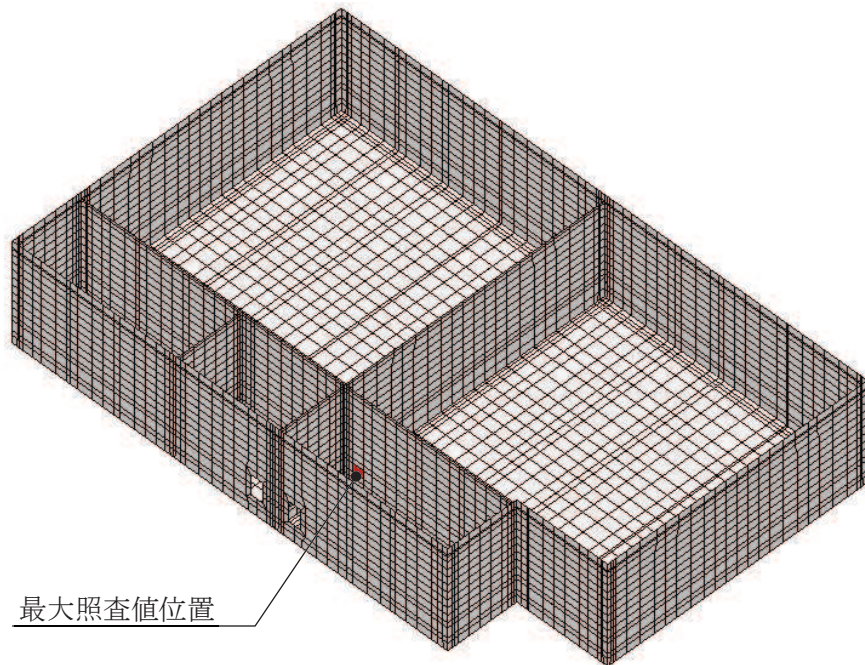
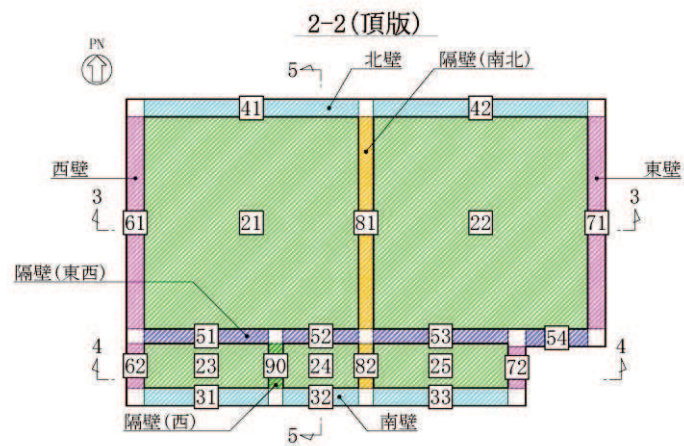
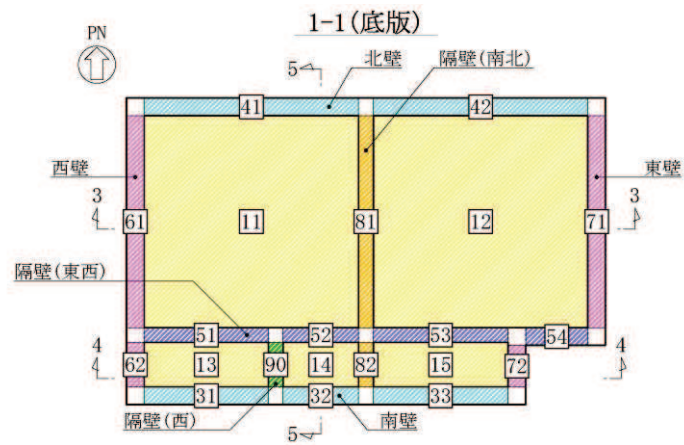


図 3-3 軽油タンク室 CCb 工法の適用部材における最大照査位置

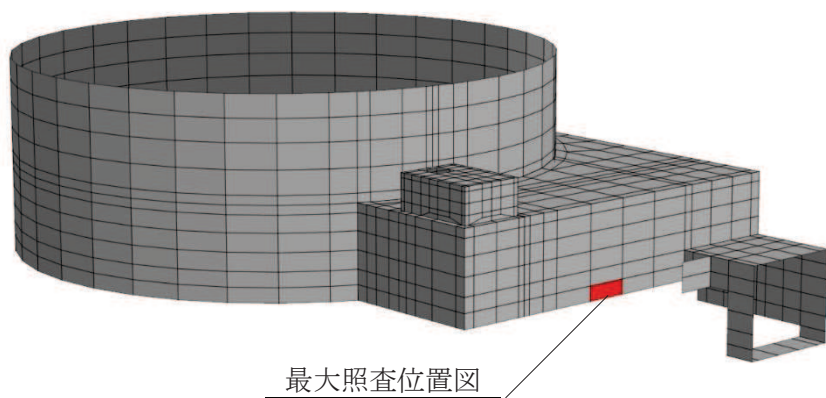
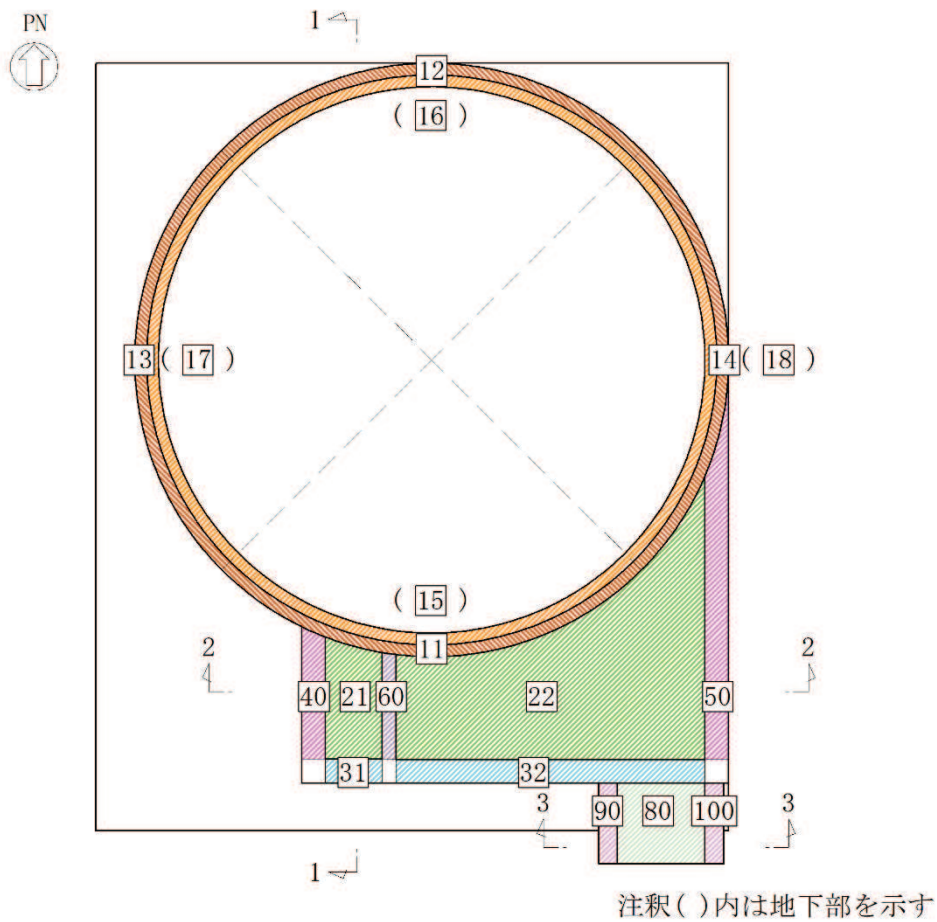


図 3-4 復水貯蔵タンク基礎 Ccb 工法の適用部材における最大照査位置

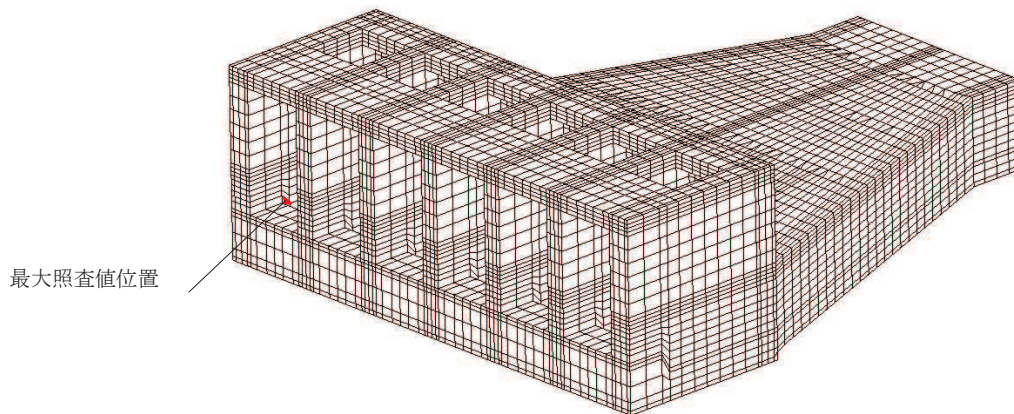
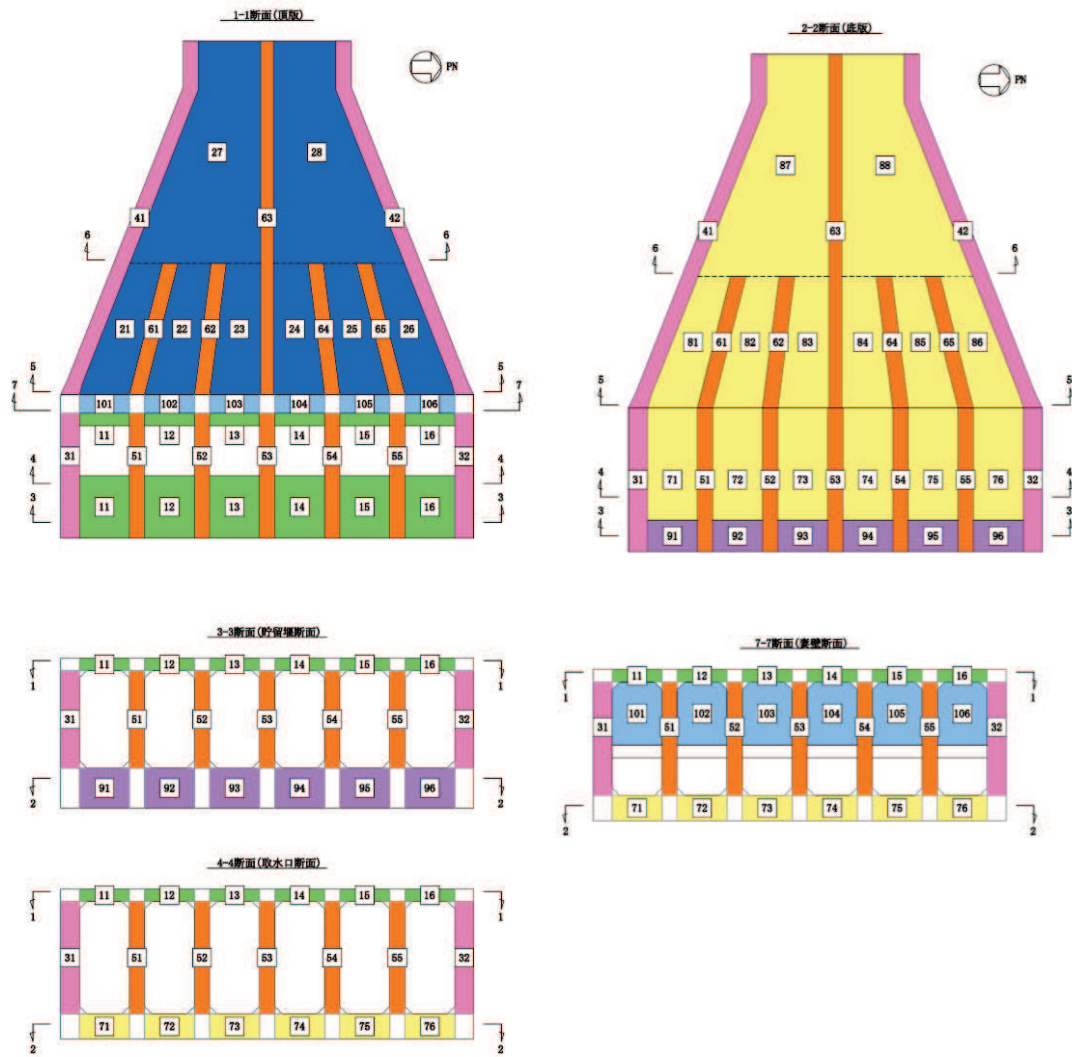


図 3-5 取水口 Ccb 工法の適用部材における最大照査位置

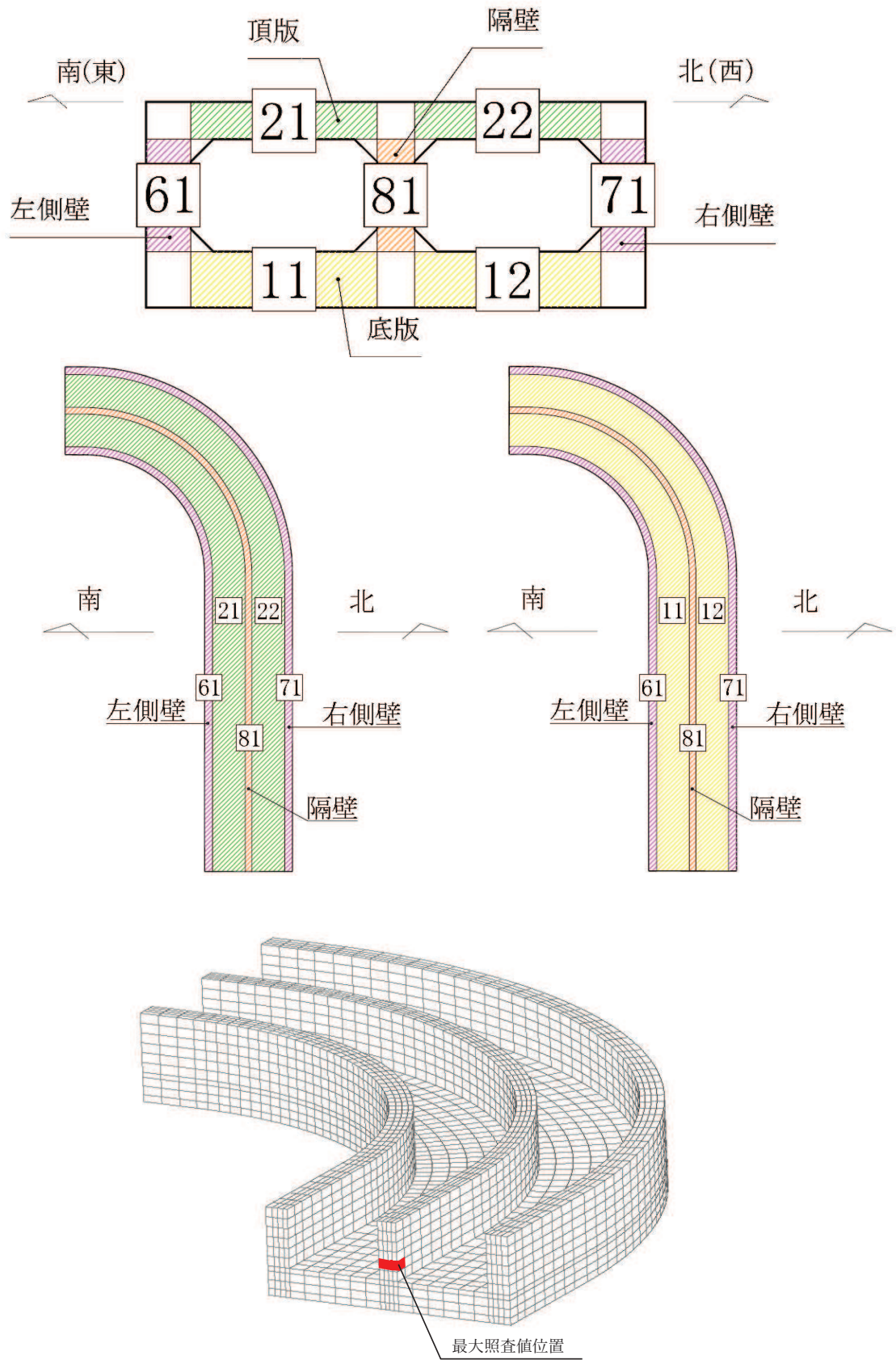


図 3-6 取水路（標準部） Ccb 工法の適用部材における最大照査位置

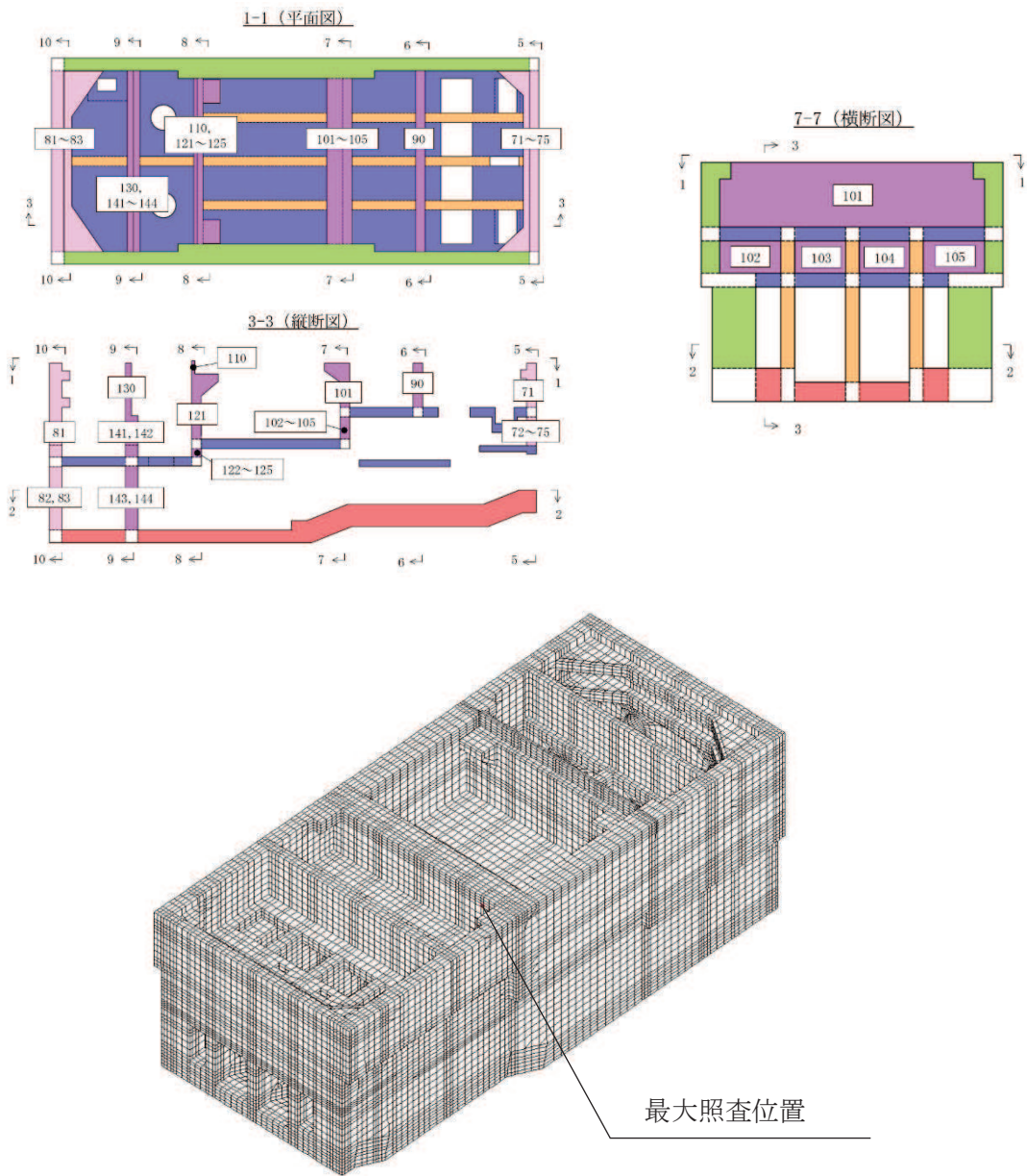
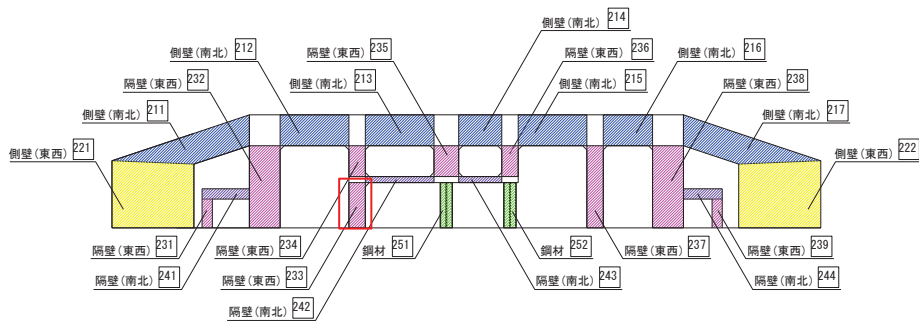
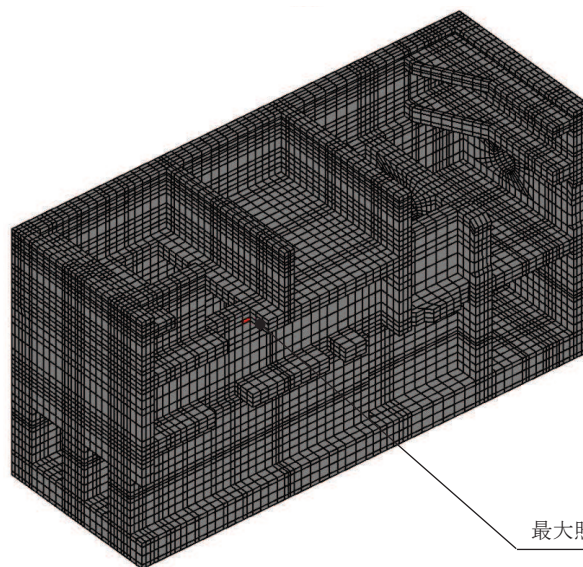
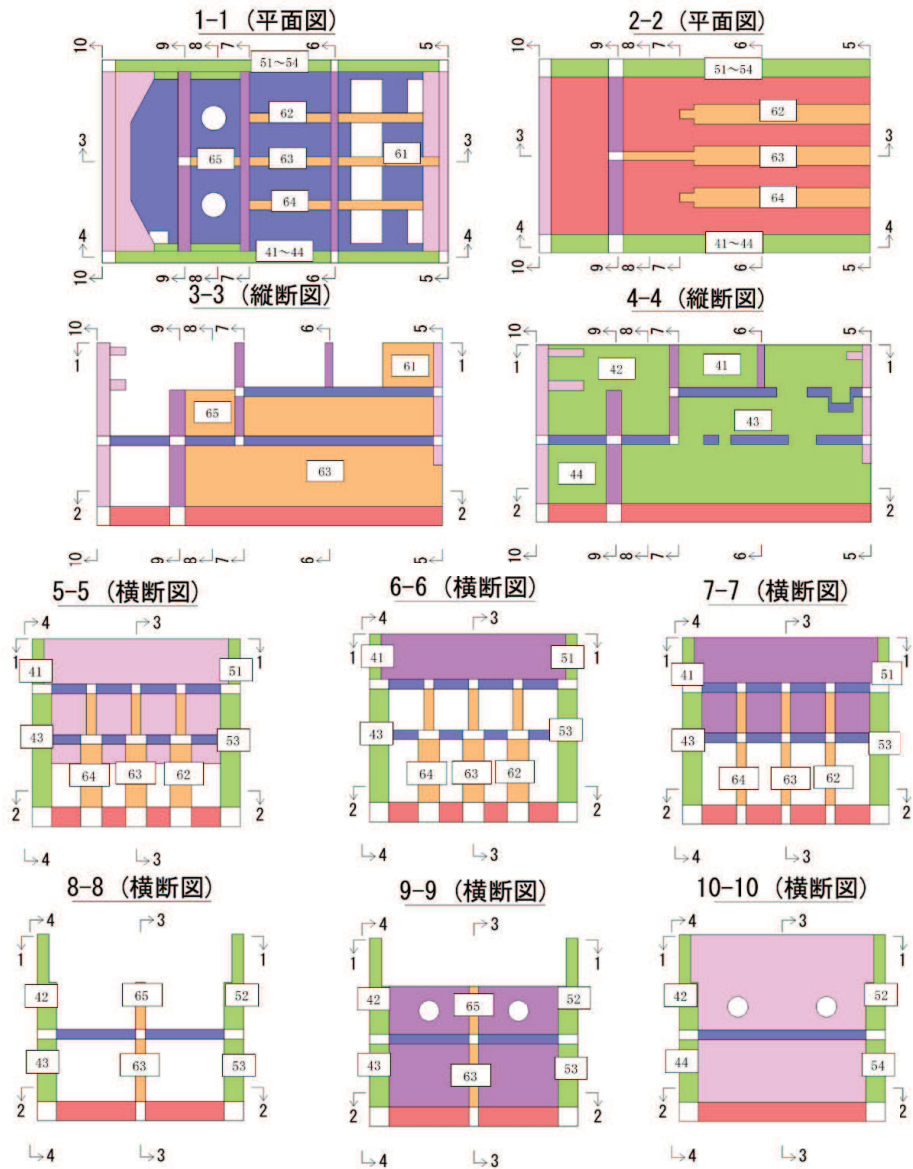


図 3-7 海水ポンプ室 Ccb 工法適用部材における最大照査位置



□ : 最大照査値位置

図 3-8 海水配管ダクト（鉛直部）（断面②） Ccb 工法の適用部材における最大照査位置



最大照査位置

注：手前の側壁は非表示としている。

図 3-9 第 3 号機海水ポンプ室 Ccb 工法の適用部材における最大照査位置

資料 1- (参考) 6-添 8-24

3.2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果

曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、CCb工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、コンクリート及び鉄筋のひずみが、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： 2000μ ，主筋ひずみ： 1725μ ）を下回ることを確認し、両者のうち最大照査値となる部材の評価結果を表3-2に示す。なお、取水路（漸拡部）及び原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）については、照査用曲げモーメントが降伏曲げモーメントを下回ることを確認する。

表3-2 Ccb工法を適用する部材における曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果

構造物	部材	解析ケース	地震動	照査値
取水路（漸拡部）	隔壁 90	④	S s - F 2 - +	0.70
原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）	隔壁 80	③	S s - N 1 - +	0.61
軽油タンク室	隔壁（南北） 82	③	S s - D 2 + +	0.03
復水貯蔵タンク基礎	しゃへい壁（地中部） 17	①	S s - D 2 - +	0.14
取水口	導流壁 55	③	S s - D 2 - +	0.90
取水路（標準部）	曲線部：頂版 22	③	S s - N 1 - +	0.36
海水ポンプ室	底版 1	②	S s - N 1 + +	0.97
原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）	側壁（南北） 512	③	S s - N 1 - +	0.91
第3号機海水ポンプ室	中床版 14	③	S s - N 1 - +	0.85

3.3 壁部材の面内せん断に対する照査結果

箱型構造物の壁部材の面内せん断に対する照査において、CCb 工法を適用する部材は、「添付資料 6 面内荷重と面外荷重が作用する部材への CCb 工法の適用性の検討」で行った数値解析より、照査用面内せん断ひずみが 750μ を下回ることを確認する。照査用面内せん断ひずみが最大となる部材の評価結果を表 3-3 に、各構造物の評価部材位置図を図 3-10 から図 3-14 示す。

表 3-3 CCb 工法を適用する部材における壁部材の面内せん断に対する照査結果

構造物	部材		解析ケース	地震動		照査用面内せん断ひずみ
軽油タンク室	隔壁 (南北)	80	③	S s - D 2	++	168μ
復水貯蔵タンク基礎	隔壁	60	①	S s - D 1	-+	192μ
海水ポンプ室	妻壁	70	③	S s - N 1	++	367μ
取水口	妻壁	100	①	S s - D 2	-+	124μ
第 3 号機海水ポンプ室	隔壁	110	⑥	S s - N 1	++	543μ

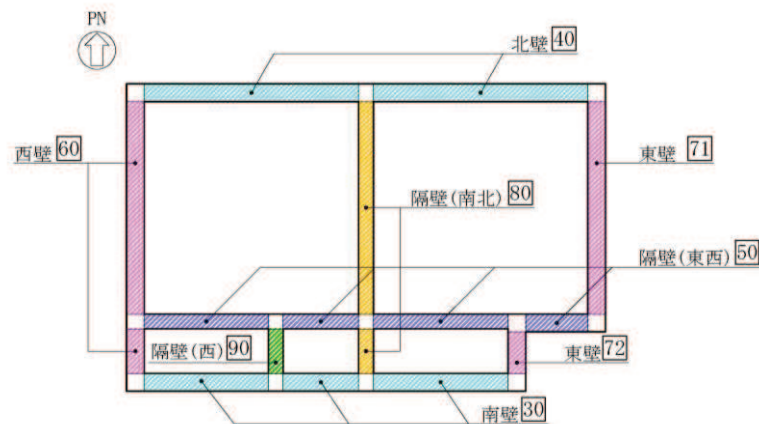


図 3-10 評価部材位置 (軽油タンク室)

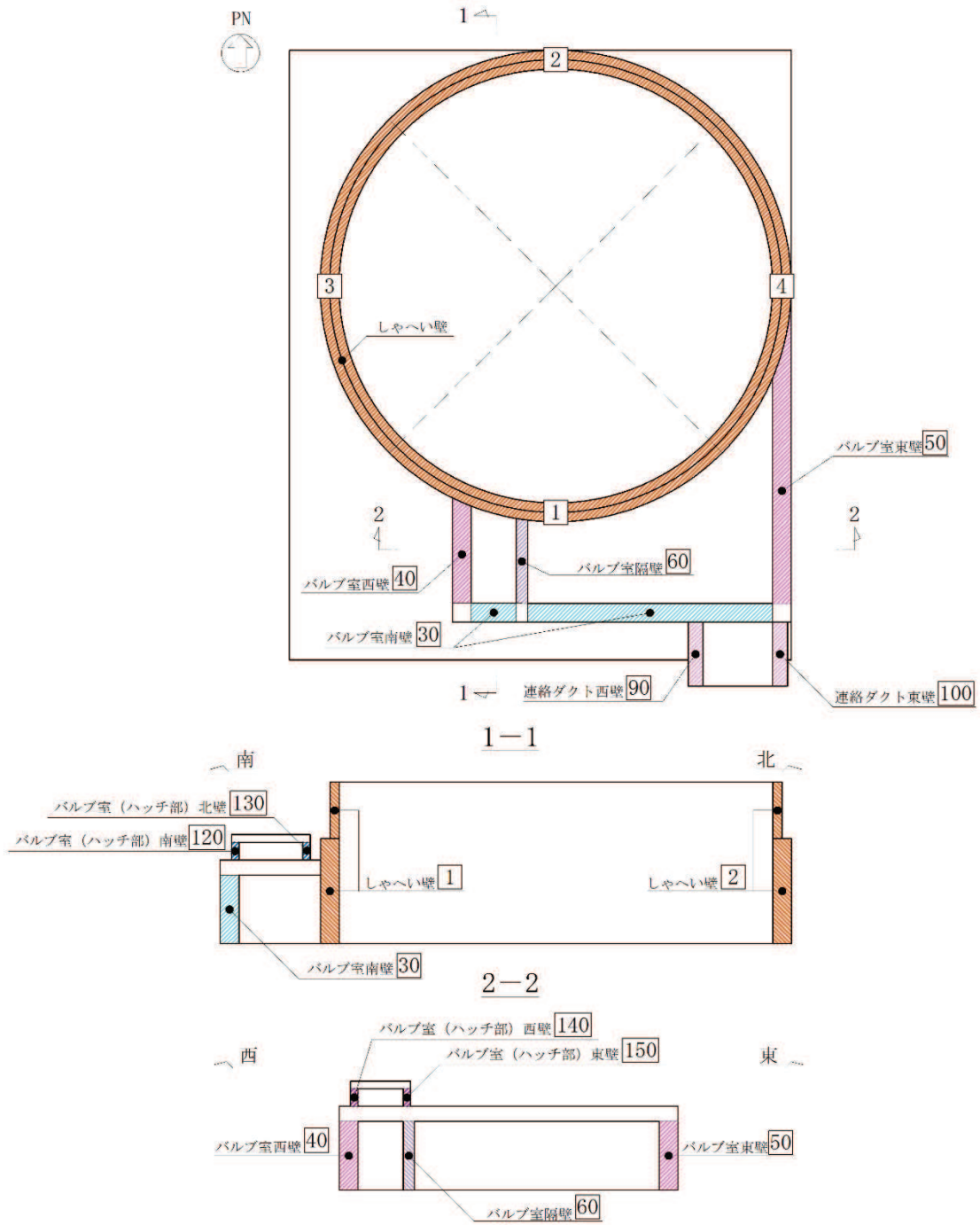
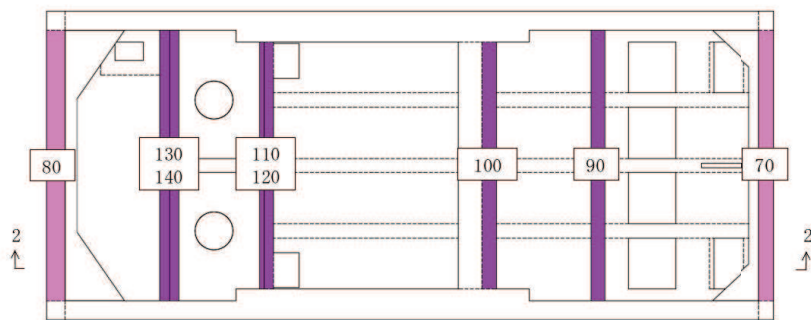


図 3-11 評価部材位置 (復水貯蔵タンク基礎)

1-1 (平面図)



2-2 (縦断面図)

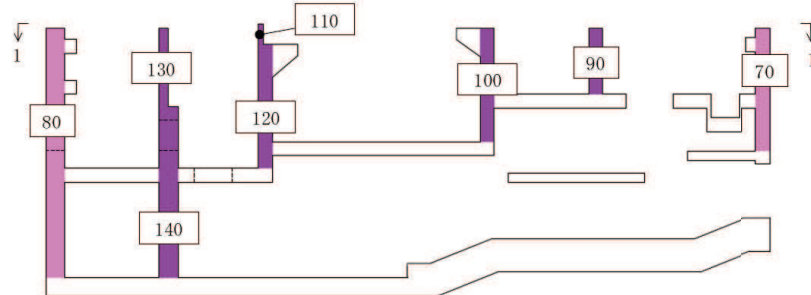


図 3-12 評価部材位置 (海水ポンプ室)

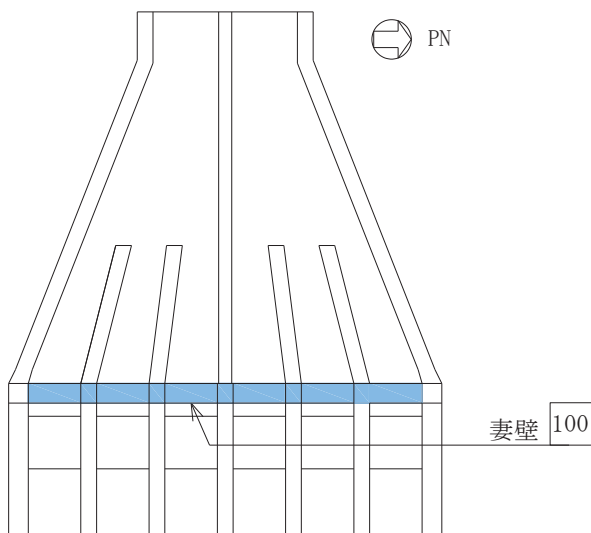


図 3-13 評価部材位置 (取水口)

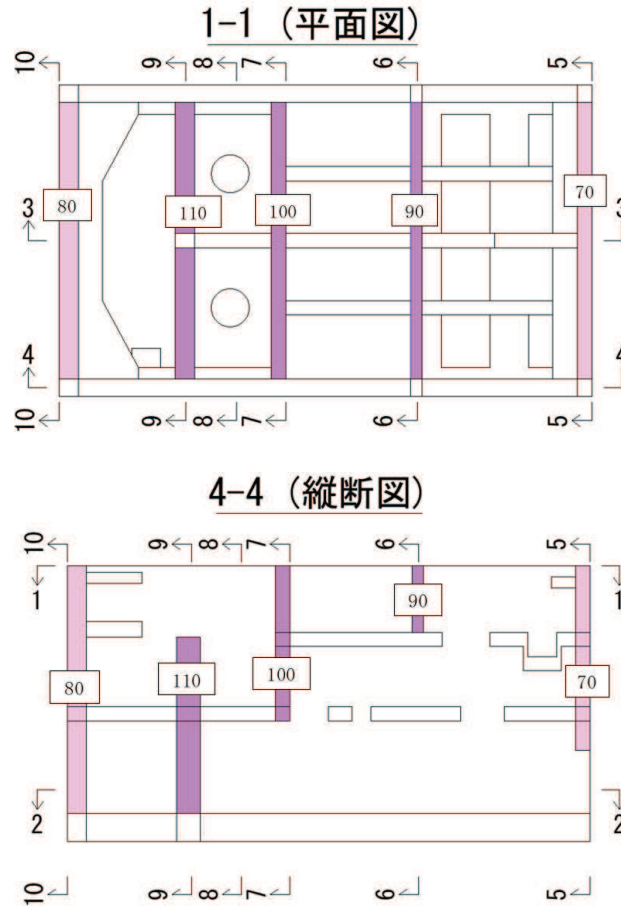


図 3-14 評価部材位置 (第 3 号機海水ポンプ室)

4. まとめ

屋外重要土木構造物等のうち CCb 工法による耐震補強対象の構造物が基準地震動 S_s に対して、CCb 工法の以下の 3 つの条件を満足することで、CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

- ・ 棒部材式によるせん断耐力による照査で、照査値が **おおむね** 0.8 程度であること
- ・ 部材はおおむね弾性範囲であること
- ・ 面内変形する可能性のある部材は面内せん断ひずみが 750μ 未満であること

資料3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価


目 次

1. 評価方法	資料 3-1
2. 評価条件	資料 3-1
2.1 構造概要	資料 3-1
2.2 評価対象断面の方向	資料 3-6
2.3 評価対象断面の選定	資料 3-7
2.4 使用材料及び材料の物性値	資料 3-10
2.5 地盤物性値	資料 3-10
2.6 評価構造物諸元	資料 3-16
2.6.1 土砂部 (断面①及び③)	資料 3-16
2.6.2 岩盤部 (断面⑤)	資料 3-17
2.7 地下水位	資料 3-18
2.8 耐震評価フロー	資料 3-20
2.9 適用規格	資料 3-22
3. 地震応答解析	資料 3-25
3.1 地震応答解析手法	資料 3-25
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 3-28
3.2.1 解析モデル領域	資料 3-28
3.2.2 境界条件	資料 3-30
3.2.3 構造物のモデル化	資料 3-36
3.2.4 地盤のモデル化	資料 3-38
3.2.5 ジョイント要素の設定	資料 3-38
3.2.6 材料特性の設定	資料 3-42
3.3 減衰定数	資料 3-45
3.4 荷重の組合せ	資料 3-59
3.4.1 機器・配管荷重	資料 3-60
3.4.2 外水圧	資料 3-60
3.4.3 積載荷重	資料 3-61
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 3-62
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 3-62
3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース	資料 3-74
4. 評価内容	資料 3-81
4.1 入力地震動の設定	資料 3-81
4.2 許容限界の設定	資料 3-166
4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 3-166
4.2.2 せん断破壊に対する許容限界 (せん断耐力式によるせん断耐力)	資料 3-169
4.2.3 せん断破壊に対する許容限界 (材料非線形解析によるせん断耐力)	資料 3-173

4. 2. 4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界.....	資料 3-186
5. 評価結果	資料 3-187
5. 1 地震応答解析結果	資料 3-187
5. 1. 1 解析ケースと照査値	資料 3-188
5. 1. 2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 3-202
5. 1. 3 断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 3-204
5. 1. 4 断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 3-206
5. 1. 5 最大せん断ひずみ分布	資料 3-212
5. 1. 6 過剰間隙水圧比分布	資料 3-219
5. 2 構造部材の健全性に対する評価結果.....	資料 3-221
5. 2. 1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果.....	資料 3-221
5. 2. 2 せん断破壊に対する評価結果.....	資料 3-231
5. 3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	資料 3-264
5. 3. 1 土砂部（断面①）	資料 3-264
5. 3. 2 岩盤部（断面⑤）	資料 3-267
6. まとめ	資料 3-269

参考資料

参考資料 1	機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース	資料 3- (参考) 1-1
参考資料 2	静的地震力に対する耐震評価	資料 3- (参考) 2-1
参考資料 3	断層交差部の影響評価	資料 3- (参考) 3-1
参考資料 4	地下水位の設定による影響	資料 3- (参考) 4-1
参考資料 5	非線形はり要素のモデル化方法に関する補足	資料 3- (参考) 5-1
参考資料 6	軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について	資料 3- (参考) 6-1

 : 記載適正化範囲

5.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価における解析ケースについては、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき設定する。

土砂部（断面①）については、全応力解析及び有効応力解析の両解析により耐震評価を行うことから、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①（全応力解析）及びケース⑥（有効応力解析）を基本ケースとし、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、照査値が 0.5 を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて、全応力解析の場合はケース②～④、有効応力解析の場合はケース⑦及び⑧を実施する。

岩盤部（断面⑤）については、全応力解析により耐震評価を行うことから、ケース①（全応力解析）を基本ケースとし、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、照査値が 0.5 を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて、ケース②～④を実施する。

また、上記実施ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

以下に、排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する照査、せん断破壊に対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査結果を示す。なお、評価位置を図 5-1 に示す。

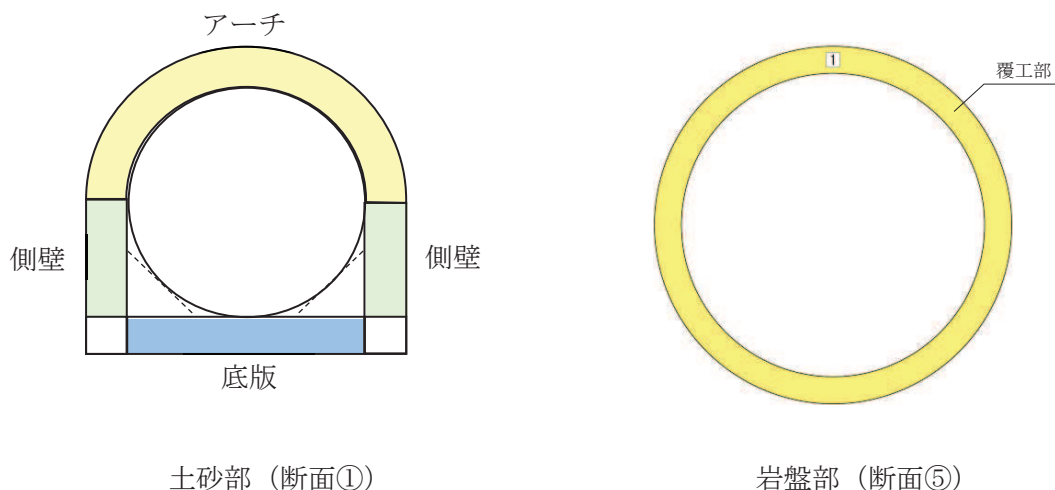


図 5-1 評価位置図

(1) 土砂部（断面①）

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 5-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、全応力解析においては限界層間変形角又は限界ひずみを許容限界とし、有効応力解析においては、降伏曲げモーメントを許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(1) 土砂部（断面①）」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.79 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*1, 2			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.66			
	-+	0.63			
S s - D 2	++	0.79	0.79	0.78	0.79
	-+	0.74			0.75
S s - D 3	++	0.62			
	-+	0.58			
S s - F 1	++	0.63			
	-+	0.63			
S s - F 2	++	0.70			
	-+	0.67			
S s - F 3	++	0.40			
	-+	0.38			
S s - N 1	++	0.57	0.56	0.59	0.58
	-+	0.59			

注記*1：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果（層間変形角）とSクラスの施設を支持する機能に対する評価結果（ひずみ）の厳しい方を記載。

*2：赤枠は、前述図3-25のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 5-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*1, 2		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S _s -D 1	++	0.55		
	-+	0.55		
S _s -D 2	++	0.61		
	-+	0.62		
S _s -D 3	++	0.66		
	-+	0.67	0.67	0.67
S _s -F 1	++	0.67		
	-+	0.67		
S _s -F 2	++	0.63		
	-+	0.64		
S _s -F 3	++	0.46		
	-+	0.45		
S _s -N 1	++	0.62		
	-+	0.62		

注記*1：照査値は、構造部材の健全性に対する評価結果（層間変形角）とSクラスの施設を支持する機能に対する評価結果（曲げモーメント）の厳しい方を記載

*2：赤枠は、前述図3-25のフローに基づき、解析ケース⑦及び⑧を実施する地震動の基本ケース⑥の照査値を示す。

b. せん断破壊に対する照査

表 5-2 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、せん断耐力を許容限界とする。

せん断破壊に対する照査に用いるせん断耐力は、せん断耐力式により算定しているが、照査値が 1.0 を超えるケースについては、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め照査を行っている。そのため、材料非線形解析により算定したせん断耐力による照査が精緻かつ最も裕度が無い状態となることから、材料非線形解析による照査のうち最も厳しい地震動を用いて、地盤物性及び材料物性のばらつきケースを実施する。参考として、材料非線形解析によりせん断耐力を求めた照査値については、せん断耐力式によるせん断耐力を併記する。

なお、詳細については、「5.2.2 せん断破壊に対する評価結果」のうち「(1) 土砂部(断面①)」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、より高い精度でせん断耐力を評価する材料非線形解析による照査を用い、ばらつきを考慮しても 0.88 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-2(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (アーチ) *

地震動		せん断破壊に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.85			
	-+	0.84			
S s - D 2	++	0.83	0.83	0.82	0.84
	-+	0.86			
S s - D 3	++	0.76			
	-+	0.77			
S s - F 1	++	0.76			
	-+	0.77			
S s - F 2	++	0.81			
	-+	0.80			
S s - F 3	++	0.59			
	-+	0.57			
S s - N 1	++	0.81	0.80	0.82	0.82
	-+	0.80			

注：せん断耐力式による照査値を示す。

注記*：評価位置を図 5-5 に示す。

表 5-2(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（アーチ）*

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S _s -D 1	++	0.65		
	-+	0.64		
S _s -D 2	++	0.72		
	-+	0.73		
S _s -D 3	++	0.77		
	-+	0.76	0.77	0.76
S _s -F 1	++	0.72		
	-+	0.73		
S _s -F 2	++	0.67		
	-+	0.67		
S _s -F 3	++	0.51		
	-+	0.51		
S _s -N 1	++	0.73		
	-+	0.72		

注：せん断耐力式による照査値を示す。

注記*：評価位置を図 5-5 に示す。

表 5-2(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（側壁）*1

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.61* ² (1.69)			
	-+	0.62* ² (1.69)			
S s - D 2	++	0.63* ² (1.61)	0.62* ² (1.61)	0.63* ² (1.61)	0.63* ² (1.63)
	-+	0.59* ² (1.56)			
S s - D 3	++	0.60* ² (1.56)			
	-+	0.61* ² (1.54)			
S s - F 1	++	0.59* ² (1.45)			
	-+	0.62* ² (1.46)			
S s - F 2	++	0.61* ² (1.48)			
	-+	0.66* ² (1.60)			
S s - F 3	++	0.57* ² (1.47)			
	-+	0.52* ² (1.39)			
S s - N 1	++	0.72* ² (1.74)	0.69* ² (1.73)	0.76* ² (1.76)	0.74* ² (1.75)
	-+	0.68* ² (1.72)			

注記 1* : 評価位置を図 5-5 に示す。

注記 2* : 材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、() 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

表 5-2(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（側壁）*1

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S s - D 1	++	0.53*2 (1.23)		
	-+	0.51*2 (1.22)		
S s - D 2	++	0.57*2 (1.33)		
	-+	0.58*2 (1.34)		
S s - D 3	++	0.66*2 (1.34)		
	-+	0.66*2 (1.32)	0.64*2 (1.32)	0.63*2 (1.31)
S s - F 1	++	0.50*2 (1.26)		
	-+	0.60*2 (1.27)		
S s - F 2	++	0.51*2 (1.18)		
	-+	0.51*2 (1.18)		
S s - F 3	++	0.43*2 (1.03)		
	-+	0.41*2 (1.06)		
S s - N 1	++	0.52*2 (1.28)		
	-+	0.50*2 (1.28)		

注記*1：評価位置を図 5-5 に示す。

注記*2：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、() 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

表 5-2(5) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版）*1

地震動		せん断破壊に対する照査*2			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.84*3 (1.36)			
	-+	0.82*3 (1.34)			
S s - D 2	++	0.76*3 (1.24)	0.76*3 (1.24)	0.78*3 (1.25)	0.78*3 (1.25)
	-+	0.86*3 (1.24)			0.87*3 (1.24)
S s - D 3	++	0.77*3 (1.22)			
	-+	0.76*3 (1.21)			
S s - F 1	++	0.79*3 (1.22)			
	-+	0.74*3 (1.19)			
S s - F 2	++	0.75*3 (1.18)			
	-+	0.81*3 (1.25)			
S s - F 3	++	0.69*3 (1.14)			
	-+	0.67*3 (1.09)			
S s - N 1	++	0.87*3 (1.37)	0.86*3 (1.36)	0.88*3 (1.38)	0.88*3 (1.36)
	-+	0.86*3 (1.35)			

注記*1：評価位置を図 5-5 に示す。

注記*2：赤枠は、前述図 3-25 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、（ ）内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

表 5-2(6) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版）*1

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査*2		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S s - D 1	++	0.65*3 (1.03)		
	-+	0.66*3 (1.02)		
S s - D 2	++	0.68*3 (1.04)		
	-+	0.68*3 (1.03)		
S s - D 3	++	0.71*3 (1.08)		
	-+	0.73*3 (1.09)	0.73*3 (1.10)	0.72*3 (1.08)
S s - F 1	++	0.98		
	-+	0.69*3 (1.01)		
S s - F 2	++	0.95		
	-+	0.95		
S s - F 3	++	0.91		
	-+	0.88		
S s - N 1	++	0.98		
	-+	0.97		

注記*1：評価位置を図 5-5 に示す。

注記*2：赤枠は、前述図 3-25 のフローに基づき、解析ケース⑦及び⑧を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。
 なお、() 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

c. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、極限支持力を許容限界とする。なお、詳細については、「5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」のうち「5.3.1 土砂部(断面①)」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、ばらつきを考慮しても極限支持力に基づく許容限界に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-3(1) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.22			
	-+	0.22			
S s - D 2	++	0.22	0.22	0.22	0.22
	-+	0.25			
S s - D 3	++	0.22			
	-+	0.20			
S s - F 1	++	0.21			
	-+	0.22			
S s - F 2	++	0.22			
	-+	0.25			
S s - F 3	++	0.22			
	-+	0.20			
S s - N 1	++	0.24	0.24	0.25	0.24
	-+	0.22			

表 5-3(2) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S _s -D 1	++	0.21		
	-+	0.21		
S _s -D 2	++	0.22		
	-+	0.22		
S _s -D 3	++	0.23		
	-+	0.23	0.23	0.22
S _s -F 1	++	0.21		
	-+	0.21		
S _s -F 2	++	0.20		
	-+	0.20		
S _s -F 3	++	0.20		
	-+	0.19		
S _s -N 1	++	0.22		
	-+	0.21		

(2) 岩盤部（断面⑤）

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表5-4に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(2)岩盤部（断面⑤）」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、保守的な許容限界である短期許容応力度に対して0.67であり、要求機能を満足していると評価できる。

表5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
			①	②	③	④
S s - D 1	++		0.39			
	-+		0.53			
S s - D 2	++		0.45			
	-+		0.61	0.54	0.65	0.67
S s - D 3	++		0.40			
	-+		0.52			
S s - F 1	++		0.53			
	-+		0.52			
S s - F 2	++		0.55			
	-+		0.56			0.61
S s - F 3	++		0.49			
	-+		0.52			
S s - N 1	++		0.43			
	-+		0.42			

注記*：赤枠は、前述図3-25のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

b. せん断破壊に対する照査

表 5-5 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.2 せん断破壊に対する評価結果」のうち「(2) 岩盤部 (断面⑤)」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、保守的な許容限界である短期許容応力度に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-5 せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.32			
	-+	0.32			
S s - D 2	++	0.35			
	-+	0.35	0.34	0.39	0.37
S s - D 3	++	0.29			
	-+	0.32			
S s - F 1	++	0.26			
	-+	0.26			
S s - F 2	++	0.32			
	-+	0.34			
S s - F 3	++	0.26			
	-+	0.24			
S s - N 1	++	0.24			
	-+	0.21			

c. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-6 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、極限支持力を許容限界とする。なお、詳細については、「5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」のうち「5.3.2 岩盤部(断面⑤)」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、ばらつきを考慮しても極限支持力に基づく許容限界に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-6 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.04			
	-+	0.03			
S s - D 2	++	0.04			
	-+	0.04	0.04	0.04	0.04
S s - D 3	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - F 1	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - F 2	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - F 3	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - N 1	++	0.03			
	-+	0.03			

資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価

目 次

1. 評価方法	資料 5-1
2. 評価条件	資料 5-1
2.1 適用規格	資料 5-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 5-4
2.3 耐震評価フロー	資料 5-16
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 5-19
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 5-24
2.6 地盤物性値	資料 5-24
2.7 評価構造物諸元	資料 5-29
2.8 地下水位	資料 5-32
3. 地震応答解析	資料 5-34
3.1 地震応答解析手法	資料 5-34
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 5-37
3.2.1 解析モデル領域	資料 5-37
3.2.2 境界条件	資料 5-39
3.2.3 構造物のモデル化	資料 5-44
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 5-45
3.2.5 地盤及び MMR のモデル化	資料 5-45
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 5-45
3.3 減衰定数	資料 5-51
3.4 荷重の組合せ	資料 5-59
3.4.1 機器・配管荷重	資料 5-60
3.4.2 外水圧	資料 5-64
3.4.3 積載荷重	資料 5-64
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 5-65
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 5-65
4. 二次元構造解析	資料 5-71
4.1 評価対象部材	資料 5-71
4.2 解析方法	資料 5-73
4.3 解析モデルの諸元	資料 5-73
4.3.1 解析モデル	資料 5-73
4.3.2 使用材料及び材料の物性値	資料 5-76
4.4 入力荷重	資料 5-76
4.4.1 常時荷重	資料 5-77
4.4.2 慣性力	資料 5-83
4.4.3 地震時土圧及び周面せん断力	資料 5-86
5. 評価内容	資料 5-89

5.1	入力地震動の設定	資料 5-89
5.2	許容限界の設定	資料 5-118
5.2.1	鉄筋コンクリート部材の健全性に対する許容限界	資料 5-118
5.2.2	鋼材の健全性に対する許容限界	資料 5-143
5.2.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 5-145
6	評価結果	資料 5-146
6.1	地震応答解析結果	資料 5-146
6.1.1	解析ケースと照査値	資料 5-146
6.1.2	作用荷重分布図	資料 5-166
6.1.3	最大せん断ひずみ分布	資料 5-168
6.2	二次元構造解析結果	資料 5-173
6.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する照査	資料 5-173
6.2.2	せん断破壊に対する照査	資料 5-190
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 5-197
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 5-197
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 5-256
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 5-306
7.	まとめ	資料 5-307

参考資料

- 参考資料 1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について・・・資料 5- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する評価結果・・・資料 5- (参考) 2-1
- 参考資料 3 側壁新設部と既設部の接合方法について・・・資料 5- (参考) 3-1
- 参考資料 4 地震応答解析モデルの検証について・・・資料 5- (参考) 4-1
- 参考資料 5 頂版及び底版における側壁の端部モーメントの影響について・・・資料 5- (参考) 5-1
- 参考資料 6 鋼材端部を固定境界とした場合の照査結果・・・資料 5- (参考) 6-1
- 参考資料 7 防潮壁と海水配管ダクト（鉛直部）の相互影響・・・資料 5- (参考) 7-1
- 参考資料 8 耐震評価における地震時荷重の設定の考え方・・・資料 5- (参考) 8-1

 : 記載適正化範囲

6 評価結果

6.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち最大照査値となる地震動・解析ケースの「作用荷重分布図」、曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値となる地震動・解析ケースの「最大せん断ひずみ」を記載する。

6.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の照査において、照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて、ケース②～④を実施する。

また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

(1) 断面①

以下に断面①の曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお、部材の評価位置を図6-1に示す。

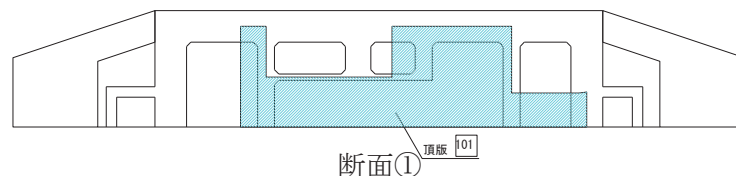


図6-1 評価位置図

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 6-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(1) 断面①」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、保守的な許容限界である短期許容応力度に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

(断面①：頂版) *

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.41			
	-+	0.40			
S s - D 2	++	0.44			
	-+	0.46	0.43	0.48	0.48
S s - D 3	++	0.36			
	-+	0.36			
S s - F 1	++	0.30			
	-+	0.30			
S s - F 2	++	0.35			
	-+	0.30			
S s - F 3	++	0.42			
	-+	0.36			
S s - N 1	++	0.38			
	-+	0.35			

注記*：部材位置を図 6-1 に示す。

b. せん断破壊に対する照査

表 6-2 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.2 せん断破壊に対する評価結果」のうち「(1) 断面①」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.94 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-2 せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（断面①：頂版）*1

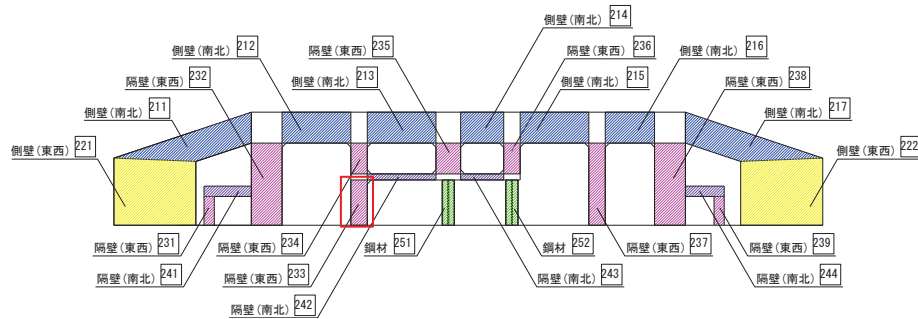
解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.78			
	-+	0.77			
S s - D 2	++	0.85			0.83
	-+	0.88	0.83	0.91	0.94
S s - D 3	++	0.70			
	-+	0.67			
S s - F 1	++	0.56			
	-+	0.56			
S s - F 2	++	0.67			
	-+	0.56			
S s - F 3	++	0.80			
	-+	0.69			
S s - N 1	++	0.72			
	-+	0.66			

注記*1：部材位置を図 6-1 に示す。

*2：赤枠は、前述図 3-23 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

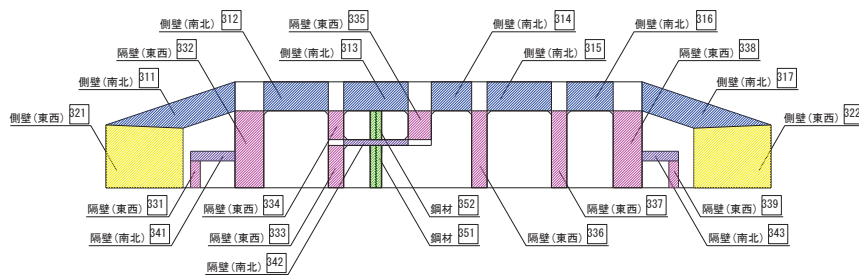
(2) 断面②～⑤

断面②～⑤の曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお、部材の評価位置を図6-2に示す。

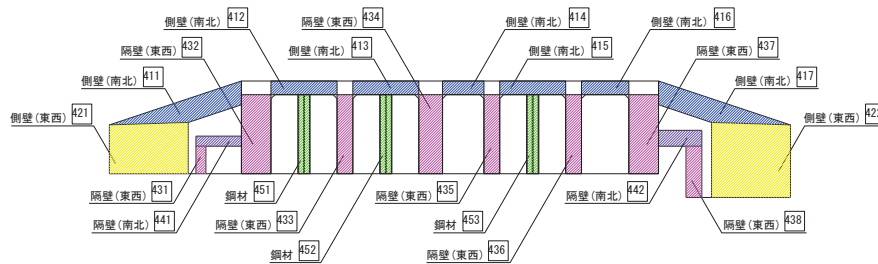


注記*：赤枠はCCb工法を適用している部材を示す。

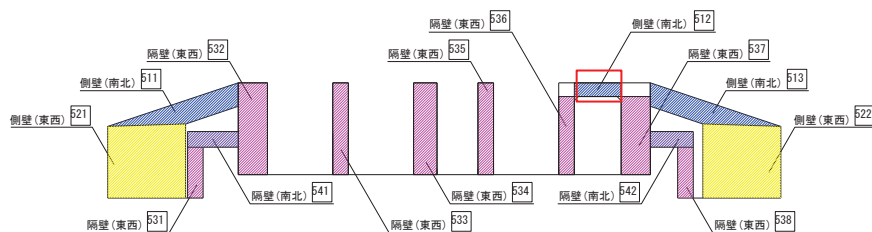
断面②



断面③



断面④



断面⑤

注記*：赤枠はCCb工法を適用している部材を示す。

図6-2 評価部位

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋コンクリート部材）

表 6-3 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋コンクリート部材）の実施ケースと照査値を示す。曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋コンクリート部材）は、限界ひずみを許容限界とする。

表 6-4 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鋼材）の実施ケースと照査値を示す。曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鋼材）は、短期許容応力度を許容限界とする。

なお、これらの詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(2)断面②～⑤」に示す。

鉄筋コンクリート部材の照査値は、ばらつきを考慮しても 0.91 であり、要求機能を満足していると評価できる。

鋼材の照査においては、ばらつきの考慮により照査値が基本ケースから最大 0.02 程度増加することを考慮しても、最大照査値が基本ケースの 0.63 であることは、全ての地震動に対して要求機能を満足していると評価できる。

表 6-3(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：側壁（南北））*1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2, 3 （鉄筋コンクリート部材）			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.74			
	-+	0.71			
S s - D 2	++	0.74	0.76	0.70	0.72
	-+	0.79		0.76	
S s - D 3	++	0.68			
	-+	0.69			
S s - F 1	++	0.60			
	-+	0.64			
S s - F 2	++	0.70			
	-+	0.71			
S s - F 3	++	0.67			
	-+	0.67			
S s - N 1	++	0.69			
	-+	0.84	0.79	0.91	0.79

注記*1：部材位置を図 6-2 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

*3：赤枠は、前述図 3-23 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 6-3(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：側壁（東西））*1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2 （鉄筋コンクリート部材）			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.61			
	-+	0.61			
S s - D 2	++	0.60	0.61	0.57	0.53
	-+	0.59			
S s - D 3	++	0.54			
	-+	0.52			
S s - F 1	++	0.47			
	-+	0.44			
S s - F 2	++	0.52			
	-+	0.52			
S s - F 3	++	0.54			
	-+	0.55			
S s - N 1	++	0.52			
	-+	0.53	0.53	0.56	0.47

注記*1：部材位置を図 6-2 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-3(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (鉄筋コンクリート部材)
(断面②～⑤: 隔壁 (南北)) *1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2 (鉄筋コンクリート部材)			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.52			
	-+	0.59			
S s - D 2	++	0.52	0.51	0.54	0.49
	-+	0.51			
S s - D 3	++	0.48			
	-+	0.49			
S s - F 1	++	0.42			
	-+	0.39			
S s - F 2	++	0.51			
	-+	0.48			
S s - F 3	++	0.49			
	-+	0.57			
S s - N 1	++	0.54			
	-+	0.45	0.45	0.47	0.45

注記*1: 部材位置を図 6-2 に示す。

*2: 照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-3(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：隔壁（東西））*1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2 （鉄筋コンクリート部材）			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.53			
	-+	0.52			
S s - D 2	++	0.54	0.55	0.51	0.56
	-+	0.52			
S s - D 3	++	0.46			
	-+	0.46			
S s - F 1	++	0.43			
	-+	0.44			
S s - F 2	++	0.51			
	-+	0.51			
S s - F 3	++	0.45			
	-+	0.46			
S s - N 1	++	0.46			
	-+	0.53	0.53	0.58	0.55

注記*1：部材位置を図 6-2 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鋼材）
 (断面②～④) *1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2 (鋼材)			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.53			
	-+	0.63			
S s - D 2	++	0.59	0.58	0.61	0.55
	-+	0.61			
S s - D 3	++	0.57			
	-+	0.61			
S s - F 1	++	0.53			
	-+	0.43			
S s - F 2	++	0.55			
	-+	0.48			
S s - F 3	++	0.61			
	-+	0.63			
S s - N 1	++	0.61			
	-+	0.44	0.41	0.43	0.33

注記*1：部材位置を図 6-2 に示す。

注記*2：照査値は、応力の照査と座屈に対する安定の照査のうち厳しい方を記載。

b. せん断破壊に対する照査

表 6-5 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、せん断耐力を許容限界とする。せん断破壊に対する照査に用いるせん断耐力は、せん断耐力式により算定しているが、照査値が 1.0 を超えるケースについては、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め照査を行っている。

CCb 工法を適用する部材の照査値は、せん断耐力式に CCb の定着効果を考慮したものであり、保守性を有した設計としている。そのため、材料非線形解析により算定したせん断耐力による照査が精緻かつ最も裕度が無い状態となることから、材料非線形解析による照査のうち最も厳しい地震動を用いて、地盤物性及び材料物性のばらつきケースを実施する。

参考として、材料非線形解析によりせん断耐力を求めた照査値については、せん断耐力式によるせん断耐力を併記する。また、CCb 工法を適用する部材については、設計上の配慮として設定した、照査値をおおむね 0.8 程度に抑えられているのかを確認するため、せん断耐力式による照査値が 0.8 を超える解析ケースに対して、CCb 工法を適用する部材位置の照査値を併記する。

なお、詳細については、「6.3.2 せん断破壊に対する評価結果」のうち「(2) 断面②～⑤」に示す。

鉄筋コンクリート部材の照査値は、より高い精度でせん断耐力を評価する材料非線形解析による照査を用い、ばらつきを考慮しても 0.90 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-5(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：側壁（南北*¹））*²

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査* ⁴			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.43* ³ (1.36) 【0.46】			
	-+	0.55* ³ (1.12) 【0.41】			
S s - D 2	++	0.59* ³ (1.05) 【0.41】	0.64* ³ (1.15) 【0.47】	0.54* ³ (1.06) 【0.38】	0.57* ³ (1.66) 【0.41】
	-+	0.53* ³ (1.09) 【0.55】			
S s - D 3	++	0.46* ³ (1.18) 【0.45】			
	-+	0.52* ³ (1.06) 【0.43】			
S s - F 1	++	0.44* ³ (1.13) 【0.35】			
	-+	0.43* ³ (1.06) 【0.40】			

注記*1：図 6-19 に示す側壁（南北）512 に Ccb 工法を適用する。

*2：部材位置を図 6-2 に示す。

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、（ ）内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

*4：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

凡例

（ ）：せん断耐力式による照査値

【 】：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値

表 6-5(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：側壁（南北*1））*2

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*4			
		①	②	③	④
S s - F 2	++	0.45*3 (1.15) 【0.36】			
	-+	0.40*3 (1.26) 【0.38】			
S s - F 3	++	0.39*3 (1.23) 【0.46】			
	-+	0.51*3 (1.05) 【0.43】			
S s - N 1	++	0.57*3 (1.16) 【0.36】			
	-+	0.61*3 (1.07) 【0.59】	0.62*3 (1.09) 【0.48】	0.65*3 (1.16) 【0.62】	0.50*3 (1.57) 【0.56】

注記*1：図 6-19 に示す側壁（南北）512 に Ccb 工法を適用する。

*2：部材位置を図 6-2 に示す。

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、（ ）内に記載の数值は、せん断耐力式による照査値を示す。

*4：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

凡例

（ ）：せん断耐力式による照査値

【 】：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値

表 6-5(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：側壁（東西*1））*2

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.70			
	-+	0.72			
S s - D 2	++	0.71	0.72	0.71	0.72
	-+	0.70			
S s - D 3	++	0.63			
	-+	0.66			
S s - F 1	++	0.60			
	-+	0.60			
S s - F 2	++	0.70			
	-+	0.69			
S s - F 3	++	0.61			
	-+	0.65			
S s - N 1	++	0.72			
	-+	0.68	0.68	0.72	0.68

注：せん断耐力式による照査値を示す。

注記*1：側壁（東西）は，CCb工法を適用していない。

*2：部材位置を図 6-2 に示す。

表 6-5(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (鉄筋コンクリート部材)
(断面②~⑤: 隔壁 (南北*1)) *2

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.43* ³ (-)			
	-+	0.51* ³ (-)			
S s - D 2	++	0.46* ³ (-)	0.46* ³ (-)	0.47* ³ (-)	0.42* ³ (-)
	-+	0.45* ³ (-)			
S s - D 3	++	0.41* ³ (-)			
	-+	0.43* ³ (-)			
S s - F 1	++	0.37* ³ (-)			
	-+	0.34* ³ (-)			
S s - F 2	++	0.41* ³ (-)			
	-+	0.36* ³ (-)			
S s - F 3	++	0.43* ³ (-)			
	-+	0.47* ³ (-)			
S s - N 1	++	0.41* ³ (-)			
	-+	0.34* ³ (-)	0.34* ³ (-)	0.34* ³ (-)	0.30* ³ (-)

注記*1: 隔壁 (南北) は, CCb 工法を適用していない。

*2: 部材位置を図 6-2 に示す。

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお, () 内に記載の数値は, せん断耐力式による照査値を示す。「-」は, せん断補強筋が無い部材における引張軸力の発生を示す。

凡例

() : せん断耐力式による照査値

表 6-5(5) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (鉄筋コンクリート部材)
(断面②~⑤: 隔壁 (東西*¹)) *²

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査* ^{3,5}			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.64* ⁴ (1.12) 【0.54】			
	-+	0.75* ⁴ (1.07) 【0.50】			
S s - D 2	++	0.77* ⁴ (1.19) 【0.56】	0.80* ⁴ (1.19) 【0.56】	0.74* ⁴ (1.08) 【0.51】	0.90* ⁴ (1.43) 【0.71】
	-+	0.76* ⁴ (1.12) 【0.52】			0.86* ⁴ (1.35)
S s - D 3	++	0.56* ⁴ (1.16) 【0.45】			
	-+	0.58* ⁴ (1.22) 【0.45】			
S s - F 1	++	0.53* ⁴ (1.11) 【0.46】			
	-+	0.51* ⁴ (1.13) 【0.45】			

注記*1: 図 6-13 示す隔壁 (東西) 233 に Ccb 工法を適用する。

*2: 部材位置を図 6-2 に示す。

*3: 赤枠は、前述図 3-23 のフローに基づき、解析ケース②~④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

*4: 材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、() 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

*5: Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

凡例

() : せん断耐力式による照査値

【 】 : Ccb 工法を適用する部材における最大照査値

表 6-5(6) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：隔壁（東西*¹））*²

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査* ⁴			
		①	②	③	④
S s - F 2	++	0.68* ³ (1.02) 【0.49】			
	-+	0.66* ³ (1.01) 【0.48】			
S s - F 3	++	0.66* ³ (1.01) 【0.47】			
	-+	0.55* ³ (1.25) 【0.47】			
S s - N 1	++	0.67* ³ (1.35) 【0.47】			
	-+	0.70* ³ (1.12) 【0.53】	0.72* ³ (1.12) 【0.55】	0.74* ³ (1.11) 【0.55】	0.86* ³ (1.34) 【0.64】

注記*1：図 6-13 に示す隔壁（東西）233 に Ccb 工法を適用する。

*2：部材位置を図 6-2 に示す。

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、（ ）内に記載の数值は、せん断耐力式による照査値を示す。

*4：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

凡例

（ ）：せん断耐力式による照査値

【 】：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値

(3) 断面⑥

以下に断面⑥の曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお、部材の評価位置を図6-3に示す。

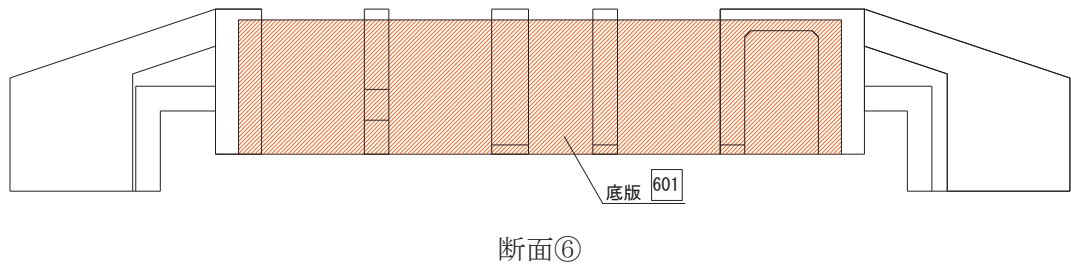


図6-3 評価位置図

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 6-6 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(3) 断面⑥」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.89 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(断面⑥：底版) *1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.76			
	-+	0.75			
S s - D 2	++	0.79			
	-+	0.72			
S s - D 3	++	0.63			
	-+	0.69			
S s - F 1	++	0.64			
	-+	0.62			
S s - F 2	++	0.81	0.76	0.89	0.82
	-+	0.80		0.80	
S s - F 3	++	0.60			
	-+	0.61			
S s - N 1	++	0.78	0.76	0.82	0.80
	-+	0.74			

注記*1：部材位置を図 6-3 に示す。

*2：赤枠は、前述図 3-23 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

b. せん断破壊に対する照査

表 6-7 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.2 せん断破壊に対する評価結果」のうち「(3) 断面⑥」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.78 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-7 せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（断面⑥：底版）*1

地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.66			
	-+	0.64			
S s - D 2	++	0.70			
	-+	0.69			
S s - D 3	++	0.64			
	-+	0.67			
S s - F 1	++	0.61			
	-+	0.54			
S s - F 2	++	0.58	0.58	0.58	0.58
	-+	0.59			
S s - F 3	++	0.66			
	-+	0.69			
S s - N 1	++	0.78	0.77	0.70	0.78
	-+	0.58			

注記*1：部材位置を図 6-3 に示す。

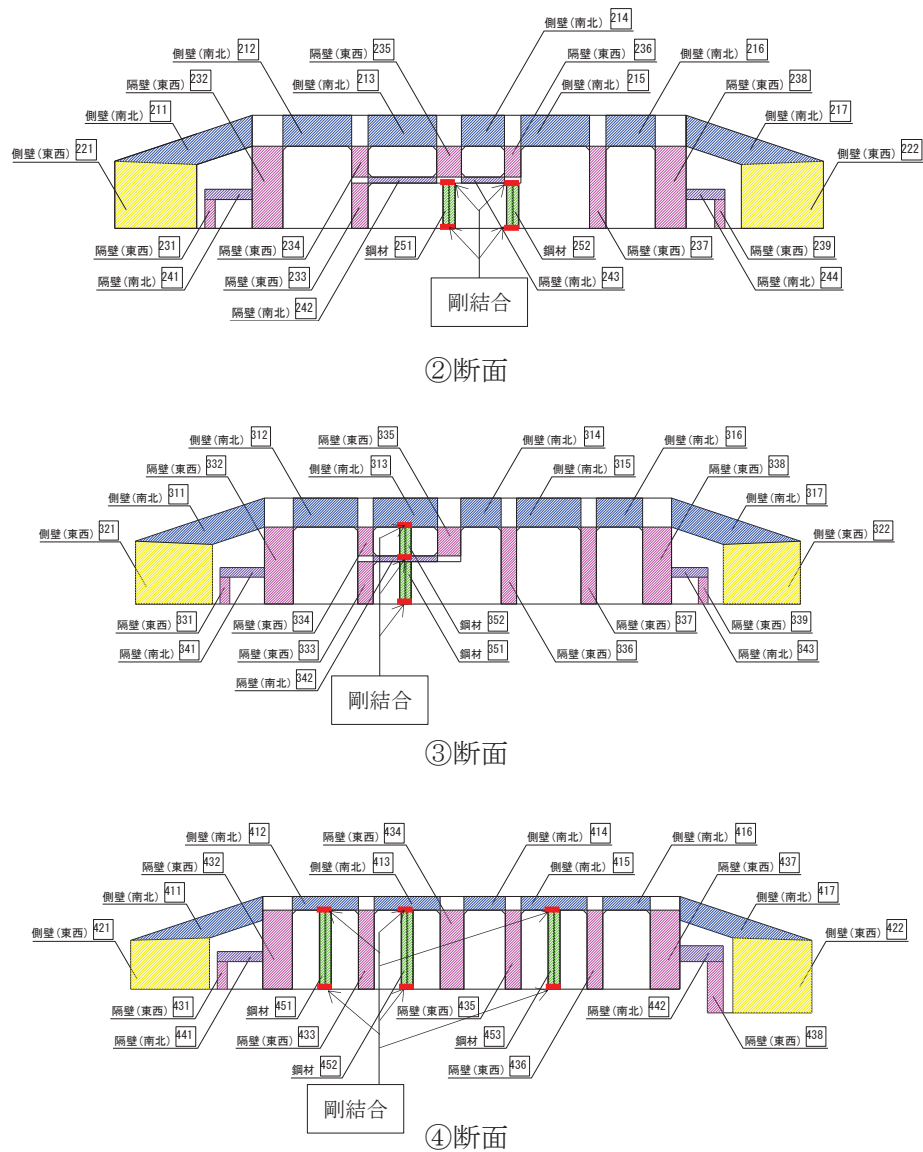
*2：赤枠は、前述図 3-23 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

参考資料 6 鋼材端部を固定境界とした場合の照査結果

1. 概要

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価においては、鉄筋コンクリート躯体のせん断変形に対し保守的に評価するため、鋼材をピン結合でモデル化している。一方、鋼材にとっては固定境界として曲げモーメントを考慮した方が保守的な評価となるため、本資料では剛結合とした場合の照査結果を以下に示す。

2. 解析モデル



※ ①断面、⑤断面は、鋼材なし

図 2-1 解析モデル図

3. 解析ケース

解析ケースは、ピン結合と同じケースの基準地震動 S s 7 波 2 位相(++, -+)及びばらつきケースを実施した。

4. 評価結果

4.1 地震応答解析

地震応答解析結果として、剛結合した鋼材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査のうち最大照査値となる地震動・解析ケースの「応力の照査と座屈に対する安定の照査」のうち厳しい方を記載する。

4.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において、剛結合した鋼材の曲げ・軸力系の破壊の照査において、照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて、ケース②～④を実施する。

(1) 断面②～④

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鋼材）

表4-1に曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鋼材）の実施ケースと照査値を示す。

表4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鋼材）（断面②～④）*1

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2 (鋼材)			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.69			
	-+	0.79			
S _s -D2	++	0.76	0.75	0.78	0.68
	-+	0.76			
S _s -D3	++	0.71			
	-+	0.76			
S _s -F1	++	0.66			
	-+	0.57			
S _s -F2	++	0.69			
	-+	0.63			
S _s -F3	++	0.75			
	-+	0.77			
S _s -N1	++	0.77			
	-+	0.60	0.57	0.58	0.46

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-4に対応する。

*2：照査値は、応力の照査と座屈に対する安定の照査のうち厳しい方を記載。

4.2 二次元構造解析結果

4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

(1) 断面②～④

剛結合した鋼材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表4-2～表4-7に示す。また、各断面で最大照査値となる解析ケースの断面力分布図を図6-1、図6-3及び図6-5に示す。

表4-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面②，鋼材：応力の照査）*1

評価位置*		解析ケース	地震動	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca1}
鋼材	251	①	S s - D 1 (-+)	197	277	0.72

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-14に対応する。

*2：評価位置は図4-2に示す。

表4-3 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面②，鋼材：座屈に対する安定性の照査）*1

評価位置*2		解析ケース	地震動	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_b c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca},$ σ_b / σ_{ba}	照査値
鋼材	251	①	S s - D 1 (-+)	軸力	147	252	0.59	0.79
				強軸 曲げ	45	247	0.19	
				弱軸 曲げ	2	247	0.01	

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-15に対応する。

*2：評価位置は図4-2に示す。

000

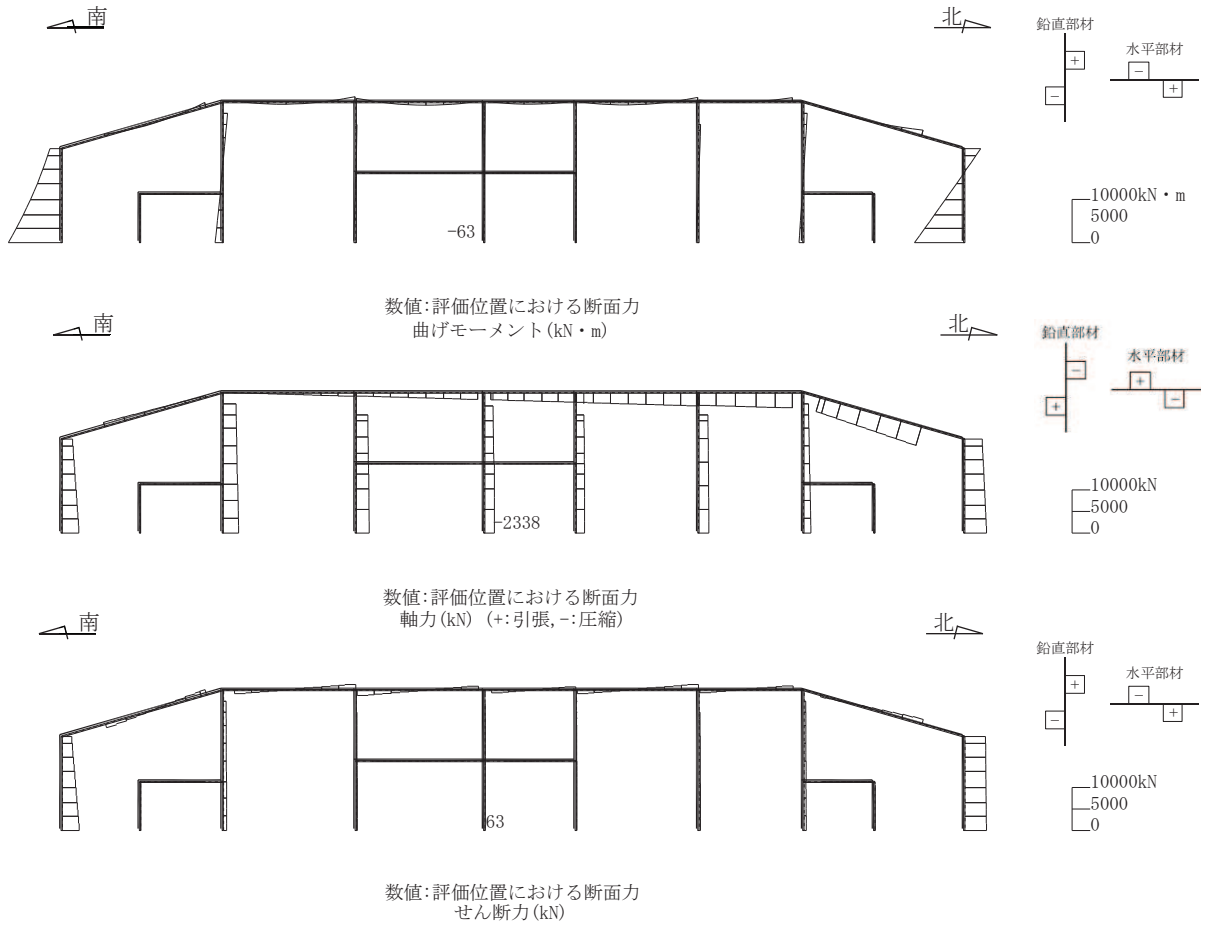


図 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面②, 解析ケース①, S s-D 1 (-+))

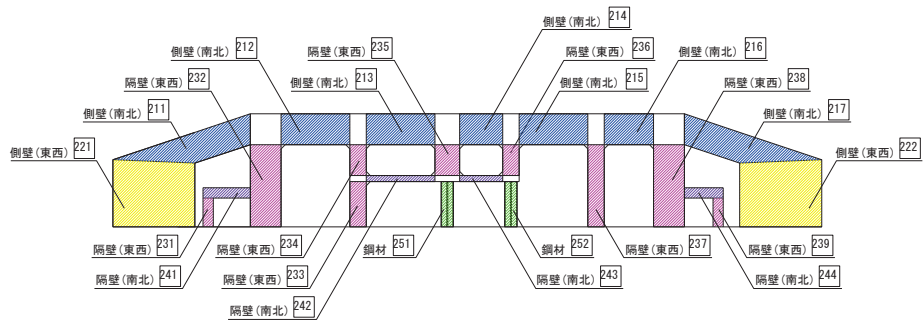


図 4-2 評価位置図 (断面②)

表 4-4 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面③，鋼材：応力の照査）*1

評価位置*2			解析 ケース	地震動	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca} 1
断面③	鋼材	351	②	S s - D 2 (++)	135	277	0.49

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-19 に対応する。

*2：評価位置は図 4-4 に示す。

表 4-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面③，鋼材：座屈に対する安定性の照査）*1

評価位置*2		解析 ケース	地震動	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_b c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca}, σ_{ba} ba (N/mm ²)	個別照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca},$ σ_b / σ_{ba}	照査値
鋼材	351	②	S s - D 2 (++)	軸力	91	242	0.38	0.53
				強軸 曲げ	29	241	0.13	
				弱軸 曲げ	3	250	0.02	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-20 に対応する。

*2：評価位置は図 4-4 に示す。

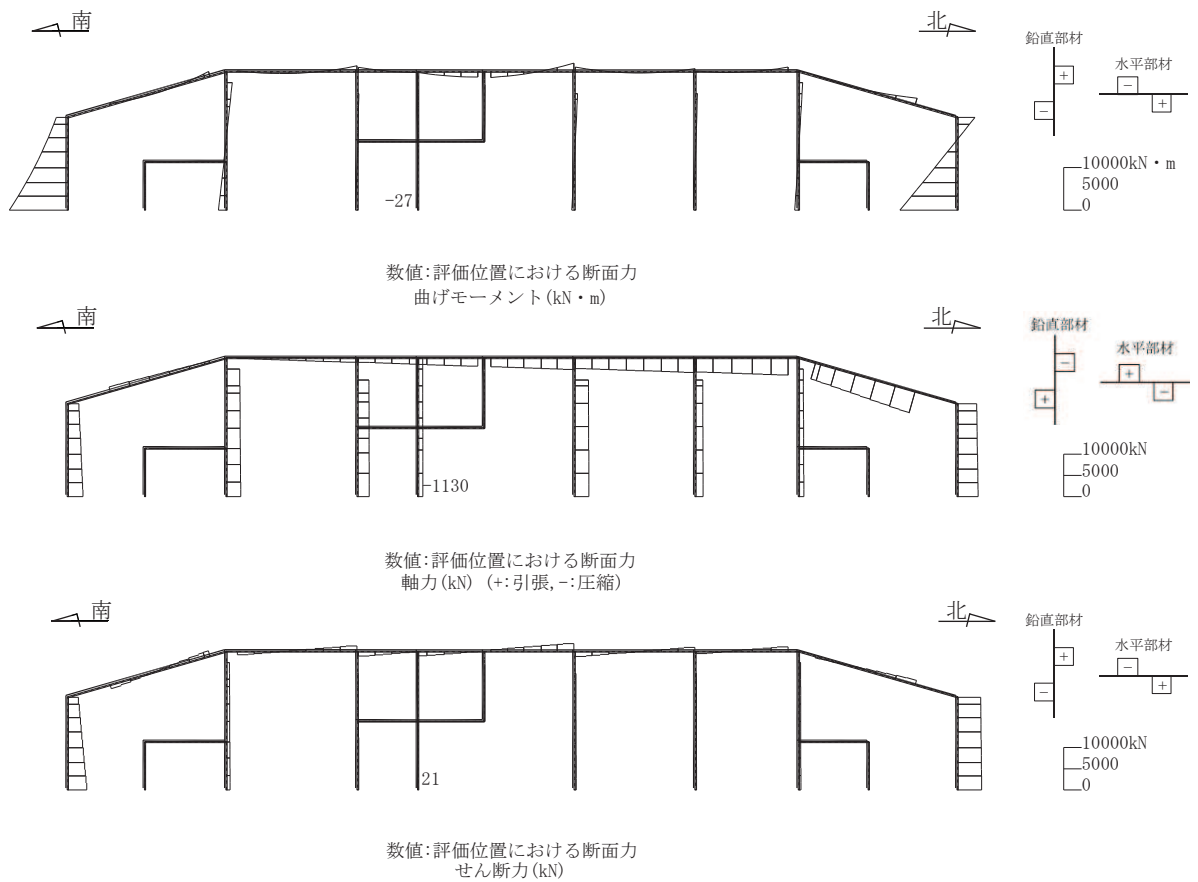


図 4-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面③, 解析ケース②, S_s-D 2 (++))

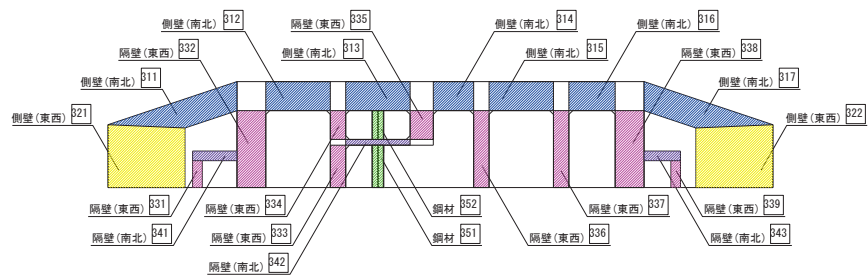


図 4-4 評価位置図 (断面③)

表 4-6 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面④，鋼材：応力の照査）*1

評価位置*2		解析 ケース	地震動	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca} 1
鋼材	451	②	S s - D 2 (++)	114	277	0.42

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-24 に対応する。

*2：評価位置は図 4-6 に示す。

表 4-7 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面④，鋼材：座屈に対する安定性の照査）*1

評価位置*2		解析 ケース	地震動	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_b c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca},$ σ_b / σ_{ba}	照査値
鋼材	451	②	S s - D 2 (++)	軸力	69	190	0.37	0.58
				強軸 曲げ	30	190	0.16	
				弱軸 曲げ	9	210	0.05	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-25 に対応する。

*2：評価位置は図 4-6 に示す。

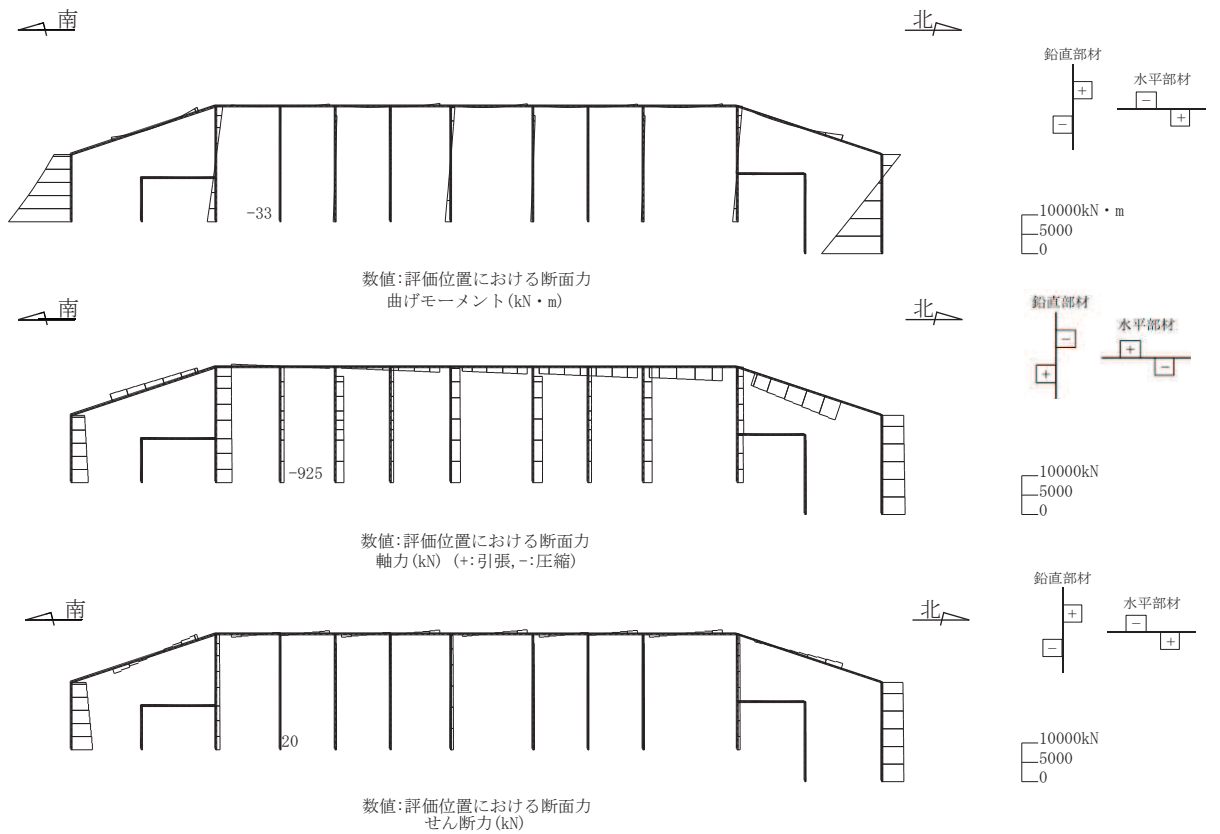


図 4-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面④, 解析ケース②, S s-D 2 (++))

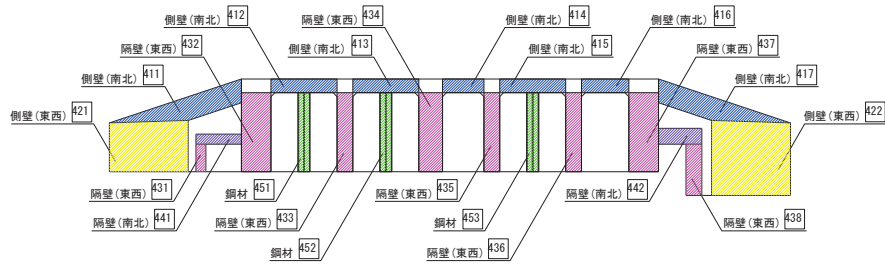


図 4-6 評価位置図 (断面④)

4.3 鋼材の健全性に対する評価結果

4.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(1) 断面②～④

構造強度を有することの確認，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ける剛結合した鋼材の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表4-8及び表4-10に示す。

同表のとおり，全ケースにおいて発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表4-8(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

（断面②，鋼材：応力の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cal} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{cal})	
①	S s - D 1	++	251	172	277	0.63	
		-+	251	197	277	0.72	
	S s - D 2	++	251	188	277	0.68	
		-+	251	190	277	0.69	
	S s - D 3	++	251	177	277	0.64	
		-+	251	189	277	0.69	
	S s - F 1	++	251	166	277	0.60	
		-+	251	142	277	0.52	
	S s - F 2	++	251	173	277	0.63	
		-+	251	157	277	0.57	
	S s - F 3	++	251	187	277	0.68	
		-+	251	192	277	0.70	
	S s - N 1	++	251	191	277	0.69	
		-+	251	148	277	0.54	
	②	S s - D 2	++	251	187	277	0.68
	③	S s - D 2	++	251	194	277	0.71
④	S s - D 2	++	251	169	277	0.62	
②	S s - N 1	-+	251	142	277	0.52	
③	S s - N 1	-+	251	145	277	0.53	
④	S s - N 1	-+	251	115	277	0.42	

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-39(5)に対応する。

*2：評価位置は図4-7に示す。

表 4-8(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面②，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - D 1	++	251	軸力	124	252	0.50	0.69
				強軸曲げ	44	249	0.18	
				弱軸曲げ	2	251	0.01	
		-+	251	軸力	147	252	0.59	0.79
				強軸曲げ	45	247	0.19	
				弱軸曲げ	2	247	0.01	
	S s - D 2	++	251	軸力	137	252	0.55	0.76
				強軸曲げ	45	248	0.19	
				弱軸曲げ	3	249	0.02	
		-+	251	軸力	142	252	0.57	0.76
				強軸曲げ	44	248	0.18	
				弱軸曲げ	2	248	0.01	
	S s - D 3	++	251	軸力	135	252	0.54	0.71
				強軸曲げ	38	248	0.16	
				弱軸曲げ	2	249	0.01	
		-+	251	軸力	144	252	0.58	0.76
				強軸曲げ	41	248	0.17	
				弱軸曲げ	2	247	0.01	
S s - F 1	++	251	軸力	123	252	0.49	0.66	
			強軸曲げ	39	249	0.16		
			弱軸曲げ	2	252	0.01		
	-+	251	軸力	99	252	0.40	0.57	
			強軸曲げ	39	251	0.16		
			弱軸曲げ	2	256	0.01		
S s - F 2	++	251	軸力	127	252	0.51	0.69	
			強軸曲げ	42	249	0.17		
			弱軸曲げ	2	251	0.01		
	-+	251	軸力	111	252	0.45	0.63	
			強軸曲げ	42	250	0.17		
			弱軸曲げ	2	254	0.01		

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-39(6)に対応する。

*2：評価位置は図 4-7 に示す。

表 4-8(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

（断面②，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S _s -F3	++	251	軸力	143	252	0.57	0.75
				強軸曲げ	40	248	0.17	
				弱軸曲げ	2	247	0.01	
		-+	251	軸力	148	252	0.59	0.77
				強軸曲げ	40	247	0.17	
				弱軸曲げ	2	246	0.01	
	S _s -N1	++	251	軸力	142	252	0.57	0.77
				強軸曲げ	45	248	0.19	
				弱軸曲げ	2	248	0.01	
		-+	251	軸力	101	252	0.41	0.60
				強軸曲げ	43	251	0.18	
				弱軸曲げ	2	256	0.01	
②	S _s -D2	++	251	軸力	136	252	0.54	0.75
				強軸曲げ	45	248	0.19	
				弱軸曲げ	3	249	0.02	
③	S _s -D2	++	251	軸力	144	252	0.58	0.78
				強軸曲げ	44	248	0.18	
				弱軸曲げ	3	247	0.02	
④	S _s -D2	++	251	軸力	130	252	0.52	0.68
				強軸曲げ	35	249	0.15	
				弱軸曲げ	2	250	0.01	
②	S _s -N1	-+	251	軸力	95	252	0.38	0.57
				強軸曲げ	43	251	0.18	
				弱軸曲げ	2	257	0.01	
③	S _s -N1	-+	251	軸力	98	252	0.39	0.58
				強軸曲げ	43	251	0.18	
				弱軸曲げ	2	257	0.01	
④	S _s -N1	-+	251	軸力	75	252	0.30	0.46
				強軸曲げ	37	252	0.15	
				弱軸曲げ	2	261	0.01	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-39(7)に対応する。

*2：評価位置は図 4-7 に示す。

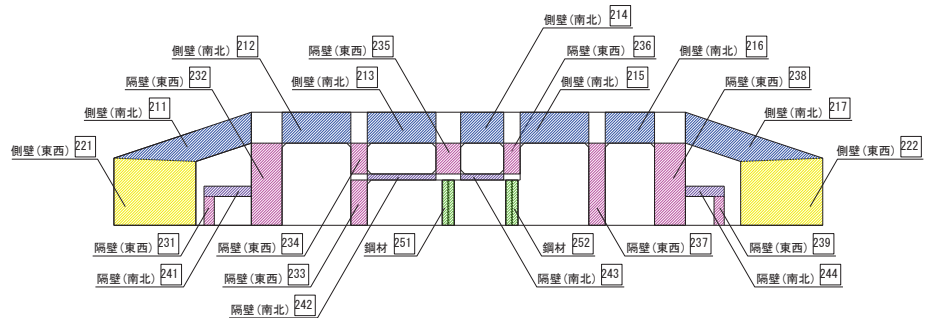


图 4-7 評価位置図 (断面②)

表 4-9(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面③，鋼材：応力の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cal} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{cal})	
①	S s - D 1	++	351	116	277	0.42	
		-+	351	129	277	0.47	
	S s - D 2	++	351	126	277	0.46	
		-+	351	127	277	0.46	
	S s - D 3	++	351	115	277	0.42	
		-+	351	121	277	0.44	
	S s - F 1	++	351	110	277	0.40	
		-+	351	96	277	0.35	
	S s - F 2	++	351	113	277	0.41	
		-+	351	108	277	0.39	
	S s - F 3	++	351	106	277	0.39	
		-+	351	120	277	0.44	
	S s - N 1	++	351	129	277	0.47	
		-+	351	108	277	0.39	
	②	S s - D 2	++	351	135	277	0.49
	③	S s - D 2	++	351	125	277	0.46
④	S s - D 2	++	351	96	277	0.35	
②	S s - N 1	-+	351	114	277	0.42	
③	S s - N 1	-+	351	123	277	0.45	
④	S s - N 1	-+	351	93	277	0.34	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-40(5)に対応する。

*2：評価位置は図 4-8 に示す。

表 4-9(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

（断面③，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - D 1	++	351	軸力	73	242	0.31	0.45
				強軸曲げ	29	242	0.12	
				弱軸曲げ	3	255	0.02	
		-+	351	軸力	87	242	0.36	0.51
				強軸曲げ	29	241	0.13	
				弱軸曲げ	3	251	0.02	
	S s - D 2	++	351	軸力	82	242	0.34	0.49
				強軸曲げ	29	241	0.13	
				弱軸曲げ	3	253	0.02	
		-+	351	軸力	85	242	0.36	0.51
				強軸曲げ	29	241	0.13	
				弱軸曲げ	3	252	0.02	
	S s - D 3	++	351	軸力	78	242	0.33	0.46
				強軸曲げ	25	242	0.11	
				弱軸曲げ	3	254	0.02	
		-+	351	軸力	83	242	0.35	0.48
				強軸曲げ	26	241	0.11	
				弱軸曲げ	3	252	0.02	
S s - F 1	++	351	軸力	74	242	0.31	0.43	
			強軸曲げ	25	242	0.11		
			弱軸曲げ	2	255	0.01		
	-+	351	軸力	60	242	0.25	0.40	
			強軸曲げ	33	244	0.14		
			弱軸曲げ	2	259	0.01		
S s - F 2	++	351	軸力	75	242	0.31	0.44	
			強軸曲げ	28	242	0.12		
			弱軸曲げ	2	255	0.01		
	-+	351	軸力	68	242	0.29	0.43	
			強軸曲げ	28	243	0.12		
			弱軸曲げ	3	257	0.02		

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-40(6)に対応する。

*2：評価位置は図 4-8 に示す。

表 4-9(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

（断面③，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - F 3	++	351	軸力	67	242	0.28	0.42
				強軸曲げ	28	243	0.12	
				弱軸曲げ	3	257	0.02	
		-+	351	軸力	82	242	0.34	0.47
				強軸曲げ	25	241	0.11	
				弱軸曲げ	3	253	0.02	
	S s - N 1	++	351	軸力	90	242	0.38	0.52
				強軸曲げ	28	241	0.12	
				弱軸曲げ	3	250	0.02	
		-+	351	軸力	66	242	0.28	0.41
				強軸曲げ	29	243	0.12	
				弱軸曲げ	2	257	0.01	
②	S s - D 2	++	351	軸力	91	242	0.38	0.53
				強軸曲げ	29	241	0.13	
				弱軸曲げ	3	250	0.02	
③	S s - D 2	++	351	軸力	83	242	0.35	0.49
				強軸曲げ	28	241	0.12	
				弱軸曲げ	3	252	0.02	
④	S s - D 2	++	351	軸力	61	242	0.26	0.38
				強軸曲げ	23	244	0.10	
				弱軸曲げ	3	259	0.02	
②	S s - N 1	-+	351	軸力	72	242	0.30	0.43
				強軸曲げ	27	242	0.12	
				弱軸曲げ	2	256	0.01	
③	S s - N 1	-+	351	軸力	81	242	0.34	0.47
				強軸曲げ	27	242	0.12	
				弱軸曲げ	2	253	0.01	
④	S s - N 1	-+	351	軸力	61	242	0.26	0.36
				強軸曲げ	20	244	0.09	
				弱軸曲げ	2	259	0.01	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-40(7)に対応する。

