

(3) 貯水機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-22 及び表 6-23 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ： 2000μ ，主筋ひずみ： 1725μ ）を下回ることを確認した。

表 6-22(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	2	354 μ	2000 μ	0.18
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	389 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	143	317 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	428 μ	2000 μ	0.22
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	456 μ	2000 μ	0.23
			隔壁	143	496 μ	2000 μ	0.25
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S s - D 2	++	底版	2	429 μ	2000 μ	0.22
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	458 μ	2000 μ	0.23
			隔壁	143	483 μ	2000 μ	0.25
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	382 μ	2000 μ	0.20
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	365 μ	2000 μ	0.19
			隔壁	144	345 μ	2000 μ	0.18
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-22(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S _s -D3	++	底版	2	330 μ	2000 μ	0.17
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	334 μ	2000 μ	0.17
			隔壁	143	278 μ	2000 μ	0.14
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	339 μ	2000 μ	0.17
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	333 μ	2000 μ	0.17
			隔壁	143	297 μ	2000 μ	0.15
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S _s -F1	++	底版	2	288 μ	2000 μ	0.15
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	321 μ	2000 μ	0.17
			隔壁	143	244 μ	2000 μ	0.13
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
-+	底版	2	250 μ	2000 μ	0.13		
	中床版	—	—	—	—		
	側壁	56	279 μ	2000 μ	0.14		
	隔壁	143	238 μ	2000 μ	0.12		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	—	—	—	—		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-22(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	2	370 μ	2000 μ	0.19
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	389 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	143	411 μ	2000 μ	0.21
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	405 μ	2000 μ	0.21
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	443 μ	2000 μ	0.23
			隔壁	143	321 μ	2000 μ	0.17
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S s - F 3	++	底版	2	327 μ	2000 μ	0.17
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	366 μ	2000 μ	0.19
			隔壁	144	294 μ	2000 μ	0.15
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	372 μ	2000 μ	0.19
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	408 μ	2000 μ	0.21
			隔壁	143	410 μ	2000 μ	0.21
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-22(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	2	650 μ	2000 μ	0.33
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	645 μ	2000 μ	0.33
			隔壁	143	797 μ	2000 μ	0.40
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	447 μ	2000 μ	0.23
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	390 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	144	622 μ	2000 μ	0.32
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-22(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	2	608 μ	2000 μ	0.31
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	603 μ	2000 μ	0.31
			隔壁	143	749 μ	2000 μ	0.38
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
③	S s - N 1	++	底版	2	687 μ	2000 μ	0.35
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	657 μ	2000 μ	0.33
			隔壁	143	857 μ	2000 μ	0.43
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
④	S s - N 1	++	底版	2	464 μ	2000 μ	0.24
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	454 μ	2000 μ	0.23
			隔壁	143	575 μ	2000 μ	0.29
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-23(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	1	389 μ	1725 μ	0.23
			中床版	-	-	-	-
			側壁	46	129 μ	1725 μ	0.08
			隔壁	143	123 μ	1725 μ	0.08
			導流壁	-	-	-	-
			妻壁	-	-	-	-
		-+	底版	1	956 μ	1725 μ	0.56
			中床版	-	-	-	-
			側壁	56	171 μ	1725 μ	0.10
			隔壁	143	321 μ	1725 μ	0.19
			導流壁	-	-	-	-
			妻壁	-	-	-	-
	S s - D 2	++	底版	1	832 μ	1725 μ	0.49
			中床版	-	-	-	-
			側壁	46	189 μ	1725 μ	0.11
			隔壁	144	317 μ	1725 μ	0.19
			導流壁	-	-	-	-
			妻壁	-	-	-	-
		-+	底版	2	320 μ	1725 μ	0.19
			中床版	-	-	-	-
			側壁	56	261 μ	1725 μ	0.16
			隔壁	143	159 μ	1725 μ	0.10
			導流壁	-	-	-	-
			妻壁	-	-	-	-

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-23(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	底版	1	407 μ	1725 μ	0.24
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	141 μ	1725 μ	0.09
			隔壁	144	77 μ	1725 μ	0.05
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	519 μ	1725 μ	0.31
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	125 μ	1725 μ	0.08
			隔壁	143	112 μ	1725 μ	0.07
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S s - F 1	++	底版	1	245 μ	1725 μ	0.15
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	84 μ	1725 μ	0.05
			隔壁	143	78 μ	1725 μ	0.05
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
-+	底版	1	166 μ	1725 μ	0.10		
	中床版	—	—	—	—		
	側壁	46	89 μ	1725 μ	0.06		
	隔壁	143	68 μ	1725 μ	0.04		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	—	—	—	—		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-23(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	1	629 μ	1725 μ	0.37
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	134 μ	1725 μ	0.08
			隔壁	144	304 μ	1725 μ	0.18
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	638 μ	1725 μ	0.37
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	146 μ	1725 μ	0.09
			隔壁	144	108 μ	1725 μ	0.07
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S s - F 3	++	底版	2	226 μ	1725 μ	0.14
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	122 μ	1725 μ	0.08
			隔壁	143	104 μ	1725 μ	0.07
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	723 μ	1725 μ	0.42
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	167 μ	1725 μ	0.10
			隔壁	144	284 μ	1725 μ	0.17
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-23(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	1	1092 μ *4	1725 μ	0.64*4
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	809 μ	1725 μ	0.47
			隔壁	144	467 μ	1725 μ	0.28
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	879 μ	1725 μ	0.51
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	236 μ	1725 μ	0.14
			隔壁	143	408 μ	1725 μ	0.24
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

*4：要素平均化後の値を示す。

表 6-23(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（主筋ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	1	1665 μ	1725 μ	0.97
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	627 μ	1725 μ	0.37
			隔壁	144	437 μ	1725 μ	0.26
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
③	S s - N 1	++	底版	1	1318 μ *4	1725 μ	0.77 *4
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	1017 μ	1725 μ	0.59
			隔壁	144	491 μ	1725 μ	0.29
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
④	S s - N 1	++	底版	1	1586 μ	1725 μ	0.92
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	264 μ	1725 μ	0.16
			隔壁	144	404 μ	1725 μ	0.24
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

*4：要素平均化後の値を示す。

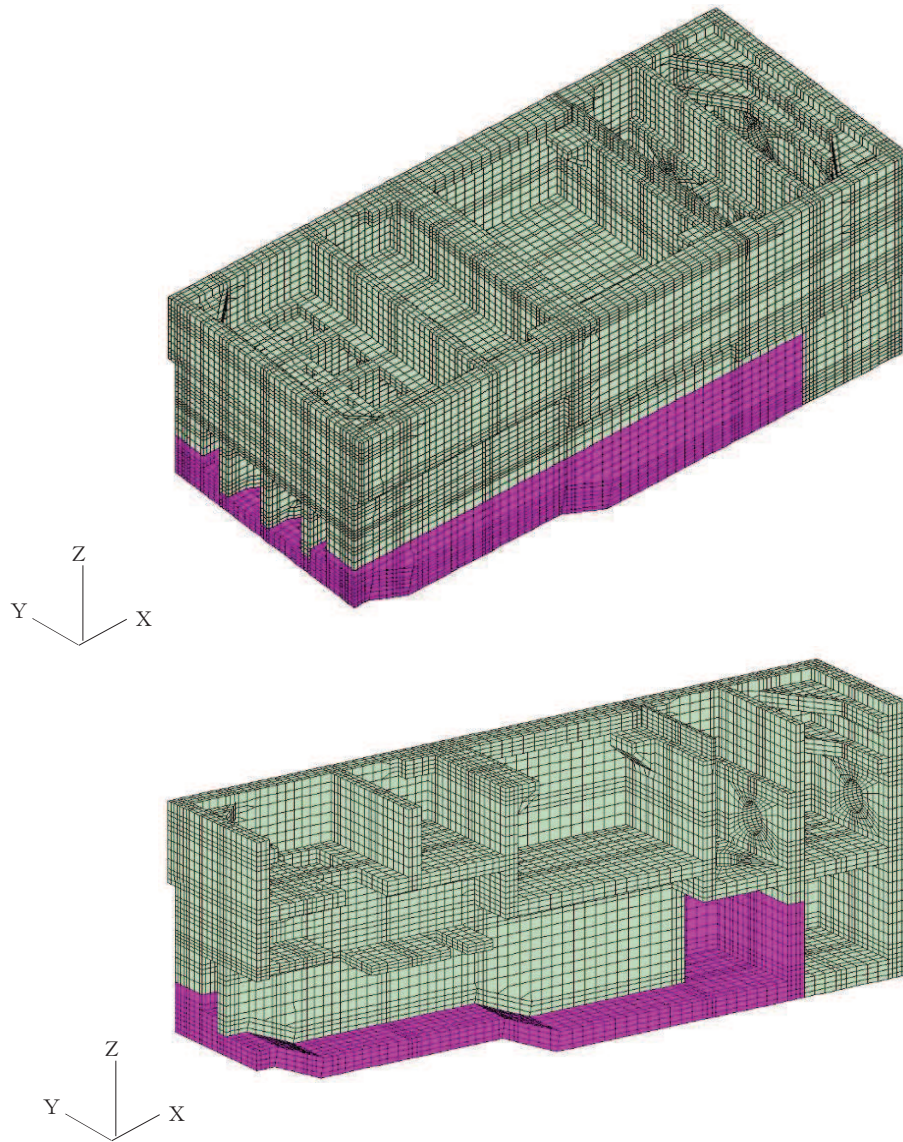


図 6-31 貯水機能が要求される部材の範囲

(4) 止水機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-24 及び表 6-25 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ： 2000μ ，主筋ひずみ： 1725μ ）を下回ることを確認した。

表 6-24(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	272 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	543 μ	2000 μ	0.28
			隔壁	121	1167 μ	2000 μ	0.59
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	140 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	364 μ	2000 μ	0.19
			側壁	53	642 μ	2000 μ	0.33
			隔壁	121	1388 μ	2000 μ	0.70
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	137 μ	2000 μ	0.07
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	297 μ	2000 μ	0.15
			側壁	53	591 μ	2000 μ	0.30
			隔壁	121	1341 μ	2000 μ	0.68
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	142 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	370 μ	2000 μ	0.19
			側壁	43	557 μ	2000 μ	0.28
			隔壁	121	1341 μ	2000 μ	0.68
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	161 μ	2000 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-24(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	216 μ	2000 μ	0.11
			側壁	53	396 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	121	936 μ	2000 μ	0.47
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	132 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	267 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	482 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	950 μ	2000 μ	0.48
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	134 μ	2000 μ	0.07
	S s - F1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	31	198 μ	2000 μ	0.10
			側壁	53	393 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	121	768 μ	2000 μ	0.39
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	120 μ	2000 μ	0.06
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	31	196 μ	2000 μ	0.10
			側壁	53	350 μ	2000 μ	0.18
			隔壁	121	713 μ	2000 μ	0.36
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	130 μ	2000 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-24(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	263 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	473 μ	2000 μ	0.24
			隔壁	121	980 μ	2000 μ	0.49
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	134 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	262 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	444 μ	2000 μ	0.23
			隔壁	121	854 μ	2000 μ	0.43
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	143 μ	2000 μ	0.08
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	31	264 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	495 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	1078 μ	2000 μ	0.54
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	146 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	268 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	496 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	1048 μ	2000 μ	0.53
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	153 μ	2000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-24(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用 ひずみ*3	限界 ひずみ	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ϵ_d	ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	581 μ	2000 μ	0.30
			側壁	53	772 μ	2000 μ	0.39
			隔壁	121	1695 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	160 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	417 μ	2000 μ	0.21
			側壁	56	492 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	831 μ	2000 μ	0.42
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	152 μ	2000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-24(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	564 μ	2000 μ	0.29
			側壁	53	826 μ	2000 μ	0.42
			隔壁	121	1689 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	160 μ	2000 μ	0.08
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	639 μ	2000 μ	0.32
			側壁	53	778 μ	2000 μ	0.39
			隔壁	121	1691 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	159 μ	2000 μ	0.08
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	435 μ	2000 μ	0.22
			側壁	53	566 μ	2000 μ	0.29
			隔壁	121	1187 μ	2000 μ	0.60
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	123 μ	2000 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-25(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	642 μ	1725 μ	0.38
			側壁	53	612 μ	1725 μ	0.36
			隔壁	121	1079 μ	1725 μ	0.63
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	47 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	874 μ	1725 μ	0.51
			側壁	56	843 μ	1725 μ	0.49
			隔壁	105	480 μ	1725 μ	0.28
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	50 μ	1725 μ	0.03
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	866 μ	1725 μ	0.51
			側壁	53	988 μ	1725 μ	0.58
			隔壁	121	581 μ	1725 μ	0.34
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	50 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	605 μ	1725 μ	0.36
			側壁	53	843 μ	1725 μ	0.49
			隔壁	121	1054 μ	1725 μ	0.62
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	58 μ	1725 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-25(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	458 μ	1725 μ	0.27
			側壁	56	498 μ	1725 μ	0.29
			隔壁	121	516 μ	1725 μ	0.30
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	44 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	610 μ	1725 μ	0.36
			側壁	56	526 μ	1725 μ	0.31
			隔壁	105	330 μ	1725 μ	0.20
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	40 μ	1725 μ	0.03
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	514 μ	1725 μ	0.30
			側壁	56	444 μ	1725 μ	0.26
			隔壁	105	252 μ	1725 μ	0.15
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	34 μ	1725 μ	0.02
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	406 μ	1725 μ	0.24
			側壁	56	353 μ	1725 μ	0.21
			隔壁	121	315 μ	1725 μ	0.19
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	39 μ	1725 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-25(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	762 μ	1725 μ	0.45
			側壁	56	717 μ	1725 μ	0.42
			隔壁	121	482 μ	1725 μ	0.28
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	47 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	722 μ	1725 μ	0.42
			側壁	56	735 μ	1725 μ	0.43
			隔壁	121	638 μ	1725 μ	0.37
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	46 μ	1725 μ	0.03
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	543 μ	1725 μ	0.32
			側壁	53	761 μ	1725 μ	0.45
			隔壁	121	586 μ	1725 μ	0.34
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	39 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	699 μ	1725 μ	0.41
			側壁	56	692 μ	1725 μ	0.41
			隔壁	121	531 μ	1725 μ	0.31
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	53 μ	1725 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-25(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（主筋ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	1128 μ	1725 μ	0.66
			側壁	56	1364 μ	1725 μ	0.80
			隔壁	101	815 μ	1725 μ	0.48
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	81 μ	1725 μ	0.05
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	850 μ	1725 μ	0.50
			側壁	56	348 μ	1725 μ	0.21
			隔壁	121	1359 μ	1725 μ	0.79
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	51 μ	1725 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-25(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	1096 μ	1725 μ	0.64
			側壁	53	1490 μ	1725 μ	0.87
			隔壁	101	652 μ	1725 μ	0.38
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	69 μ	1725 μ	0.04
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	29	1200 μ	1725 μ	0.70
			側壁	56	1456 μ	1725 μ	0.85
			隔壁	101	916 μ	1725 μ	0.54
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	83 μ	1725 μ	0.05
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	1012 μ	1725 μ	0.59
			側壁	53	837 μ	1725 μ	0.49
			隔壁	105	677 μ	1725 μ	0.40
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	44 μ	1725 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

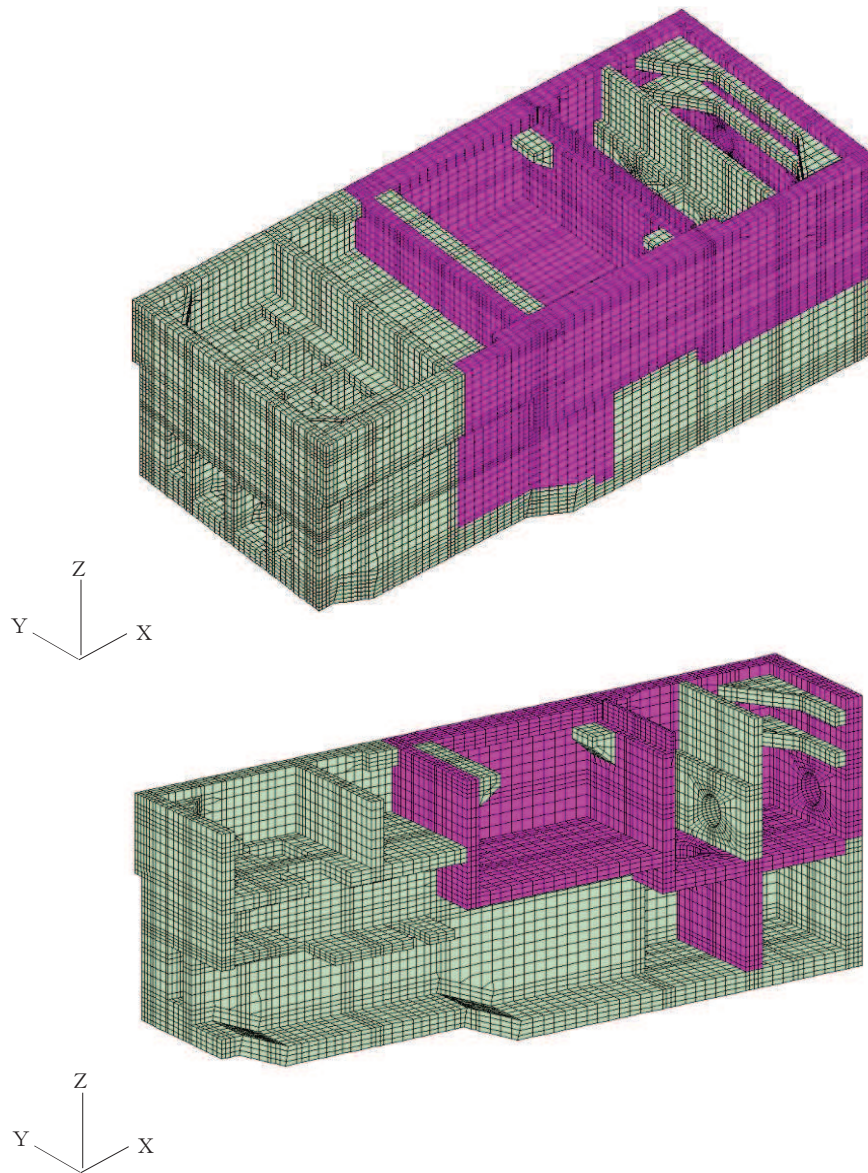


図 6-32 止水機能が要求される部材の範囲

(5) Sクラスの施設等を支持する機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-26 及び表 6-27 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ： 2000μ ，主筋ひずみ： 1725μ ）を下回ることを確認した。

表 6-26(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	272 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	543 μ	2000 μ	0.28
			隔壁	121	1167 μ	2000 μ	0.59
			導流壁	64	98 μ	2000 μ	0.05
			妻壁	81	154 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	364 μ	2000 μ	0.19
			側壁	53	642 μ	2000 μ	0.33
			隔壁	121	1388 μ	2000 μ	0.70
			導流壁	64	128 μ	2000 μ	0.07
			妻壁	81	162 μ	2000 μ	0.09
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	297 μ	2000 μ	0.15
			側壁	53	591 μ	2000 μ	0.30
			隔壁	121	1341 μ	2000 μ	0.68
			導流壁	64	118 μ	2000 μ	0.06
			妻壁	81	190 μ	2000 μ	0.10
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	370 μ	2000 μ	0.19
			側壁	43	557 μ	2000 μ	0.28
			隔壁	121	1341 μ	2000 μ	0.68
			導流壁	64	112 μ	2000 μ	0.06
			妻壁	81	161 μ	2000 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-26(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	216 μ	2000 μ	0.11
			側壁	53	396 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	121	936 μ	2000 μ	0.47
			導流壁	64	80 μ	2000 μ	0.04
			妻壁	81	146 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	267 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	482 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	950 μ	2000 μ	0.48
			導流壁	64	94 μ	2000 μ	0.05
			妻壁	81	160 μ	2000 μ	0.08
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	31	198 μ	2000 μ	0.10
			側壁	53	393 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	121	768 μ	2000 μ	0.39
			導流壁	64	84 μ	2000 μ	0.05
			妻壁	81	135 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	31	196 μ	2000 μ	0.10
			側壁	53	350 μ	2000 μ	0.18
			隔壁	121	713 μ	2000 μ	0.36
			導流壁	64	76 μ	2000 μ	0.04
			妻壁	81	152 μ	2000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-26(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	263 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	473 μ	2000 μ	0.24
			隔壁	121	980 μ	2000 μ	0.49
			導流壁	64	96 μ	2000 μ	0.05
			妻壁	81	148 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	262 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	444 μ	2000 μ	0.23
			隔壁	121	854 μ	2000 μ	0.43
			導流壁	64	102 μ	2000 μ	0.06
			妻壁	81	141 μ	2000 μ	0.08
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	31	264 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	495 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	1078 μ	2000 μ	0.54
			導流壁	64	95 μ	2000 μ	0.05
			妻壁	81	184 μ	2000 μ	0.10
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	268 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	496 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	1048 μ	2000 μ	0.53
			導流壁	64	108 μ	2000 μ	0.06
			妻壁	81	191 μ	2000 μ	0.10

