

参考資料1 照査用応答値の平均化について

1. はじめに

取水槽は、要求機能に応じた許容限界に基づき耐震評価を行っている。取水槽における要求機能のうち止水機能に対しては、断面が降伏に至らない状態であれば、漏水が生じるような顕著な（部材を貫通するような）ひび割れは発生しないことから、曲げ・軸力系の破壊（面外変形）については許容限界として、部材降伏に対する限界ひずみ（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することとしている。

また、PHb工法によるせん断補強を実施する箇所については、せん断補強鉄筋の定着部のひび割れの影響を抑えるため、曲げについても、おおむね弾性範囲内で使用することとしている。おおむね弾性に対する許容限界として、部材降伏に対する限界ひずみ（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することとしている。

耐震評価の結果、照査用ひずみ（発生ひずみ×構造解析係数 γ_a ）が限界ひずみを超える部材及びせん断破壊に対する照査値が1.0を超える部材が一部存在し、細かい要素分割を行っている部材について断面厚さ程度の範囲で平均化による評価を実施していることから、平均化範囲の考え方及び平均化による照査結果について示す。

2. 取水槽のモデル化方針

取水槽の3次元構造解析モデルは、「土木学会マニュアル」に準拠しモデル化を行っている。「土木学会マニュアル」では、要素分割において以下の記載がある。

- ・要素分割は、断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度とするのがよい。
- ・要素長さは、部材の断面厚さ又は有効高さの約2.0倍よりは大きくしてはならない。
- ・要素分割を細かくせざるを得ない場合は、軸線方向に部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度の範囲で複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。
- ・要素の形状は、著しく扁平にならないように注意し、四角形要素の縦横比は基本的に1:1が望ましく、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で1:5を限度とすることが望ましい。
- ・鉄筋コンクリート要素を用いる場合には、鉄筋位置と無筋領域を適切に考慮して要素分割しなければならない。

例えば底版のスパン方向の分割数は、断面厚さの1.0倍の要素分割だと15分割程度（断面厚さ：1.9～2.0m，スパン方向長さ（水路の内空幅）：28.5m）になるが、取

水槽は構造物全体の最小部材厚である 0.7m による要素分割を基本としていることや剛域を配置していること等により，要素分割が細分化されている。

3. 許容限界を超える部材

基準地震動 S_s に対する耐震評価の結果、各要素単位の照査において、照査用ひずみが限界ひずみを上回る部材や、せん断破壊に対する照査値が 1.0 を超える部材が一部存在することが判明した。照査用ひずみが許容限界を超える部材の最大照査値の一覧を表 3-1 に、せん断破壊に対する照査値が 1.0 を上回る部材の最大照査値の一覧を表 3-2 に示す。なお、照査値が 0.95 を上回る部材についても、照査値に十分な余裕を有することを確認するために、平均化の結果を参考として確認する。ここで、評価対象箇所の概念図を図 3-1 に示す。

表 3-1 照査用ひずみ（主筋ひずみ）が許容限界を超える部材と要求機能

地震動	評価位置	要素幅 a (mm)	部材厚 b (mm)	比率 a / b	照査用 ひずみ* (μ)	限界 ひずみ (μ)	照査値	要求 機能
$S_s - D$ (++)	中床版	325	1000	0.33	1774	1725	1.03	止水機能 PHb の適用性
$S_s - D$ (++)	側壁	667	700	0.95	2759	1725	1.60	止水機能 PHb の適用性
$S_s - D$ (++)	隔壁	325	1300	0.25	1931	1725	1.12	止水機能 PHb の適用性
$S_s - D$ (-+)	導流壁	600	1200	0.5	2203	1725	1.28	PHb の適用性

注記* : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a (=1.2)

表 3-2 せん断破壊に対する照査値が 1.0 を上回る部材と要求機能

地震動	評価位置	要素幅 a (mm)	部材厚 b (mm)	比率 a / b	照査用 せん断力* (kN/m)	せん断 耐力 (kN/m)	照査値	要求 機能
S s - D (- +)	中床版	457	1000	0.457	182	157	1.16	支持性能 止水性能 PHb の適用性
S s - D (- +)	側壁	500	700	0.714	911	811	1.13	支持性能 通水性能 止水性能 PHb の適用性
S s - D (- +)	隔壁	450	1300	0.346	115	9	12.13	止水性能 PHb の適用性
S s - D (- +)	導流壁	600	1200	0.5	1805	1272	1.42	通水性能 PHb の適用性

注記* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a (=1.05)

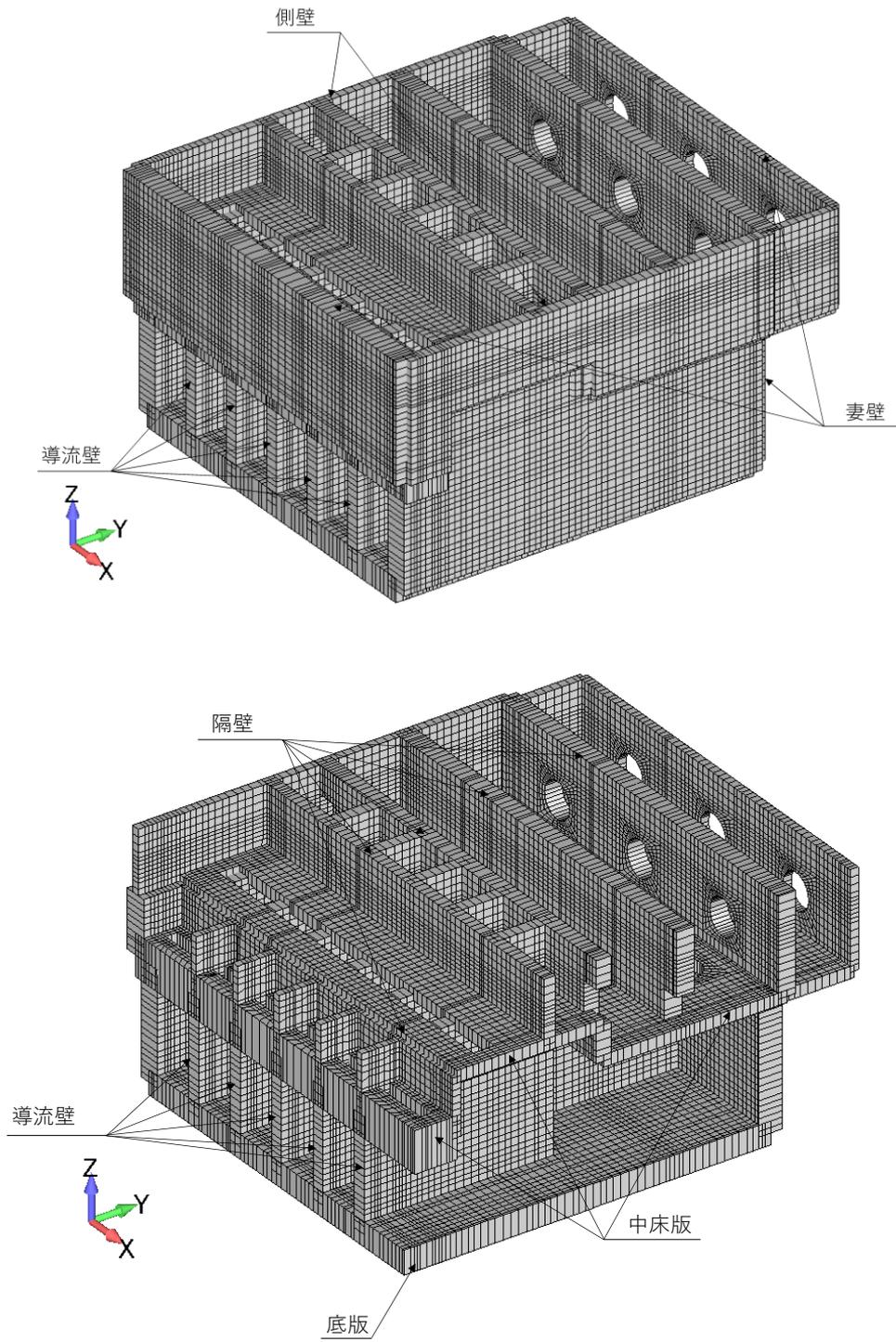


图 3-1 評価対象箇所概念図

4. 照査用ひずみ及びせん断力の平均化の考え方

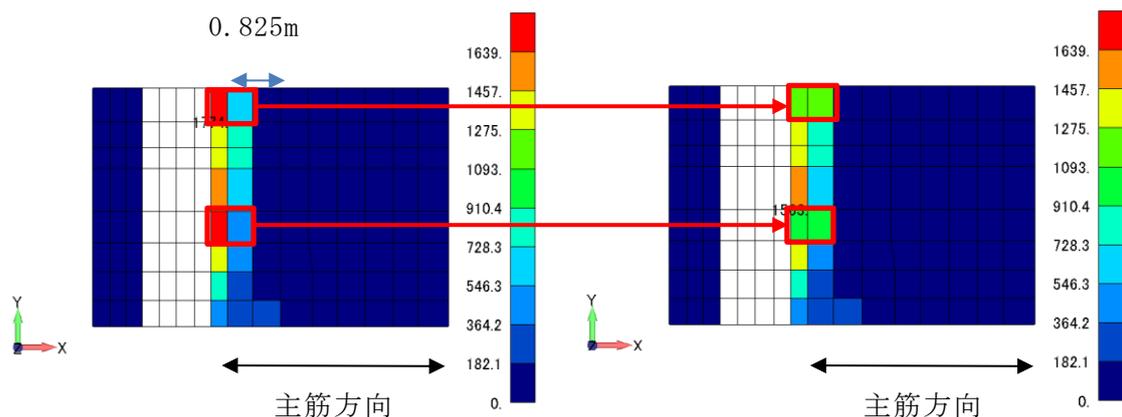
4.1 平均化範囲

要素分割について、「2. 取水槽のモデル化方針」のとおり、「土木学会マニュアル」で断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度とするのが良いとされており、また、「補足-024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち「別紙 7-2-1 改造工事に伴う重要増加を反映した検討における応力平均化の考え方」において、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（（社）日本建築学会，2005 年制定）」に基づき部材厚の範囲で応力平均化を実施していることを踏まえ、照査用ひずみ及びせん断力の平均化の範囲は、断面厚さの 1.0 倍以内で実施することとする。

4.2 平均化の考え方

ひずみの平均化は、許容限界を超えている当該要素に対し、曲げ変形を考慮して主筋の軸方向に隣接する要素を対象とする。ひずみの平均化の計算は、当該要素のひずみと隣接する要素のひずみをそれぞれの要素の面積に応じた加重平均として算出する。図 4-1 に中床版を例に平均化の概要図を示す。ここで、平均化する要素については、許容値を超えている要素に隣接する要素を基本とするが、それでもなお許容値を上回る場合は、断面厚さの 1.0 倍以内で平均化する要素を追加する。

なお、要素の平均化を実施する範囲について、要素内に境界を設けて断面厚さの 1.0 倍となるよう範囲を設定するのではなく、要素単位で 1.0 倍以下となるよう範囲を設定することで保守的な評価を実施する。



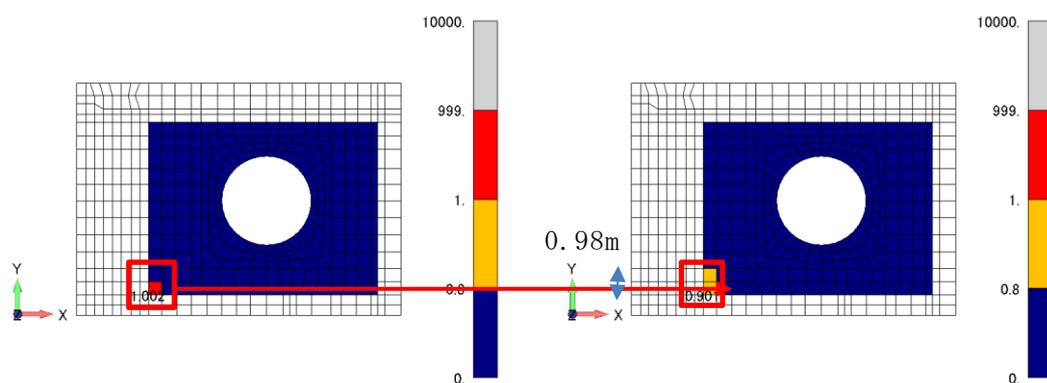
荷重選定時刻	平均化要素			平均化要素			平均化後の 主筋ひずみ (μ)
	要素番号	面積(m^2)	主筋ひずみ (μ)	要素番号	面積(m^2)	主筋ひずみ (μ)	
Ss-D++_time1-1	20789	0.2113	1774	20790	0.325	713	1131
	20527	0.1991	1698	20528	0.3063	427	927

図 4-1 ひずみの平均化の概念図（中床版（部材厚 1m）、主筋ひずみの例）

せん断力の平均化は、ひずみと同様に、許容限界を超えている当該要素に対し、隣接する要素を対象とする。せん断力の平均化の計算は、当該要素のせん断力と隣接する要素のせん断力を、それぞれの要素の面積に応じた加重平均として算出する。図 4-2 に中床版を例に平均化の概要図を示す。ここで、平均化する要素については、許容値を超えている要素に隣接する要素を基本とするが、それでもなお許容値を上回る場合は、断面厚さの 1.0 倍以内で平均化する要素を追加する。

なお、平均化後のせん断耐力についても、当該要素のせん断耐力と隣接する要素のせん断耐力をそれぞれの要素の面積に応じた加重平均として算出する。

また、要素の平均化を実施する範囲について、要素内に境界を設けて断面厚さの 1.0 倍となるよう範囲を設定するのではなく、要素単位で 1.0 倍以下となるよう範囲を設定することで保守的な評価を実施する。



ケース	平均化要素					平均化要素					平均化後のせん断力		
	要素番号	面積 (m ²)	せん断力 (kN/m)	せん断耐力 (kN/m)	照査値	要素番号	面積 (m ²)	せん断力 (kN/m)	せん断耐力 (kN/m)	照査値	せん断力の絶対値 (kN/m)	せん断耐力 (kN/m)	照査値
Ss-D+_time1-1	14129	0.25	-1459	1528	1.002	14177	0.240	-1154	1525	0.795	1310	1526	0.901

図 4-2 せん断力の平均化の概念図（中床版（部材厚 1m）の例）

5. 主筋ひずみの平均化後の結果

「4.2 平均化の考え方」に基づき算出した各部材について、照査用主筋ひずみの平均化後の照査値を、表 5-1 に示す。同表により、中床版及び隔壁について、照査用主筋ひずみの平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。一方、側壁については、断面厚さ 700mm に対し 1 要素の幅が約 500mm であり断面厚さの 1 倍以内で平均化できないこと、導流壁については、要素の平均化を実施しても許容限界を満足しないことから、「参考資料 2 部材モデルを用いた健全性評価について」により、当該部材が健全であることを確認する。

照査用主筋ひずみの平均化に用いた要素の諸元の詳細は「5.1 中床版における平均化」～「5.2 隔壁における平均化」に示す。

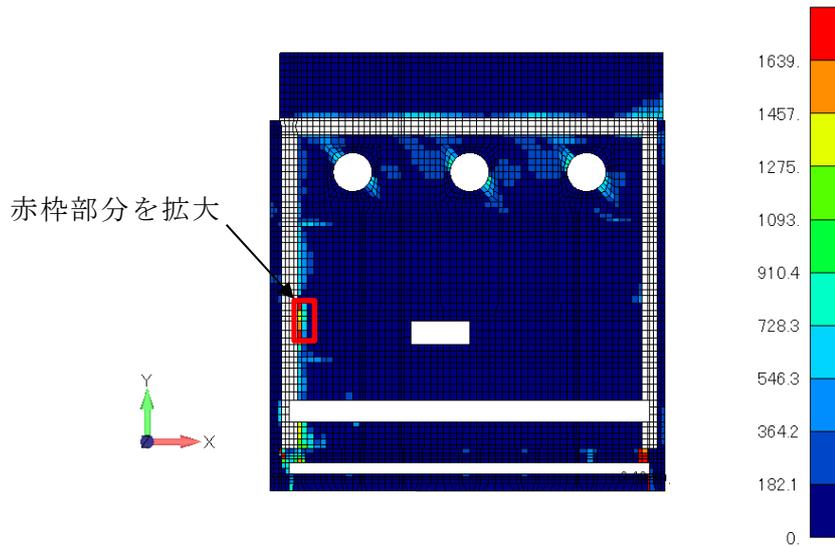
表 5-1 平均化後の照査結果（照査用主筋ひずみ）

解析ケース	地震動	評価位置 (部材厚)	照査用 主筋ひずみ* (平均化後) (μ)	限界ひずみ (μ)	照査値 (平均化後)
①	S s - D (++)	中床版 (1m)	1131	1725	0.66
①	S s - D (++)	隔壁 (1.3m)	615	1725	0.36

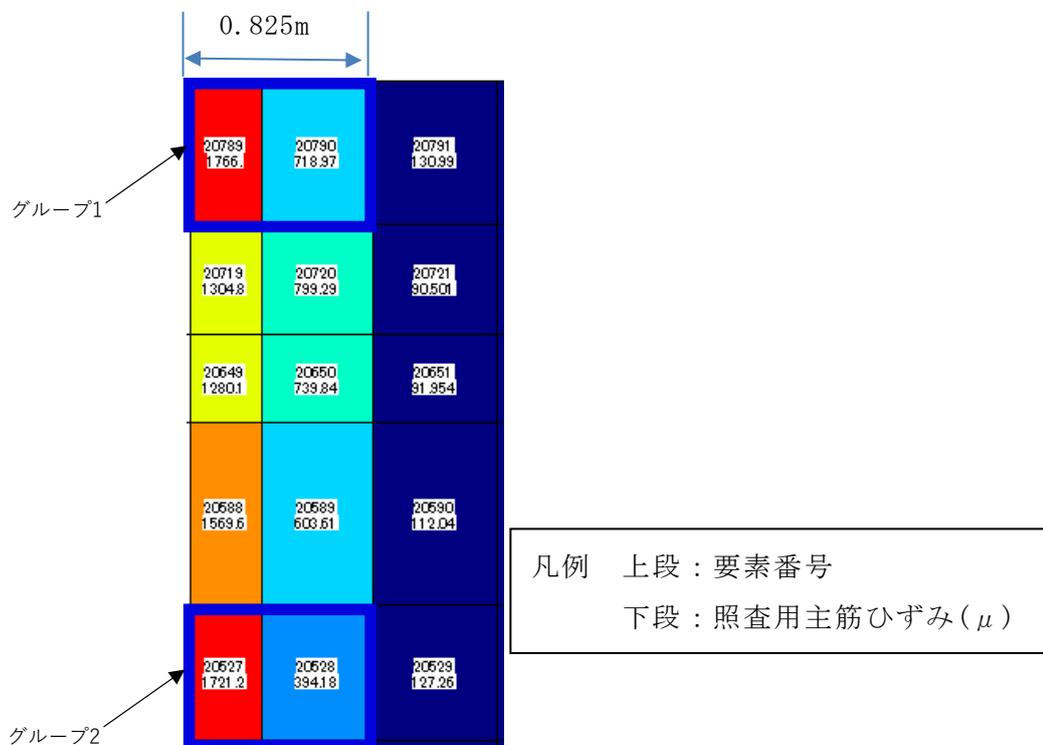
注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a (=1.2)

5.1 中床版における平均化

中床版の照査用主筋ひずみが最大となる時刻において平均化を実施した範囲の照査用主筋ひずみ分布図を図 5-1 に示す。図 5-1(a)には中床版に発生する照査用主筋ひずみ分布全体図を示し、図 5-1(b)には図 5-1(a)にて抽出した箇所の拡大図を示す。拡大図については平均化する要素グループを青枠で示す。図 5-1(b)の青枠で示したグループごとの平均化前後の照査用主筋ひずみを表 5-2 に示す。



(a) 照査用主筋ひずみ分布全体図 (中床版)



(b) 照査用主筋ひずみ分布拡大図 (中床版)

図 5-1 主筋ひずみ分布図 (中床版)

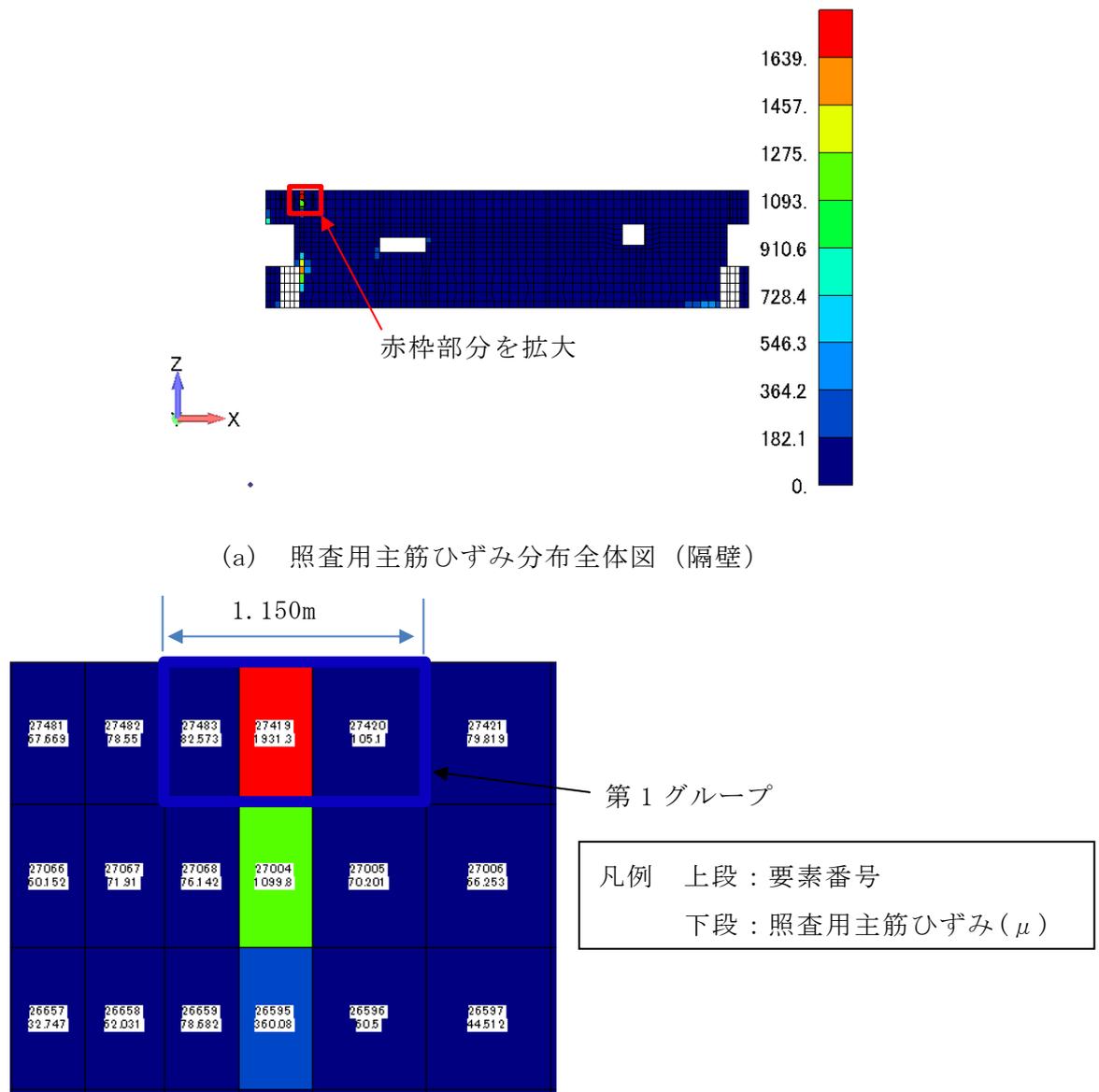
表 5-2 平均化前後の主筋ひずみ一覧 (中床版)

部材 (部材厚)	グループ 番号	主筋ひずみが許容限界 を超過する要素				隣接要素 1				平均化後の 主筋ひずみ* (μ)
		要素 番号	要素寸法 縦×横 (m×m)	面積 (m^2)	主筋 ひずみ (μ)	要素 番号	要素寸法 縦×横 (m×m)	面積 (m^2)	主筋 ひずみ (μ)	
中床版 (1m)	1	20789	0.65×0.325	0.2113	1766	20790	0.65×0.5	0.325	719	1131
	2	20527	0.6125×0.325	0.1991	1721	20528	0.6125×0.5	0.3063	394	917

注記* : 赤枠は平均化後の主筋ひずみ最大値を示す。

5.2 隔壁における平均化

隔壁の照査用主筋ひずみが最大となる時刻において、平均化を実施した範囲の照査用主筋ひずみ分布図を図 5-2 に示す。図 5-2(a)には隔壁に発生する照査用主筋ひずみ分布全体図を示し、図 5-2(b)には図 5-2(a)にて抽出した箇所の拡大図を示す。拡大図については平均化する要素グループを青枠で示す。図 5-2(b)の青枠で示したグループごとの平均化前後の照査用主筋ひずみを表 5-3 に示す。



(b) 照査用主筋ひずみ分布拡大図 (隔壁)

図 5-2 照査用主筋ひずみ分布図 (隔壁)

表 5-3 平均化前後の主筋ひずみ一覧 (隔壁)

部材 (部材厚)	グループ 番号	主筋ひずみが許容限界 を超過する要素				隣接要素 1				隣接要素 2				平均化後の 主筋ひずみ* (μ)
		要素 番号	要素寸法 縦×横 (m×m)	面積 (m^2)	主筋 ひずみ (μ)	要素 番号	要素寸法 縦×横 (m×m)	面積 (m^2)	主筋 ひずみ (μ)	要素 番号	要素寸法 縦×横 (m×m)	面積 (m^2)	主筋 ひずみ (μ)	
隔壁 (1.3m)	1	27419	0.6333×0.325	0.2058	1931	27483	0.6333×0.325	0.2058	83	27420	0.6333×0.5	0.3167	105	615

注記*：赤枠は平均化後の主筋ひずみ最大値を示す。

6. せん断力の平均化後の結果

「4.2 平均化の考え方」に基づき算出した各部材について、せん断力の平均化後の最大照査値を、表 6-1 に示す。同表により、せん断力の平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。なお、導流壁は、PHb が設置されていることから、「参考資料 2 部材モデルを用いた健全性評価について」により、当該部材が健全であることを確認する。

せん断力の平均化に用いた要素の諸元の詳細は「6.1 中床版における平均化」～「6.3 隔壁における平均化」に示す。なお、「6.1 中床版における平均化」～「6.3 隔壁における平均化」に示すせん断力は、構造解析係数 γ_a を乗じない発生せん断力を示す。

表 6-1 平均化後の照査結果（せん断力）*1

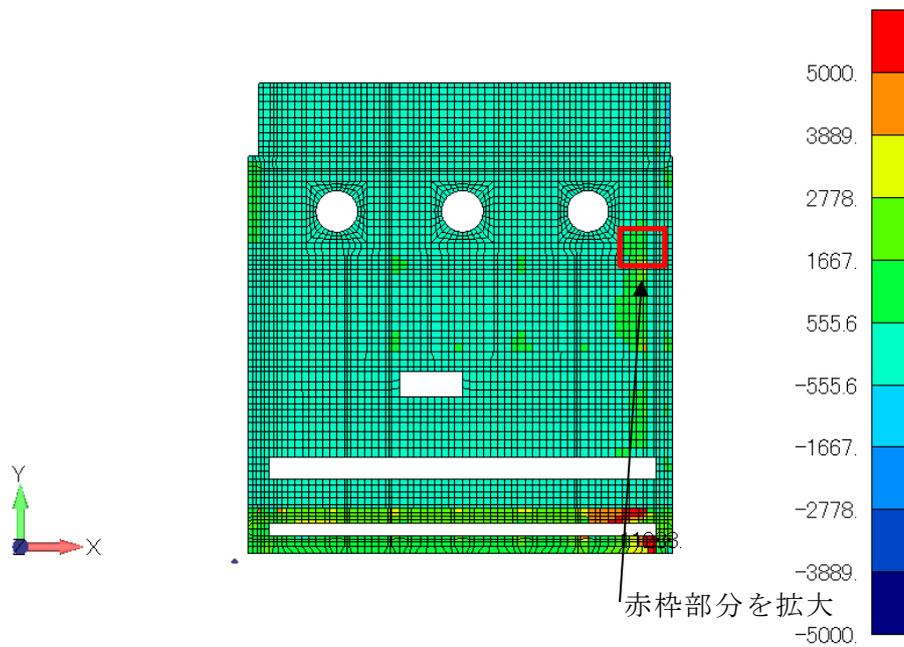
解析ケース	地震動	評価位置 (部材厚)	照査用 せん断力*2 (kN/m)	せん断耐力 (kN/m)	照査値
④	S s - D (-+)	中床版 (1m)	1486	1520	0.98
④	S s - D (++)	側壁 (1m)	787	879	0.90
④	S s - D (-+)	隔壁 (1.3m)	46	54	0.85

注記*1：要素の平均化により許容限界を満足した要素のうち最大照査値となる照査結果を示す。

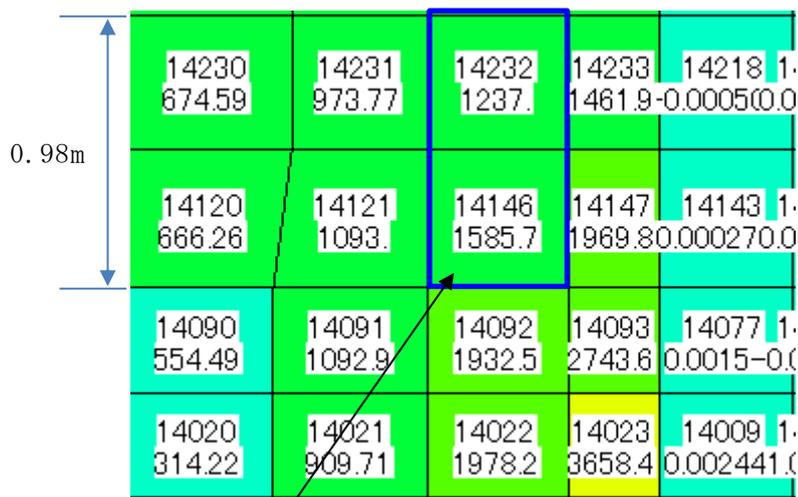
*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a (=1.05)

6.1 中床版における平均化

中床版のせん断力が最大となる時刻において、平均化を実施した範囲の照査用せん断力分布図を図 6-1 に示す。図 6-1(a)に中床版で発生する照査用せん断力分布図を示し、図 6-1(b)に照査用せん断力分布図にて赤枠で囲んだ箇所の拡大図を示す。拡大図については、平均化する要素グループを青枠で示す。また、拡大図に青枠で示したグループの平均化前後のせん断力及びせん断耐力を表 6-2 に示す。



(a) せん断力分布全体図 (中床版)



グループ 1

凡例 上段：要素番号
下段：せん断力(kN/m)

(b) せん断力分布拡大図 (中床版)

図 6-1 せん断力分布図 (中床版)

表 6-2 平均化前後のせん断破壊に対する照査値一覧 (中床版)

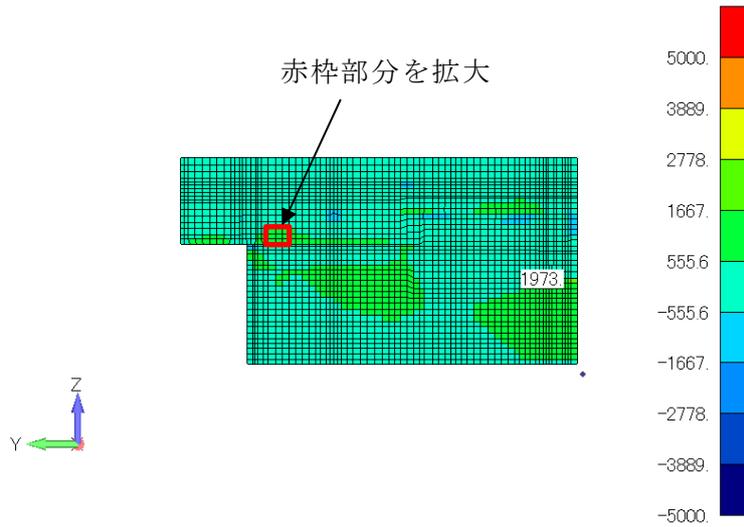
部材 (部材厚)	グループ 番号	平均化要素					平均化後の せん断力*1							
		要素 番号	面積 (m ²)	せん断力 (kN/m)	せん断 耐力 (kN/m)	照査値	要素 番号	面積 (m ²)	せん断力 (kN/m)	せん断 耐力 (kN/m)	照査値			
中床版 (1m)	1	14146	0.25	1586	1519	1.1	14232	0.24	1237	1521	0.85	1415	1520	0.98

注記*1：赤枠は平均化後のせん断破壊に対する照査値が最大となる，せん断力及びせん断耐力を示す。

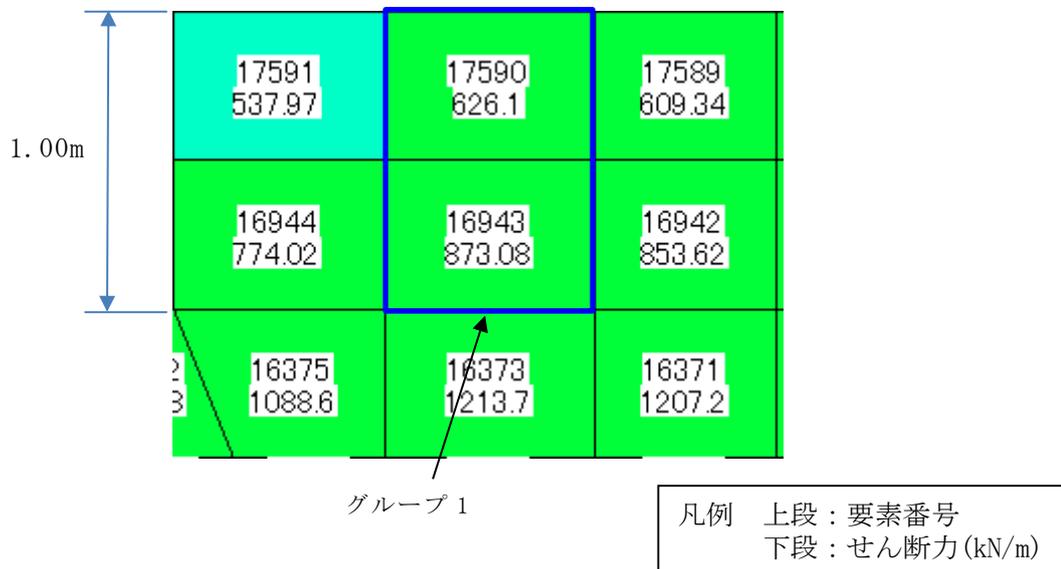
*2：平均化要素におけるせん断力の平均値の絶対値を示す。

6.2 側壁における平均化

側壁のせん断力が最大となる時刻において、平均化を実施した範囲のせん断力分布図を図 6-2 に示す。図 6-2(a) に側壁で発生するせん断力分布図を示し、図 6-2(b) にせん断力分布図にて赤枠で囲んだ箇所の拡大図を示す。拡大図については、平均化する要素グループを青枠で示す。また、拡大図に青枠で示したグループの平均化前後のせん断力を表 6-3 に示す。



(a) せん断力分布全体図（側壁）



(b) せん断力分布拡大図（側壁）

図 6-2 せん断力分布図（側壁）

表 6-3 平均化前後のせん断破壊に対する照査値一覧 (側壁)

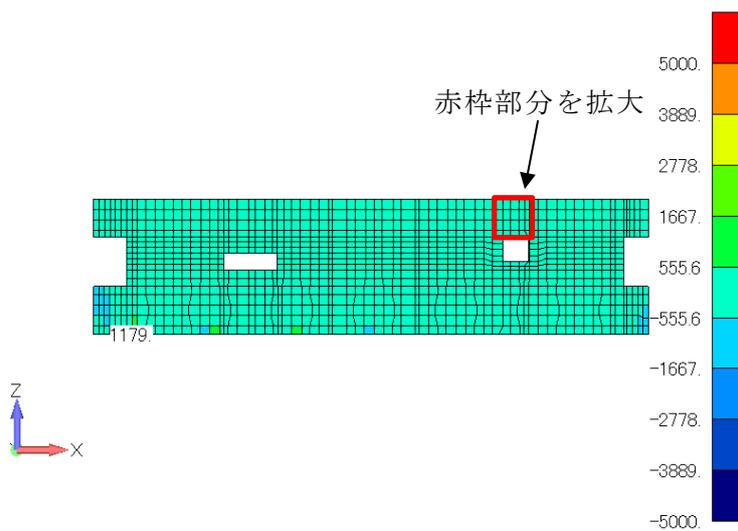
部材 (部材厚)	グループ 番号	平均化要素					平均化後の せん断力*1							
		要素 番号	面積 (m ²)	せん断力 (kN/m)	せん断 耐力 (kN/m)	照査値	要素 番号	面積 (m ²)	せん断力 (kN/m)	せん断 耐力 (kN/m)	照査値			
側壁 (1m)	1	16943	0.35	873	883	1.04	17590	0.35	626	874	0.75	750	879	0.9

注記*1：赤枠は平均化後のせん断破壊に対する照査値が最大となる，せん断力及びせん断耐力を示す。

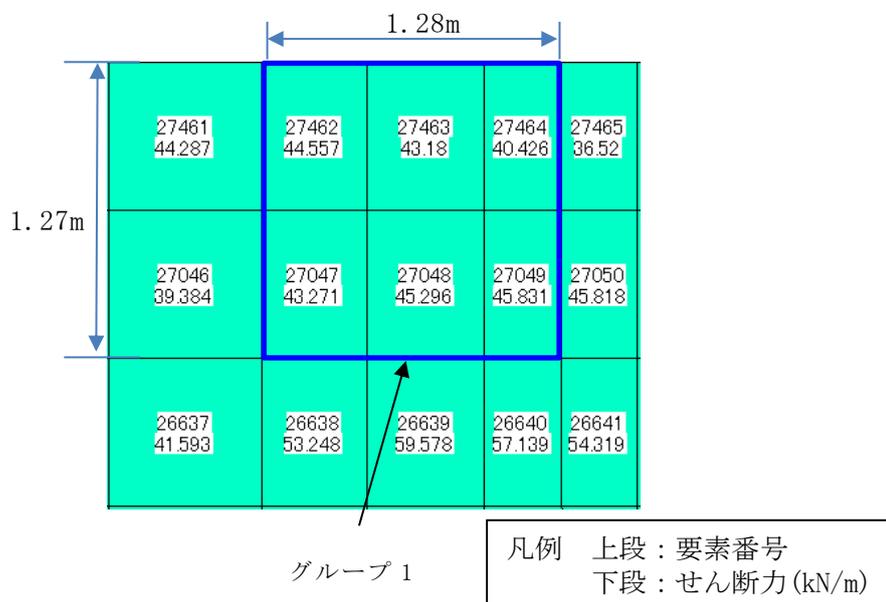
*2：平均化要素におけるせん断力の平均値の絶対値を示す。

6.3 隔壁における平均化

隔壁のせん断力が最大となる時刻において、平均化を実施した範囲のせん断力分布図を図 6-3 に示す。図 6-3(a)に隔壁で発生するせん断力分布図を示し、図 6-3(b)にせん断力分布図にて赤枠で囲んだ箇所の拡大図を示す。拡大図については、平均化する要素グループを青枠で示す。また、拡大図に青枠で示したグループの平均化前後のせん断力及びせん断耐力を表 6-4 に示す。



(a) せん断力分布全体図（隔壁）



(b) せん断力分布拡大図（隔壁）

図 6-3 せん断力分布図（隔壁）

表 6-4 平均化前後のせん断破壊に対する照査値一覧 (隔壁)

部材 (部材厚)	グループ 番号	平均化要素					平均化要素					平均化後の せん断力*1	
		要素 番号	面積 (m ²)	せん断力 (kN/m)	せん断 耐力 (kN/m)	照査値	要素 番号	面積 (m ²)	せん断力 (kN/m)	せん断 耐力 (kN/m)	照査値	せん断 耐力 (kN/m)	照査値
隔壁 (1.3m)	1	27462	0.285	45	74	0.63	27047	0.285	43	111	0.41	44	54
		27463	0.3167	43	20	2.26	27048	0.3167	45	80	0.59		
		27464	0.2058	40	0*3	-	27049	0.2058	46	50	0.96		

注記*1：赤枠は平均化後のせん断破壊に対する照査値が最大となる，せん断力及びせん断耐力を示す。

*2：平均化要素におけるせん断力の平均値の絶対値を示す。

*3：軸力が引張であり，コンクリートのせん断耐力を期待しない。

7. まとめ

取水槽については、一部部材において照査用ひずみ及びせん断力が許容限界を越えることから、基準類をもとに断面厚さの 1.0 倍以内で要素の主筋ひずみ及びせん断力を平均化する妥当性を確認し、表 7-1 に示す部材を除き、平均化後の主筋ひずみ及びせん断力が許容限界を満足することを確認した。

なお、同表に記載する部材については、要素の平均化を実施しても許容限界を満足しないことから、「参考資料 2 部材モデルを用いた健全性評価について」により、当該部材が健全であることを確認する。

表 7-1 要素の平均化を実施しても許容限界を満足しない部材

照査項目	要素の平均化を実施しても許容限界を満足しない部材
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	側壁，導流壁
せん断破壊に対する照査	導流壁

参考文献

- 1) 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 3 月

参考資料2 部材モデルを用いた健全性評価について

1. はじめに

取水槽については、要求機能に応じた許容限界に基づき耐震評価を行っているが、一部部材において照査用ひずみ及びせん断力が許容限界を越えることから、「参考資料1 照査用応答値の平均化について」において、基準類をもとに断面厚さの1.0倍以内で要素の主筋ひずみ及びせん断力を平均化する妥当性を確認し、平均化後の主筋ひずみ及びせん断力が許容限界を満足することを確認した。

しかし、照査用ひずみ及びせん断力を平均化して合理的に評価したとしても、一部、許容限界を上回る部材（要素）が含まれる。

以上を踏まえ、本資料においては当該部材を対象に、部材としての損傷状況をより精緻に確認する。

2. 許容限界を超える部材

図2-1に示す西側壁1，東側壁3及び導流壁1～5については、照査用ひずみ及びせん断力を平均化して合理的に評価したとしても、許容限界を上回る要素が含まれている。表2-1～表2-3に西側壁1，東側壁3及び導流壁1～5の照査結果（要素の平均化後）を示す。

しかし、図2-2～図2-8のひずみ分布図及びせん断照査図に示すとおり、許容限界を超える西側壁1，東側壁3及び導流壁1～5の要素の分布は局所的であり、部材全体としてはおおむね弾性範囲に留まっていると考えられる。その裏付けとして、当該部材について部材モデルを作成し、プッシュオーバー解析を実施することにより、荷重－変位曲線から部材全体の損傷状況を確認することで、部材の健全性を確認する。

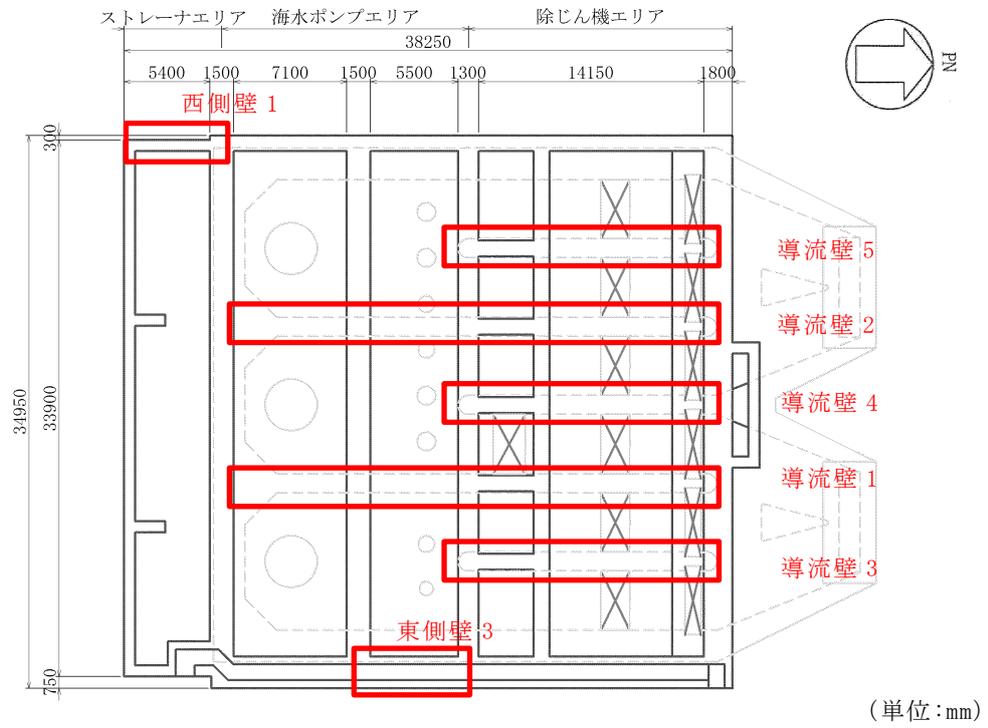
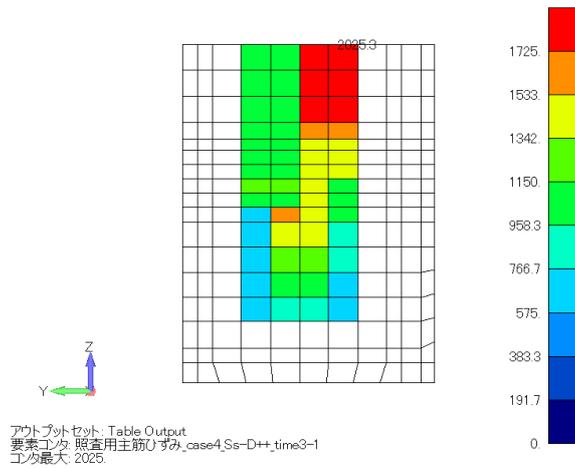


図 2-1 要素の平均化を実施しても許容限界を超過する部材位置 (平面図)

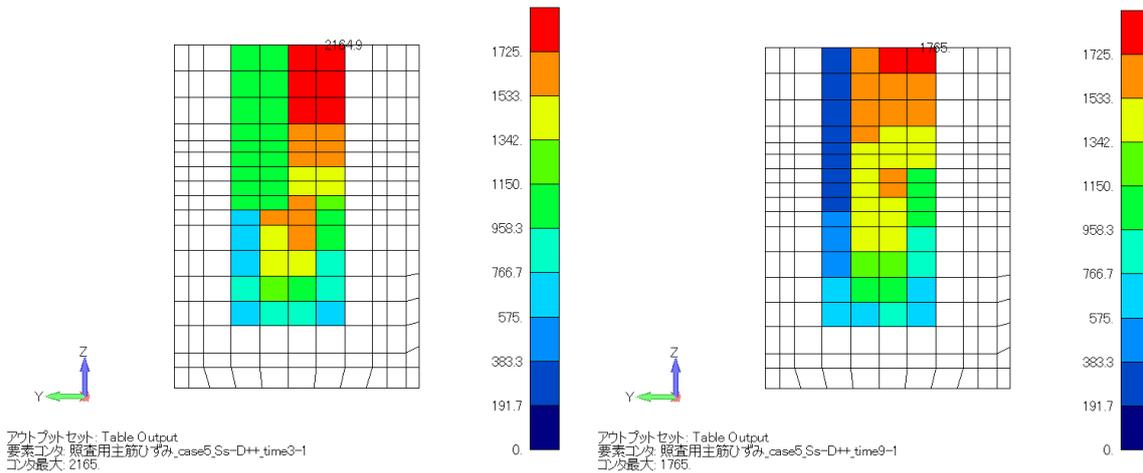
表 2-1 許容限界（限界ひずみ）を超える部材（西側壁 1）

解析 ケース	地震動		時刻	照査用主筋 ひずみ* (平均化後)	限界 ひずみ	照査値
④	S s - D	++	時刻 3	2025 μ	1725 μ	1.18
⑤	S s - D	++	時刻 3	2165 μ	1725 μ	1.26
			時刻 9	1765 μ	1725 μ	1.03

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a (=1.2)



解析ケース④, S s - D (++) 【時刻 3】



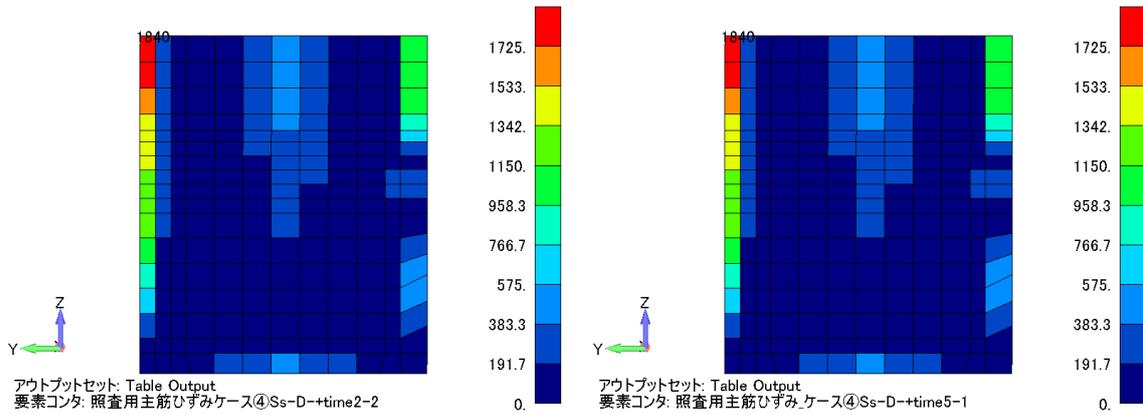
解析ケース⑤, S s - D (++) 【左: 時刻 3, 右: 時刻 9】

図 2-2 許容限界（限界ひずみ）を超過する部材のひずみ分布図（西側壁 1）

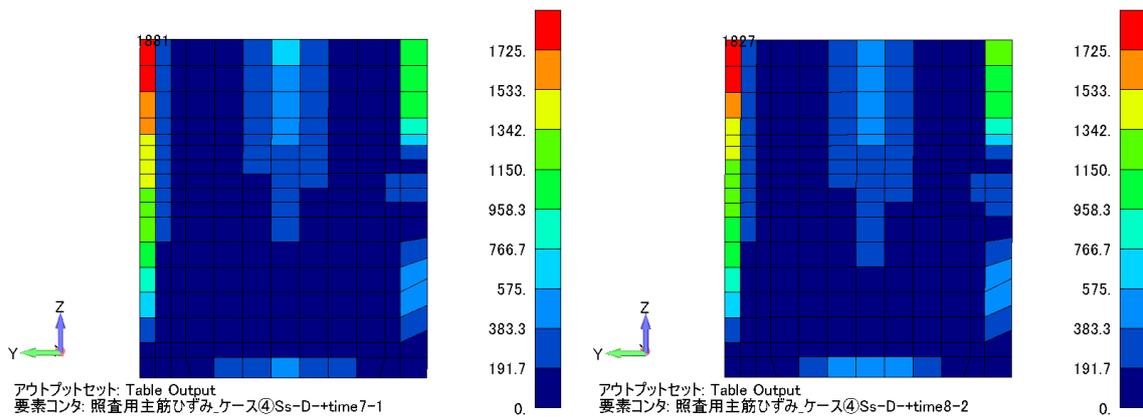
表 2-2 許容限界（限界ひずみ）を超える部材（東側壁 3）

解析 ケース	地震動		時刻	照査用主筋 ひずみ*	限界 ひずみ	照査値
④	S s - D	一十	時刻 2	1840 μ	1725 μ	1.07
			時刻 5	1840 μ	1725 μ	1.07
			時刻 7	1881 μ	1725 μ	1.10
			時刻 8	1827 μ	1725 μ	1.06
⑤	S s - D	一十	時刻 2	1790 μ	1725 μ	1.04
			時刻 5	1833 μ	1725 μ	1.07
			時刻 7	1853 μ	1725 μ	1.08

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a （＝1.2）

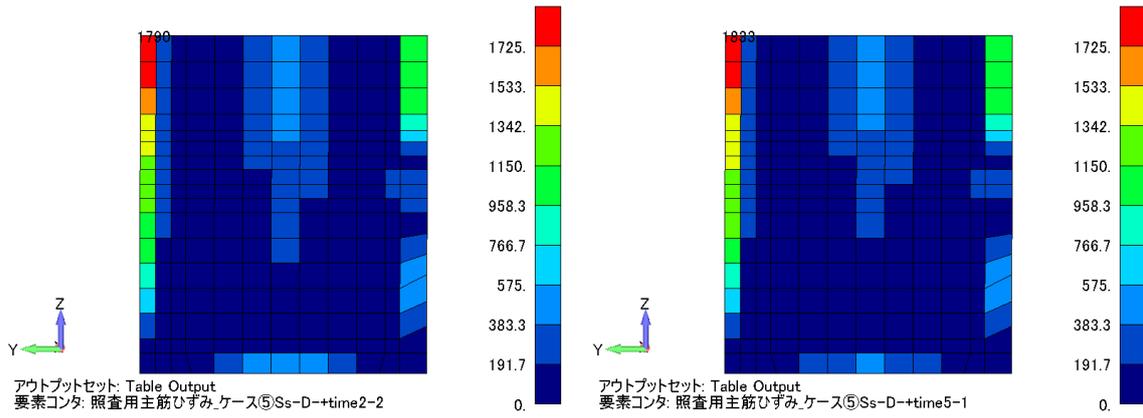


解析ケース④， S s - D（一十） 【左：時刻 2， 右：時刻 5】

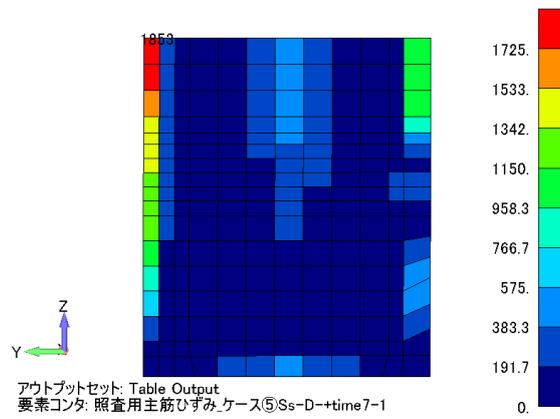


解析ケース④， S s - D（一十） 【左：時刻 7， 右：時刻 8】

図 2-3 許容限界（限界ひずみ）を超過する部材のひずみ分布図（東側壁 3）



解析ケース⑤, $S_s - D (-+)$ 【左: 時刻 2, 右: 時刻 5】



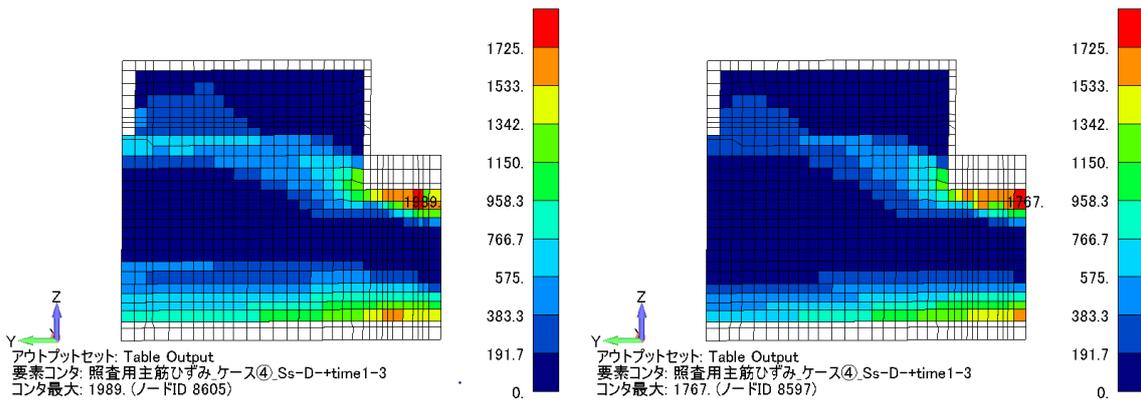
解析ケース⑤, $S_s - D (-+)$ 【時刻 7】

図 2-4 許容限界 (限界ひずみ) を超過する部材のひずみ分布図 (東側壁 3)

表 2-3 許容限界（限界ひずみ）を超える部材（導流壁 3 及び 4）

解析 ケース	地震動		時刻	照査用主筋 ひずみ* (平均化 後)	限界 ひずみ	照査値
④	S s - D	- +	時刻 1	1989 μ	1725 μ	1.16

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a (=1.2)



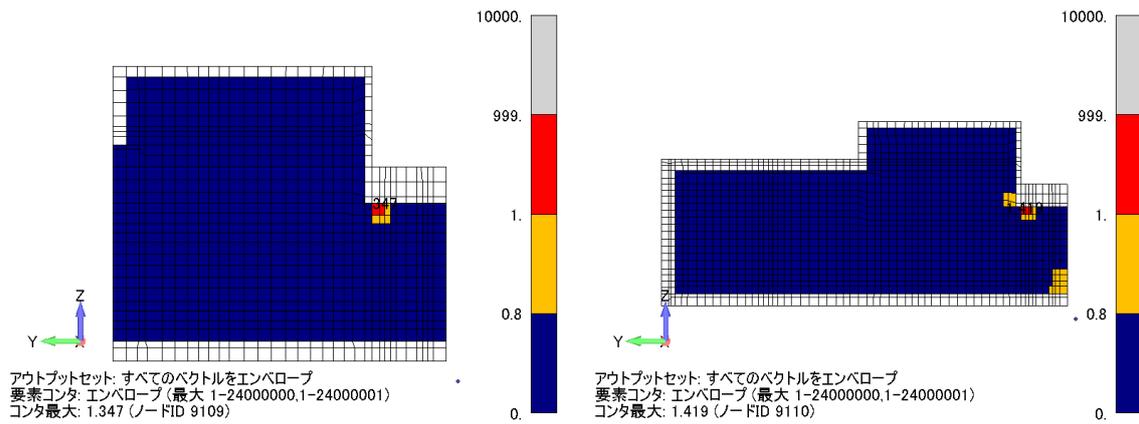
解析ケース④, S s - D (- +) 【時刻 1】

図 2-5 許容限界（限界ひずみ）を超過する部材のひずみ分布図
(左: 導流壁 3, 右: 導流壁 4)

表 2-4 許容限界（せん断耐力）を超える部材（導流壁 1~5）

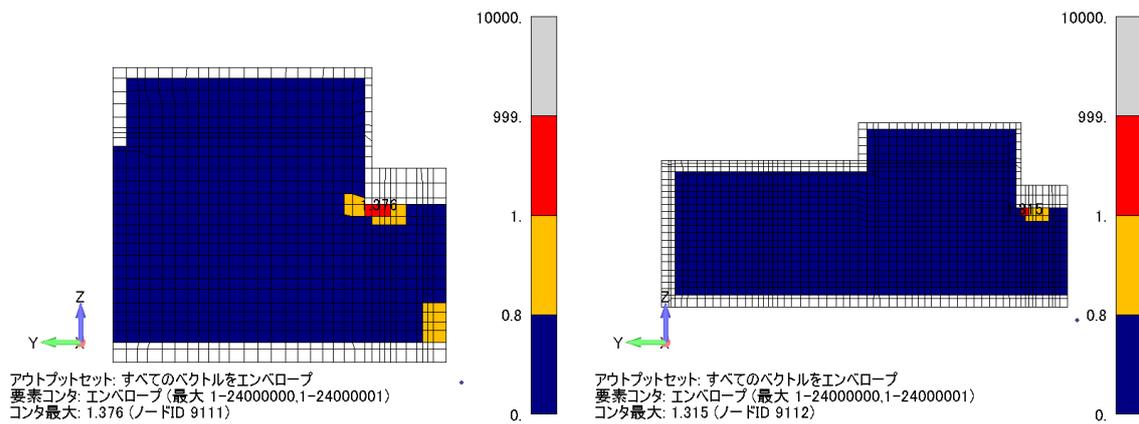
解析 ケース	地震動		時刻	照査用	せん断	照査値
				せん断力 （平均化 後）(kN/m)	耐力(kN/m)	
④	S s - D	- +	時刻 1	1805	1272	1.42

注記*：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a （＝1.05）



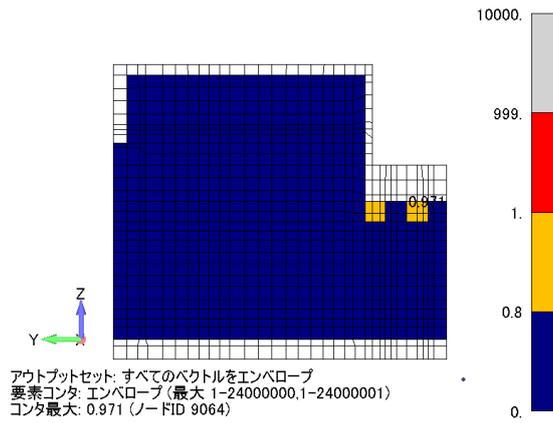
解析ケース④， S s - D (- +) 【時刻 1】

図 2-6 許容限界（せん断耐力）を超過する部材のせん断耐力照査値分布図
（左：導流壁 3，右：導流壁 1）



解析ケース④， S s - D (- +) 【時刻 1】

図 2-7 許容限界（せん断耐力）を超過する部材のせん断耐力照査値分布図
（左：導流壁 4，右：導流壁 2）



解析ケース⑤, $S_s - D (-+)$ 【時刻 7】

図 2-8 許容限界 (せん断耐力) を超過する部材のせん断耐力照査値分布図
 (導流壁 5)

3. 部材モデルによる評価方針

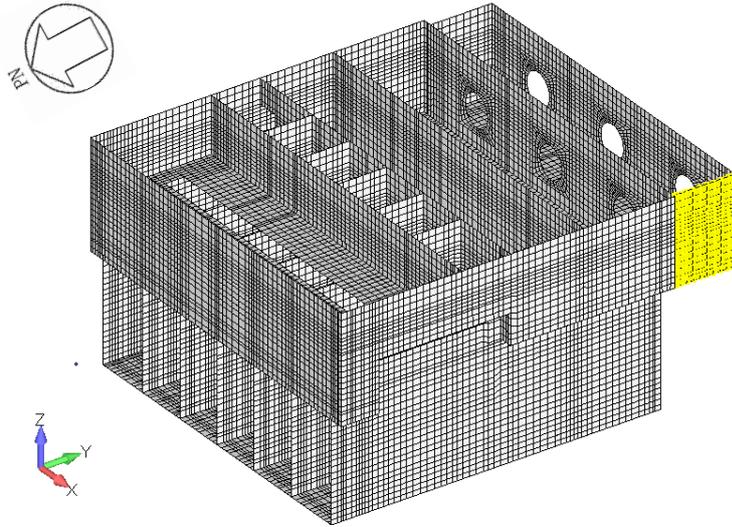
3.1 部材モデルの概要

部材に着目した評価を実施するにあたり，当該部材の荷重－変位関係を明確化する目的で，部材モデルを作成する。

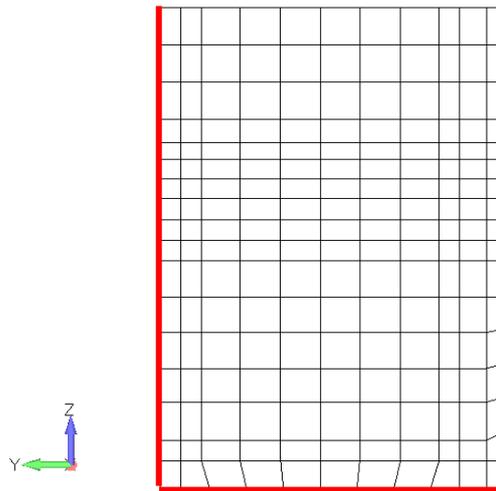
3.1.1 西側壁 1

部材モデルは，本文「4.2.1 構造物のモデル化」に示す 3次元構造解析モデルから，ストレーナエリアの西側壁 1 を取り出し，部材モデルを作成した。西側壁 1 の部材モデルの概要を図 3-1 に示す。西側壁 1 の左右端及び下端が他部材（隔壁及び中床版）と接しており面外変形しにくいことから，境界条件を 3 辺固定とした。

なお，境界条件以外の解析モデルの諸元については，3次元構造解析モデルと同様であり，部材モデルが外的要因（当該部材に隣接する要求機能の異なる他部材の変形等）によって影響を受けないため，着目部材の損傷が PHb の適用範囲であるおおむね弾性の範囲に収まることを精度よく確認することが出来る。



全体モデル（黄色：部材モデル対象箇所）

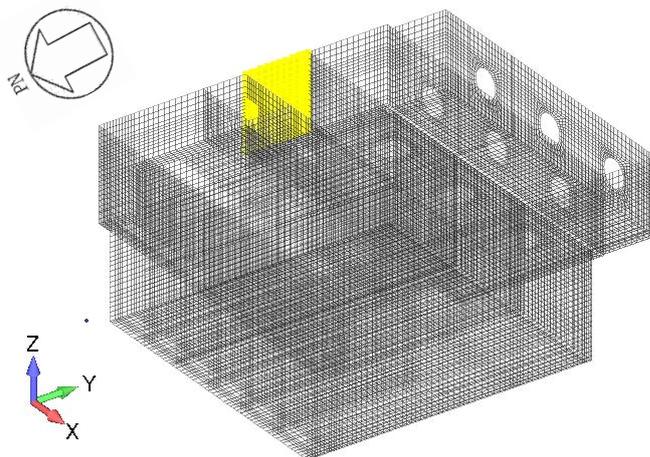


部材モデル詳細図（赤線：固定条件）

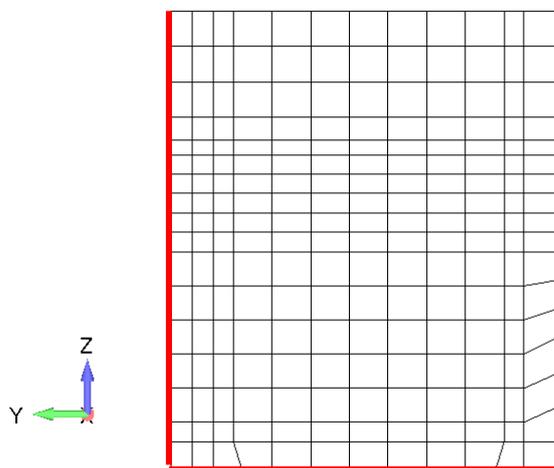
図 3-1 部材モデルの概要（西側壁 1）

3.1.2 東側壁 3

部材モデルは、本文「4.2.1 構造物のモデル化」に示す 3次元構造解析モデルから、海水ポンプエリア上部の東側壁 3 を取り出し、部材モデルを作成した。東側壁 3 の部材モデルの概要を図 3-2 に示す。東側壁 3 の左右端及び下端が他部材（隔壁及び中床版）と接しており面外変形しにくいことから、境界条件を 3 辺固定とした。



全体モデル（黄色：部材モデル対象箇所）



部材モデル詳細図（赤線：固定条件）

図 3-2 部材モデルの概要（東側壁 3）

3.1.3 導流壁 1～5

部材モデルは、本文「4.2.1 構造物のモデル化」に示す 3次元構造解析モデルから、導流壁の中で平均化後の主筋ひずみ (PHb 範囲) が大きい部材である導流壁 3 と、平均化後のせん断破壊に対する照査値 (PHb 範囲) が大きい部材である導流壁 4 を取り出し、部材モデルを作成した。

主筋ひずみによる照査については、許容限界を超える要素が同程度のため、照査値最大の要素がある導流壁 3 を対象とする。せん断力による照査については照査値が同程度であるため、照査値が 1.0 を超える要素が多い導流壁 4 を対象とした。

部材モデルの詳細図を図 3-3 に示す。図 3-4 に示す変形図から、上端の変位が大きいことから下端固定とし、上端は全体モデルにおける変形を表現するために、部材頂部の要素に働く断面力である軸力 F_x 、せん断力 Q_x 、モーメント M_x を載荷した (それぞれ X 方向の荷重、Z 方向の荷重、Y 軸周りのモーメントとして部材頂部の節点に載荷)。

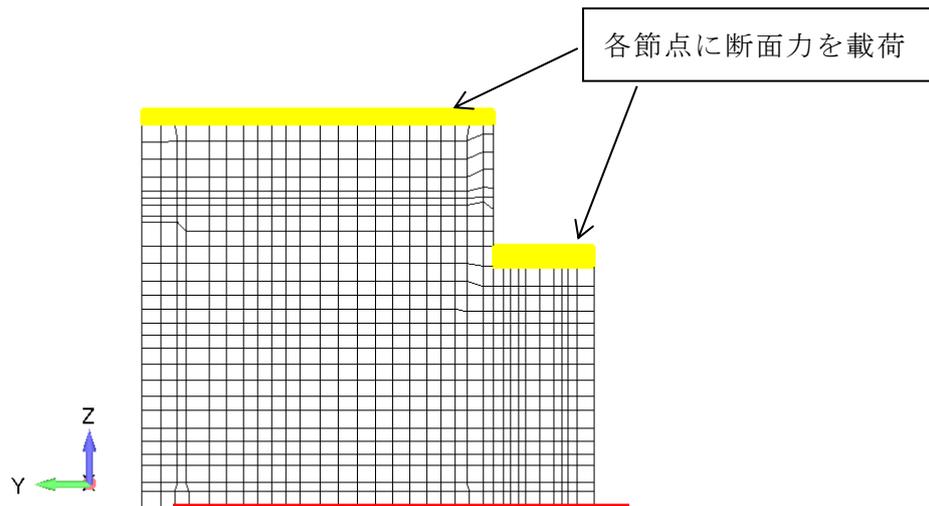


図 3-3 部材モデル詳細図 (導流壁 3 及び 4)
(赤線：固定条件，黄線上の節点：断面力載荷位置)

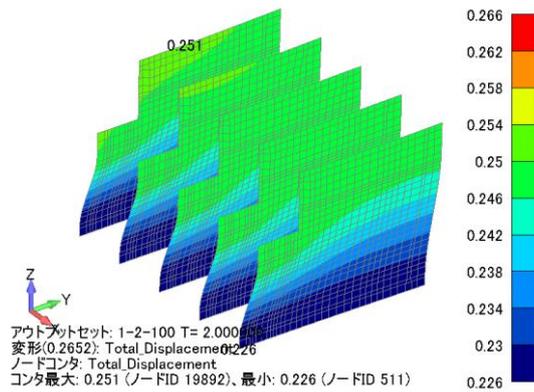
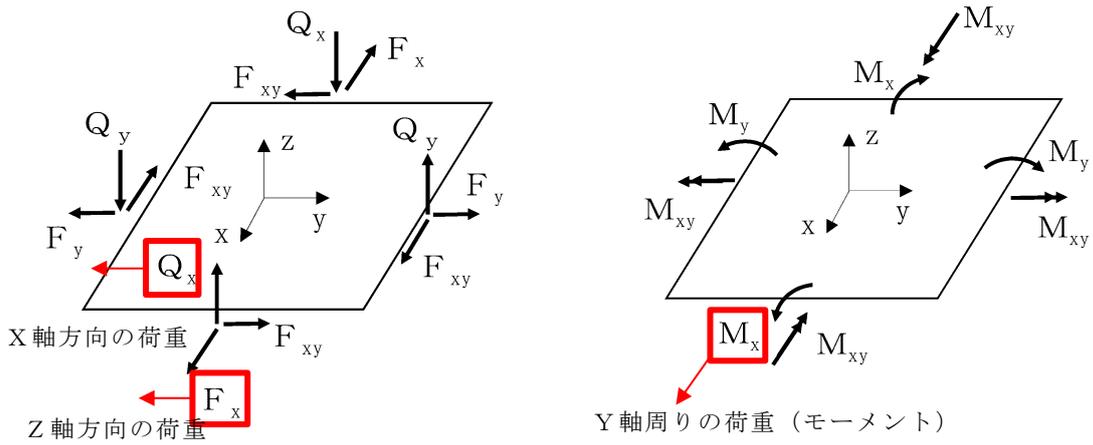


図 3-4 導流壁の変形図（全体モデル）

なお、本 3 次元構造解析で使用する解析コード「F I N A S / S T A R」では、固定部材との接点でのみ節点力（反力）が出力されるようになっている。導流壁上端と接する中床版は固定されておらず、節点力（反力）が計測されないことから、断面力を使用して解析を実施する。断面力を荷重として割り振る場合、以下の計算式を用いて 1 要素の断面力を算出している。

$$\text{断面力 (kN/m)} \times \text{要素長さ (m)} = 1 \text{ 要素の断面力 (kN)}$$

また、1 要素の断面力は隣接する節点に均等に分配する。これらを合計した値を節点荷重として載荷する。部材モデルの概要を図 3-5 及び図 3-6 に示す。



面内力，せん断力の正方向

モーメントの正方向

断面力詳細(赤四角：载荷する断面力，黒四角：载荷先の節点荷重)

図 3-5 導流壁部材モデルの概要

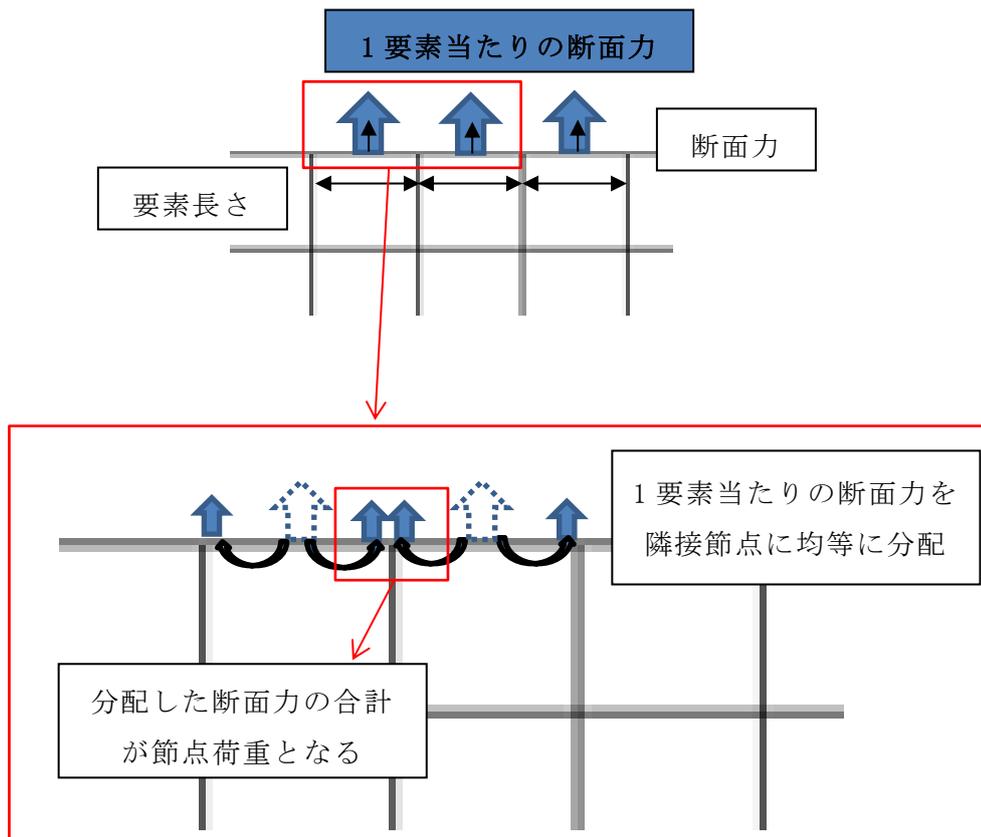


図 3-6 断面力の分配方法

3.2 プッシュオーバー解析における荷重の載荷方法

部材モデルに対しては、「2. 許容限界を超える部材」にて示した照査値が 1.0 を超える解析ケースにおける作用荷重（土圧や慣性力等による総荷重）を与える。プッシュオーバー解析においては上述の作用荷重を 100% とし、荷重を 0% から 300% まで 1% ずつ漸増させることで、部材全体の荷重－変位曲線を作成する。なお、変位の抽出点は、最も変位の大きい部材上端の中心とする。

3.3 荷重－変位曲線を踏まえた評価内容

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・照査例（土木学会，原子力土木委員会，2018 年）では，構造物全体系の挙動と照査指標の関係を図 3-6 のとおり示しており，荷重－変位関係の第 2 折れ点に至るまでをおおむね弾性範囲としている。

本検討においては，部材モデルに対するプッシュオーバー解析より求まる荷重－変位曲線より，荷重倍率 100% における変位が第 2 折れ点の手前であることを確認することで，部材全体がおおむね弾性範囲にあり，PHb 工法適用部材として健全であることを確認する。

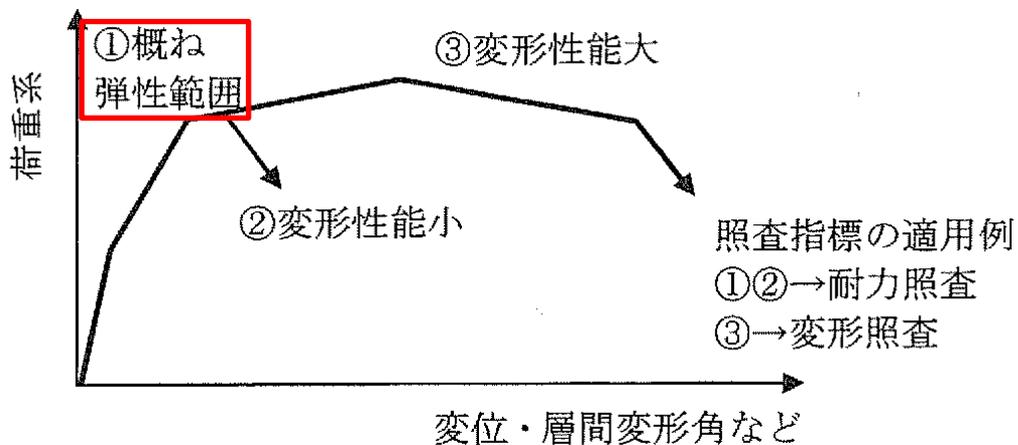


図 3-6 構造物全体系の挙動と照査指標の関係（赤枠を追記）

4. 部材モデルによる評価結果

西側壁 1 及び東側壁 3 の部材モデルについて、プッシュオーバー解析での荷重 100% の主筋ひずみを図 4-1 及び図 4-2 に示す。また、プッシュオーバー解析により求めた荷重-変位曲線を図 4-3 及び図 4-4 に示す。西側壁 1 及び東側壁 3 が、荷重倍率 100% を十分に上回る範囲で第 2 折れ点に至っており、荷重倍率 100% における当該部材が部材全体としておおむね弾性範囲にあることを確認した。

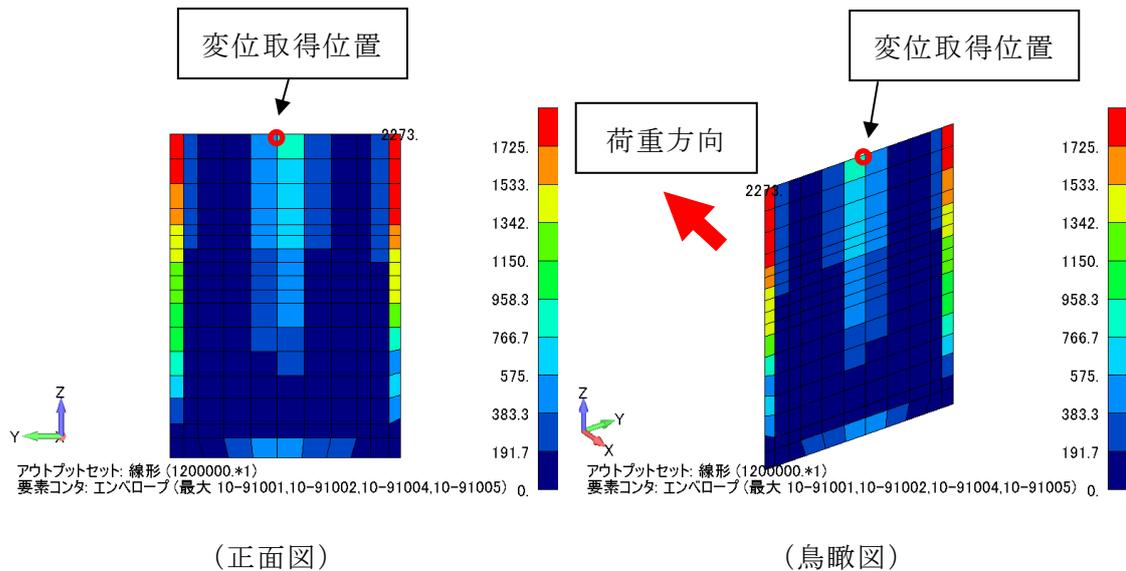


図 4-1 部材モデルにおける荷重 100%での主筋ひずみ（西側壁 1）

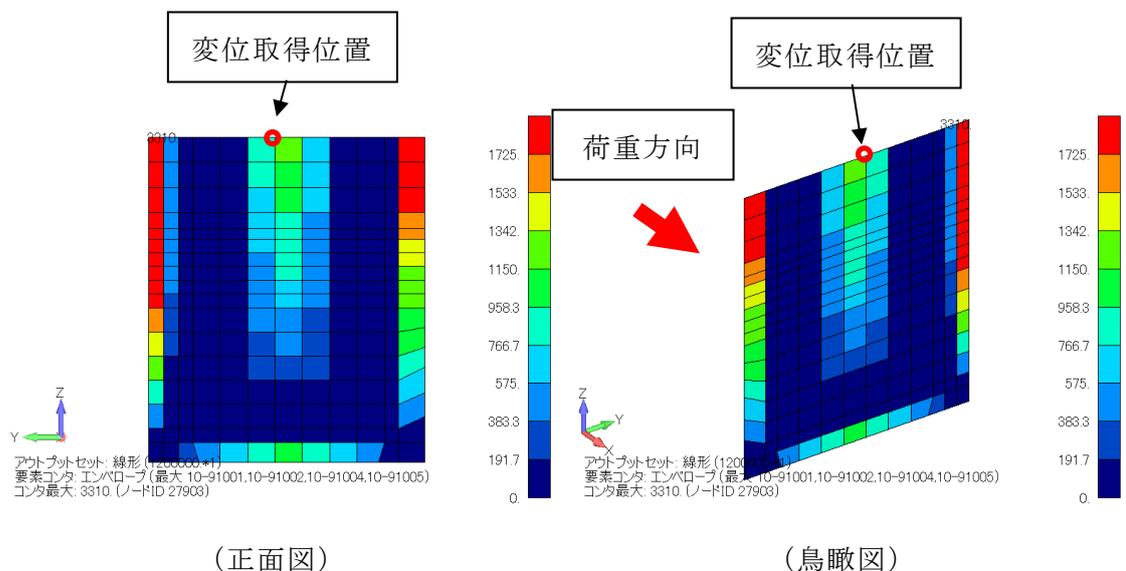


図 4-2 部材モデルにおける荷重 100%での主筋ひずみ（東側壁 3）

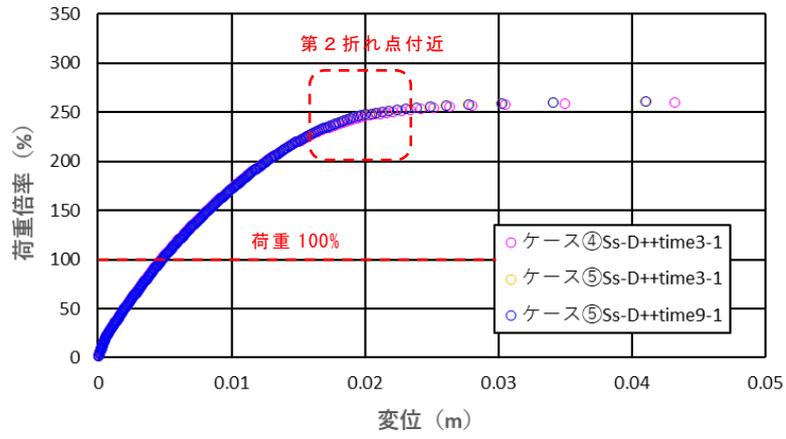


図 4-3 西側壁 1 に働く荷重倍率と相対変位の関係

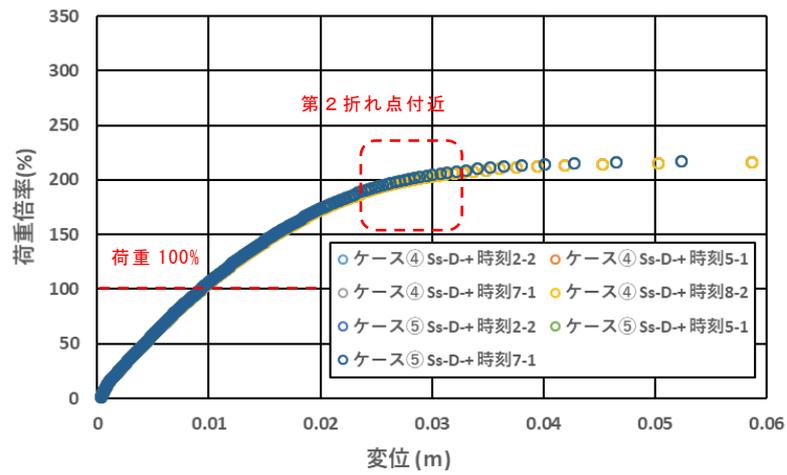


図 4-4 東側壁 3 に働く荷重倍率と相対変位の関係

導流壁 3 及び導流壁 4 の部材モデルの荷重 100%の変形図を図 4-5 に示す。全体モデルは上端と下端の変位の差が 0.03m 程度であるのに対し、部材モデルの変形も同等であることから、適切な境界条件を設定していること確認した。また、プッシュオーバー解析により求めた荷重-変位曲線を図 4-6 及び図 4-7 に示す。導流壁 3 及び導流壁 4 が、荷重倍率 100%を十分に上回る範囲で第 2 折れ点に至っており、荷重倍率 100%における当該部材が部材全体としておおむね弾性範囲にあることを確認した。