*2：評価位置は図 4-8 に示す。

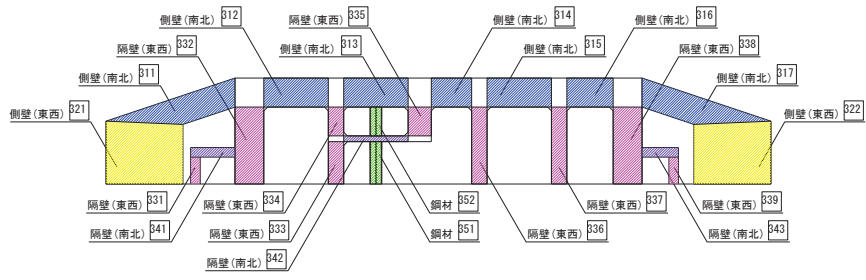


図 4-8 評価位置図 (断面③)

表 4-10(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

（断面④，鋼材：応力の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cal} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{cal})	
①	S s - D 1	++	451	99	277	0.36	
		-+	451	93	277	0.34	
	S s - D 2	++	451	106	277	0.39	
		-+	451	101	277	0.37	
	S s - D 3	++	451	86	277	0.32	
		-+	451	91	277	0.33	
	S s - F 1	++	451	82	277	0.30	
		-+	451	93	277	0.34	
	S s - F 2	++	451	89	277	0.33	
		-+	451	88	277	0.32	
	S s - F 3	++	451	89	277	0.33	
		-+	451	90	277	0.33	
	S s - N 1	++	451	88	277	0.32	
		-+	451	104	277	0.38	
	②	S s - D 2	++	451	114	277	0.42
	③	S s - D 2	++	451	95	277	0.35
	④	S s - D 2	++	451	89	277	0.33
	②	S s - N 1	-+	451	103	277	0.38
③	S s - N 1	-+	451	110	277	0.40	
④	S s - N 1	-+	451	83	277	0.30	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-41(5)に対応する。

*2：評価位置は図 4-9 に示す。

表 4-10(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)

(断面④, 鋼材: 座屈に対する安定の照査) *1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - D 1	++	451	軸力	56	190	0.30	0.51
				強軸曲げ	31	193	0.17	
				弱軸曲げ	7	223	0.04	
		-+	451	軸力	49	190	0.26	0.47
				強軸曲げ	33	195	0.17	
				弱軸曲げ	7	230	0.04	
	S s - D 2	++	451	軸力	62	190	0.33	0.54
				強軸曲げ	31	192	0.17	
				弱軸曲げ	8	217	0.04	
		-+	451	軸力	57	190	0.30	0.51
				強軸曲げ	31	193	0.17	
				弱軸曲げ	8	222	0.04	
	S s - D 3	++	451	軸力	47	190	0.25	0.44
				強軸曲げ	28	196	0.15	
				弱軸曲げ	7	231	0.04	
		-+	451	軸力	49	190	0.26	0.46
				強軸曲げ	30	195	0.16	
				弱軸曲げ	8	230	0.04	
	S s - F 1	++	451	軸力	46	190	0.25	0.42
				強軸曲げ	27	196	0.14	
				弱軸曲げ	6	232	0.03	
		-+	451	軸力	57	190	0.30	0.47
				強軸曲げ	26	193	0.14	
				弱軸曲げ	6	222	0.03	
S s - F 2	++	451	軸力	47	190	0.25	0.45	
			強軸曲げ	32	196	0.17		
			弱軸曲げ	6	231	0.03		
	-+	451	軸力	47	190	0.25	0.45	
			強軸曲げ	30	196	0.16		
			弱軸曲げ	7	231	0.04		

注記*1: 「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-41(6)に対応する。

*2: 評価位置は図 4-9 に示す。

表 4-10(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

（断面④，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S _s -F3	++	451	軸力	50	190	0.27	0.45
				強軸曲げ	27	195	0.14	
				弱軸曲げ	8	229	0.04	
		-+	451	軸力	50	190	0.27	0.46
				強軸曲げ	29	195	0.15	
				弱軸曲げ	7	229	0.04	
	S _s -N1	++	451	軸力	43	190	0.23	0.44
				強軸曲げ	33	197	0.17	
				弱軸曲げ	8	235	0.04	
		-+	451	軸力	64	190	0.34	0.53
				強軸曲げ	29	191	0.16	
				弱軸曲げ	6	215	0.03	
②	S _s -D2	++	451	軸力	69	190	0.37	0.58
				強軸曲げ	30	190	0.16	
				弱軸曲げ	9	210	0.05	
③	S _s -D2	++	451	軸力	51	190	0.27	0.48
				強軸曲げ	32	195	0.17	
				弱軸曲げ	8	228	0.04	
④	S _s -D2	++	451	軸力	52	190	0.28	0.45
				強軸曲げ	25	194	0.13	
				弱軸曲げ	8	227	0.04	
②	S _s -N1	-+	451	軸力	65	190	0.35	0.53
				強軸曲げ	28	191	0.15	
				弱軸曲げ	5	214	0.03	
③	S _s -N1	-+	451	軸力	68	190	0.36	0.56
				強軸曲げ	31	190	0.17	
				弱軸曲げ	6	211	0.03	
④	S _s -N1	-+	451	軸力	50	190	0.27	0.43
				強軸曲げ	24	195	0.13	
				弱軸曲げ	6	229	0.03	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-41(7)に対応する。

*2：評価位置は図 4-9 に示す。

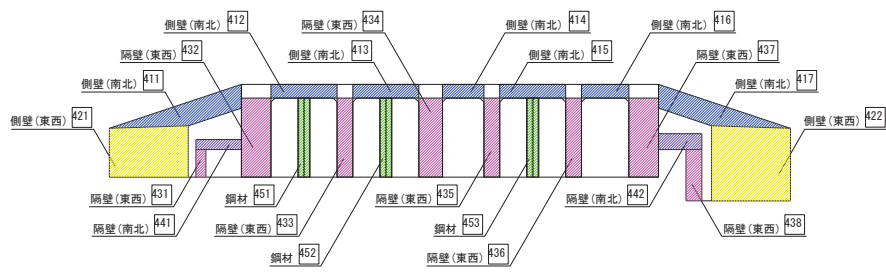


図 4-9 評価位置図 (断面④)

5. ピン結合と剛結合の照査値比較

表 5-1 に鋼材をピン結合した場合と剛結合した場合の照査値の比較表を以下に示す。

表 5-1(1) 鋼材をピン結合で結合した場合と剛結合した場合の照査値比較表
(鋼材：応力の照査)

解 析 ケース	地震動		断面②			断面③			断面④		
			最大照査値		比率 ②/①	最大照査値		比率 ②/①	最大照査値		比率 ②/①
			ピン接合 (①)	剛接合 (②)		ピン接合 (①)	剛接合 (②)		ピン接合 (①)	剛接合 (②)	
基本	Ss-D1	++	0.47	0.63	1.35	0.29	0.42	1.45	0.26	0.36	1.39
		-+	0.56	0.72	1.29	0.34	0.47	1.39	0.24	0.34	1.42
	Ss-D2	++	0.53	0.68	1.29	0.32	0.46	1.44	0.29	0.39	1.35
		-+	0.54	0.69	1.28	0.33	0.46	1.40	0.27	0.37	1.38
	Ss-D3	++	0.51	0.64	1.26	0.31	0.42	1.36	0.23	0.32	1.40
		-+	0.55	0.69	1.26	0.33	0.44	1.34	0.24	0.33	1.38
	Ss-F1	++	0.47	0.60	1.28	0.29	0.40	1.38	0.22	0.30	1.37
		-+	0.38	0.52	1.37	0.24	0.35	1.46	0.26	0.34	1.31
	Ss-F2	++	0.49	0.63	1.29	0.30	0.41	1.37	0.22	0.33	1.50
		-+	0.43	0.57	1.33	0.28	0.39	1.40	0.23	0.32	1.40
	Ss-F3	++	0.55	0.68	1.24	0.27	0.39	1.45	0.25	0.33	1.32
		-+	0.56	0.70	1.25	0.32	0.44	1.38	0.24	0.33	1.38
Ss-N1	++	0.54	0.69	1.28	0.36	0.47	1.31	0.22	0.32	1.46	
	-+	0.39	0.54	1.39	0.26	0.39	1.50	0.28	0.38	1.36	
+1σ	Ss-D2	++	0.52	0.68	1.31	0.36	0.49	1.37	0.32	0.42	1.32
	Ss-N1	-+	0.37	0.52	1.41	0.28	0.42	1.50	0.29	0.38	1.32
-1σ	Ss-D2	++	0.55	0.71	1.30	0.33	0.46	1.40	0.25	0.35	1.40
	Ss-N1	-+	0.38	0.53	1.40	0.32	0.45	1.41	0.30	0.40	1.34
実強度	Ss-D2	++	0.50	0.62	1.24	0.25	0.35	1.40	0.25	0.33	1.32
	Ss-N1	-+	0.30	0.42	1.40	0.24	0.34	1.42	0.23	0.30	1.31

表 5-1(2) 鋼材をピン結合で結合した場合と剛結合した場合の照査値比較表

(鋼材：座屈に対する安定の照査)*

解析 ケース	地震動		断面②			断面③			断面④		
			最大照査値		比率 ②/①	最大照査値		比率 ②/①	最大照査値		比率 ②/①
			ピン結合 (①)	剛結合 (②)		ピン結合 (①)	剛結合 (②)		ピン結合 (①)	剛結合 (②)	
基本	Ss-D1	++	0.53	0.69	1.31	0.34	0.45	1.33	0.36	0.51	1.42
		-+	0.63	0.79	1.26	0.39	0.51	1.31	0.32	0.47	1.47
	Ss-D2	++	0.59	0.76	1.29	0.37	0.49	1.33	0.40	0.54	1.35
		-+	0.61	0.76	1.25	0.39	0.51	1.31	0.36	0.51	1.42
	Ss-D3	++	0.57	0.71	1.25	0.36	0.46	1.28	0.31	0.44	1.42
		-+	0.61	0.76	1.25	0.38	0.48	1.27	0.32	0.46	1.44
	Ss-F1	++	0.53	0.66	1.25	0.34	0.43	1.27	0.30	0.42	1.40
		-+	0.43	0.57	1.33	0.29	0.40	1.38	0.36	0.47	1.31
	Ss-F2	++	0.55	0.69	1.26	0.35	0.44	1.26	0.30	0.45	1.50
		-+	0.48	0.63	1.32	0.32	0.43	1.35	0.31	0.45	1.46
	Ss-F3	++	0.61	0.75	1.23	0.31	0.42	1.36	0.34	0.45	1.33
		-+	0.63	0.77	1.23	0.37	0.47	1.28	0.33	0.46	1.40
	Ss-N1	++	0.61	0.77	1.27	0.41	0.52	1.27	0.30	0.44	1.47
		-+	0.44	0.60	1.37	0.31	0.41	1.33	0.39	0.53	1.36
+1σ	Ss-D2	++	0.58	0.75	1.30	0.41	0.53	1.30	0.44	0.58	1.32
	Ss-N1	-+	0.41	0.57	1.40	0.33	0.43	1.31	0.40	0.53	1.33
-1σ	Ss-D2	++	0.61	0.78	1.28	0.38	0.49	1.29	0.34	0.48	1.42
	Ss-N1	-+	0.43	0.58	1.35	0.37	0.47	1.28	0.41	0.56	1.37
実強度	Ss-D2	++	0.55	0.68	1.24	0.29	0.38	1.32	0.35	0.45	1.29
	Ss-N1	-+	0.33	0.46	1.40	0.29	0.36	1.25	0.32	0.43	1.35

注記*：赤枠は剛結合した場合の最大照査値を，青枠はピン結合した場合の最大照査値を示す。

資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価

目次

1. 評価方法	資料 9-1
2. 評価条件	資料 9-1
2.1 適用規格	資料 9-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 9-4
2.3 耐震評価フロー	資料 9-14
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 9-19
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 9-22
2.6 地盤物性値	資料 9-22
2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方	資料 9-26
2.7.1 評価構造物諸元	資料 9-26
2.7.2 海水ポンプ室の要求機能の考え方	資料 9-29
2.8 地下水位	資料 9-33
3. 地震応答解析	資料 9-35
3.1 地震応答解析手法	資料 9-35
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 9-38
3.2.1 解析モデル領域	資料 9-38
3.2.2 境界条件	資料 9-40
3.2.3 構造物のモデル化	資料 9-47
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 9-54
3.2.5 地盤及び MMR のモデル化	資料 9-57
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 9-57
3.3 減衰定数	資料 9-62
3.4 荷重の組合せ	資料 9-77
3.4.1 機器・配管荷重	資料 9-78
3.4.2 竜巻防護ネット荷重	資料 9-79
3.4.3 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）荷重	資料 9-80
3.4.4 外水圧	資料 9-82
3.4.5 内水圧	資料 9-84
3.4.6 積載荷重	資料 9-86
3.4.7 動水圧	資料 9-89
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 9-92
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 9-92
3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース	資料 9-99
4. 三次元構造解析	資料 9-103
4.1 解析手法	資料 9-103
4.2 解析モデルの設定	資料 9-104
4.2.1 構造物のモデル化	資料 9-104
4.2.2 地盤ばね要素	資料 9-107

4.2.3	材料の非線形特性	資料 9-112
4.3	照査時刻の選定	資料 9-117
4.4	入力荷重	資料 9-121
4.4.1	常時荷重	資料 9-124
4.4.2	慣性力（機器）	資料 9-127
4.4.3	慣性力（配管）	資料 9-129
4.4.4	慣性力（躯体）	資料 9-130
4.4.5	慣性力（竜巻防護ネット反力）	資料 9-132
4.4.6	慣性力（原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部））	資料 9-136
4.4.7	内水圧・動水圧	資料 9-138
4.4.8	地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 9-140
5	評価内容	資料 9-141
5.1	入力地震動の設定	資料 9-141
5.2	許容限界の設定	資料 9-198
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 9-198
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 9-203
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界	資料 9-213
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 9-215
6.	評価結果	資料 9-216
6.1	地震応答解析結果	資料 9-216
6.1.1	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	資料 9-216
6.1.2	作用荷重分布図	資料 9-244
6.1.3	最大せん断ひずみ	資料 9-250
6.2	三次元構造解析結果	資料 9-257
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 9-262
6.2.2	構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 9-277
6.2.3	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 9-289
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 9-302
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 9-302
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 9-361
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果	資料 9-391
6.3.4	水平 2 方向載荷による評価結果	資料 9-411
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 9-415
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	資料 9-415
6.4.2	MMR（既設）	資料 9-419
7.	まとめ	資料 9-439

参考資料

参考資料 1	主筋ひずみの平均化について	資料 9- (参考) 1-1
参考資料 2	止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について	資料 9- (参考) 2-1
参考資料 3	増厚部における既設部材と補強部材の一体化設計	資料 9- (参考) 3-1
参考資料 4	静的地震力に対する耐震評価	資料 9- (参考) 4-1
参考資料 5	解析手法の選定について	資料 9- (参考) 5-1
参考資料 6	照査時刻の選定の妥当性について	資料 9- (参考) 6-1
参考資料 7	補強追加による非常用海水ポンプ取水への影響について	資料 9- (参考) 7-1
参考資料 8	補強部材の施工履歴が及ぼす耐震評価への影響について	資料 9- (参考) 8-1
参考資料 9	既設部材と新設部材のコンクリートの付着力について	資料 9- (参考) 9-1
参考資料 10	竜巻ネット反力他に対する海水ポンプ室の構造成立性について	資料 9- (参考) 10-1
参考資料 11	海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁等の設計について	資料 9- (参考) 11-1

: 本日の説明範囲

: 記載適正化範囲

参考資料 4 静的地震力に対する耐震評価

1. 評価方針

Cクラス施設に求められる静的地震力に対して、海水ポンプ室が耐震性を有することの確認を行う。

海水ポンプ室の静的地震力に対する耐震評価は、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が短期許容支持力度を下回ること、MMRに発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを確認する。

耐震評価フローを図 1-1 に示す。

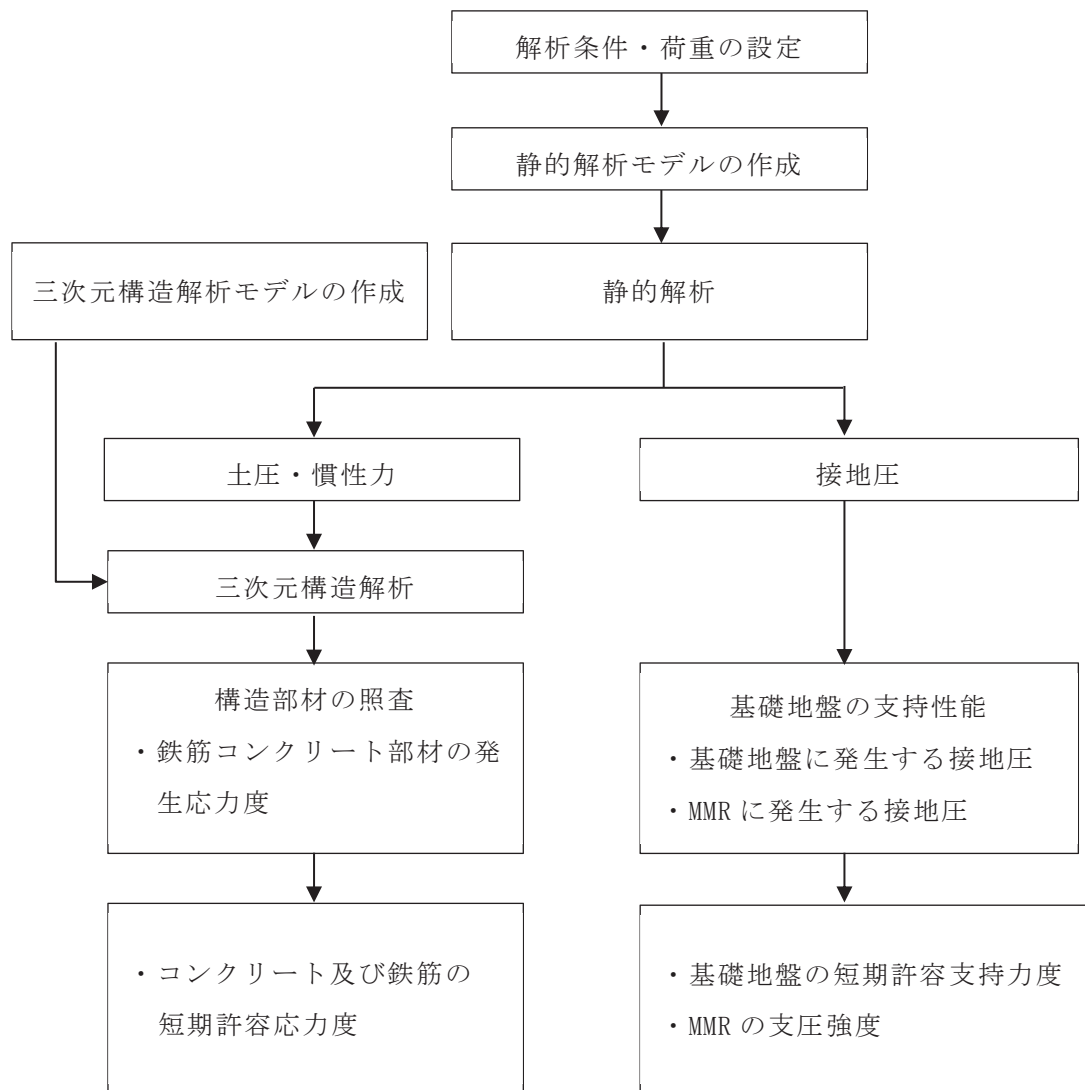


図 1-1 海水ポンプ室の静的地震力に対する耐震評価フロー

2. 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（一般社団法人）日本電気協会 電気技術基準調査委員会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A C 4 6 0 1 -2015 （（一般社団法人）日本電気協会 原子力規格委員会）

3. 評価対象断面

「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」のうち「2. 評価条件」と同様とする。

4. 荷重及び荷重の組合せ

4.1 荷重

静的地震力に対する耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として，積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として，発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また，建築基準法施行令第 86 条第 2 項により，積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 地震荷重 (S_c)

地震荷重は静的地震力 ($kh=0.16$) を考慮する。

静的地震力算定用の基準面は地表面 ($0.P.+14.8\text{m}$) とし，地震層せん断力係数を用いて，次式により算出する。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 第 i 層に生じる水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数

Z : 地震地域係数 (1.0)

C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数

W_i : 第 i 層が支える重量

R_t : 振動特性係数 (0.8)

A_i : 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 (0.2)

4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_c)	$G + P + S_c$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2 を地表面に考慮)

S_c : 耐震 C クラスの施設に適用される静的地震力 ($kh=0.16$)

5. 使用材料及び材料の物性値

「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」のうち「2.5 使用材料及び材料の物性値」と同様とする。

6. 静的解析

静的解析は、「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」のうち「3. 地震応答解析」の解析モデルを用い、静的非線形解析により応答値を算定する。

図 6-1 に静的解析モデルを示す。

静的解析は底面固定とし、側方は水平震度による地盤の水平方向の変形を拘束しないよう水平ローラーとする。また、静的解析は海水ポンプ室に作用する土圧を算出することを目的に実施するため、隣接構造物としてモデル化する原子炉建屋及び防潮堤についても、海水ポンプ室に適用される静的地震力 ($kh=0.16$) を作用させる。

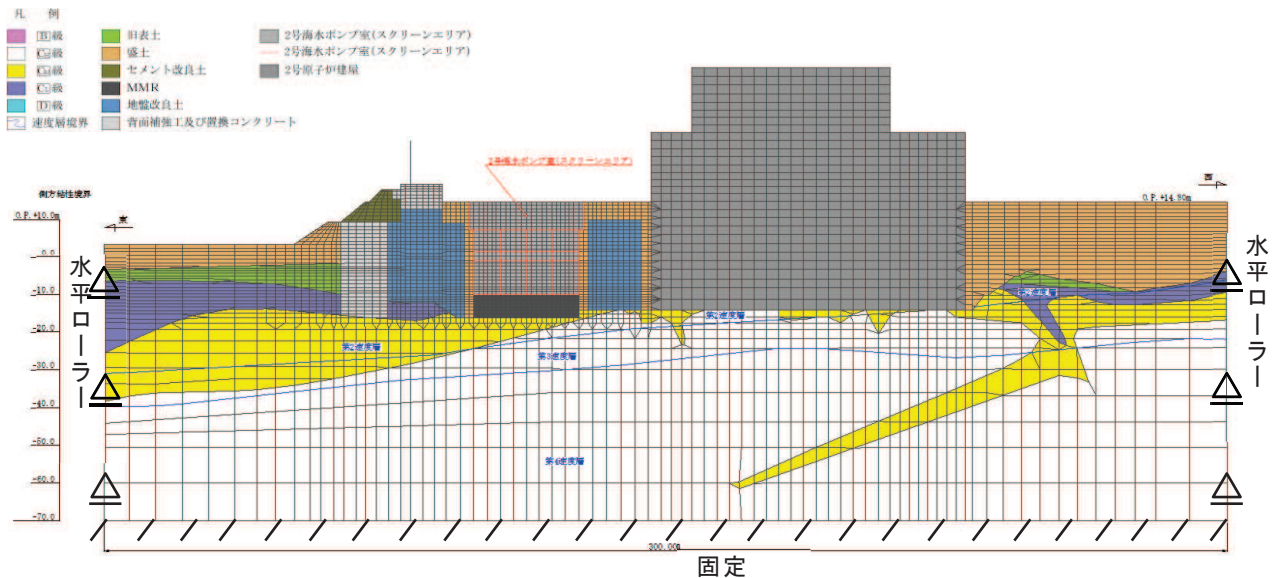


図 6-1(1) 海水ポンプ室の解析モデル図 (スクリーンエリア)

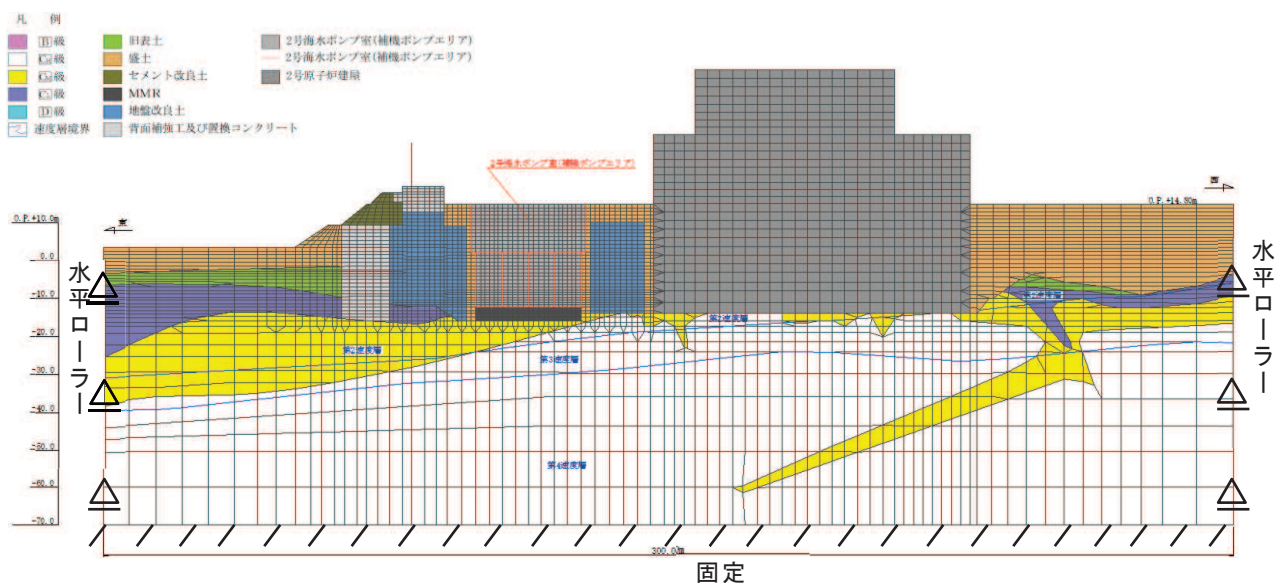


図 6-1(2) 海水ポンプ室の解析モデル図 (補機ポンプエリア)

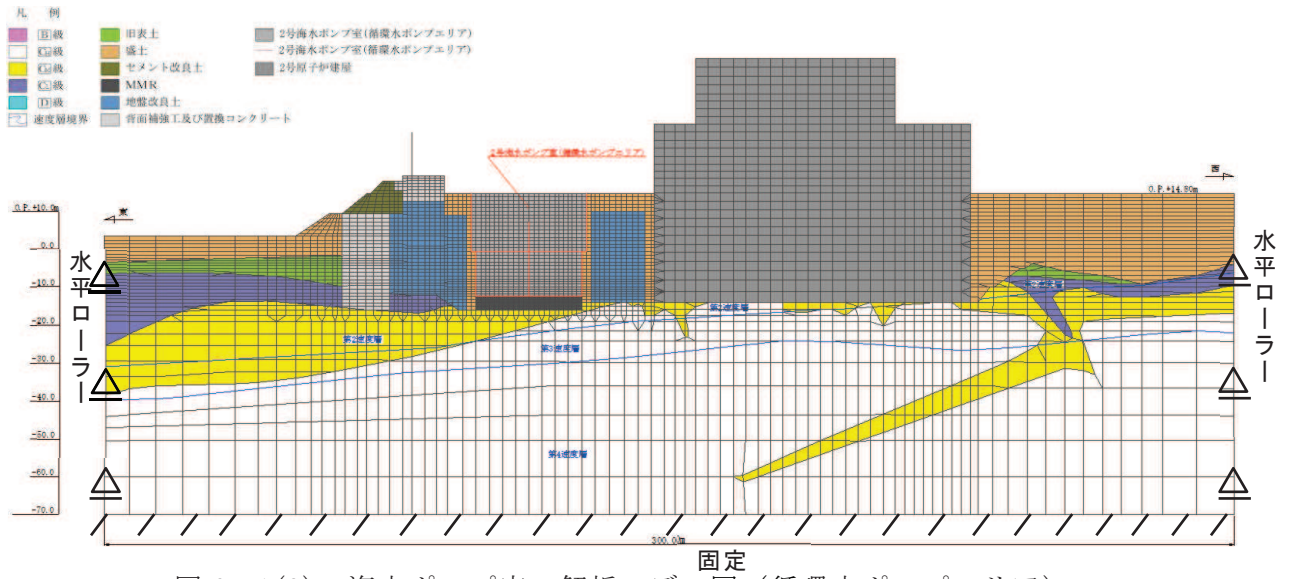


図 6-1(3) 海水ポンプ室の解析モデル図 (循環水ポンプエリア)

7. 三次元構造解析

海水ポンプ室の耐震評価は、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。

8. 三次元構造解析モデル

材料の線形特性を考慮した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 8-1 に、各部材の要素座標系を図 8-2 に、ソリッド要素における各要素の応力の方向を図 8-3 に、断面力の方向を図 8-4 に示す。

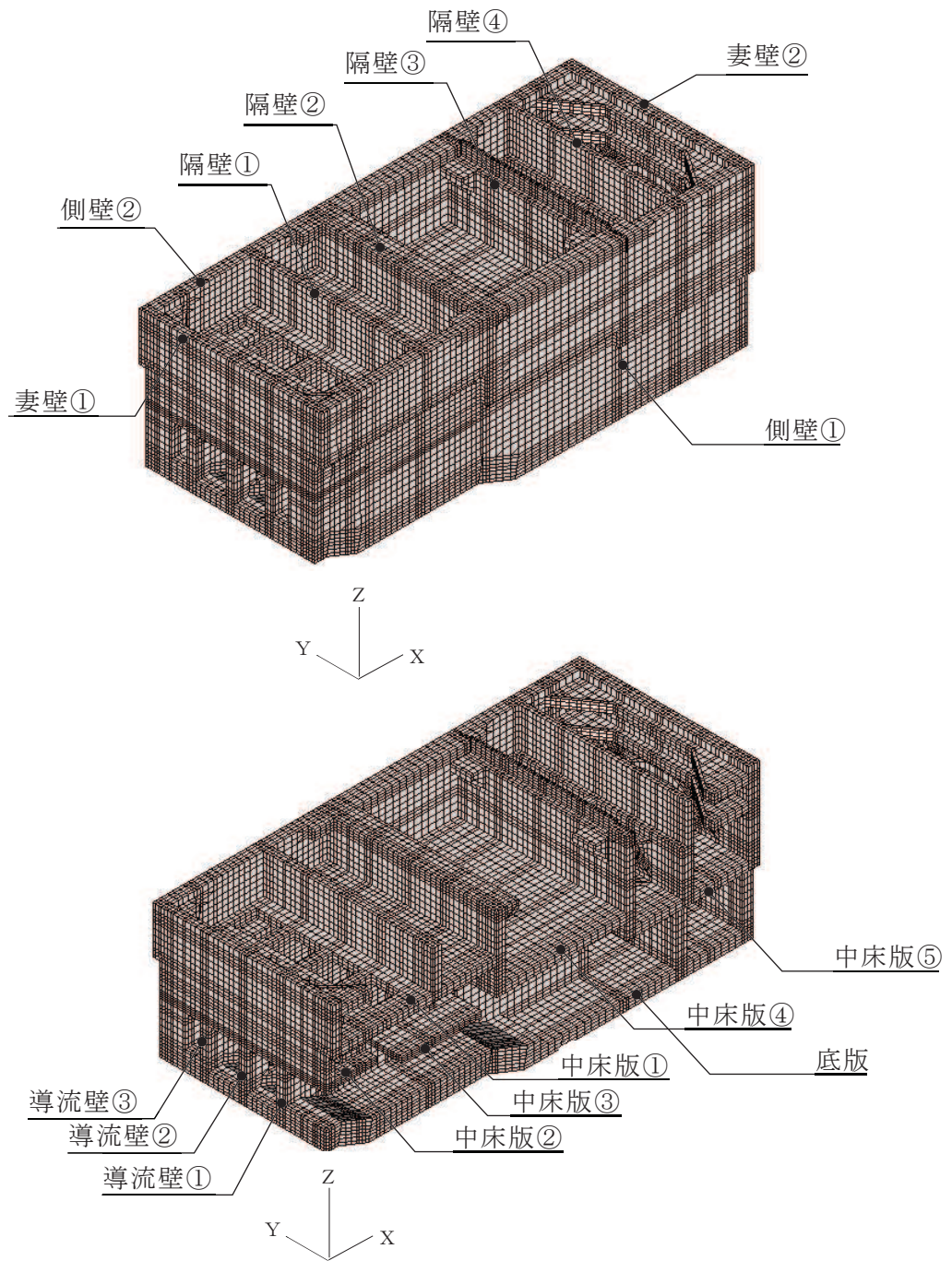
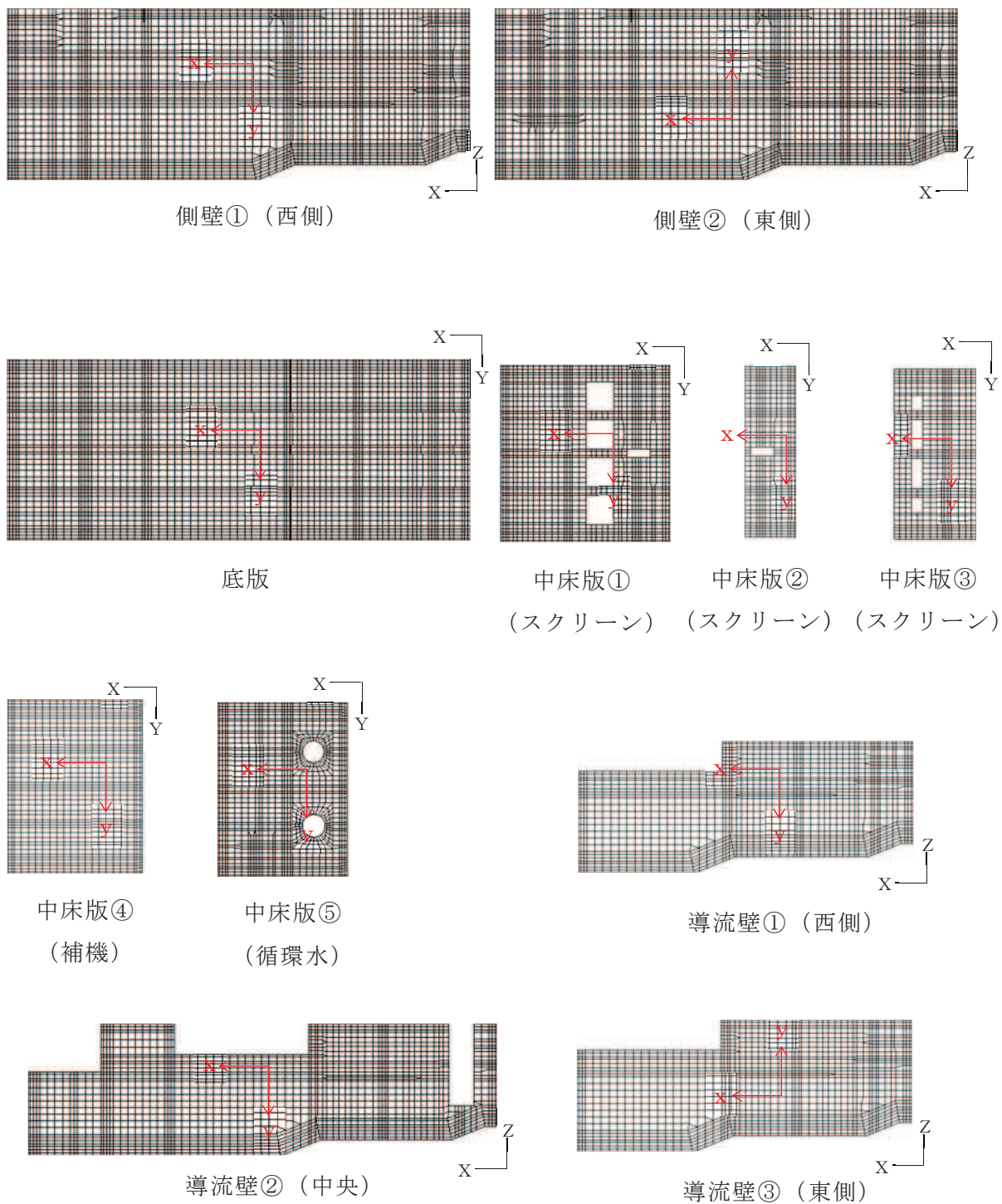
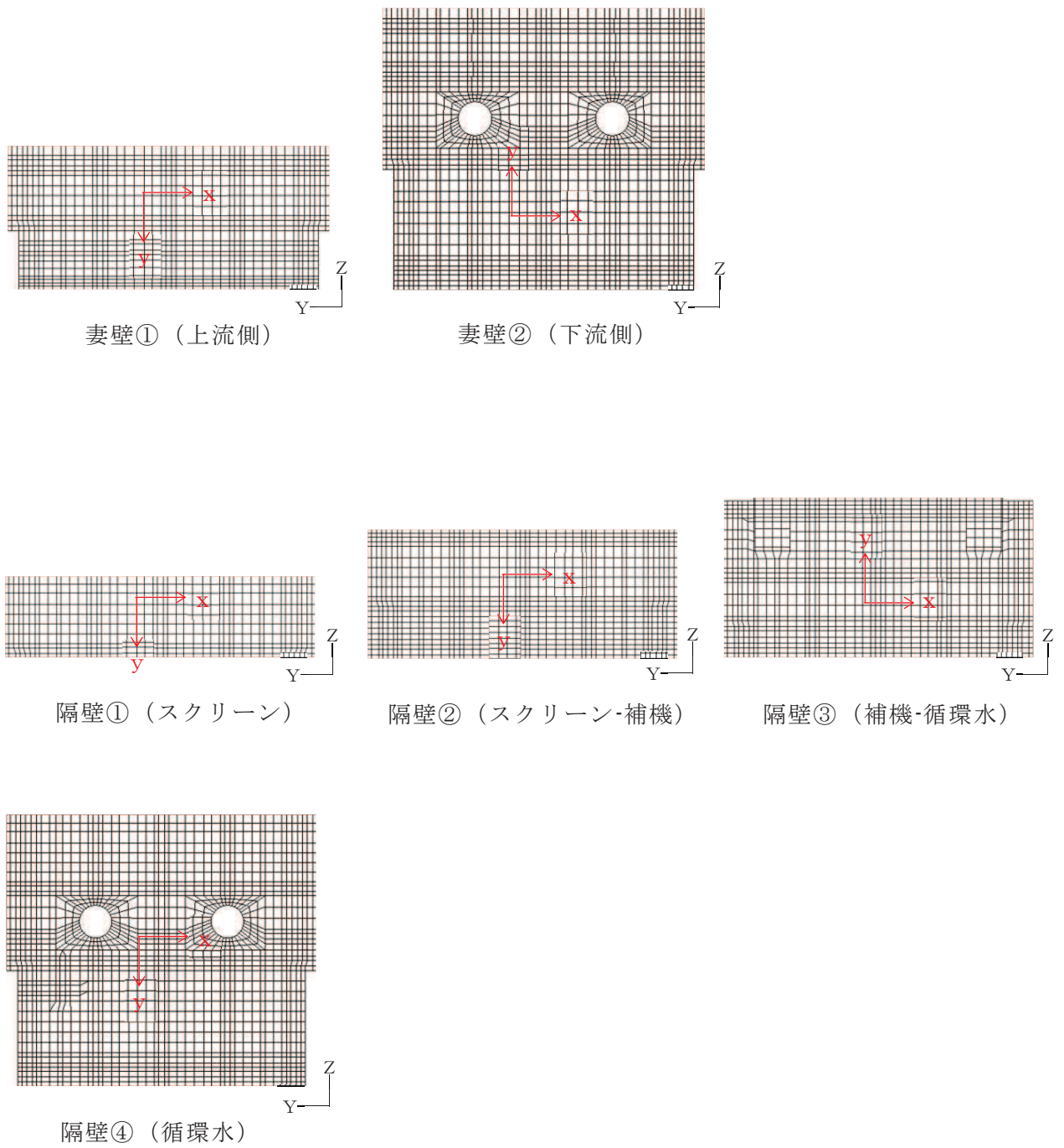


図 8-1 三次元構造解析モデル図



黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 8-2(1) 各部材の要素座標系



黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 8-2(2) 各部材の要素座標系

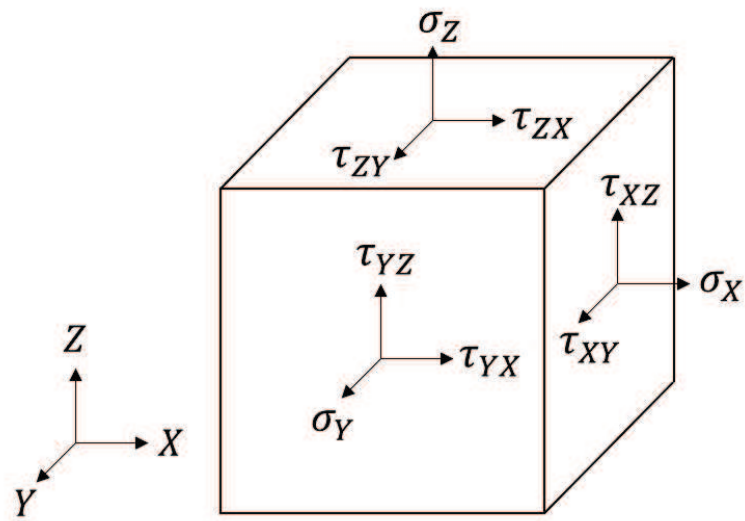
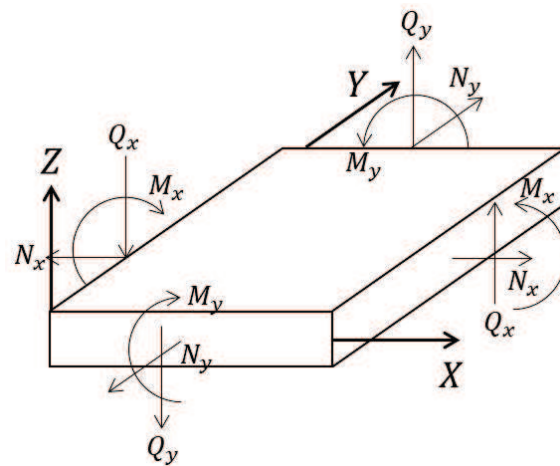


図 8-3 ソリッド要素における応力の方向



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

図 8-4 ソリッド要素における断面力の方向

9. 許容限界

9.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

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、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 9-1 及び表 9-2 に示す。

表 9-1 コンクリートの短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ¹ (N/mm ²)
	$f'_{ck} = 20.5$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.8
$f'_{ck} = 30.0$ (N/mm ²) * ²	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.42	0.63

注記*¹：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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

*²：耐震評価上は，20.5N/mm²で評価を実施している。

表 9-2 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*：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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

9.2 せん断破壊に対する許容限界

線形ソリッド要素によりモデル化を行う海水ポンプ室の静的地震力に対する耐震性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、表 9-1 に示す短期許容応力度とする。

9.3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

9.3.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は、短期許容支持力度とし、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A C 4 6 0 1 -2015 （（一般社団法人）日本電気協会 原子力規格委員会）に基づき極限支持力度の 2/3 とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 9-3 に示す。

表 9-3 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)
短期許容支持力度	狐崎部層	9.1

9.3.2 MMR（既設）

MMR（既設）に作用する接地圧に対する許容限界は、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）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 9-4 に示す。

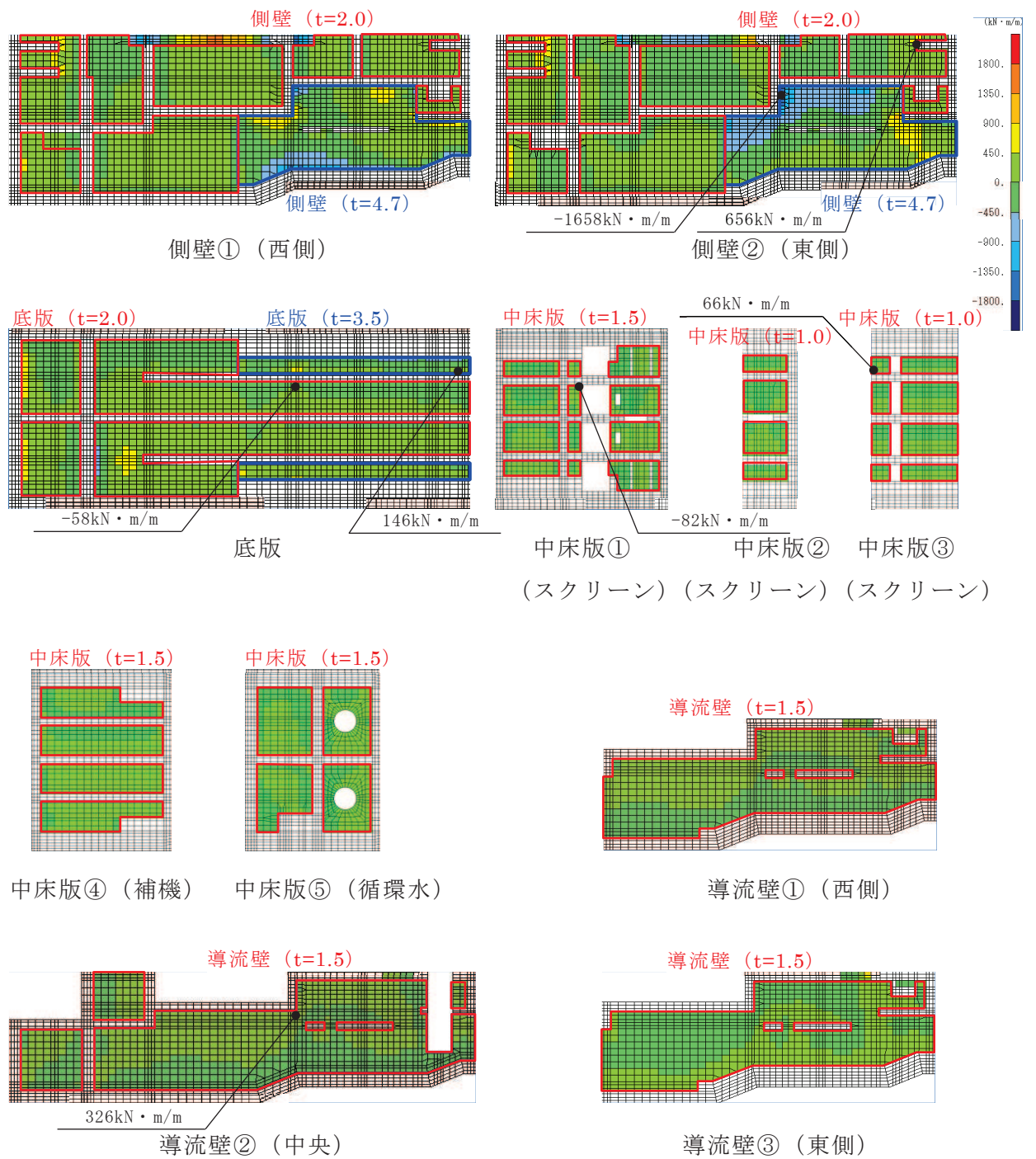
表 9-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

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

10. 評価結果

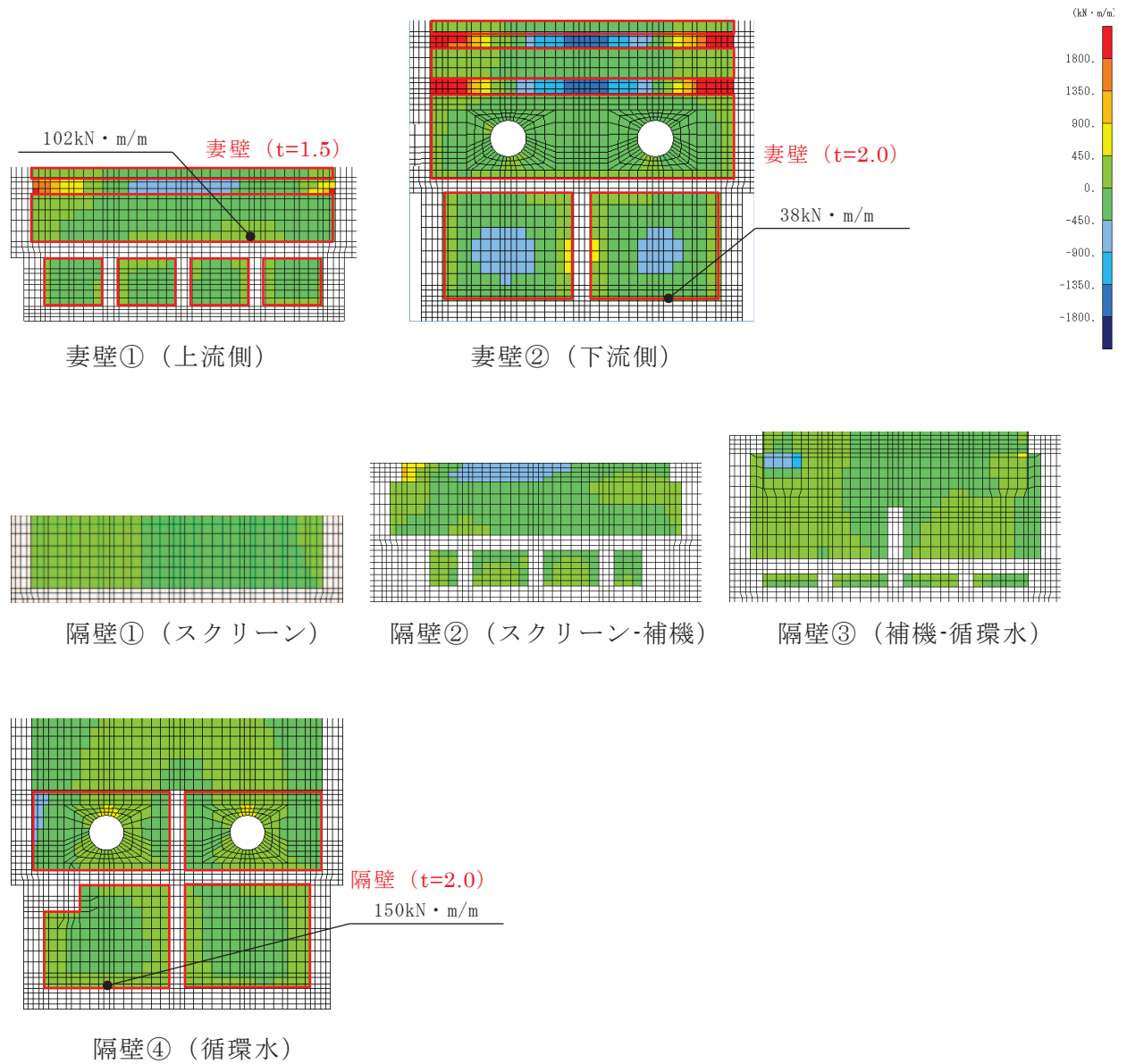
静的地震力載荷時の断面力分布図を図 10-1～図 10-14 に示す。

静的地震力に対する評価は各部材厚ごとの断面力が最大となる要素に対して行っており、断面力分布図には、同一となる部材厚の範囲とその断面力が最大となる要素及び断面力を示している。図 10-1～図 10-14 に示す断面力が最大となる要素に対して、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を行い、照査値が最大となる結果を表 10-1～表 10-3 に示す。



□, □: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-1(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-1(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)

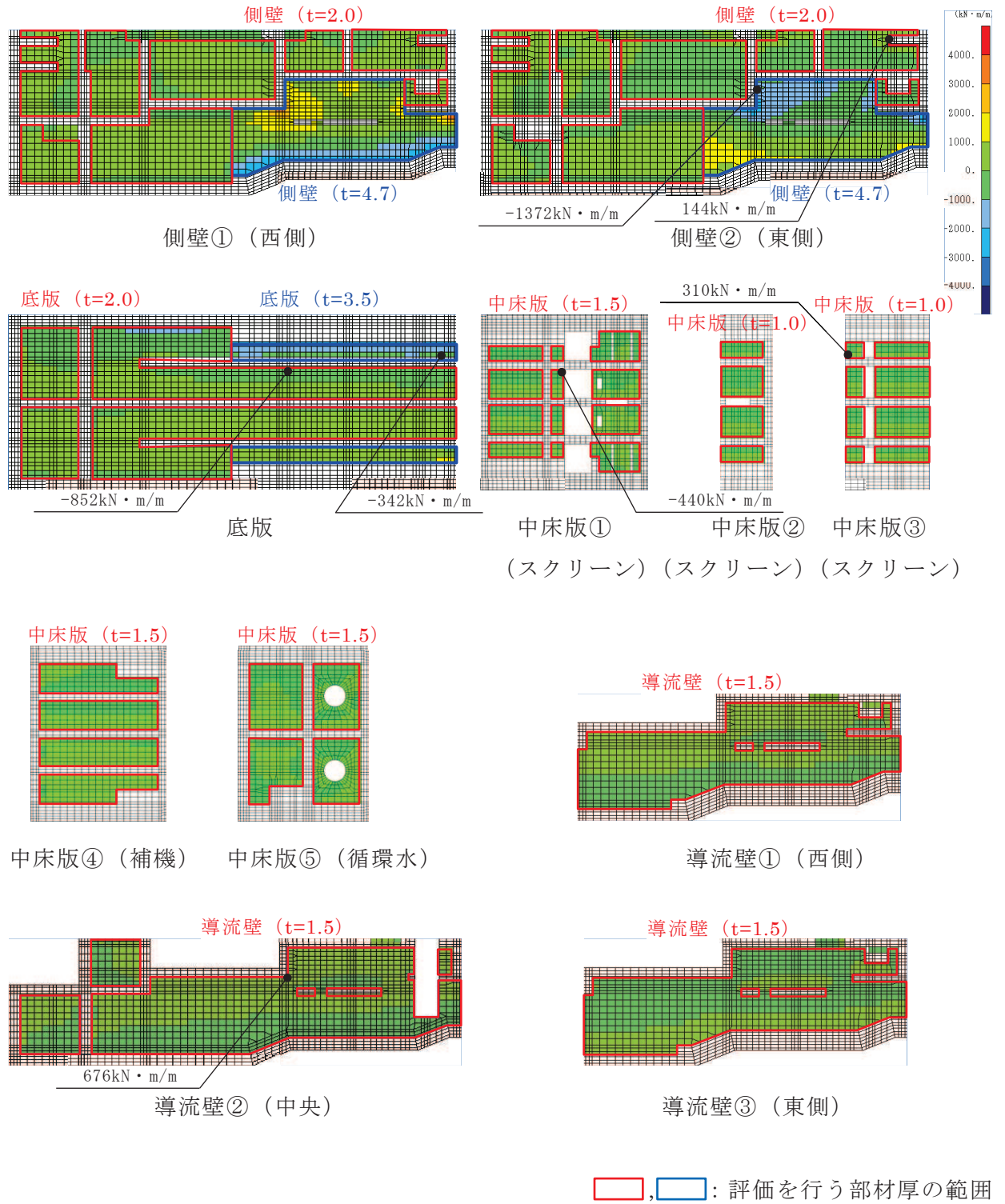


図 10-2(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)

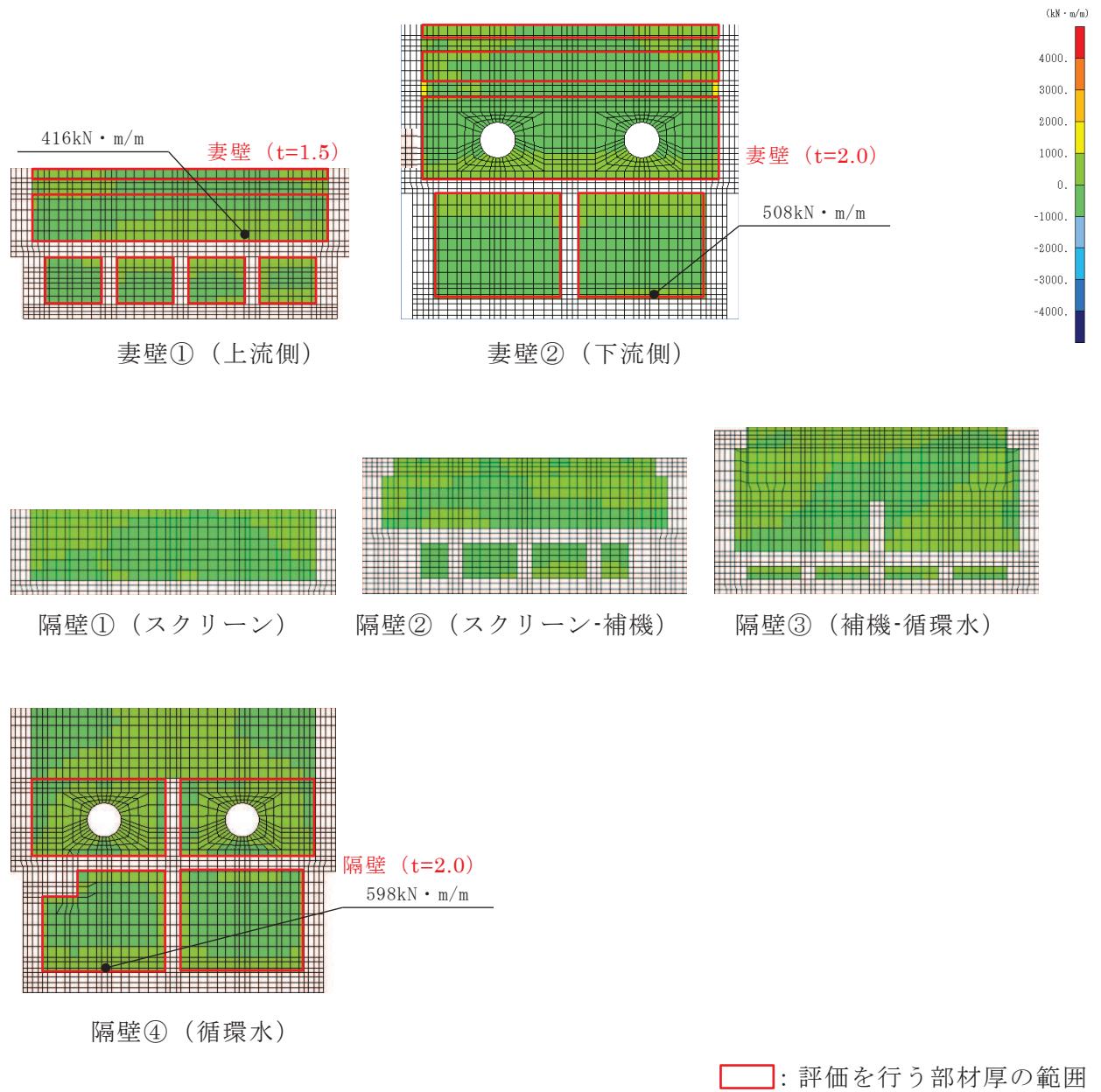


図 10-2(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)

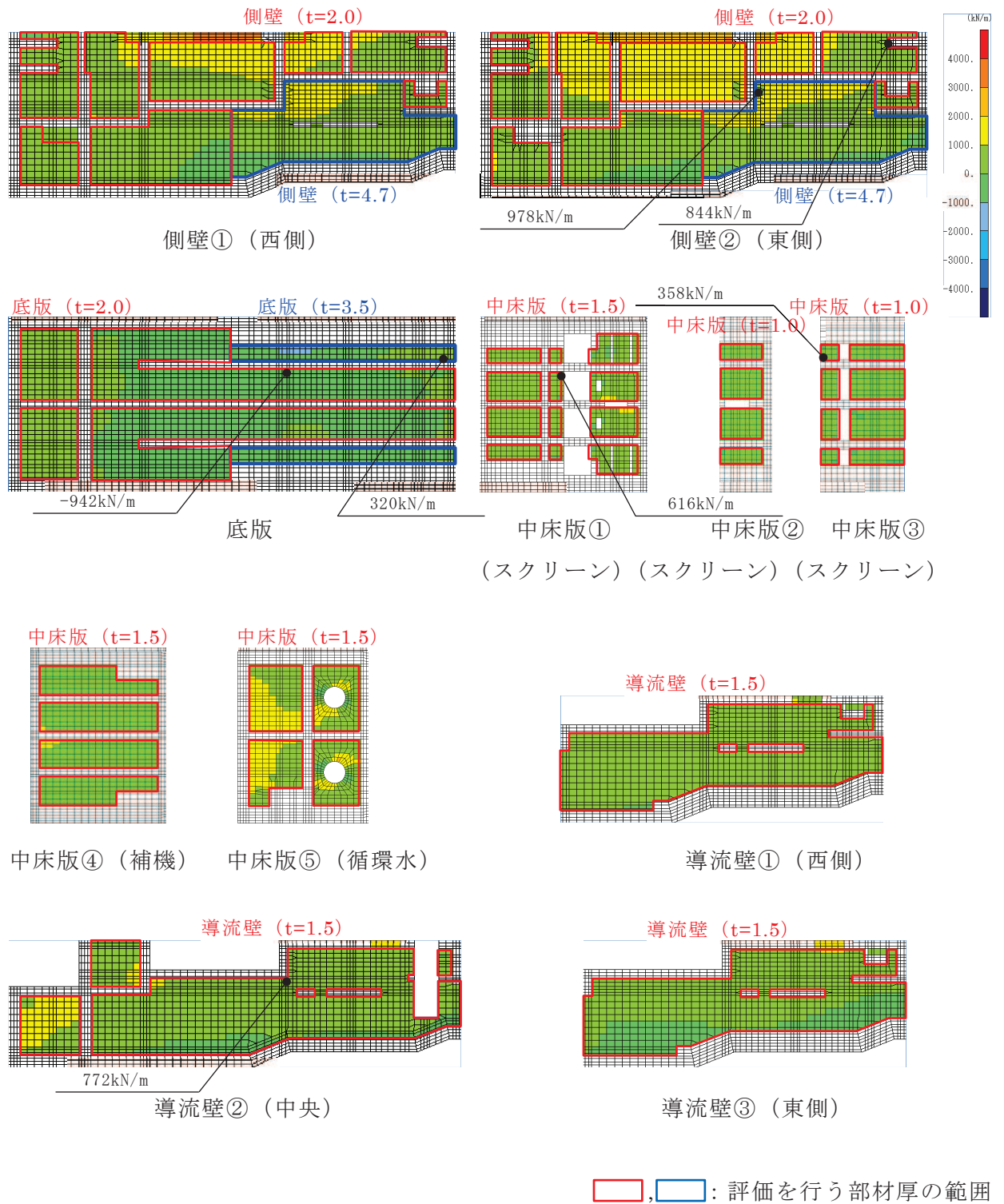


図 10-3(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(軸力 (kN/m) : N_x)

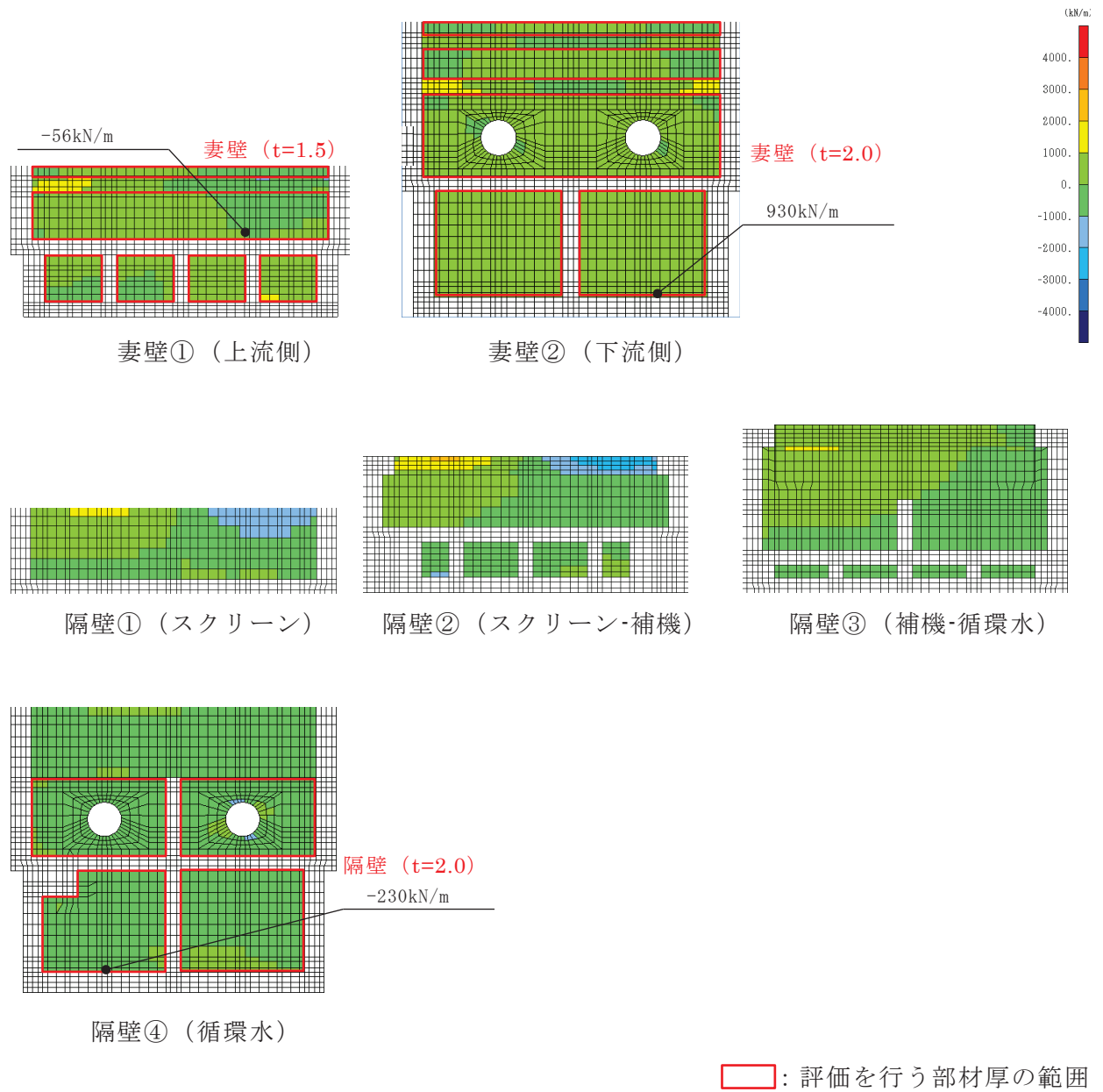


図 10-3(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(軸力 (kN/m) : N_x)

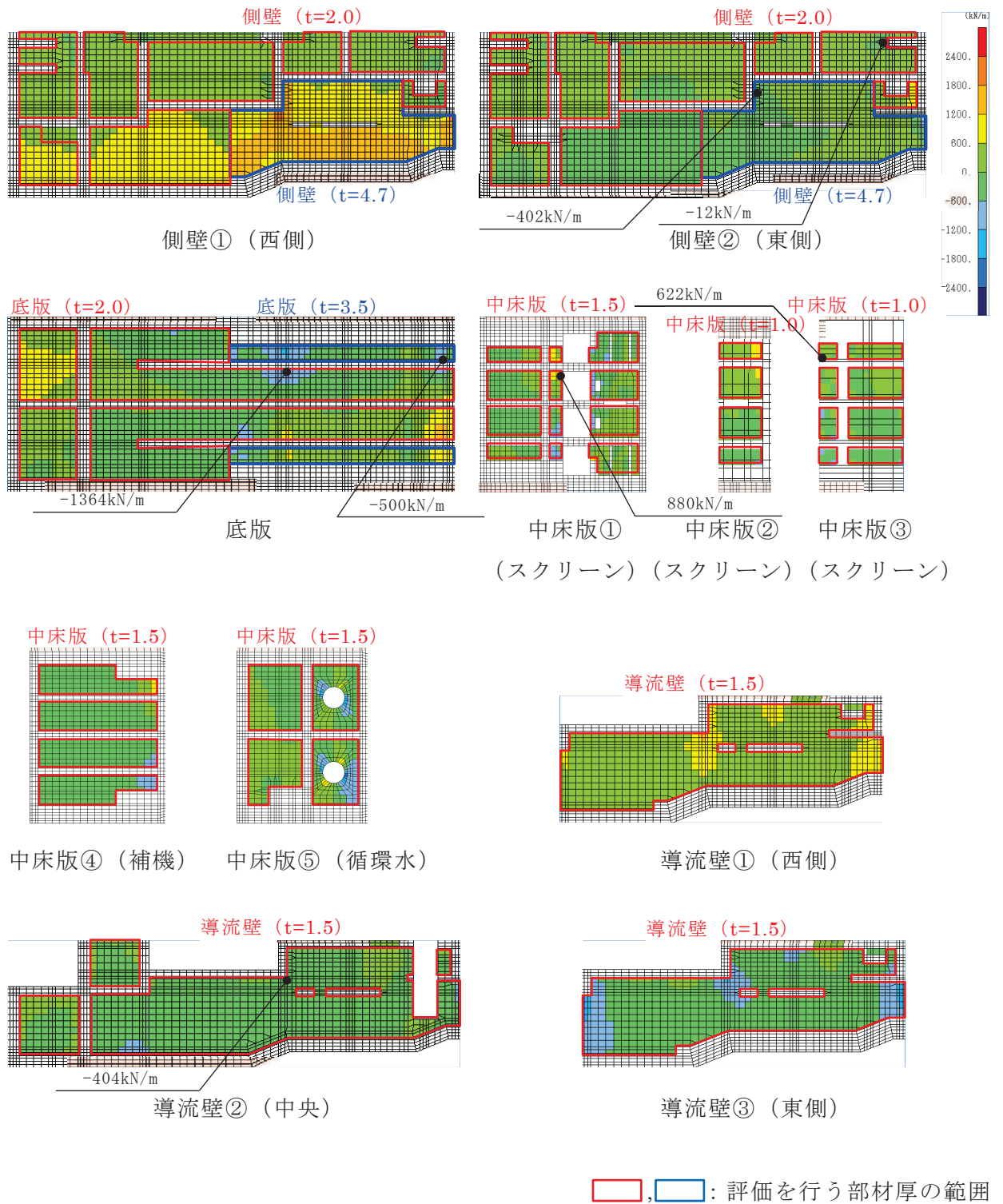


図 10-4(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(軸力 (kN/m) : N_y)

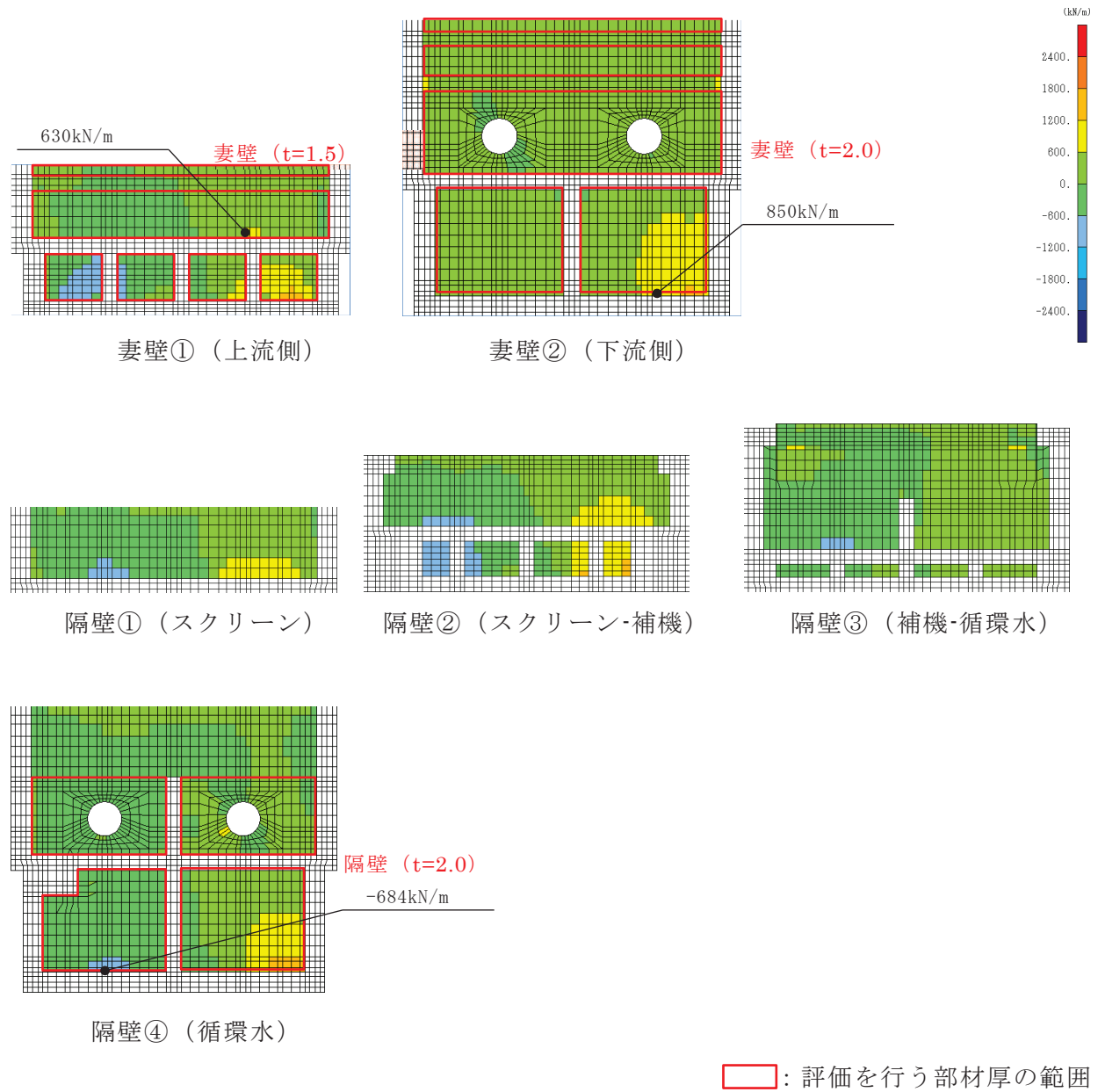


図 10-4(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(軸力 (kN/m) : N_y)

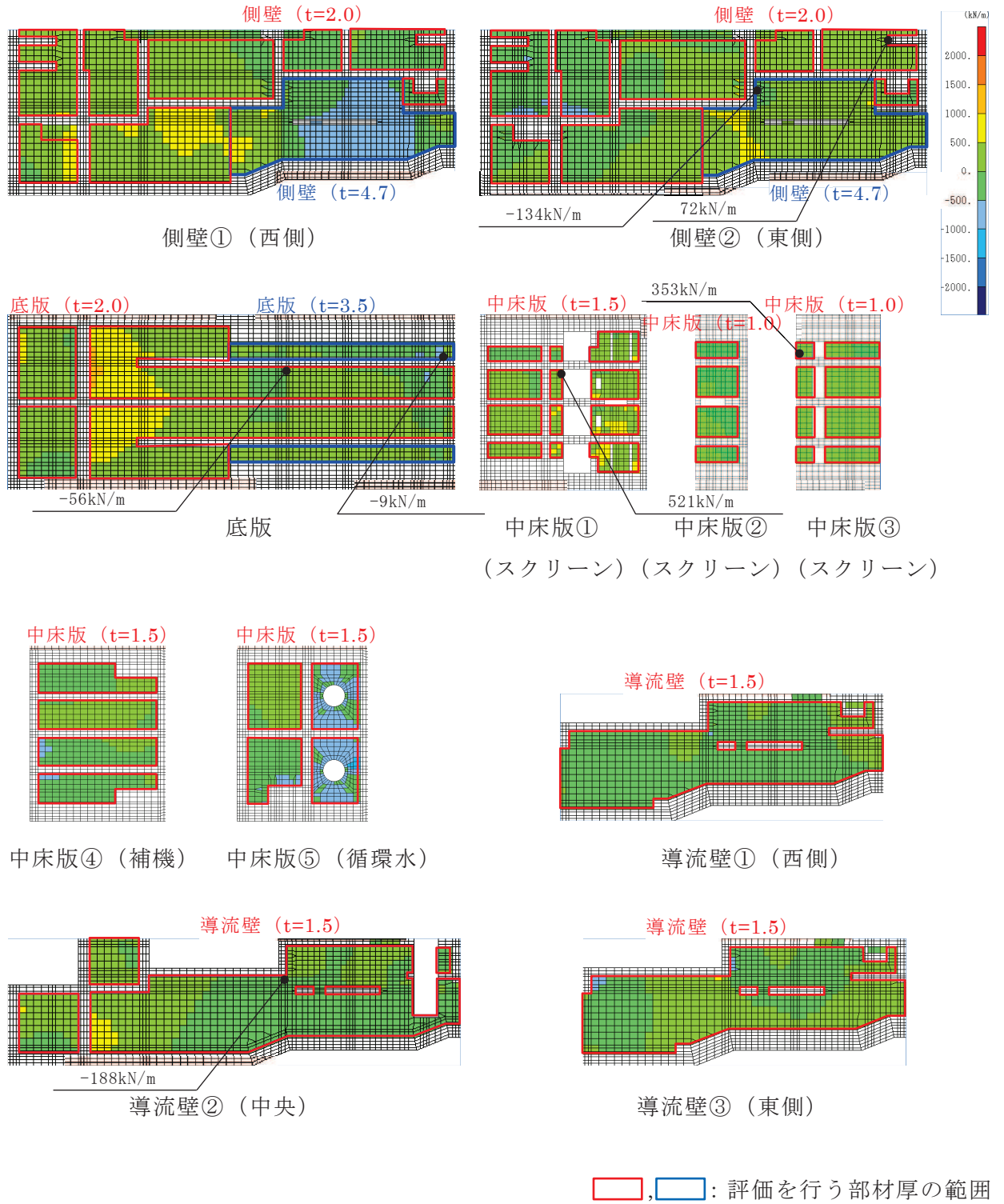


図 10-5(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(面内せん断力 (kN/m) : $N_{x,y}$)

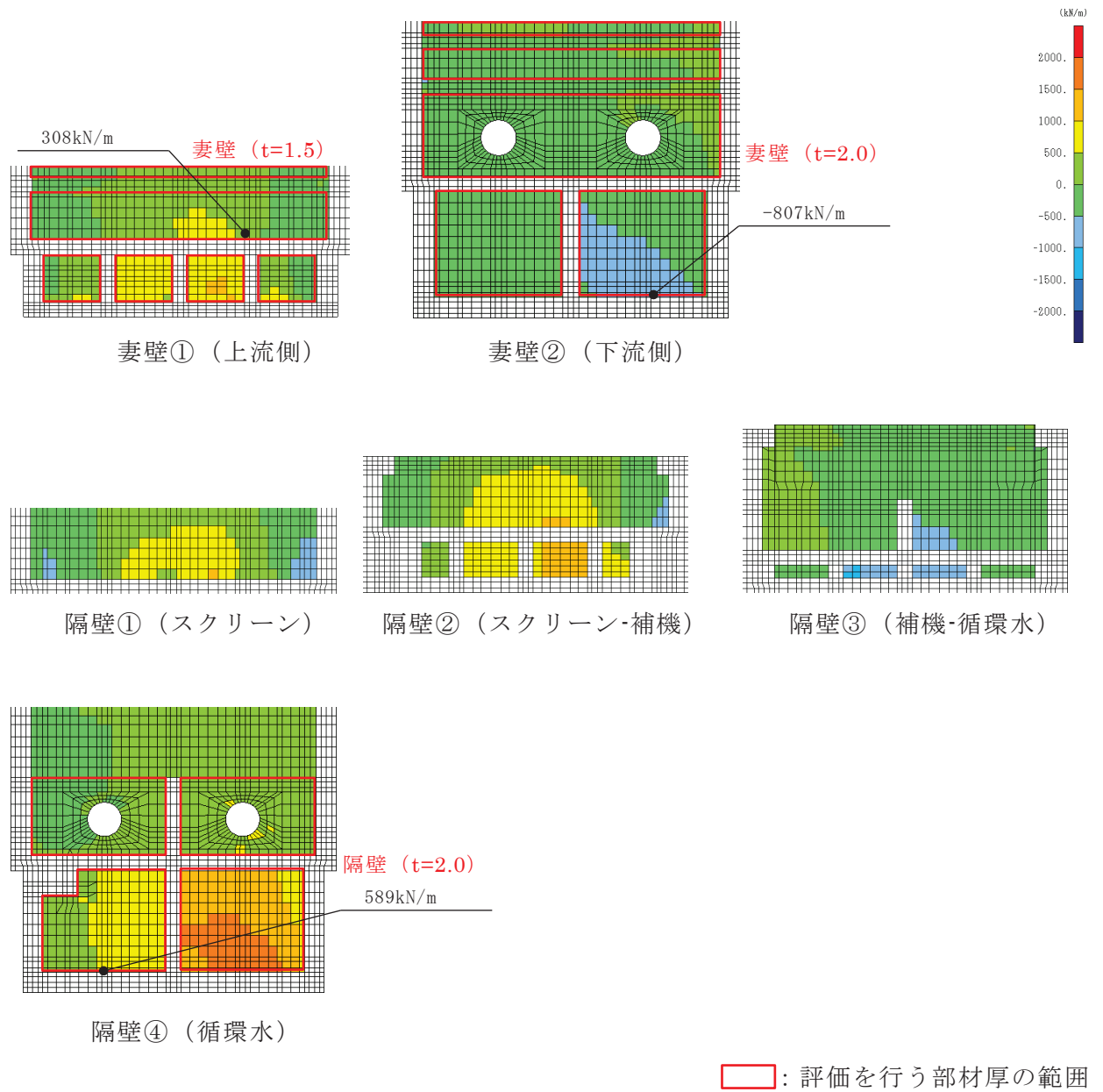


図 10-5(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
 (面内せん断力 (kN/m) : $N_{x,y}$)

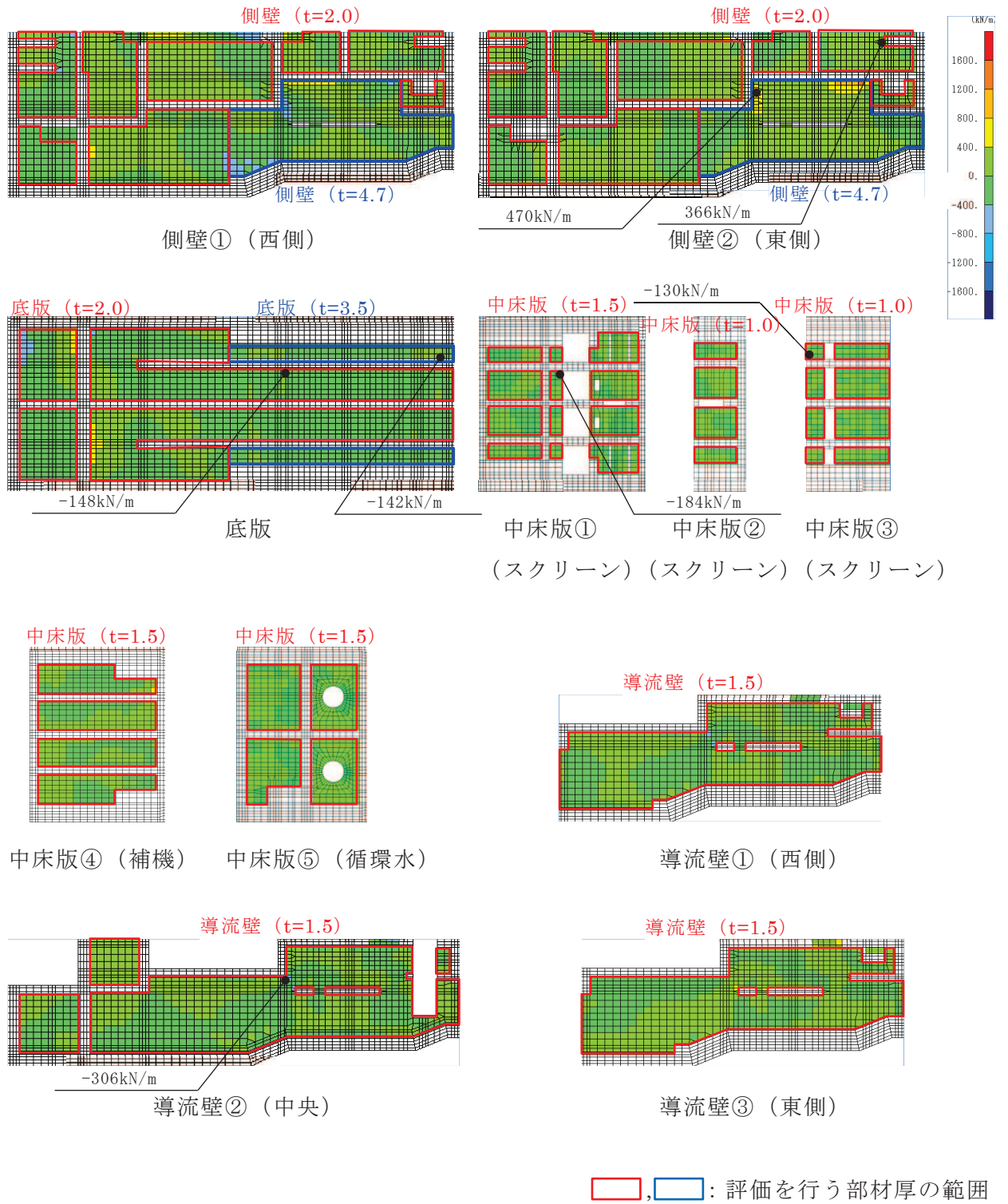


図 10-6(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_x)

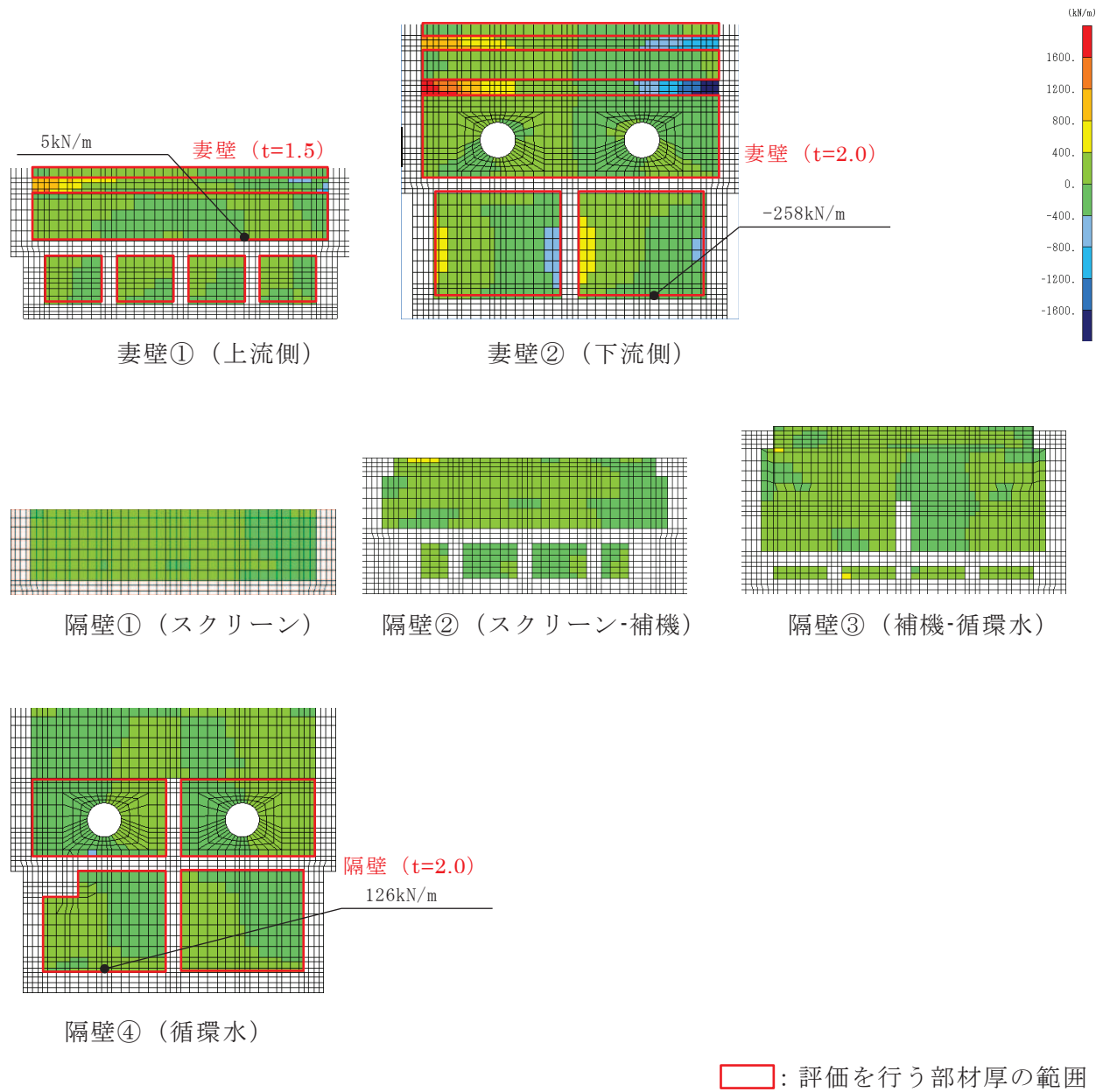


図 10-6(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_x)

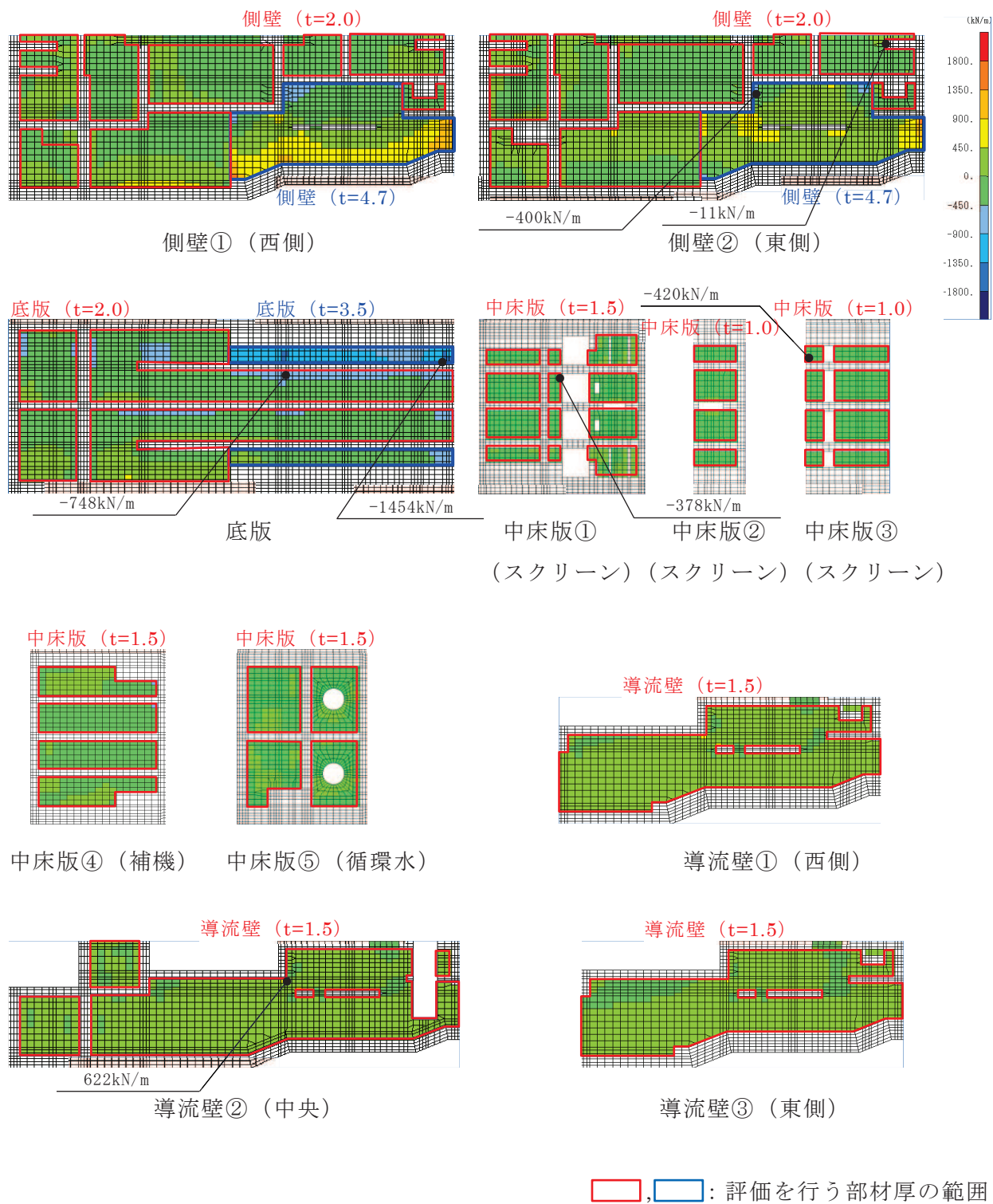


図 10-7(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_y)

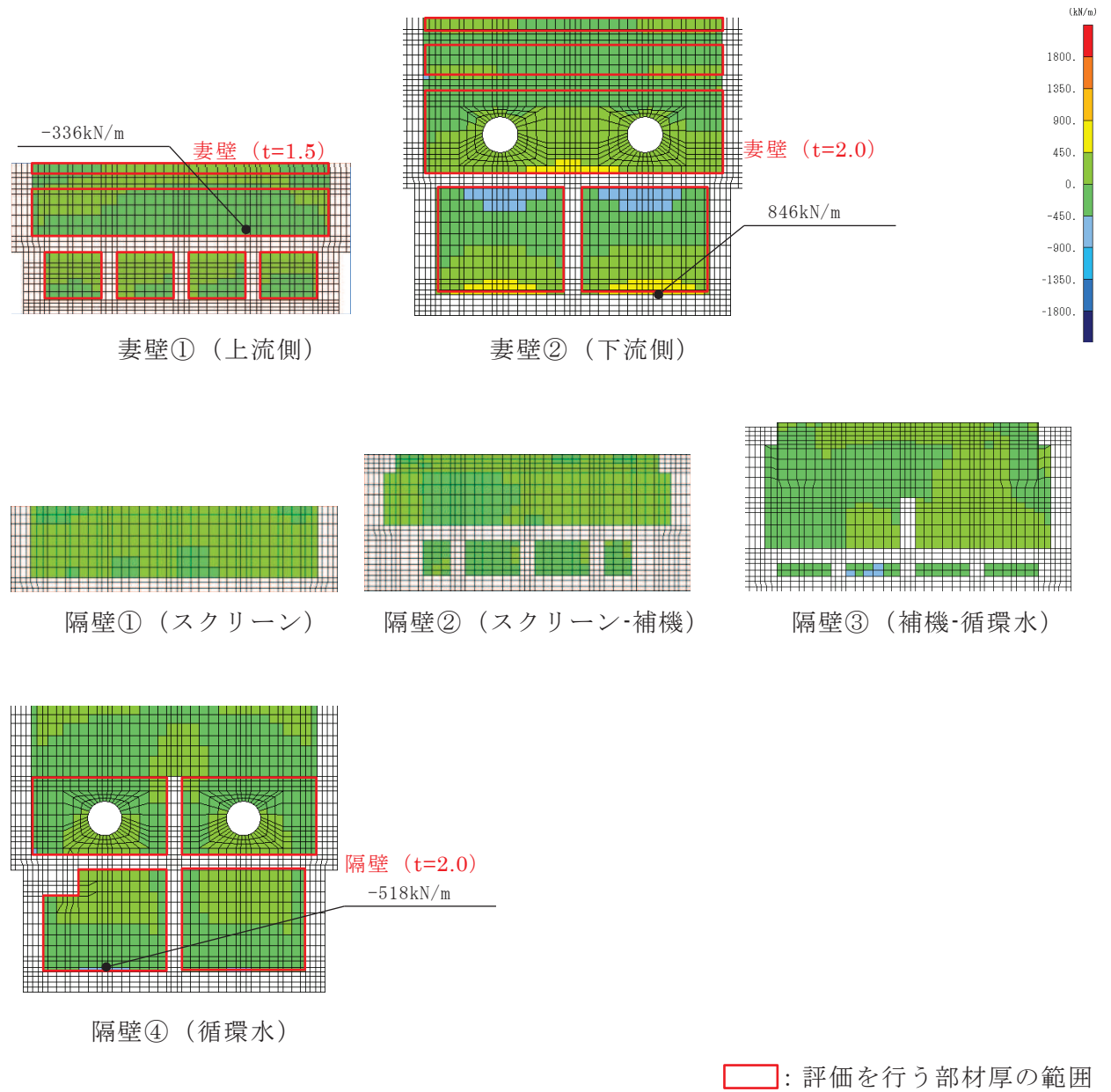


図 10-7(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_y)

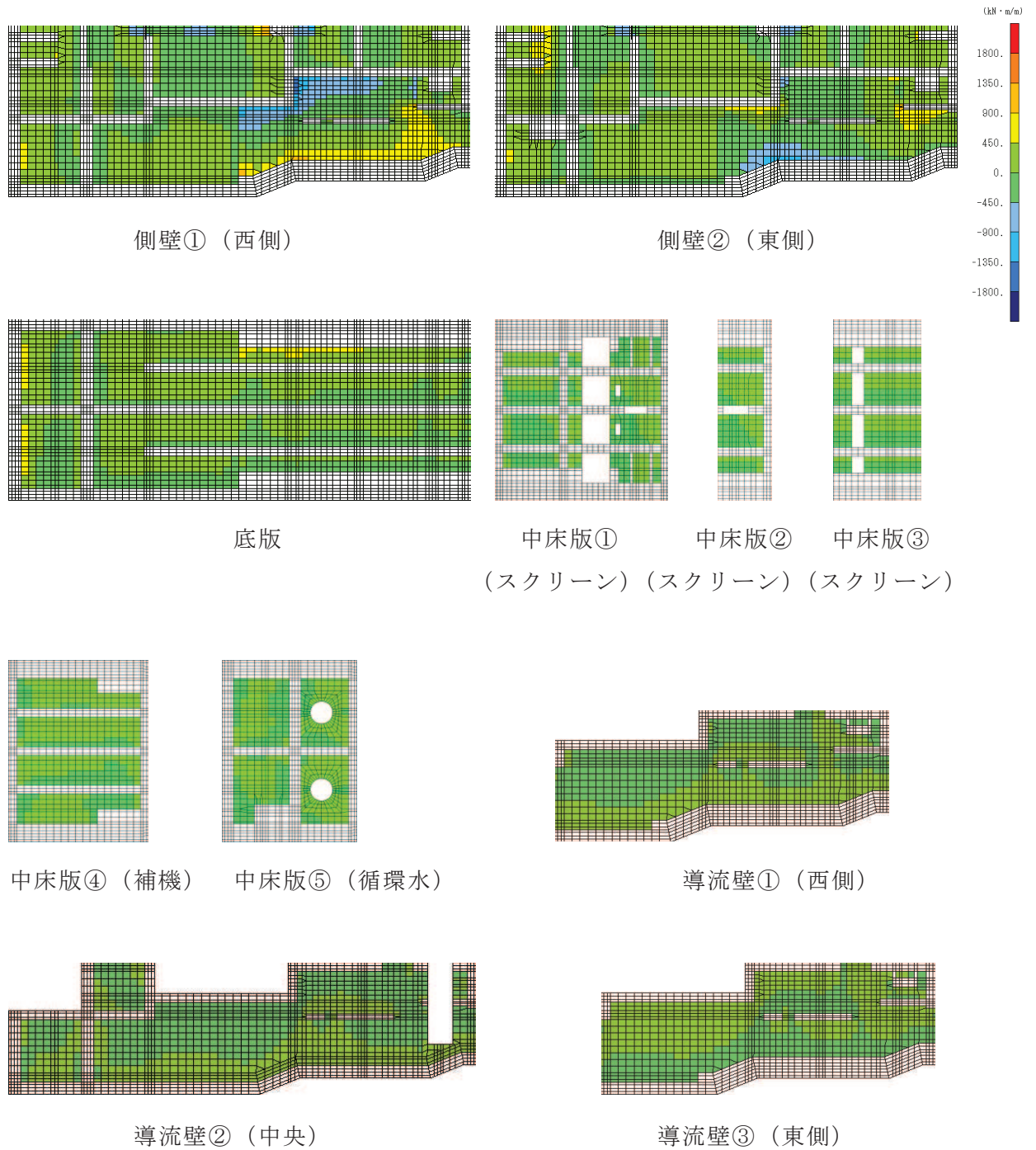
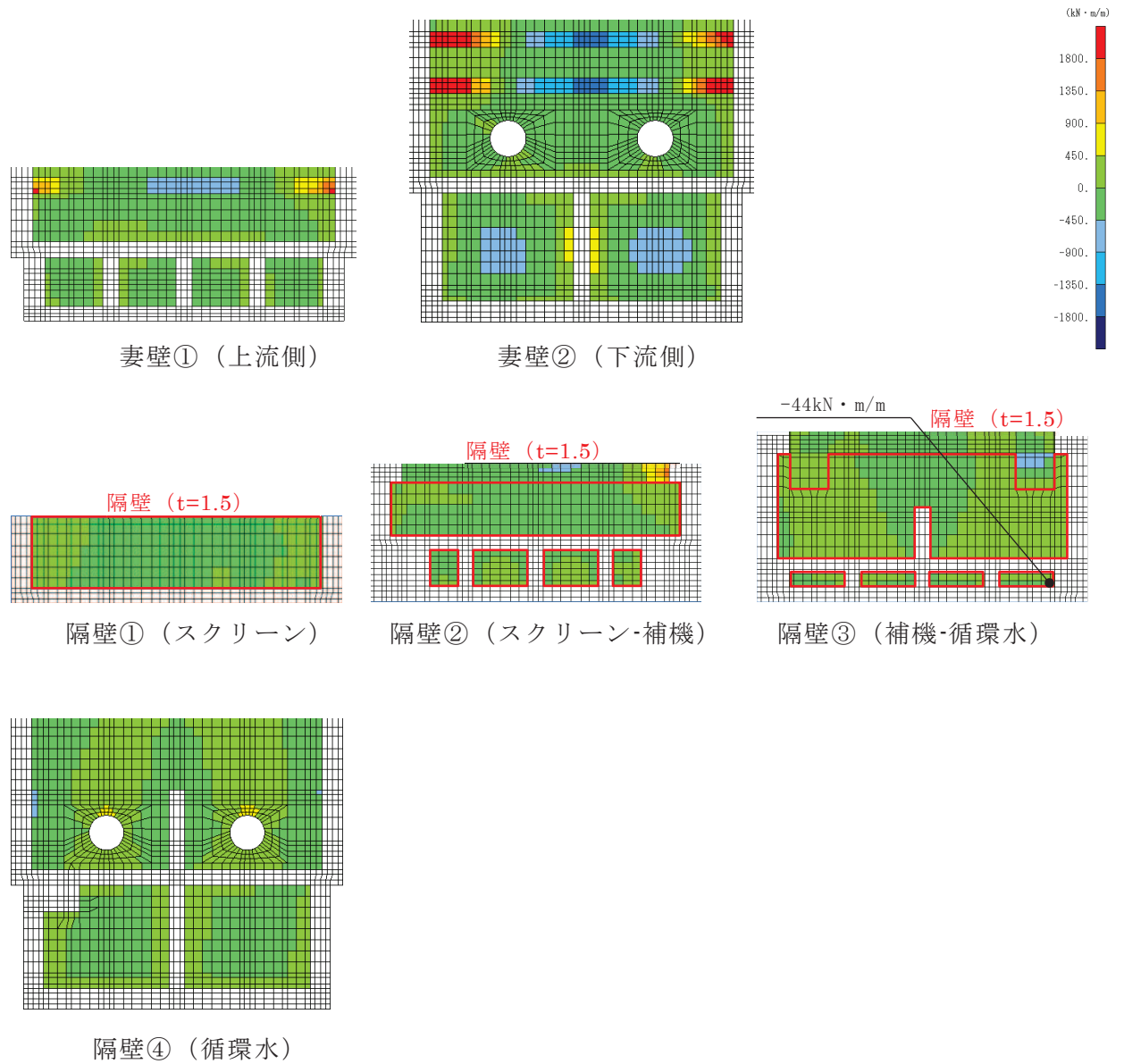