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-26(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	581 μ	2000 μ	0.30
			側壁	53	772 μ	2000 μ	0.39
			隔壁	121	1695 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	64	227 μ	2000 μ	0.12
			妻壁	81	158 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	417 μ	2000 μ	0.21
			側壁	43	374 μ	2000 μ	0.19
			隔壁	121	831 μ	2000 μ	0.42
			導流壁	64	124 μ	2000 μ	0.07
			妻壁	81	166 μ	2000 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-26(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	564 μ	2000 μ	0.29
			側壁	53	826 μ	2000 μ	0.42
			隔壁	121	1689 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	64	207 μ	2000 μ	0.11
			妻壁	81	150 μ	2000 μ	0.08
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	639 μ	2000 μ	0.32
			側壁	53	778 μ	2000 μ	0.39
			隔壁	121	1691 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	64	230 μ	2000 μ	0.12
			妻壁	81	174 μ	2000 μ	0.09
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	435 μ	2000 μ	0.22
			側壁	53	566 μ	2000 μ	0.29
			隔壁	121	1187 μ	2000 μ	0.60
			導流壁	64	135 μ	2000 μ	0.07
			妻壁	81	117 μ	2000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-27(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（主筋ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	642 μ	1725 μ	0.38
			側壁	53	354 μ	1725 μ	0.21
			隔壁	121	1079 μ	1725 μ	0.63
			導流壁	64	44 μ	1725 μ	0.03
			妻壁	81	42 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	874 μ	1725 μ	0.51
			側壁	53	460 μ	1725 μ	0.27
			隔壁	142	816 μ	1725 μ	0.48
			導流壁	64	54 μ	1725 μ	0.04
			妻壁	81	50 μ	1725 μ	0.03
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	866 μ	1725 μ	0.51
			側壁	53	446 μ	1725 μ	0.26
			隔壁	142	746 μ	1725 μ	0.44
			導流壁	64	57 μ	1725 μ	0.04
			妻壁	81	50 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	605 μ	1725 μ	0.36
			側壁	43	422 μ	1725 μ	0.25
			隔壁	121	1054 μ	1725 μ	0.62
			導流壁	64	45 μ	1725 μ	0.03
			妻壁	81	58 μ	1725 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-27(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	458 μ	1725 μ	0.27
			側壁	43	280 μ	1725 μ	0.17
			隔壁	121	516 μ	1725 μ	0.30
			導流壁	64	28 μ	1725 μ	0.02
			妻壁	81	44 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	610 μ	1725 μ	0.36
			側壁	53	305 μ	1725 μ	0.18
			隔壁	105	330 μ	1725 μ	0.20
			導流壁	64	34 μ	1725 μ	0.02
			妻壁	81	38 μ	1725 μ	0.03
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	514 μ	1725 μ	0.30
			側壁	53	215 μ	1725 μ	0.13
			隔壁	105	252 μ	1725 μ	0.15
			導流壁	64	29 μ	1725 μ	0.02
			妻壁	81	33 μ	1725 μ	0.02
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	406 μ	1725 μ	0.24
			側壁	53	186 μ	1725 μ	0.11
			隔壁	121	315 μ	1725 μ	0.19
			導流壁	64	38 μ	1725 μ	0.03
			妻壁	81	54 μ	1725 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-27(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	762 μ	1725 μ	0.45
			側壁	53	274 μ	1725 μ	0.16
			隔壁	142	654 μ	1725 μ	0.38
			導流壁	64	40 μ	1725 μ	0.03
			妻壁	81	46 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	722 μ	1725 μ	0.42
			側壁	53	246 μ	1725 μ	0.15
			隔壁	121	638 μ	1725 μ	0.37
			導流壁	64	52 μ	1725 μ	0.04
			妻壁	81	44 μ	1725 μ	0.03
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	543 μ	1725 μ	0.32
			側壁	53	296 μ	1725 μ	0.18
			隔壁	121	586 μ	1725 μ	0.34
			導流壁	64	52 μ	1725 μ	0.04
			妻壁	81	41 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	699 μ	1725 μ	0.41
			側壁	53	305 μ	1725 μ	0.18
			隔壁	142	687 μ	1725 μ	0.40
			導流壁	64	42 μ	1725 μ	0.03
			妻壁	81	53 μ	1725 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-27(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	1128 μ	1725 μ	0.66
			側壁	53	1209 μ	1725 μ	0.71
			隔壁	142	1271 μ	1725 μ	0.74
			導流壁	64	176 μ	1725 μ	0.11
			妻壁	81	81 μ	1725 μ	0.05
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	850 μ	1725 μ	0.50
			側壁	43	339 μ	1725 μ	0.20
			隔壁	121	1359 μ	1725 μ	0.79
			導流壁	64	104 μ	1725 μ	0.07
			妻壁	81	51 μ	1725 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-27(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（主筋ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	1096 μ	1725 μ	0.64
			側壁	53	1437 μ	1725 μ	0.84
			隔壁	142	1134 μ	1725 μ	0.66
			導流壁	64	142 μ	1725 μ	0.09
			妻壁	81	69 μ	1725 μ	0.04
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	29	1200 μ	1725 μ	0.70
			側壁	53	1202 μ	1725 μ	0.70
			隔壁	142	1197 μ	1725 μ	0.70
			導流壁	64	191 μ	1725 μ	0.12
			妻壁	81	83 μ	1725 μ	0.05
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	1012 μ	1725 μ	0.59
			側壁	53	641 μ	1725 μ	0.38
			隔壁	142	1109 μ	1725 μ	0.65
			導流壁	64	65 μ	1725 μ	0.04
			妻壁	81	44 μ	1725 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

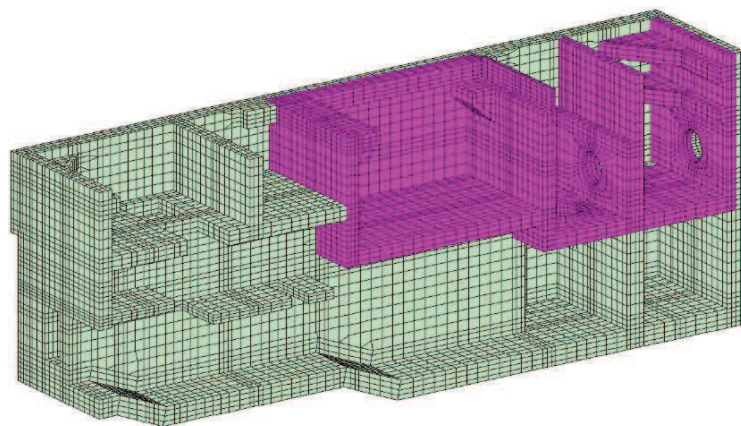
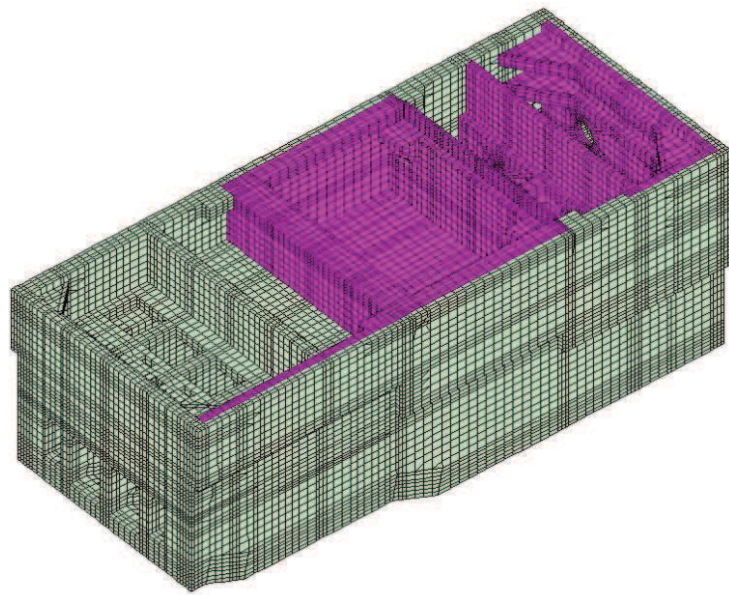


図 6-33 支持機能が要求される部材の範囲

6.3.2 せん断破壊に対する評価結果

(1) 構造強度を有することに対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-28 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-28(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S _s -D 1	++	底版	3	1503	2407	0.63
			中床板	29	1377	1999	0.69
			側壁	53	6766	10481	0.65
			隔壁	104	512	765	0.67
			導流壁	61	474	765	0.62
			妻壁	71	770	1532	0.51
		-+	底版	3	1467	2416	0.61
			中床板	29	1295	1980	0.66
			側壁	53	5314	7606	0.70
			隔壁	103	438	765	0.58
			導流壁	63	634	1050	0.61
			妻壁	71	513	820	0.63
	S _s -D 2	++	底版	3	1542	2394	0.65
			中床板	29	1389	2009	0.70
			側壁	53	5210	7588	0.69
			隔壁	104	488	765	0.64
			導流壁	63	469	765	0.62
			妻壁	71	452	824	0.55
		-+	底版	2	1401	2325	0.61
			中床板	28	1309	2019	0.65
			側壁	43	6857	9171	0.75
			隔壁	104	518	765	0.68
			導流壁	61	625	880	0.72
			妻壁	71	888	1526	0.59

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-28(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S _s -D3	++	底版	2	1006	1802	0.56
			中床板	29	1206	2070	0.59
			側壁	44	1186	2028	0.59
			隔壁	104	476	765	0.63
			導流壁	63	400	765	0.53
			妻壁	83	913	2061	0.45
		-+	底版	3	1298	2461	0.53
			中床板	29	1246	2027	0.62
			側壁	44	1206	2031	0.60
			隔壁	104	468	765	0.62
			導流壁	63	432	765	0.57
			妻壁	71	369	765	0.49
	S _s -F1	++	底版	3	1477	2748	0.54
			中床板	29	1185	2066	0.58
			側壁	44	1041	2017	0.52
			隔壁	104	481	765	0.63
			導流壁	63	539	1171	0.47
			妻壁	82	900	2061	0.44
-+	底版	4	1499	2755	0.55		
	中床板	29	1066	2001	0.54		
	側壁	44	1114	2049	0.55		
	隔壁	104	458	765	0.60		
	導流壁	61	343	765	0.45		
	妻壁	82	901	2061	0.44		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-28(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S _s -F2	++	底版	3	1600	2746	0.59
			中床板	29	1218	2009	0.61
			側壁	44	1188	2018	0.59
			隔壁	104	485	765	0.64
			導流壁	63	594	1015	0.59
			妻壁	82	949	2061	0.47
		-+	底版	3	1767	2760	0.65
			中床板	29	1318	2078	0.64
			側壁	44	1130	2013	0.57
			隔壁	104	519	765	0.68
			導流壁	63	685	1191	0.58
			妻壁	82	1010	2061	0.50
	S _s -F3	++	底版	1	1425	2453	0.59
			中床板	29	1291	2096	0.62
			側壁	44	1364	2010	0.68
			隔壁	104	507	765	0.67
			導流壁	61	425	765	0.56
			妻壁	82	953	2061	0.47
-+	底版	3	1817	2747	0.67		
	中床板	29	1434	2010	0.72		
	側壁	44	1278	1999	0.64		
	隔壁	101	1052	1620	0.65		
	導流壁	62	685	1155	0.60		
	妻壁	82	1072	2061	0.53		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-28(4) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	$V_{y d}$	$V_d / V_{y d}$
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - N 1	++	底版	2	4532	5879	0.78
			中床板	30	901	1101	0.82
			側壁	52	4338	5481	0.80
			隔壁	104	847	1096	0.78
			導流壁	62	1293	1596	0.82
			妻壁	71	3923	5359	0.74
		-+	底版	4	1651	2461	0.68
			中床板	28	1231	1988	0.62
			側壁	46	1258	1789	0.71
			隔壁	103	504	765	0.66
			導流壁	61	634	880	0.73
			妻壁	71	398	765	0.53

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-28(5) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
②	S s - N 1	++	底版	1	5021	6784	0.75
			中床板	21	862	1146	0.76
			側壁	52	2294	2782	0.83
			隔壁	101	1910	2325	0.83
			導流壁	62	1287	1608	0.81
			妻壁	71	3888	5364	0.73
③	S s - N 1	++	底版	1	5430	6784	0.81
			中床板	21	791	880	0.90
			側壁	52	2228	2782	0.81
			隔壁	104	957	1089	0.88
			導流壁	62	1413	1598	0.89
			妻壁	71	571	765	0.75
④	S s - N 1	++	底版	1	5936	6784	0.88
			中床板	21	989	1149	0.87
			側壁	53	6428	7606	0.85
			隔壁	101	1000	1329	0.76
			導流壁	61	1050	1183	0.89
			妻壁	71	670	765	0.88

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

(2) 通水機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-29 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-29(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 1	++	底版	2	969	1802	0.54
			中床板	29	1377	1999	0.69
			側壁	46	863	1789	0.49
			隔壁	143	577	1838	0.32
			導流壁	61	474	765	0.62
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	3472	5861	0.60
			中床板	29	1295	1980	0.66
			側壁	56	3761	7399	0.51
			隔壁	143	653	1973	0.34
			導流壁	63	634	1050	0.61
			妻壁	—	—	—	—
	S s - D 2	++	底版	2	3641	5885	0.62
			中床板	29	1389	2009	0.70
			側壁	56	3737	7415	0.51
			隔壁	143	698	1801	0.39
			導流壁	63	469	765	0.62
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	1401	2325	0.61
			中床板	28	1309	2019	0.65
			側壁	46	1169	1789	0.66
			隔壁	143	654	2922	0.23
			導流壁	61	524	765	0.69
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-29(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 3	++	底版	2	1006	1802	0.56
			中床板	29	1206	2070	0.59
			側壁	56	3218	7454	0.44
			隔壁	143	529	2367	0.23
			導流壁	63	400	765	0.53
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	2791	5922	0.48
			中床板	29	1246	2027	0.62
			側壁	56	3089	7422	0.42
			隔壁	143	531	1801	0.30
			導流壁	63	432	765	0.57
			妻壁	—	—	—	—
	S s - F 1	++	底版	2	825	1802	0.46
			中床板	29	1185	2066	0.58
			側壁	56	2949	7509	0.40
			隔壁	143	506	1801	0.29
			導流壁	63	539	1171	0.47
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	981	1802	0.55
			中床板	29	1066	2001	0.54
			側壁	46	920	2342	0.40
			隔壁	143	409	1801	0.23
			導流壁	61	343	765	0.45
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-29(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - F 2	++	底版	2	2992	5855	0.52
			中床板	29	1218	2009	0.61
			側壁	56	3557	7743	0.46
			隔壁	143	594	1801	0.33
			導流壁	63	594	1015	0.59
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	1105	1802	0.62
			中床板	29	1318	2078	0.64
			側壁	56	3863	7518	0.52
			隔壁	143	597	1801	0.34
			導流壁	63	685	1191	0.58
			妻壁	—	—	—	—
	S s - F 3	++	底版	1	1425	2453	0.59
			中床板	29	1291	2096	0.62
			側壁	46	1044	2350	0.45
			隔壁	143	697	2922	0.24
			導流壁	61	425	765	0.56
			妻壁	—	—	—	—
-+	底版	1	1361	2418	0.57		
	中床板	29	1434	2010	0.72		
	側壁	46	1209	2318	0.53		
	隔壁	143	643	1801	0.36		
	導流壁	62	685	1155	0.60		
	妻壁	—	—	—	—		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-29(4) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - N 1	++	底版	2	4532	5879	0.78
			中床板	30	901	1101	0.82
			側壁	46	5674	8272	0.69
			隔壁	143	1246	2922	0.43
			導流壁	62	1293	1596	0.82
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	3860	5985	0.65
			中床板	28	1231	1988	0.62
			側壁	46	1258	1789	0.71
			隔壁	144	922	2922	0.32
			導流壁	61	634	880	0.73
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-29(5) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
②	S s - N 1	++	底版	1	5021	6784	0.75
			中床板	21	862	1146	0.76
			側壁	46	5634	8274	0.69
			隔壁	143	1192	2922	0.41
			導流壁	62	1287	1608	0.81
			妻壁	—	—	—	—
③	S s - N 1	++	底版	1	5430	6784	0.81
			中床板	21	791	880	0.90
			側壁	46	5986	8276	0.73
			隔壁	143	1284	2866	0.45
			導流壁	62	1413	1598	0.89
			妻壁	—	—	—	—
④	S s - N 1	++	底版	1	5936	6784	0.88
			中床板	21	989	1149	0.87
			側壁	46	6032	8260	0.74
			隔壁	143	1233	2922	0.43
			導流壁	61	1050	1183	0.89
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

(3) 貯水機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-30 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-30(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S _s -D1	++	底版	2	969	1802	0.54
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	860	1789	0.49
			隔壁	144	366	1801	0.21
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	3472	5861	0.60
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	3761	7399	0.51
			隔壁	144	378	1890	0.21
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S _s -D2	++	底版	2	3641	5885	0.62
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	3737	7415	0.51
			隔壁	143	383	1801	0.22
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	1401	2325	0.61
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	1169	1789	0.66
			隔壁	143	362	1801	0.21
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-30(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 3	++	底版	2	1006	1802	0.56
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	3218	7454	0.44
			隔壁	143	360	1801	0.20
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	2791	5922	0.48
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	3089	7422	0.42
			隔壁	144	391	1801	0.22
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S s - F 1	++	底版	2	825	1802	0.46
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	2949	7509	0.40
			隔壁	143	276	1801	0.16
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
-+	底版	2	981	1802	0.55		
	中床板	—	—	—	—		
	側壁	46	989	2683	0.37		
	隔壁	144	458	3012	0.16		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	—	—	—	—		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-30(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置 ^{*1,2}		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 ^{*3} V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S _s -F 2	++	底版	2	2992	5855	0.52
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	3557	7743	0.46
			隔壁	144	395	1877	0.22
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	1105	1802	0.62
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	3863	7518	0.52
			隔壁	143	327	1801	0.19
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S _s -F 3	++	底版	1	1425	2453	0.59
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	1044	2350	0.45
			隔壁	143	356	1807	0.20
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	1361	2418	0.57
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	1209	2318	0.53
			隔壁	144	410	1801	0.23
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-30(4) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - N 1	++	底版	2	4532	5879	0.78
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	5015	7412	0.68
			隔壁	144	498	1913	0.27
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	3860	5985	0.65
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	1258	1789	0.71
			隔壁	143	412	1801	0.23
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-30(5) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
②	S s - N 1	++	底版	1	5021	6784	0.75
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	4729	7386	0.65
			隔壁	144	436	1801	0.25
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
③	S s - N 1	++	底版	1	5430	6784	0.81
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	4890	7381	0.67
			隔壁	144	524	1961	0.27
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
④	S s - N 1	++	底版	1	5936	6784	0.88
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	5123	7390	0.70
			隔壁	144	517	1801	0.29
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

(4) 止水機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-31 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-31(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1377	1999	0.69
			側壁	53	6766	10481	0.65
			隔壁	104	512	765	0.67
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3133	7747	0.41
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1295	1980	0.66
			側壁	53	5314	7606	0.70
			隔壁	103	438	765	0.58
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3069	7729	0.40
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1389	2009	0.70
			側壁	53	5210	7588	0.69
			隔壁	104	488	765	0.64
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3467	7747	0.45
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	28	1309	2019	0.65
			側壁	43	6857	9171	0.75
			隔壁	104	518	765	0.68
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3053	7775	0.40

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31 (2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1206	2070	0.59
			側壁	44	1186	2028	0.59
			隔壁	104	476	765	0.63
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3060	7762	0.40
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1246	2027	0.62
			側壁	44	1206	2031	0.60
			隔壁	104	468	765	0.62
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3241	7768	0.42
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1185	2066	0.58
			側壁	44	1041	2017	0.52
			隔壁	104	481	765	0.63
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	2952	7731	0.39
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1066	2001	0.54
			側壁	44	1114	2049	0.55
			隔壁	104	458	765	0.60
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3205	7770	0.42

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S _s -F2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1218	2009	0.61
			側壁	44	1188	2018	0.59
			隔壁	104	485	765	0.64
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3226	7760	0.42
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1318	2078	0.64
			側壁	44	1130	2013	0.57
			隔壁	104	519	765	0.68
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3008	7742	0.39
	S _s -F3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1291	2096	0.62
			側壁	44	1364	2010	0.68
			隔壁	104	507	765	0.67
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3483	7760	0.45
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1434	2010	0.72
			側壁	44	1278	1999	0.64
			隔壁	104	447	765	0.59
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3370	7730	0.44

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(4) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	30	901	1101	0.82
			側壁	52	4338	5481	0.80
			隔壁	104	847	1096	0.78
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	738	1530	0.49
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	28	1231	1988	0.62
			側壁	44	1366	1960	0.70
			隔壁	103	504	765	0.66
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3347	7737	0.44

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(5) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値
					せん断力*3	耐力	
					V_d	$V_{y d}$	$V_d/V_{y d}$
					(kN/m)	(kN/m)	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1467	1972	0.75
			側壁	52	2294	2782	0.83
			隔壁	101	1910	2325	0.83
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	679	1530	0.45
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	30	933	1101	0.85
			側壁	52	2228	2782	0.81
			隔壁	104	957	1089	0.88
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	759	1530	0.50
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	28	2595	3127	0.83
			側壁	53	6428	7606	0.85
			隔壁	101	1000	1329	0.76
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	703	1528	0.47

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

(5) Sクラスの施設等を支持する機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-32 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-32(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値
					せん断力*3	耐力	
					V_d	$V_{y d}$	$V_d/V_{y d}$
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1377	1999	0.69
			側壁	53	6766	10481	0.65
			隔壁	104	512	765	0.67
			導流壁	64	587	1663	0.36
			妻壁	81	3133	7747	0.41
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1295	1980	0.66
			側壁	53	5314	7606	0.70
			隔壁	103	438	765	0.58
			導流壁	64	736	1826	0.41
			妻壁	81	3069	7729	0.40
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1389	2009	0.70
			側壁	53	5210	7588	0.69
			隔壁	104	488	765	0.64
			導流壁	64	628	1826	0.35
			妻壁	81	3467	7747	0.45
-+	底版	—	—	—	—		
	中床板	28	1309	2019	0.65		
	側壁	43	6857	9171	0.75		
	隔壁	104	518	765	0.68		
	導流壁	64	850	1752	0.49		
	妻壁	81	3053	7775	0.40		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-32(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値
					せん断力*3	耐力	
					V_d	$V_{y d}$	$V_d/V_{y d}$
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S _s -D3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1206	2070	0.59
			側壁	43	5176	9108	0.57
			隔壁	104	476	765	0.63
			導流壁	64	542	1826	0.30
			妻壁	81	3060	7762	0.40
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1246	2027	0.62
			側壁	43	5201	9153	0.57
			隔壁	104	468	765	0.62
			導流壁	64	556	1826	0.31
			妻壁	81	3241	7768	0.42
	S _s -F1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1185	2066	0.58
			側壁	53	5032	10474	0.49
			隔壁	104	481	765	0.63
			導流壁	64	423	1826	0.24
			妻壁	81	2952	7731	0.39
-+	底版	—	—	—	—		
	中床板	29	1066	2001	0.54		
	側壁	43	4213	9135	0.47		
	隔壁	104	458	765	0.60		
	導流壁	64	423	1826	0.24		
	妻壁	81	3205	7770	0.42		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-32(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置 ^{*1,2}		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 ^{*3} V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S _s -F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1218	2009	0.61
			側壁	53	6157	10477	0.59
			隔壁	104	485	765	0.64
			導流壁	64	514	1746	0.30
			妻壁	81	3226	7760	0.42
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1318	2078	0.64
			側壁	43	3762	7079	0.54
			隔壁	104	519	765	0.68
			導流壁	64	558	1726	0.33
			妻壁	81	3008	7742	0.39
	S _s -F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1291	2096	0.62
			側壁	53	6614	10488	0.64
			隔壁	104	507	765	0.67
			導流壁	64	552	1826	0.31
			妻壁	81	3483	7760	0.45
-+	底版	—	—	—	—		
	中床板	29	1434	2010	0.72		
	側壁	43	5624	9145	0.62		
	隔壁	101	1052	1620	0.65		
	導流壁	64	655	1826	0.36		
	妻壁	81	3370	7730	0.44		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-32(4) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置 ^{*1,2}		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 ^{*3} V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	30	901	1101	0.82
			側壁	52	4338	5481	0.80
			隔壁	104	847	1096	0.78
			導流壁	64	927	1748	0.54
			妻壁	81	738	1530	0.49
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	28	1231	1988	0.62
			側壁	43	1566	2315	0.68
			隔壁	103	504	765	0.66
			導流壁	64	772	1724	0.45
			妻壁	81	3347	7737	0.44