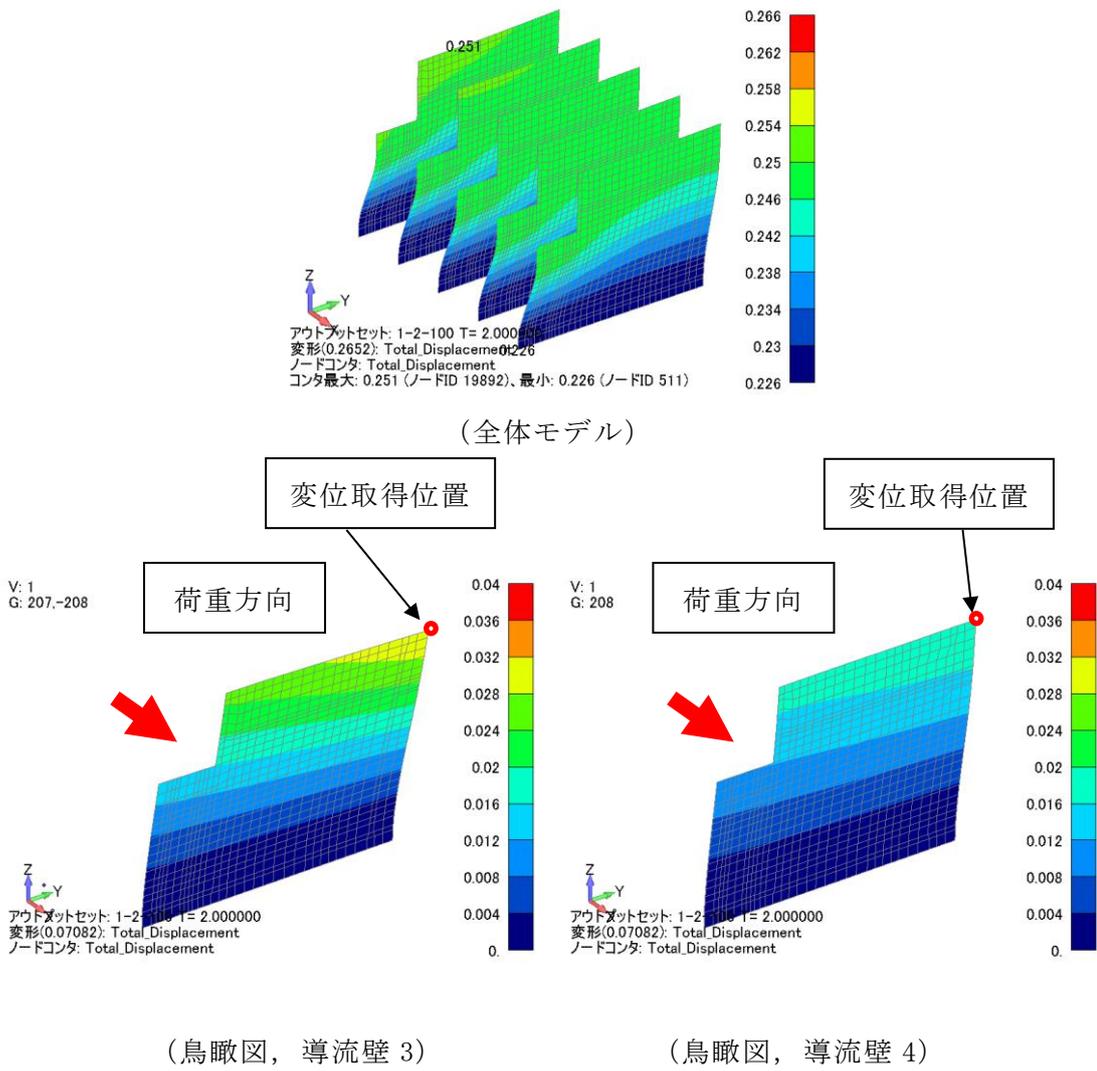


図 4-5 部材モデルでの荷重 100%での変形図 (導流壁 3 及び導流壁 4)

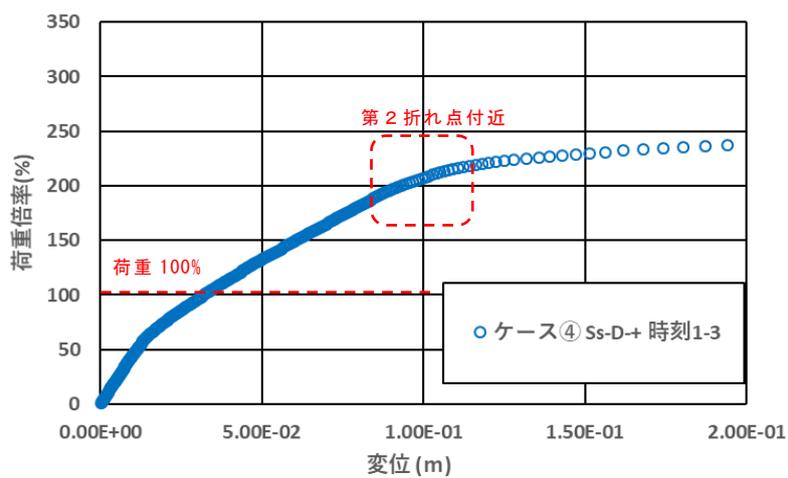


図 4-6 導流壁 3 に働く荷重倍率と相対変位の関係

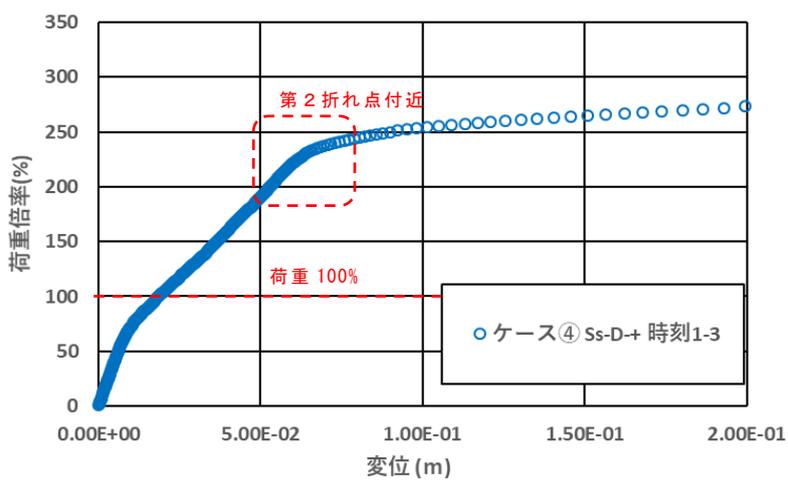


図 4-7 導流壁 4 に働く荷重倍率と相対変位の関係

5. まとめ

取水槽については、要求機能に応じた許容限界に基づき耐震評価を行っているが、要素の平均化を実施しても西側壁 1、東側壁 3 及び導流壁 1～5 において照査用ひずみ及びせん断力が許容限界を超過していた。そのため、当該部材について部材モデルを作成し、プッシュオーバー解析を実施することにより、荷重－変位曲線から部材全体でおおむね弾性範囲にあることを確認した。以上より、西側壁 1、東側壁 3 及び導流壁 1～5 が部材としての健全性を有することを確認した。

参考資料3 3次元構造解析モデルの妥当性について

1. はじめに

取水槽は、複数の妻壁及び隔壁を有する複雑な構造物であるため、3次元構造解析により、構造部材の耐震評価を実施している。取水槽は、上流側から漸拡ダクト部、除じん機エリア、海水ポンプエリア及びストレーナーエリアの4つのエリアから構成されているが、耐震評価に使用する3次元構造解析モデルは、漸拡ダクト部を除くエリアを対象としてモデル化を実施している。

本検討では、耐震評価に使用する3次元構造解析モデルと、漸拡ダクト部をモデル化対象に含めた3次元構造解析モデルの解析結果を比較し、耐震評価に使用する3次元構造解析モデル化範囲に漸拡ダクト部を含めた場合の影響を確認する。

2. 検討内容

2.1 耐震評価に使用する3次元構造解析モデルの概要

取水槽の平面図を図2-1に示す。取水槽は、複数の妻壁及び隔壁を有する複雑な構造物であるため、3次元構造解析により、構造部材の耐震評価を実施している。3次元構造解析に用いる地震時荷重算出にあたり、図2-2～図2-4に示す除じん機エリア、海水ポンプエリア及びストレーナーエリアの中心を通る断面を地震時荷重算出断面としている。

図2-5に示す漸拡ダクト部については、除じん機エリア、海水ポンプエリア及びストレーナーエリア（3エリアを合わせて以下「取水槽本体」という。）と別施工となっており、取水槽本体は現場施工、漸拡ダクト部は別箇所にて制作し、現場に運搬後据え付けられたもので両エリア間には施工ジョイント（継手部）があり、止水を目的として図2-6に示す継手工が行われている。

継手部は1次止水処理としてゴムガスケット、2次止水処置としてM型ジョイントによる止水を行っている。また、不同沈下や地震時のずれ防止を目的としてスリップバーを配置し、止水機能保持を目的として2次コンクリートを打設している。

このことから、取水槽本体と漸拡ダクト部は主筋が連続しておらず、一体化していない（縁が切れている）ことを確認している。

以上を踏まえ、漸拡ダクト部を除いた除じん機エリア、海水ポンプエリア及びストレーナーエリアを3次元構造解析モデルのモデル化範囲とし、非線形シェル要素によりモデル化している。3次元構造解析モデルの鳥瞰図を図2-7に示す。

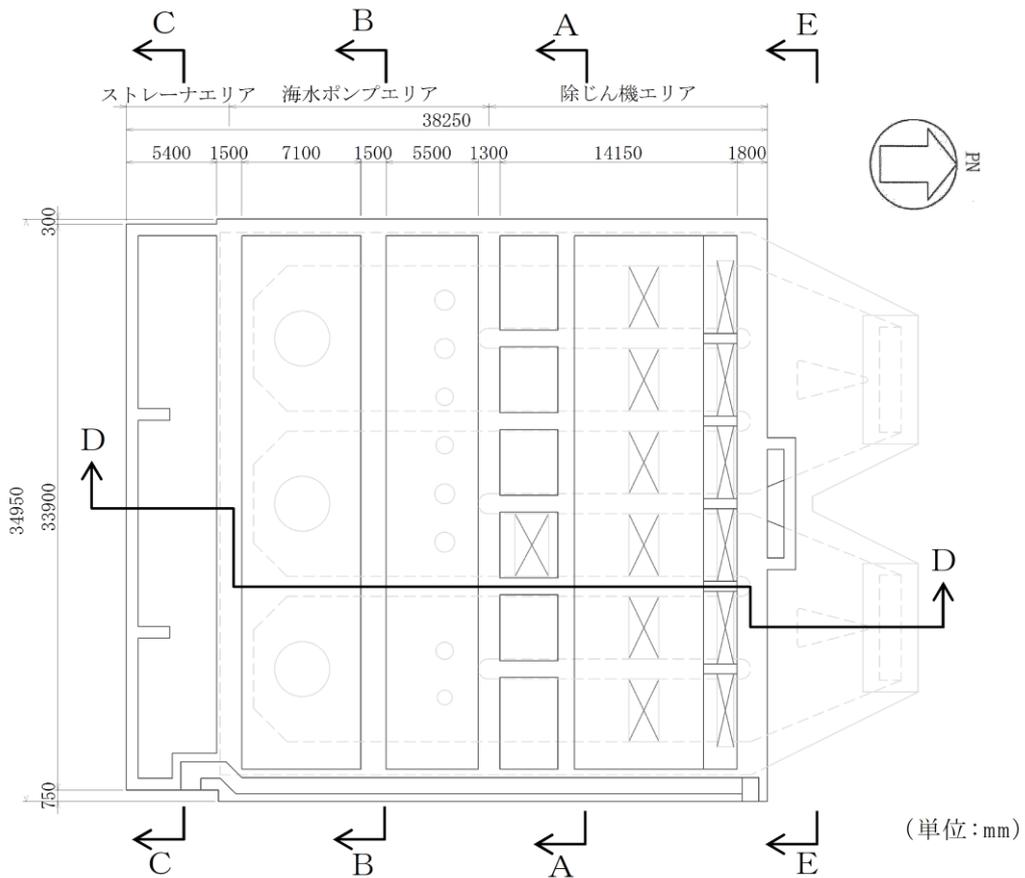


図 2-1 取水槽 平面図

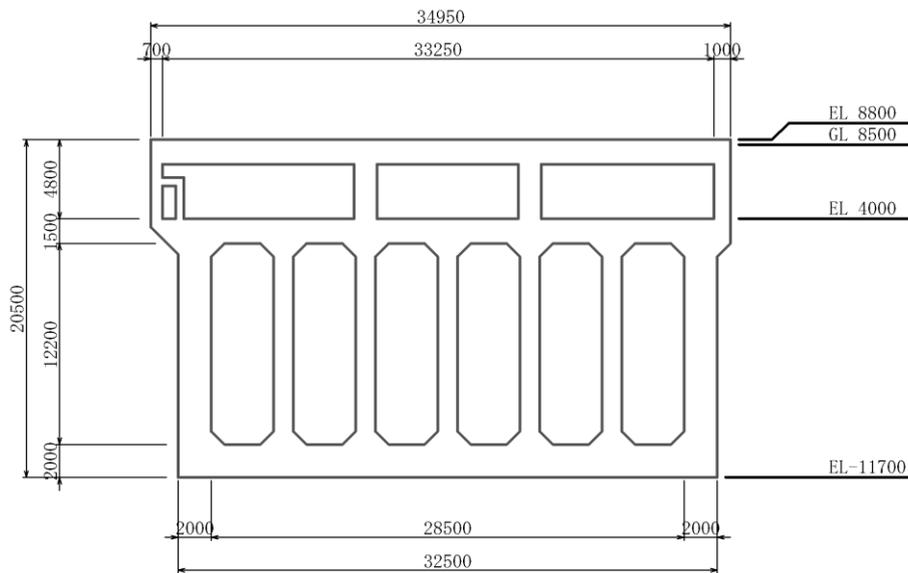


図 2-2 取水槽 断面図 (除じん機エリア (A-A断面))

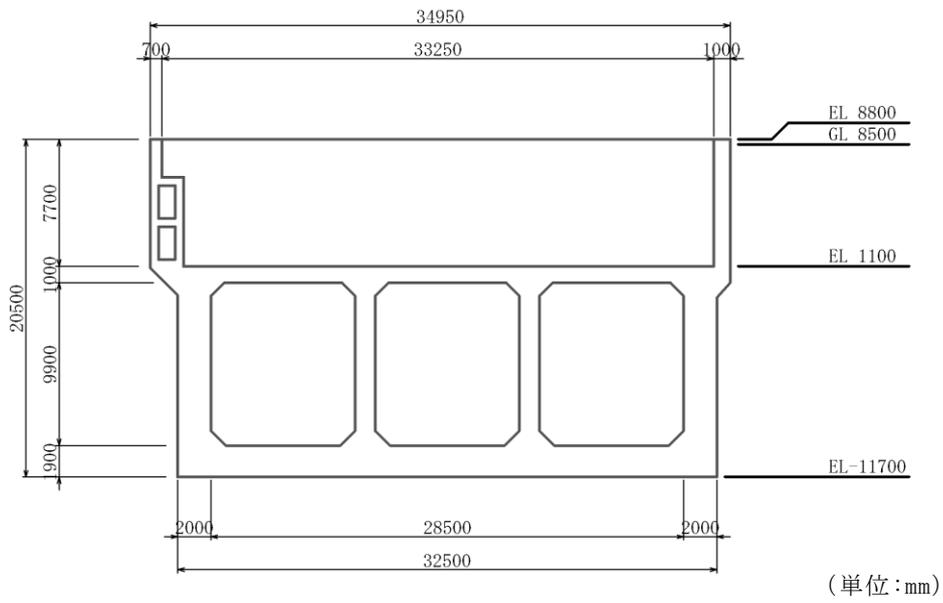


図 2-3 取水槽 断面図 (海水ポンプエリア (B-B 断面))

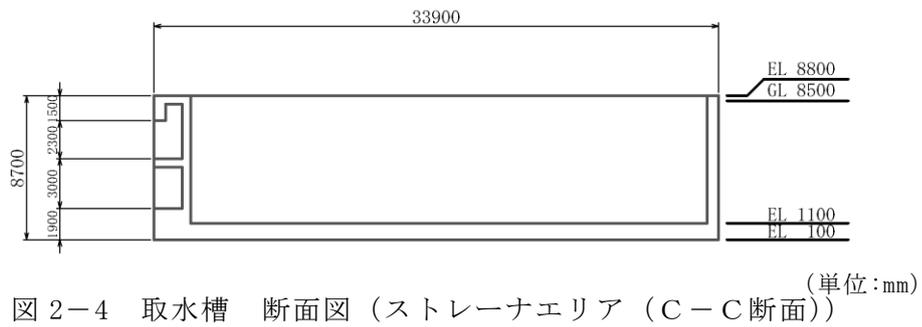


図 2-4 取水槽 断面図 (ストレーナエリア (C-C 断面))

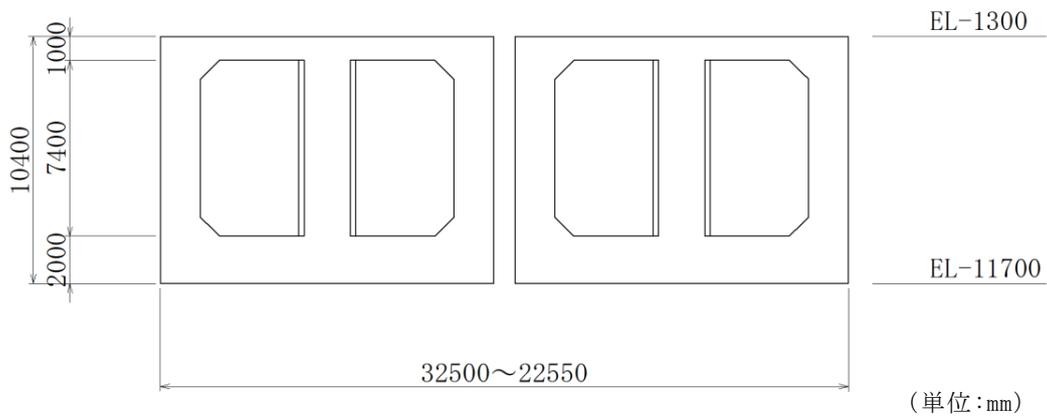
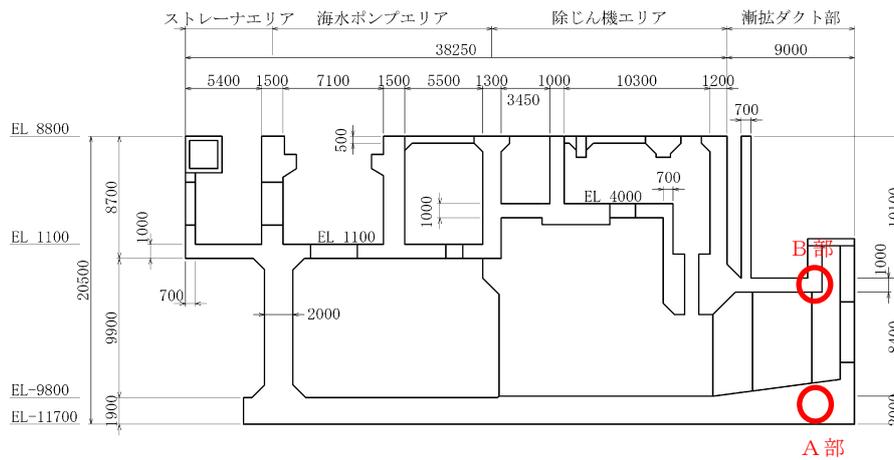
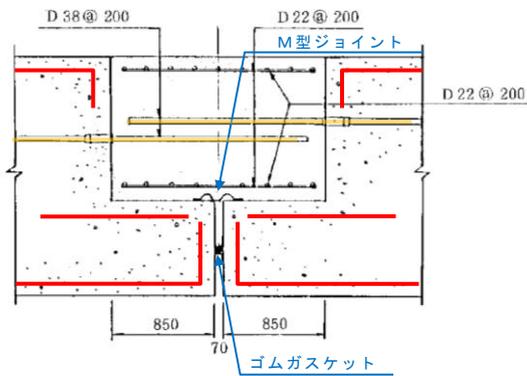


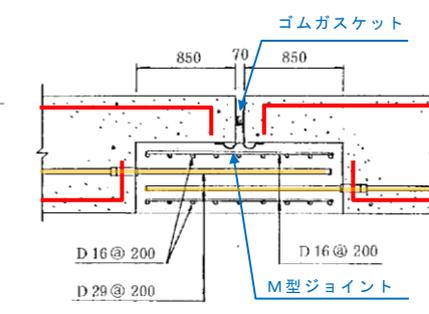
図 2-5 取水槽 断面図 (漸拡ダクト部 (E-E 断面))



(i) 継手部付近の縦断図



(ii) A部詳細 (底版)



(iii) B部詳細 (頂版)

注：工事記録に赤線で主筋を追記

図 2-6 取水槽 継手工概要図

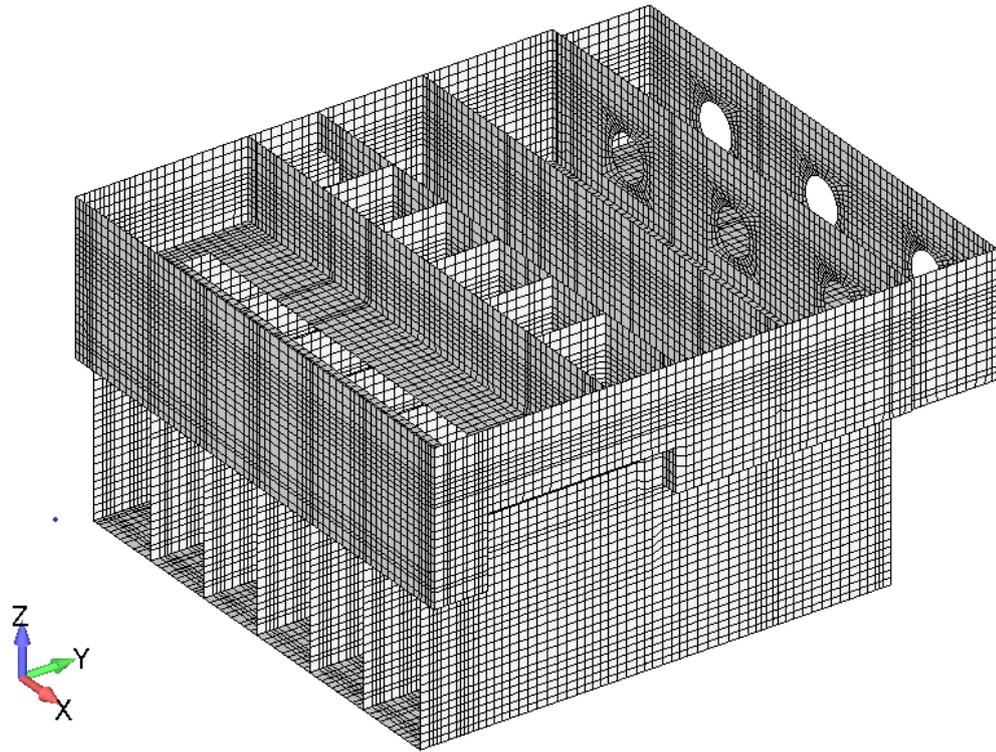


図 2-7 3次元構造解析モデル（鳥瞰図）

2.2 漸拡ダクト部をモデル化範囲に含めた3次元構造解析モデル

漸拡ダクト部については、「2.1 耐震評価に使用する3次元構造解析モデルの概要」で示したとおり、構造物単体としては剛であるため、他の断面による評価に包含されると判断できる。

一方で、ジョイント要素よりも手前の除じん機エリアと接続している漸拡ダクト部の一部区間については、除じん機エリアとの接合部周辺に悪影響を与えることが懸念されるため、図2-8に示す範囲の漸拡ダクト部を非線形シェル要素により3次元でモデル化し、耐震評価に使用する3次元構造解析モデルと、漸拡ダクト部をモデル化対象に含めた3次元構造解析モデルの解析結果を比較する。

図2-9に漸拡ダクト部をモデル化対象に含めた3次元構造解析モデルの鳥瞰図を示す。漸拡ダクト部のモデル化にあたっては、図2-10に示す概略配筋図（E-E断面）をもとに寸法及び鉄筋量を設定する。また、漸拡ダクト部の剛域設定については、図2-11に示すとおりとする。

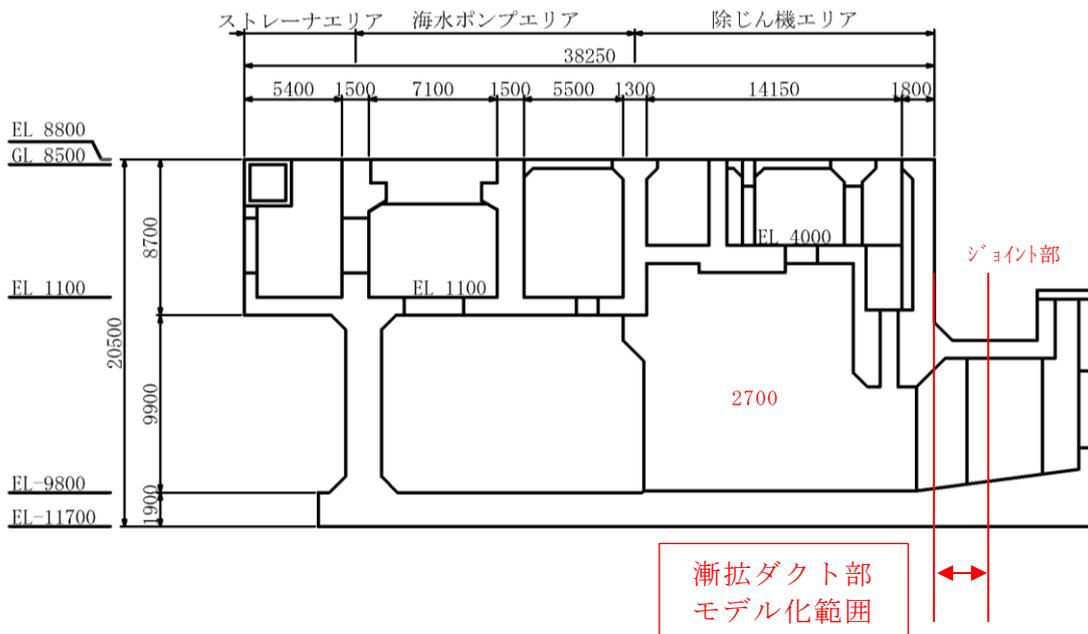


図2-8 取水槽 縦断面（D-D断面）

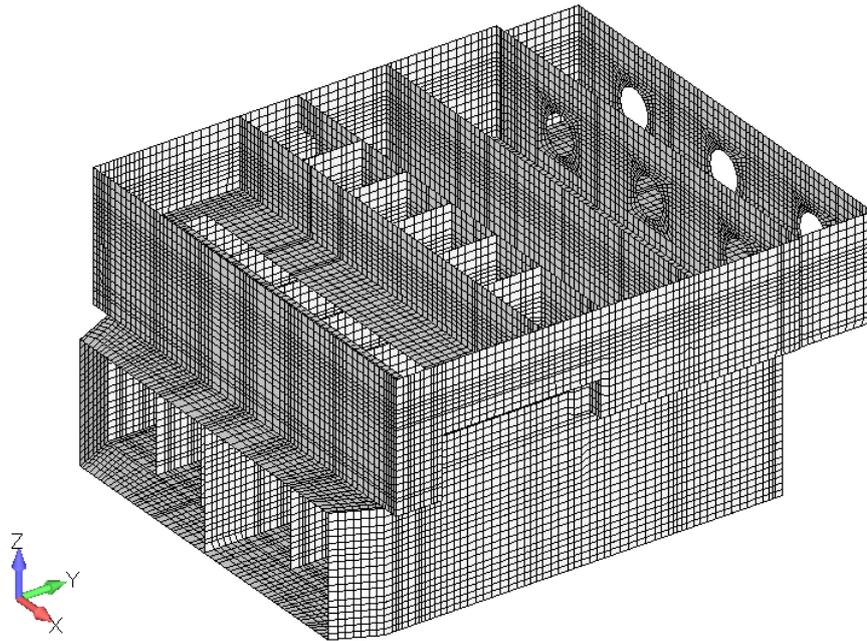


図 2-9 漸拡ダクト部をモデル化対象に含めた 3 次元構造解析モデル（鳥瞰図）

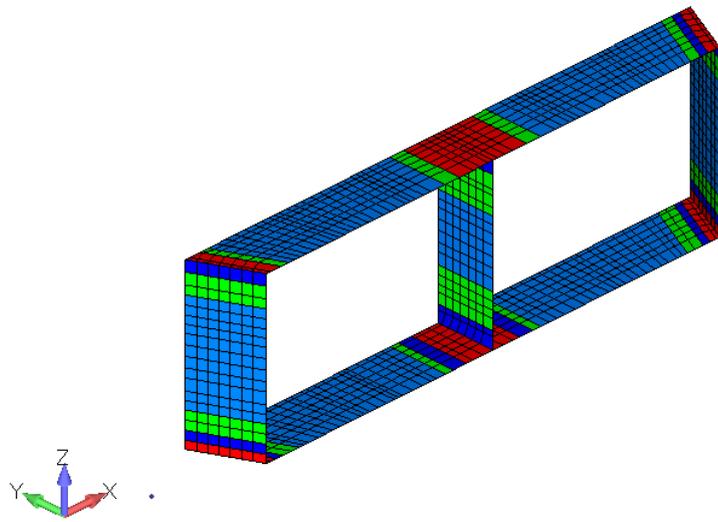


図 2-11 取水槽漸拡ダクト部 剛域設定範囲（赤範囲：剛域）

2.3 検討条件

2.3.1 検討ケース

漸拡ダクト部が存在することにより、除じん機エリアとの接合部周辺に与える影響を確認するため、除じん機エリアとの接合部周辺の照査値が厳しくなると考えられる地震動、解析ケース、時刻を用いて3次元構造解析を実施する。

表2-1に検討ケース及びケース選定の考え方を示す。1方向の検討においては、漸拡ダクト部と接する部材（底版、中床版、側壁、導流壁、妻壁）について、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値及びせん断破壊に対する照査値を確認し、照査値が最大となる地震動・時刻を選定する。照査結果を表2-2に示す。

2方向の検討においては、本文「6.3.4 水平2方向載荷による評価結果」に示す地震動・時刻を使用する。

表2-1 検討ケース及びケース選定の考え方

ケース No.	加振方向	地震動	解析ケース	時刻	ケース選定の考え方
1	1方向 (東西)	S s - D (-+)	ケース④	8.94s	<ul style="list-style-type: none"> 漸拡ダクト部と接する部材（底版、中床版、側壁、導流壁、妻壁）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値が最大となる地震動・時刻 「6.3.4 水平2方向載荷による評価結果」に示す地震動・時刻
2	2方向	S s - D (-+)	主方向 ケース② 従方向 ケース⑦	30.73s	
3		S s - D (++)	主方向 ケース① 従方向 ケース⑥	30.73s	

表 2-2 照査結果 (1 方向検討ケース選定用)
(曲げ・軸力系の破壊に対する照査)

評価位置*	最大照査用 圧縮縁ひずみ (μ)	地震動	解析ケース	時刻
底版	968	S _s -D (-+)	ケース④	時刻 1
中床版	3117	S _s -D (-+)	ケース④	時刻 1
側壁	1652	S _s -D (-+)	ケース④	時刻 1
導流壁	2129	S _s -D (-+)	ケース④	時刻 1
妻壁	752	S _s -D (-+)	ケース④	時刻 1

(せん断破壊に対する照査)

評価位置*	最大照査値	地震動	解析ケース	時刻
底版	0.68	S _s -D (-+)	ケース④	時刻 7
中床版	-	-	-	-
側壁	0.93	S _s -D (-+)	ケース④	時刻 1
導流壁	0.81	S _s -D (-+)	ケース④	時刻 1
妻壁	0.30	S _s -D (-+)	ケース④	時刻 2

注記* : 評価位置を図 2-12 に示す。

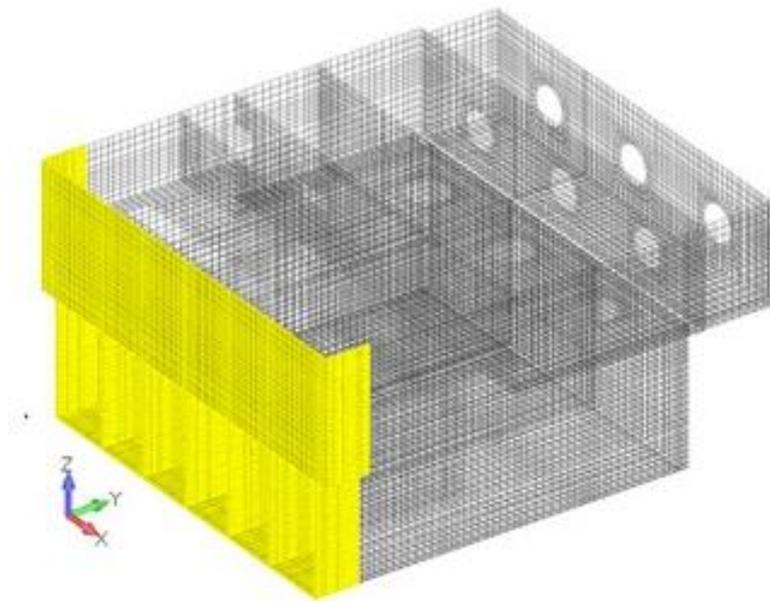


図 2-12 1 方向検討ケース選定用評価部材位置

2.3.2 漸拡ダクト部の境界条件

常時及び地震時の境界条件及び荷重条件の概要を図 2-13 に示す。漸拡ダクト部底面の地盤ばねについては，耐震評価に使用する 3 次元構造解析モデルで算出した取水槽底面のばね剛性を使用する。

漸拡ダクト部に与える荷重については，除じん機エリアに発生する常時及び地震時の荷重を設定する。漸拡ダクト部における荷重の組合せを表 2-3 に示す。

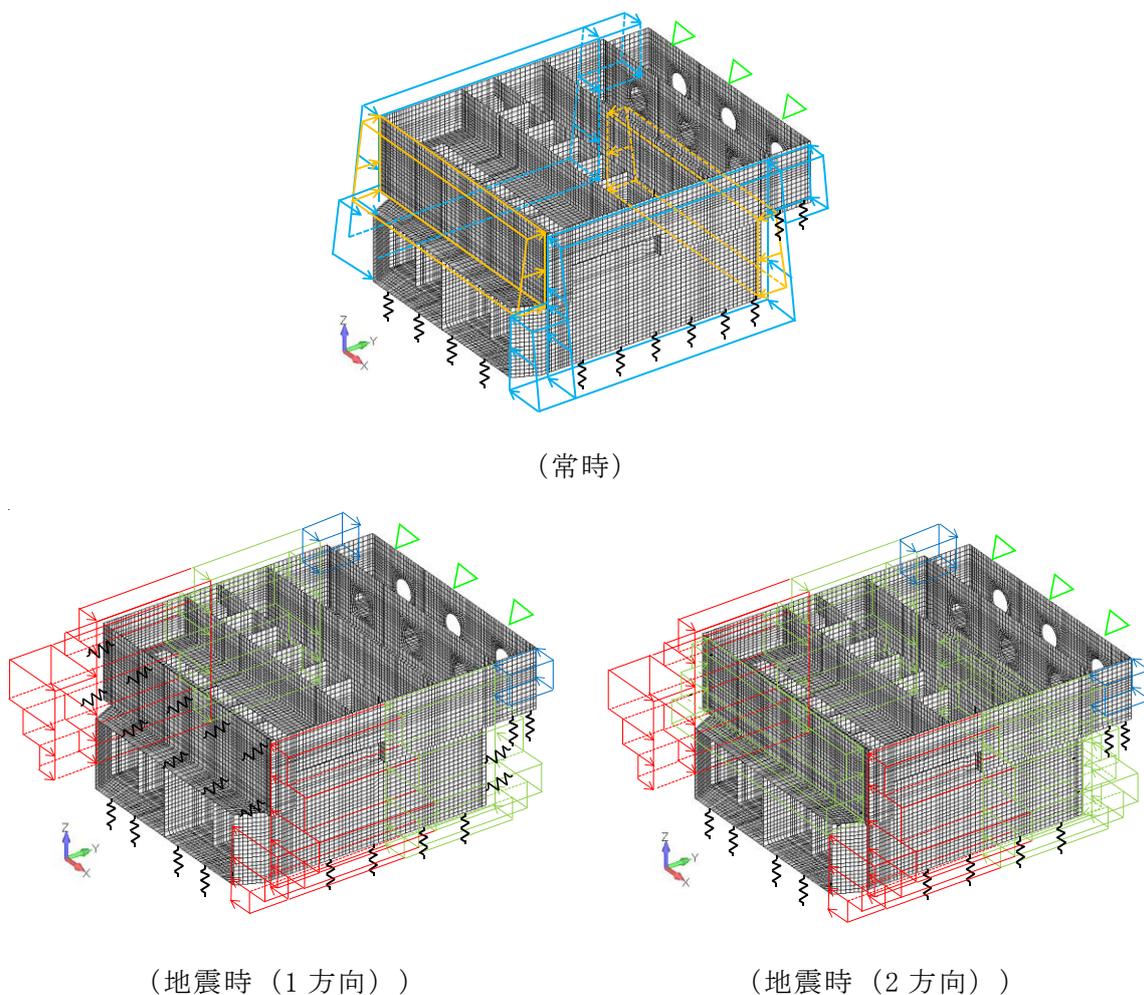


図 2-13 境界条件及び荷重条件のイメージ図

表 2-3 漸拡ダクト部の荷重条件

種別	荷重*
常時荷重	静止土圧
	静水圧
地震時荷重	地震時増分荷重
	慣性力
	動水圧

注記*：荷重のかかる位置（高さ）に応じた除じん機エリアの荷重を使用

2.3.3 比較項目

耐震評価に使用する3次元構造解析モデルと、漸拡ダクト部をモデル化対象に含めた3次元構造解析モデルの解析結果の比較に当たり、漸拡ダクト部と除じん機エリアの接合部周辺に与える影響を確認するため、断面力分布図により評価を実施する。評価における着目点を表 2-4 に示す。

表 2-4 解析結果の評価における着目点

比較項目	着目点
断面力	<ul style="list-style-type: none"> ・ 漸拡ダクト部モデル化の有無によって、発生断面力の分布の傾向が大きく変わっていないか。 ・ 漸拡ダクト部と除じん機エリアの接合部周辺に応力集中していないか。 ・ 発生断面力の最大値が大幅に変動していないか。

3. 比較結果

3.1 比較結果（1方向加振（ケース No.1））

1方向加振（東西方向）による影響検討は、導流壁及び側壁の面外変形に影響を及ぼすと考えられるため、図3-1に示す断面力に着目して確認する。なお、各部材位置を図3-2に示す。

図3-3及び図3-4に断面力のコンター図（鳥瞰図）を示す。また、図3-5～図3-10に各部材の断面力のコンター図を示す。曲げモーメント及びせん断力とも、漸拡ダクト部のモデル化の有無による違いは見られず、おおむね同様の断面力分布となっている。また、妻壁や側壁等、漸拡ダクト部の接続部に応力集中が発生していないことから、漸拡ダクト部のモデル化による取水槽本体への影響はほぼないものと考えられる。

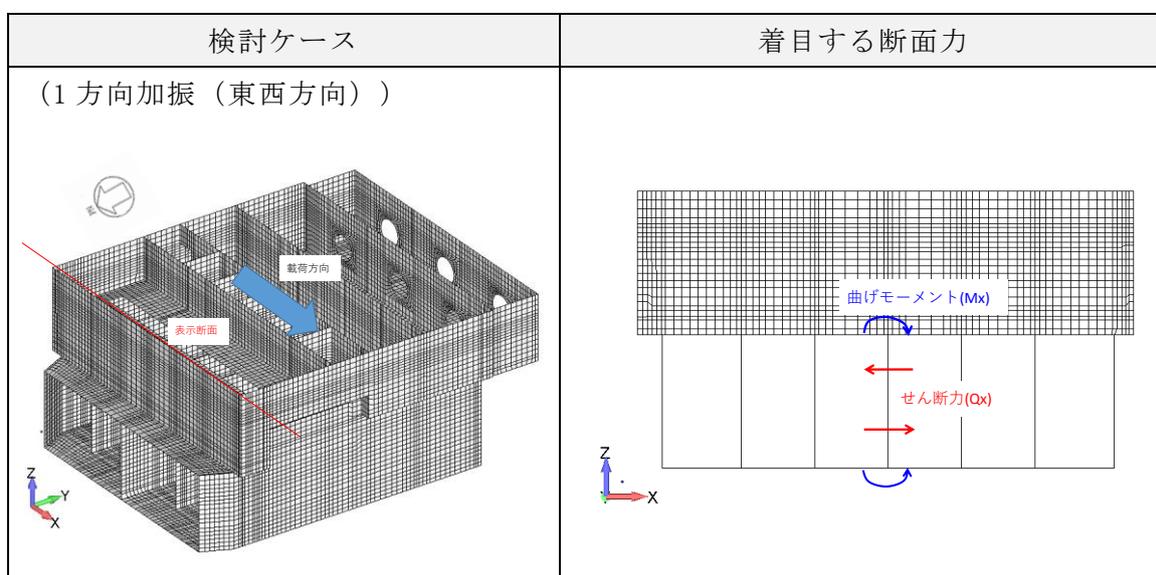
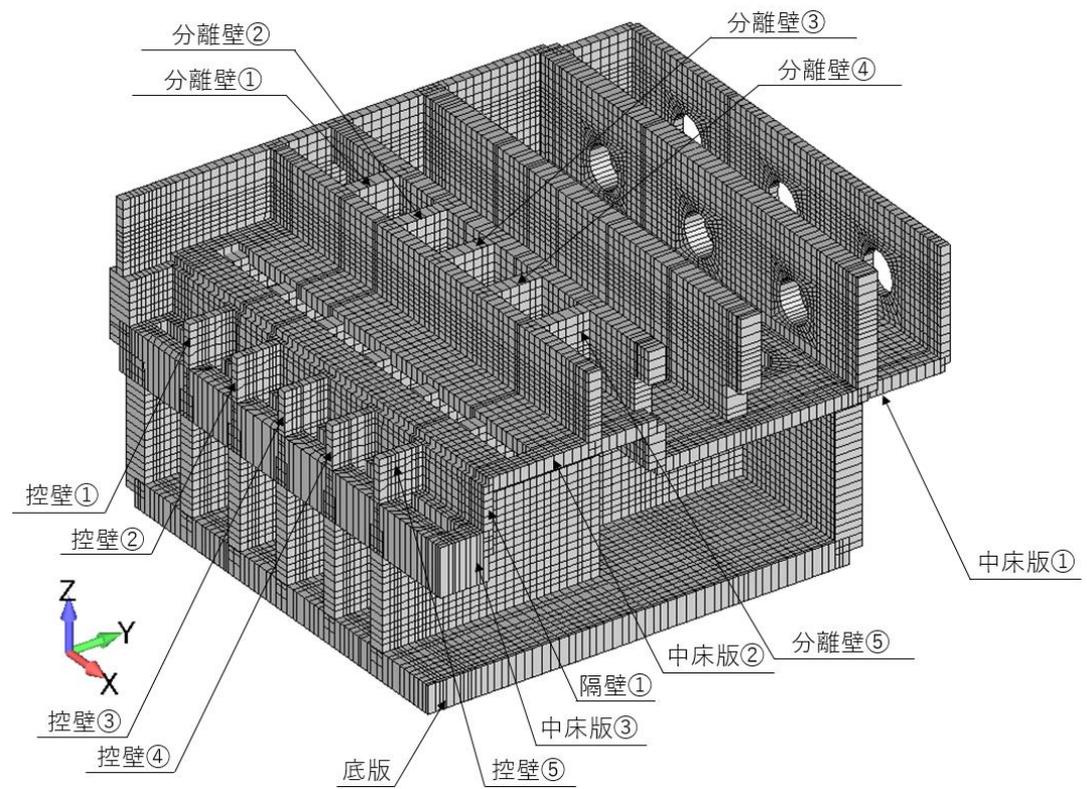
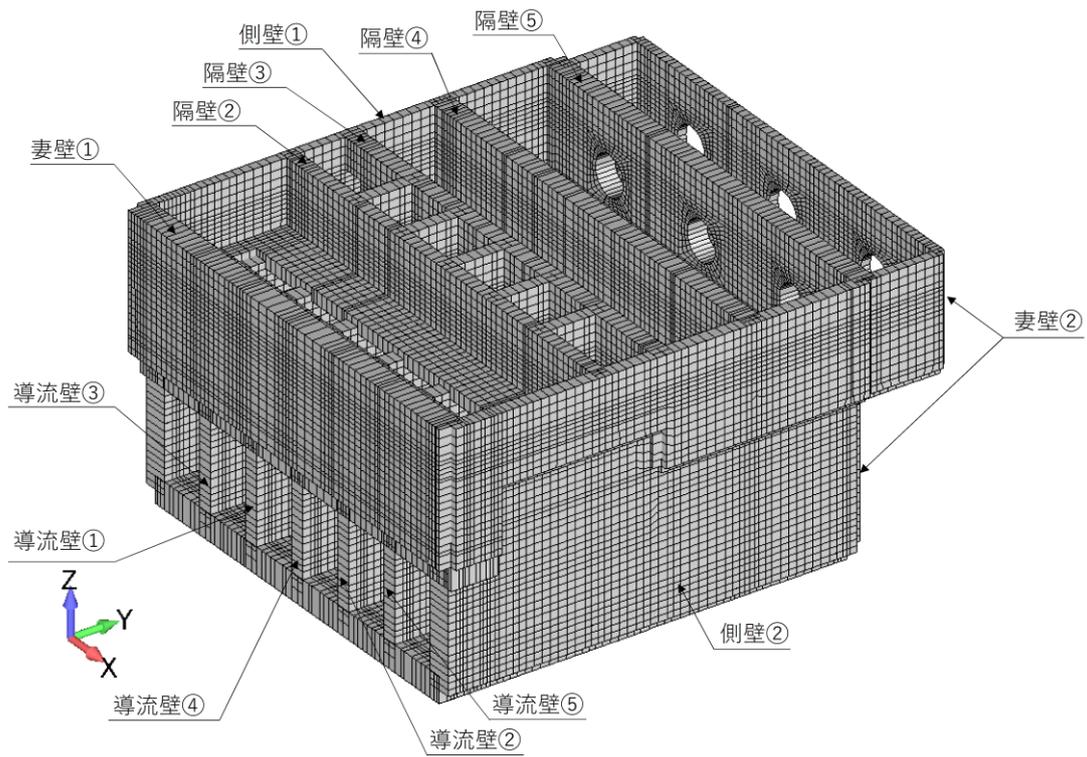


図3-1 着目する断面力



注：手前の側壁は非表示としている。

図 3-2 評価部位の位置（再掲）*

注記*：部材位置を説明するための図であり，解析モデルとは異なる。

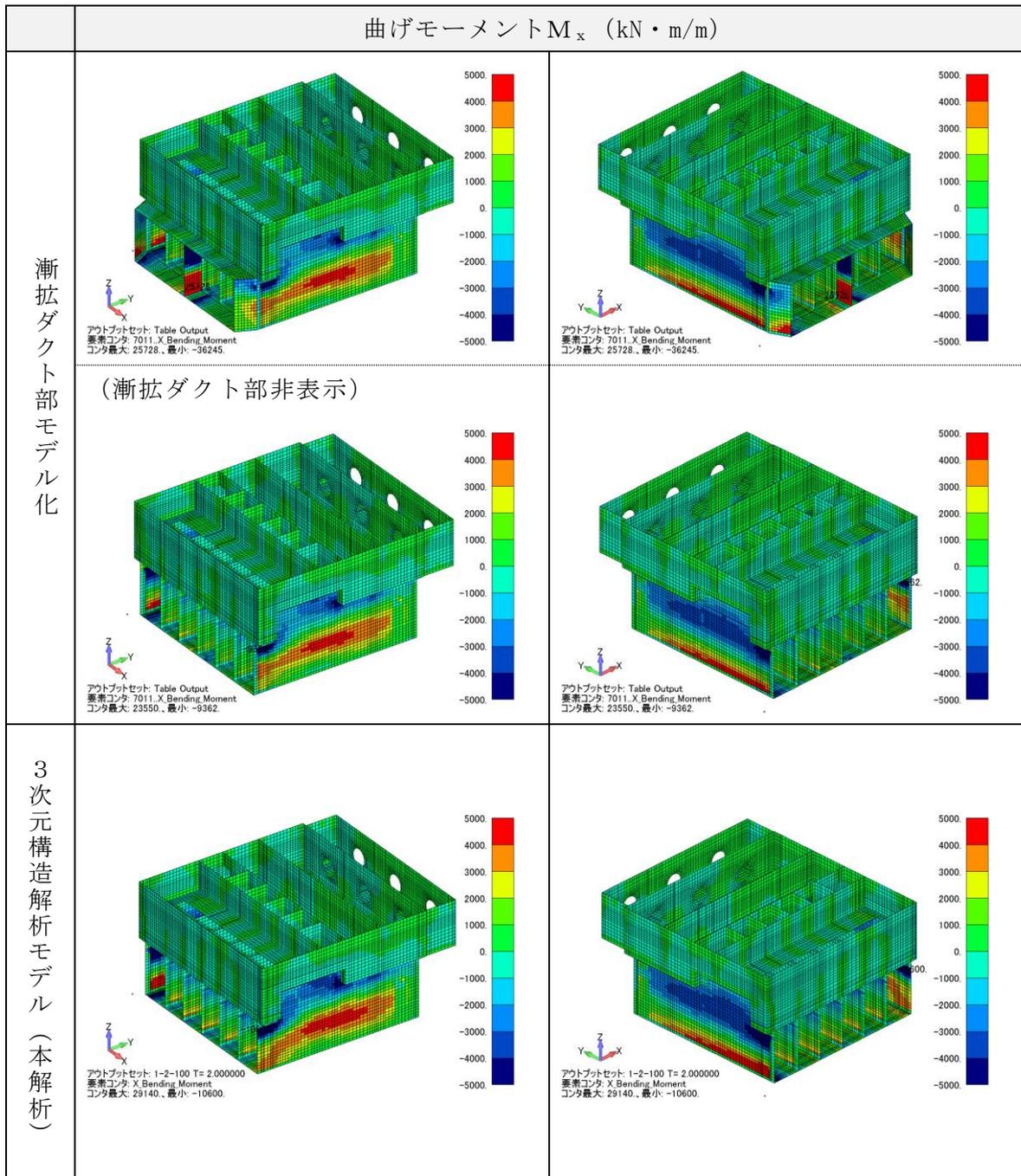


図 3-3 断面力図 (曲げモーメント M_x (kN・m/m), No. 1)

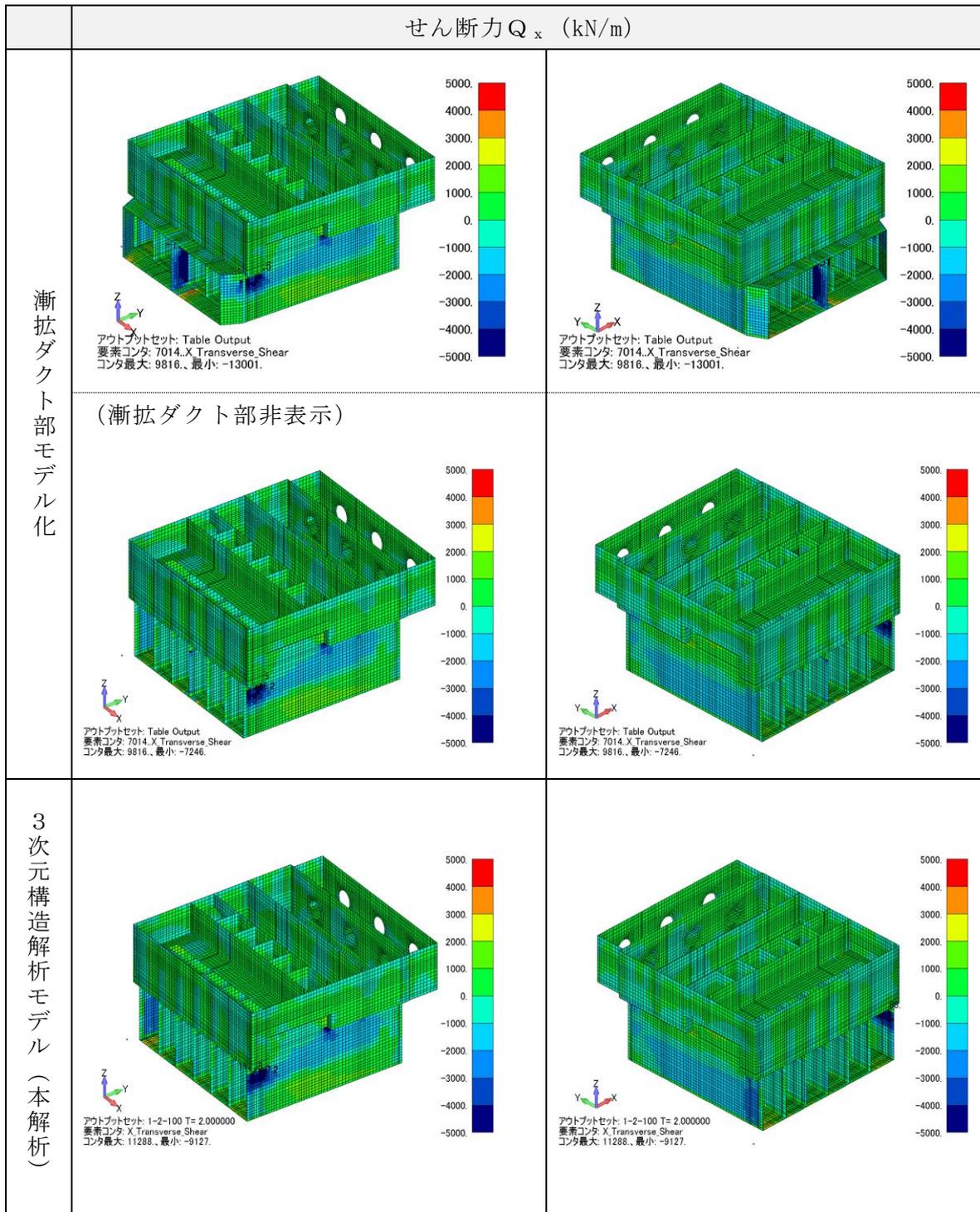


図 3-4 断面力図 (せん断力 Q_x (kN/m), No. 1)

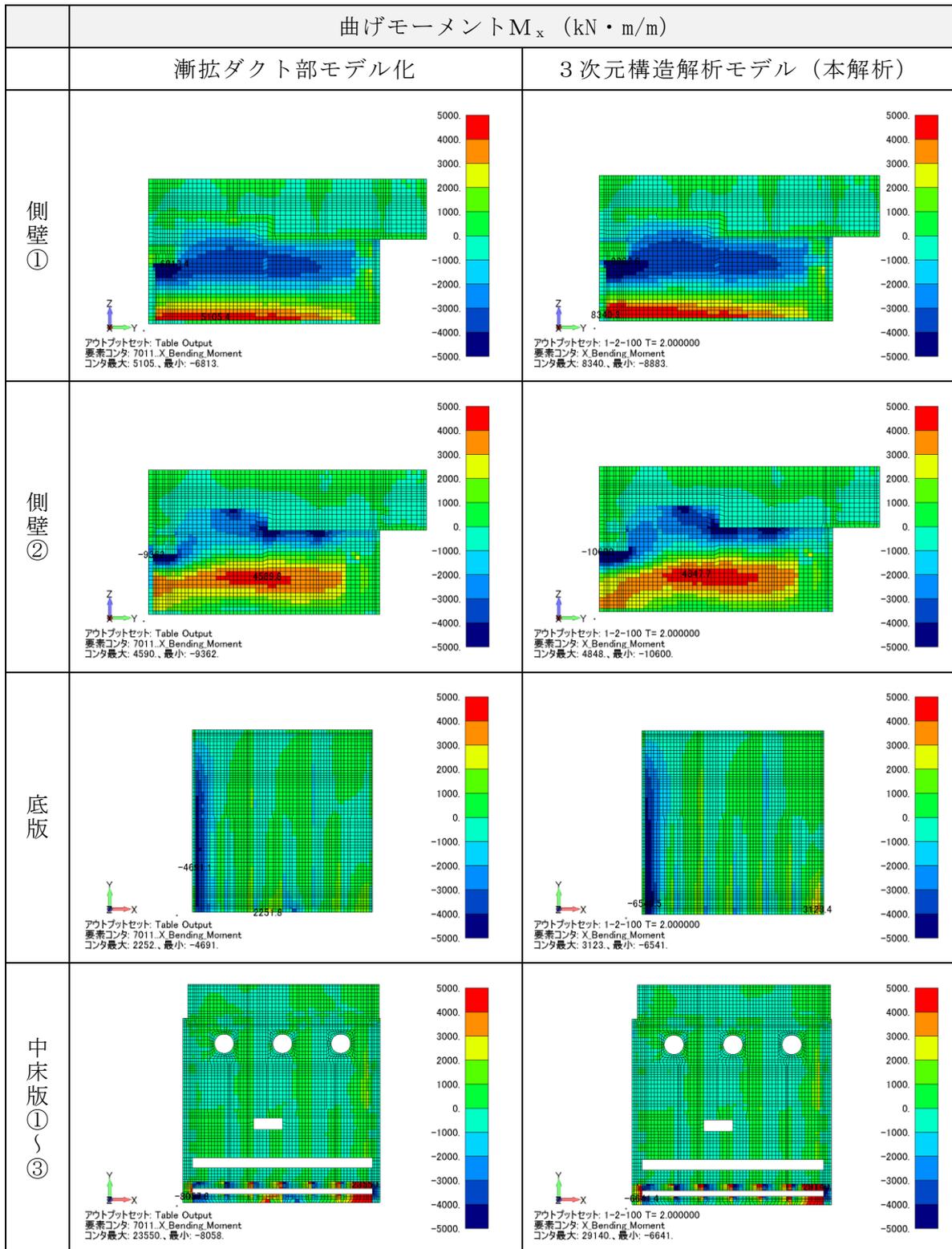


図 3-5 断面力図 (曲げモーメント M_x (kN・m/m), No. 1)

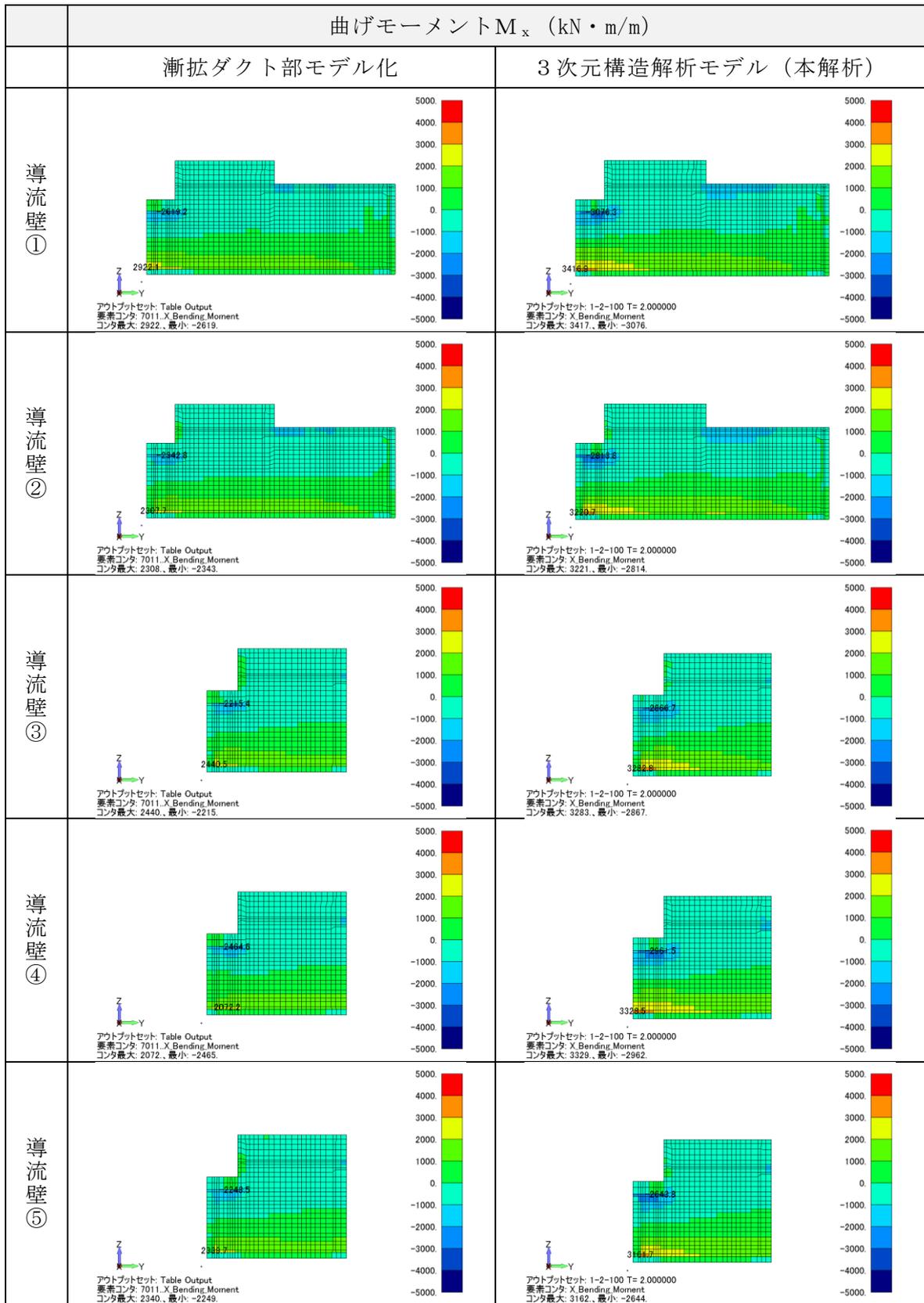


図 3-6 断面力図 (曲げモーメント M_x (kN・m/m), No. 1)

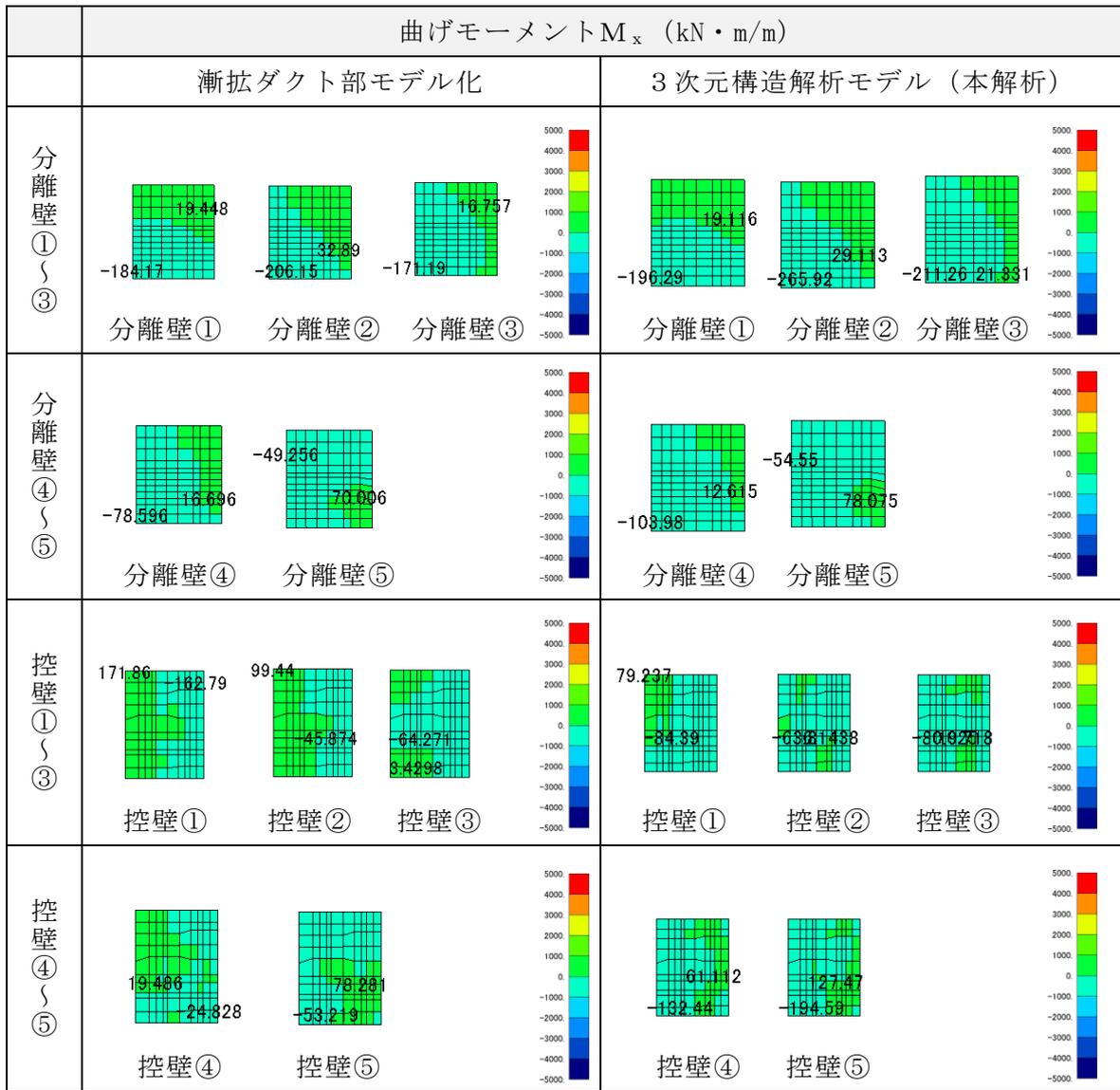


図 3-7 断面力図 (曲げモーメント M_x (kN・m/m), No. 1)

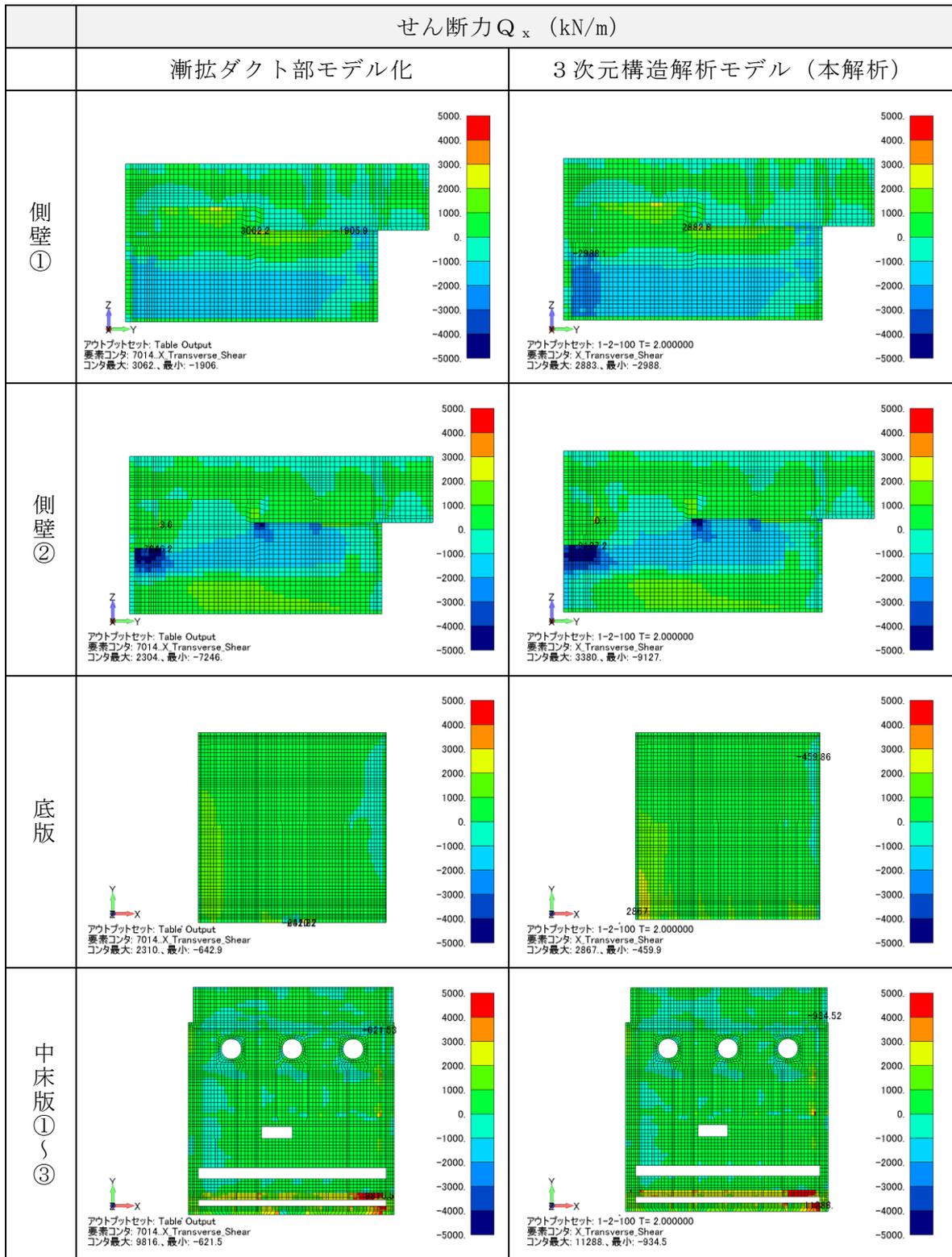


図 3-8 断面力図 (せん断力 Q_x (kN/m), No. 1)

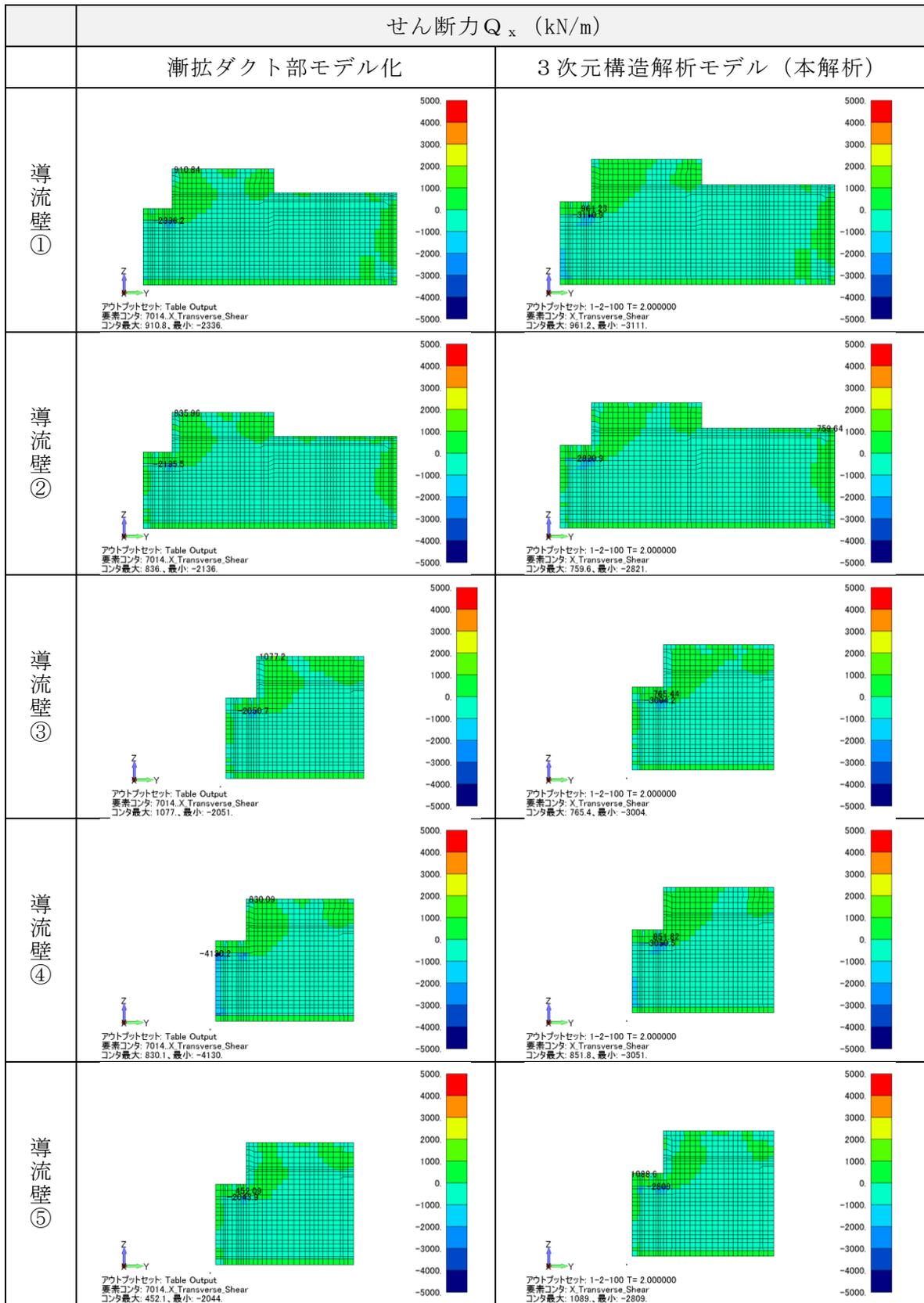


図 3-9 断面力図 (せん断力 Q_x (kN/m), No. 1)

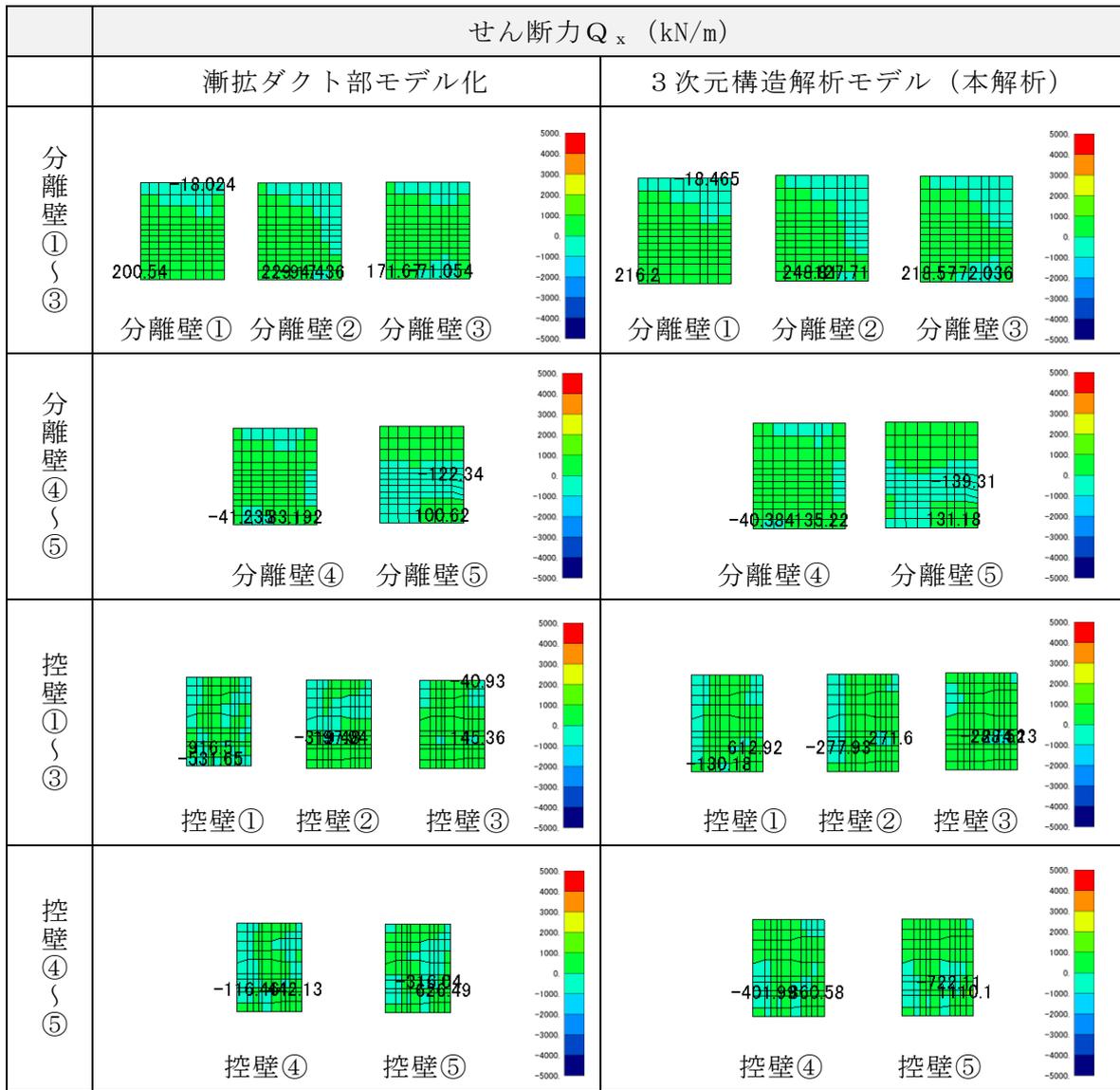


図 3-10 断面力図 (せん断力 Q_x (kN/m), No. 1)

3.2 比較結果（2方向加振（ケース No. 2 及びケース No. 3））

2方向加振による影響検討は、導流壁及び側壁の面外変形に加え、妻壁及び隔壁の面外変形に影響を及ぼすと考えられるため、図 3-11 に示す断面力に着目して確認する。

ケース No. 2 の断面力分布図（鳥瞰図）を図 3-12～図 3-16 に、各部材の断面力分布図を図 3-17～図 3-31 に示す。また、ケース No. 3 の断面力分布図（鳥瞰図）を図 3-32～図 3-36 に、各部材の断面力分布図を図 3-37～図 3-51 に示す。軸力、曲げモーメント及びせん断力とも、漸拡ダクト部のモデル化の有無による違いは見られず、おおむね同様の断面力分布となっている。また、妻壁や側壁等、漸拡ダクト部の接続部に応力集中が発生していないことから、漸拡ダクト部のモデル化による取水槽本体への影響はほぼないものと考えられる。

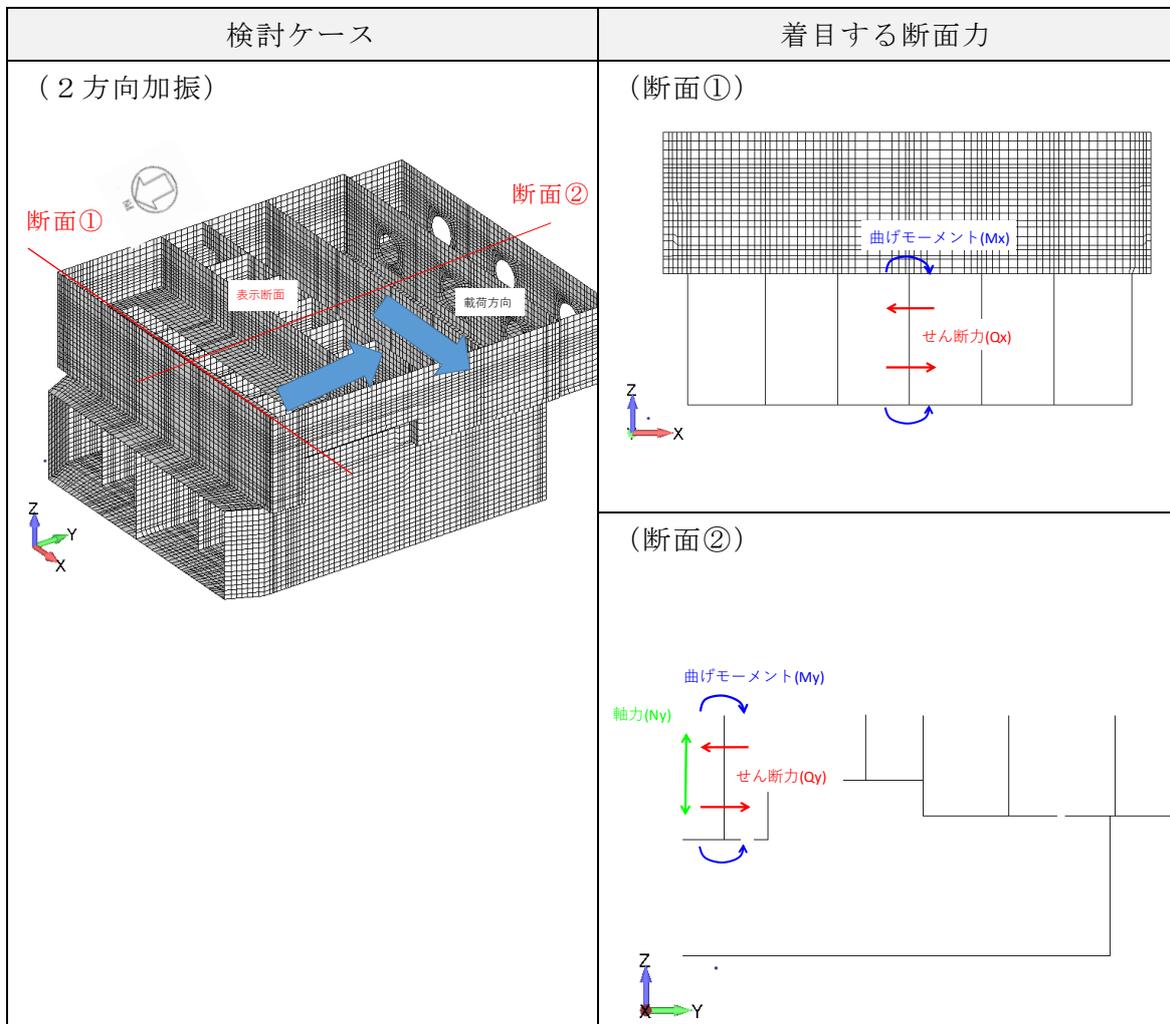


図 3-11 着目する断面力

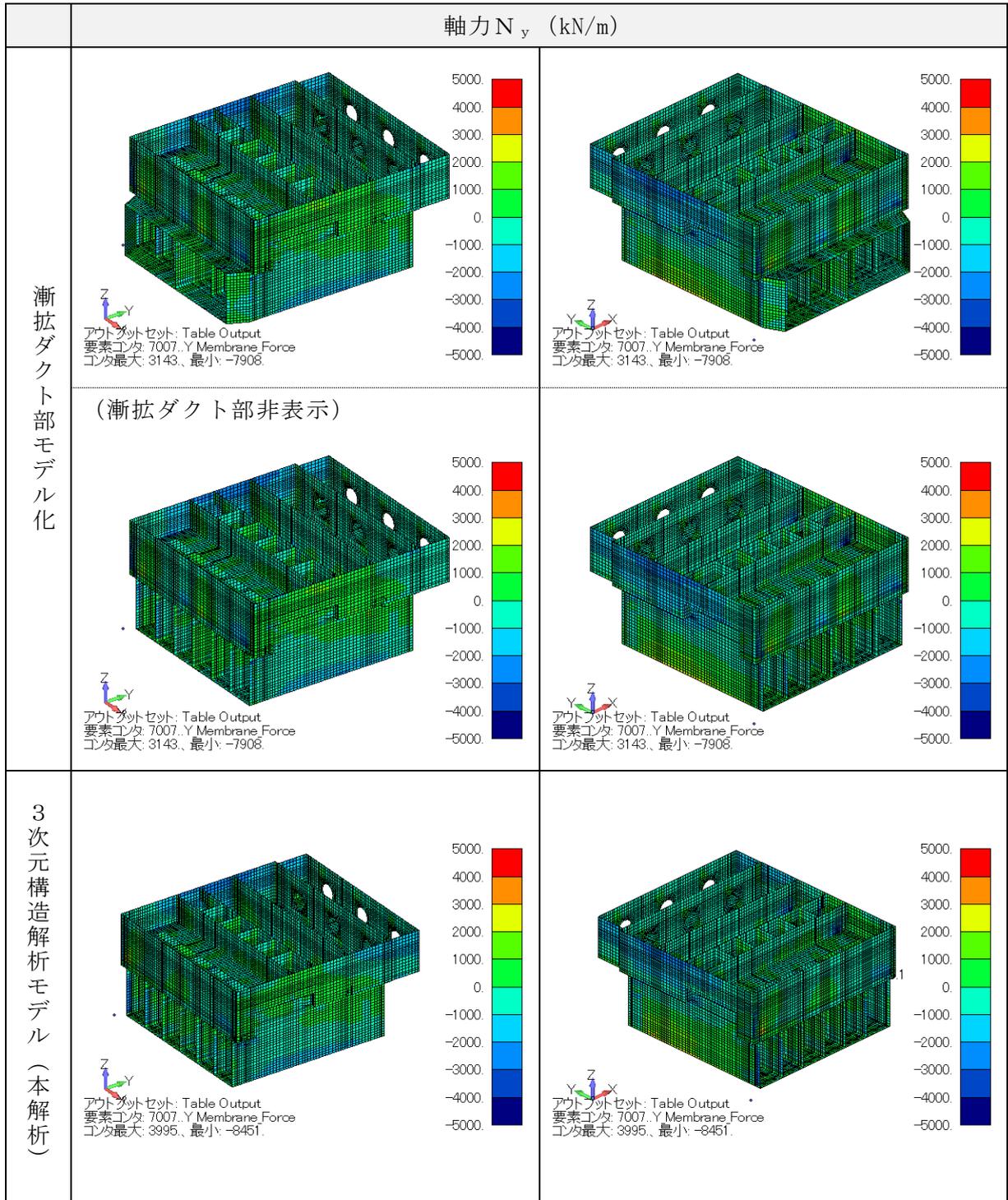


図 3-12 断面力図 (軸力 N_y (kN/m), No. 2)