図 10-8(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($kN \cdot m/m$) : M_x)



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-8(2) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN · m/m) : M_x)

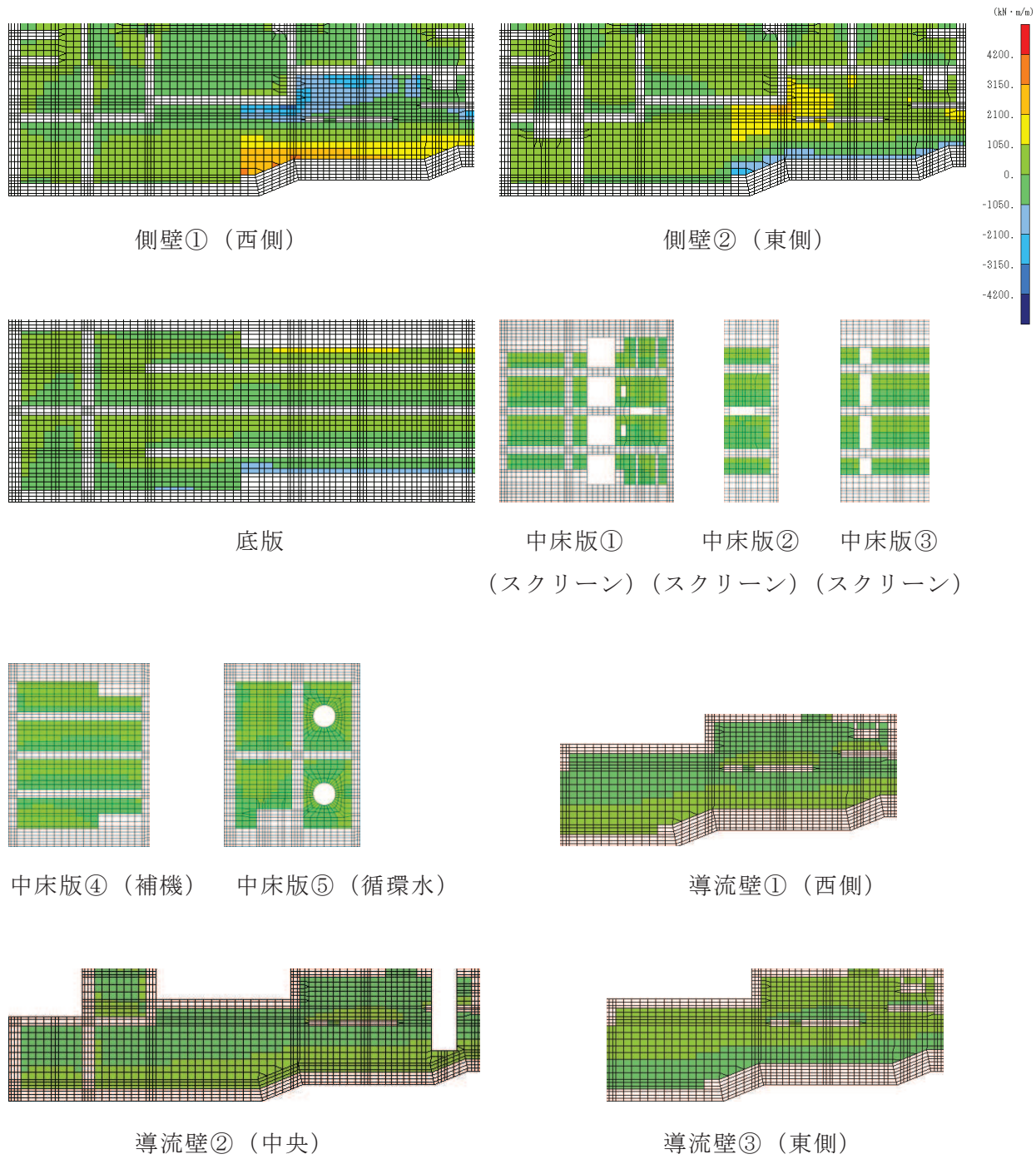
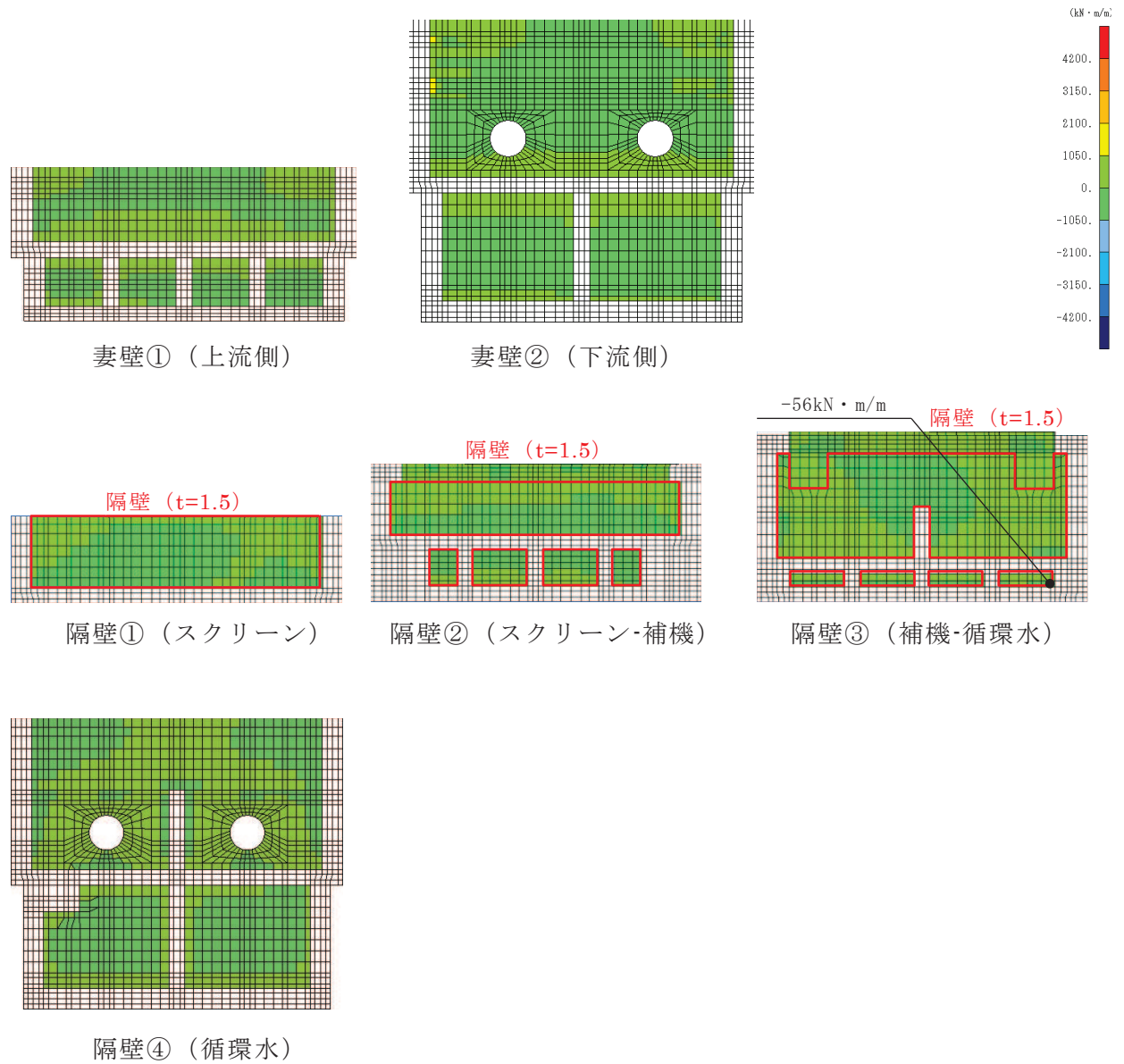


図 10-9(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN · m/m) : M_y)



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-9(2) 静的地震力 (kh=-0.16) 載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)

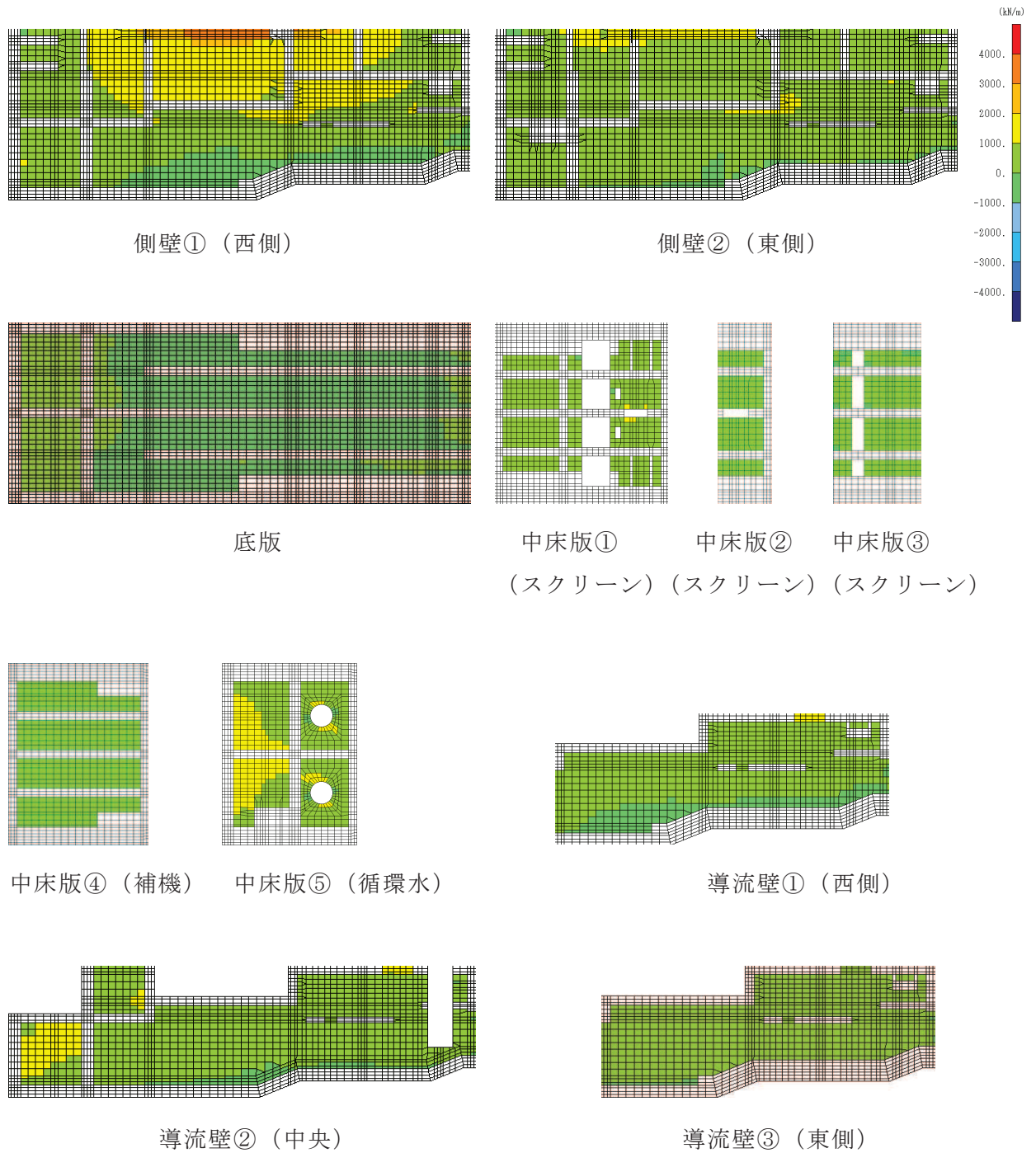
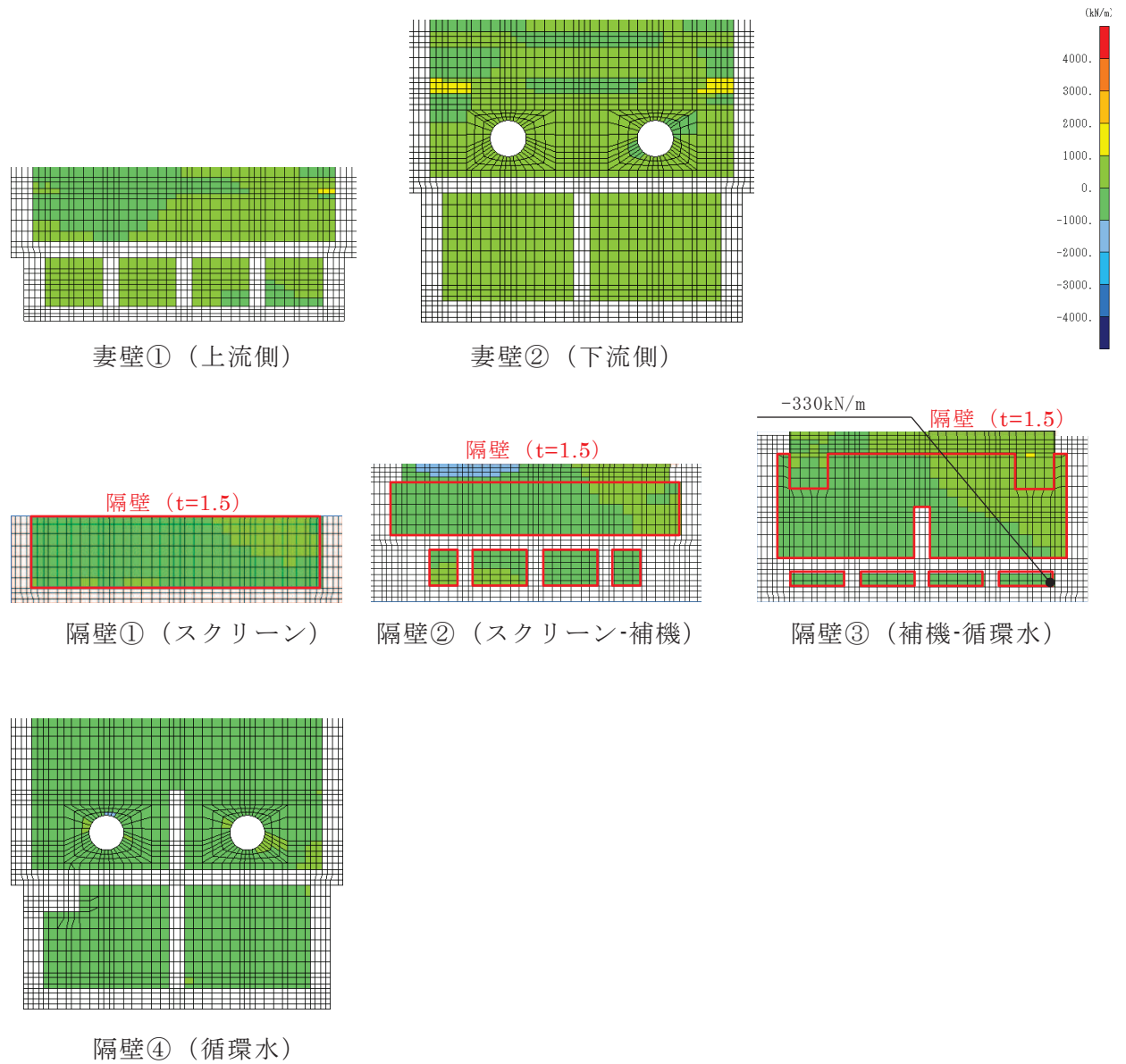


図 10-10(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-10(2) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
(軸力 (kN/m) : N_x)

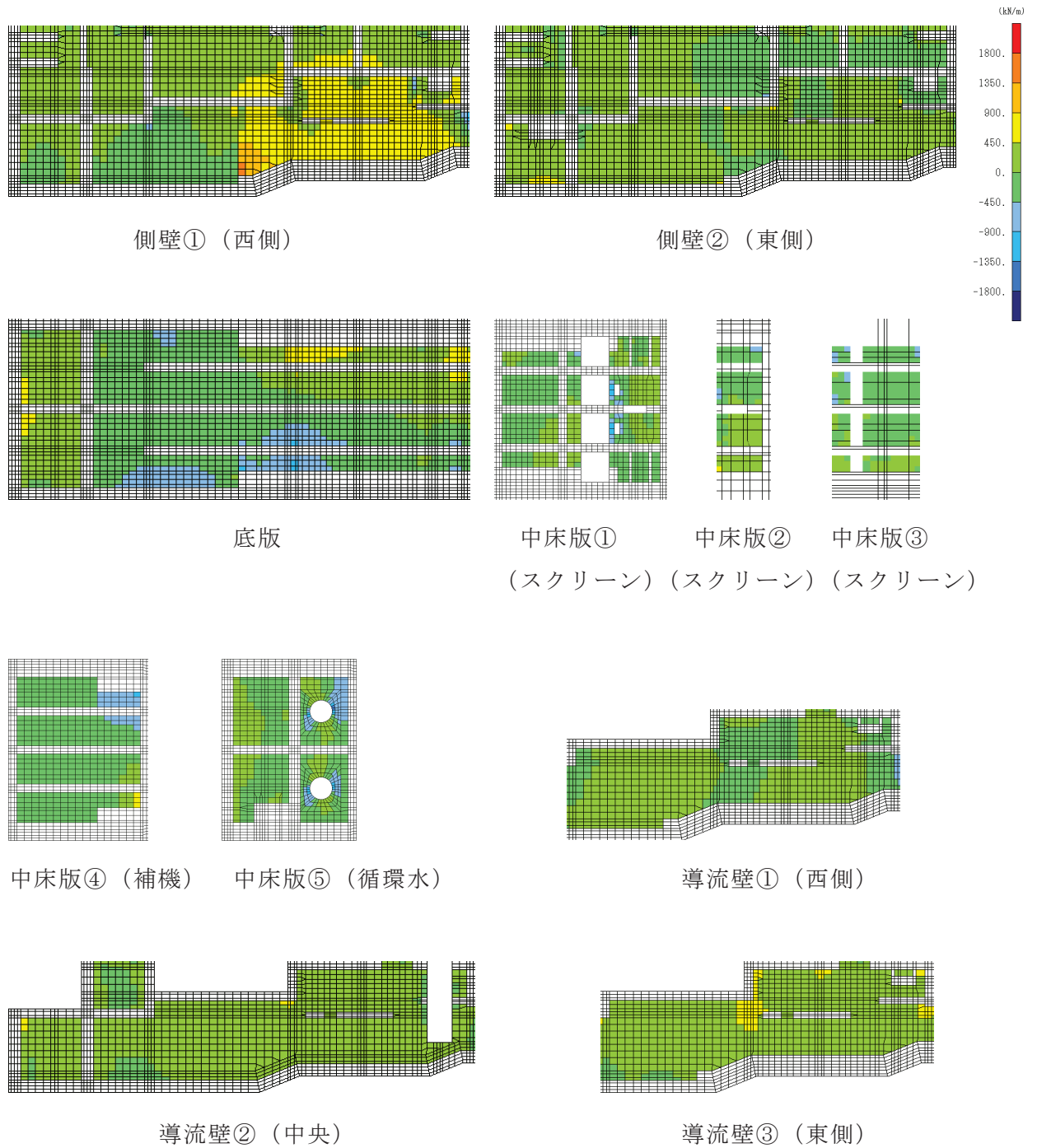
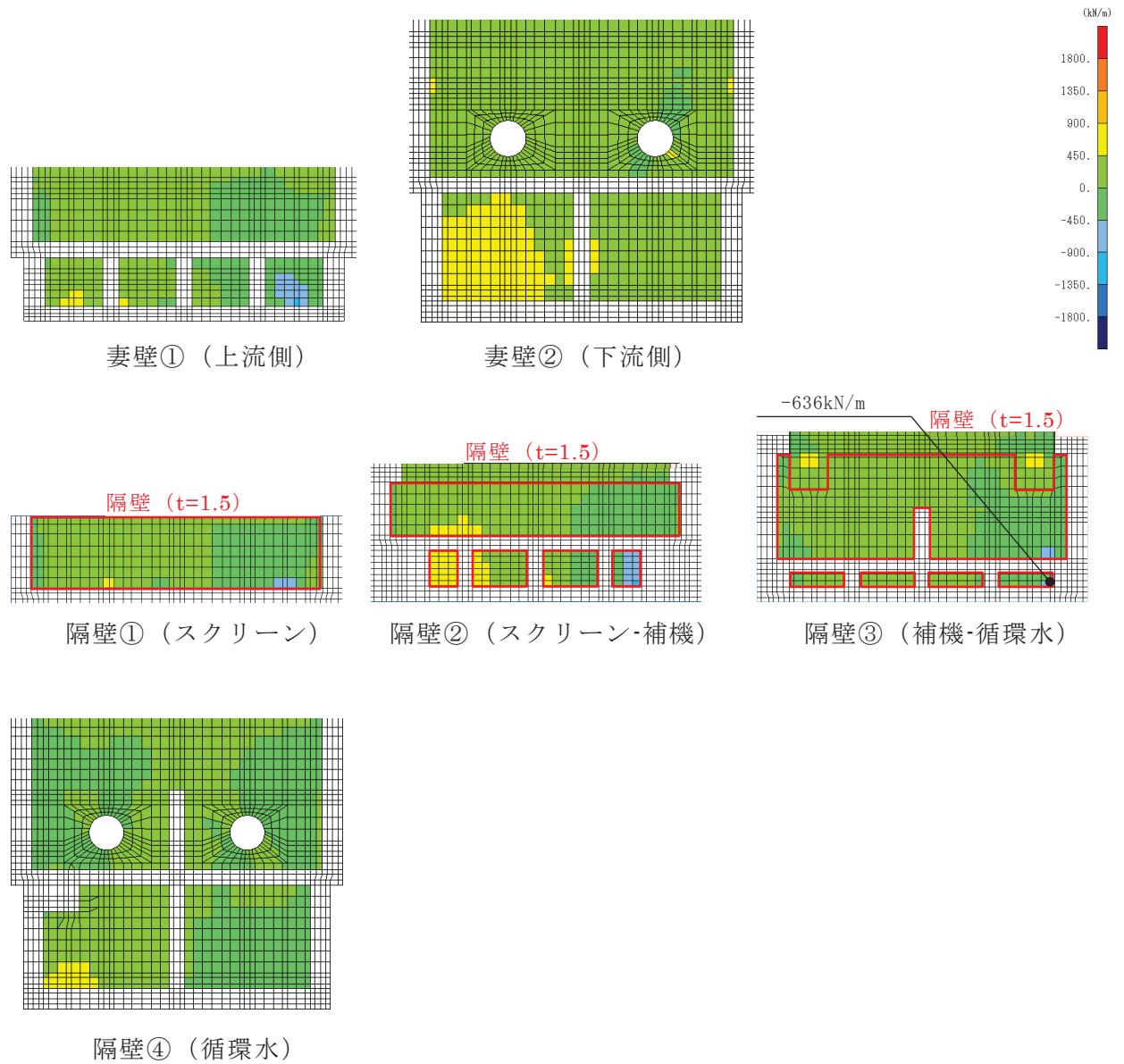


図 10-11(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-11(2) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)

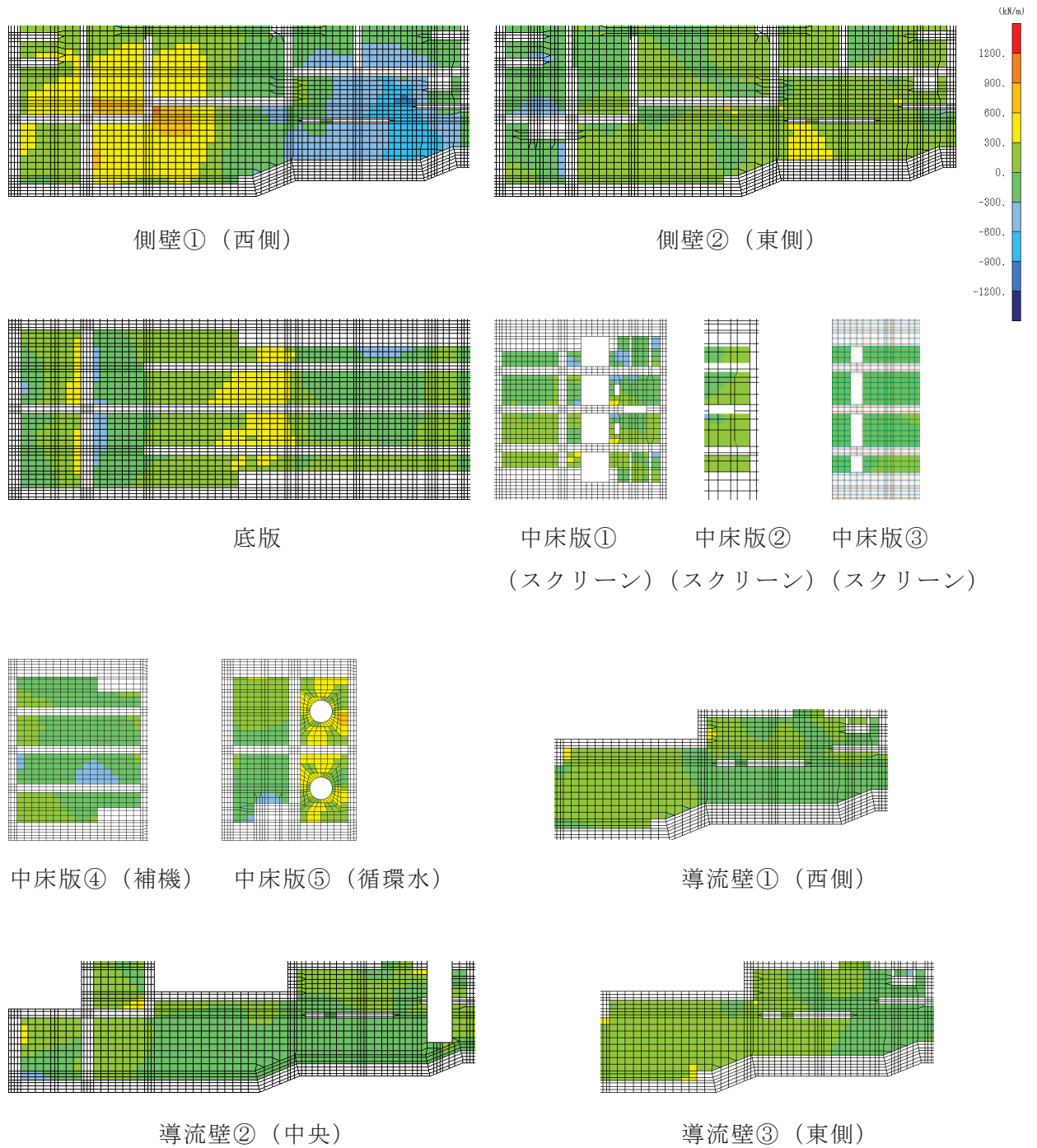
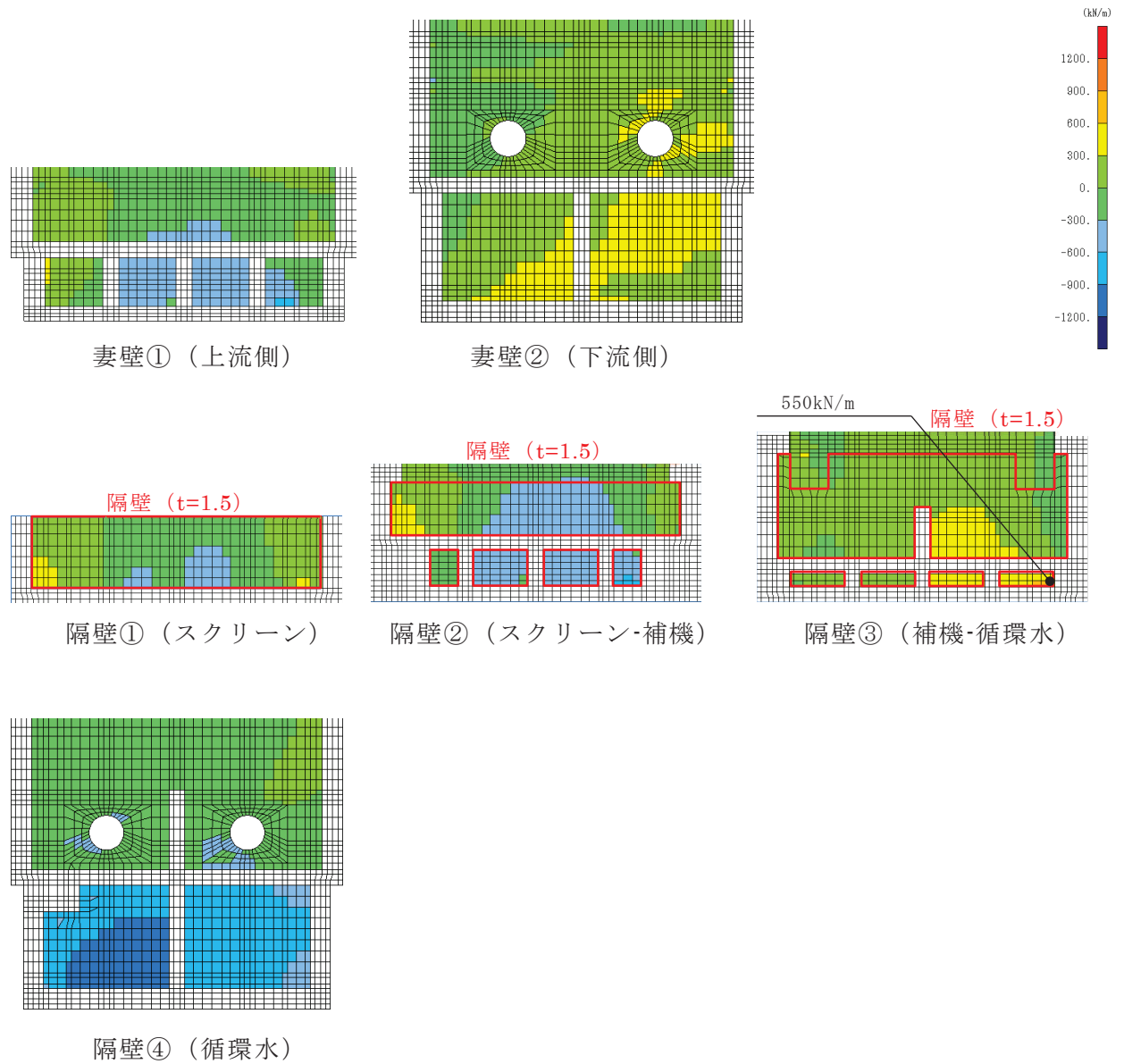


図 10-12(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (面内せん断力 (kN/m) : N_{xy})



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-12(2) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
(面内せん断力 (kN/m) : N_{xy})

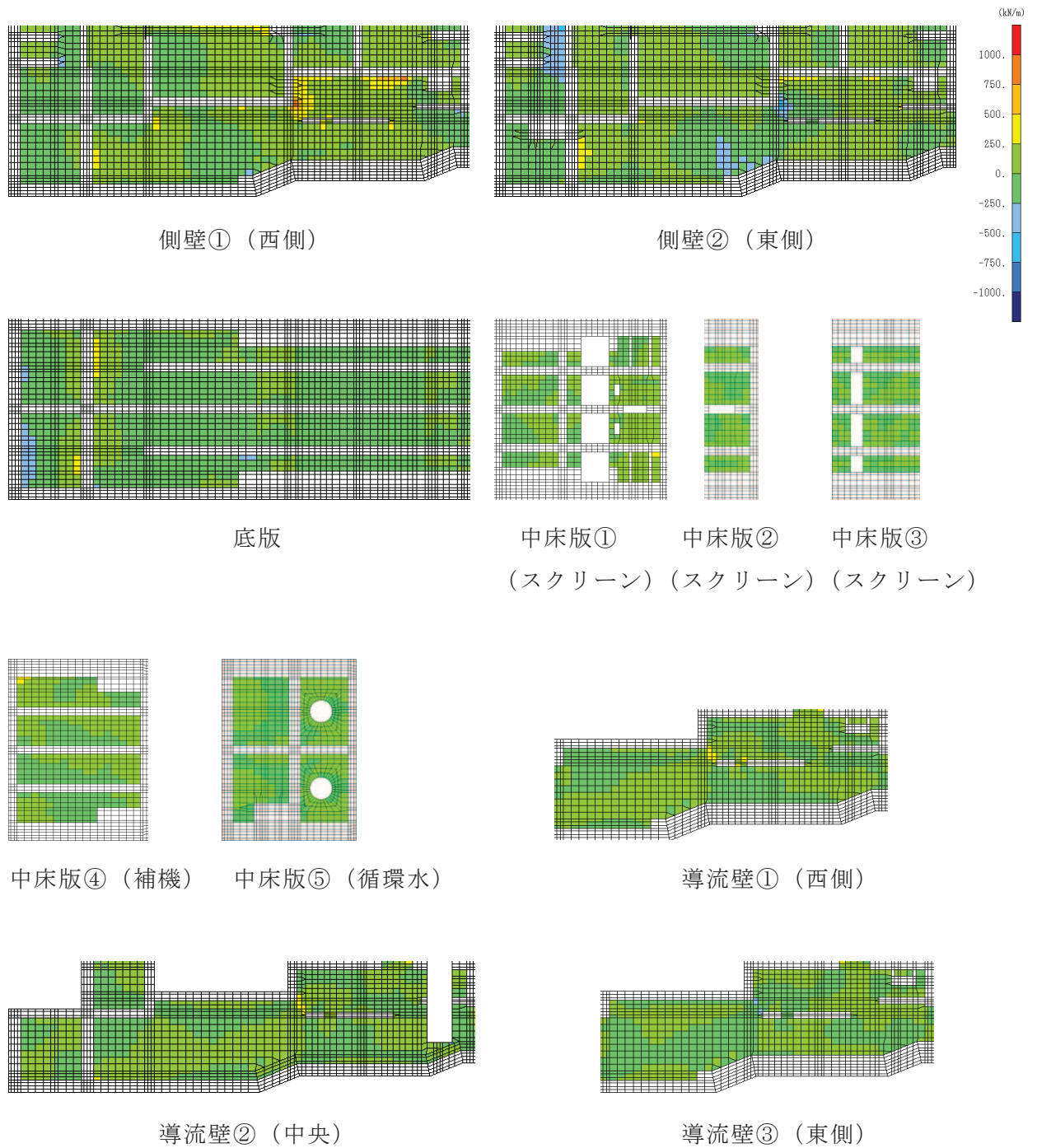
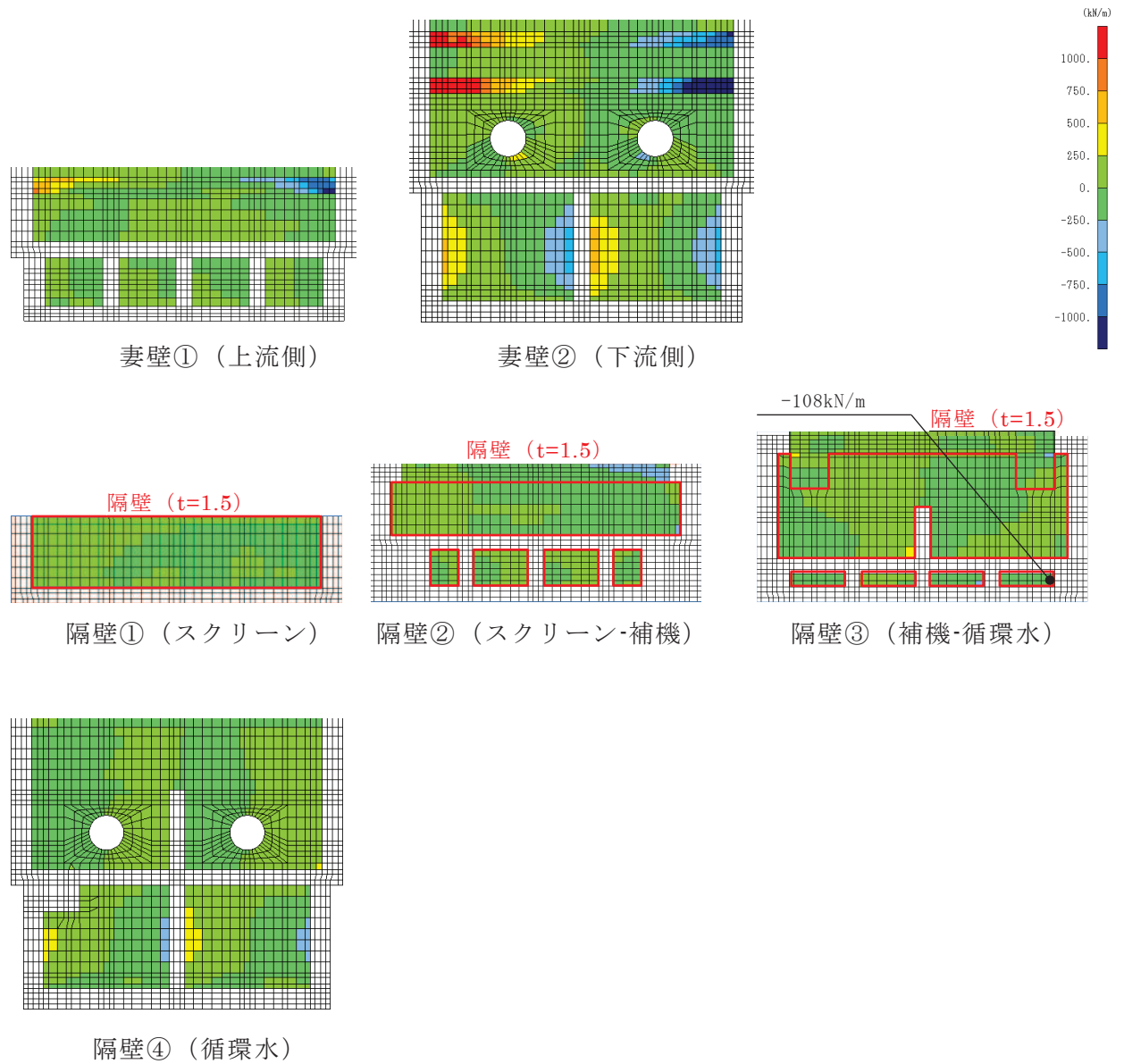


図 10-13(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-13(2) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_x)

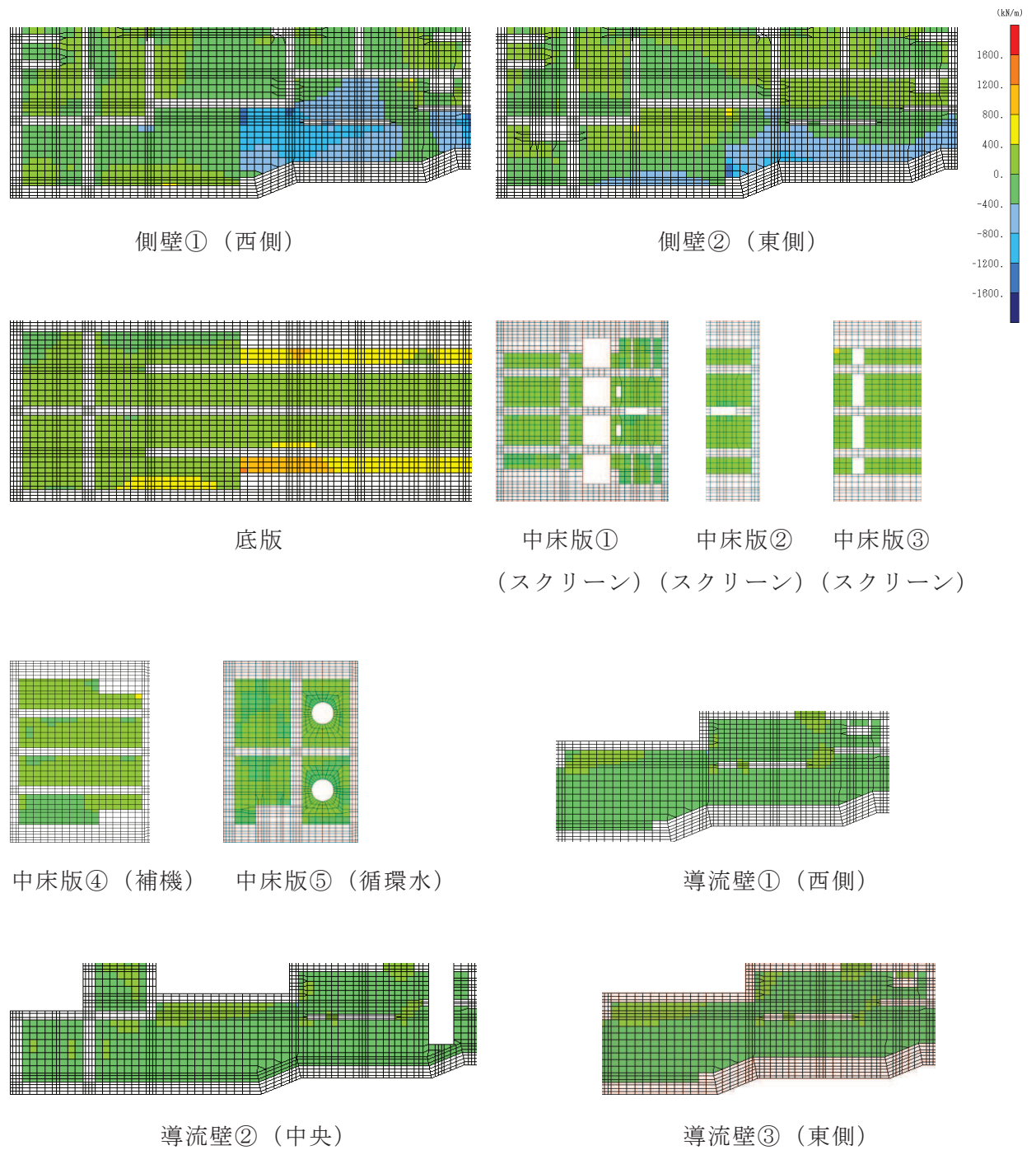
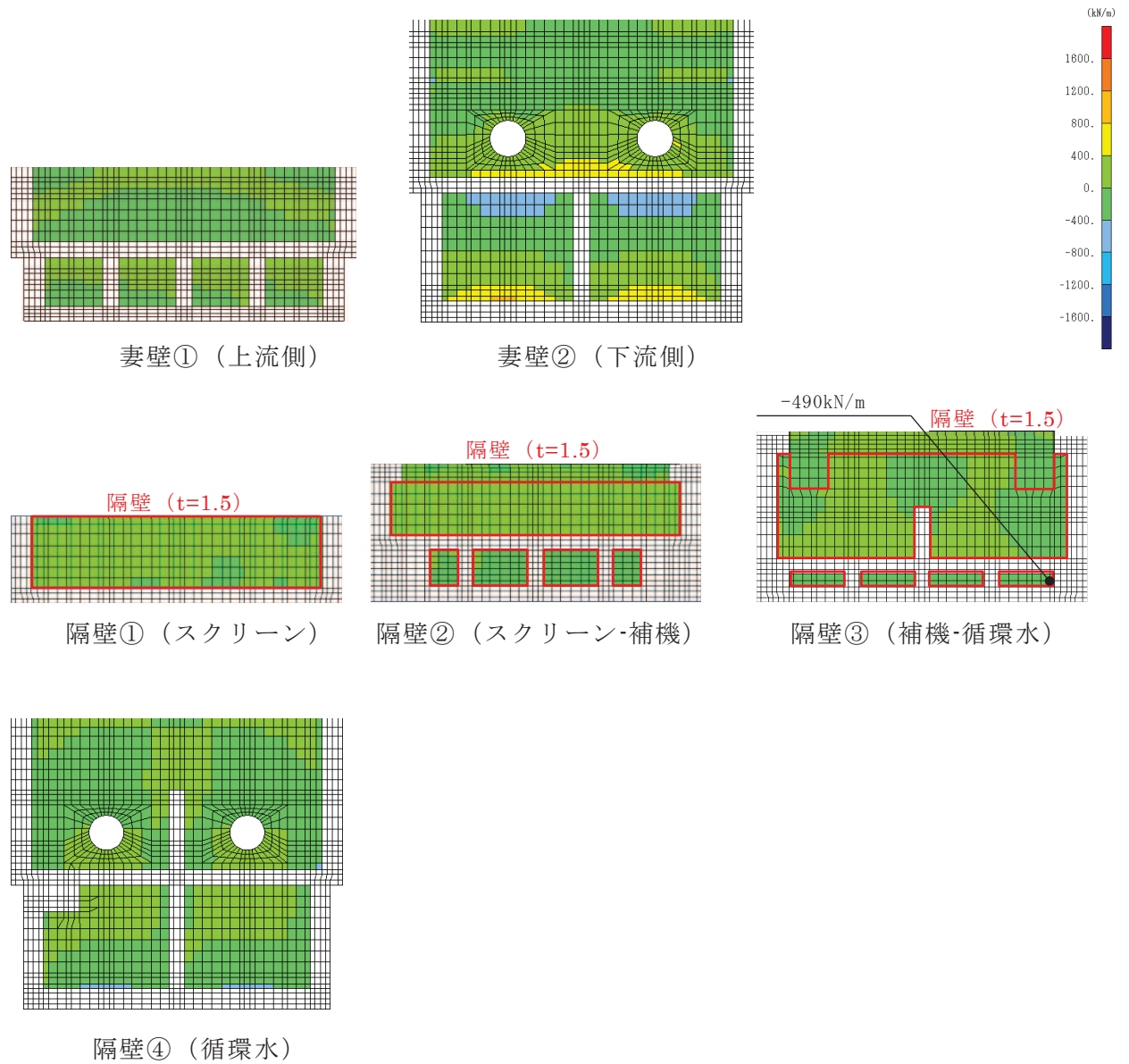


図 10-14(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-14(2) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_y)

表 10-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

地震動	評価位置*		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 σ'_c / σ'_{ca}
静的地震力 (kh=0.16)	側壁 (t=4.7m)	56	-4006	-14	2.2	11.7	0.19
	側壁 (t=2.0m)	46	-862	-155	1.7	11.7	0.15
	底版 (t=3.5m)	2	-2792	-1126	2.4	11.7	0.21
	底版 (t=2.0)	2	-1344	-970	2.7	11.7	0.24
	中床版 (t=1.5)	30	494	-589	1.8	11.7	0.16
	中床版 (t=1.0)	21	410	279	1.9	11.7	0.17
	導流壁 (t=1.5)	62	-950	-460	2.4	11.7	0.21
	妻壁 (t=1.5)	71	342	-247	1.4	11.7	0.12
	妻壁 (t=2.0)	82	-806	-152	1.6	11.7	0.14
	隔壁 (t=1.5)	121	286	405	0.8	11.7	0.07
	隔壁 (t=2.0)	142	694	-723	1.4	11.7	0.12

注記*：評価位置は図 10-15 に示す。

表 10-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

地震動	評価位置*		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	照査値 σ'_s / σ'_{sa}
						応力度 σ'_{sa} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁 (t=4.7m)	46	-1658	1112	209	294	0.72
	側壁 (t=2.0m)	41	656	916	220	294	0.75
	底版 (t=3.5m)	2	864	-154	90	294	0.31
	底版 (t=2.0)	4	668	1477	221	294	0.76
	中床版 (t=1.5)	17	-440	1401	247	294	0.85
	中床版 (t=1.0)	22	66	214	164	294	0.56
	導流壁 (t=1.5)	62	-254	980	139	294	0.48
	妻壁 (t=1.5)	71	342	363	106	294	0.37
	妻壁 (t=2.0)	82	-614	-804	125	294	0.43
	隔壁 (t=1.5)	121	286	611	109	294	0.38
	隔壁 (t=2.0)	141	-776	302	79	294	0.27

注記*：評価位置は図 10-15 に示す。

表 10-3 せん断破壊に対する評価結果

地震動	評価位置*1		発生せん断力 (kN/m)	発生応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_d / τ_{a1}
				τ_d (N/mm ²)	τ_{a1} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁 (t=4.7m)	46	1706	0.44	0.63	0.70
	側壁 (t=2.0m)	56	706	0.46	0.63	0.74
	底板 (t=3.5m)	2	1454	0.52	0.63	0.83
	底板 (t=2.0)	2	748	0.49	0.63	0.78
	中床版 (t=1.5)	30	564	0.52	0.63	0.83
	中床版 (t=1.0)	22	420	0.628	0.63	0.997*2 (0.084)
	導流壁 (t=1.5)	62	622	0.57	0.63	0.91
	妻壁 (t=1.5)	71	336	0.31	0.63	0.50
	妻壁 (t=2.0)	83	846	0.55	0.63	0.88
	隔壁 (t=1.5)	125	490	0.45	0.63	0.72
	隔壁 (t=2.0)	143	518	0.34	0.63	0.54

注記*1：評価位置は図 10-15 に示す。

*2：短期許容応力度の照査値が 0.997 であったため、参考としてせん断補強鉄筋を考慮した短期許容せん断力に対する照査値を示す。

【側壁・隔壁】

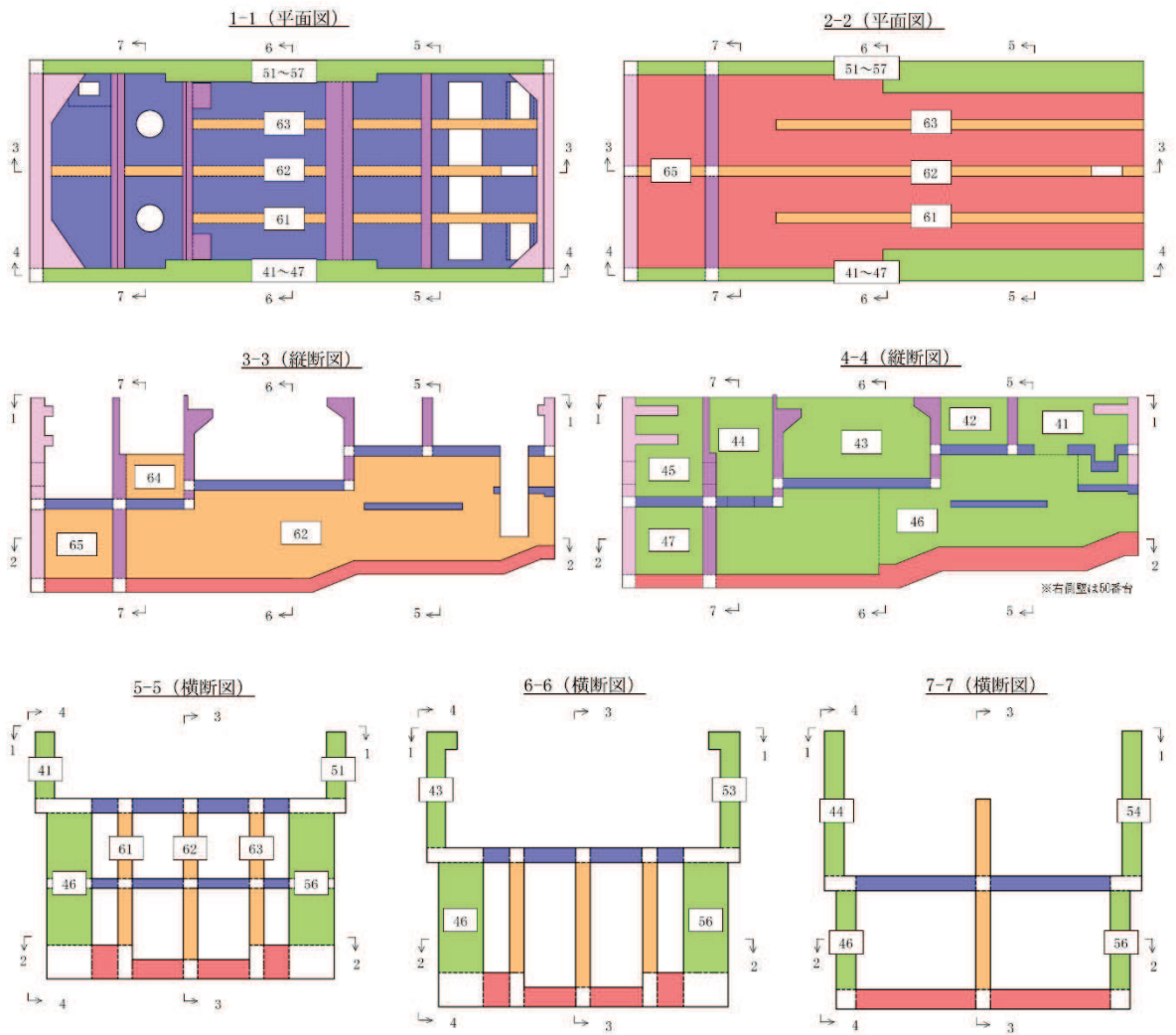


図 10-15(1) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

【底版・中床版】

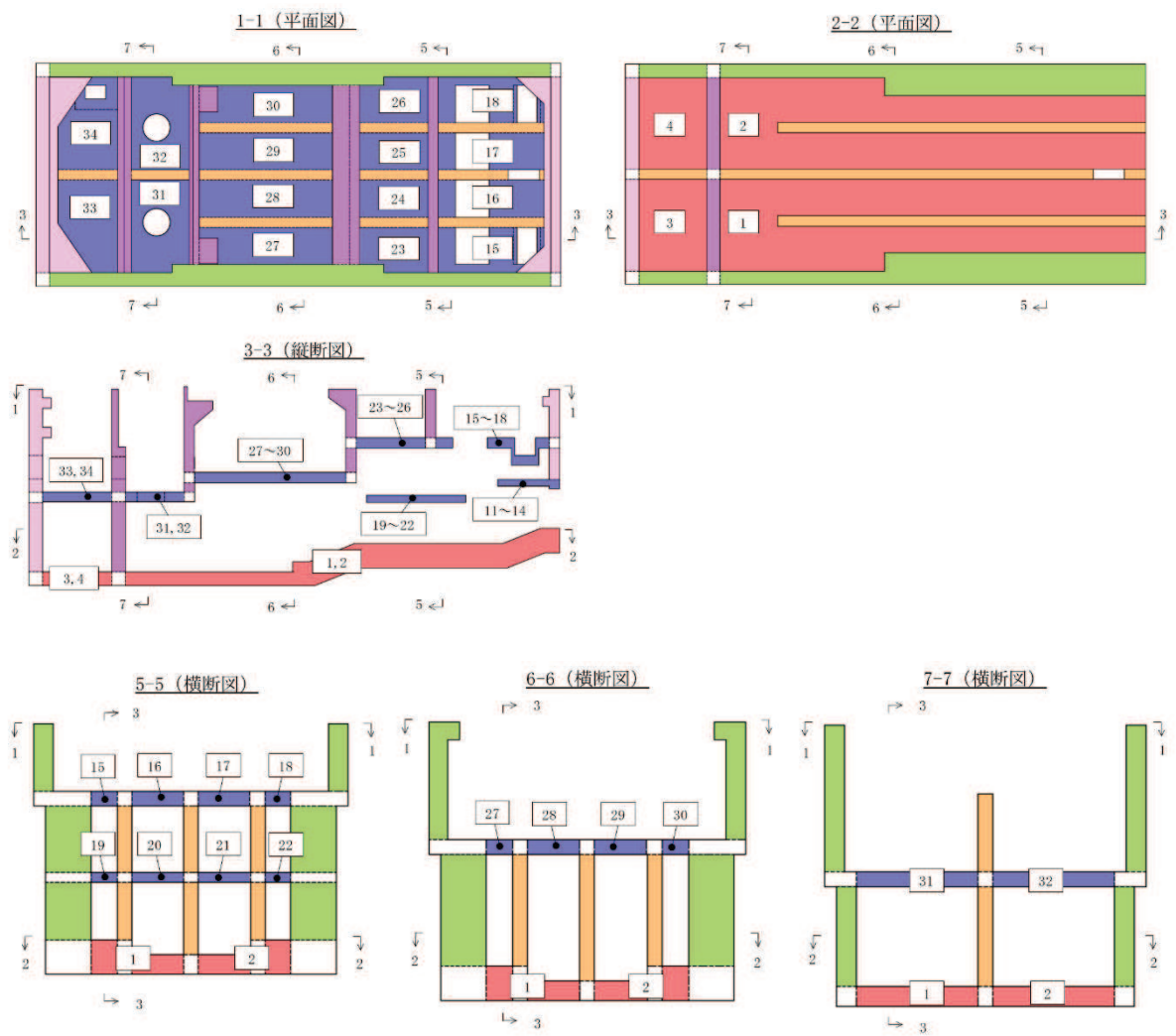


図 10-15(2) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

【妻壁・隔壁】

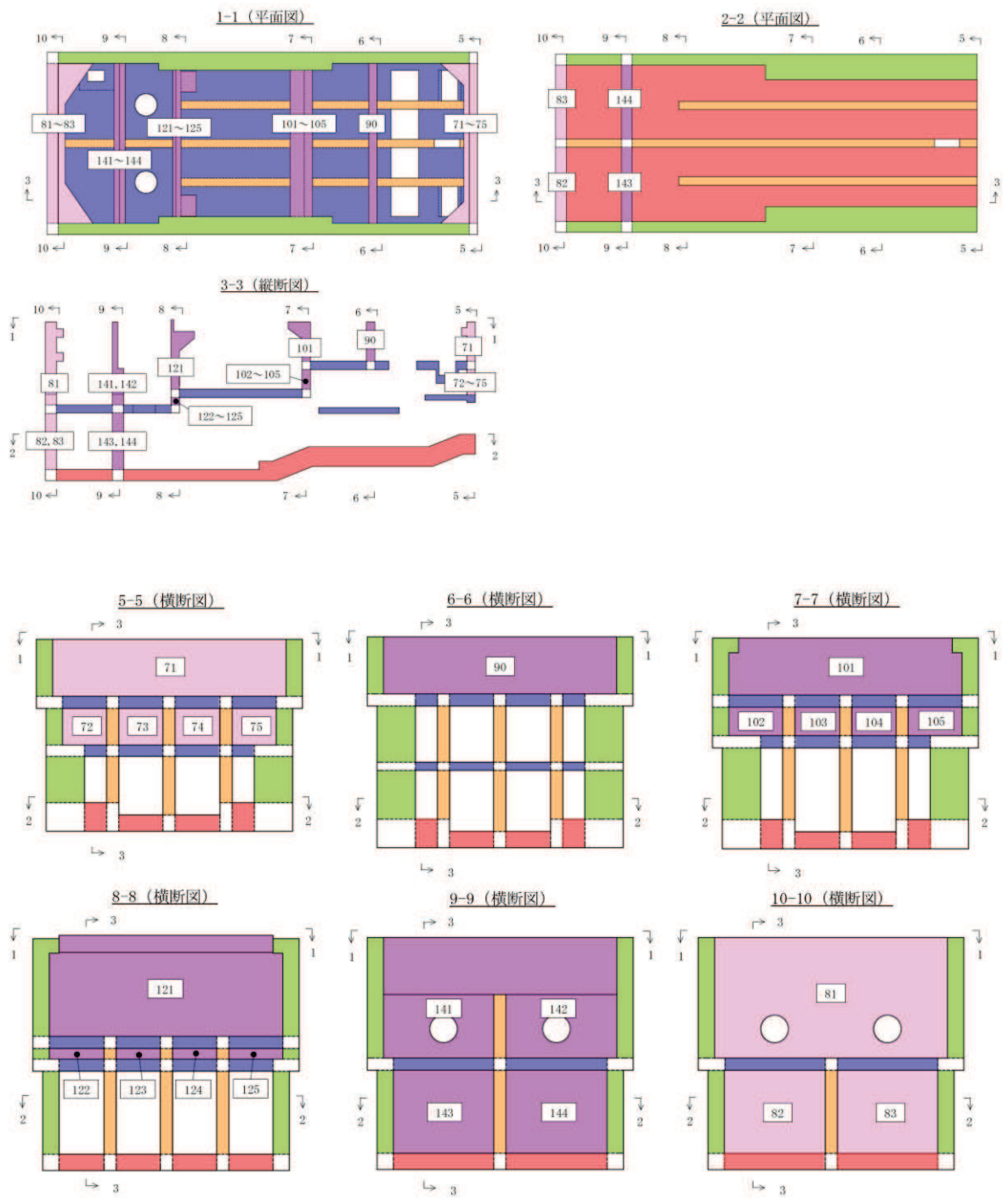


図 10-15(3) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

11. 基礎地盤の支持性能

基礎地盤及び MMR の支持性能に対する評価結果を表 11-1 及び表 11-2 に示す。また、最大接地圧分布図を図 11-1 及び図 11-2 に示す。

基礎地盤作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及び MMR (既設) に作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 11-1(1) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 (スクリーンエリア)

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm^2)	短期許容 支持力度 R_a (N/mm^2)	照査値 R_d/R_a
静的地震力 ($kh=0.16$)	1.5	9.1	0.17

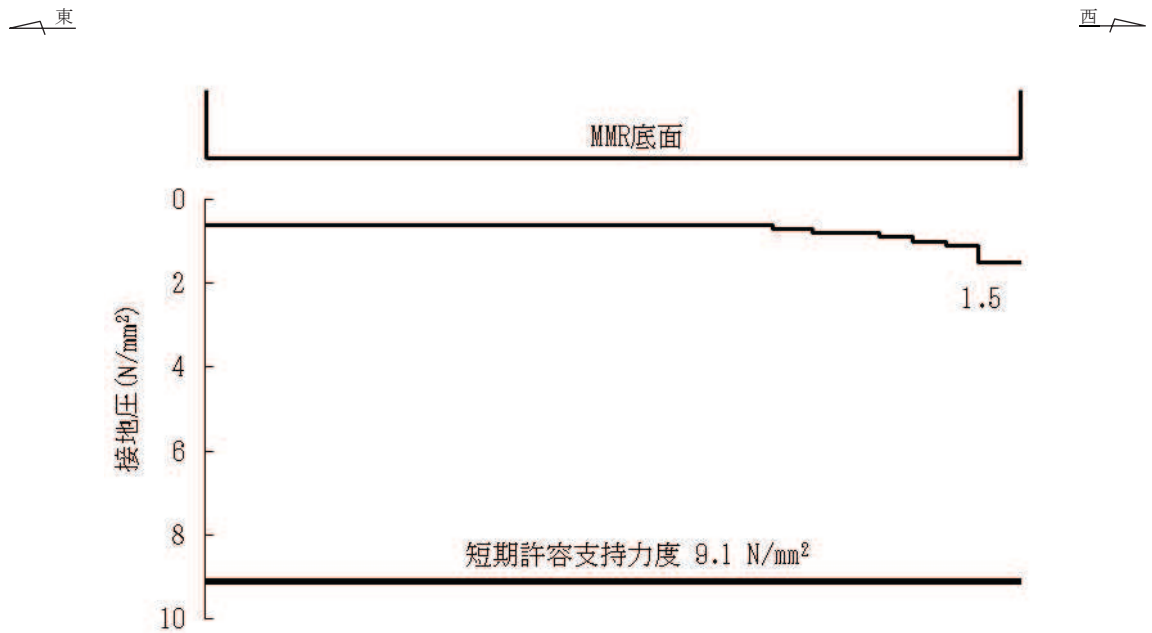


図 11-1(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (スクリーンエリア)

表 11-1(2) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果（補機ポンプエリア）

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	短期許容 支持力度 R_a (N/mm ²)	照査値 R_d/R_a
静的地震力 ($kh=0.16$)	1.1	9.1	0.13

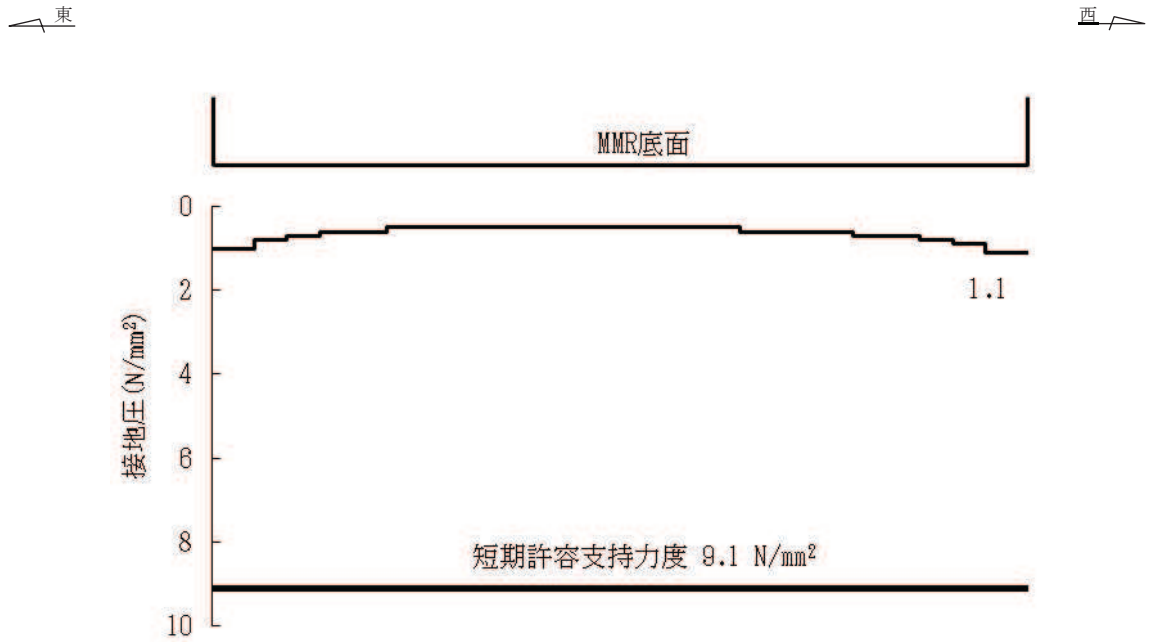


図 11-1(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図（補機ポンプエリア）

表 11-1(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 (循環水ポンプエリア)

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm^2)	短期許容 支持力度 R_a (N/mm^2)	照査値 R_d/R_a
静的地震力 ($kh=0.16$)	1.0	9.1	0.11

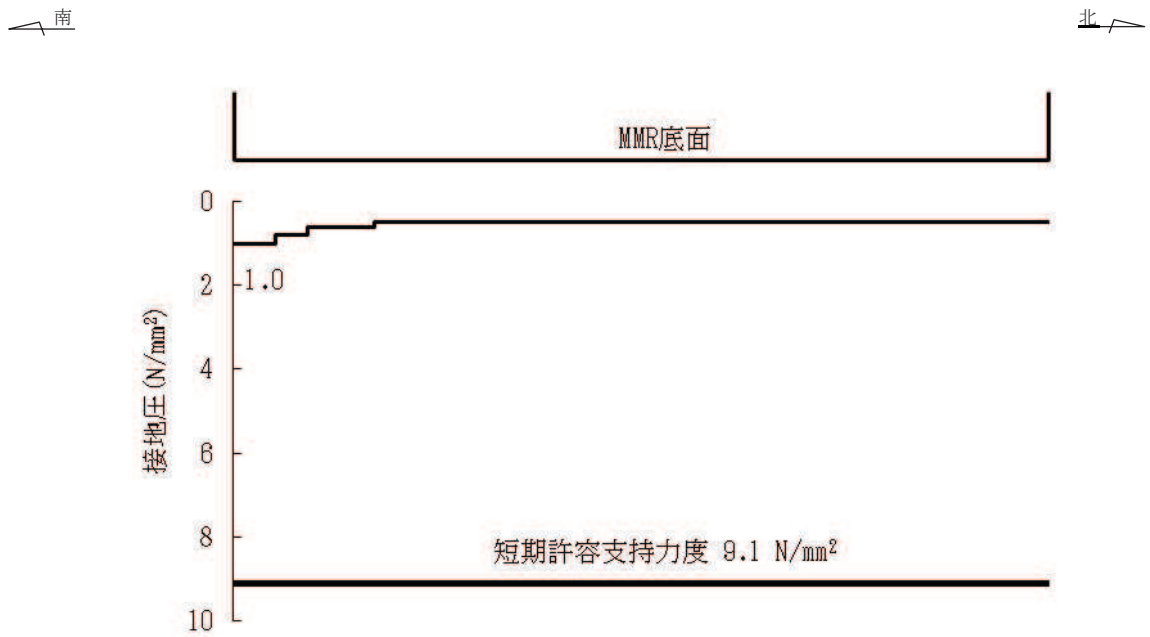


図 11-1(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (循環水ポンプエリア)

表 11-2(1) MMR (既設) の支持性能に対する評価結果 (スクリーンエリア)

地震荷重	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
静的地震力 ($kh=0.16$)	1.7	15.6	0.11

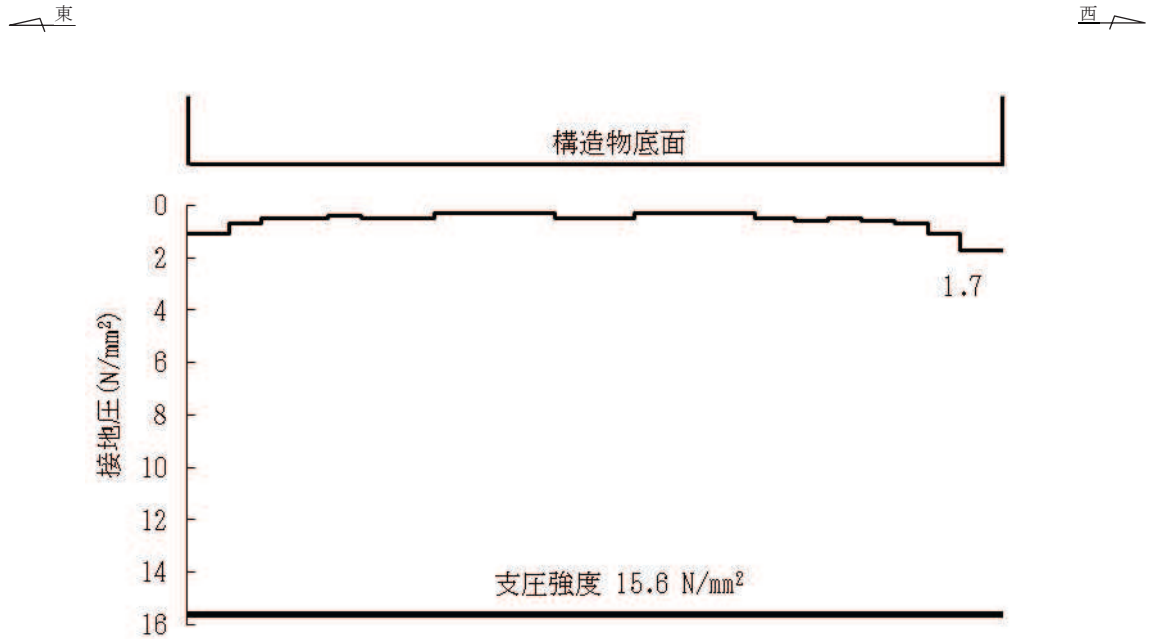


図 11-2(1) MMR (既設) の最大接地圧分布図 (スクリーンエリア)

表 11-2(2) MMR (既設) の支持性能に対する評価結果 (補機ポンプエリア)

地震荷重	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
静的地震力 ($kh=0.16$)	1.4	15.6	0.09

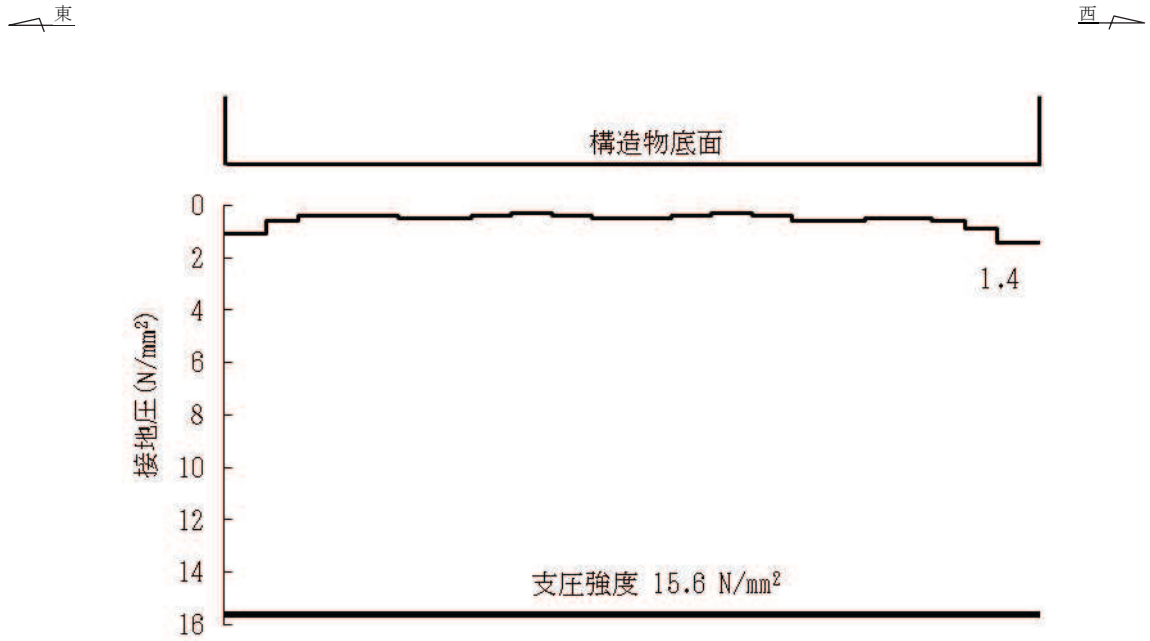


図 11-2(2) MMR (既設) の最大接地圧分布図 (補機ポンプエリア)

表 11-2(3) MMR (既設) の支持性能に対する評価結果 (循環水ポンプエリア)

地震荷重	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
静的地震力 ($kh=0.16$)	1.2	15.6	0.08

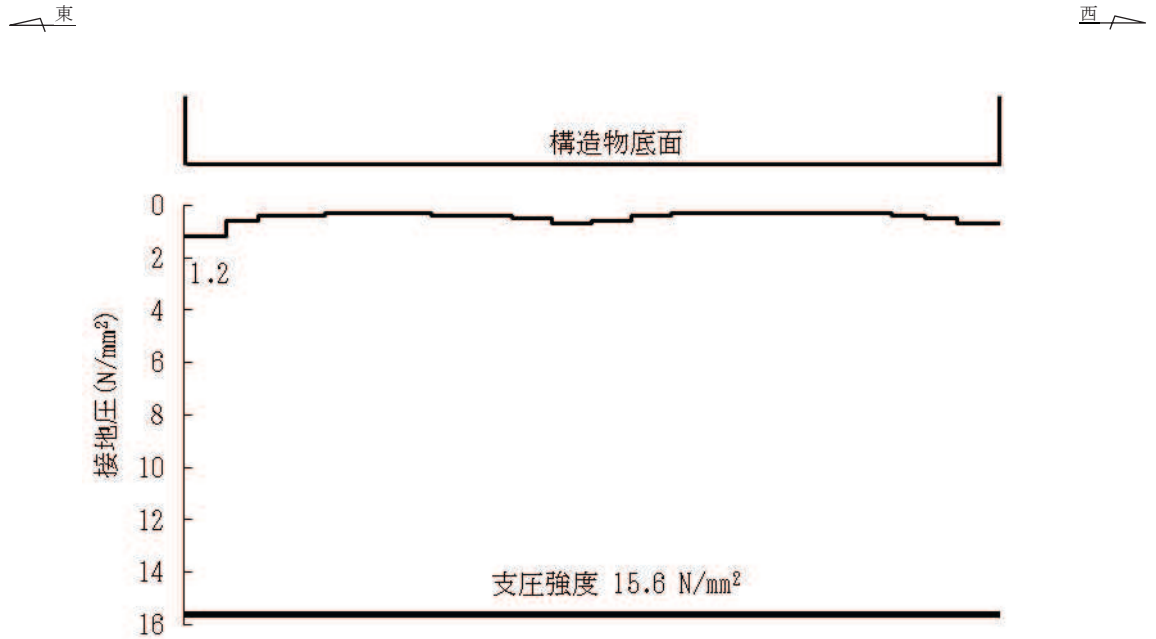


図 11-2(3) MMR (既設) の最大接地圧分布図 (循環水ポンプエリア)

12. まとめ

海水ポンプ室について、Cクラス施設に求められる静的地震力 ($kh=0.16$) に対して耐震性を有することの確認を行った。

その結果、構造部材（コンクリート及び鉄筋）の発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。また、基礎地盤作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及びMMR（既設）に作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

以上のことから、海水ポンプ室は設計上求められる静的地震力に対して十分な耐震性を有することを確認した。

参考資料 11 海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁等の設計について

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と、溢水事象に対する止水機能が要求される。

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、また、機器の破損時における溢水に対して止水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。

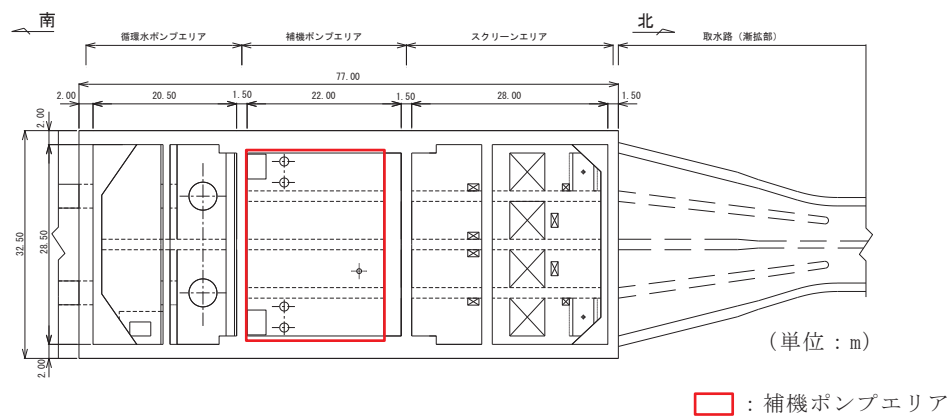


図 2-1 海水ポンプ室平面図

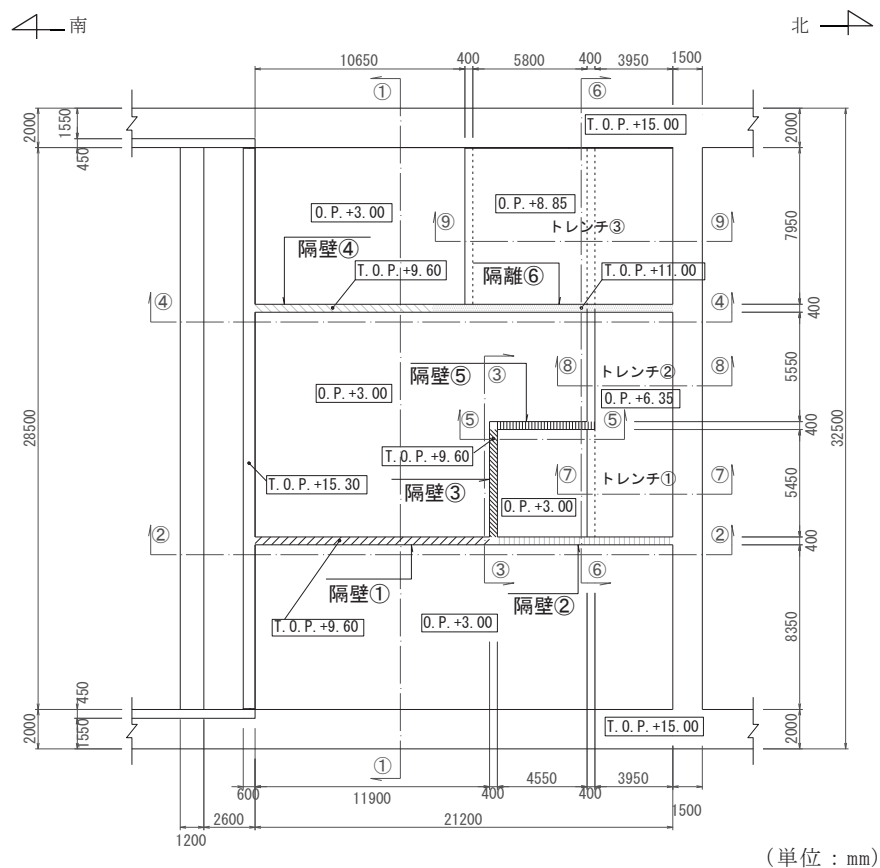


図 2-2 海水ポンプ室補機ポンプエリアの平面図

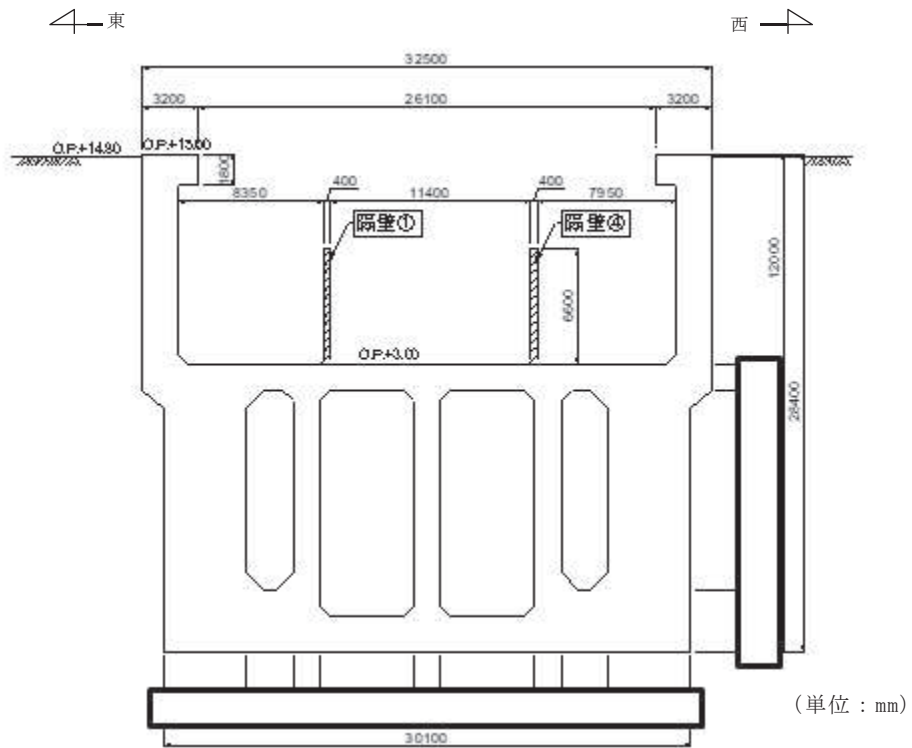


図 2-3(1) 補機ポンプエリア断面図 (①—①断面)

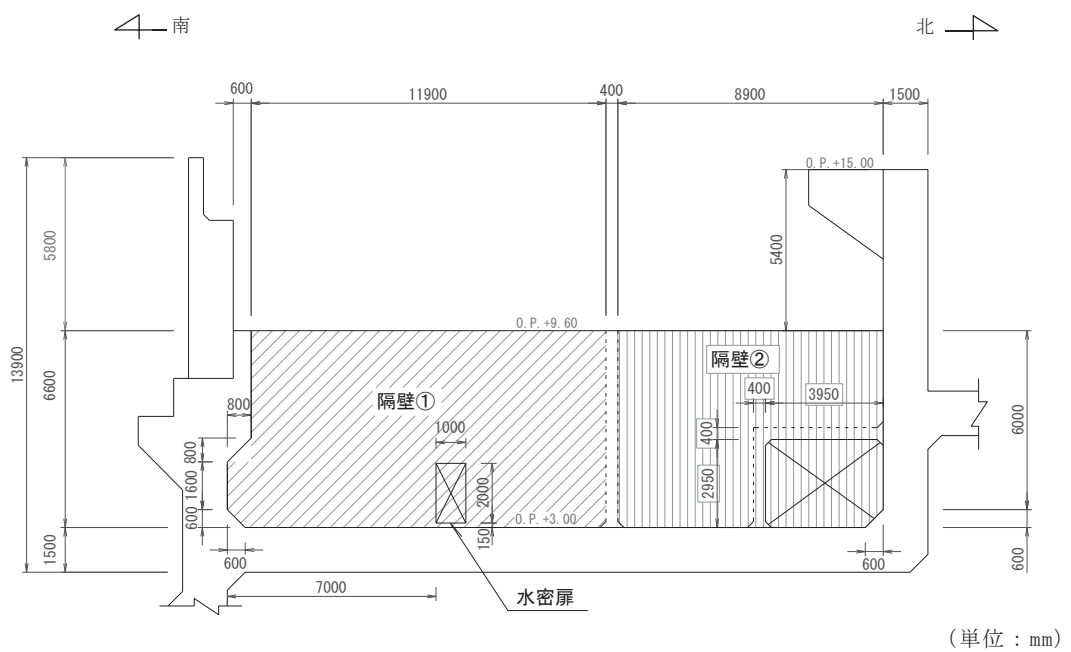


図 2-3(2) 補機ポンプエリア断面図 (②—②断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

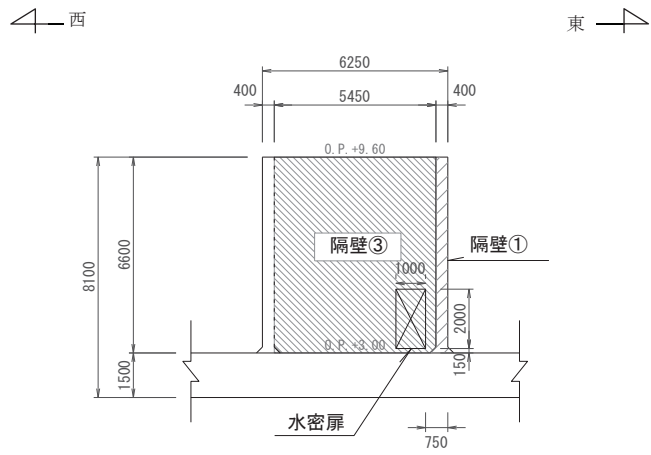


図 2-3(3) 補機ポンプエリア断面図 (③—③断面)

(単位：mm)

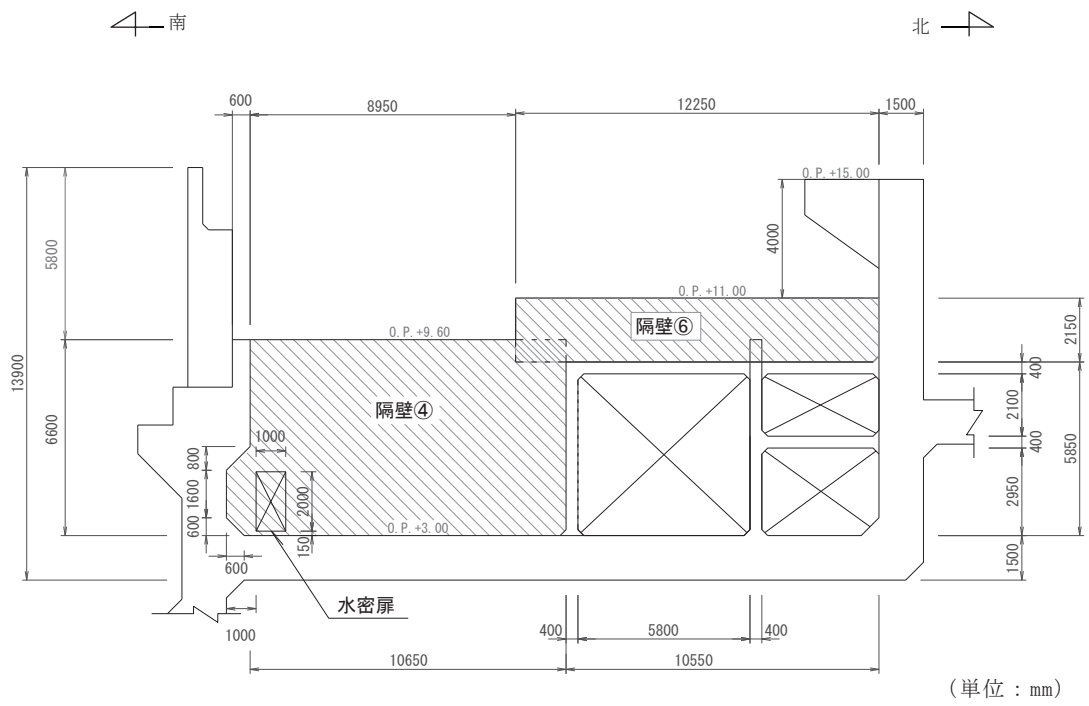


図 2-3(4) 補機ポンプエリア断面図 (④—④断面)

(単位：mm)

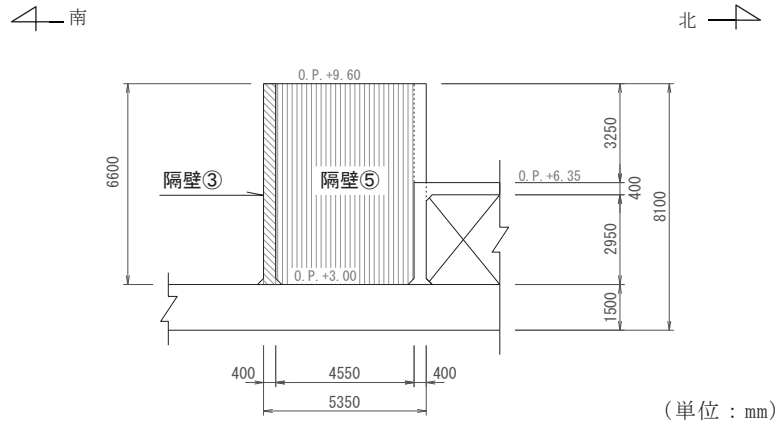


図 2-3(5) 補機ポンプエリア断面図 (⑤—⑤断面)

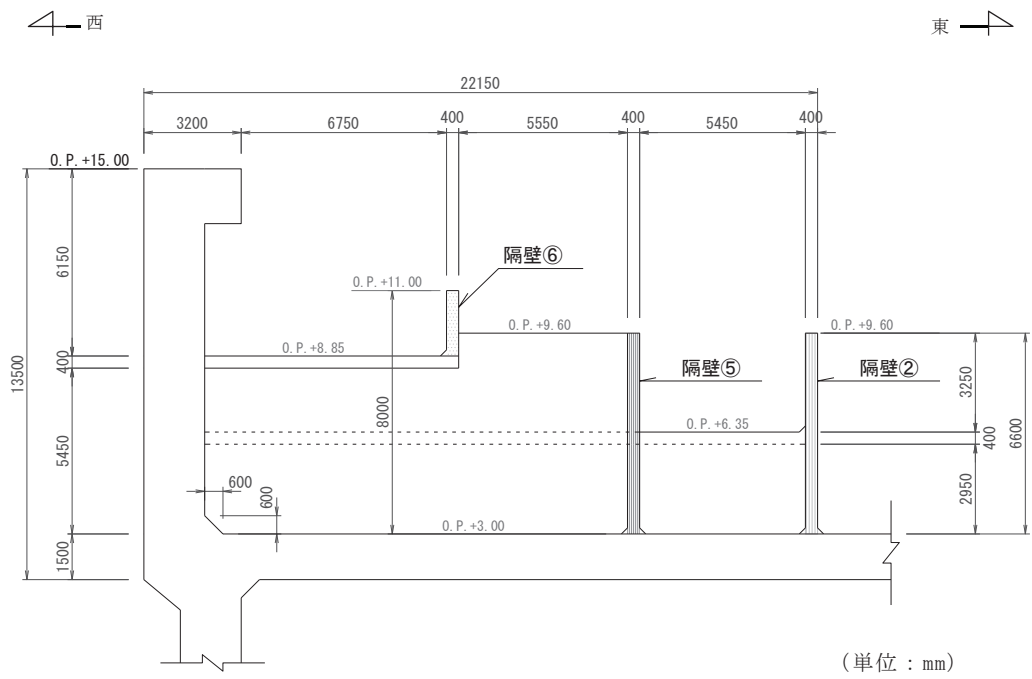


図 2-3(6) 補機ポンプエリア断面図 (⑥—⑥断面)

南

北

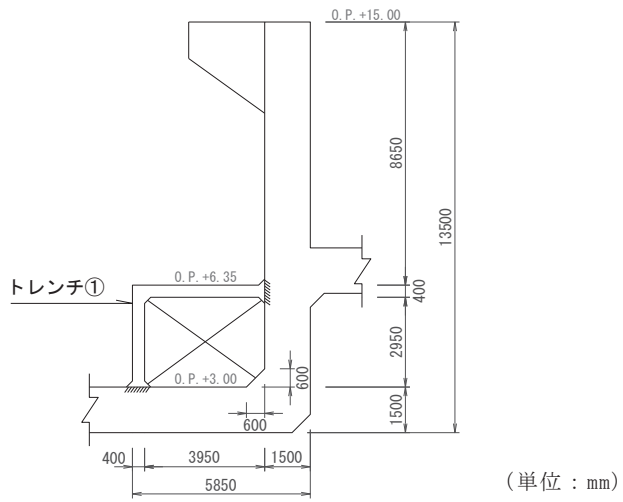


図 2-3(7) 補機ポンプエリア断面図 (⑦—⑦断面)

南

北

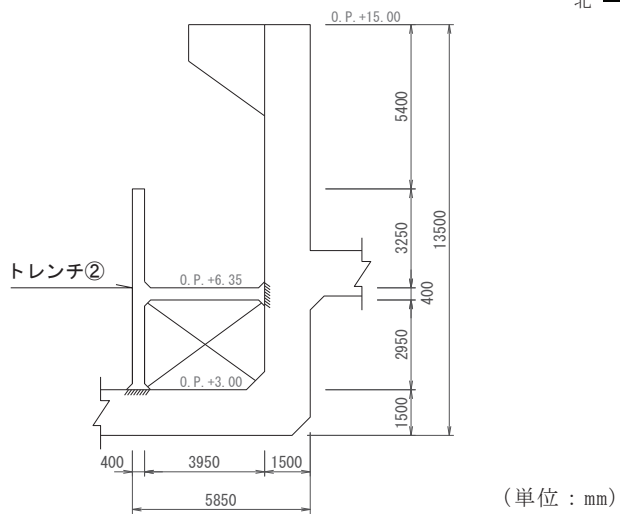


図 2-3(8) 補機ポンプエリア断面図 (⑧—⑧断面)

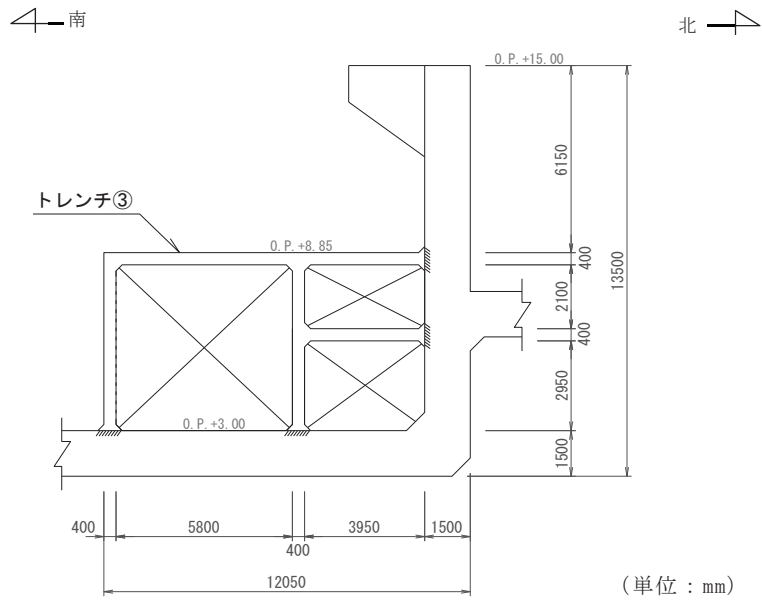


図 2-3(9) 補機ポンプエリア断面図 (⑨-⑨断面)

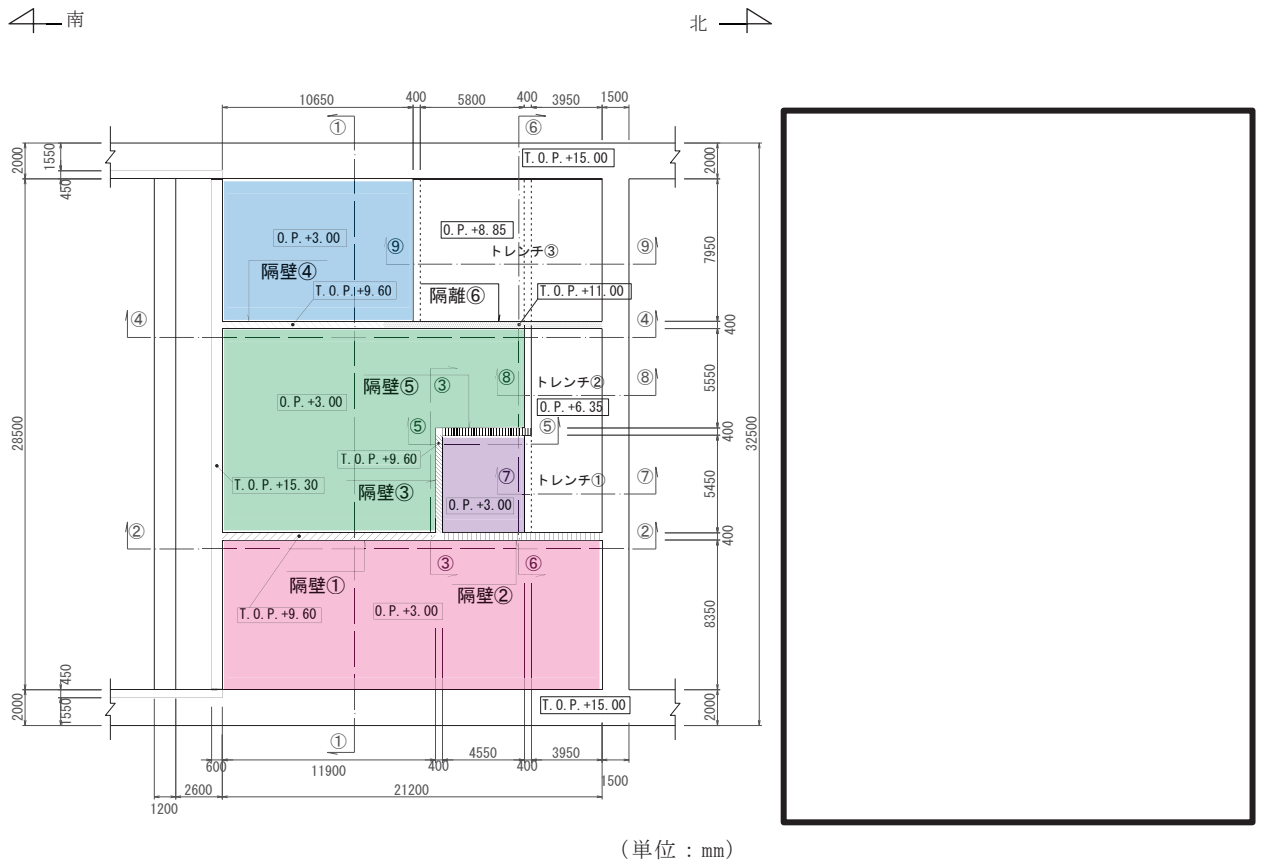


図 2-4 海水ポンプ室補機ポンプエリアの系統の分離図

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と、溢水事象に対する止水機能が要求される。

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、「資料9 3.地震応答解析」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、短期許容応力度を下回ることを確認する。トレンチは、非線形はり要素とした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。

止水機能を損なわないことの確認は、添付書類「VI-1-1-8 発電用原子炉施設の溢水防護に関する説明書」に示す溢水評価の内容を踏まえ、機器の破損等により生じる溢水（以下「想定破損による溢水」という。）に対して実施する。溢水源は「原子力発電所の内部溢水影響評価ガイド」に基づき単一機器の想定破損による溢水とし、各部材の健全性評価を行う。隔壁は、地震時と同様に、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、短期許容応力度を下回ることを確認する。トレンチは、地震時と同様に非線形はり要素とした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、止水機能を損なわないことの許容限界を下回ることを確認する。なお、補機ポンプエリア内の機器は基準地震動 S_s による耐震性が確保されることから、地震に起因する機器の破損により生じる溢水は考慮しない。

以上のとおり、海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁及びトレンチの健全性評価は、基準地震動 S_s による地震時と、単一機器の想定破損による溢水時の独立した事象に対して実施する。

地震時の評価フローを図2-5に、溢水時の評価フローを図2-6に示す。

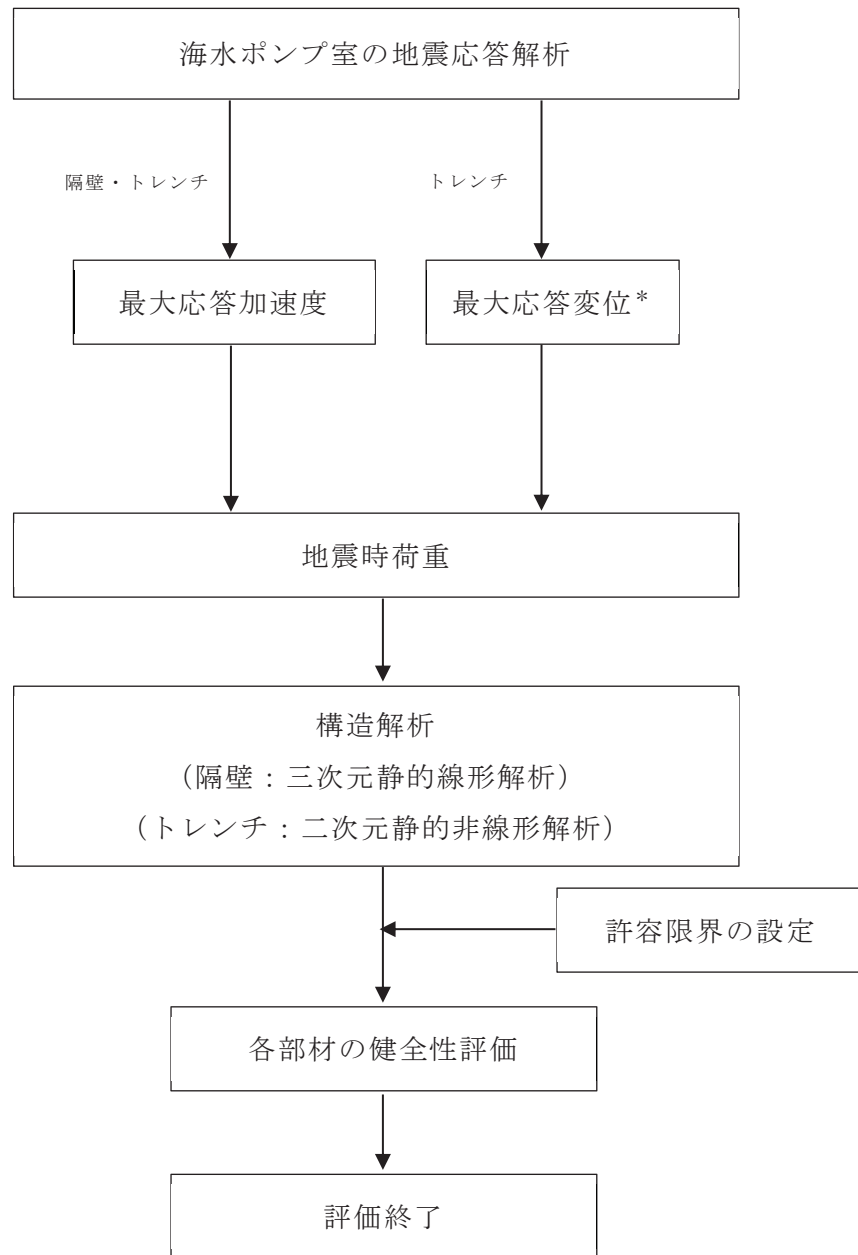


図 2-5 地震時の評価フロー

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。

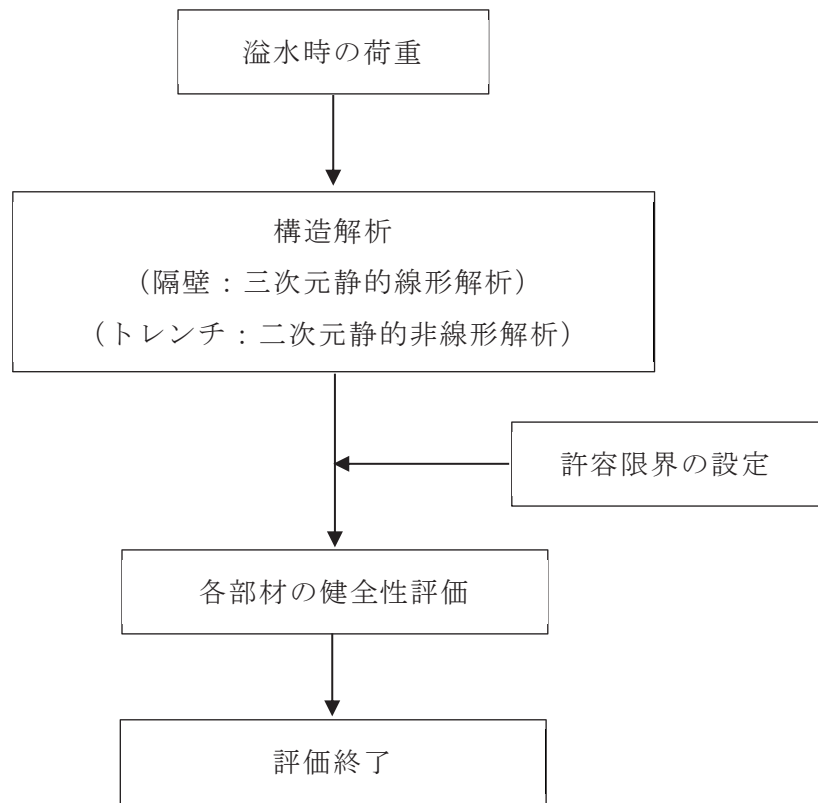


図 2-6 溢水時の評価フロー

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 適用規格

適用する規格・基準等を以下に示す。

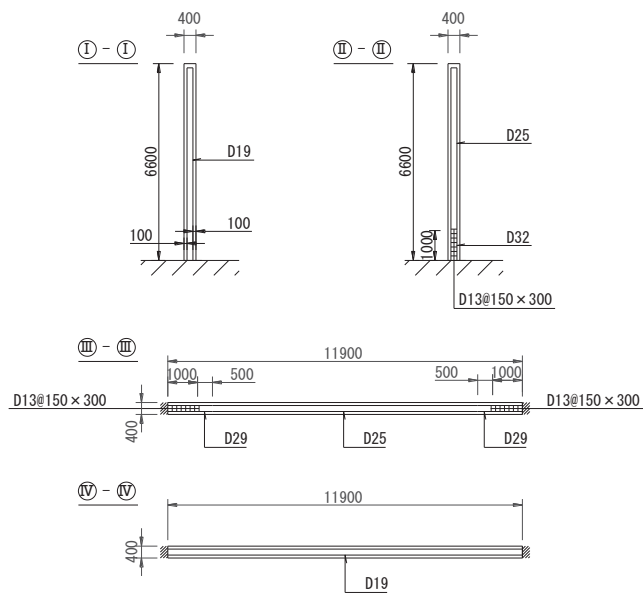
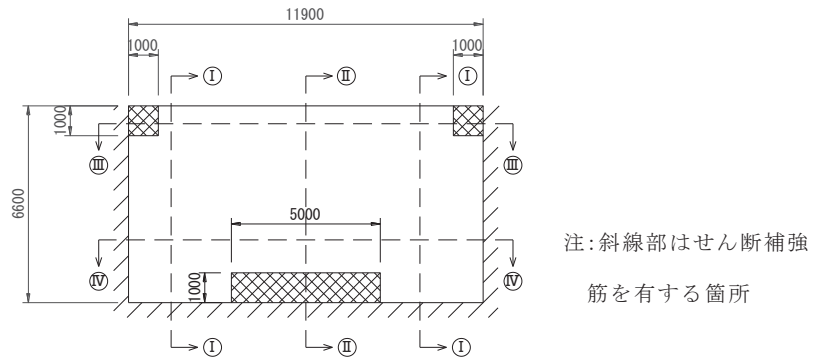
- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）
- ・コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。）