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-32(5) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値
					せん断力*3	耐力	
					V_d	$V_{y d}$	$V_d/V_{y d}$
					(kN/m)	(kN/m)	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1467	1972	0.75
			側壁	52	2294	2782	0.83
			隔壁	101	1910	2325	0.83
			導流壁	64	909	1777	0.52
			妻壁	81	679	1530	0.45
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	30	933	1101	0.85
			側壁	52	2228	2782	0.81
			隔壁	104	957	1089	0.88
			導流壁	64	788	1386	0.57
			妻壁	81	759	1530	0.50
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	28	2595	3127	0.83
			側壁	53	6428	7606	0.85
			隔壁	101	1000	1329	0.76
			導流壁	64	1042	1826	0.58
			妻壁	81	703	1528	0.47

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

6.3.3 壁部材の面内せん断に対する評価結果

(1) 構造強度を有することに対する評価結果

各壁部材の面内せん断（面内せん断ひずみ）に対する最大照査値について、表 6-33 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて面内せん断ひずみが、許容限界（面内せん断ひずみ：2000 μ ）を下回ることを確認した。

また、同表より、全部材において、面内せん断ひずみは 750 μ に至っておらず、CC b 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-33(1) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*2 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	244 μ	2000 μ	0.13
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	127 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	277 μ	2000 μ	0.14
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	176 μ	2000 μ	0.09
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	253 μ	2000 μ	0.13
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	165 μ	2000 μ	0.09
-+	底版	—	—	—	—		
	中床板	—	—	—	—		
	側壁	—	—	—	—		
	隔壁	90	339 μ	2000 μ	0.17		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	70	175 μ	2000 μ	0.09		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ=発生する面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-33(2) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*2 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	207 μ	2000 μ	0.11
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	106 μ	2000 μ	0.06
	S s - D 3	-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	192 μ	2000 μ	0.1
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	124 μ	2000 μ	0.07
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	150 μ	2000 μ	0.08
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	88 μ	2000 μ	0.05
S s - F 1	-+	底版	—	—	—	—	
		中床板	—	—	—	—	
		側壁	—	—	—	—	
		隔壁	90	141 μ	2000 μ	0.08	
		導流壁	—	—	—	—	
		妻壁	70	74 μ	2000 μ	0.04	

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ=発生する面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-33(3) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*2 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	219 μ	2000 μ	0.11
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	129 μ	2000 μ	0.07
	S s - F 2	-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	194 μ	2000 μ	0.1
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	120 μ	2000 μ	0.06
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	198 μ	2000 μ	0.1
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	107 μ	2000 μ	0.06
S s - F 3	-+	底版	—	—	—	—	
		中床板	—	—	—	—	
		側壁	—	—	—	—	
		隔壁	90	213 μ	2000 μ	0.11	
		導流壁	—	—	—	—	
		妻壁	70	143 μ	2000 μ	0.08	

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ=発生する面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-33(4) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*2 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	460 μ	2000 μ	0.23
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	307 μ	2000 μ	0.16
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	326 μ	2000 μ	0.17
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	168 μ	2000 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生する面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-33(5) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*2 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	424 μ	2000 μ	0.22
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	283 μ	2000 μ	0.15
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	516 μ	2000 μ	0.26
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	367 μ	2000 μ	0.19
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	320 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	219 μ	2000 μ	0.11

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生する面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

(2) 通水機能に対する評価結果

各壁部材の面内せん断（面内せん断ひずみ）に対する最大照査値について、表 6-34 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて面内せん断ひずみが、許容限界（面内せん断ひずみ：2000 μ ）を下回ることを確認した。

表 6-34(1) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	189 μ	2000 μ	0.1
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	127 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	259 μ	2000 μ	0.13
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	176 μ	2000 μ	0.09
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	253 μ	2000 μ	0.13
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	165 μ	2000 μ	0.09
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	211 μ	2000 μ	0.11
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	175 μ	2000 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

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

表 6-34(2) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	166 μ	2000 μ	0.09
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	106 μ	2000 μ	0.06
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	184 μ	2000 μ	0.10
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	124 μ	2000 μ	0.07
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	150 μ	2000 μ	0.08
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	88 μ	2000 μ	0.05
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	128 μ	2000 μ	0.07
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	74 μ	2000 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

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

表 6-34(3) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	219 μ	2000 μ	0.11
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	129 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	194 μ	2000 μ	0.10
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	120 μ	2000 μ	0.06
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	184 μ	2000 μ	0.10
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	107 μ	2000 μ	0.06
-+	底版	—	—	—	—		
	中床板	—	—	—	—		
	側壁	—	—	—	—		
	隔壁	140	213 μ	2000 μ	0.11		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	70	143 μ	2000 μ	0.08		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

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

表 6-34(4) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	460 μ	2000 μ	0.23
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	307 μ	2000 μ	0.16
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	309 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	168 μ	2000 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

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

表 6-34(5) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	424 μ	2000 μ	0.22
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	283 μ	2000 μ	0.15
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	505 μ	2000 μ	0.26
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	367 μ	2000 μ	0.19
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	306 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	219 μ	2000 μ	0.11

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

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

(3) 貯水機能に対する評価結果

「6.3.1 曲げ・軸力の破壊に対する評価結果」により、各壁部材は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。

また、貯水機能が要求される部材の範囲を図6-34に示す。貯水機能が要求される部材のうち γ_1 を超過する部材について、止水機能が要求される部材に含まれることから、漏水量の算定結果は、「参考資料2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について」に示す。

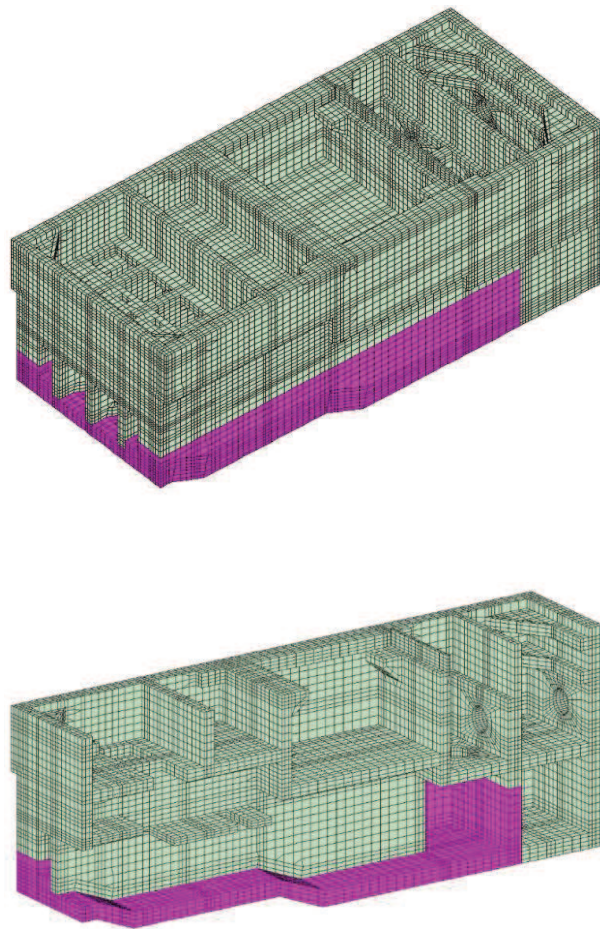


図6-34 貯水機能が要求される部材の範囲

(4) 止水機能に対する評価結果

「6.3.1 曲げ・軸力の破壊に対する評価結果」により、各壁部材は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。なお、止水機能が要求される部材のうち γ_1 を超過する部材について、念のため漏水量を算定する。

漏水量の算定結果は、「参考資料2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について」に示す。

(5) Sクラスの施設等を支持する機能に対する評価結果

各壁部材の面内せん断（面内せん断ひずみ）に対する最大照査値について、表 6-35 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用面内せん断ひずみが、許容限界（面内せん断ひずみ： 2000μ ）を下回ることを確認した。

表 6-35(1) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	199 μ	2000 μ	0.10
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	82 μ	2000 μ	0.05
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	244 μ	2000 μ	0.13
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	97 μ	2000 μ	0.05
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	225 μ	2000 μ	0.12
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	88 μ	2000 μ	0.05
-+	底版	—	—	—	—		
	中床板	—	—	—	—		
	側壁	—	—	—	—		
	隔壁	100	283 μ	2000 μ	0.15		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	80	102 μ	2000 μ	0.06		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

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

表 6-35(2) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	163 μ	2000 μ	0.09
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	75 μ	2000 μ	0.04
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	166 μ	2000 μ	0.09
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	74 μ	2000 μ	0.04
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	123 μ	2000 μ	0.07
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	61 μ	2000 μ	0.04
-+	底版	—	—	—	—		
	中床板	—	—	—	—		
	側壁	—	—	—	—		
	隔壁	100	121 μ	2000 μ	0.07		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	80	61 μ	2000 μ	0.04		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

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

表 6-35(3) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	172 μ	2000 μ	0.09
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	79 μ	2000 μ	0.04
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	166 μ	2000 μ	0.09
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	87 μ	2000 μ	0.05
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	162 μ	2000 μ	0.09
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	77 μ	2000 μ	0.04
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	208 μ	2000 μ	0.11
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	90 μ	2000 μ	0.05

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

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

表 6-35(4) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	432 μ	2000 μ	0.22
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	141 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	265 μ	2000 μ	0.14
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	114 μ	2000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

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

表 6-35(5) 壁部材の面内せん断照査結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	383 μ	2000 μ	0.20
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	110	135 μ	2000 μ	0.07
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	490 μ	2000 μ	0.25
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	144 μ	2000 μ	0.08
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	285 μ	2000 μ	0.15
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	110	96 μ	2000 μ	0.05

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

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

6.3.4 水平2方向載荷による評価結果

水平2方向載荷による評価は、すべての基準地震動 S_s に対して実施する解析ケース①及び解析ケース②～④の照査値の中で最大となる地震動に対し実施する。水平2方向載荷の評価において組合せる荷重は、主方向荷重を水平方向及び鉛直方向荷重、従方向荷重を水平方向荷重とし、従方向荷重は主方向荷重での地震時荷重算定時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出した荷重とする。表6-36～表6-40に水平2方向載荷に対する評価結果を示す。

同表より、コンクリートの圧縮縁ひずみ、コンクリートの圧縮ひずみ、主筋ひずみ、せん断力及び面内せん断ひずみが、それぞれの許容限界を下回ることを確認した。

表 6-36 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	2	④	主方向：S _s -N1 (++) 従方向：S _s -N1 (++)	7.52	582 μ	10000 μ	0.06
中床版	20				884 μ	10000 μ	0.09
側壁	53	②		7.57	1011 μ	10000 μ	0.11
隔壁	121				2295 μ	10000 μ	0.23
導流壁	61	④		7.52	812 μ	10000 μ	0.09
妻壁	71				575 μ	10000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-37 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
底版	2	④	主方向：S _s -N1 (++) 従方向：S _s -N1 (++)	7.52	456 μ	2000 μ	0.23	
中床版	27				436 μ	2000 μ	0.22	
側壁	53	②		7.57	791 μ	2000 μ	0.40	
隔壁	121				1490 μ	2000 μ	0.75	
導流壁	64	①		主方向：S _s -D2 (++) 従方向：S _s -D2 (++)	25.26	219 μ	2000 μ	0.11
妻壁	81					183 μ	2000 μ	0.10

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-38 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	1	④	主方向：S s - N 1 (++)	7.52	1590 μ	1725 μ	0.93
中床版	30				989 μ	1725 μ	0.58
側壁	53	②	従方向：S s - N 1 (++)	7.57	1487 μ *3	1725 μ	0.87*3
隔壁	121	①	主方向：S s - D 2 (-+) 従方向：S s - D 2 (++)	13.53	1143 μ	1725 μ	0.67
導流壁	64						
妻壁	81	②	主方向：S s - N 1 (++) 従方向：S s - N 1 (++)	7.57	214 μ	1725 μ	0.13

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

*3：要素平均化後の値を示す。

表 6-39 せん断破壊に対する照査

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
底版	1	④	主方向：S s - N 1 (++) 従方向：S s - N 1 (++)	7.52	5662	6784	0.84
中床版	21			7.52	970	1144	0.85
側壁	52			7.52	4662	5528	0.85
隔壁	104			7.52	1061	1324	0.81
導流壁	61			7.52	1062	1183	0.90
妻壁	71			7.52	1165	1427	0.82

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-40 壁部材の面内せん断に対する照査

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用 面内せん 断ひずみ*2 γ_d	限界せん 断ひずみ γ_R	照査値 γ_d / γ_R
底版	—	—	—	—	—	—	—
中床版	—		—		—	—	
側壁	—		—		—	—	
隔壁	90	①	主方向：S s - D 2 (-+) 従方向：S s - D 2 (++)	13.53	337 μ	2000 μ	0.17
導流壁	—	—	—	—	—	—	—
妻壁	70	④	主方向：S s - N 1 (++) 従方向：S s - N 1 (++)	7.52	210 μ	2000 μ	0.11

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

6.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

6.4.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表 6-41～表 6-43 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-35～図 6-37 に示す。

同表より、海水ポンプ室の基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表 6-41 基礎地盤の支持性能評価結果 (スクリーンエリア)

解析 ケース	地震動		接地圧	極限支持力	照査値	
			R_d (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_d/R_u	
①	S _s -D 1	++	3.4	13.7	0.25	
		-+	3.0	13.7	0.22	
	S _s -D 2	++	3.1	13.7	0.23	
		-+	3.7	13.7	0.28	
	S _s -D 3	++	3.1	13.7	0.23	
		-+	2.8	13.7	0.21	
	S _s -F 1	++	2.4	13.7	0.18	
		-+	2.4	13.7	0.18	
	S _s -F 2	++	2.7	13.7	0.20	
		-+	3.2	13.7	0.24	
	S _s -F 3	++	2.9	13.7	0.22	
		-+	2.7	13.7	0.20	
	S _s -N 1	++	3.6	13.7	0.27	
		-+	3.8	13.7	0.28	
	②	S _s -N 1	++	3.2	13.7	0.24
	③	S _s -N 1	++	3.9	13.7	0.29
	④	S _s -N 1	++	3.6	13.7	0.27

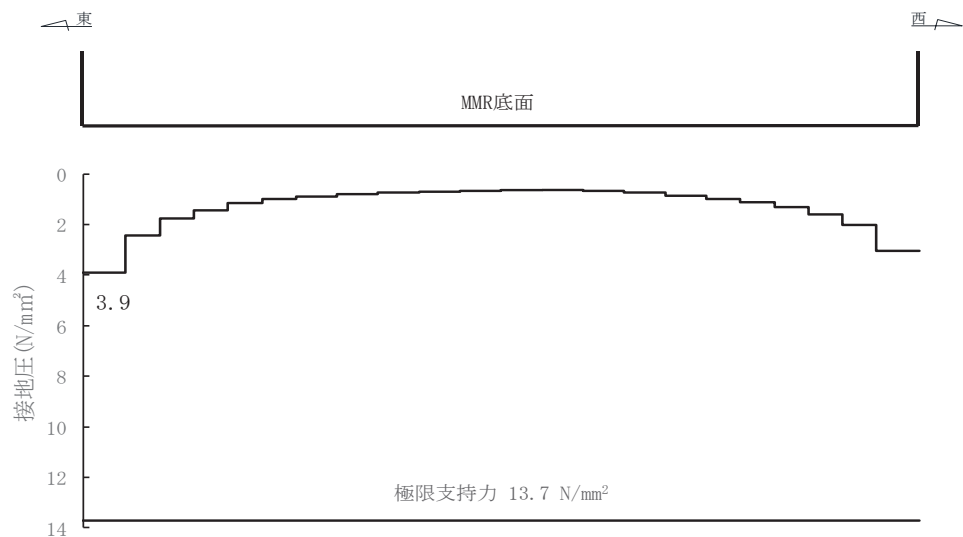


図 6-35 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-N 1 (++) , スクリーンエリア)

表 6-42 基礎地盤の支持性能評価結果 (補機ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		接地圧	極限支持力	照査値	
			$R_d(N/mm^2)$	$R_u(N/mm^2)$	R_d/R_u	
①	S s - D 1	++	3.0	13.7	0.22	
		-+	2.8	13.7	0.21	
	S s - D 2	++	3.1	13.7	0.23	
		-+	3.5	13.7	0.26	
	S s - D 3	++	2.9	13.7	0.22	
		-+	2.7	13.7	0.20	
	S s - F 1	++	2.2	13.7	0.17	
		-+	2.1	13.7	0.16	
	S s - F 2	++	2.6	13.7	0.19	
		-+	3.0	13.7	0.22	
	S s - F 3	++	2.7	13.7	0.20	
		-+	2.5	13.7	0.19	
	S s - N 1	++	3.4	13.7	0.25	
		-+	3.5	13.7	0.26	
	②	S s - N 1	++	3.1	13.7	0.23
	③	S s - N 1	++	3.7	13.7	0.28
	④	S s - N 1	++	3.5	13.7	0.26

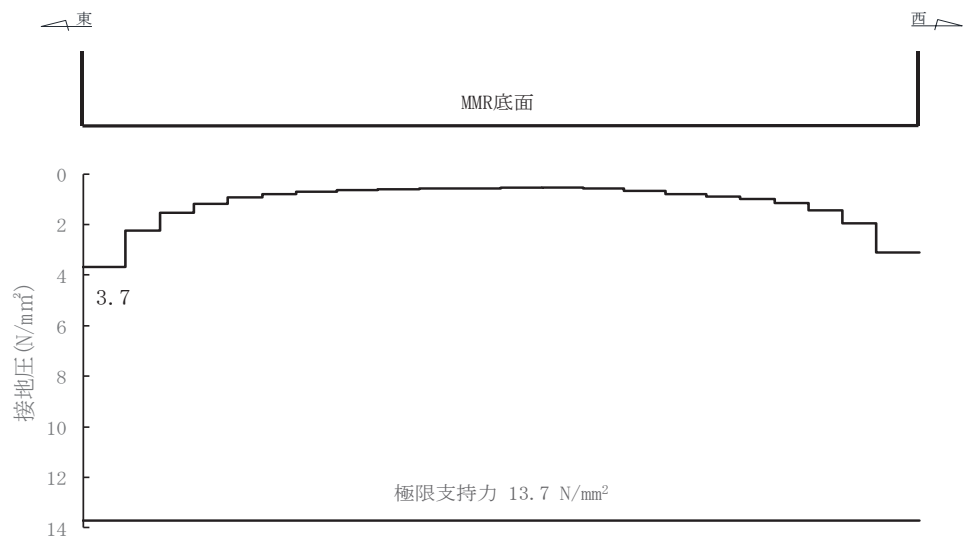


図 6-36 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア)

表 6-43 基礎地盤の支持性能評価結果 (循環水ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		接地圧	極限支持力	照査値	
			$R_d(N/mm^2)$	$R_u(N/mm^2)$	R_d/R_u	
①	S _s -D 1	++	2.8	13.7	0.21	
		-+	2.9	13.7	0.22	
	S _s -D 2	++	3.3	13.7	0.25	
		-+	3.3	13.7	0.25	
	S _s -D 3	++	2.6	13.7	0.19	
		-+	2.6	13.7	0.19	
	S _s -F 1	++	2.2	13.7	0.17	
		-+	2.0	13.7	0.15	
	S _s -F 2	++	2.6	13.7	0.19	
		-+	3.0	13.7	0.22	
	S _s -F 3	++	2.3	13.7	0.17	
		-+	2.8	13.7	0.21	
	S _s -N 1	++	3.7	13.7	0.28	
		-+	3.2	13.7	0.24	
	②	S _s -N 1	++	3.3	13.7	0.25
	③	S _s -N 1	++	3.9	13.7	0.29
	④	S _s -N 1	++	3.8	13.7	0.28

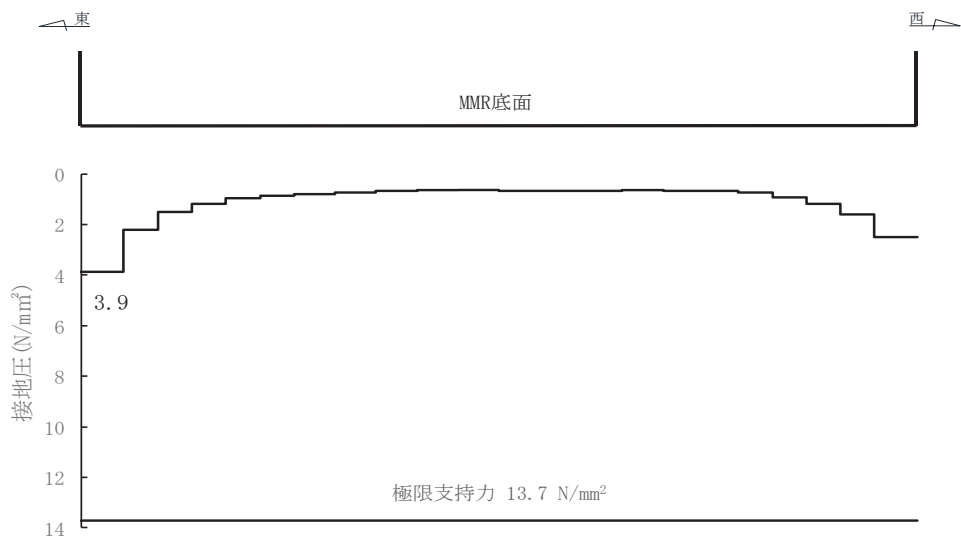


図 6-37 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-N 1 (++) , 循環水ポンプエリア)

6.4.2 MMR（既設）

(1) 接地圧に対する評価

MMR（既設）の支持性能に対する評価結果を表 6-44～表 6-46 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-38～図 6-40 に示す。

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

表 6-44 MMR (既設) の支持性能評価結果 (スクリーンエリア)