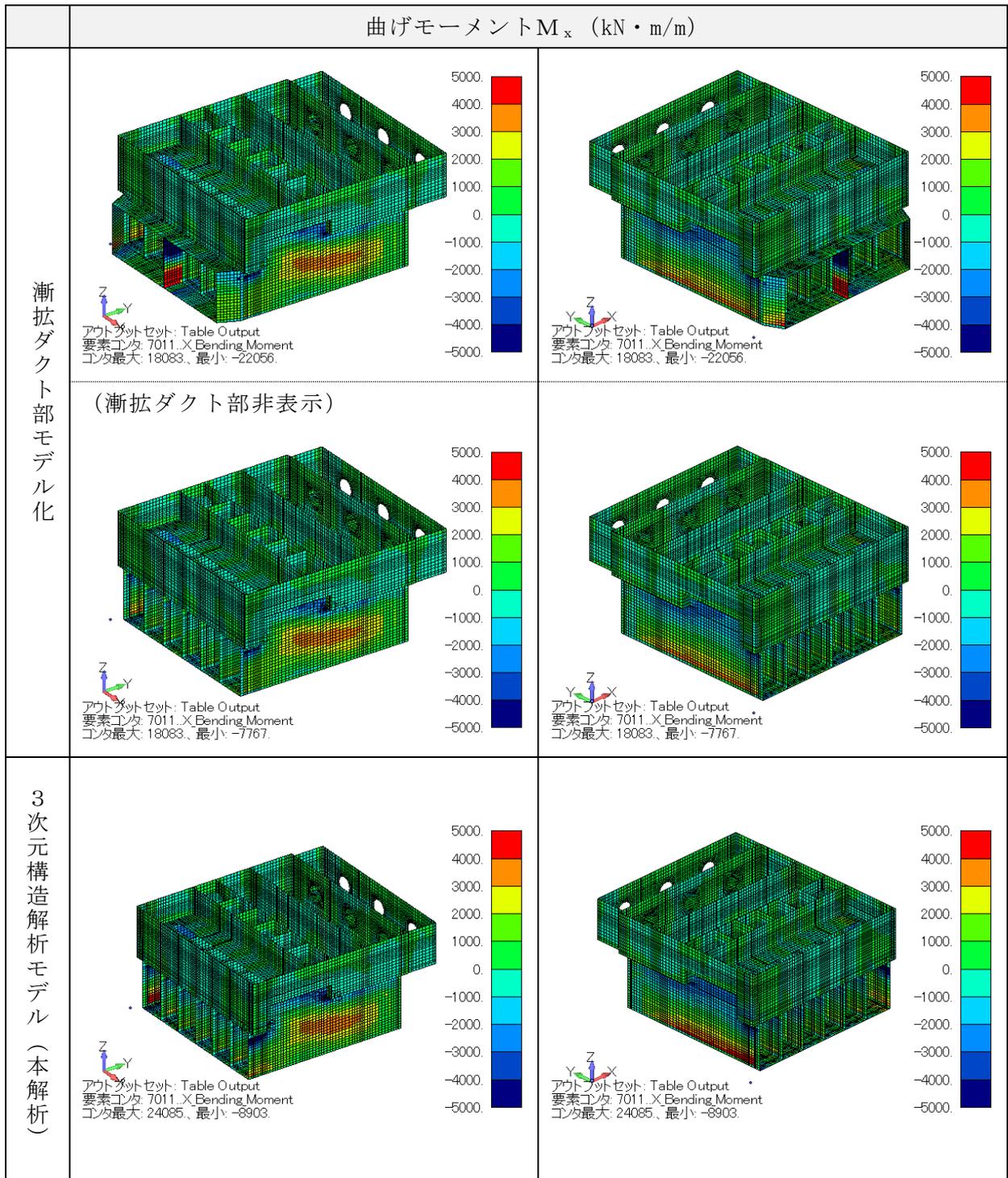


図 3-13 断面力図 (曲げモーメント M_x (kN・m/m), No.2)

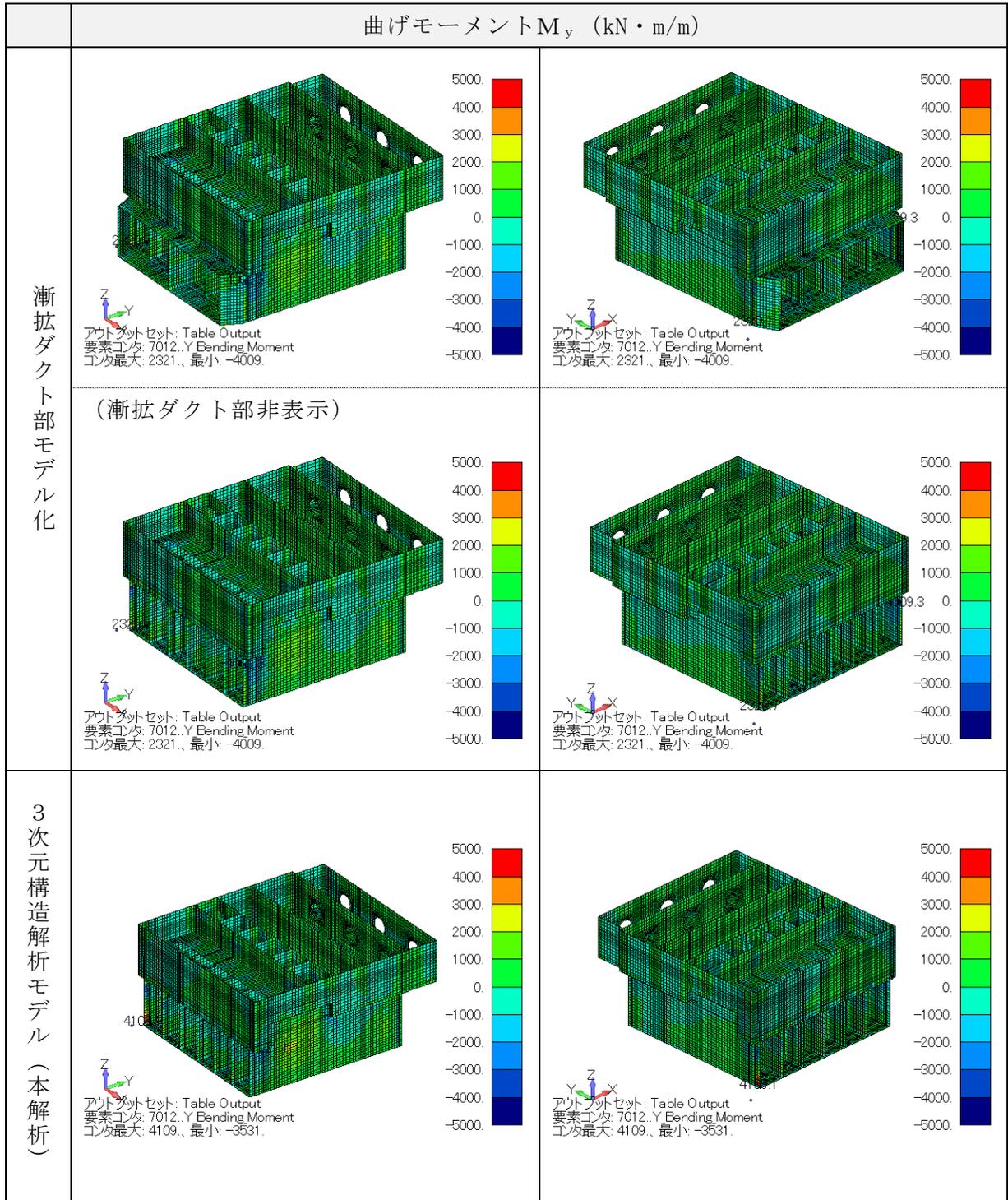


図 3-14 断面力図 (曲げモーメント M_y (kN・m/m), No.2)

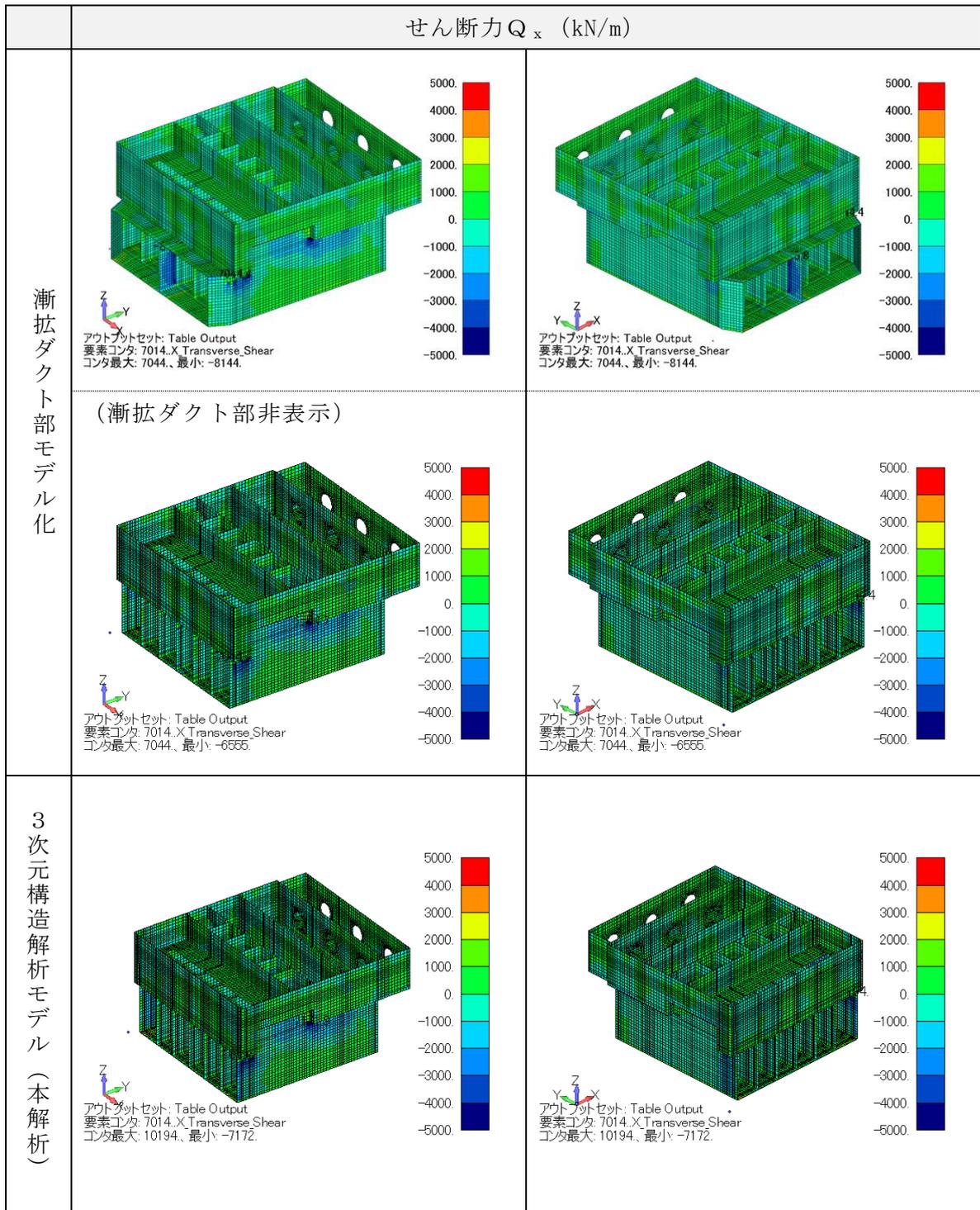


図 3-15 断面力図 (せん断力 Q_x (kN/m), No. 2)

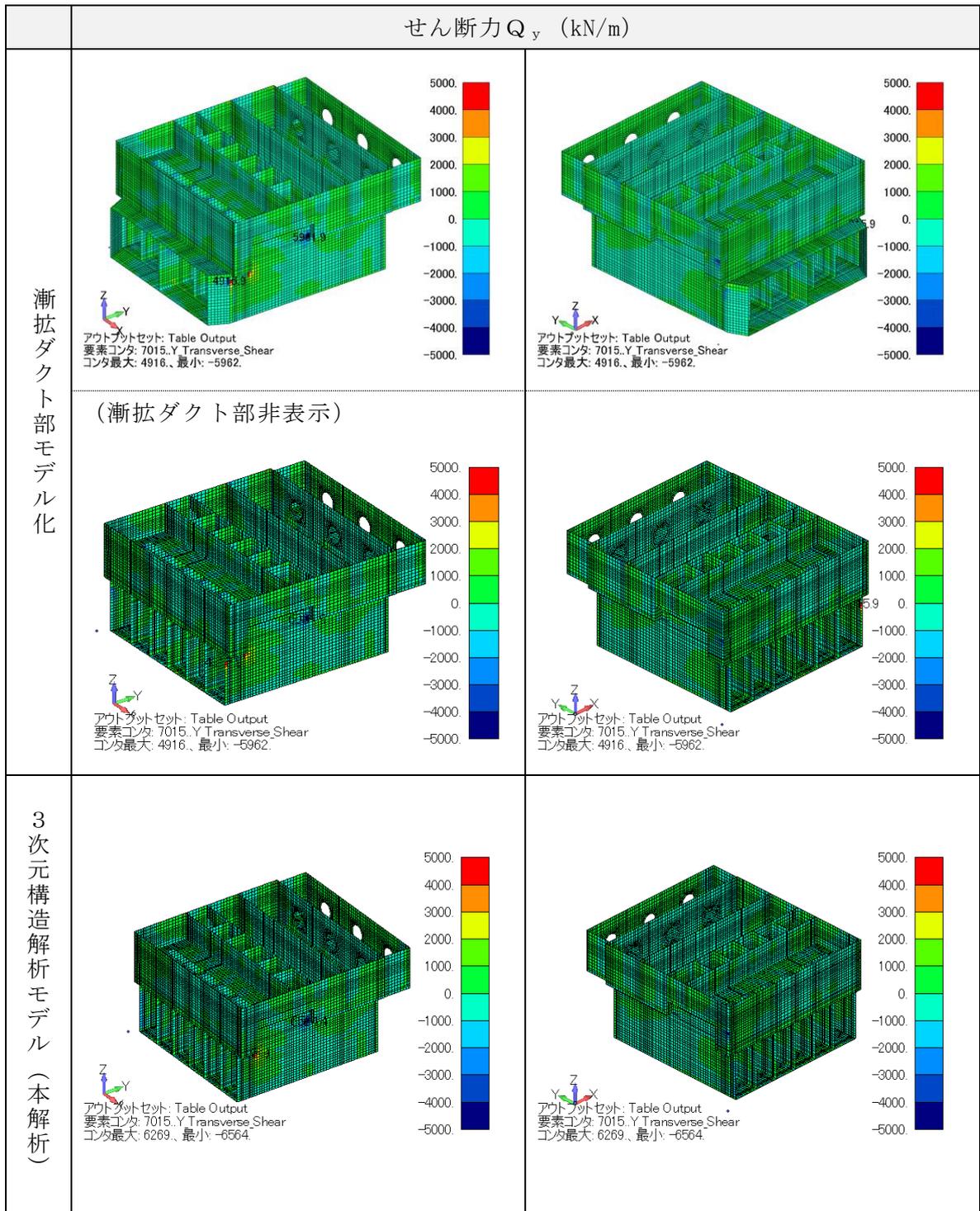


図 3-16 断面力図 (せん断力 Q_y (kN/m), No. 2)

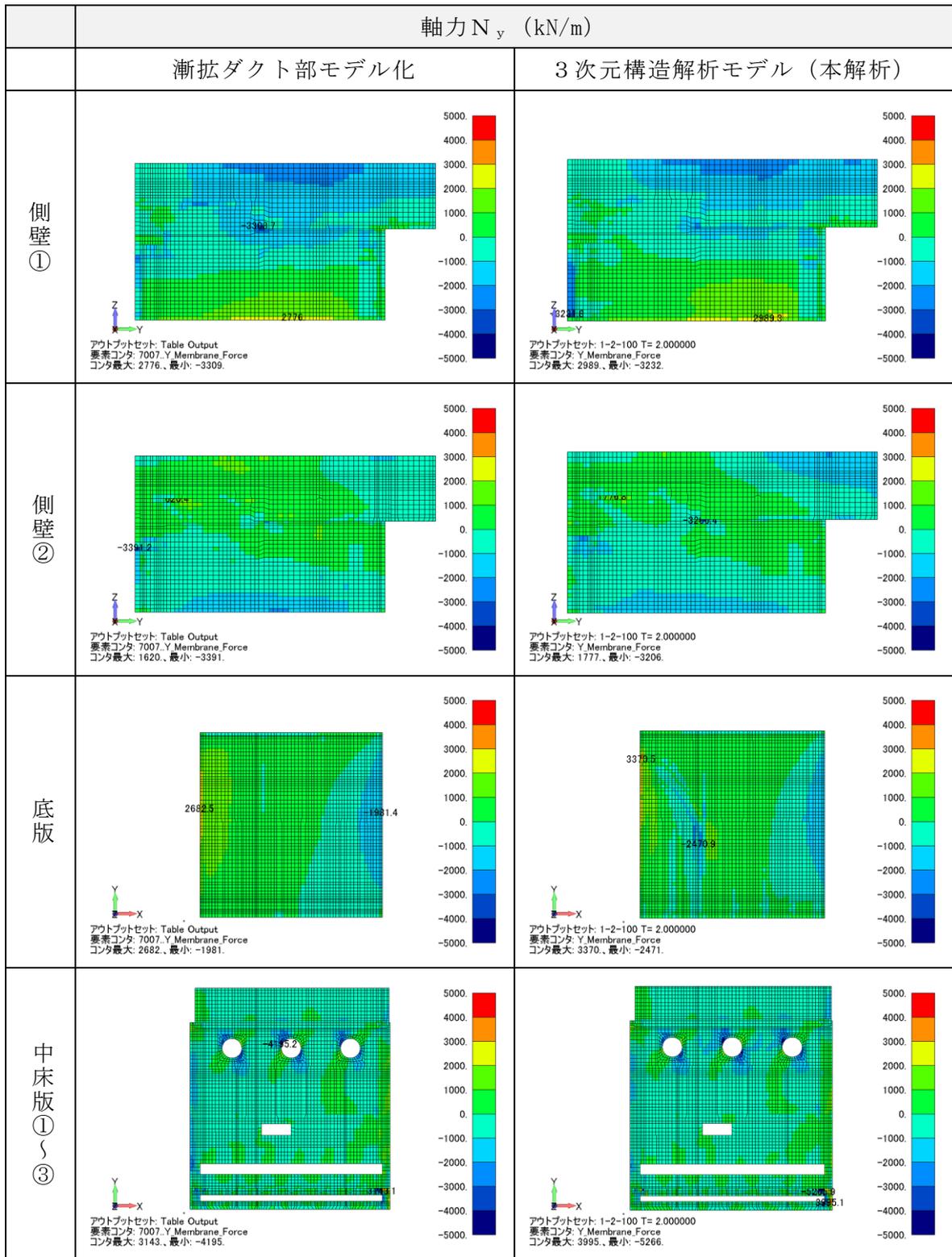


図 3-17 断面力図 (軸力 N_y (kN/m), No. 2)

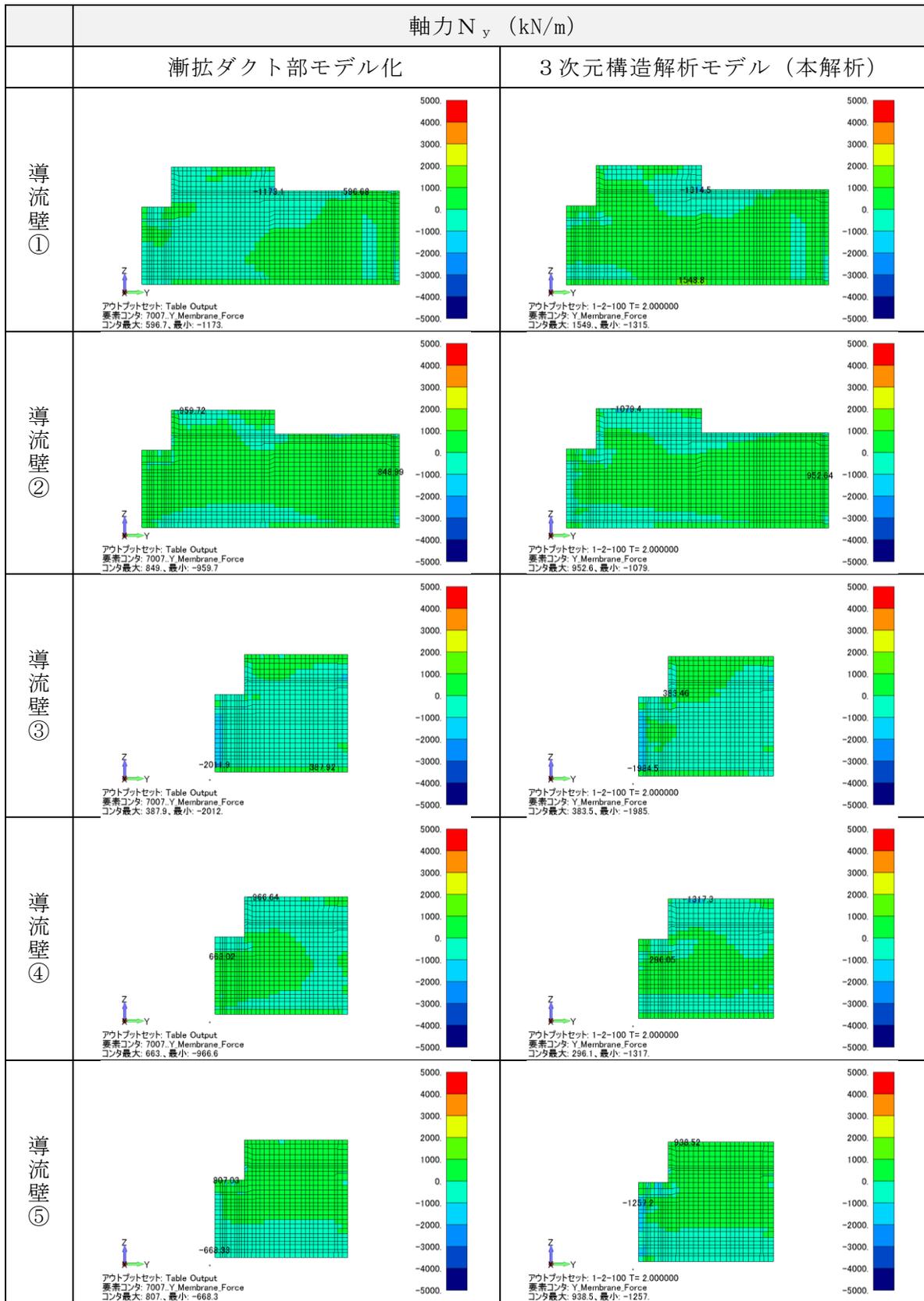


図 3-18 断面力図 (軸力 N_y (kN/m), No. 2)

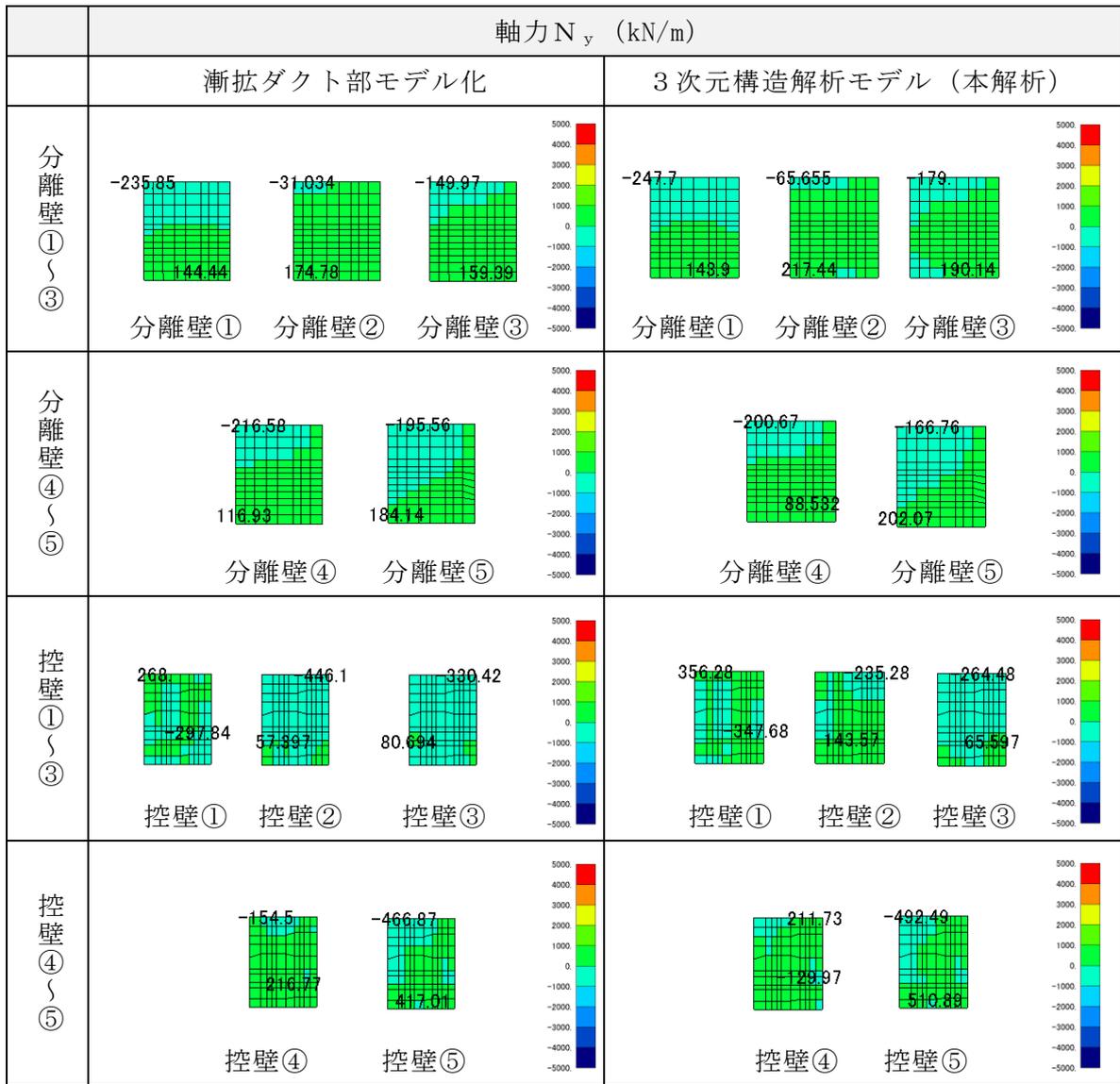


図 3-19 断面力図 (軸力 N_y (kN/m), No. 2)

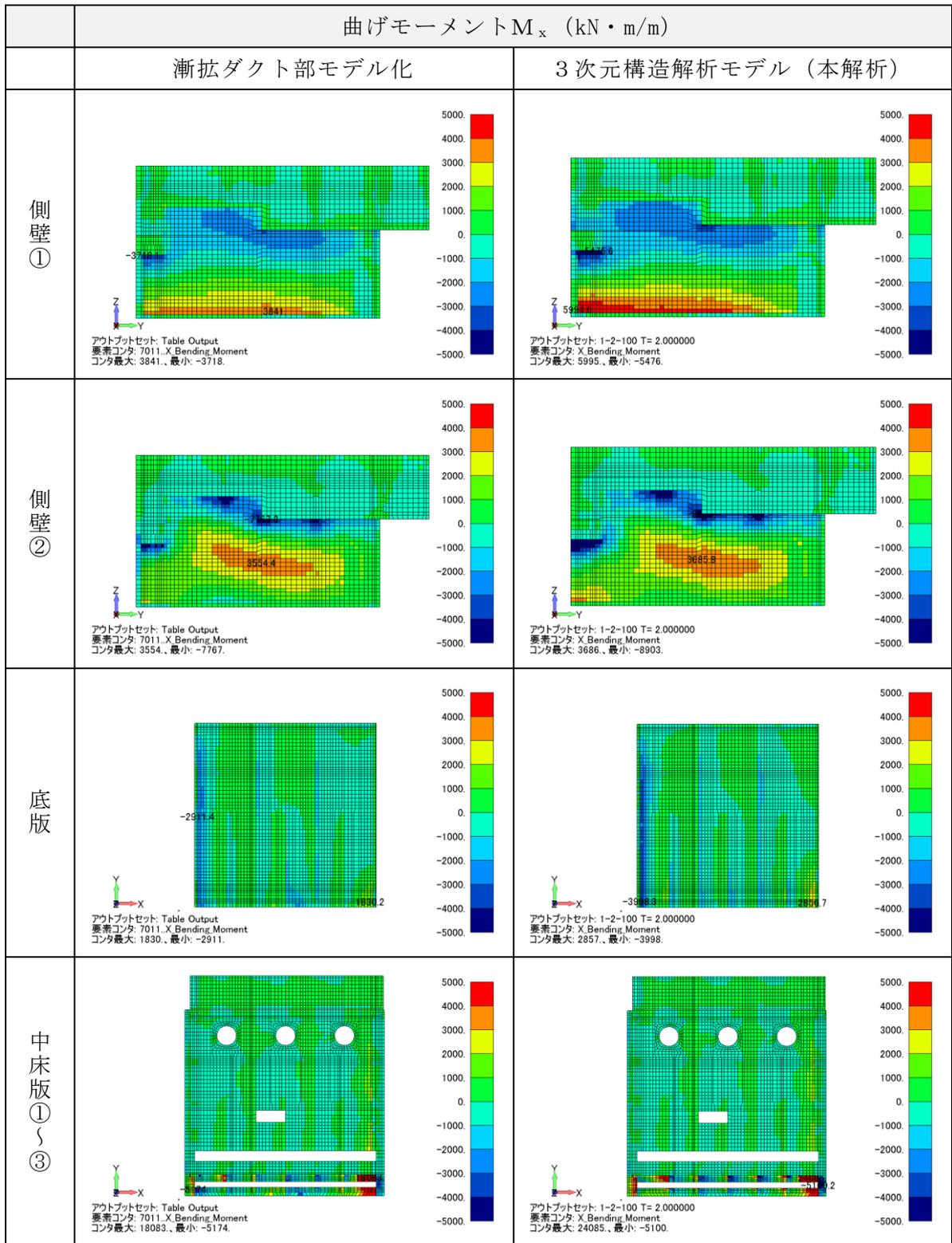


図 3-20 断面力図 (曲げモーメント M_x (kN・m/m), No. 2)

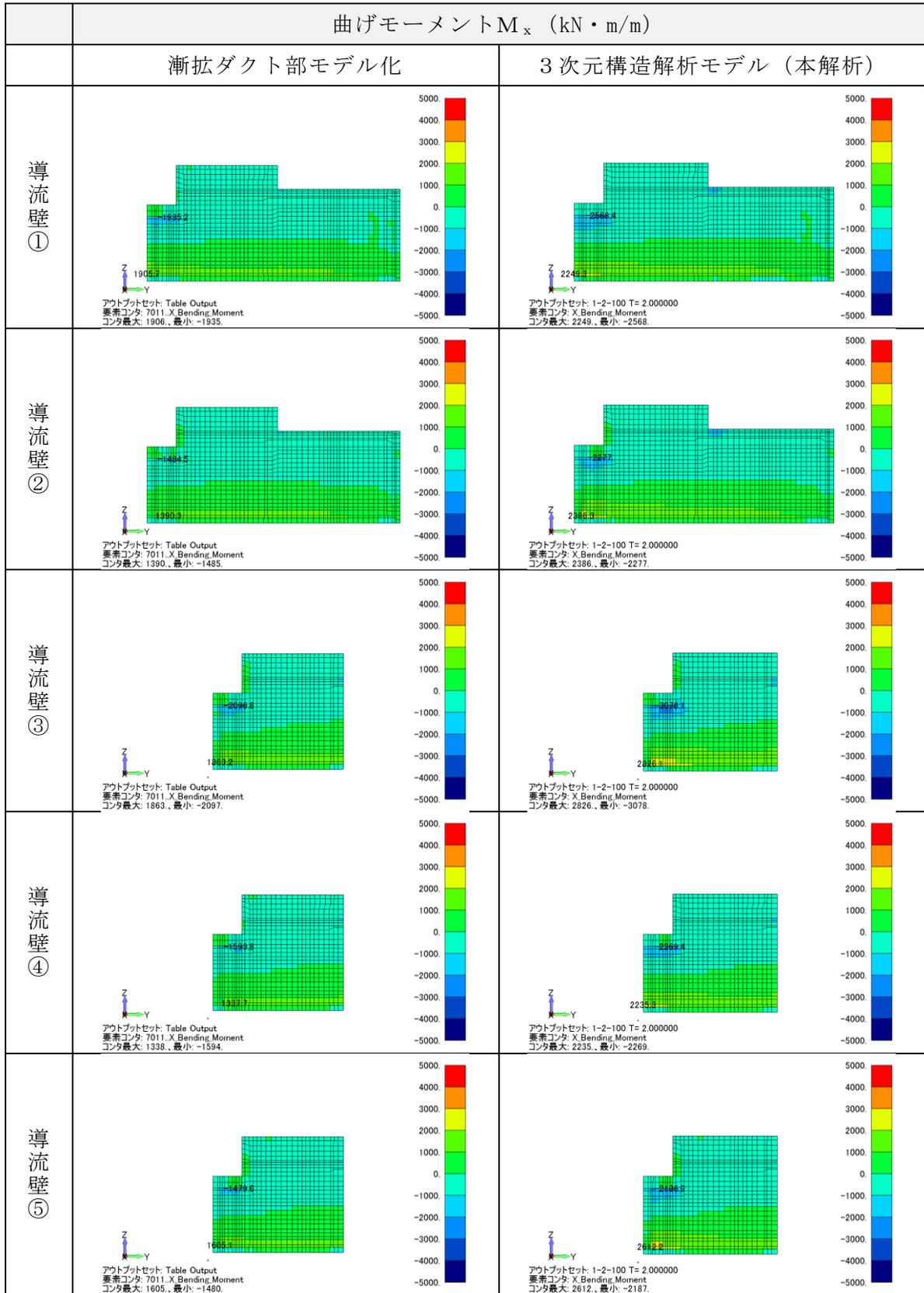


図 3-21 断面力図 (曲げモーメント M_x (kN・m/m), No. 2)

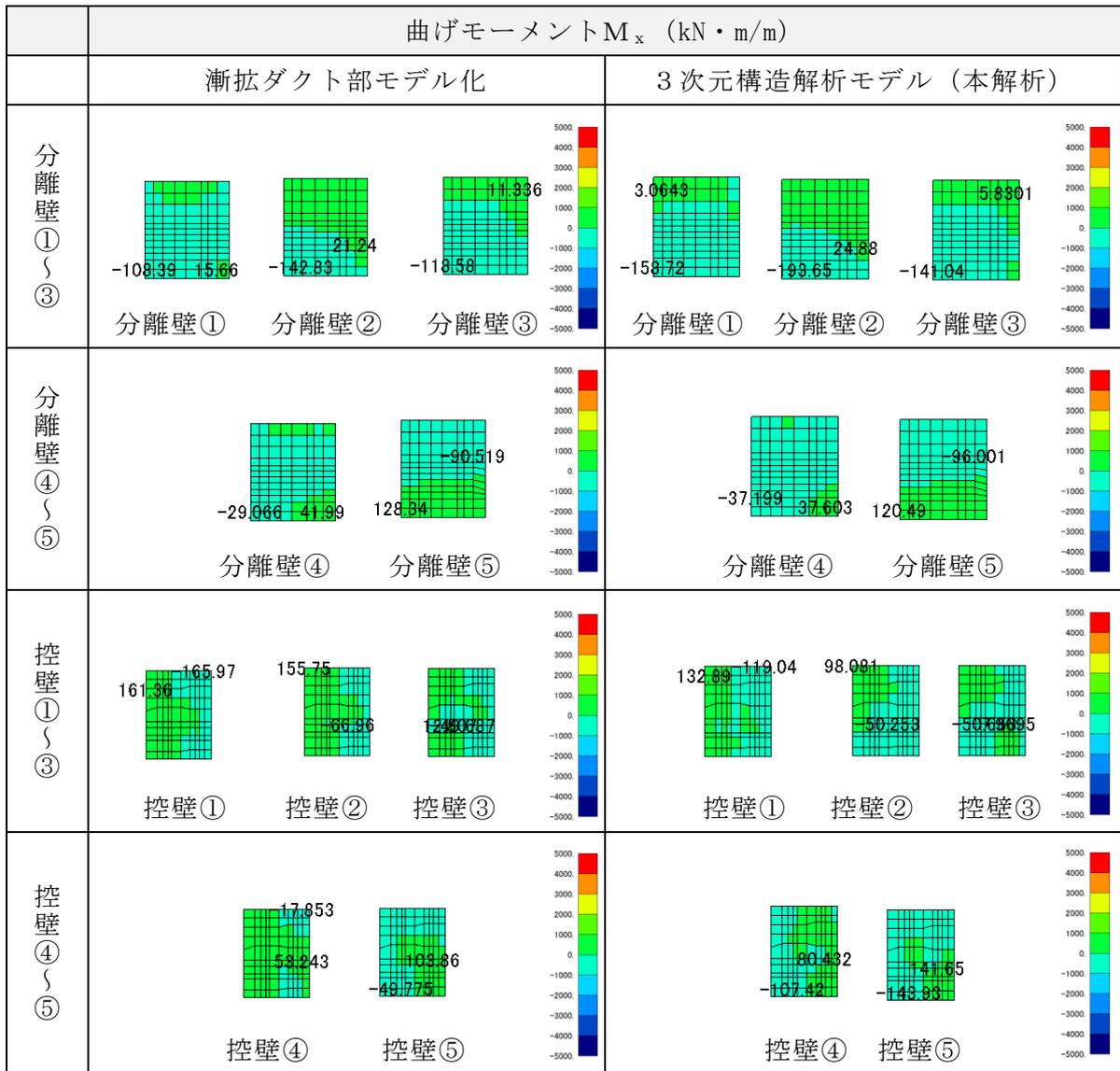


図 3-22 断面力図 (曲げモーメント M_x (kN・m/m), No. 2)

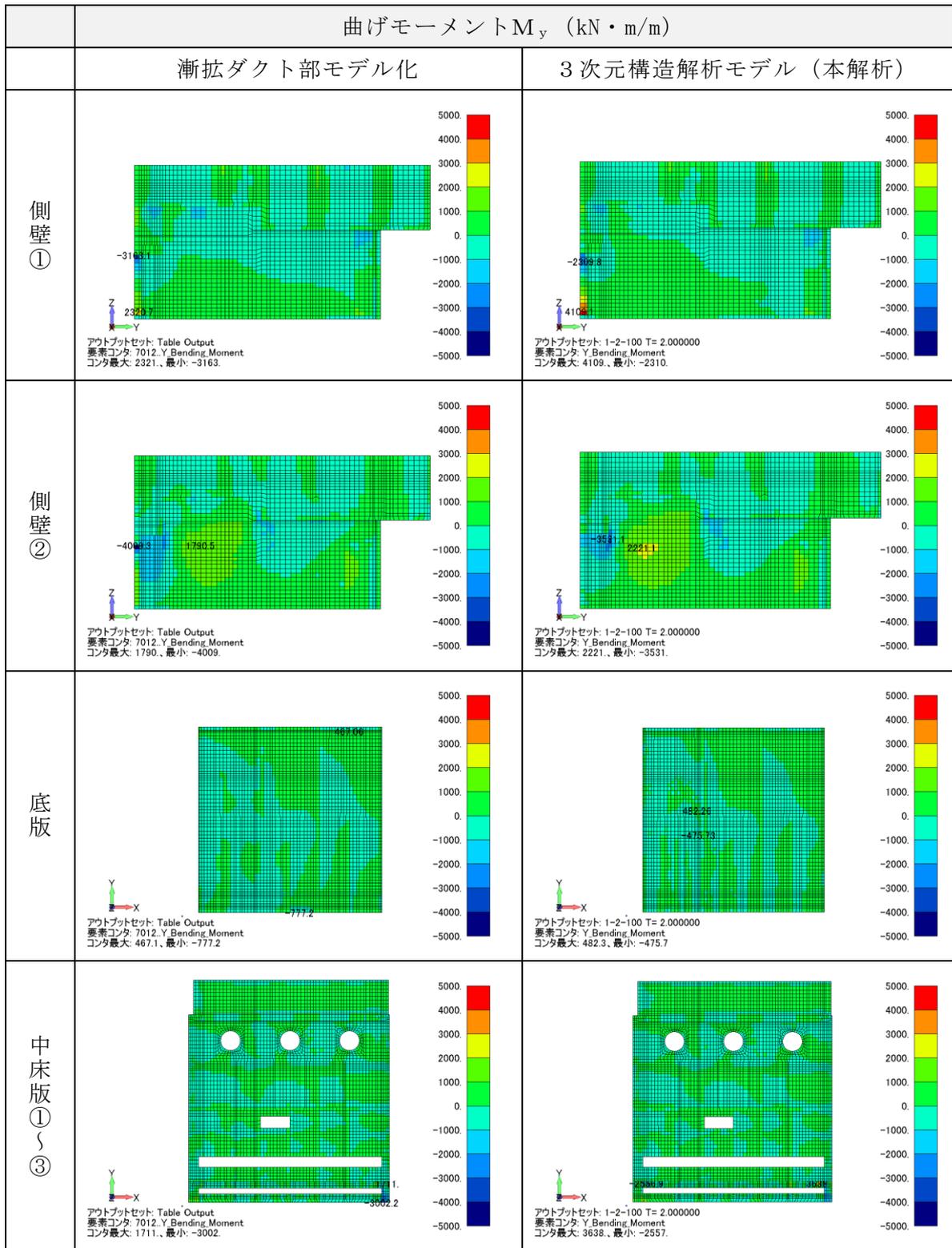


図 3-23 断面力図 (曲げモーメント M_y (kN・m/m), No.2)

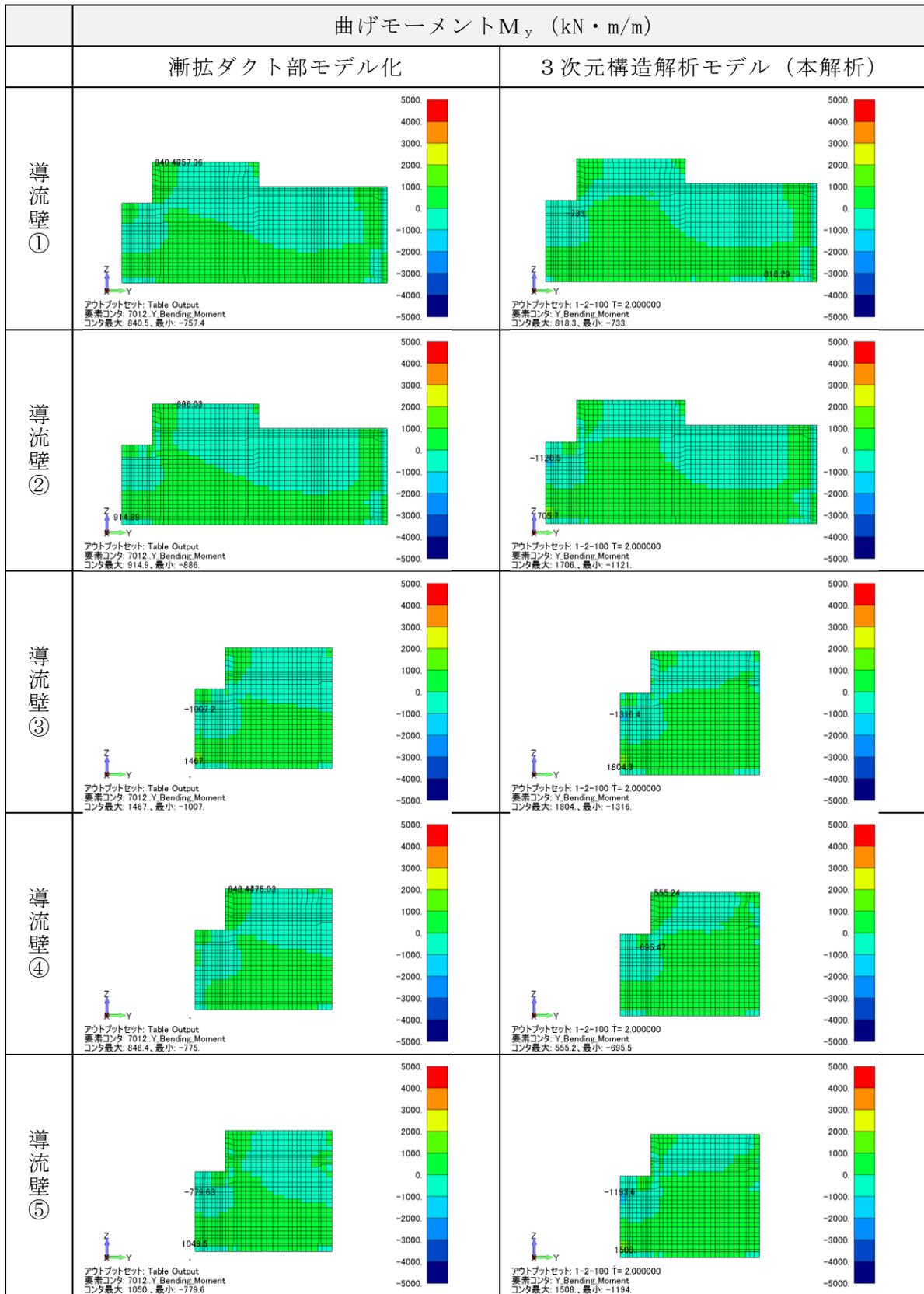


図 3-24 断面力図 (曲げモーメント M_y (kN・m/m), No. 2)

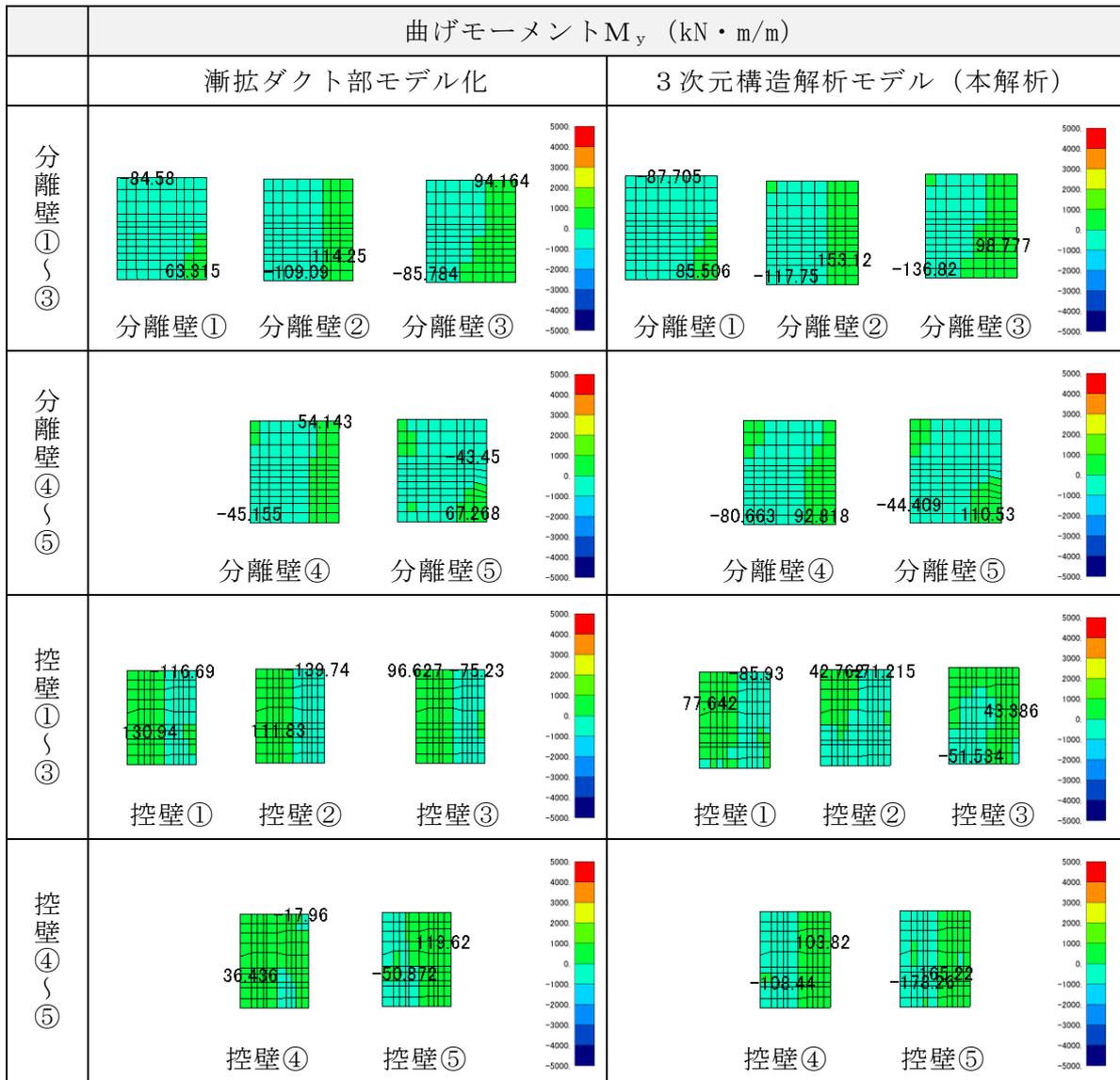


図 3-25 断面力図 (曲げモーメント M_y (kN・m/m), No. 2)

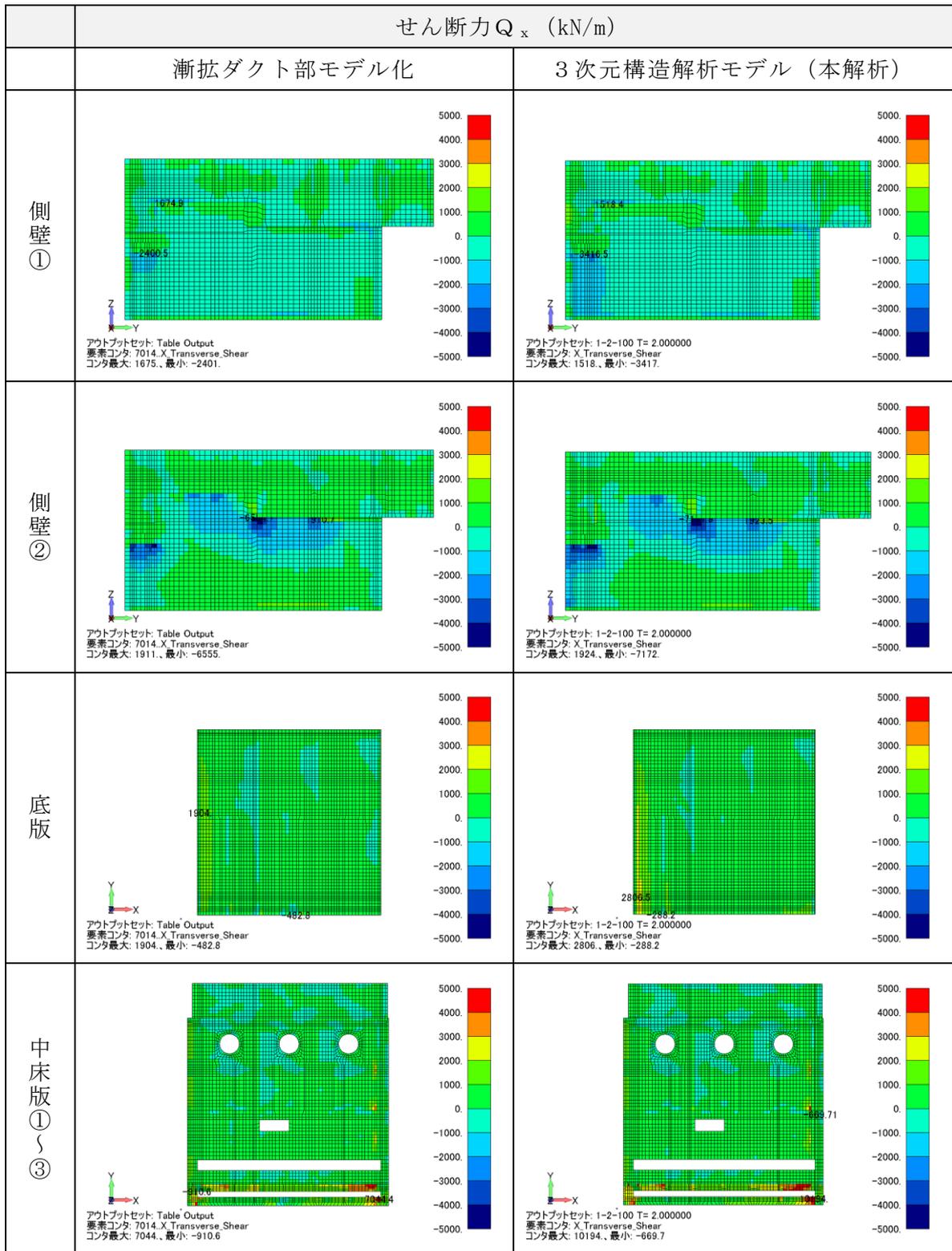


図 3-26 断面力図 (せん断力 Q_x (kN/m), No. 2)

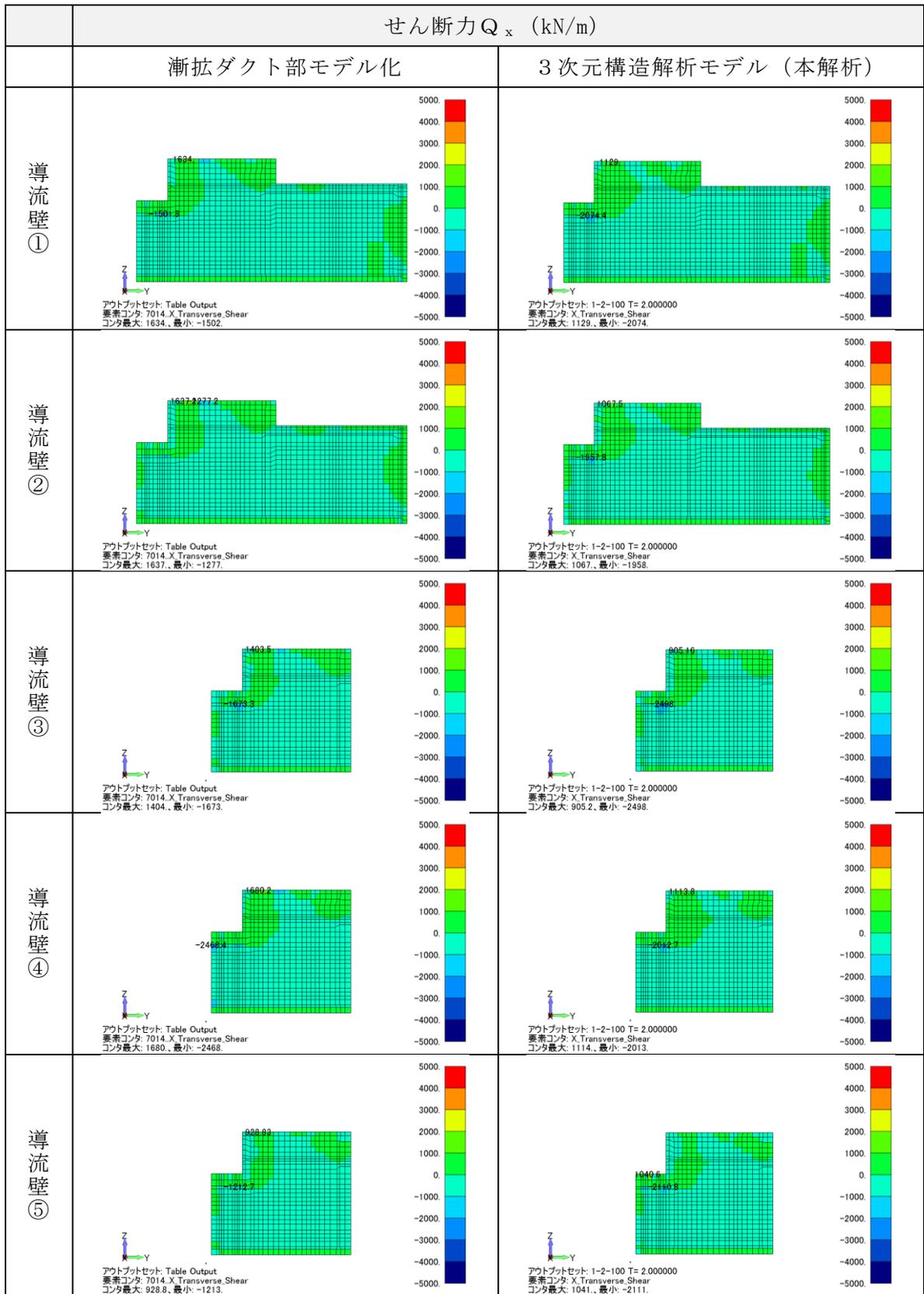


図 3-27 断面力図 (せん断力 Q_x (kN/m), No. 2)

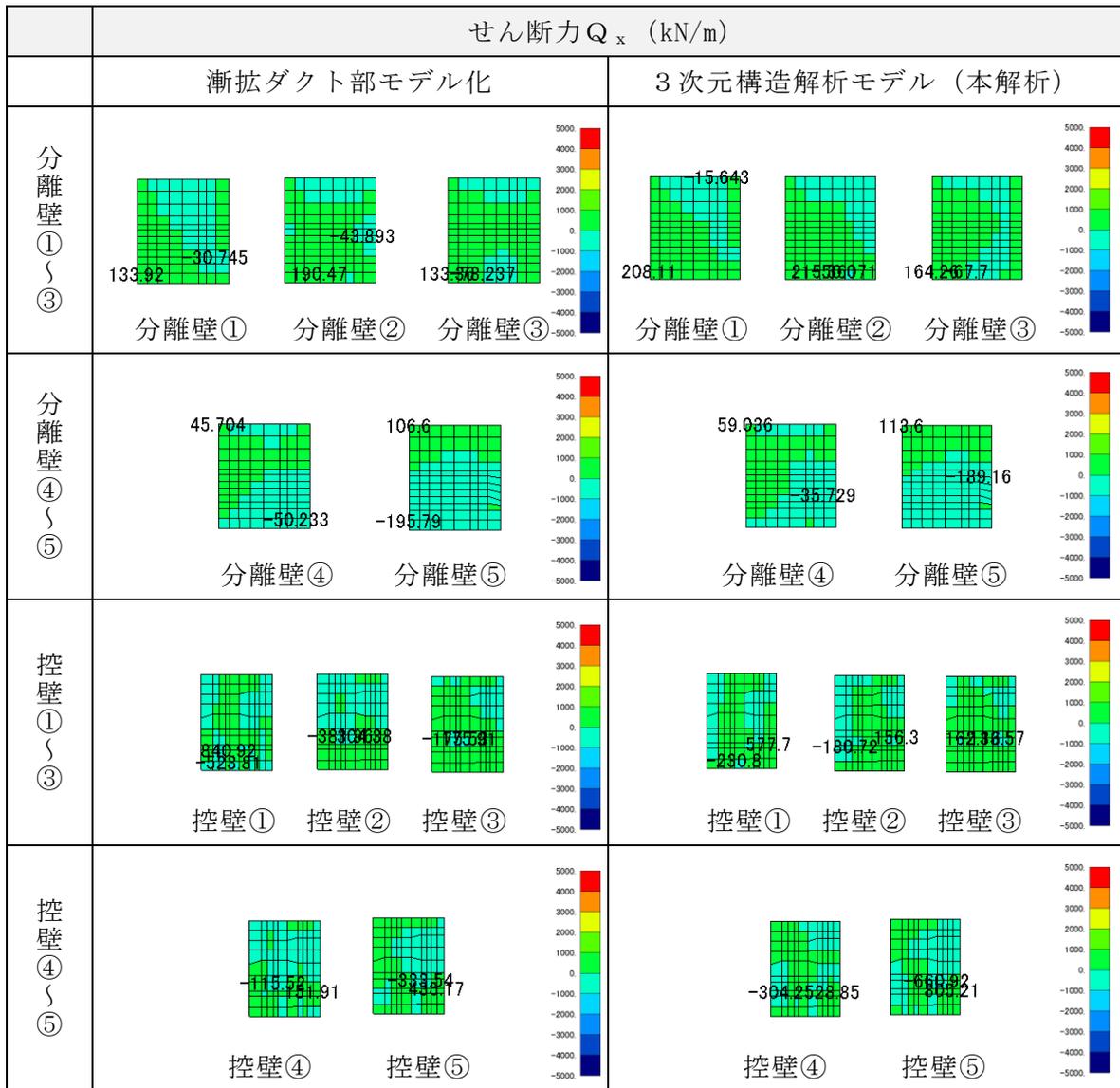


図 3-28 断面力図 (せん断力 Q_x (kN/m), No. 2)

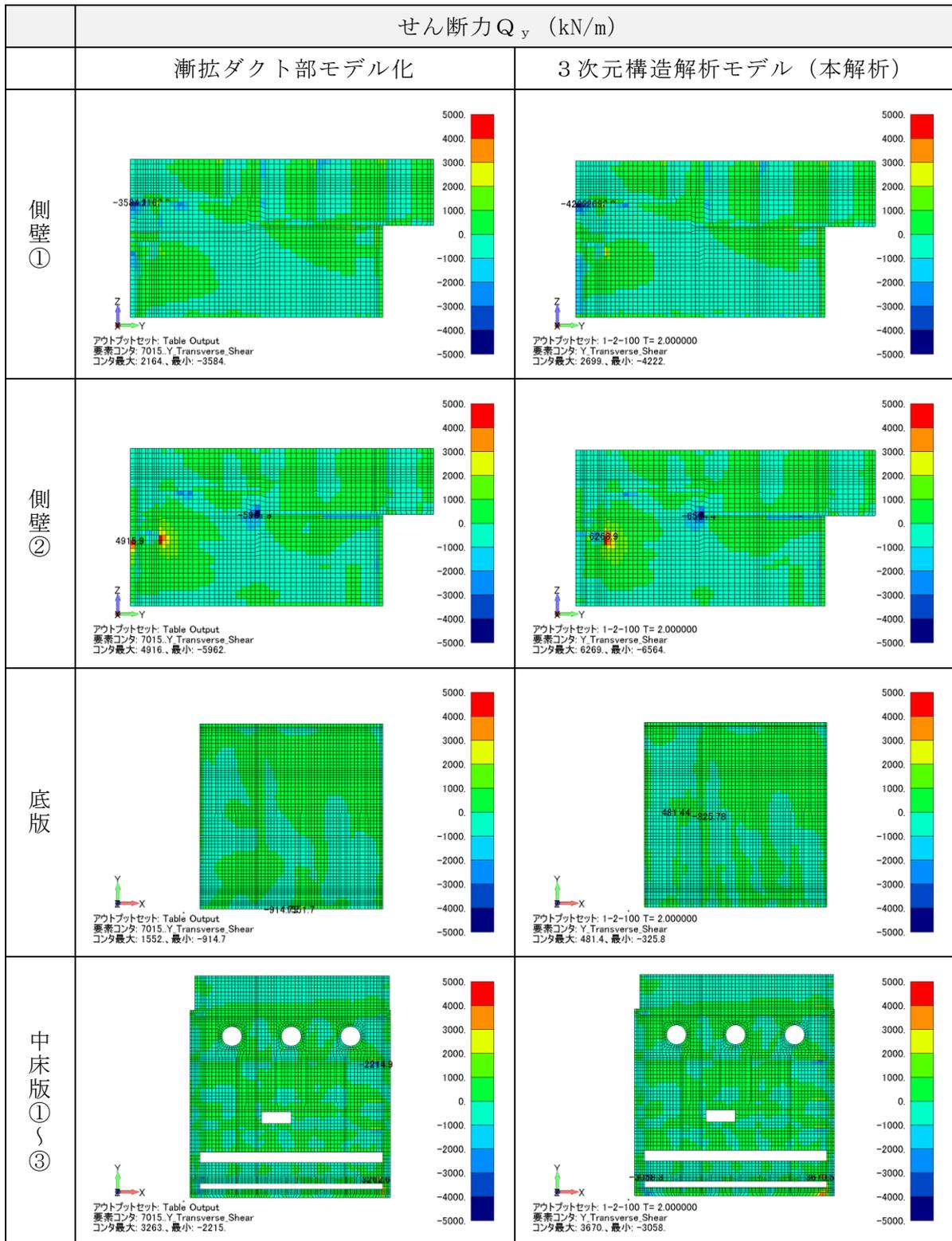


図 3-29 断面力図 (せん断力 Q_y (kN/m), No. 2)

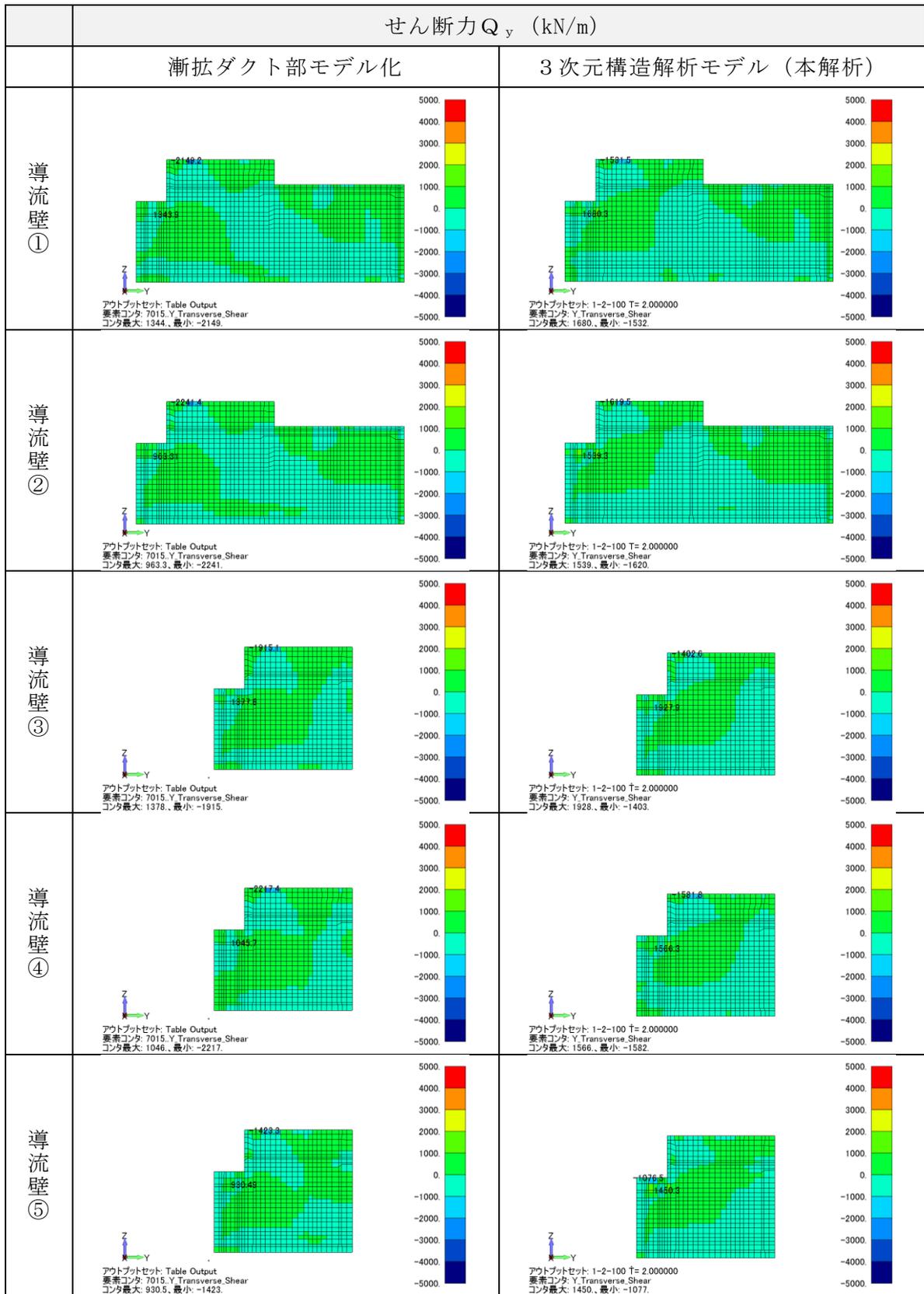


図 3-30 断面力図 (せん断力 Q_y (kN/m), No. 2)

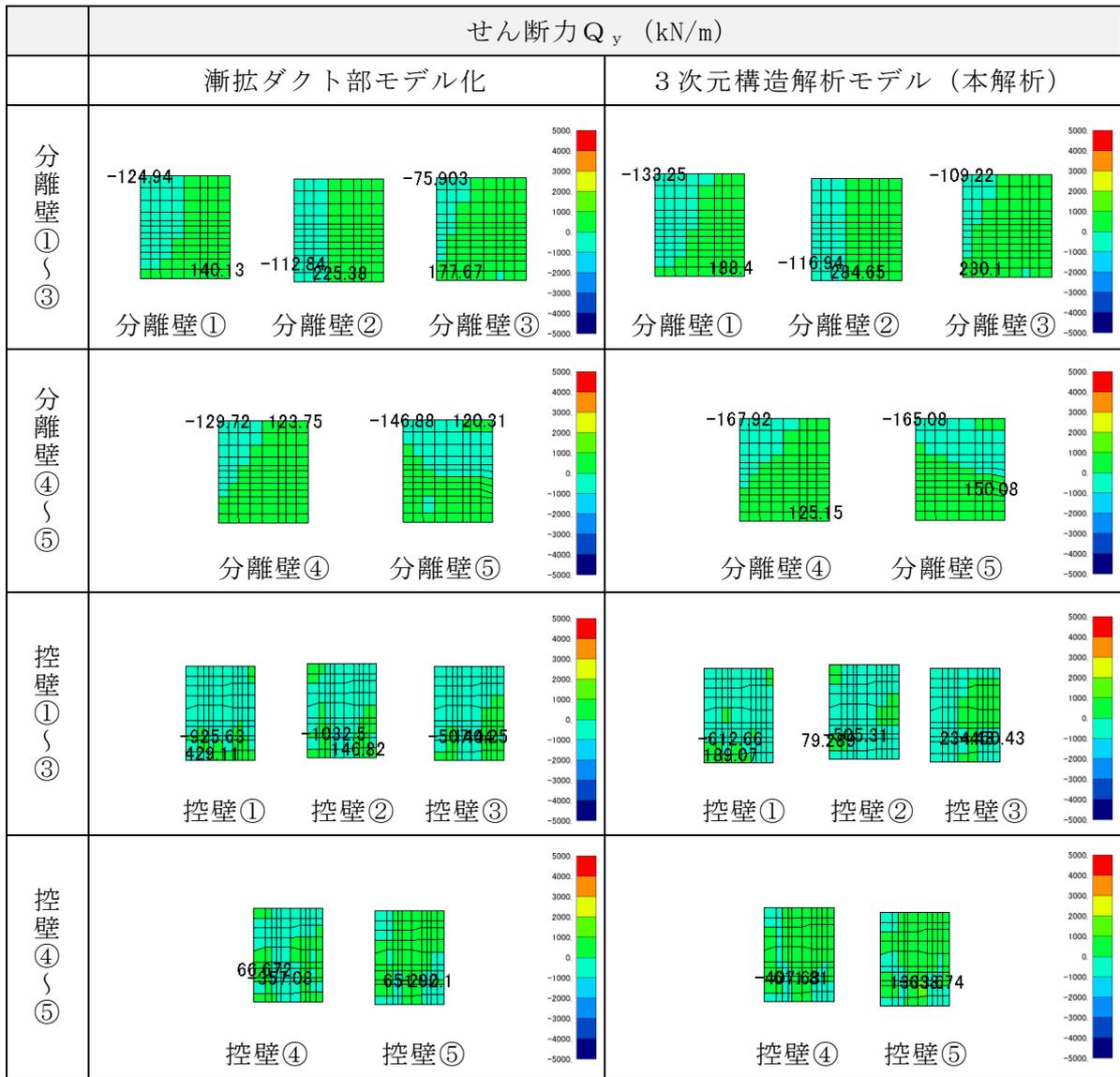


図 3-31 断面力図 (せん断力 Q_y (kN/m), No. 2)

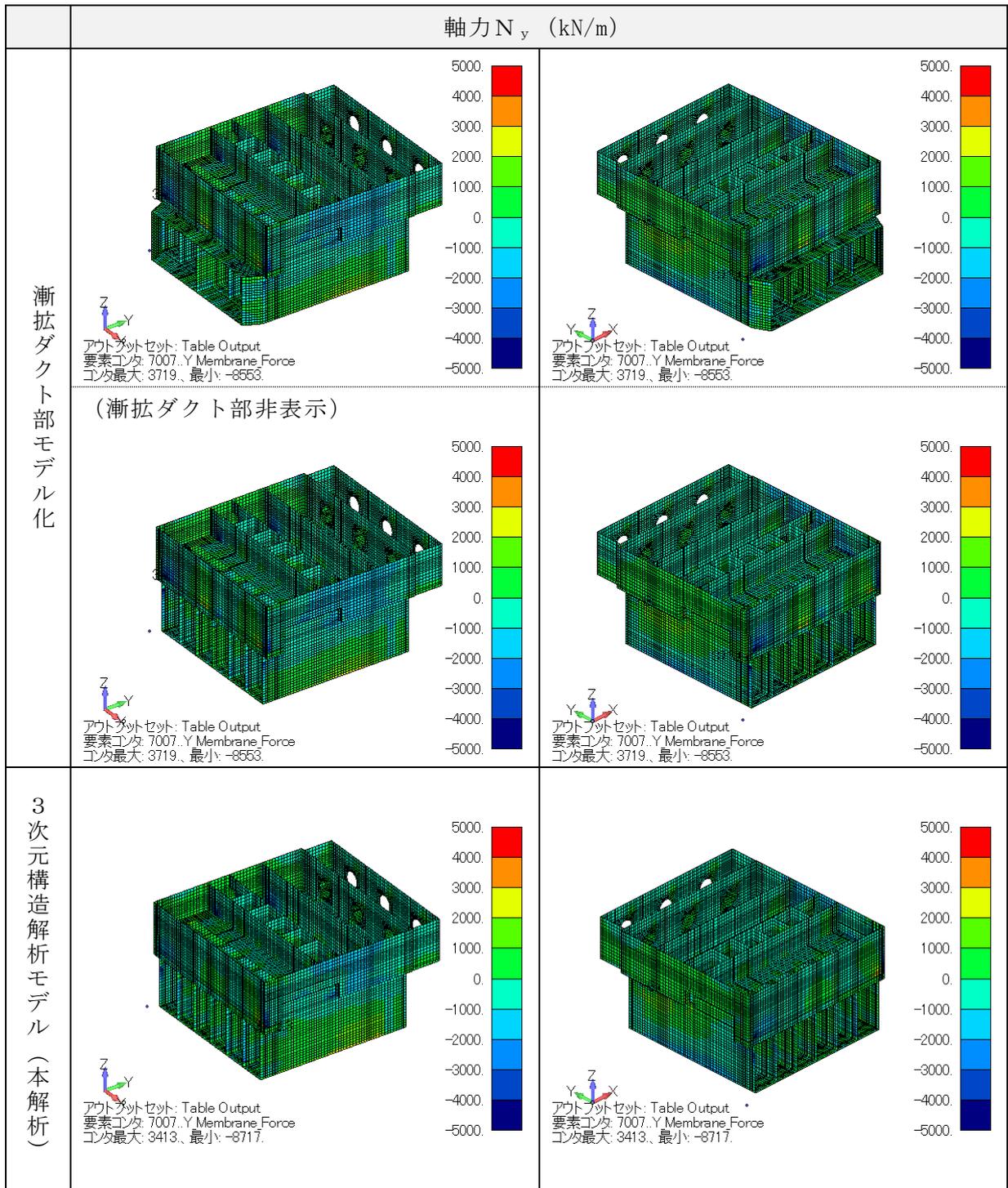


図 3-32 断面力図 (軸力 N_y (kN/m), No. 3)

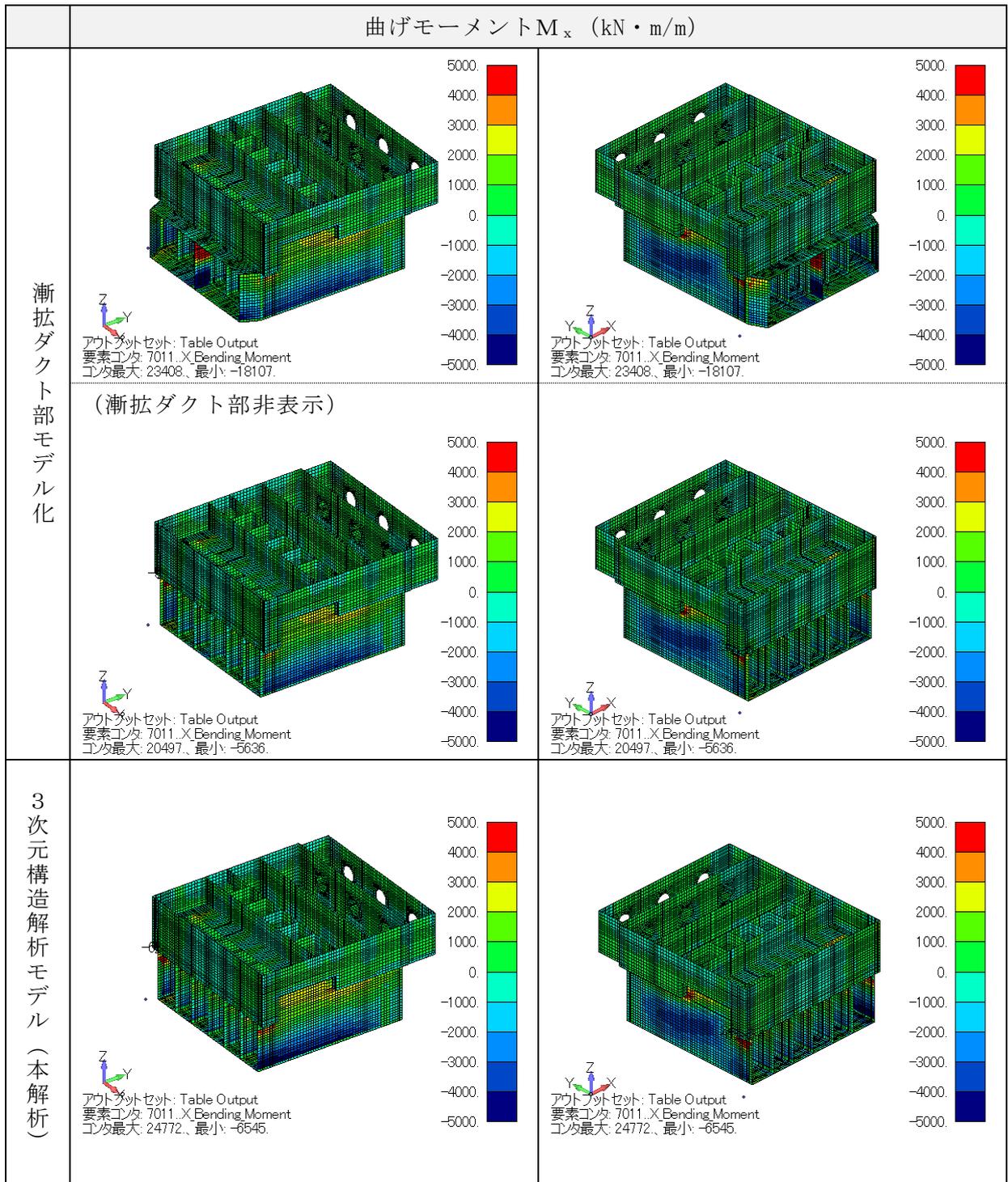


図 3-33 断面力図 (曲げモーメント M_x (kN・m/m), No. 3)