3. 隔壁の健全性評価

3.1 構造概要及び諸元

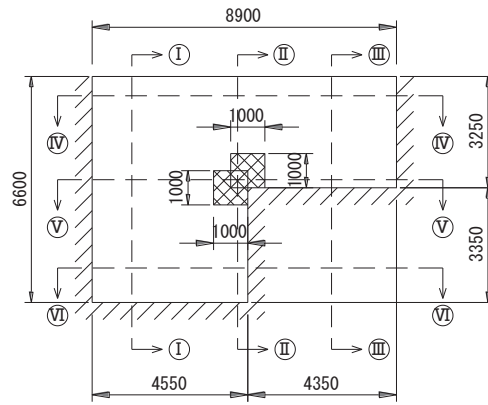
3.1.1 構造概要

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。

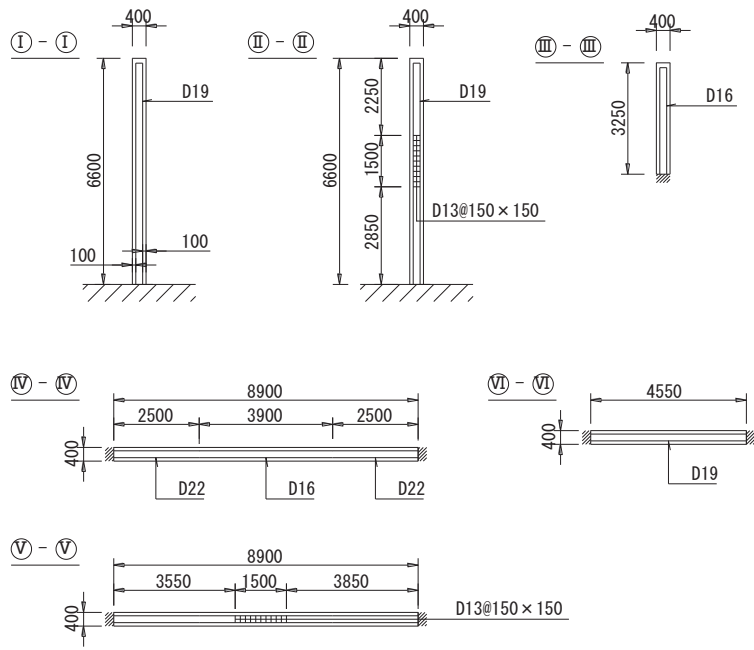


(単位 : mm)

図 3-1(1) 概略配筋図 (隔壁①)



注:斜線部はせん断補強筋を有する箇所



(単位: mm)

図 3-1(2) 概略配筋図 (隔壁②)

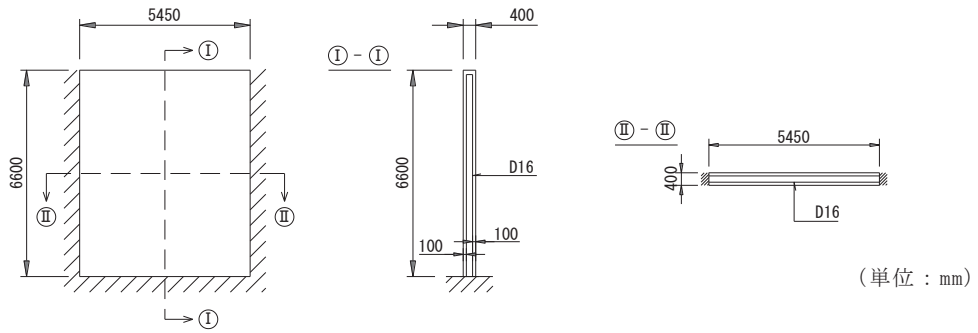
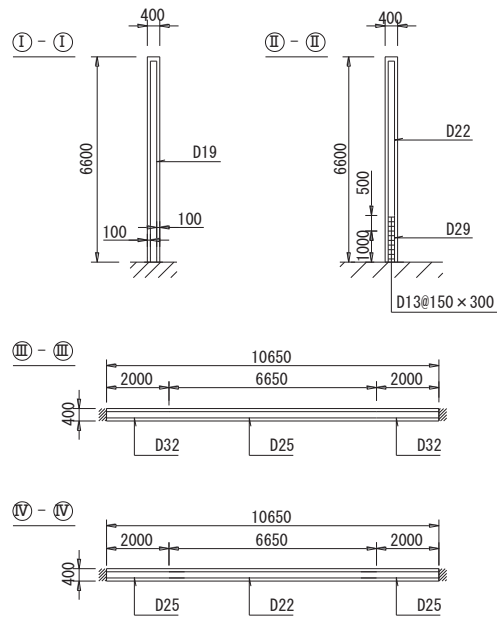
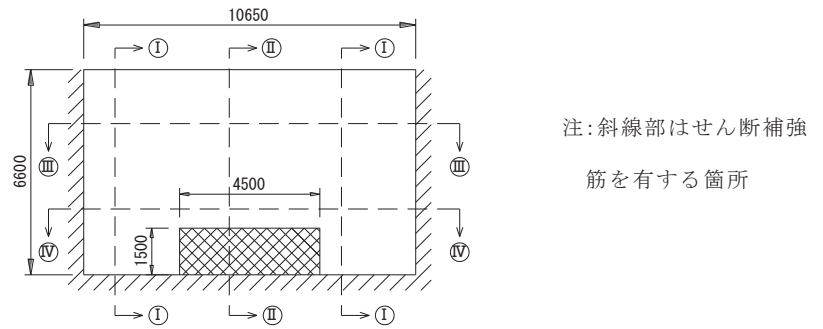


図 3-1(3) 概略配筋図 (隔壁③)



(単位 : mm)

図 3-1(4) 概略配筋図 (隔壁④)

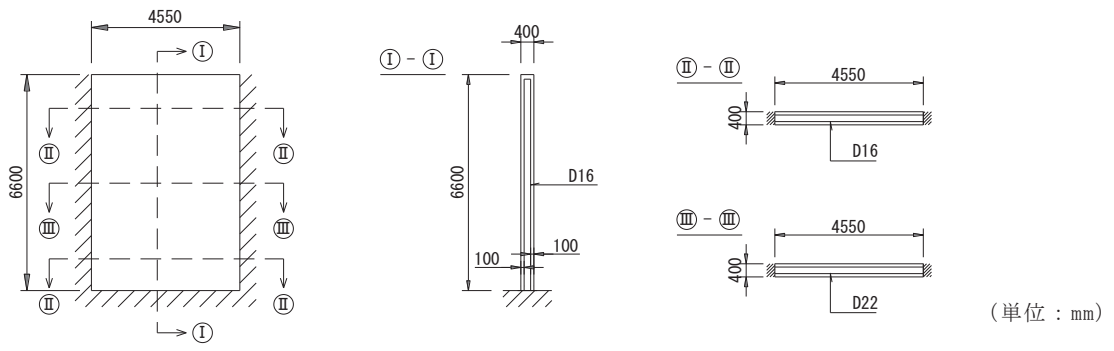


圖 3-1(5) 概略配筋圖 (隔壁⑤)

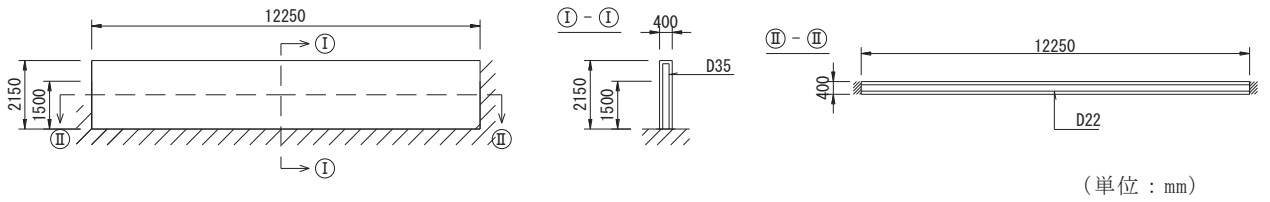


圖 3-1(6) 概略配筋圖 (隔壁⑥)

3.1.2 評価構造物諸元

隔壁の諸元を表 3-1 に示す。

表 3-1 評価部位とその仕様

部位	仕様			材料		要求機能	
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋		
隔壁①	11900	6600	400	20.5	SD345	地震時	支持機能
						溢水時	止水機能
隔壁②	8900	6600	400	20.5	SD345	地震時	支持機能
						溢水時	止水機能
隔壁③	5450	6600	400	20.5	SD345	地震時	支持機能
						溢水時	止水機能
隔壁④	10650	6600	400	20.5	SD345	地震時	支持機能
						溢水時	止水機能
隔壁⑤	4550	6600	400	20.5	SD345	地震時	支持機能
						溢水時	止水機能
隔壁⑥	12250	2150	400	20.5	SD345	地震時	支持機能
						溢水時	止水機能

3.2 荷重

3.2.1 考慮する荷重

地震時及び溢水時の評価にて考慮する荷重を表 3-2 に示す。

表 3-2 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密度を乗じて設定する。
		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		
溢水時荷重	静水圧		・機器の想定破損時に生じる溢水による床面からの最大水位を考慮する。

3.2.2 地震時の荷重

地震時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(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密度を乗じて設定する。

(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。

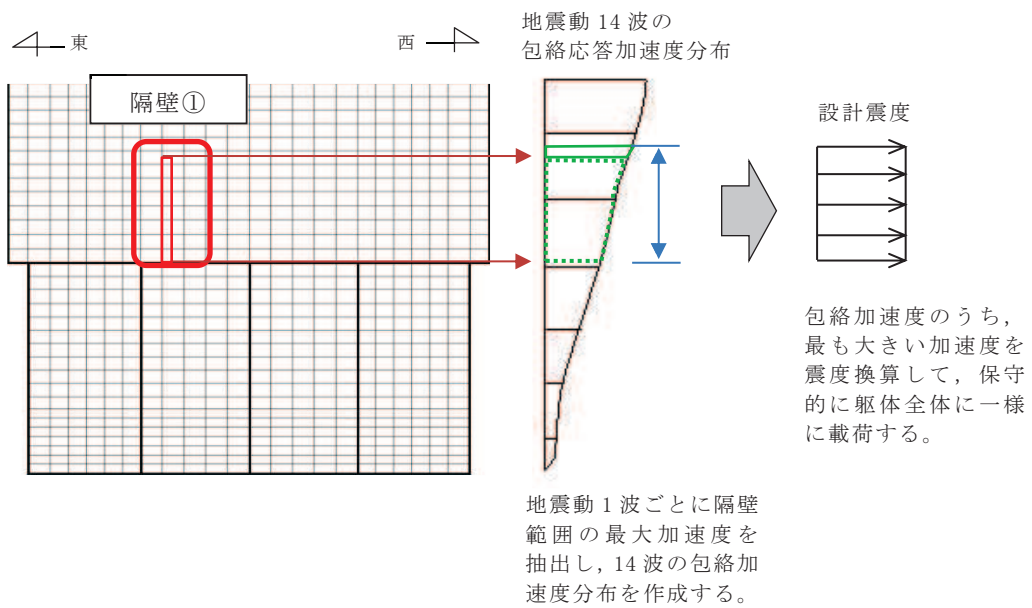


図 3-2(1) 応答加速度の抽出位置と設計震度の算出方法（隔壁①の例）

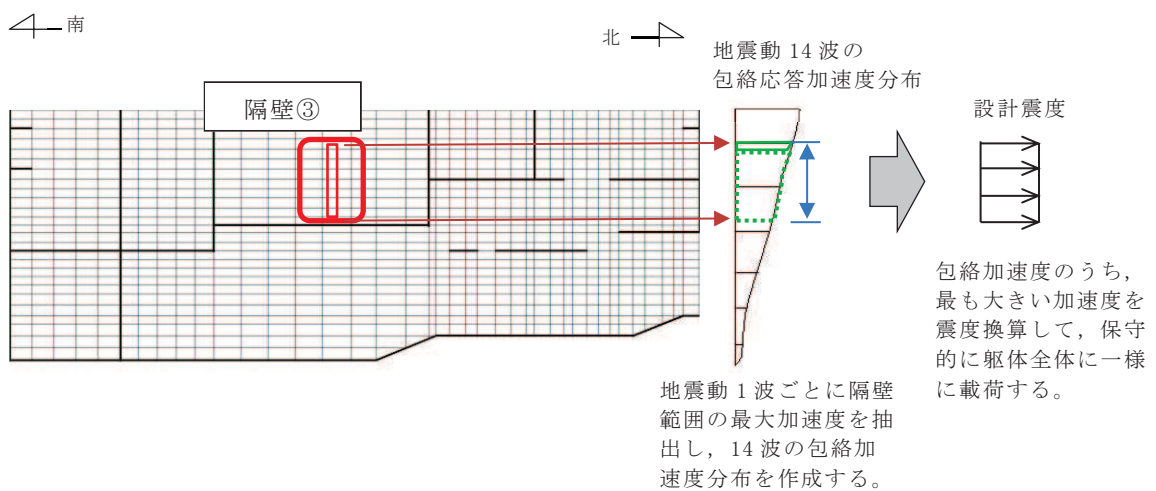


図 3-2(2) 応答加速度の抽出位置と設計震度の算出方法（隔壁③の例）

3.2.3 溢水時の荷重

溢水時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(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密度を乗じて設定する。

(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) 静水圧

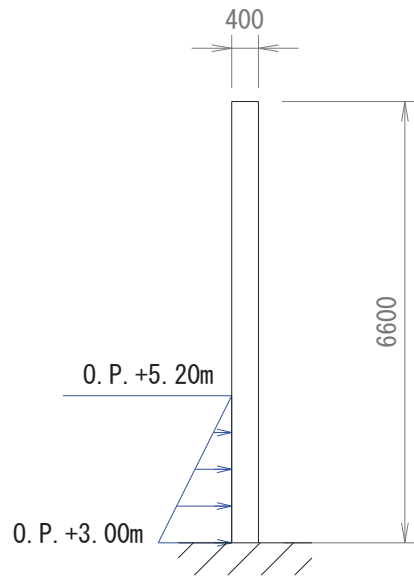
単一機器の想定破損に伴う溢水時の最大水位を、静水圧分布荷重として考慮する。各系統の機器の想定破損に伴う最大水位を表 3-3 に示す。

隔壁については、壁により系統が分離され、単一機器の想定破損に伴う溢水を対象とすることから、片側からの水圧を作用させる。作用荷重の概念図の一例を図 3-3 に示す。

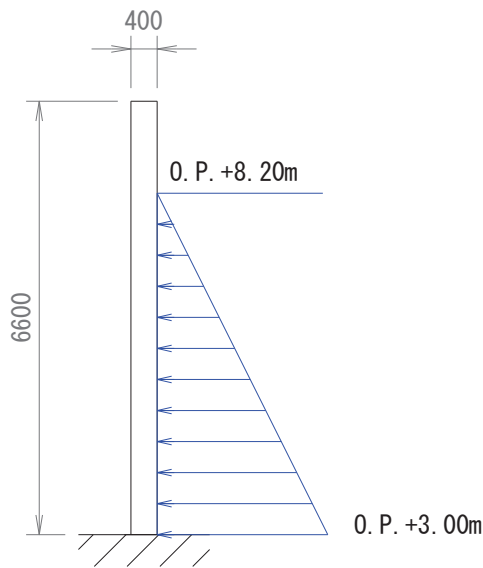
表 3-3 各系統の機器の想定破損に伴う最大水位

各系統*	最大水位	備考
RSW ポンプ室 (A 系)	静水面 0. P. +6. 2m	床面 (0. P. +3. 00m) から 3. 2m
TSW ポンプ室	静水面 0. P. +5. 2m	床面 (0. P. +3. 00m) から 2. 2m
HPSW ポンプ室	静水面 0. P. +8. 2m	床面 (0. P. +3. 00m) から 5. 2m
RSW ポンプ室 (B 系)	静水面 0. P. +4. 6m	床面 (0. P. +3. 00m) から 1. 6m

注記* : 海水ポンプ室補機ポンプエリアの系統の分離図は図 2-4 に示す。



荷重図 (TSW ポンプの溢水時ケース)



荷重図 (HPSW ポンプの溢水時ケース)

図 3-3 作用荷重の概念図 (静水圧：隔壁③の例)

3.2.4 荷重の組合せ及び解析ケース

(1) 地震時

地震時の荷重の組合せを表 3-4 に、入力荷重の一覧を表 3-5 に、解析ケースを表 3-6 に示す。

表 3-4 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 3-5 入力荷重の一覧（地震時）

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 3-6 地震時の解析ケース

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）

(2) 溢水時

溢水時の荷重の組合せを表 3-7 に、入力荷重の一覧を表 3-8 に、解析ケースを表 3-9 に示す。

表 3-7 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
溢水時	固定荷重+溢水時荷重

表3-8 入力荷重の一覧（溢水時）

入力荷重		算出方法	載荷位置
固定荷重	躯体自重, 配管荷重	躯体自重は対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。配管荷重は、配管の重量に基づき設定する。	躯体全体
溢水時荷重	静水圧	各系統での単一機器の想定破損による最大水位	床面～最大水位

表 3-9 溢水時の解析ケース

部位	解析ケース	設定水位
隔壁①	ケース 1	RSW ポンプ室エリア (B 系) の水位
	ケース 2	TSW ポンプ室エリアの水位
隔壁②	ケース 1	RSW ポンプ室エリア (B 系) の水位
	ケース 2	HPSW ポンプ室エリアの水位
隔壁③	ケース 1	TSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 2	HPSW ポンプ室エリアの水位
隔壁④	ケース 1	TSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 2	RSW ポンプ室エリア (A 系) の水位
隔壁⑤	ケース 1	TSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 2	HPSW ポンプ室エリアの水位
隔壁⑥*	—	隔壁⑥には水圧は作用しない

注記*：隔壁⑥は、躯体下端が O.P. +8.85m であり、RSW ポンプ室 (A 系)、TSW ポンプ室、HPSW ポンプ室の各系統の溢水による最大水位より、標高が高いことから、止水機能に対する評価の対象外となる。

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。

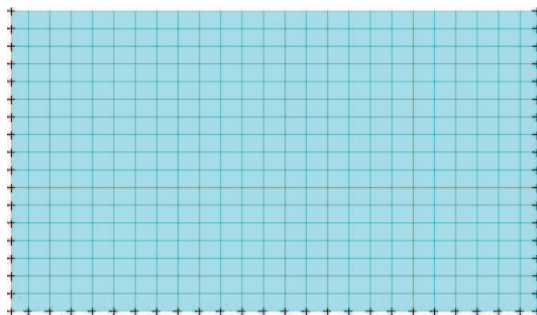
3.3.2 構造物のモデル化

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。

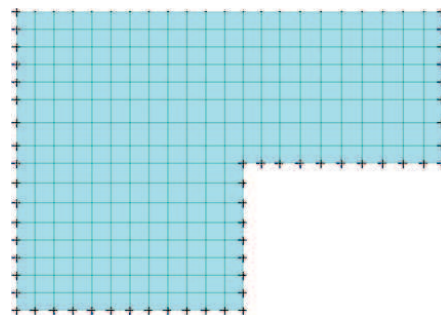
図 2-3 に示すとおり、隔壁①、隔壁③、隔壁④には水密扉が設置されているが、水密扉部分は重量が大きい鉄筋コンクリート壁としてモデル化することで、地震時の慣性力を保守的に評価する。なお、水密扉の周辺には開口補強筋を配置し、構造上の弱部とならないよう設計上の配慮を行っている。モデル概念図を図 3-4 に示す。

3.3.3 境界条件

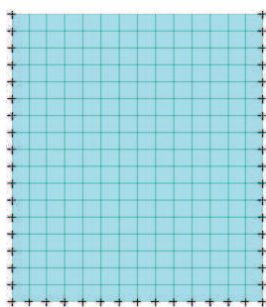
隔壁の境界は、部材が厚く剛性が大きい海水ポンプ室本体（隔壁及び中床版）及び強軸方向で剛性の大きい壁部材に支持されていること、また、境界部は、鉄筋で一体化されていることから、各隔壁の境界は固定条件とする。



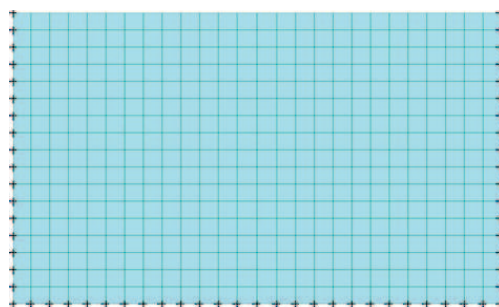
隔壁①



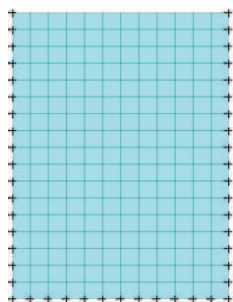
隔壁②



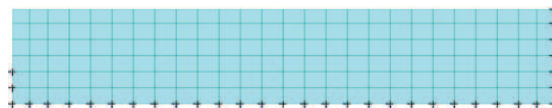
隔壁③



隔壁④



隔壁⑤



隔壁⑥

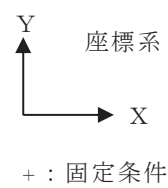


図 3-4 解析モデルの概念図

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，及び止水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3-10及び表3-11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，地震時における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3-10 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}	
許容せん断応力度 τ_{a1}		0.42	0.63

注記*：コンクリート標準示方書により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表3-11 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}	

注記*：コンクリート標準示方書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，及び止水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3-11に示す短期許容応力度とする。

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 3-12 及び表 3-13 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 3-5 に示す。またシェル要素における断面力の方向を図 3-6 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 3-12 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）（地震時）

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 3-13 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）（地震時）

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 $\sigma'_{s} / \sigma'_{sa}$
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

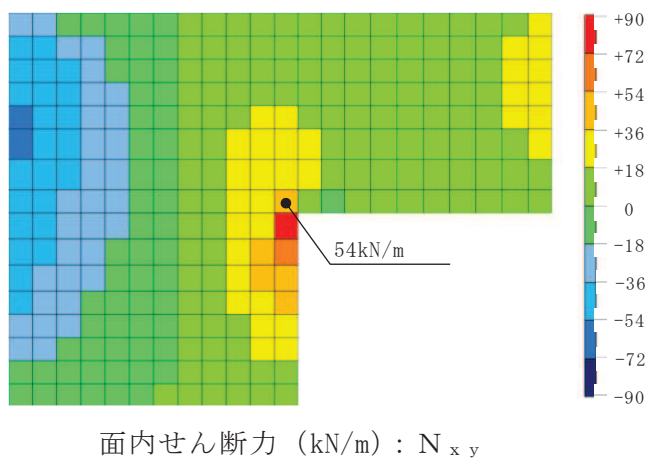
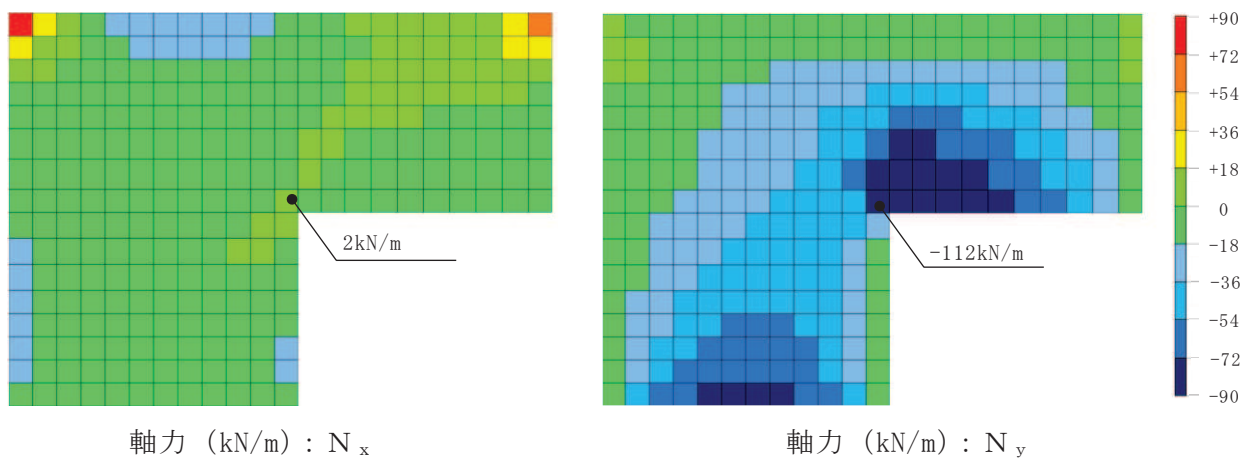
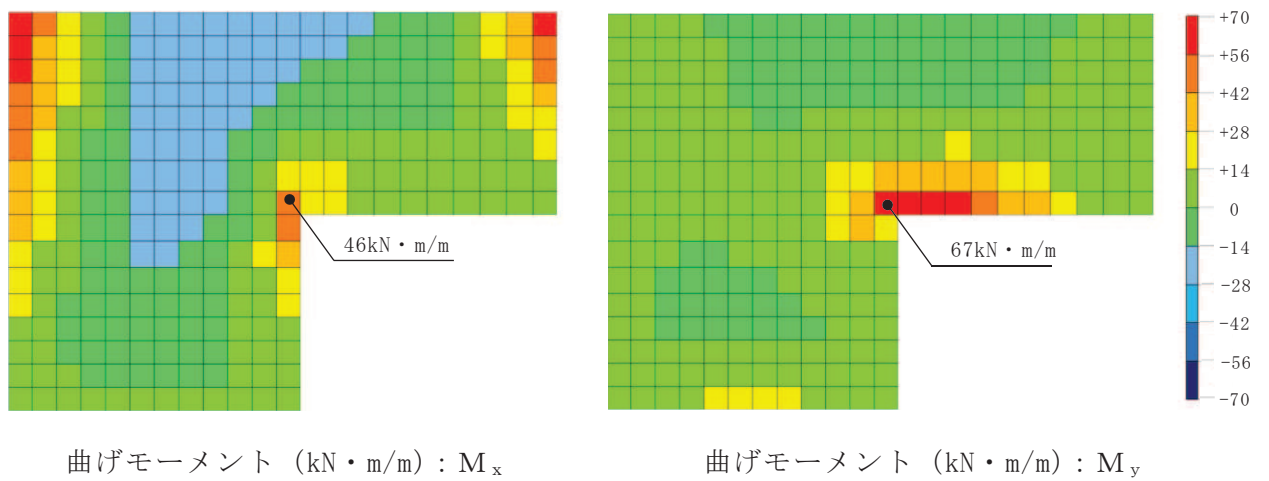


図 3-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図
(地震時, 解析ケース 1, 隔壁②)

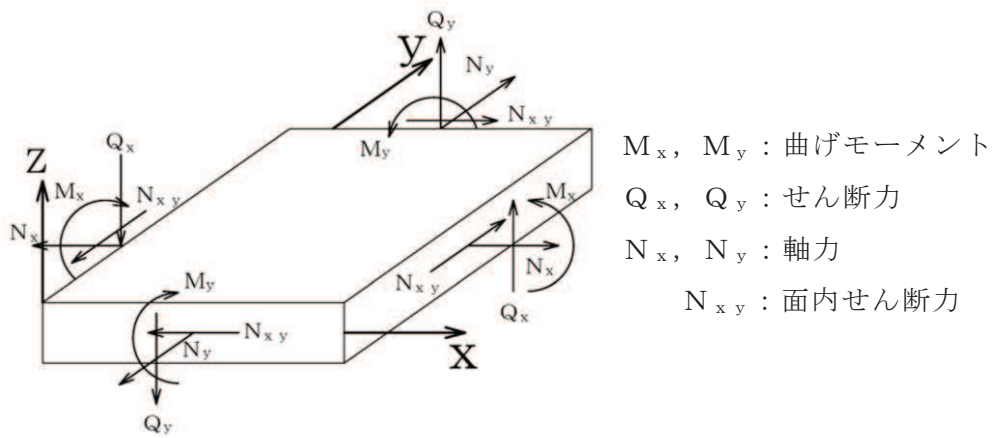


図 3-6 シェル要素における断面力の方向

(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 3-14 に、最大照査値となる隔壁①の断面力分布図を図 3-7 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 3-14 せん断破壊に対する照査（地震時）

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

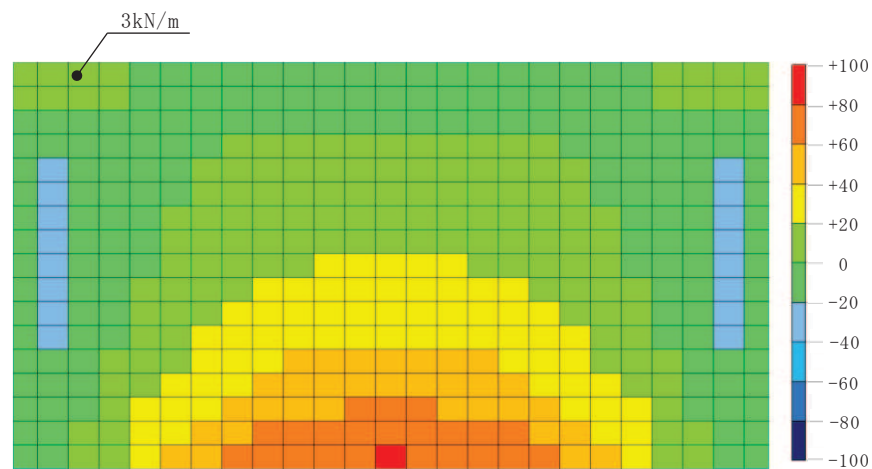
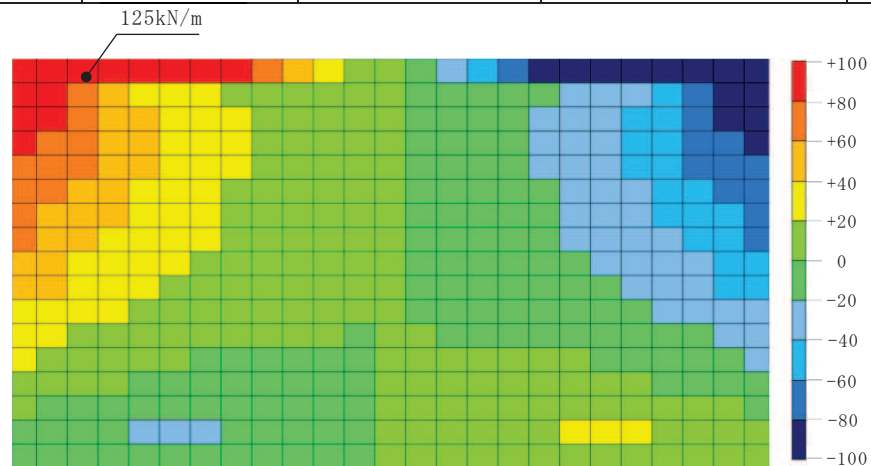


図 3-7 せん断破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図
(地震時, 解析ケース 1, 隔壁①)

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、地震時における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、地震時における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。

3.5.3 止水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、各隔壁における最大照査値を表3-15及び表3-16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③の断面力分布図を図3-8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3-15 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）（溢水時）

部位	解析ケース	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力*1 (kN/m)	発生応力度 σ'_{c} (N/mm ²)	短期 許容応力度 $\sigma'_{c a}$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'_{c} / \sigma'_{c a}$
隔壁①	ケース2	12	-64	0.8	11.7	0.07
隔壁②	ケース2	37	41	3.6	11.7	0.31
隔壁③	ケース2	43	-35	4.5	11.7	0.39
隔壁④	ケース2	26	-45	2.4	11.7	0.21
隔壁⑤	ケース2	-32	-30	3.3	11.7	0.29
隔壁⑥*2	-	-	-	-	-	-

注記*1：軸力は引張が正

*2：「3.2.4 荷重の組合せ及び解析ケース」に記載のとおり、水圧は作用しないため対象外。

表3-16 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）（溢水時）

部位	解析ケース	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力*1 (kN/m)	発生応力度 σ'_{s} (N/mm ²)	短期 許容応力度 $\sigma'_{s a}$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'_{s} / \sigma'_{s a}$
隔壁①	ケース2	4	13	24.0	294.0	0.09
隔壁②	ケース2	27	27	166.2	294.0	0.57
隔壁③	ケース2	37	15	207.0	294.0	0.71
隔壁④	ケース2	26	-45	42.0	294.0	0.15
隔壁⑤	ケース2	-27	8	150.8	294.0	0.52
隔壁⑥*2	-	-	-	-	-	-

注記*1：軸力は引張が正

*2：「3.2.4 荷重の組合せ及び解析ケース」に記載のとおり、水圧は作用しないため対象外。

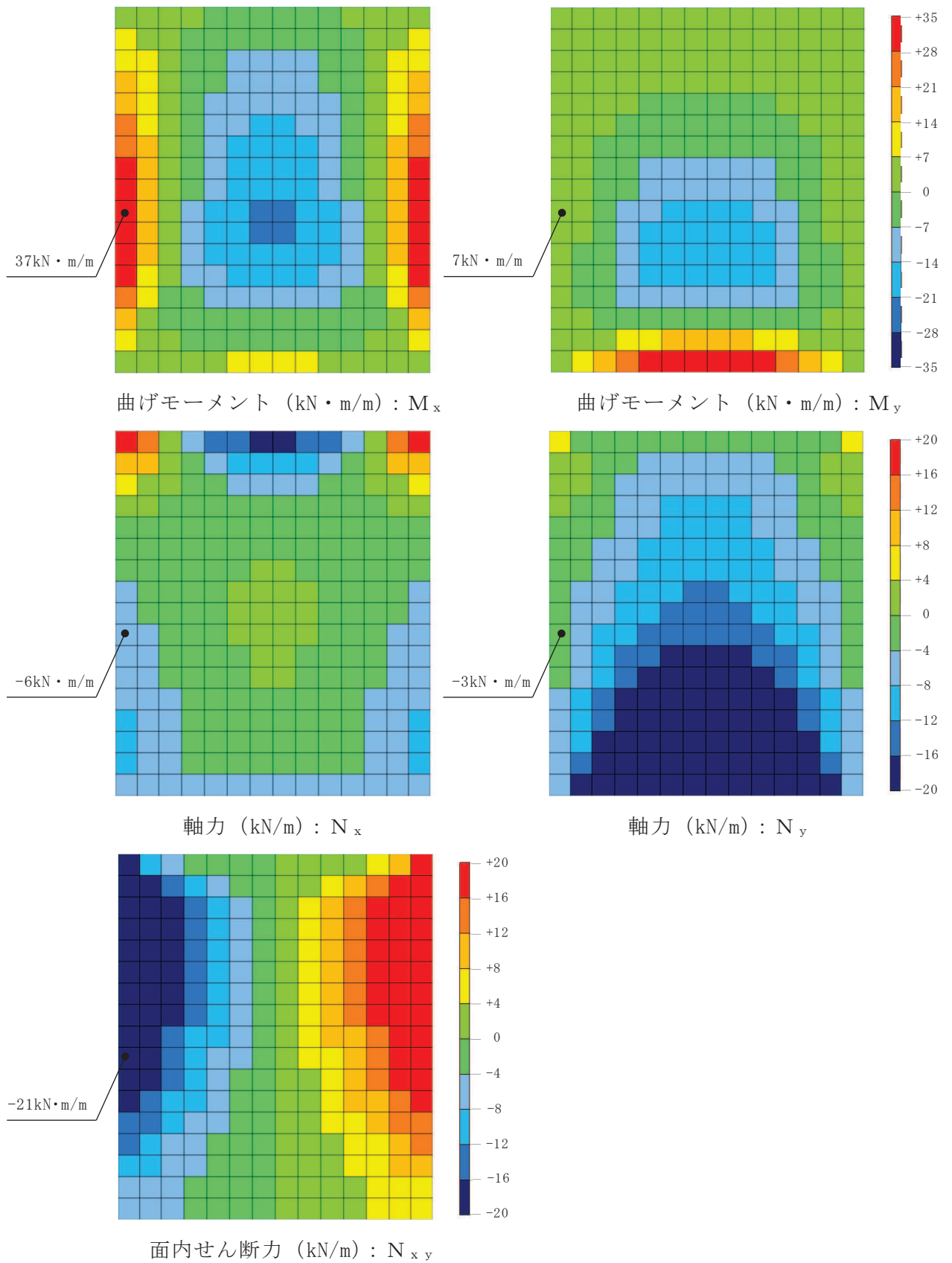


図 3-8 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図
(溢水時, 解析ケース 2, 隔壁③)

(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 3-17 に、最大照査値となる隔壁③の断面力分布図を図 3-9 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 3-17 せん断破壊に対する照査（溢水時）

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 2	22	164	0.14
隔壁②	ケース 2	72	164	0.44
隔壁③	ケース 2	83	164	0.51
隔壁④	ケース 2	44	164	0.27
隔壁⑤	ケース 2	73	164	0.45
隔壁⑥*	-	-	-	-

注記*：「3.3.3 荷重の組合せ」に記載のとおり、水圧は作用しないため対象外。

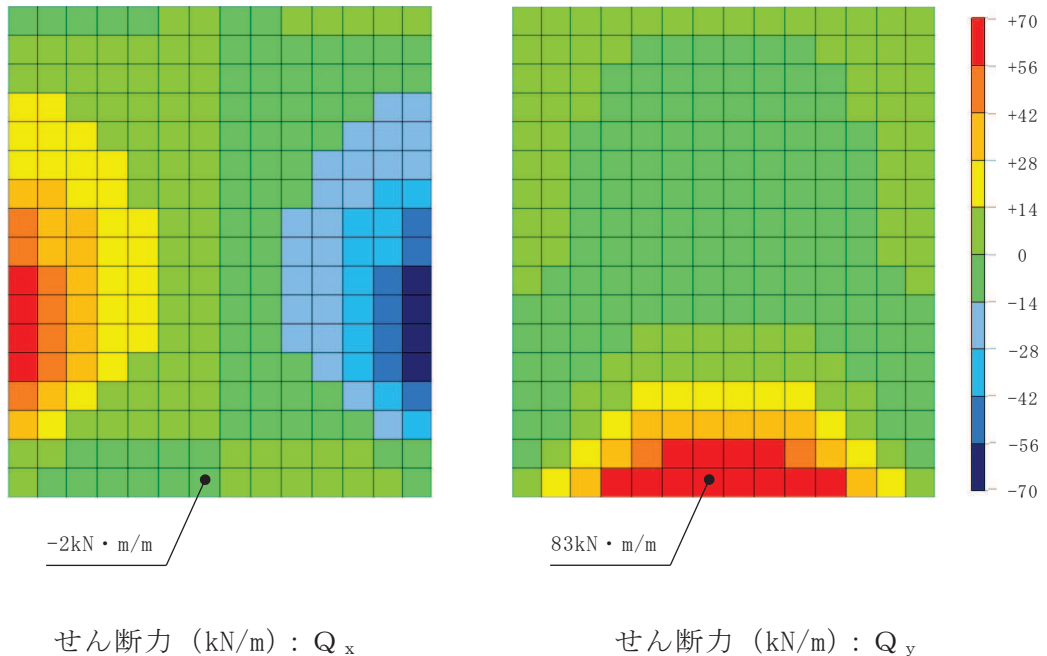


図 3-9 せん断破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図
(溢水時、解析ケース 2、隔壁③)

4. トレンチの健全性評価

4.1 構造概要及び諸元

4.1.1 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。

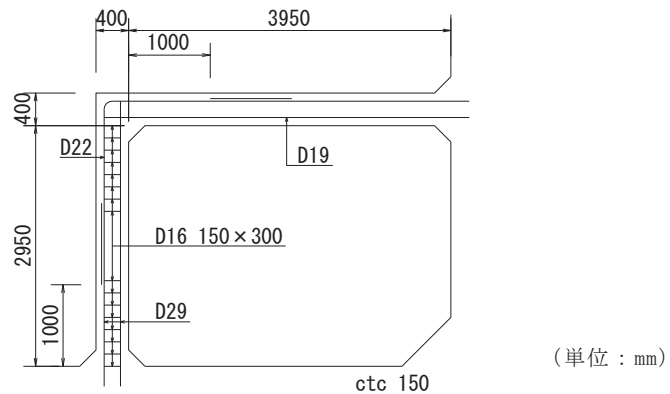


図 4-1(1) 概略配筋図 (トレンチ①)

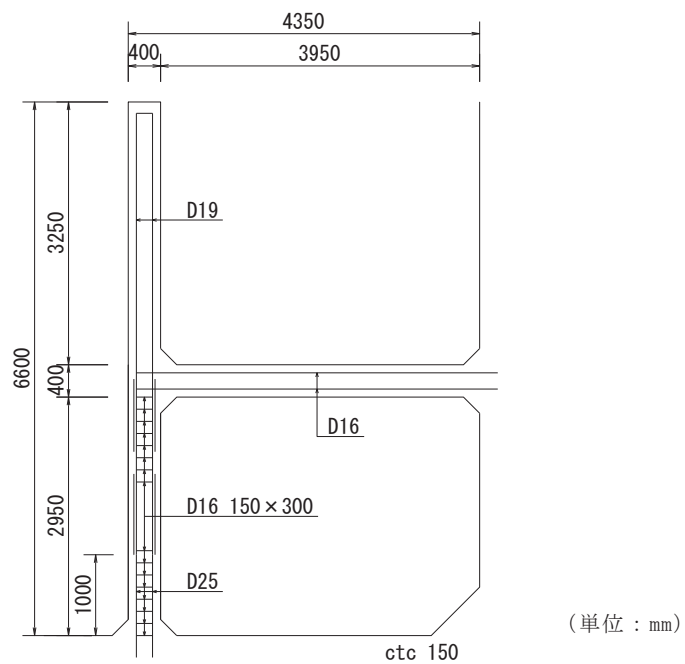


図 4-1(2) 概略配筋図 (トレンチ②)

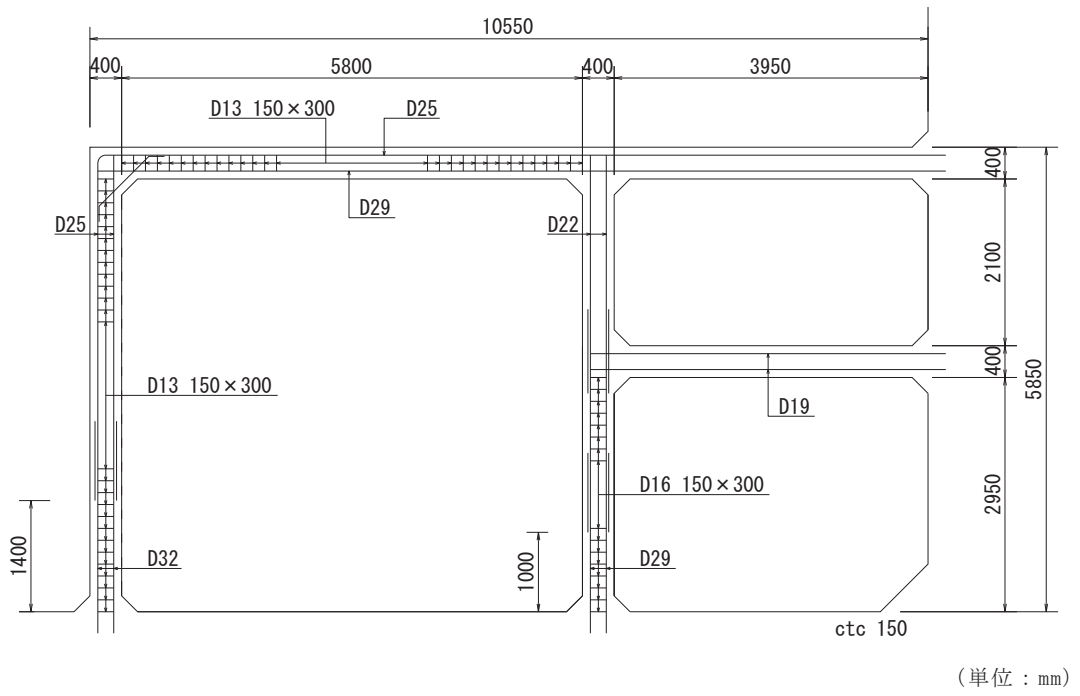


図4-1(3) 概略配筋図 (トレンチ③)

4.1.2 評価構造物諸元

トレンチの諸元を表 4-1 に示す。

表 4-1 評価部位とその仕様

部位	仕様		材料		要求機能	
	部材高, 部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋		
トレンチ ①	3950 (床版)	400 (床版)	20.5	SD345	地震時	支持機能
	3350 (壁)	400 (壁)			溢水時	止水機能
トレンチ ②	3950 (床版)	400 (床版)	20.5	SD345	地震時	支持機能
	6600 (壁)	400 (壁)			溢水時	止水機能
トレンチ ③	10150 (上床版)	400 (上床版)	20.5	SD345	地震時	支持機能
	3950 (下床版)	400 (下床版)			溢水時	止水機能
	5450 (上流側壁)	400 (上流側壁)				
	5850 (下流側壁)	400 (下流側壁)				

4.2 荷重

4.2.1 考慮する荷重

地震時及び溢水時の評価にて考慮する荷重を表 4-2 に示す。

表 4-2 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密度を乗じて設定する。
		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。
溢水時荷重	静水圧		・機器の想定破損時に生じる溢水による床面からの最大水位を考慮する。

4.2.2 地震時の荷重

地震時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(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密度を乗じて設定する。

(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。

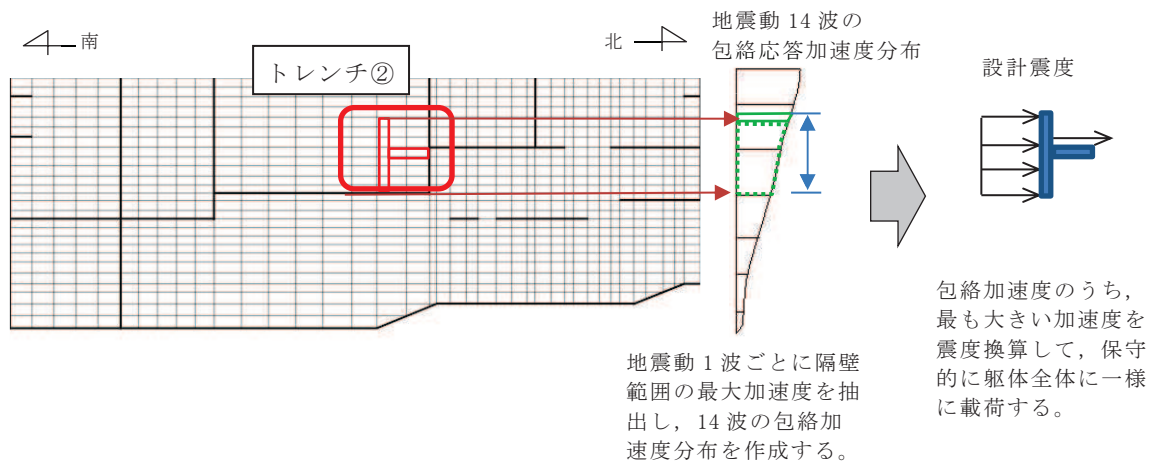


図 4-2 応答加速度の抽出位置と設計震度の算出方法（トレンチ②の例）

(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上端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。

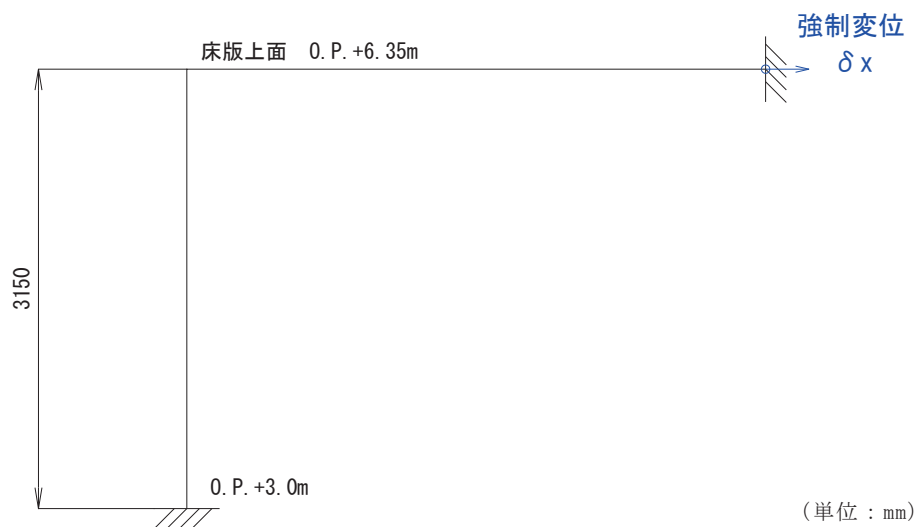


図4-3 強制変位の概念図（トレンチ①の例）

4.2.3 溢水時の荷重

溢水時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(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密度を乗じて設定する。

(2) 配管荷重

固定荷重として、配管荷重を考慮する。トレンチの側面には、配管荷重を部材全体に分布荷重として載荷する。トレンチの頂版には集中荷重として載荷する。

(3) 静水圧

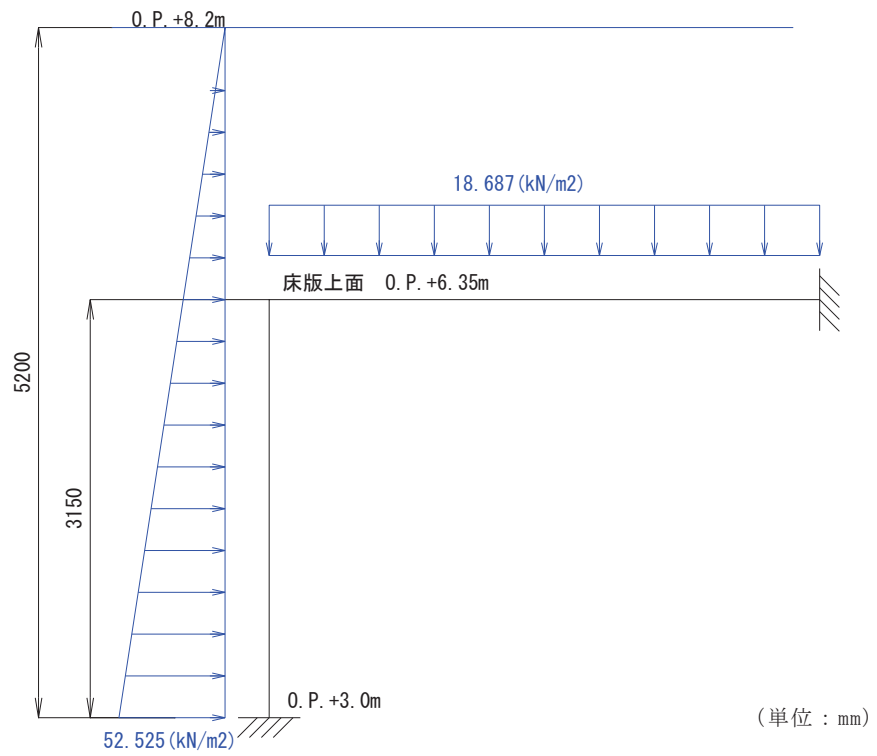
単一機器の破損に伴う溢水時の最大水位を、静水圧分布荷重として考慮する。各系統の機器破損に伴う最大水位を表 4-3 に示す。

トレンチについては、各系統での溢水ケースを別々に想定して、トレンチの各部材に水圧を作用させる。作用荷重の概念図の一例を図 4-4 に示す。

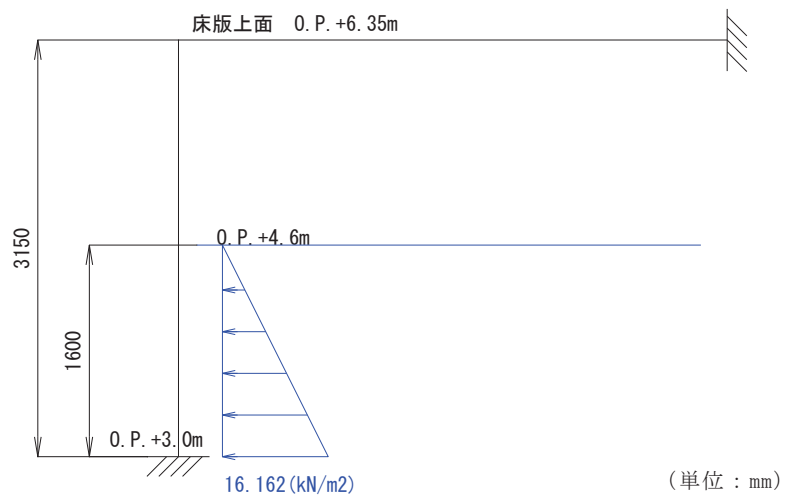
表 4-3 各系統の機器の想定破損に伴う最大水位

各系統*	最大水位	備考
RSW ポンプ室 (A 系)	静水面 0. P. +6. 2m	床面 (0. P. +3. 00m) から 3. 2m
TSW ポンプ室	静水面 0. P. +5. 2m	床面 (0. P. +3. 00m) から 2. 2m
HPSW ポンプ室	静水面 0. P. +8. 2m	床面 (0. P. +3. 00m) から 5. 2m
RSW ポンプ室 (B 系)	静水面 0. P. +4. 6m	床面 (0. P. +3. 00m) から 1. 6m

注記* : 海水ポンプ室補機ポンプエリアの系統の分離図は図 2-4 に示す。



荷重図 (HPSW ポンプの溢水時ケース)



荷重図 (RSW ポンプ (B 系) 溢水時ケース)

図 4-4 作用荷重の概念図 (水圧: トレンチ①の例)

4.2.4 荷重の組合せ及び解析ケース

(1) 地震時

地震時の荷重の組合せを表 4-4 に、入力荷重の一覧を表 4-5 に、解析ケースを表 4-6 に示す。

表 4-4 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 4-5 入力荷重一覧 (地震時)

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 4-6 地震時の解析ケース

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。

(2) 溢水時

溢水時の荷重の組合せを表 4-7 に、入力荷重の一覧を表 4-8 に、解析ケースを表 4-9 に示す。

表 4-7 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
溢水時	固定荷重+溢水時荷重

表4-8 入力荷重一覧（溢水時）

入力荷重		算出方法	載荷位置
固定荷重	躯体自重, 配管荷重	躯体自重は対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。配管荷重は、配管の重量に基づき設定する。	躯体全体
溢水時荷重	静水圧	各系統での単一機器の破損による最大水位	床面～最大水位

表 4-9 溢水時の解析ケース

部位	解析ケース	設定水位
トレンチ①	ケース 1	HPSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 2	RSW ポンプ室エリア (B 系) の水位
トレンチ②	ケース 1	HPSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 2	TSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 3	RSW ポンプ室エリア (B 系) の水位
トレンチ③	ケース 1	HPSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 2	TSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 3	RSW ポンプ室エリア (A 系) の水位
	ケース 4	RSW ポンプ室エリア (B 系) の水位

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4-5に示す。

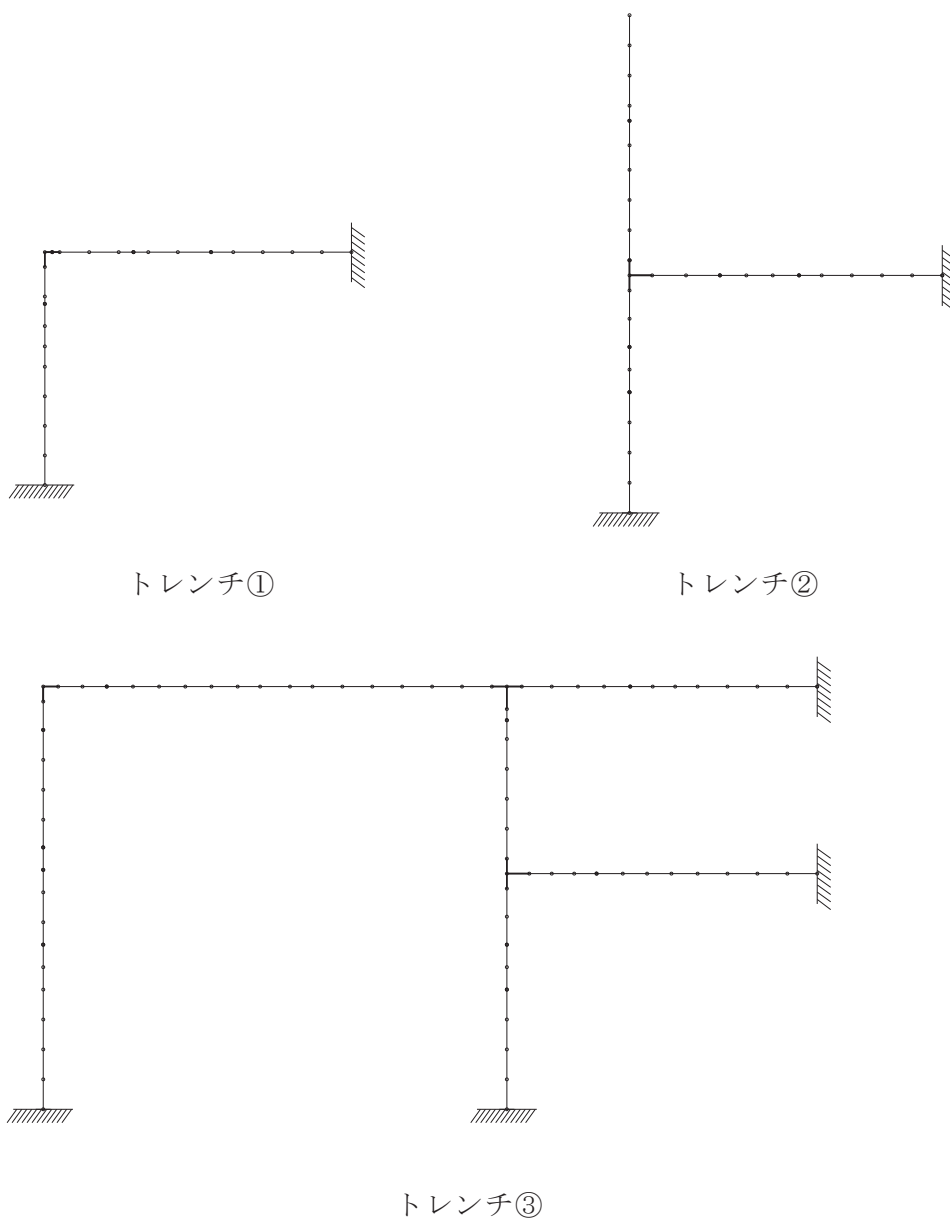


図 4-5 解析モデルの概念図

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、コンクリート標準示方書に基づき設定する。

図4-6にファイバーモデルの概念図を、図4-7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-ひずみ関係を示す。

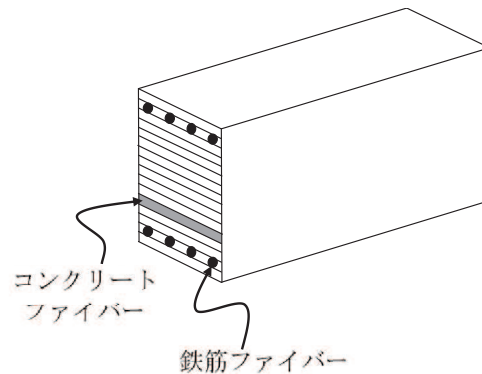


図4-6 ファイバーモデルの概念図

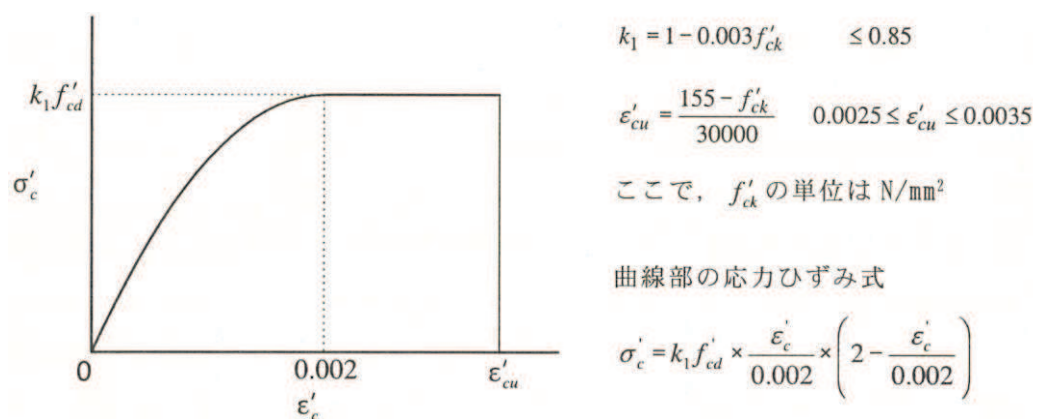


図4-7(1) コンクリートの応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書より引用)

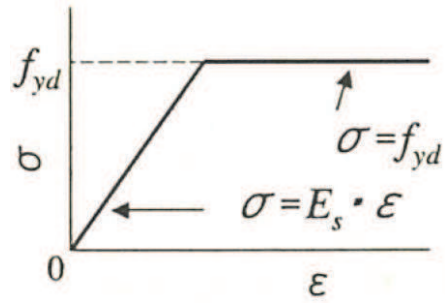


図 4-7(2) 鉄筋の応力-ひずみ関係
 (コンクリート標準示方書より引用)

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、地震時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：1.0%（10000 μ ））とする。

また、地震時のSクラスの施設を支持する機能を損なわないこと、及び溢水時の止水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4-10に示す。

表4-10 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
止水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： $\gamma_i \cdot \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$

ここで、

γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i=1.0$ ）

ε_R ：限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 10000 μ ）

ε_d ：照査用ひずみ（ $\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$ ）

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a=1.2$ ）

ε ：圧縮縁の発生ひずみ

注記*2： $\gamma_i \cdot \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$

ここで、

γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i=1.0$ ）

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

ε_d ：照査用ひずみ（ $\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$ ）

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a=1.2$ ）

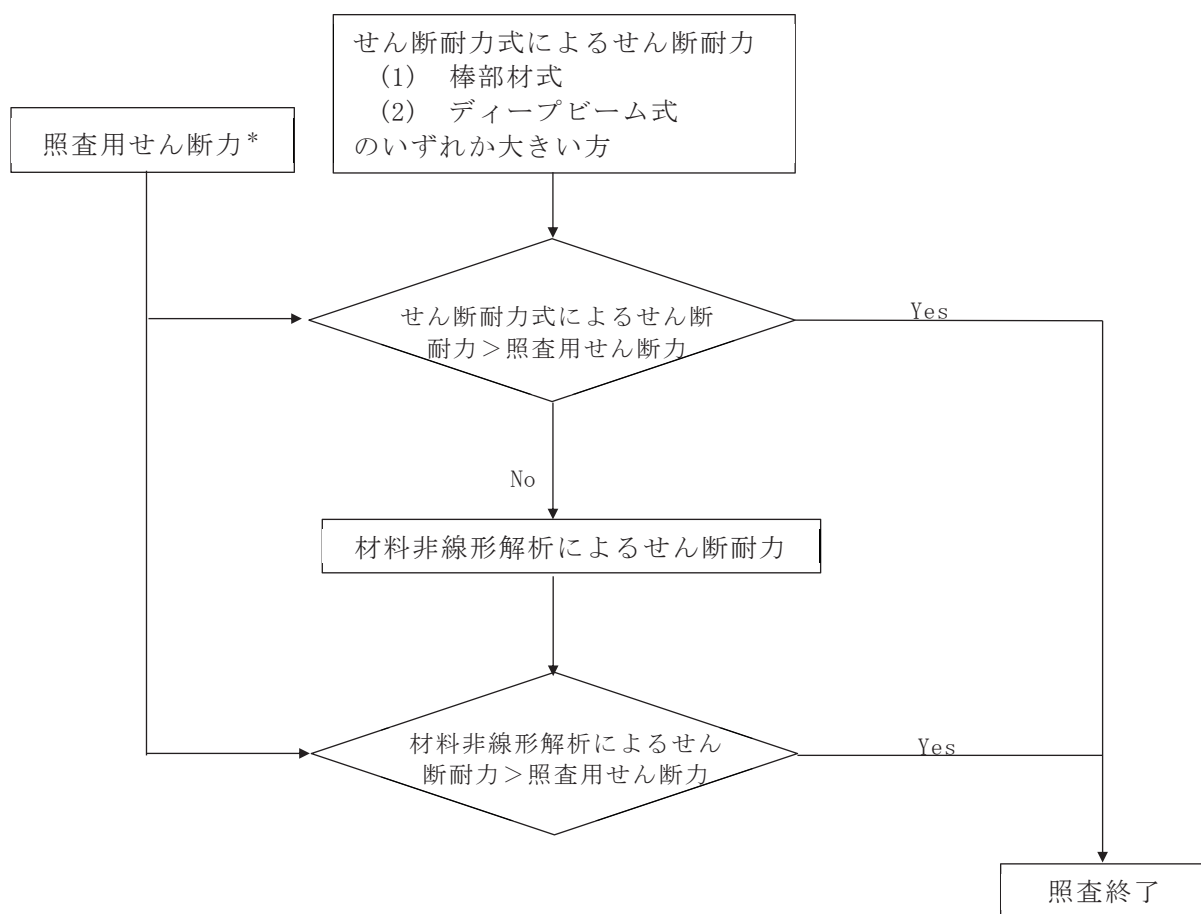
ε ：発生ひずみ

4.4.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式及び材料非線形解析）

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，及び止水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，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照査フローを図4-8に示す。



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

図4-8 せん断破壊に対する照査フロー

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 4-11 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 4-9 に、最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図を図 4-10 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 4-11 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）

（地震時）

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

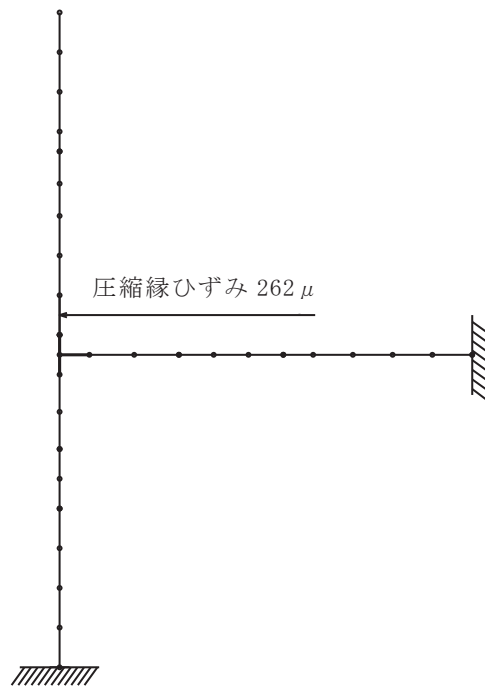


図 4-9 最大照査時におけるコンクリートの圧縮縁ひずみの発生位置
(地震時, 解析ケース 4, トレンチ②)

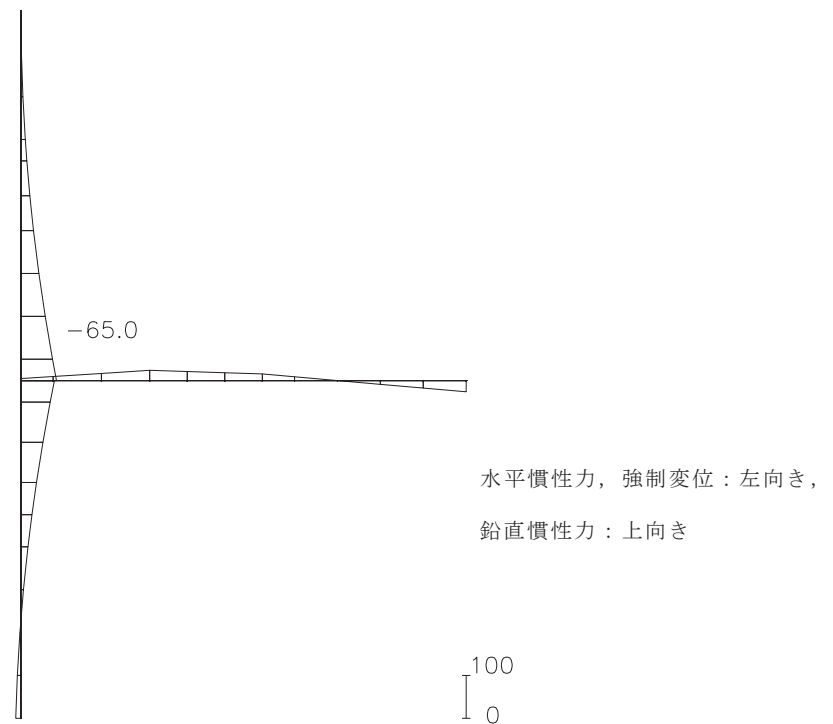


図 4-10(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図
(曲げモーメント (kN・m))
(地震時, 解析ケース 4, トレンチ②)

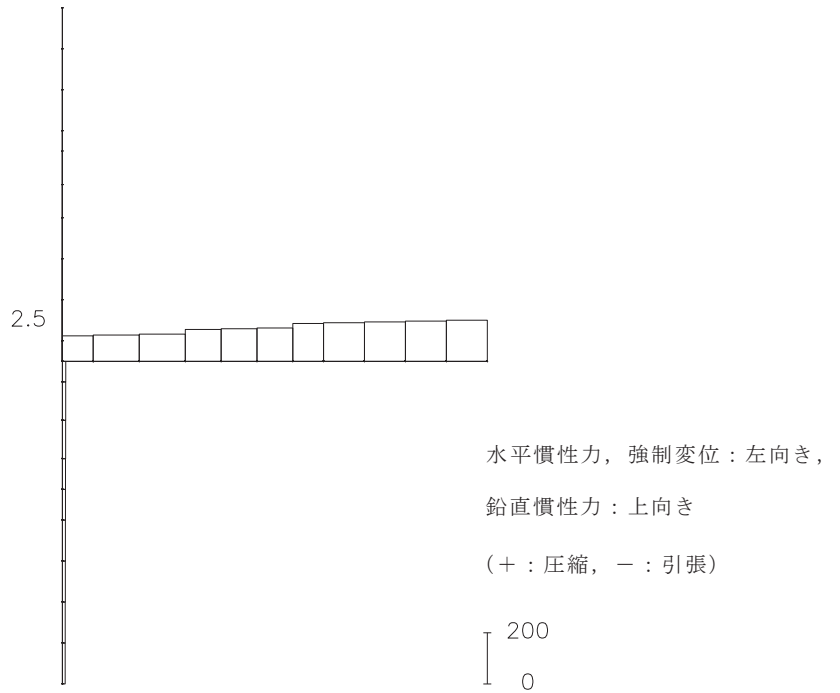


図 4-10(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN))

(地震時, 解析ケース 4, トレンチ②)

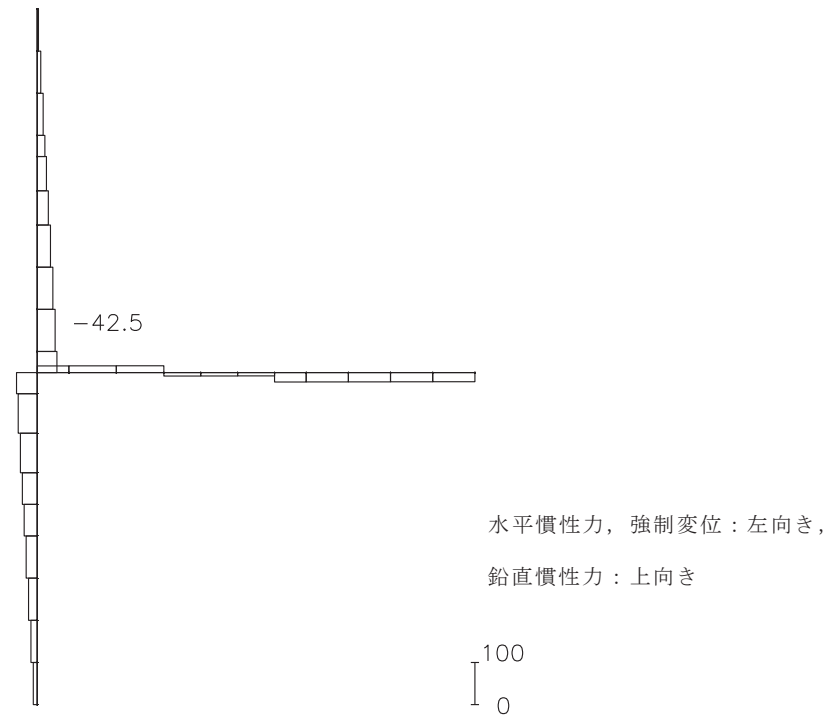


図 4-10(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN))

(地震時, 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4-12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 4-12 せん断破壊に対する評価結果（地震時）

部位	部材*1	解析ケース	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 $V_d / V_{y d}$
トレンチ①	壁	ケース 4	27	589*3	0.05
	床	ケース 3	52	101*3	0.52
トレンチ②	床-1	ケース 3	43	66*3	0.66
	壁-1	ケース 2, 4	45	134	0.34
	壁-2	ケース 2	15	129*3	0.12
トレンチ③	床-1	ケース 4	3	13*3	0.24
	床-2	ケース 3	37	69*3	0.54
	床-3	ケース 3	35	94*3	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：材料非線形解析によるせん断耐力

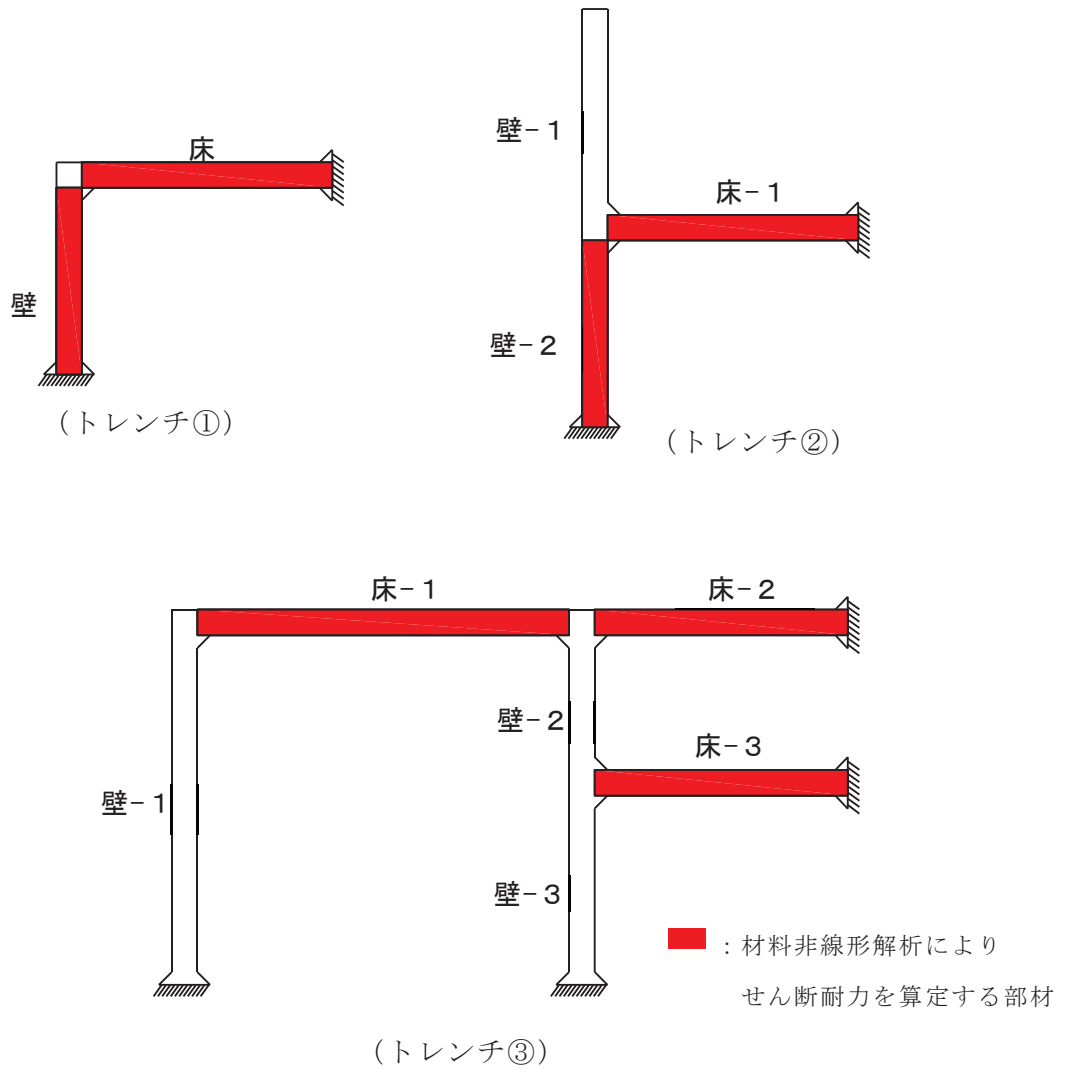


図 4-11 部材名称

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各トレンチにおける最大照査値を表4-13及び表4-14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4-13及び表4-14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： 2000μ ，主筋ひずみ： 1725μ ）を下回ることを確認した。

表4-13 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）（地震時）

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	188μ	2000μ	0.10
トレンチ②	ケース4	315μ	2000μ	0.16
トレンチ③	ケース3	198μ	2000μ	0.10

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表4-14 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）（地震時）

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	354μ	1725μ	0.21
トレンチ②	ケース3	843μ	1725μ	0.49
トレンチ③	ケース3	374μ	1725μ	0.22

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

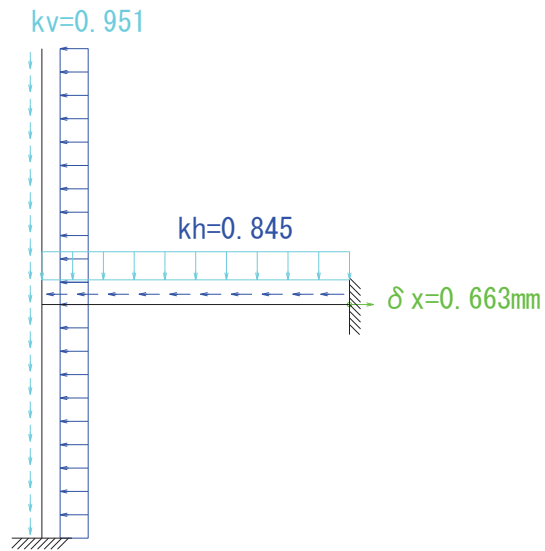


図 4-12 最大照査値を示す解析ケースにおける荷重図
(地震時, 解析ケース 3, トレンチ②)

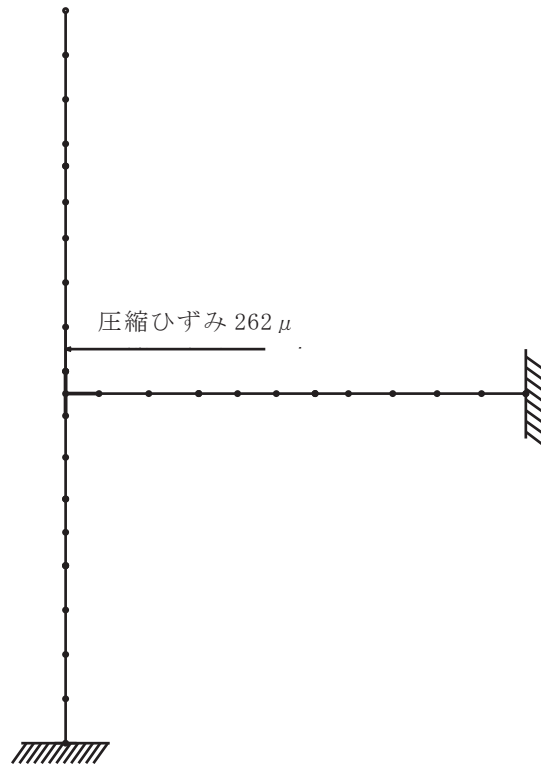


図 4-13(1) コンクリート圧縮ひずみの最大値発生位置
(地震時, 解析ケース 4, トレンチ②): 図 4-9 再掲

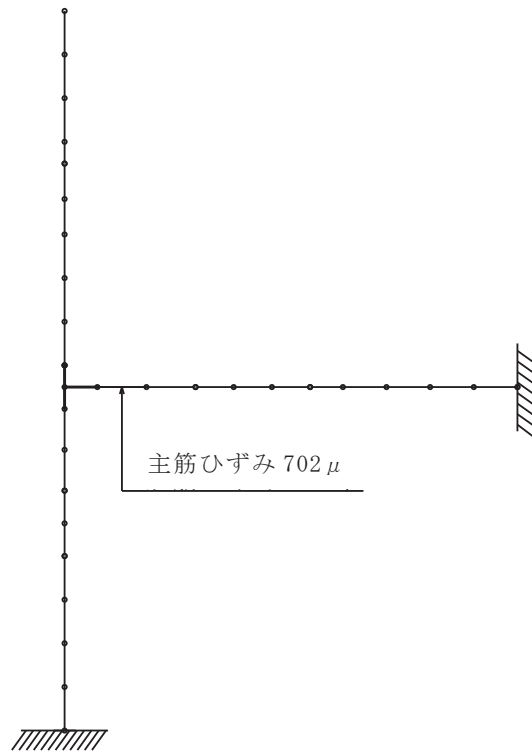


図 4-13(2) 主筋ひずみの最大値発生位置
(地震時, 解析ケース 3, トレンチ②)

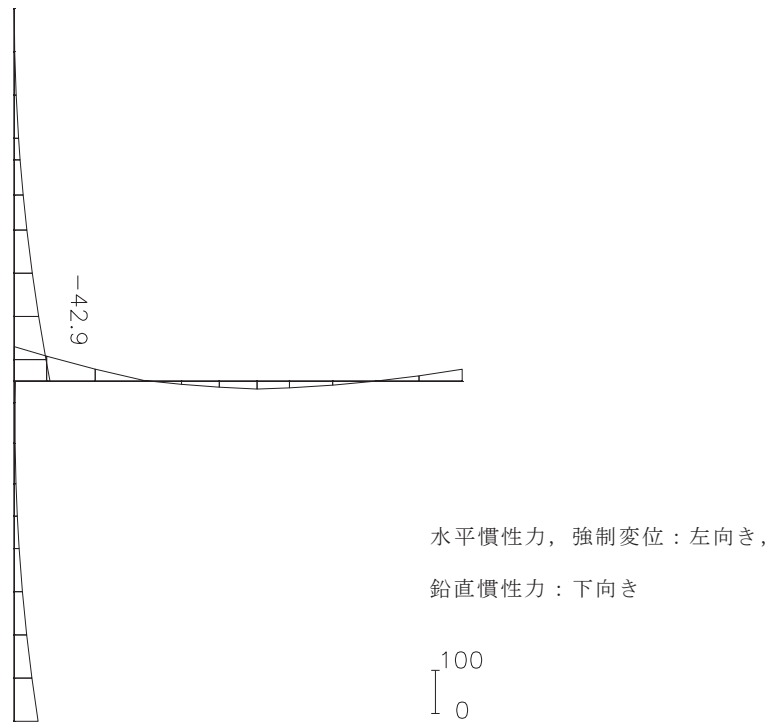


図 4-14(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図
(曲げモーメント (kN・m))
(地震時, 解析ケース 3, トレンチ②)

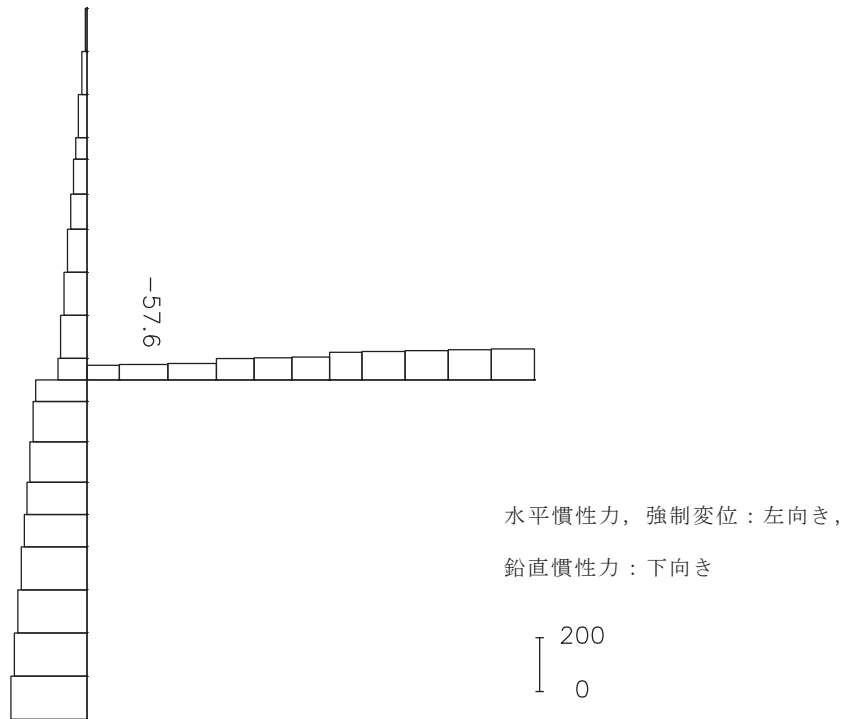


図 4-14(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図（軸力 (kN)）
(地震時，解析ケース 3，トレンチ②)

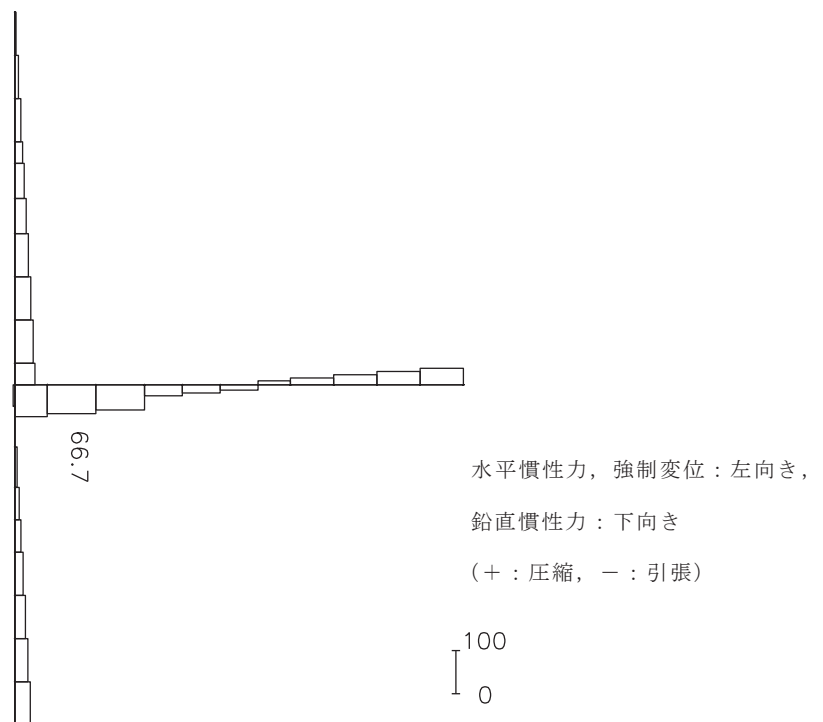


図 4-14(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図（せん断力 (kN)）
(地震時，解析ケース 3，トレンチ②)

(2) せん断破壊に対する評価結果

トレンチの地震時における 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。

4.5.3 止水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各トレンチにおける最大照査値を表 4-15 及び表 4-16 に示す。

コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみのうち、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 4-15 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 4-16 に示す。また、照査値最大時の断面力図を図 4-17 に示す。

表 4-15 及び表 4-16 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： 2000μ ，主筋ひずみ： 1725μ ）を下回ることを確認した。

表 4-15 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）（溢水時）

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 1	121μ	2000μ	0.07
トレンチ②	ケース 1	148μ	2000μ	0.08
トレンチ③	ケース 1	130μ	2000μ	0.07

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 4-16 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）（溢水時）

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 1	184μ	1725μ	0.11
トレンチ②	ケース 1	431μ	1725μ	0.25
トレンチ③	ケース 1	302μ	1725μ	0.18

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

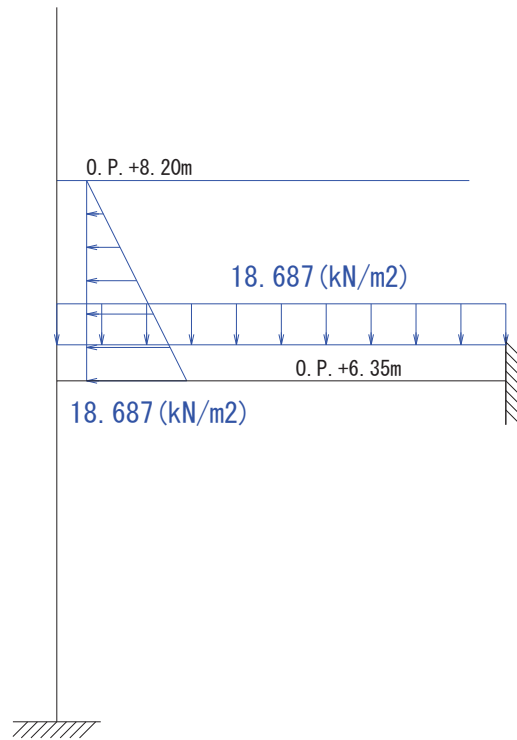


図 4-15 最大照査値を示す解析ケースにおける荷重図
(溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②)

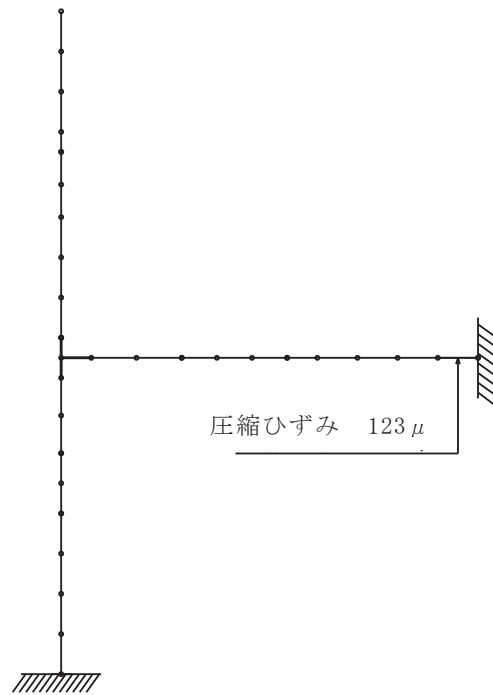


図 4-16(1) コンクリート圧縮ひずみの最大値発生位置
(溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②)

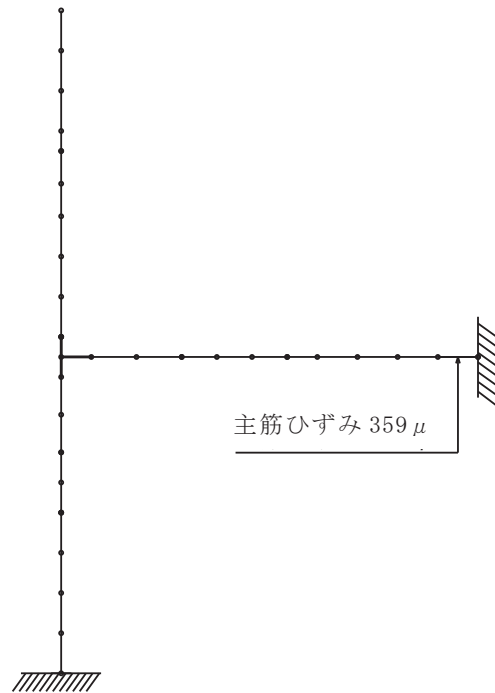


図 4-16(2) 主筋ひずみの最大値発生位置
 (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②)

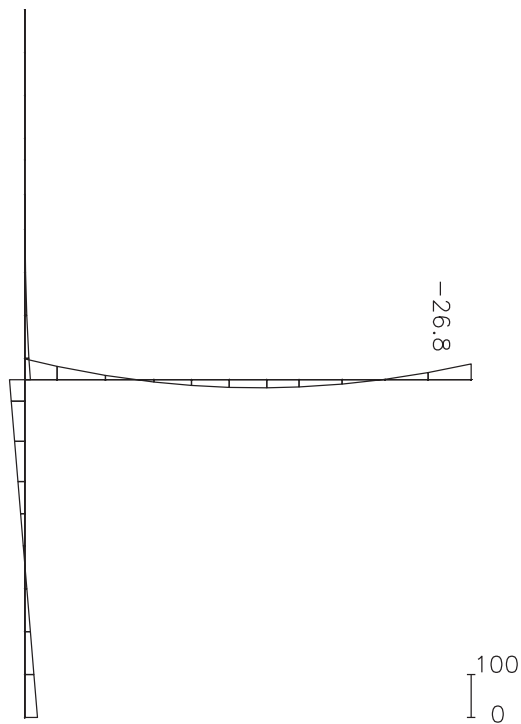


図 4-17(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図
 (曲げモーメント (kN・m))
 (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②)

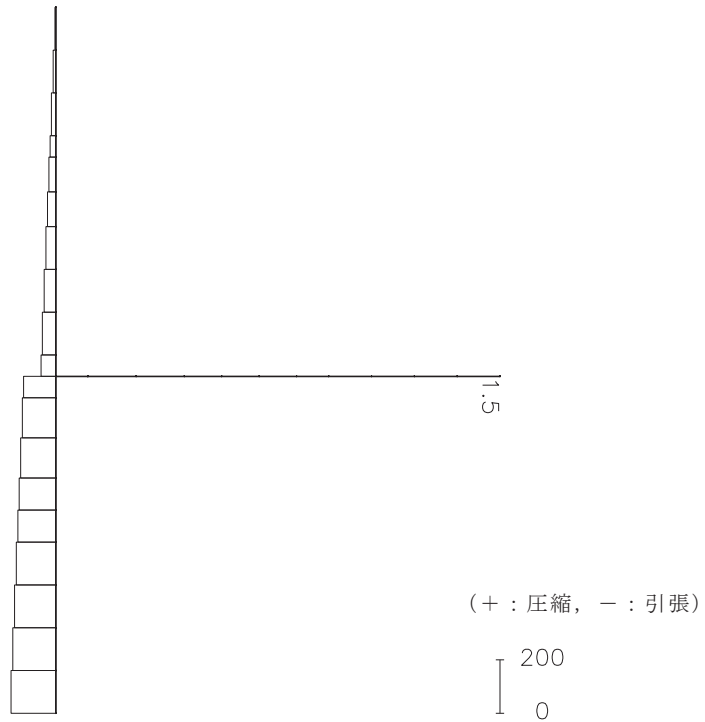


図 4-17(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN))

(溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②)

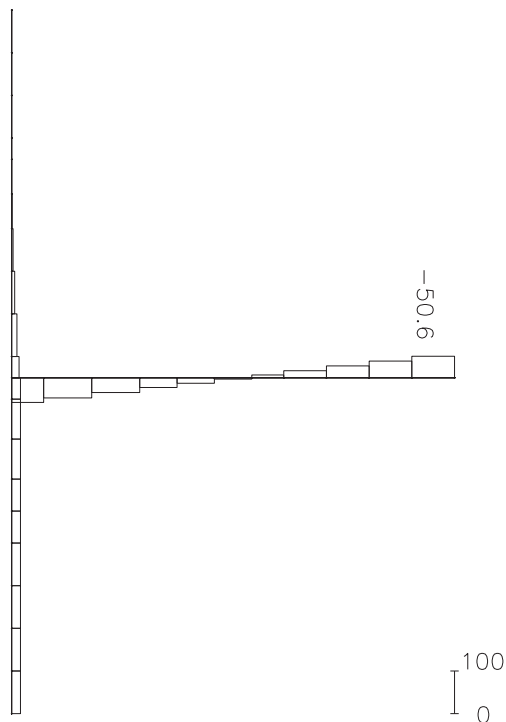


図 4-17(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN))

(溢水時, 解析ケース 1, 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 4-17 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 4-17 せん断破壊に対する評価結果（溢水時）

部位	部材*1	解析ケース	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 $V_d / V_{y d}$
トレンチ①	壁	ケース 1	50	537	0.10
	床	ケース 1	55	167	0.33
トレンチ②	床-1	ケース 1	54	119	0.46
	壁-1	ケース 1	13	193	0.07
	壁-2	ケース 1	23	268	0.09
トレンチ③	床-1	ケース 1	31	394	0.08
	床-2	ケース 1	20	453*3	0.05
	床-3	ケース 1	54	136	0.40
	壁-1	ケース 1	37	506	0.08
	壁-2	ケース 1	8	192	0.05
	壁-3	ケース 1	21	296	0.08

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：材料非線形解析によるせん断耐力

5. まとめ

海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁及びトレンチについては、Sクラスの配管を間接支持する支持機能と、溢水事象に対する止水機能が要求される。このことから、基準地震動 S_s による地震時及び単一機器の破損を想定した溢水時のそれぞれについて曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊に対する評価を実施した。

隔壁について、地震時、溢水時ともに鉄筋及びコンクリートの発生応力、発生せん断力が短期許容応力度を下回ることを確認した。また、トレンチについて、地震時、溢水時ともに照査用ひずみ及び照査用せん断力が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

以上から、海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁及びトレンチは、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、また、機器の想定破損による溢水時に止水機能を損なわないことを確認した。

資料 11 取水路（標準部）の耐震安全性評価

目次

1. 評価方法	資料 11-1
2. 評価条件	資料 11-1
2.1 適用規格	資料 11-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 11-4
2.3 耐震評価フロー	資料 11-10
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 11-16
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 11-22
2.6 地盤物性値	資料 11-22
2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方	資料 11-29
2.7.1 評価構造物諸元	資料 11-29
2.7.2 取水路（標準部）の要求機能の考え方	資料 11-31
2.8 地下水位	資料 11-33
3. 地震応答解析	資料 11-37
3.1 地震応答解析手法	資料 11-37
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 11-40
3.2.1 解析モデル領域	資料 11-40
3.2.2 境界条件	資料 11-42
3.2.3 構造物のモデル化	資料 11-51
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 11-52
3.2.5 地盤及びマンメイドロック（MMR）のモデル化	資料 11-52
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 11-52
3.2.7 材料特性の設定	資料 11-58
3.3 減衰定数	資料 11-60
3.4 荷重の組合せ	資料 11-82
3.4.1 外水圧	資料 11-83
3.4.2 内水圧	資料 11-85
3.4.3 積載荷重	資料 11-87
3.4.4 動水圧	資料 11-87
3.5 耐震評価における解析ケース	資料 11-89
4. 三次元構造解析	資料 11-96
4.1 解析手法	資料 11-96
4.2 解析モデルの設定	資料 11-97
4.2.1 構造物のモデル化	資料 11-97
4.2.2 地盤ばね要素	資料 11-102
4.2.3 材料の非線形特性	資料 11-103
4.3 照査時刻の選定	資料 11-108
4.4 地震時荷重の載荷方法	資料 11-109

4.4.1	直線部	資料 11-114
4.4.2	曲線部	資料 11-116
4.5	入力荷重	資料 11-119
4.5.1	常時荷重	資料 11-122
4.5.2	慣性力	資料 11-123
4.5.3	動水圧	資料 11-125
4.5.4	地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 11-126
5.	評価内容	資料 11-128
5.1	入力地震動の設定	資料 11-128
5.2	許容限界の設定	資料 11-213
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 11-213
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 11-217
5.2.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 11-224
6.	評価結果	資料 11-226
6.1	地震応答解析結果	資料 11-228
6.1.1	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	資料 11-229
6.1.2	作用荷重分布図	資料 11-283
6.1.3	最大せん断ひずみ分布	資料 11-317
6.1.4	過剰間隙水圧比分布	資料 11-336
6.2	三次元構造解析結果	資料 11-343
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 11-349
6.2.2	構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 11-390
6.2.3	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 11-409
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 11-435
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 11-435
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 11-502
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 11-531
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	資料 11-531
6.4.2	MMR（既設）	資料 11-544
7.	まとめ	資料 11-576

参考資料

- 参考資料 1 静的地震力に対する評価結果・・・・・・・・・・資料 11- (参考) 1-1
参考資料 2 取水路 (標準部) の地盤剛性急変部における地盤拘束効果の影響について・・・・・・・・
・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・資料 11- (参考) 2-1

 : 本日の説明範囲

 : 記載適正化範囲

3.5 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

取水路（標準部）は、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、**D**級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 3-12 に示すケース①、⑥）とした場合に加えて、平均値±1.0×標準偏差(σ)のケース（表 3-12 に示すケース②、③、⑦、⑧）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 3-12 に示すケース④）。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておらず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

取水路における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。取水路の実強度及びヤング係数を表 3-10 及び表 3-11 に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表 3-12 に示す。