解析 ケース	地震動		接地圧	支圧強度	照査値	
			$R_d(N/mm^2)$	$f'_a(N/mm^2)$	R_d/f'_a	
①	S s - D 1	++	4.2	15.6	0.27	
		-+	3.7	15.6	0.24	
	S s - D 2	++	3.6	15.6	0.24	
		-+	4.3	15.6	0.28	
	S s - D 3	++	3.8	15.6	0.25	
		-+	3.4	15.6	0.22	
	S s - F 1	++	3.2	15.6	0.21	
		-+	3.1	15.6	0.20	
	S s - F 2	++	3.6	15.6	0.24	
		-+	3.5	15.6	0.23	
	S s - F 3	++	3.5	15.6	0.23	
		-+	3.7	15.6	0.24	
	S s - N 1	++	3.4	15.6	0.22	
		-+	4.2	15.6	0.27	
	②	S s - N 1	++	3.4	15.6	0.22
	③	S s - N 1	++	3.5	15.6	0.23
	④	S s - N 1	++	3.4	15.6	0.22

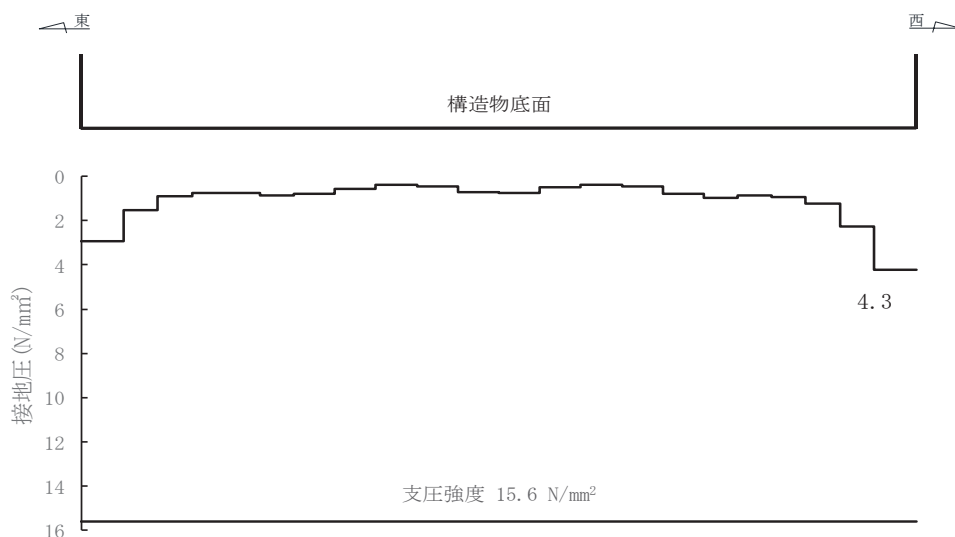


図 6-38 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - D 2 (-+), スクリーンエリア)

表 6-45 MMR (既設) の支持性能評価結果 (補機ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		接地圧	支圧強度	照査値	
			$R_d(N/mm^2)$	$f'_a(N/mm^2)$	R_d/f'_a	
①	S s - D 1	++	3.6	15.6	0.24	
		-+	3.1	15.6	0.20	
	S s - D 2	++	3.4	15.6	0.22	
		-+	3.9	15.6	0.25	
	S s - D 3	++	3.4	15.6	0.22	
		-+	3.0	15.6	0.20	
	S s - F 1	++	2.8	15.6	0.18	
		-+	2.6	15.6	0.17	
	S s - F 2	++	3.2	15.6	0.21	
		-+	3.0	15.6	0.20	
	S s - F 3	++	3.1	15.6	0.20	
		-+	3.1	15.6	0.20	
	S s - N 1	++	3.3	15.6	0.22	
		-+	3.8	15.6	0.25	
	②	S s - N 1	++	3.1	15.6	0.20
	③	S s - N 1	++	3.3	15.6	0.22
	④	S s - N 1	++	3.3	15.6	0.22

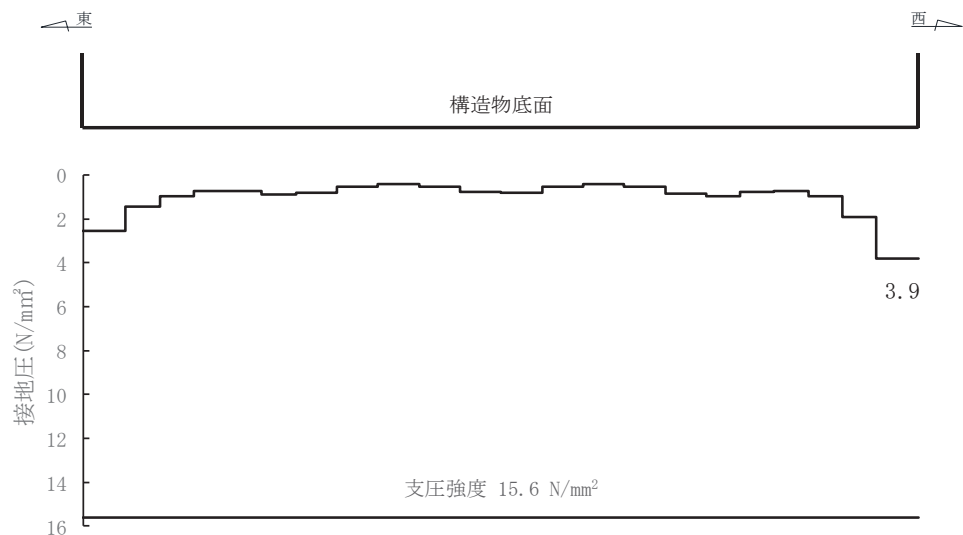


図 6-39 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - D 2 (-+), 補機ポンプエリア)

表 6-46 MMR (既設) の支持性能評価結果 (循環水ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		接地圧	支圧強度	照査値	
			$R_d(N/mm^2)$	$f'_a(N/mm^2)$	R_d/f'_a	
①	S s - D 1	++	3.0	15.6	0.20	
		-+	3.1	15.6	0.20	
	S s - D 2	++	3.4	15.6	0.22	
		-+	3.4	15.6	0.22	
	S s - D 3	++	3.0	15.6	0.20	
		-+	3.1	15.6	0.20	
	S s - F 1	++	2.6	15.6	0.17	
		-+	2.5	15.6	0.17	
	S s - F 2	++	2.7	15.6	0.18	
		-+	2.7	15.6	0.18	
	S s - F 3	++	2.8	15.6	0.18	
		-+	3.2	15.6	0.21	
	S s - N 1	++	3.2	15.6	0.21	
		-+	3.0	15.6	0.20	
	②	S s - N 1	++	3.0	15.6	0.20
	③	S s - N 1	++	3.3	15.6	0.22
	④	S s - N 1	++	3.0	15.6	0.20

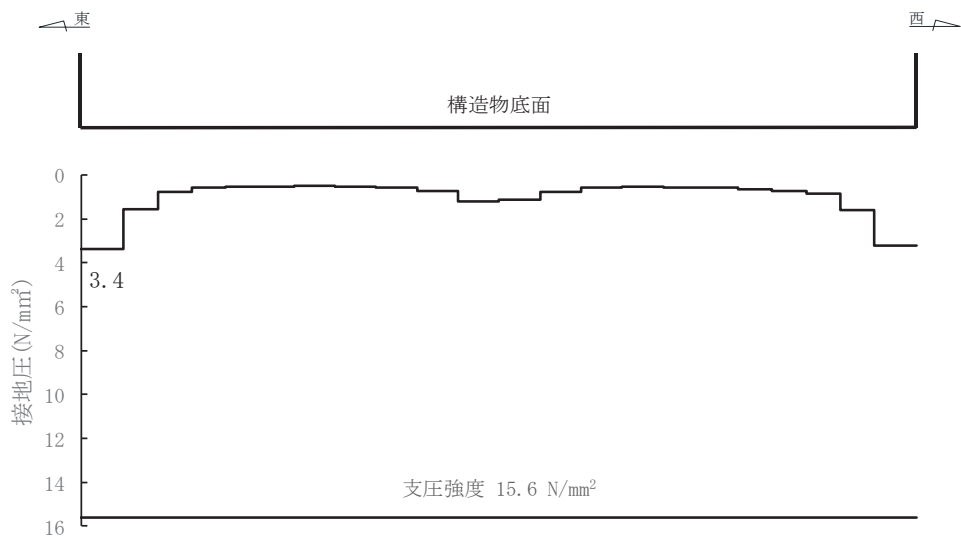


図 6-40 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - D 2 (-+), 循環水ポンプエリア)

(2) せん断破壊に対する評価

MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 6-47～表 6-49 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 6-50～表 6-52 に示す。

また、引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについて、最大せん断応力発生時刻及び最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を図 6-41～図 6-74 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力または発生引張応力

同表及び同図よりせん断破壊及び引張破壊している要素の分布が極めて局所的で MMR（既設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、海水ポンプ室の MMR（既設）の健全性を確認した。

表 6-47 MMR (既設) のせん断破壊に対する支持性能の評価結果 (スクリーンエリア)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	2.20	3.12	1.41	
		-+	2.00	3.12	1.56	
	S _s -D 2	++	2.09	3.12	1.49	
		-+	2.20	3.12	1.41	
	S _s -D 3	++	1.94	3.12	1.60	
		-+	1.74	3.12	1.79	
	S _s -F 1	++	1.58	3.12	1.97	
		-+	1.55	3.12	2.01	
	S _s -F 2	++	1.87	3.12	1.66	
		-+	1.84	3.12	1.69	
	S _s -F 3	++	1.70	3.12	1.83	
		-+	1.83	3.12	1.70	
	S _s -N 1	++	2.08	3.12	1.50	
		-+	2.27	3.12	1.37	
	②	S _s -N 1	++	2.01	3.12	1.55
	③	S _s -N 1	++	2.10	3.12	1.48
	④	S _s -N 1	++	1.99	3.12	1.56

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 6-48 MMR (既設) のせん断破壊に対する支持性能の評価結果 (補機ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	1.75	3.12	1.78	
		-+	1.70	3.12	1.83	
	S _s -D 2	++	1.96	3.12	1.59	
		-+	1.88	3.12	1.65	
	S _s -D 3	++	1.64	3.12	1.90	
		-+	1.49	3.12	2.09	
	S _s -F 1	++	1.24	3.12	2.51	
		-+	1.30	3.12	2.40	
	S _s -F 2	++	1.53	3.12	2.03	
		-+	1.63	3.12	1.91	
	S _s -F 3	++	1.40	3.12	2.22	
		-+	1.53	3.12	2.03	
	S _s -N 1	++	1.89	3.12	1.65	
		-+	2.02	3.12	1.54	
	②	S _s -N 1	++	1.76	3.12	1.77
	③	S _s -N 1	++	1.89	3.12	1.65
	④	S _s -N 1	++	1.79	3.12	1.74

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 6-49 MMR (既設) のせん断破壊に対する支持性能の評価結果 (循環水ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	1.63	3.12	1.91	
		-+	1.69	3.12	1.84	
	S _s -D 2	++	1.85	3.12	1.68	
		-+	1.85	3.12	1.68	
	S _s -D 3	++	1.67	3.12	1.86	
		-+	1.72	3.12	1.81	
	S _s -F 1	++	1.40	3.12	2.22	
		-+	1.35	3.12	2.31	
	S _s -F 2	++	1.46	3.12	2.13	
		-+	1.46	3.12	2.13	
	S _s -F 3	++	1.50	3.12	2.08	
		-+	1.76	3.12	1.77	
	S _s -N 1	++	1.81	3.12	1.72	
		-+	1.54	3.12	2.02	
	②	S _s -N 1	++	1.72	3.12	1.81
	③	S _s -N 1	++	1.88	3.12	1.65
	④	S _s -N 1	++	1.88	3.12	1.65

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 6-50 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数 (スクリーンエリア)

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	1.35	1.43	1.05	
		-+	1.18	1.43	1.21	
	S _s -D 2	++	1.27	1.43	1.12	
		-+	1.60	1.43	0.89	
	S _s -D 3	++	0.72	1.43	1.98	
		-+	0.59	1.43	2.42	
	S _s -F 1	++	0.61	1.43	2.34	
		-+	0.43	1.43	3.32	
	S _s -F 2	++	1.07	1.43	1.33	
		-+	1.01	1.43	1.41	
	S _s -F 3	++	0.68	1.43	2.10	
		-+	0.84	1.43	1.70	
	S _s -N 1	++	2.00	1.43	0.71	
		-+	1.76	1.43	0.81	
	②	S _s -N 1	++	1.73	1.43	0.82
	③	S _s -N 1	++	1.74	1.43	0.82
④	S _s -N 1	++	1.98	1.43	0.72	

* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 6-51 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数 (補機ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S s - D 1	++	0.84	1.43	1.70	
		-+	0.89	1.43	1.60	
	S s - D 2	++	0.96	1.43	1.48	
		-+	0.76	1.43	1.88	
	S s - D 3	++	0.51	1.43	2.80	
		-+	0.49	1.43	2.91	
	S s - F 1	++	0.31	1.43	4.61	
		-+	0.46	1.43	3.10	
	S s - F 2	++	0.70	1.43	2.04	
		-+	0.99	1.43	1.44	
	S s - F 3	++	0.49	1.43	2.91	
		-+	0.65	1.43	2.20	
	S s - N 1	++	2.12	1.43	0.67	
		-+	0.89	1.43	1.60	
	②	S s - N 1	++	1.86	1.43	0.76
	③	S s - N 1	++	2.16	1.43	0.66
④	S s - N 1	++	1.97	1.43	0.72	

* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 6-52 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数 (循環水ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S s - D 1	++	1.12	1.43	1.27	
		-+	1.48	1.43	0.96	
	S s - D 2	++	1.39	1.43	1.02	
		-+	1.67	1.43	0.85	
	S s - D 3	++	1.40	1.43	1.02	
		-+	0.96	1.43	1.48	
	S s - F 1	++	0.50	1.43	2.86	
		-+	0.59	1.43	2.42	
	S s - F 2	++	1.14	1.43	1.25	
		-+	1.69	1.43	0.84	
	S s - F 3	++	0.79	1.43	1.81	
		-+	1.04	1.43	1.37	
	S s - N 1	++	2.60	1.43	0.55	
		-+	1.37	1.43	1.04	
	②	S s - N 1	++	2.58	1.43	0.55
	③	S s - N 1	++	2.82	1.43	0.50
④	S s - N 1	++	2.69	1.43	0.53	

* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

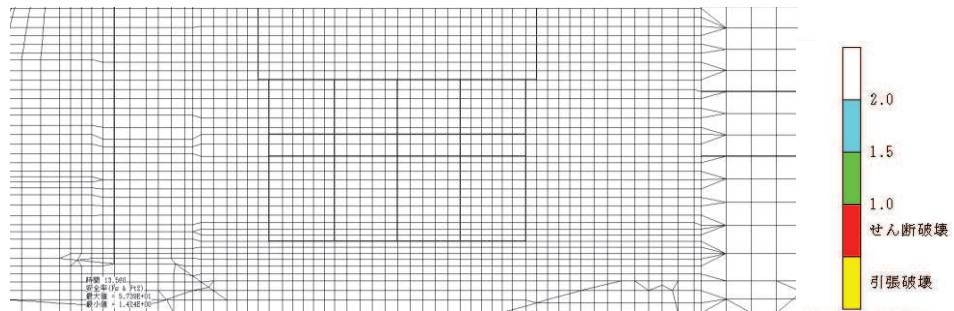


図 6-41 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (-+), スクリーンエリア, $t = 13.56s$)

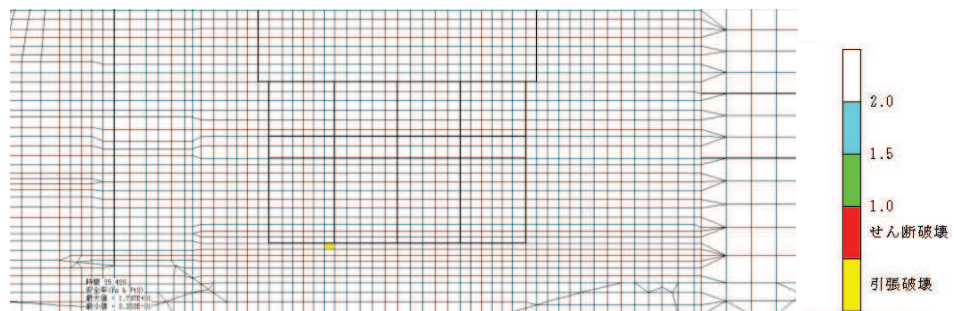


図 6-42 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (-+), スクリーンエリア, $t = 25.42s$)

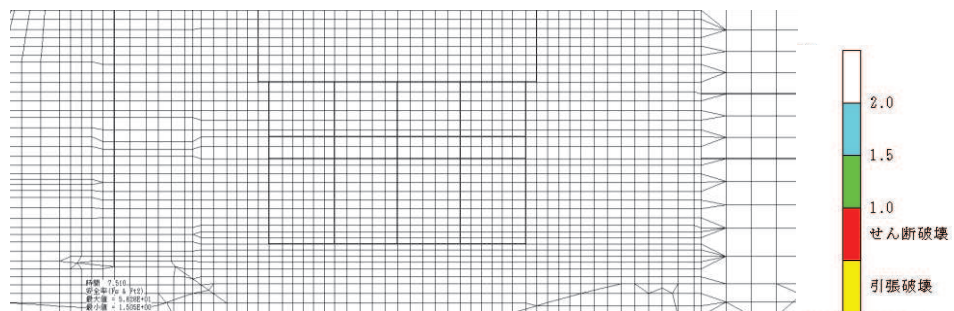


図 6-43 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - N1$ (++) , スクリーンエリア, $t = 7.51s$)

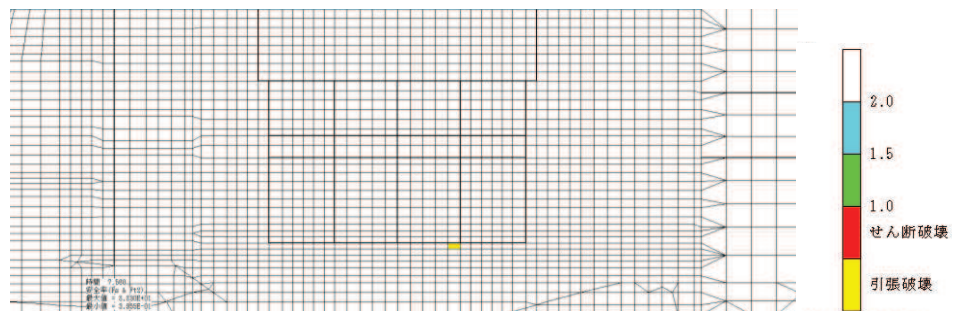


図 6-44 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - N1$ (++) , スクリーンエリア, $t = 7.56s$)

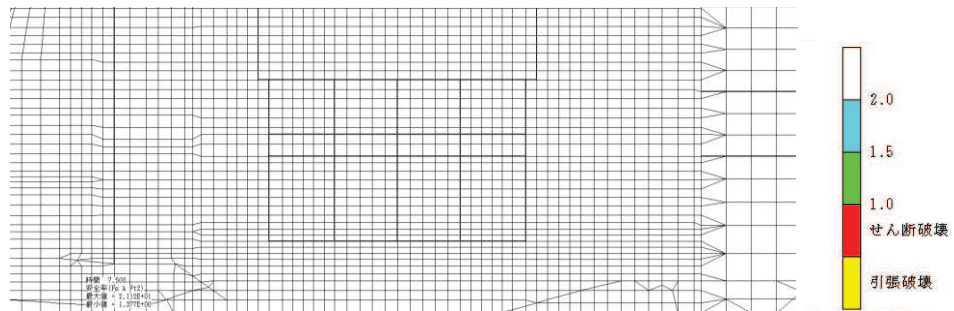


図 6-45 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 S s - N 1 (-+), スクリーンエリア, t = 7.50s)

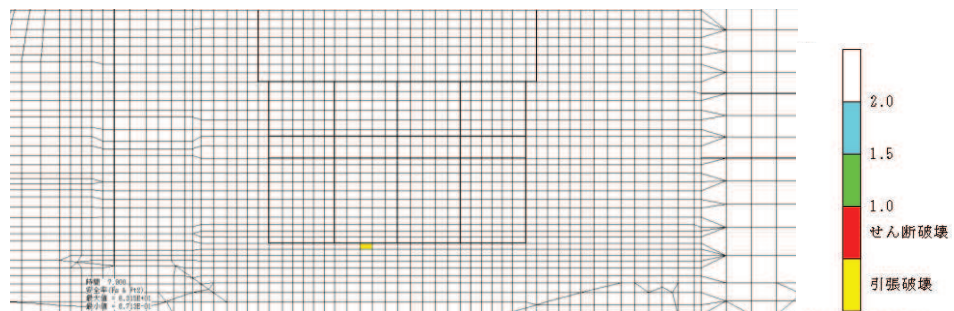


図 6-46 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 S s - N 1 (-+), スクリーンエリア, t = 7.90s)

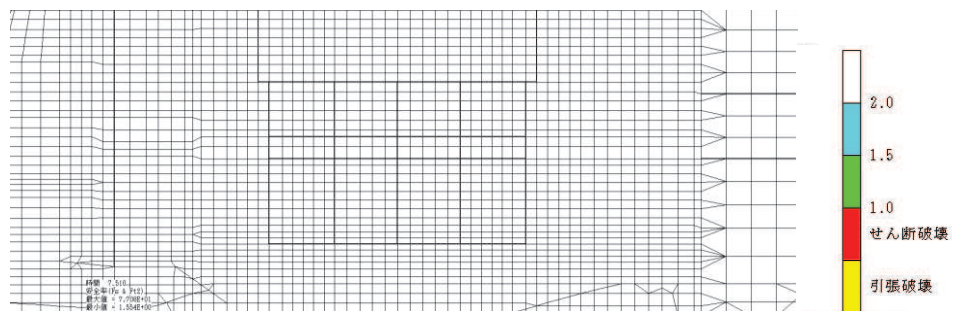


図 6-47 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース②, 地震動 S s - N 1 (++) , スクリーンエリア, t = 7.51s)

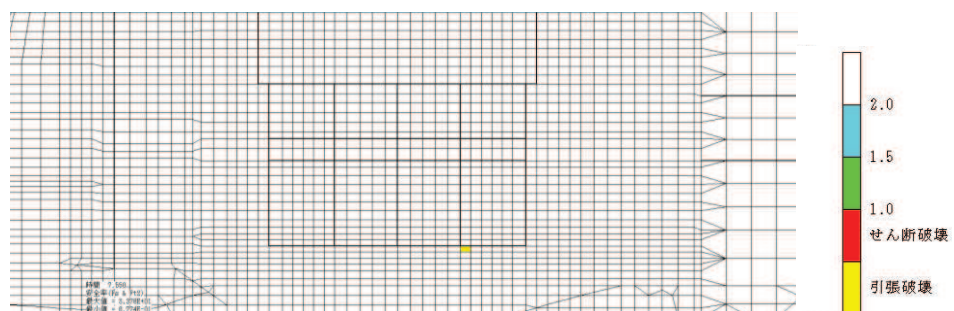


図 6-48 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース②, 地震動 S s - N 1 (++) , スクリーンエリア, t = 7.55s)