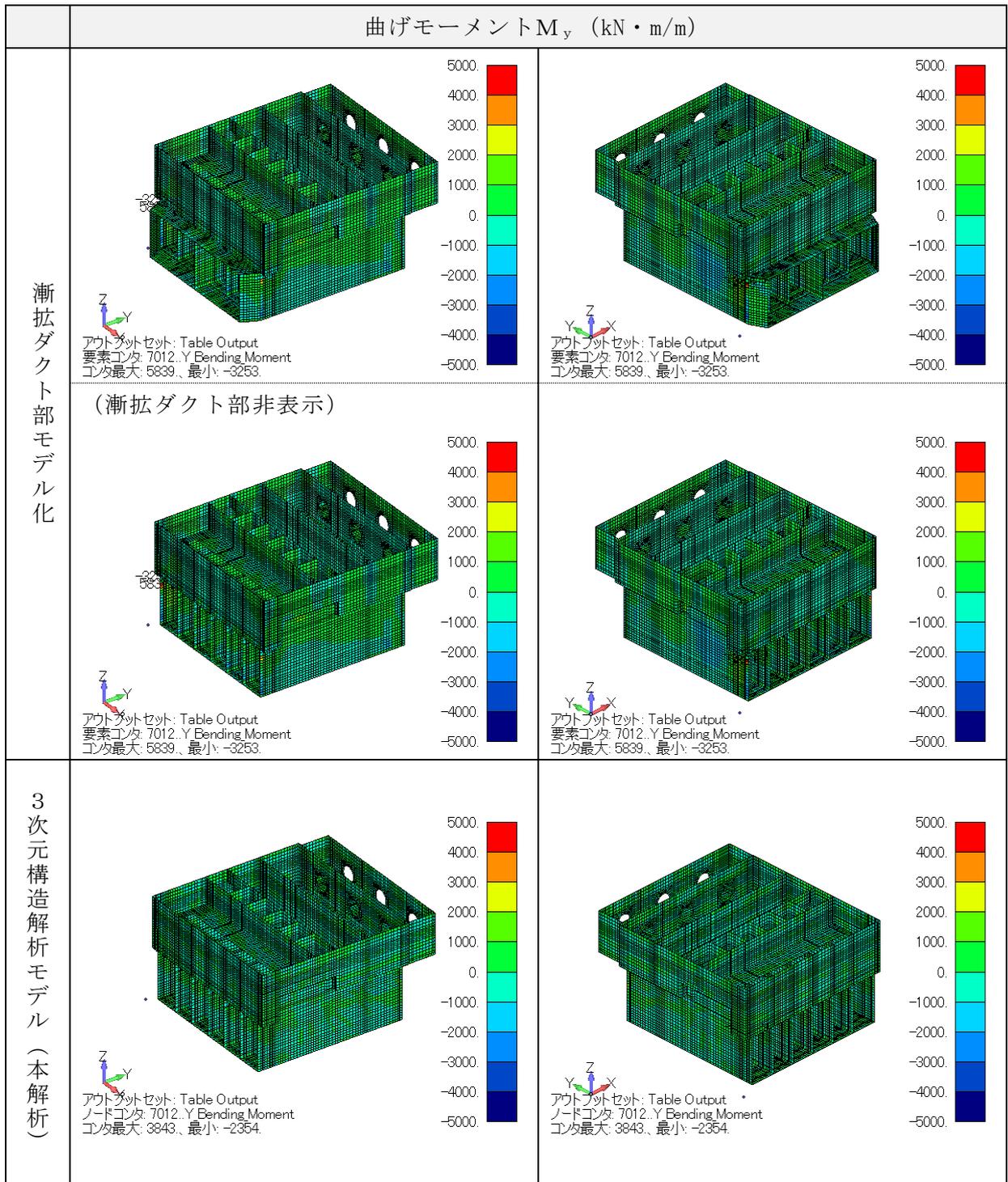


図 3-34 断面力図 (曲げモーメント M_y (kN・m/m), No. 3)

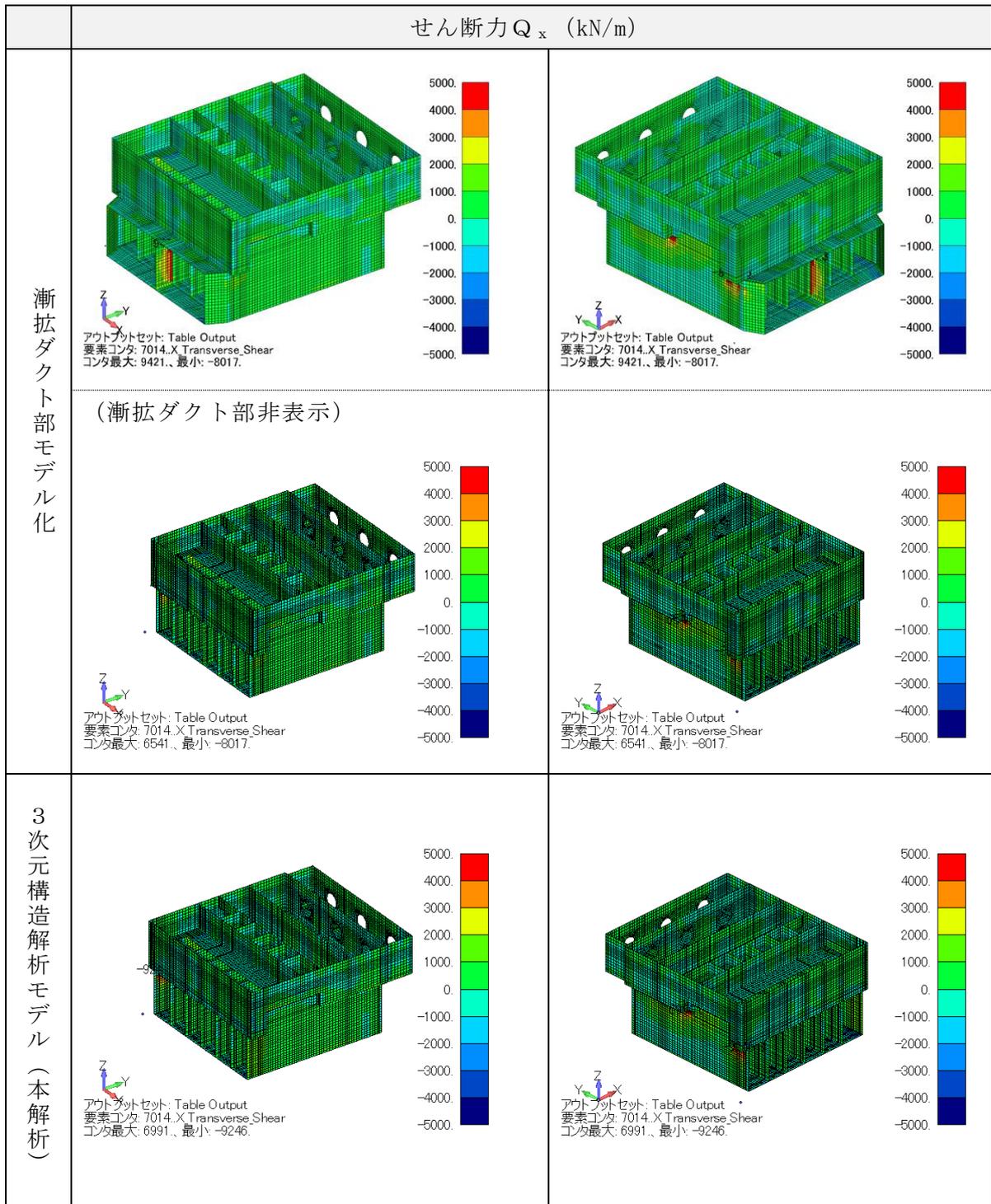


図 3-35 断面力図 (せん断力 Q_x (kN/m), No. 3)

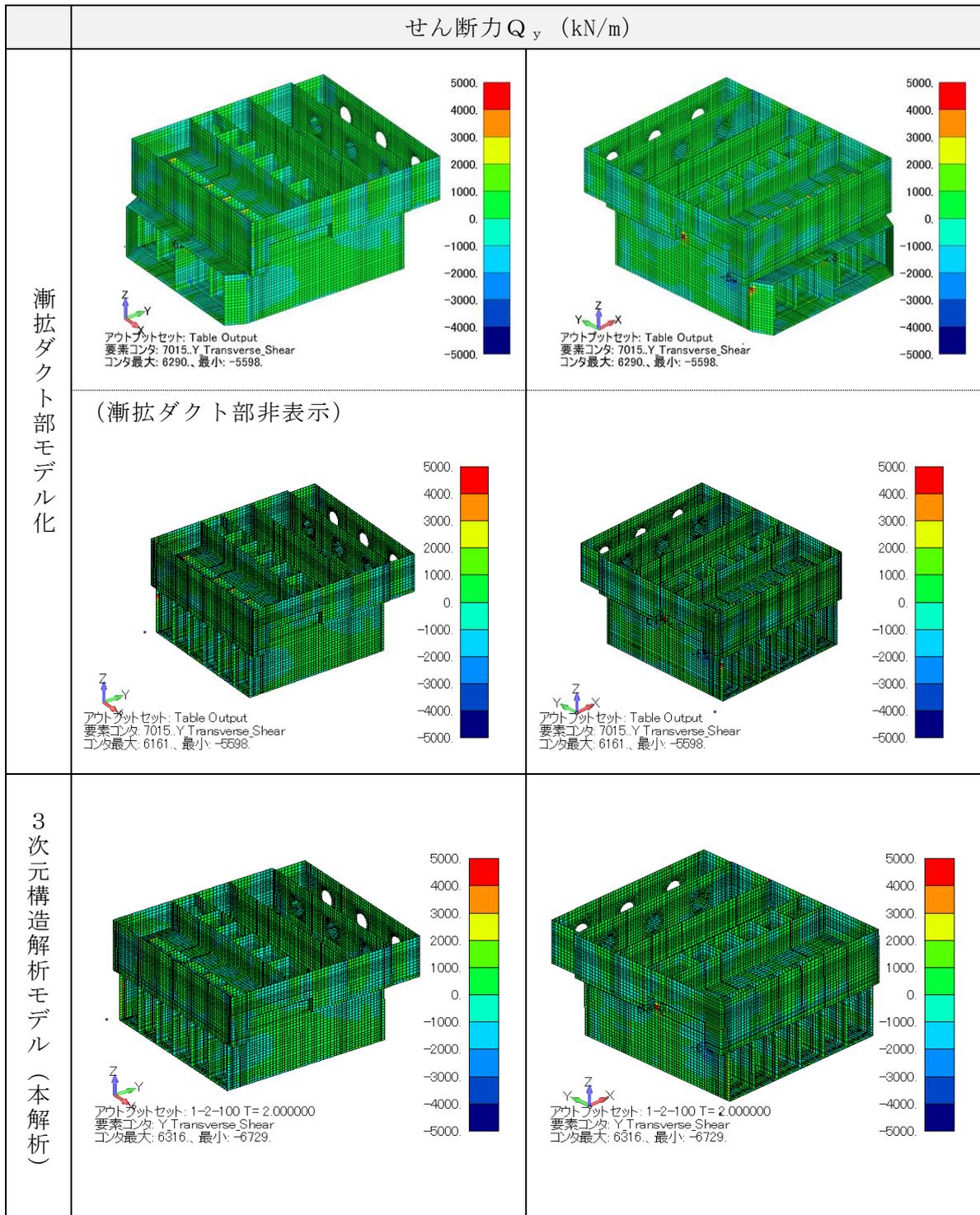


図 3-36 断面力図 (せん断力 Q_y (kN/m), No. 3)

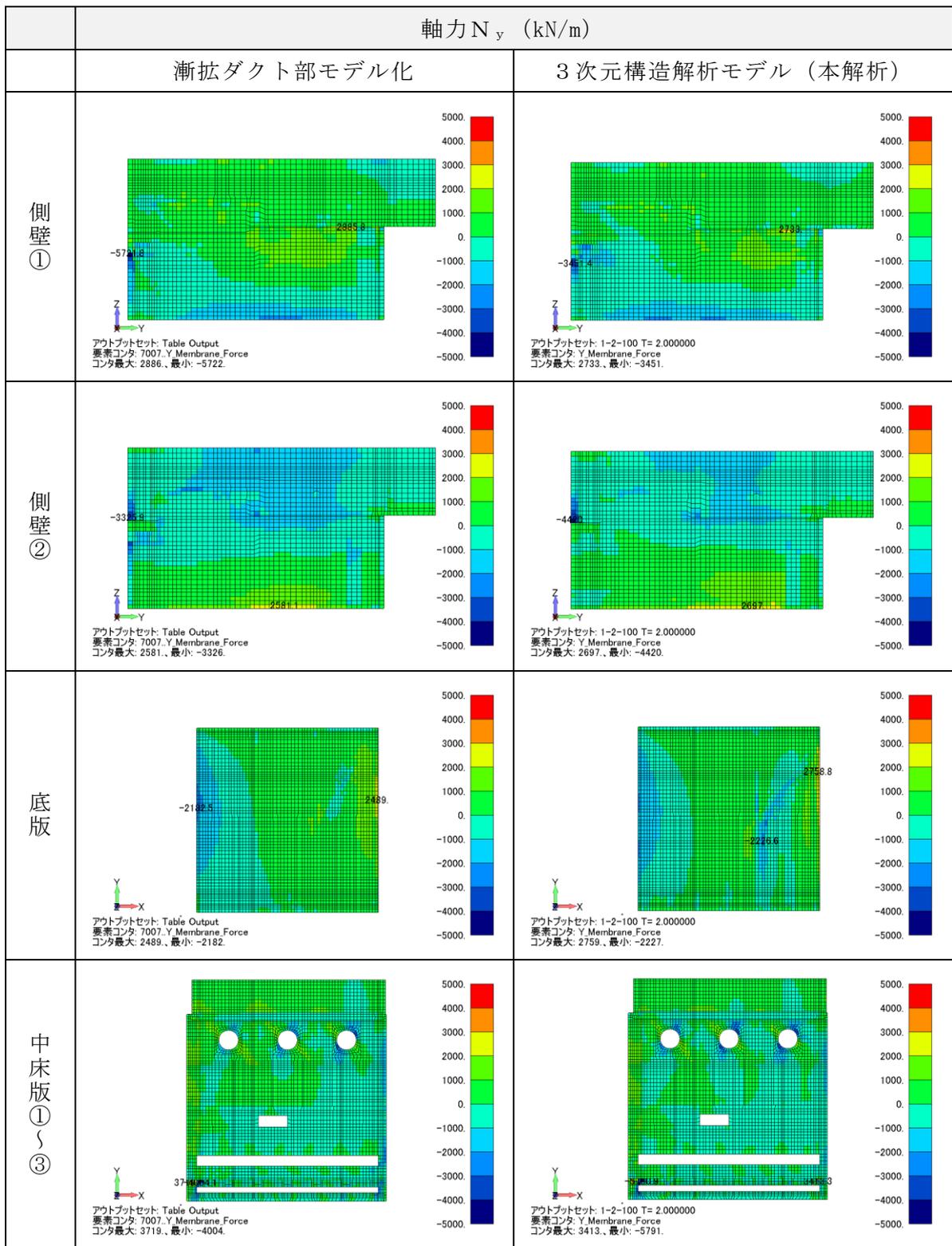


図 3-37 断面力図 (軸力 N_y (kN/m), No. 3)

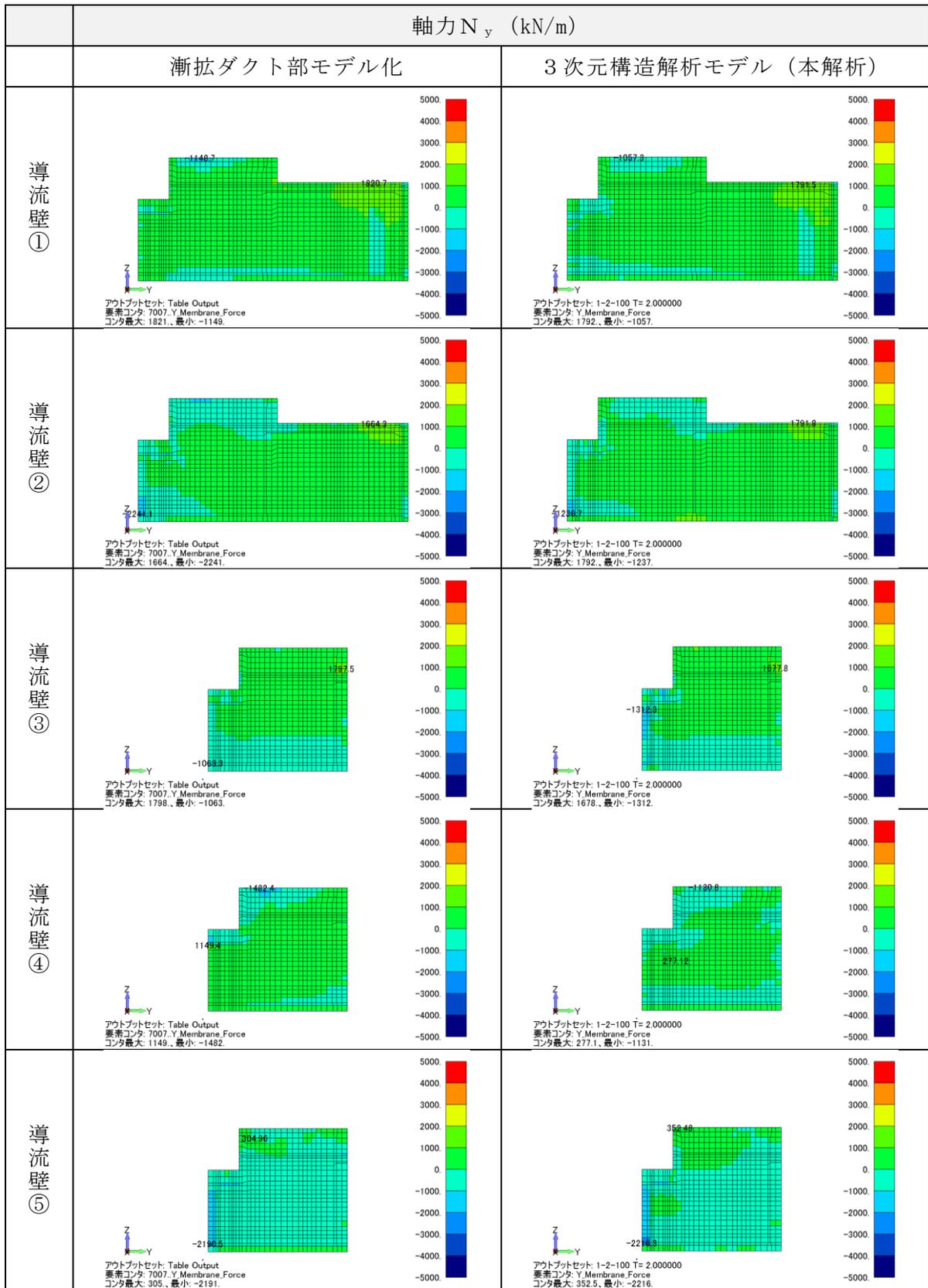


図 3-38 断面力図 (軸力 N_y (kN/m), No. 3)

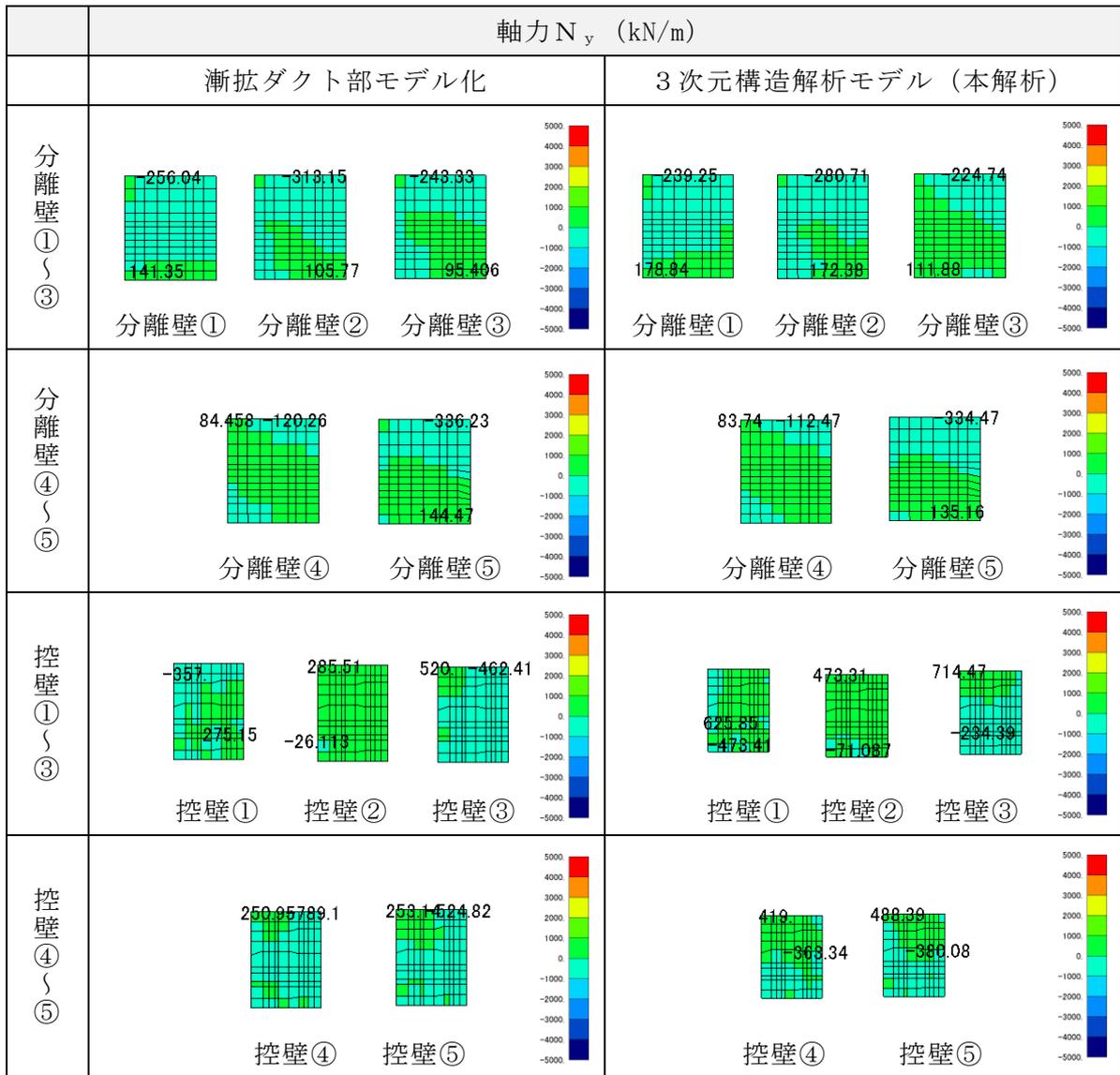


図 3-39 断面力図 (軸力 N_y (kN/m), No. 3)

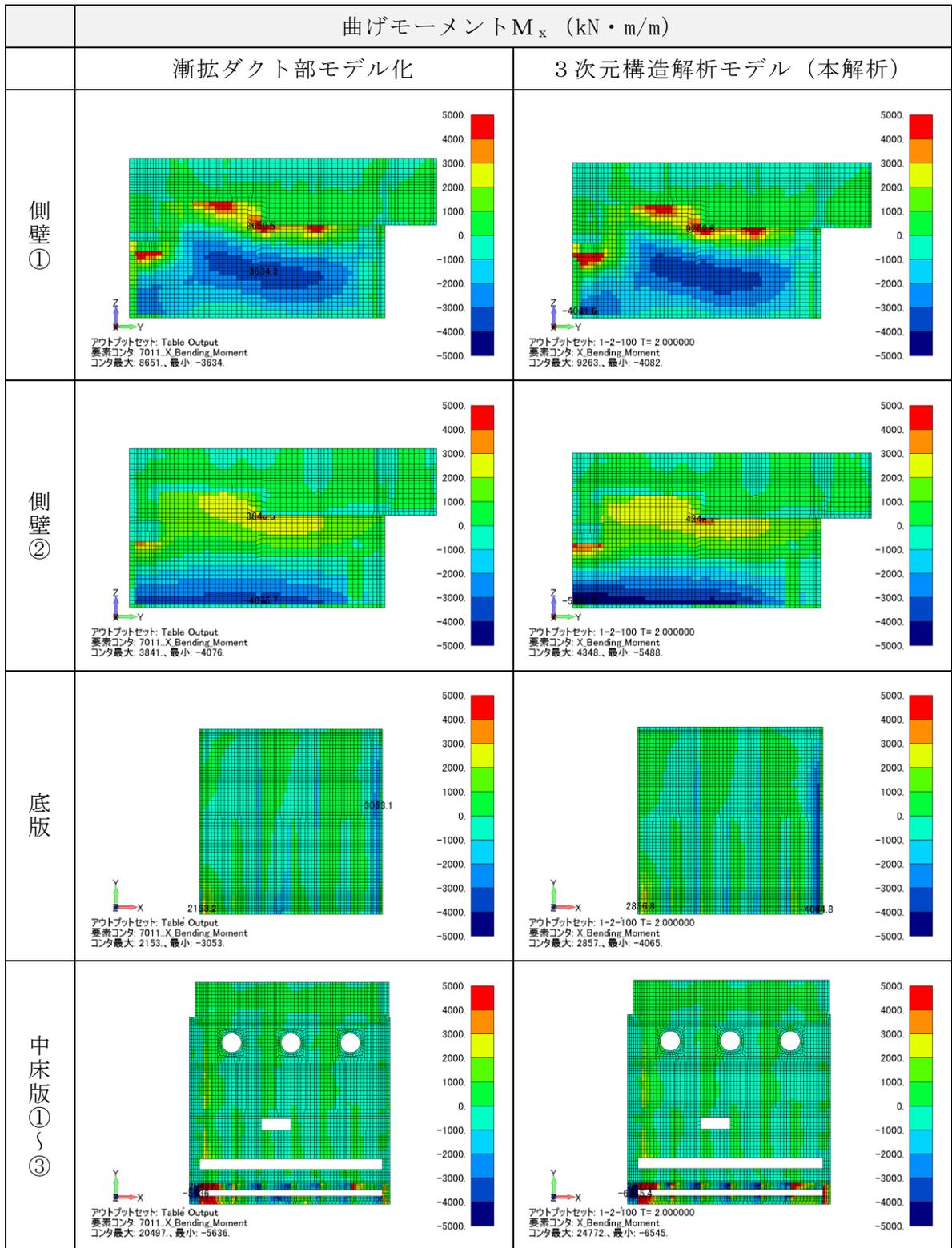


図 3-40 断面力図 (曲げモーメント M_x (kN・m/m), No. 3)

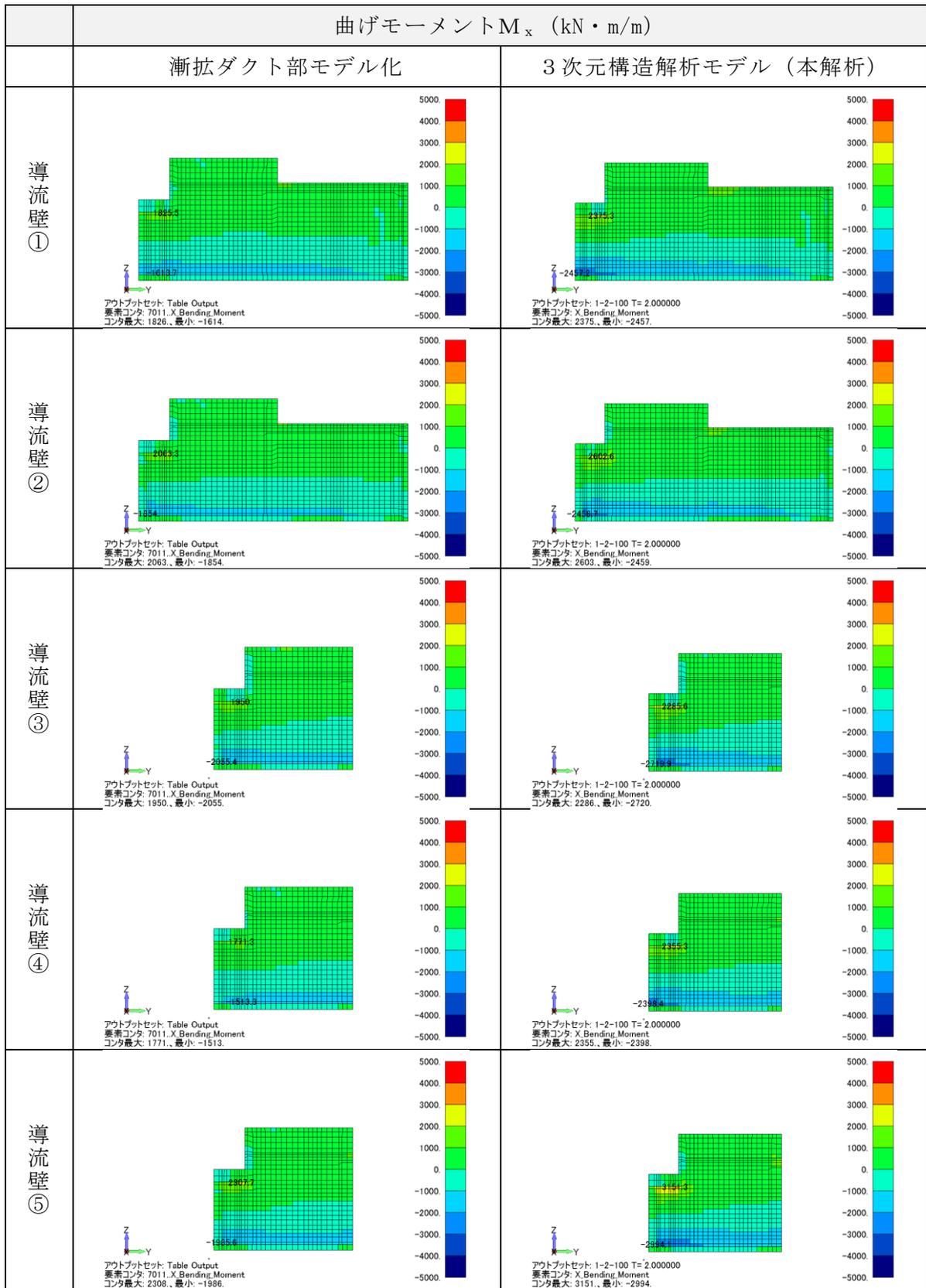


図 3-41 断面力図 (曲げモーメント M_x (kN・m/m), No. 3)

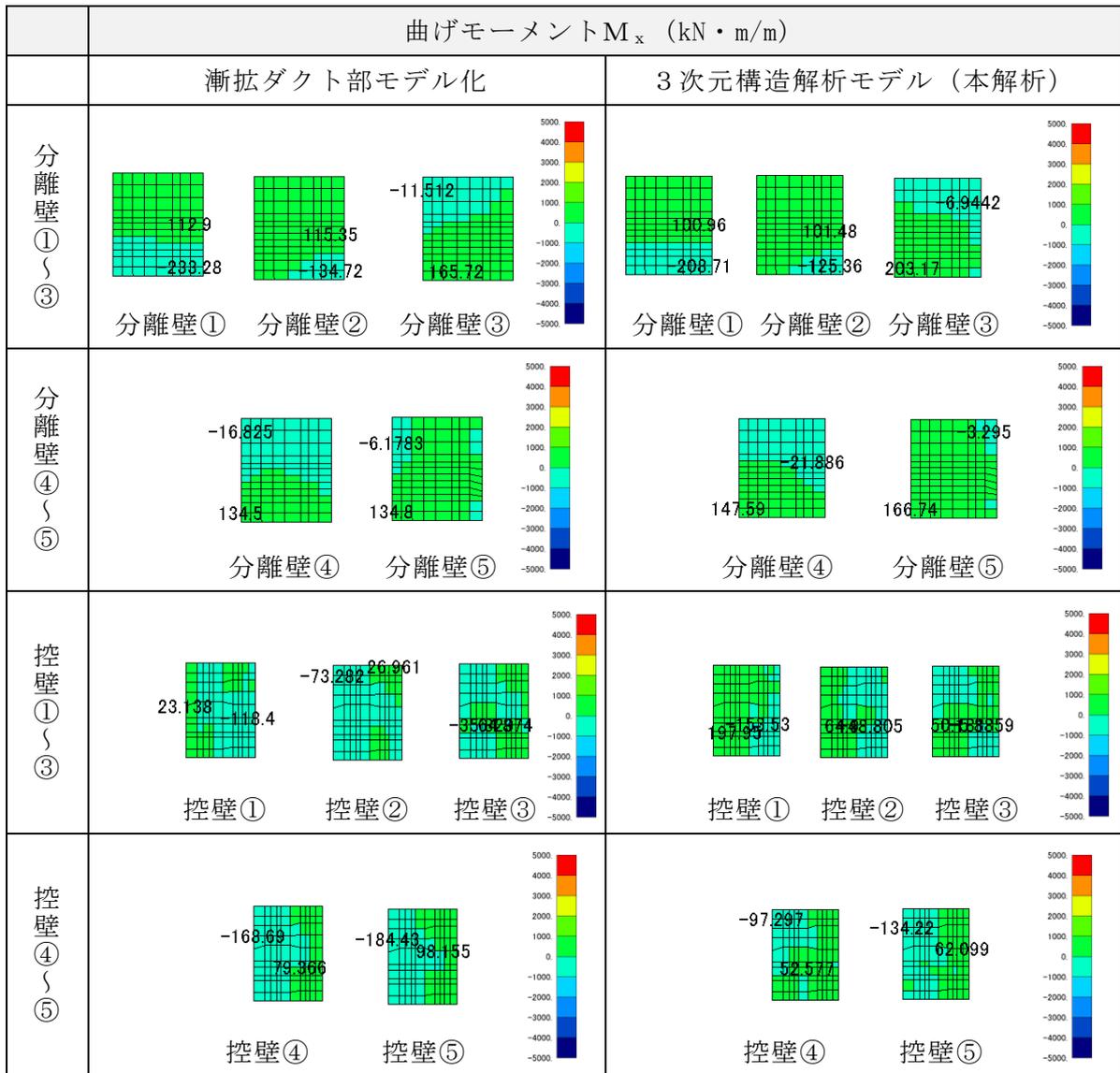


図 3-42 断面力図 (曲げモーメント M_x (kN・m/m), No. 3)

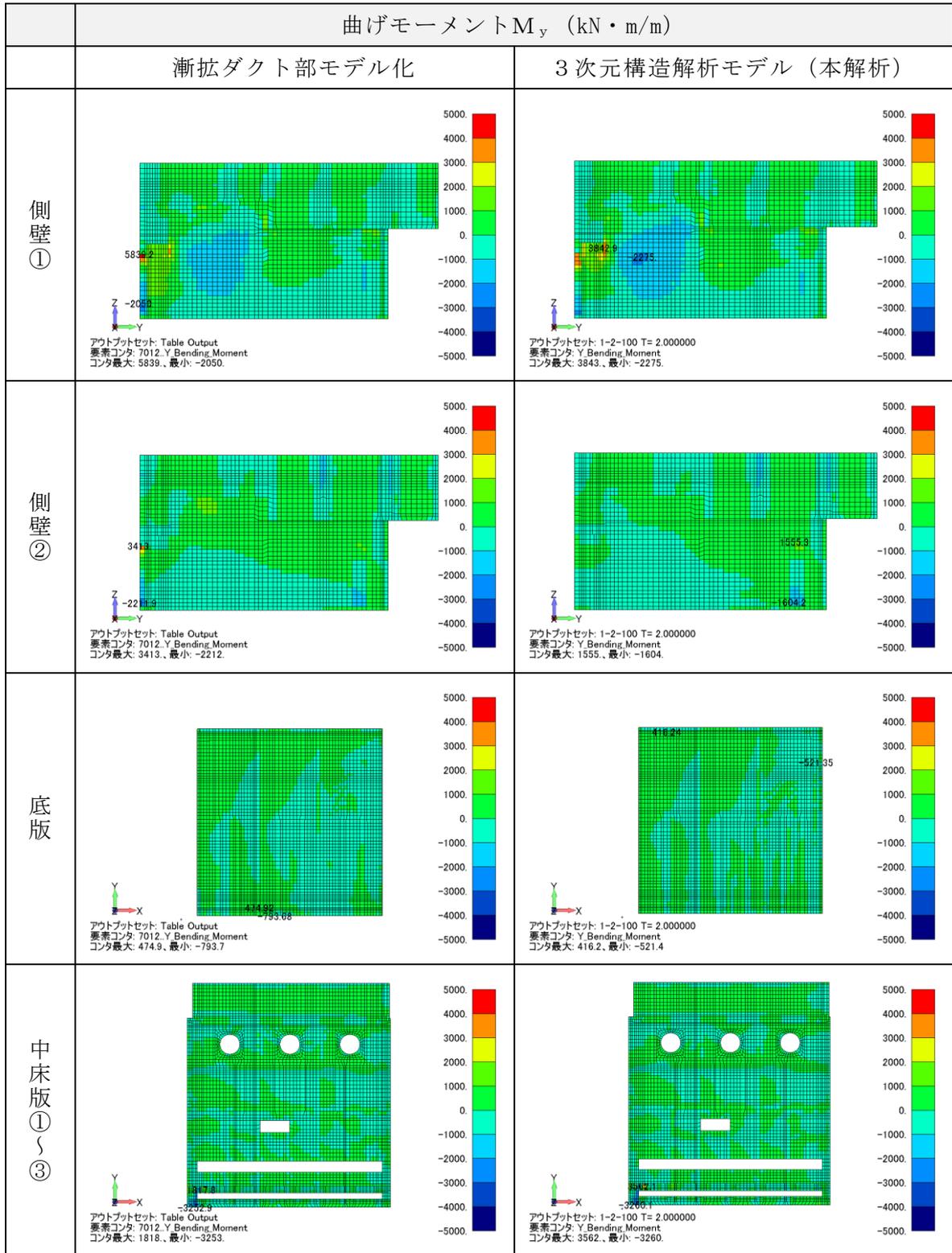


図 3-43 断面力図 (曲げモーメント M_y (kN・m/m), No. 3)

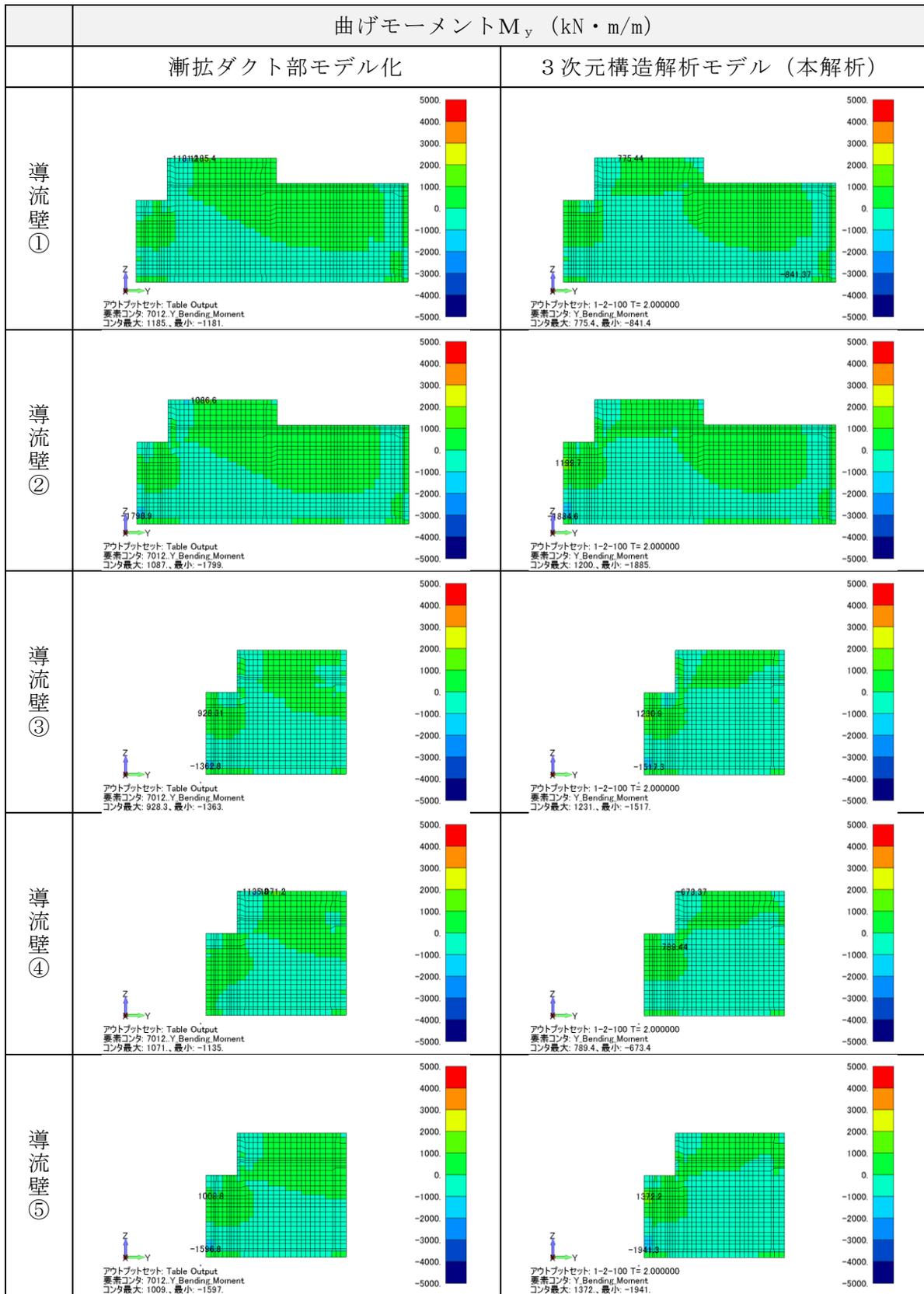


図 3-44 断面力図 (曲げモーメント M_y (kN・m/m), No. 3)

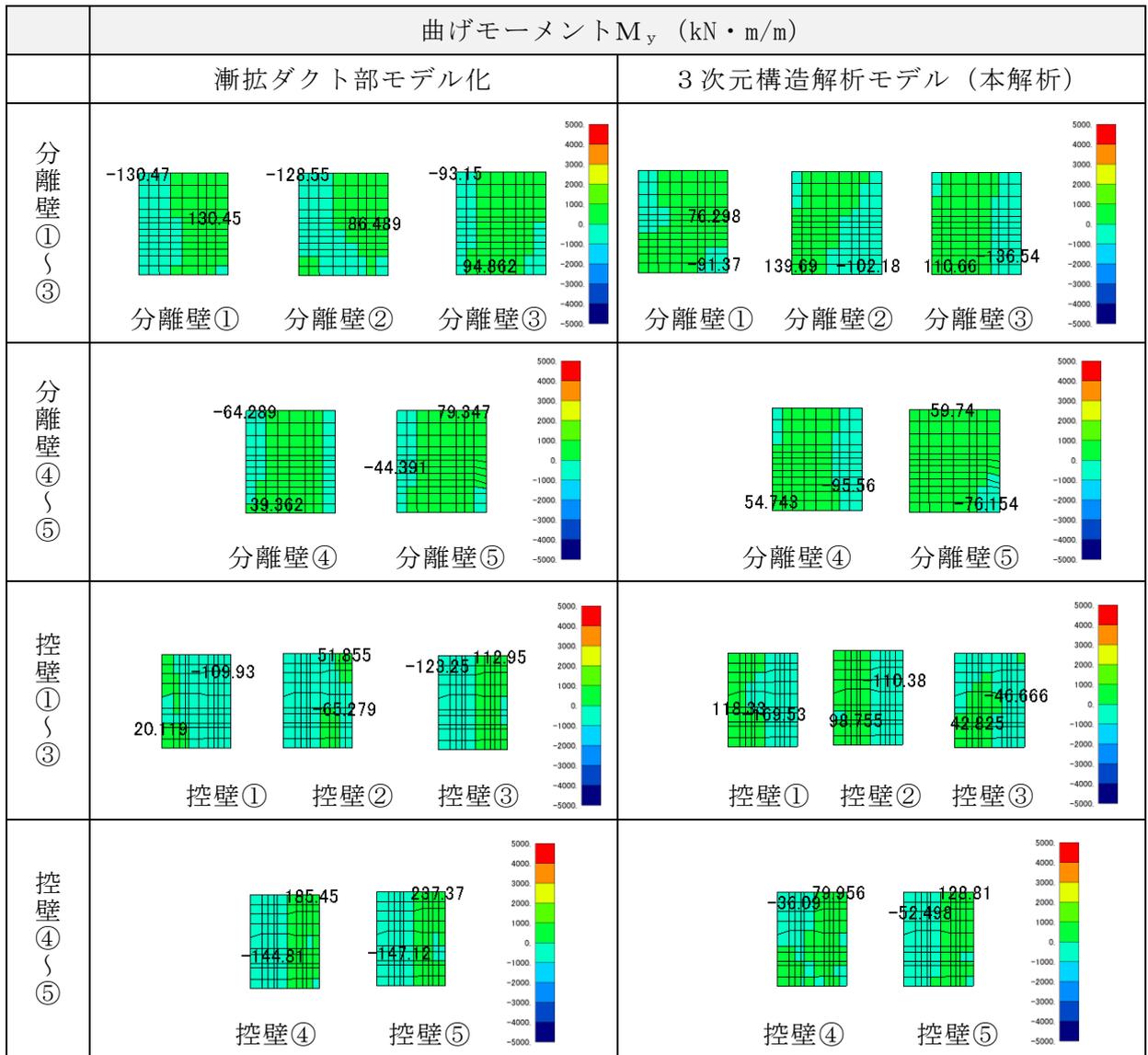


図 3-45 断面力図 (曲げモーメント M_y (kN・m/m), No. 3)

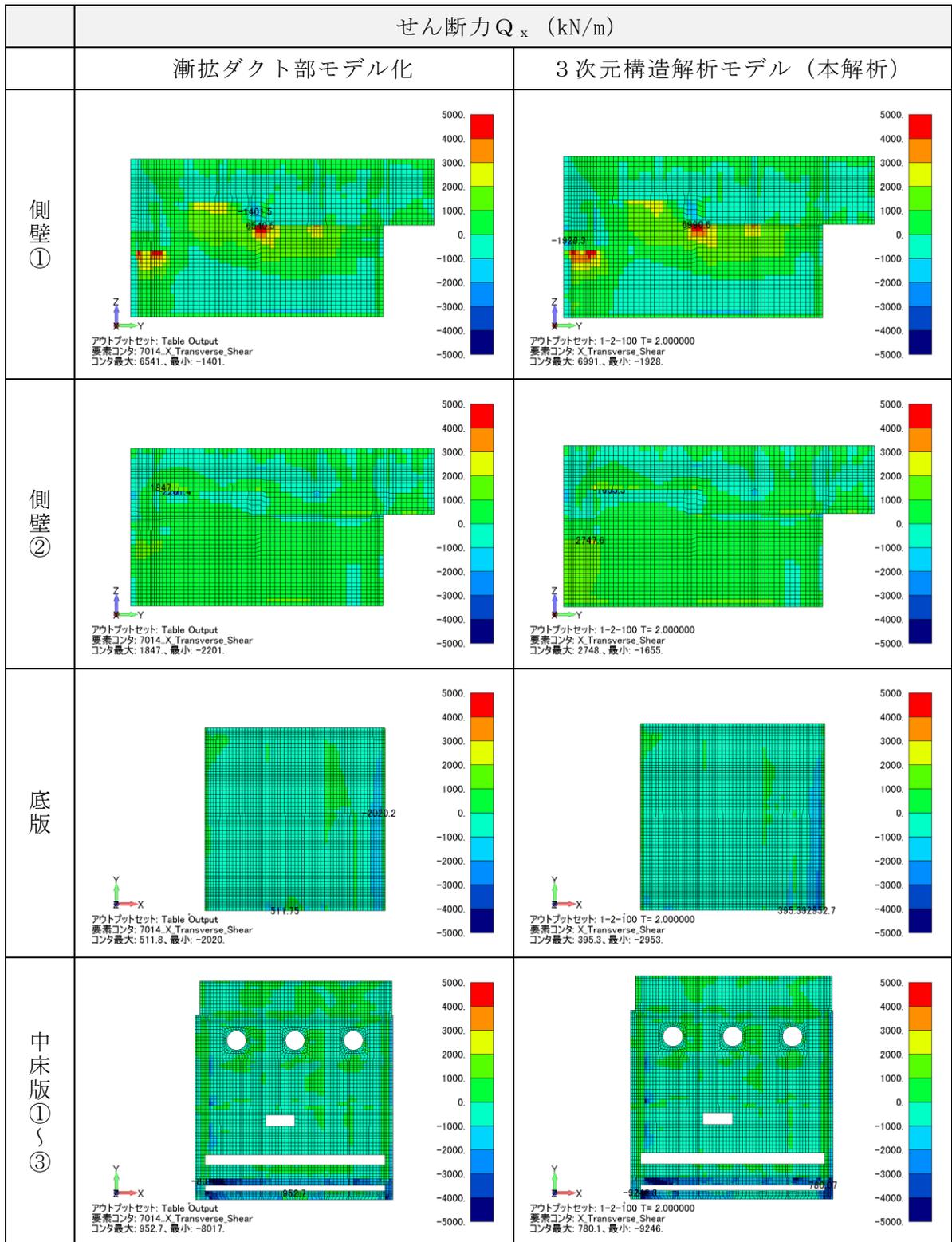


図 3-46 断面力図 (せん断力 Q_x (kN/m), No. 3)

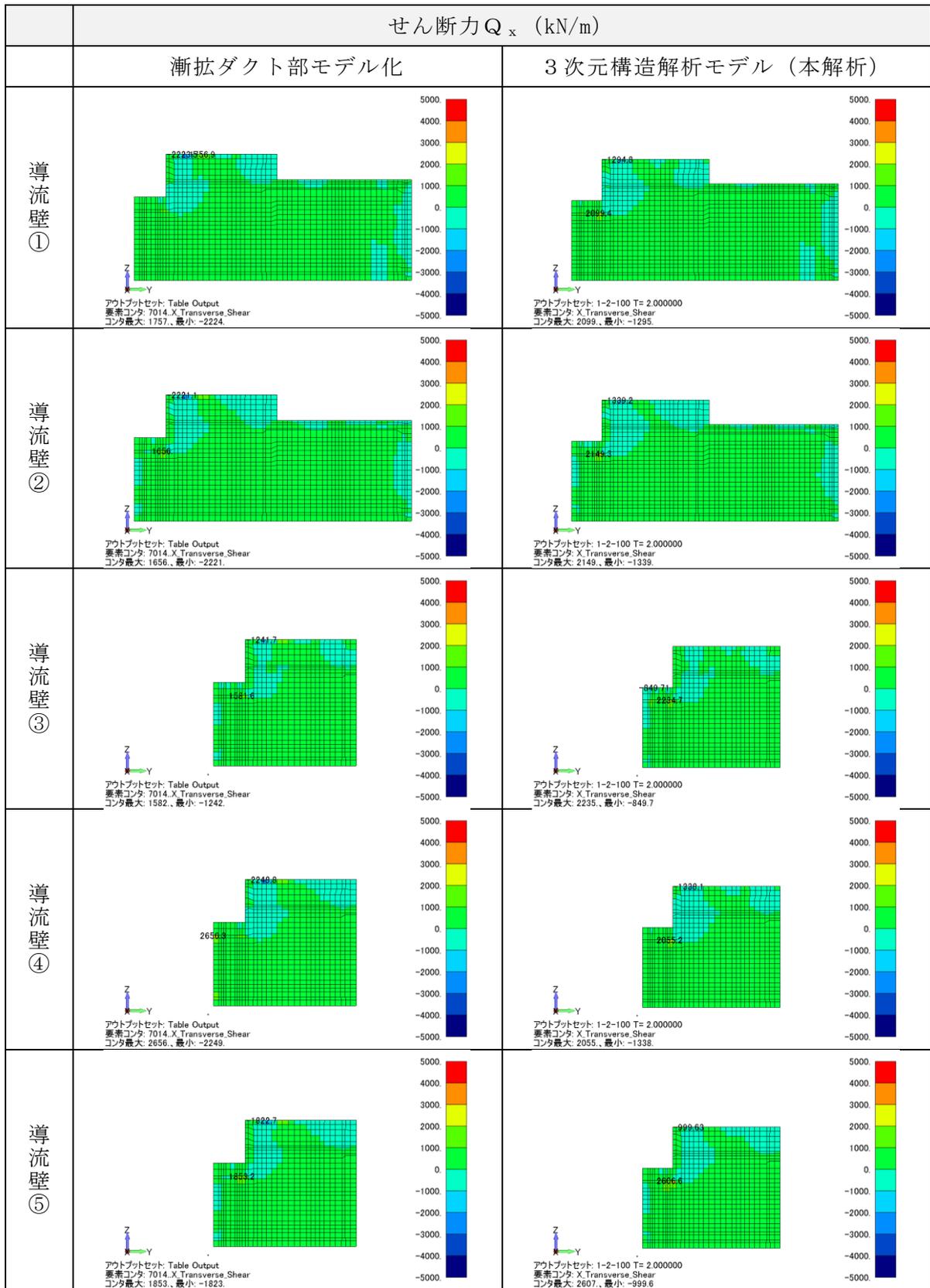


図 3-47 断面力図 (せん断力 Q_x (kN/m), No. 3)

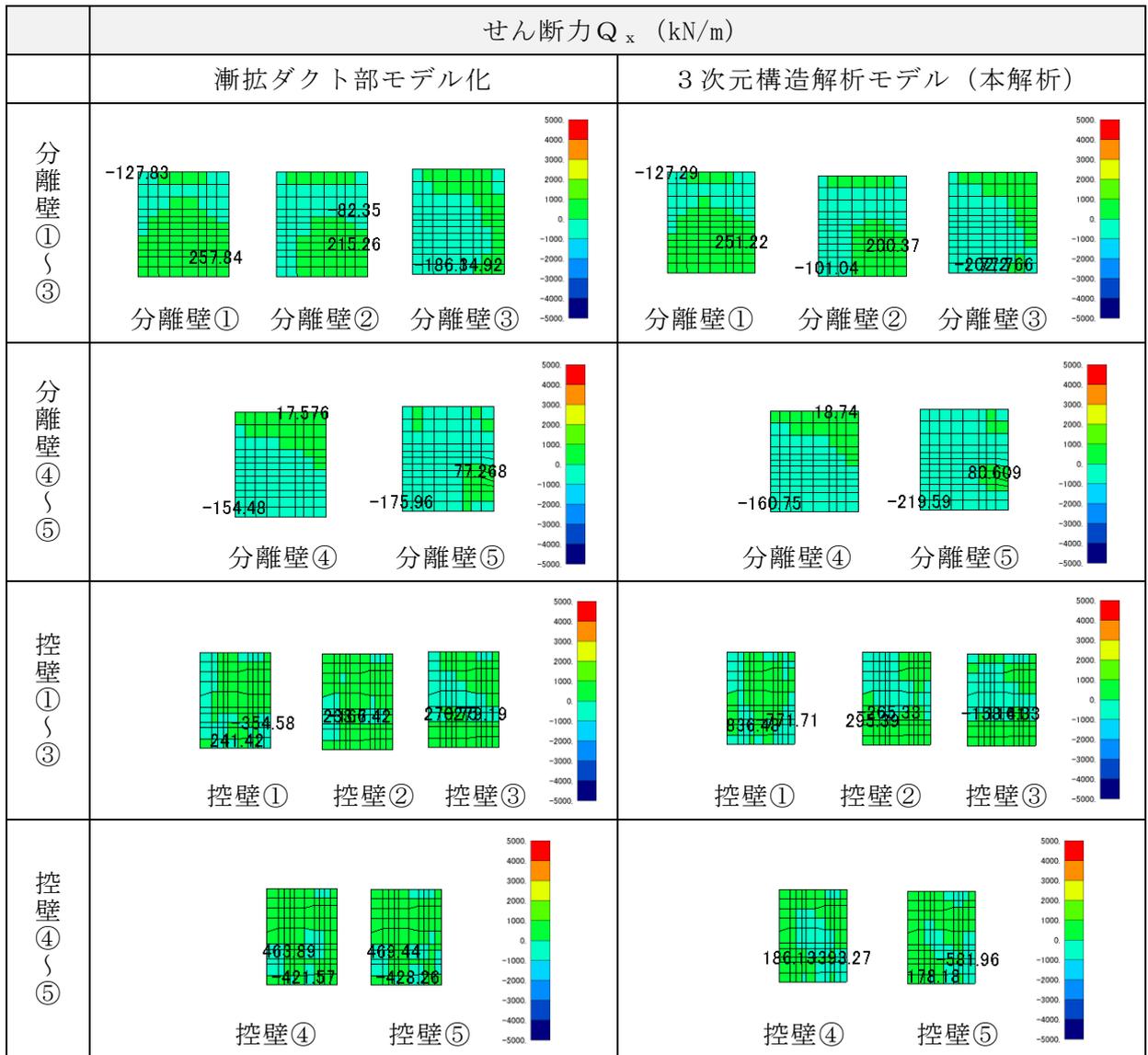


図 3-48 断面力図 (せん断力 Q_x (kN/m), No. 3)

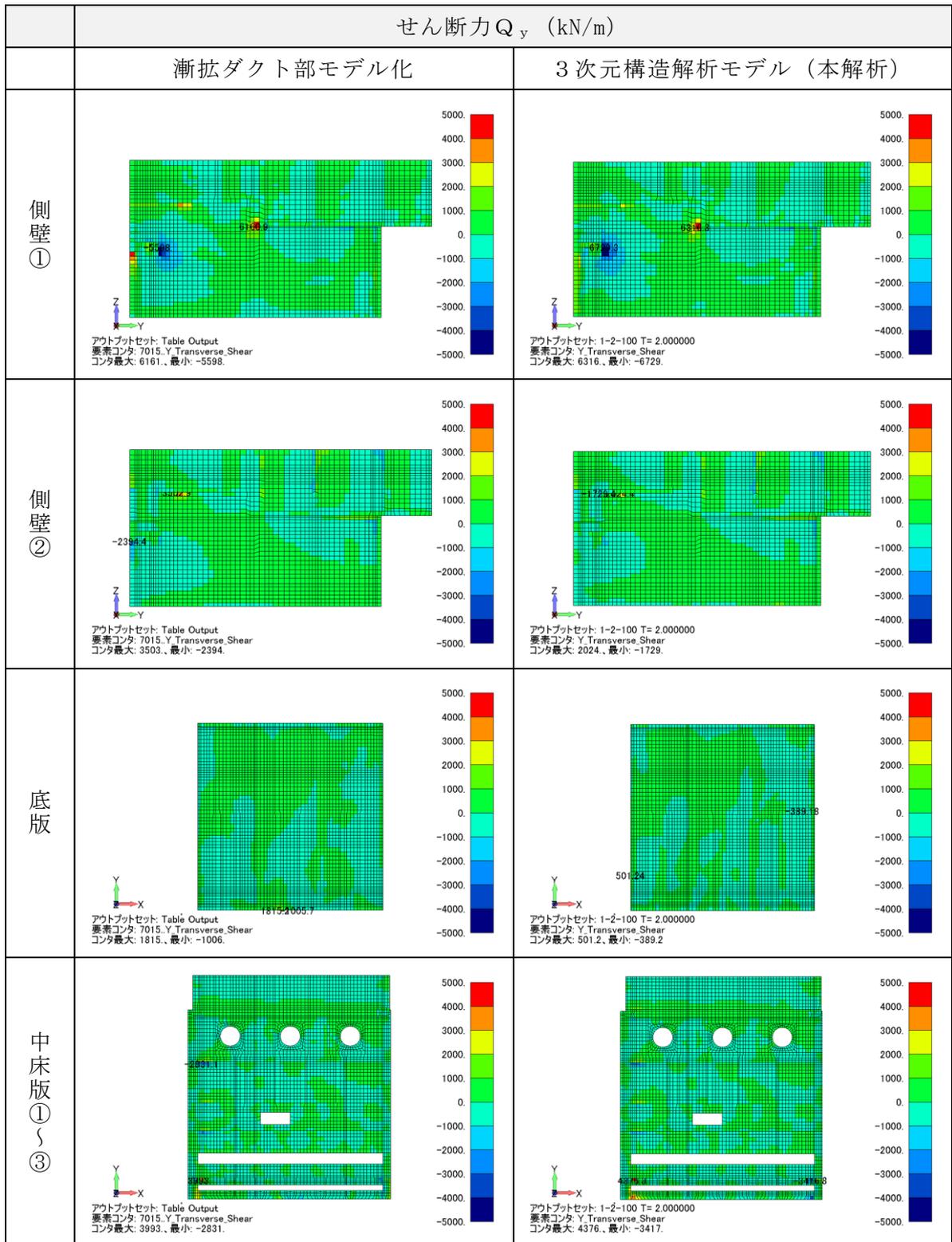


図 3-49 断面力図 (せん断力 Q_y (kN/m), No. 3)

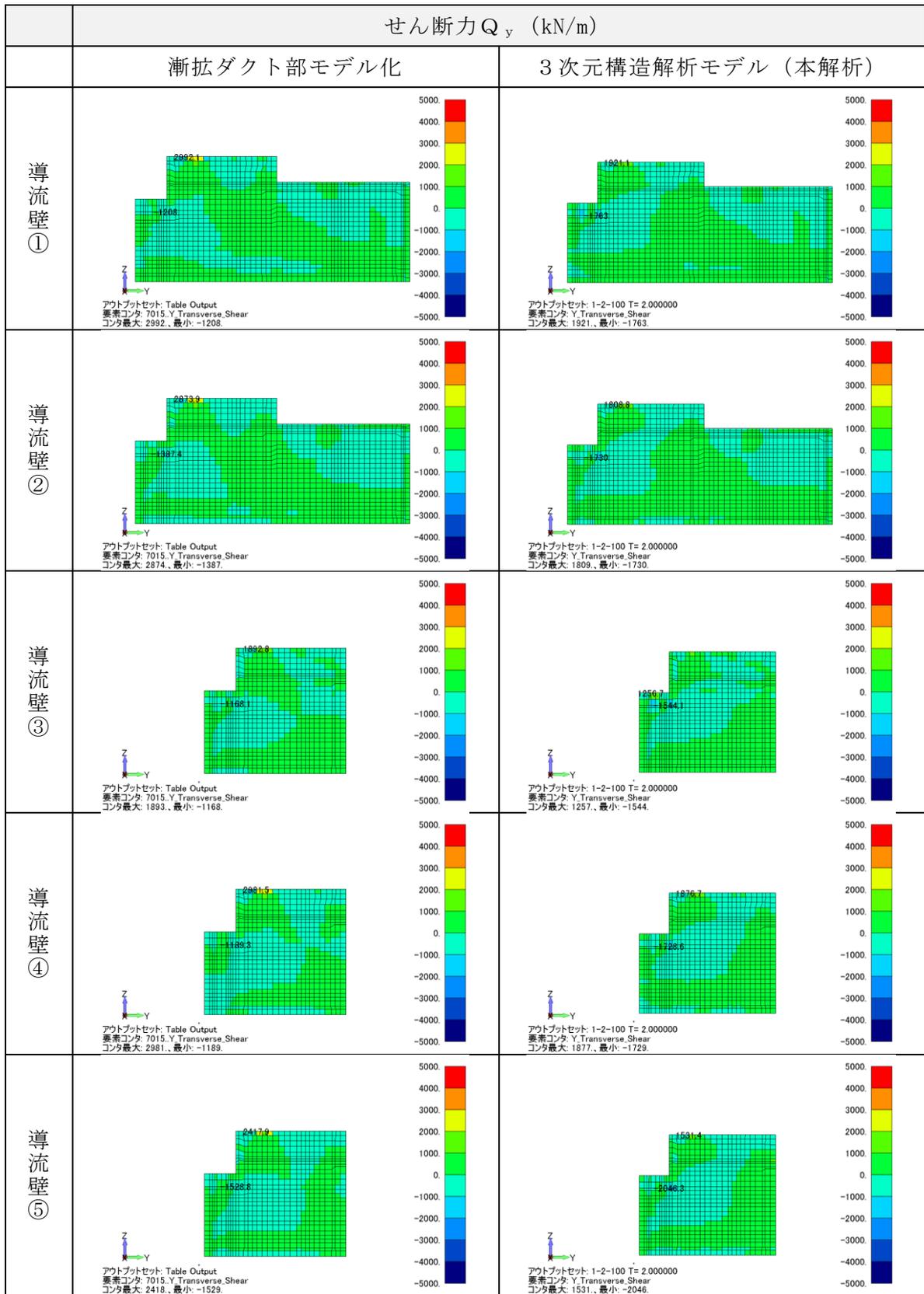


図 3-50 断面力図 (せん断力 Q_y (kN/m), No. 3)

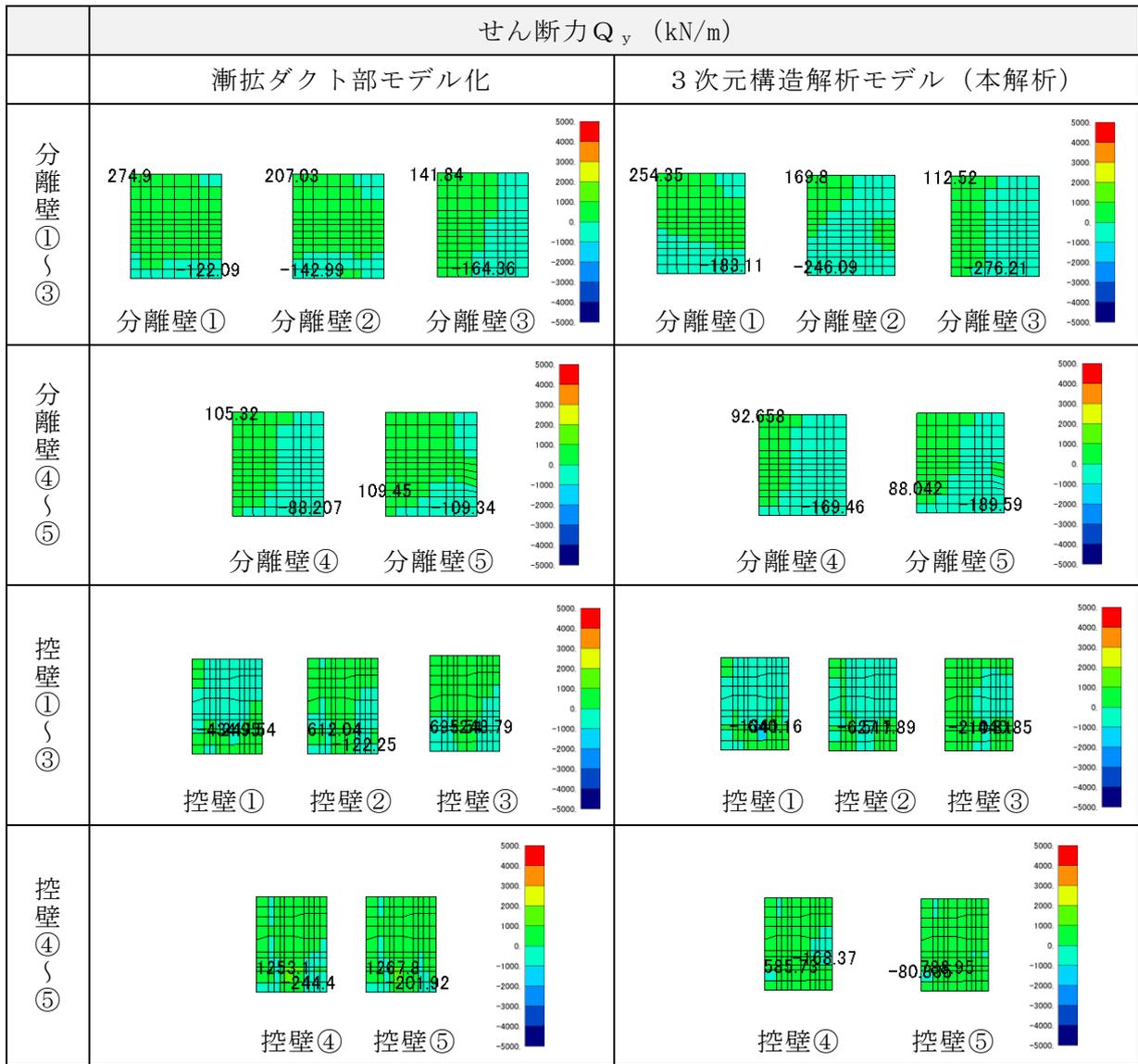


図 3-51 断面力図 (せん断力 Q_y (kN/m), No. 3)

4. まとめ

取水槽の耐震評価に使用する 3次元構造解析モデルに漸拡ダクト部を含めた場合の影響を確認するため、漸拡ダクト部をモデル化対象に含めた 3次元構造解析モデルとの比較検討を実施した結果、漸拡ダクト部のモデル化の有無による断面力の違いは見られず、また、漸拡ダクト部の接続部に応力集中が発生していないことから、漸拡ダクト部のモデル化による取水槽本体への影響はほぼないものと考えられる。

以上から、漸拡ダクト部をモデル化していない現行の 3次元構造解析モデルが妥当であることを確認した。

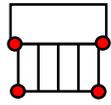
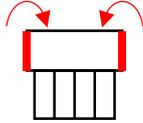
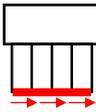
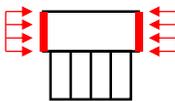
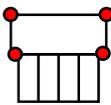
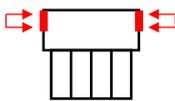
参考資料4 照査時刻の選定の妥当性について

1. はじめに

取水槽の構造部材の健全性評価については、構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる照査時刻（表 1-1）を選定している。取水槽の地震応答解析断面は除じん機エリア，海水ポンプエリア及びストレーナエリアの 3 断面あり，除じん機エリア及び海水ポンプエリアについては 1 断面当たり 9 時刻，ストレーナエリアについては 8 時刻選定し，地震動 1 波あたり 26 時刻の照査を 3 次元構造解析により耐震評価を実施している。なお，表 1-1 に示すとおり，右向き・左向きに，荷重の載荷方向に着目して時刻を選定している。

本検討では，表 1-1 に示す照査時刻（26 時刻）における地震時荷重の包絡（以下「照査時刻包絡荷重」という。）と全時刻における地震時荷重の包絡（以下「全時刻包絡荷重」という。）の深度分布を比較し，照査時刻以外の荷重状態が，耐震評価に影響を及ぼすことがなく時刻選定が妥当であることを検証する。

表 1-1 照査時刻の考え方 (1 断面当たり*)

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻	抽出する応答値
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		下部構造における頂底板間の層間変位が最大となる時刻	中部 2 節点, 下部 2 節点の応答変位を用いて回転成分を除去した層間変位
時刻 2	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	(上部構造に隣接する側面地盤水平土圧+上部構造側壁の慣性力)×上部構造のアーム長の積算値
時刻 3					
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	底面地盤せん断応力の積算値
時刻 5	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	上部構造に隣接する側面地盤水平土圧と上部構造側壁の慣性力の積算値
時刻 6					
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	上部 2 節点, 中部 2 節点の応答変位を用いて回転成分を除去した層間変位
時刻 8	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	上部構造に隣接する側面地盤の上半分の水平土圧と側壁の慣性力の積算値
時刻 9					

注記* : 除じん機エリア及び海水ポンプエリアは時刻 1~時刻 9, ストレーナエリアは時刻 2~時刻 9 を選定しており, 地震動 1 波当たり 26 時刻の照査を行う。

2. 確認手順

取水槽の照査時刻は、除じん機エリア及び海水ポンプエリアについては 1 断面当たり 9 時刻、ストレーナエリアについては 8 時刻を選定しており、地震動 1 波当たり合計 26 時刻の照査時刻について、図 2-1 及び図 2-2 に示す耐震評価フローに従い、計 156 ケースの 3 次元構造解析による耐震評価を行っている。

取水槽の耐震評価における照査時刻の妥当性の検証は、図 2-3 に示す確認フローに基づき行うこととし、選定した 26 時刻とは異なる時刻における荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼさないことを確認する。

照査時刻包絡荷重及び全時刻包絡荷重の定義を、表 2-1 に示す。

確認方法は、取水槽の耐震評価で選定した照査時刻包絡荷重と全時刻包絡荷重の深度分布を比較し、照査時刻包絡荷重と全時刻包絡荷重の大小関係を確認する。照査時刻包絡荷重が全時刻包絡荷重を包含していない場合は、包含していない時刻を抽出し、その時刻の荷重状態が取水槽の耐震評価に影響を与える可能性があるかを確認する。なお、取水槽が地中構造物であり、主たる荷重が土圧であることを踏まえ、地震時荷重は土圧に着目する。

表 2-1 用語の定義（照査時刻包絡荷重及び全時刻包絡荷重）

	定義
照査時刻包絡荷重	・ 地震応答解析から抽出される東西側壁に作用する地震時荷重のうち、3次元構造解析に使用する照査時刻（取水槽の構造的特徴を踏まえて損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなるよう設定した時刻（9 時刻／断面*））における深度ごとの最大地震時荷重を包絡したもの
全時刻包絡荷重	・ 地震応答解析から抽出される東西側壁に作用する全時刻の深度ごとの最大地震時荷重を包絡したもの

注記*：ストレーナエリア（C-C断面）については 8 時刻。全 3 断面で 26 時刻

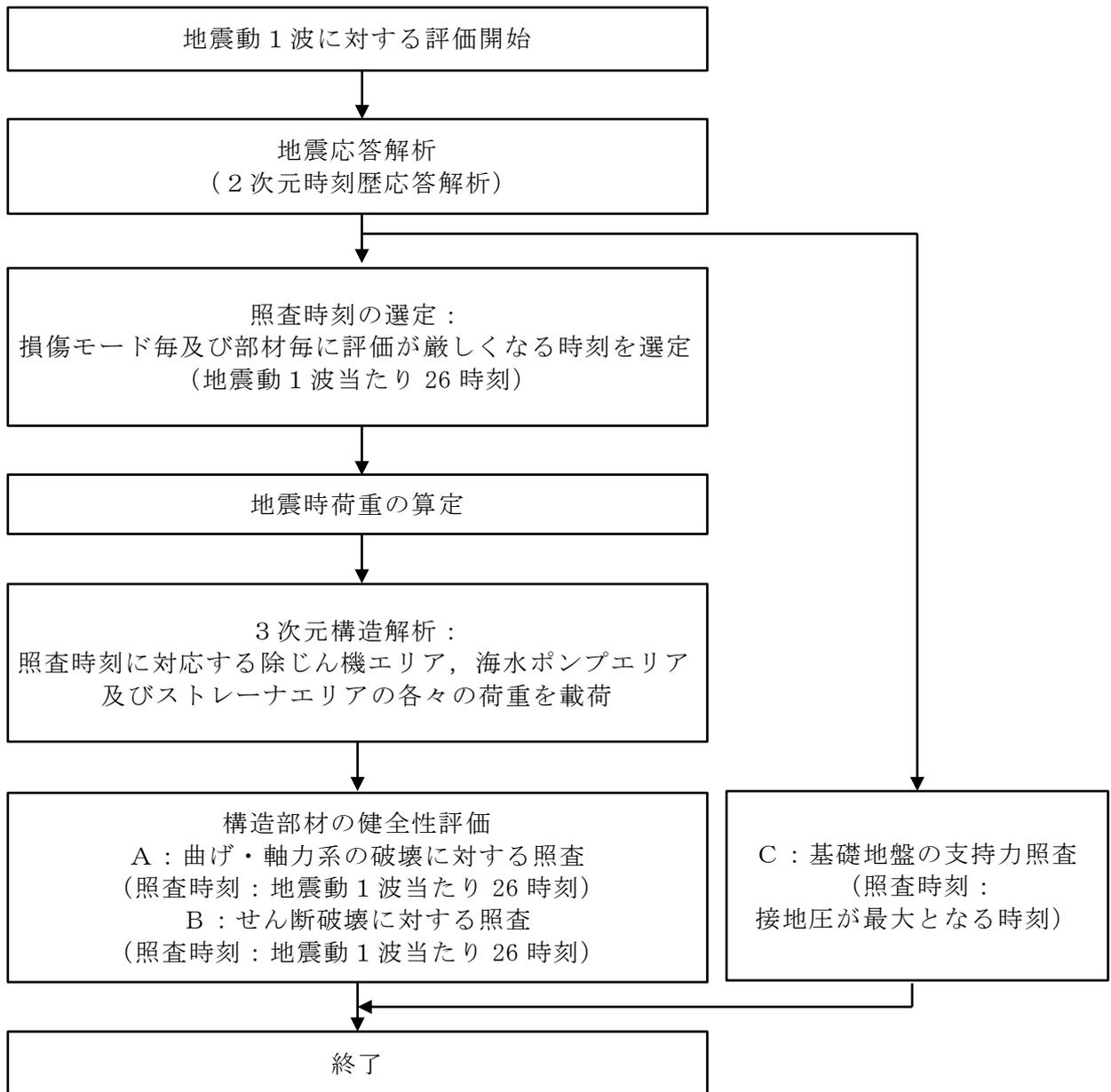


図 2-1 耐震評価フロー (基本フロー (地震動 1 波に対する評価フロー))

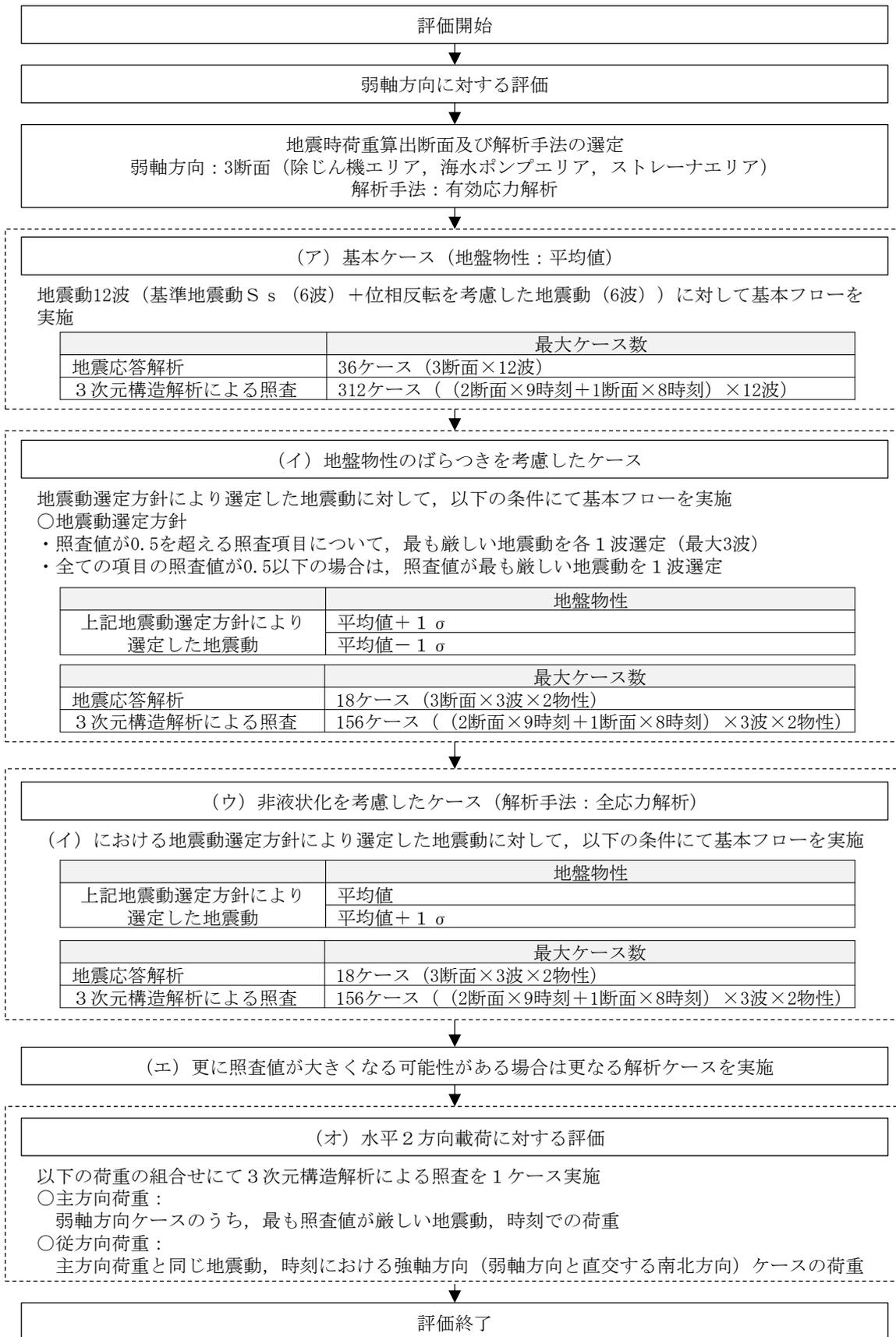
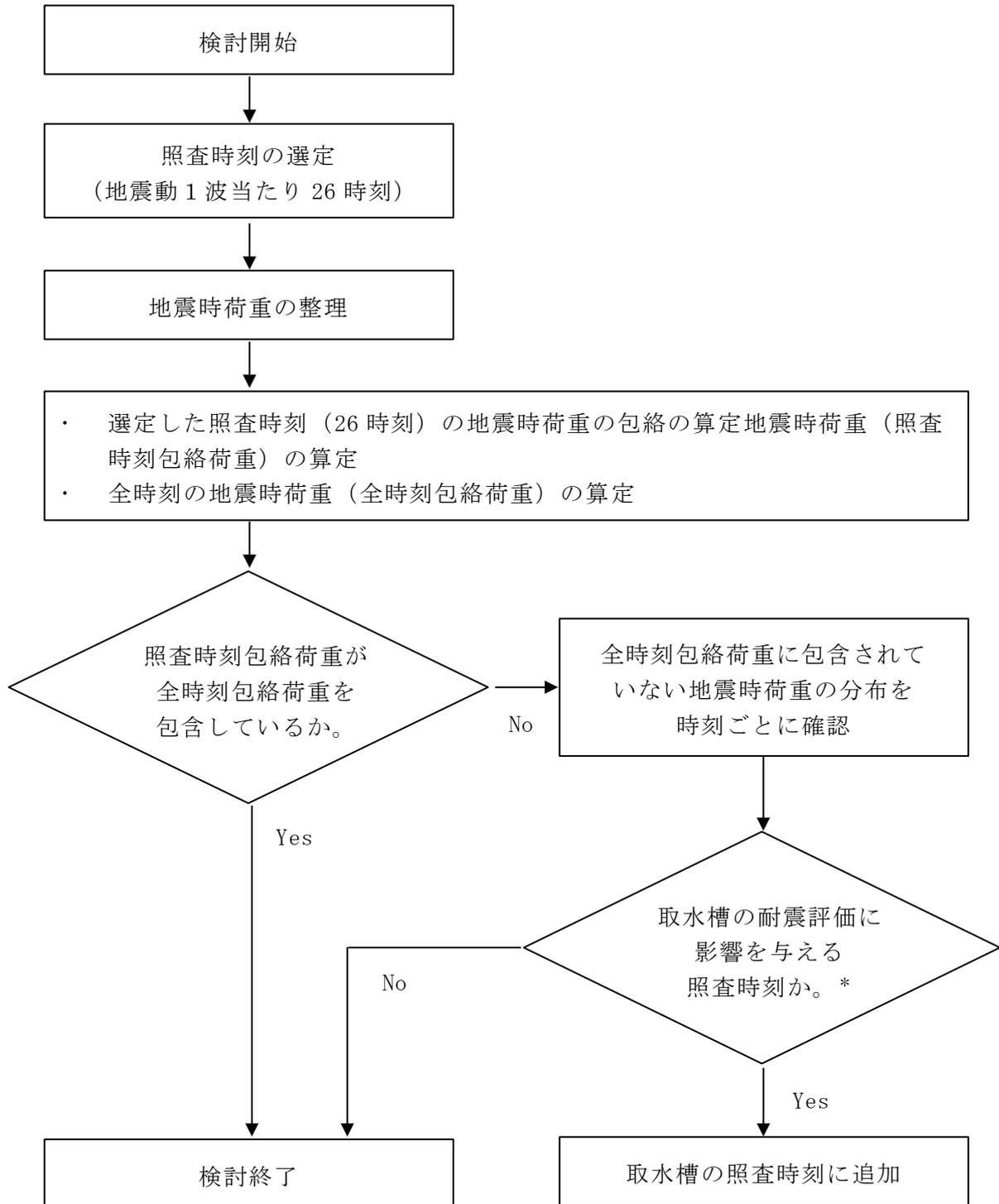


図 2-2 耐震評価フロー（取水槽の3次元構造解析フロー）



注記*：深度方向の地震時荷重の分布の確認や3次元構造解析を行い確認する。

図 2-3 確認フロー

3. 確認結果

3.1 地震時荷重の整理

取水槽の耐震評価において選定した 26 時刻による照査時刻包絡荷重と全時刻包絡荷重の比較を行う。比較に使用する地震動は、本文「6.2 3次元構造解析結果」に示すとおり、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最も厳しい $S_s - D(-+)$ 、解析ケース②とする。

除じん機エリア、海水ポンプエリア及びストレーナエリアの各断面の照査時刻包絡荷重と全時刻包絡荷重の比較結果を図 3-1～図 3-3 に示す。

図 3-3 のストレーナエリアの両側壁に作用する地震時荷重(土圧)については、照査時刻包絡荷重と全時刻包絡荷重がおおむね一致していることが確認できる。一方、除じん機エリア及び海水ポンプエリアについては、一部の範囲において、照査時刻包絡荷重が全時刻包絡荷重を包含できておらず、その差が大きい箇所(図 3-1 の①、②及び図 3-2 の①、②)があることから、当該箇所の時刻を抽出し、取水槽の耐震評価への影響を確認する。