表 3-10 取水路の実強度及びヤング係数

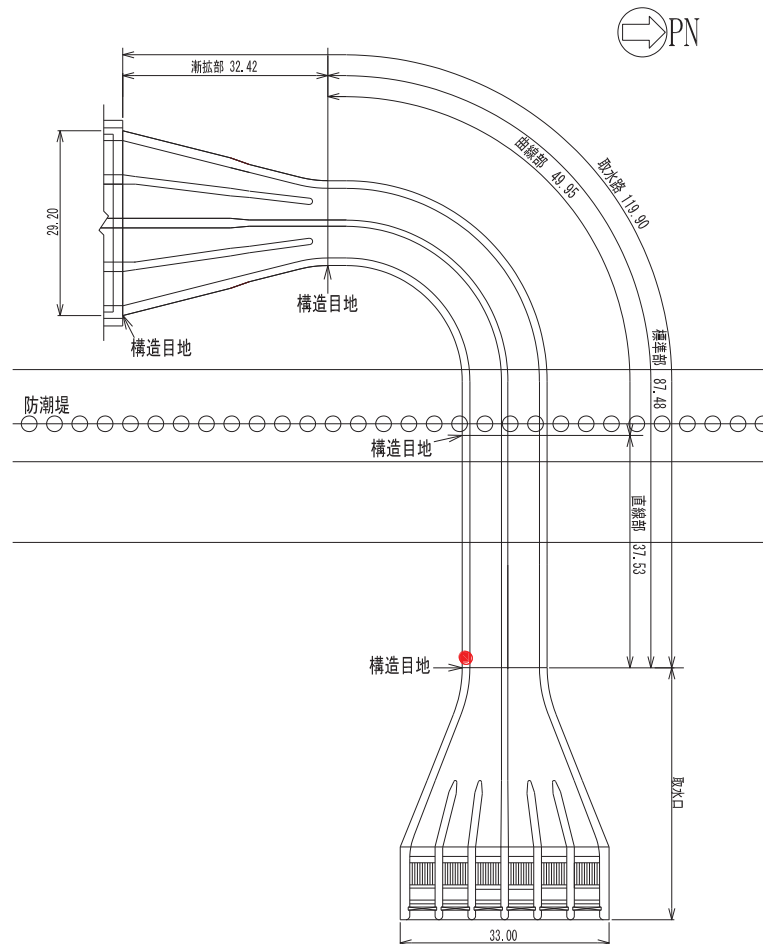
実強度*	ヤング係数
49.1N/mm ²	32.8kN/mm ²

注記*：取水路のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-11 に示す。

表 3-11 取水路のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
側壁	2012	3	54.4	45.4	33.9	32.1

注記*：採取位置は図 3-48 に示す。



● コア採取位置（側壁，2012年）

図 3-48 コア採取位置図

表 3-12 取水路（標準部）の耐震評価における解析ケース

解析ケース	解析手法*1	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, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 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)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*2	平均値	平均値
ケース⑥ (基本ケース)	有効応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース⑧	有効応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース⑨*3	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*2	平均値	平均値

注記*1: 断面②, 断面③, 断面⑥, 断面⑦は, 全応力解析及び有効応力解析を実施する。断面④, 断面⑤は全応力解析を実施する。

*2: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表3-10に示すとおりとする。

*3: 基本ケース(ケース①及び⑥)を実施し, 曲げ・軸力系の破壊, せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値を比較し, 最大照査値を示す解析手法において, 実強度を考慮した解析ケース(ケース④又はケース⑨)を実施する。なお, ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊, せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が0.05未満の場合は, 両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース(ケース④及びケース⑨)を実施する。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

取水路（標準部）の耐震評価においては、基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波を用いて基本ケース（全応力解析の場合はケース①，有効応力解析の場合はケース⑥）を実施する。

上記の基本ケース①，⑥において、曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して，最も厳しい地震動*を用いて，全応力解析の場合は図3-50に示すケース②及び③を，有効応力解析の場合は図3-49に示すケース⑦，⑧を実施する。また，上記のケース①，⑥において，曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値を比較し，最大照査値を示す解析手法において，実強度を考慮した解析ケース（ケース④又はケース⑨）を実施する。なお，ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が0.05未満の場合は，両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース（ケース④及びケース⑨）を実施する。

上記解析ケースの結果を踏まえ，更に照査値が大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-13に示す。また，追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-50に示す。

なお，「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において，取水路（標準部）のような，地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は，鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため，鉛直地震動については，位相の反転を考慮しない。

注記*：各要求機能（通水機能，貯水機能）により許容限界は異なるが，各照査項目に対する許容限界のうち，余裕が最も小さくなる地震動を選定する。

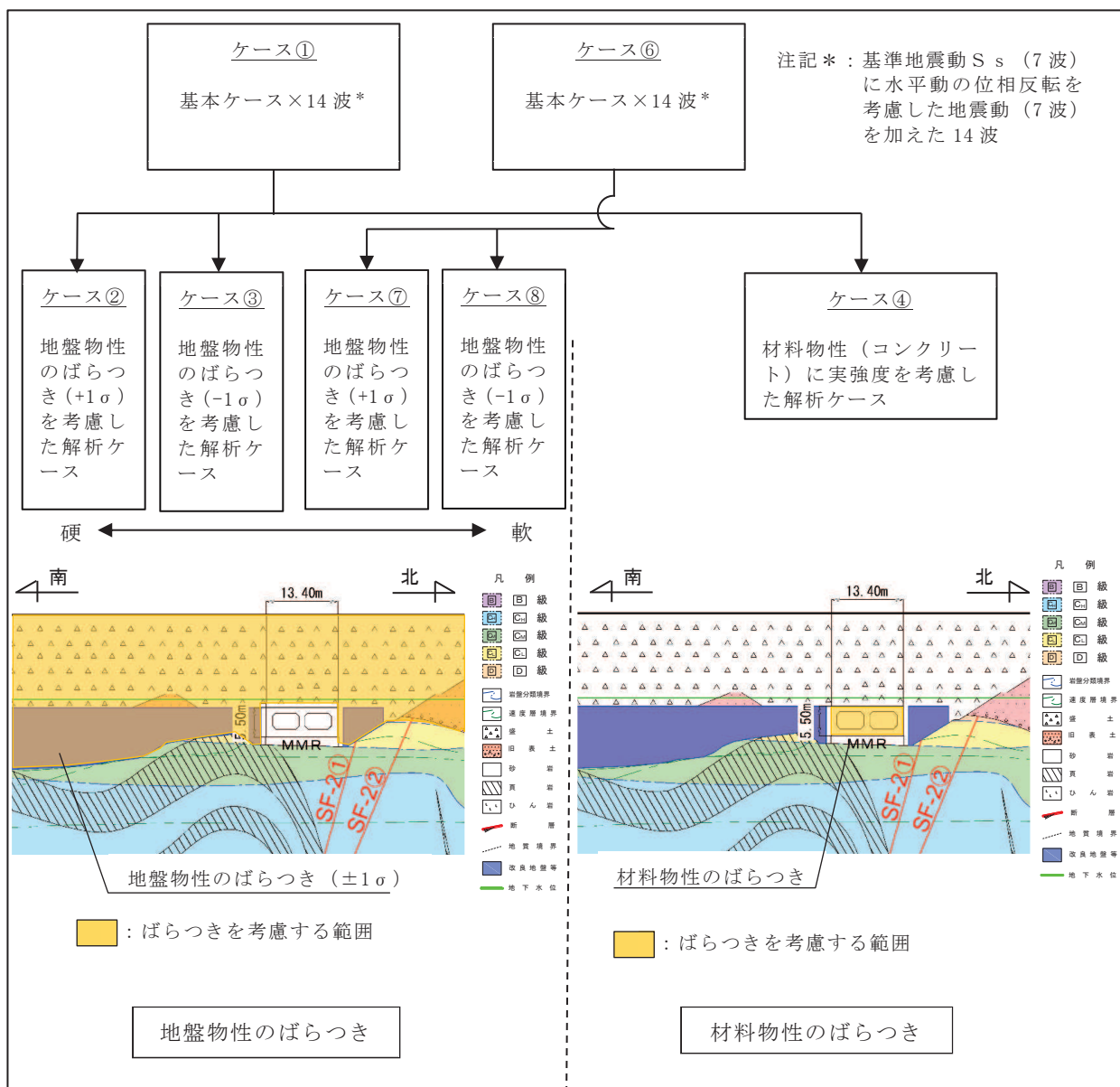


図 3-49 取水路 (標準部) の耐震評価における解析ケース

表 3-13 取水路（標準部）の耐震評価における解析ケース

解析ケース		全応力解析				有効応力解析		
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧
基本ケース		地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	材料物性(コンクリート)に実強度を考慮した解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	設計基準強度	設計基準強度	
地震動（位相）	S s - D 1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S s (7波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7波) を加えた全 14 波に対し、全応力解析及び有効応力解析を実施し、照査を行ったケース①及びケース⑥の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい(許容限界に対する裕度が最も小さい)地震動を用いてケース②, ③, ⑦及び⑧を実施する。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②, ③, ⑦及び⑧を実施する。</p> <p>なお、ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は、両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース(ケース④及び⑧)を実施する。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>	○	左記の【追加解析ケースについて】による		
		-+*1	○		○			
	S s - D 2	++*1	○		○			
		-+*1	○		○			
	S s - D 3	++*1	○		○			
		-+*1	○		○			
	S s - F 1	++*1	○		○			
		-+*1	○		○			
	S s - F 2	++*1	○		○			
		-+*1	○		○			
	S s - F 3	++*1	○		○			
		-+*1	○		○			
	S s - N 1	++*1	○		○			
		-+*1	○		○			

注記*1: 耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2: 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。

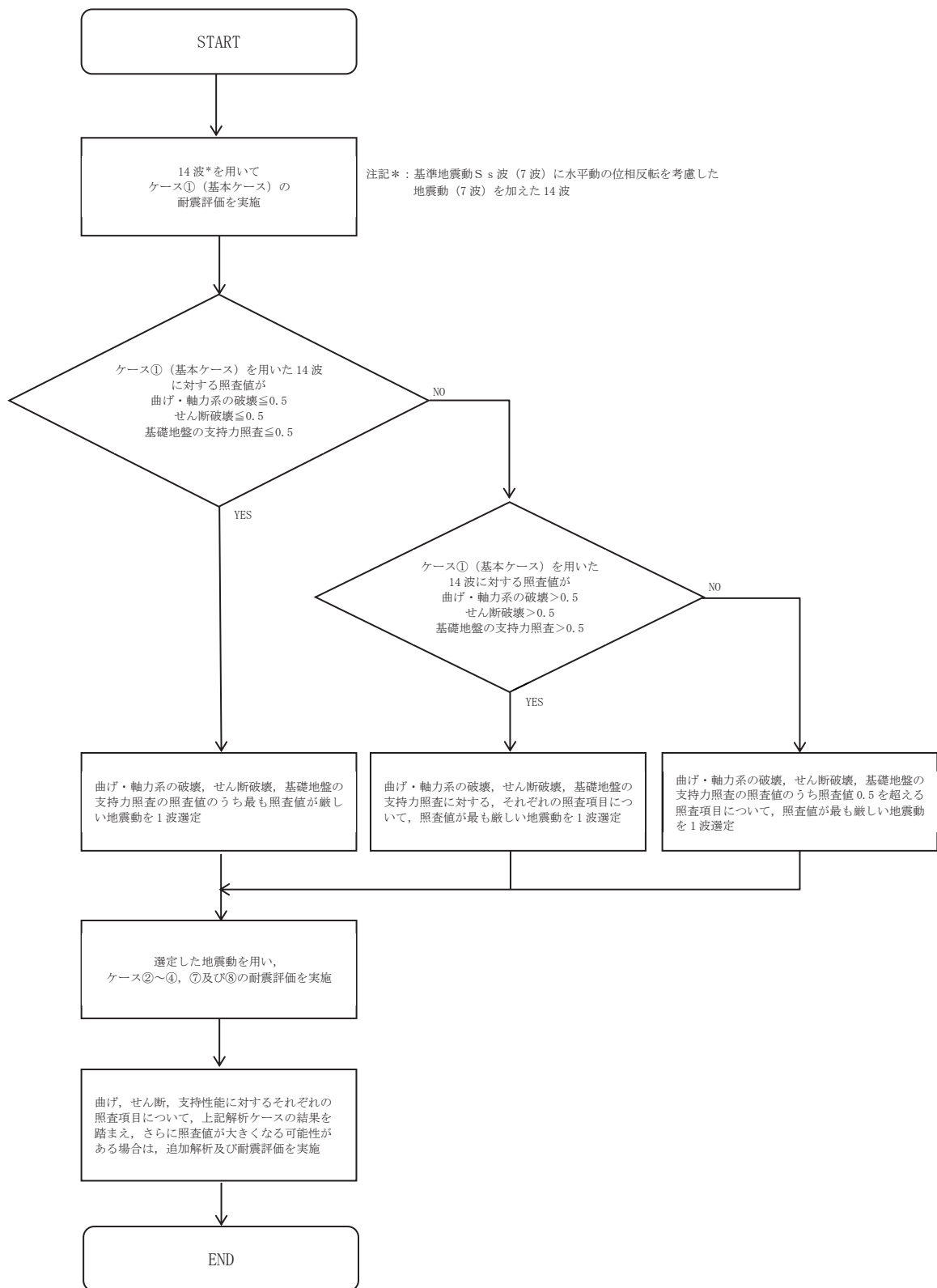


図 3-50 追加解析を実施する地震動の選定フロー

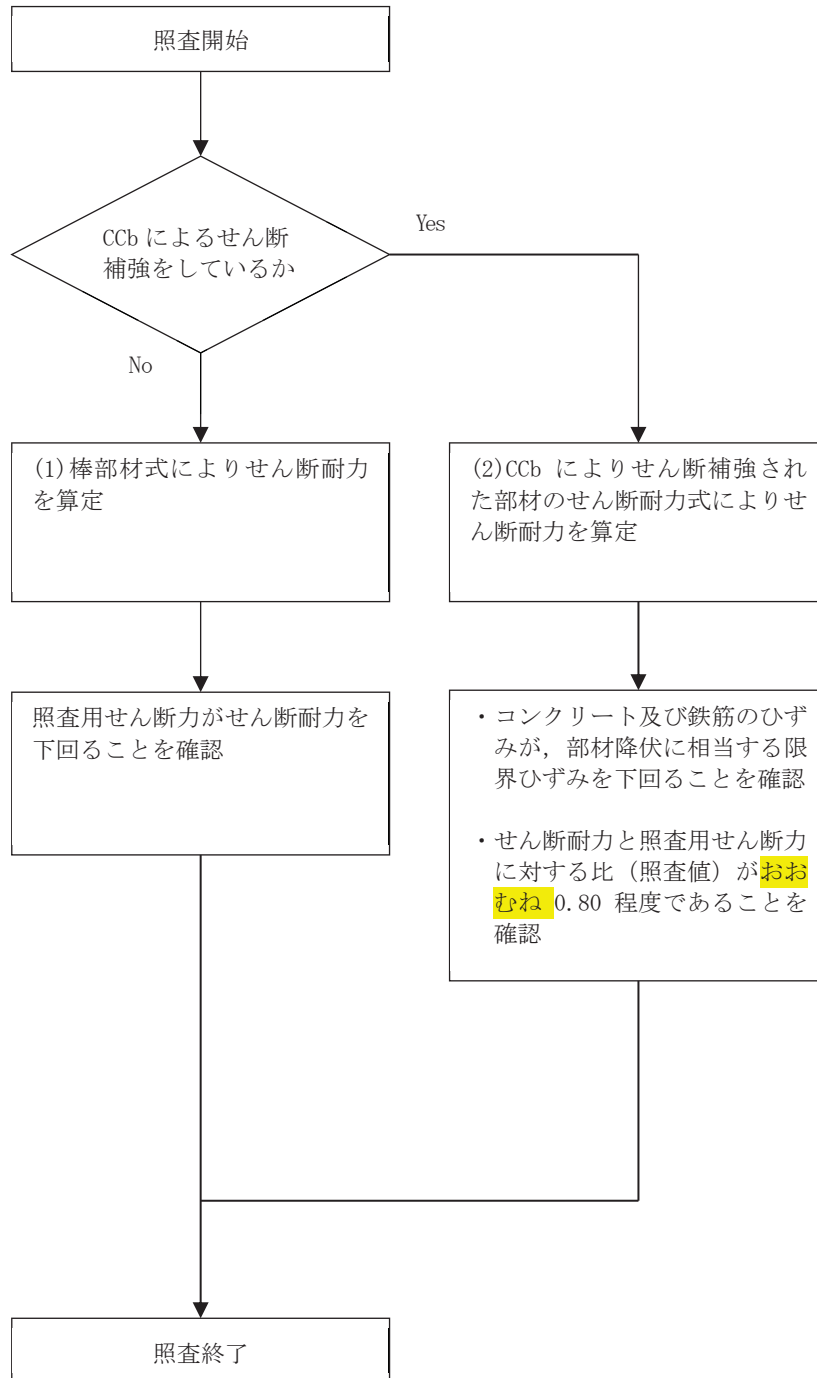
5.2.2 せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認，通水機能を有することの確認，貯水機能を損なわないことの確認及び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。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて2種類を用いる。

せん断耐力は，土木学会マニュアルに基づき，「(1) 棒部材式」を適用することとし，ディープビームとなる部材についても，「(1) 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「(2) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式」によることとする。

各せん断耐力の評価式は，後述する。また，せん断破壊に対する照査のフローを図5-87に示す。



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

図 5-87 せん断破壊に対する照査フロー

鉄筋コンクリート部材のせん断照査に用いる照査用せん断力は、三次元構造解析により得られた発生せん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{y d}} < 1.0$$

ここで、 γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i=1.0$ ）
 $V_{y d}$ ：せん断耐力
 V_d ：照査用せん断力（ $V_d = \gamma_a \cdot V$ ）
 γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a=1.05$ ）
 V ：発生せん断力

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において、等価せん断スパンにより設定可能な係数 β_a を考慮している。これは、屋外重要土木構造物が地中に埋設されたラーメン構造で、土圧、水圧、地震時慣性力等の多数の分布荷重が作用していることにより分布荷重が卓越し、スパン内に反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表5-2に示すとおり、複数の安全係数（材料係数、部材係数、構造解析係数）が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 5-2 セン断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.0	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_s	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

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

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

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

ここで、R：層間変形角

とされている。

γ_{b2} は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば、 $\gamma_{b2} = 1.0$ としてよいとされている。解析結果から取水路（標準部）の鉄筋コンクリート部材については降伏が認められなかったため、 $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。

(1) 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

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

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

(2) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式

取水路（標準部）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、「建設技術審査証明報告書 技術名称 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) 一般財団法人土木研究センター」」（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。

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

$$V_{CCbd} = \beta_{aw} \cdot V_{awd}$$

$$= \beta_{aw} \cdot \{A_{aw} \cdot f_{awyd} (\sin \alpha_{aw} + \cos \alpha_{aw}) / S_{aw}\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\beta_{aw} = \eta = 1 - \frac{l_y}{2S_{rb}} \quad \dots \text{式(3)}$$

ただし、 $l_y - d' \leq 0$ となる場合は $l_y - d' = 0$ 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_{awyd} : 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）

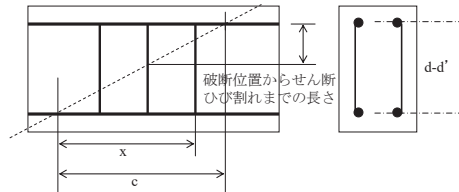
D : CCb の鉄筋径

S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

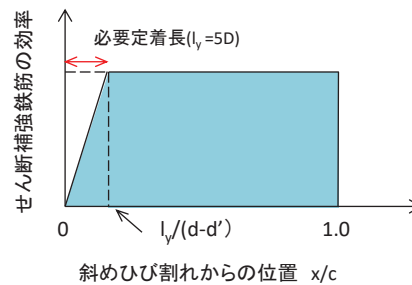
d : 補強対象部材の有効高さ

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。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 5-88 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 5-88 セラミックキャップバー（CCb）の有効率算定の概念図

なお、設計上の保守的な配慮として、セラミックキャップバー（CCb）によるせん断補強を配置する場合は、対象とする構造部材の主筋の降伏以下の場合に適用することとし、せん断破壊に対する照査値は **おおむね** 0.80 程度とする。

5.2.3 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）の接地圧に対する許容限界を表 5-3 に示す。

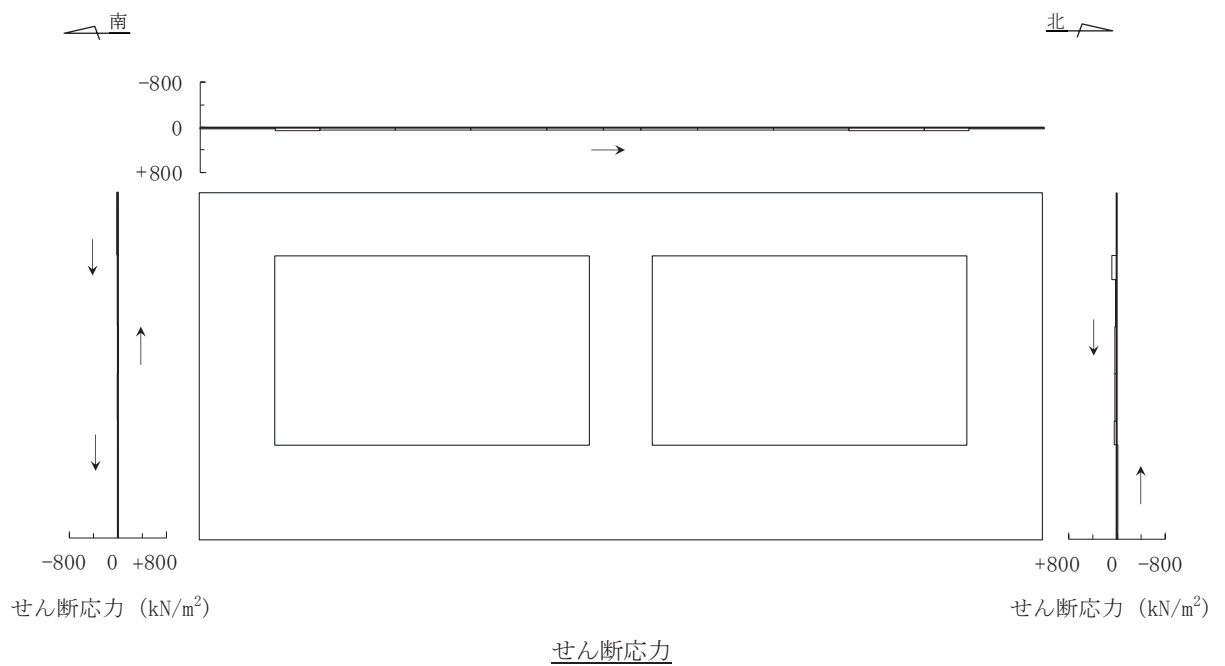
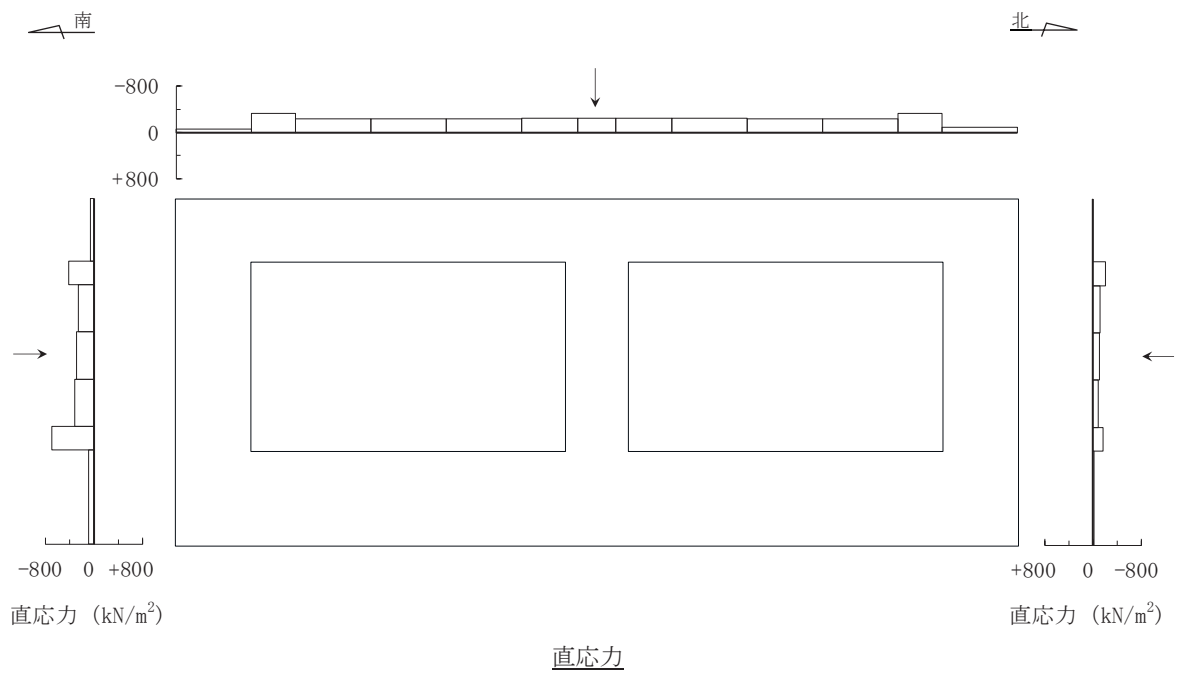
表 5-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

6.1.2 作用荷重分布図

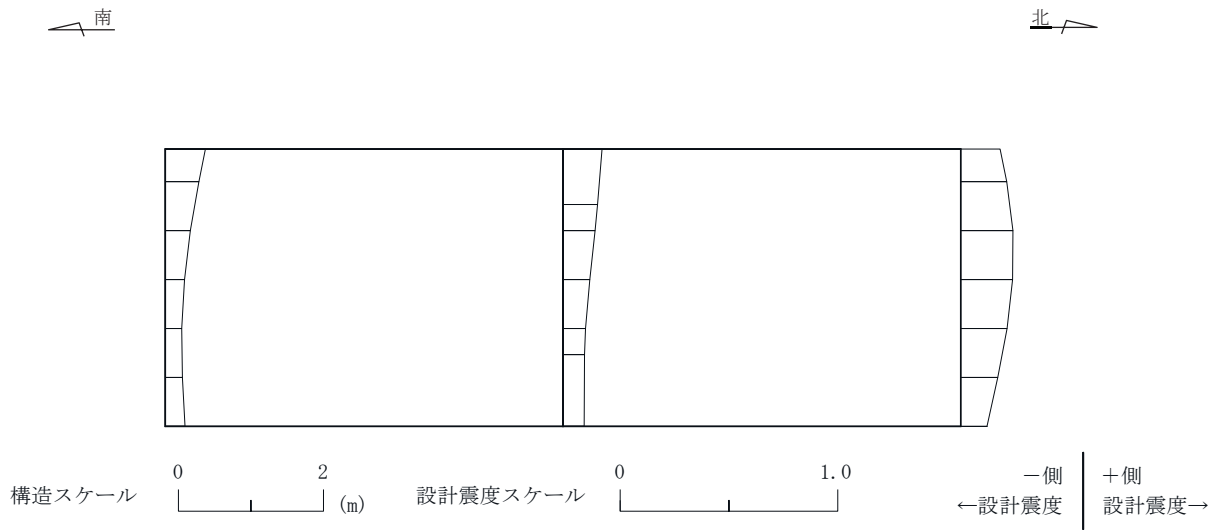
(1) 断面②（直線部）

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6-1に示す。

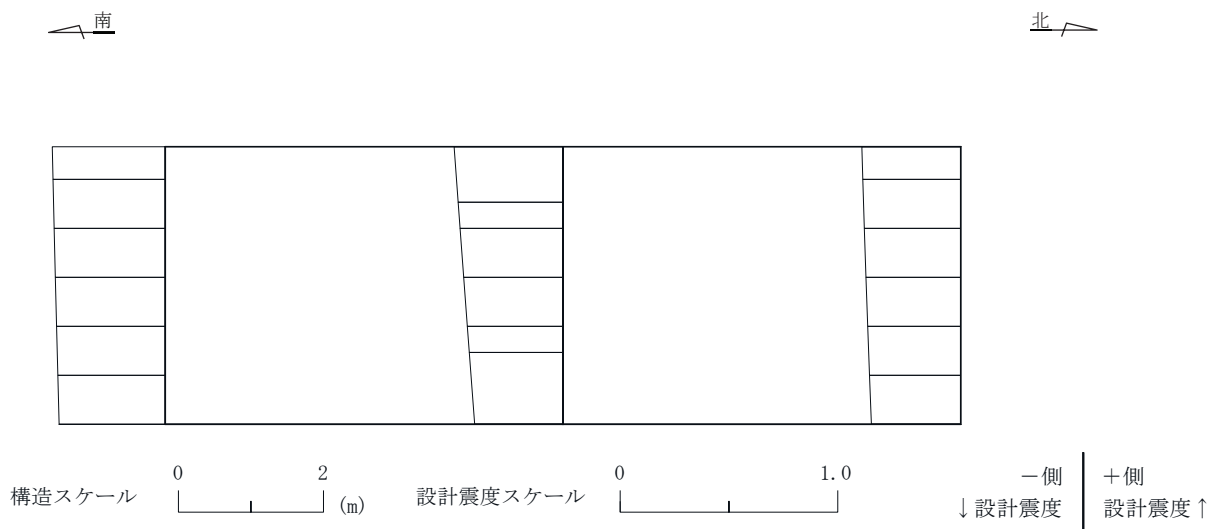


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 6-1(1) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面② : 直線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))



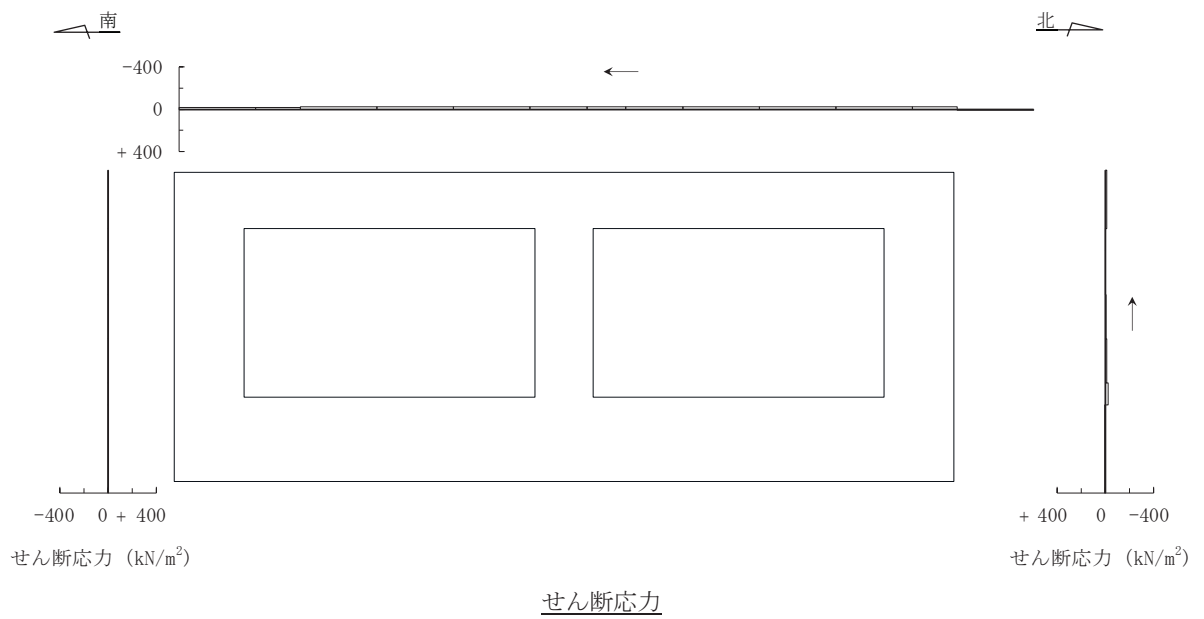
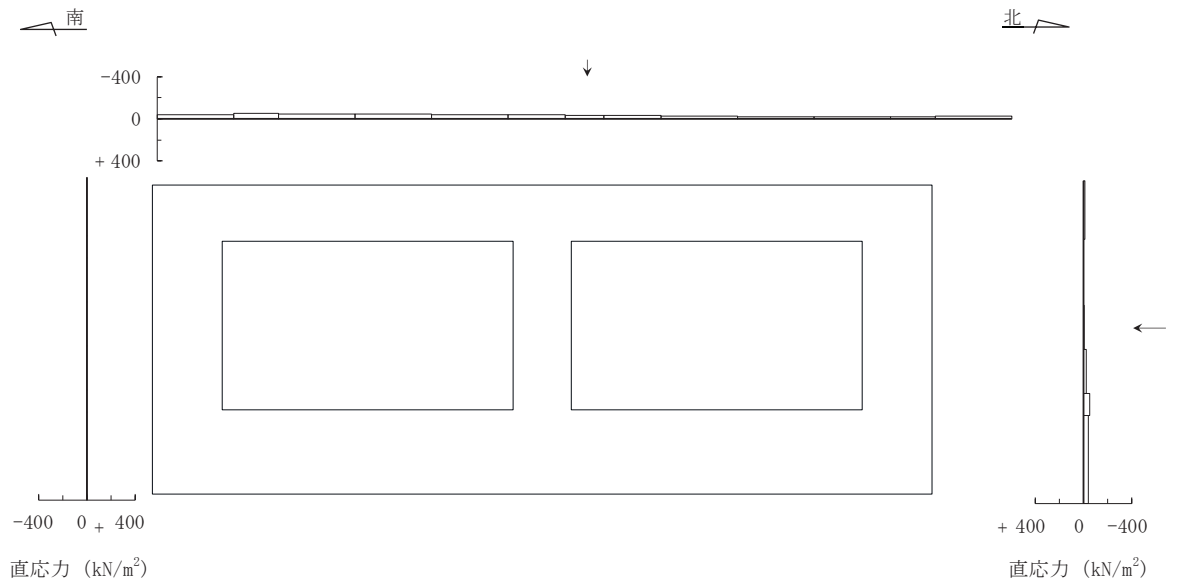
水平震度



鉛直震度

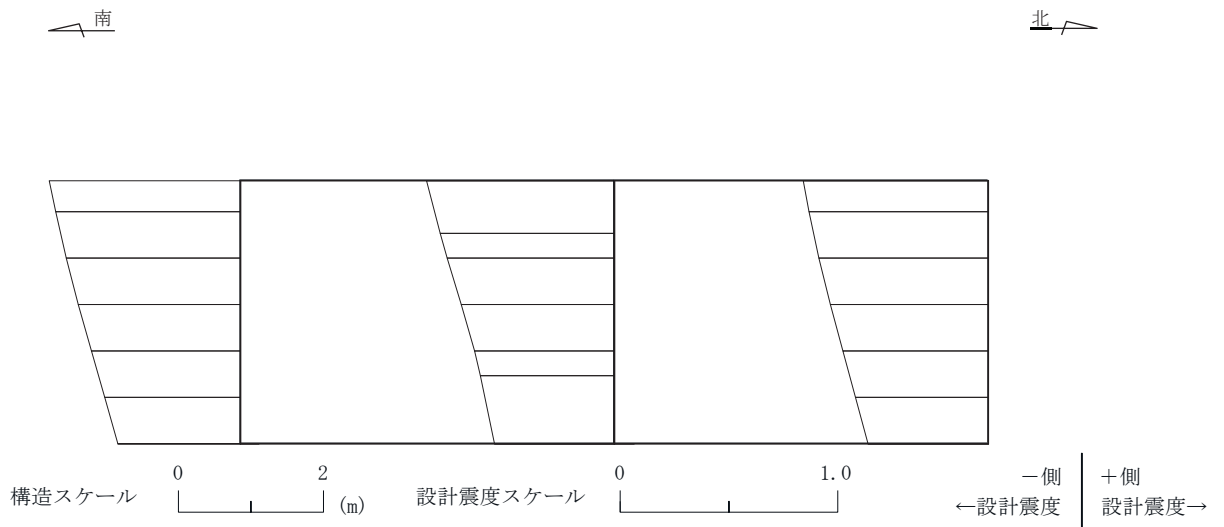
図 6-1(2) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(断面② : 直線部, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

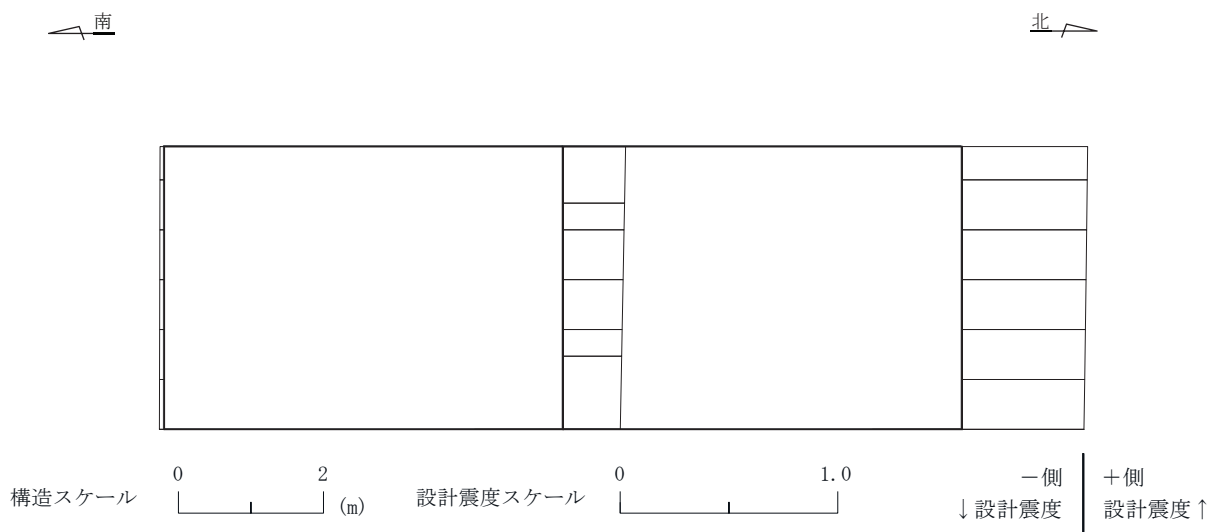


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 6-1(3) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面② : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))



水平震度



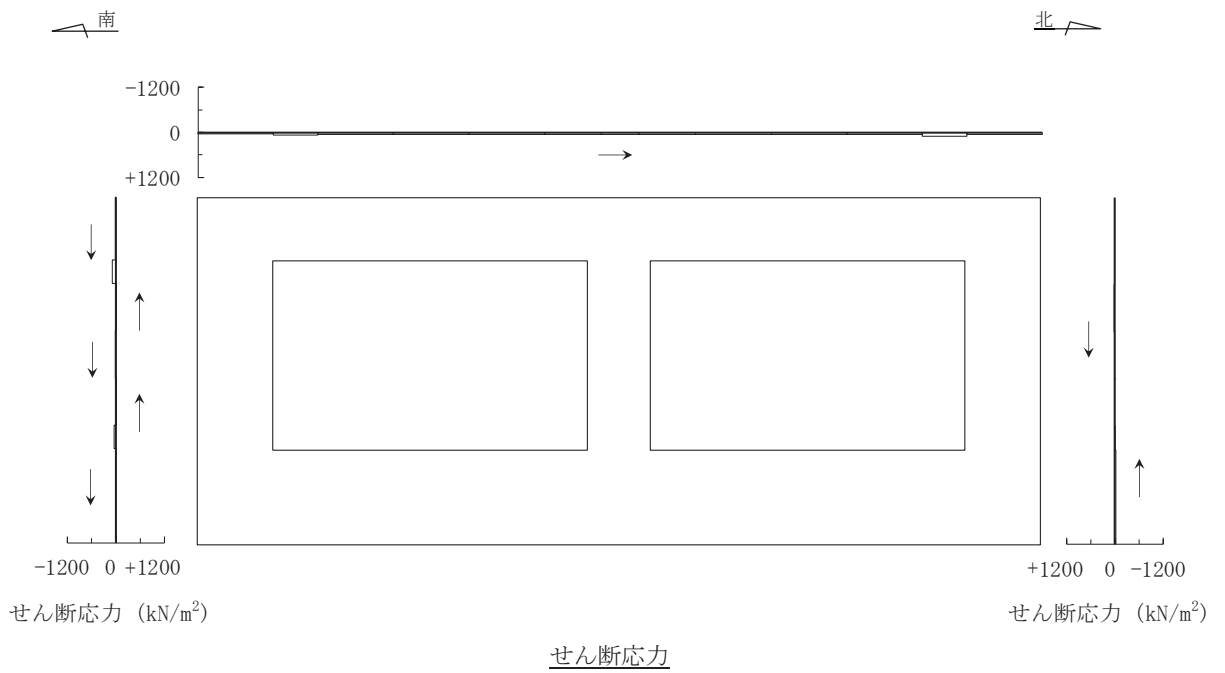
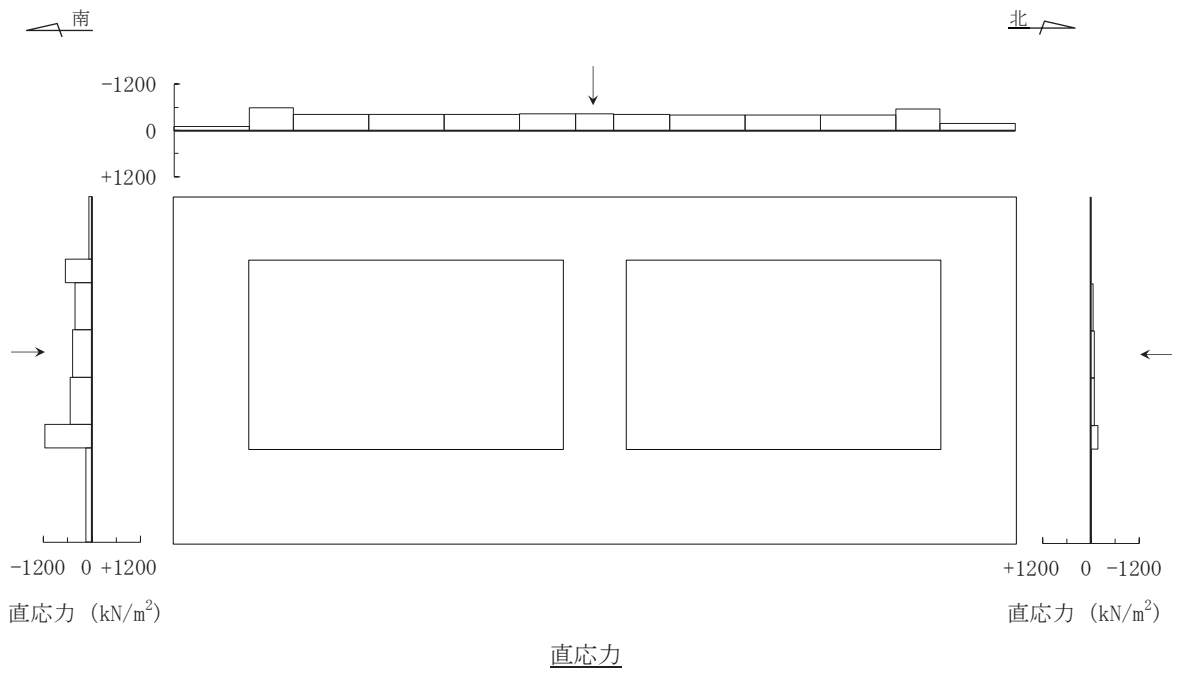
鉛直震度

図 6-1(4) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(断面②：直線部，解析ケース⑨'， $S_s - F3$ (++))

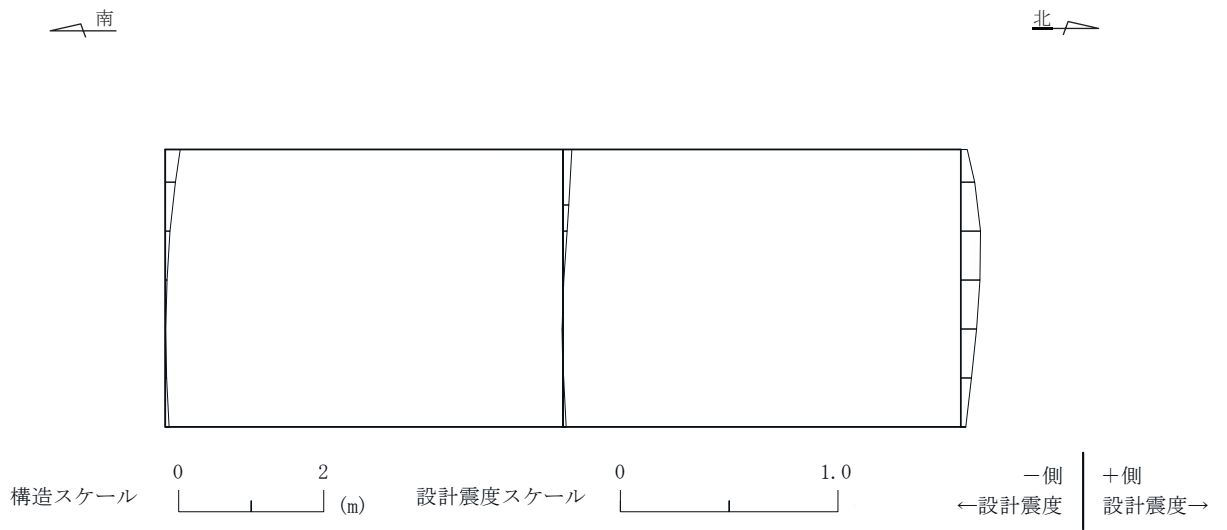
(2) 断面③（直線部）

曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査のうち，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 6-2 に示す。

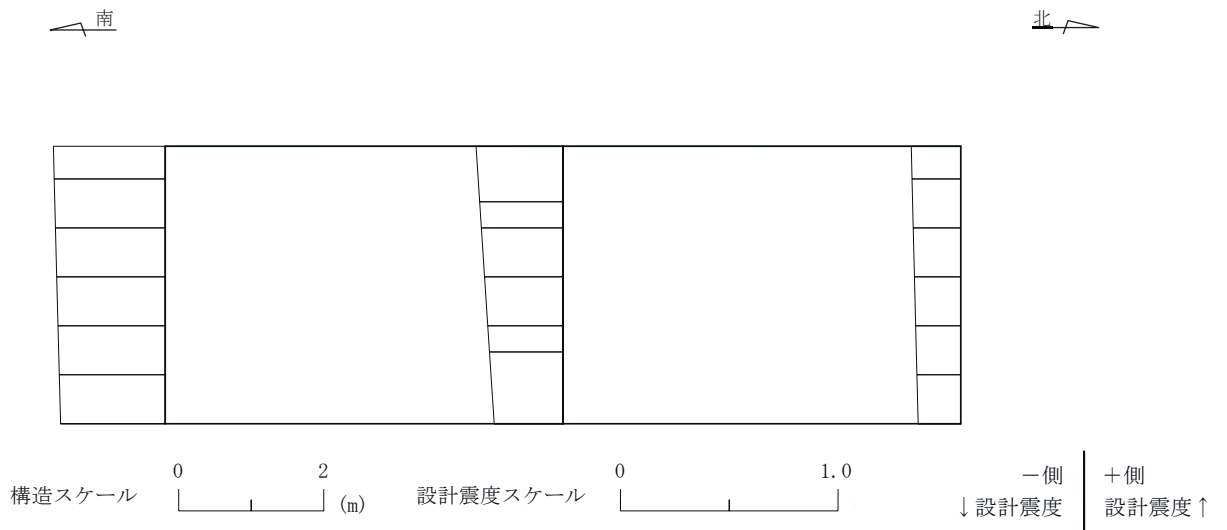


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 6-2(1) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面③ : 直線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))



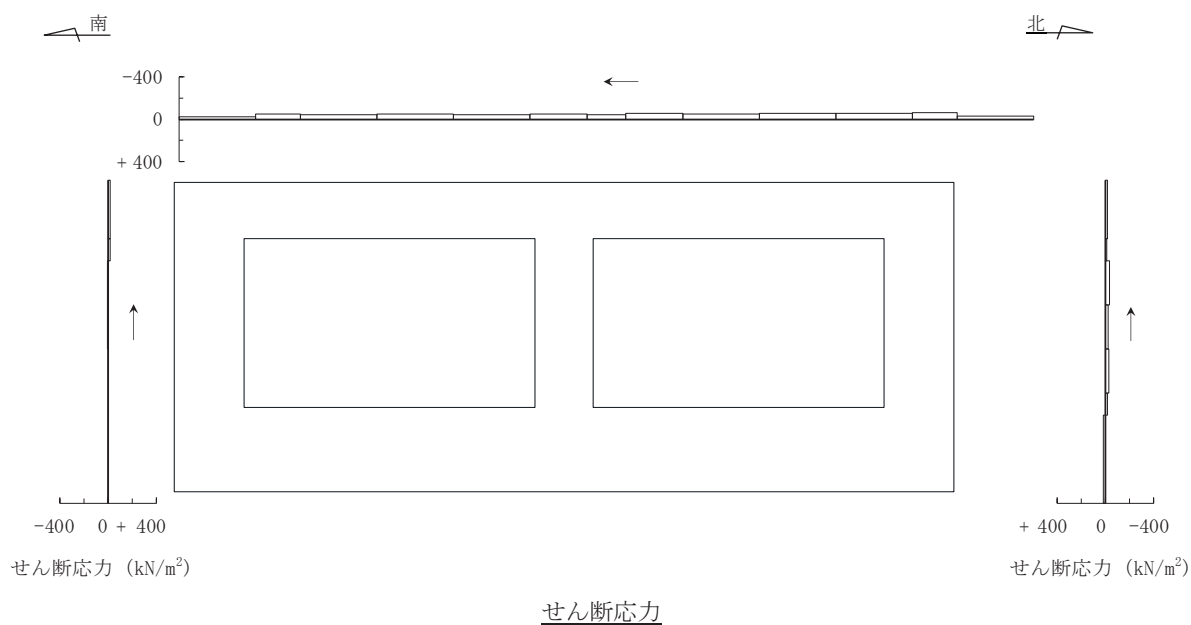
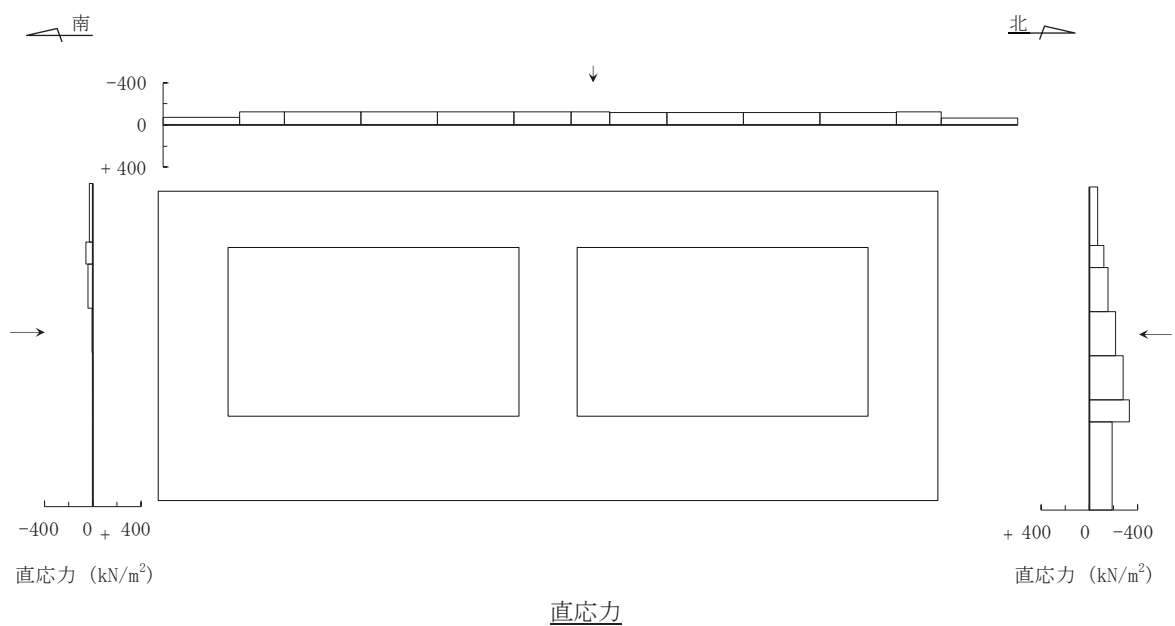
水平震度



鉛直震度

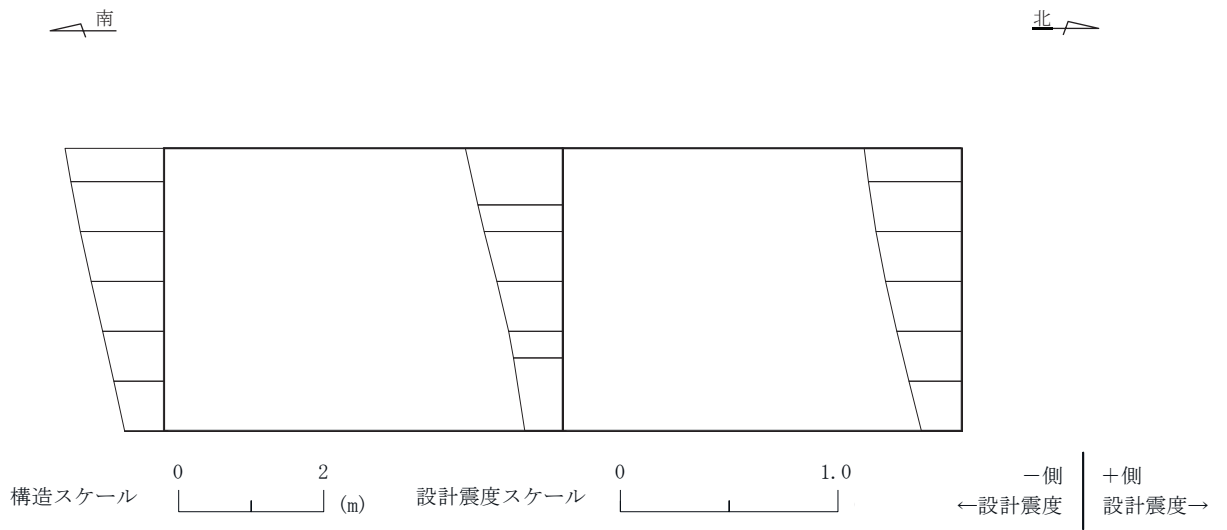
図 6-2 (2) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(断面③ : 直線部, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

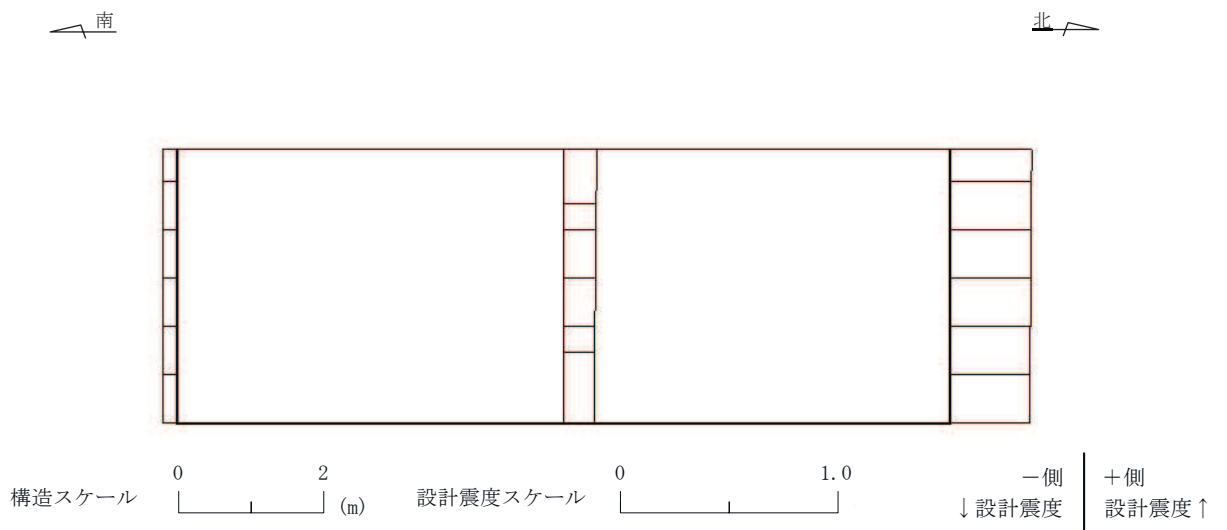


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 6-2(3) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面③ : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))



水平震度



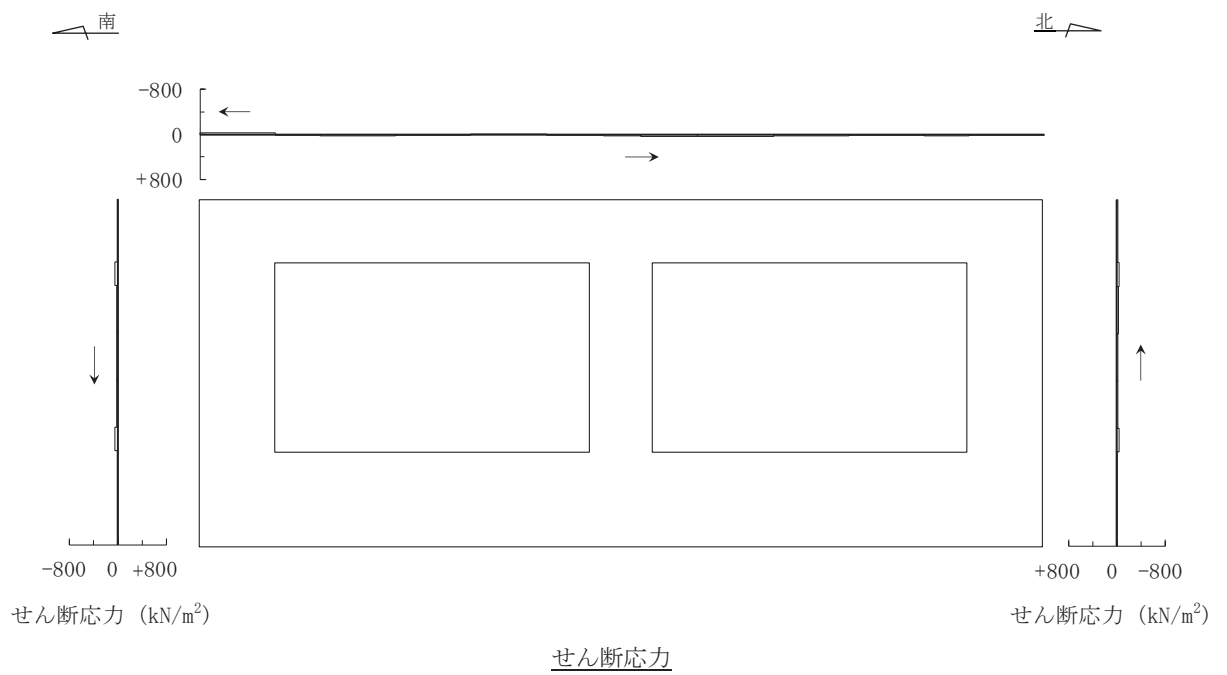
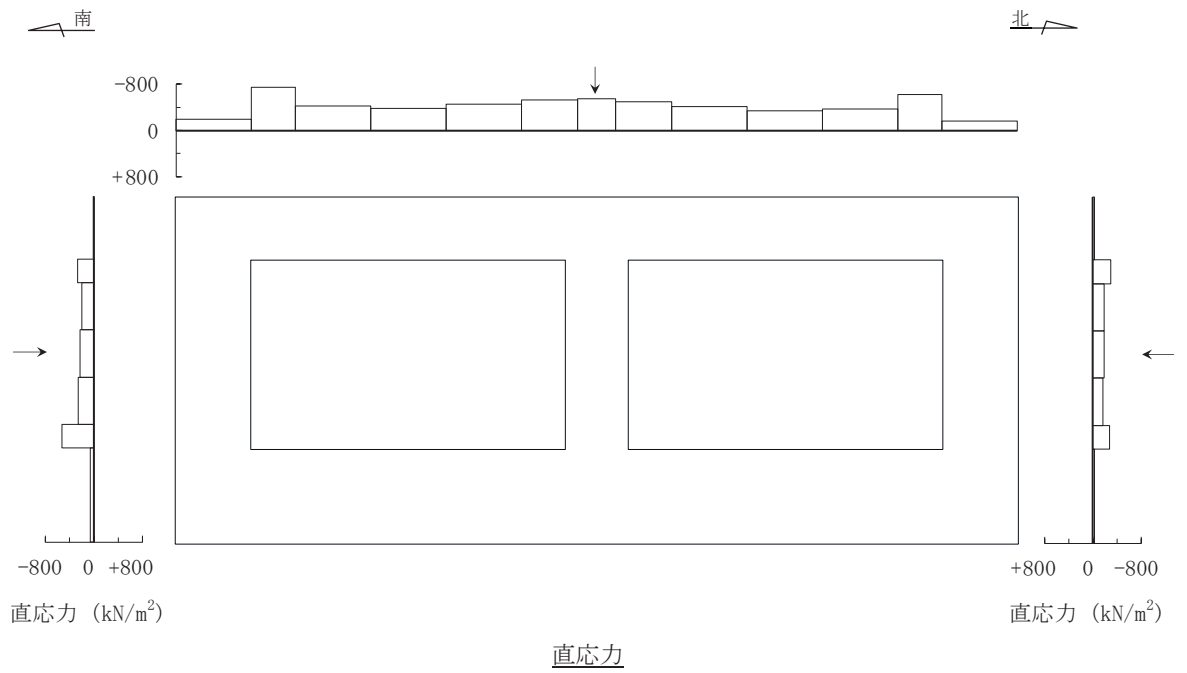
鉛直震度

図 6-2(4) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(断面③ : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++)

(3) 断面④（直線部）

曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査のうち、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 6-3 に示す。

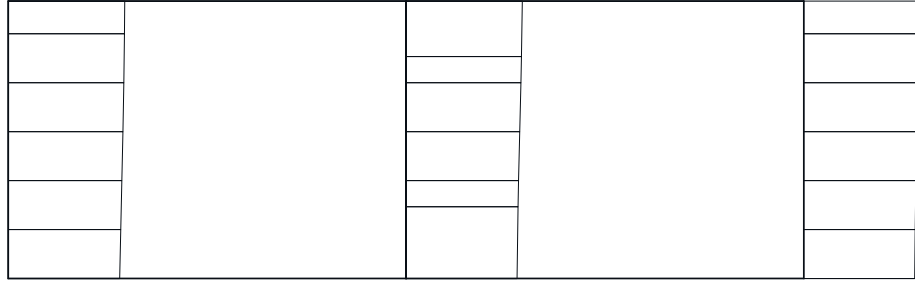


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 6-3(1) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面④ : 直線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

南

北



構造スケール



設計震度スケール

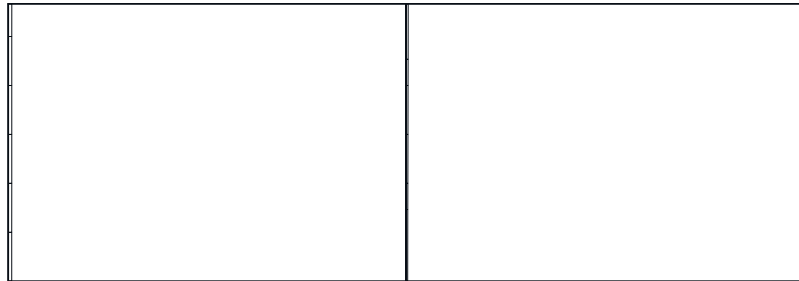


← 設計震度 | 一側 | 設計震度 →
+側

水平震度

南

北



構造スケール



設計震度スケール

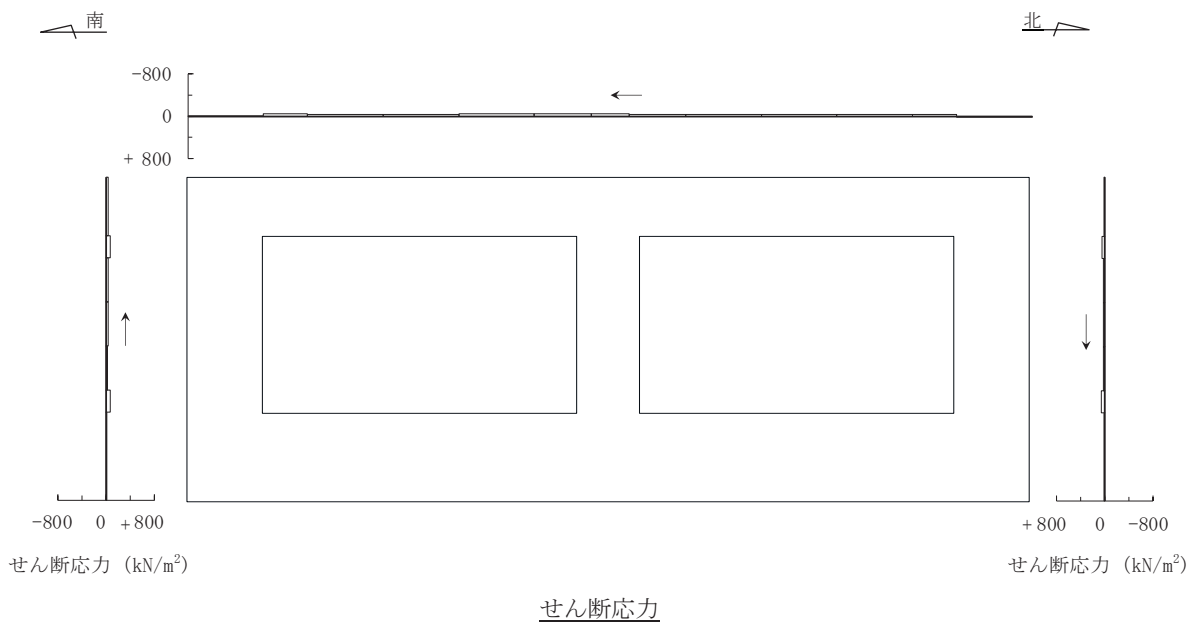
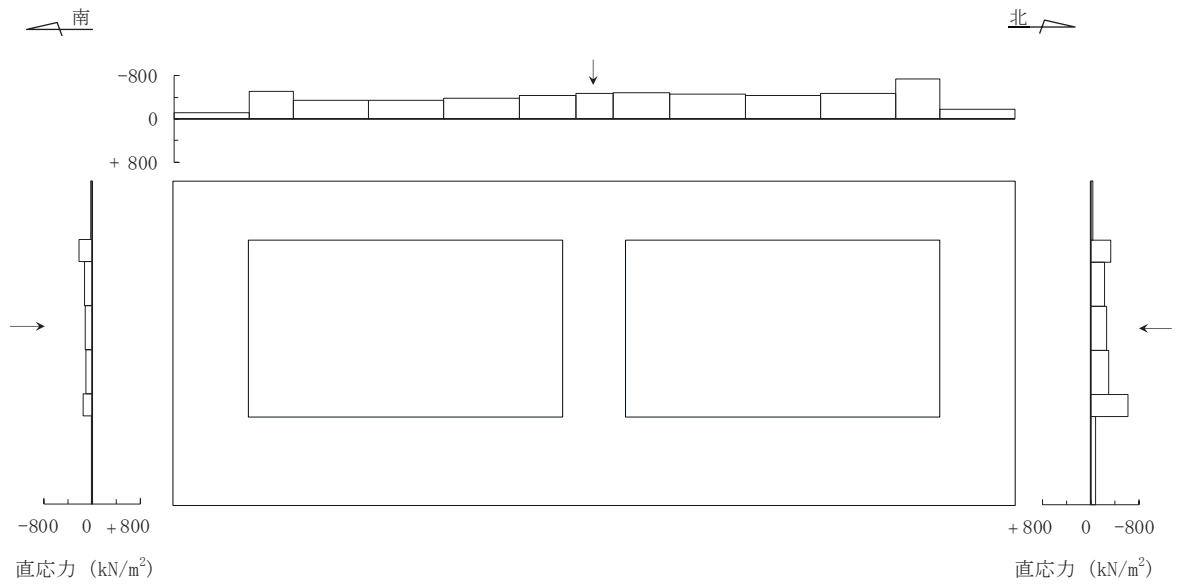


↓ 設計震度 | 一側 | 設計震度 ↑
+側

鉛直震度

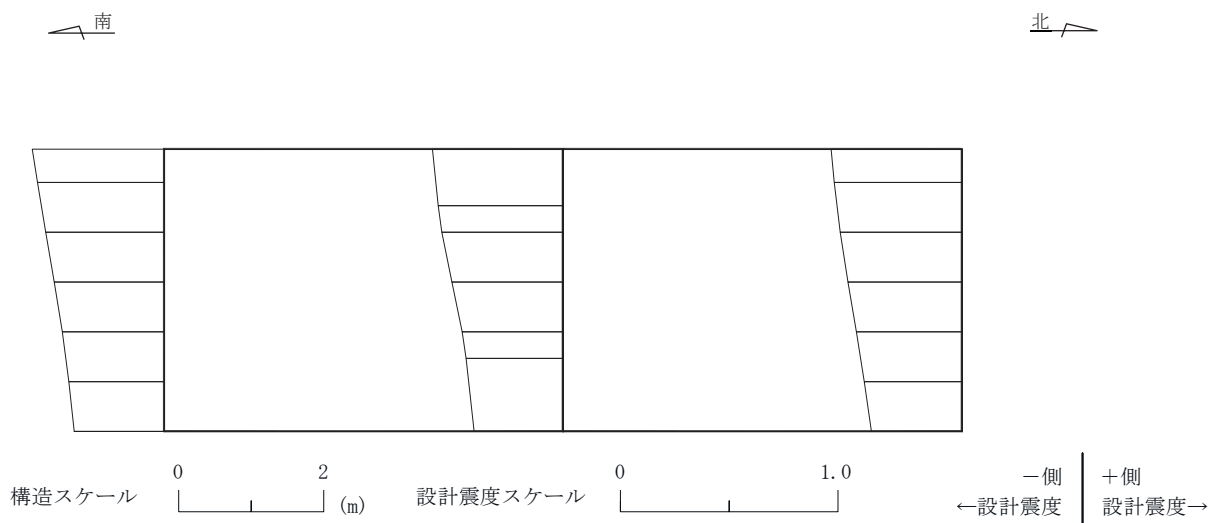
図 6-3(2) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(断面④ : 直線部, 解析ケース③, S_s-N1 (++))

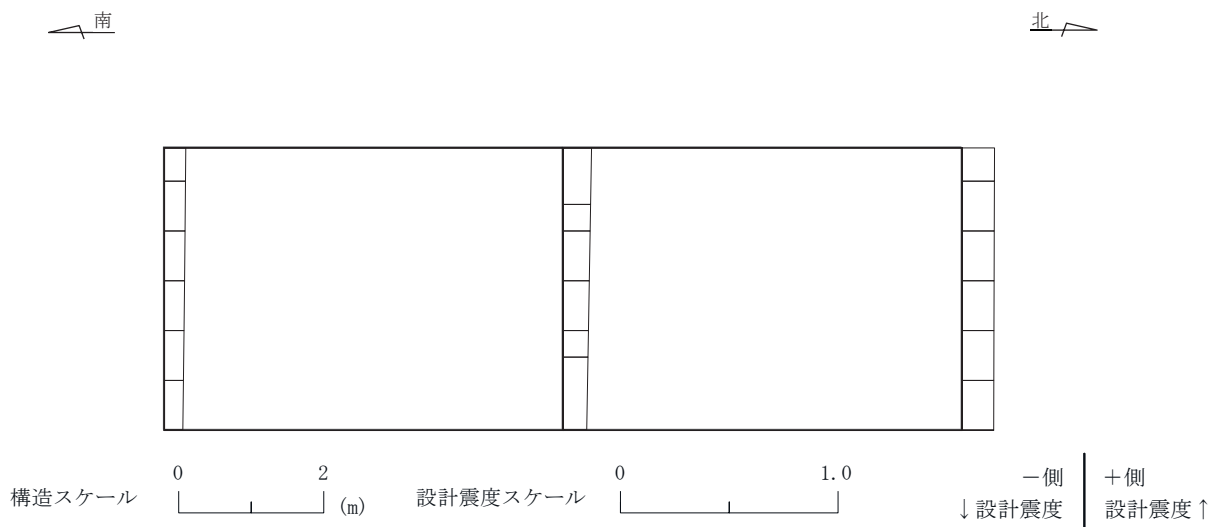


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 6-3(3) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面④ : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))



水平震度



鉛直震度

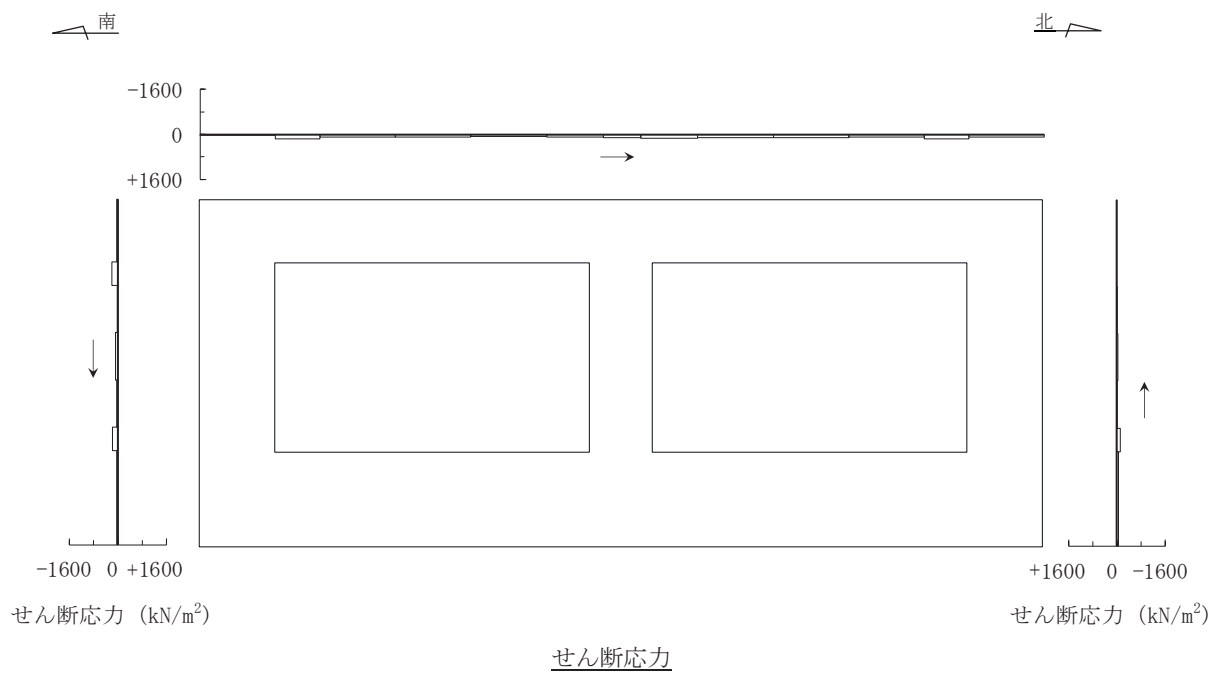
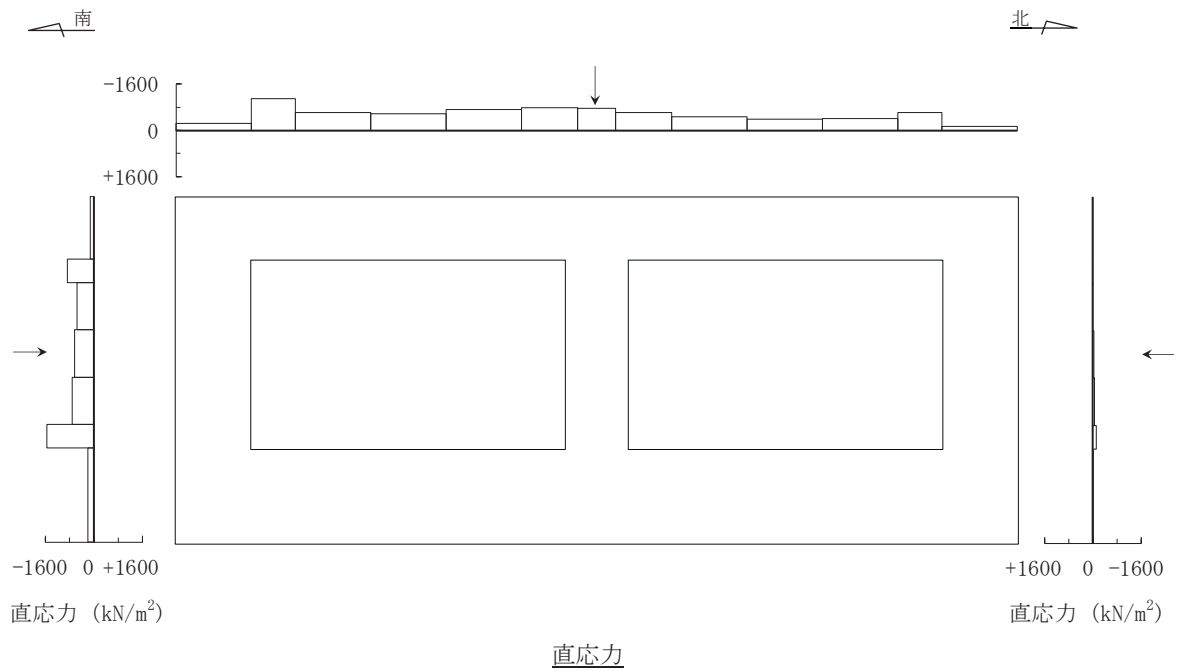
図 6-3(4) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(断面④：直線部，解析ケース⑨'， $S_s - F3$ (++))

(4) 断面⑤（直線部・曲線部）

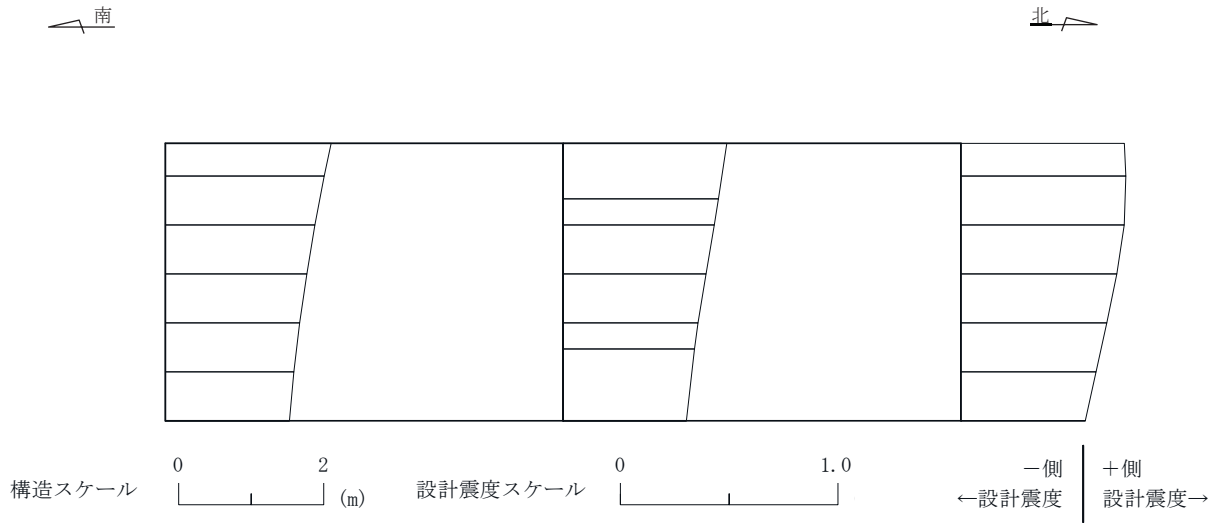
曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査のうち，照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 6-4 及び図 6-5 に示す。

断面⑤は曲線部に位置するが，周辺地盤の状況等を考慮し直線部の地震時荷重算出断面として選定しており，直線部と曲線部の両方の三次元モデルに作用させる荷重となる。このため，断面⑤については，それぞれのモデル（直線部・曲線部）で照査値が最大となる 2 ケースを示す。

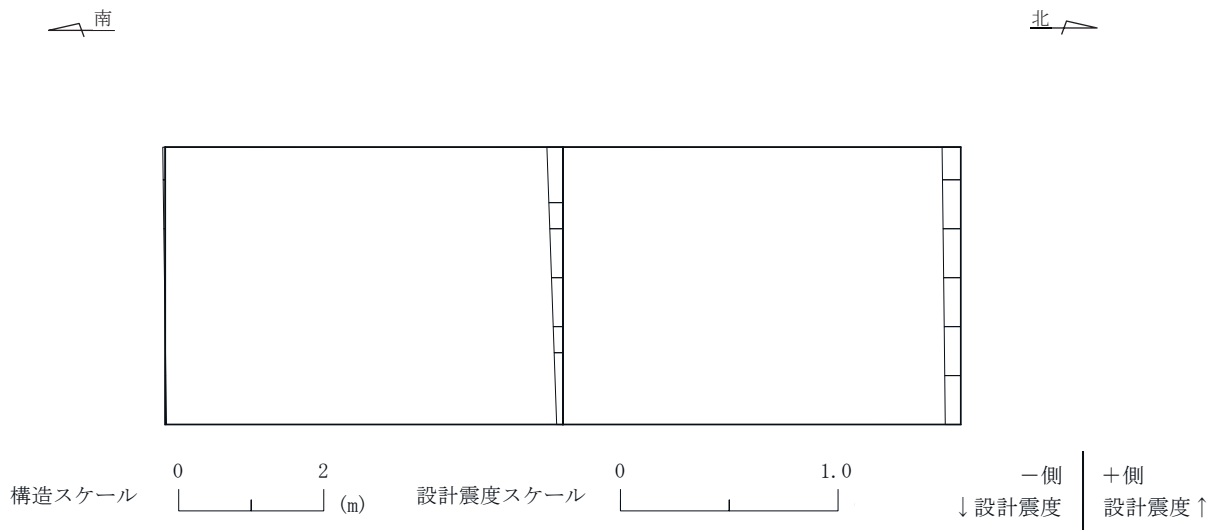


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 6-4(1) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面⑤ : 直線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))



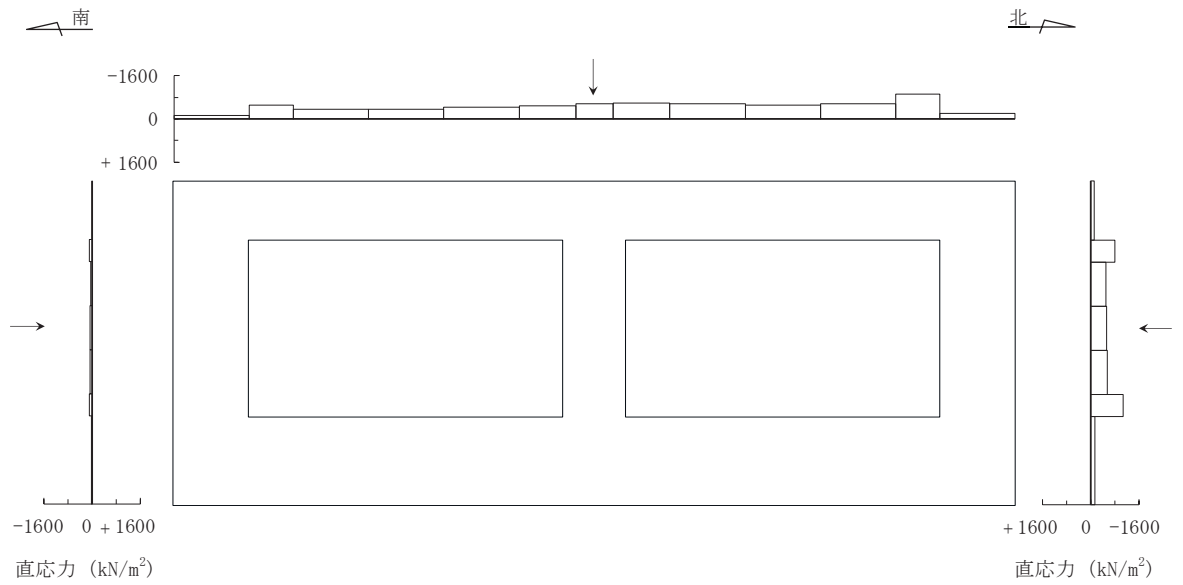
水平震度



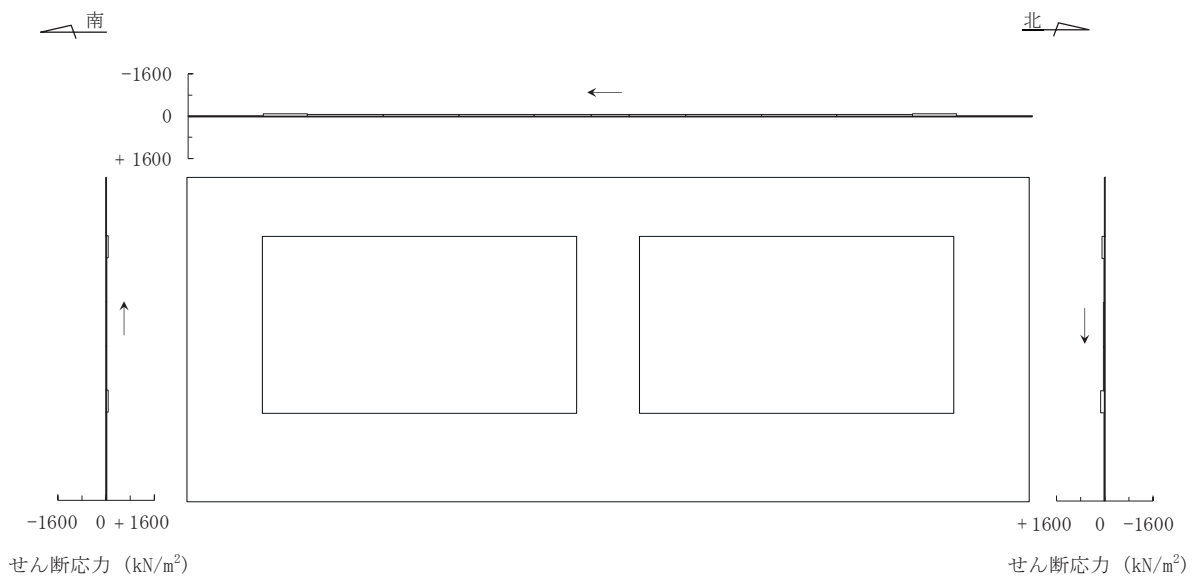
鉛直震度

図 6-4(2) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(断面⑤ : 直線部, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))



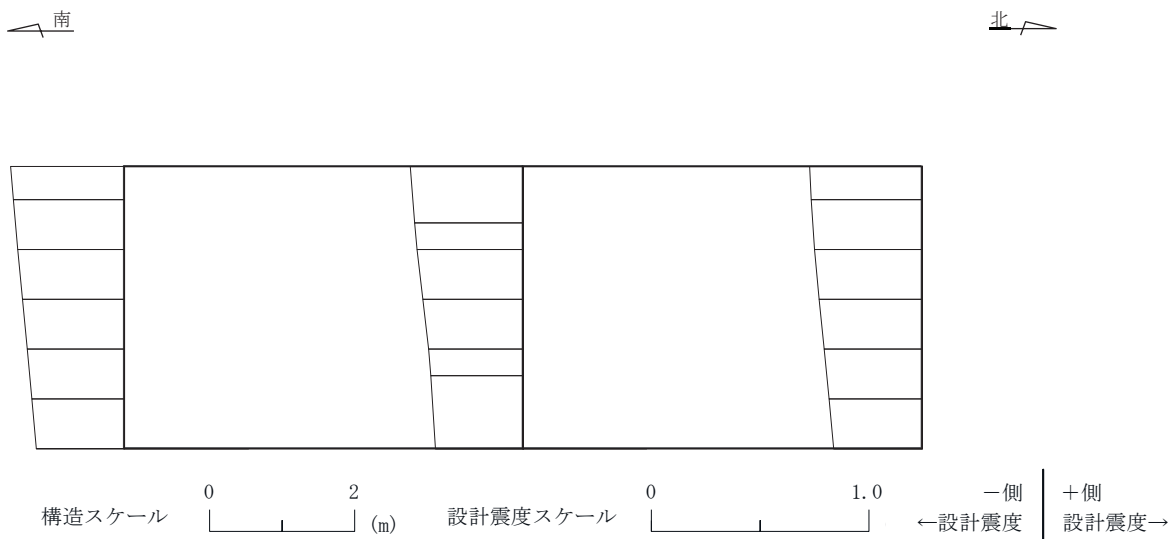
直応力



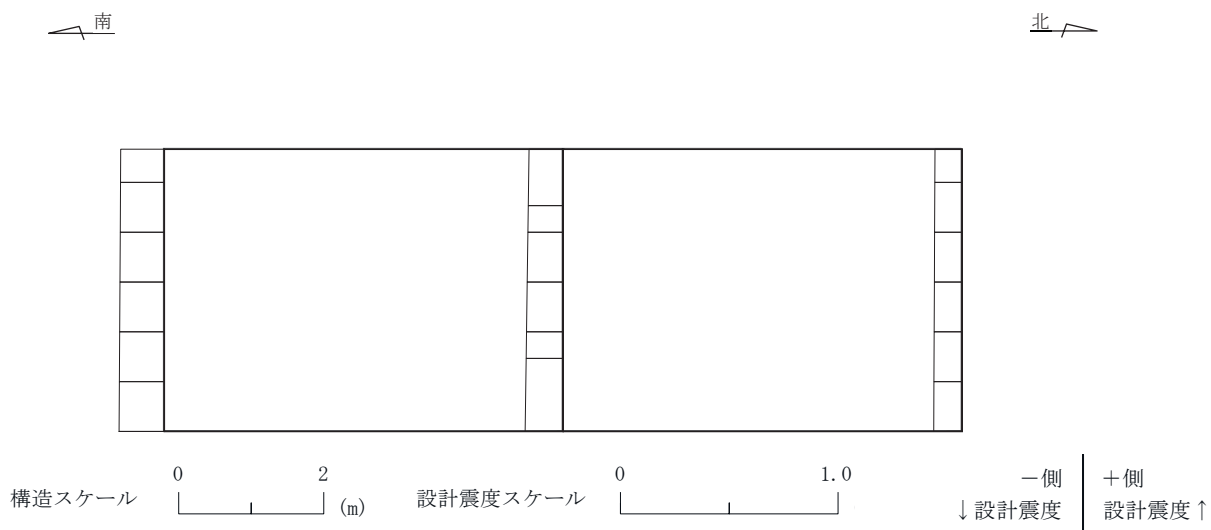
せん断応力

図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 6-4(3) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面⑤ : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))



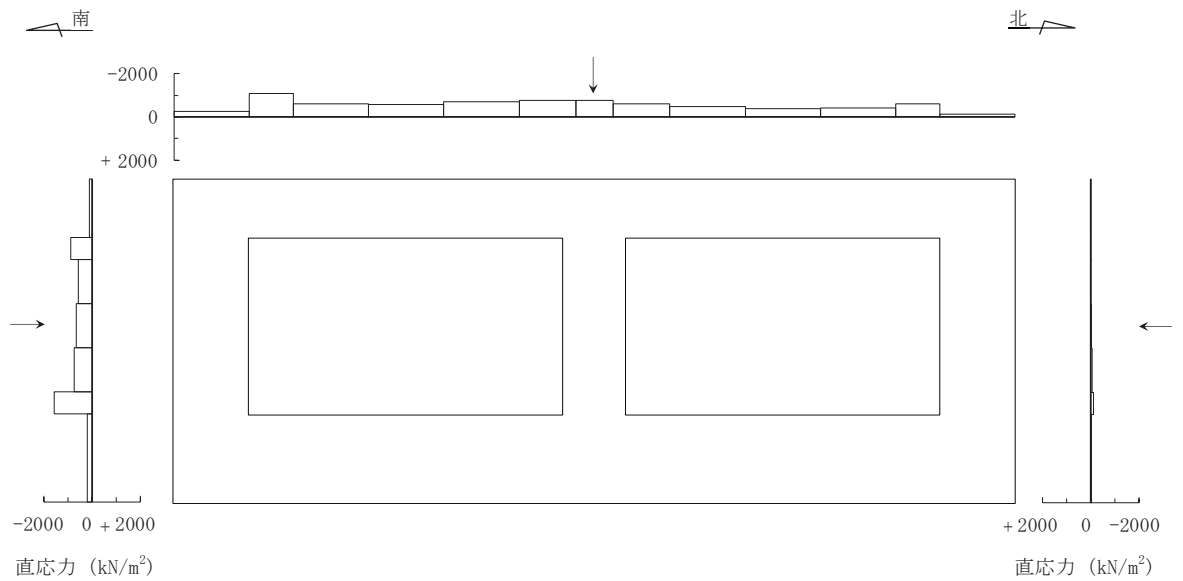
水平震度



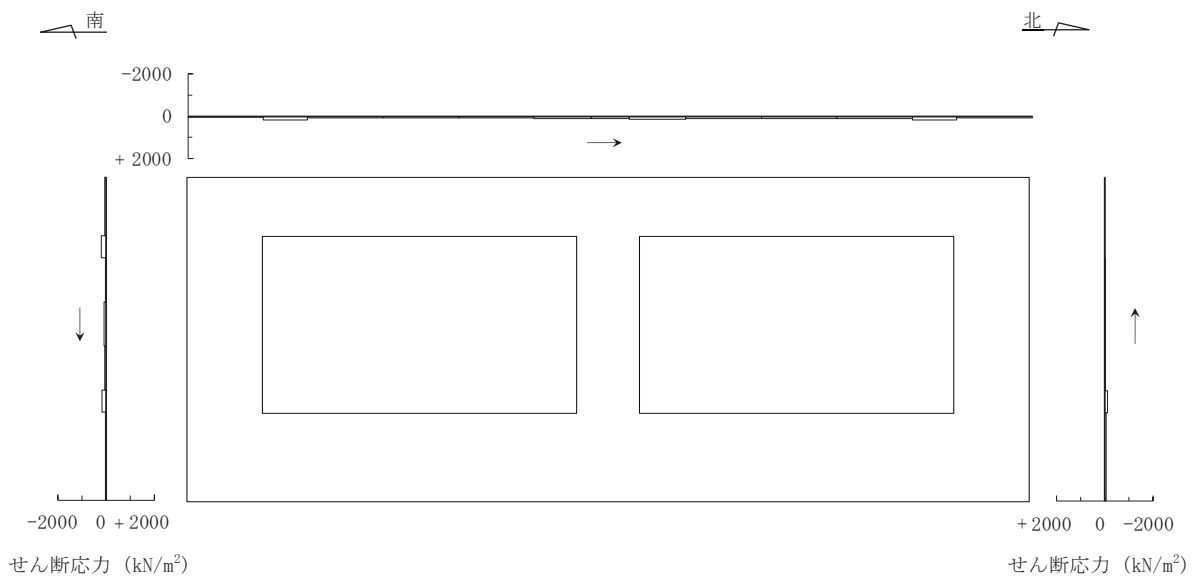
鉛直震度

図 6-4(4) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(断面⑤ : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))



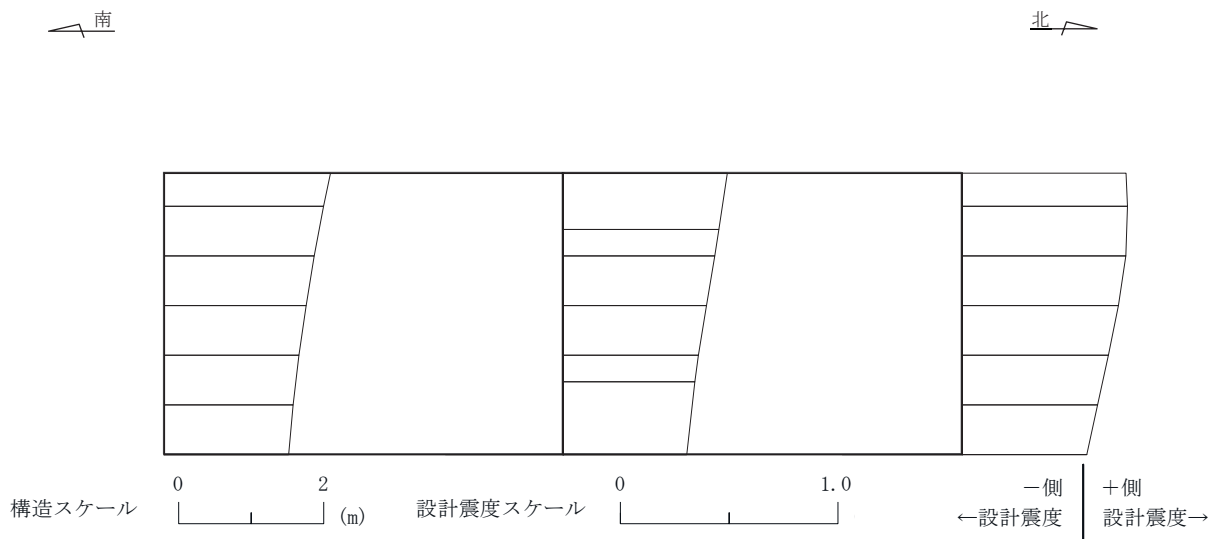
直応力



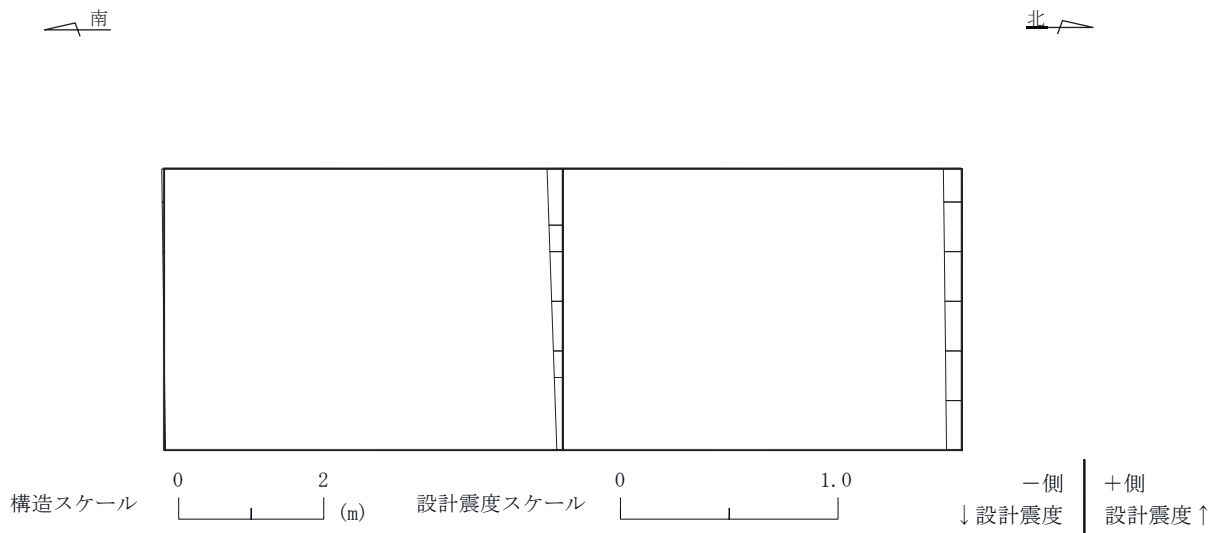
せん断応力

図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 6-5(1) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(断面⑤ : 曲線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))



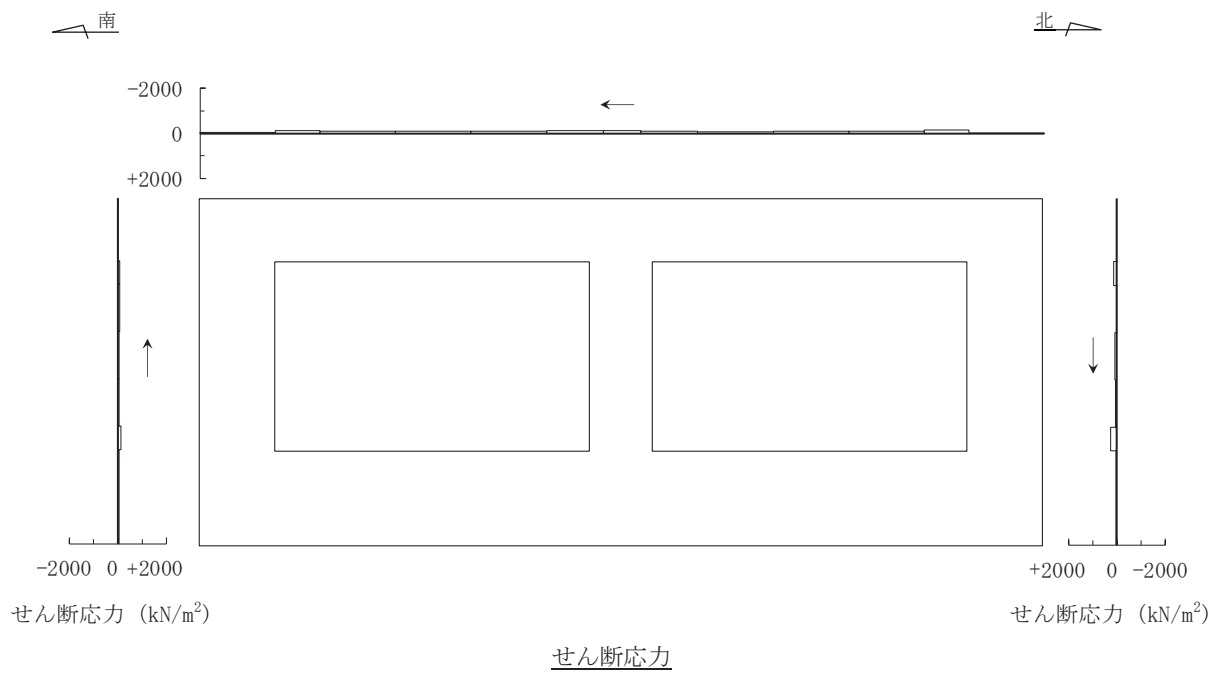
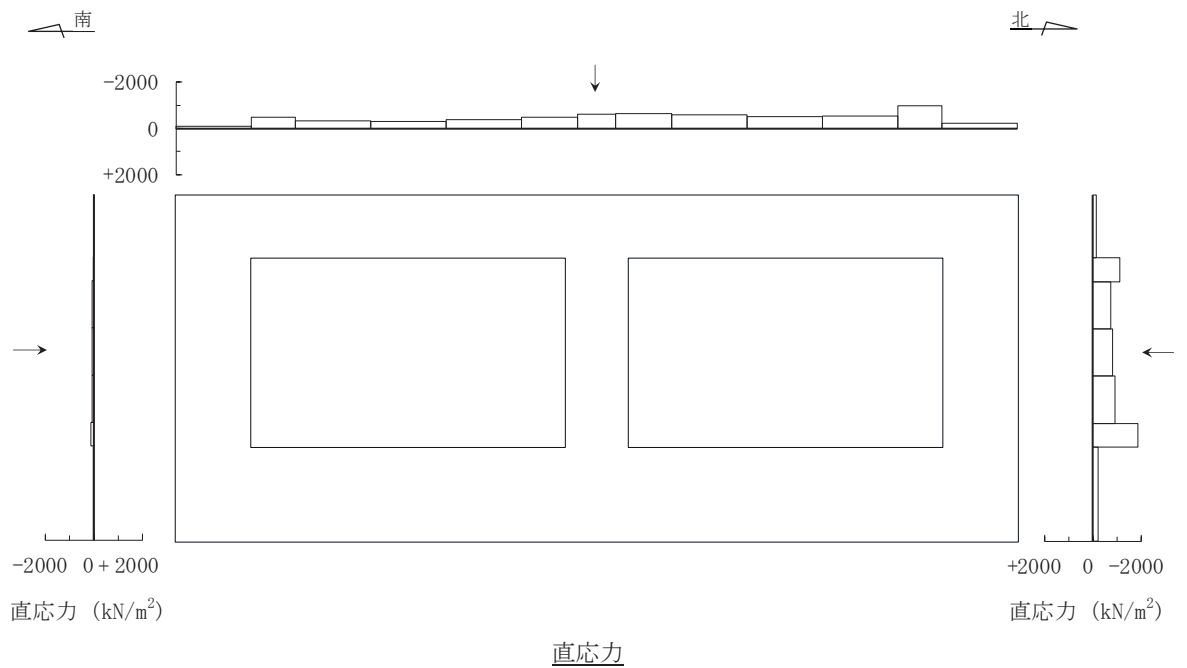
水平震度