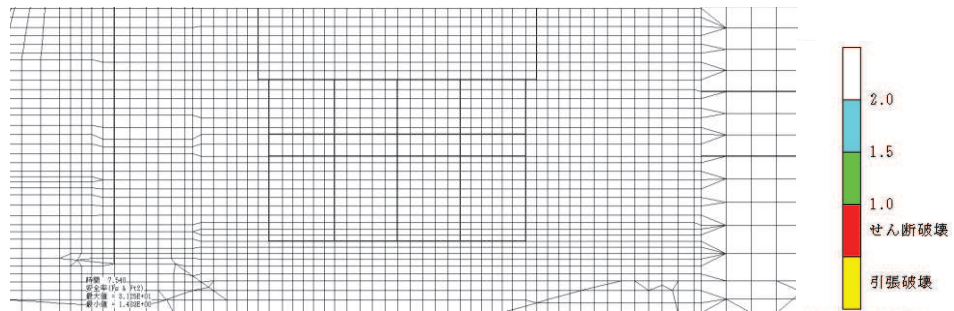


図 6-49 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース③, 地震動 S s - N 1 (++) , スクリーンエリア, t = 7.54s)

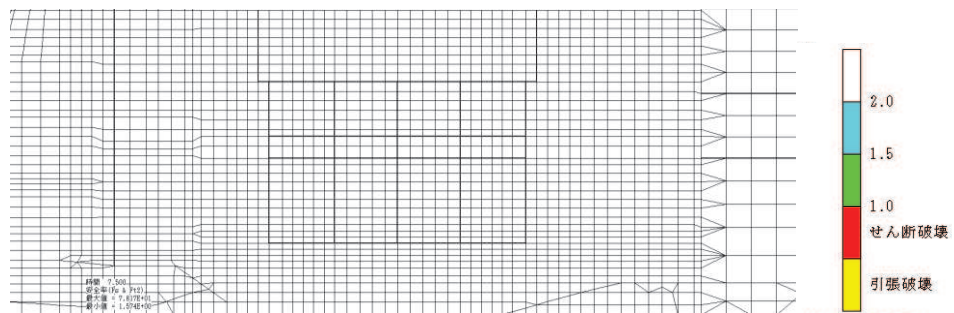


図 6-50 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース④, 地震動 S s - N 1 (++) , スクリーンエリア, t = 7.50s)

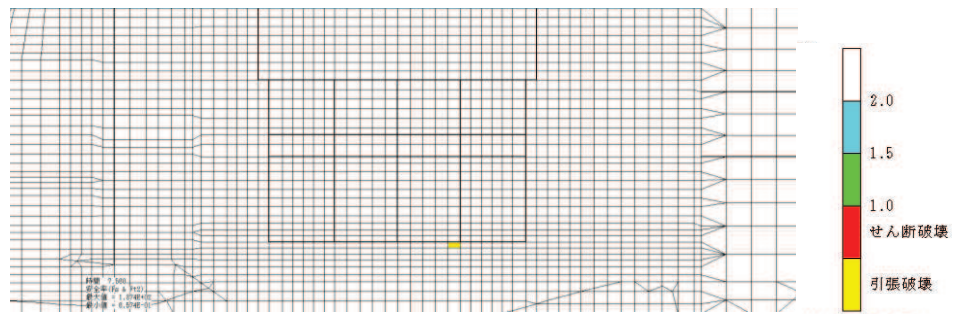


図 6-51 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース③, 地震動 S s - N 1 (++) , スクリーンエリア, t = 7.56s)

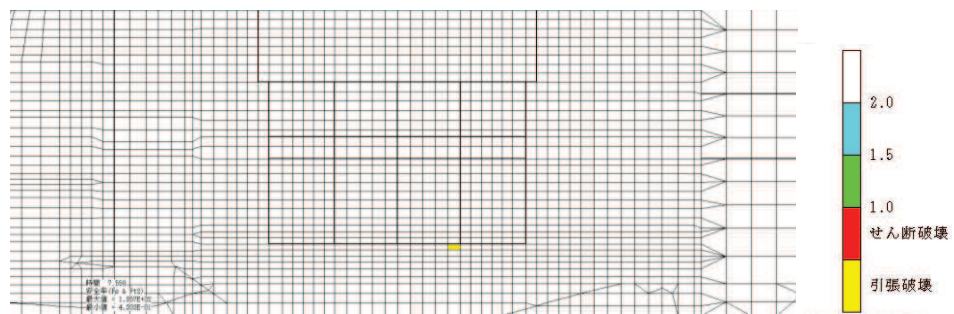


図 6-52 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース④, 地震動 S s - N 1 (++) , スクリーンエリア, t = 7.55s)

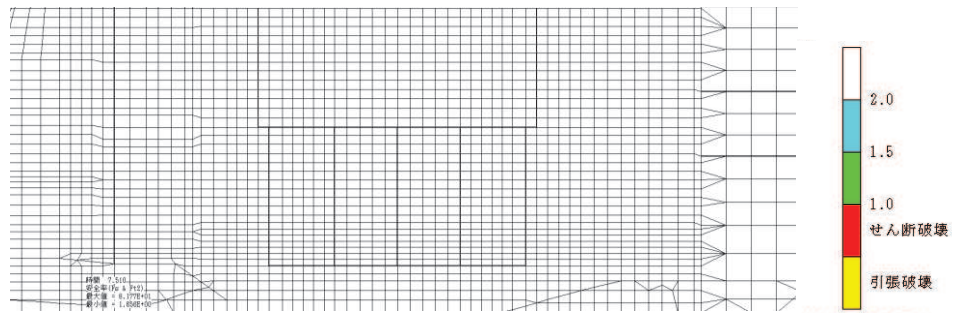


図 6-53 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.51s)

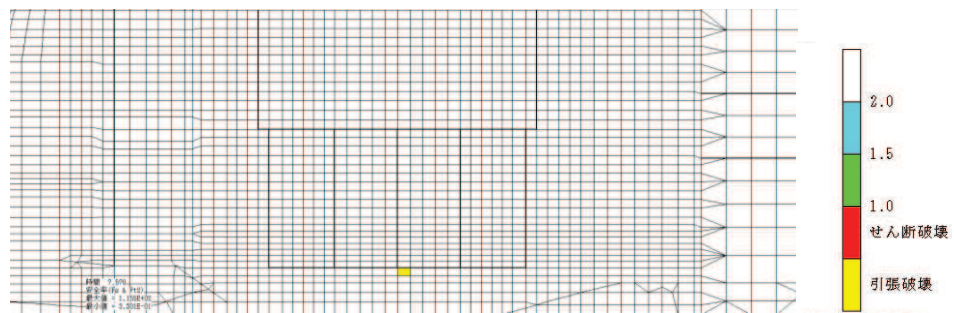


図 6-54 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.57s)

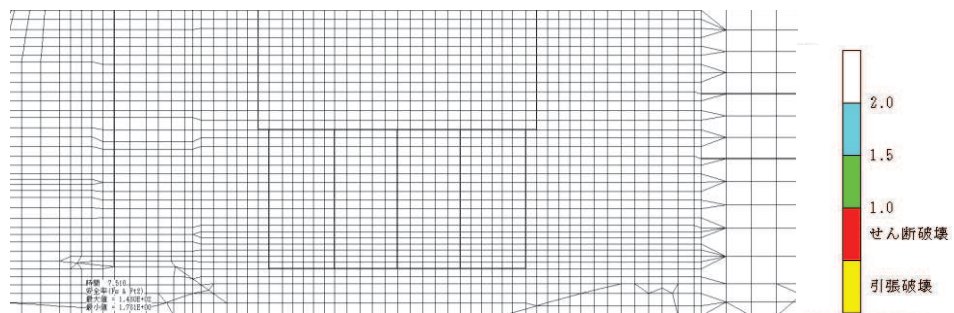


図 6-55 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース②, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.51s)

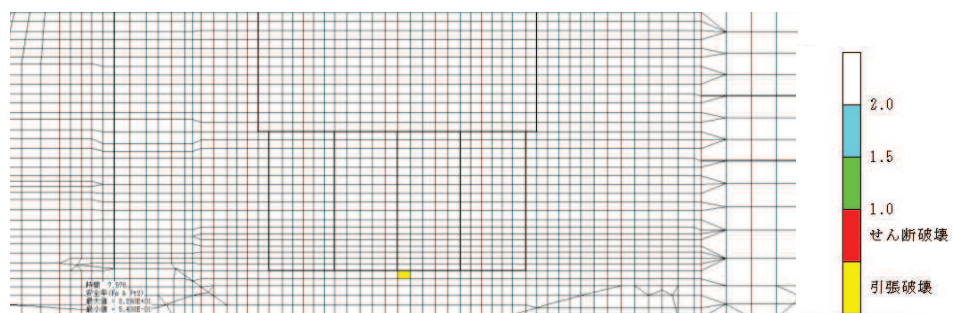


図 6-56 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース②, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.57s)

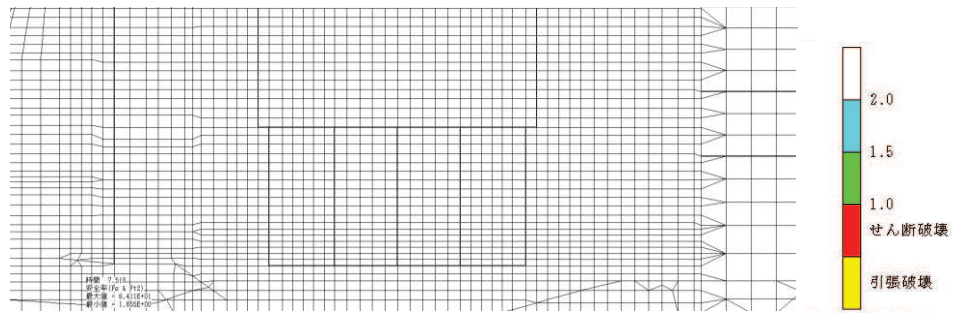


図 6-57 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース③, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.51s)

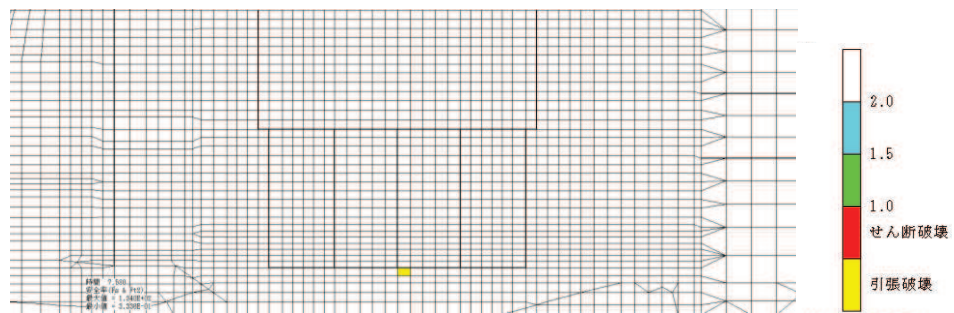


図 6-58 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース③, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.58s)

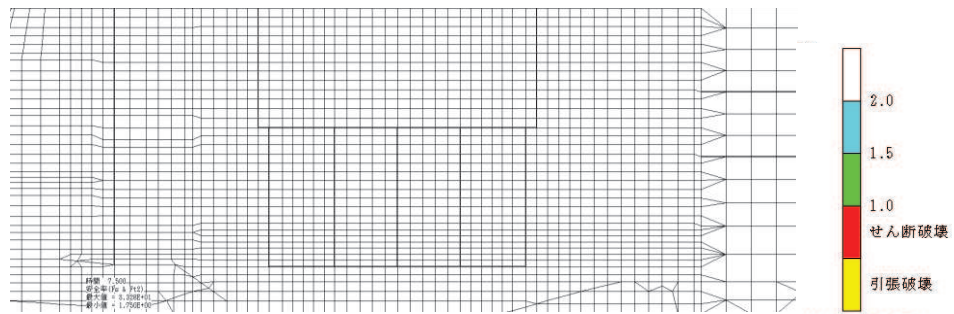


図 6-59 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース④, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.50s)

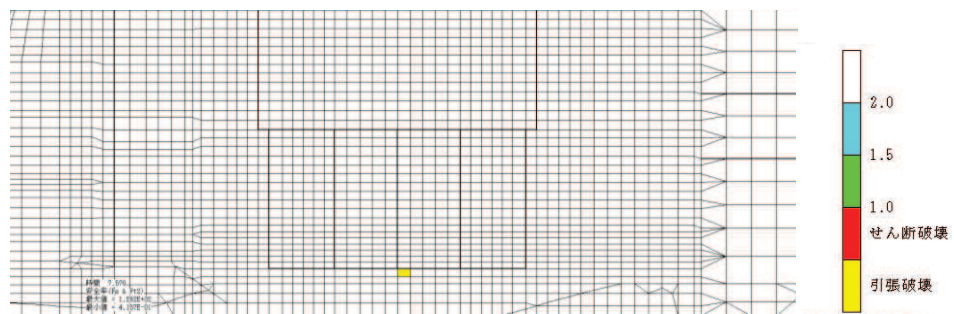


図 6-60 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース④, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.57s)

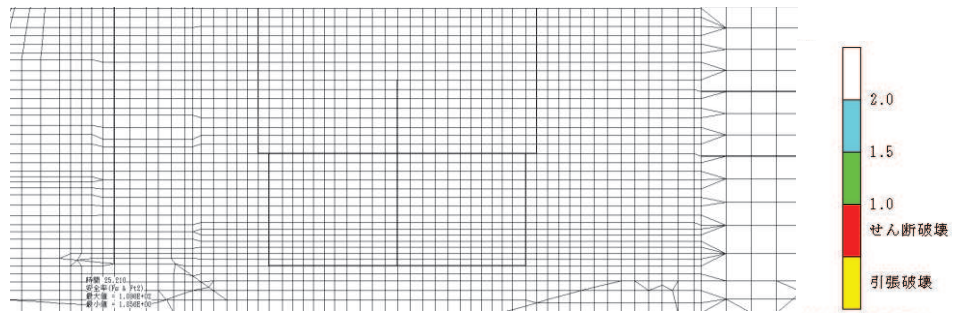


図 6-61 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - D1$ (-+), 循環水ポンプエリア, $t = 25.21s$)

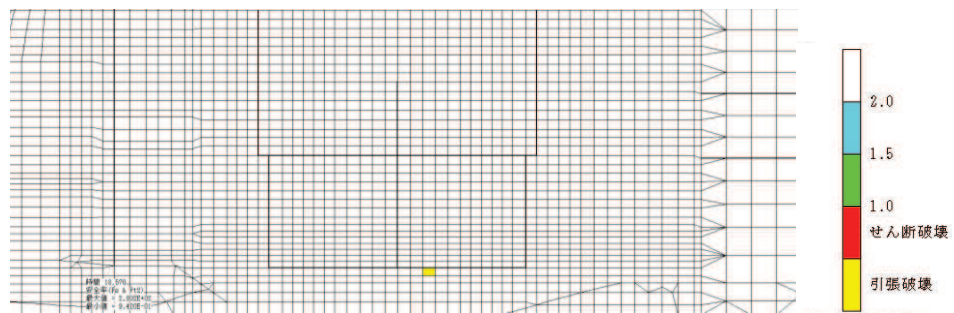


図 6-62 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - D1$ (-+), 循環水ポンプエリア, $t = 18.57s$)

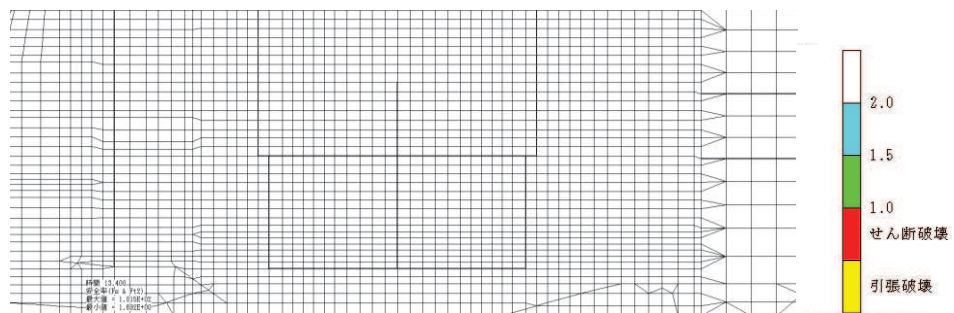


図 6-63 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (-+), 循環水ポンプエリア, $t = 13.40s$)

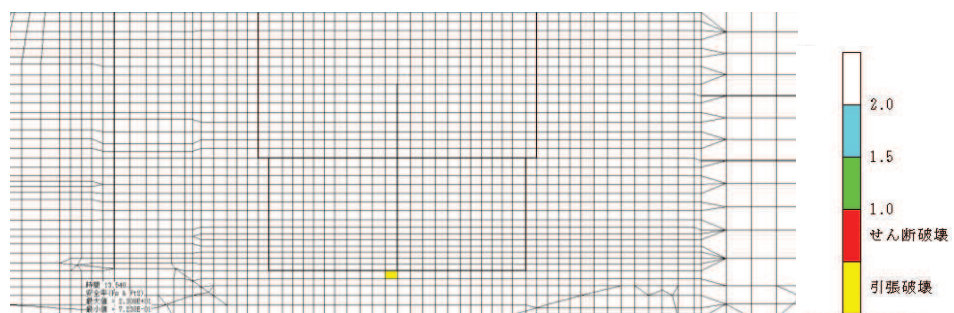


図 6-64 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (-+), 循環水ポンプエリア, $t = 13.54s$)

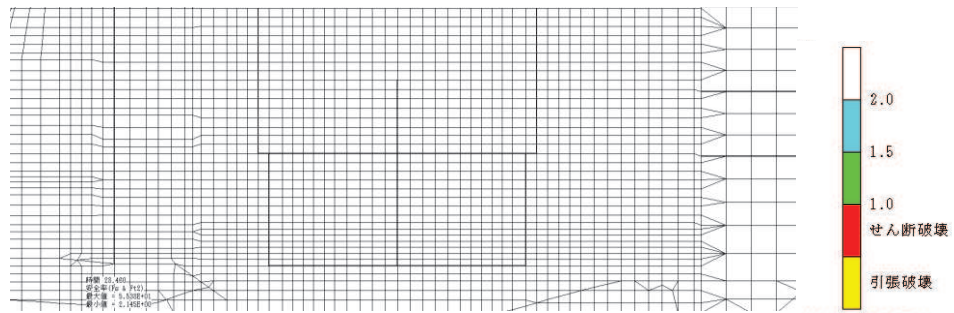


図 6-65 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - F2 (-+)$, 循環水ポンプエリア, $t = 28.46s$)

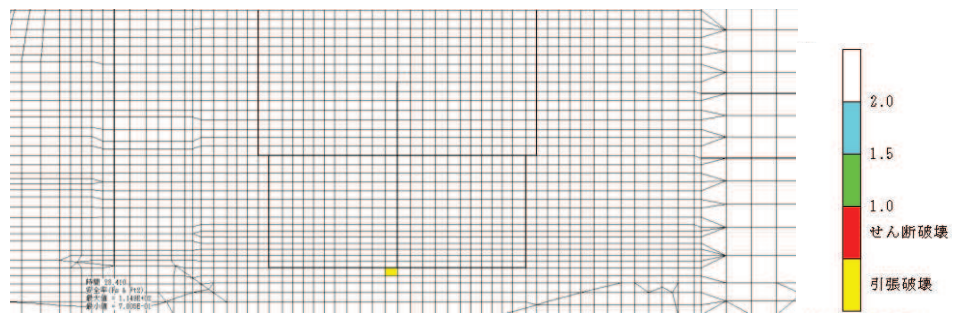


図 6-66 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - F2 (-+)$, 循環水ポンプエリア, $t = 28.41s$)

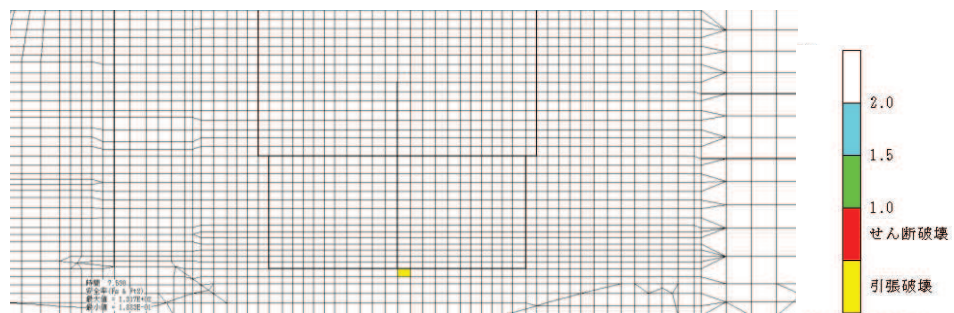


図 6-67 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - N1 (++)$, 循環水ポンプエリア, $t = 7.53s$)

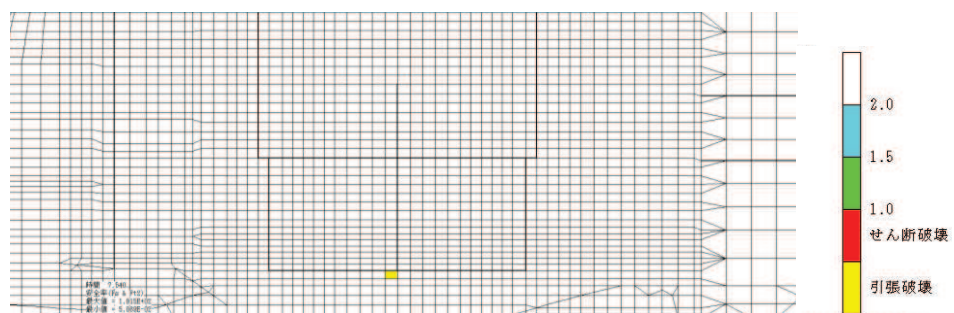


図 6-68 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - N1 (++)$, 循環水ポンプエリア, $t = 7.54s$)