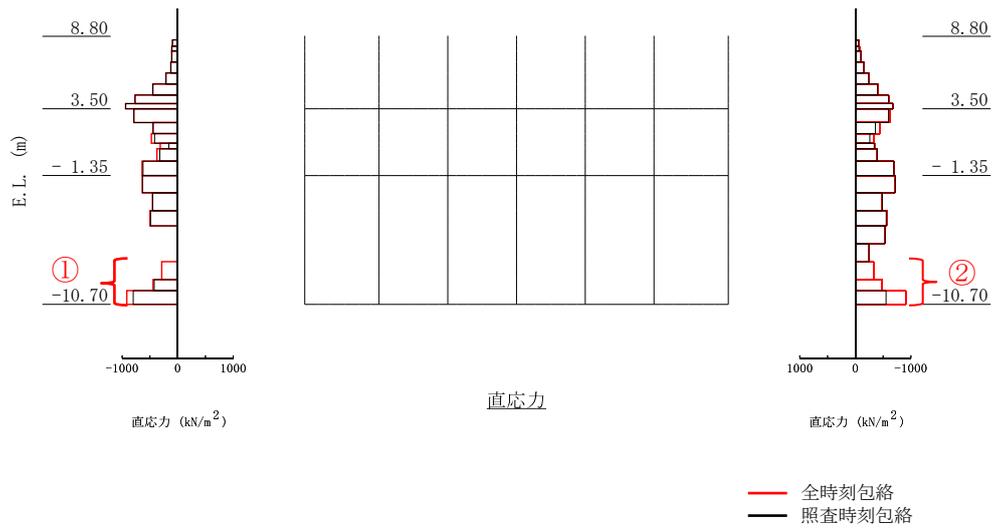


図 3-1 地震時荷重（土圧）の比較（除じん機エリア）

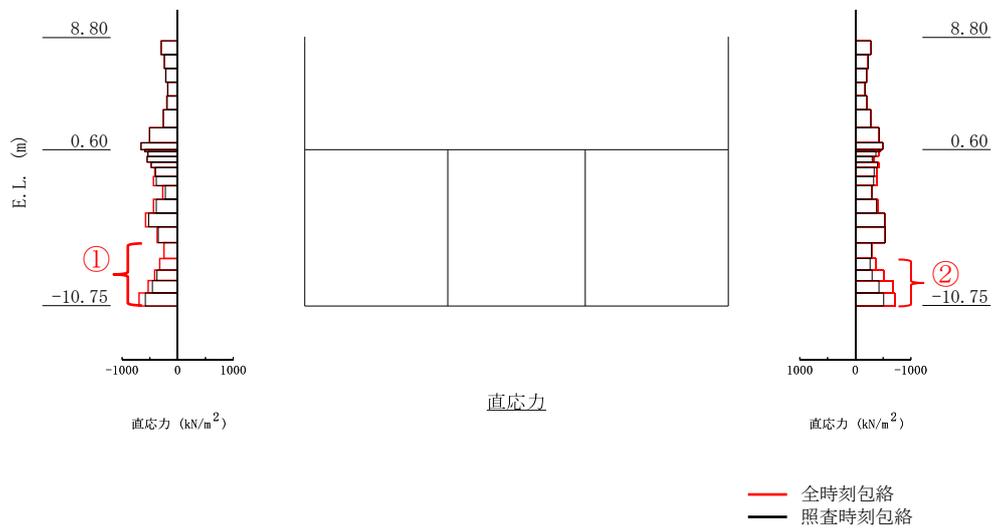


図 3-2 地震時荷重（土圧）の比較（海水ポンプエリア）



図 3-3 地震時荷重（土圧）の比較（ストレーナエリア）

3.2 取水槽の耐震評価への影響確認

取水槽の各エリアにおいて照査時刻包絡荷重と全時刻包絡荷重の差が大きい箇所（深度）について、地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、取水槽の耐震評価への影響を確認する。

図3-1～図3-3に示す地震時荷重の比較結果から、照査時刻包絡荷重と全時刻包絡荷重の差が大きい箇所（深度）は以下のとおりとなる。

- (1) 除じん機エリア
 - ① 東側：EL. -7.60m～EL. -10.70m 付近
 - ② 西側：EL. -7.60m～EL. -10.70m 付近
- (2) 海水ポンプエリア
 - ① 東側：EL. -5.00m～EL. -10.75m 付近
 - ② 西側：EL. -7.30m～EL. -10.75m 付近
- (3) ストレーナエリア

取水槽の両側壁に作用する地震時荷重については、照査時刻包絡荷重と全時刻包絡荷重がおおむね一致している。

3.2.1 除じん機エリアへの影響確認

(1) 「東側：EL. -7.60m～EL. -10.70m 付近」における耐震評価への影響

当該深度において、全時刻包絡荷重から地震時荷重が大きくなる時刻(18.98秒, 8.86秒)を抽出し、当該抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡荷重を比較した結果を図3-4に示す。

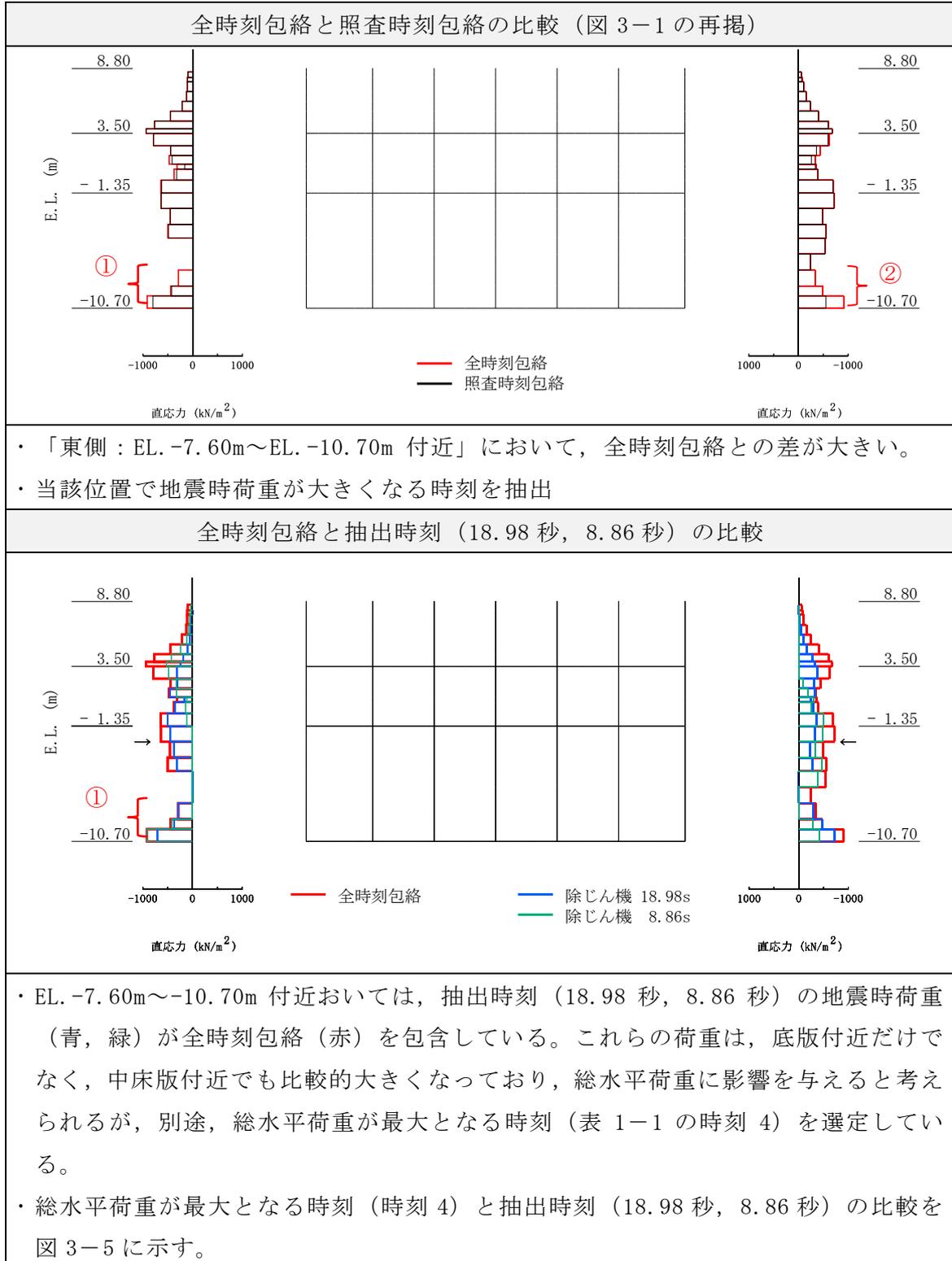
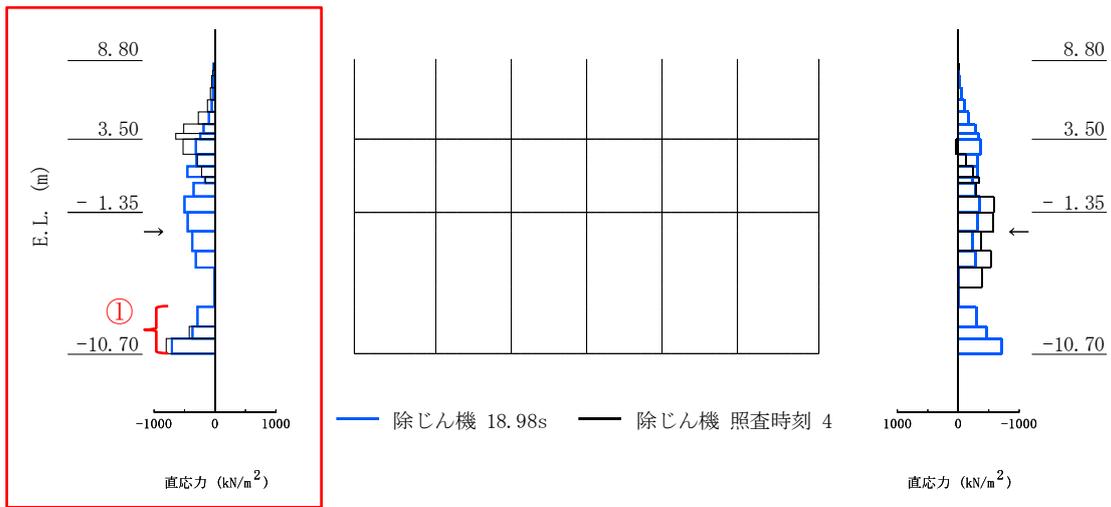
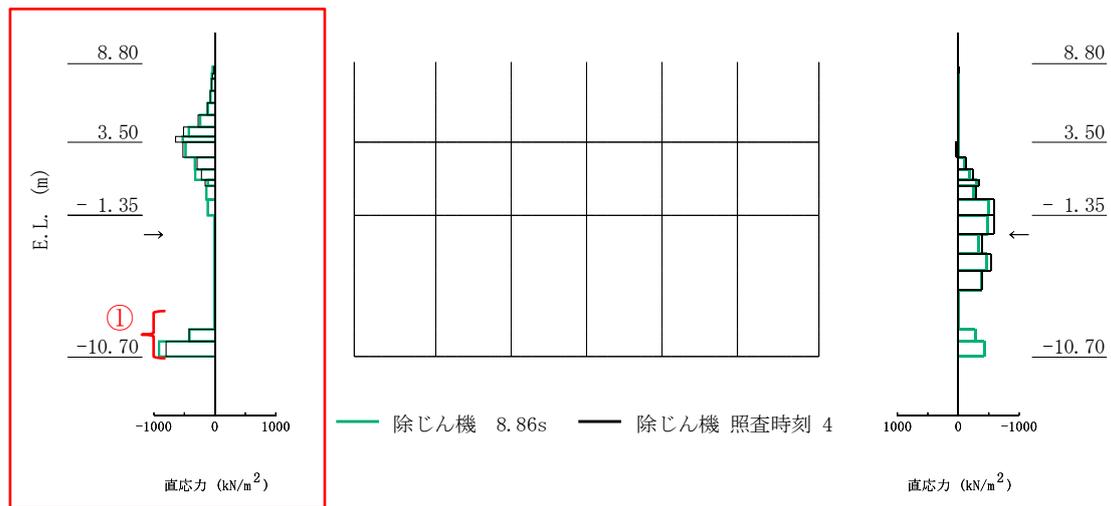


図3-4 荷重比較図 (図3-1の①に着目)
(参考) 4-10

抽出時刻（18.98 秒）と照査時刻 4 の比較



抽出時刻（8.86 秒）と照査時刻 4 の比較



- ・抽出時刻（18.98 秒）は、側面全体に土圧が加わっていることから、総水平荷重に影響を与えると考えられ、両側面で同等の土圧となっているため、当該時刻における取水槽への影響は小さい考えるが、照査時刻包絡荷重で確認されない荷重があるため、当該時刻における 3 次元構造解析を実施しその影響を確認する。
- ・表 3-1 及び表 3-2 の照査結果から、曲げ・軸力系及びせん断破壊に対して十分な裕度があることを確認した。
- ・抽出時刻（8.86 秒）は、照査時刻 4 と同等の土圧であることが確認できる。

以上より、当該荷重による除じん機エリアへの耐震評価に影響はないと考えられる。

図 3-5 荷重比較図（照査時刻 4 との比較）

表 3-1 3次元構造解析結果（曲げ・軸力系の破壊，18.98s に着目）

評価部材	照査用ひずみ* ^{1,2}		
	コンクリートの 圧縮ひずみ (許容限界：2000 μ)	主筋ひずみ (許容限界：1725 μ)	面内せん断 ひずみ (許容限界：2000 μ)
底版	-	-	-
中床版	491 μ (1613 μ)	129 μ (1624 μ)	-
側壁	275 μ (1973 μ)	245 μ (1302 μ)	-
隔壁	418 μ (1132 μ)	89 μ (1556 μ)	233 μ (1500 μ)
導流壁	-	-	-
妻壁	-	-	110 μ (1782 μ)
分離壁	47 μ (183 μ)	34 μ (264 μ)	-
控壁	-	-	-

注記*1：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a （＝1.2）

*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

表 3-2 3次元構造解析結果（せん断破壊，18.98s に着目）

評価部材	照査値 ^{*1}
底版	0.34 (0.68)
中床版	0.60 (0.98)
側壁	0.92 (1.12) ^{*2}
隔壁	0.27 (0.94)
導流壁	0.30 (0.8)
妻壁	0.34 (0.46)
分離壁	0.09 (0.31)
控壁	0.16 (0.44)

注記*1：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

*2：線形被害則の適用により許容限界を満足することを確認した。

- (2) 「西側：EL. -7.60m～EL. -10.70m 付近」における耐震評価への影響
- 当該深度において，全時刻包絡荷重から地震時荷重が大きくなる時刻（10.10秒，14.64秒）を抽出し，当該抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡荷重を比較した結果を図3-6に示す。

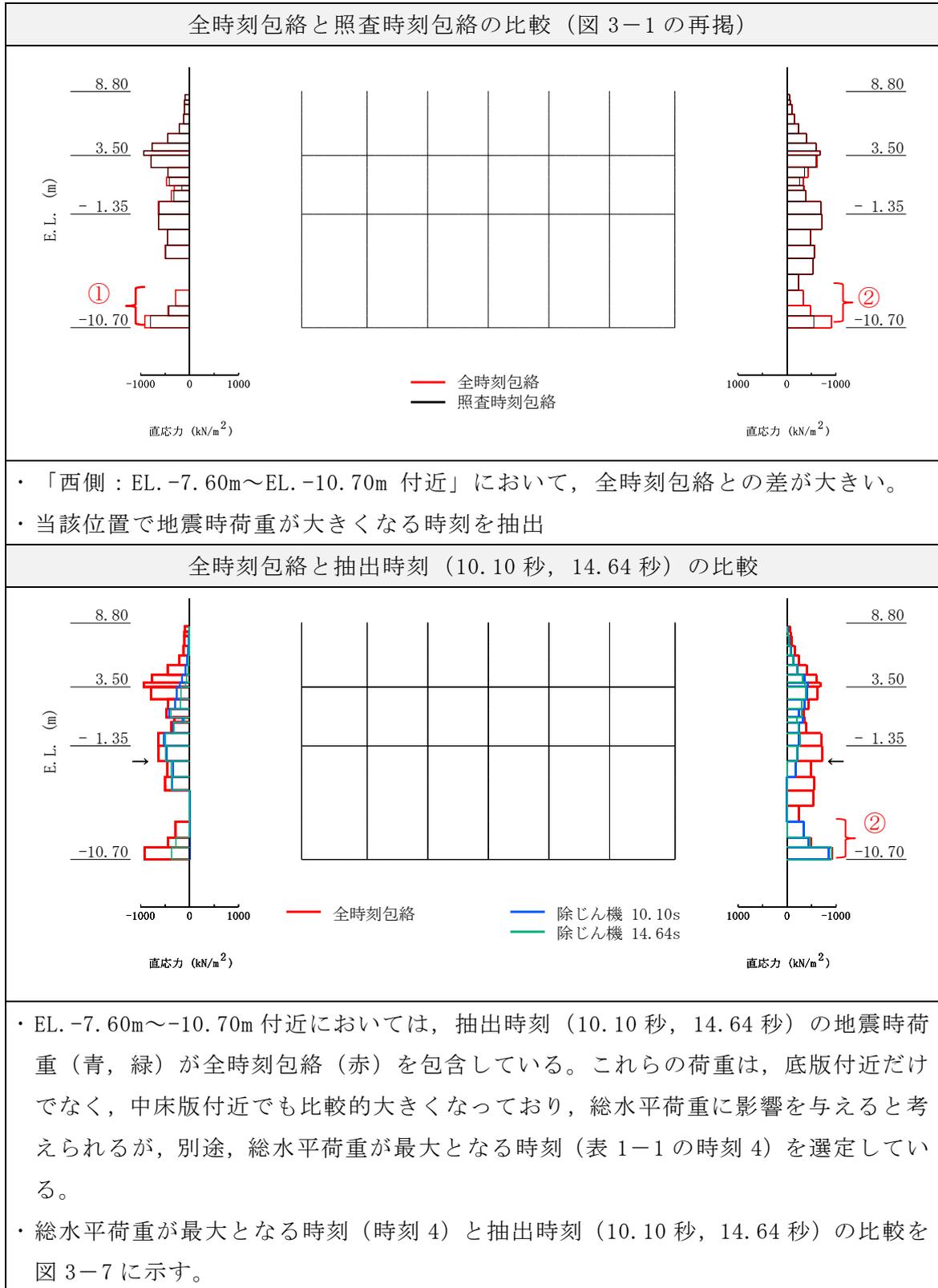
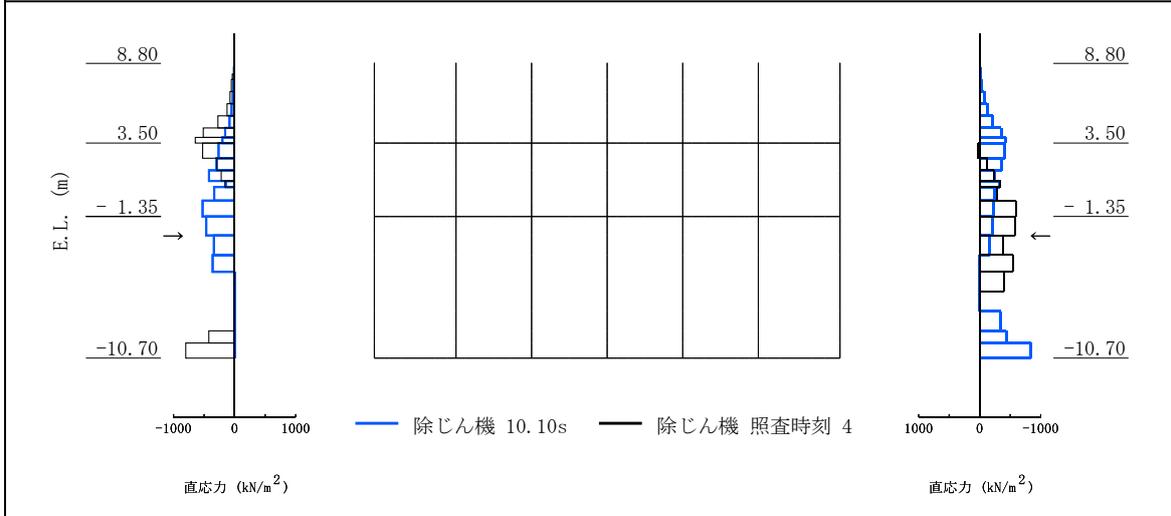
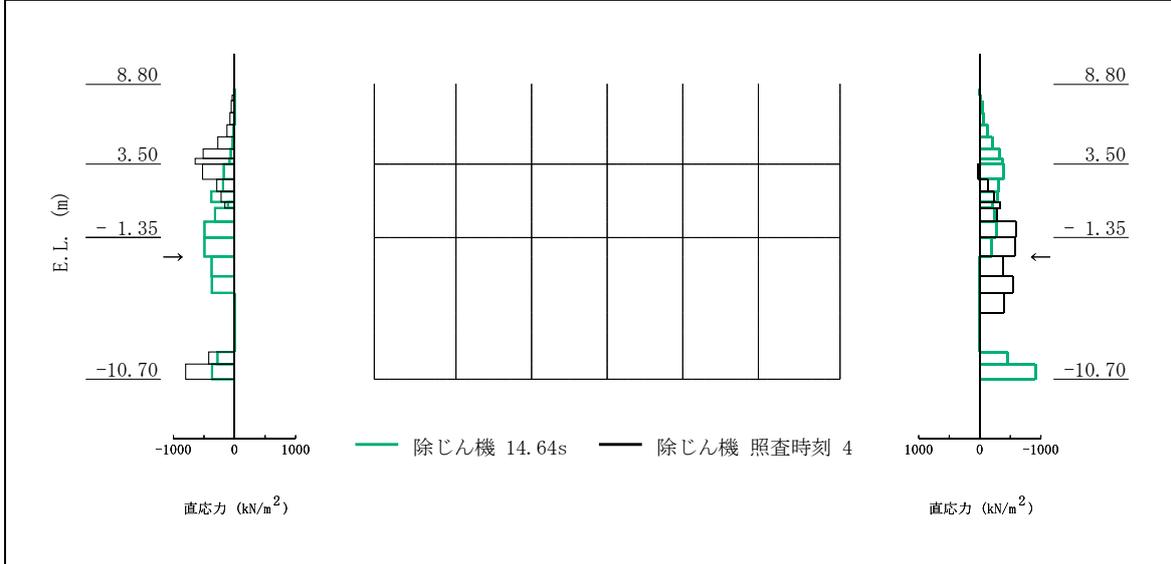


図3-6 荷重比較図（図3-1の②に着目）

抽出時刻（10.10 秒）と照査時刻 4 の比較



抽出時刻（14.64 秒）と照査時刻 4 の比較



- 抽出時刻（10.10 秒, 14.64 秒）の荷重は、底版だけでなく、中小版付近でも大きくなっており、東西の土圧を反転すると照査時刻 4 と近い傾向となっている。また、照査時刻 4 については、構造物の評価に与える影響は小さいこともあり、当該荷重による除じん機エリアへの耐震評価に影響は小さいと考えるが、照査時刻包絡荷重で確認されない荷重があるため、抽出時刻のうち荷重の大きい 10.10 秒における 3 次元構造解析を実施しその影響を確認する。
- 表 3-3 及び表 3-4 の照査結果から、曲げ・軸力系及びせん断破壊に対して十分な裕度があることを確認した。

以上より、当該荷重による除じん機エリアへの耐震評価に影響はないと考えられる。

図 3-7 荷重比較図（照査時刻 4 との比較）

表 3-3 3次元構造解析結果（曲げ・軸力系の破壊，10.10s に着目）

評価部材	照査用ひずみ*1,2		
	コンクリートの 圧縮ひずみ (許容限界：2000 μ)	主筋ひずみ (許容限界：1725 μ)	面内せん断 ひずみ (許容限界：2000 μ)
底版	-	-	-
中床版	544 μ (1613 μ)	554 μ (1624 μ)	-
側壁	266 μ (1973 μ)	225 μ (1302 μ)	-
隔壁	411 μ (1132 μ)	130 μ (1556 μ)	290 μ (1500 μ)
導流壁	-	-	-
妻壁	-	-	154 μ (1782 μ)
分離壁	48 μ (183 μ)	40 μ (264 μ)	-
控壁	-	-	-

注記*1：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a （＝1.2）

*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

表 3-4 3次元構造解析結果（せん断破壊，10.10s に着目）

評価部材	照査値 ^{*1}
底版	0.40 (0.68)
中床版	0.64 (0.98)
側壁	0.87 (1.12) ^{*2}
隔壁	0.66 (0.94)
導流壁	0.50 (0.8)
妻壁	0.36 (0.46)
分離壁	0.10 (0.31)
控壁	0.17 (0.44)

注記*1：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

*2：線形被害則の適用により許容限界を満足することを確認した。

3.2.2 海水ポンプエリアへの影響確認

(1) 「東側：EL. -5.00m～EL. -10.75m 付近」における耐震評価への影響

当該深度において、全時刻包絡荷重から地震時荷重が大きくなる時刻（7.89 秒，18.98 秒）を抽出し、当該抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡荷重を比較した結果を図 3-8 に示す。

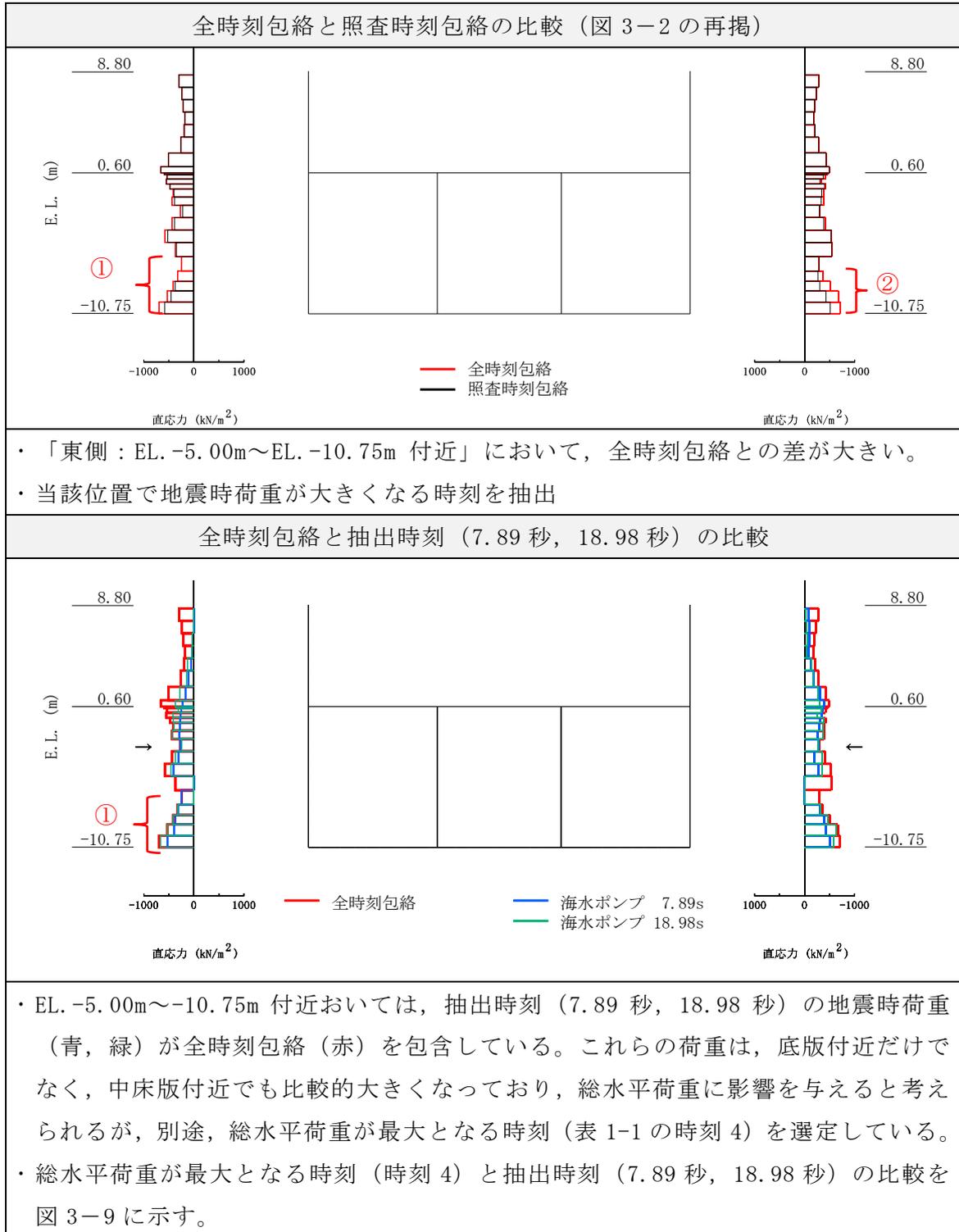
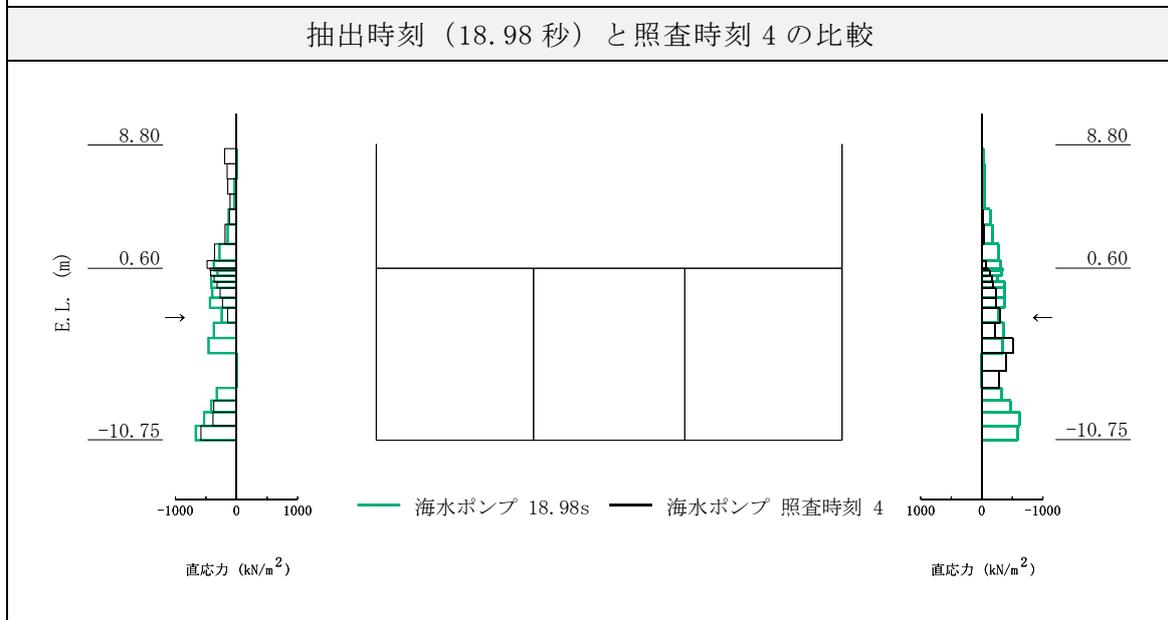
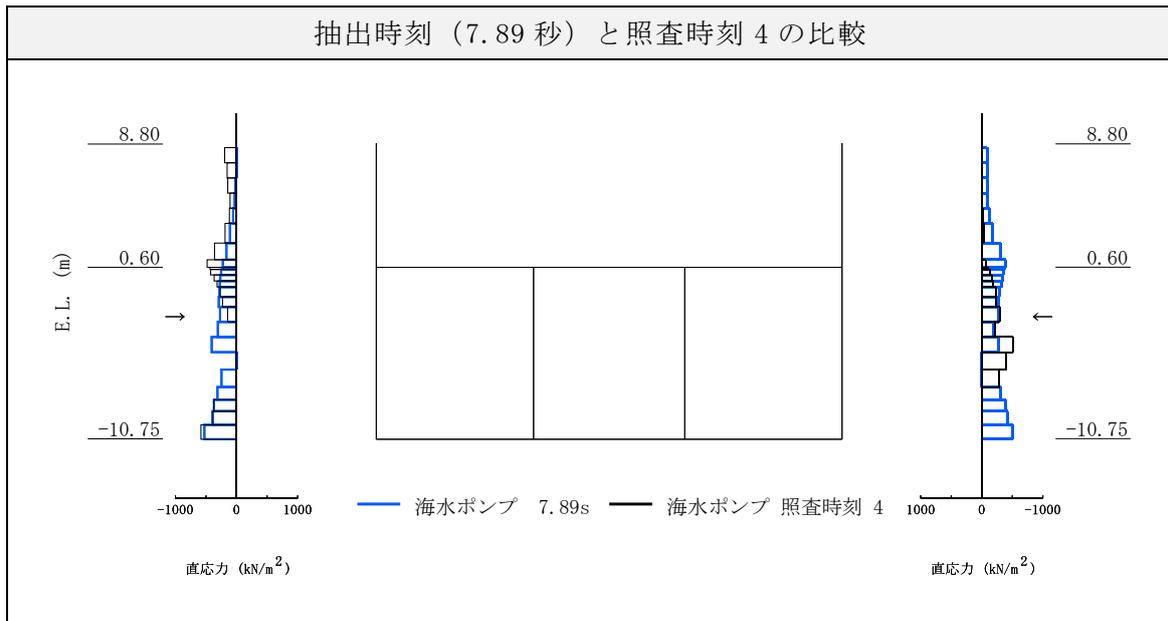


図 3-8 荷重比較図（図 3-2 の①に着目）



- 抽出時刻（7.89 秒，18.98 秒）の荷重は，底版だけでなく，中小版付近でも大きくなっており，照査時刻 4 と近い傾向となっている。また，照査時刻 4 については，構造物の評価に与える影響は小さいこともあり，当該荷重による海水ポンプエリアへの耐震評価に影響は小さいと考えるが，照査時刻包絡荷重で確認されない荷重があるため，抽出時刻のうち荷重の大きい 18.98 秒における 3 次元構造解析を実施しその影響を確認する。
- 表 3-5 及び表 3-6 の照査結果から，曲げ・軸力系及びせん断破壊に対して十分な余裕があることを確認した。

以上より，当該荷重による海水ポンプエリアへの耐震評価に影響はないと考えられる。

図 3-9 荷重比較図（照査時刻 4 との比較）

表 3-5 3次元構造解析結果（曲げ・軸力系の破壊，18.98s に着目）

評価部材	照査用ひずみ*1,2		
	コンクリートの 圧縮ひずみ (許容限界：2000 μ)	主筋ひずみ (許容限界：1725 μ)	面内せん断 ひずみ (許容限界：2000 μ)
底版	-	-	-
中床版	491 μ (1613 μ)	129 μ (1624 μ)	-
側壁	275 μ (1973 μ)	245 μ (1302 μ)	-
隔壁	418 μ (1132 μ)	89 μ (1556 μ)	233 μ (1500 μ)
導流壁	-	-	-
妻壁	-	-	110 μ (1782 μ)
分離壁	47 μ (183 μ)	34 μ (264 μ)	-
控壁	-	-	-

注記*1：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a (=1.2)

*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

表 3-6 3次元構造解析結果（せん断破壊，18.98s に着目）

評価部材	照査値 ^{*1}
底版	0.34 (0.68)
中床版	0.60 (0.98)
側壁	0.92 (1.12) ^{*2}
隔壁	0.27 (0.94)
導流壁	0.30 (0.8)
妻壁	0.34 (0.46)
分離壁	0.09 (0.31)
控壁	0.16 (0.44)

注記*1：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

*2：線形被害則の適用により許容限界を満足することを確認した。

- (2) 「西側：EL. -7.30m～EL. -10.75m 付近」における耐震評価への影響
- 当該深度において，全時刻包絡荷重から地震時荷重が最大となる時刻（10.09秒）を抽出し，当該抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡荷重を比較した結果を図3-10に示す。

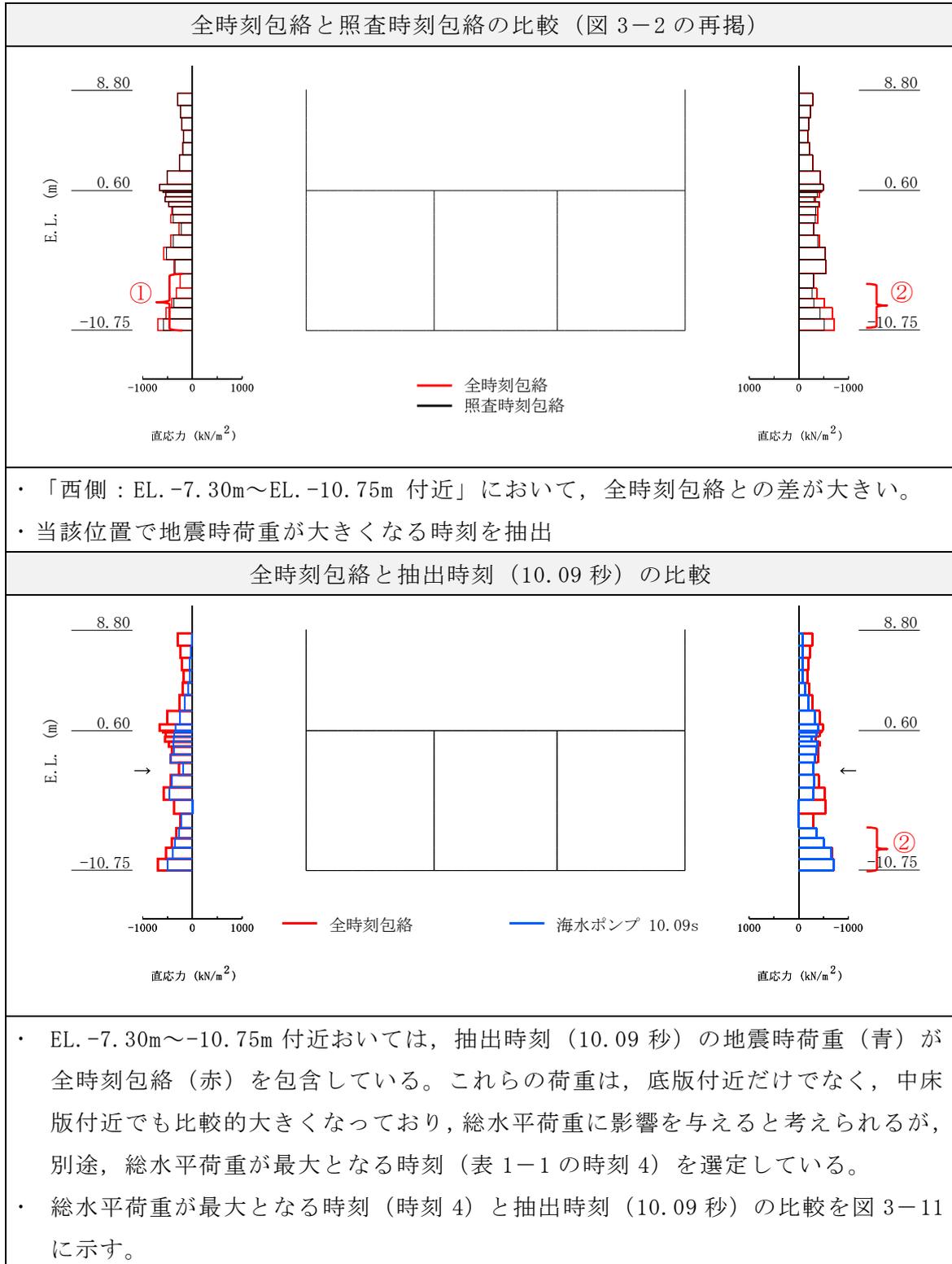
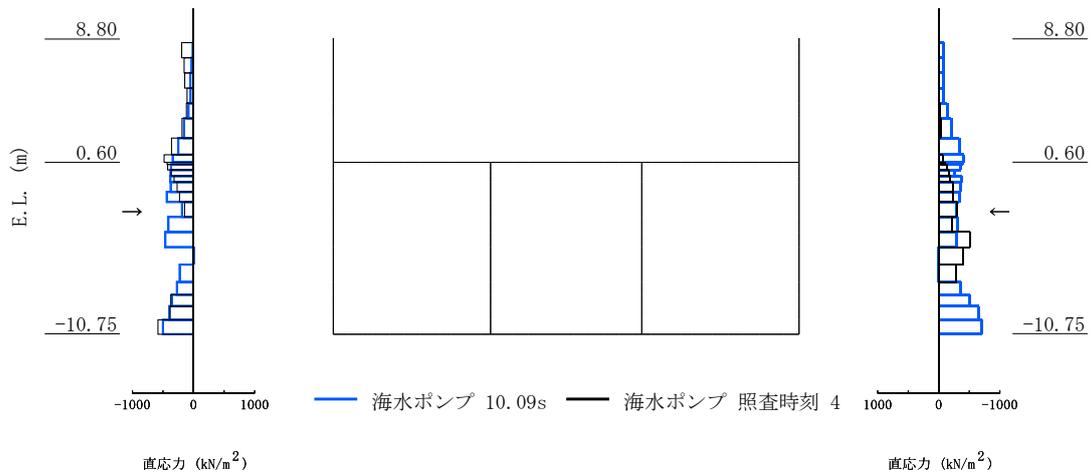


図3-10 荷重比較図（図3-2の②に着目）

抽出時刻（10.09 秒）と照査時刻 4 の比較



- ・抽出時刻（10.09 秒）の荷重は、底版だけでなく、中小版付近でも大きくなっており、照査時刻 4 と近い傾向となっている。また、照査時刻 4 については、構造物の評価に与える影響は小さいと考えるが、照査時刻包絡荷重で確認されない荷重があるため、当該時刻における 3 次元構造解析を実施しその影響を確認する。
- ・表 3-7 及び表 3-8 の照査結果から、曲げ・軸力系及びせん断破壊に対して十分な余裕があることを確認した。

以上より、当該荷重による海水ポンプエリアへの耐震評価に影響はないと考えられる。

図 3-11 荷重比較図（照査時刻 4 との比較）

表 3-7 3次元構造解析結果（曲げ・軸力系の破壊，10.09s に着目）

評価部材	照査用ひずみ*1,2		
	コンクリートの 圧縮ひずみ (許容限界：2000 μ)	主筋ひずみ (許容限界：1725 μ)	面内せん断 ひずみ (許容限界：2000 μ)
底版	-	-	-
中床版	476 μ (1613 μ)	491 μ (1624 μ)	-
側壁	269 μ (1973 μ)	233 μ (1302 μ)	-
隔壁	374 μ (1132 μ)	99 μ (1556 μ)	237 μ (1500 μ)
導流壁	-	-	-
妻壁	-	-	147 μ (1782 μ)
分離壁	49 μ (183 μ)	35 μ (264 μ)	-
控壁	-	-	-

注記*1：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a （＝1.2）

*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

表 3-8 3次元構造解析結果（せん断破壊，10.09s に着目）

評価部材	照査値 ^{*1}
底版	0.38 (0.68)
中床版	0.57 (0.98)
側壁	0.81 (1.12) ^{*2}
隔壁	0.43 (0.94)
導流壁	0.37 (0.8)
妻壁	0.36 (0.46)
分離壁	0.09 (0.31)
控壁	0.15 (0.44)

注記*1：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

*2：線形被害則の適用により許容限界を満足することを確認した。

4. まとめ

取水槽の3次元構造解析による耐震評価で選定している照査時刻の妥当性を検証するために、取水槽の耐震評価で選定した26時刻による照査時刻包絡荷重と全時刻包絡荷重の比較を行った。照査時刻包絡荷重と全時刻包絡荷重の差が大きい箇所（深度）において、地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、土圧分布形状の確認や追加の3次元構造解析により耐震評価への影響を確認した。

照査時刻の荷重より大きい荷重は、底版付近に大きく作用している荷重であり、取水槽の耐震性に影響を及ぼす荷重ではないこと及び現設計で実施している照査時刻の選定が妥当であることを確認した。

参考資料5 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

1. はじめに

図1-1に示す取水槽の海水ポンプエリア及び循環水ポンプエリアについては、Sクラスの機器・配管が設置され、浸水防護重点化範囲として設定されている。このため、取水槽には、津波時に部材からの漏水によりSクラスの機器・配管の安全機能を損なうことがないように、止水機能が要求される。

止水機能を損なわないことの確認において、曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、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 2000μ ，主筋ひずみ 1725μ ）とする。また、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。

本文「6.2 3次元構造解析結果」に示すとおり、3次元構造解析による耐震評価から、おおむね弾性範囲に収まっており、顕著な漏水は発生しないと評価できる。

一方で、止水機能に対する許容限界のうち面内変形に対しては、面内せん断ひずみが「J E A G 4 6 0 1 - 1987」で規定されているスケルトンカーブの第一折点(γ_1)（以下「 γ_1 」という。）を下回れば面内せん断ひび割れは発生せず水密性はあると考えられる。 γ_1 を超過する場合は漏水量を算定し、止水機能を損なうおそれがないことを評価することとしていることから、止水機能が要求される部材のうち、面内せん断ひずみが γ_1 を超過した部材に対して、漏水量を算定する。

本資料は、取水槽の3次元構造解析を行った上で漏水量を確認するものである。

なお、当初は、漏水が懸念される部材に対してソリッドモデルを作成し、漏水量評価を実施する計画であったが、耐震評価の結果、面内せん断ひずみが当初想定よりも小さく、また面内せん断ひずみが γ_1 を超過する要素の範囲が限定的であったことから、保守的な解析結果となるシェルモデルを使用しても評価可能と判断し、耐震評価で使用する非線形シェルモデルにより漏水量評価の解析を実施した。

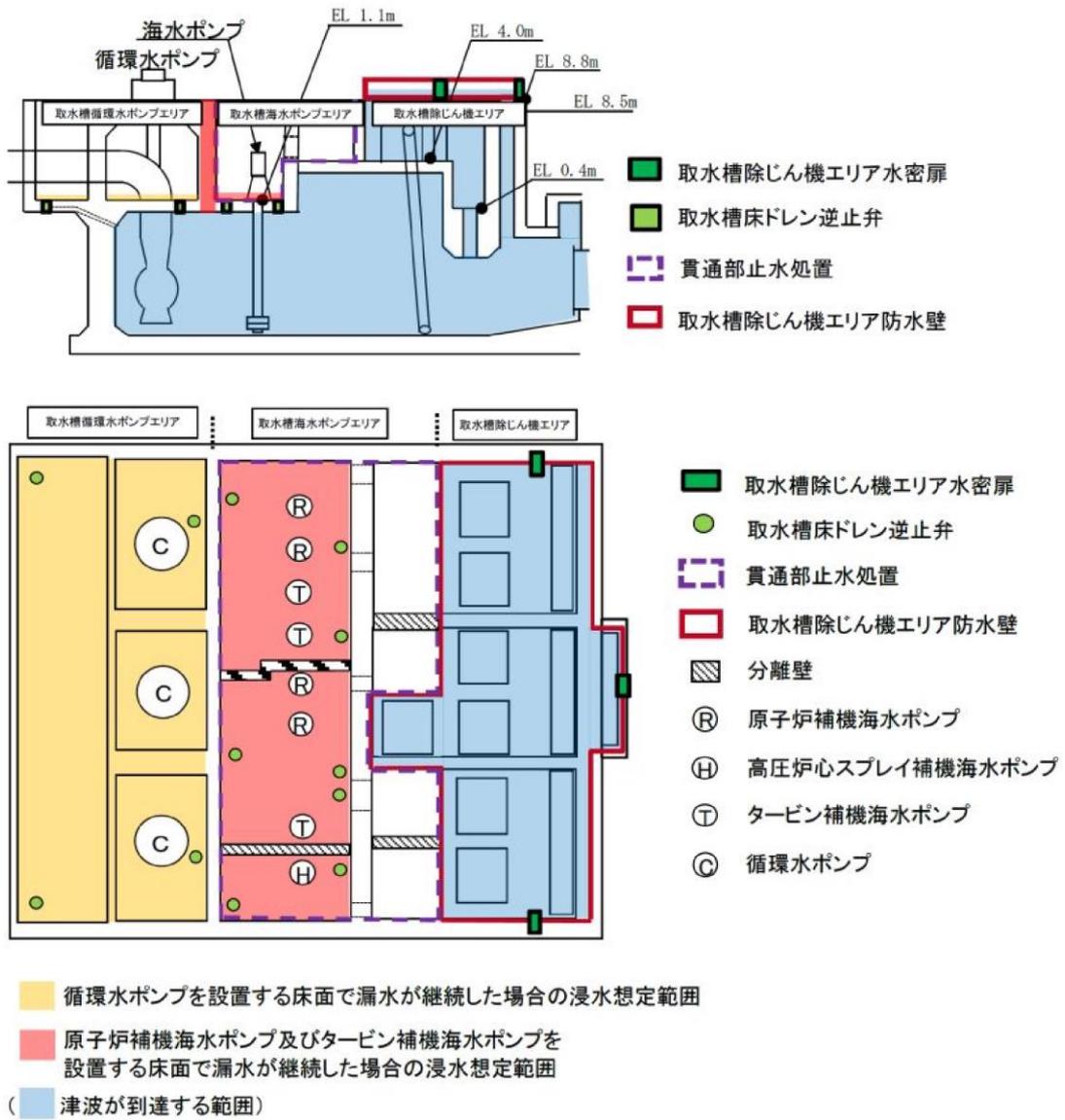


図 1-1 取水槽の浸水想定範囲

2. 評価フロー

漏水量評価の評価フローを図 2-1 に示す。

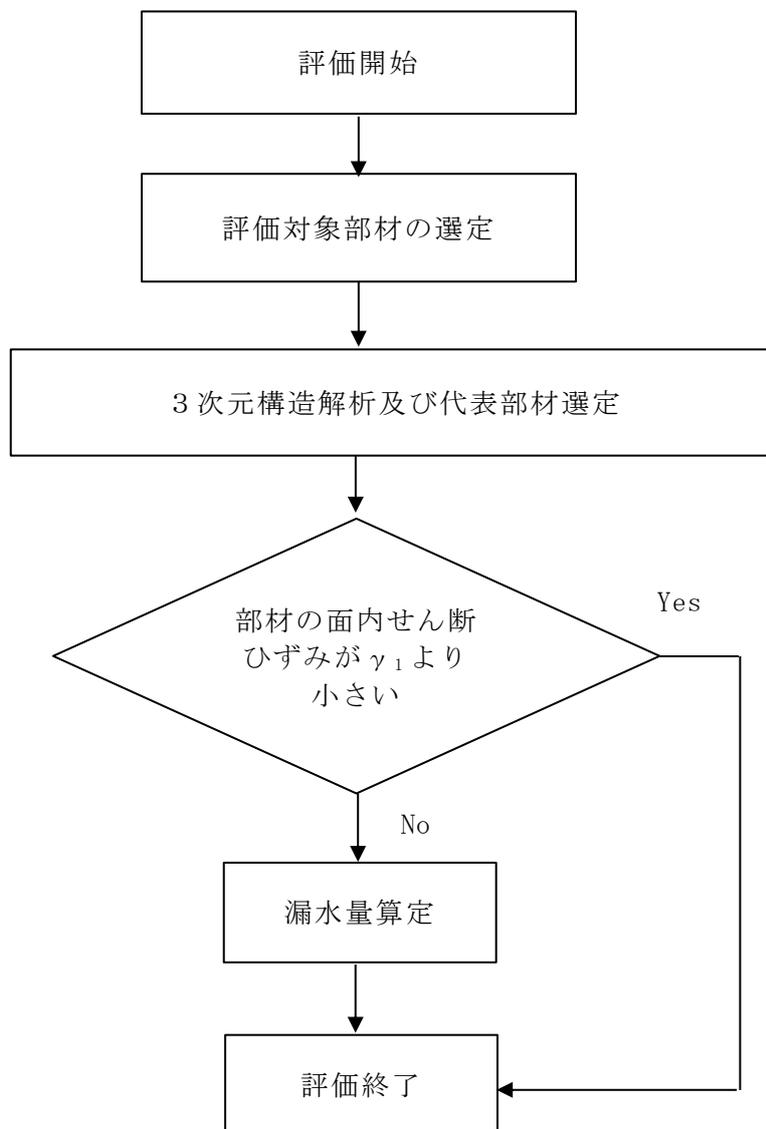


図 2-1 漏水量評価フロー

3. 評価対象部材の選定

取水槽における止水機能が要求される範囲(部材)を図3-1に示す。止水機能は、「津波の押し波時における外郭防護」、「地下水位の上昇に伴う内部溢水」及び「循環水管単一破損時における内部溢水」の3つの観点に対し、部材からの漏水により、海水ポンプエリア等に浸水し、Sクラスの機器及び配管等の安全機能を損なうことがないように止水することができる機能が要求される機能である。それぞれの観点から止水機能が要求される部材を表3-1に整理する。

「観点1」は、基準地震動 S_s を経験した後、津波の押し波に対する止水機能であり、除じん機エリアから流入する津波に対する止水として隔壁②-1、②-2、隔壁③-1、分離壁②、③及び中床版②が、水路部からの止水に対して中床版②が該当する。

「観点2」は、地下水位の上昇に伴う静水圧の増加による地下水の侵入に対する止水機能であり、取水槽周辺の地下水に対する止水として海水ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの側壁①、②が該当する。

「観点3」は、循環水管単一破損時における海水ポンプエリアへの内部溢水に対する止水として隔壁④が該当する。

本検討では、「観点1」～「観点3」のうち、基準地震動 S_s を経験した後に津波荷重を受ける「観点1」が部材にとって最も厳しい状態となると考えられるため、「観点1」に着目して評価対象部材を選定する。

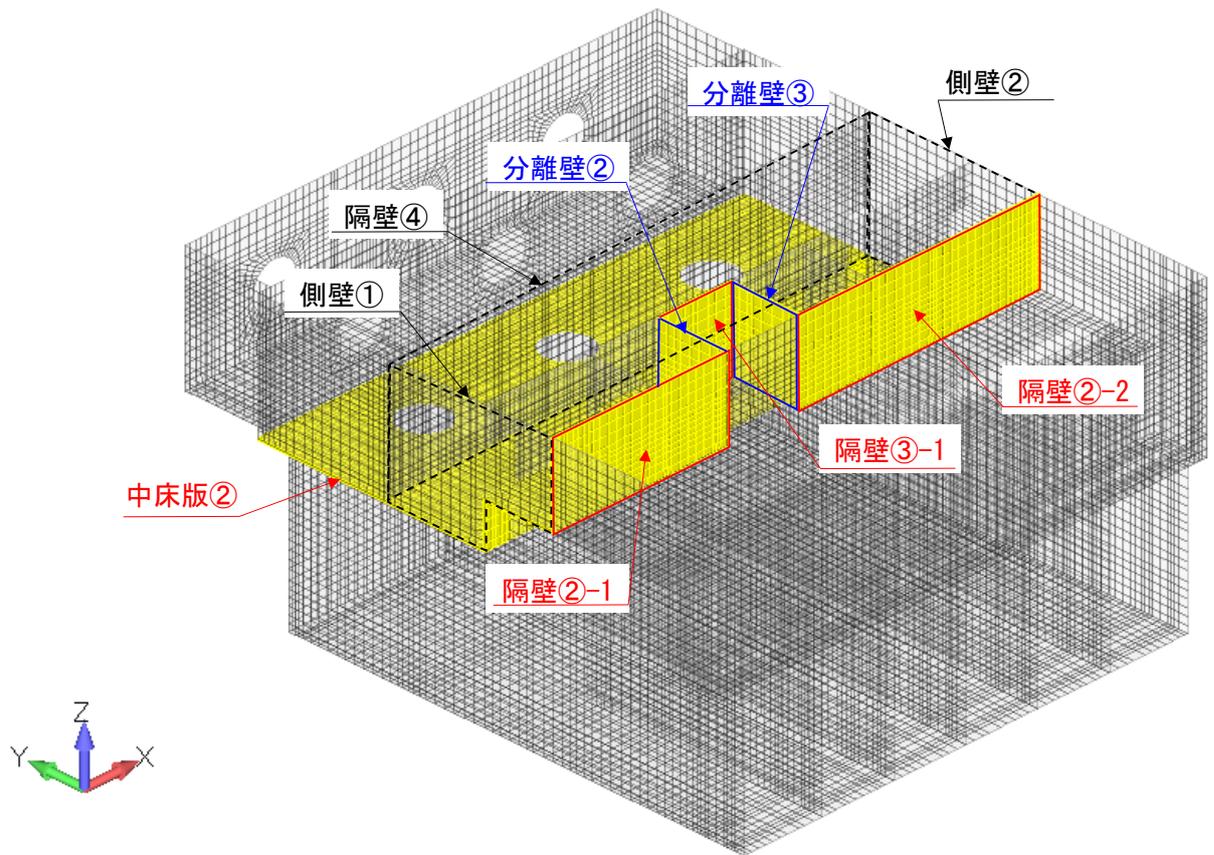


図 3-1 止水機能が要求される部材の範囲

表 3-1 各観点に対して止水機能が要求される部材

	事象	止水機能が 要求される部材	S s に対する 止水機能要求
(観点 1) 津波の押し波時に おける外郭防護	基準地震動 S s を経験した後、取水路を経 路として津波が流入し、押し波が部材に作 用した際に求められる止水機能	隔壁②-1, ②-2, 隔壁③-1, 分離壁②, ③ 中床版②	有
(観点 2) 地下水の侵入による内 部溢水	地下水位が上昇し、静水圧の増加による地 下水位の侵入に求められる止水機能	側壁①, ②	有
(観点 3) 循環水管単一破損時に おける内部溢水	循環水管が単一で損傷し、循環水ポンプエ リアに溢水した際に求められる止水機能	隔壁④	有

4. 3次元構造解析及び代表部材選定

止水機能に影響を及ぼすコンクリートのひび割れは、部材の面外変形及び面内変形に起因する。面外変形については、照査用ひずみ及び照査用せん断力が、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 ）及びせん断耐力を下回り、漏水が生じるような貫通ひび割れは発生しないことを確認している。一方、面内変形については、面内せん断力により部材を貫通するようなひび割れの発生が考えられることから、漏水量評価を行う代表部材は、面内せん断ひずみに着目して選定する。

基準地震動 S_s に対し、3次元構造解析を実施し算出した各部材の最大面内せん断ひずみ及び γ_1 を表 4-1 に示す。耐震評価の結果、中床版が最も面内せん断ひずみが大きく、かつ γ_1 を超過することから、中床版を代表部材として選定し、漏水量評価を実施する。

表 4-1 評価対象部材の最大面内せん断ひずみ算定結果

部位	解析 ケース	地震波	面内せん断 ひずみ	第一折点 γ_1^*
中床版	⑤	$S_s - D (-+)$	2001μ	146μ
隔壁	①	$S_s - D (+-)$	1037μ	146μ
分離壁	④	$S_s - D (++)$	110μ	146μ

注記*：耐震壁のトリリニア・スケルトンカーブの第一折点 γ_1 を図 4-1 に示す。

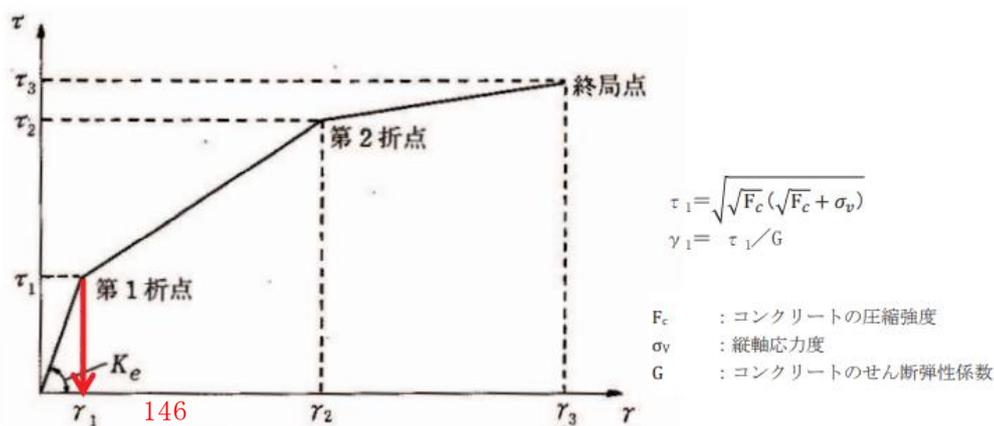


図 4-1 耐震壁のトリリニア・スケルトンカーブ（ $\tau - \gamma$ 関係）と評価式

5. 漏水算定

5.1 漏水算定フロー

漏水量算定フローを図 5-1 に示す。漏水量評価は、基準地震動 S_s を経験した後に、独立事象として、日本海東縁部の地震発生に伴う基準津波が襲来し、除じん機エリアの水位が上昇し、水位が最高水位となった状態を想定する。漏水量評価において想定するケースの概念図を図 5-2 に示す。

漏水量は、3次元構造解析によりひび割れ幅及びひび割れ長さを算定して評価を行う。なお、解析モデルは、耐震評価に用いる3次元構造解析モデルとし、解析コード「FINAS/STAR」を用いる。

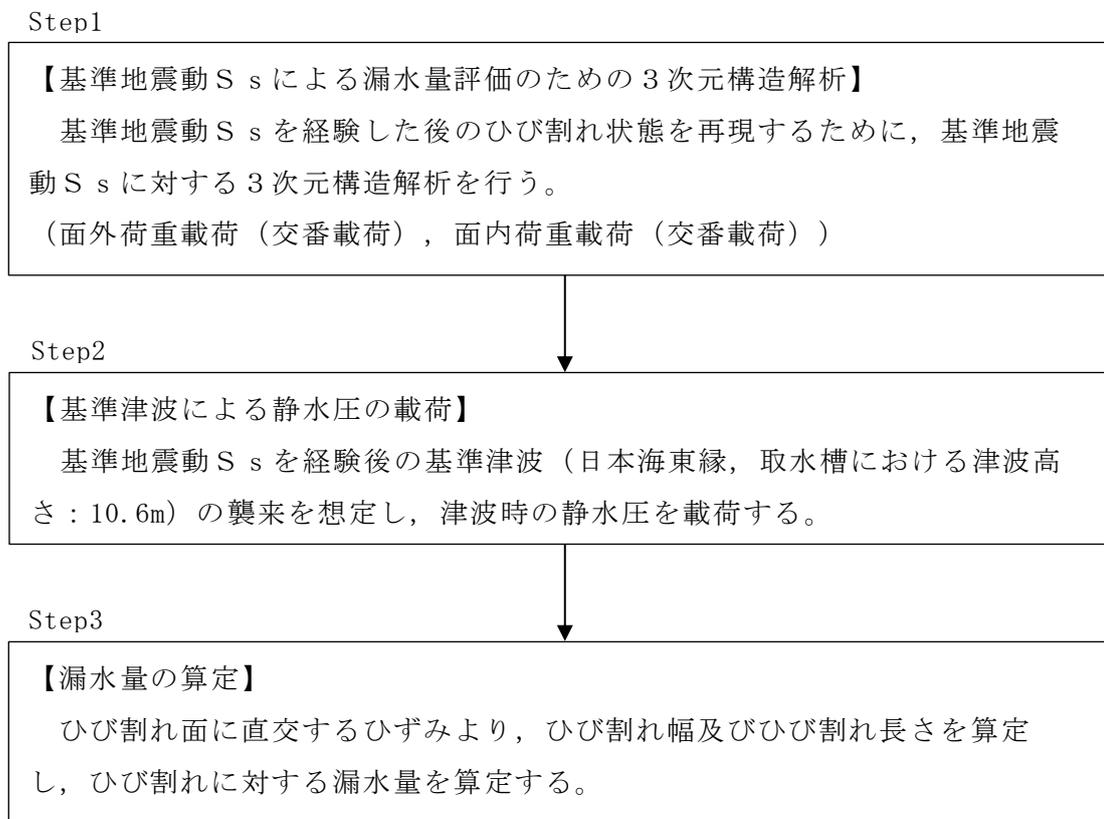


図 5-1 漏水量算定のフロー

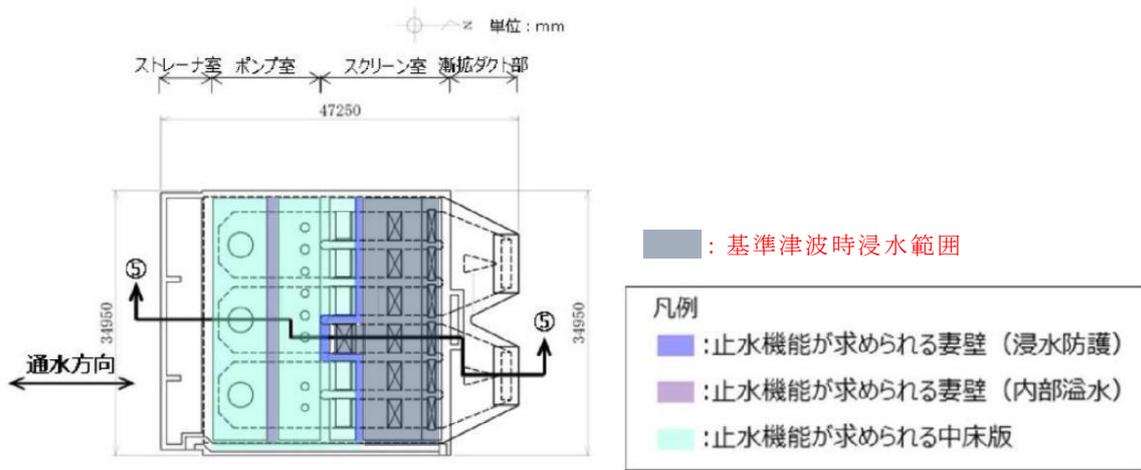
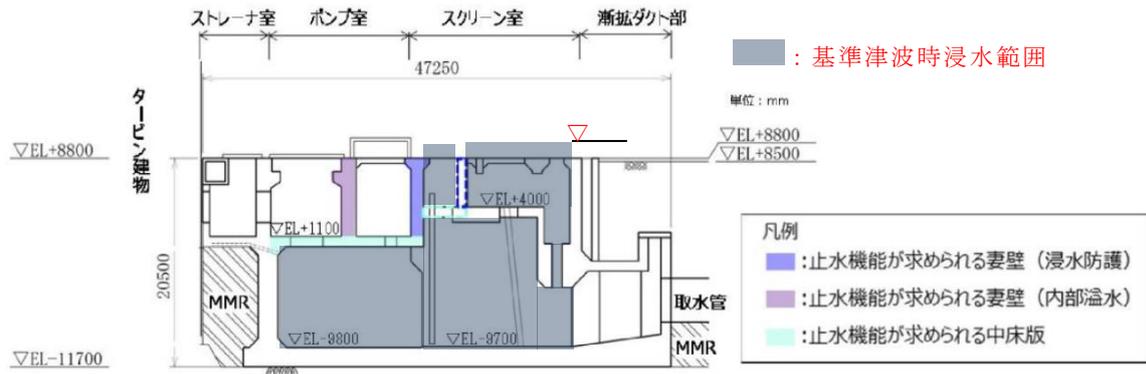


図 5-2 漏水量評価を行う想定ケースの概念図

5.2 基準地震動 S_s による漏水量評価のための3次元構造解析 (Step1)

耐震評価において、面内せん断ひずみが大きく算出された地震応答解析ケース ($S_s - D(-+)$, 解析ケース⑤) における地震時増分荷重を用いて、漏水量評価のための3次元構造解析を実施する。

はじめに、水平2方向同時荷重を想定するため、中床版②の南北方向断面に対して、図5-3に赤丸及び青線で示す部材の水平方向の相対変位が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、当該荷重及び位相反転 ($S_s - D(++)$) した同時刻の荷重を3次元構造解析モデルに交番載荷する。

次に、中床版②の東西方向断面に対して、図5-4に赤丸及び青線で示す部材の水平方向の相対変位が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、当該荷重及び位相反転 ($S_s - D(++)$) した同時刻の荷重を3次元構造解析モデルに交番載荷する。

載荷方法の概念図を図5-5に示す。

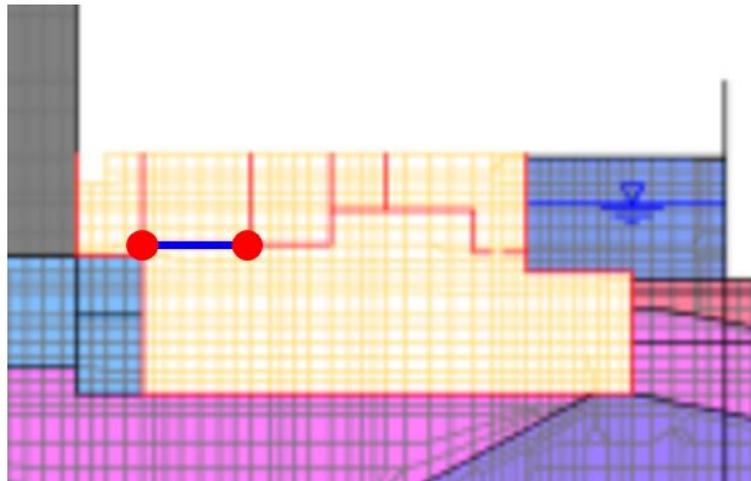


図5-3 荷重抽出時刻選定部材 (南北断面 (D-D断面))

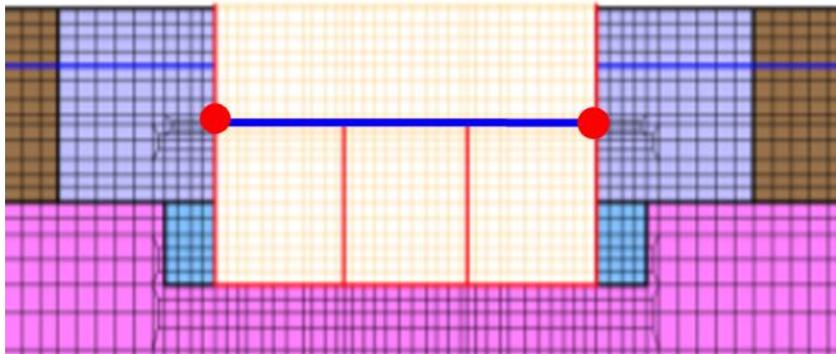


図5-4 荷重抽出時刻選定部材 (東西断面 (B-B断面))

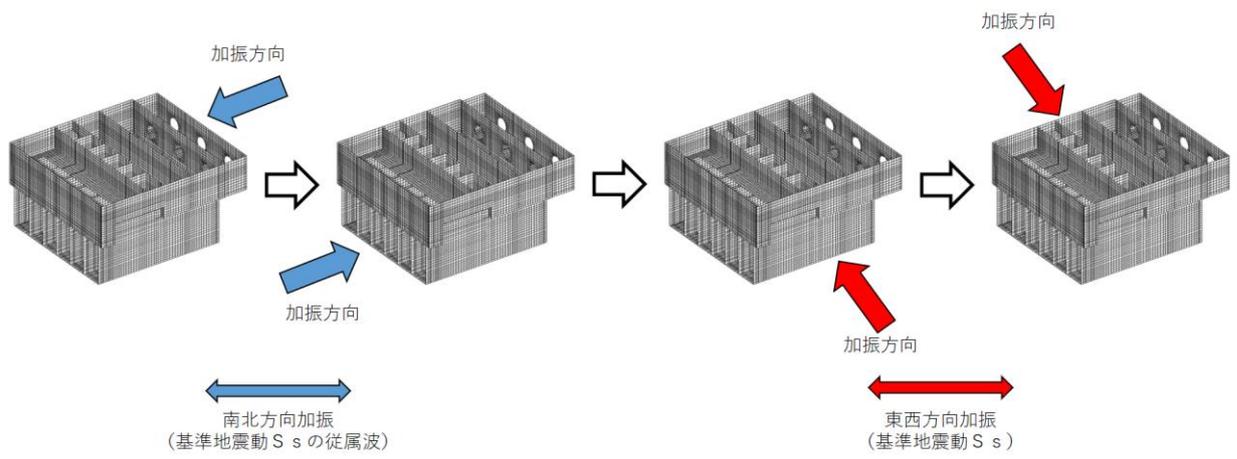


図 5-5 載荷方法の概念図

5.3 基準津波による静水圧の載荷 (Step2)

基準地震動 S_s の経験後の基準津波（日本海東縁，取水槽における津波高さ：10.6m）の襲来を想定し，Step1 の結果を引継いだ状態で，津波の浸水を考慮し，基準津波による静水圧を3次元モデルに載荷する。

5.4 漏水量の算定 (Step3)

Step1 から得られる，ひび割れ面に直交するひずみ（以下「ひび割れ法線方向ひずみ」という。）を用いて，漏水量を算定する。具体的なひび割れ評価及び漏水量の算定方法は以下の(1)～(5)のとおりである。

- (1) 各要素に発生するひび割れ法線方向ひずみ（最大主ひずみ）及びひび割れ法線角（最大主ひずみ方向）を算定する。なお，ひび割れ本数は要素内で1本とし，ひび割れ長さは要素の端から端まで到達しているとする。
- (2) 算定したひび割れ法線方向ひずみ（最大主ひずみ）とひび割れ法線角（最大主ひずみ方向）からひび割れ幅を算定する（図5-6）。
- (3) 各要素で算定したひび割れ幅及びひび割れ長さから，「コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針-2009-付：ひび割れの調査と補修・補強事例（社団法人日本コンクリート工学協会）」に示される式に基づき各要素の漏水量を算定し，これらを合計し総漏水量を算定する（式5-1参照）。
- (4) 漏水量を保守的に評価するため，各要素に発生するひずみは，シェル要素の Top と Bottom のひずみを比較し，大きい値を採用し，そのひび割れが貫通するものとして漏水量を評価する。
- (5) 各要素で算定したひび割れ幅及びひび割れ長さから漏水量を算定する。

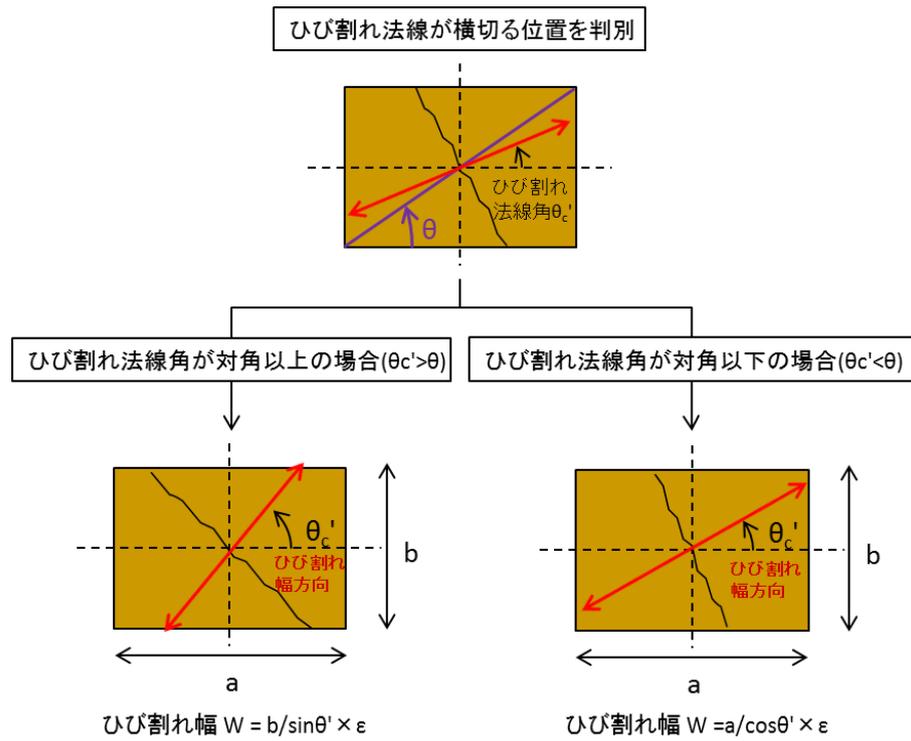


図 5-6 ひび割れ幅の算定方法の概念図

【漏水量算定式】

$$Q = C_w \frac{L \cdot w^3 \cdot \Delta p}{12\nu \cdot t} \quad (\text{式 5-1})$$

ここで、

- Q : 漏水量 (mm³/s)
- C_w : 低減係数
- L : ひび割れ長さ (mm)
- w : ひび割れ幅 (mm)
- Δp : 作用圧力 (N/mm²) : 基準津波による静水圧
- ν : 水の粘性係数 (1.138 × 10⁻⁹ N · s/mm²)
- t : 部材の厚さ (ひび割れ深さ) (1,000mm)

低減係数C_wは「沈埋トンネル側壁のひびわれからの漏水と自癒効果の確認実験 (コンクリート工学年次論文報告集 Vol.17, No.1, 1995)」に基づき、図5-7の赤枠のとおり算定する。

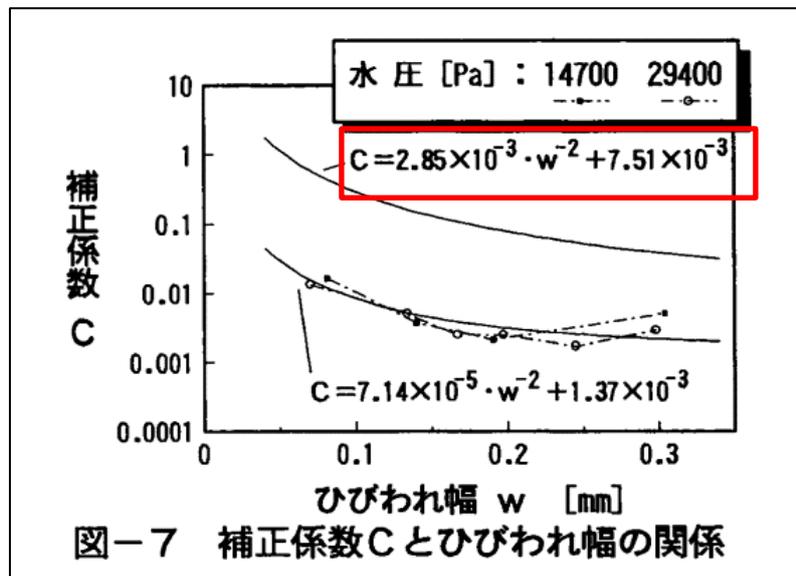


図 5-7 低減係数とひび割れ幅の関係

取水槽における津波水位の時刻歴波形を図5-8に示す。津波水位が最高水位(EL 10.6m)となるのは一瞬であるが、保守的に水位が中床版②の下端であるEL 1.1mを超える時間の合計(5012s)を津波継続時間として考慮する。また、作用圧力の概念図を図5-9に示す。

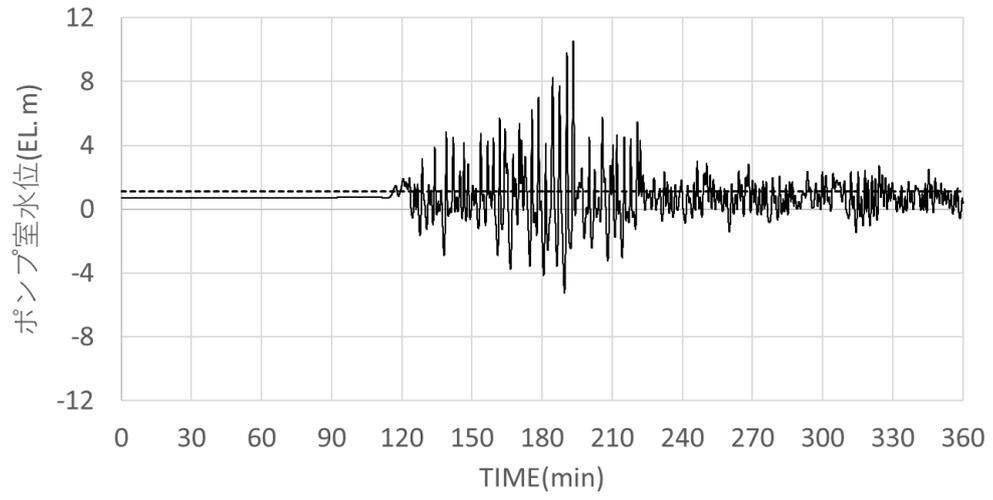


図 5-8 海水ポンプ室における水位の時刻歴波形

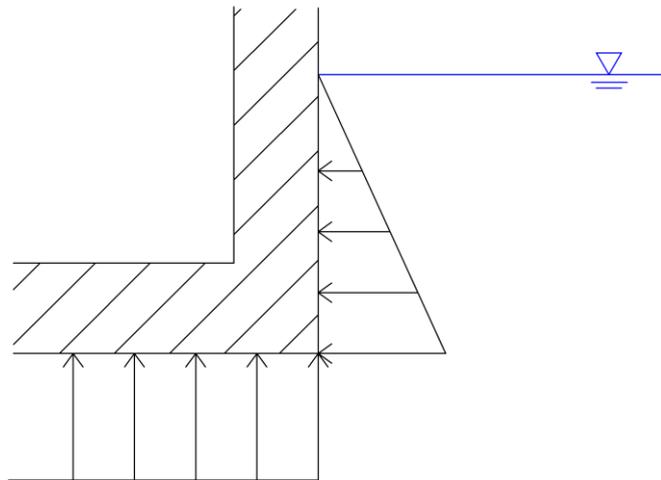


図 5-9 作用圧力の概念図

6. 評価結果

代表部材である循環水ポンプエリアの中床版②に発生するひび割れ法線方向ひずみ（最大主ひずみ）の分布図を図 6-1 に示す。ひび割れ法線方向ひずみが γ_1 (146 μ) 以上となるひずみを、ひび割れの発生があるものとしている。

総漏水量は、「5.4 漏水量の算定」の方法により得られる各要素の漏水量を合計して算出するが、一例として、ひび割れ法線方向ひずみが最大となる要素における単位時間当たりの漏水量を表 6-1 に示す。

循環水ポンプエリア及び海水ポンプエリアの総漏水量及び浸水深さの結果を表 6-2 に示す。循環水ポンプエリアの漏水による浸水深さは 0.88mm であり、浸水影響を考慮する機器がない同エリアの側壁高さ 7,700mm (EL 8.8m) と比較して十分小さいことを確認した。また、海水ポンプエリアについては、図 6-2 に示すとおり、ひび割れ法線方向ひずみが 146 μ 以上となる要素がないため、漏水が発生しないことを確認した。

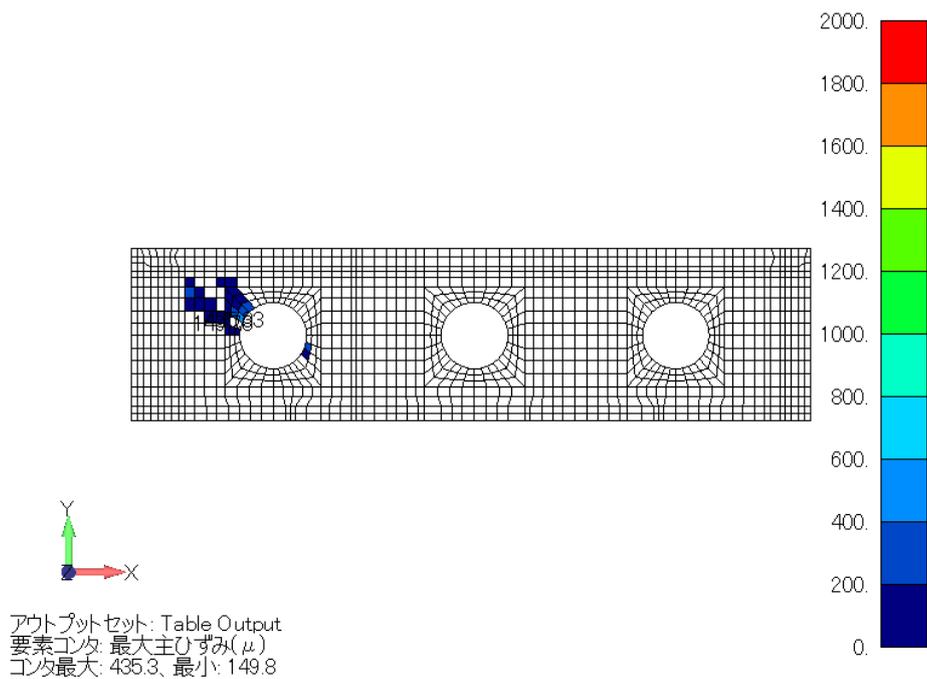


図 6-1 各要素のひび割れ法線ひずみ（循環水ポンプエリア，中床版）

表 6-1 1 要素の単位時間当たりの漏水量（中床版における最大値）

ε	ひび割れ法線方向ひずみ (μ)	435
d	要素長さ (mm)	343
L	ひび割れ長さ (mm)	394
w	ひび割れ幅 (mm)	0.195
C_w	低減係数	0.082
ν	水の粘性係数 ($N \cdot s/mm^2$)	1.138×10^{-9}
Δp	作用圧力 (N/mm^2)	0.10605
t	部材の厚さ（ひび割れ深さ） (mm)	1,000
q	1 要素の単位時間当たりの漏水量 (mm^3/s)	1876.57