鉛直震度

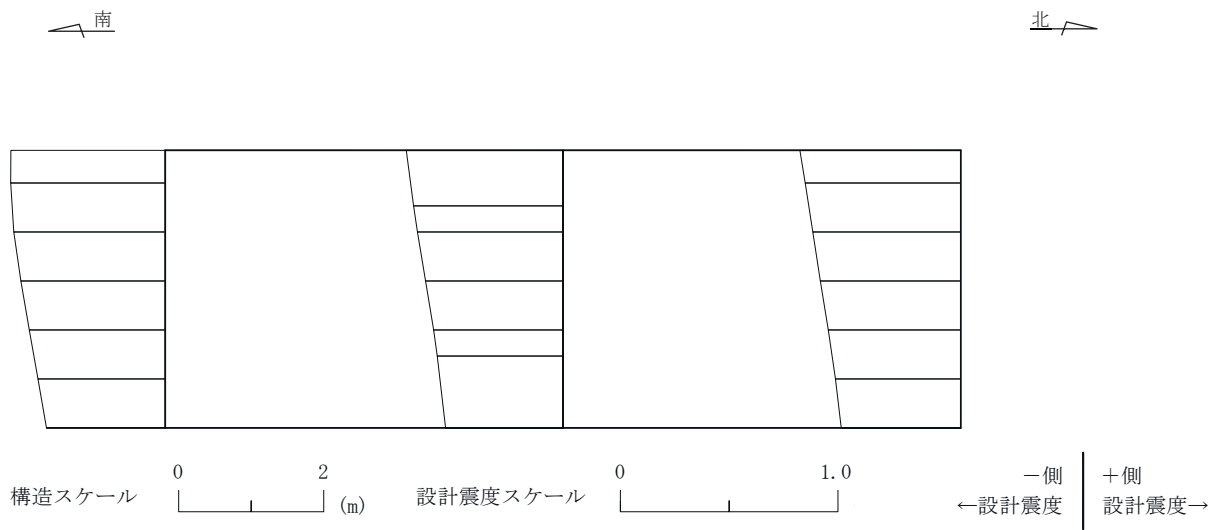
図 6-5(2) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(断面⑤ : 曲線部, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

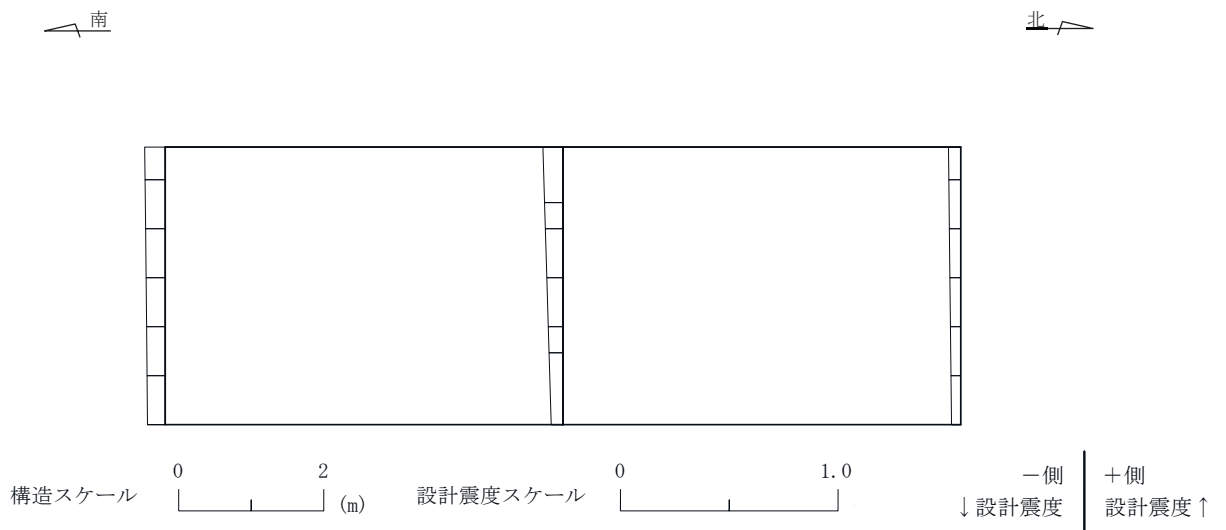


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 6-5(3) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面⑤ : 曲線部, 解析ケース⑧', S s - N 1 (- +))



水平震度



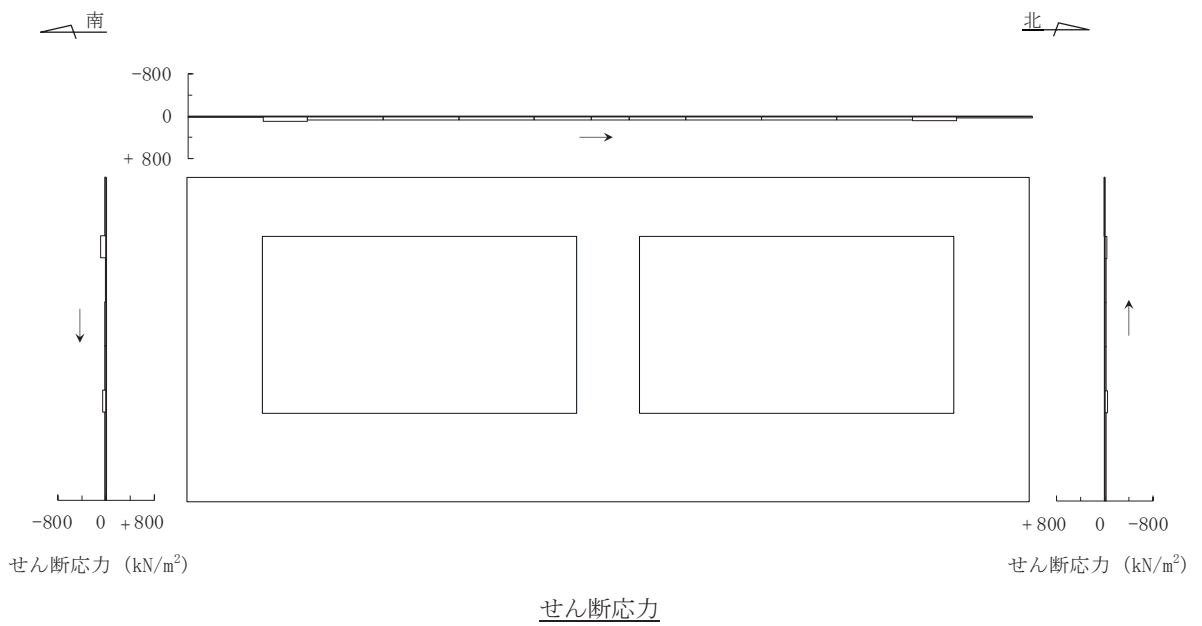
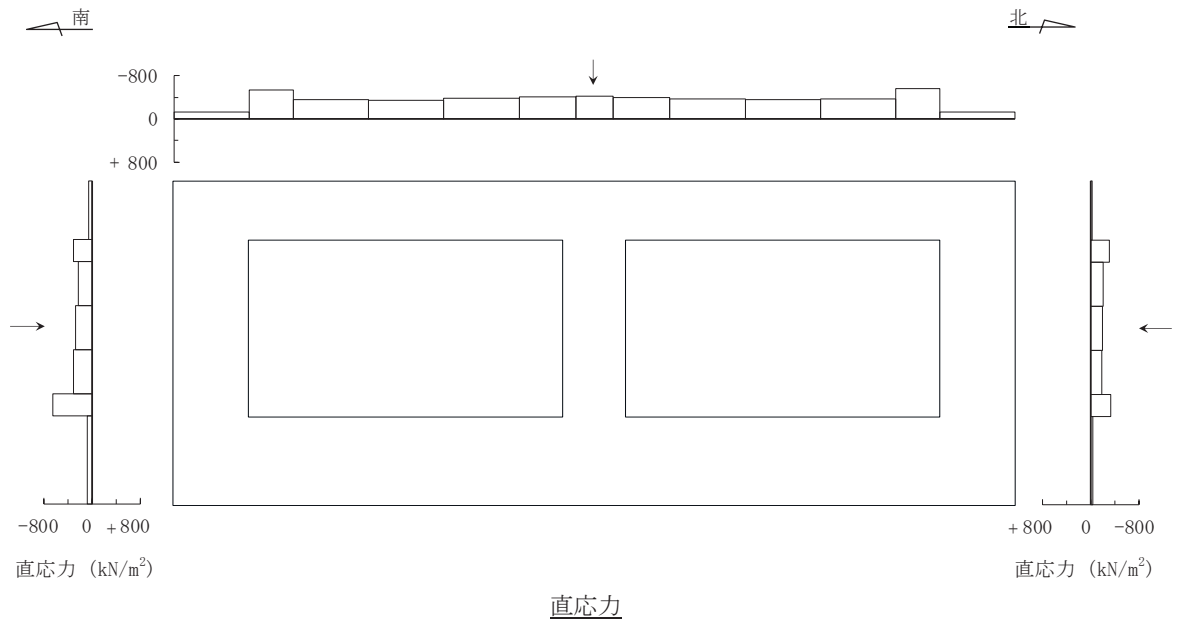
鉛直震度

図 6-5(4) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(断面⑤：曲線部，解析ケース⑧'， $S_s - N1 (-+)$)

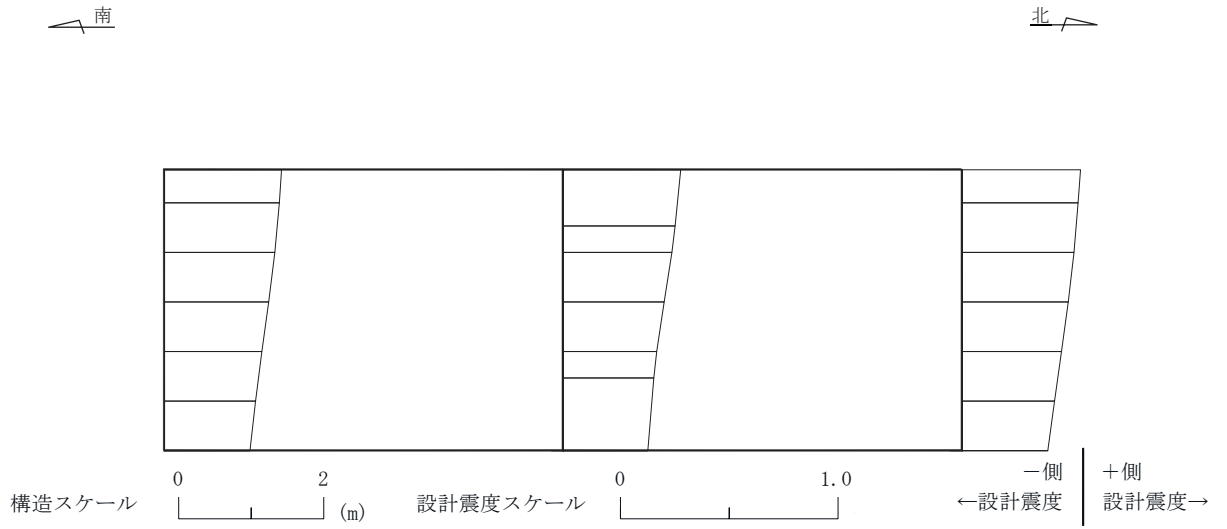
(5) 断面⑥（曲線部）

曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査のうち，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 6-6 に示す。

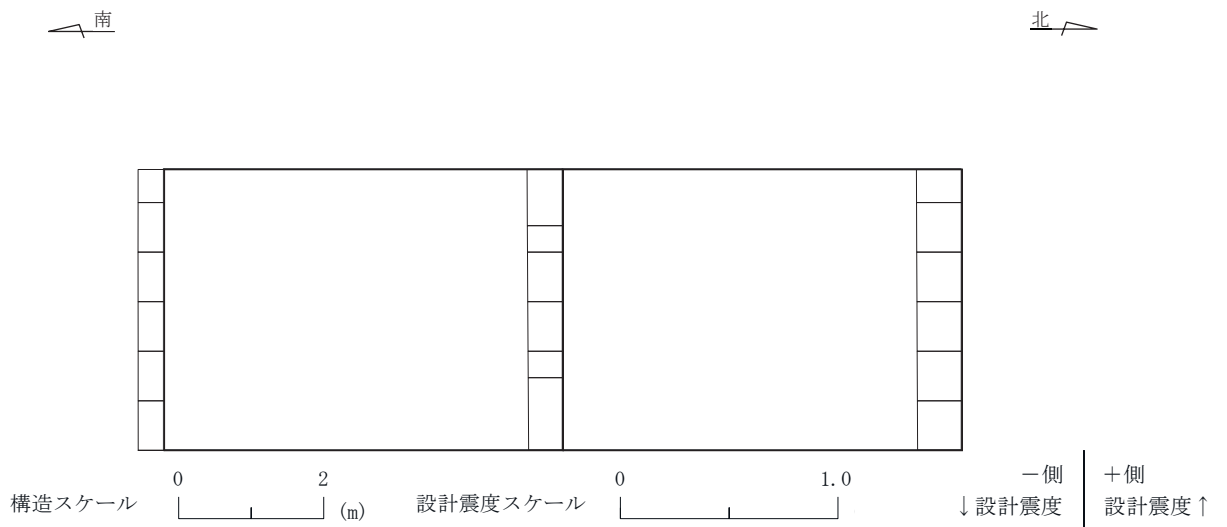


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 6-6(1) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面⑥: 曲線部, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))



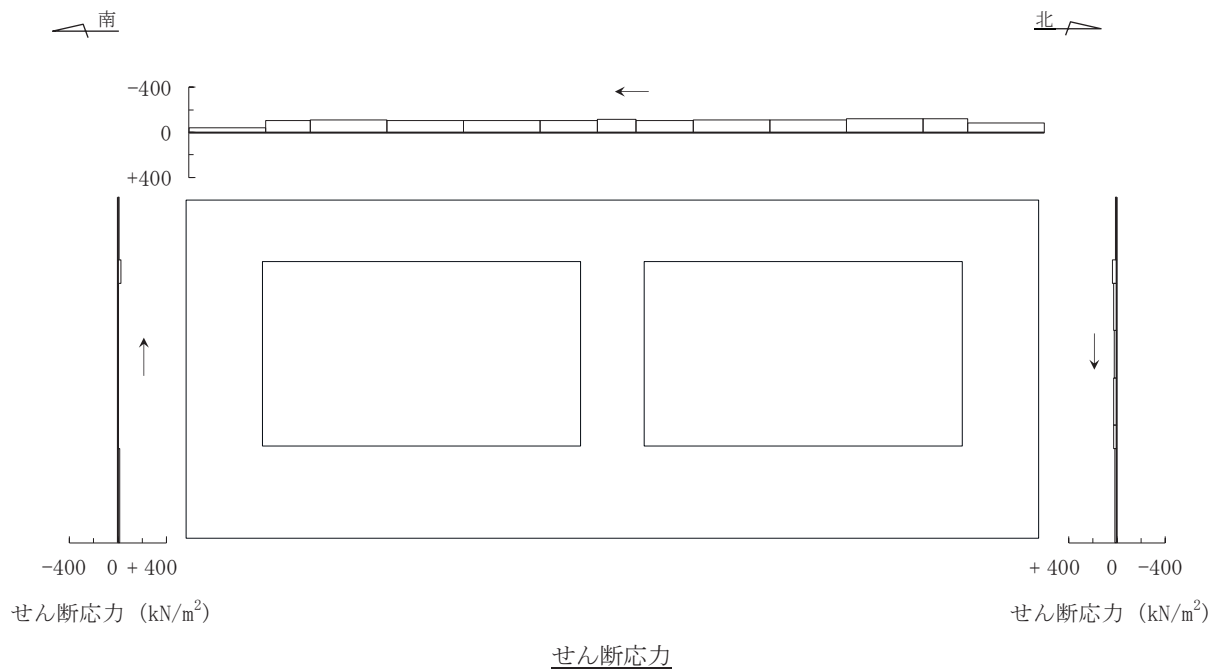
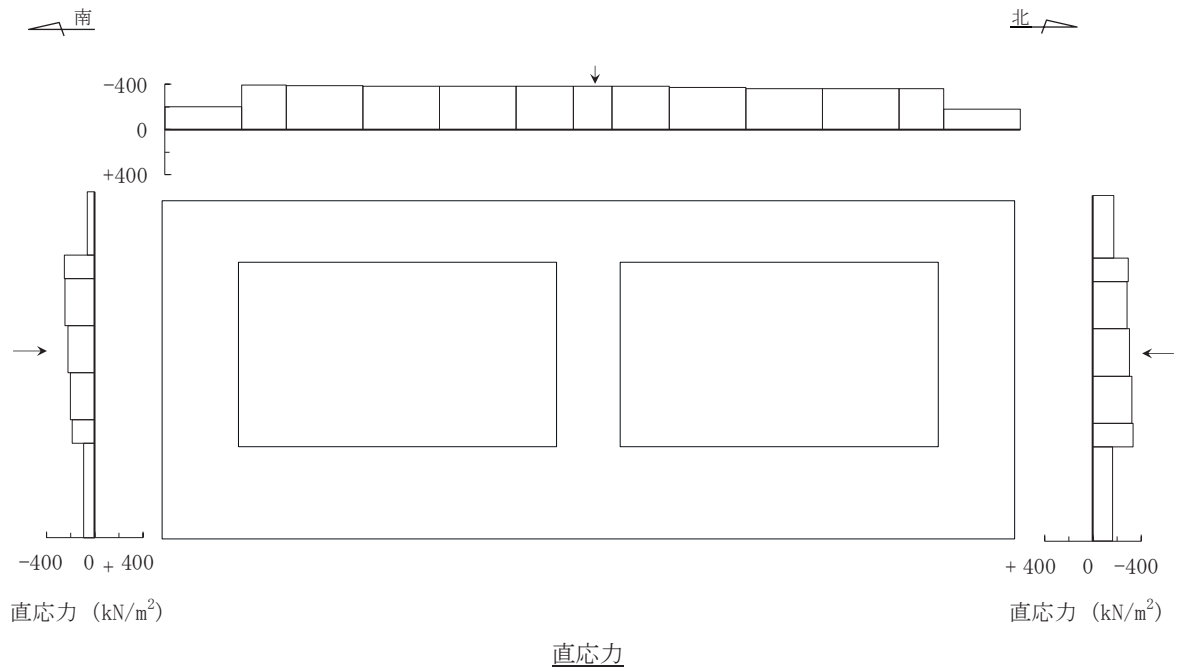
水平震度



鉛直震度

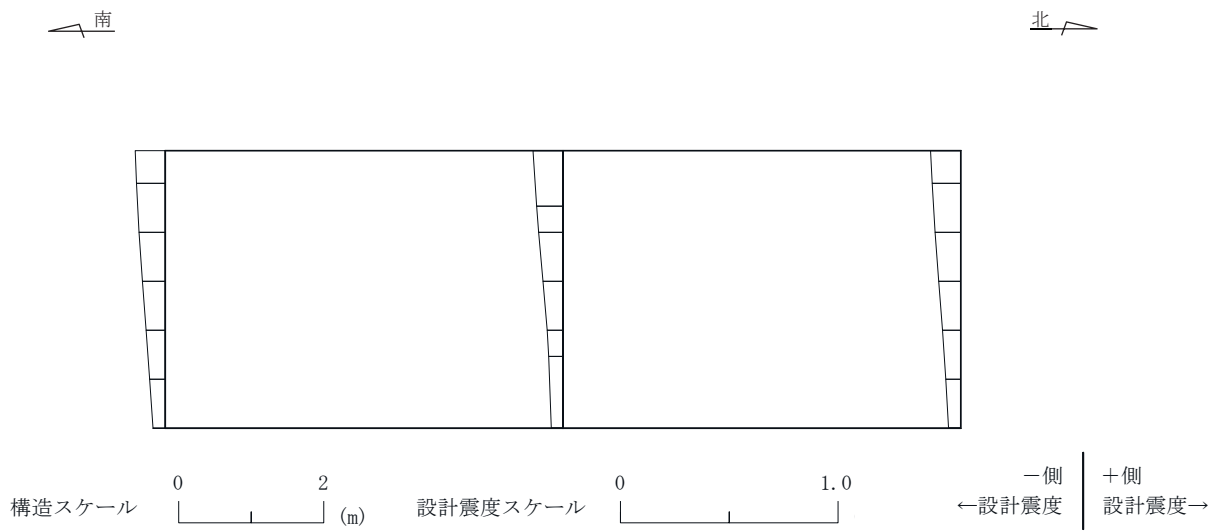
図 6-6(2) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(断面⑥ : 曲線部, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

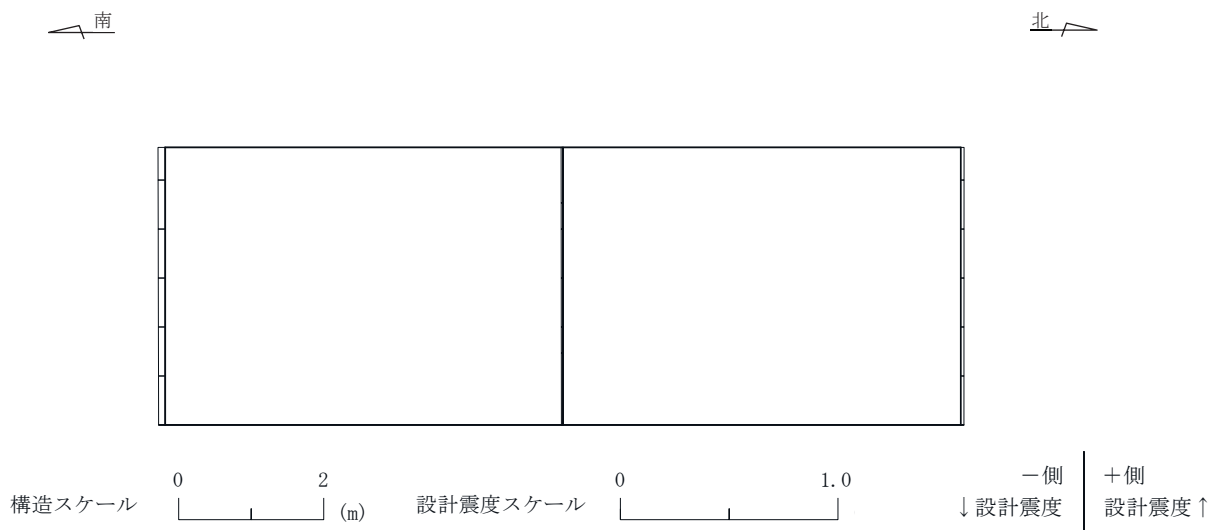


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 6-6(3) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面⑥ : 曲線部, 解析ケース⑧', S s - N 1 (- +))



水平震度



鉛直震度

図 6-6(4) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(断面⑥：曲線部，解析ケース⑧'，S s - N 1 (-+))

(6) 断面⑦（曲線部）

曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査のうち，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 6-7 に示す。

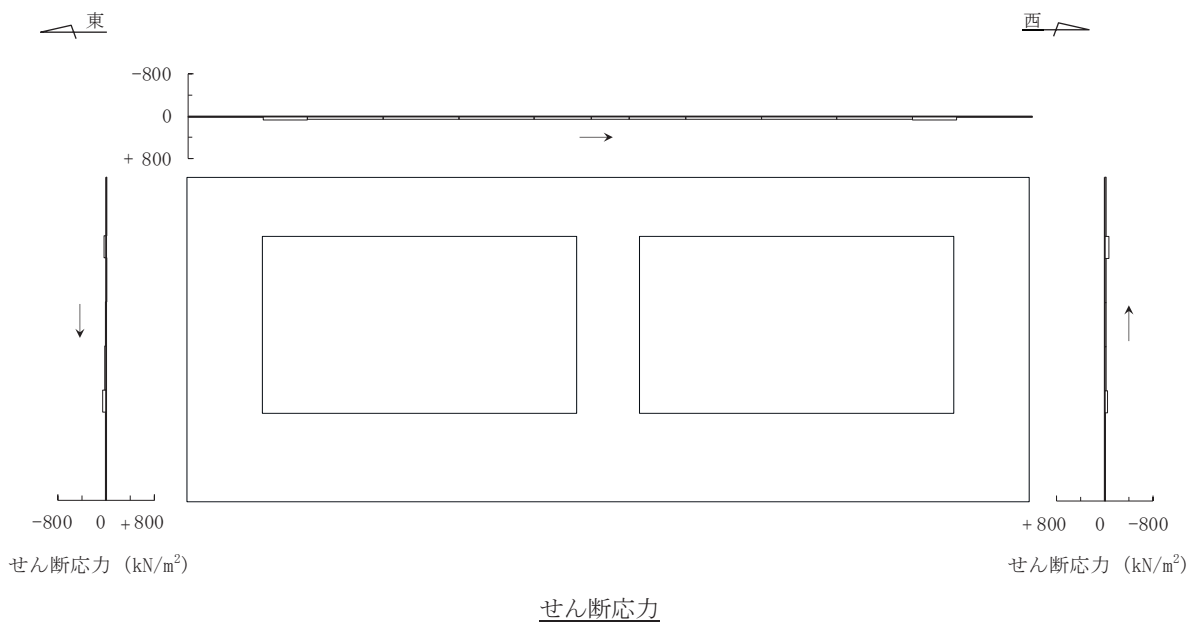
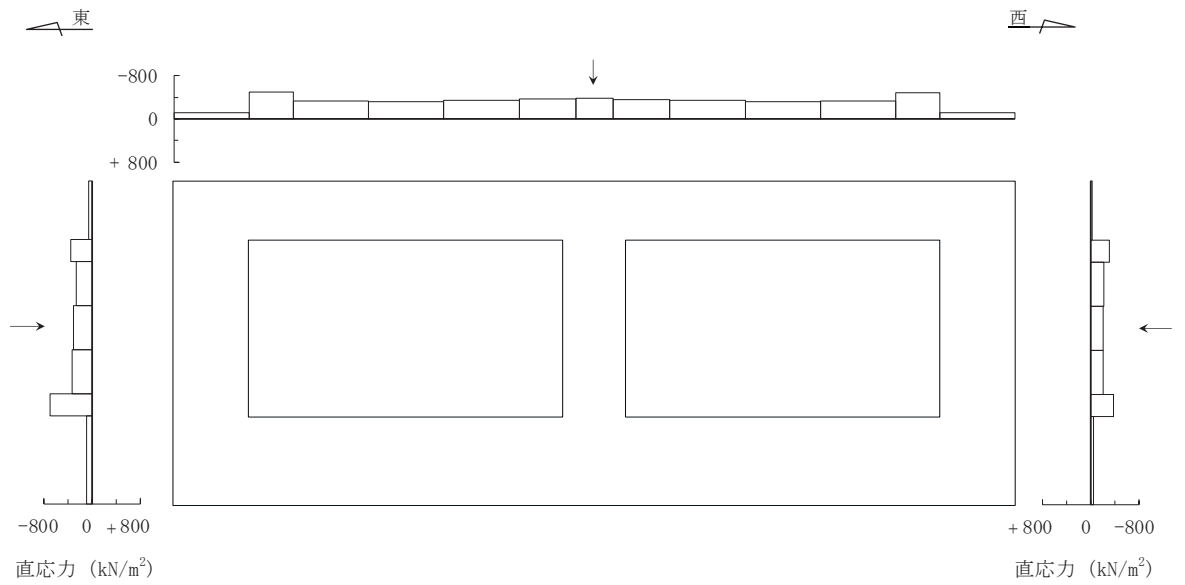
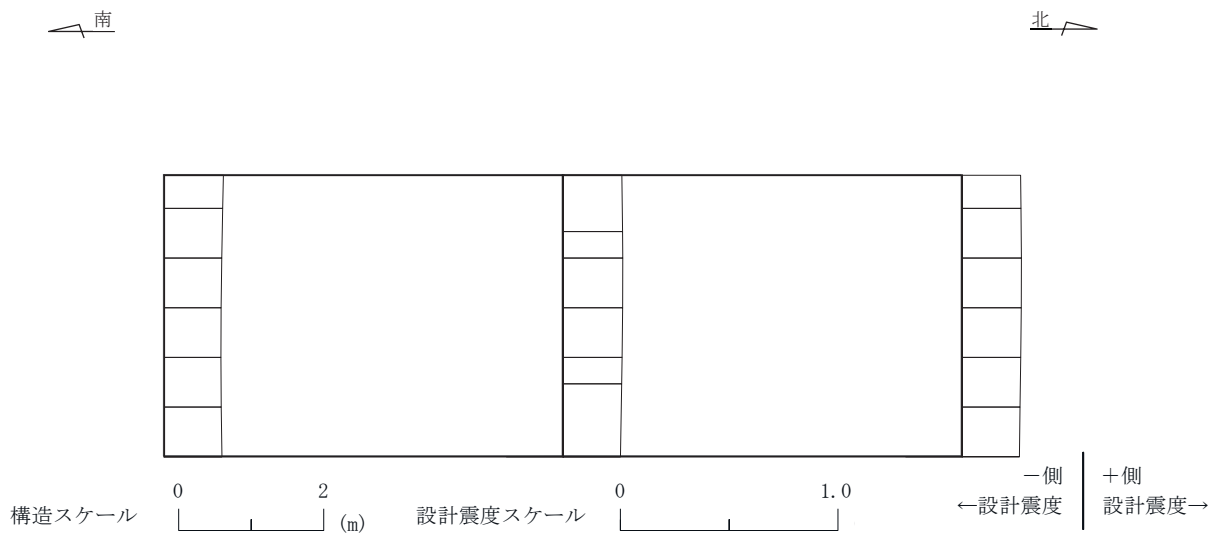
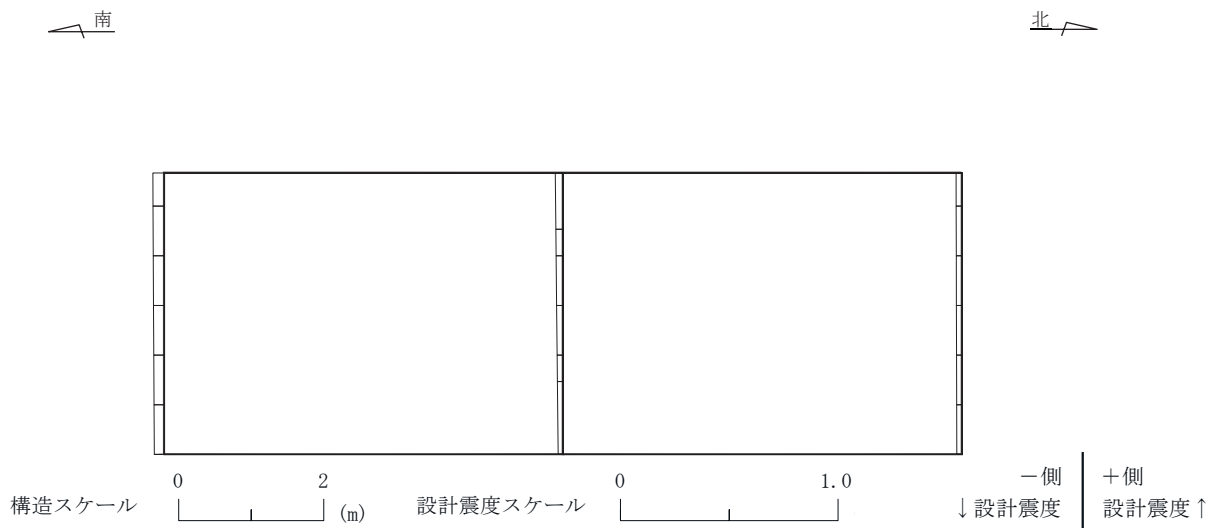


図 6-7(1) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面⑦ : 曲線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))



水平震度



鉛直震度

図 6-7(2) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

(断面⑦ : 曲線部, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

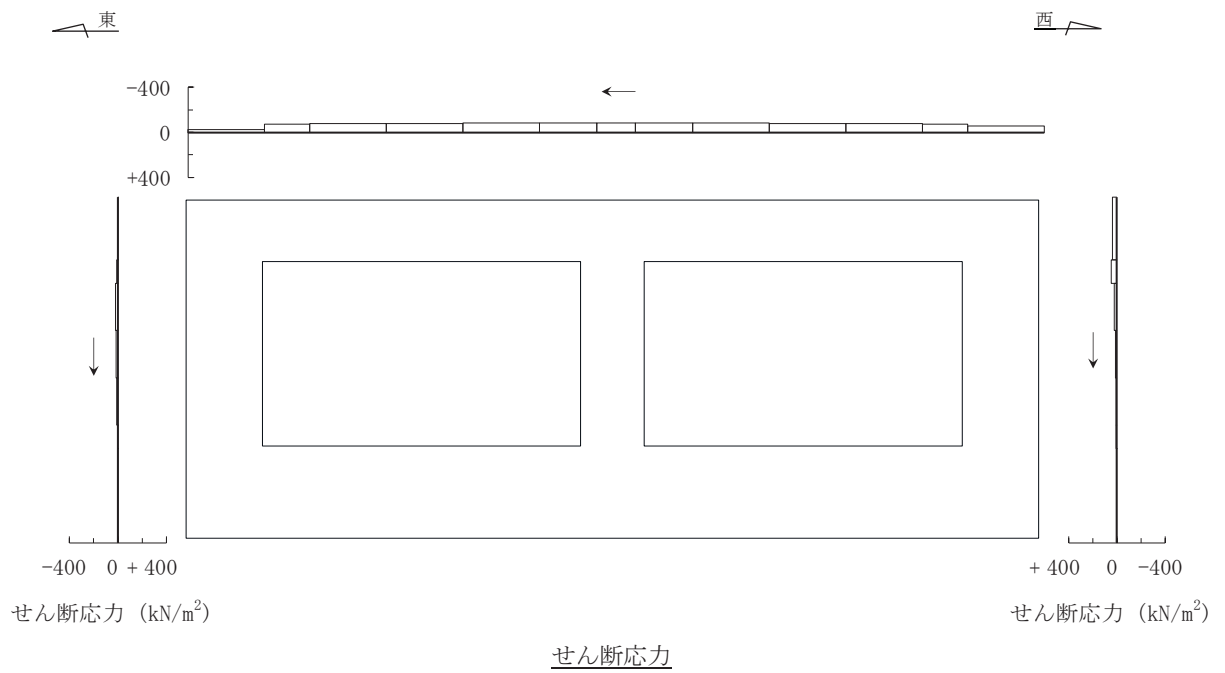
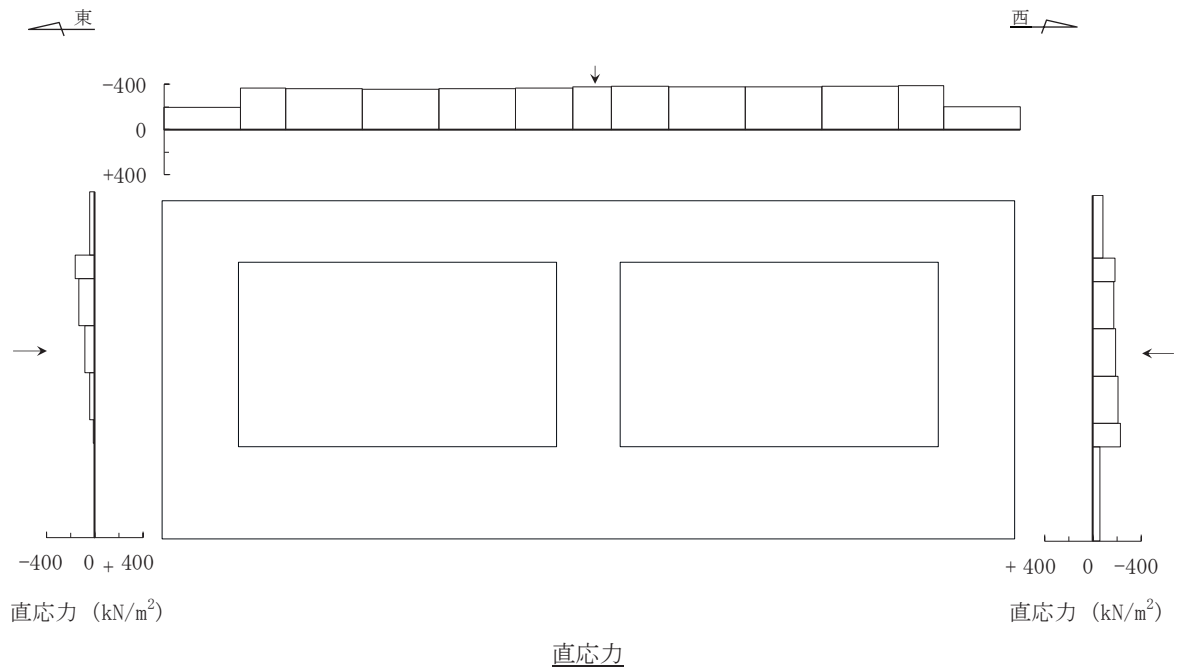
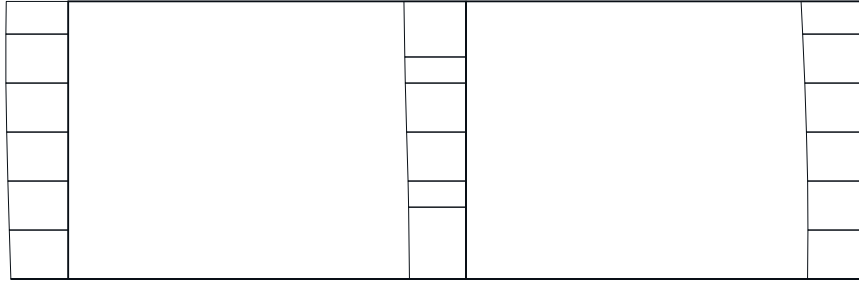


図 6-7(3) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面⑦ : 曲線部, 解析ケース⑧', S s - N 1 (-+))

南

北



構造スケール 0 2 (m)

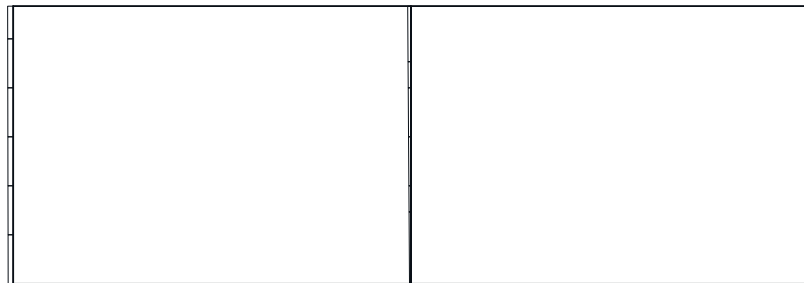
設計震度スケール 0 1.0

← 設計震度 | 一側 | +側 設計震度 →

水平震度

南

北



構造スケール 0 2 (m)

設計震度スケール 0 1.0

↓ 設計震度 | 一側 | +側 設計震度 ↑

鉛直震度

図 6-7(4) 作用荷重分布図 (設計震度分布)

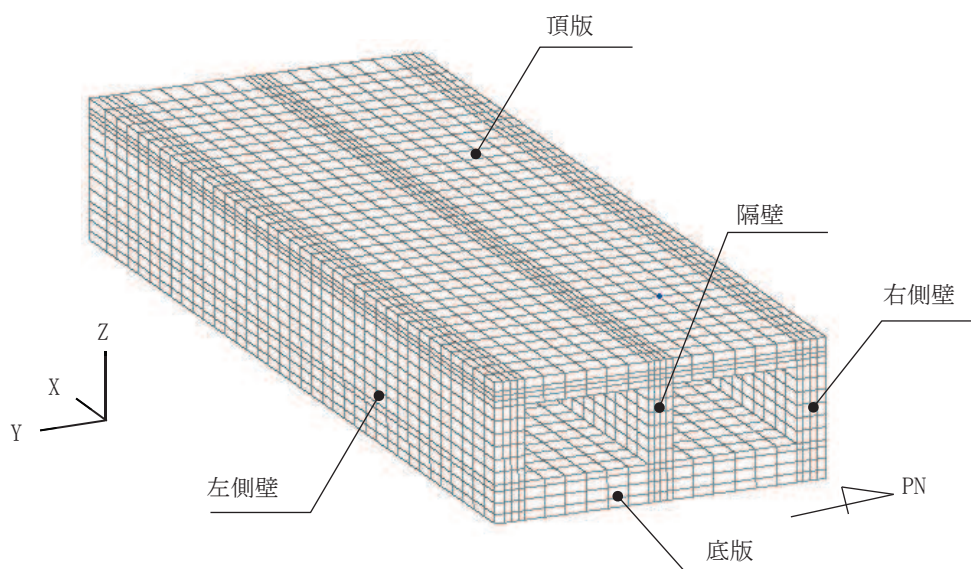
(断面⑦ : 曲線部, 解析ケース⑧', S s - N 1 (-+))

6.2 三次元構造解析結果

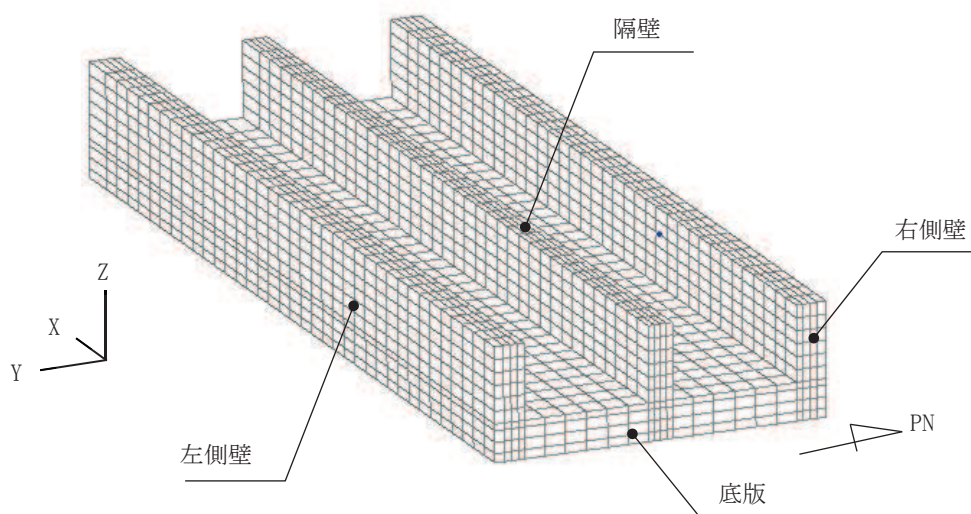
三次元構造解析に基づく、各構造部材の構造解析結果を示す。各部材位置を図 6-18 に、各部材の要素座標系を図 6-19 に示す。

ソリッド要素を用いた解析から得られた要素応力から断面力を算出する。なお、断面力の算出に当たっては、図 6-20 に示す「コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン(日本コンクリート工学協会 1989 年発行)」に準拠し算出する。ソリッド要素における各要素の応力の方向を図 6-21 に、断面力の方向を図 6-22 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。

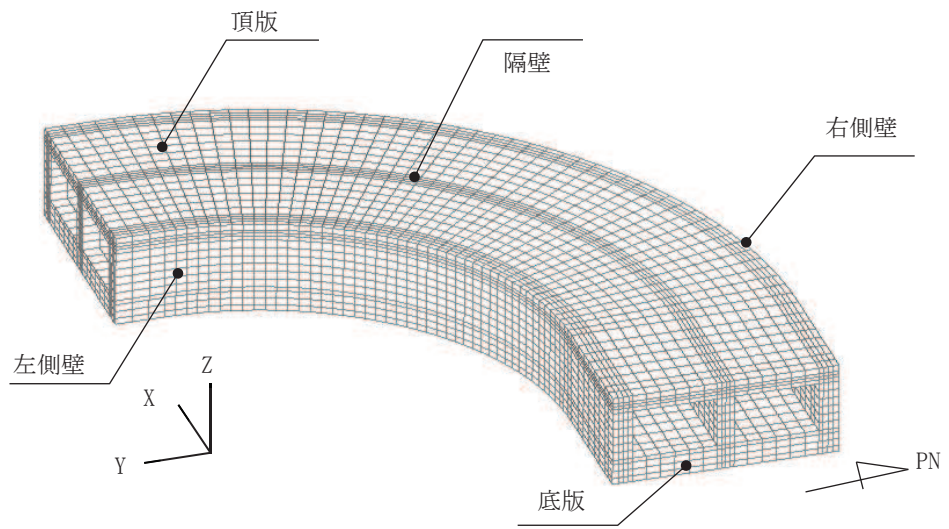


(a) 鳥瞰図

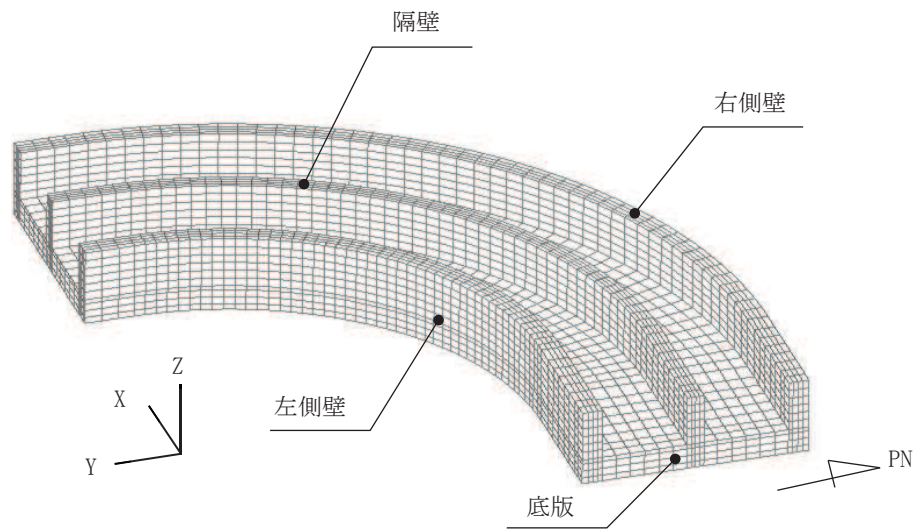


(b) 鳥瞰図(頂版非表示)

図 6-18(1) 各部材位置(直線部)

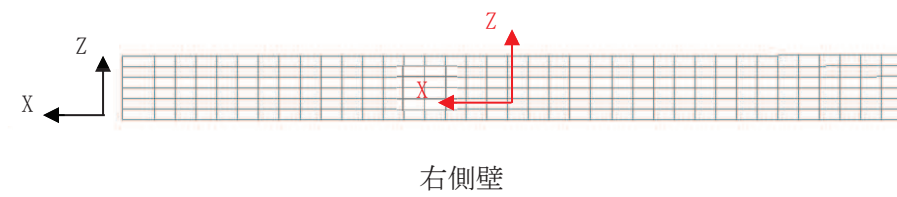
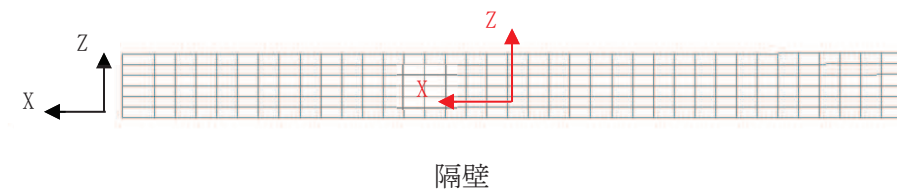
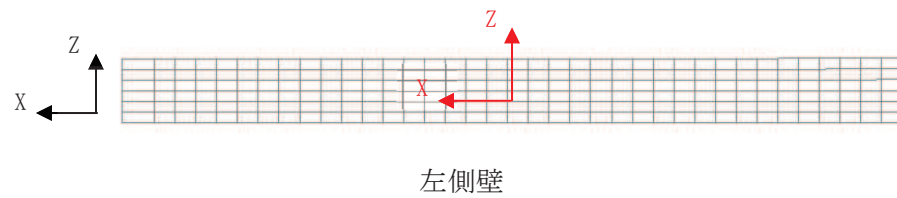
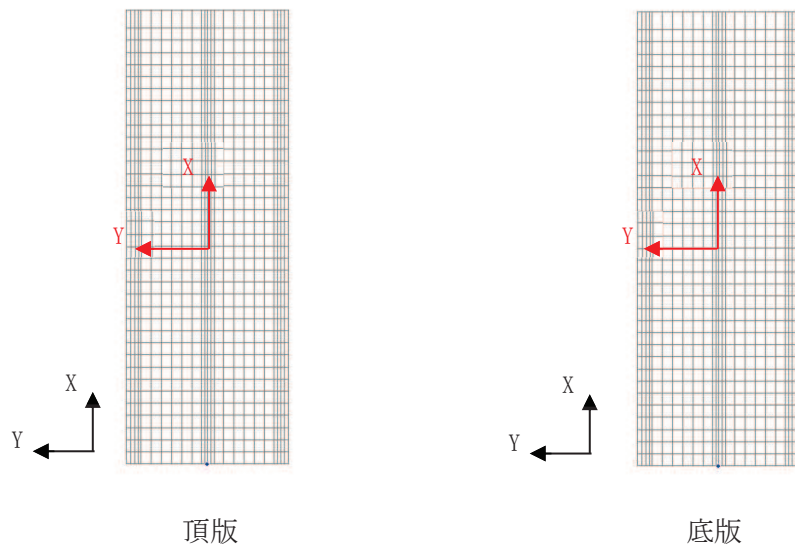


(a) 鳥瞰圖



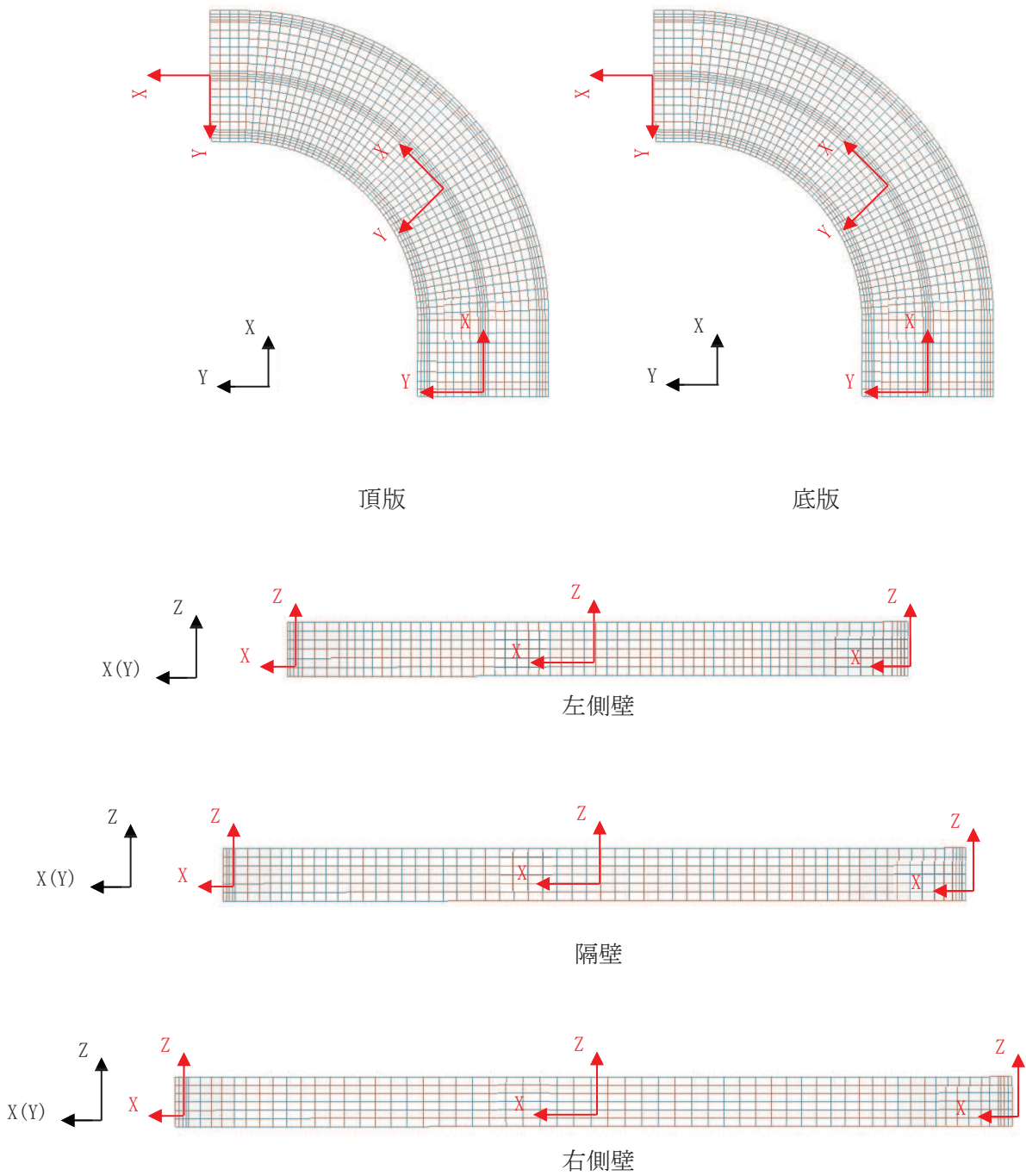
(b) 鳥瞰圖 (頂版非表示)

圖 6-18(2) 各部材位置 (曲線部)



黒：全体座標系を示す
赤：要素座標系を示す

図 6-19(1) 各部材の要素座標系 (直線部)



黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 6-19(2) 各部材の要素座標系（曲線部）

4. 2 配筋計算への反映

(1) 応力値を断面力に変換する方法

平面応力解析や3次元ソリッド解析などの断面力が直接得られない場合で、配筋計算を通常の方法（鉄筋量を断面力から求める）で行う場合は、応力度を断面力へ変換する必要がある。断面力は、要素応力（要素図心応力、あるいはガウス積分点応力）を、式（4. 1）で断面の図心軸回りに積分することにより求めることができる（図- 4. 5 参照）。

$$\left. \begin{aligned} M &= \sum \sigma_i \cdot h_i \cdot t_i \cdot \ell_i \\ N &= \sum \sigma_i \cdot h_i \cdot t_i \\ Q &= \sum r_i \cdot h_i \cdot t_i \end{aligned} \right\} (4. 1)$$

ここに、M：部材の曲げモーメント

N：部材の軸力

Q：部材のせん断力

σ_i ：要素iの引張または圧縮応力度

r_i ：要素iのせん断応力度

h_i ：要素iの高さ

t_i ：要素iの厚さ

ℓ_i ：断面図心から要素iの図心までの距離

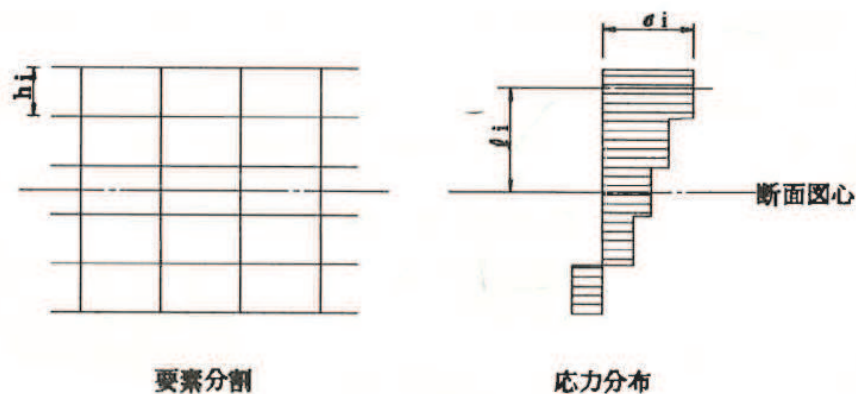


図- 4. 5 応力分布から断面力に変換する方法

図 6-20 応力分布から断面力への変換方法

(コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドラインより抜粋)

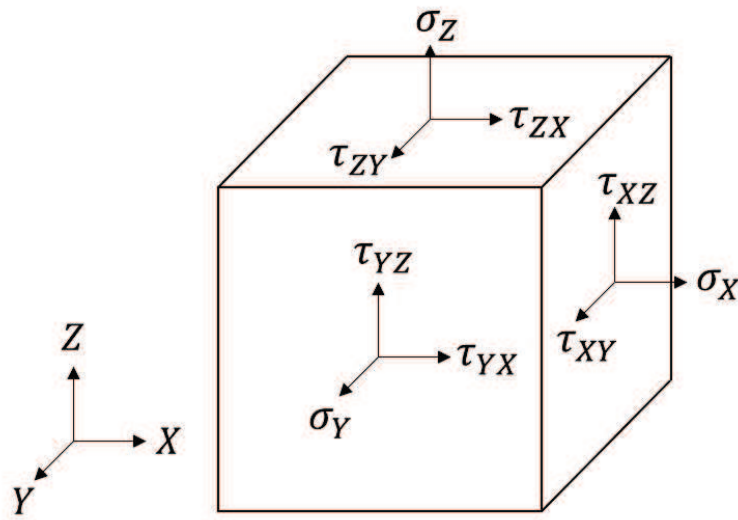
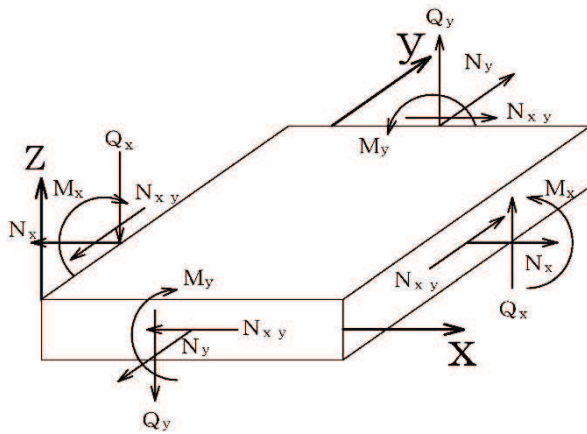


図 6-21 ソリッド要素における応力の方向



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 6-22 ソリッド要素における断面力の方向

6.2.3 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

(1) 直線部

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表6-36に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図6-33～図6-38に示す。

表6-36(1) せん断破壊に対する照査（直線部）

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 $V_d / V_{y d}$
頂版	21	③	S s - N 1 (++)	1634	1823	0.90
側壁	71	③	S s - N 1 (++)	637	1129	0.57
隔壁	81	③	S s - N 1 (++)	918	1054	0.88
底版	12	③	S s - N 1 (++)	1847	2060	0.90

注記*1：評価位置は図6-29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

表6-36(2) せん断破壊に対する照査（直線部）

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 $V_d / V_{y d}$
頂版	21	⑧'	S s - N 1 (++)	1612	1824	0.89
側壁	61	⑨'	S s - F 3 (++)	585	1102	0.54
隔壁	81	⑨'	S s - F 3 (++)	749	969	0.78
底版	11	⑨'	S s - F 3 (++)	1851	2043	0.91

注記*1：評価位置は図6-29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

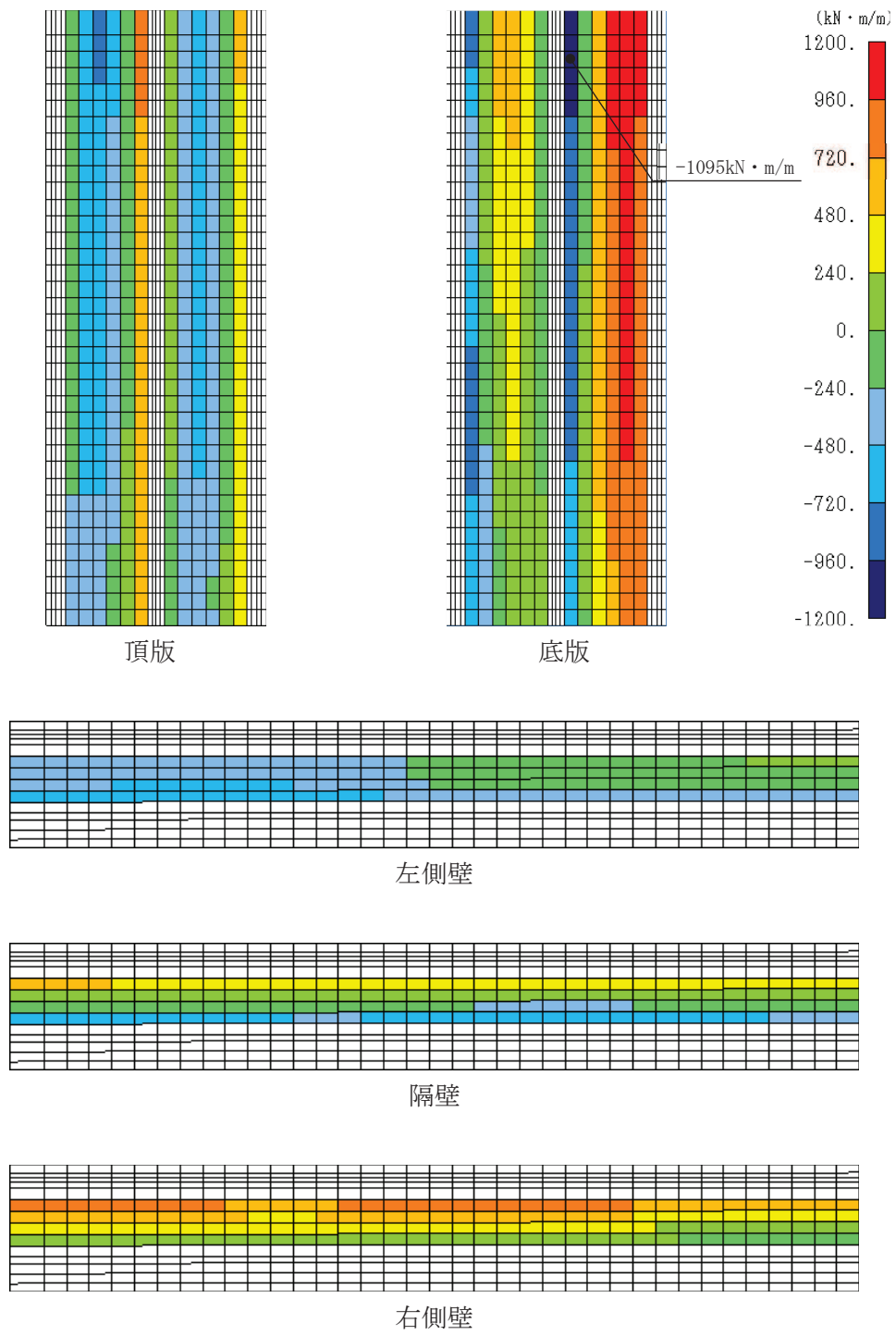


図 6-33(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_x)
 (直線部, 底板, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

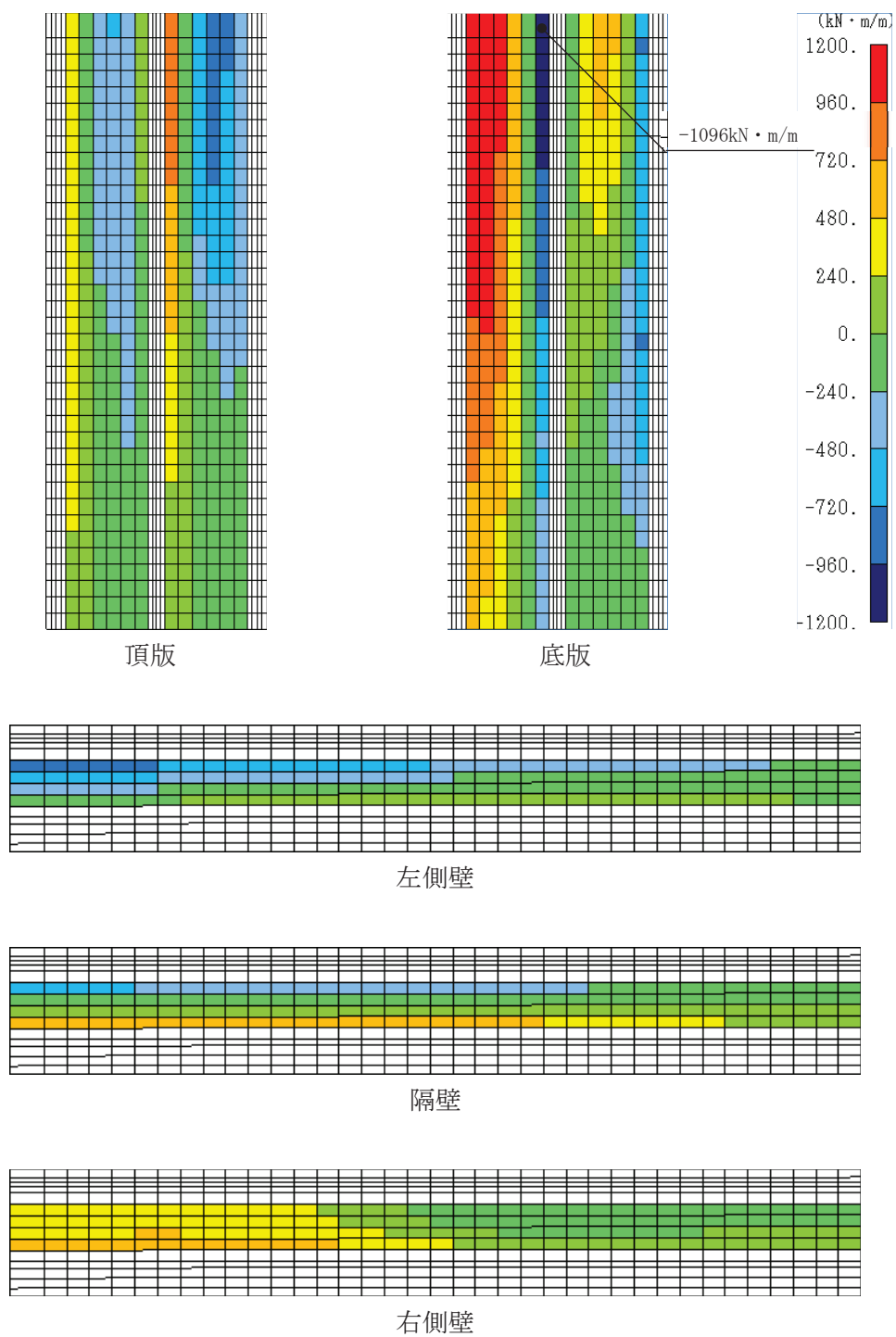


図 6-33(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_x)
 (直線部, 底板, 解析ケース⑨', $S_s - F3$ (++))

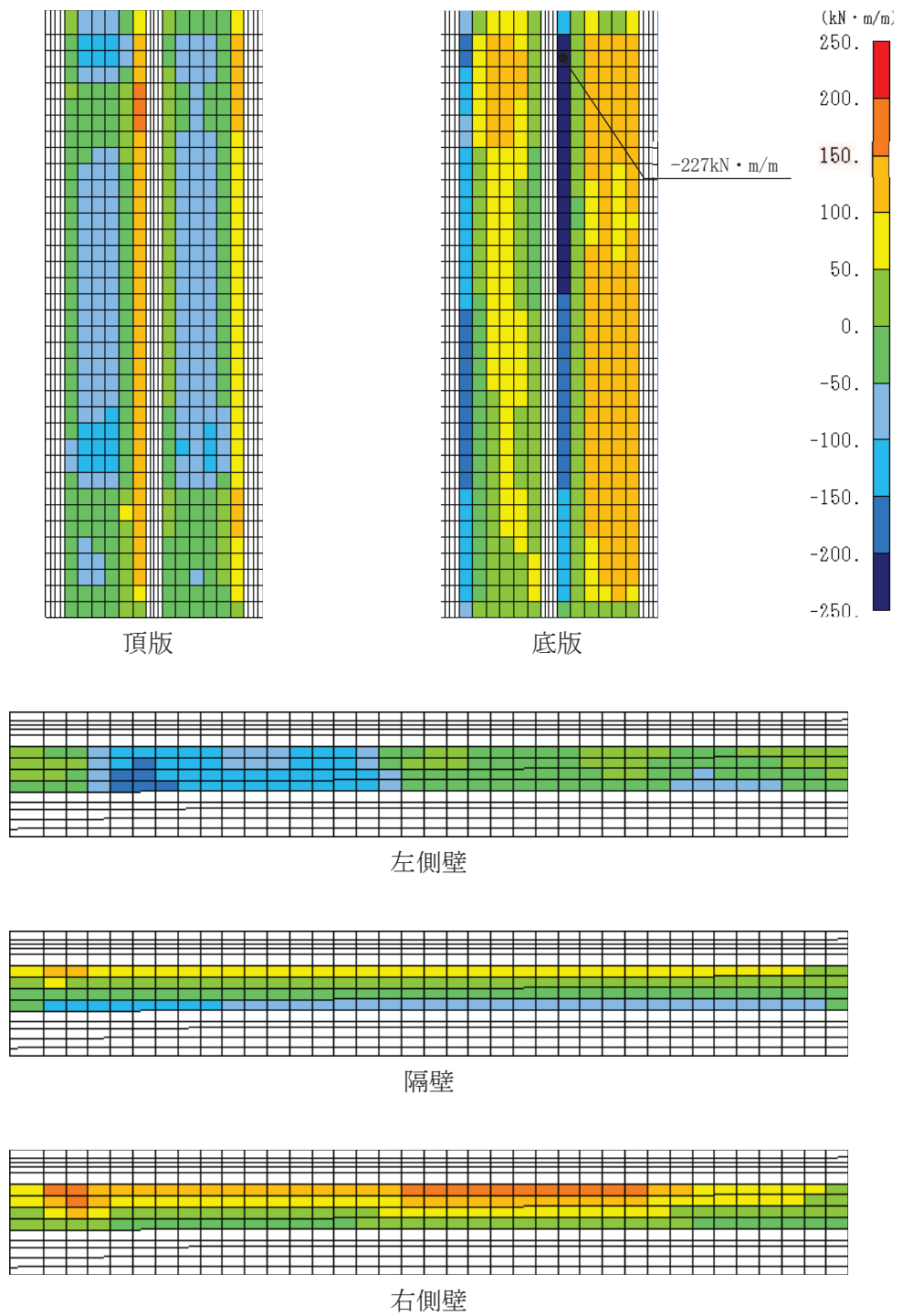


図 6-34(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : M_y)
 (直線部, 底版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

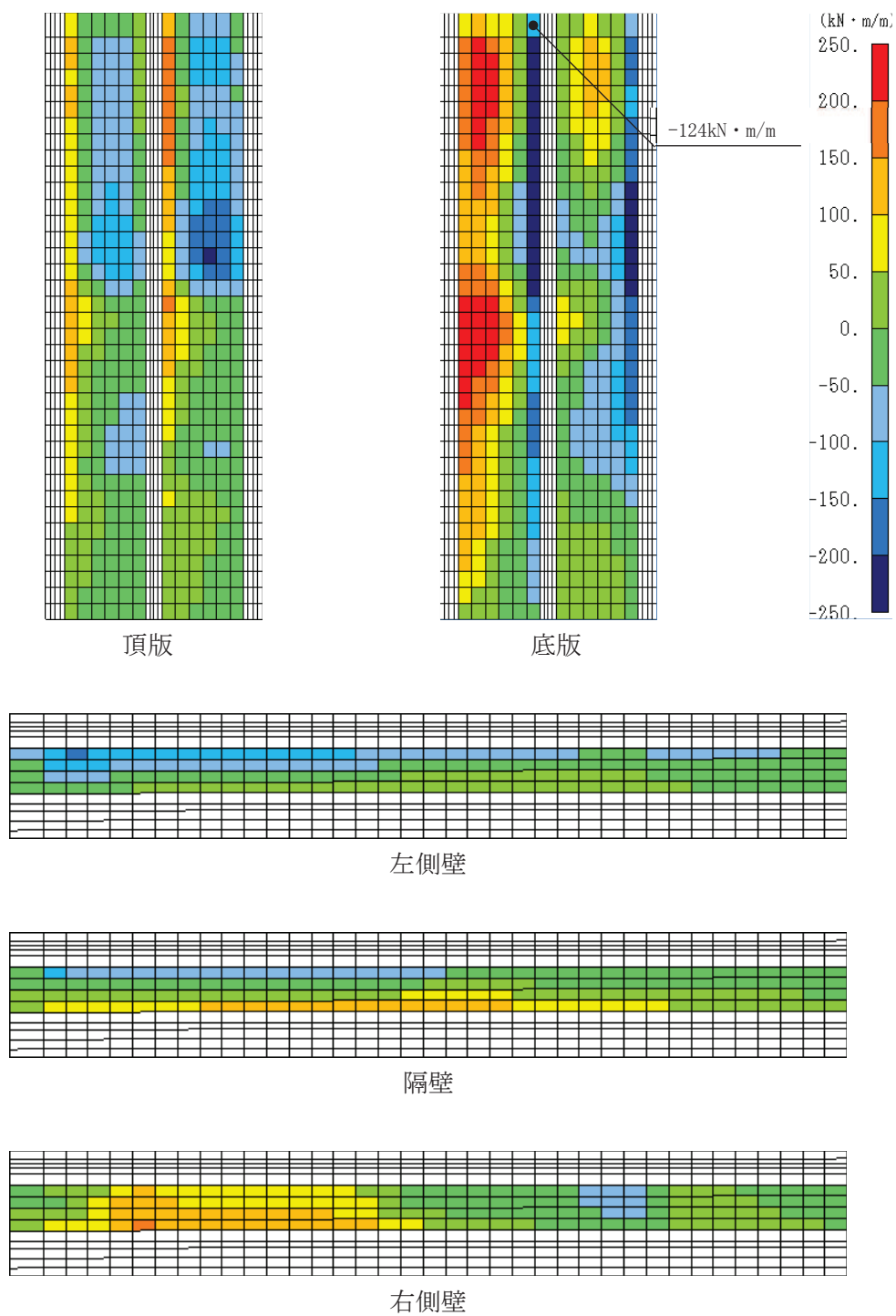


図 6-34(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)
 (直線部, 底版, 解析ケース⑨', $S_s - F3$ (++))

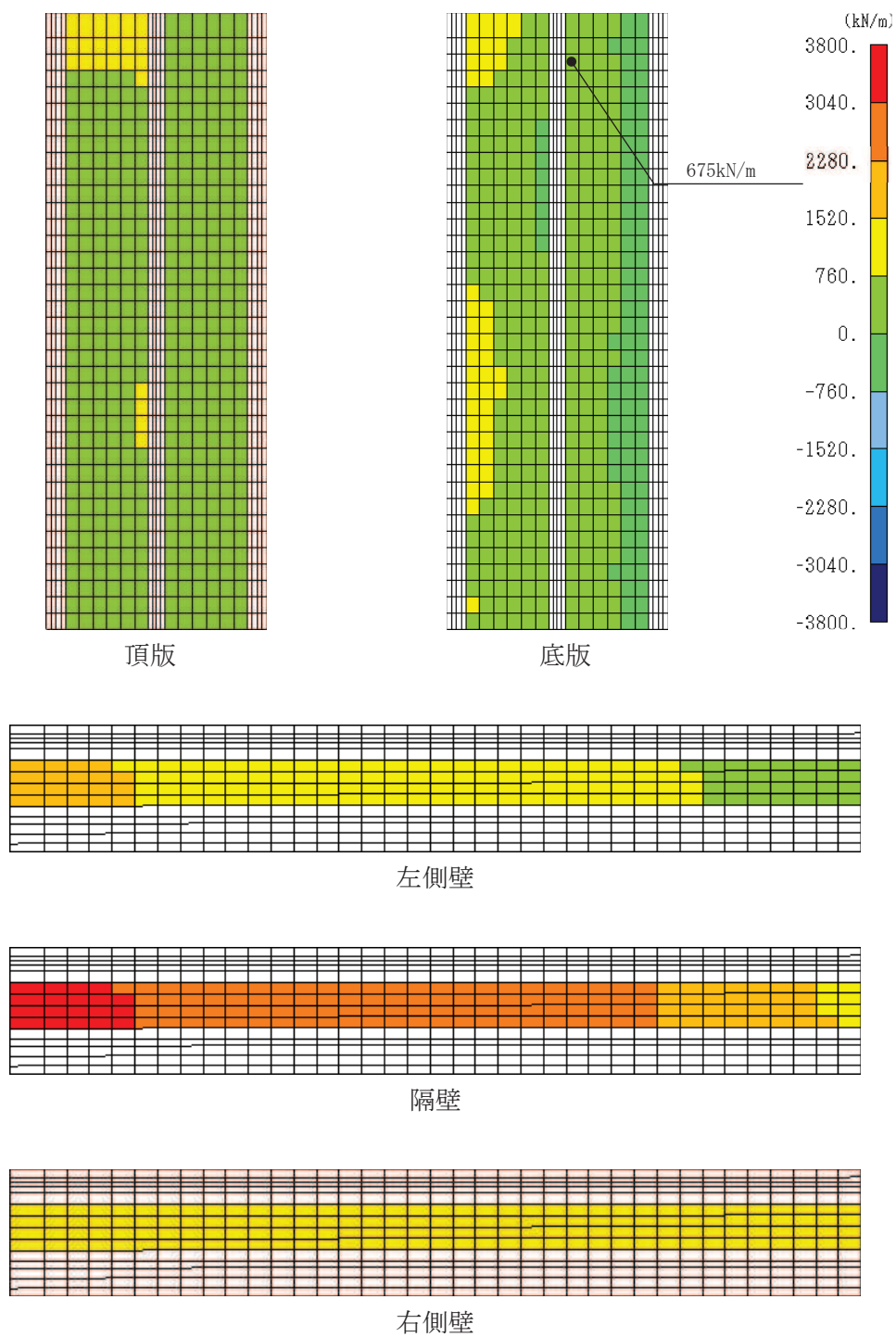


図 6-35(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (直線部, 底板, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

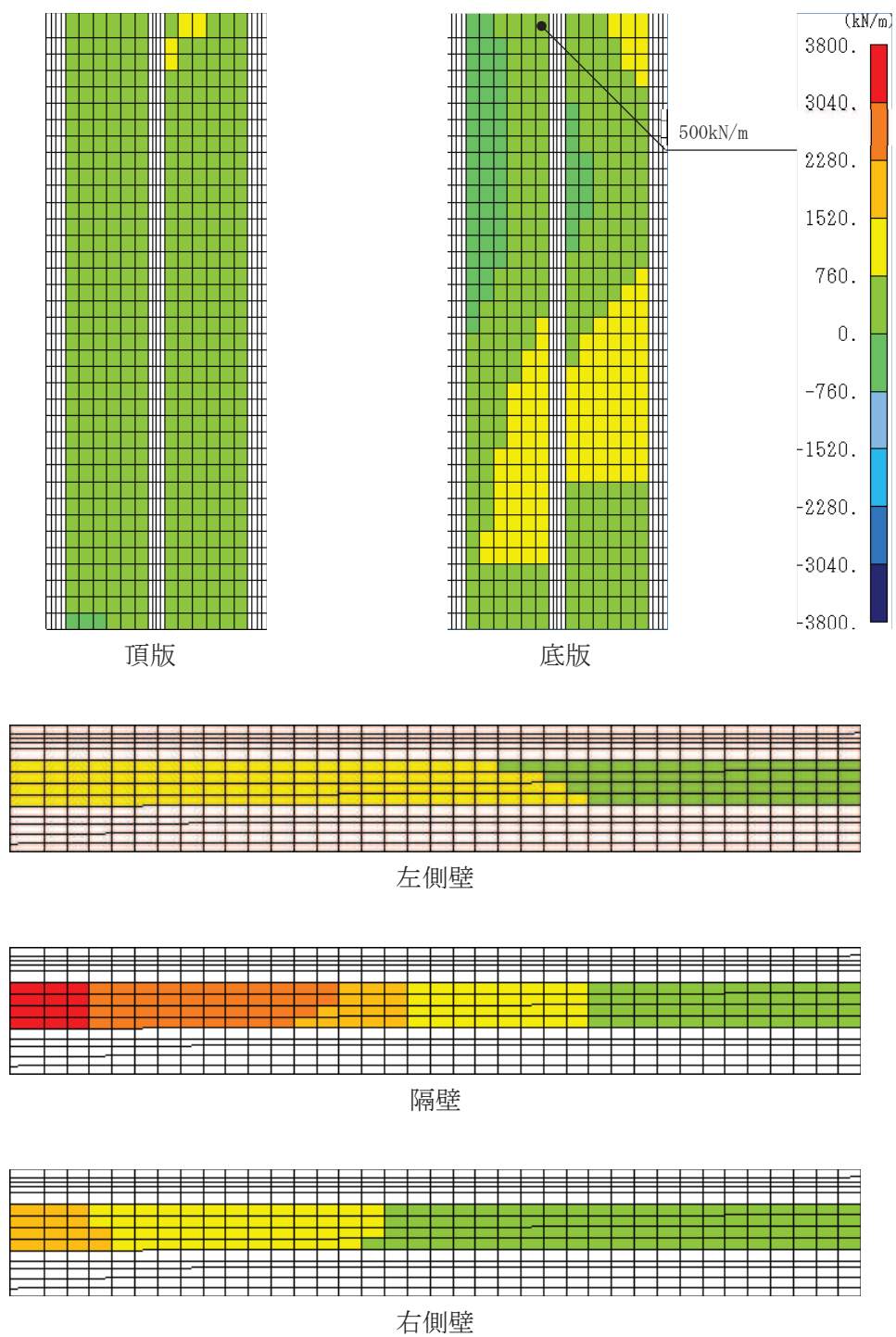


図 6-35(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (直線部, 底板, 解析ケース⑨', $S_s - F3$ (++))

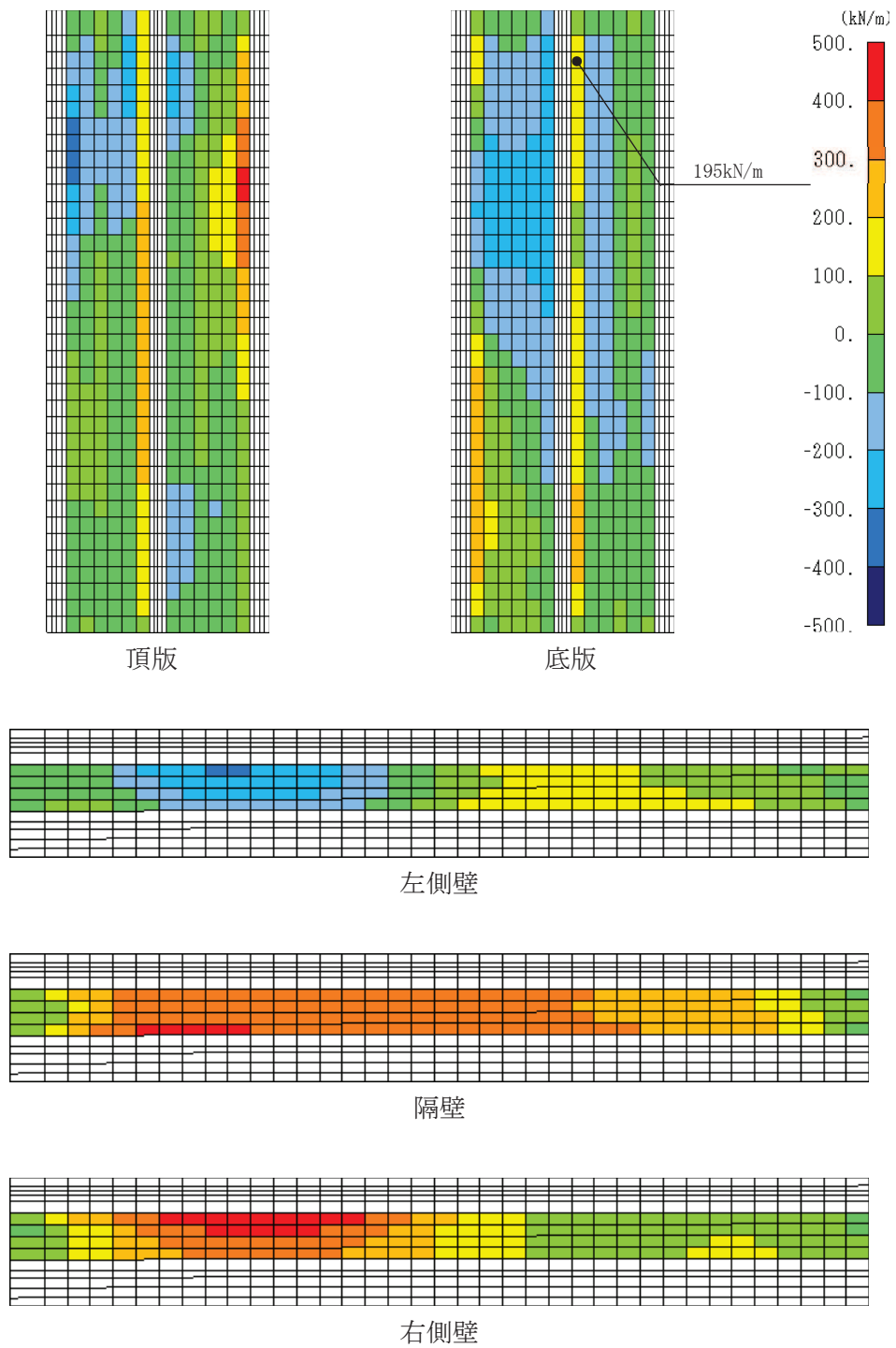
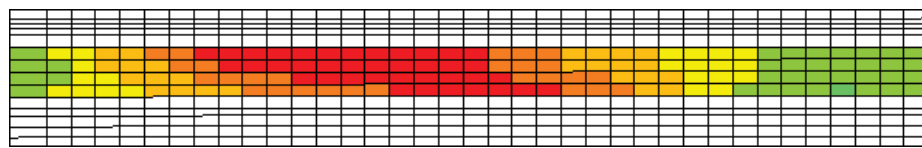
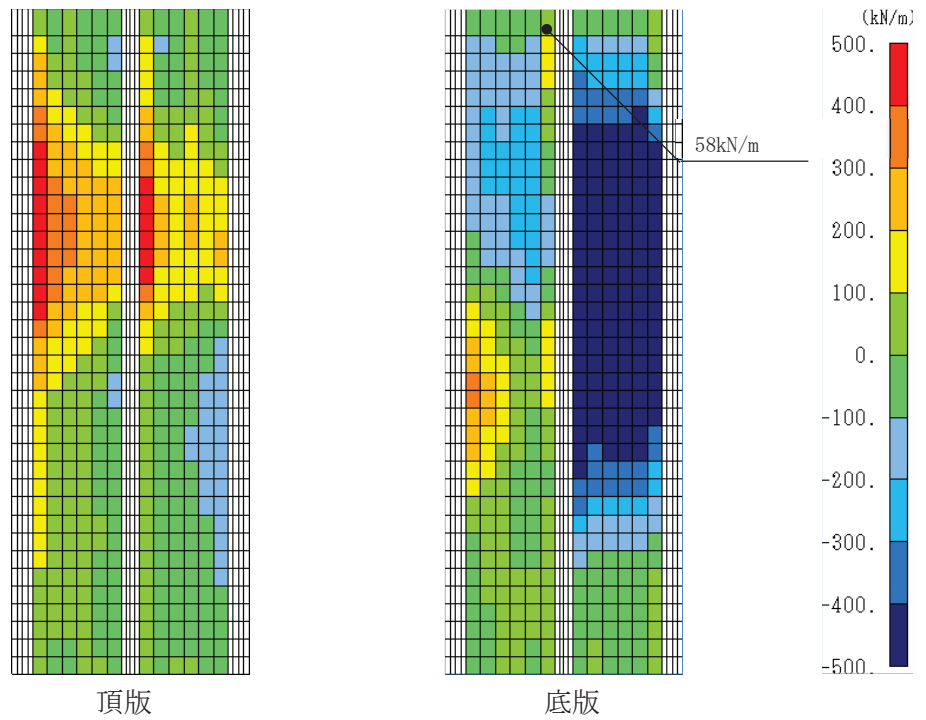
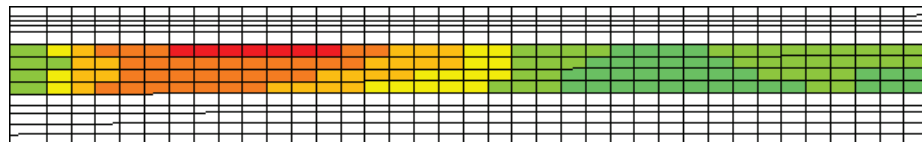


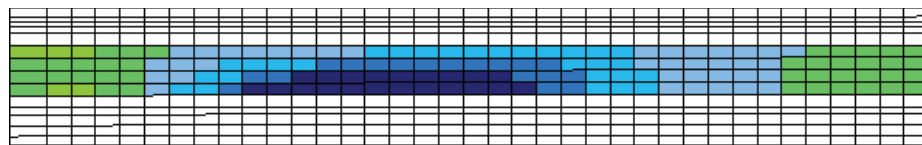
図 6-36(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (直線部, 底版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))



左側壁



隔壁



右側壁

図 6-36(2) 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)
 (直線部, 底版, 解析ケース⑨', $S_s - F3$ (++))

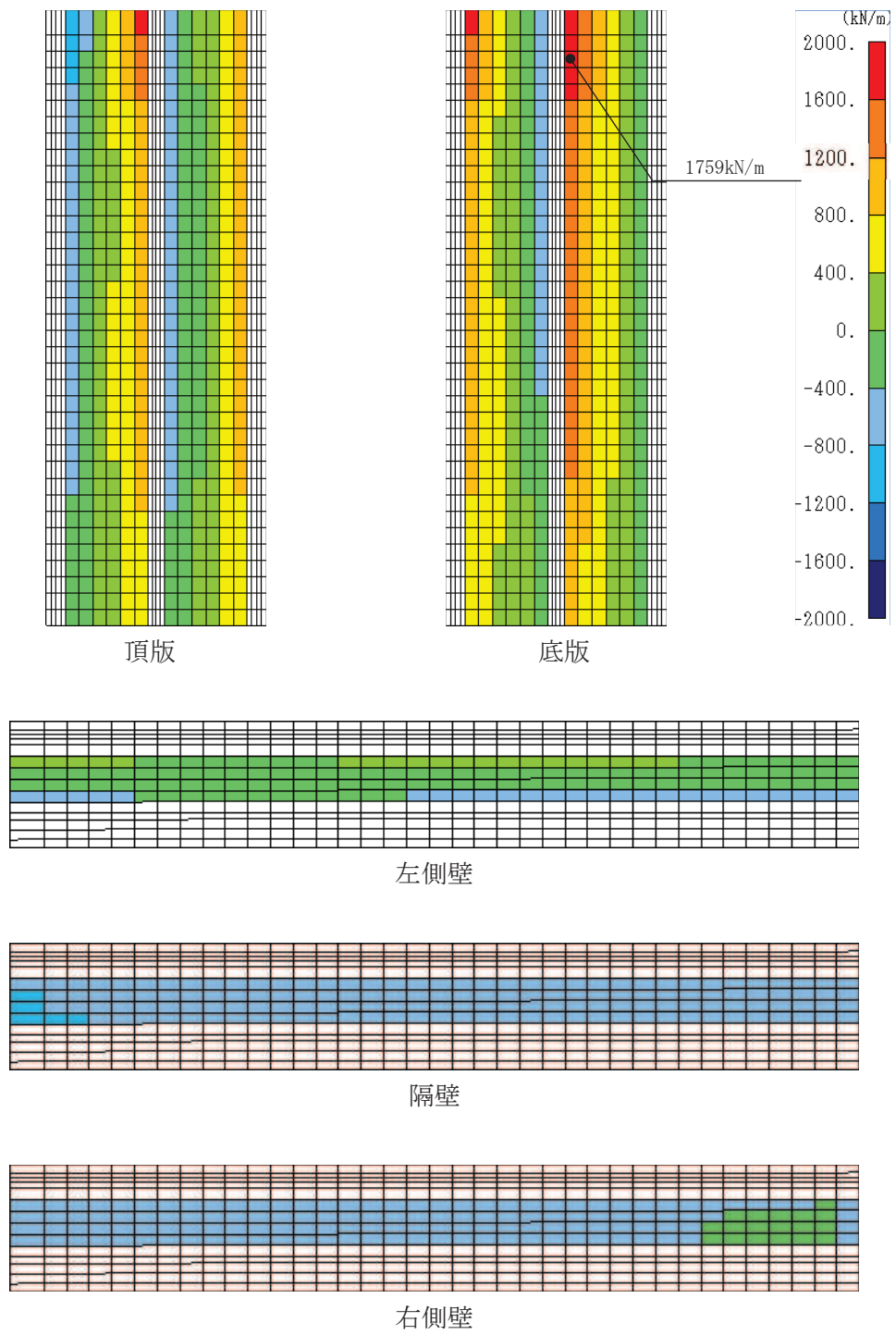


図 6-37(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (直線部, 底板, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

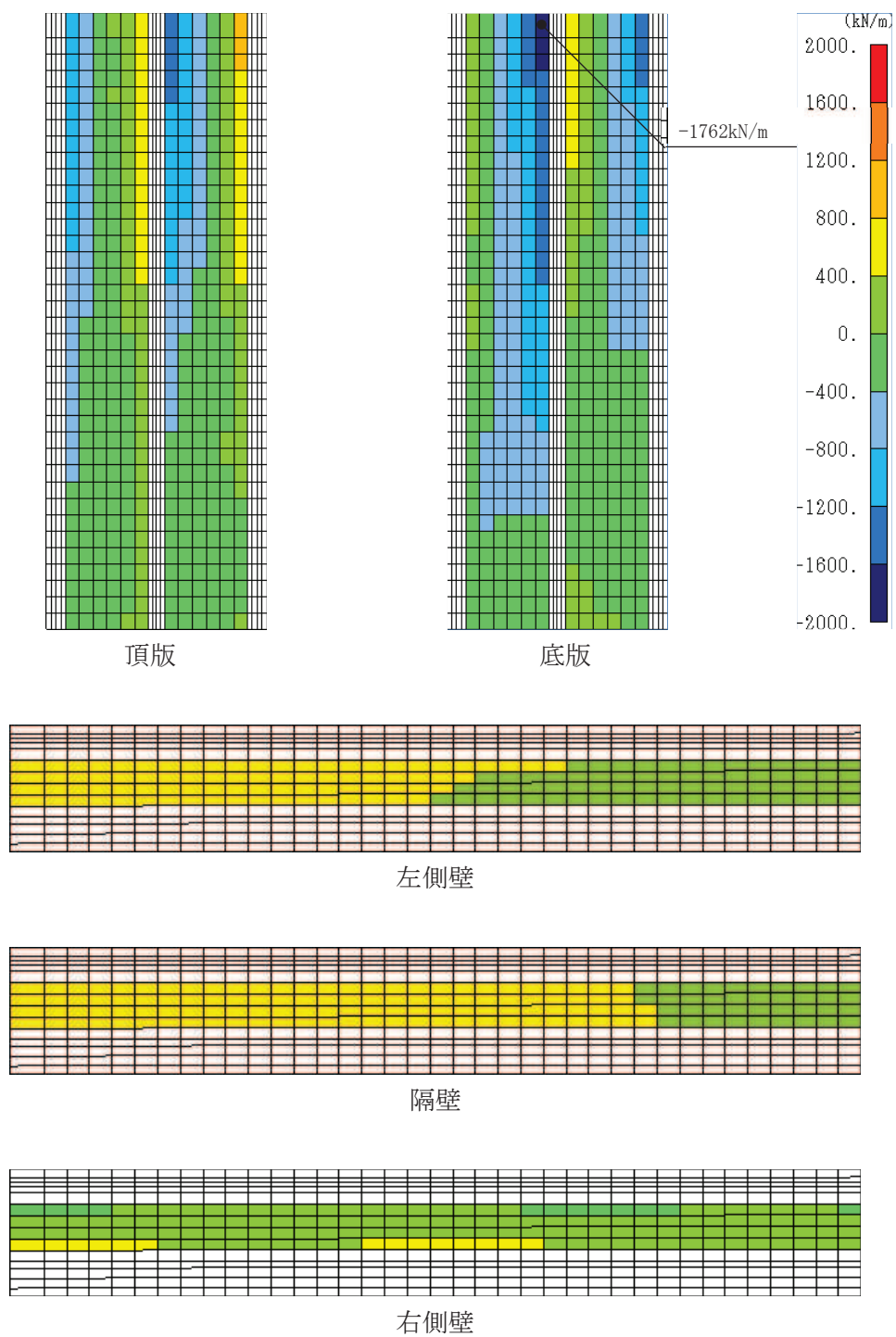


図 6-37(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (直線部, 底板, 解析ケース⑨', $S_s - F3$ (++))

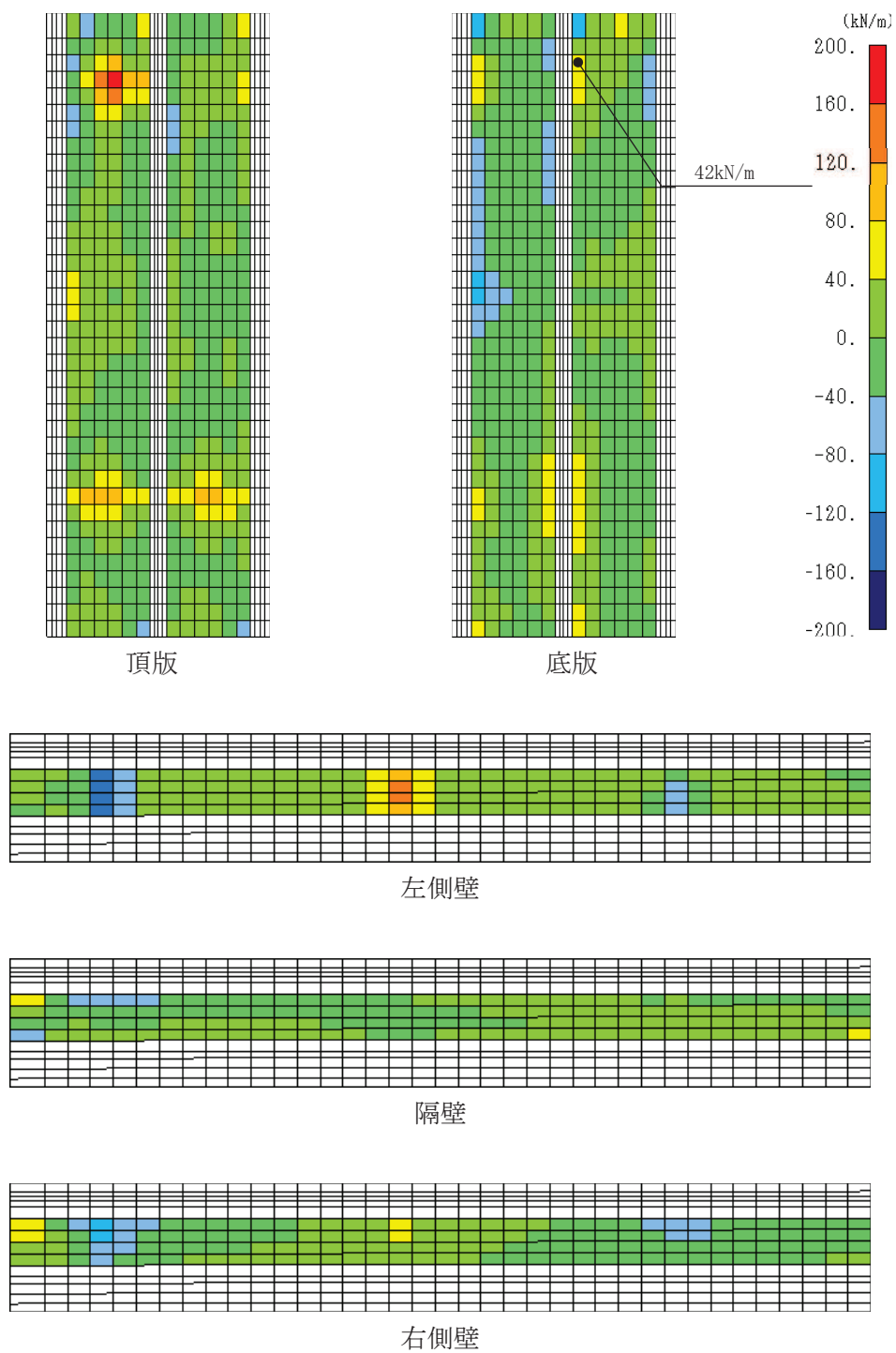


図 6-38(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (直線部, 底板, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

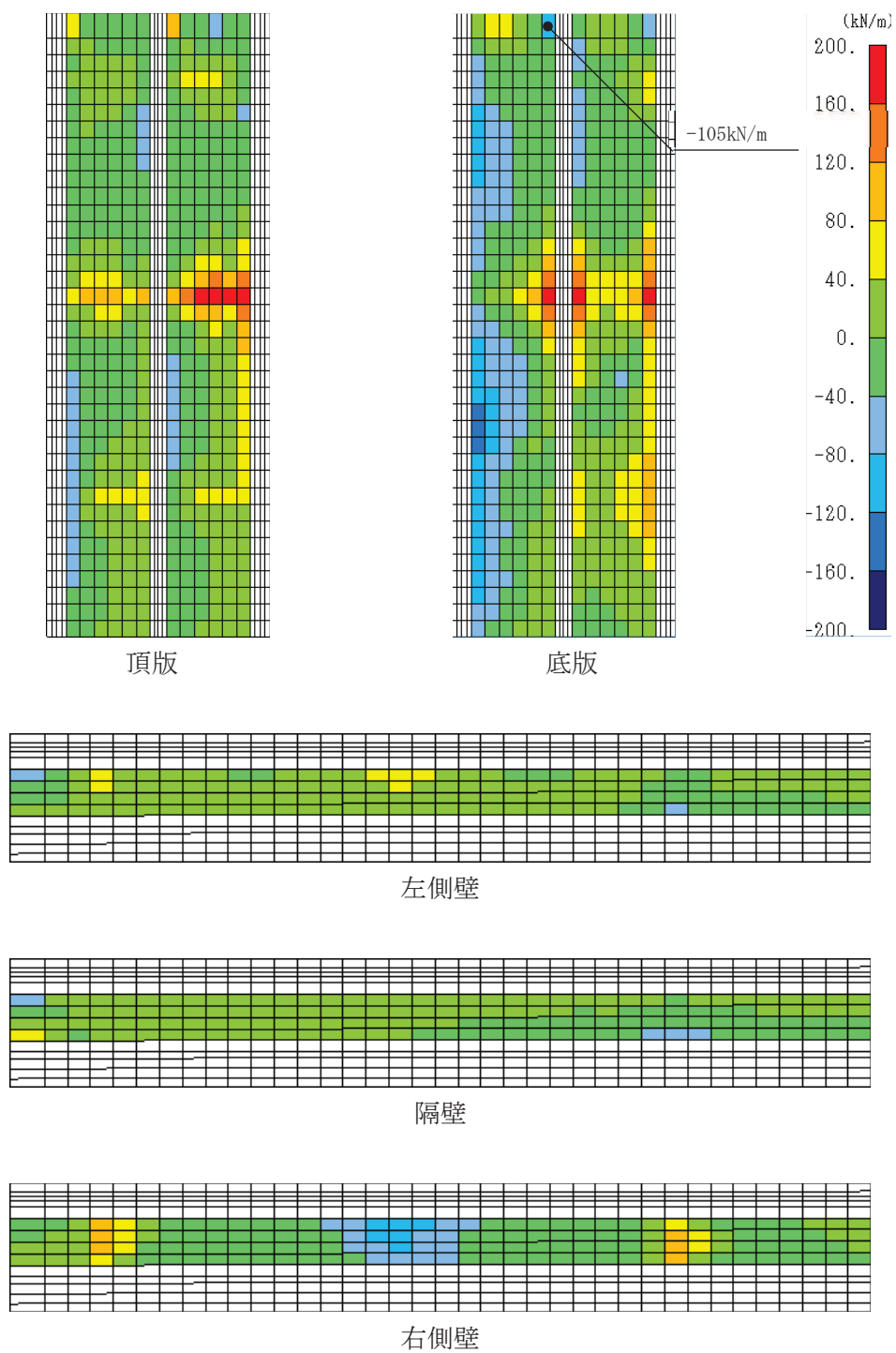


図 6-38(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (直線部, 底板, 解析ケース⑨', $S_s - F3$ (++))

(2) 曲線部

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表6-37に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図6-39～図6-44に示す。

表6-37(1) せん断破壊に対する照査（曲線部）

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 $V_d / V_{y d}$
頂版	21	③	S s - N 1 (++)	1709	1827	0.94
側壁	71	③	S s - N 1 (++)	738	1109	0.67
隔壁	81	①	S s - F 2 (++)	710	977	0.73
底版	12	④	S s - N 1 (++)	1915	2052	0.94

注記*1：評価位置は図6-29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

表6-37(2) せん断破壊に対する照査（曲線部）

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 $V_d / V_{y d}$
頂版	21	⑨'	S s - N 1 (++)	1661	1817	0.92
側壁	61	⑧'	S s - N 1 (-+)	897	1145	0.79
隔壁	81	⑧'	S s - N 1 (-+)	927	964	0.97
底版	12	⑧'	S s - N 1 (-+)	2048	2152	0.96