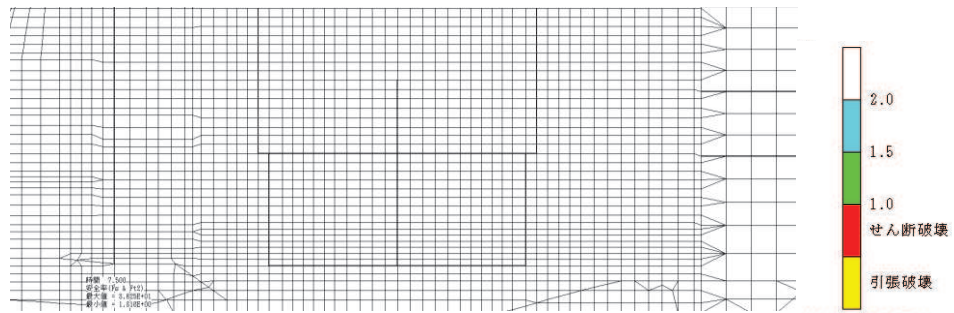


図 6-69 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース②, 地震動 $S_s - N1$ (++) , 循環水ポンプエリア, $t = 7.50s$)

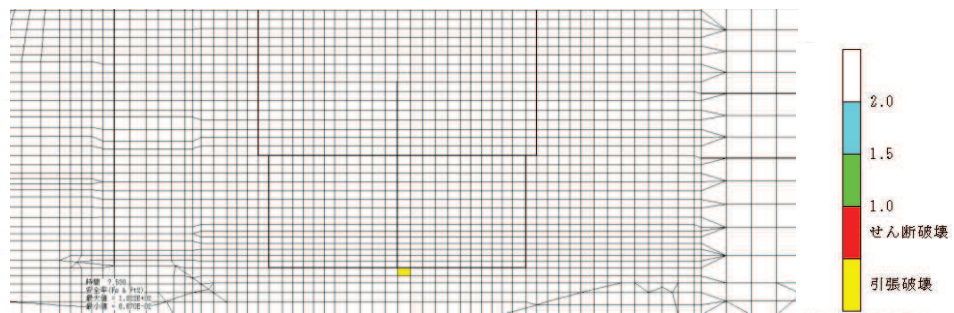


図 6-70 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース②, 地震動 $S_s - N1$ (++) , 循環水ポンプエリア, $t = 7.53s$)

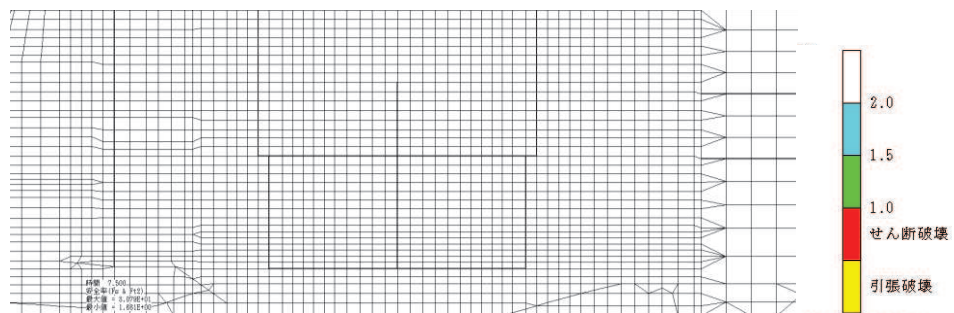


図 6-71 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++) , 循環水ポンプエリア, $t = 7.50s$)

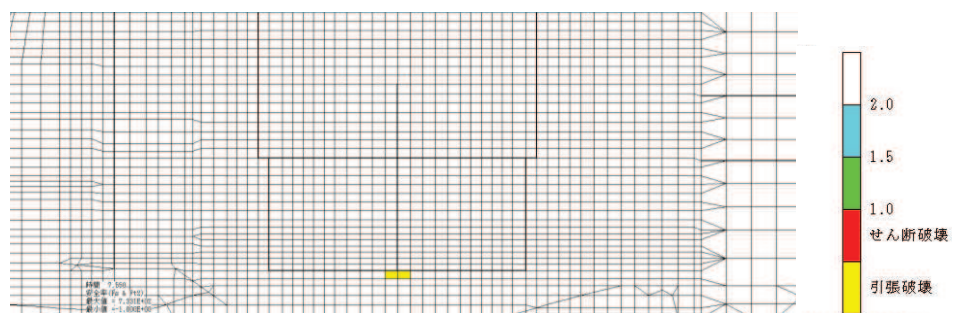


図 6-72 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++) , 循環水ポンプエリア, $t = 7.55s$)

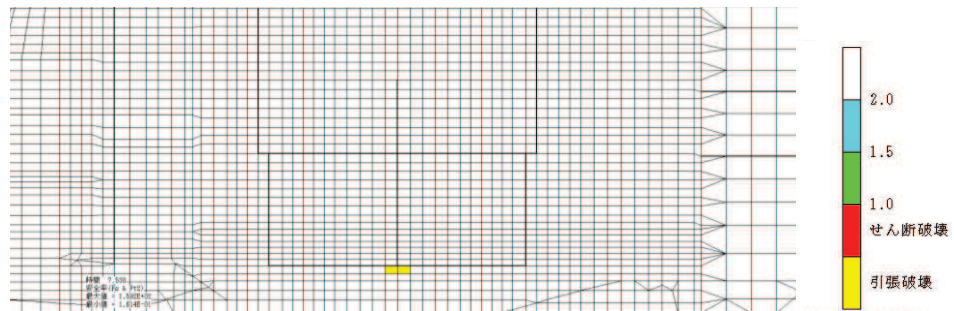


図 6-73 MMR（既設）のせん断応力最大時刻の局所安全係数
 (ケース④, 地震動 S s - N 1 (++) , 循環水ポンプエリア, t = 7.53s)

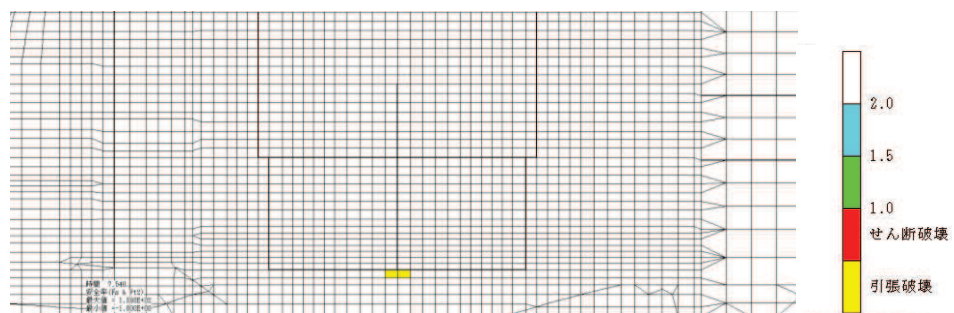


図 6-74 MMR（既設）の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (ケース④, 地震動 S s - N 1 (++) , 循環水ポンプエリア, t = 7.54s)

7. まとめ

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

構造部材の健全性評価については、鉄筋及びコンクリートのひずみ、せん断力、壁部材の面内せん断変形に伴う面内せん断ひずみが要求機能に応じた許容限界を下回ることを下回ることを確認した。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること及びMMR（既設）がせん断破壊しないことを確認した。

以上から、海水ポンプ室は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること、通水機能を有すること、貯水機能を損なわないこと、止水機能を損なわないこと及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことを確認した。

参考資料 1 主筋ひずみの平均化について

1. はじめに

海水ポンプ室は、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。海水ポンプ室における要求機能のうち、止水機能及び貯水機能に対しては、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、鉄筋が降伏しないことを目標性能とし、曲げ・軸力系の破壊(面外変形)については部材降伏に対する限界ひずみ(主筋ひずみ: 1725μ , コンクリートの圧縮ひずみ: 2000μ)を下回ることを確認することとしている。また、CCb工法によるせん断補強を実施する箇所は、適切な施工管理を実施してもなお発生しうる施工精度の低下への設計上の配慮としてせん断に対する照査値を0.8程度に抑え、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、曲げに対しては、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(主筋ひずみ: 1725μ , コンクリートの圧縮ひずみ: 2000μ)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、一部で主筋ひずみが限界ひずみを上回る部材があったことから、まず部材ごとの各要求機能への影響確認を行った。海水ポンプ室の三次元モデルは、部材厚さ方向にソリッド要素を分割している。このことから、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材の片一方の主筋ひずみが限界ひずみを超えても、もう片方が限界ひずみを超えていなければ、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ため、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材に対して部材厚さ方向で反対側の主筋ひずみが限界ひずみを超えていないことを確認し、止水機能及び貯水機能へ影響がないことを確認した。

そのうえで、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材について、細かい要素分割を行っている部材の一部を部材厚程度の範囲で主筋ひずみを平均化した評価を実施していることから、平均化範囲の考え方について示す。

2. 海水ポンプ室のモデル化方針

海水ポンプ室の三次元構造解析モデルは、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(2005年6月 土木学会 原子力土木委員会)(以下「土木学会マニュアル」という。)に準拠しモデル化を行っている。

要素分割の寸法について、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、断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度とするのがよい。
- ・ 要素長さを部材の断面厚または有効高さの約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。

部材の高さ方向及びスパン方向の分割数は、例えば底版の場合は、断面厚さの1.0倍の要素分割だと3分割（断面厚さ：2.0m，スパン方向長さ（水路の内空幅）：5.4m）になるが、断面厚方向の要素分割を考慮し、要素の縦横比が1:5を下回るようにさらに細かく、6分割以上としている。また、部材延長方向の分割数は、スパン方向等と同様に要素の縦横比が1:5を下回るように要素分割を実施している。したがって、土木学会マニュアルに準拠すると要素分割を細かくせざるを得ない部材が出てくる。要素分割図を図2-1及び図2-2に示す。

部材厚方向の要素分割数は、スパンが大きく、要素分割数による評価結果への影響が大きいと考えられる海水ポンプ室の側壁を代表として、要素分割をパラメータとした影響検討を実施した。終局状態までの変形を表現できる3分割以上としてモデル化している。部材厚方向の分割の概念図を図2-3に示す。

部材厚方向の要素分割に対して、スパンが大きい側壁を対象に解析結果への影響検討を行った。検討概要を表2-1に示す。

解析モデル図は、図2-3に示すとおり上端筋と下端筋を鉄筋付着有効領域(RCゾーン)とし、上端筋と下端筋に挟まれた無筋コンクリート領域(PLゾーン)を2分割及び3分割した三次元ソリッドモデルにて終局状態までの荷重-変位関係の比較を行った。

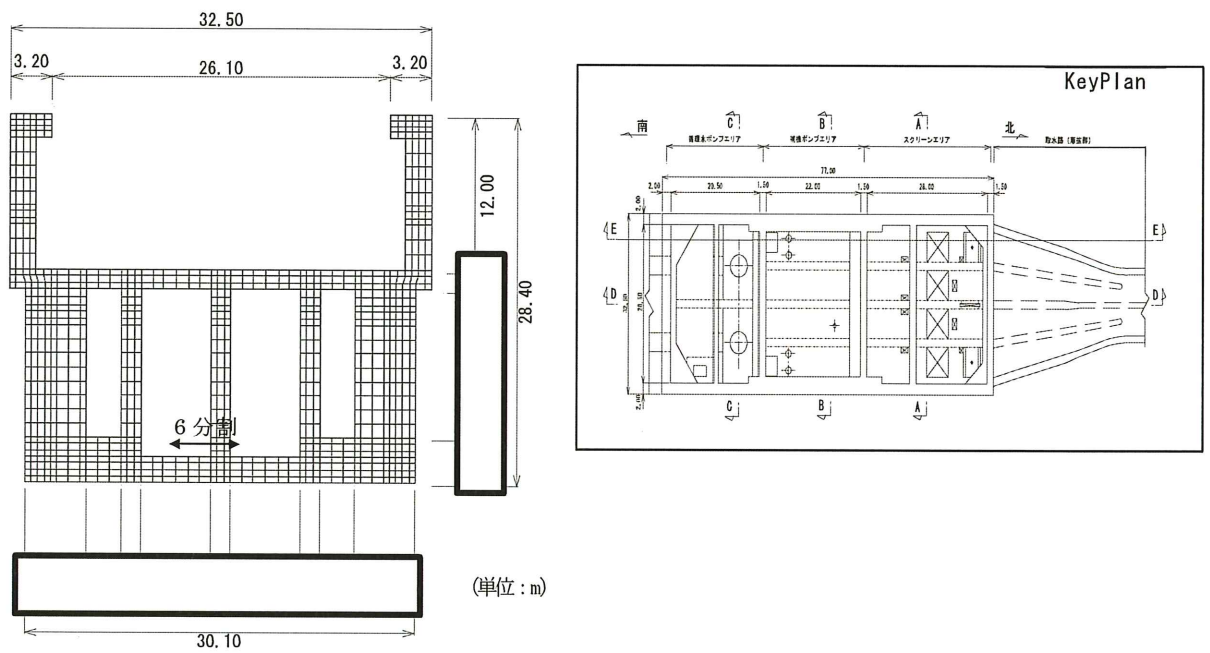


図 2-1 要素分割図 (B-B 断面, 補機ポンプエリア)

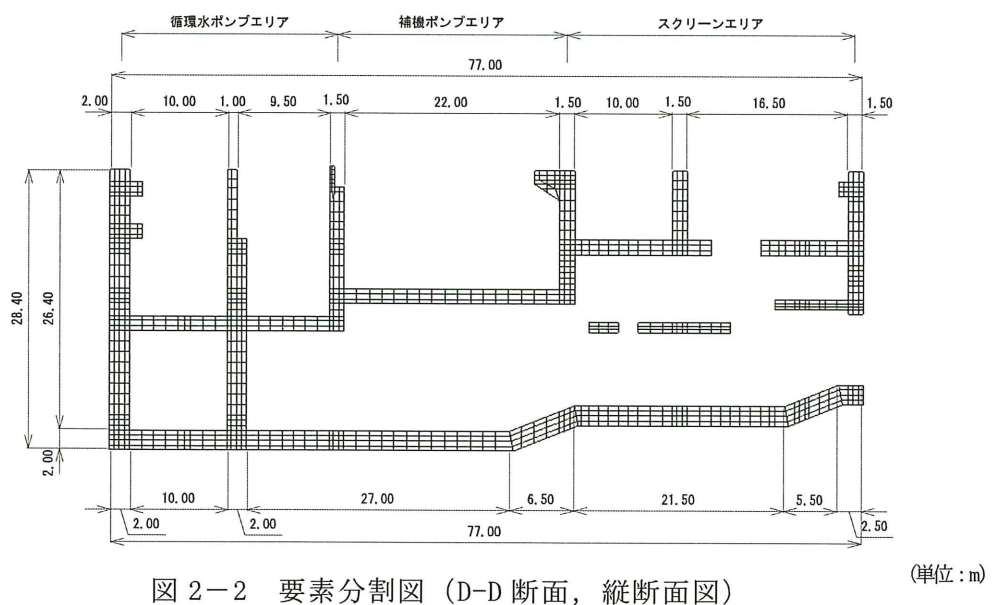


図 2-2 要素分割図 (D-D 断面, 縦断面図)

(単位 : m)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

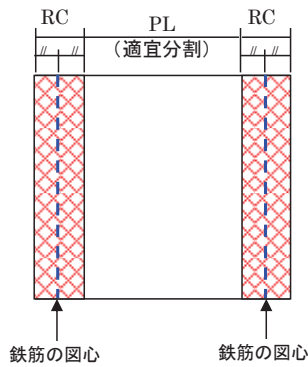


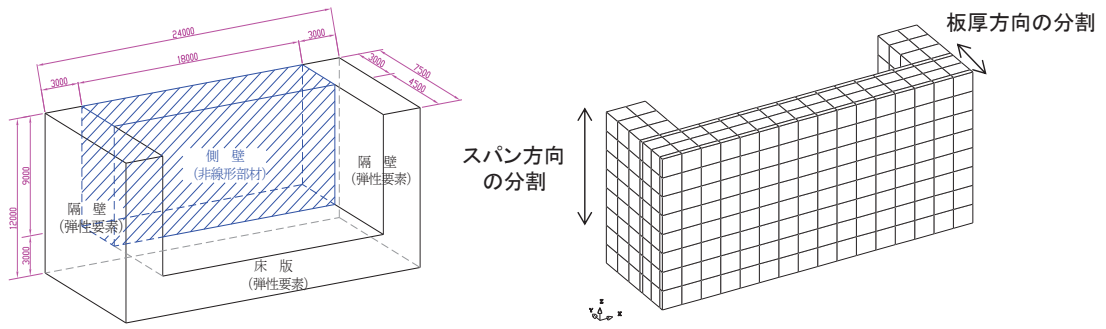
図 2-3 部材厚方向分割の概念図

表 2-1 部材厚方向の要素分割数による影響検討概要

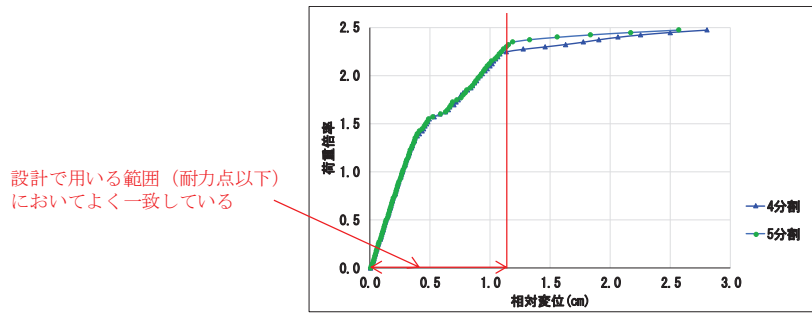
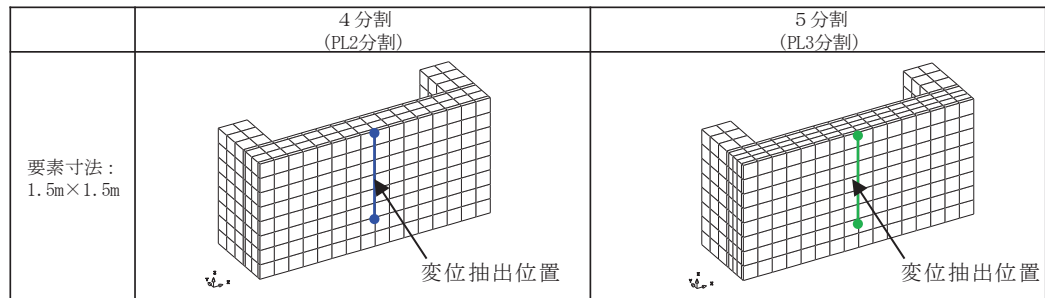
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> ・海水ポンプ室でスパンが大きな部材となる側壁を想定した規模のモデルで検討を行う。 ・側壁や隔壁を想定し、頂部以外の3辺を弾性要素としてモデル化する。(境界条件) ・底面及び側面を固定条件。 ・荷重は面外に等分布荷重を漸増载荷する。
部材厚方向の分割数検討	<ul style="list-style-type: none"> ・PLゾーンを2分割, 3分割としてパラスタを行う。 ・スパン方向の分割は6分割で固定する。
スパン方向の分割数検討	<ul style="list-style-type: none"> ・土木学会マニュアル 2005 において、モデルの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とされている。 ・また、要素分割を過度に細かくすることは、解析結果が力学的に意味を持たなかったり、計算時間が長くなるなど問題点が多いとされている。 ・部材厚さの 1.0 倍だと 3 分割となるが、地震応答挙動をより適切に評価するため、アスペクト比等も勘案し、更に細かく 6 分割とした。
モデル寸法の影響検討	<ul style="list-style-type: none"> ・板厚方向及びスパン方向の分割数検討の結果を踏まえた分割数に対し、モデルの寸法を要素寸法が载荷実験の再現解析と同等となるよう、1/5 に縮小して影響を確認する。

影響検討の結果を図 2-4 に示す。PL ゾーン 2 分割（部材厚方向に 4 分割）と PL ゾーン 3 分割（部材厚方向に 5 分割）で、荷重-変位関係に終局状態の変形まで大きな差はなく、設計に用いる範囲においてよく一致していることから、部材厚方向の分割を 4 分割することとした。なお、導流壁等の部材厚が小さい場合は、PL ゾーンを分割せず部材厚方向に 3 分割とした。

なお、海水ポンプ室の側壁と底版及び中床版の境界部等の隅角部にはハンチが配置されているが、ひずみが保守的な評価となるようモデル化はしていない。



解析モデル図



荷重－変位関係

図 2-4 要素分割数による影響検討結果 (PLゾーン 2 分割, 3 分割)

3. 許容限界を超える部材

海水ポンプ室は、要求機能ごとに許容限界を設定しており、止水機能、貯水機能が要求される部材について、曲げ・軸力系の破壊（面外変形）については部材降伏に対する限界ひずみ（主筋ひずみ：1725 μ ，コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ）を下回ることを確認する。また、CCb工法によるせん断補強を実施する箇所は、適切な施工管理を実施してもなお発生しうる施工精度の低下への設計上の配慮としてせん断に対する照査値を0.8程度に抑え、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、曲げに対しては、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（主筋ひずみ：1725 μ ，コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ）を下回ることを確認する。

基準地震動 S_s に対する耐震評価の結果、一部の部材の断面厚さ未満の要素において主筋ひずみが限界ひずみを超えることが判明した。主筋ひずみが限界ひずみを超える部材の最大照査値の一覧を表3-1に示す。

表 3-1 照査用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	部材厚さ b	比率 a/b	照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値	要求機能
S s - N 1 (++)	底版	900mm	2000mm	0.45	2444 μ	1725 μ	1.42	貯水機能 通水機能 CCb の適用性
S s - N 1 (++)	側壁	500mm	2000mm	0.25	2259 μ	1725 μ	1.31	貯水機能 通水機能 止水機能 CCb の適用性
S s - N 1 (++)	導流壁	500mm	1500mm	0.33	2580 μ	1725 μ	1.50	通水機能 CCb の適用性

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a (1.2)

4. 各構造部材の要求機能及び Ccb の適用性への影響確認

耐震評価の結果、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材に対して、部材ごとの要求機能に着目して、影響確認を行う。海水ポンプ室の3次元構造解析モデルは、部材の断面厚さ方向で要素ごとにひずみを評価できるため、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材に対して部材厚さ方向で反対側の主筋ひずみが限界ひずみを超えていないことを確認し、各構造部材の要求機能に対する影響がないことを確認する。