表 6-2 総漏水量及び浸水深さ

	漏水量 (m^3)	浸水深さ (mm)
循環水ポンプエリア	0.2	0.88
海水ポンプエリア	漏水なし	浸水なし

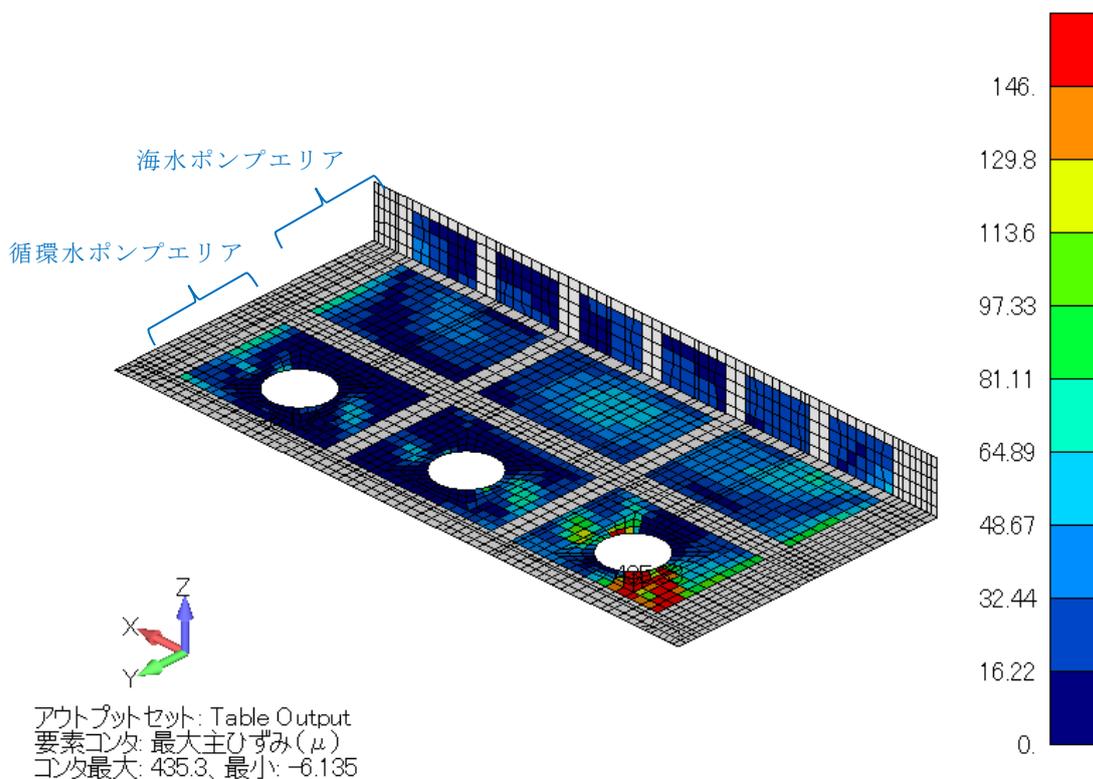


図 6-2 ひび割れ法線方向ひずみ分布

7. まとめ

本文の「6.2 3次元構造解析結果」に示すとおり、3次元構造解析による耐震評価から、おおむね弾性範囲に収まっており、顕著な漏水は発生しないと評価できるが、念のため、止水機能が要求される部材のうち津波に対する止水性能が要求され、耐震評価において面内せん断ひずみが最も大きい中床版②に着目して、漏水量評価を実施した。

基準地震動 S_s を経験後、日本海東縁部の地震発生に伴う基準津波が襲来した場合を想定した漏水量評価の結果、取水槽の浸水深さは 0.88mm と僅かであり、影響が少ないことを確認した。

参考資料6 静的地震力に対する耐震評価について

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、取水槽が耐震性を有することの確認を行う。

取水槽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。

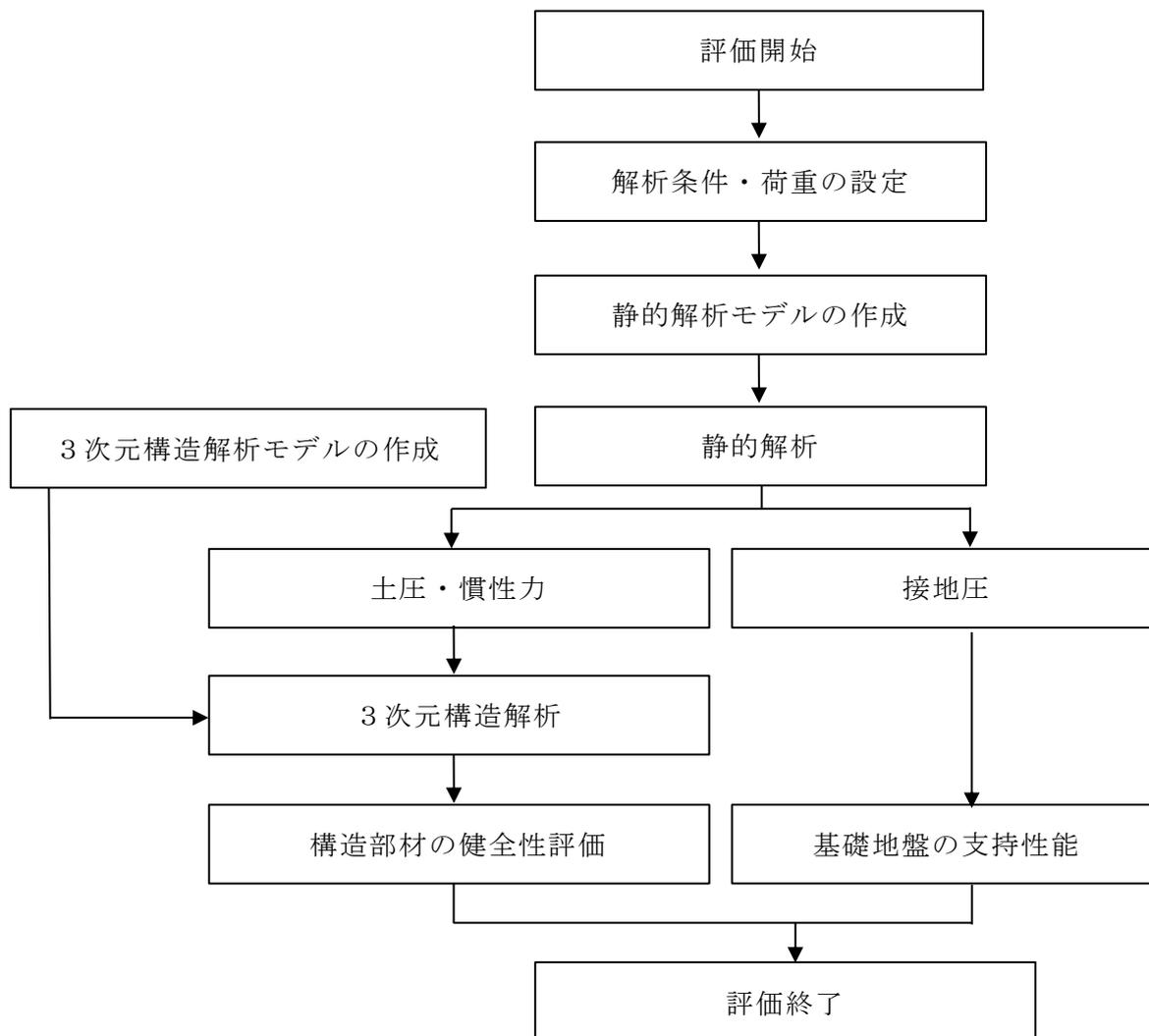


図1-1 取水槽の静的地震力に対する耐震評価フロー

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〕（（社）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）日本電気協会電気技術基準調査委員会）

3. 評価対象断面

本文の「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，水圧及び積雪荷重 P_s を考慮する。

(3) 積雪荷重（ P_s ）

積雪荷重は，発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪 100cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮し 35.0 cm とする。積雪荷重については，「松江市建築基準法施行細則（平成 17 年 3 月 31 日，松江市規則第 234 号）」により，積雪量 1 cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(4) 地震荷重（ S_c ）

地震荷重は静的地震力（ $kh=0.16$ （載荷方向：東→西）， $kh=-0.16$ （載荷方向：西→東））を考慮する。

静的地震力算定用の基準面は地表面とし，層せん断力係数を用いて，次式により算出する。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$
$$C_i = R_i \cdot A_i \cdot C_0$$

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_i : 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
- 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

本文の「2.5 使用材料及び材料の物性値」と同様とする。

6. 隔壁への影響確認

静的解析は本文の「3. 地震応答解析」の解析モデルを用い、静的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、静的解析は取水槽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タービン建屋及び防波壁（多重鋼管式擁壁）についても、取水槽に適用される静的地震力 ($kh=0.16$) を作用させる。

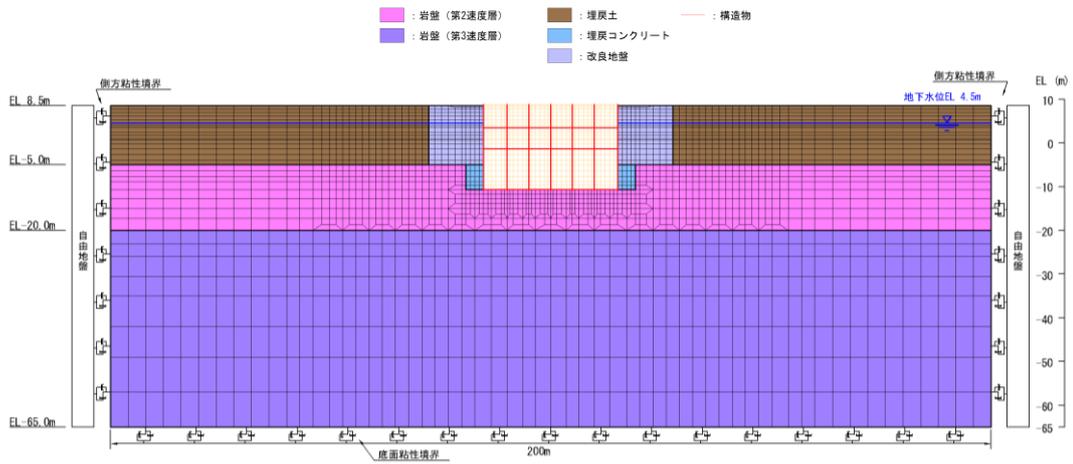


図 6-1(1) 取水槽の解析モデル図 (防じん機エリア)

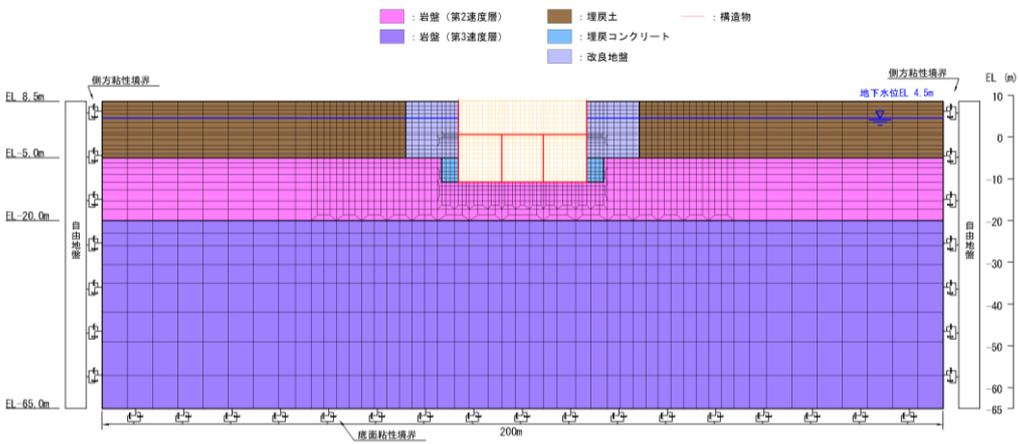


図 6-1(2) 取水槽の解析モデル図 (海水ポンプエリア)

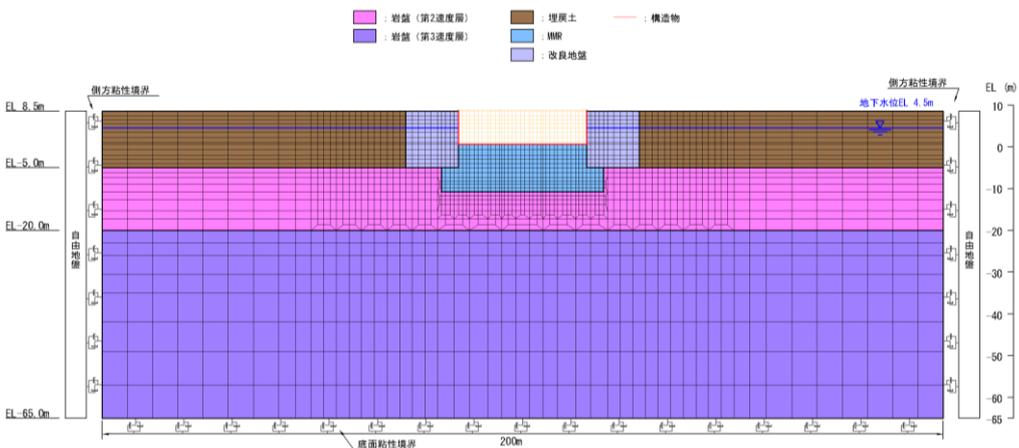


図 6-1(3) 取水槽の解析モデル図 (ストレーナエリア)

7. 3次元構造解析

取水槽の耐震評価は、線形シェル要素を用いた3次元構造解析により実施する。

8. 3次元構造解析モデル

材料の線形特性を考慮した線形シェル要素でモデル化する。3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、シェル要素における各要素の断面力の方向を図8-3に示す。

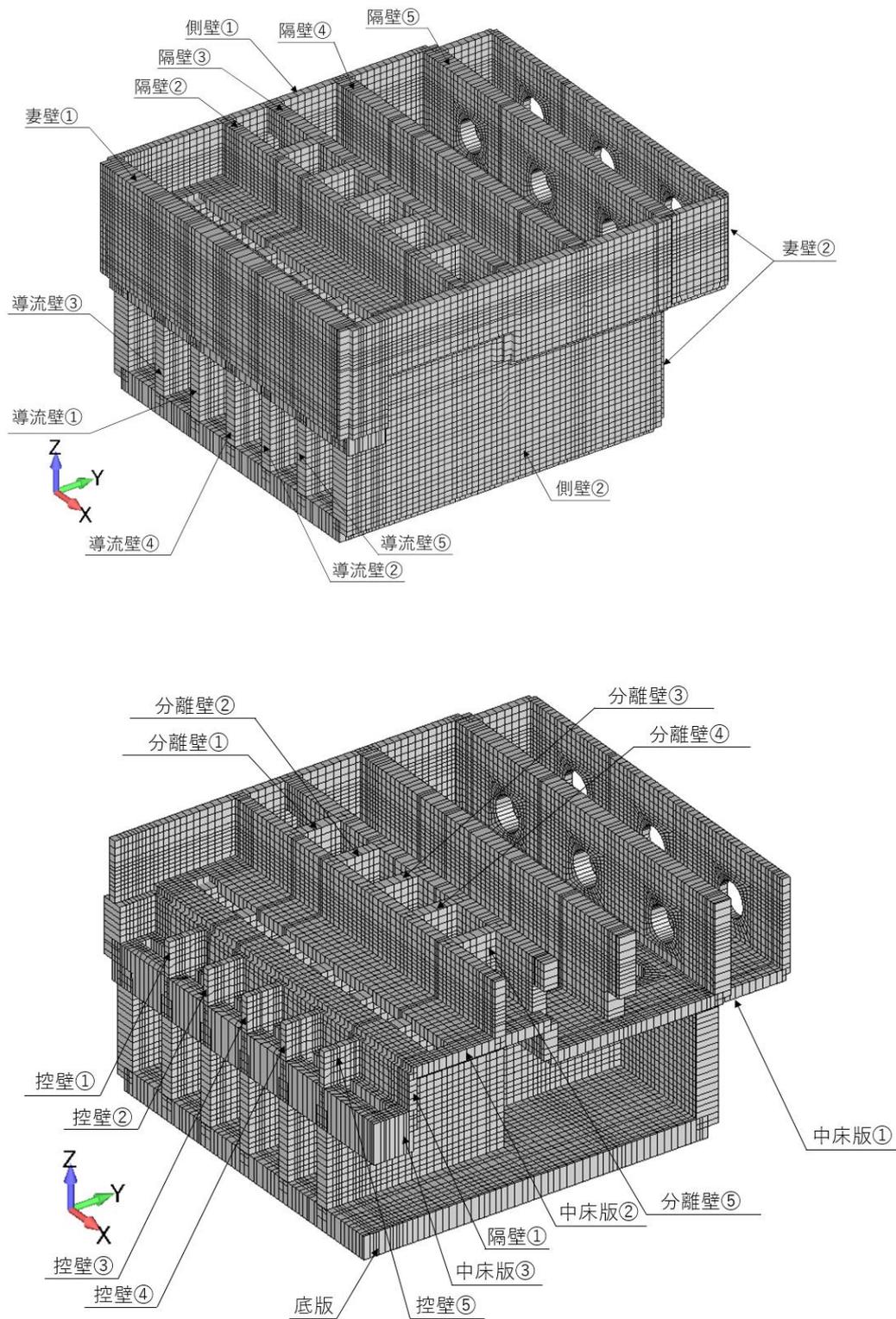
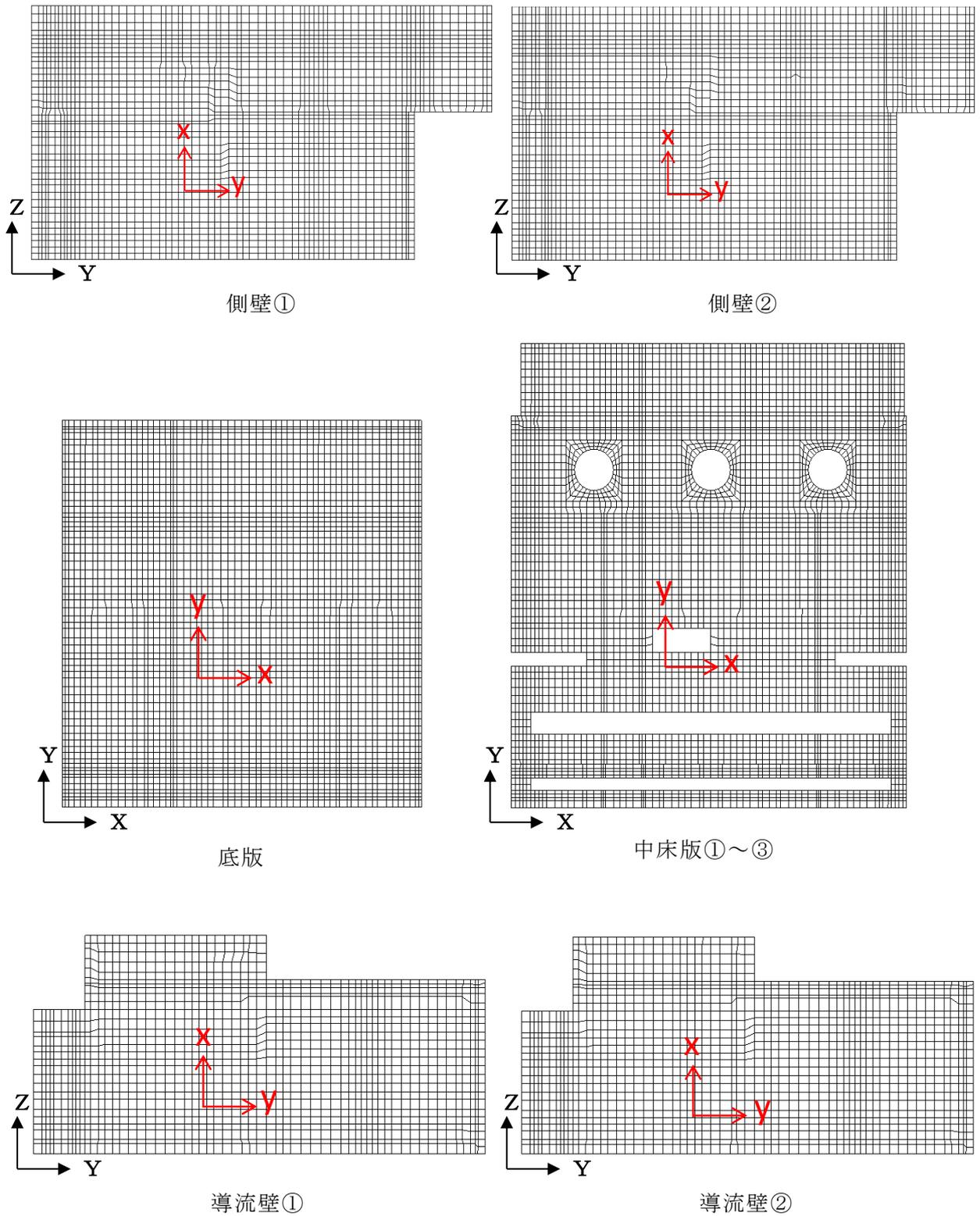


図 8-1 3次元解析モデル図*

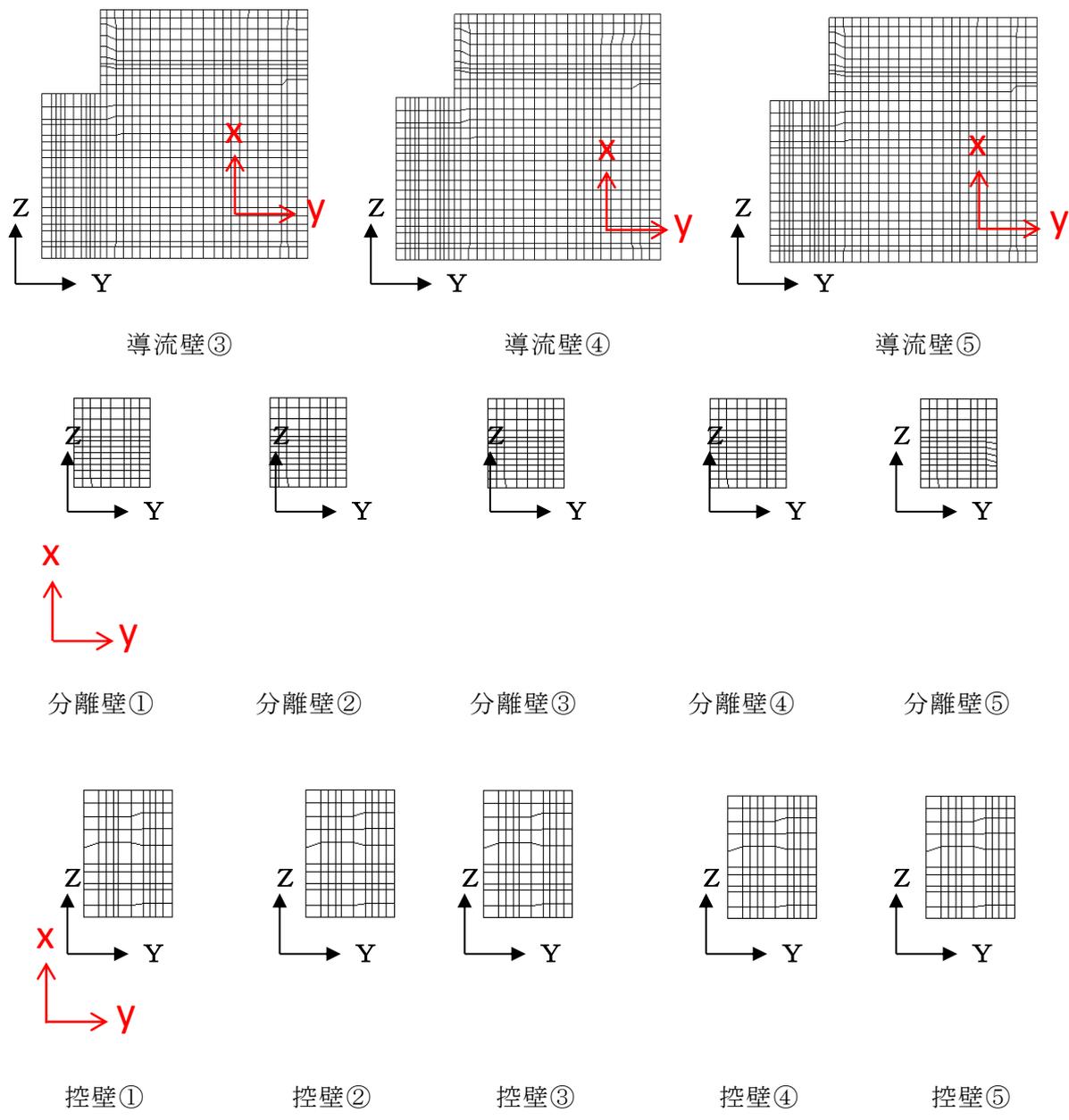
注記*：部材を説明するための図であり，解析モデルではない。



黒 (X, Y, Z) : 全体座標系を示す

赤 (x, y) : 要素座標系を示す

図 8-2(1) 各部材の要素座標系



黒 (Y, Z) : 全体座標系を示す
 赤 (x, y) : 要素座標系を示す

図 8-2(2) 各部材の要素座標系

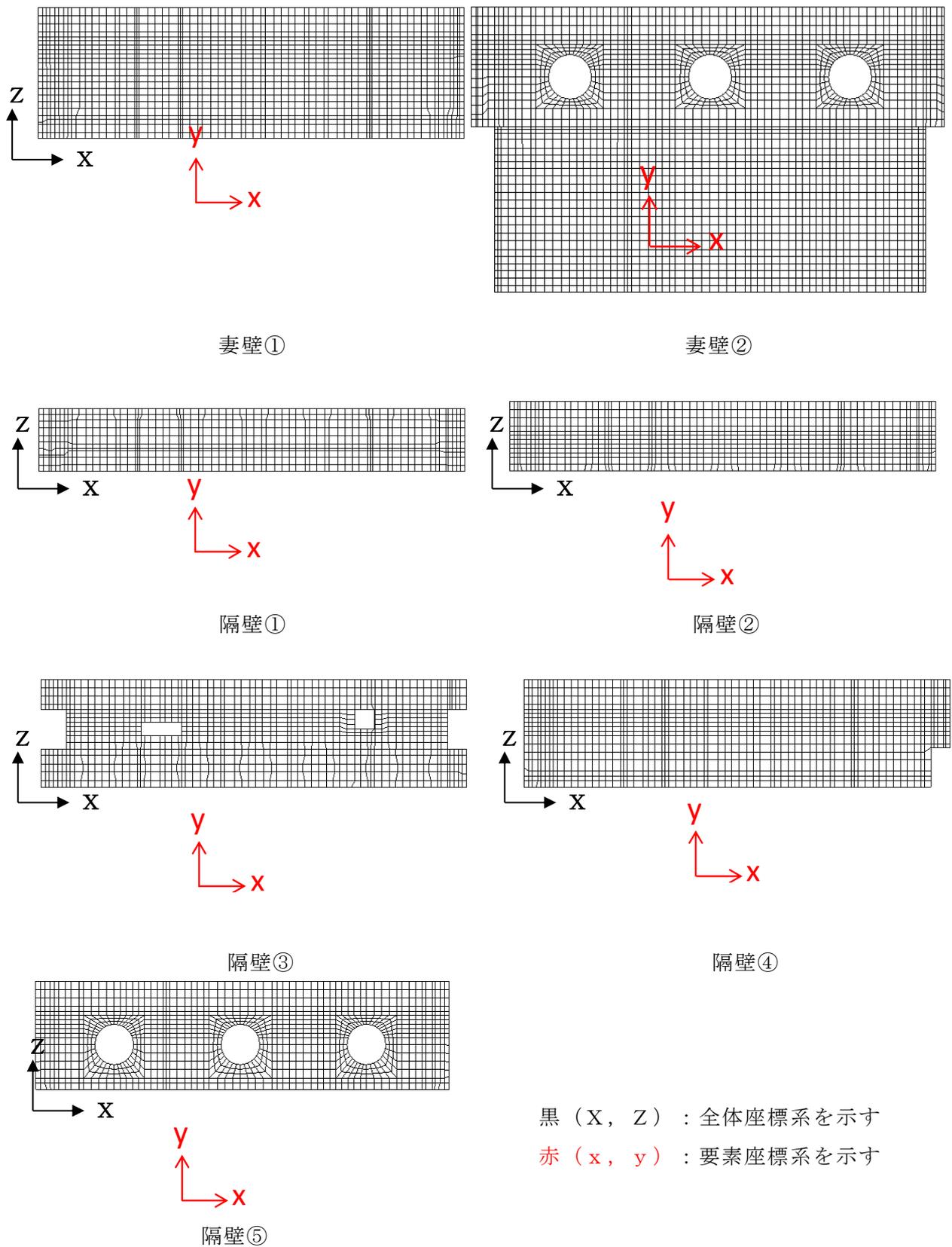


図 8-2(3) 各部材の要素座標系

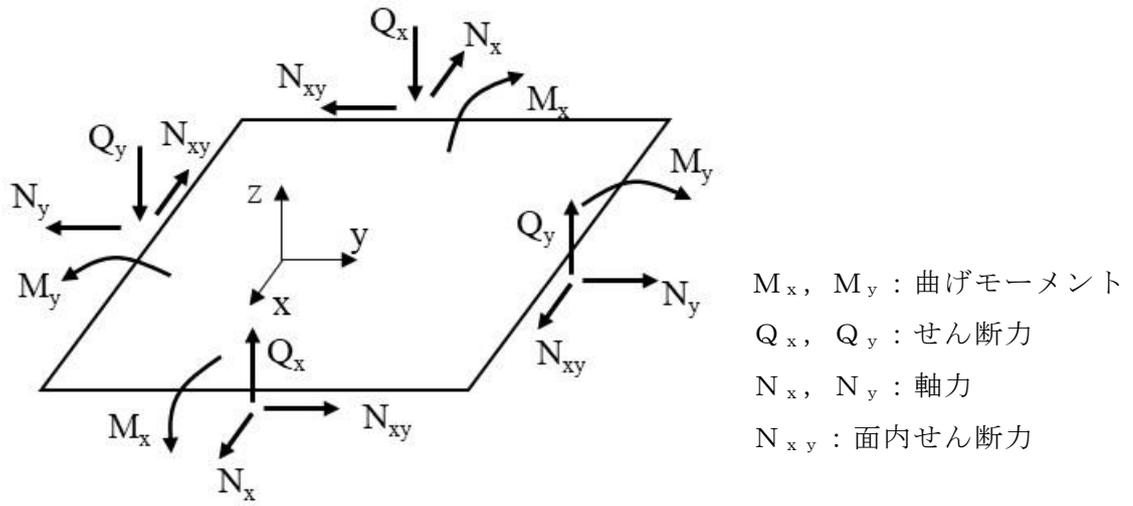


図 8-3 シェル要素における断面力の方向

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* ¹ (N/m ²)
	$f'_{ck} = 23.5$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	8.8
$f'_{ck} = 24.0$ (N/mm ²) * ²	許容せん断応力度 τ_a	0.44	0.66

注記*1：「コンクリート標準示方書 2002」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、23.5N/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/m 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 2002」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

線形シェル要素によりモデル化を行う取水槽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。

なお、せん断補強筋が配置される部材において表 9-1 に示す短期許容応力度を下回る場合には、表 9-1 及び表 9-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力を使用して照査を実施する。

$$V_a = V_c + V_s$$

ここに、 V_a ：短期許容せん断力

V_c ：コンクリートが分担するせん断力

V_s ：せん断補強鉄筋が分担するせん断力

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z$$

ここに、

τ_{a1} : コンクリートの短期許容せん断応力度

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

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。

$$V_s = \left\{ A_w \sigma'_{sa} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z$$

ここに、

A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

σ'_{sa} : 鉄筋の短期許容引張応力度

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

9.3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

9.3.1 支持地盤 (C_L級岩盤)

支持地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、C_L級岩盤の極限支持力度の2/3倍とする。

支持地盤の接地圧に対する許容限界を表9-3に示す。

表9-3 支持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	C _L 級岩盤	2.6

9.3.2 MMR

MMRに発生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2002」に基づき、コンクリートの支圧強度とする。MMRの接地圧に対する許容限界を表9-4に示す。

表9-4 MMRの支持性能に対する許容限界

評価項目	MMR	許容限界 (N/mm ²)
支圧強度	コンクリート ($f'_{ck}=15.6$ (N/mm ²))	$f'_{ck}=15.6$
	コンクリート ($f'_{ck}=18.0$ (N/mm ²))	$f'_{ck}=18.0$

10. 評価結果

静的地震力を東から西に載荷した際の断面力分布図を図10-1～図10-6、西から東に載荷した際の断面力分布図を図10-7～図10-12に示す。

静的地震力に対する評価は各部材厚ごとに実施し、照査値が最大となる結果を表10-1～表10-3に示す。また、照査値が最大となる要素の断面力を断面力分布図に示す。

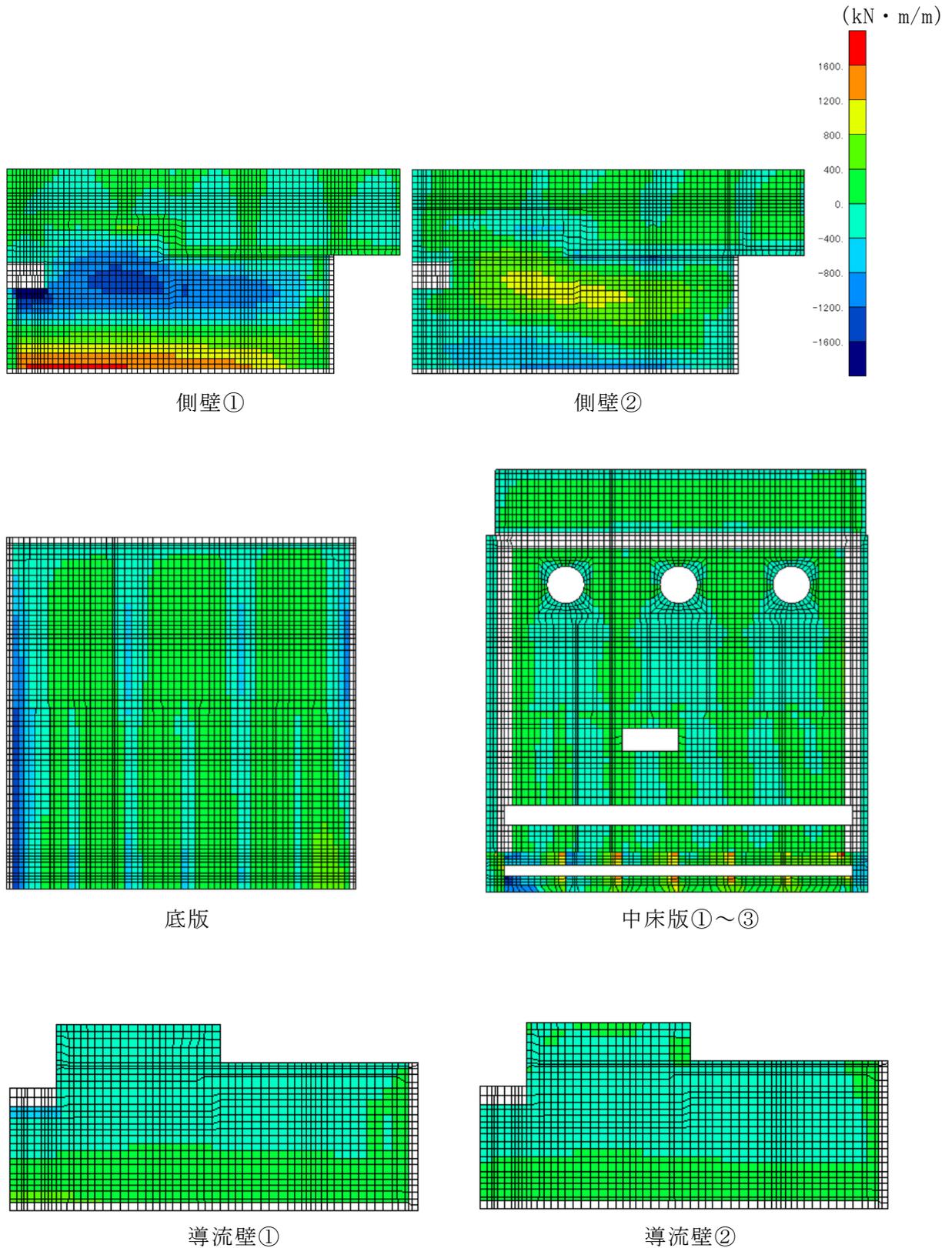
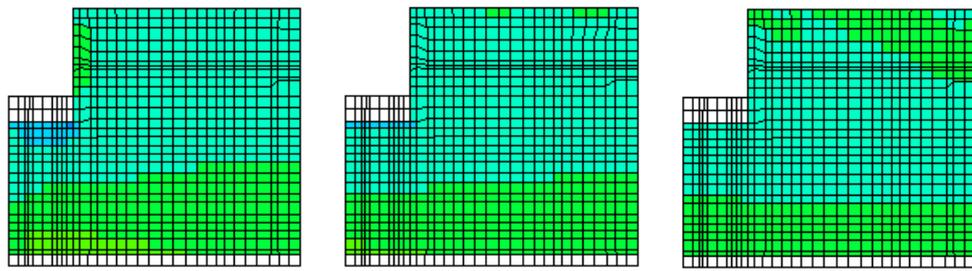


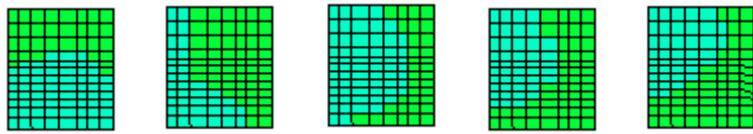
図 10-1(1) 静的地震力 (Kh=0.16 (載荷方向: 東→西)) 載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN · m/m) : M_x)



導流壁③

導流壁④

導流壁⑤



分離壁①

分離壁②

分離壁③

分離壁④

分離壁⑤



控壁①

控壁②

控壁③

控壁④

控壁⑤

図 10-1(2) 静的地震力 ($K_h=0.16$, 載荷方向: 東→西) 載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_x)

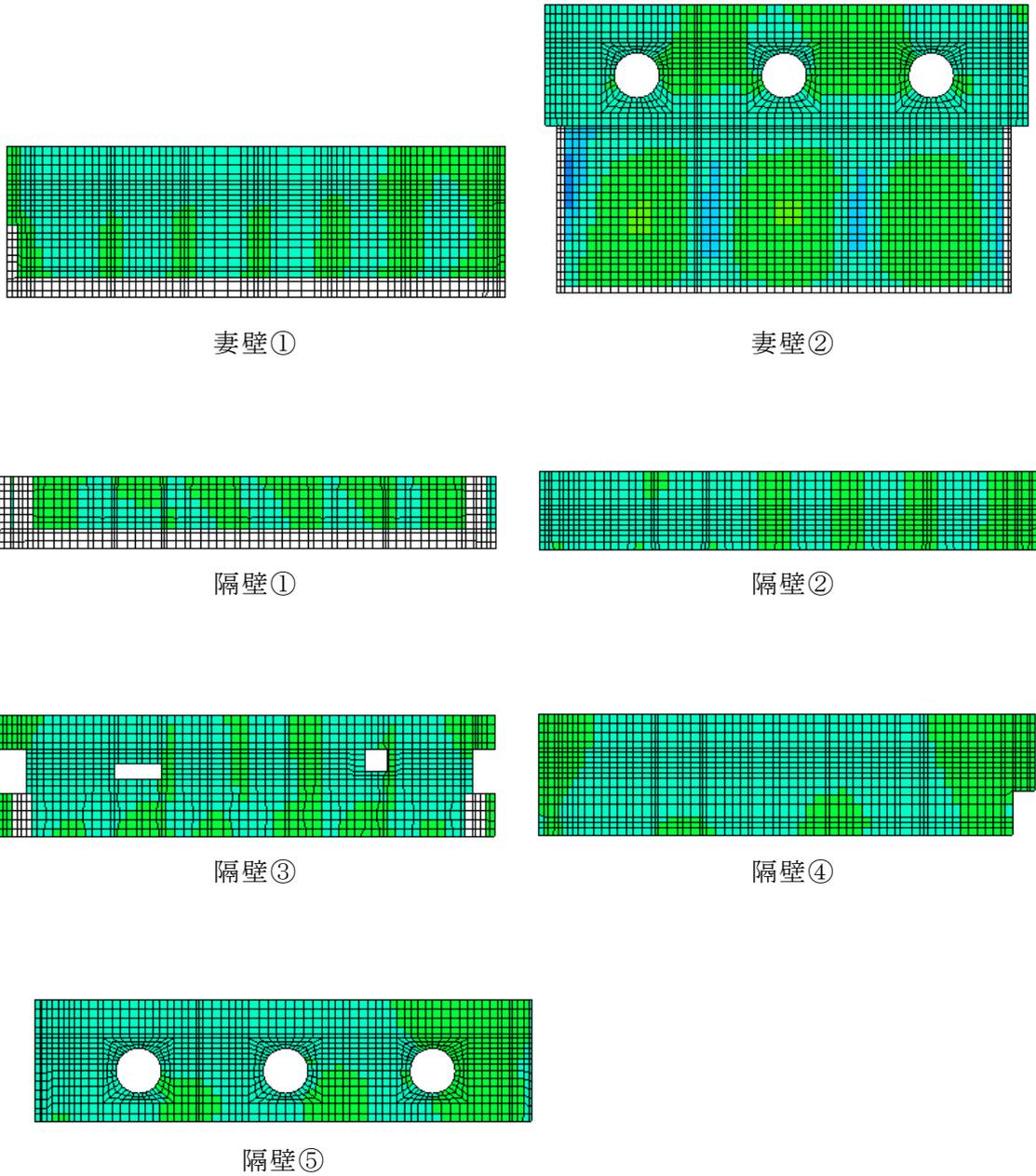


図 10-1(3) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (载荷方向: 東→西)) 载荷時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$): M_x)

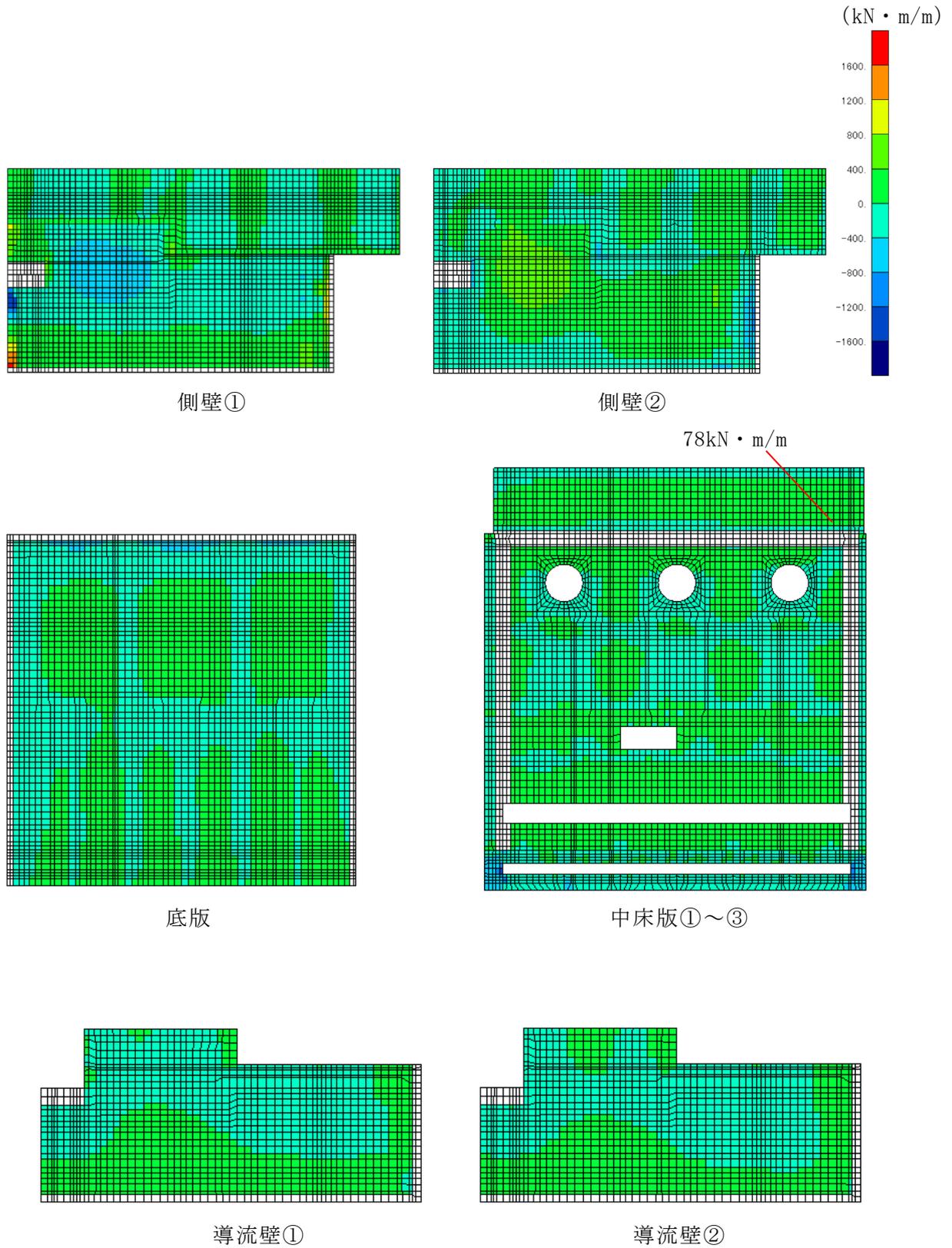


図 10-2(1) 静的地震力 (Kh=0.16 (載荷方向: 東→西)) 載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN · m/m) : M_y)

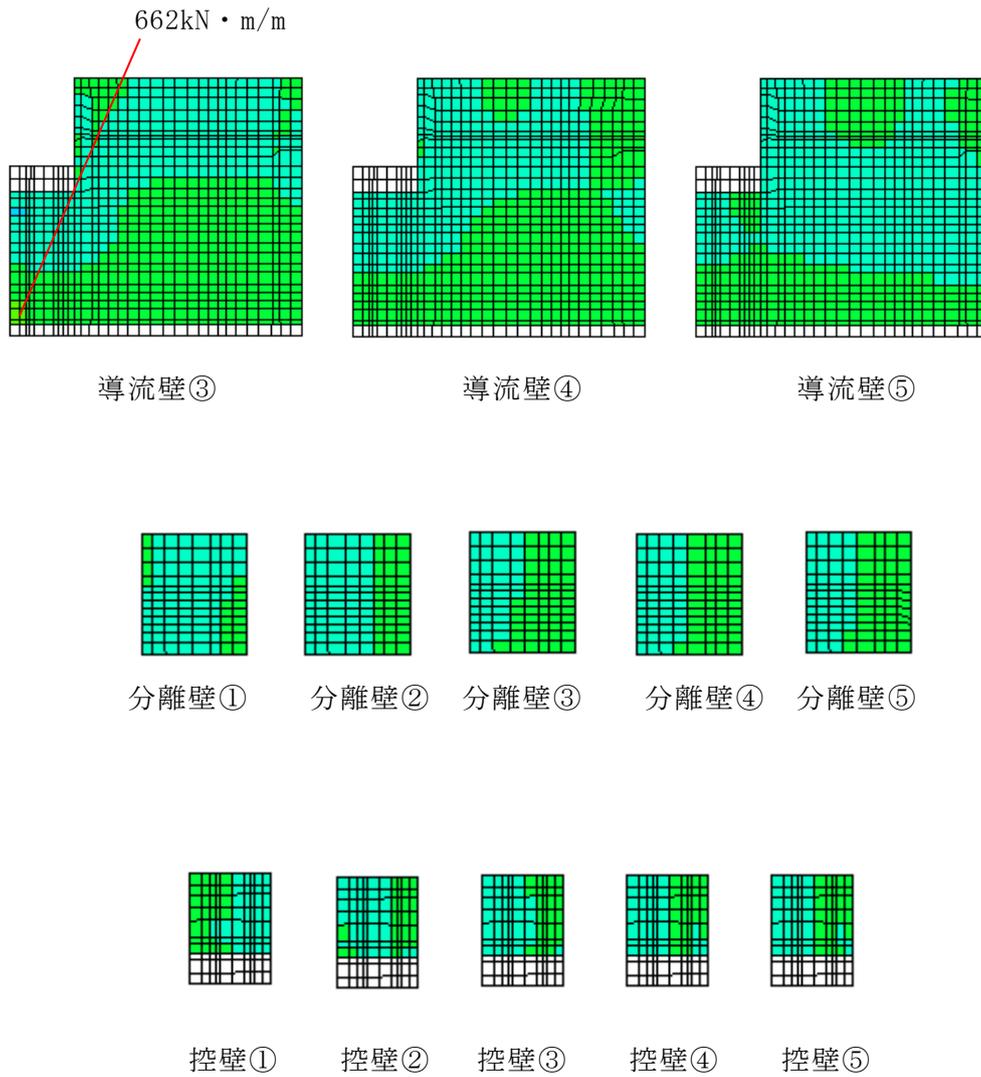


図 10-2(2) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (载荷方向: 東→西)) 载荷時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_y)

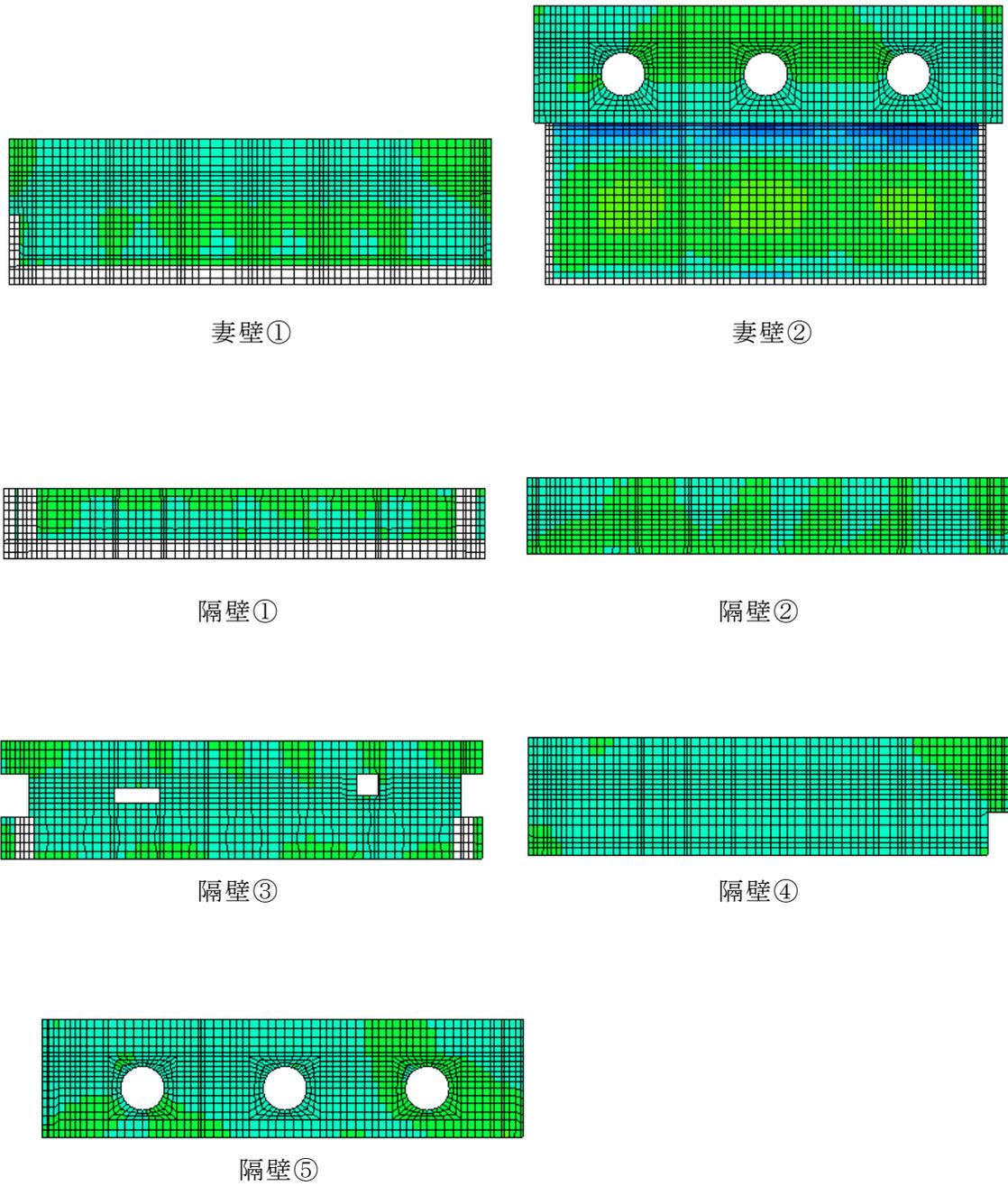


図 10-2(3) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (载荷方向: 東→西)) 载荷時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_y)

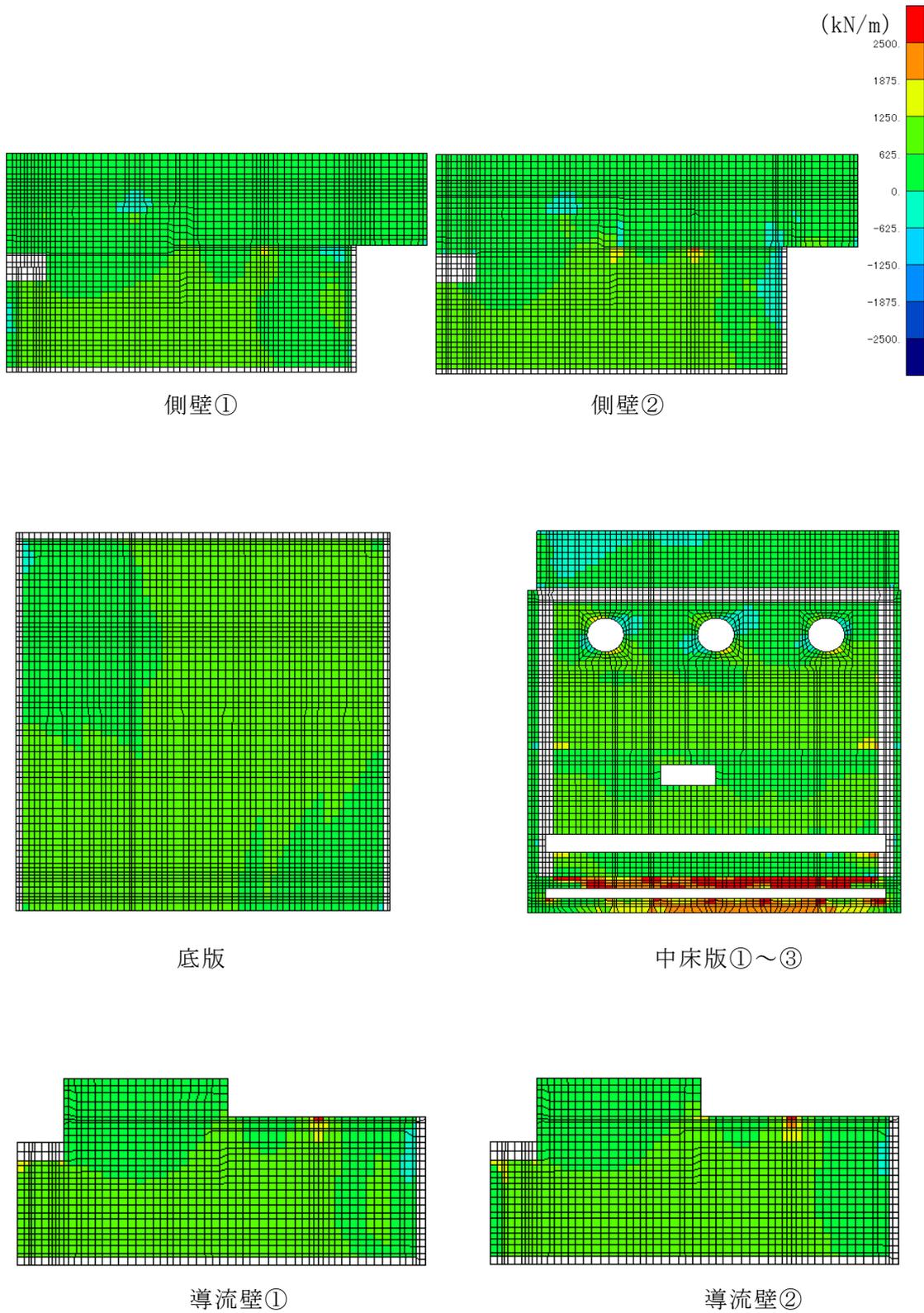
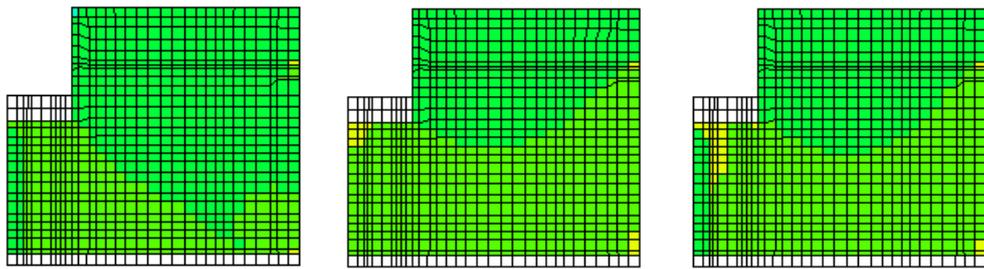


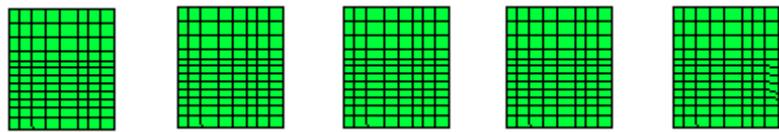
図 10-3(1) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (載荷方向: 東→西)) 載荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x , 圧縮 : +)



導流壁③

導流壁④

導流壁⑤



分離壁①

分離壁②

分離壁③

分離壁④

分離壁⑤



控壁①

控壁②

控壁③

控壁④

控壁⑤

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

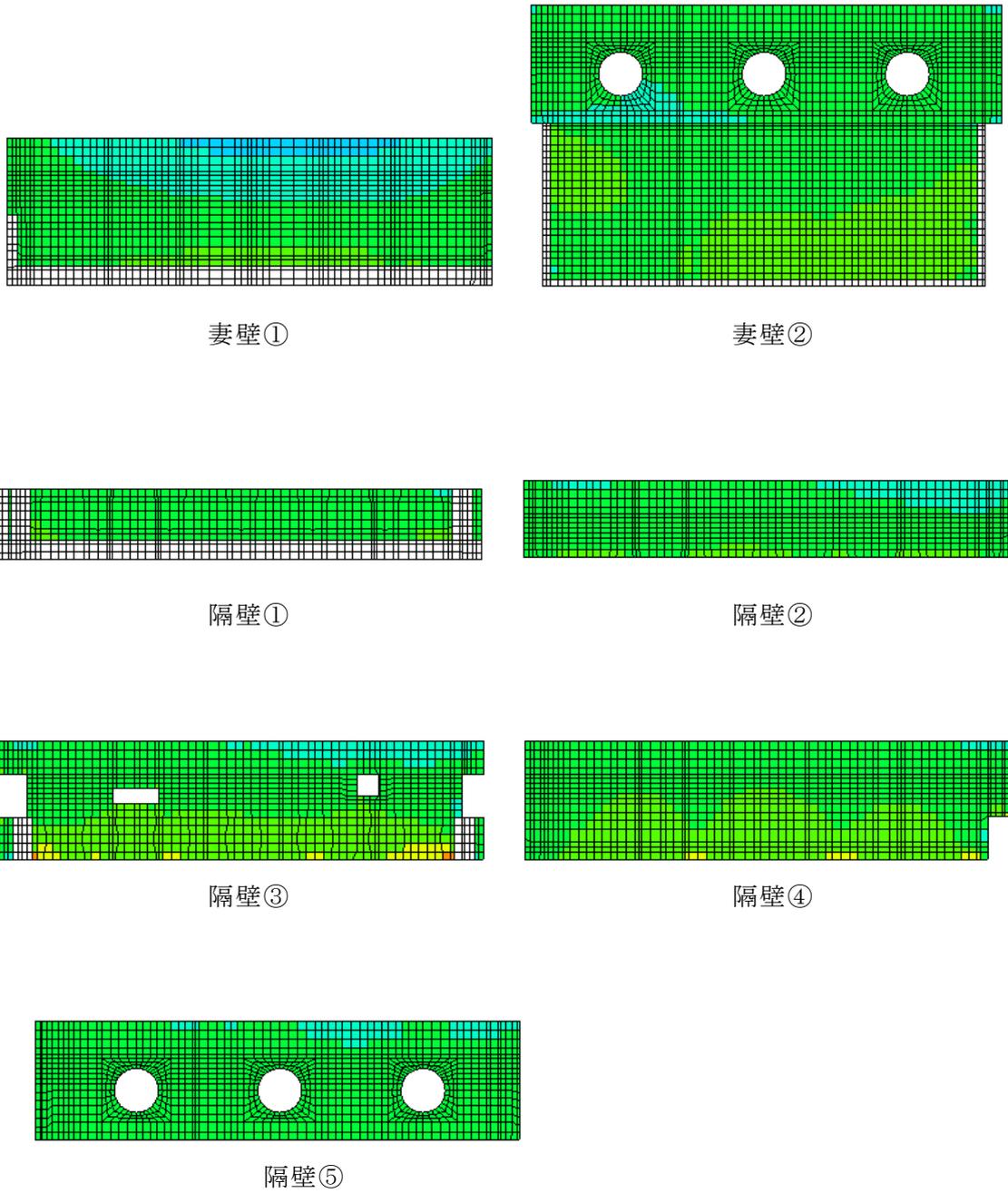


図 10-3(3) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (载荷方向: 東→西)) 载荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x , 圧縮 : +)

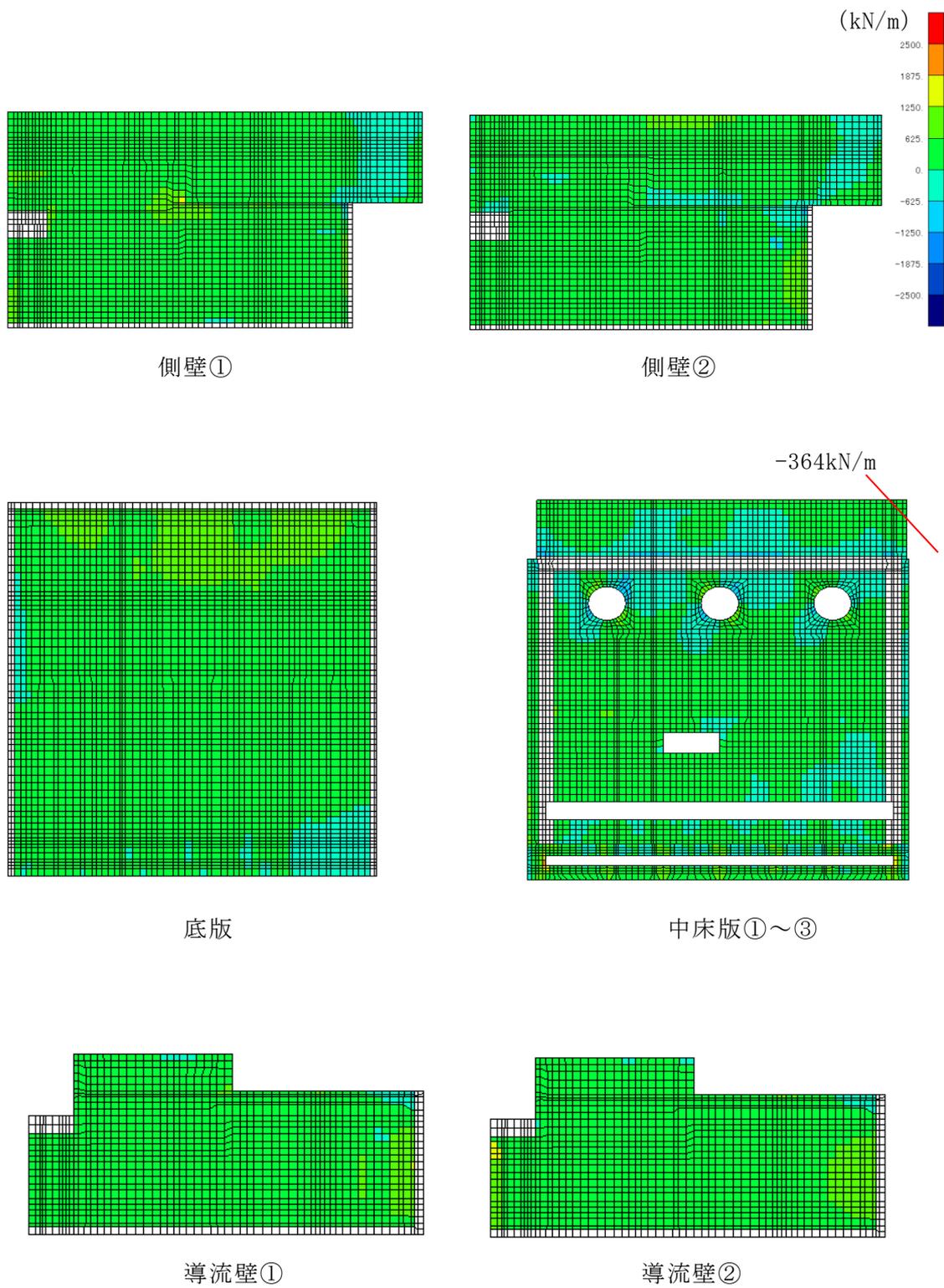


図 10-4(1) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (載荷方向: 東→西)) 載荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y , 圧縮 : +)

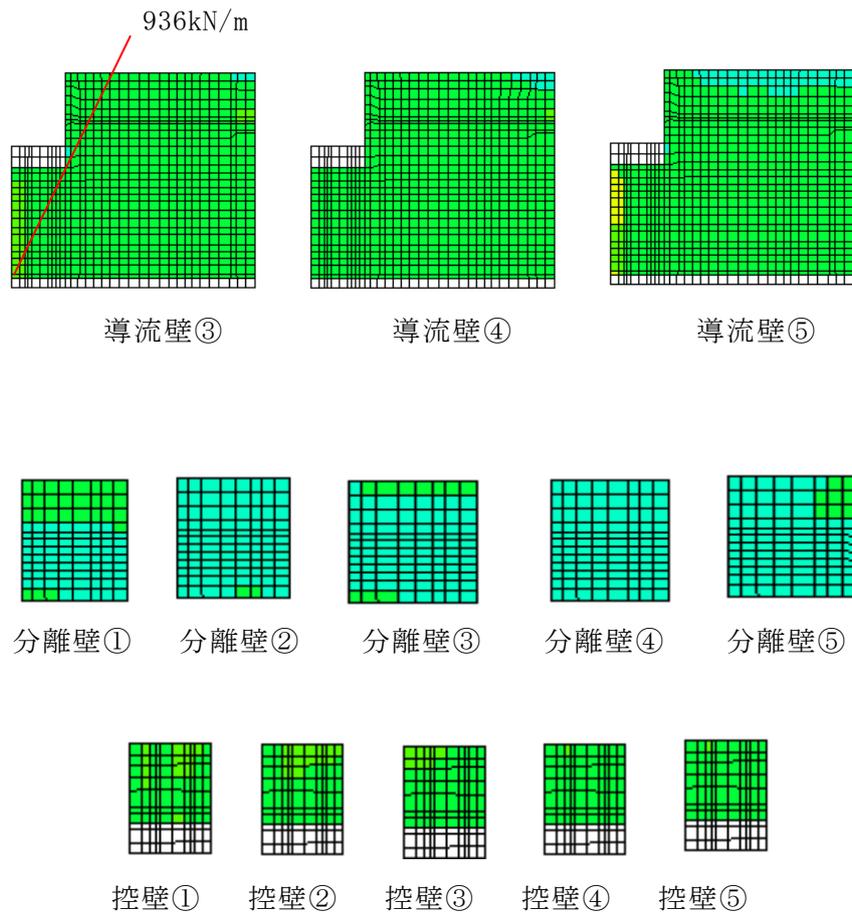


図 10-4(2) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (載荷方向: 東→西)) 載荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y , 圧縮 : +)

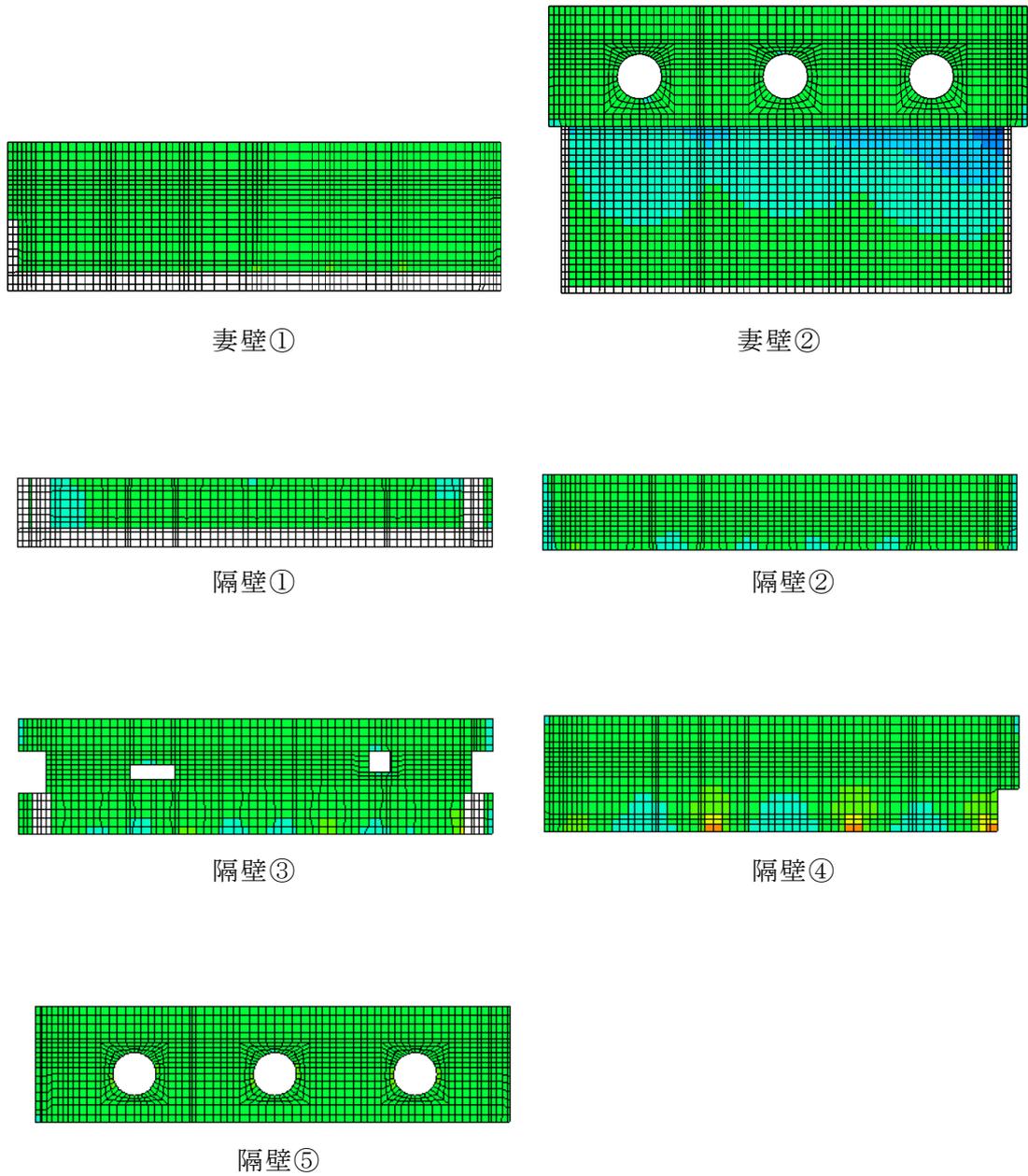


図 10-4(3) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (載荷方向: 東→西)) 載荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y , 圧縮 : +)

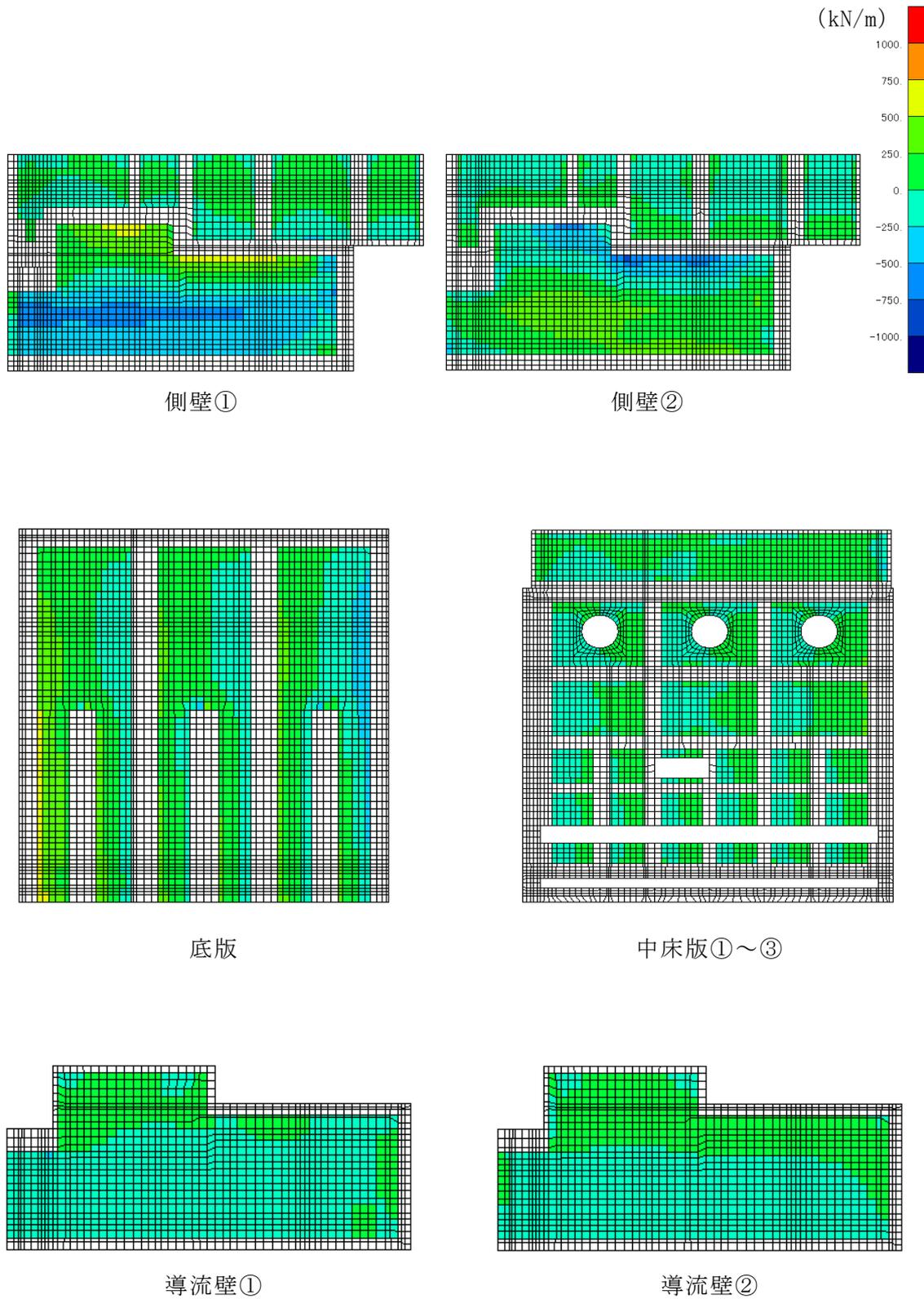
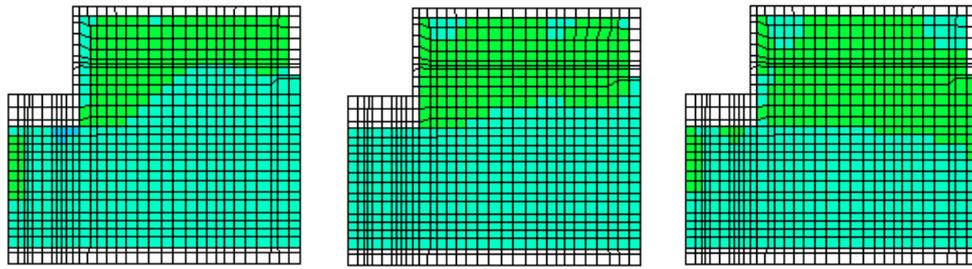


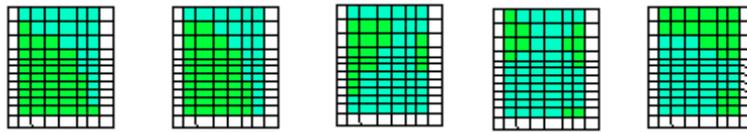
図 10-5(1) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (载荷方向: 東→西)) 载荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_x)



導流壁③

導流壁④

導流壁⑤



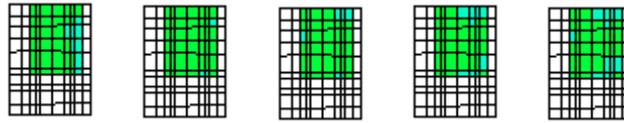
分離壁①

分離壁②

分離壁③

分離壁④

分離壁⑤



控壁①

控壁②

控壁③

控壁④

控壁⑤

図 10-5(2) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (載荷方向: 東→西)) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_x)

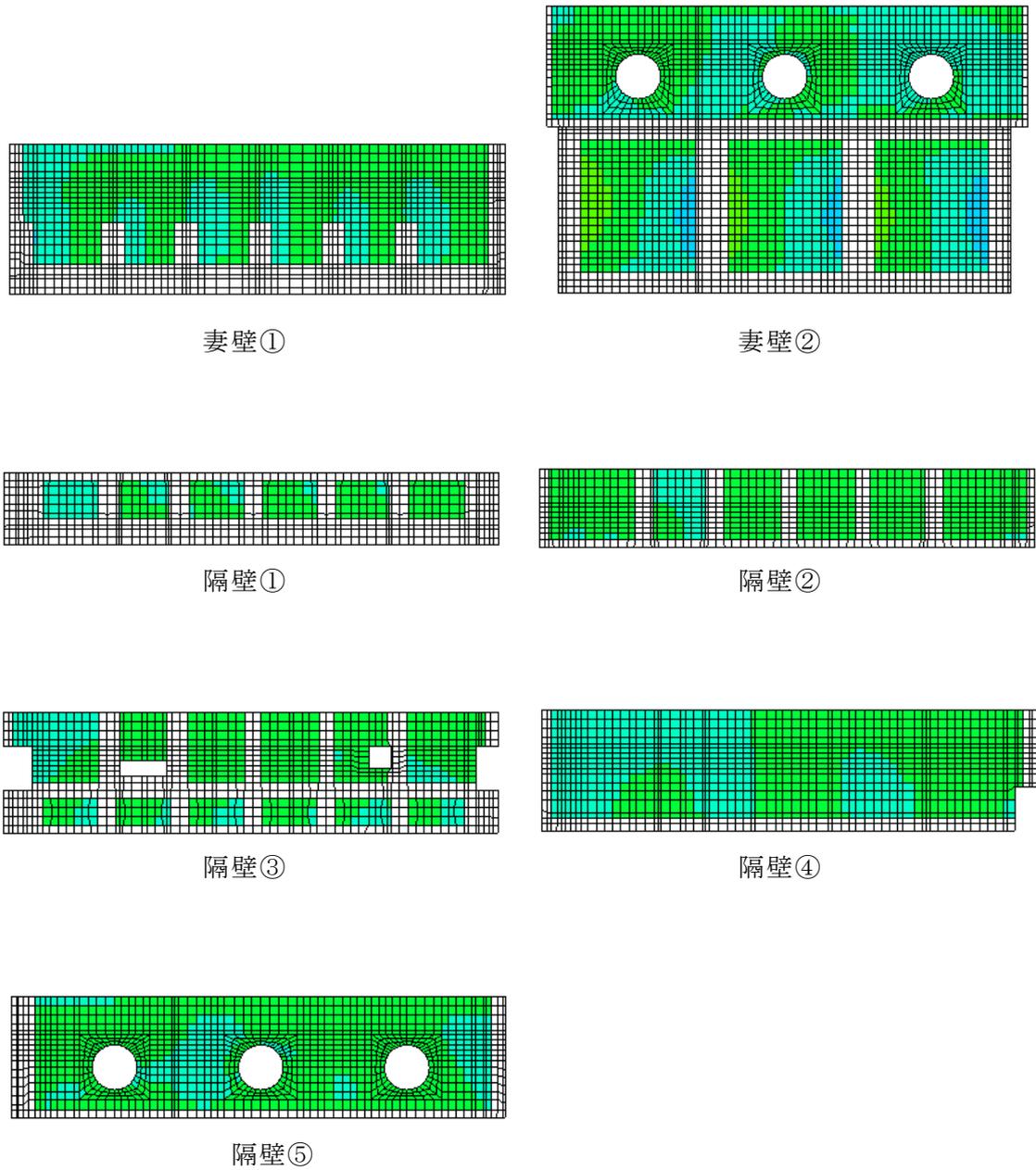


図 10-5(3) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (載荷方向: 東→西)) 載荷時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)

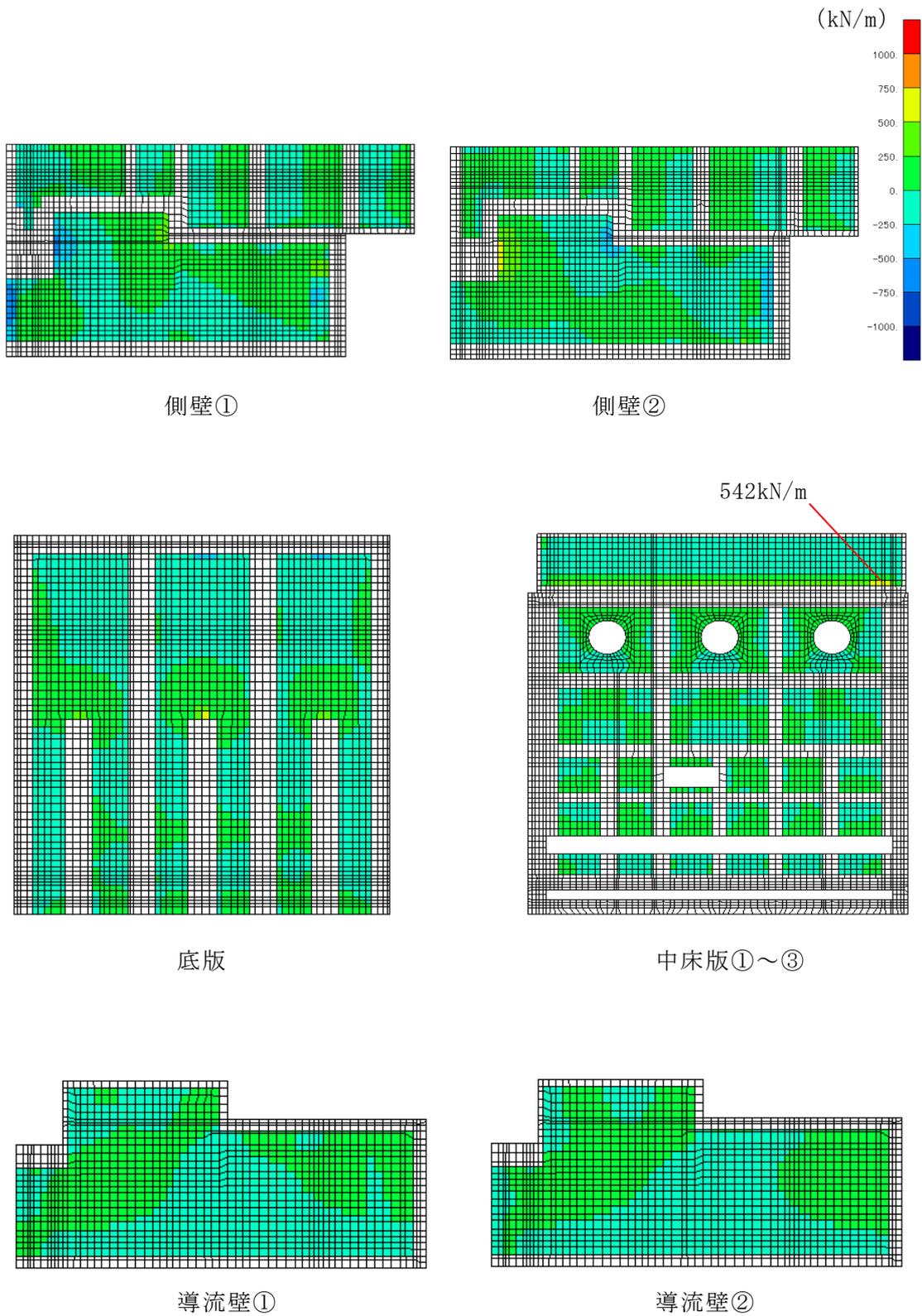
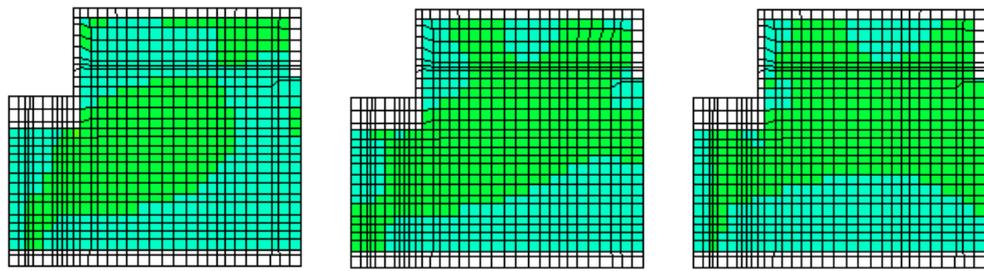