注記*1：評価位置は図6-29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

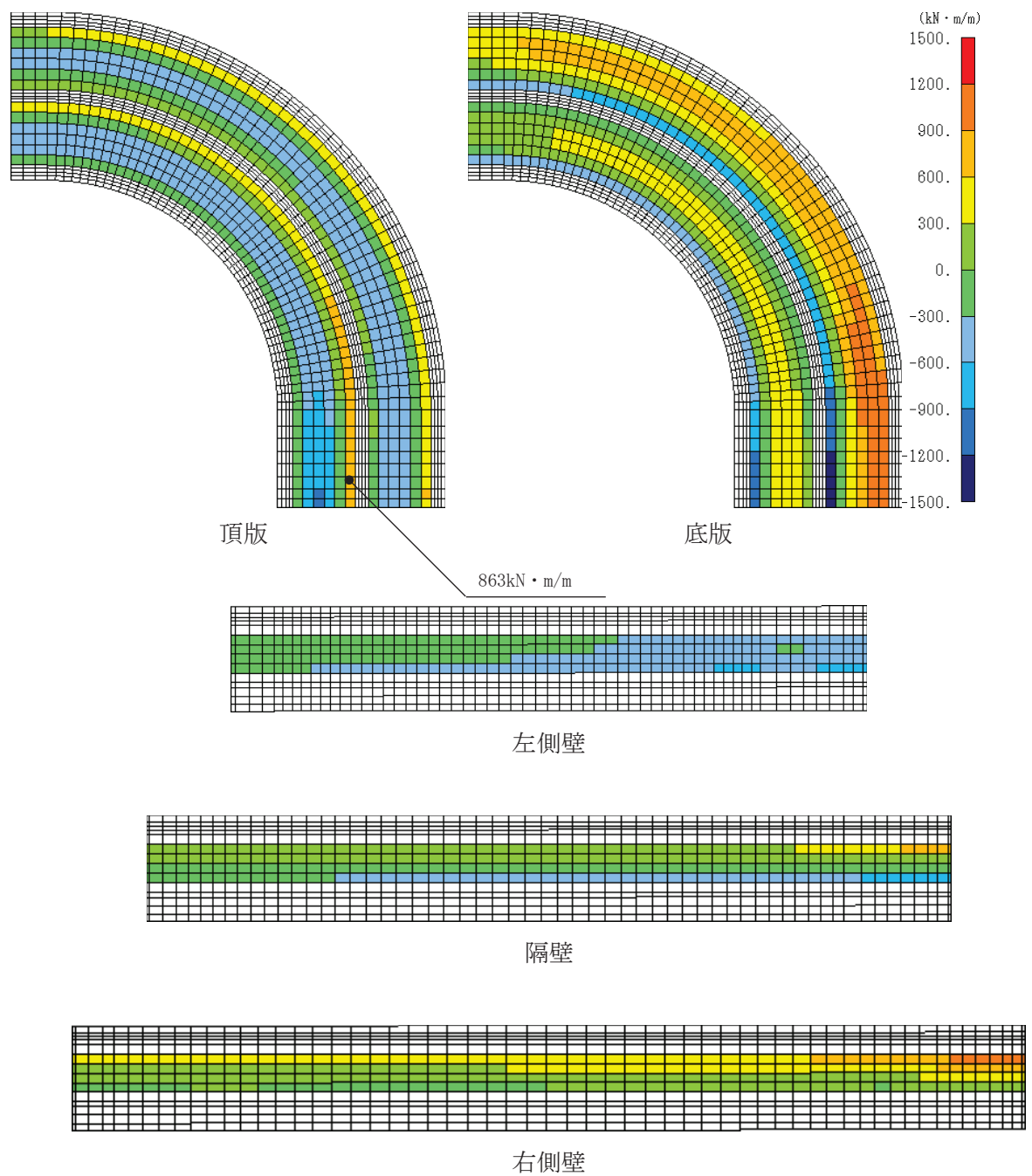


図 6-39(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : M_x)
 (曲線部, 頂版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

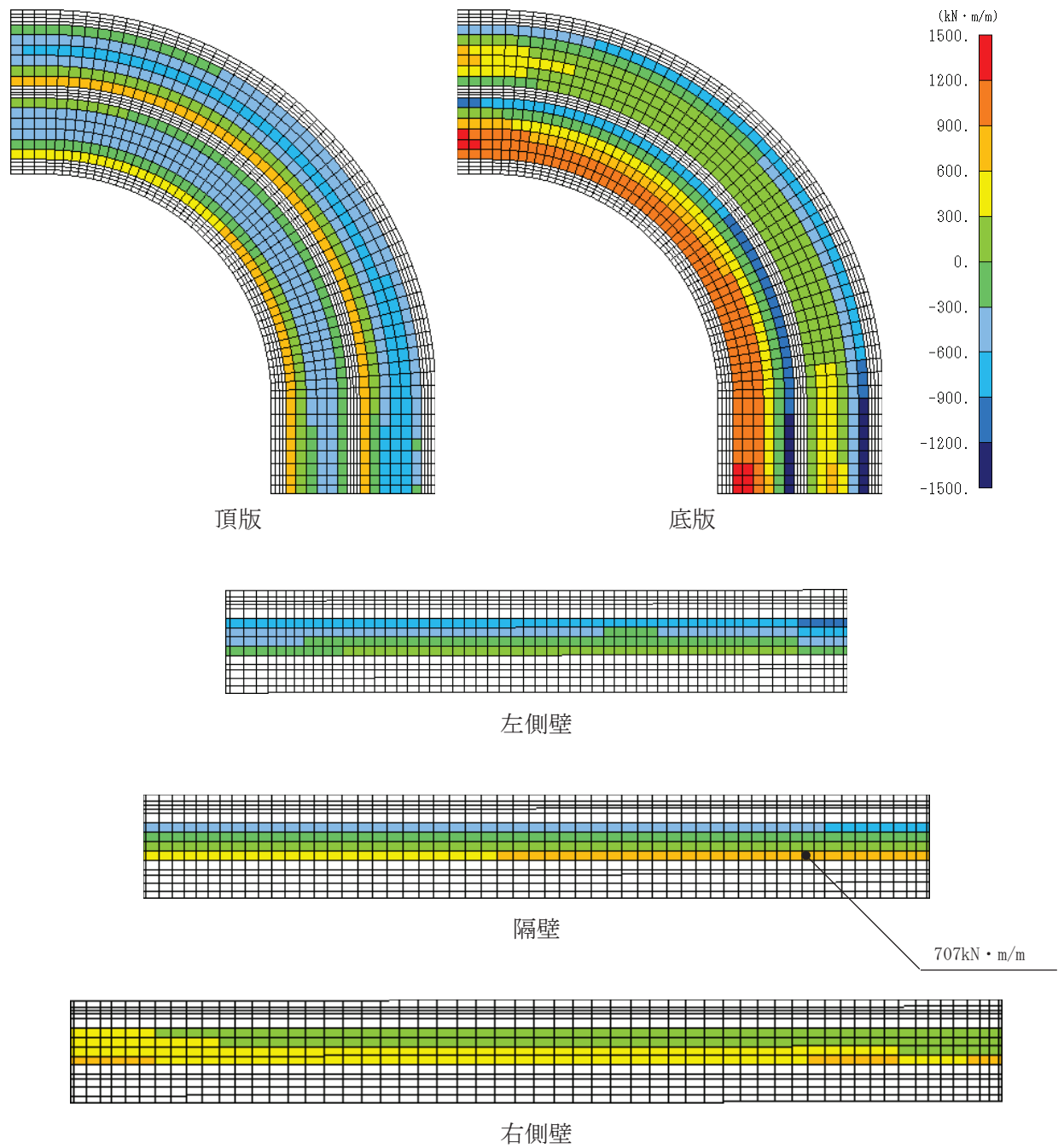


図 6-39(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_x)
 (曲線部, 隔壁, 解析ケース⑧', $S_s - N1$ (-+))

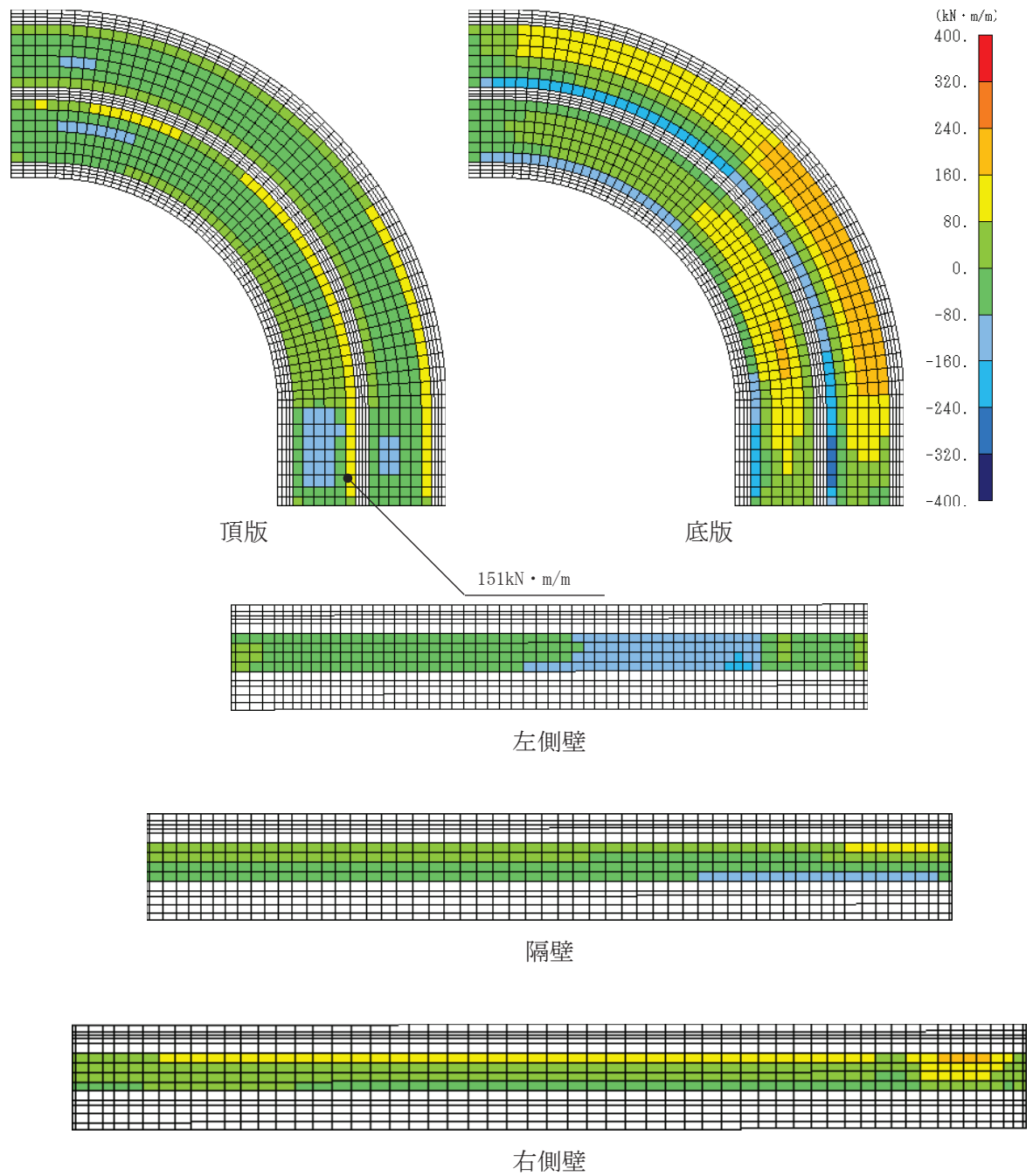


図 6-40(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : M_y)
 (曲線部, 頂版, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

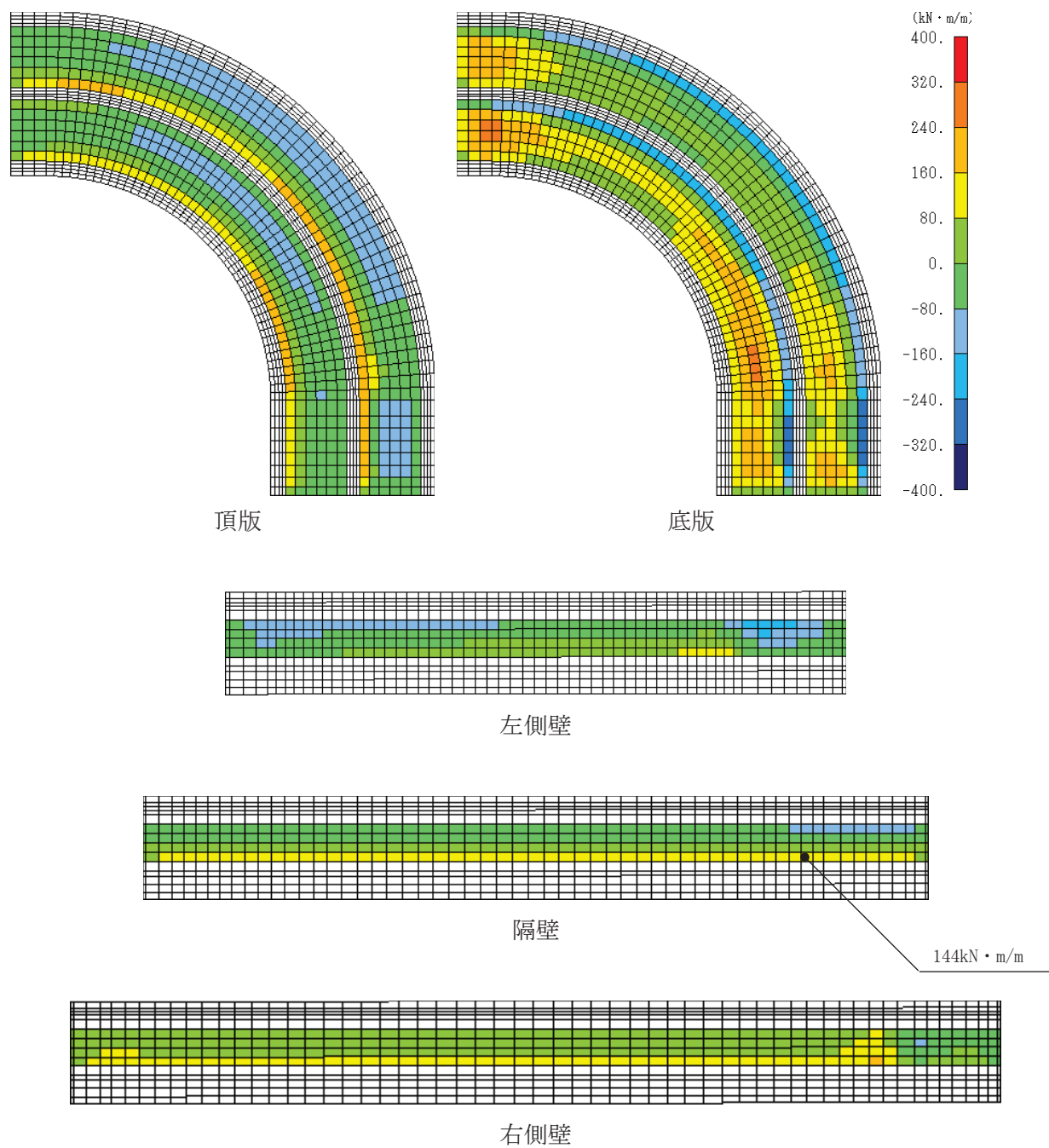


図 6-40(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_y)
 (曲線部, 隔壁, 解析ケース⑧', $S_s - N1$ (-+))

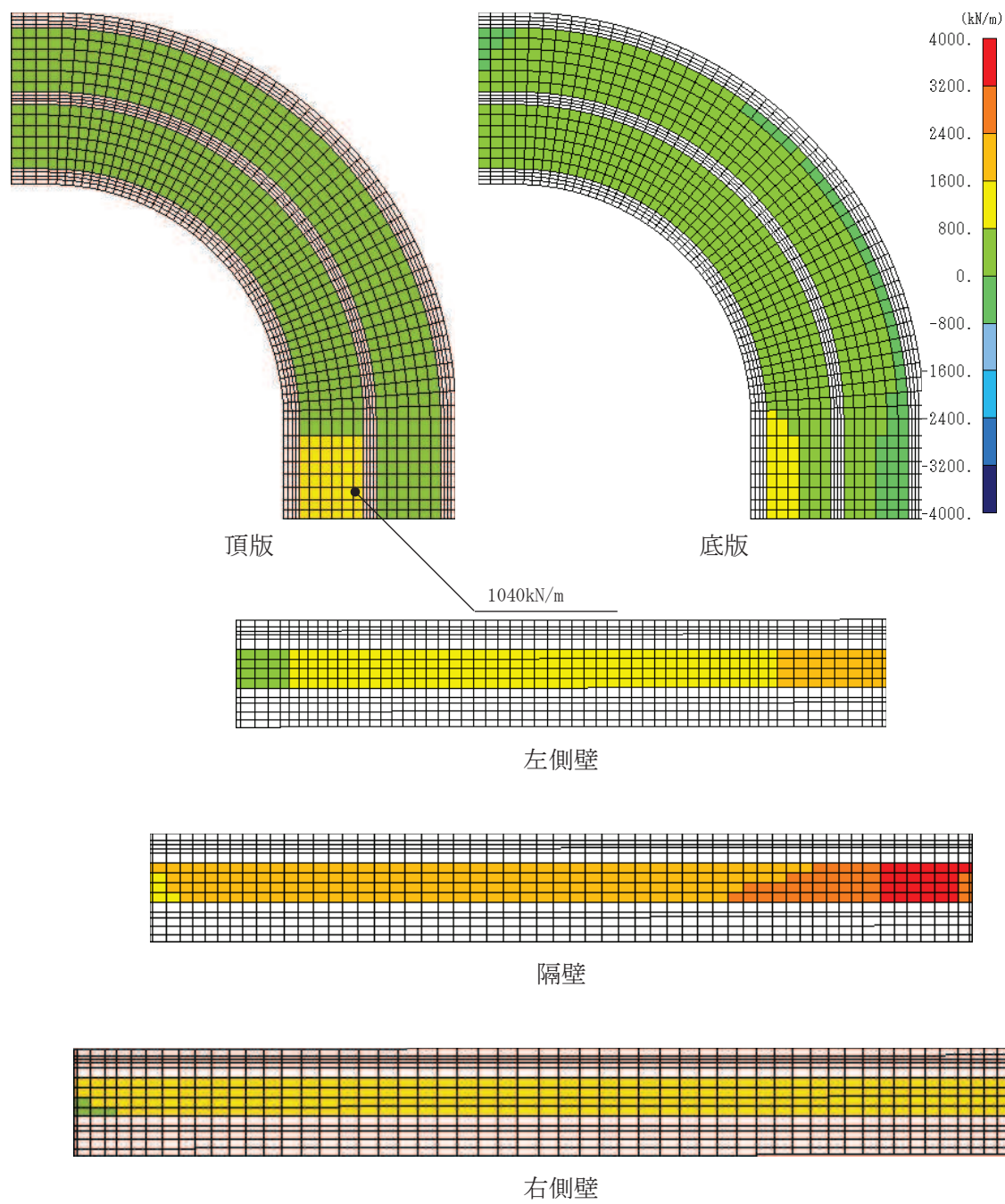


図 6-41 (1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_x)

(曲線部, 頂版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

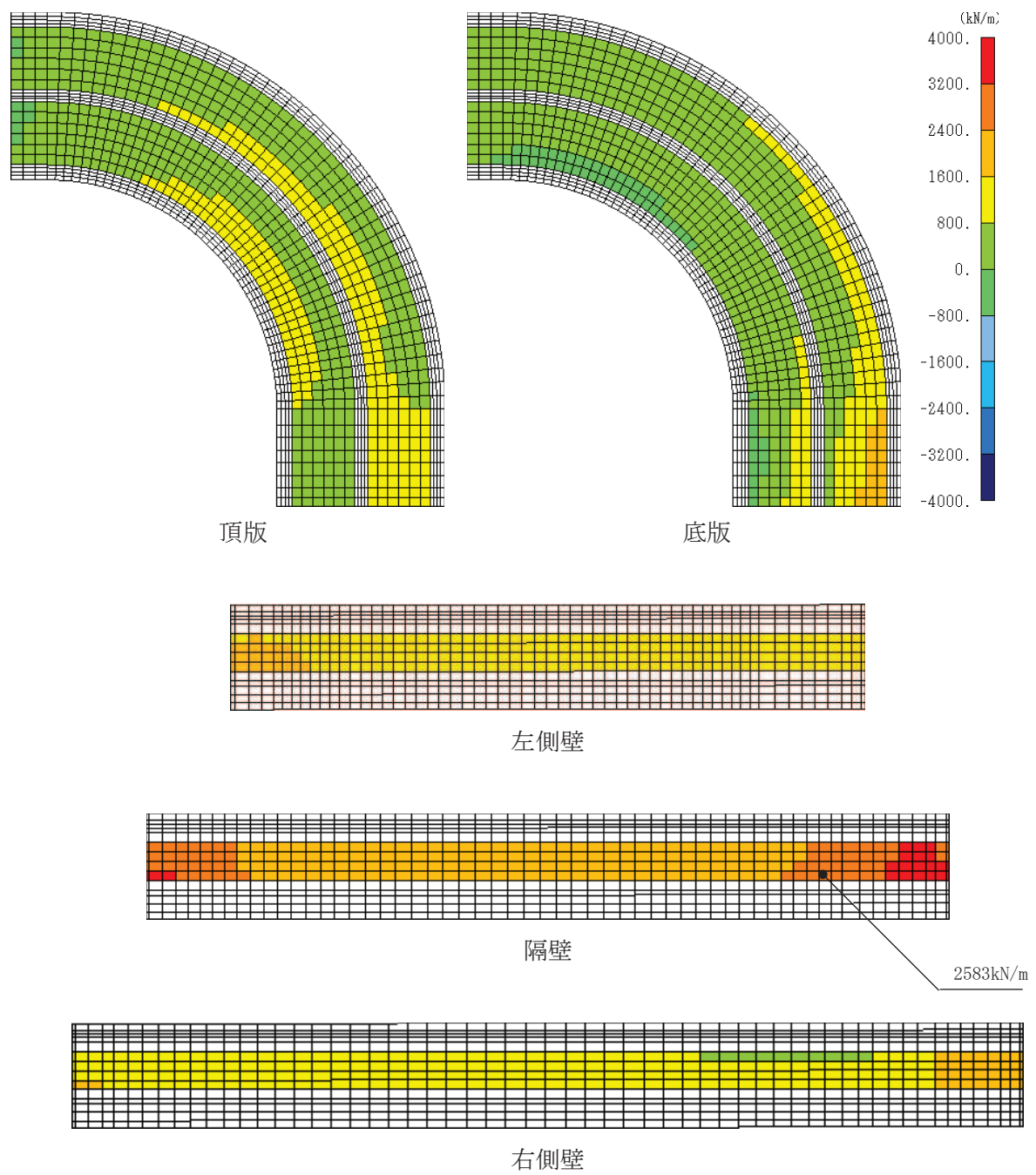


図 6-41 (2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_x)

(曲線部, 隔壁, 解析ケース⑧', $S_s - N1$ (-+))

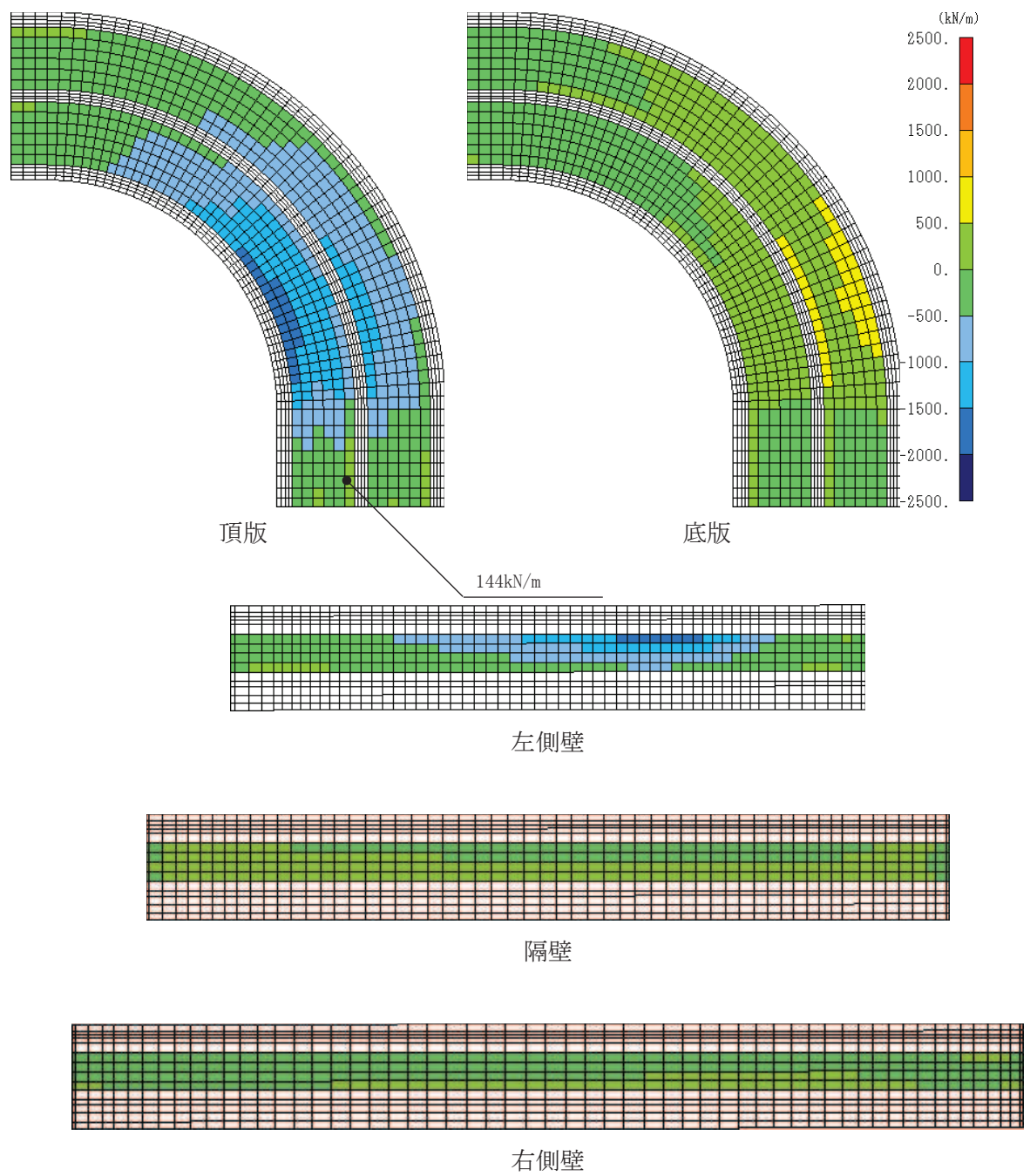


図 6-42(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (曲線部, 頂版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

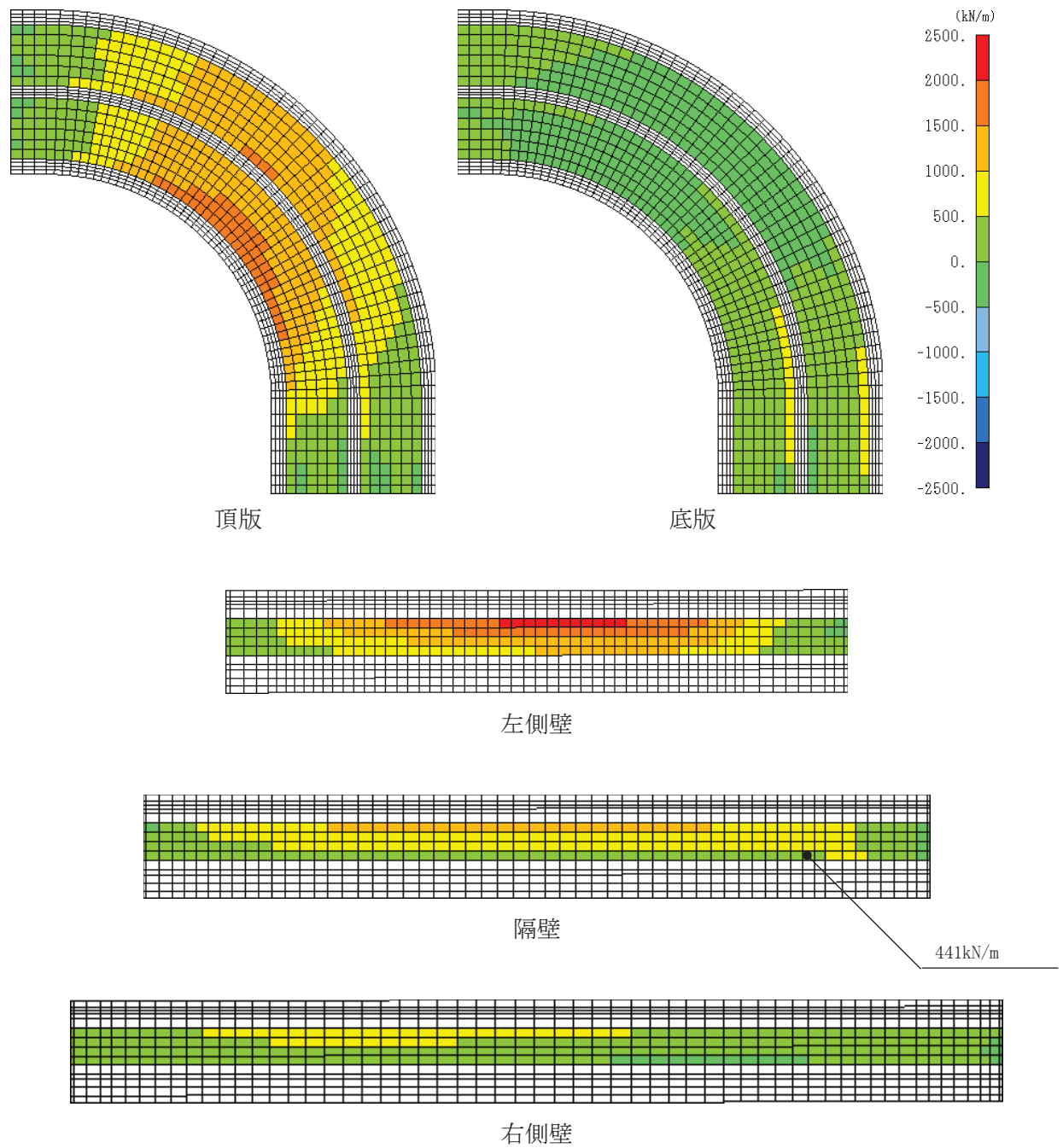


図 6-42(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (曲線部, 隔壁, 解析ケース⑧', $S_s - N_1 (-+)$)

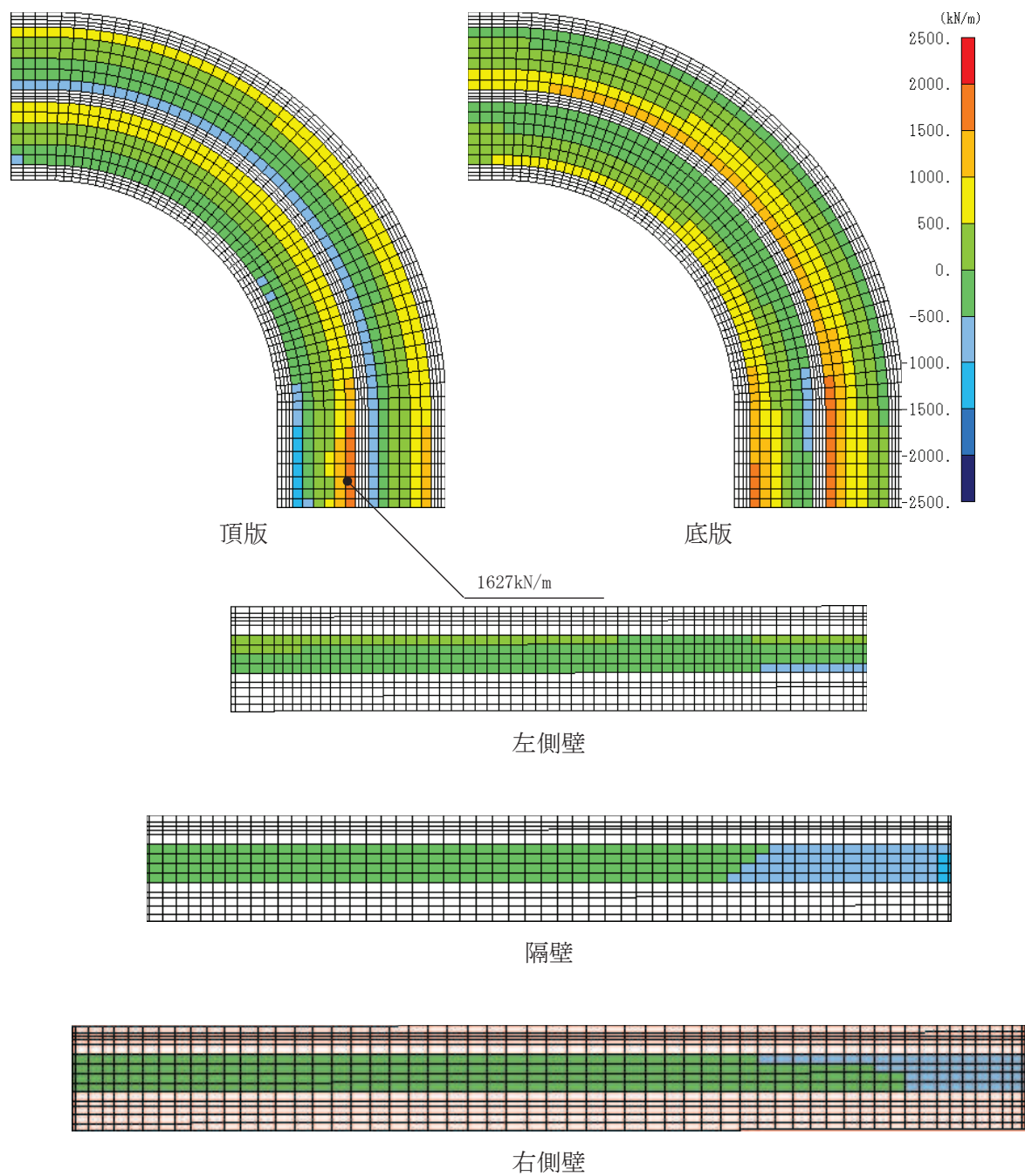


図 6-43(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_x)

(曲線部, 頂版, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

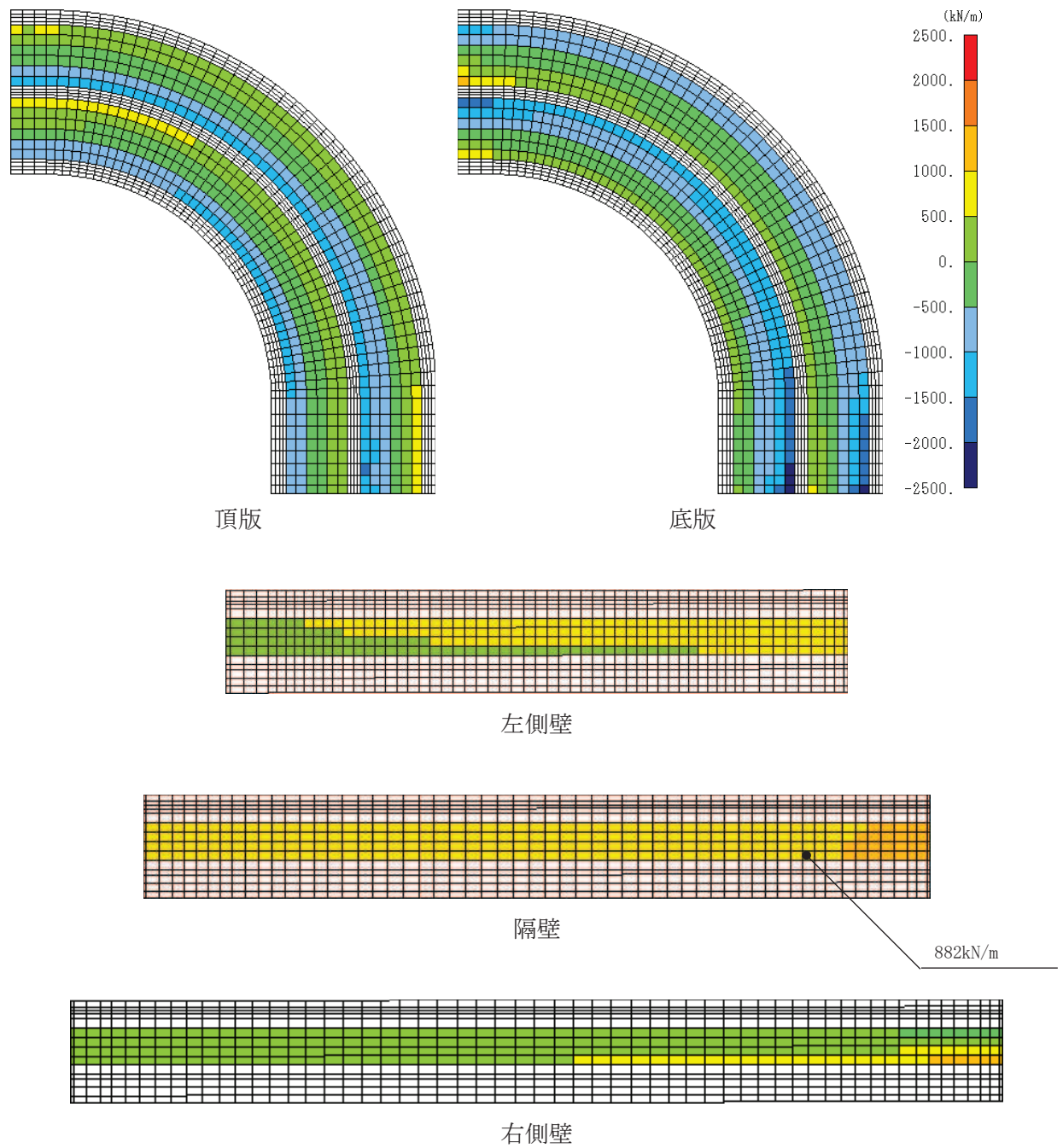


図 6-43(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (曲線部, 隔壁, 解析ケース⑧', $S_s - N1 (-+)$)

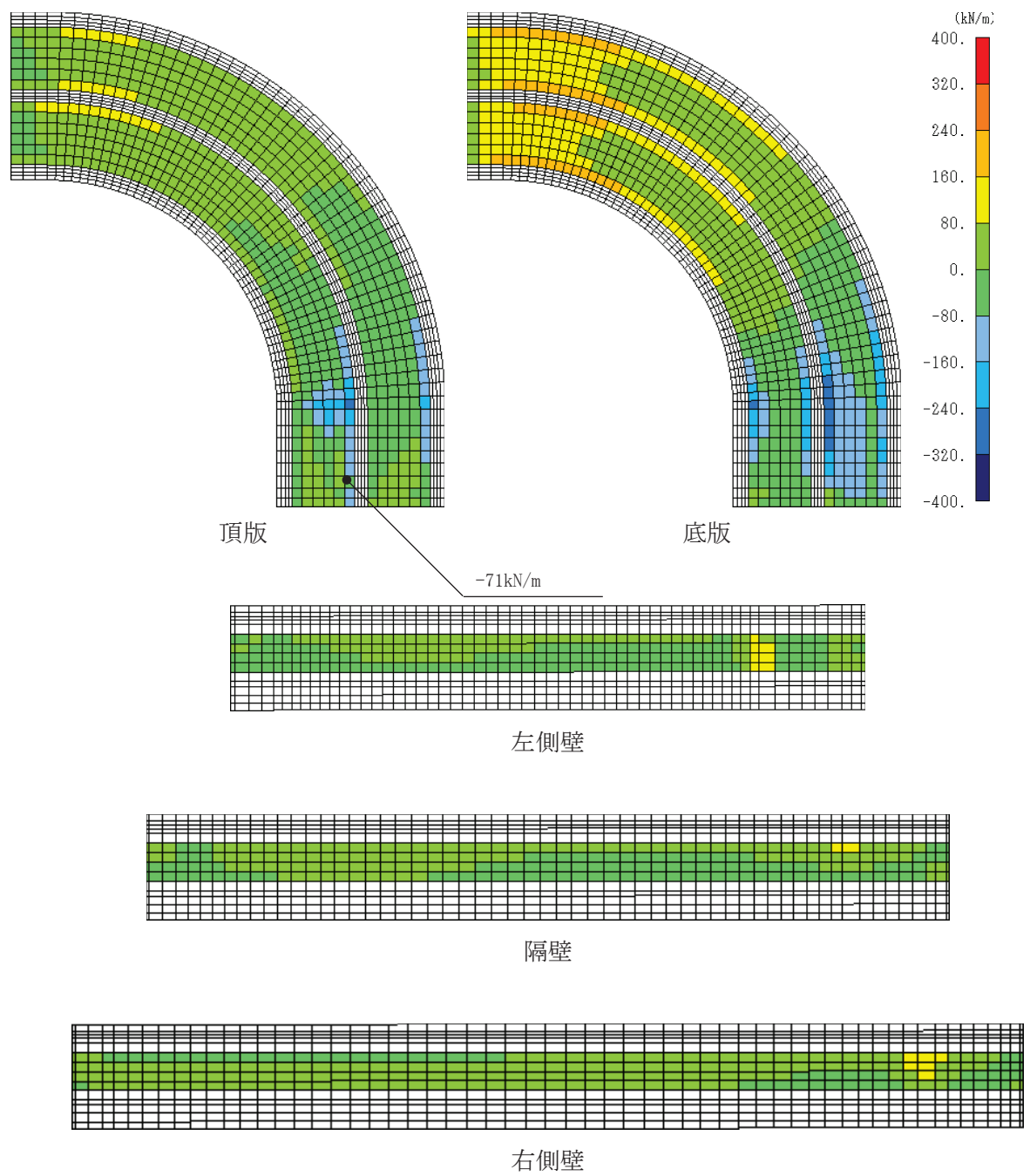


図 6-44(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (曲線部, 頂版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

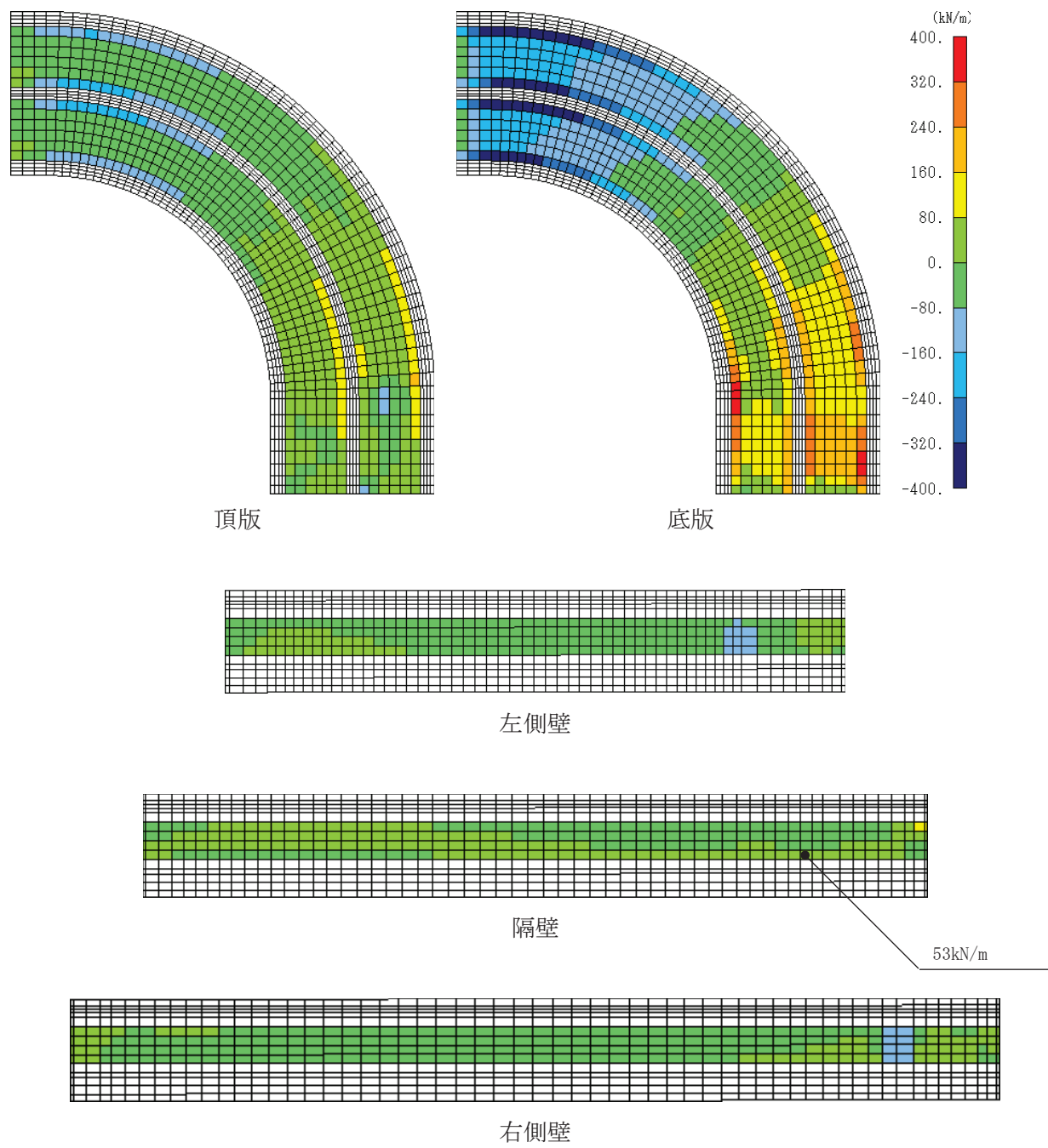


図 6-44(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (曲線部, 隔壁, 解析ケース⑧', $S_s - N1 (-+)$)

資料 12 復水貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価

目 次


1. 評価方法	資料 12-1
2. 評価条件	資料 12-1
2.1 適用規格	資料 12-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 12-4
2.3 耐震評価フロー	資料 12-12
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 12-18
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 12-20
2.6 地盤物性値	資料 12-20
2.7 評価構造物諸元	資料 12-25
2.8 地下水位	資料 12-29
3. 地震応答解析	資料 12-31
3.1 地震応答解析手法	資料 12-31
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 12-34
3.2.1 解析モデル領域	資料 12-34
3.2.2 境界条件	資料 12-36
3.2.3 構造物のモデル化	資料 12-41
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 12-55
3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	資料 12-55
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 12-55
3.3 減衰定数	資料 12-59
3.4 荷重の組合せ	資料 12-67
3.4.1 機器・配管荷重	資料 12-68
3.4.2 外水圧	資料 12-71
3.4.3 積載荷重	資料 12-71
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 12-72
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 12-72
3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース	資料 12-80
4. 三次元構造解析	資料 12-83
4.1 解析手法	資料 12-83
4.2 解析モデルの設定	資料 12-83
4.2.1 構造物のモデル化	資料 12-83
4.2.2 境界条件及び地盤ばね要素	資料 12-89
4.2.3 材料の非線形特性	資料 12-92
4.3 照査時刻の選定	資料 12-96
4.4 入力荷重	資料 12-99
4.4.1 常時荷重	資料 12-100
4.4.2 慣性力	資料 12-103

4.4.3	地震時土圧及び周面せん断力.....	資料 12-107
4.4.4	しゃへい壁, バルブ室, 連絡ダクト及び復水貯蔵タンクの反力.....	資料 12-111
5.	評価内容	資料 12-117
5.1	入力地震動の設定	資料 12-117
5.2	許容限界の設定	資料 12-132
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界.....	資料 12-132
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界.....	資料 12-137
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界.....	資料 12-146
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界.....	資料 12-147
6.	評価結果	資料 12-148
6.1	地震応答解析結果	資料 12-148
6.1.1	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果.....	資料 12-151
6.1.2	作用荷重分布図	資料 12-168
6.1.3	最大せん断ひずみ分布	資料 12-171
6.2	三次元構造解析結果	資料 12-175
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 12-180
6.2.2	しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト.....	資料 12-211
6.2.3	基礎版	資料 12-223
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果.....	資料 12-230
6.3.1	しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト.....	資料 12-230
6.3.2	基礎版	資料 12-304
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	資料 12-309
6.4.1	基礎地盤 (狐崎部層)	資料 12-309
6.4.2	MMR (既設)	資料 12-313
7.	まとめ	資料 12-350

参考資料

- 参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース..... 資料 12- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価 資料 12- (参考) 2-1
- 参考資料 3 照査時刻の選定の妥当性について..... 資料 12- (参考) 3-1
- 参考資料 4 基礎版の耐震評価に用いる上部工反力の保守性について..... 資料 12- (参考) 4-1
- 参考資料 5 三次元動的解析を用いた復水貯蔵タンク基礎の円筒型しゃへい壁への土圧分布の検証
について..... 資料 12- (参考) 5-1

 : 本日の説明範囲

 : 記載適正化範囲

参考資料 4 基礎版の耐震評価に用いる上部工反力の保守性について

1. はじめに

復水貯蔵タンク基礎は、基礎版と基礎版上に設置されるしゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトから構成される。地震応答解析においては、これらの部材を質点と線形はり要素でモデル化し、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選定して、地震時応答を評価している。地震応答解析の応答から各部材に作用する荷重を算定し、復水貯蔵タンク基礎をシェル要素でモデル化した三次元構造解析に荷重入力して、耐震評価を行っている。

復水貯蔵タンク基礎の耐震評価では、上部構造（しゃへい壁、バルブ室、連絡ダクト）と下部構造（基礎版）を2つに分けて三次元構造解析を実施し、それぞれの構造解析の入力荷重を地震応答解析の地震時応答から個別に算定している。

本資料では、この2つの構造解析を個別に実施していることの保守性を確認するため、上部構造の構造解析を実施した後に、その下端発生反力を用いて基礎版の構造解析を実施した。

また、地震応答解析と三次元構造解析による上部工反力について比較考察した。

2. 評価方針

次の手順で、基礎版の耐震評価を実施する。

- ・基礎版の耐震評価が最も厳しくなる地震動及び時刻を選定する。
- ・選定時刻の地震時応答から荷重を算定し、上部構造モデルの三次元構造解析を実施する。
- ・上部構造モデルの三次元構造解析から算定した反力と地震応答解析から算定した反力を比較する。
- ・上部構造モデルの三次元構造解析から算定した反力を上部工反力として用いて、下部構造モデルの三次元構造解析を実施する。
- ・基礎版の耐震照査を実施し、上部工反力を上部構造モデルの三次元構造解析から算定した場合と地震応答解析から算定した場合を比較する。

3. 評価結果

3.1 評価実施ケース

「資料 12 6.2 三次元構造解析結果」の基礎版の照査結果が最も厳しくなる時刻を破壊モードごとに表 3-1 に示す。曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において、照査値が厳しい次の条件で地震応答解析の地震時応答を抽出する。

解析ケース②，南北加振，S s - D 2 (++)，時刻 6.86 秒

表 3-1 基礎版の照査値が最も厳しくなる評価結果

破壊モード	解析 ケース	加振方向	地震動		照査時刻 (s)	照査値
曲げ・軸力系	②	南北	S s - D 2	++	6.86	0.42
せん断	②	南北	S s - D 2	++	6.86	0.64

3.2 三次元構造解析と地震応答解析から算定した上部工反力

評価実施ケースにおいて、しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトで構成される上部構造モデルの三次元構造解析を実施し、図 3-1 に示すモデル下端固定境界の反力を抽出する。上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力を表 3-2 に、地震応答解析から算定した上部工反力を表 3-3 に示す。表 3-2 に示す上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力の曲げモーメントは、図 3-2 のとおり、各部材の図心位置回りで集計している。

地震応答解析から算定した上部工反力は、上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力よりもおおむね大きくなり、特に曲げモーメントが顕著に大きくなっている。

地震応答解析モデルでは、図 3-3 に示すとおりしゃへい壁～バルブ室間及びバルブ室～連絡ダクト間を、それぞれバルブ室及び連絡ダクトの頂版の軸剛性及びせん断剛性から算定したばね要素で連結している。各側壁の剛性は個々のはり要素の断面性能として考慮するものの、部材を連結する耐震壁としての剛性は考慮していない。これにより、連絡ダクトとバルブ室は、各々の部材が独立して挙動しやすいモデルとなり、各部材に曲げ変形が生じて局所的に大きな曲げモーメントが発生する。

一方、三次元構造解析モデルでは、詳細にモデル化したバルブ室及び連絡ダクトの側壁が、一体となって大きな断面 2 次モーメントを保有する耐震壁部材として機能し、曲げ変形を拘束する。これにより、各部材範囲で集計した発生曲げモーメントが小さくなる。特に、南北方向の加振に対する連絡ダクトは、三次元構造解析で弱軸部材となる妻壁が存在せず、連絡ダクトの側壁と連続するバルブ室の側壁が一体となって耐震壁部材として機能し曲げ変形を拘束することから、発生する曲げモーメントが顕著に小さくなる。

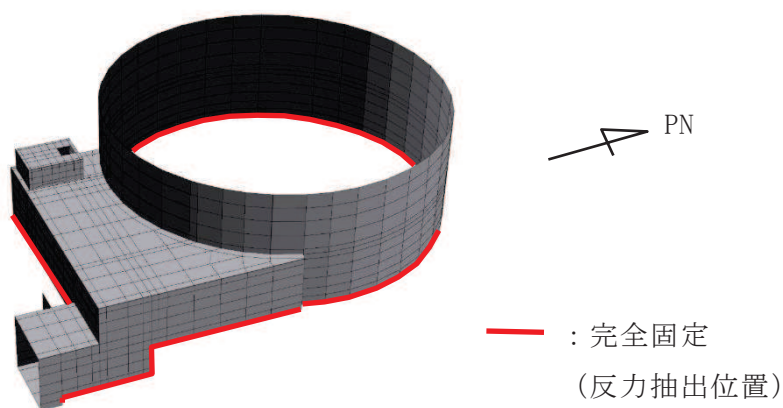
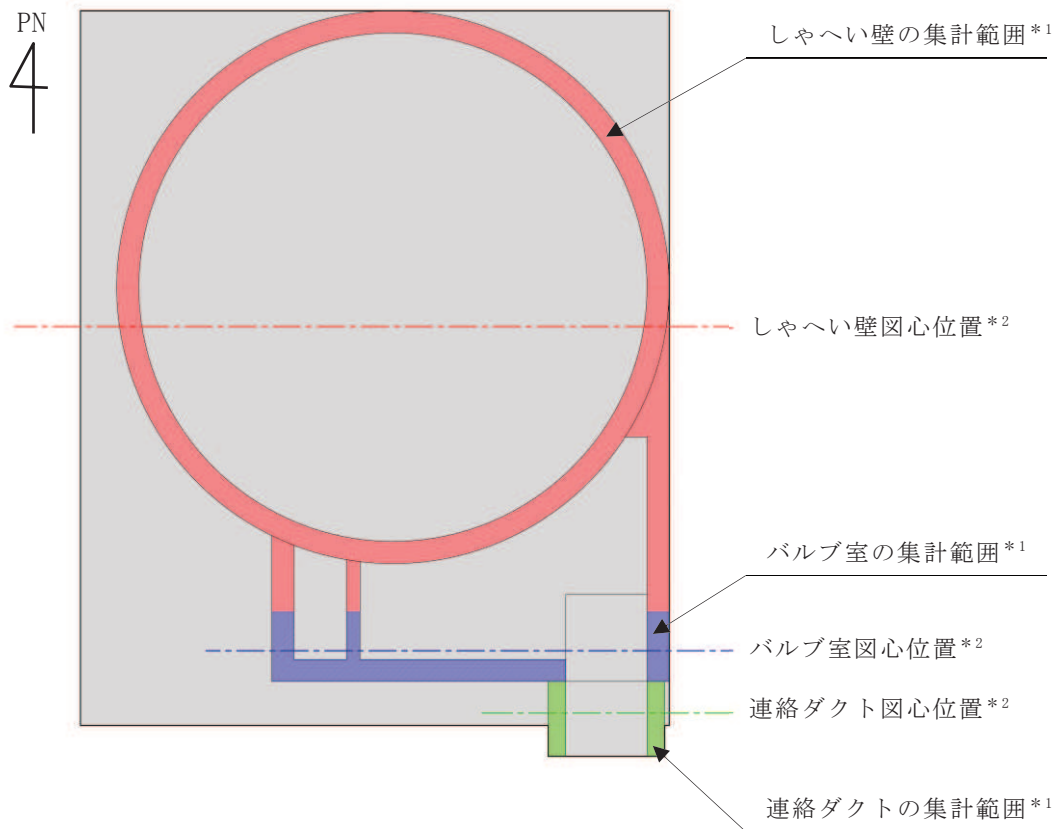


図 3-1 上部構造モデルの三次元構造解析における反力の抽出位置

表 3-2 上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力*

項目	しゃへい壁	バルブ室	連絡ダクト
曲げモーメントM (kN・m)	59850	6518	-592
せん断力 S (kN)	-55677	-12775	-2715
軸力 N (kN)	-14315	-7834	-3117

注記*：上部工反力の集計範囲を図 3-2 に示す。（断面力の符号は、曲げモーメント：北→南が正，せん断力：南→北が正，軸力：引張が正）



注記*1：反力集計範囲は地震応答解析の質点系モデルの断面二次モーメント集計範囲と同様

*2：表 3-2 の曲げモーメントは各部材の図心位置回りで算定

図 3-2 三次元構造解析における上部工反力の集計範囲

表 3-3 地震応答解析から算定した上部工反力*

項目	しゃへい壁	バルブ室	連絡ダクト
曲げモーメントM (kN・m)	238552	16957	5006
せん断力 S (kN)	-68817	-6542	-3476
軸力 N (kN)	-16542	-6442	-699

注記* : 図 3-3 に抽出位置を示す。断面力の符号は矢印の方向が正 (軸力は引張が正)

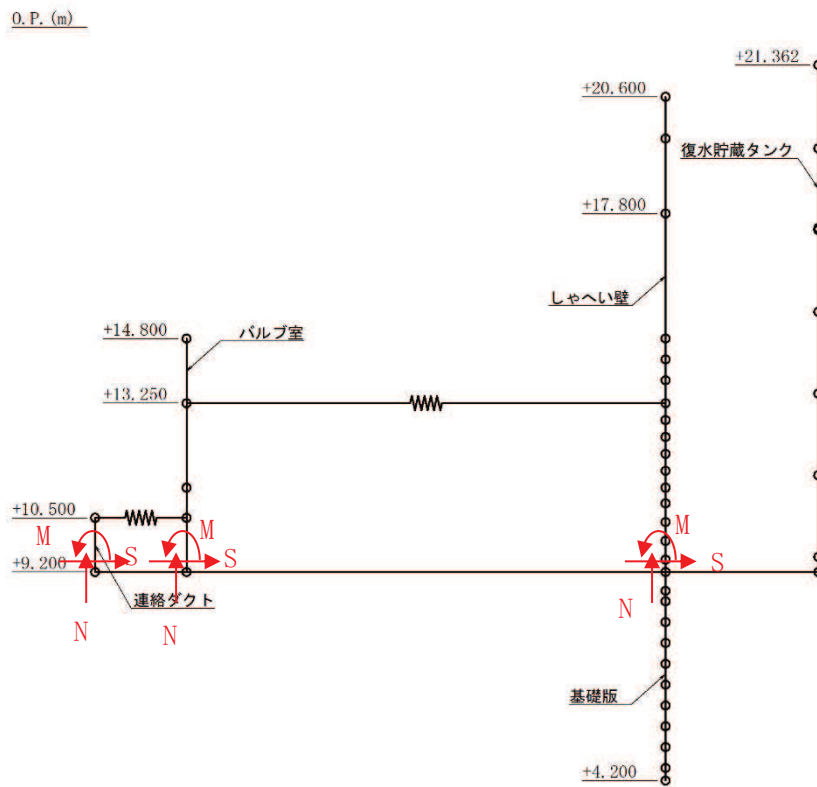


図 3-3 地震応答解析における上部工反力の抽出位置

3.3 下部構造モデルの三次元構造解析結果

上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力を用いて、下部構造モデルの三次元構造解析を実施する。

上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力を用いた場合（以下「影響検討ケース」という。）及び地震応答解析から算定した上部工反力を用いた場合（以下「現設計ケース」という。）の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表3-4に、せん断破壊に対する評価結果を表3-5に示す。同表より、影響検討ケースにおいても、発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。また、現設計ケースの照査値は影響検討ケースの照査値と比べて同等以上となっており、現設計ケースが保守的な荷重設定となっていることを確認した。なお、軸力には面内せん断力を組合せて、照査値が保守的となるように評価している。同じ評価位置で影響検討ケースと現設計ケースの設計断面力を比較すると、評価位置211は同等となっており、評価位置213は現設計ケースの方が大きくなっている。これは3.2節で述べたように各部材の上部工反力が保守的に載荷されているためである。

影響検討ケース及び現設計ケースの断面力分布図を図3-5に示す。また、各ケースについて、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊それぞれの照査値最大となる要素位置図を図3-6に示す。

表 3-4(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

ケース	評価位置*1	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力*2 (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 σ'_c / σ'_{ca}
影響検討ケース	211	-2906	-98	1.1	11.7	0.10
	213	-391	-120	0.5	11.7	0.05
現設計ケース	211	-3087	-110	1.2	11.7	0.11
	213	-1168	112	1.4	11.7	0.12

注記*1：評価位置を図 3-4 に示す。照査値最大となる要素位置を図 3-6 に示す。

*2：軸力は引張が正。

表 3-4(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

ケース	評価位置*1	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力*2 (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 σ_s / σ_{sa}
影響検討ケース	211	-2906	377	76	294	0.26
	213	-452	72	39	294	0.14
現設計ケース	211	-3087	221	73	294	0.25
	213	-1067	548	123	294	0.42

注記*1：評価位置を図 3-4 に示す。照査値最大となる要素位置を図 3-6 に示す。

*2：軸力は引張が正。

表 3-5 せん断破壊に対する評価結果

ケース	評価位置*	発生せん断力 (kN/m)	発生応力度 τ_d (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_d / τ_{a1}
影響検討ケース	213	488	0.23	0.63	0.37
現設計ケース	213	874	0.40	0.63	0.64

注記*：評価位置を図 3-4 に示す。照査値最大となる要素位置を図 3-6 に示す。

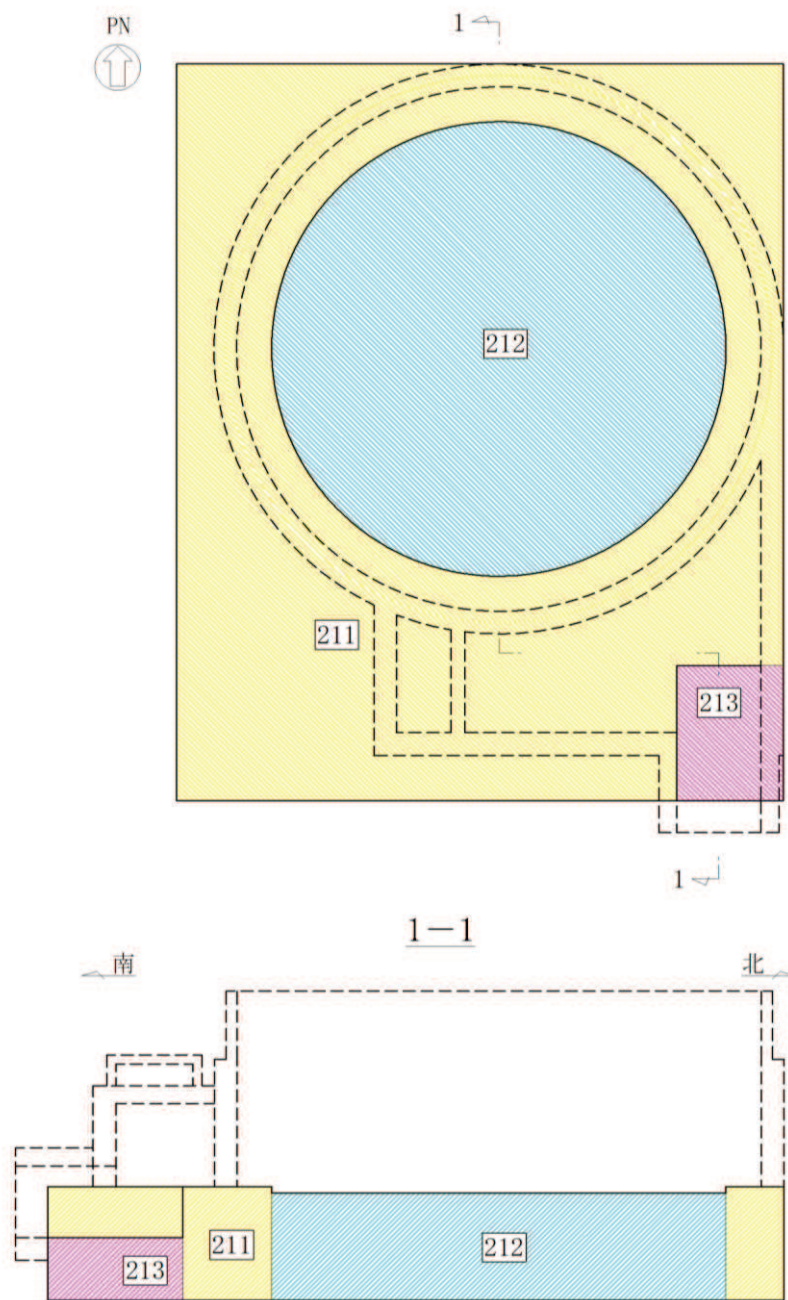
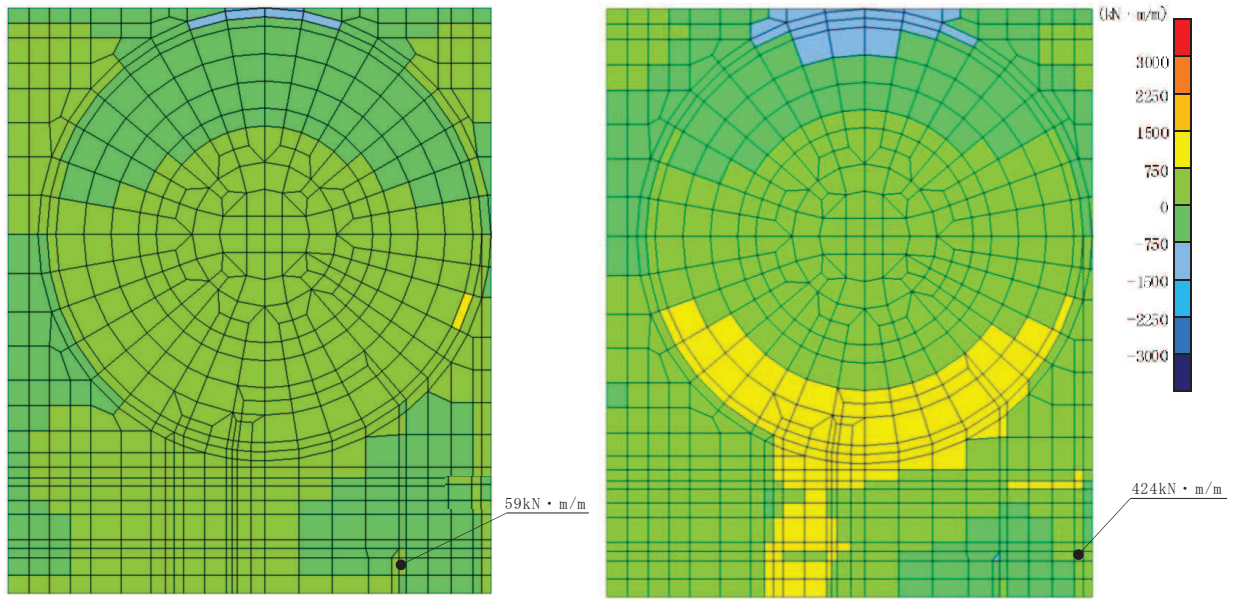


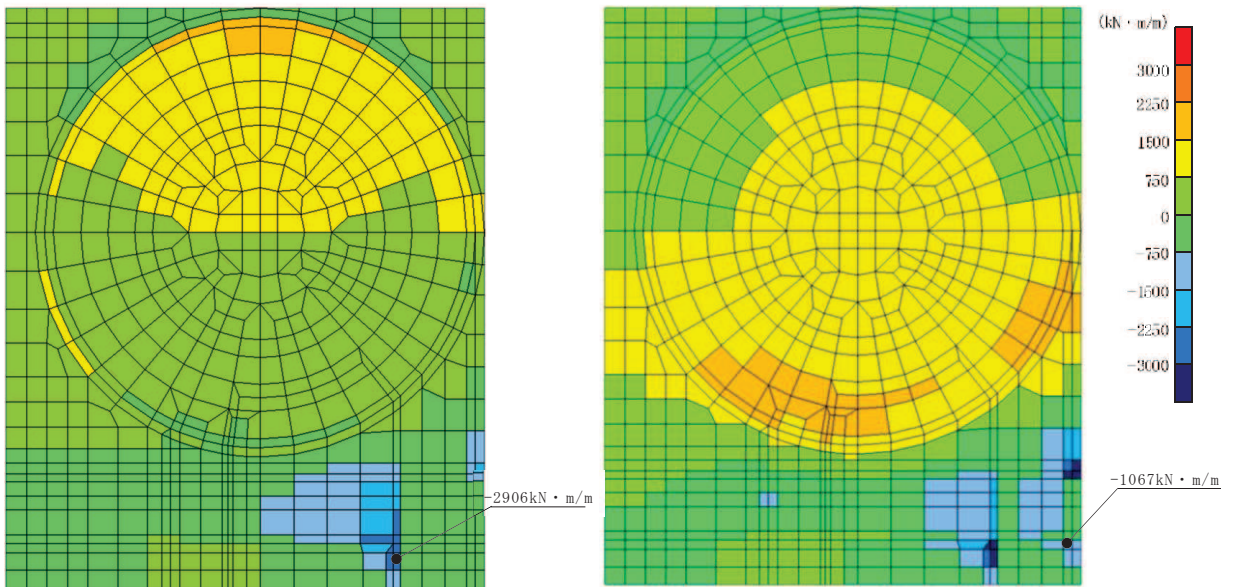
図 3-4 評価位置図



(a) 影響検討ケース

(b) 現設計ケース

図 3-5(1) 基礎版の断面力分布図 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)



(a) 影響検討ケース

(b) 現設計ケース

図 3-5(2) 基礎版の断面力分布図 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)

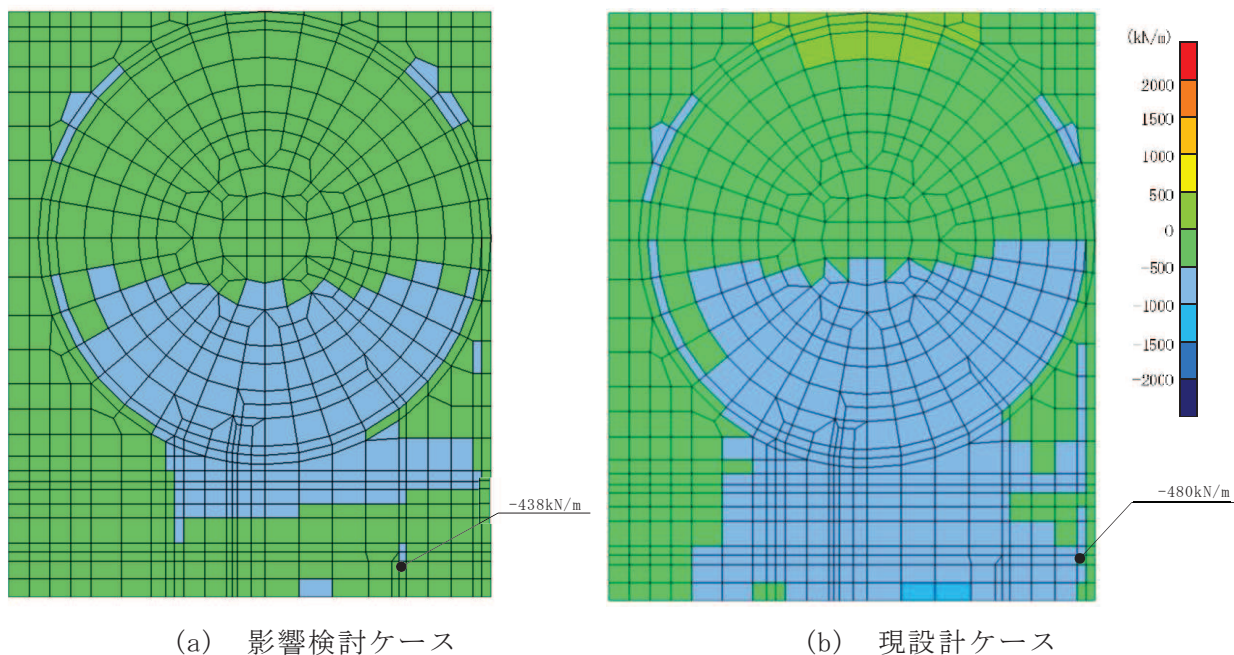


図 3-5(3) 基礎版の断面力分布図 (軸力 (kN/m) : N_x)

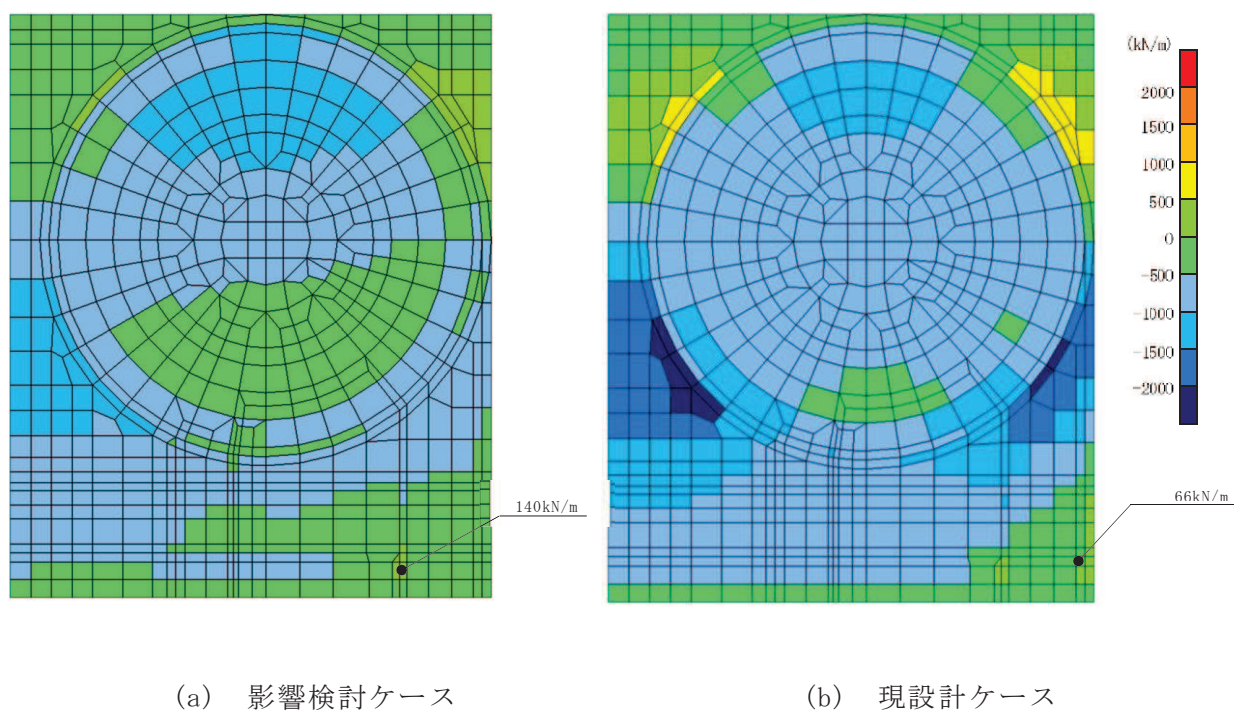
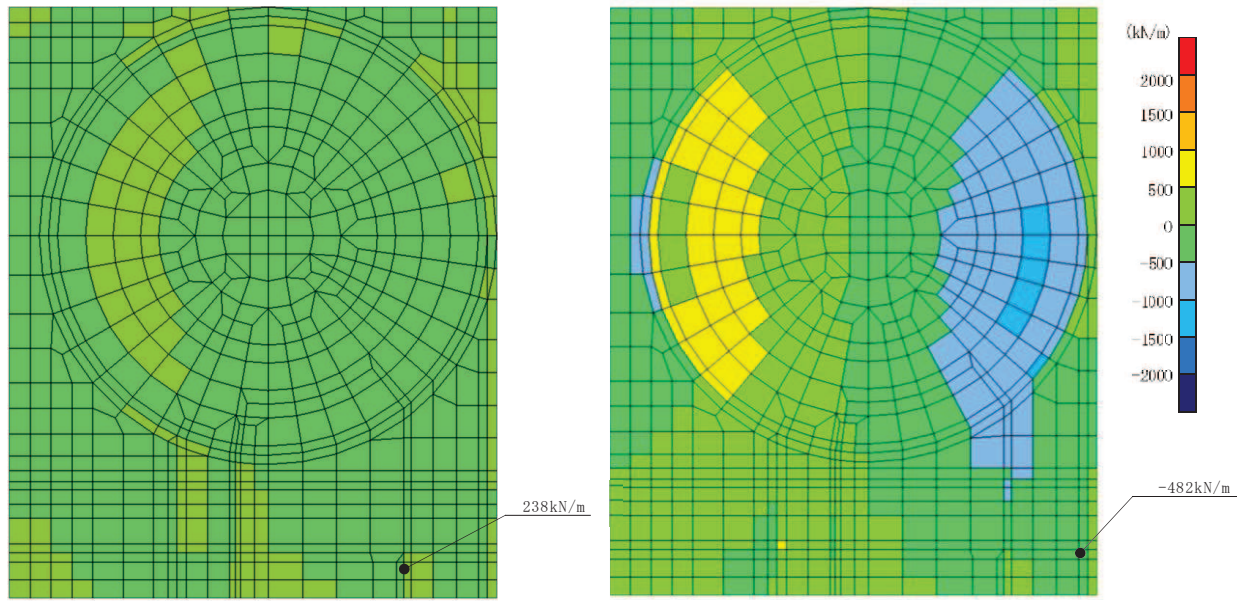


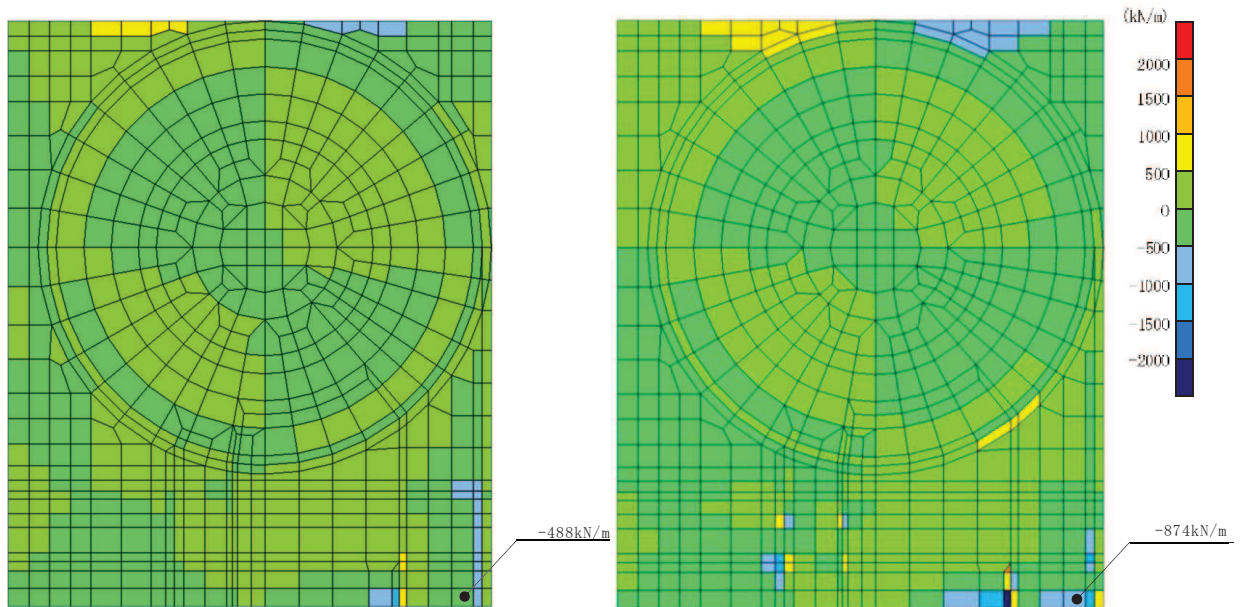
図 3-5(4) 基礎版の断面力分布図 (軸力 (kN/m) : N_y)



(a) 影響検討ケース

(b) 現設計ケース

図 3-5(5) 基礎版の断面力分布図 (面内せん断力 (kN/m) : N_{xy})



(a) 影響検討ケース

(b) 現設計ケース

図 3-5(6) 基礎版の断面力分布図 (せん断力 (kN/m) : Q_x)

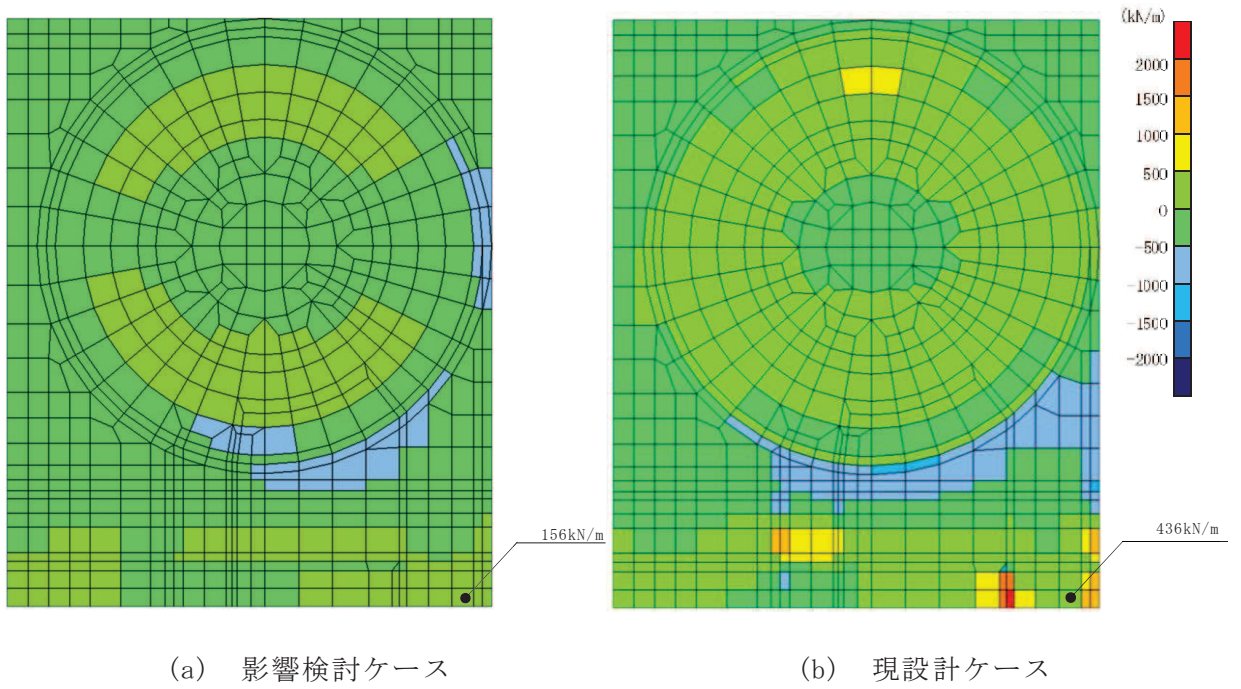


図 3-5(7) 基礎版の断面力分布図 (せん断力 (kN/m) : Q_y)

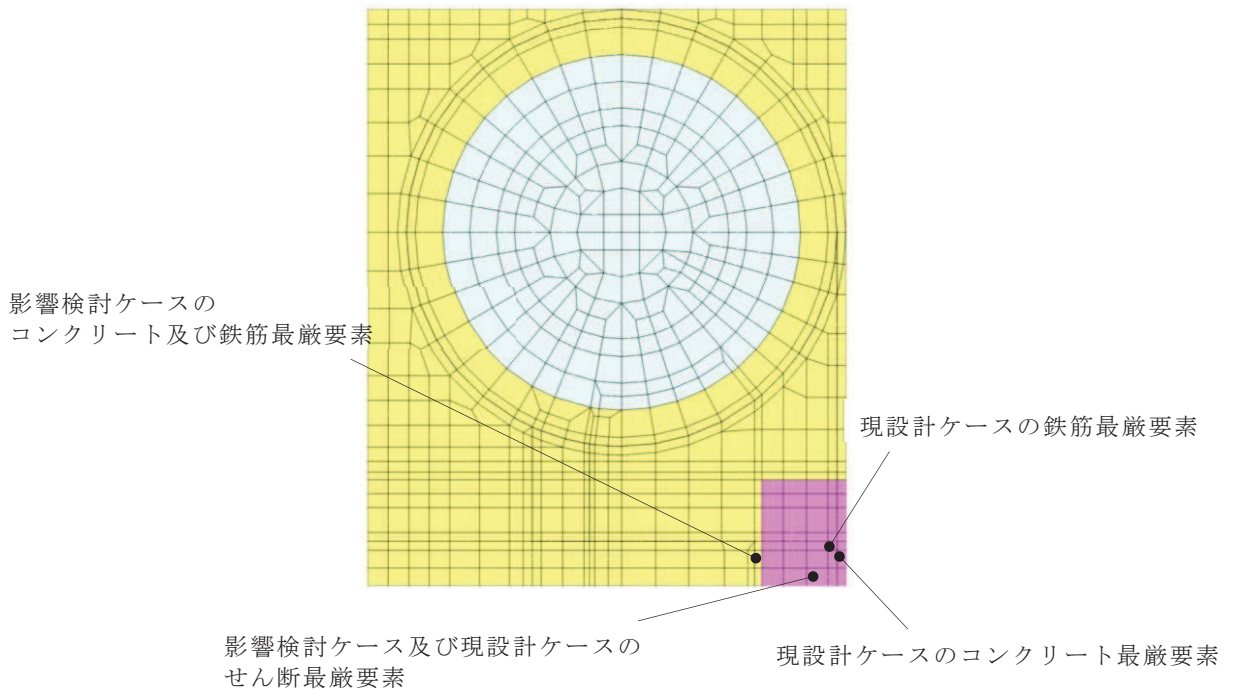


図 3-6 照査値最大となる要素位置図

3.4 地震応答解析に基づく上部工反力採用の妥当性

復水貯蔵タンク基礎の耐震評価では、上部構造（しゃへい壁，バルブ室，連絡ダクト）と下部構造（基礎版）を2つに分けて構造解析を実施し，それぞれの構造解析の入力荷重を地震応答解析の地震時応答から個別に算定している。この2つの構造解析を個別に実施していることの保守性を確認するため，上部構造の構造解析を実施した後に，その下端反力を用いて基礎版の構造解析を実施し，評価結果を比較した。

その結果，地震応答解析の地震時応答から算定した上部工反力の方が，上部構造の構造解析の下端反力から算定した上部工反力よりも大きくなることに加えて，荷重の載荷範囲が部分的であることから局所的な応力集中が大きくなるため，照査値が保守的に評価されることを確認した。

4. 上部工反力に対する比較考察

4.1 モデル化方法の違いによる曲げモーメントへの影響

3.2 節の表 3-2 及び表 3-3 に示すとおり、三次元構造解析から算定した曲げモーメント（表 3-2 に該当）よりも地震応答解析から算定した曲げモーメント（表 3-3 に該当）の方が顕著に大きくなっている。三次元構造解析モデルと地震応答解析モデルのモデル化方法に関する差異は、しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトの各構造部材の耐震壁としての剛性の考慮方法の違いによるものである。

構造部材のモデル化方法の違いが、曲げモーメントへ与える影響について、表 4-1 に示す単純なモデルにより説明する。

上部構造を 2 つの部材で構成された矩形断面（高さ L ，奥行き幅 b ，荷重方向幅 $4h$ （= h [部材 1]+ $3h$ [部材 2]））の片持ちばりで仮定し、2 つの部材が一体となって挙動する場合（三次元構造解析のモデル化イメージ）と 2 つの部材が独立して挙動する場合（地震応答解析のモデル化イメージ）について、部材の頂部に水平荷重 $4P$ （= P [部材 1]+ $3P$ [部材 2]）を作用させたときの基部の曲げモーメントを算定した。その結果、基礎版の図心位置回りとなる構造物全体の曲げモーメント（ $M_1+M_2+M_3$ と $M_1'+M_2'$ ）を各々算定すると、両モデルは同じ曲げモーメント（ M ）となる。一方で、各部材範囲に分解して、2 つのモデルによる各部材の局所的な曲げモーメント（部材が一体となって挙動する場合： M_1, M_2 ，部材が独立に挙動する場合： M_1', M_2' ）を比較すると、部材が独立に挙動する場合の方が顕著に大きくなる。

なお、3.2 節の表 3-2 に示した上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力の曲げモーメントは、上部構造の部材単位で集計したものであり、表 4-1 に示す基礎版の図心位置回りとなる構造物全体の曲げモーメントとの差分（ M_3 ）を記載していない。そこで、この M_3 も含めて、三次元構造解析と地震応答解析で算定した曲げモーメントの内訳を表 4-2 に示す。曲げモーメントの合計に対する比率は 1.38 となり、地震応答解析の方が大きくなる。両者の差異は、上載盛土のモデル化方法の違いによるものであることを次節で考察する。

表 4-1 構造部材のモデル化方法の違いが曲げモーメントに与える影響

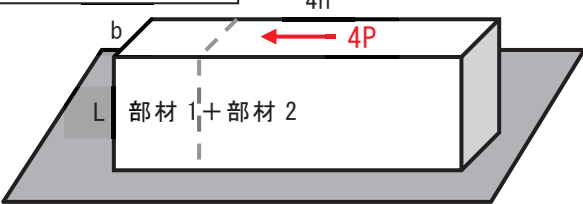
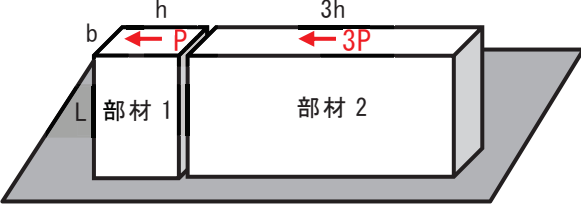
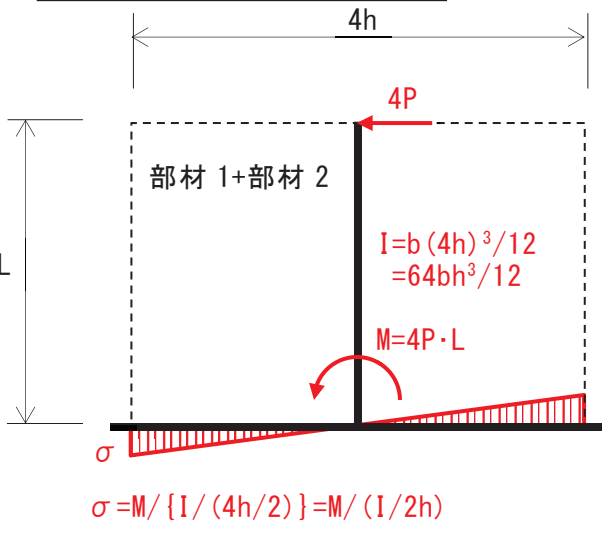
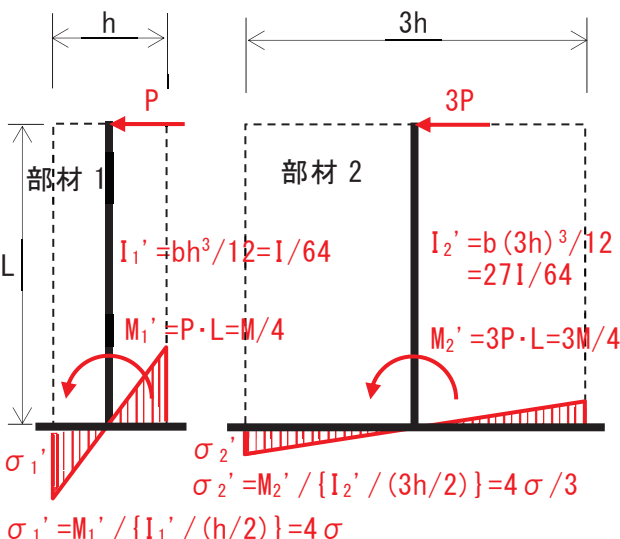
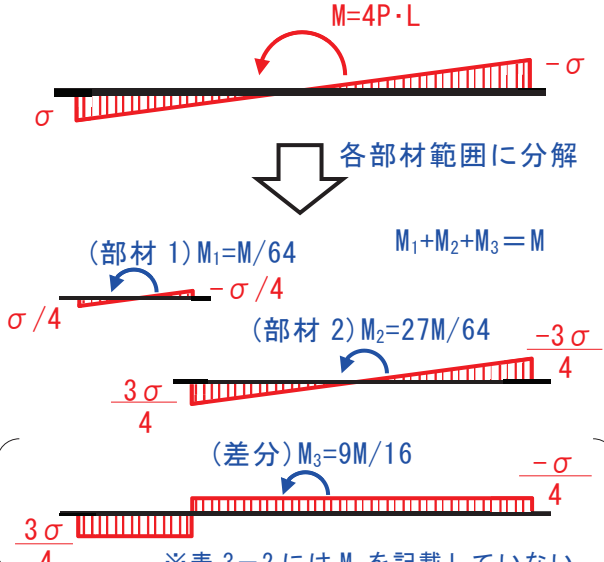
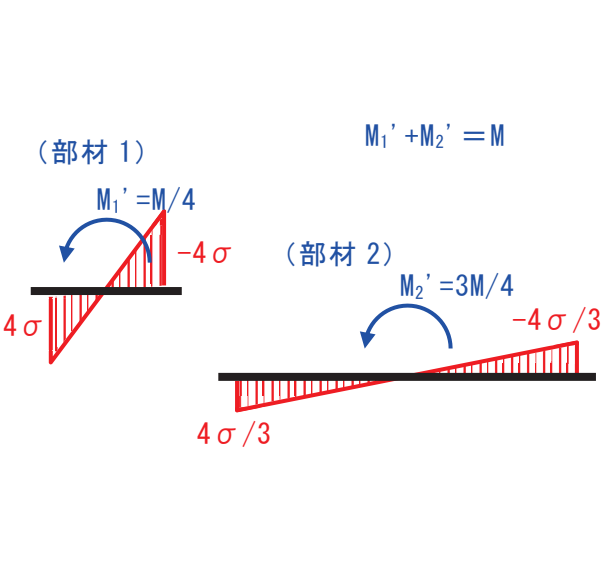
三次元構造解析から算定した 曲げモーメントの解説 (表 3-2 に該当)	地震応答解析から算定した 曲げモーメントの解説 (表 3-3 に該当)
解析方法 三次元構造解析 (部材全体を一体でモデル化)	地震応答解析 (各部材を独立してモデル化)
モデル化イメージ 	
部材直下の曲げモーメント  $I = b(4h)^3/12 = 64bh^3/12$ $M = 4P \cdot L$ $\sigma = M / \{I / (4h/2)\} = M / (I/2h)$	 $I_1' = bh^3/12 = I/64$ $I_2' = b(3h)^3/12 = 27I/64$ $M_1' = P \cdot L = M/4$ $M_2' = 3P \cdot L = 3M/4$ $\sigma_1' = M_1' / \{I_1' / (h/2)\} = 4\sigma$ $\sigma_2' = M_2' / \{I_2' / (3h/2)\} = 4\sigma/3$
基礎版に載荷する上部工反力 (表 3-2 及び表 3-3 のM)	
 <p>各部材範囲に分解</p> <p>(部材 1) $M_1 = M/64$ $M_1 + M_2 + M_3 = M$</p> <p>(部材 2) $M_2 = 27M/64$</p> <p>(差分) $M_3 = 9M/16$</p> <p>※表 3-2 には M_3 を記載していない</p>	 <p>(部材 1) $M_1' + M_2' = M$</p> <p>$M_1' = M/4$ -4σ</p> <p>(部材 2) $M_2' = 3M/4$ $-4\sigma/3$</p>

表 4-2 上部工反力を算定した各解析における曲げモーメントの内訳

集計範囲	曲げモーメント (kN・m)		比率 ②／①
	①三次元構造解析* ¹	②地震応答解析* ²	
しゃへい壁	59850	238552	—
バルブ室	6518	16957	
連絡ダクト	-592	5006	
構造物全体との差分	122334* ³	—	
合計	188110	260515	1.38

注記*1：表 3-2 の曲げモーメント（構造物全体との差分は*3 参照）。

*2：表 3-3 の曲げモーメント。

*3：三次元構造解析の上部工反力による基礎版図心位置回りの構造物全体の曲げモーメントと、しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクトの各部材図心位置回りで集計した曲げモーメントとの差分で，表 4-1 の差分 M₃ に対応する曲げモーメント。

4.2 上載盛土のモデル化方法の違いによる曲げモーメントへの影響

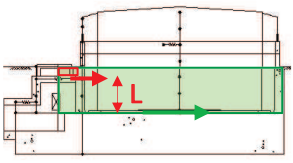
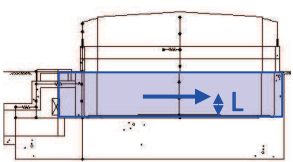
しゃへい壁及びバルブ室については、地震応答解析モデルで基礎版及びバルブ室上の盛土重量を上部構造の質点に含めてモデル化している。そのため、本来は基礎版及びバルブ室上面に作用する盛土の水平慣性力を、保守的に上部構造の質点位置に作用させることにより、上部工反力の曲げモーメントが大きく評価されている。なお、連絡ダクトについては、地震応答解析で質点としてモデル化した上載盛土が少なく、その影響は小さい。

表 4-3 に両解析方法において、しゃへい壁とバルブ室における上載盛土の水平慣性力による上部工反力（せん断力、曲げモーメント）を概算した結果を示す。なお、水平震度は地震応答解析の当該照査時刻の発生加速度から換算し、 $kh=1.0$ とした。上部工反力の曲げモーメントは地震応答解析の方が顕著に大きく、しゃへい壁で 8.69 倍、バルブ室で 6.04 倍となる。また、両解析方法による曲げモーメントの差は、しゃへい壁で $46722\text{kN}\cdot\text{m}$ 、バルブ室で $21406\text{kN}\cdot\text{m}$ となり、地震応答解析の曲げモーメントが合計で $68128 (=46722+21406)\text{kN}\cdot\text{m}$ 大きくなる。これが地震応答解析で算定した上部工反力による基礎版設計の保守性となっている。

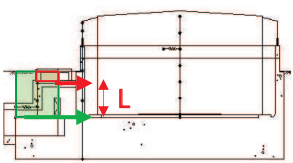
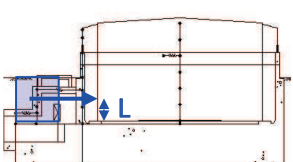
地震応答解析における曲げモーメントから、設計上の保守性となる上載盛土の影響による曲げモーメントの差分を除いて、表 4-2 を再集計した結果を表 4-4 に示す。設計上の保守性となる上載盛土の影響を除くと、三次元構造解析と地震応答解析による曲げモーメントの比率は 1.02 となり、両者は同程度となる。

表 4-3 解析方法の違いによる上載盛土の上部工反力への影響比較

(a) シャへい壁

解析方法	盛土慣性力の 考慮範囲と 作用高さ L^{*1}	部位	盛土 重量 W (kN)	作用 高さ L (m)	せん断力 $W \cdot kh^{*2}$ (kN)	曲げモーメント $W \cdot kh \cdot L^{*2}$ (kN・m)
三次元 構造解析		バルブ室上	1500	4.05	1500	6076
		基礎版上	17356	0.00	17356	0
		全体	18857	—	18857	6076
地震応答 解析		全体	18857	2.80	18857	52798
比率（地震応答解析／三次元構造解析）			1.00	—	1.00	8.69
差（地震応答解析－三次元構造解析）			—	—	—	46722

(b) バルブ室

解析方法	盛土慣性力の 考慮範囲と 作用高さ L^{*1}	部位	盛土 重量 W (kN)	作用 高さ L (m)	せん断力 $W \cdot kh^{*2}$ (kN)	曲げモーメント $W \cdot kh \cdot L^{*2}$ (kN・m)
三次元 構造解析		バルブ室上	1050	4.05	1050	4251
		基礎版上	8114	0.00	8114	0
		全体	9163	—	9163	4251
地震応答 解析		全体	9163	2.80	9163	25657
比率（地震応答解析／三次元構造解析）			1.00	—	1.00	6.04
差（地震応答解析－三次元構造解析）			—	—	—	21406

注記*1：地震応答解析における盛土慣性力の作用高さは、 $L = \text{盛土高さ} \times 1/2$ とした。

*2： kh ：水平震度（=1.0）

表 4-4 上載盛土の影響を考慮した各解析における曲げモーメントの比較

集計範囲	曲げモーメント (kN・m)		比率 ②／①
	①三次元構造解析 ^{*1}	②地震応答解析 ^{*2}	
しゃへい壁	59850	238552	—
バルブ室	6518	16957	
連絡ダクト	-592	5006	
構造物全体との差分	122334 ^{*3}	—	
小計①	188110	260515	1.38
上載盛土の影響②	—	68128 ^{*4}	—
合計(①-②)	188110	192387	1.02

注記*1：表 3-2 の曲げモーメント（構造物全体との差分は*3 参照）。

*2：表 3-3 の曲げモーメント。

*3：三次元構造解析の上部工反力による基礎版図心位置回りの構造物全体の曲げモーメントと、しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトの各部材図心位置回りで集計した曲げモーメントとの差分で、表 4-1 の差分 M₃ に対応する曲げモーメント。

*4：表 4-3 に示すしゃへい壁の曲げモーメントの差（46722kN・m）とバルブ室の曲げモーメントの差（21406kN・m）の和。

4.3 上部工反力に対する比較考察のまとめ

上部工反力の曲げモーメントが三次元構造解析と地震応答解析とで異なる要因として、上部構造のモデル化方法の違いによる影響を分析した。

構造部材のモデル化方法の違いによる影響を把握するため、構造部材が一体となって挙動する場合（三次元構造解析のモデル化イメージ）と構造部材が独立して挙動する場合（地震応答解析のモデル化イメージ）の曲げモーメントを確認した。その結果、独立して挙動する場合は一体となって挙動する場合に比べて、構造物全体の曲げモーメントは同等となるものの、各部材位置で局所的に大きな曲げモーメントが作用することを確認した。

また、地震応答解析では上載盛土の水平慣性力を保守的に上部構造の質点位置に作用させていることについて、三次元構造解析との違いを概算した結果、上載盛土による上部工反力の曲げモーメントは、地震応答解析の方が三次元構造解析よりも大きくなることを確認した。

参考資料5 三次元動的解析を用いた復水貯蔵タンク基礎の
円筒型しゃへい壁への土圧分布の検証について

1. はじめに

屋外重要土木構造物の耐震安全性は、構造物へ作用する地震時荷重を地盤－構造物連成の二次元断面による地震応答解析で算定し、この地震時荷重を三次元モデルに載荷する構造解析を実施することで評価することを基本としている。構造物が単純な形状で無い場合は、形状の異なる部位ごとに複数の二次元断面による地震応答解析を実施し、地震時荷重を算定する。

復水貯蔵タンク基礎は、図 1-1 に示す円筒形のしゃへい壁と矩形のバルブ室他を組み合わせた構造で、奥行き方向に断面形状が変化する複雑な形状となっている。そのため、この断面間の相互影響の評価が難しいことから、複数の二次元断面ではなく、ばね質点系の 1 モデルに集約した二次元モデルで地震応答解析を実施し、その結果から保守的な地震時荷重を設定して、三次元構造解析により耐震評価を実施している。

地震応答解析では基礎版の両外壁面上に仮想背面を仮定し、仮想背面に作用する地震時土圧を抽出して、三次元モデルの奥行き方向に一樣となる地震時土圧を載荷した構造解析を実施している。また、仮想背面内の盛土は構造物と共に質点としてモデル化し、地震応答解析により得られた盛土慣性力を、三次元構造解析で直下の基礎上面に一樣な分布荷重として水平方向に載荷している。