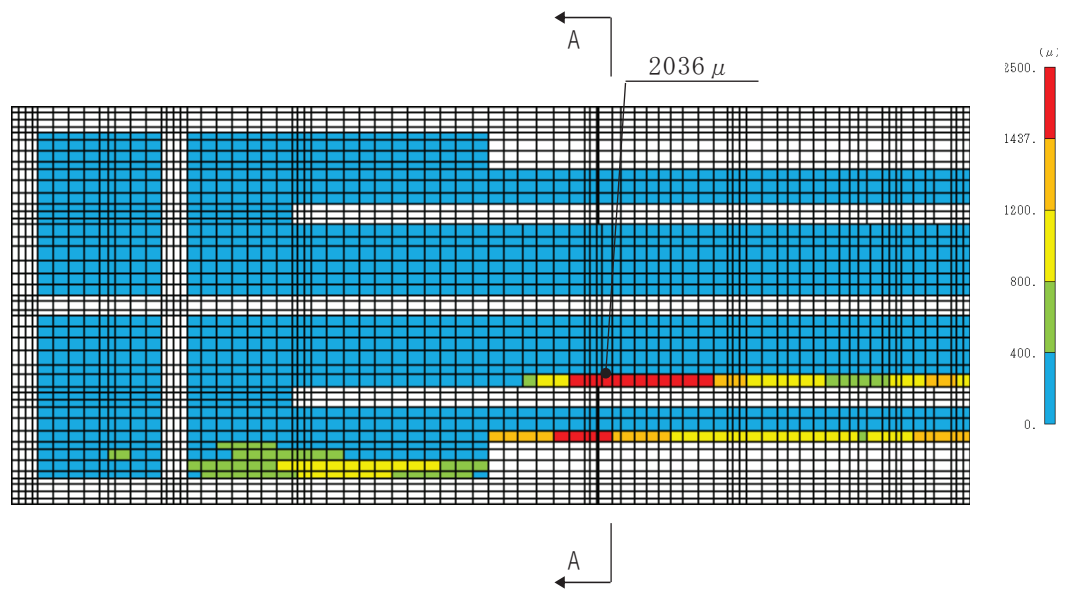
4.1 底版の要求機能への影響確認

照査時刻のうち底版の主筋ひずみに対する照査値が最大となる時刻における主筋ひずみ分布図を図4-1に示す。底版は、貯水機能及び Ccb の適用性の観点からおおむね弾性範囲内の評価とすることが要求される部材である。底版において許容限界を超える主筋ひずみの発生箇所は、底版と導流壁及び底版と側壁との交差部である。すべての照査時刻において、底版上面にのみ限界ひずみを超える主筋ひずみが発生しており、底版下面の主筋ひずみは、 555μ であり、おおむね弾性範囲内であることから、漏水が生じるような有意な貫通ひび割れは発生しない。加えて、底版下面は透水性が非常に小さい MMR に支持されており、漏水に対する影響は小さいことから、貯水機能を満足できる。

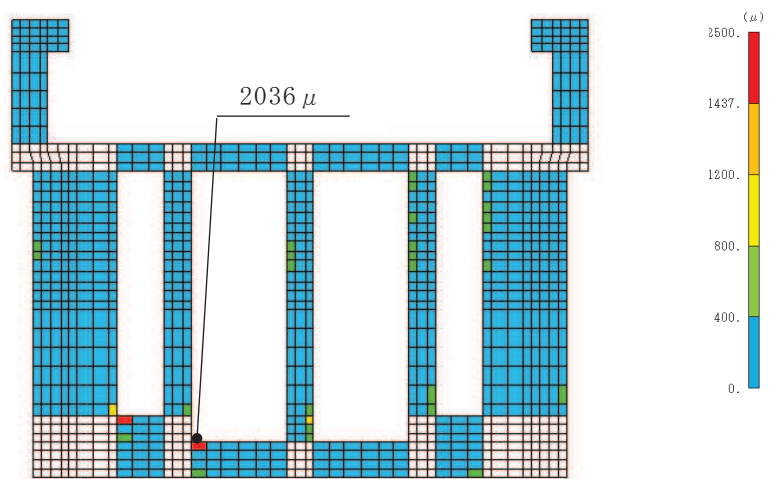
部材の降伏に対して、限界ひずみを超える主筋ひずみの範囲は、底版の延長方向で25%程度、当該要素に隣接する要素の主筋ひずみは全体的に 400μ 以下であり、限界ひずみを超える範囲は部材厚さの45%の要素幅の限定された範囲であるため、底版の一部の要素が部材降伏に対する限界ひずみを上回ったとしても部材全体の降伏には至らないため、部材単位ではおおむね弾性範囲内であると言える。

以上から、限界ひずみを超える主筋ひずみに対して、貯水機能、Ccb の適用性の観点で底版の要求機能を満足していることを確認した。

なお、主筋ひずみを保守的に評価するために、底版と導流壁及び底版と側壁の境界部に配置されるハンチをモデル化していないが、実際に発生する主筋ひずみの分布は、より滑らかになると考えられる。



底版 平面図 (上面)



A-A 断面図

図 4-1 主筋ひずみ分布図 (底版)
(基準地震動 S_s-N1 (++))

4.2 側壁の要求機能への影響確認

照査時刻のうち側壁の主筋ひずみに対する照査値が最大となる時刻における主筋ひずみ分布図を図 4-2 に示す。側壁において限界ひずみを超える主筋ひずみは、気中部の隔壁との交差部に発生しており、当該箇所の要求機能は、止水機能及び CCb の適用性である。すべての照査時刻において側壁の外側にのみ限界ひずみを超える主筋ひずみが発生しており、当該側壁の内側の主筋ひずみは、 $20\mu \sim 377\mu$ であり、おおむね弾性範囲内であり、漏水が生じるような有意な貫通ひび割れは発生しないことから、止水機能を満足できる。

限界ひずみを超える主筋ひずみは、側壁と隔壁の交差部のうち隔壁の部材厚が 1500mm から 500mm に変化する箇所に局所的に発生している（図 4-3）。地震時荷重を受けた側壁は、水平方向に曲げ変形を生じ、側壁の外側に頂部から上下方向にひび割れが分布するが、部材厚さ 1500mm の隔壁との境界部より以深では、当該エリアは側壁と隔壁の隅角部となる。更に、限界ひずみを超える範囲は部材厚さの 25% の要素幅の限定された範囲であるため、部材単位ではおおむね弾性範囲内であると言える。

以上から、限界ひずみを超える主筋ひずみに対して、止水機能、CCb の適用性の観点で側壁の要求機能を満足していることを確認した。

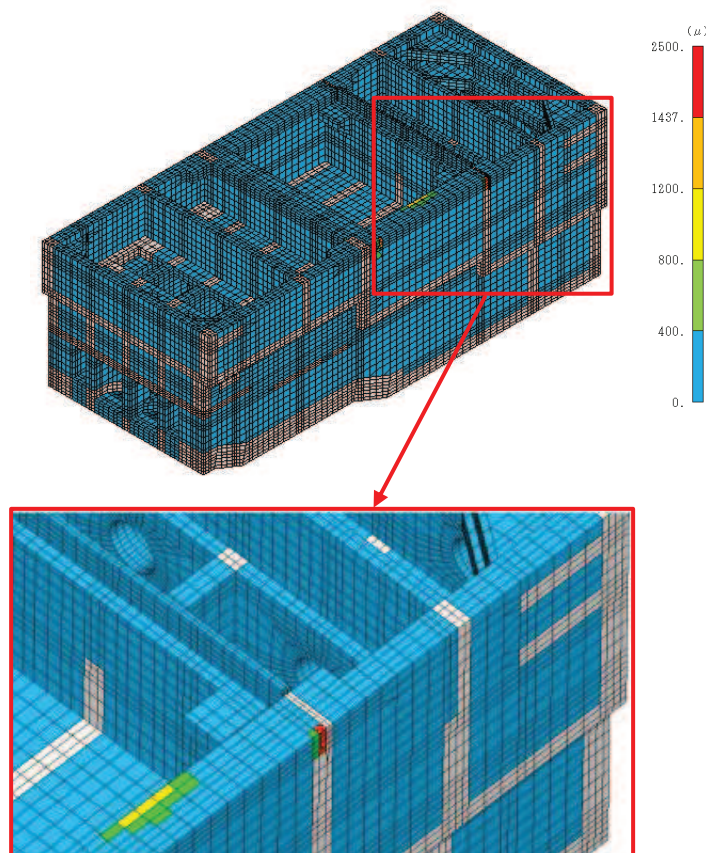
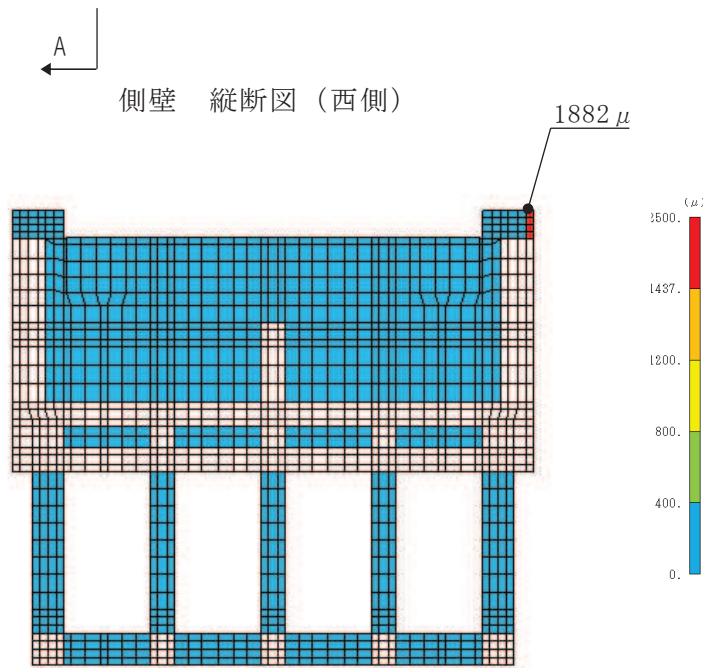
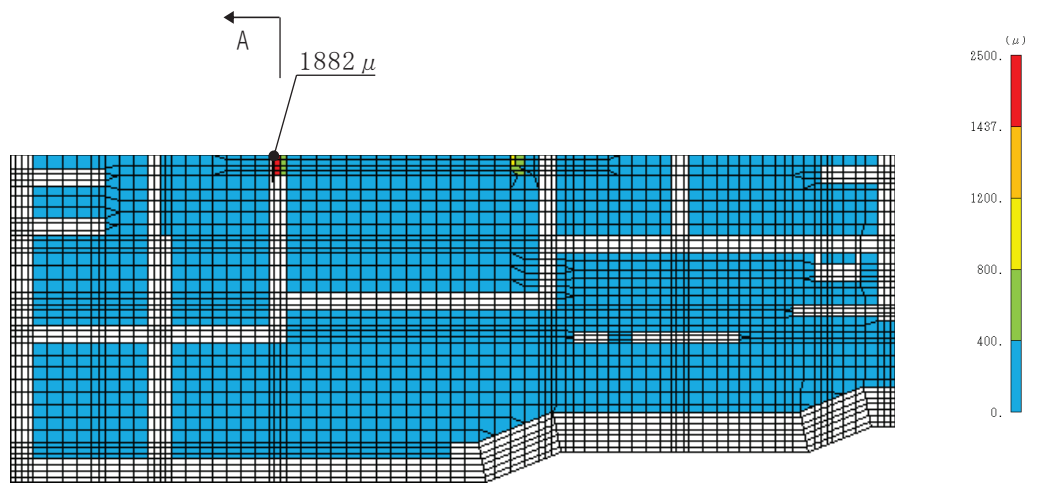
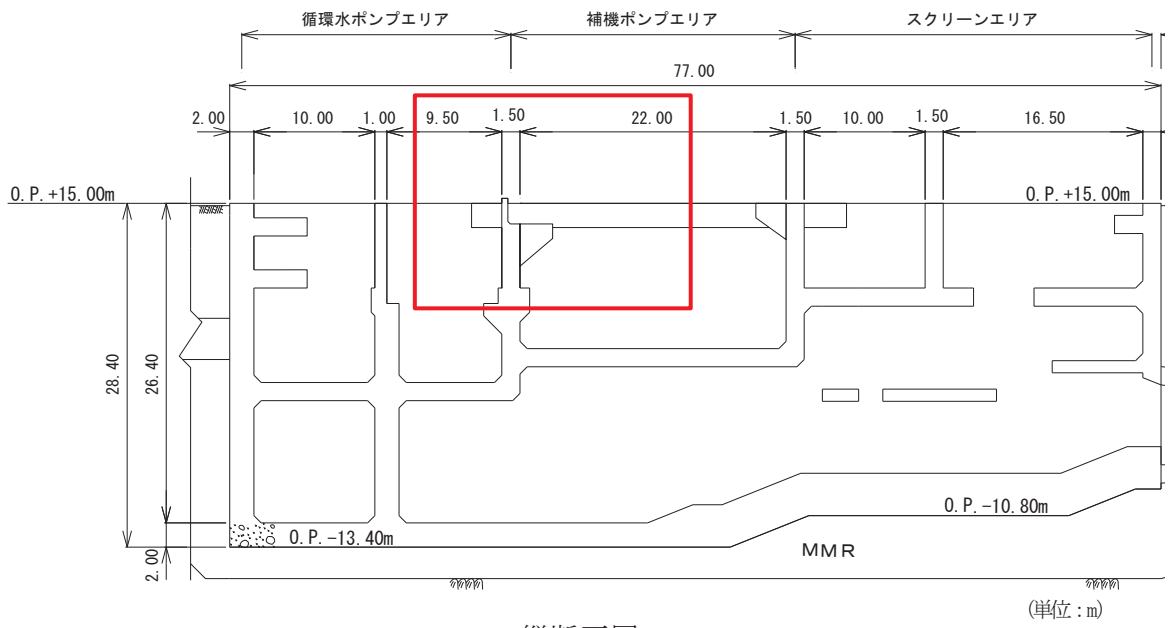


図 4-2(1) 主筋ひずみ分布図（側壁（西側））
（基準地震動 $S_s - N1$ （++））

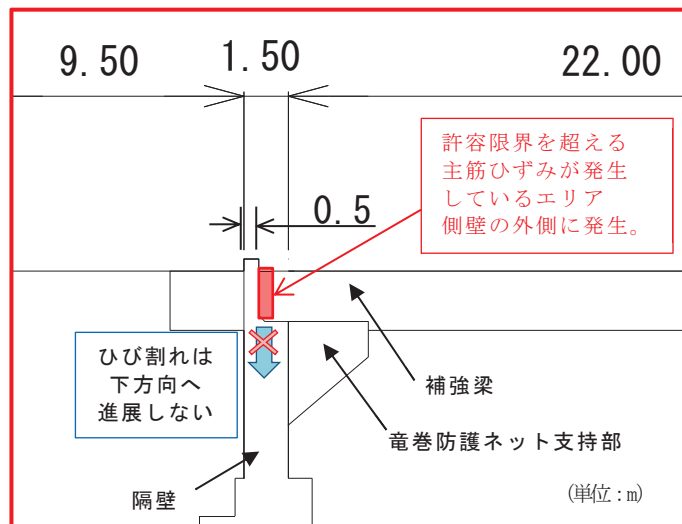


A-A 断面図

図 4-2(2) 主筋ひずみ分布図 (側壁 (西側))
(基準地震動 $S_s - N1$ (++))



縦断面図



縦断面図 (拡大図)

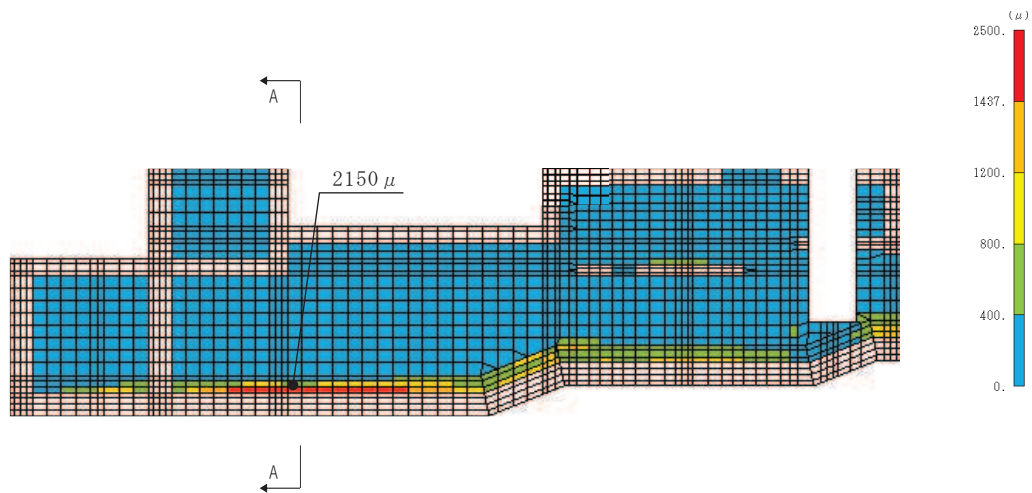
図 4-3 海水ポンプ室 縦断面図 (側壁 (西側))

4.3 導流壁の要求機能への影響確認

照査時刻のうち導流壁の主筋ひずみに対する照査値が最大となる時刻における主筋ひずみ分布図を図 4-4 に示す。導流壁は Ccb の適用性の観点からおおむね弾性範囲内の評価とすることが要求される部材である。限界ひずみを超える主筋ひずみは、導流壁と底版の交差部に発生しているが、部材の降伏に対して、限界ひずみを超える主筋ひずみの範囲は、導流壁の延長方向で 25%程度、当該要素に隣接する要素の主筋ひずみは $800\mu \sim 1200\mu$ であるが、その周辺の要素を見ると全体的に 400μ 程度であり、限界ひずみを超える範囲は部材厚さの 33%の要素幅の限定された範囲であるため、導流壁の一部の要素が部材降伏に対する限界ひずみを上回ったとしても部材全体の降伏に至らないため、部材単位ではおおむね弾性範囲内であると言える。

以上から、限界ひずみを超える主筋ひずみに対して、Ccb の適用性の観点で導流壁の要求機能を満足していることを確認した。

なお、主筋ひずみを保守的に評価するために、導流壁と底版の交差部に配置されるハンチをモデル化していないが、実際に発生する主筋ひずみの分布は、より滑らかになると考えられる。



導流壁（中央） 縦断面図

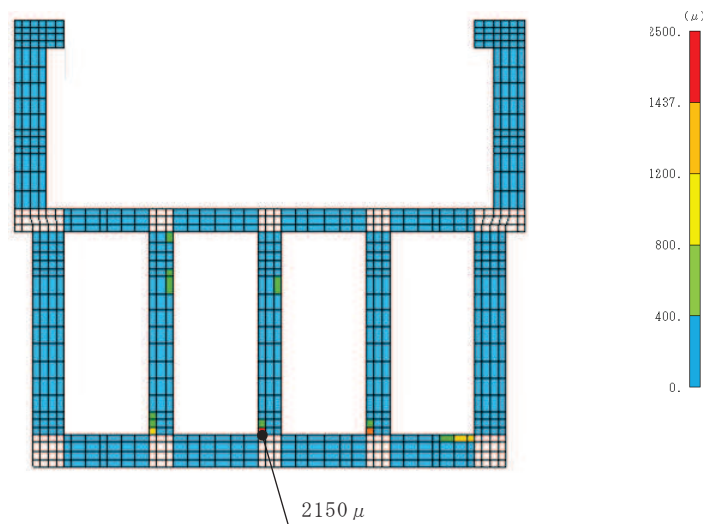


図 4-4 主筋ひずみ分布図（導流壁（中央））
（基準地震動 S s - N 1（++））

5. 主筋ひずみの平均化の考え方

5.1 主筋ひずみの平均化範囲

要素分割について、「2. 海水ポンプ室のモデル化方針」のとおり、土木学会マニュアルで断面高さ又は有効高さの 1.0 倍程度とするのが良いとされている。

一方海水ポンプ室の耐震評価に用いる三次元構造解析モデルにおける非線形ソリッド要素は、三次元の 8 節点を有する 6 面体要素であり、1 次の形状関数採用しているため、局所的な曲げ変形を精度よく再現するためには細かな要素分割にする必要がある¹⁾。

また、小林ら²⁾によると、原子炉建屋の基礎スラブ（厚さ 5.5m 程度）の積層シェル要素を用いた解析から、面外方向の曲げモーメントについては曲げモーメントが最大となる要素から基礎スラブ厚さ程度の範囲ではひび割れの発生による応力再配分が生じ要素中心から直径にして基礎スラブ厚さ程度の範囲で平均できるとしている。本論文の適用範囲は弾性領域であるが、今回平均化の対象としている部材の応答はおおむね弾性範囲を大きく超えるものではないため、適用できる。

以上から、主筋ひずみの平均化の範囲は、部材厚の 1.0 倍程度で行うこととする。

5.2 平均化の考え方

主筋ひずみの平均化は、許容限界を超えている当該要素に対し、曲げ変形の方角を考慮して主筋の軸方向に隣接する要素を対象とする。主筋ひずみの平均化の計算は、当該要素の主筋ひずみと隣接する要素の主筋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 5-1 に底版を例に平均化の概要図を示す。

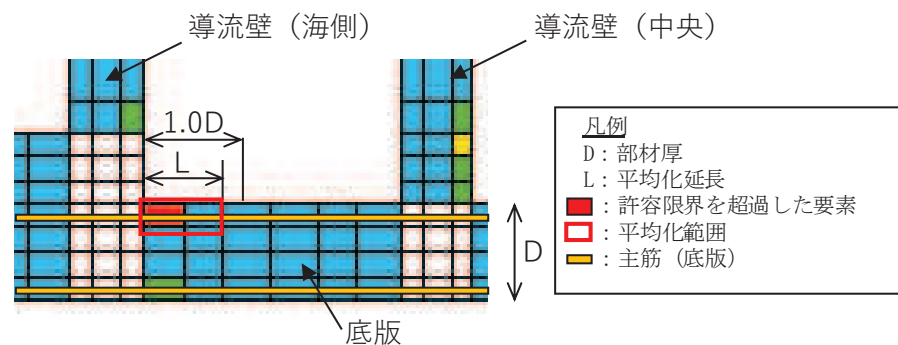


図 5-1 平均化概念図（底版の例）

6. 主筋ひずみの平均化後の結果

「5.2 平均化の考え方」に基づき算出した各部材の主筋ひずみ平均化後の照査値を表 6-1 に示す。なお、平均化に用いた要素の諸元の詳細は「6.1 底版における平均化」～「6.3 導流壁における平均化」に示す。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。