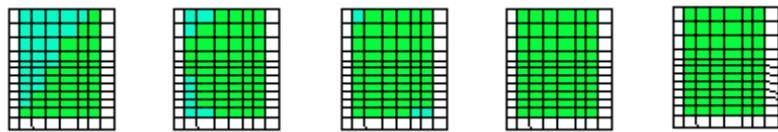
図 10-6(1) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (載荷方向: 東→西)) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_y)



導流壁③

導流壁④

導流壁⑤



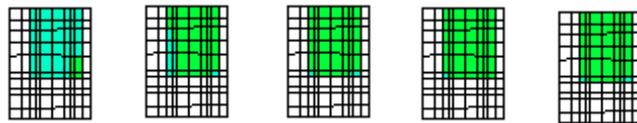
分離壁①

分離壁②

分離壁③

分離壁④

分離壁⑤



控壁①

控壁②

控壁③

控壁④

控壁⑤

図 10-6(2) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (載荷方向: 東→西)) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_y)

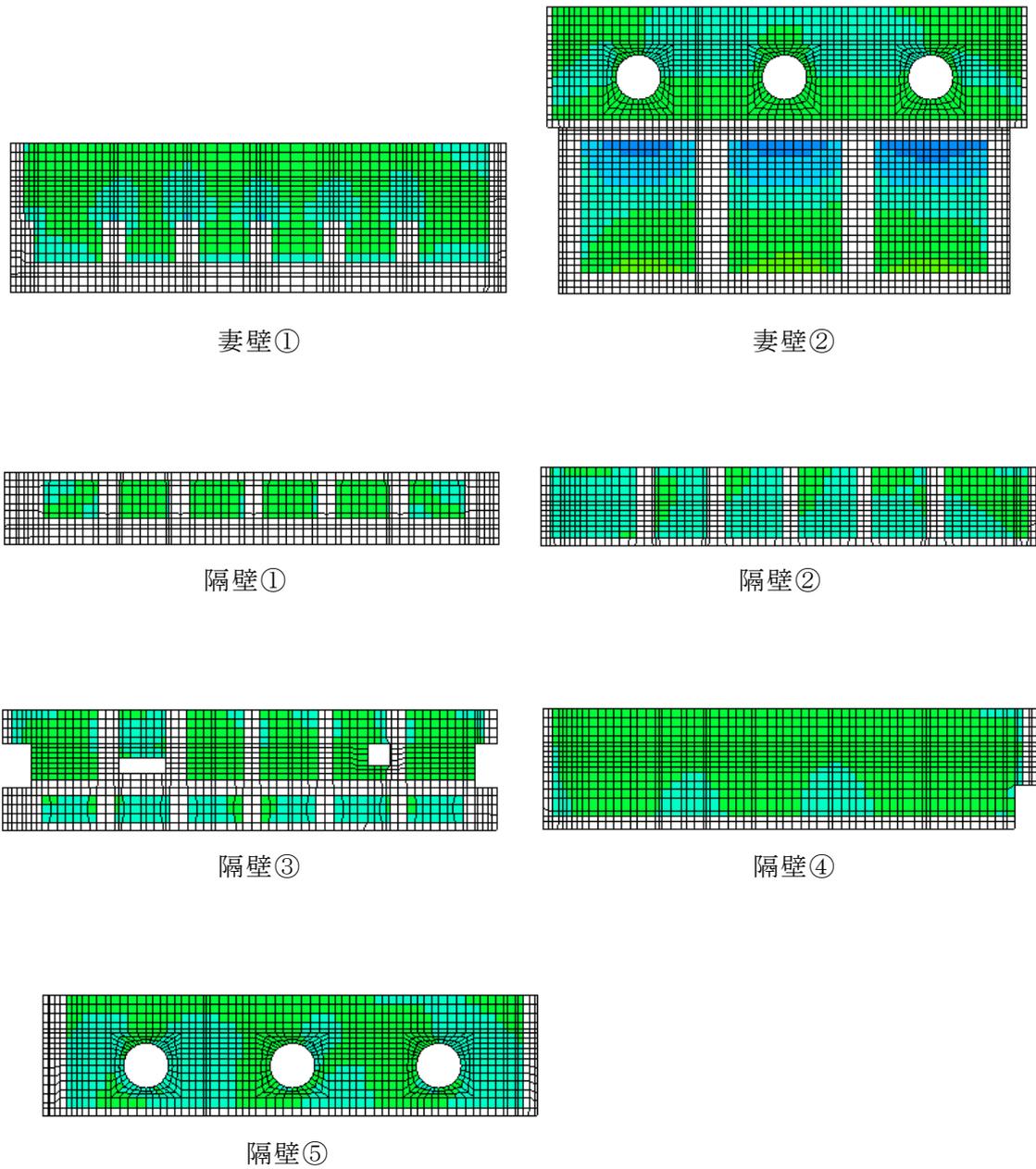


図 10-6(3) 静的地震力 ($K_h=0.16$ (载荷方向: 東→西)) 载荷時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)

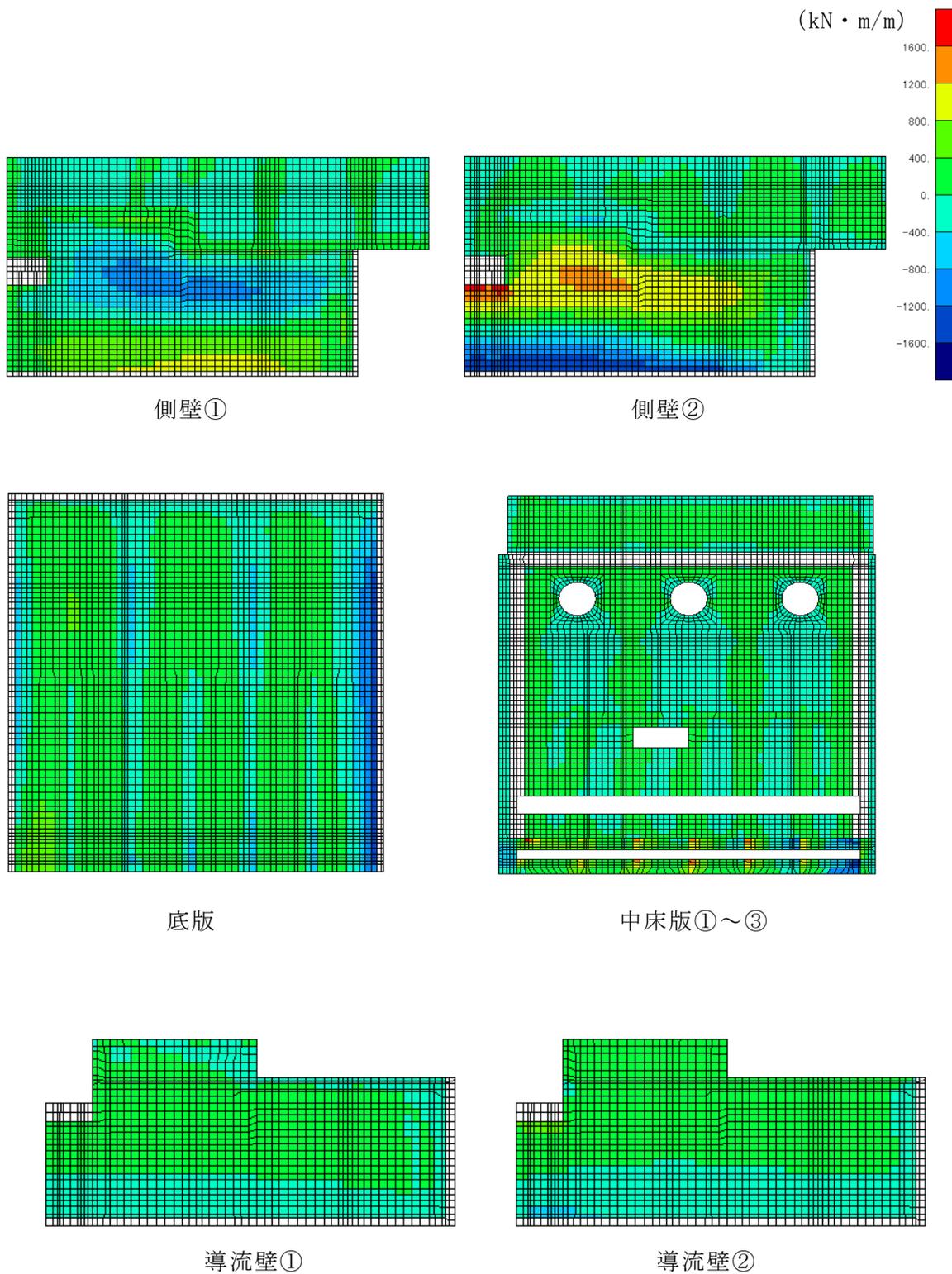
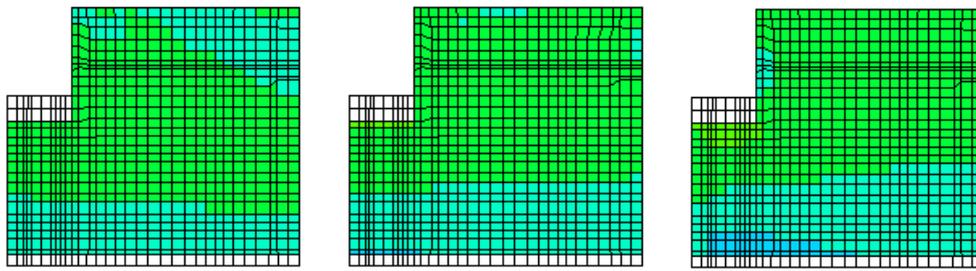


図 10-7(1) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (载荷方向: 西→東)) 载荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN · m/m) : M_x)



導流壁③

導流壁④

導流壁⑤



分離壁①

分離壁②

分離壁③

分離壁④

分離壁⑤



控壁①

控壁②

控壁③

控壁④

控壁⑤

図 10-7(2) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (载荷方向: 西→東)) 载荷時の断面力分布図
(曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_x)

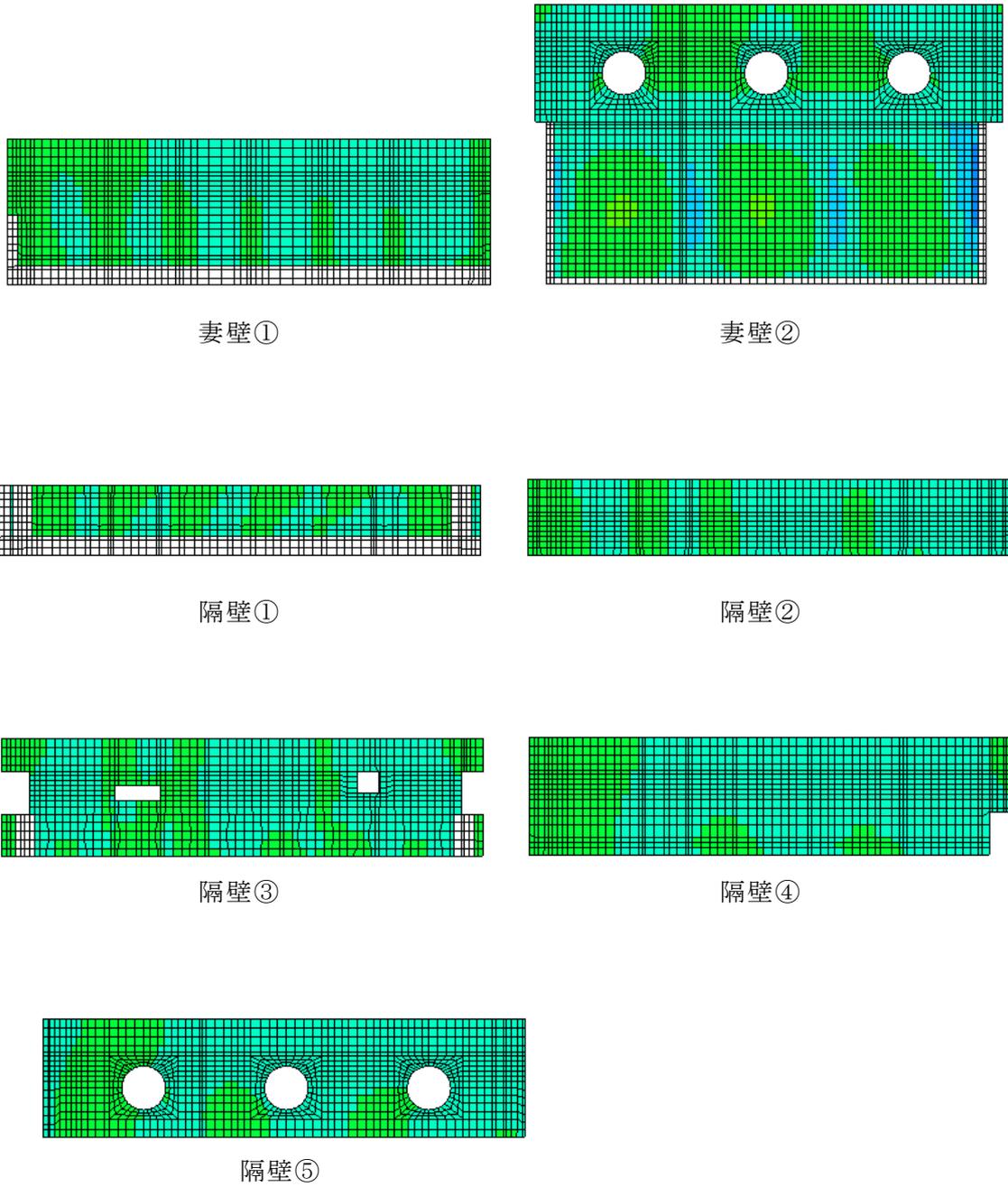


図 10-7(3) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (载荷方向: 西→東)) 载荷時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_x)

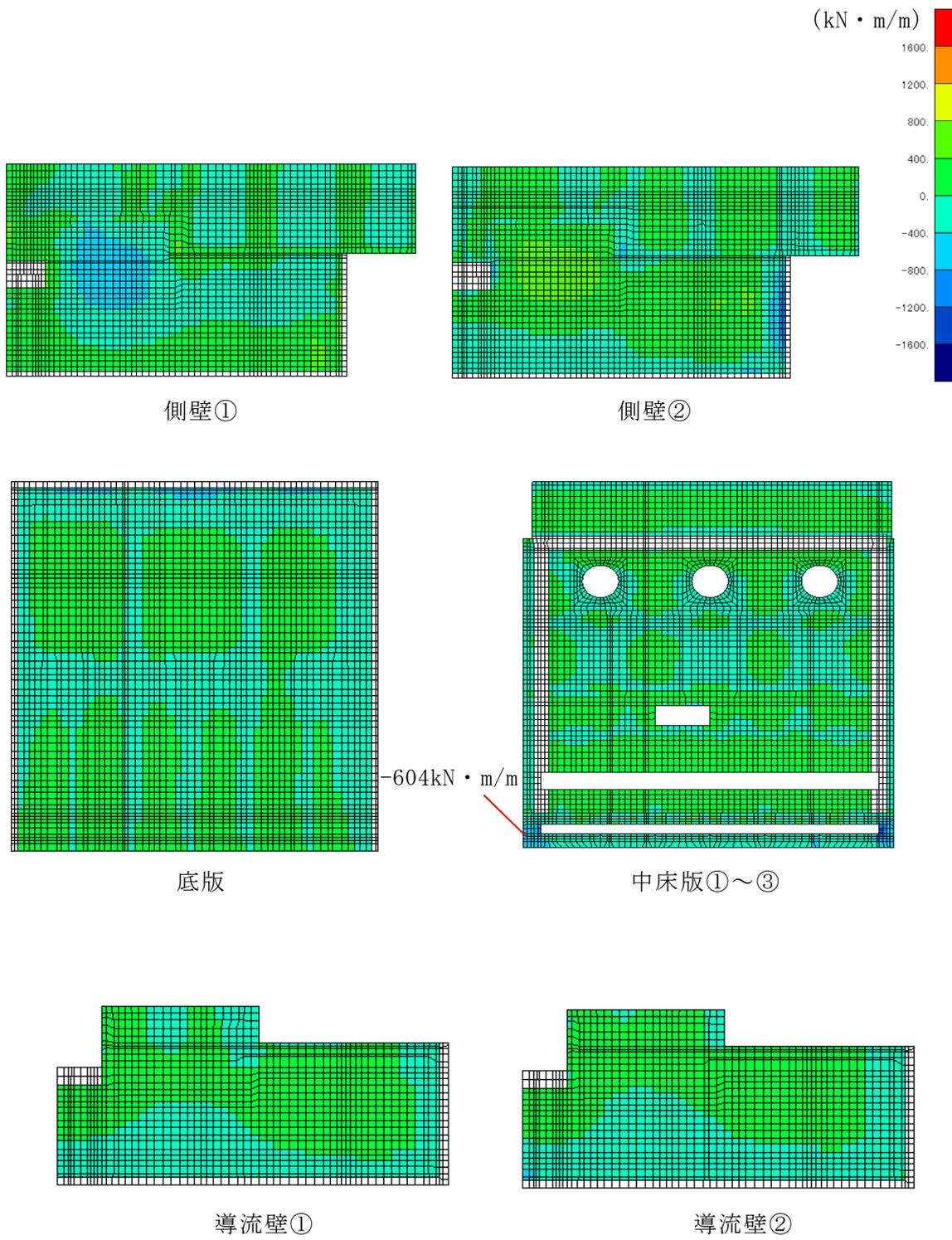


図 10-8(1) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (荷重方向: 西→東)) 荷重時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN · m/m) : M_y)

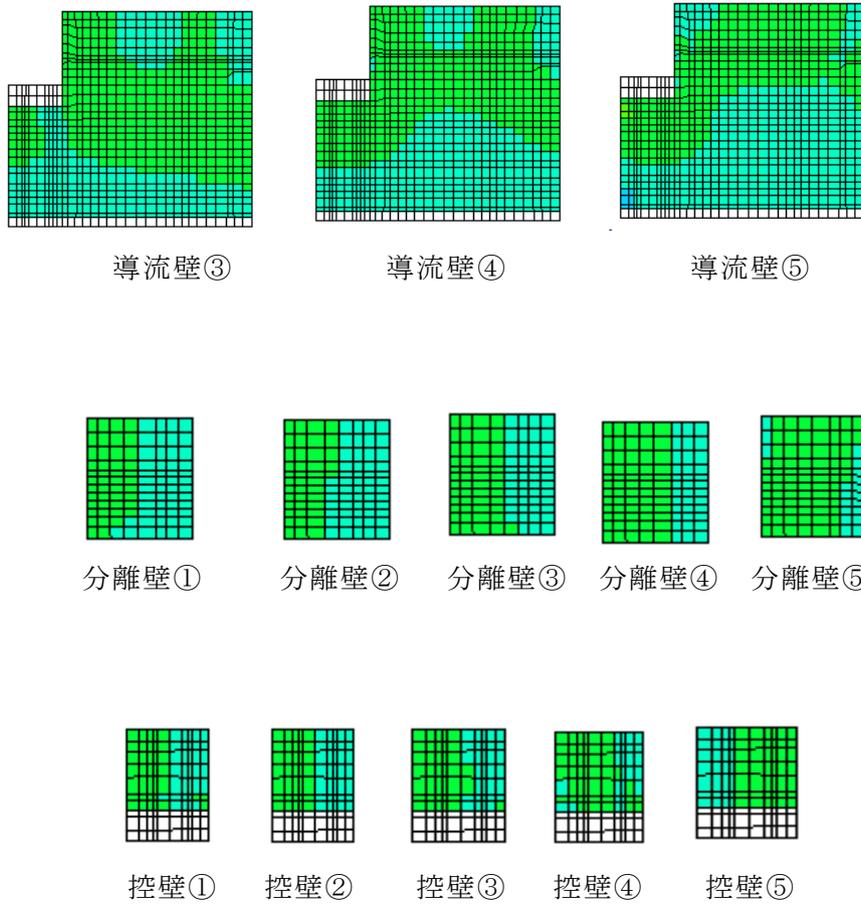


図 10-8(2) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (載荷方向：西→東)) 載荷時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_y)

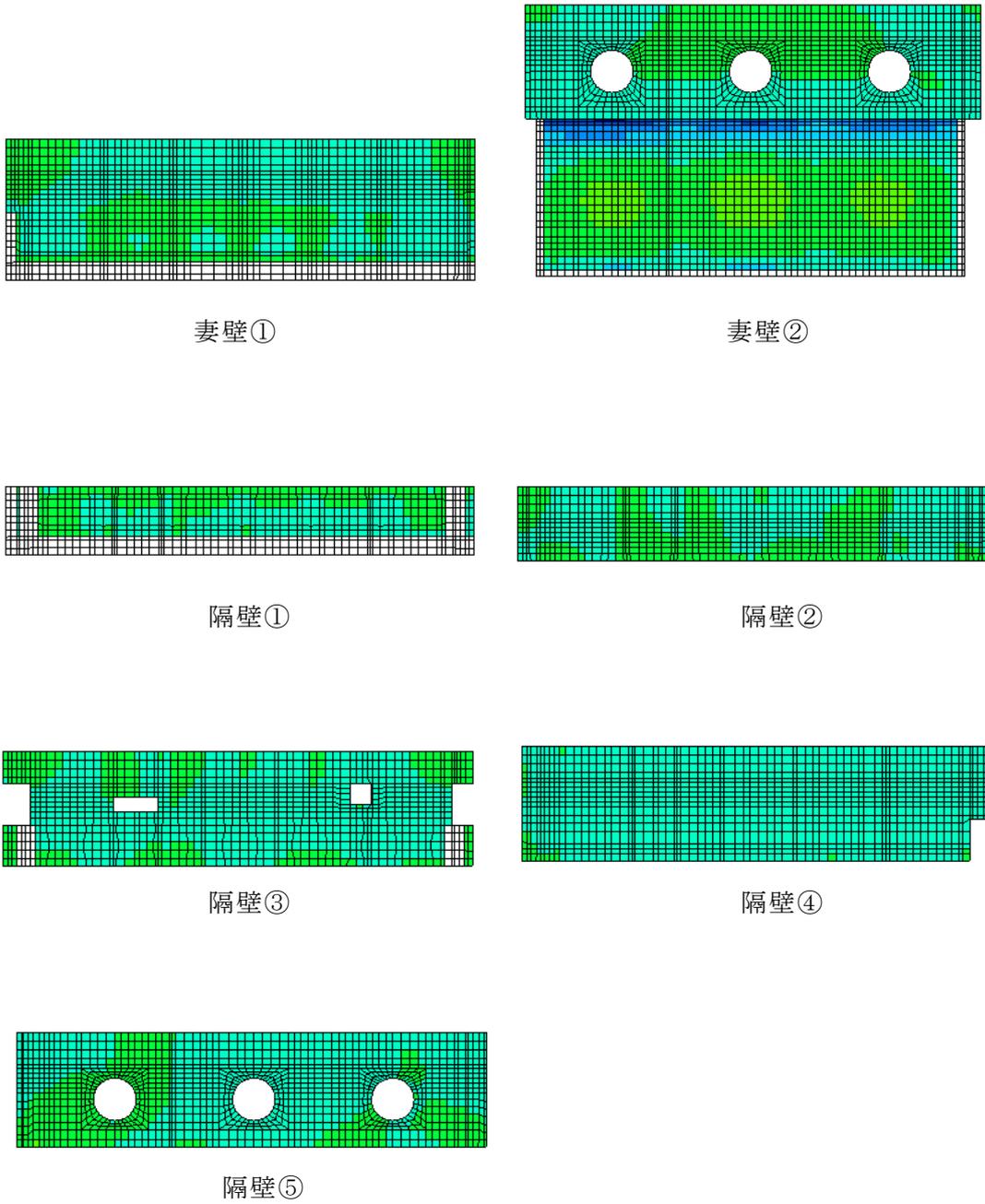


図 10-8(3) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (载荷方向: 西→東)) 载荷時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_y)

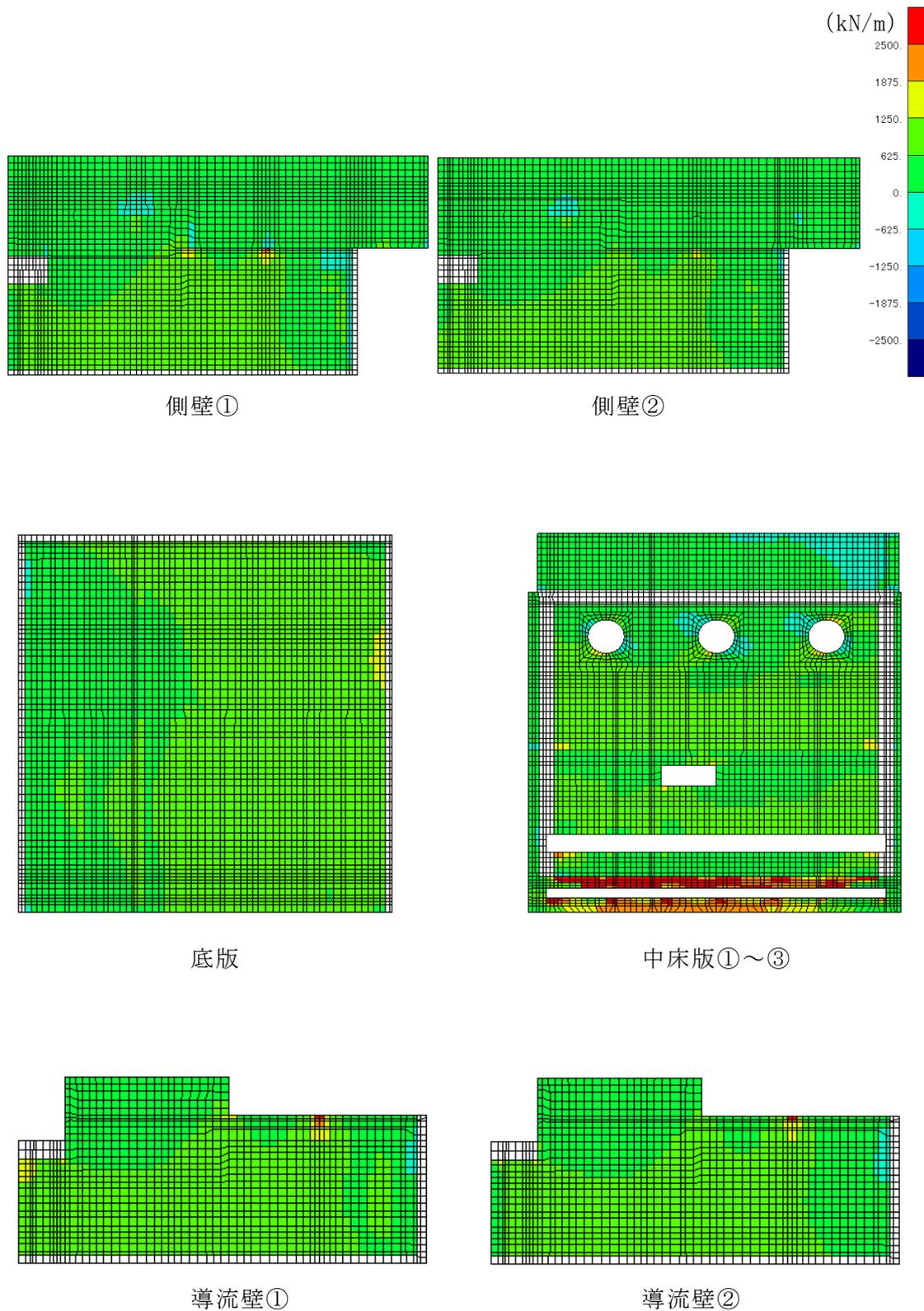
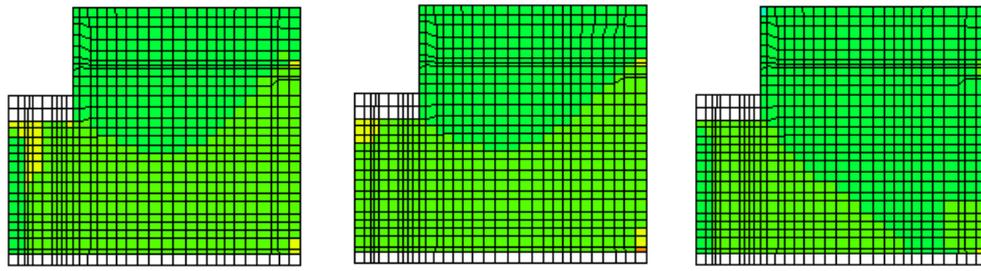


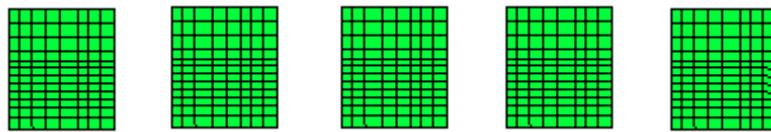
図 10-9(1) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (載荷方向: 西→東)) 載荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x , 圧縮: +)



導流壁③

導流壁④

導流壁⑤



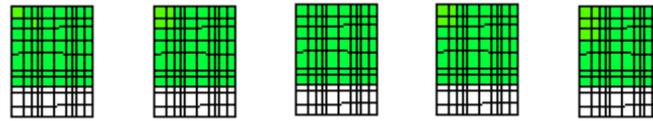
分離壁①

分離壁②

分離壁③

分離壁④

分離壁⑤



控壁①

控壁②

控壁③

控壁④

控壁⑤

図 10-9(2) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (載荷方向: 西→東)) 載荷時の断面力分布図
(軸力 (kN/m) : N_x , 圧縮: +)

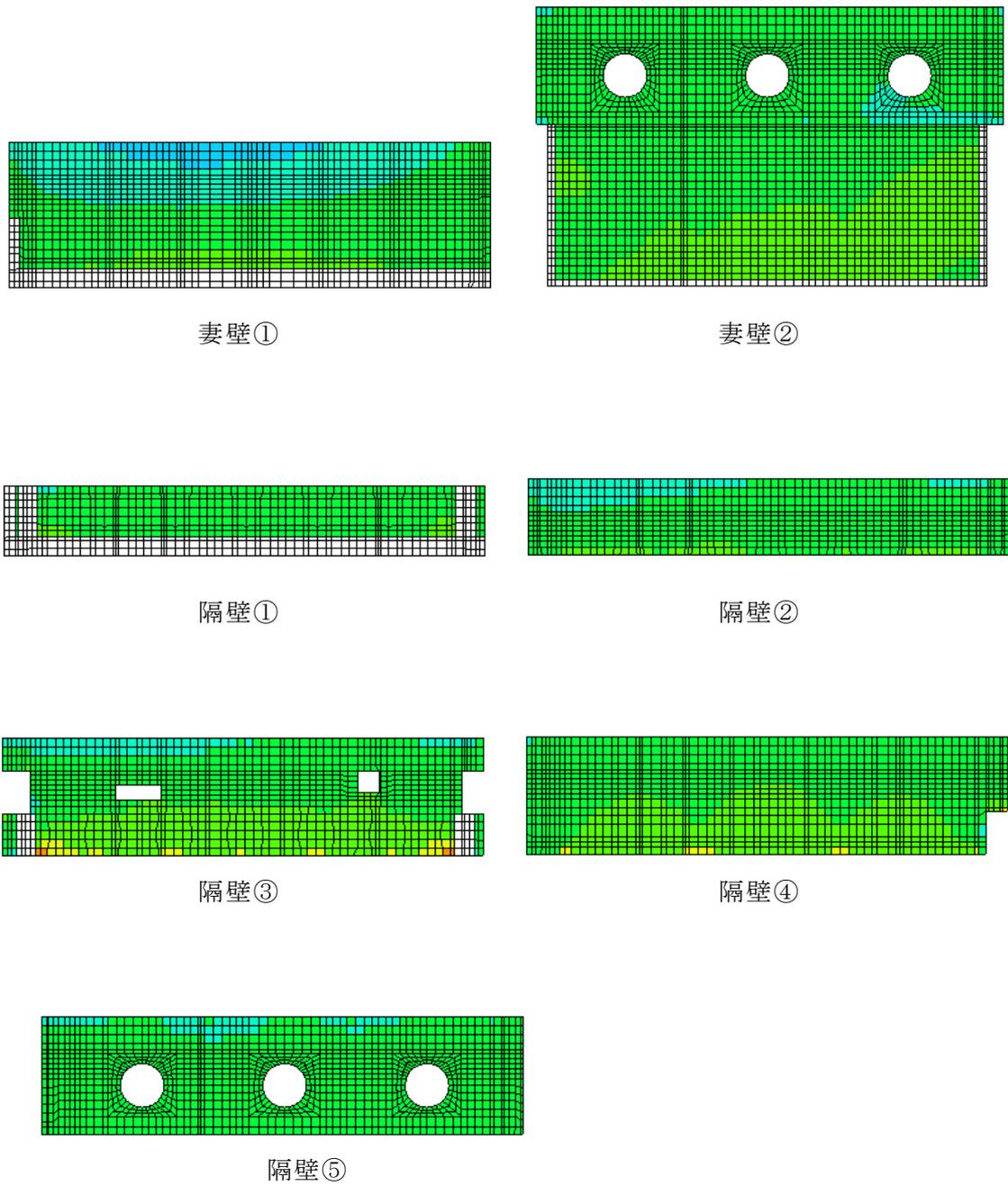


図 10-9(3) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (载荷方向: 西→東)) 载荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x , 圧縮: +)

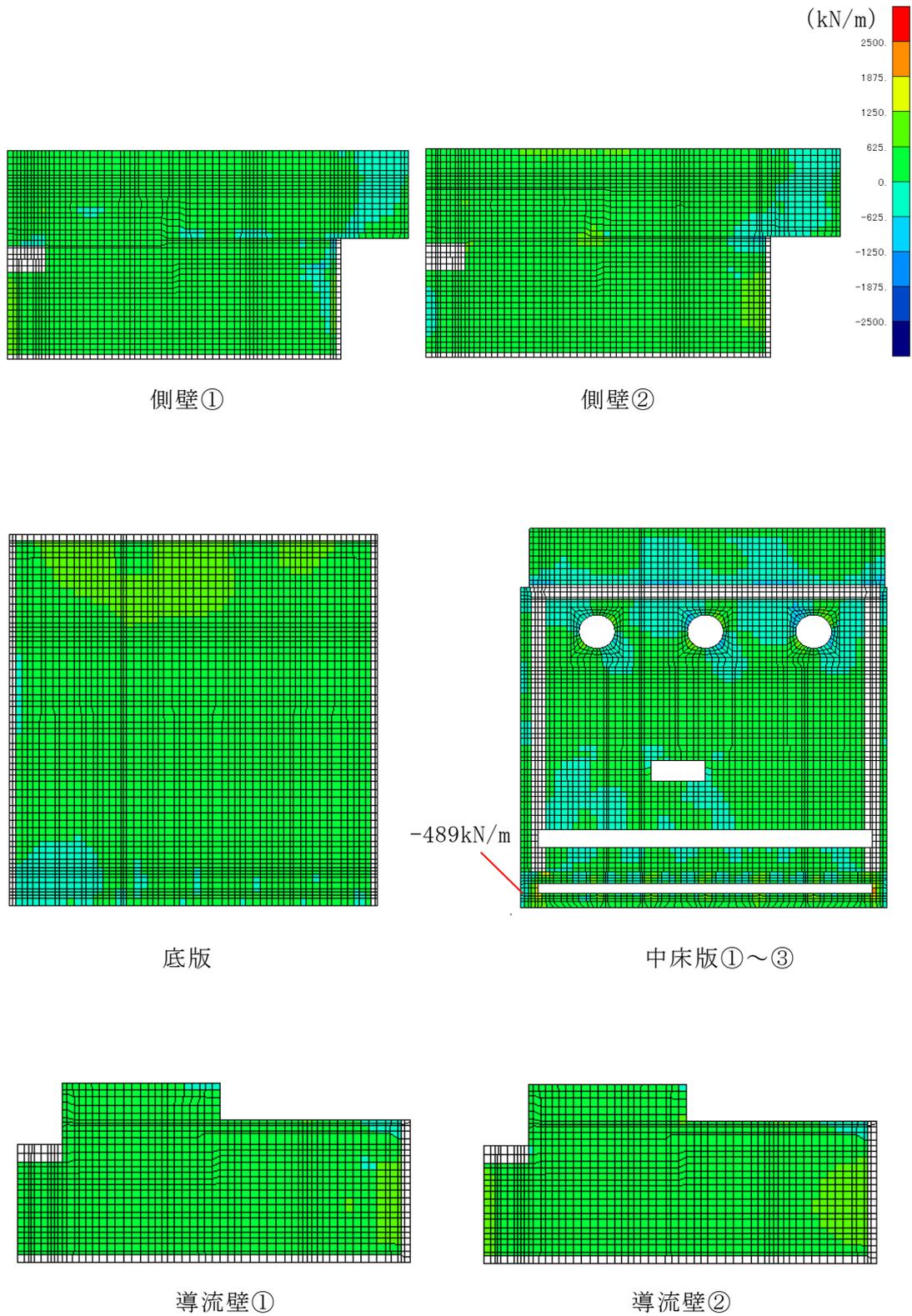


図 10-10(1) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (载荷方向: 西→東)) 载荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y , 圧縮 : +)

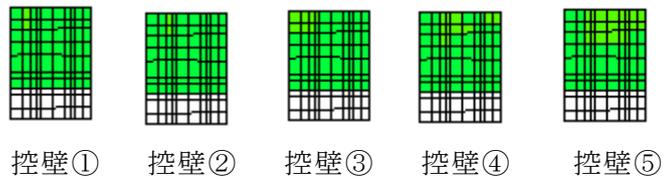
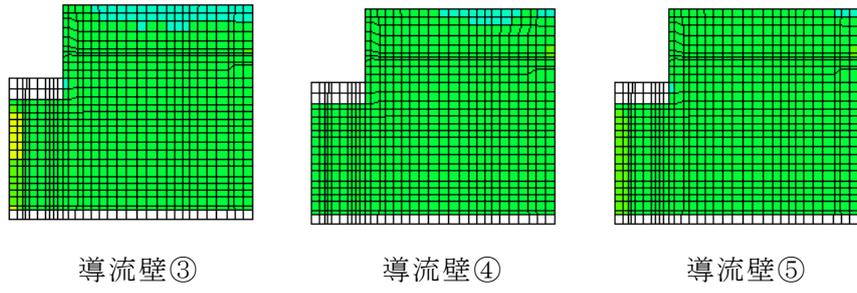


図 10-10(2) 静的地震力 ($K_h=-0.16$ (載荷方向：西→東)) 載荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y , 圧縮 : +)

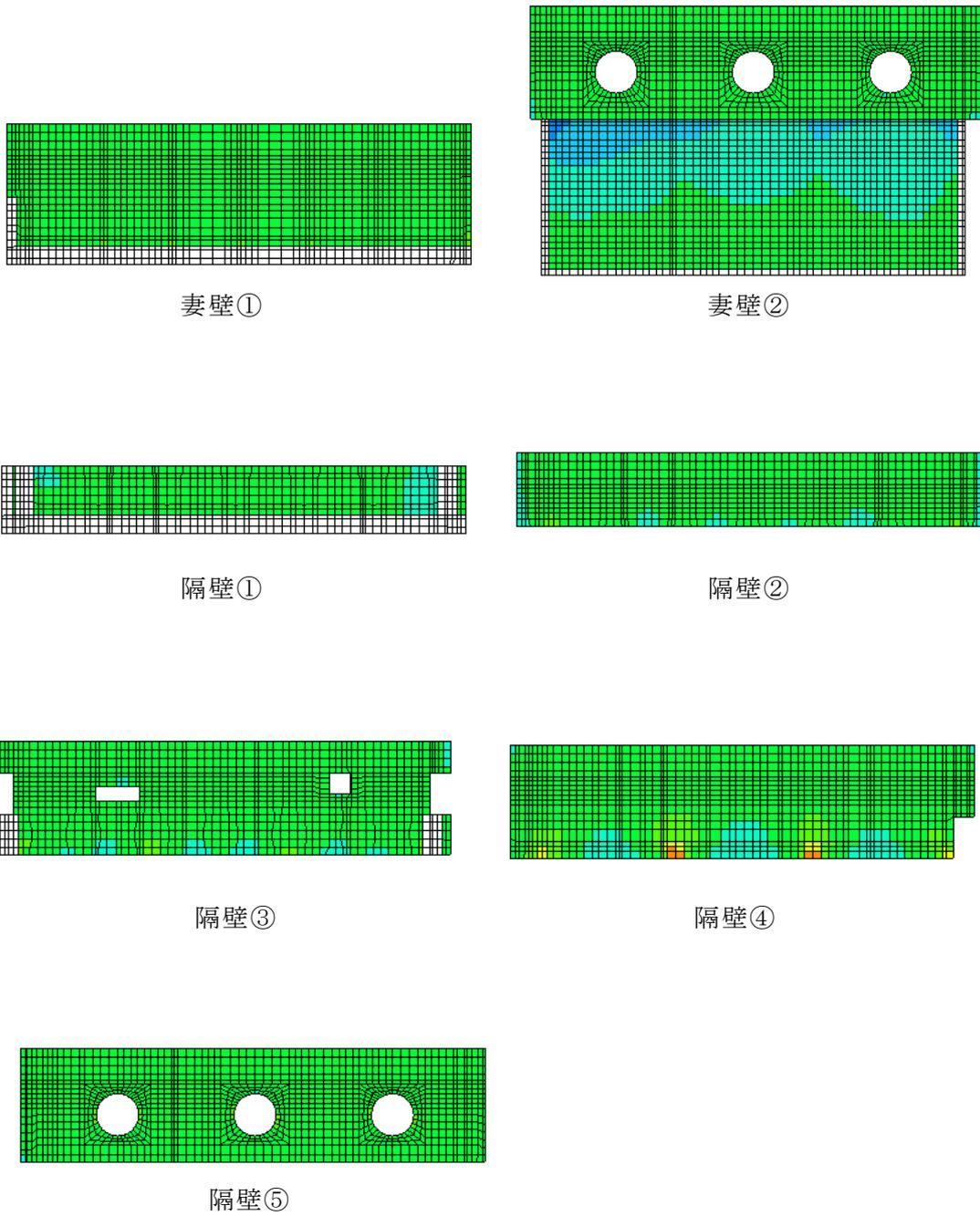


図 10-10(3) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (载荷方向: 西→東)) 载荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y , 圧縮 : +)

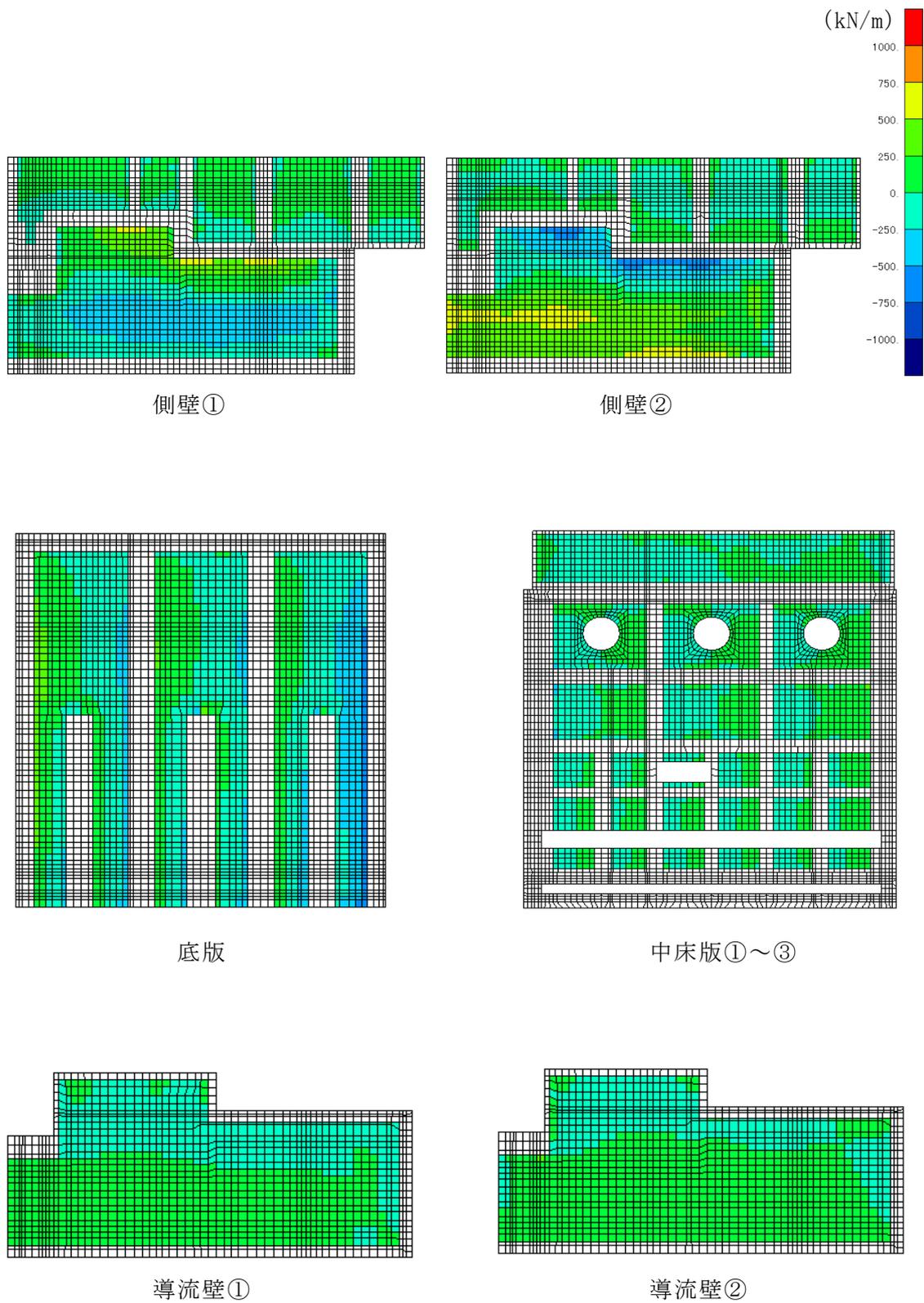
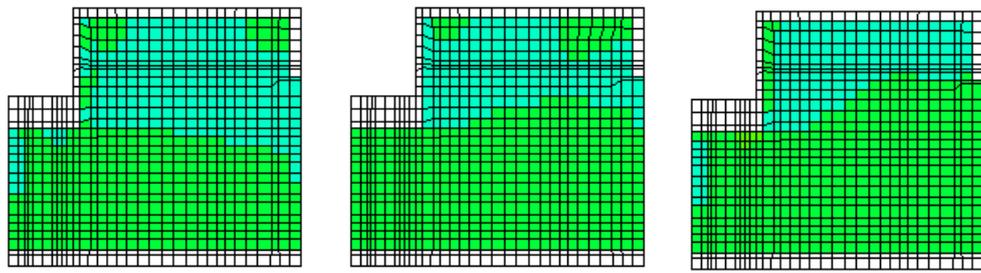


図 10-11(1) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (載荷方向: 西→東)) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_x)



導流壁③

導流壁④

導流壁⑤



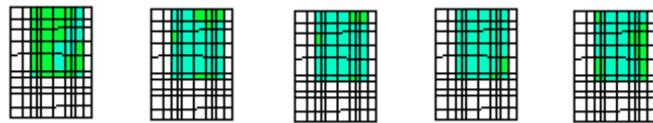
分離壁①

分離壁②

分離壁③

分離壁④

分離壁⑤



控壁①

控壁②

控壁③

控壁④

控壁⑤

図 10-11(2) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (載荷方向: 西→東)) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_x)

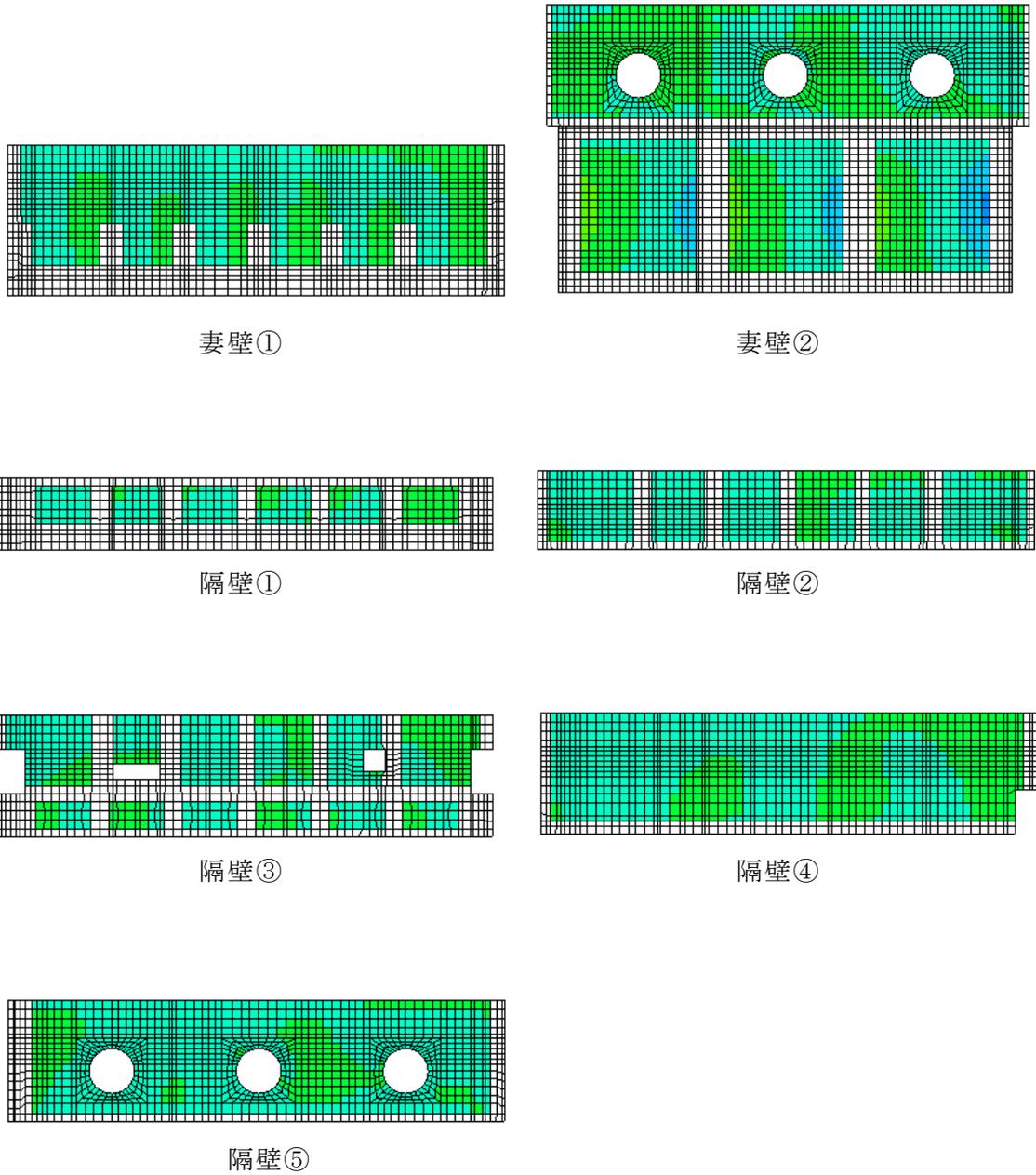


図 10-11(3) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (載荷方向: 西→東)) 載荷時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)

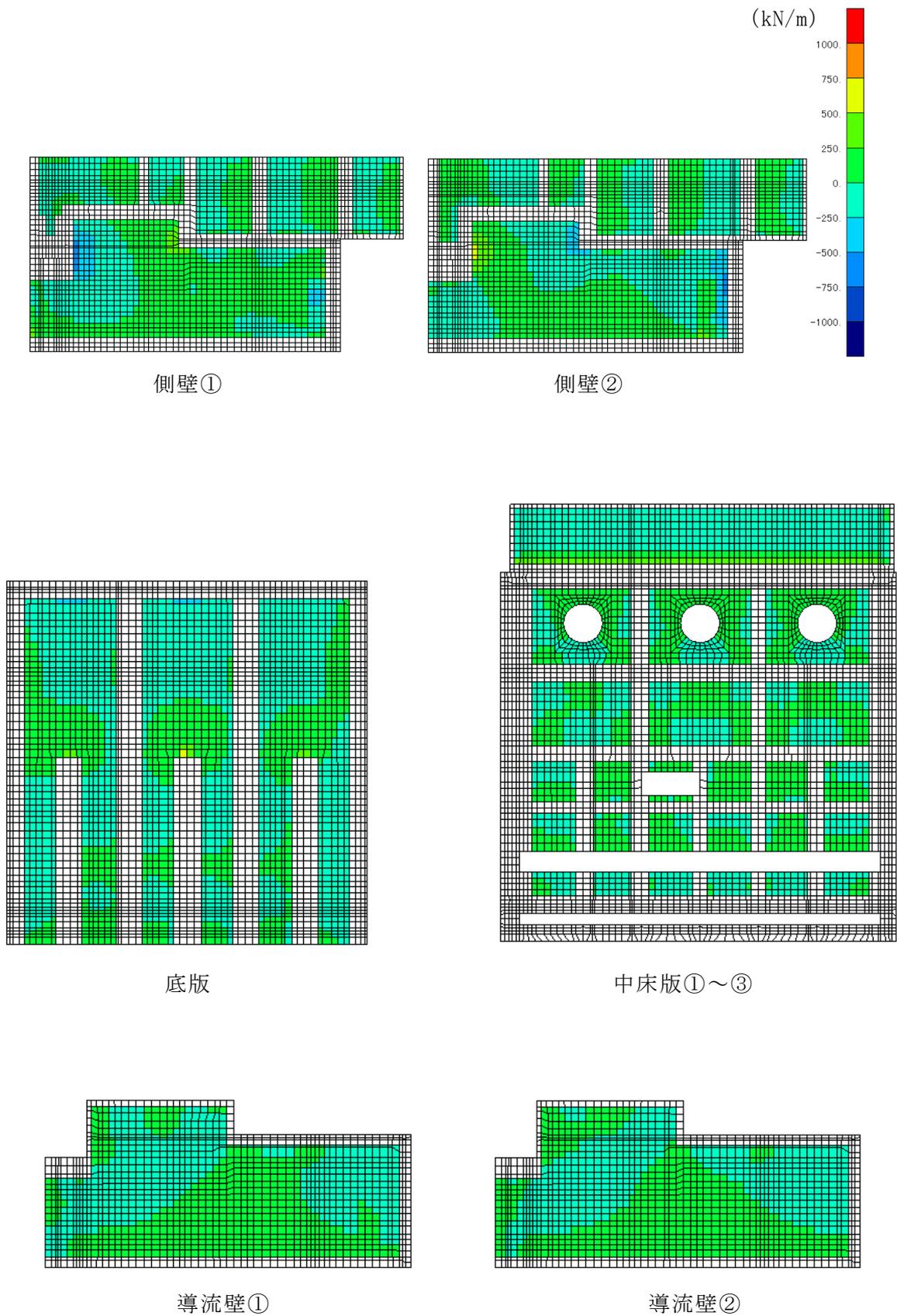


図 10-12(1) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (載荷方向: 西→東)) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_y)

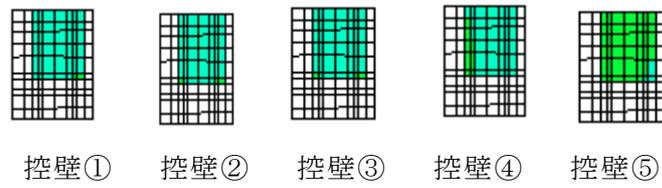
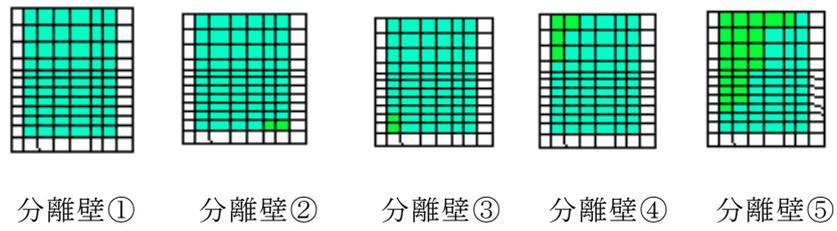
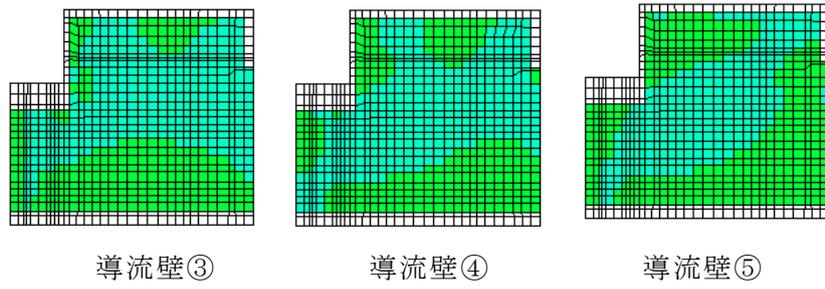


図 10-12(2) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (載荷方向：西→東)) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_y)

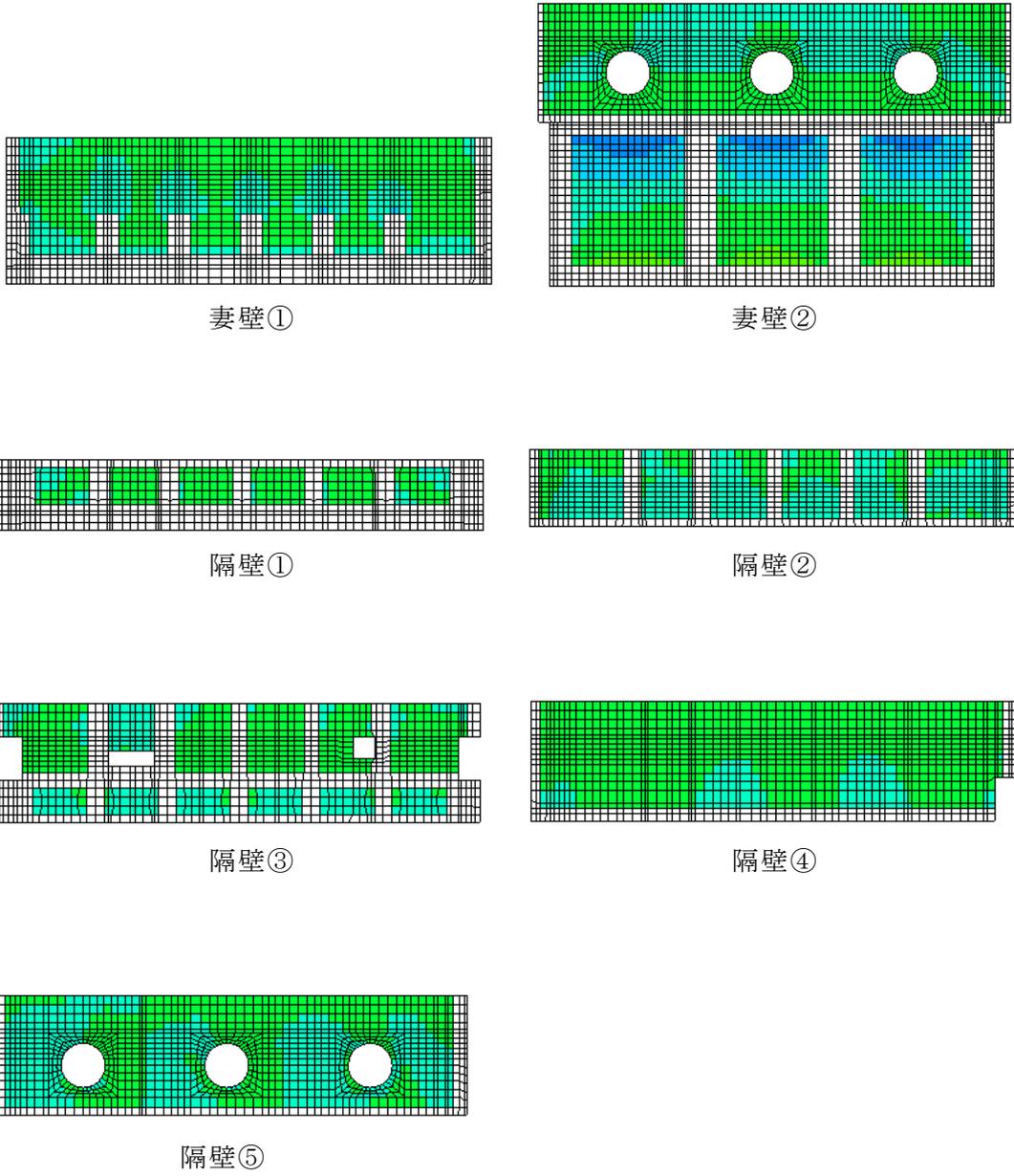


図 10-12(3) 静的地震力 ($K_h = -0.16$ (載荷方向: 西→東)) 載荷時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)

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）

評価位置*1	曲げ モーメント*2 (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}	
底版 (t=2.0m)	3	1539	1040	2.8	13.2	0.22
底版 (t=1.9m)	203	1544	1296	2.9	13.2	0.22
中床版 (t=3.5m)	16	1871	5627	2.5	13.2	0.19
中床版 (t=1.0m)	22	195	2252	3.0	13.2	0.23
側壁 (t=2.0m)	46	1602	991	4.8	13.2	0.37
側壁 (t=1.0m)	51	229	391	2.1	13.2	0.16
側壁 (t=0.7m)	44	223	211	4.4	13.2	0.34
隔壁 (t=1.5m)	151	458	535	1.6	13.2	0.13
隔壁 (t=1.3m)	136	282	2290	2.5	13.2	0.20
隔壁 (t=1.0m)	113	67	806	1.1	13.2	0.09
隔壁 (t=0.7m)	101	162	61	4.3	13.2	0.33
導流壁 (t=1.2m)	61	662	936	5.0	13.2	0.38
妻壁 (t=2.0m)	92	1623	-909	2.5	13.2	0.19
妻壁 (t=1.8m)	81	377	494	1.6	13.2	0.26
妻壁 (t=0.7m)	91	73	161	1.3	13.2	0.10
分離壁 (t=1.0m)	66	72	41	0.6	13.2	0.05
控壁 (t=0.6m)	75	36	906	1.8	13.2	0.14

注記*1：評価位置は図 10-13 及び図 10-14 に示す。

*2：絶対値での値を示す。

表 10-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

評価位置*1		曲げ モーメント*2 (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 σ'_s / σ'_{sa}
底版 (t=2.0m)	1	287	-40	72.4	294	0.25
底版 (t=1.9m)	201	266	-77	78.5	294	0.27
中床版 (t=3.5m)	11	604	-489	280	294	0.96
	(16)*3	(526)*3	(-310)*3	(206)*3		
中床版 (t=1.0m)	35	315	-698	124.9	294	0.43
側壁 (t=2.0m)	46	368	-976	275	294	0.94
	(56)*3	(201)*3	(-799)*3	(202)*3		
側壁 (t=1.0m)	54	68	-494	80.8	294	0.28
側壁 (t=0.7m)	44	226	38	187.1	294	0.64
隔壁 (t=1.5m)	141	131	-119	76.6	294	0.27
隔壁 (t=1.3m)	131	193	-125	115.3	294	0.40
隔壁 (t=1.0m)	116	20	-362	67.8	294	0.24
隔壁 (t=0.7m)	101	162	61	223.6	294	0.77
導流壁 (t=1.2m)	62	170	-663	107.1	294	0.37
妻壁 (t=2.0m)	94	1483	-1958	243.9	294	0.83
妻壁 (t=1.8m)	(81)*3	(26)*3	(-868)*3	(290.6)*3	294	(0.99)*3
妻壁 (t=0.7m)	91	15	-73	56.6	294	0.20
分離壁 (t=1.0m)	68	46	-129	38.6	294	0.14
控壁 (t=0.6m)	71	40	45	21.3	294	0.08

注記*1：評価位置は図 10-13 及び図 10-14 に示す。

*2：絶対値での値を示す。

*3：要素の平均化を実施した要素のうち、最大の照査値を括弧内に示す。

表 10-3 せん断破壊に対する評価結果

評価位置*1		発生 せん断力 (kN・m/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}
底版 (t=2.0m)	1	675	0.42	0.66	0.63
底版 (t=1.9m)	202	519	0.34	0.66	0.53
中床版 (t=1.0m)	35	542	0.76	3.30	0.23*2
側壁 (t=2.0m)	46	688	0.42	0.66	0.65
側壁 (t=1.0m)	54	224	0.29	0.66	0.44
側壁 (t=0.7m)	55	165	0.32	0.66	0.48
隔壁 (t=1.5m)	151	113	0.09	0.66	0.15
隔壁 (t=1.3m)	131	248	0.24	0.66	0.37
隔壁 (t=1.0m)	114	21	0.03	0.66	0.05
隔壁 (t=0.7m)	106	102	0.19	0.66	0.30
導流壁 (t=1.2m)	65	364	0.39	0.66	0.60
妻壁 (t=2.0m)	92	491	0.30	0.66	0.46
妻壁 (t=1.8m)	81	214	0.22	0.66	0.34
妻壁 (t=0.7m)	91	50	0.10	0.66	0.15
分離壁 (t=1.0m)	67	45	0.06	0.66	0.09
控壁 (t=0.6m)	75	51	0.11	0.66	0.18

注記*1：評価位置は図 10-13 及び図 10-14 に示す。

*2：短期許容応力度による照査値が 1.16 であるため、せん断補強筋 (PHb) を考慮した短期許容せん断力に対する照査値を示す。

【底版及び中床版】

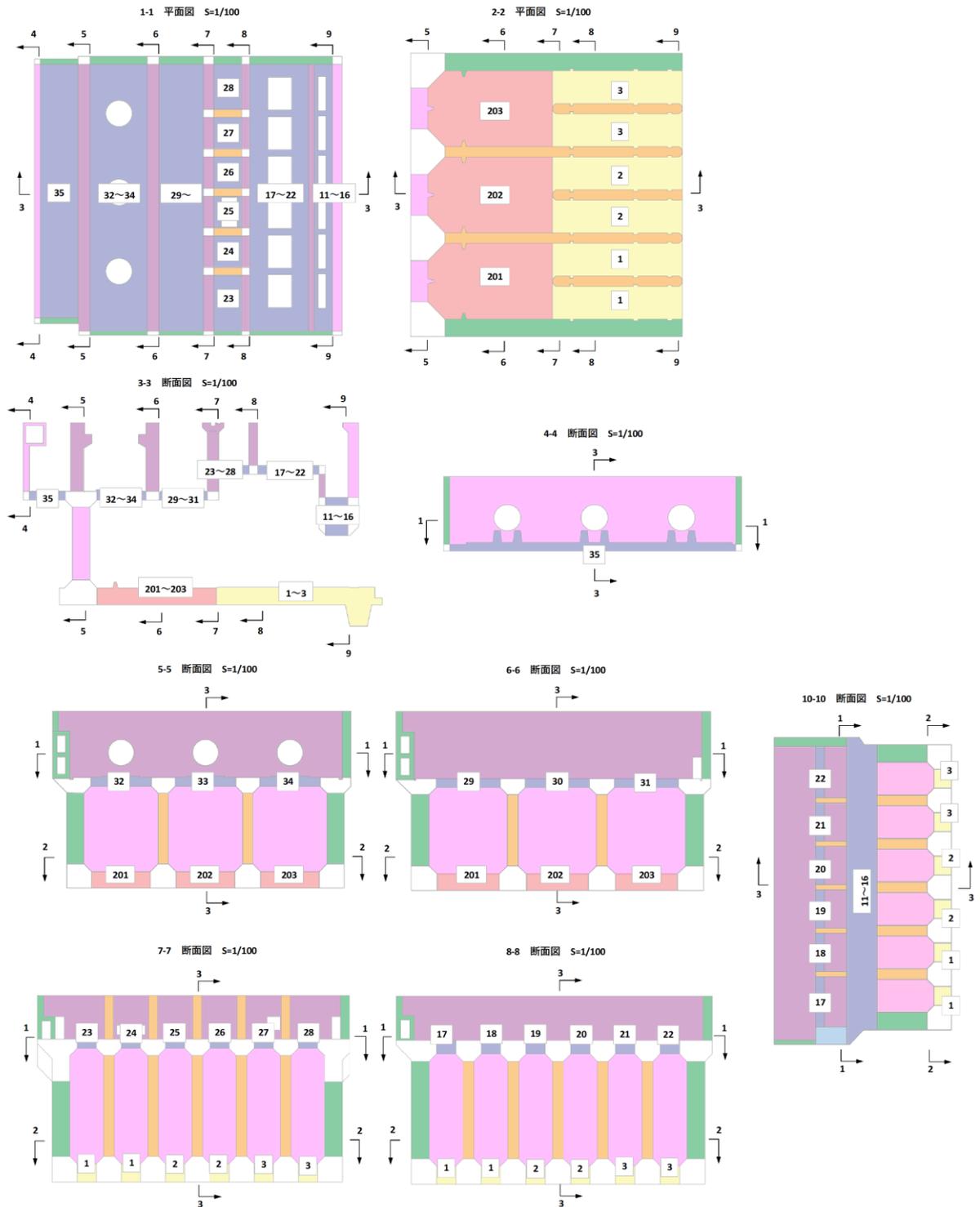


図 10-13 評価位置図（底版及び中床版）
（曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊）

【側壁，導流壁，分離壁，控壁，隔壁及び妻壁】

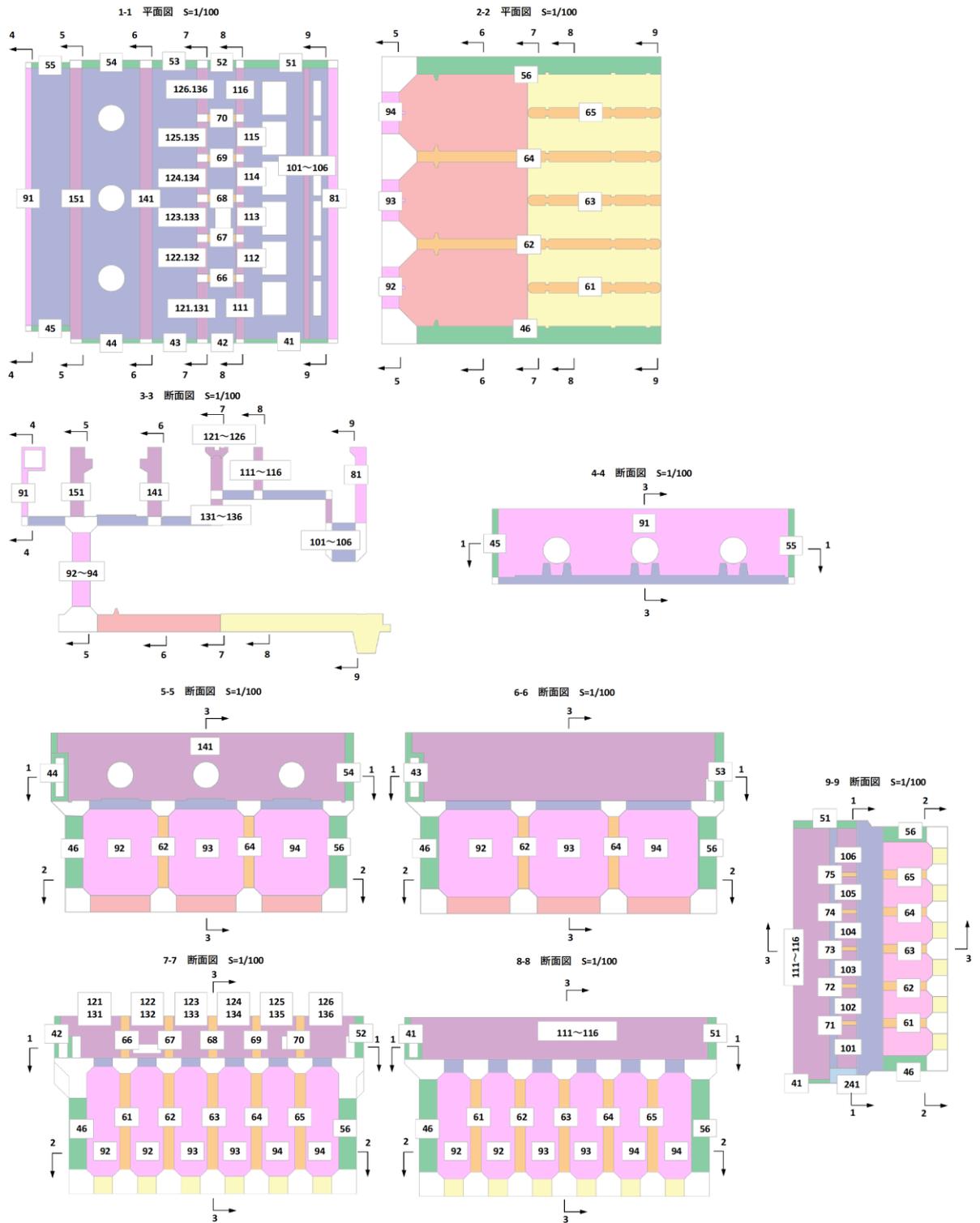


図 10-14 評価位置図（側壁，導流壁，分離壁，控壁，隔壁及び妻壁）
（曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊）

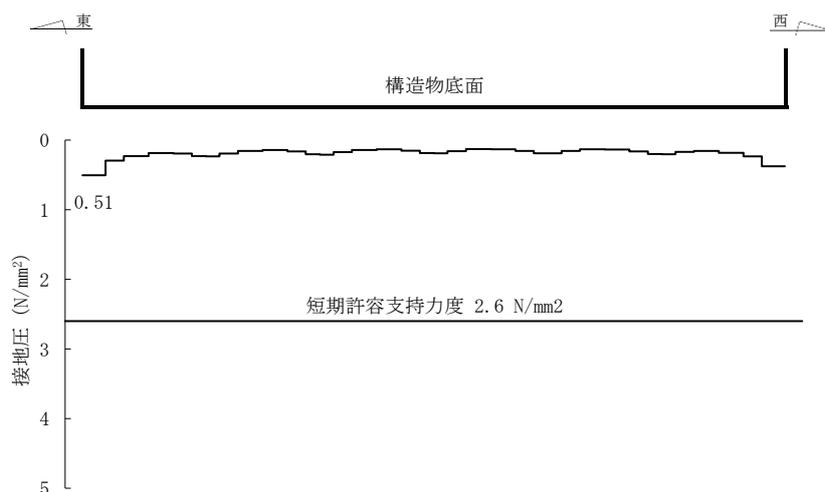
11. 基礎地盤の支持性能

支持地盤及び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。

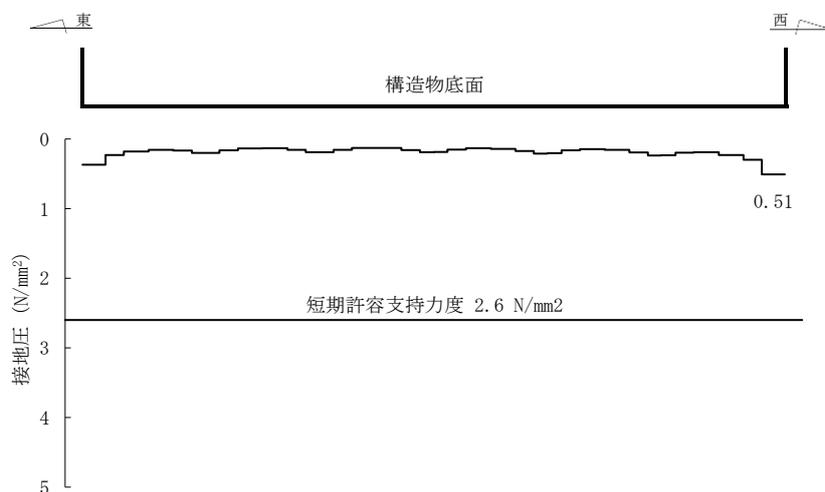
支持地盤に作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及びMMR（既設）に作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 11-1(1) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果（除じん機エリア（A-A断面））

地震荷重	荷重方向	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 ($kh=0.16$)	西向き荷重	0.51	2.6	0.20
	東向き荷重	0.51	2.6	0.20



a) 西向き荷重

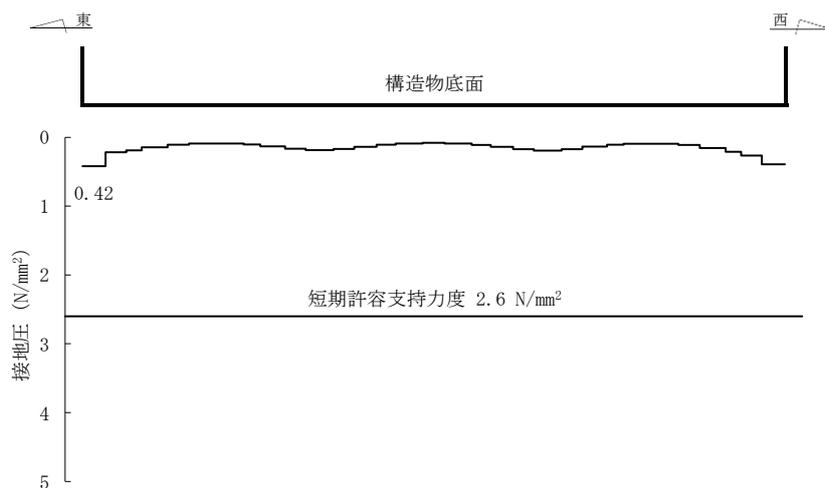


b) 東向き荷重

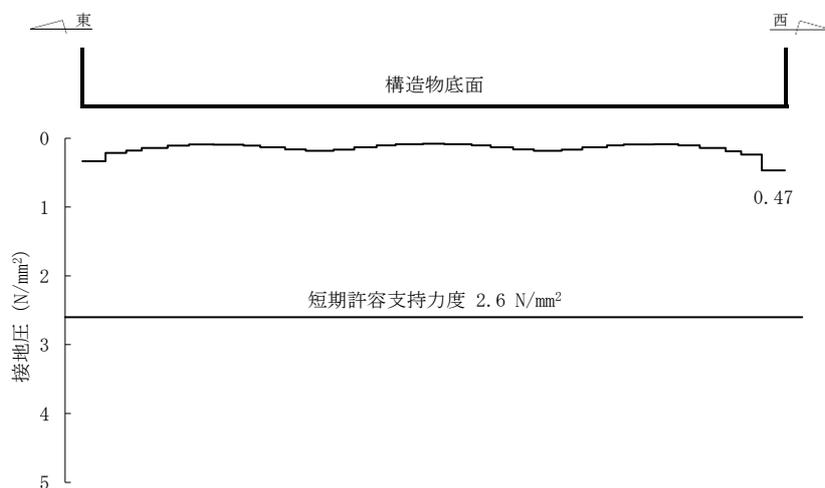
図 11-1(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図（除じん機エリア（A-A断面））

表 11-1(2) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果(海水ポンプエリア(B-B断面))

地震荷重	荷重方向	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 ($kh=0.16$)	西向き荷重	0.42	2.6	0.17
	東向き荷重	0.47	2.6	0.18



a) 西向き荷重

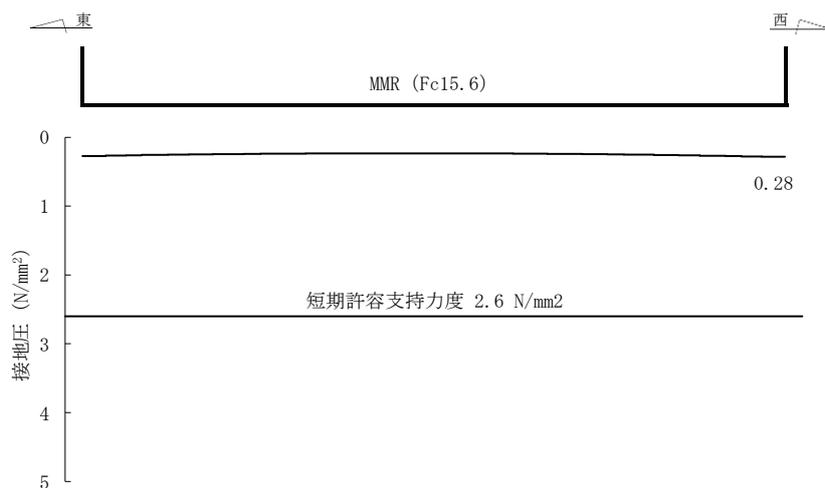


b) 東向き荷重

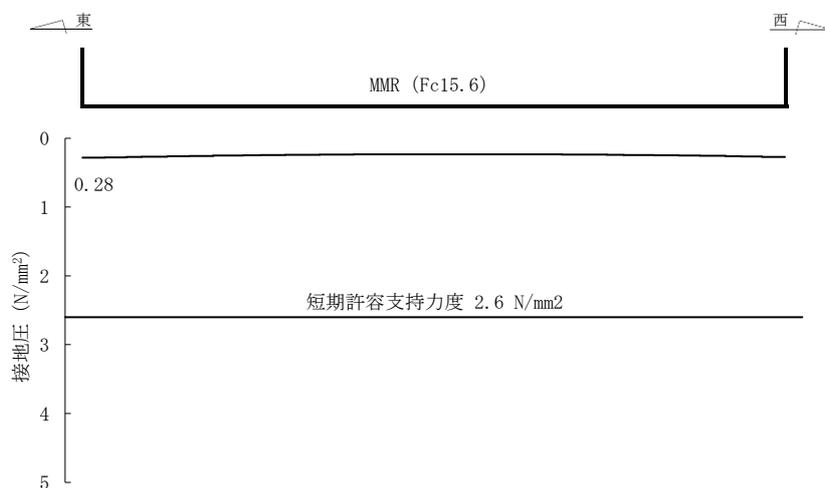
図 11-1(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図(海水ポンプエリア(B-B断面))

表 11-1(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果(ストレーナエリア(C-C断面))

地震荷重	荷重方向	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 ($kh=0.16$)	西向き荷重	0.28	2.6	0.11
	東向き荷重	0.28	2.6	0.11



a) 西向き荷重

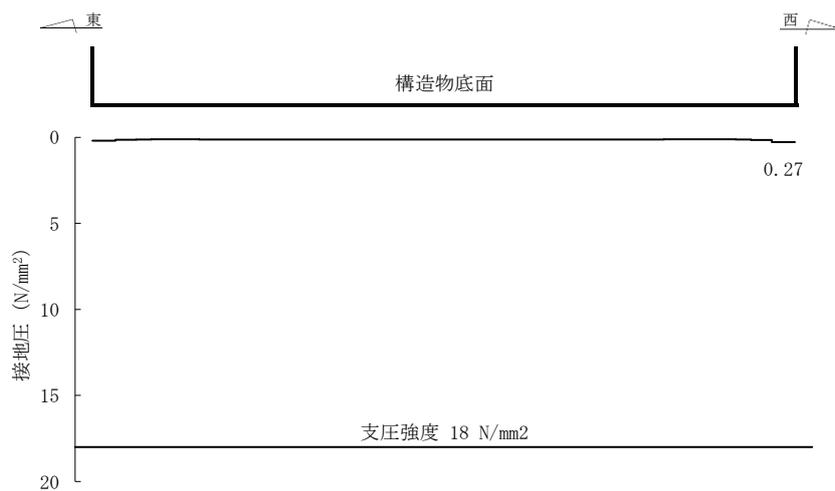


b) 東向き荷重

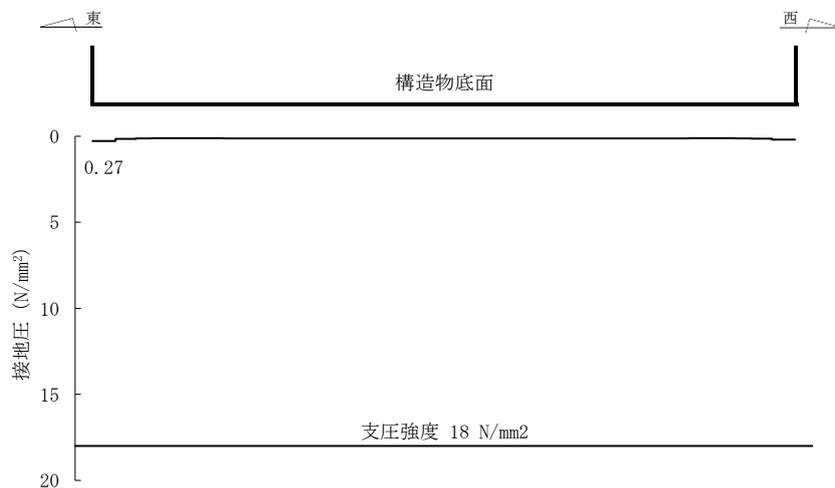
図 11-1(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図(ストレーナエリア(C-C断面))