以上を踏まえ、以下の検証項目に対し、地震時荷重が適切に評価されていることを確認する。

検証①：構造形状の影響

- ・ 復水貯蔵タンク基礎は、円筒形のしゃへい壁、矩形のバルブ室・バルブ室（ハッチ部）・連絡ダクトから構成される複雑な構造である。
- ・ 二次元地震応答解析において、各部材をばね質点系でモデル化することにより、構造物と地盤の相互作用を考慮した土圧が適切に評価できているか検証する。

検証②：基礎盛土の慣性力の影響

- ・ 復水貯蔵タンク基礎はバルブ室、連絡ダクト及び基礎版に上載盛土がある。また、北側のしゃへい壁外側の基礎版上には基礎の延長方向で分布が異なる三角形の上載土がある。
- ・ 二次元地震応答解析において、上載盛土を質量としてモデル化して慣性力を評価することにより、躯体に作用する土圧が適切に評価できているか検証する。
(上載土を質量として考慮するモデル化は道路橋示方書に準拠している。)

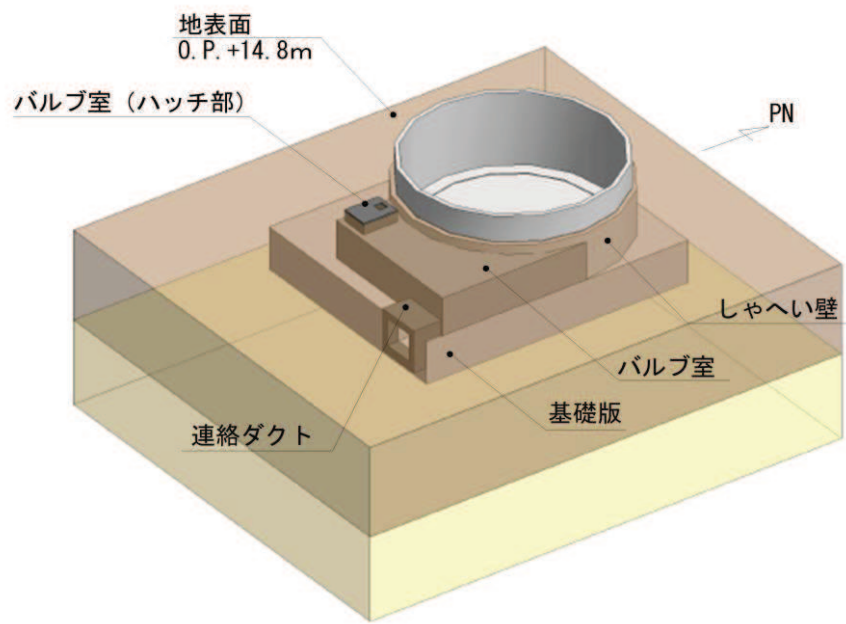


図 1-1 復水貯蔵タンク基礎の鳥瞰図

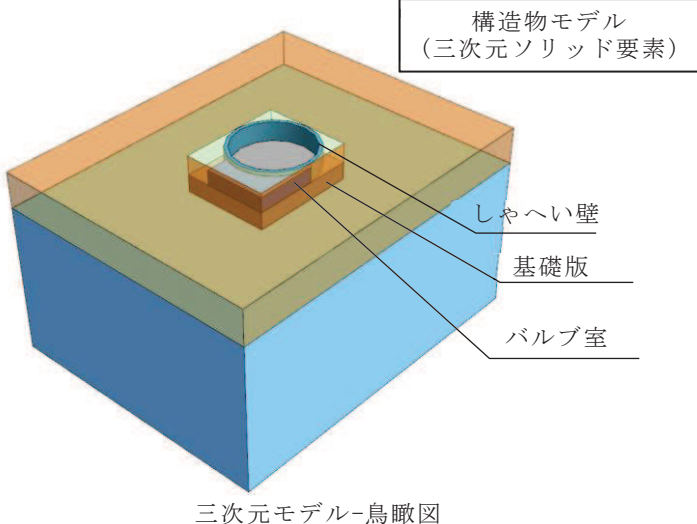
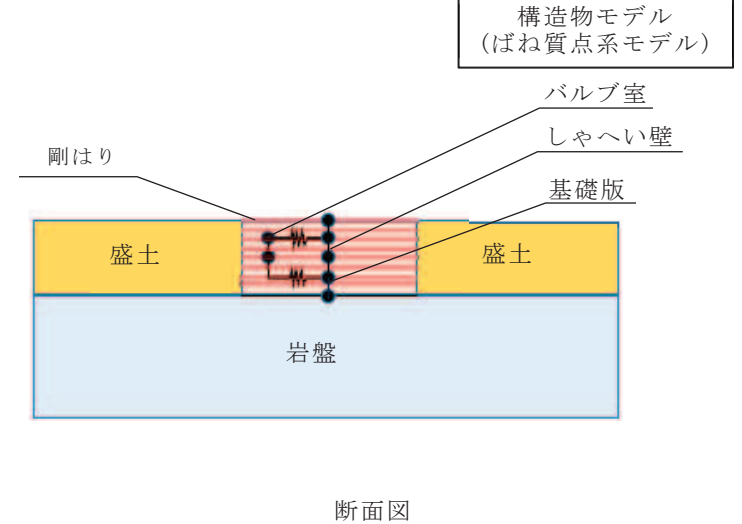
2. 評価方針

構造物の三次元形状を模擬し、構造物と地盤の相互作用を考慮した三次元地震応答解析により、次の方針で二次元ばね質点系モデルで算定した作用土圧の検証を行う。

- ・「周辺地盤を三次元ソリッド要素，構造物を三次元ソリッド要素でモデル化した場合（モデル①）」と「周辺地盤を二次元平面ひずみ要素，構造物を二次元ばね質点系モデルでモデル化した場合（モデル②）」について，地震応答解析によって各部材の側壁に作用する土圧の比較を行う。
- ・構造物は復水貯蔵タンク基礎の構造を簡略化し，円筒形のしゃへい壁と矩形のバルブ室及び基礎版から構成される構造とする。
- ・地震応答解析における構造物及び地盤は，線形弾性としてモデル化する。

解析モデルの概要を表 2-1 に示す。

表 2-1 解析モデルの概要

	モデル① 構造物：三次元ソリッド要素，周辺地盤：三次元ソリッド要素	モデル② 構造物：ばね質点系モデル，周辺地盤：二次元平面ひずみ要素
モデル化の考え方	・実現象の再現を目的とした三次元の線形弾性モデル	・モデル①との比較のため，二次元地震応答解析のばね質点系モデルによる線形弾性モデル
概念図	 <p>三次元モデル-鳥瞰図</p>	 <p>断面図</p>
構造物のモデル化	・しゃへい壁，バルブ室及び基礎版を三次元ソリッド要素によりモデル化する。	<ul style="list-style-type: none"> しゃへい壁，バルブ室及び基礎版をばね質点系によりモデル化する。 しゃへい壁とバルブ室はバルブ室の頂版位置で接続されていることから，頂版の水平方向剛性を考慮したばね要素で連結する。 三次元ソリッド要素と比較して，局所的な変形を考慮しないモデルであることから，地震時荷重を保守的に評価する見込みである。
地盤のモデル化	・周辺地盤を三次元ソリッド要素でモデル化し，バルブ室及び基礎版の上載土についても，三次元ソリッド要素でモデル化する。	・周辺地盤を二次元平面ひずみ要素でモデル化し，バルブ室及び基礎版の上載土は，ばね質点系モデルの質点に重量として考慮する。
構造物と地盤の相互作用の考慮方法	・周辺地盤及び構造物の上載土を三次元ソリッド要素でモデル化することで，直接的に構造物と地盤の相互作用を考慮する。	・構造物の外形を矩形とし，しゃへい壁及び基礎版の節点から側方の周辺地盤に剛はり要素を設定し，周辺地盤との相互作用を考慮する。
土圧の検証	<ul style="list-style-type: none"> モデル①とモデル②の地震応答解析結果から算定される各部材（しゃへい壁及びバルブ室）への土圧の比較を行う。 モデル②により算定される土圧がモデル①により算定される土圧よりも保守的であること，又は同等であることを確認する。 	

3. 評価条件

3.1 モデル化する構造物形状

本検討では、円筒形と矩形の形状が組み合わさった構造物に作用する土圧，並びに構造物上の土砂の慣性力の影響を把握することが目的である。そこで，円筒形のしゃへい壁地中部，矩形の地下構造物で上載土の載ったバルブ室及び基礎版に着目し，外形線を簡略化してモデル化する。具体的には，次のとおりとする。

しゃへい壁：地中部のみモデル化し，壁厚を 1.0m で均一とした円筒形構造とする。

バルブ室：壁厚 0.8m の頂版を連続してハッチ部の開口を閉じた構造とする。

基礎版：上方のしゃへい壁及びバルブ室の外形線の範囲に縮幅した矩形の平面形状とし，部材厚は一律 5.0m とする。

連絡トレンチ：モデル化せず，バルブ室との境界部の開口は，バルブ室の南側側壁を延長して閉じる。

図 3-1 にモデル化する構造物の鳥瞰図，図 3-2 に構造図を示す。

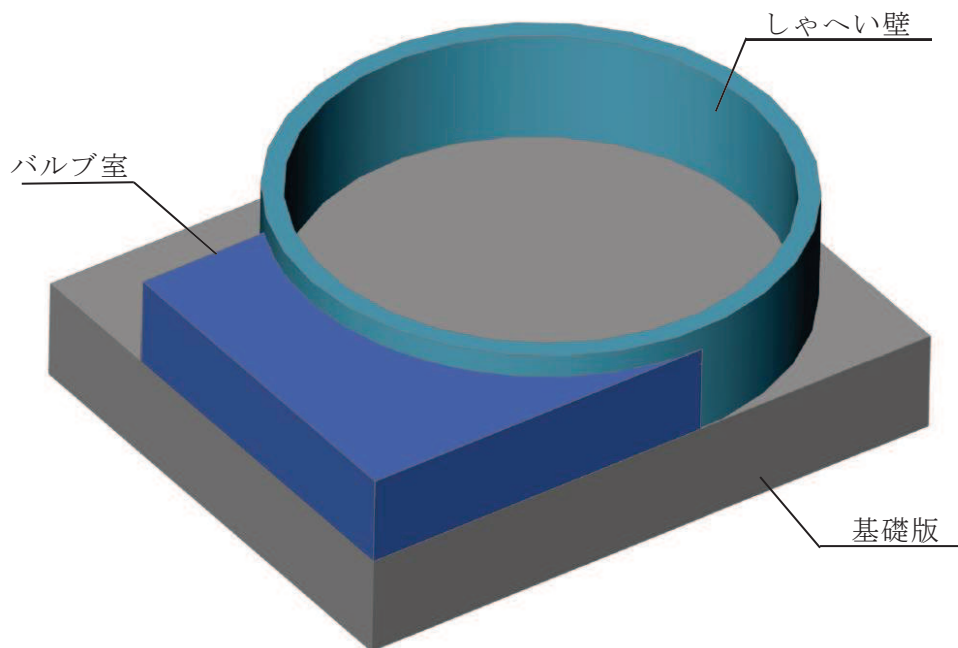


図 3-1 モデル化する構造物の鳥瞰図

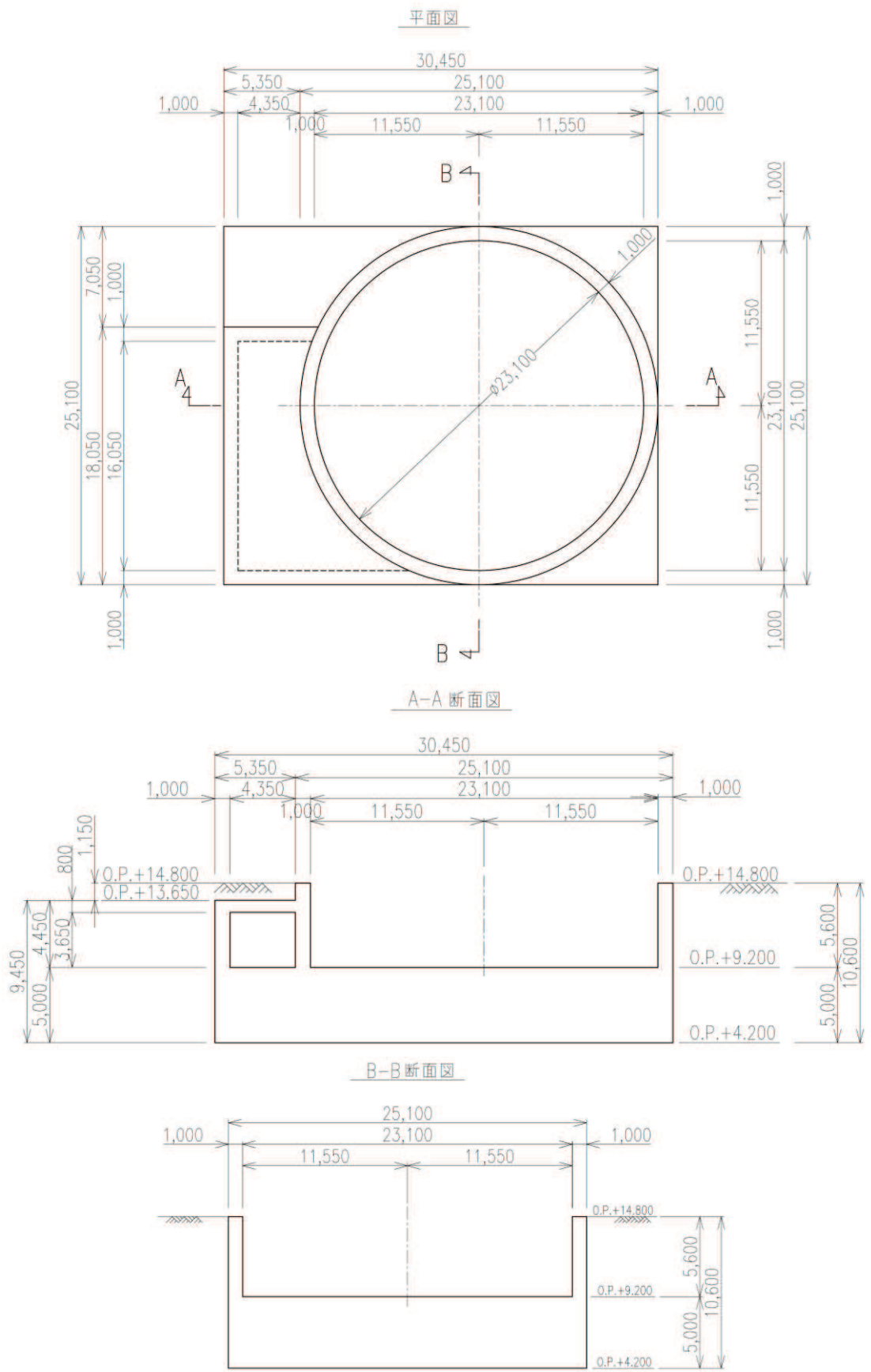


図 3-2 モデル化する構造図

3.2 モデル化する地盤構造及び地盤物性値

本検討では、復水貯蔵タンク基礎の直下地盤を水平成層構造でモデル化する。モデル化範囲は、第4速度層の岩盤が分布するO.P.-30m以浅をモデル化する。また、各地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

水平成層でモデル化する地盤構造及び地盤物性値を表3-1に示す。

表3-1 モデル化する地盤構造及び地盤物性値

標高 O.P. (m)	土層	単位体積 重 量 γ (kN/m ³)	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν	減衰 h (%)
14.800	盛土 (地下水位以浅) ▽	18.6	*2	0.48	*3
+4.200*1	C _M 級砂岩 (第2速度層)	25.2	1.5×10 ³	0.44	3
-15.567	C _M 級砂岩 (第3速度層)	25.2	5.7×10 ³	0.40	3
-16.357	C _H 級砂岩 (第3速度層)	26.2	5.9×10 ³	0.40	3
-26.687	C _H 級砂岩 (第4速度層)	26.2	13.2×10 ³	0.36	3
-30.000					

注記*1：設計用地下水位を示す。解析用地下水位は、O.P.+4.200m（岩盤表面）である。

*2：小ひずみ領域： $G_0 = 382 \sigma^{0.71} \geq 49.3$ $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)$

大ひずみ領域： $G_0 = E_s / 2(1 + \nu_s)$ $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_m)$

*3： $h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$ ただし、初期値を3%とする。

3.3 構造物の材料物性値

構造物の使用材料及び材料物性値を表 3-2 に示す。

表 3-2 使用材料及び物性値

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
コンクリート (設計基準強度 20.5N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	2.33×10 ⁴
	ポアソン比	0.2

3.4 地下水位

解析用地下水位は，岩盤表面（O.P. +4.2m）とする。

3.5 荷重条件

構造物の重量は，鉄筋コンクリートの単位体積重量 24.0kN/m^3 を用いて算出する。なお，機器・配管重量，上載荷重及び地表面上載荷重，静水圧及び揚圧力は考慮しない。

地震動は，本編の基本ケース①のうち，しゃへい壁，バルブ室及び基礎版の照査値が最も厳しくなる地震動 $S_s - D 2 (++)$ を検討用地震動とする。

表 3-3 に照査値を一覧する。

表 3-3 工認補足説明資料の照査値一覧（基本ケース①）*

照査項目	評価部位	最厳照査値	地震動
曲げ・軸力系の破壊	しゃへい壁（地中部）	0.16	$S_s - D 2 (-+)$
	バルブ室（頂版）	0.08	$S_s - D 1 (-+)$
	バルブ室（南壁）	0.13	$S_s - D 1 (-+)$
	バルブ室（東西壁）	0.11	$S_s - D 2 (++)$
	バルブ室（隔壁）	0.08	$S_s - D 1 (-+)$
	基礎版	0.42	$S_s - D 2 (++)$
せん断破壊	しゃへい壁（地中部）	0.94	$S_s - D 2 (++)$
	バルブ室（頂版）	0.34	$S_s - F 1 (++)$
	バルブ室（南壁）	0.71	$S_s - D 1 (-+)$
	バルブ室（東西壁）	0.84	$S_s - D 2 (++)$
	バルブ室（隔壁）	0.18	$S_s - D 2 (-+)$
	基礎版	0.62	$S_s - D 2 (++)$

注記*： 0.94 は，最厳照査値の中で最大となる照査値と地震動を示す。

4. 地震応答解析

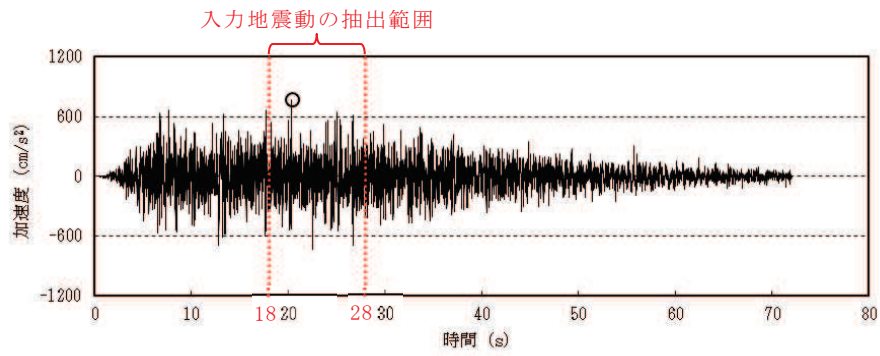
4.1 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「VI-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。

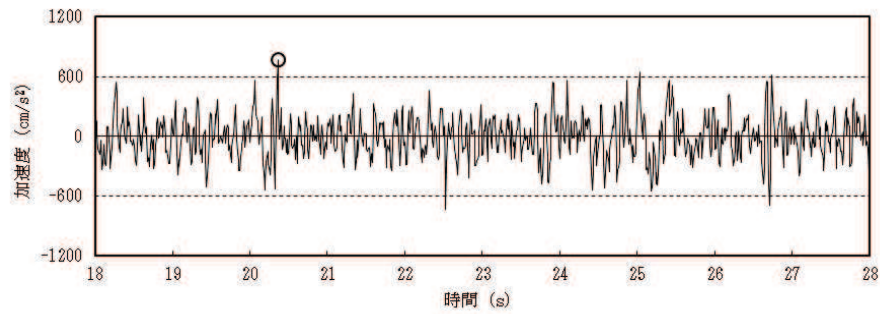
図 4-1 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver. 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

本検討では構造形状の特殊性及び構造物上の盛土慣性力が、水平方向の地震時土圧に与える影響を把握することが目的である。そこで、今回着目する地震時土圧に支配的な荷重となる水平動による単独加振とする。

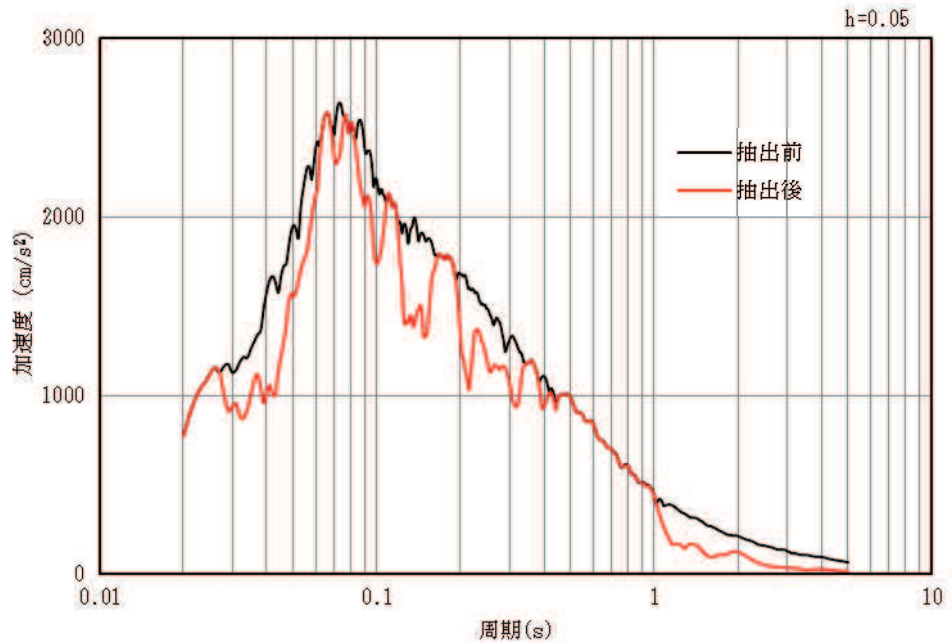
また、入力地震動は最大加速度の発生する 20.36 秒を含む、18 秒～28 秒の 10 秒間を抽出する。図 4-1 に示した抽出前後の加速度応答スペクトルにおいて、抽出後の加速度応答値が抽出前よりも若干小さくなる周期もあるが、盛土が振動する一次周期となる 0.56 秒では、両者は一致している。



(a) 作成した入力地震動全体の加速度時刻歴波形



(b) 地震応答解析用に抽出した加速度時刻歴波形



(c) 加速度応答スペクトル (h=5%)

図 4-1 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
(水平成分：S s - D 2)

4.2 地震応答解析手法

地震応答解析は、水平地震動の南北方向単独加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法は三次元及び二次元の有限要素法による全応力解析とする。

地震応答解析については、解析コード「SLAP Ver. 6.65」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、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。

4.3 地震応答解析モデル

(1) 解析モデルの設定

復水貯蔵タンク基礎は、基礎版、基礎版上のしゃへい壁及びバルブ室を次の通りモデル化する。

モデル①：三次元ソリッド要素

モデル②：各部材と等価な剛性を有する線形はり要素，ばね要素及び質点

地盤については、水平成層の線形要素でモデル化する。なお、地盤剛性及び減衰のひずみ依存性を持つ盛土には、入力地震動の算定用解析で得られた収束物性値を用い、これを地震応答解析の等価物性として設定する。

境界条件は、固有値解析では底面を固定，側面を水平ローラーとする。地震応答解析では、底面及び側面を粘性境界とする。

(2) モデル①

モデル①について，図 4-2 に鳥瞰図，図 4-3 にモデル図を示す。

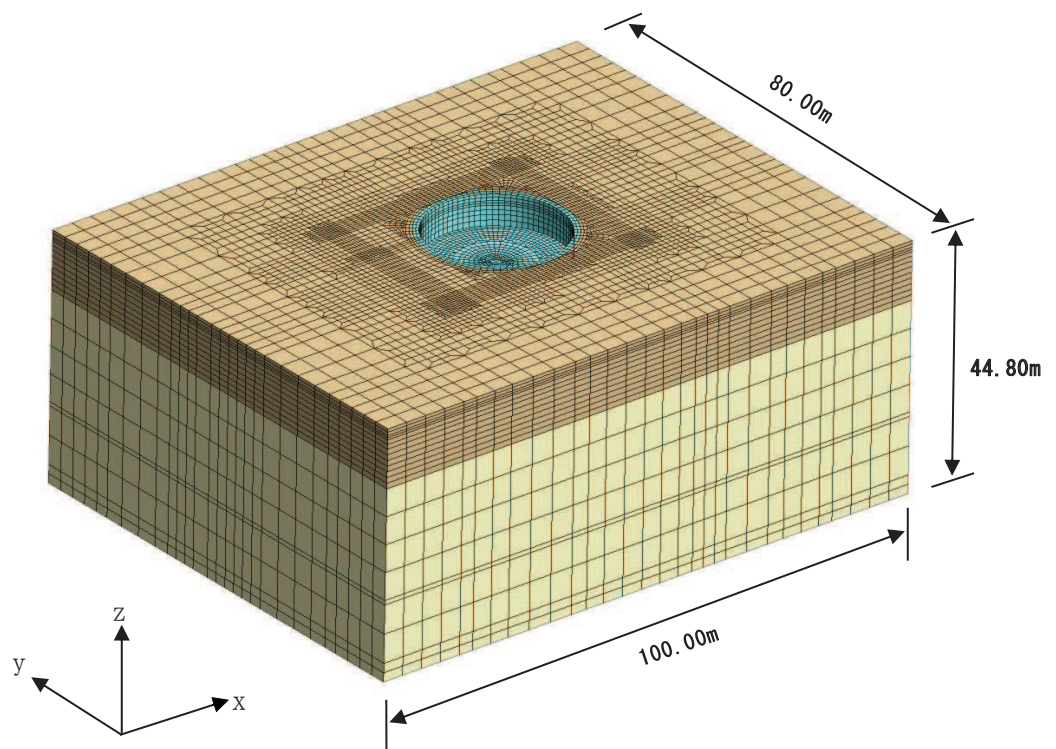
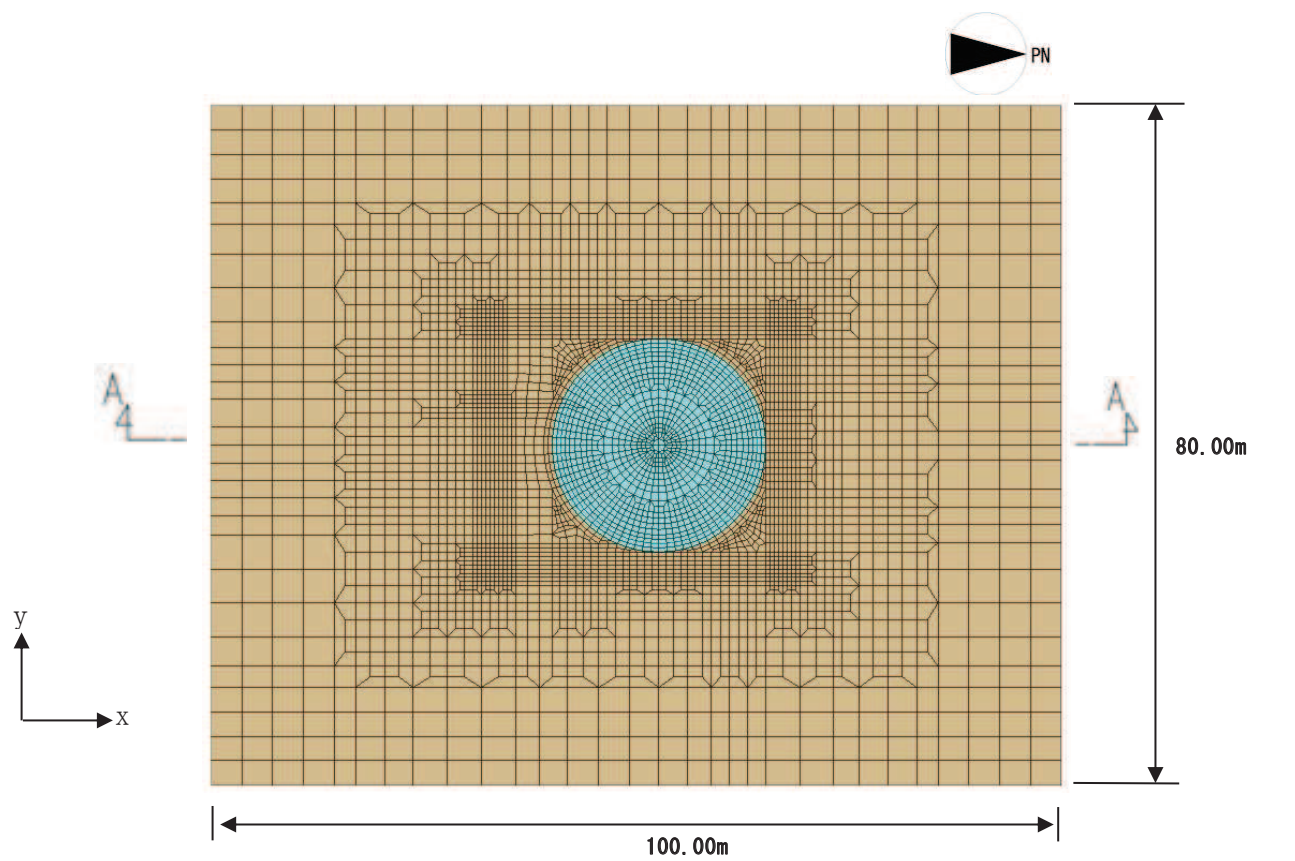
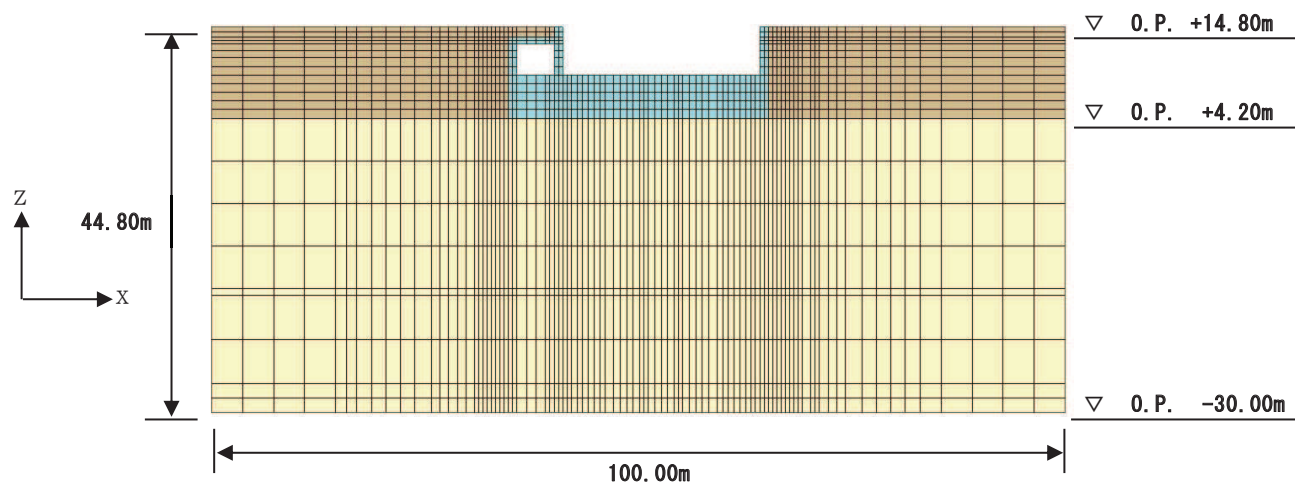


図 4-2 三次元地震応答解析モデルの鳥瞰図（モデル①）



平面図



断面図 (A-A 断面)

図 4-3 三次元地震応答解析モデル図 (モデル①)

(3) モデル②

モデル②について、復水貯蔵タンク基礎のモデル図を図 4-4 に、モデル諸元を表 4-1 に示す。

しゃへい壁、バルブ室及び基礎版は、鉛直部材と等価な曲げ、せん断及び軸剛性を有する質点系モデルとする。しゃへい壁～バルブ室間はバルブ室頂版位置で頂版の水平方向剛性を換算したばね要素で連結する。なお、各部材が基礎版上面で一体構造として挙動するように、しゃへい壁及びバルブ室は基礎版上面において、水平、鉛直及び回転の自由度を共有する。

地震応答解析では、復水貯蔵タンク基礎と周辺地盤の相互作用を考慮するため、しゃへい壁及び基礎版と側方地盤の同一標高の節点間、並びに基礎版の底面に剛はり要素を設定し、剛はり要素を介して構造物と周辺地盤とを接続する。

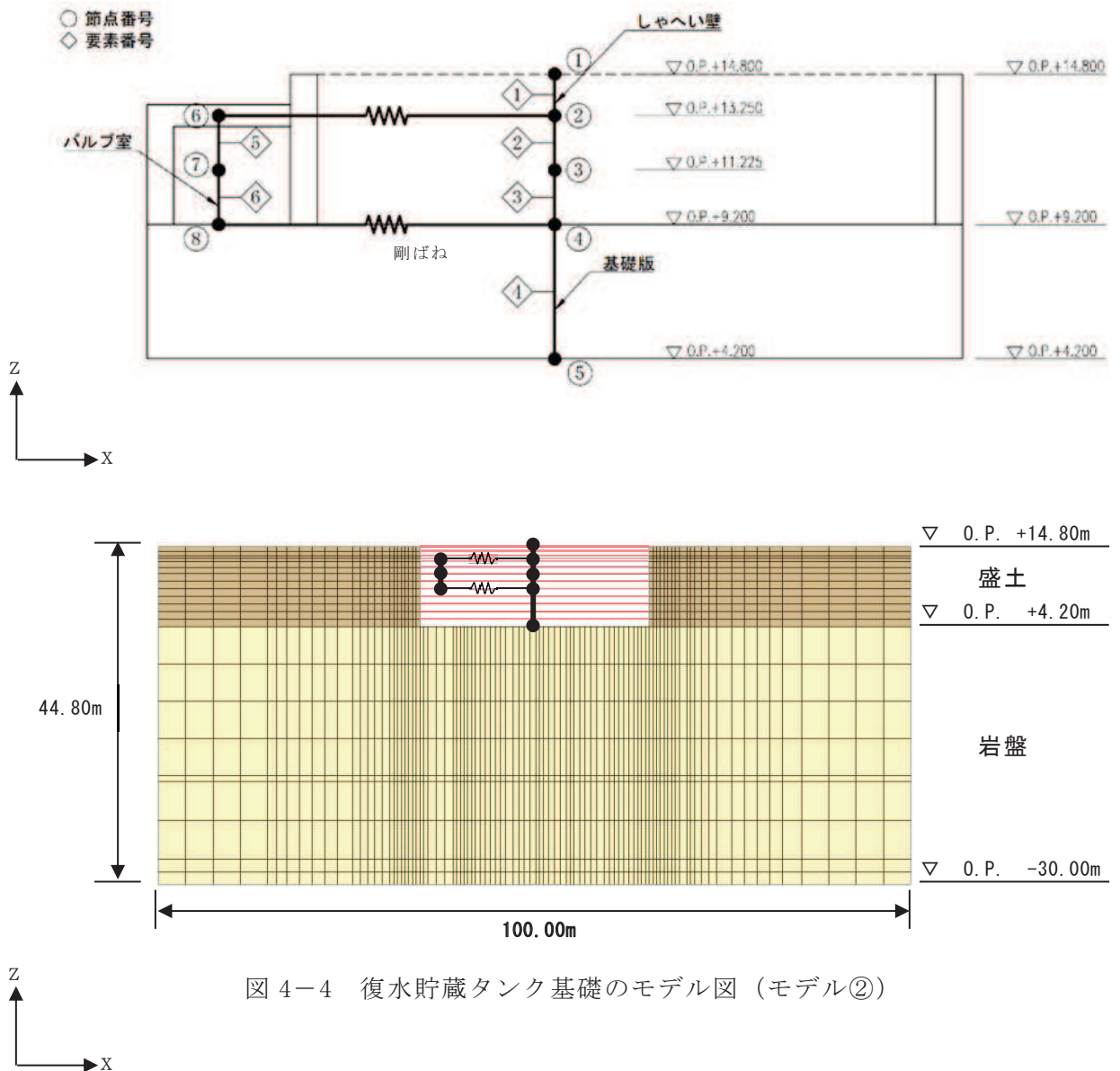


図 4-4 復水貯蔵タンク基礎のモデル図 (モデル②)

表 4-1 復水貯蔵タンク基礎のモデル諸元 (モデル②)

標高 (m)	質点No.	重量 (kN)	回転慣性 (kN・m ²)	はり要素No.	断面積 (m ²)	せん断有効断面積 (m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)
14.8	1	4.144 × 10 ³	1.027 × 10 ⁵				
				1	7.571 × 10 ¹	3.786 × 10 ¹	5.506 × 10 ³
13.25	2	9.240 × 10 ³	3.976 × 10 ⁵	2	9.039 × 10 ¹	5.364 × 10 ¹	6.883 × 10 ³
11.225	3	8.702 × 10 ³	3.360 × 10 ⁵	3	9.039 × 10 ¹	5.364 × 10 ¹	6.883 × 10 ³
9.2	4	5.117 × 10 ⁴	4.106 × 10 ⁶	4	7.643 × 10 ²	7.643 × 10 ²	5.905 × 10 ⁴
4.2	5	4.586 × 10 ⁴	3.639 × 10 ⁶				
13.25	6	3.722 × 10 ³	1.488 × 10 ³	5	2.240 × 10 ¹	6.350 × 10 ⁰	9.288 × 10 ⁰
11.225	7	1.932 × 10 ³	9.575 × 10 ²	6	2.240 × 10 ¹	6.350 × 10 ⁰	9.288 × 10 ⁰
9.2	8	—	—				

標高 (m)	ばね要素No.	水平ばね (kN・m)	鉛直ばね (kN・m)	回転ばね (kN・m)
13.25	1	6.275 × 10 ⁷	0.000 × 10 ⁰	0.000 × 10 ⁰
9.2	2	1.000 × 10 ¹¹	1.000 × 10 ¹¹	1.000 × 10 ¹¹

4.4 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を解析モデル全体に与える。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

ここで、Rayleigh減衰の係数 α 、 β について、岩盤及び構造物は「資料12 3.3 減衰定数」と同様に解析の安定を確保するための小さな減衰2%で設定する。一方、盛土は線形要素でモデル化することから、盛土が振動する1次のモード減衰で係数 α 、 β を設定する。なお、固有値解析は水平成層地盤で実施する。

固有値解析結果に基づき設定したRayleigh減衰の係数 α 、 β を表4-2に示す。

表 4-2 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

	α	β
岩盤・構造物	3.384×10^{-1}	8.866×10^{-4}
盛土	2.793	7.317×10^{-3}

4.5 検証時刻の選定

復水貯蔵タンク基礎には、地震時荷重となる慣性力及び地震時土圧が各部材に作用し、その総水平力は基礎版底面の水平方向せん断力で集計される。本検討では、水平方向荷重となる構造物上の盛土慣性力及び壁面に作用する地震時土圧に着目することから、基礎版底面に作用する総水平力が最大となる時刻を選定し、これを検証時刻とする。

具体的には、モデル①は、ソリッド要素でモデル化した基礎版の最下層におけるX-Y平面内要素のせん断力を合計し、その合計値が最大となる時刻とする。モデル②は、はり要素でモデル化した基礎版の下端側せん断力が最大となる時刻とする。

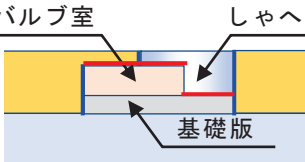
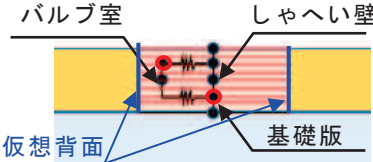
4.6 地震時荷重の抽出方法

復水貯蔵タンク基礎に作用する周辺盛土からの地震時荷重として、「資料12 4.4 入力荷重」で考慮するバルブ室及び基礎版の上載盛土による慣性力、並びにしゃへい壁、バルブ室及び基礎版の鉛直壁面に作用する地震時土圧を抽出する。

表4-3に各モデルにおける地震時荷重の抽出方法を示す。

なお、モデル②では基礎版の両外壁面上に仮想背面を設定し、仮想背面内のバルブ室及び基礎盤上の盛土は質点重量としてモデル化している。そのため、上載盛土の慣性力はバルブ室及び基礎版の上端質点の加速度を用いて震度設定し、慣性力を算定する。また、地震時土圧は仮想背面に隣接する地盤要素の水平応力を用いて算定する。

表4-3 地震時荷重の抽出方法

	モデル①	モデル②
モデル図		
上載盛土の慣性力	バルブ室及び基礎版の上載盛土最下層のせん断応力を集計	バルブ室及び基礎版の上端質点の加速度を水平震度に換算し、各上載盛土重量を乗じて集計
地震時土圧	バルブ室、しゃへい壁、基礎版側面地盤の水平応力を集計	基礎側方の仮想背面地盤に作用する水平応力を集計

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

(1) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴

地震応答解析結果として、表 5-1 にシャへい壁頂部の水平変位を示す。また、図 5-1 に各モデルにおける変位のイメージ図を示す。

モデル①は、南側及び北側のシャへい壁は面外方向の荷重を受けて片持ち梁として挙動し、比較的大きな変位を示す。一方、東側及び西側のシャへい壁は面内方向の荷重を受けて耐震壁として挙動し、比較的小さな変位となり、モデル②と同等の変位となっている。

図 5-2 に両モデルにおける変位の時刻歴を示す。モデル①とモデル②で位相特性は相似し、最大値の発生時刻もほぼ一致している。

(2) 総水平力

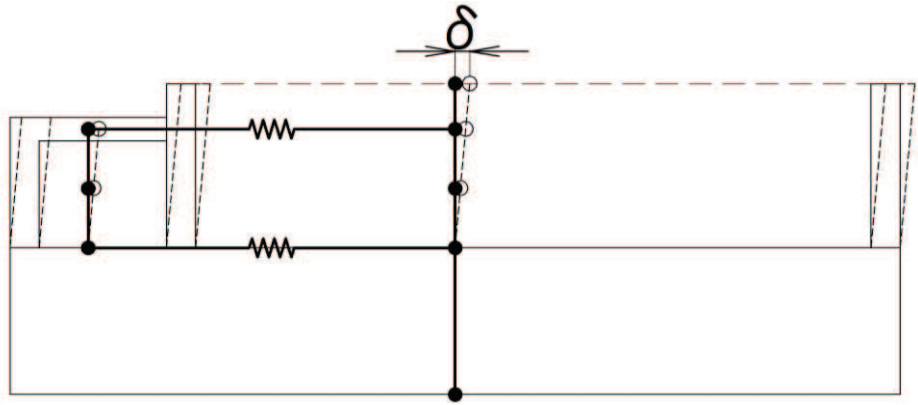
モデル①とモデル②の基礎版底面位置における総水平力について、図 5-3 に時刻歴波形、表 5-2 に最大値を示す。

図 5-3 に示す総水平力の位相特性は相似し、同じ時刻で最大値が発生する。総水平力の振幅特性も整合し、最大値も同等となっている。

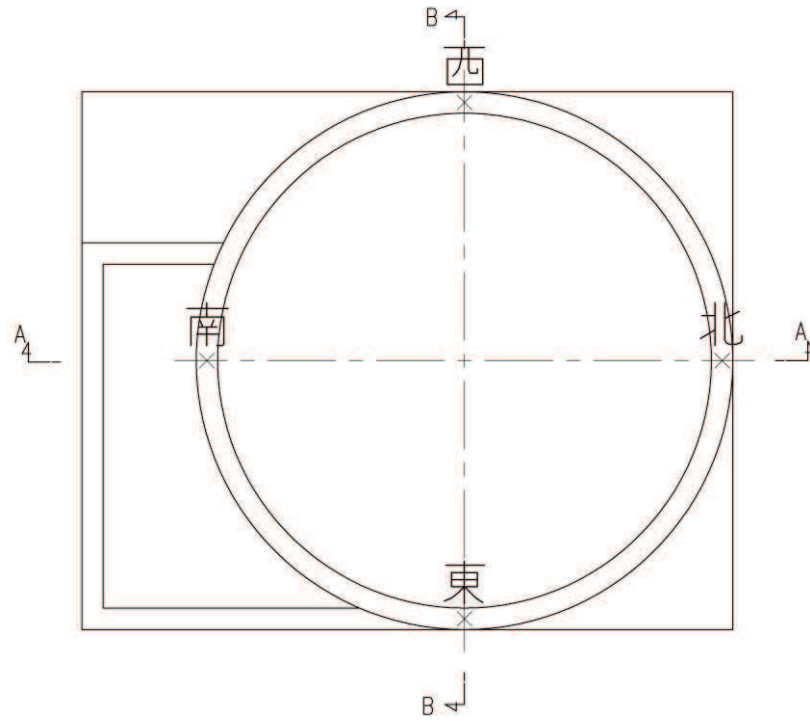
以上より、モデル①とモデル②の再現性が確認されたことから、以降の検討は検証項目である土圧への影響が大きい総水平力が最大となる時刻に着目して行う。

表 5-1 シャへい壁頂部の最大水平変位

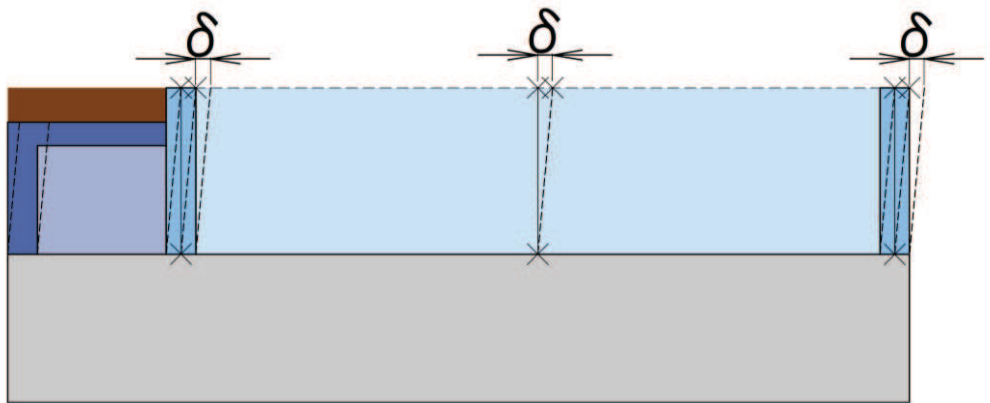
モデル①（三次元解析）			モデル②（二次元解析）	
場所	変位（mm）	時刻	変位（mm）	時刻
東側	0.41	732step	0.60	732step
西側	0.58	732step		
南側	1.10	732step		
北側	3.43	733step		
平均	1.34	732step		



変位図(二次元モデル)



変位図(三次元モデル平面図)



変位図(三次元モデル)

図 5-1 変位イメージ図

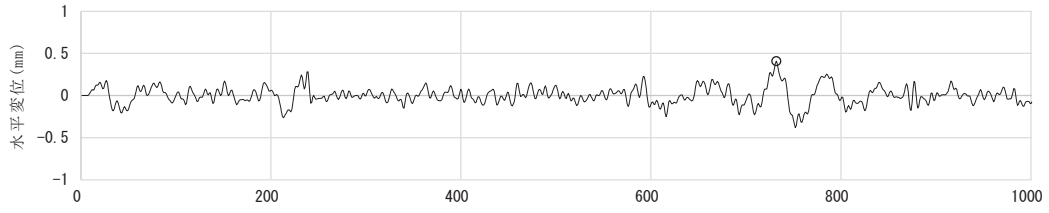


図 5-2(1) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 東側

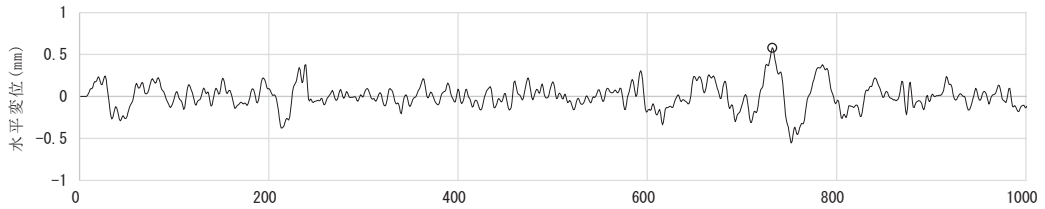


図 5-2(2) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 西側

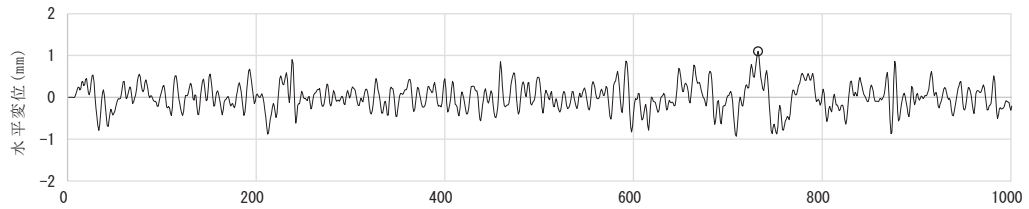


図 5-2(3) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 南側

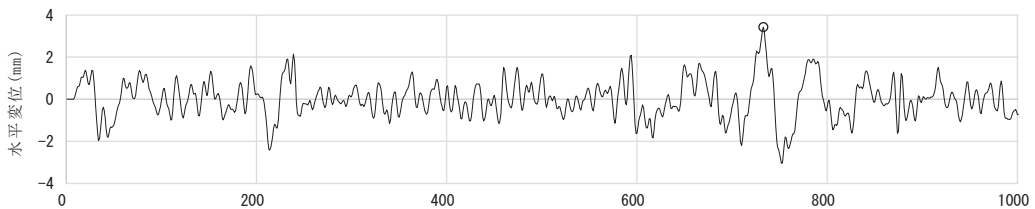


図 5-2(4) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 北側

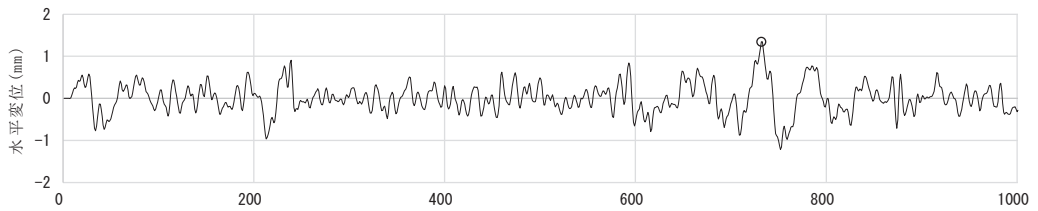


図 5-2(5) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 平均

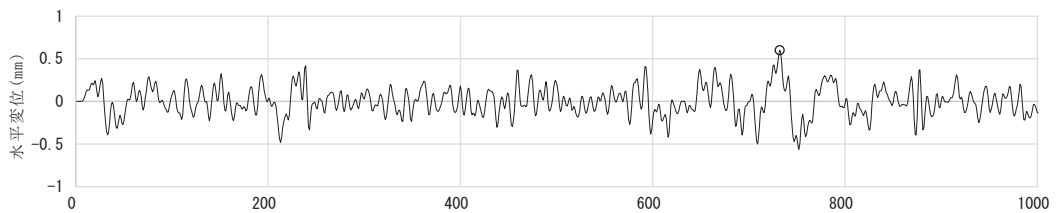


図 5-2(6) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル②

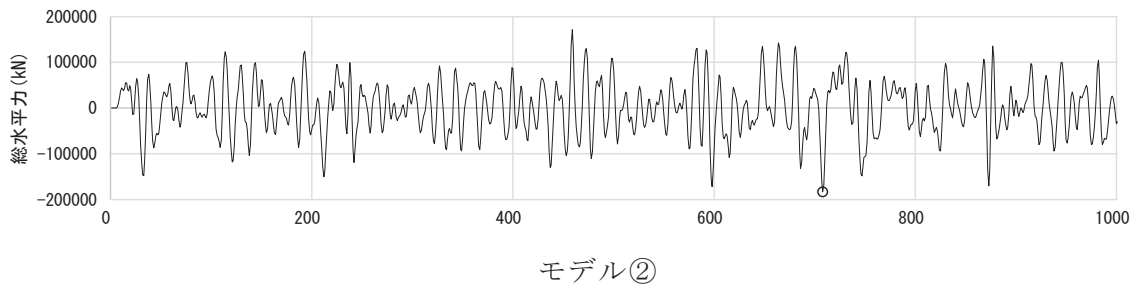
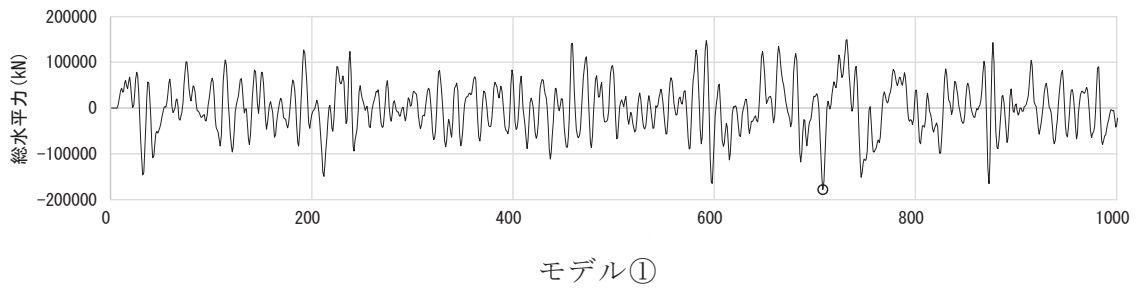
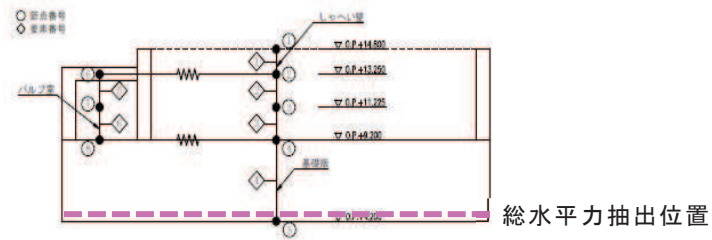


図 5-3 総水平力時刻歴（基礎版底面 O. P. +4. 2m）

表 5-2 総水平力の最大値比較

場所	モデル①		モデル②	
	総水平力 (kN)	時刻	総水平力 (kN)	時刻
基礎版底面 (O. P. +4. 2m)	-178137	708step	-183375	708step



5.2 地震時土圧の評価結果

図 5-4 に側方地盤の地震時土圧の深度方向分布及び水平面内分布を示す。

(1) 構造物形状の影響（検証①）

北側のしゃへい壁部（O.P. +13.94m, +9.71m）では、円筒形状の影響でモデル①の地震時土圧（ σ_{xx} ）が外側に向かうにつれて小さくなる半円状の分布形状となる。

南側のバルブ室部（O.P. +9.71m）では、バルブ室の隅角部となる東壁及び西壁位置でモデル①の地震時土圧が若干大きくなるものの、そこを除く南壁に作用する地震時土圧はおおむね一致する。また、しゃへい壁のみとなる西側で北側と同様の傾向を示す。

基礎版の中間付近の高さ（O.P. +6.7m）は、北側及び南側共に壁面が直線形状となるため、どちらの面も地震時土圧の分布形状は同様の傾向となる。すなわち、モデル①では端部で地震時土圧が大きくなる傾向があるものの、それ以外の範囲では両モデルの地震時土圧はおおむね一致する。

以上より、しゃへい壁、バルブ室、連絡ダクト等で構成される複雑な構造の復水貯蔵タンク基礎については、二次元地震応答解析により、構造物と地盤の相互作用を考慮した土圧が適切に評価できていることを確認した。

(2) 上載盛土の慣性力の影響（検証②）

深度方向分布をみると、南側のバルブ室上面及び北側の基礎版上面に位置する要素（高さ 1m 程度の範囲）で、モデル①の地震時土圧（ σ_{xx} ）が小さくなっている。これは、各部位の上載盛土から直下のバルブ室頂版及び基礎版に、荷重が伝達されている影響である。これらの局所的な差異を除くと、モデル①とモデル②の中央断面における地震時土圧の深度方向分布はおおむね一致する。

水平面内分布をみると、上記と同様に構造物上方盛土の荷重が下方に伝達される影響で、バルブ室上面要素（O.P. +13.94m）及び基礎版上面要素（O.P. +9.71m）で、各盛土位置においてモデル①の地震時土圧（ σ_{xx} ）が小さくなっている。

以上より、上載盛土を質量でモデル化した二次元地震地震応答解析では、躯体に作用する土圧を保守的に評価できていることを確認した。

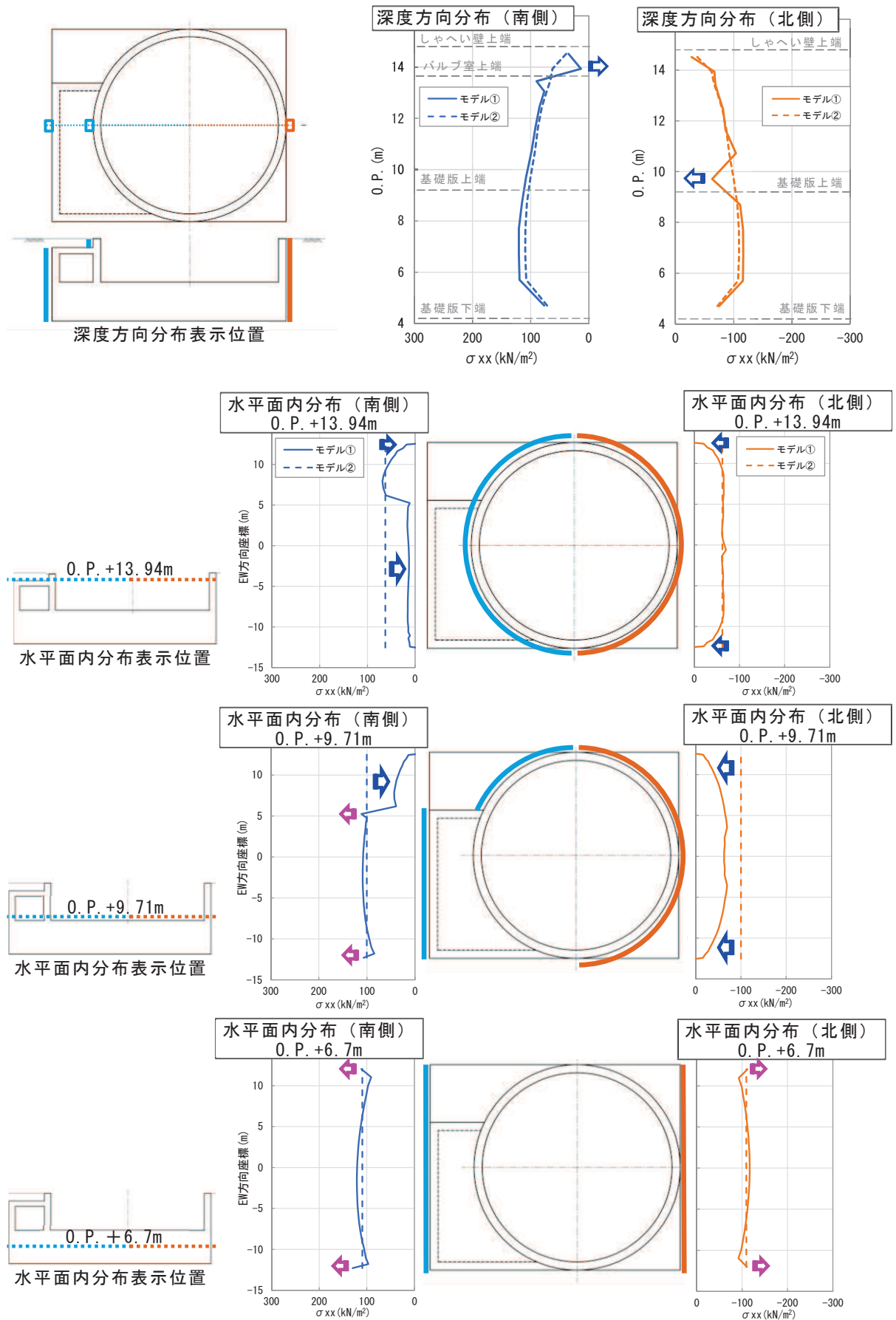


図 5-4 総水平力最大時刻における地震時土圧分布

5.3 設計荷重の評価結果

表 5-3 に示すように、地震時荷重が作用する各部位ごとに、「資料 12-4. 三次元構造解析」で考慮する上載盛土の慣性力及び地震時土圧を集計する。表 5-4 に、総水平力最大時刻における上載盛土の慣性力及び地震時土圧の集計結果を示す。

しゃへい壁、バルブ室及び基礎版は、いずれもモデル②の土圧合計値が大きい。

ここで、表 5-2 に示した総水平力の内訳を表 5-5 に示す。モデル化の差異による相違はあるものの、両モデルで地震時土圧と慣性力はそれぞれ同程度である。モデル②では上載盛土をばね質点系でモデル化しているため、モデル②の慣性力には上載盛土の慣性力が含まれる。そこで、地震応答解析後に実施する三次元構造解析では、モデル②の上載盛土による慣性力を地震時土圧として、各部材上面に追加で作用させることで地震時土圧を大きく評価し、保守的な設計としている。

また、上部構造となるしゃへい壁及びバルブ室の基部（0.P.+9.2m）に作用する水平力及び曲げモーメントの集計結果を表 5-6 に示す。水平力及び曲げモーメントともに、モデル①と比較してモデル②の方が若干大きくなるがおおむね同程度である。

よって、モデル②に基づく「資料 12-4. 三次元構造解析」は、保守的な荷重設定となっている。

表 5-3 上載盛土の慣性力及び地震時土圧の集計範囲

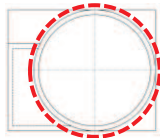
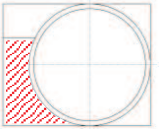

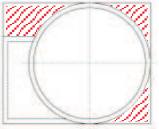

	上載盛土の慣性力	地震時土圧
しゃへい壁	—	
バルブ室		
基礎版		

表 5-4 総水平力最大時刻における上載盛土の慣性力及び地震時土圧の集計結果

	モデル① 土圧集計 (kN)			モデル② 土圧集計 (kN)			合計比較 (②/①)
	上載盛土 の慣性力	鉛直壁の 地震時土圧*	合計 ①	上載盛土 の慣性力	鉛直壁の 地震時土圧	合計 ②	
しゃへい壁	—	13822	13822	—	15346	15346	1.11
バルブ室	1730	7323	9052	3054	6998	10052	1.11
基礎版	1812	25252	27064	14018	25314	39332	1.45
合計	3542	46397	49939	17072	47658	64730	1.30

注記* : 地震荷重の方向に対して傾斜する壁については、下図のとおり地震時土圧を集計する。

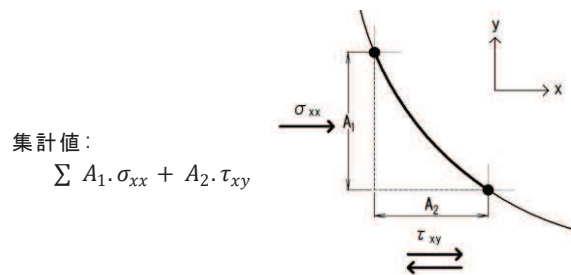


表 5-5 総水平力の内訳

		モデル①の水平力 (kN)		モデル②の水平力 (kN)	
地震時土圧	上載盛土	3542	49939	— *2	47658
	鉛直壁	46397		47658	
慣性力*1		128198		135717	
総水平力		178137		183375	

注記*1 慣性力は、モデル①では躯体のみ、モデル②では躯体+上載盛土。

*2 モデル②による地震時土圧を三次元構造解析に載荷する場合は、上載盛土の慣性力（バルブ室：3054kN，基礎版：14018kN）を地震時土圧として、各部材上面に水平荷重として作用させる。

表 5-6 シャヘい壁及びバルブ室基部 (O. P. +9.2m) の水平力と曲げモーメント

		モデル①	モデル②	比率(②/①)
水平力	S (kN)	48791	61378	1.26
曲げモーメントM	(kN・m)	125711	167603	1.33

6. まとめ

復水貯蔵タンク基礎は、円筒形のしゃへい壁と矩形のバルブ室他を組み合わせた複雑な形状をしている。構造物への地震時荷重を算定するに際し、二次元の複数断面での検討は断面間の相互影響の評価が難しいことから、ばね質点系の1モデルに集約した二次元モデルで地震応答解析を実施し、その結果から設定した保守的な地震時荷重を三次元静的構造解析で一様に載荷することで、構造物としての耐震安全性を評価している。

この設計法の保守性を確認するため、次の2つの解析モデルを作成し、両者の地震応答結果を比較した。

モデル①（三次元詳細モデル）

しゃへい壁，バルブ室，基礎版の三次元構造をモデル化

モデル②（二次元集約モデル）

しゃへい壁，バルブ室，基礎版をばね質点系に集約してモデル化

地震応答解析の結果、しゃへい壁頂部の変位及び基礎版底面位置における総水平力は、モデル①とモデル②で位相特性は相似し、最大値の発生時刻もほぼ一致していることから、モデル②でモデル①の平均的な応答が再現できることを確認した。

続いて、両モデルで復水貯蔵タンク基礎の各部材に作用する地震時土圧を比較し、次の2点を検証した。

検証①：構造物形状の影響

円筒形のしゃへい壁に作用する地震時土圧は、外周縁部でモデル①が小さくなるものの、外周縁部以外は両モデルでおおむね一致する。矩形のバルブ室及び基礎版に作用する地震時土圧は、端部でモデル①が大きくなる傾向があるものの、モデル②はモデル①の平均的な地震時土圧値を評価する。

これにより、しゃへい壁、バルブ室、連絡ダクト等で構成される複雑な構造の復水貯蔵タンク基礎については、二次元地震応答解析により構造物と地盤の相互作用を考慮した土圧が適切に評価できていることを確認した。

検証②：上載盛土の慣性力の影響

バルブ室や基礎版上の盛土の慣性力は、モデル①では直上1m程度は直下のバルブ室頂版や基礎版に伝達され、側方のしゃへい壁鉛直壁へ伝達される地震時土圧は減少する。それより上方は、モデル①とモデル②の地震時土圧は同程度となる。

これにより、上載盛土を質量でモデル化した二次元地震応答解析で、地表面までの上載盛土の慣性力を算定し、躯体に作用する土圧として設定することが、保守的な評価であることを確認した。

最後に、上載盛土の慣性力による土圧と構造物鉛直壁に作用する地震時土圧を設計荷重として集計した結果、モデル②の方がモデル①よりも大きくなることを確認した。即ち、モデル②において質点質量でモデル化された上載盛土の慣性力を三次元静的構造解析に作用させる荷重として追加で作用させることで、モデル①の地震時土圧を包絡する荷重となり、保守的な評価であることを確認した。

以上より、構造形状が複雑な復水貯蔵タンク基礎の評価において、ばね質点系の二次元地震応答解析により地震時荷重が適切に評価されていることを確認した。

資料 14 第 3 号機海水ポンプ室の耐震安全性評価


目 次

1. 評価方法	資料 14-1
2. 評価条件	資料 14-1
2.1 適用規格	資料 14-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 14-4
2.3 耐震評価フロー	資料 14-12
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 14-18
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 14-21
2.6 地盤物性値	資料 14-21
2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方	資料 14-27
2.7.1 評価構造物諸元	資料 14-27
2.7.2 第3号機海水ポンプ室の要求機能の考え方	資料 14-30
2.8 地下水位	資料 14-32
3. 地震応答解析	資料 14-34
3.1 地震応答解析手法	資料 14-34
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 14-37
3.2.1 解析モデル領域	資料 14-37
3.2.2 境界条件	資料 14-39
3.2.3 構造物のモデル化	資料 14-45
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 14-52
3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	資料 14-52
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 14-53
3.3 減衰定数	資料 14-58
3.4 荷重の組合せ	資料 14-70
3.4.1 機器・配管荷重	資料 14-71
3.4.2 外水圧	資料 14-72
3.4.3 内水圧	資料 14-74
3.4.4 積載荷重	資料 14-76
3.4.5 動水圧	資料 14-78
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 14-81
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 14-81
3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース	資料 14-89
4. 三次元構造解析	資料 14-93
4.1 解析手法	資料 14-93
4.2 解析モデルの設定	資料 14-94
4.2.1 構造物のモデル化	資料 14-94
4.2.2 地盤ばね要素	資料 14-97
4.2.3 材料の非線形特性	資料 14-98
4.3 照査時刻の選定	資料 14-102

4.4	入力荷重	資料 14-105
4.4.1	常時荷重	資料 14-108
4.4.2	慣性力（機器）	資料 14-111
4.4.3	慣性力（配管）	資料 14-113
4.4.4	慣性力（躯体）	資料 14-115
4.4.5	動水圧	資料 14-117
4.4.6	地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 14-119
5.	評価内容	資料 14-121
5.1	入力地震動の設定	資料 14-121
5.2	許容限界の設定	資料 14-154
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 14-154
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 14-159
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界	資料 14-169
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 14-171
6.	評価結果	資料 14-172
6.1	地震応答解析結果	資料 14-172
6.1.1	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	資料 14-173
6.1.2	作用荷重分布図	資料 14-209
6.1.3	最大せん断ひずみ分布	資料 14-217
6.1.4	過剰間隙水圧比分布	資料 14-226
6.2	三次元構造解析結果	資料 14-231
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 14-237
6.2.2	構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 14-269
6.2.3	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 14-290
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 14-316
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 14-316
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 14-429
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果	資料 14-492
6.3.4	水平2方向載荷による評価結果	資料 14-529
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 14-534
6.4.1	基礎地盤（牧の浜部層）	資料 14-534
6.4.2	MMR（既設）	資料 14-539
7.	まとめ	資料 14-582

参考資料

参考資料 1	機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース	資料 14- (参考) 1-1
参考資料 2	静的地震力に対する耐震評価	資料 14- (参考) 2-1
参考資料 3	主筋ひずみの平均化について	資料 14- (参考) 3-1
参考資料 4	照査時刻の選定の妥当性について	資料 14- (参考) 4-1

 : 本日の説明範囲

 : 記載適正化範囲

1. 評価方法

第3号機海水ポンプ室は、耐震重要施設である防潮壁等を間接支持する支持機能及び浸水防止のための止水機能が要求される。

第3号機海水ポンプ室については、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材のひずみ、せん断力、壁部材の面内せん断変形に伴う面内せん断ひずみが要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを及びMMRの健全性を確認する。

2. 評価条件

2.1 適用規格

第3号機海水ポンプ室の耐震評価に当たっては、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）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の許容限界の一部については、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（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）及びコンクリート標準示方書を適用する。

増厚補強部のせん断破壊に対する許容限界については、トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説（土木学会 2016年制定）を適用する。

また、三次元静的材料非線形解析（以下「三次元構造解析」という。）に用いる材料定数については、コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。）を適用する。

また、三次元構造解析に用いる地盤ばねの設定については、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）、道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）及び原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1991 追補版（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用する。

表 2-1 に適用する規格、基準類を示す。

表 2-1 (1) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・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)	・鉄筋コンクリートの材料諸元(γ , E, ν)	—
	・コンクリート標準示方書[設計編](土木学会 2017年制定)	・コンクリートの材料定数(三次元構造解析に用いる材料定数)	—
荷重及び荷重の組合せ	・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)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界	・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(2005年6月 土木学会 原子力土木委員会)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 圧縮縁コンクリートひずみが1.0%(10000 μ)を下回ることを確認*	・構造強度を有すること
		・せん断破壊に対する照査において, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・止水機能を損なわないこと ・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・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)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生ひずみが部材降伏に相当する限界ひずみ(コンクリート圧縮ひずみ2000 μ , 主筋ひずみ1725 μ)以下であることを確認*	・止水機能を損なわないこと ・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・トンネル標準示方書[開削工法編](土木学会 2016年制定)	・増厚補強部における既設部材と補強部材のせん断耐力の鉄筋負担分の合成式	—

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-1 (2) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
許容限界	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	・せん断破壊に対する照査において, 面内せん断ひずみが 2000μ ($2/1000$) に至らないことを確認*	・止水機能を損なわないこと
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	—
構造解析	・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)	・地盤反力係数 (三次元構造解析に用いる係数)	—
	・道路橋示方書 (V 耐震設計編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)		—
	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1991 追補版 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)		—

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

2.7.2 第3号機海水ポンプ室の要求機能の考え方

「2.7.1 評価構造物諸元」の表 2-10 に示した第3号機海水ポンプ室の要求機能について、その考え方を以下に記載する。

a. 止水機能

止水機能は、津波の押し波時における外郭防護として要求される機能である。

図 2-23 に止水機能が要求される部材の範囲を示す。

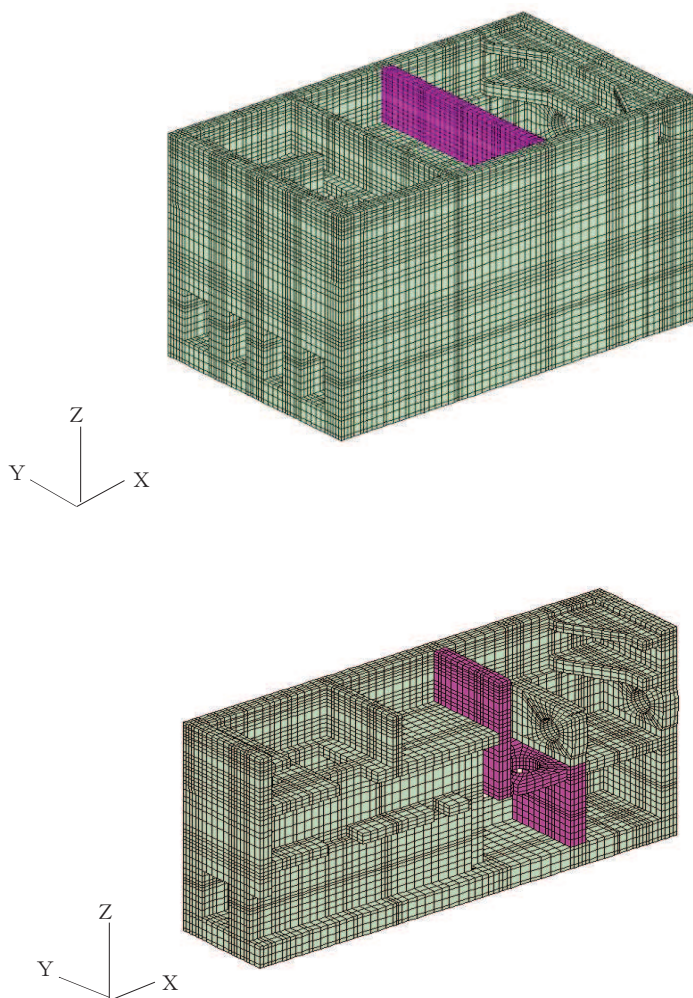


図 2-23 止水機能が要求される部材の範囲

b. 支持機能

耐震重要施設である防潮壁等を間接支持する部材を図 2-24 に示す。

支持機能における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、構造物全体で終局状態に対する限界ひずみを下回ることに加え、アンカー定着部周辺においては、コンクリート及び鉄筋のひずみが部材降伏に相当する限界ひずみを下回ることを確認する。図 2-24 にはアンカー定着部周辺の部材降伏に対する評価範囲を示す。

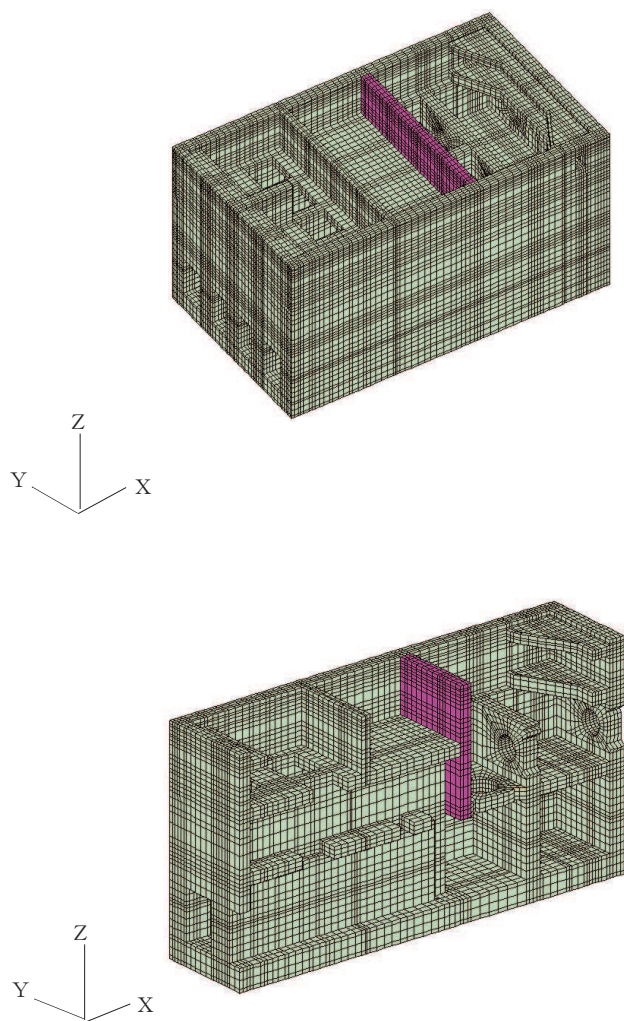


図 2-24 支持機能が要求される部材の範囲

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

第3号機海水ポンプ室は、構造物の大部分が地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、D級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表3-13に示すケース①、⑥）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ)のケース（表3-13に示すケース②、③、⑦、⑧）について確認を行う

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表3-12に示すケース④）。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても湿度応力に伴う外的拘束によるひび割れはあるものの、乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておらず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

一方、機器・配管系の耐震評価においては、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケースについて影響を確認する（表3-12に示すケース⑤）。

第3号機海水ポンプ室における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。第3号機海水ポンプ室の実強度及びヤング係数を表3-10及び表3-11に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表3-12に示す。

表 3-10 第 3 号機海水ポンプ室の実強度及びヤング係数

実強度*	ヤング係数
57.8N/mm ²	34.6kN/mm ²

注記*：第 3 号機海水ポンプ室のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-39 に示す。

表 3-11 第 3 号機海水ポンプ室のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
側壁	2012	3	59.5	52.5	34.9	33.5
側壁	2019	3	59.4	57.5	34.9	34.5

注記*：採取位置は図 3-36 に示す。

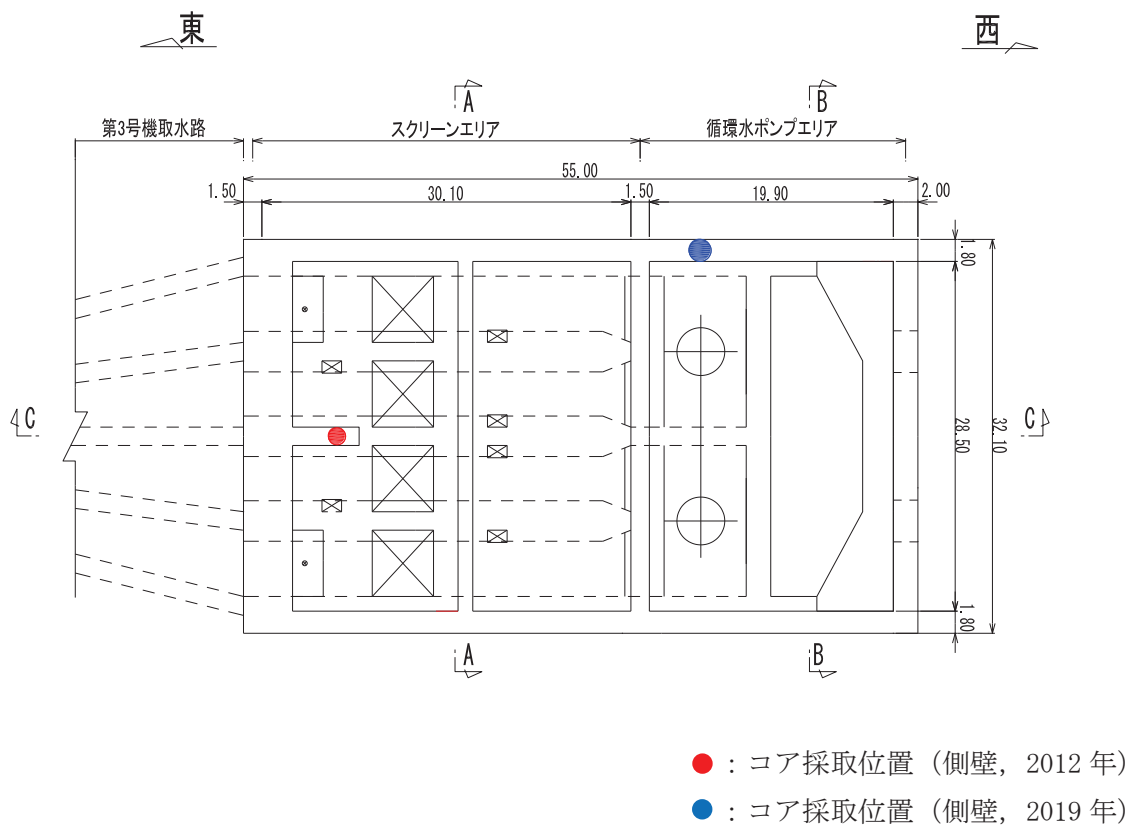


図 3-36 コア採取位置図

表 3-12 第 3 号機海水ポンプ室の耐震評価における解析ケース

解析ケース*1	解析手法	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, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係 数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 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)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④*2	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*3	平均値	平均値
ケース⑤*4	全応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値
ケース⑥ (基本ケース)	有効応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース⑧	有効応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース⑨*2	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*3	平均値	平均値

注記*1: A-A 断面, B-B 断面及び C-C 断面は, 全応力解析及び有効応力解析を実施する。

*2: 基本ケース (ケース①及び⑥) を実施し, 曲げ・軸力系の破壊, せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値を比較し, 最大照査値を示す解析手法において, 実強度を考慮した解析ケース (ケース④又はケース⑨) を実施する。なお, ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊, せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は, 両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース (ケース④及びケース⑨) を実施する。

*3: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-11 に示すとおりとする。

*4: 機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

第3号機海水ポンプ室の耐震評価においては、基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波を用いて基本ケース（全応力解析の場合はケース①，有効応力解析の場合はケース⑥）を実施する。

上記のケース①及び⑥において、曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して，最も厳しい地震動を用いて，全応力解析の場合は図3-37に示すケース②及び③を，有効応力解析の場合は図3-40に示すケース⑦及び⑧を実施する。また，上記のケース①，⑥において，曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値を比較し，最大照査値を示す解析手法において，実強度を考慮した解析ケース（ケース④又はケース⑨）を実施する。なお，ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が0.05未満の場合は，両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース（ケース④及びケース⑨）を実施する。

上記解析ケースの結果を踏まえ，更に照査値が大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-13に示す。また，追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-38に示す。

なお，「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において，第3号機海水ポンプ室のような，地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は，鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため，鉛直地震動については，位相の反転を考慮しない。

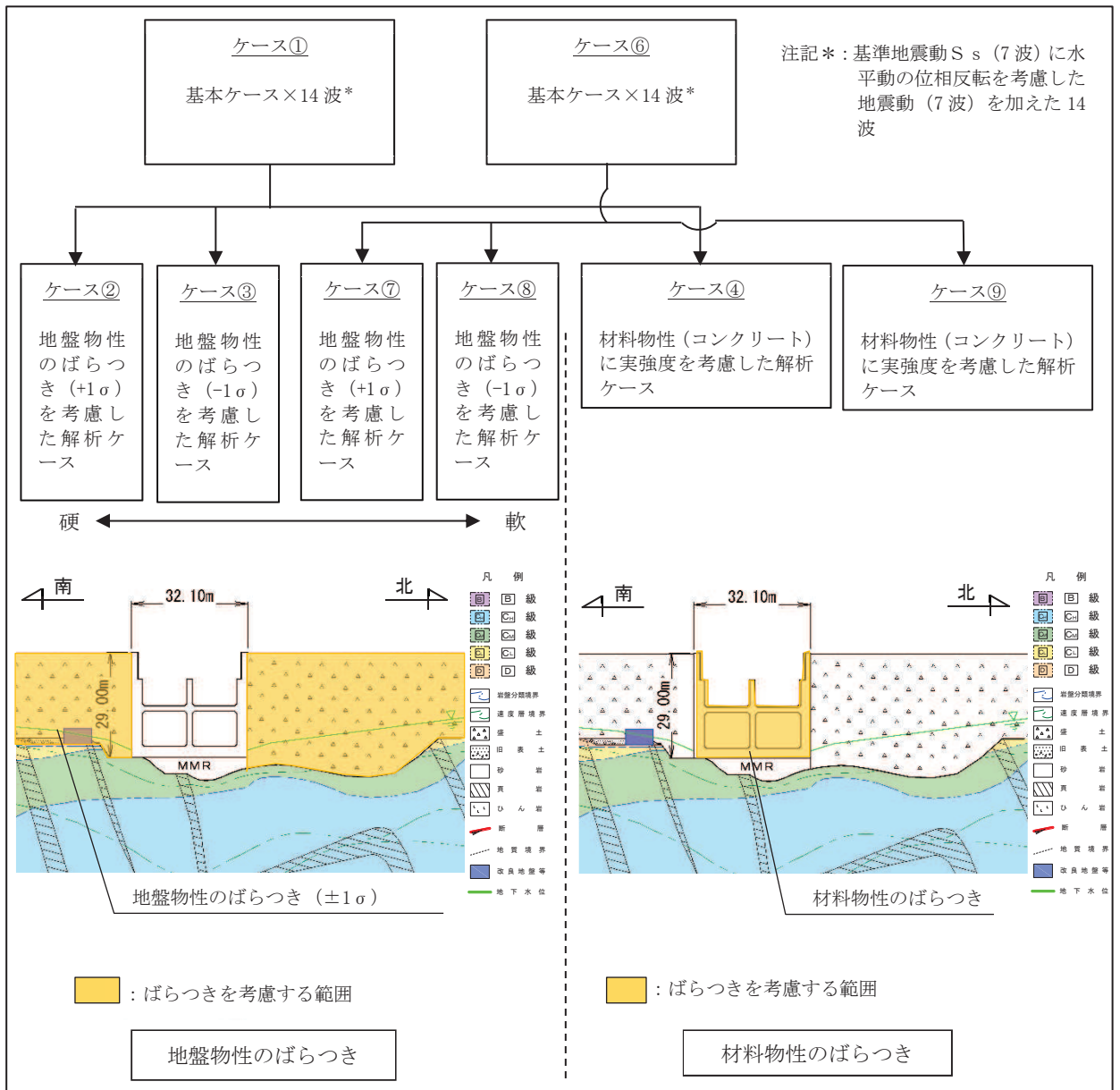


図 3-37 屋外重要土木構造物等の耐震評価における解析ケース

表 3-13 第 3 号機海水ポンプ室の耐震安全性評価における解析ケース

解析ケース		全応力解析				有効応力解析			
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
地盤物性		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S s (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波に対し、全応力解析及び有効応力解析を実施し、照査を行ったケース①及びケース⑥の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②, ③, ⑦及び⑧を実施する。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②, ③, ⑦及び⑧を実施する。</p> <p>なお、ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は、両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース (ケース④及び⑨) を実施する。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>	○	左記の【追加解析ケースについて】による			
		-+*1	○		○				
	S s - D 2	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - D 3	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - F 1	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - F 2	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - F 3	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - N 1	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				

注記*1: 耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2: 既設建造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

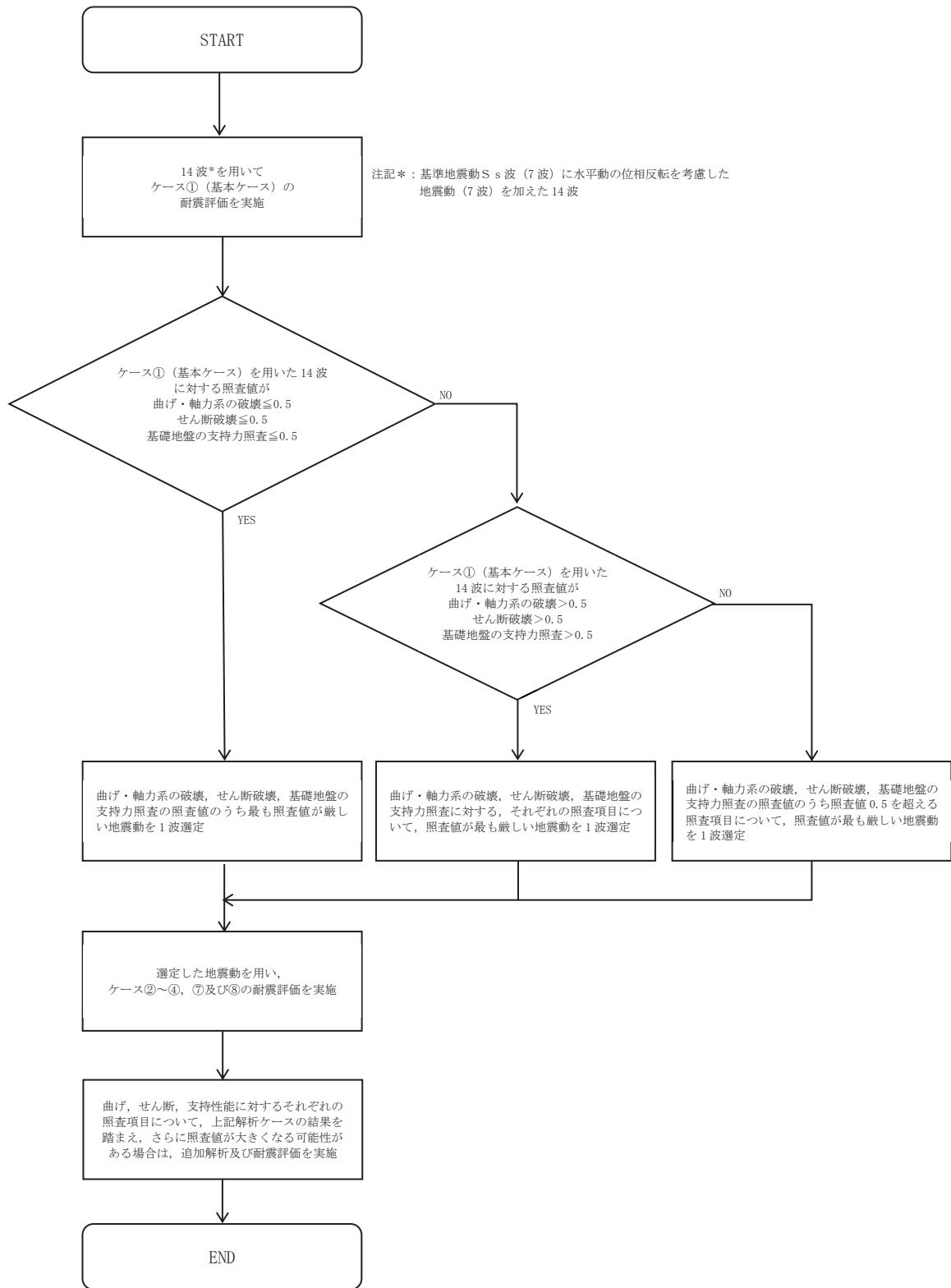


図 3-38 追加解析を実施する地震動の選定フロー

(4) 従方向荷重の選定

第3号機海水ポンプ室は、弱軸方向が明確であることから、弱軸方向を評価対象として耐震評価を行う。主方向荷重（弱軸方向）に対し、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁は面内荷重に抵抗しているが、従方向（強軸方向）の地震力に対しては、面外荷重の影響を受けることになる。よって、第3号機海水ポンプ室は弱軸方向の耐震評価に加えて加振方向に平行に配置された壁部材への影響を確認するため、従方向の荷重を作用させる。

評価用地震動及び時刻は、弱軸方向加振において基準地震動 S_s （7波）、水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい地震動、時刻に対し実施する。

従方向荷重は、水平方向の慣性力を算出して用いる荷重とし、主方向荷重での地震時荷重算出時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出する。 $S_s - N1$ は観測波に基づいており地震動の方向に偏りがあり、基準地震動 S_s と直交する地震動が基準地震動 S_s に比べ小さいことから、 $S_s - N1$ が選定された場合は、2番目に照査値が厳しい地震動においても水平2方向評価を実施する。

なお、「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、弱軸方向（南北）及び強軸方向（東西）に対する地震応答解析は全応力解析及び有効応力解析を実施することから、各々の解析手法から得られた地震時荷重を弱軸方向の地震時荷重と組み合わせる。表3-14に解析手法及び解析ケースと弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せの関係を示す。

表3-14 弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せ

地震時荷重算出断面	A-A断面（南北） B-B断面（南北） ：弱軸方向	C-C断面（東西） ：強軸方向	
		全応力解析	有効応力解析
解析ケース*	ケース①	ケース①	ケース⑥
	ケース②	ケース②	ケース⑦
	ケース③	ケース③	ケース⑧
	ケース④	ケース④	ケース⑨
	ケース⑥	ケース①	ケース⑥
	ケース⑦	ケース②	ケース⑦
	ケース⑧	ケース③	ケース⑧
	ケース⑨	ケース④	ケース⑨

注記*：弱軸方向の耐震評価において、基本ケース及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい解析ケースを実施する。

3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

第3号機海水ポンプ室に支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動S_s（7波）、弾性設計用地震動S_d（7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（28波）を用いて、ケース①に加え、図3-39に示すケース②～④の解析を実施する。

また、基準地震動S_s（7波）については、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケース⑤について影響を確認する。

機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位抽出の基本ケースであるケース①に対して、最も地盤が固い条件となるケース② 最も地盤が軟らかいケース③、最も材料特性が固い条件のケース④を実施することで地盤剛性等のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

機器・配管系の応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケースを表3-15に示す。

なお、全応力解析における基準地震動S_s（7波）におけるケース⑤の地震応答解析結果については、「参考資料1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケースについて」に示す。

表 3-15 (1) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース (基準地震動 S s)

解析ケース*3		全応力解析					有効応力解析	
		ケース① 基本ケース	ケース② 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	ケース③ 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	ケース④ 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース	ケース⑤ 材料物性 (コンクリート) に剛性低下を考慮した解析ケース	ケース⑥ 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値	平均値-1σ	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	剛性低下に基づく圧縮強度*4	設計基準強度	
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○
	S s - D 2	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○
	S s - D 3	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○
	S s - F 1	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○
	S s - F 2	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○
	S s - F 3	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○
	S s - N 1	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○

注記*1: 地震動の位相について, ++の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2: 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: ○は設計に用いる解析ケースを示し, △は影響検討ケースを示す。

*4: 機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

表 3-15 (2) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース (弾性設計用地震動 S d)

解析ケース		全応力解析				有効応力解析	
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑧	
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値-1σ	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	設計基準強度	
地震動 (位相)	S d - D 1	++	-	-	-	-	-
		-+	-	-	-	-	-
	S d - D 2	++*1	○	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○	○
	S d - D 3	++	-	-	-	-	-
		-+	-	-	-	-	-
	S d - F 1	++	-	-	-	-	-
		-+	-	-	-	-	-
	S d - F 2	++	-	-	-	-	-
		-+	-	-	-	-	-
	S d - F 3	++	-	-	-	-	-
		-+	-	-	-	-	-
	S d - N 1	++	-	-	-	-	-
		-+	-	-	-	-	-

注記*1: 地震動の位相について, ++の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2: 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。なお, 新設構造物については, 文献を参照し推定した圧縮強度とする。

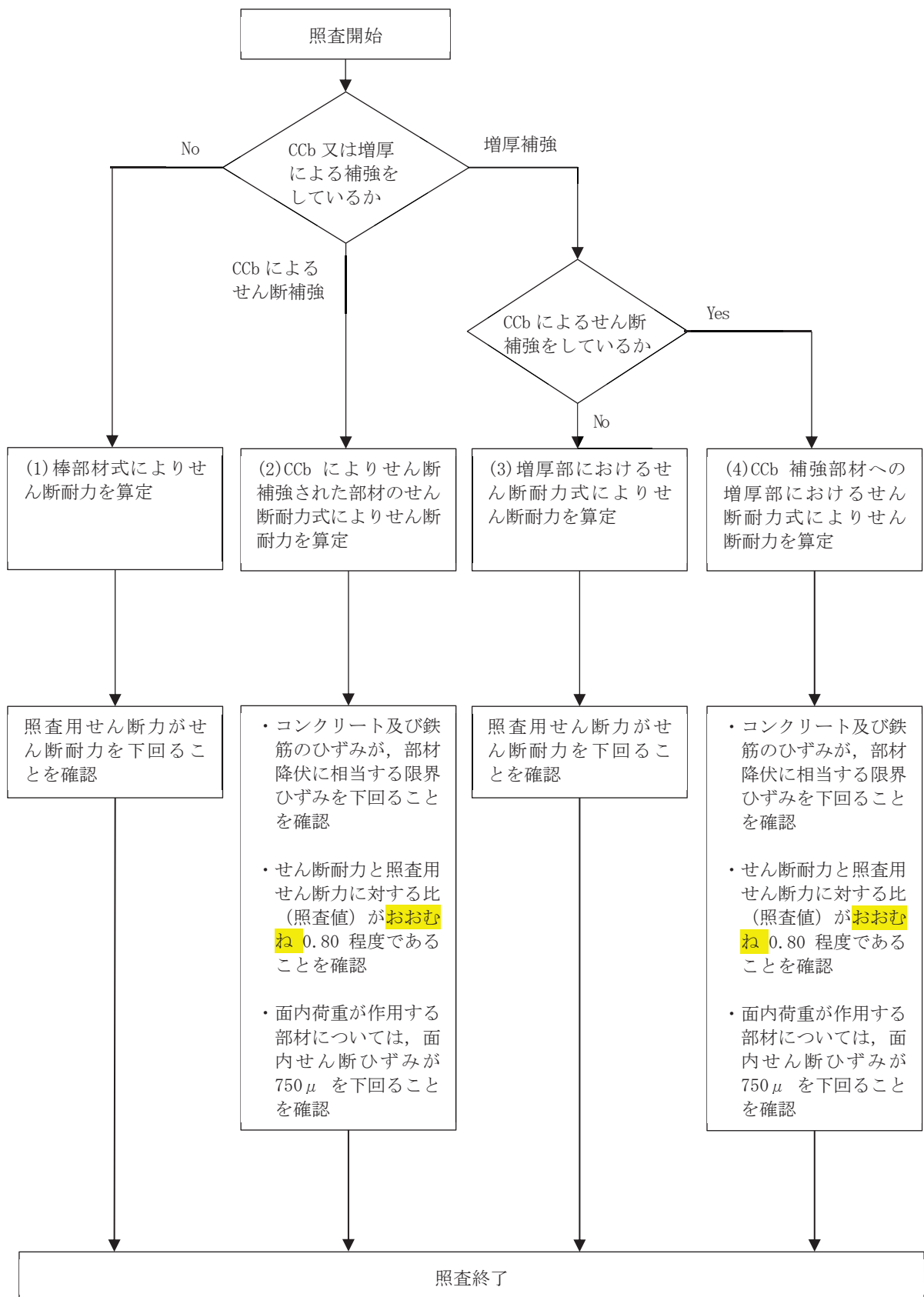
5.2.2 せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認，止水機能を損なわないことの確認及び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。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて4種類を用いる。

せん断耐力は，土木学会マニュアルに基づき「(1) 棒部材式」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，「(1) 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「(2) 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「(3) 増厚部におけるせん断耐力式」を用いる。によることとする。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，「(4) 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。

各せん断耐力の評価式は，後述する。せん断破壊に対する照査のフローを図5-35に示す。



注：調査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力 } V \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

図 5-35 せん断破壊に対する照査フロー

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

鉄筋コンクリート部材のせん断照査に用いる照査用せん断力は，三次元構造解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより，せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

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

ここで， γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

V_{yd} ：せん断耐力

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

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a = 1.05$ ）

V ：発生せん断力

また，土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては，表 5-2 に示すとおり，複数の安全係数（材料係数，部材係数，構造解析係数）が見込まれていることから，せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 5-2 セン断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.0	1.3	コンクリートの特性値（圧縮強度）を低減
	鉄筋	γ_s	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

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

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

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

ここで、R：応答層間変形角

とされている。

γ_{b2} は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば、 $\gamma_{b2}=1.0$ としてよいとされている。解析結果から第3号機海水ポンプ室の鉄筋コンクリート部材については降伏が認められなかったため、 $\gamma_{b2}=1.0$ とする。

(1) 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

(2) 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）

第3号機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、「建設技術審査証明報告書 技術名称 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） 一般財団法人土木研究センター」」（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。

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

$$V_{CCbd} = \beta_{aw} \cdot V_{awd} \\ = \beta_{aw} \cdot \{A_{aw} \cdot f_{awyd} (\sin \alpha_{aw} + \cos \alpha_{aw}) / S_{aw}\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\beta_{aw} = \eta = 1 - \frac{l_y}{2S_{rb}} \quad \dots \text{式(3)}$$

ただし、 $l_y - d' \leq 0$ となる場合は $l_y - d' = 0$ 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_{awyd} : セラミックキャップバー（CCb）の設計降伏強度で $400\text{N}/\text{mm}^2$ 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）

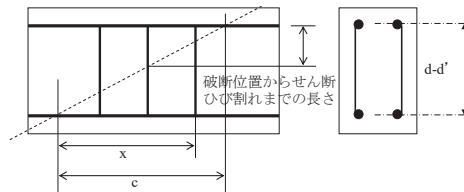
D : CCbの鉄筋径

S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

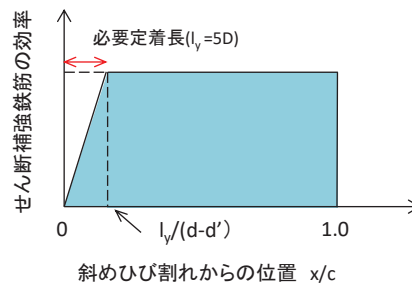
d : 補強対象部材の有効高さ

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。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ことにより考慮されている。図 5-17 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 5-35 セラミックキャップバー（CCb）の有効率算定の概念図

なお、設計上の保守的な配慮として、セラミックキャップバー（CCb）によるせん断補強を配置する場合は、対象とする構造部材の主筋の降伏以下の場合に適用することとし、せん断破壊に対する照査値は **おおむね** 0.80 程度とする。

また、面内せん断ひずみを 750μ 未満とする。

(3) 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 5-61 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 5-61 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

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

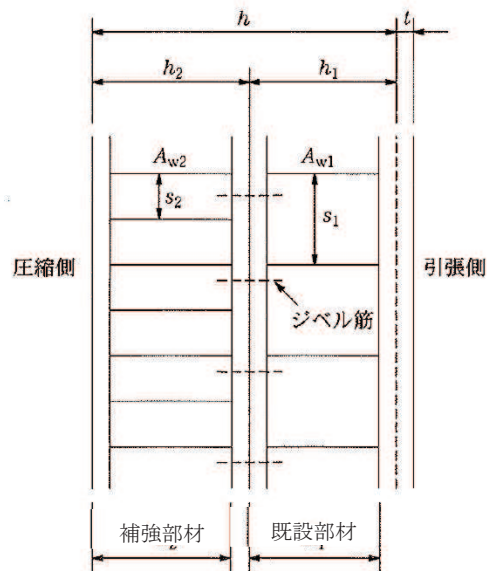
$h_1 = h_2$ の場合

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

$h_1 < h_2$ 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 5-61 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））

(4) 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 5-61 の (解 8.4.3-3) に補足説明資料「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 参考資料 6」の図 3-6 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 (2005 年 6 月 土木学会 原子力土木委員会) 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/mm^2 以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値

f'_{ck} が 60N/mm^2 以上の時は、 800N/mm^2 以下とする。

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)





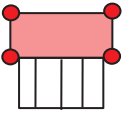
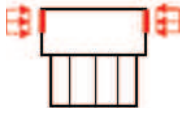
h_i : 部材厚

6. 評価結果

6.1 地震応答解析結果

全応力解析及び有効応力解析の地震応答解析結果として、表6-1で設定した照査時刻に対する「各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果」、「作用荷重分布図」、「最大せん断ひずみ分布」及び「過剰間隙水圧比分布」を記載する。

表 6-1 照査時刻の考え方（再掲）

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