表 11-2(1) MMR ($f'_{ck}=18$) (既設) の支持性能に対する評価結果(ストレーナエリア)

地震荷重	载荷方向	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 ($kh=0.16$)	西向き载荷	0.27	18.0	0.02
	東向き载荷	0.27	18.0	0.02



a) 西向き载荷

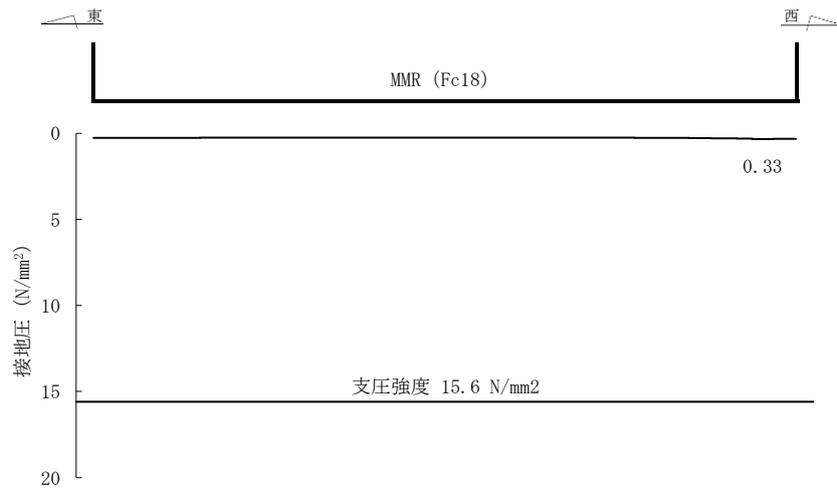


b) 東向き载荷

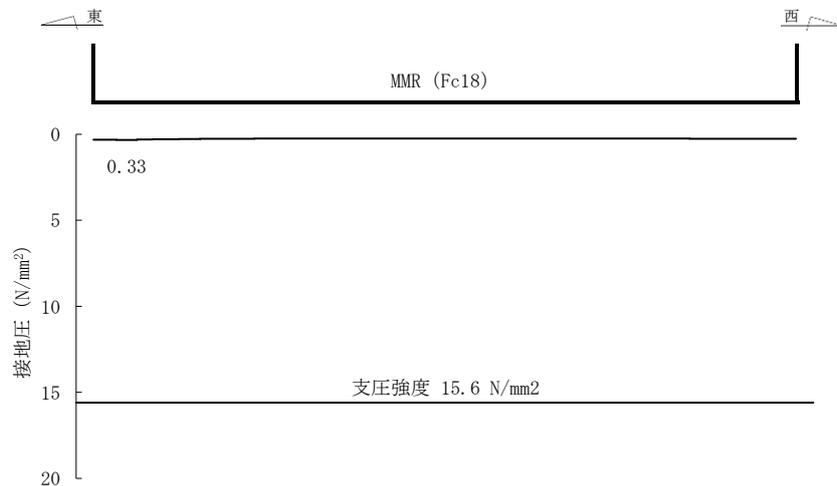
図 11-2(1) MMR ($f'_{ck}=18$) (既設) の支持性能に対する評価結果(ストレーナエリア)

表 11-2(2) MMR ($f'_{ck}=15.6$) (既設) の支持性能に対する評価結果(ストレーナエリア)

地震荷重	荷重方向	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 ($kh=0.16$)	西向き荷重	0.33	15.6	0.03
	東向き荷重	0.33	15.6	0.03



a) 西向き荷重



b) 東向き荷重

図 11-2(2) MMR ($f'_{ck}=15.6$) (既設) の支持性能に対する評価結果(ストレーナエリア)

12. まとめ

取水槽について、Cクラス施設に求められる静的地震力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、支持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及び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した。

以上のことから、取水槽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7 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

1. はじめに

取水槽について、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、本文の「3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース」に示すとおり、コンクリートの物性値を実強度に変更したケース（ケース⑨及び⑩）及び地下水位が構造物基礎下端より十分低い状態を仮定したケース（ケース⑩及び⑪）について、解析を実施している。

2. 解析方針

2.1 コンクリート実強度による解析

本文の「3. 地震応答解析」に基づき解析を実施する。変更した地下水位の条件を表2-1に示す。影響検討ケースは、位相特性の偏りがなく全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 $S_s - D$ に対して実施することとする。影響検討に用いる地震動は、 $S_s - D$ （++）を使用する。

表2-1 解析条件（コンクリート実強度）

コンクリート実強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
37.6	30.3

2.2 地下水位低下による解析

本文の「3. 地震応答解析」に基づき解析を実施する。変更した地下水位の条件を表2-2に示す。影響検討ケースは、位相特性の偏りがなく全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 $S_s - D$ に対して実施することとする。影響検討に用いる地震動は、 $S_s - D$ （++）を使用する。

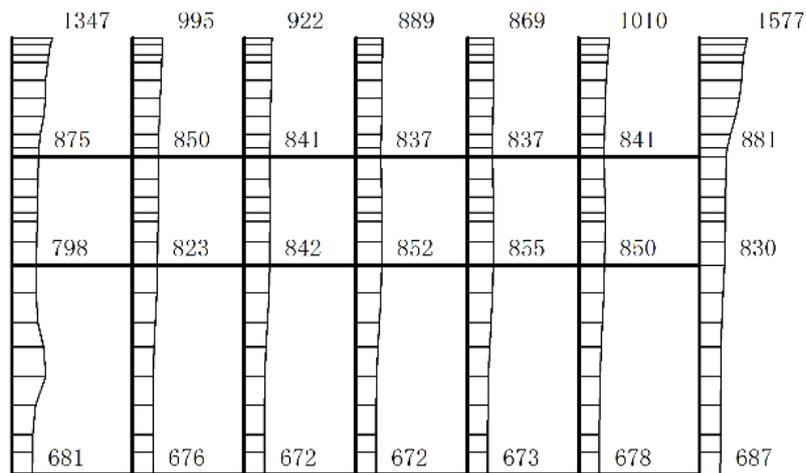
表2-2 解析条件（地下水位低下）

解析断面	設計地下水位 (EL. m)
A-A断面	解析モデル範囲外として、考慮しない
B-B断面	
D-D断面	

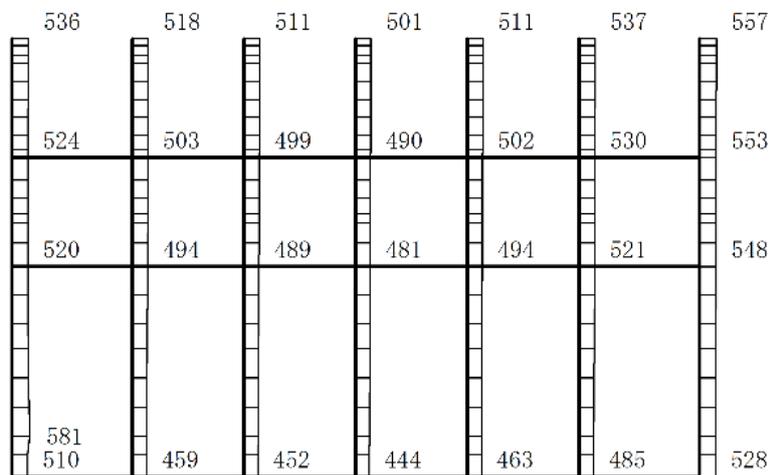
3. 解析結果

3.1 コンクリート実強度による解析

ケース⑨及び⑩に係る地震応答解析結果として、 $S_s - D(++)$ に対する最大加速度分布図を図3-1～図3-3に示す。



(a) $S_s - D(++)$ 水平

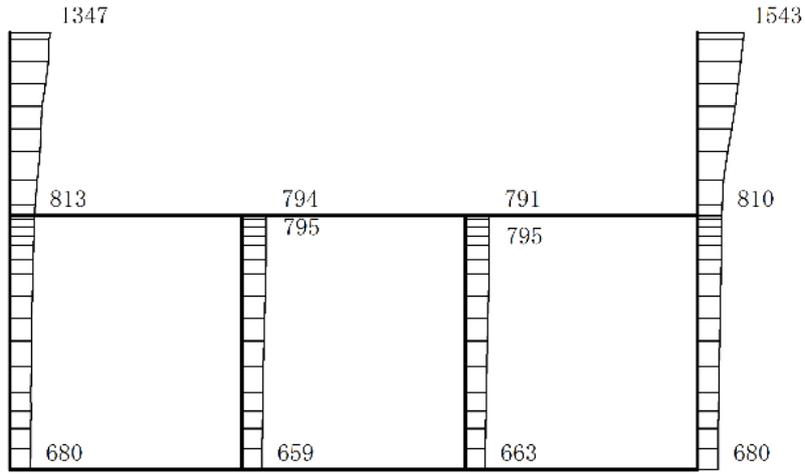


(b) $S_s - D(++)$ 鉛直

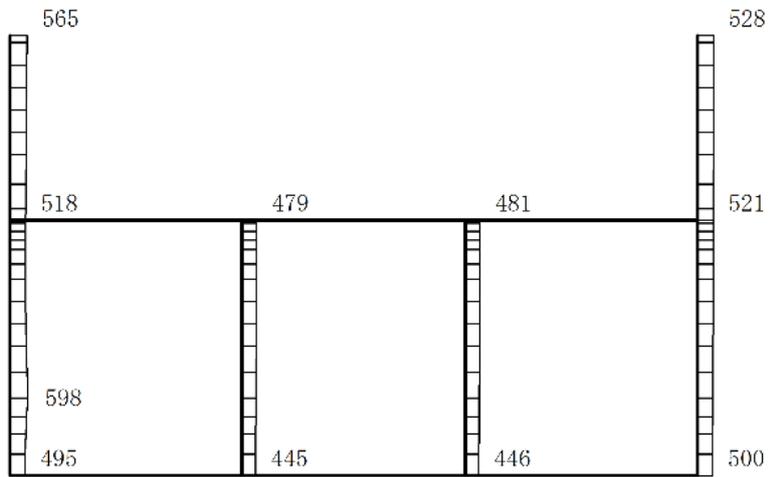
構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 1500 (cm/s²)

図3-1 最大応答加速度分布図 (A-A断面, 解析ケース⑨)



(a) S s - D (++) 水平

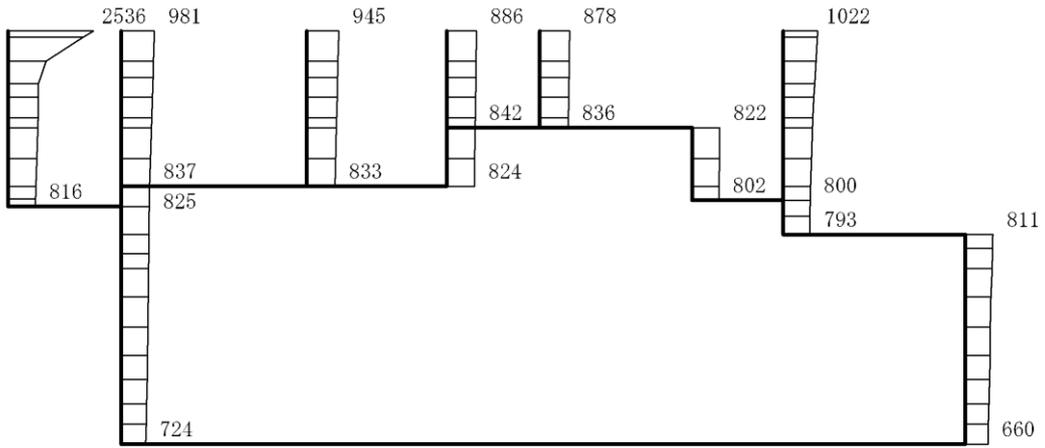


(b) S s - D (++) 鉛直

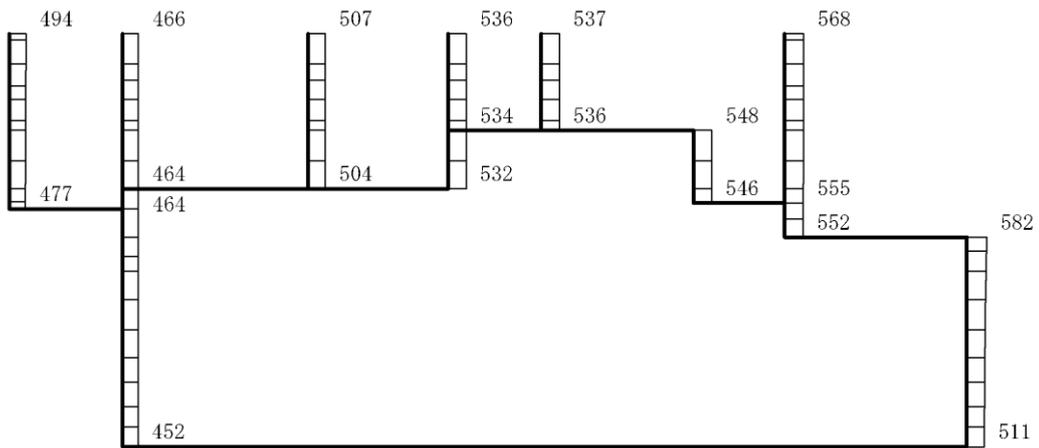
構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 1500 (cm/s²)

図 3-2 最大応答加速度分布図 (B-B 断面, 解析ケース⑨)



(a) S s - D (++) 水平



(b) S s - D (++) 鉛直

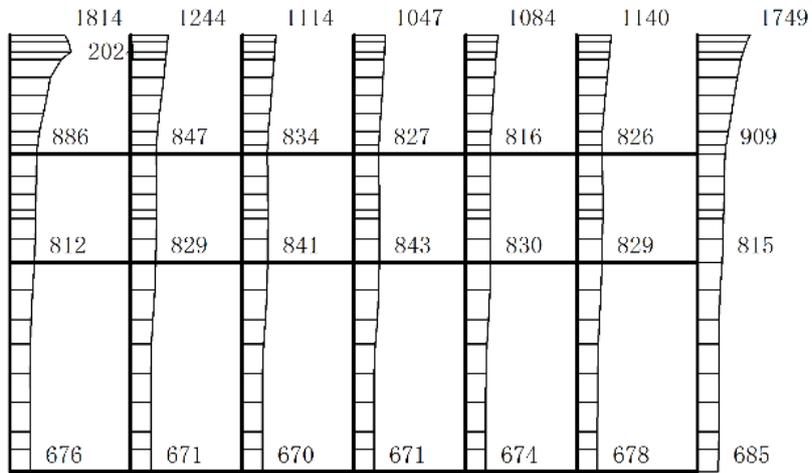
構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 1200 (cm/s²)

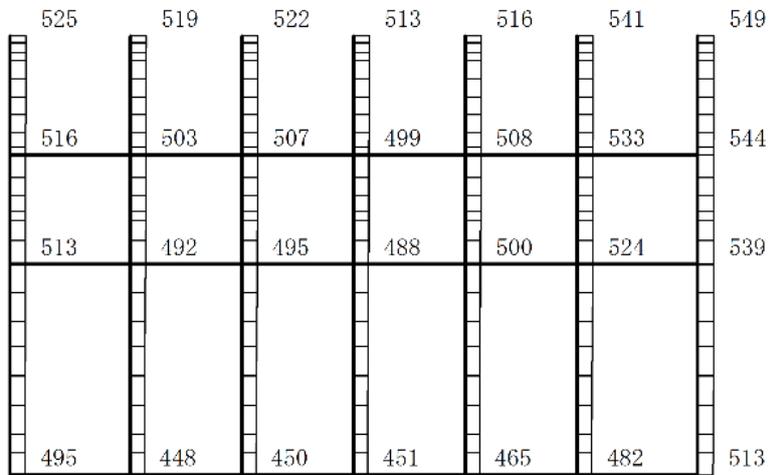
図 3-3 最大応答加速度分布図 (D-D断面, 解析ケース⑩)

3.2 地下水位低下による解析

ケース⑩及び⑫に係る地震応答解析結果として、 $S_s - D(++)$ に対する最大加速度分布図を図3-4～図3-6に示す。



(a) $S_s - D(++)$ 水平

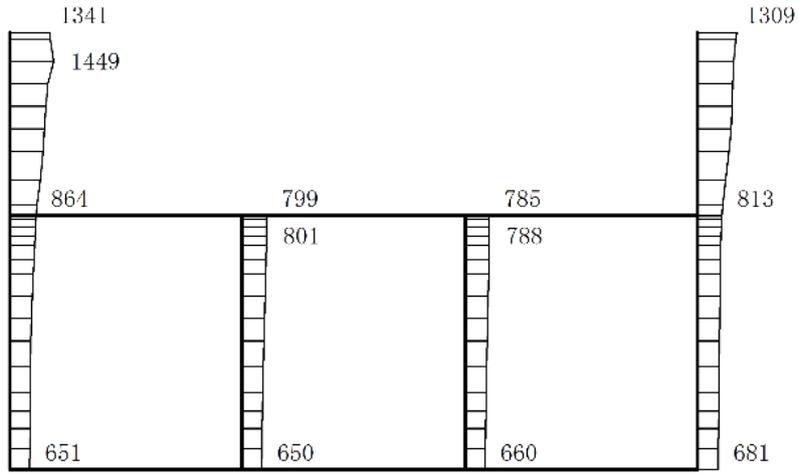


(b) $S_s - D(++)$ 鉛直

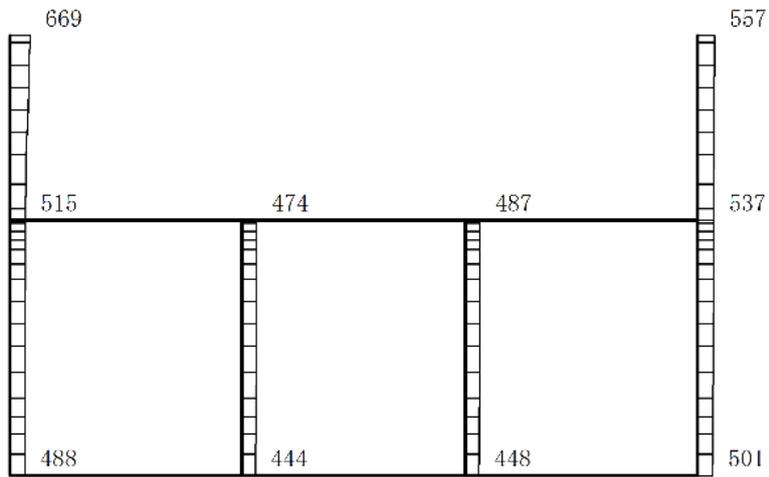
構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 1500 (cm/s²)

図3-4 最大応答加速度分布図 (A-A断面, 解析ケース⑩)



(a) S s - D (++) 水平

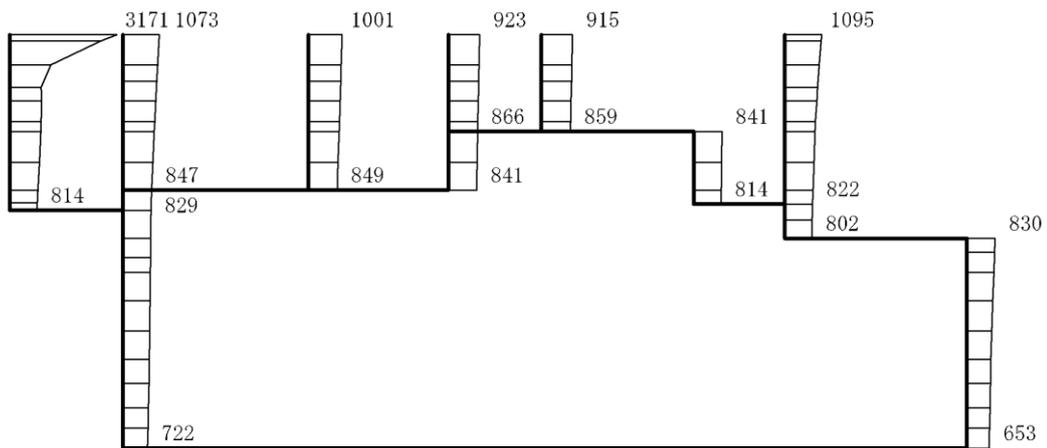


(b) S s - D (++) 鉛直

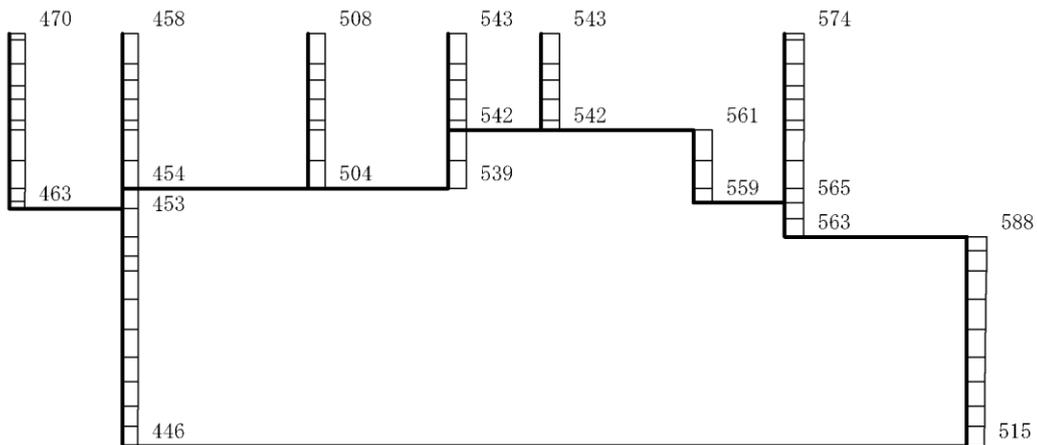
構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 1500 (cm/s²)

図 3-5 最大応答加速度分布図 (B-B断面, 解析ケース⑩)



(a) S s - D (++) 水平



(b) S s - D (++) 鉛直

構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 1200 (cm/s²)

図 3-6 最大応答加速度分布図 (D-D 断面, 解析ケース⑫)

参考資料 8 地震応答解析結果に対する考察

1. はじめに

VI-2-2-18「取水槽の地震応答計算書」の「4. 解析結果」において、地震応答解析のアウトプットとして最大応答加速度分布図を掲載している。本図は取水槽を構成する各節点における全時刻での応答加速度の最大値を図化したものであるが、一部の地震動において他の地震動と比較して数倍程度大きな応答加速度が算定されているため、本資料ではその原因について考察する。

2. 解析結果に対する考察

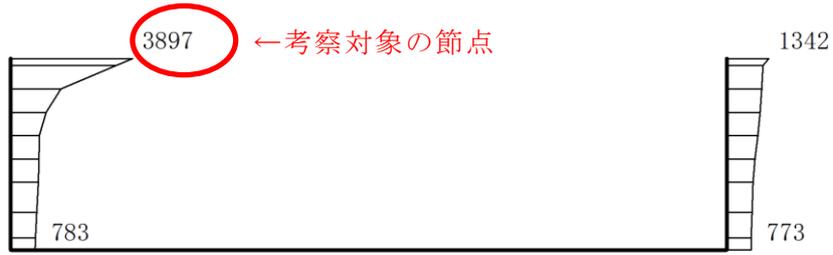
2.1 C-C断面

2.1.1 地震応答解析結果

C-C断面では、表 2-1 に示すケースにおいて他の地震動と比較して数倍程度大きな応答加速度が算定された。

表 2-1 C-C断面において考察する解析ケース

解析ケース	地震動	地震動の方向	参照先
①	S s - D (++)	水平	図 2-1
①	S s - D (-+)	水平	図 2-2
②	S s - D (++)	水平	図 2-3
②	S s - D (-+)	水平	図 2-4
③	S s - D (++)	水平	図 2-5
③	S s - D (-+)	水平	図 2-6



構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 1500 (cm/s²)

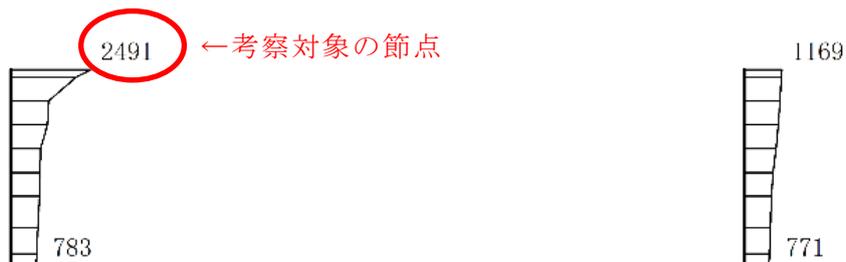
図 2-1 S s - D (++) 水平 (解析ケース①)



構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 1500 (cm/s²)

図 2-2 S s - D (-+) 水平 (解析ケース①)



構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 1500 (cm/s²)

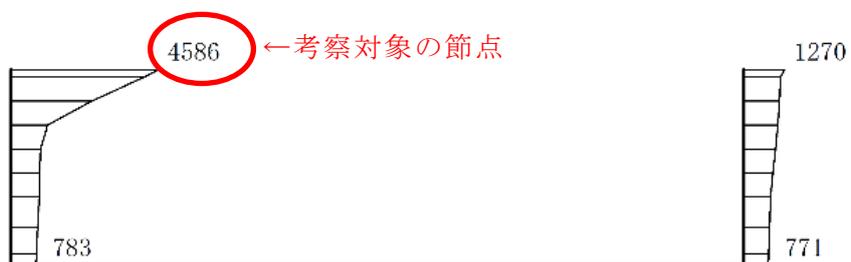
図 2-3 S s - D (++) 水平 (解析ケース②)



構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 1500 (cm/s²)

図 2-4 S s - D (-+) 水平 (解析ケース②)



構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 1500 (cm/s²)

図 2-5 S s - D (++) 水平 (解析ケース③)



構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 1500 (cm/s²)

図 2-6 S s - D (-+) 水平 (解析ケース③)

2.1.2 解析結果に対する考察

地震応答解析結果より、特定の地震動において数倍程度大きな応答加速度が算定されていることが分かる。ここでは、基本ケースである解析ケース①を対象にその原因について考察する。

図2-7及び図2-8に示す $S_s - D(++)$ 及び $S_s - D(-+)$ の加速度時刻歴波形より、極めて局所的にパルス的な応答加速度が生じていることが分かる。

地表面付近では構造物-地盤間に配置したジョイント要素に生じる引張応力に起因する剥離・再接触が高頻度で繰り返されることが想定され、再接触時に急激に剛性が復元することによりパルス的な応答加速度を生じたものと考えられる。

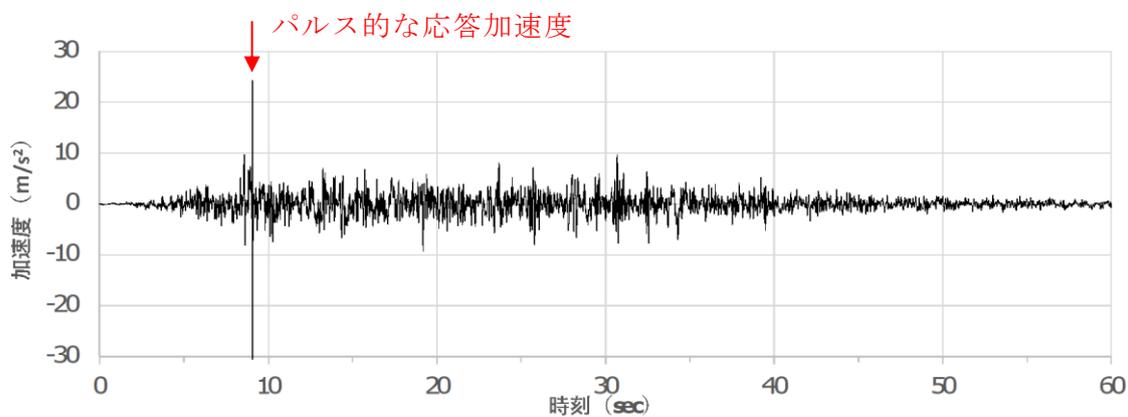


図2-7 基本ケースにおける加速度時刻歴波形 ($S_s - D(++)$)

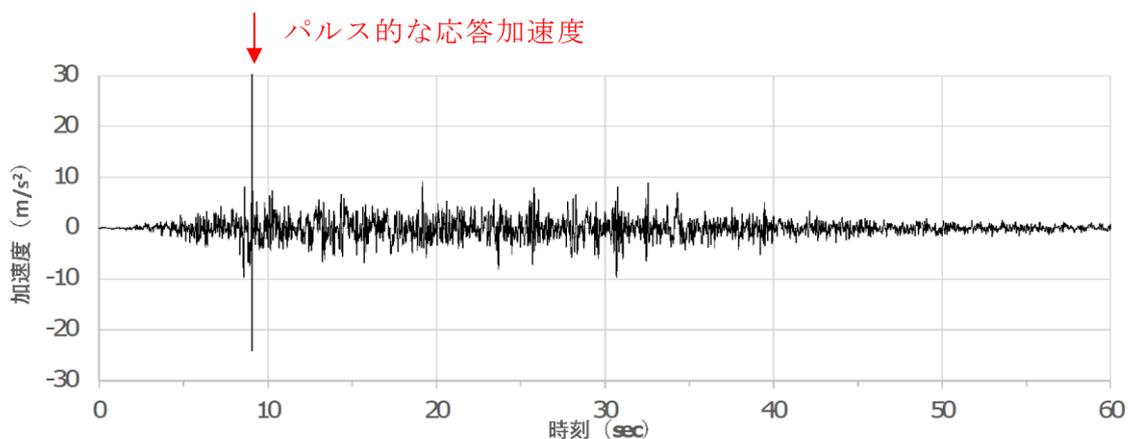


図2-8 基本ケースにおける加速度時刻歴波形 ($S_s - D(-+)$)

2.2 D-D断面

2.2.1 地震応答解析結果

D-D断面では、複数の解析ケースにおいて他の地震動と比較して数倍程度大きな応答加速度が算定された。一例として、基本ケースである解析ケース⑥（S s - D（++））の最大加速度分布図を図2-9に示す。

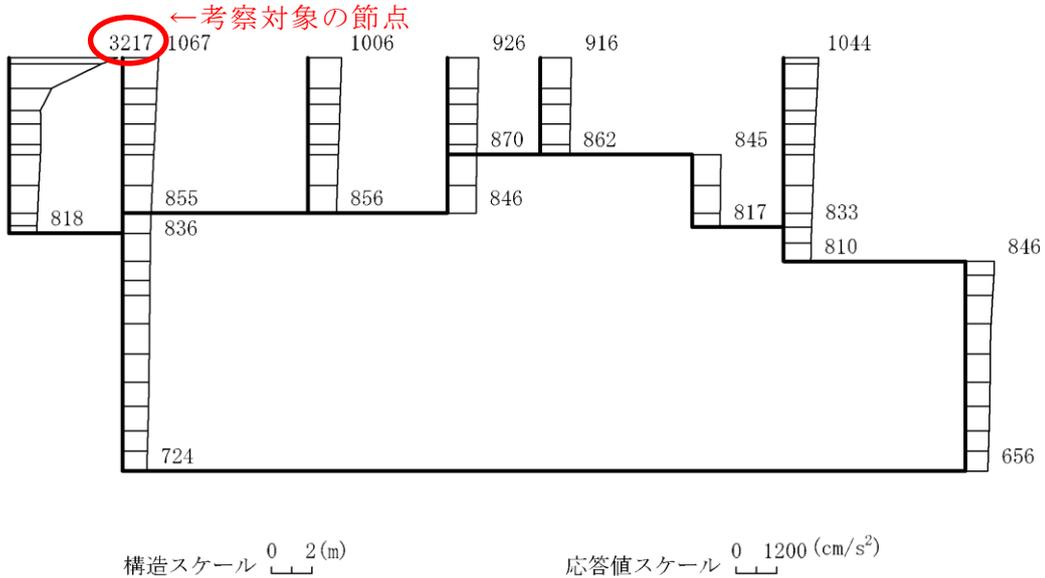
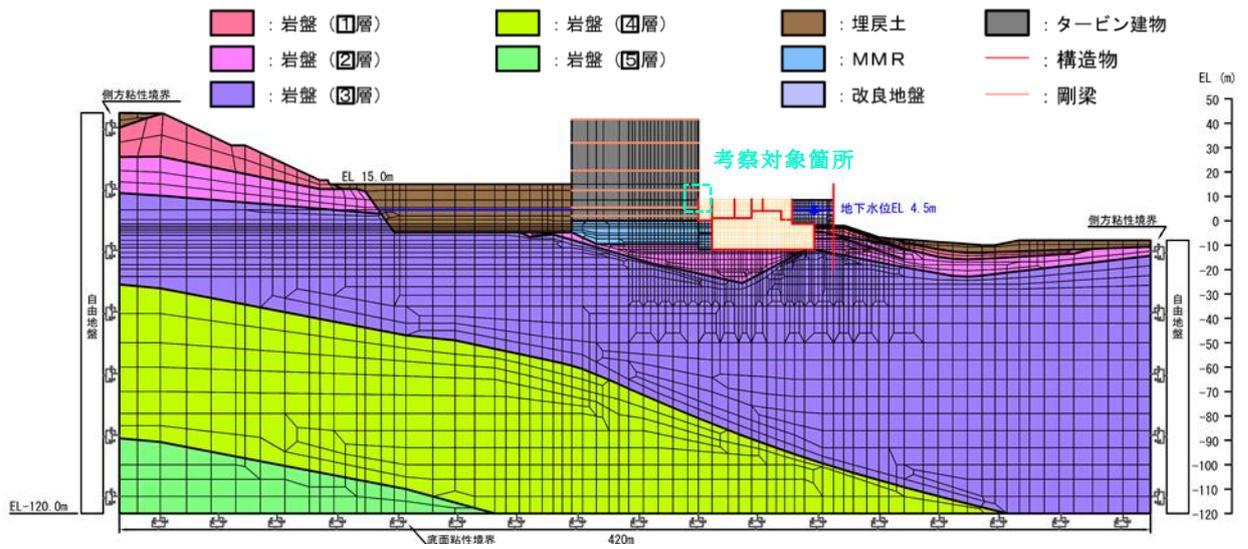


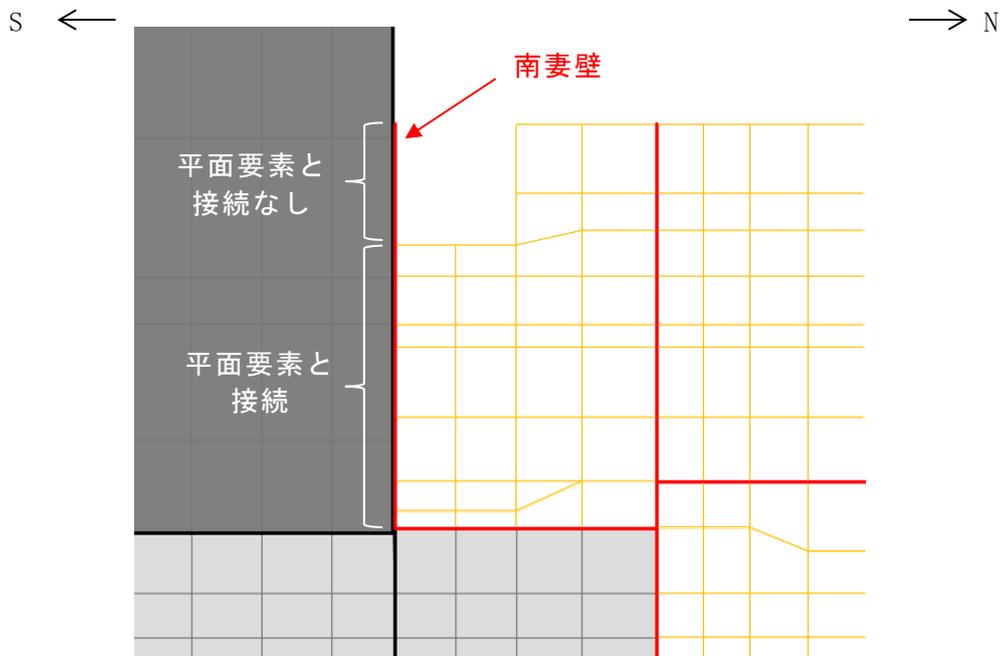
図2-9 S s - D（++） 水平（解析ケース⑥）

2.2.2 解析結果に対する考察

地震応答解析結果より、特定の節点において他の節点と比較して数倍程度大きな応答加速度が算定されていることが分かる。D-D断面の解析モデル図を図2-10に示す。対象箇所である南妻壁において、下部は北側に平面要素が存在するが、上部は平面要素が存在せず片持ち梁のような状態となっている。他の鉛直部材は平面要素に接しており、応答加速度に急激な増幅が見られないことから、片持ち梁の先端部における応答加速度の増幅がD-D断面における原因と考えられる。



(a) 解析モデル全体図



(b) 解析モデル拡大図

図 2-10 地震応答解析モデル図 (D-D断面)

参考資料9 セン断破壊に対する照査への線形被害則適用について

1. はじめに

取水槽のせん断破壊に対する照査については、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認することとしている。せん断照査の結果、照査用せん断力がせん断耐力を超える部材については、線形被害則を適用し再照査を実施したことから、線形被害則の考え方、3次元構造解析への線形被害則適用の妥当性及び線形被害則適用による照査結果について示す。

2. 許容限界を超える部材

取水槽のせん断破壊に対する照査については、「土木学会マニュアル」に基づき、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認することとしている。

基準地震動 S_s に対する耐震評価の結果、要素の平均化によってもせん断破壊に対する照査値が 1.0 を超える要素が存在することが判明したため、せん断に対する照査値が 1.0 を超える要素が広範囲に分布する部材については、PHb の設置によるせん断耐力の向上により照査値を満足させることとしている。

一方で、せん断破壊に対する照査値が 1.0 を超える要素が部分的に分布する部材が存在することが確認された。当該部材の位置を図 2-1 に、当該位置におけるの最大照査値の一覧を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

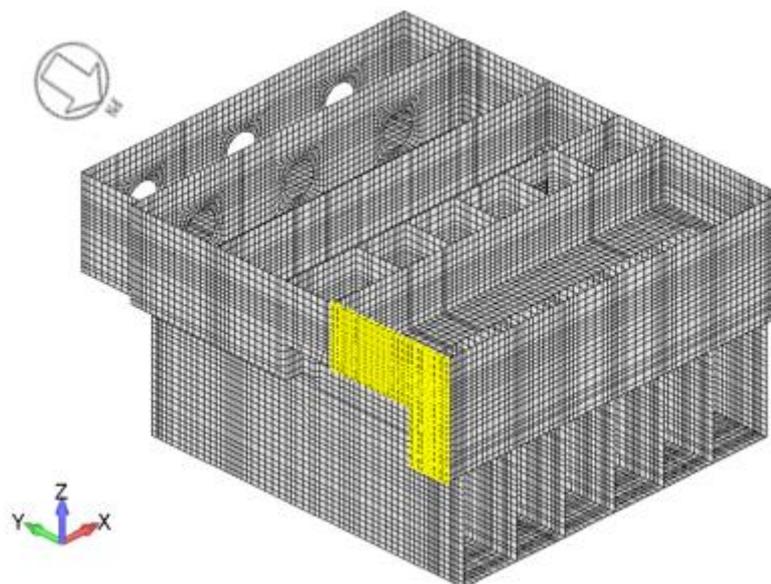


図 2-1 セン断破壊に対する照査値が 1.0 を超える要素が部分的に分布する部材
(東壁 5)

表 2-1 照査用せん断力が許容限界を超える部材の最大照査値一覧

(1 方向載荷, 側壁)

部位		側壁	
		東壁 5	
		鉛直	水平
断面高さ (mm)		700	
使用鉄筋	外側	D22@125	D22@125
	内側	D22@125	D22@125
せん断補強筋		D16@250×250	
かぶり厚 (mm)		100	76.5
照査用せん断力* (kN)		911	
せん断耐力 (kN)		811	
照査値		1.13	
要求性能		構造強度	

注記* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a (=1.05)

表 2-2 照査用せん断力が許容限界を超える部材の最大照査値一覧

(2 方向載荷, 側壁)

部位		側壁	
		東壁 5	
		鉛直	水平
断面高さ (mm)		700	
使用鉄筋	外側	D22@125	D22@125
	内側	D22@125	D22@125
せん断補強筋		D16@250×250	
かぶり厚 (mm)		100	76.5
照査用せん断力* (kN)		894	
せん断耐力 (kN)		810	
照査値		1.11	
要求性能		構造強度	

注記* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a (=1.05)

3. 線形被害則によるせん断破壊に対する照査

3.1 線形被害則の概要

取水槽のせん断破壊に対する照査は、「土木学会マニュアル」に準拠し実施している。せん断破壊に対する照査について、「土木学会マニュアル」では、以下の3つの選択肢のいずれかを用いて評価すると記載がある

- ① せん断耐力評価式
- ② 分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法
(等価せん断スパン比を用いた方法, 線形被害則を用いた方法等)
- ③ 材料非線形解析を用いる方法

①→②→③の順でより合理的な結果が得られるため、本解析では「①せん断耐力評価式」を基本とし、許容限界を満足しないと判定される部材だけを取り出し、「②分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法」のうち「線形被害則」を用いた方法により再照査を行うこととする。

線形被害則による評価方法を図3-1に示す。線形被害則による評価は、3次元構造解析から得られた断面力分布をもとに耐力を算定する。

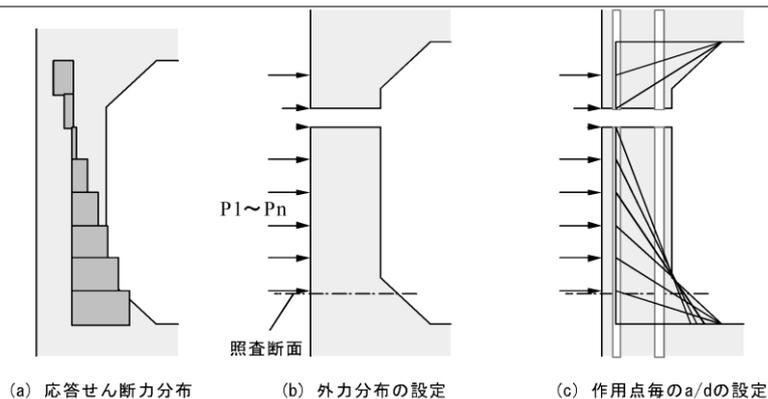


図 6.3-5 線形被害則を用いたせん断耐力評価法

(2) 線形被害則を用いた方法

このせん断耐力評価法では、応答解析の結果得られた断面力分布を基に耐力を算定する (図 6.3-5 参照)。

a. 部材の分割

応答せん断力分布を見て、部材中にせん断力の反転する点がある場合は、その点で領域分割する。照査は双方の領域に対して行う。

b. 荷重分布の設定

応答せん断力分布から、それと同じ状況を再現できる荷重分布を求める。部材非線形解析で応答を求めると、節点位置で階段状にせん断力が変化する。この変化分を着目節点位置に作用する荷重とすればよい。a. の操作による分割点における変化分は両側の領域に配分する。

c. 照査断面の設定

照査断面は、せん断応力度 (応答せん断力を断面積で除した値) が最大となる断面とする。

d. 線形被害則の適用

個々の作用 P_j (応答値側の安全係数を含む) に対するせん断耐力 V_j (限界値側の安全係数を含む) を評価し、作用力とせん断耐力の比の総和に構造物係数を乗じた値が 1.0 以内であることを確認を行う。

$$\gamma_i \cdot \sum_j \frac{P_j}{V_j} \leq 1.0 \quad (6.3-9)$$

せん断耐力は、6.3.2 項(2)で記したせん断耐力の基本式により求める。各作用に対して、作用点—支承前面間の距離を a 、有効部材厚を d として a/d を設定することを基本とする。ただし、6.3.2 項(3)と同じ要領でハンチを考慮することができる。照査断面よりも支点よりにある作用点の影響は考慮しなくてよい。なお、線形被害則を用いたこの手法は、部材外面からの作用を想定しているのに対し、断面力の中には作用点が部材外面でない慣性力の成分も含まれている。しかし、これらの部材においては土圧が支配的であると見え、すべて外面から作用しているものとして扱う。

図 3-1 線形被害則を用いたせん断耐力評価法
(土木学会マニュアル, p. 129~130 から抜粋)

3.2 3次元構造解析モデルへの線形被害則適用の妥当性

3次元構造解析におけるせん断破壊の照査について、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・照査例(土木学会, 原子力土木委員会, 2018年) (以下「土木学会マニュアル2018」という。)において、「面部材が面外せん断力を受ける場合には、棒部材に準じて面外せん断力に対する照査をする」「(面外せん断破壊の照査として,) せん断力応答とせん断耐力評価式の組合せによる2005年版マニュアルに記載されていた方法も適用可能とする」と記載されている。

これより、3次元構造解析のせん断破壊の照査に線形被害則を適用することは妥当といえる。

3.3 線形被害則によるせん断破壊に対する照査方法

線形被害則による評価フローを図3-2に示す。

「2. 許容限界を超える部材」で示した部材について、いずれの方向でせん断照査が不合格となっているか等を確認し、線形被害則を適用する方向を設定する。設定した方向に棒部材が存在するものと仮定し、当該要素の発生しているせん断力の分布から当該部材に働く荷重を算定する。

当該部材におけるせん断耐力は、「土木学会マニュアル」に基づき、せん断耐力の基本式(棒部材式又はディープビーム式)により算出し、せん断スパン比によって、棒部材式とディープビーム式のどちらのせん断耐力を使用するか決定する。

個々の作用 P_j (応答側の安全係数を含む)に対するせん断耐力 V_j (限界値側の安全係数を含む)を評価し、作用力とせん断耐力の比の総和に構造解析係数 γ_α を乗じた値が1.0以内であることの確認を行う。

$$\gamma_\alpha \cdot \sum_j \frac{P_j}{V_j} \leq 1.0$$

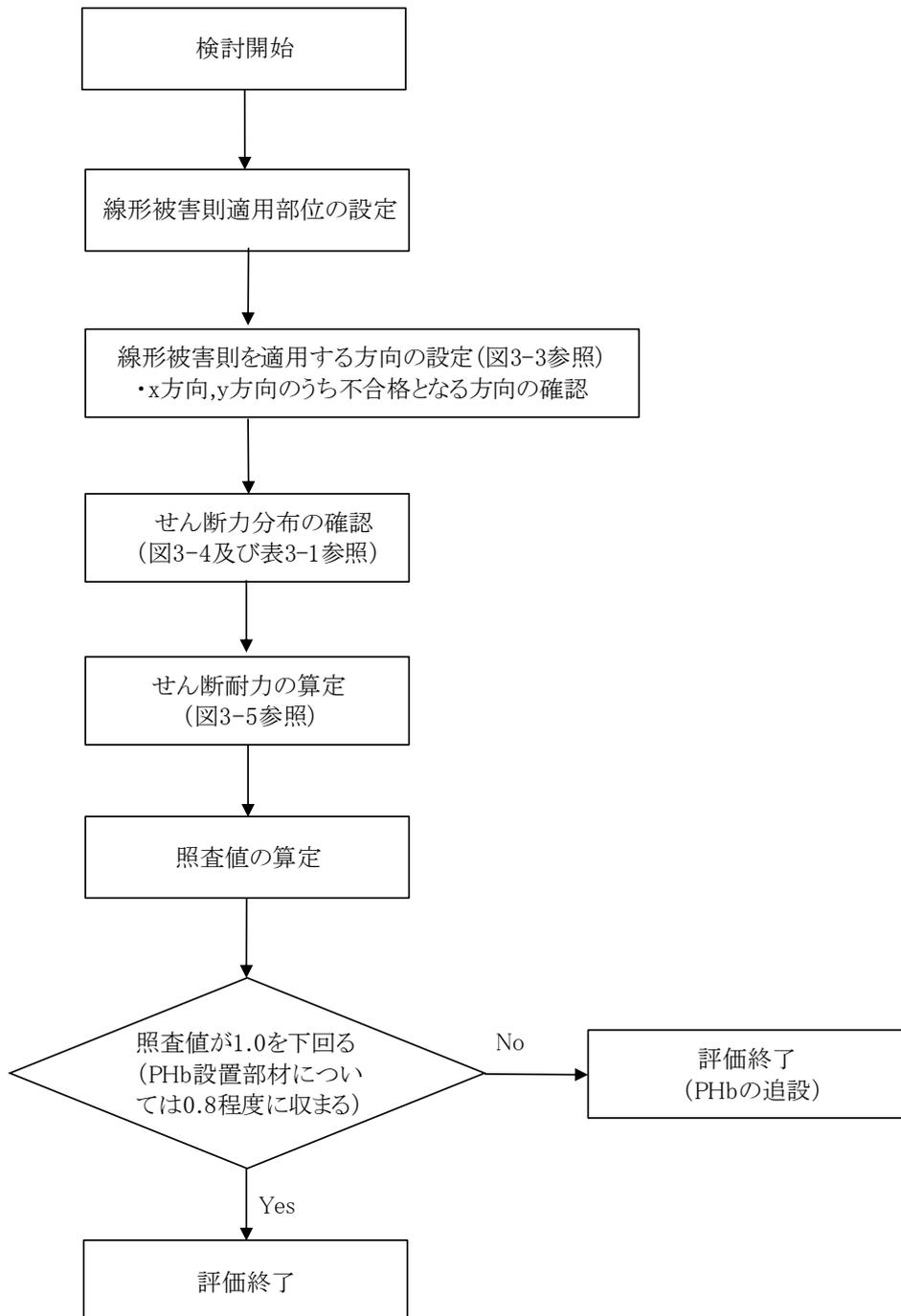


図 3-2 線形被害則を用いたせん断耐力評価フロー

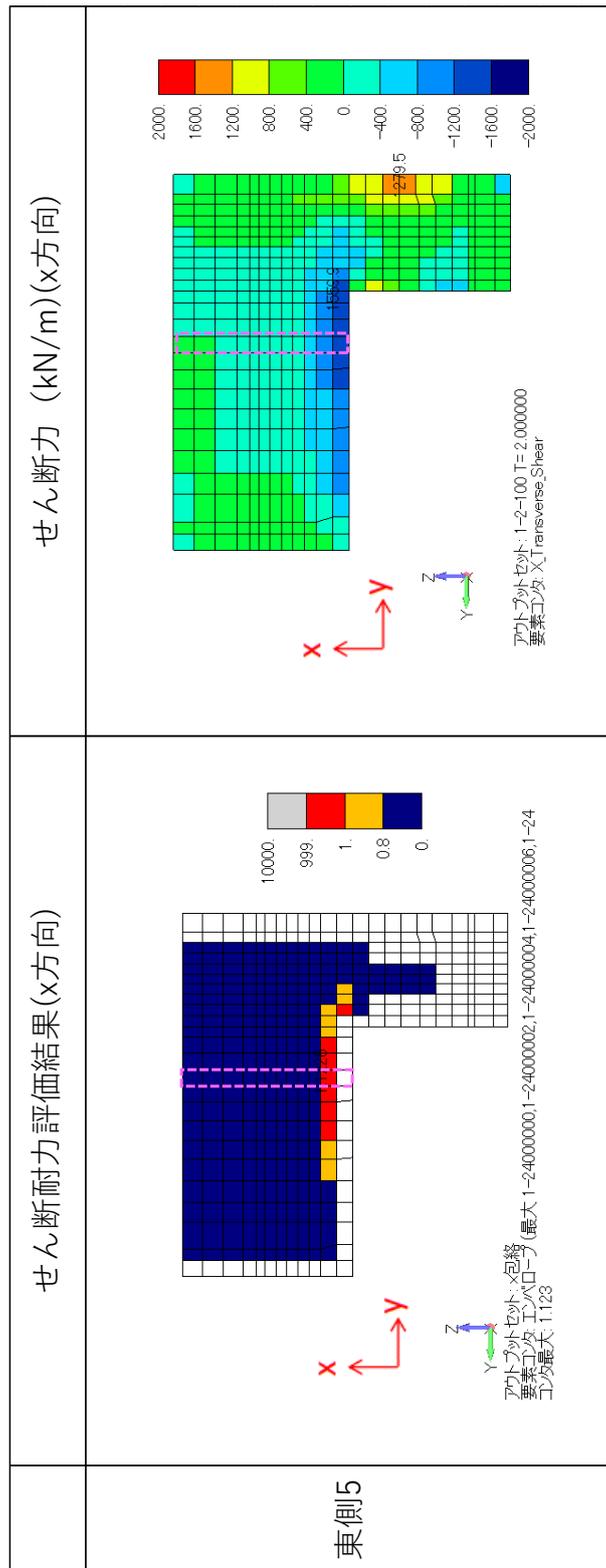


図 3-3 せん断耐力照査結果及び断面力分布図

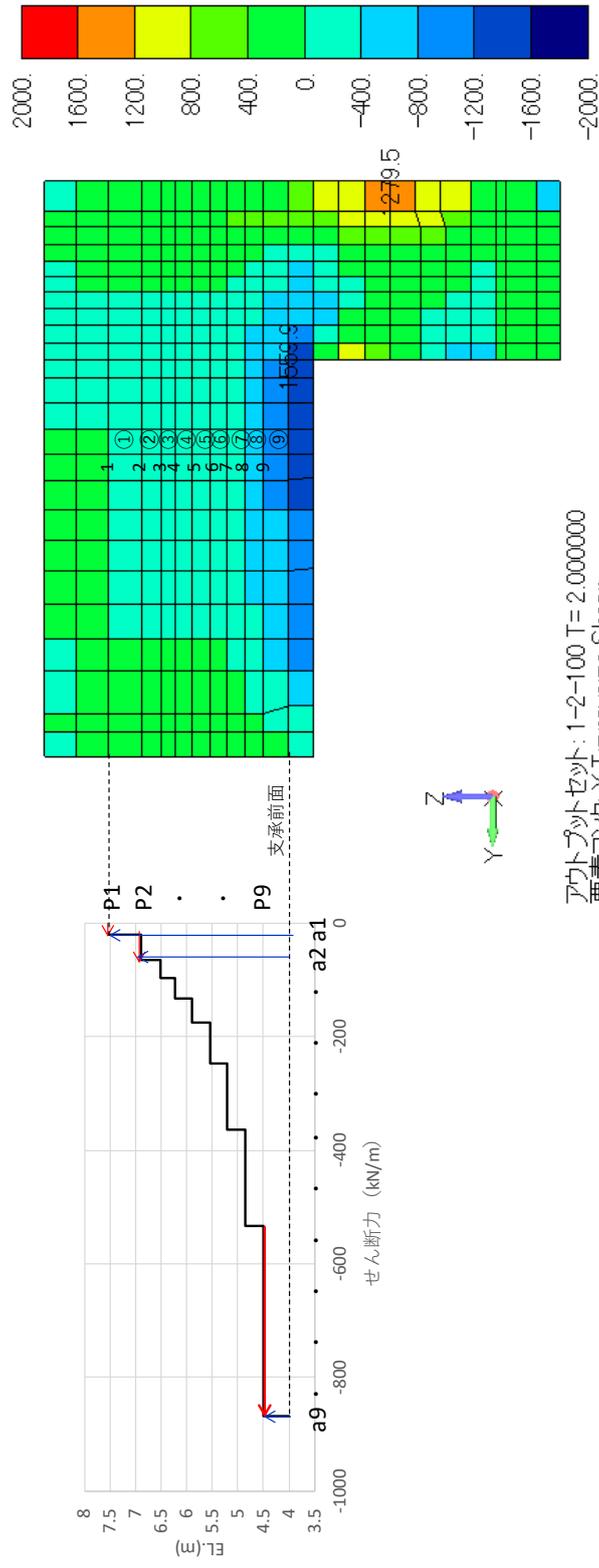


図 3-4 せん断力分布図

表 3-1 セン断力分布及び照査荷重

要素番号	せん断力 Q(kN/m)
①	-21
②	-65
③	-97
④	-132
⑤	-175
⑥	-247
⑦	-363
⑧	-534
⑨	-867

節点番号	節点座標 (m)	せん断力 増分 ΔQ (kN/m)	照査荷重 P(kN/m)
1	7.5333	21	22
2	6.9000	44	46
3	6.5000	32	34
4	6.2250	35	37
5	5.8875	43	45
6	5.5500	72	76
7	5.2000	115	121
8	4.8500	171	179
9	4.5000	334	350
10	4.0000		

支承前面

(a) 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (2.3-9)$$

ただし、 $p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd} \leq 0.1$ とするのがよい。

ここに、 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

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (2.3-10)$$

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

$$\beta_d = \sqrt[3]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

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

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

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

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

($a/d = 5.6$ で $\beta_a = 1.0$ となって示方書棒部材式に一致)

$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$: 引張鉄筋比

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

N'_d : 設計軸圧縮力

M_{ud} : 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力

(ただし、 $M_d > M_{ud} / 2$ となる場合は、 $M_{ud} = 2M_d$ として安全側に近似してもよい。)

M_d : 設計曲げモーメント

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

D : 断面高さ

a : 後述の 2.3.3(2)c. で定めるスパン

γ_{bc} : 部材係数 (表 2.3-1 参照, コンクリート寄与分用の値)

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_{bs} \quad (2.3-11)$$

A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度で、

$25 f'_{cd} \text{ N/mm}^2$ と 800 N/mm^2 以下のいずれか小さい値を上限とする。

(特性値を材料係数で除したもの)

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

z : 圧縮応力度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_{bs} : 部材係数 (表 2.3-1 参照, せん断補強筋寄与分用の値)

図 3-5(1) せん断耐力の基本式 (棒部材式)

(「土木学会マニュアル 2018」, p. 104~p. 105 より抜粋)

(b) ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd} \quad (2.3-12)$$

ここに、 V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力
 V_{sdd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (2.3-13)$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

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

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

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

γ_{bc} : 部材係数 (表 2.3-1 参照, コンクリート寄与分用の値)

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd} \quad (2.3-14)$$

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

V_{sd} : (2.3-11)式による

p_{wb} : せん断補強鉄筋比[%]

図 3-5(2) せん断耐力の基本式 (ディープビーム式)
 (「土木学会マニュアル 2018」, p. 106 より抜粋)

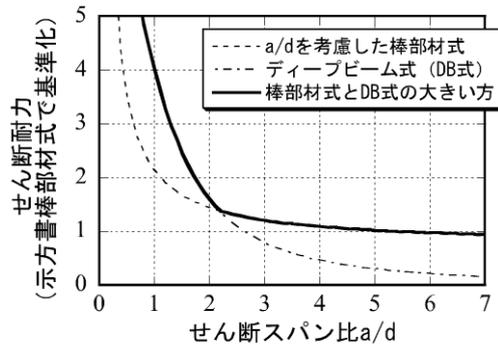


図 3-5(3) せん断耐力の基本式 (棒部材式とディープビーム式の適用区分)
 (「土木学会マニュアル 2018」, p. 107 より抜粋)

4. 線形被害則による照査

「3.3 線形被害則によるせん断破壊に対する照査」に基づき、表 2-1 に示す部材（東壁 5）について、照査値を満足することを確認した。最大照査値となる評価結果を表 4-1 及び表 4-2 に示す。

表 4-1 線形被害則による照査結果（1 方向載荷，側壁 5）

要素 番号	節点 番号	照査用 荷重 P_j (kN)	せん断 スパン比 a/d	せん断耐力 $V_{y,d}$ (kN)		せん断照査	
				棒部材式	ディープビーム式	$V_{y,d}$ (kN) *	P_j/V_j
21621	21163	350	0.8333	1228	1523	1523	0.23
22076	21585	179	1.4167	1026	1085	1085	0.17
22720	22306	121	2.0000	942	860	942	0.13
23287	22898	76	2.5833	896	741	896	0.08
23910	23518	45	3.1458	868	676	868	0.05
24508	24124	37	3.7083	848	635	848	0.04
25094	24718	34	4.1667	836	613	836	0.04
25675	25295	46	4.8333	823	590	823	0.06
26273	25888	22	5.8889	808	568	808	0.03
						合計	0.83

注記* : $a/d \leq 2$ の場合はディープビーム式， $a/d \geq 3.5$ の場合は棒部材式によるせん断耐力を採用し， $2 < a/d < 3.5$ の場合は棒部材式とディープビーム式のうちせん断耐力が大きい値を採用する。

表 4-2 線形被害則による照査結果 (2 方向載荷, 側壁 5)

要素 番号	節点 番号	照査用 荷重 P_j (kN)	せん断 スパン比 a/d	せん断耐力 $V_{y,d}$ (kN)		せん断照査	
				棒部材式	ディープビーム式	$V_{y,d}$ (kN) *	P_j/V_j
21621	21163	337	0.8333	1224	1523	1523	0.22
22076	21585	170	1.4167	1024	1085	1085	0.16
22720	22306	105	2.0000	940	860	940	0.11
23287	22898	68	2.5833	894	741	894	0.08
23910	23518	48	3.1458	866	676	866	0.06
24508	24124	45	3.7083	847	635	847	0.05
25094	24718	41	4.1667	835	613	835	0.05
25675	25295	46	4.8333	821	590	821	0.06
26273	25888	34	5.8889	806	568	806	0.04
合計							0.83

注記* : $a/d \leq 2$ の場合はディープビーム式, $a/d \geq 3.5$ の場合は棒部材式によるせん断耐力を採用し, $2 < a/d < 3.5$ の場合は棒部材式とディープビーム式のうちせん断耐力が大きい値を採用する。

5. まとめ

取水槽において、一部部材において要素の平均化によっても照査用せん断力がせん断耐力を越えることから、線形被害則によるせん断耐力評価を実施し、照査用せん断力がせん断耐力を満足することを確認した。

参考資料 10 等価剛性モデルより算定される床応答の保守性について

1. 概要

3次元構造解析モデルを用いた耐震評価を実施する取水槽については、2次元地震応答解析における構造物モデルを等価剛性モデルとしている。等価剛性モデルでは、補正係数 α 、 β を設定しており、補正係数 α は構造物の奥行長さに対する各部材の奥行長さから比率を算出し、補正係数 β は3次元モデルの水平変位と等しくなるように算出し、等価剛性モデルの弾性係数（剛性）を設定している。

本書では、水平方向の剛性を等価としない場合の鉛直及び水平方向の床応答を算定し、等価剛性モデルより算定される床応答の保守性について検討する。

2. 検討方法

検討方法として、2次元地震応答解析により、水平方向の剛性を合わせた場合（ β 調整）と、合わせない場合（ $\beta = 1$ ）の床応答について加速度応答スペクトル比較を行う。

検討対象は、補正係数 β の調整量の差が最大となる除じん機エリアを選定する。除じん機エリアにおける最小の調整量は $\beta = 0.063$ であり、最大の調整量は $\beta = 2.969$ となる。合わせない場合（ $\beta = 1$ ）と比較して、補正係数 β は約1/16倍～約3倍であり、調整量に大きな差があるため、除じん機エリアを用いて検討を実施する。

除じん機エリアについて、水平方向の剛性を合わせる要素を図2-1に、調整結果を表2-1に示す。

検討では、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 $S_s - D$ に対して実施することとし、本文で使用した基準地震動 $S_s - D (+ +)$ の加速度応答スペクトルを用いる。

加速度応答スペクトルの抽出位置は、床応答算出箇所のうち応答加速度が最大となり、機器・配管が設置されている節点を抽出する。除じん機エリアにおける抽出位置を図2-2に示す。

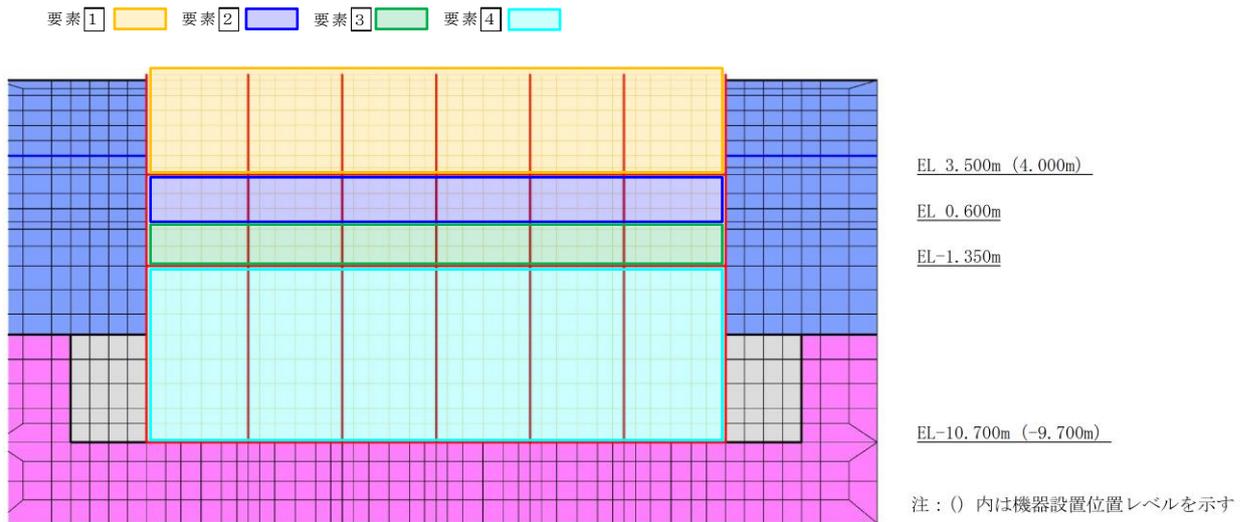


図 2-1 取水槽（除じん機エリア）において水平方向の剛性を合わせる要素

表 2-1 取水槽の調整結果

要素番号	α	β
1	0.229	0.063
2	0.220	2.969
3	0.145	0.268
4	0.145	0.134

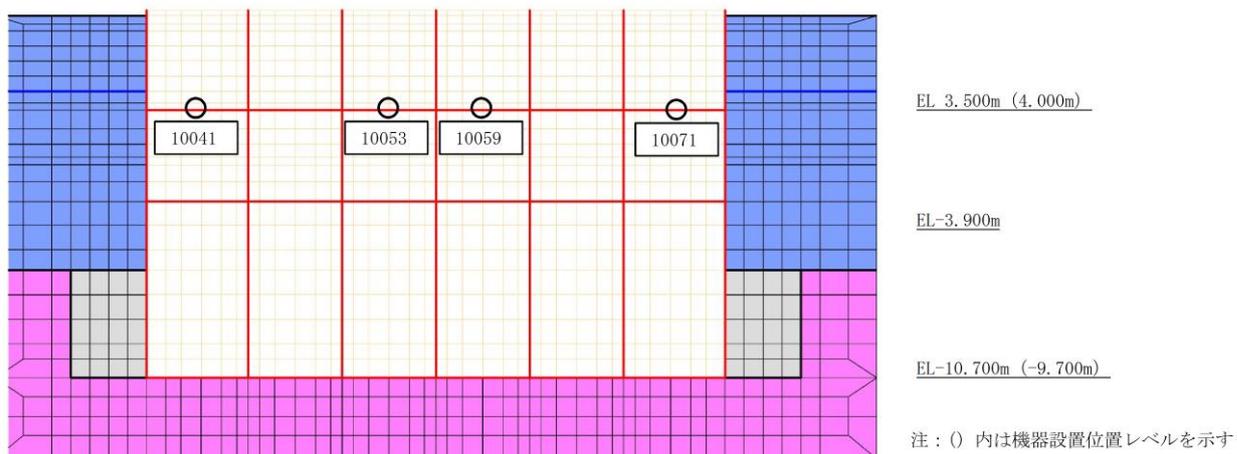


図 2-2 除じん機エリアの抽出位置

3. 検討結果

除じん機エリアにおける比較検討結果を図 3-1 に示す。

検討の結果、補正係数 β を調整した等価剛性モデルは、補正係数 $\beta = 1$ (調整しない) の場合に比べて応答が多少大きくなり、おおむね同等もしくは保守的な結果となった。

以上の結果から、等価剛性モデルを用いることで、鉛直及び水平方向床応答への影響を与える場合があるが、等価剛性モデルより算定される床応答がおおむね同等もしくは保守的であることを確認した。

節点10041

h=0.01

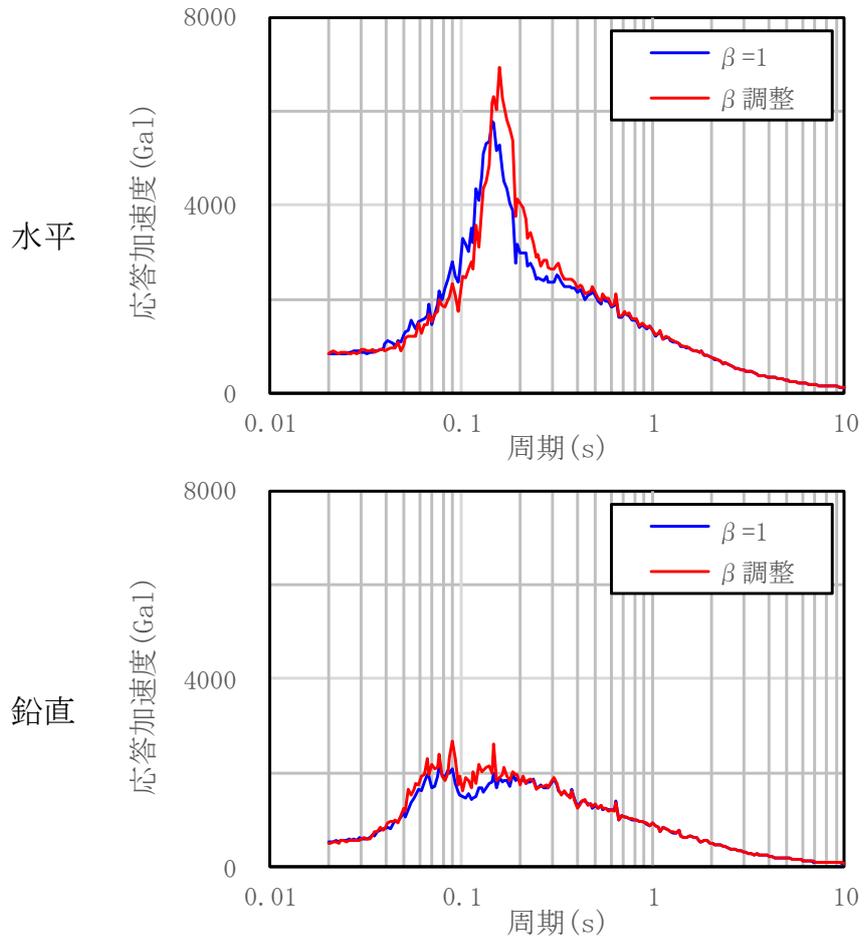


図 3-1(1) 除じん機エリアの加速度応答スペクトル

節点10053

h=0.01

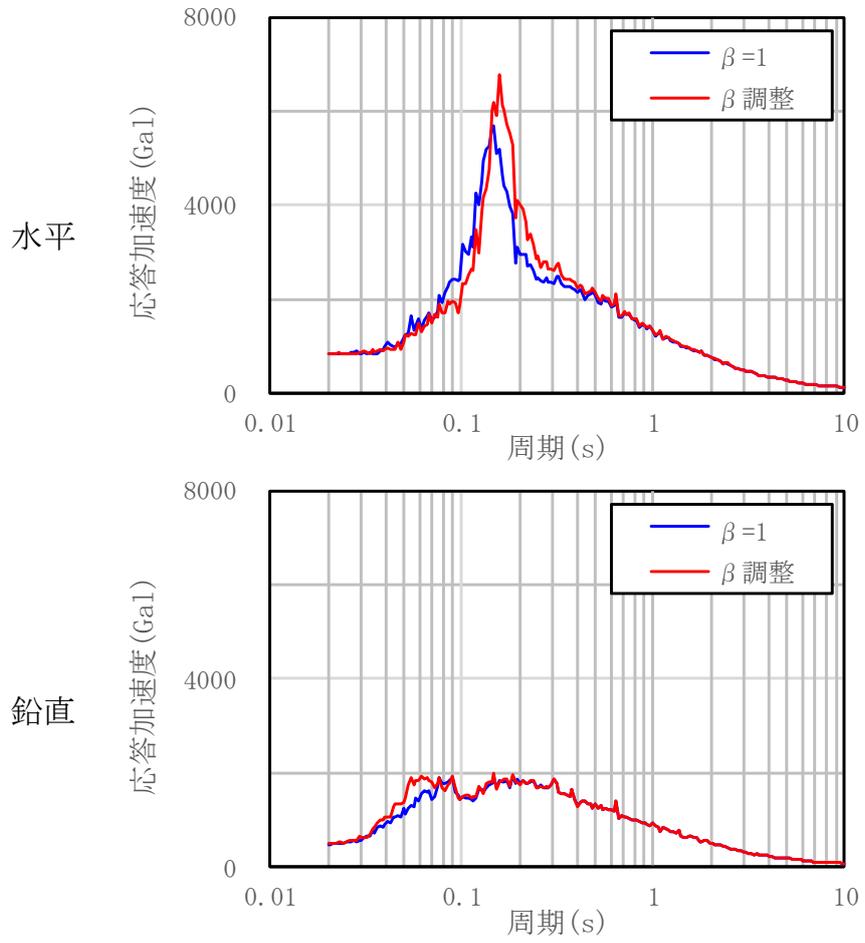


図 3-1 (2) 除じん機エリアの加速度応答スペクトル

節点10059

h=0.01

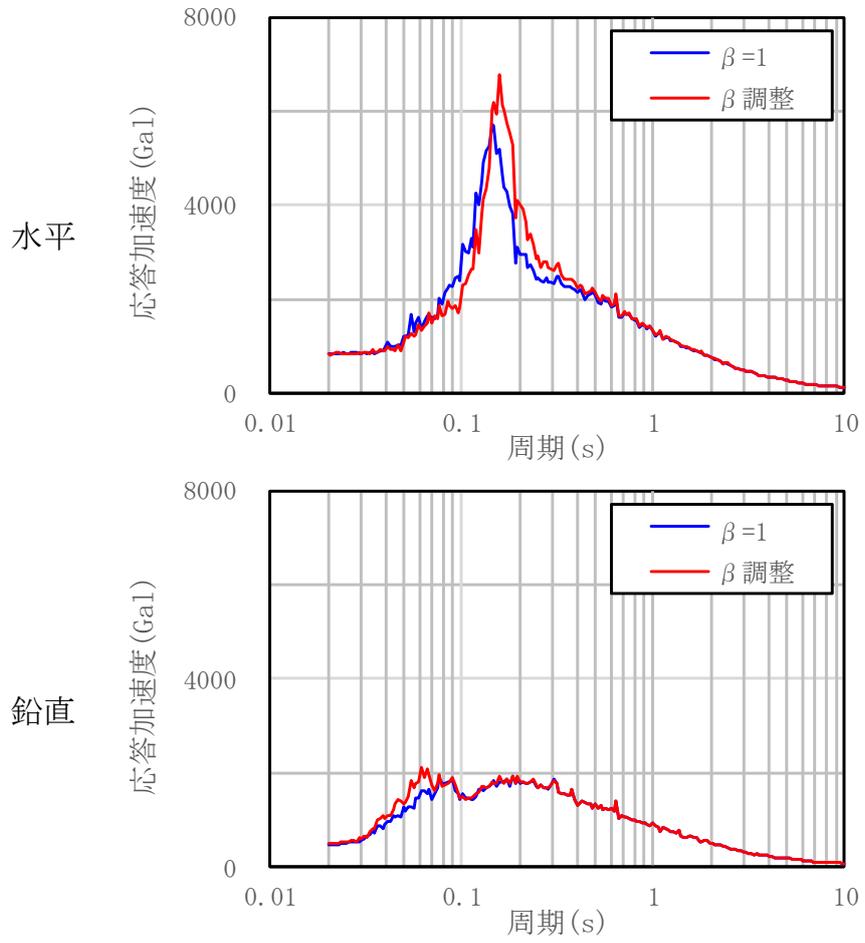


図 3-1(3) 除じん機エリアの加速度応答スペクトル

節点10071

h=0.01

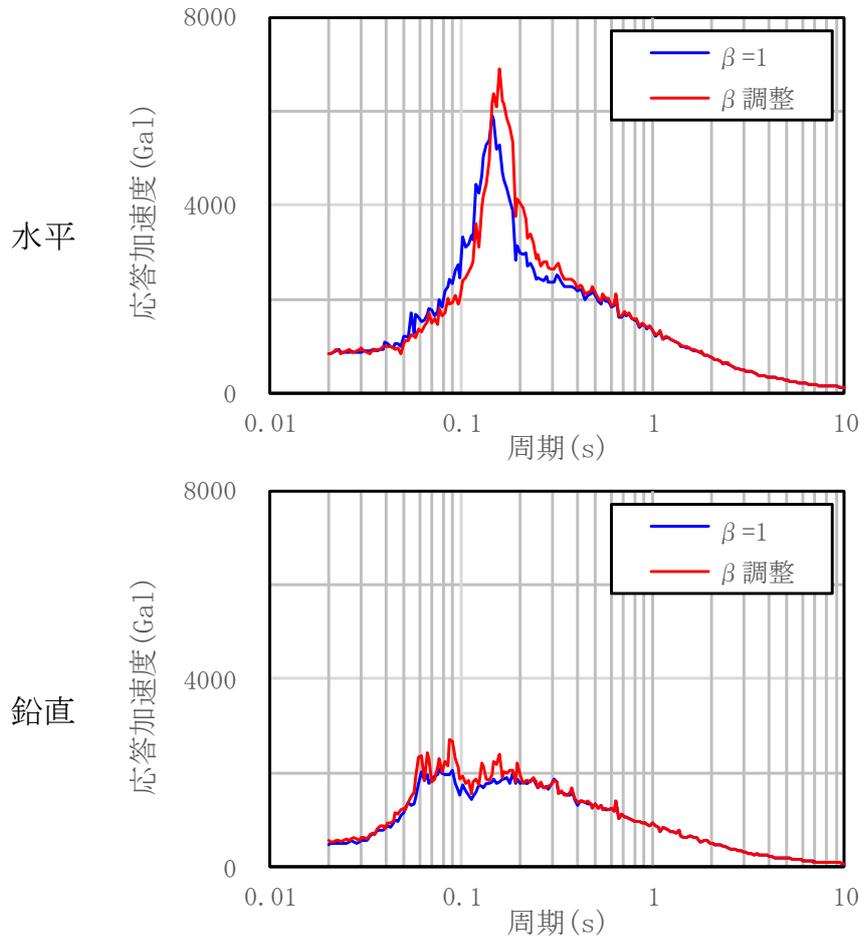


図 3-1(4) 除じん機エリアの加速度応答スペクトル

参考資料 11 せん断破壊に対する照査方法について

1. はじめに

取水槽の面外せん断力に対する評価は、「土木学会マニュアル」及び「コンクリート標準示方書 2007」に基づくせん断耐力式を採用している。なお、せん断耐力の算定においては、保守的にせん断スパン比 a/d を一定値 ($a/d=5.6$) とした「棒部材式」を面部材（非線形積層シェル要素）に対して適用している。

一方、原子炉建物基礎スラブ等の建物・構築物の面外せん断力に対する評価においては、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下「RC-N規準」という。）の「20条 基礎スラブの断面算定」に準拠し、短期許容せん断力により評価を実施している。

取水槽では上記の保守的な評価により、見かけ上面外せん断破壊に対する照査値が厳しく算定されており、更なる合理的な評価を複数実施していることから、本書では取水槽の面外せん断力に対する許容限界を「RC-N規準」に基づく短期許容せん断力と比較することにより、「棒部材式」の保守性を確認する。

また、「RC-N規準」に基づく短期許容せん断力に加え、建物のせん断終局強度として一般的に用いられている「荒川式」についても、参考として比較する。

2. 検討内容

検討方法として、「棒部材式」を用いたせん断耐力による評価と「RC-N規準」に基づき算出した許容せん断力による評価の照査値を比較する。また、参考値として「荒川式」に基づくせん断終局強度による評価を実施し、照査値を比較する。

検討対象の部材は、各部材のうちせん断破壊に対する評価で最も厳しい照査値となる中床版の解析ケース④， $S_s-D(-+)$ を選定する。

「コンクリート標準示方書 2007」の「棒部材式」に基づくせん断耐力を(1)に、「RC-N規準」に基づく短期許容せん断力を(2)に、「荒川式」のせん断終局強度を(3)に示す。

(1) 棒部材式

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

ここで、

V_{yd} : せん断耐力

V_{cd} : コンクリートが負担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

$f_{vcd} = 0.20^3 \sqrt{f_{cd}}$ ただし、 $f_{vcd} > 0.72(\text{N/mm}^2)$ となる場合は

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

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

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

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

$= 1 + 4M_0 / M_{ud}$ ($N_d < 0$) ただし、 $\beta_n < 0$ 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/mm^2)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_{ud} : 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力

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

(2) RC-N規準

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{\alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot p_w \cdot f_t \cdot (p_w - 0.002)\}$$

ここで、

Q_A : 短期許容せん断力

b : 断面の幅

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの7/8倍の値

α : 許容せん断力の割増し係数

(2を超える場合は2, 1未満の場合は1とする。また、引張軸力が 2N/mm^2 を超える場合は1とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M/(Q \cdot d) + 1}$$

- M : 曲げモーメント
 Q : せん断力
 d : 断面の有効せい
 f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度
 ${}_w f_t$: せん断補強筋の短期許容引張応力度
 p_w : せん断補強筋比で、次式による。(0.002以上とする。*)

$$P_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

- a_w : せん断補強筋の断面積
 x : せん断補強筋の間隔

注記* : せん断補強筋がない領域については、第2項を0とする。

(3) 荒川式

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$

ここで、

- p_t : 引張鉄筋比
 F_c : コンクリートの設計基準強度
 M : 曲げモーメント
 Q : せん断力 ただし、 $1 \leq M / (Q \cdot d) \leq 3$
 d : 断面の有効せい
 p_w : せん断補強筋比
 σ_{wy} : せん断補強筋の短期許容引張応力度
 b : 断面の幅
 j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの7/8倍の値

3. 検討結果

「棒部材式」を用いたせん断耐力による評価と「RC-N規準」に基づき算出した短期許容せん断力による評価の比較結果を表3-1に示す。また、参考値として「荒川式」に基づき算出したせん断終局強度による評価結果も併せて示す。

表3-1 「棒部材式」と「RC-N規準」の比較結果（中床版）

	照査用 せん断力 V_d (kN/m)	各手法の 許容限界 (kN/m)	照査値
棒部材式	1486 ^{*1}	1520 ^{*2}	0.98
RC-N規準	1415	1694 ^{*3}	0.84
(参考) 荒川式	1415	2522 ^{*4}	0.57

注記*1:「棒部材式」の照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a (=1.05)

*2:せん断耐力

*3:短期許容せん断力

*4:せん断終局強度

「コンクリート標準示方書2007」の「棒部材式」では、保守的にせん断スパン比を一律で設定し、また、引張軸力が発生している場合には、コンクリートが負担するせん断耐力がゼロとなる計算式となっている。一方、「RC-N規準」では、 2N/mm^2 までの引張応力場において、せん断スパン比を考慮したコンクリートの負担するせん断耐力を算定する計算式となっている。

これらの理由から、取水槽のせん断破壊に対する照査が最大となる解析ケース・地震動で比較した場合、「棒部材式」に基づき算出したせん断耐力に対する照査値は、「RC-N規準」に基づき算出した短期許容せん断力に対する照査値より大きくなることを確認した。

また、参考値として示した「荒川式」は更に照査値が小さくなっており、「棒部材式」による評価の保守性を確認した。