表 6-1 平均化後の照査結果

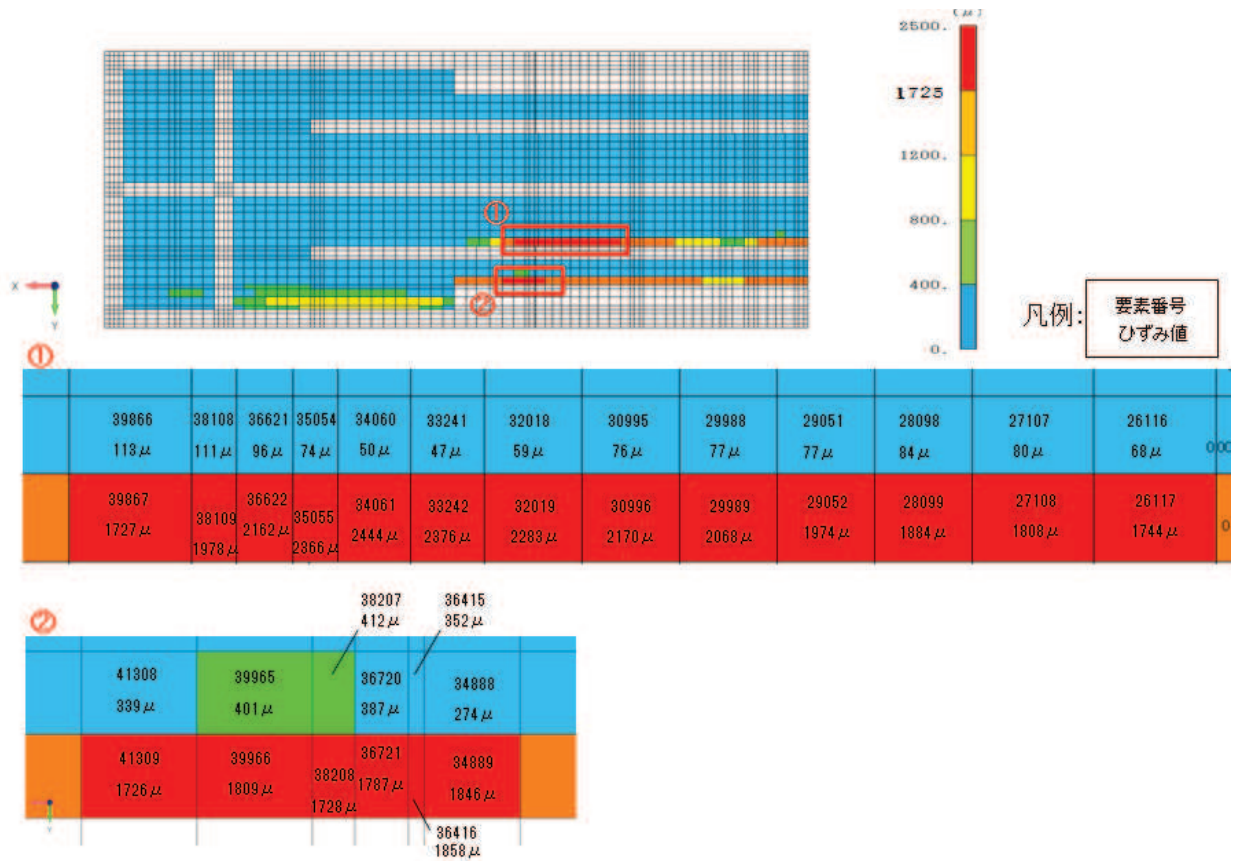
地震動	評価位置	照査用ひずみ ^{*1} (平均化後)	限界ひずみ	照査値 (平均化後)
S _s -N1 (++)	底版	1318 μ	1725 μ	0.77
S _s -N1 (++)	側壁	1487 μ	1725 μ	0.87
S _s -N1 (++)	導流壁	1642 μ ^{*2}	1725 μ	0.96

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：平均化後の照査用ひずみ最大値であり，表 3-1 の要素位置とは異なる。

6.1 底版における平均化

底版の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主筋ひずみ分布図を図 6-1 に、平均化前後の主筋ひずみを表 6-2 に示す。



注記* : ひずみ値は照査用ひずみ (主筋ひずみ×構造解析係数 (1.2)) を示す。

図 6-1 主筋ひずみコンター図 (底版)

表 6-2 平均化前後の主筋ひずみ一覧（底版）

部材	主筋ひずみが 許容限界を超過する要素			隣接要素			平均化後の 主筋ひずみ
	要素番号	面積(cm2)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm2)	主筋ひずみ	
底版	34061	6750	2444μ	34060	6000	50μ	1318μ
	33242	6750	2376μ	33241	6000	47μ	1280μ
	35055	4455	2366μ	35054	3960	74μ	1288μ
	32019	9000	2283μ	32018	8000	59μ	1237μ
	30996	9000	2170μ	30995	8000	76μ	1185μ
	36622	5625	2162μ	36621	5000	96μ	1190μ
	29989	9000	2068μ	29988	8000	77μ	1132μ
	38109	4455	1978μ	38108	3960	111μ	1100μ
	29052	9000	1974μ	29051	8000	77μ	1082μ
	28099	9000	1884μ	28098	8000	84μ	1037μ
	36416	1656	1858μ	36415	1656	352μ	1105μ
	34889	9350.1	1846μ	34888	9350.1	274μ	1060μ
	39966	12114	1809μ	39965	12114	401μ	1105μ
	27108	11250	1808μ	27107	10000	80μ	995μ
	36721	5625	1787μ	36720	5625	387μ	1087μ
	26117	11250	1744μ	26116	10000	68μ	956μ
	38208	4455	1728μ	38207	4455	412μ	1070μ
	39867	12114	1727μ	39866	10768	113μ	968μ
41309	12114	1726μ	41308	12114	339μ	1033μ	

注記＊：表の赤枠は平均化後の主筋ひずみの最大値を示す。

6.2 側壁における平均化

側壁の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主筋ひずみ分布図を図 6-2 に、平均化前後の主筋ひずみを表 6-3 に示す。



注記* : ひずみ値は照査用ひずみ (主筋ひずみ×構造解析係数 (1.2)) を示す。

図 6-2 主筋ひずみコンター図 (側壁)

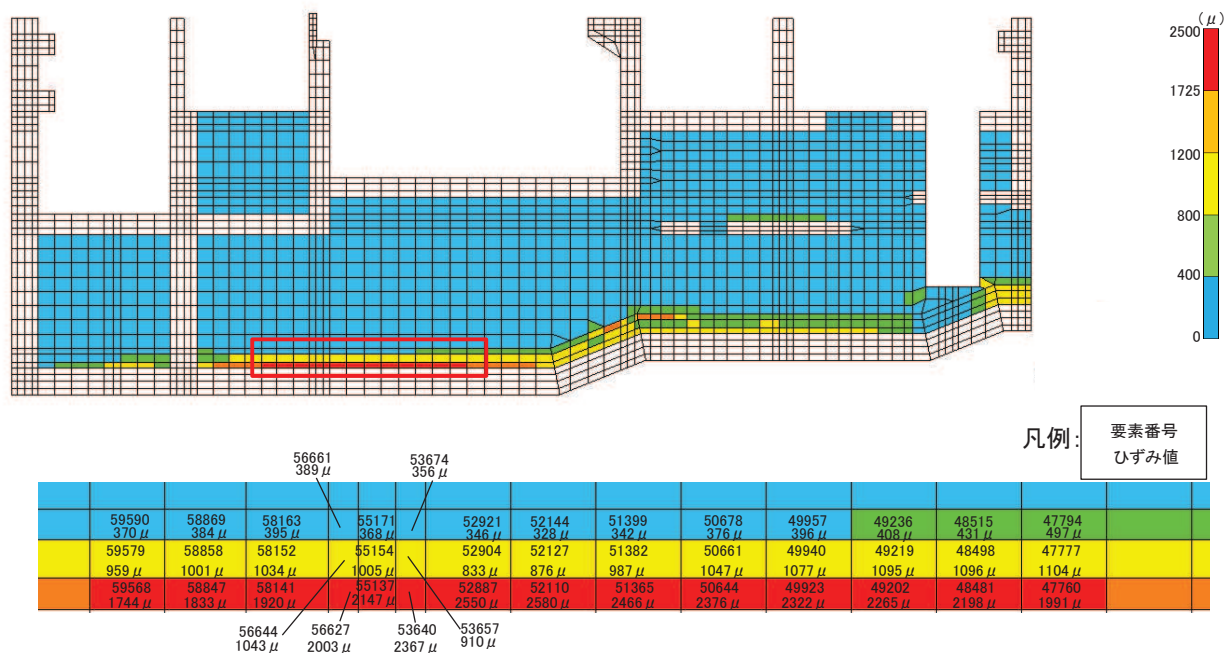
表 6-3 平均化前後主筋ひずみ一覧（側壁）

部材	主筋ひずみが 許容限界を超過する要素			隣接要素			平均化後の 主筋ひずみ
	要素番号	面積(cm ²)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm ²)	主筋ひずみ	
側壁	54875	2484	2259 μ	54788	2116	579 μ	1487 μ
	54863	2376	2139 μ	54776	2024	528 μ	1398 μ
	54851	2376	2037 μ	54764	2024	546 μ	1352 μ
	54839	2484	1932 μ	54752	2116	668 μ	1351 μ

注記*：表の赤枠は平均化後の主筋ひずみの最大値を示す。

6.3 導流壁における平均化

導流壁の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主筋ひずみ分布図を図 6-3 に、平均化前後の主筋ひずみを表 6-4 に示す。



注記* : ひずみ値は照査用ひずみ (主筋ひずみ×構造解析係数 (1.2)) を示す。

図 6-3 主筋ひずみコンター図 (導流壁)

表 6-4 平均化前後主筋ひずみ一覧（導流壁）

部材	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
	要素番号	面積(cm ²)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm ²)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm ²)	主筋ひずみ	
導流壁 (中央)	52110	5980	2580 μ	52127	7540	876 μ	52144	5980	328 μ	1231 μ
	52887	5980	2550 μ	52904	7540	833 μ	52921	5980	346 μ	1211 μ
	51365	5980	2466 μ	51382	7540	987 μ	51399	5980	342 μ	1243 μ
	50644	5980	2376 μ	50661	7540	1047 μ	50678	5980	376 μ	1249 μ
	53640	2116	2367 μ	53657	2668	910 μ	53674	2116	356 μ	1187 μ
	49923	5980	2322 μ	49940	7540	1077 μ	49957	5980	396 μ	1250 μ
	49202	5980	2265 μ	49219	7540	1095 μ	49236	5980	408 μ	1244 μ
	48481	5980	2198 μ	48498	7540	1096 μ	48515	5980	431 μ	1231 μ
	55137	2668	2147 μ	55154	3364	1005 μ	55171	2668	368 μ	1160 μ
	56627	2116	2003 μ	56644	2668	1043 μ	56661	2116	389 μ	1137 μ
	47760	5980	1991 μ	47777	7540	1104 μ	47794	5980	497 μ	1190 μ
	58141	5750	1920 μ	58152	7250	1034 μ	58163	5750	395 μ	1110 μ
	58847	5750	1833 μ	58858	7250	1001 μ	58869	5750	384 μ	1067 μ
	59568	5257	1744 μ	59579	6629	959 μ	59590	5257	370 μ	1020 μ

注記*：表の赤枠は平均化後の主筋ひずみの最大値を示す。

7. まとめ

海水ポンプ室において、一部部材において主筋ひずみが限界ひずみを上回ることから、限界ひずみを上回る部材に対し部材厚さ方向反対側の主筋ひずみを確認し、各部材の要求機能に影響がないことを確認した。また、基準類をもとに部材厚の1.0倍程度の範囲で要素のひずみを平均化する妥当性を確認し、平均化後の主筋ひずみが許容限界を満足することを確認した。

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
- 2) 小林ら：原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討（その 2）合理的応力評価方法（案），日本建築学会学術講演梗概集集（東北），2009.4

参考資料 2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について

1. はじめに

海水ポンプ室の補機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、海水ポンプ室には、津波時や屋外タンク破損時に、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、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。

「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」の「6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、三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、 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。

本資料では、海水ポンプ室全体系の三次元モデルを用いて三次元静的材料非線形解析 (以下「三次元構造解析」という。) を行った上で漏水量を確認するものである。

2. 評価フロー

漏水量評価の評価フローを図 2-1 に示す。

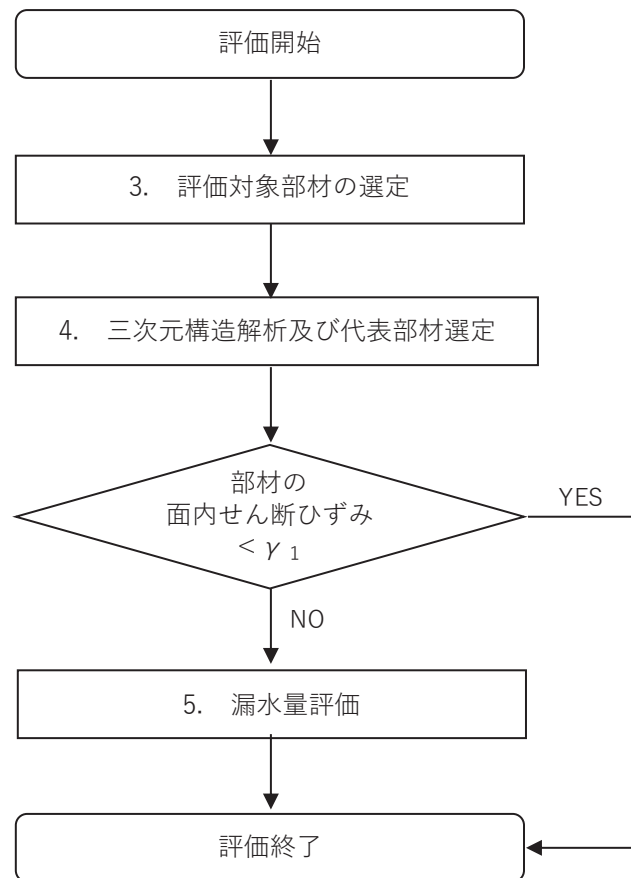


図 2-1 漏水量評価フロー

注記：フロー内の番号は本資料の章番号を表している。

3. 評価対象部材の選定

海水ポンプ室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」、「屋外タンク損傷時における内郭防護」、「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、補機ポンプエリアに浸水し、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ことが要求される機能である。それぞれの観点ごとに、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 の発生に伴う津波の押し波に対する止水機能であり、スクリーンエリアから流入する津波に対する止水として隔壁②が、水路部からの止水に対して中床版④、中床版⑤が該当する。

「観点 2」は、基準地震動 S_s の発生に伴う屋外タンク破損時の溢水に対する止水機能であり、敷地の溢水に対する止水として、補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの地上部の側壁①、側壁②及び妻壁②が該当する。

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

「観点 3」は、循環水管単一破損時の観点であり、基準地震動 S_s 時の観点として「観点 1」と「観点 2」が該当するが、基準地震動 S_s を経験した後に津波荷重を受けた状態で余震荷重が重畳した場合が、最も部材にとって厳しい状態となることから、止水機能に対する評価においては、基準地震動 S_s 発生後の津波押し波時の「観点 1」に着目して評価対象部材を選定する。

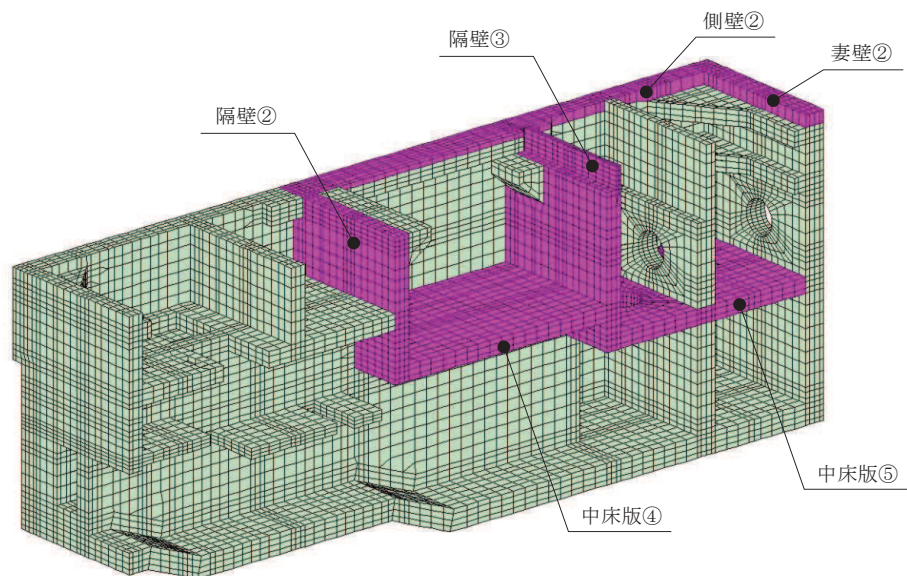
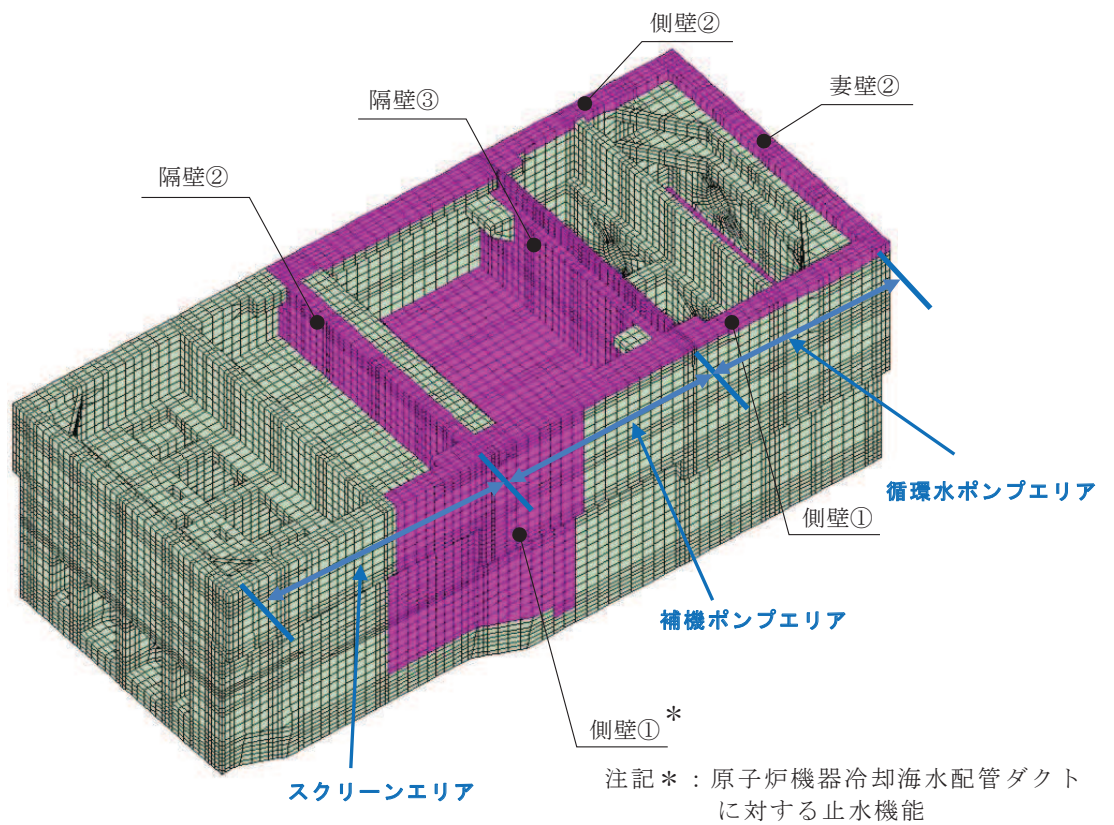


図 3-1 止水機能が要求される部材の範囲

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，中床版④ 中床版⑤	有
(観点 2) 屋外タンク損傷時に おける内郭防護	基準地震動 S s により屋外タンク が破損し，敷地内に溢水した際に 求められる止水機能	側壁①，側壁②， 妻壁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③	無

4. 三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、三次元構造解析を実施し算出した、各部材の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、隔壁②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、隔壁②を代表部材として選定し、漏水量評価を実施する。

表 4-1 評価対象部材の面内せん断ひずみ算定結果

	解析 ケース	地震波	面内せん断 ひずみ	第一折点 γ_1
隔壁②	③	$S_s - N1 (+ +)$	490μ	146μ
	①	$S_s - D2 (- +)$	283μ	146μ
中床版④	③	$S_s - N1 (+ +)$	39μ	146μ
中床版⑤	③	$S_s - N1 (+ +)$	268μ	146μ

5. 漏水量評価

5.1 漏水量評価フロー

漏水量評価フローを図 5-1 に示す。漏水量評価は、基準地震動 S_s を経験した後に基準津波が襲来し、海水ポンプ室スクリーンエリアの水位が上昇し、水位が最高水位（O.P. +19.60m）となった状態に余震が重畳した場合を想定する。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、三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、耐震評価に用いる海水ポンプ室全体の三次元モデルとし、三次元構造解析には、解析コード「COM3 Ver. 9.15」を用いる。

Step1

【基準地震動 S_s による漏水量評価のための三次元構造解析】

基準地震動 S_s を経験した後のひび割れ状態を再現するために、基準地震動 S_s に対する三次元構造解析を行う。
（面外荷重載荷（交番載荷）、面内荷重載荷（交番載荷））

Step2

【基準津波と余震の重畳を考慮した三次元構造解析】

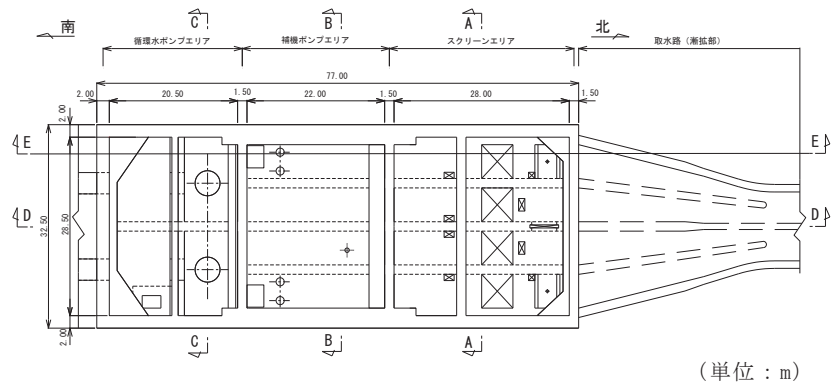
基準地震動 S_s を経験した後（Step1）の残留ひずみや残留応力を引き継いだ状態で、余震時荷重及び津波荷重を用いて三次元構造解析を実施し、部材のひずみを評価する。
（津波＋余震荷重載荷（水平2方向載荷））

Step3

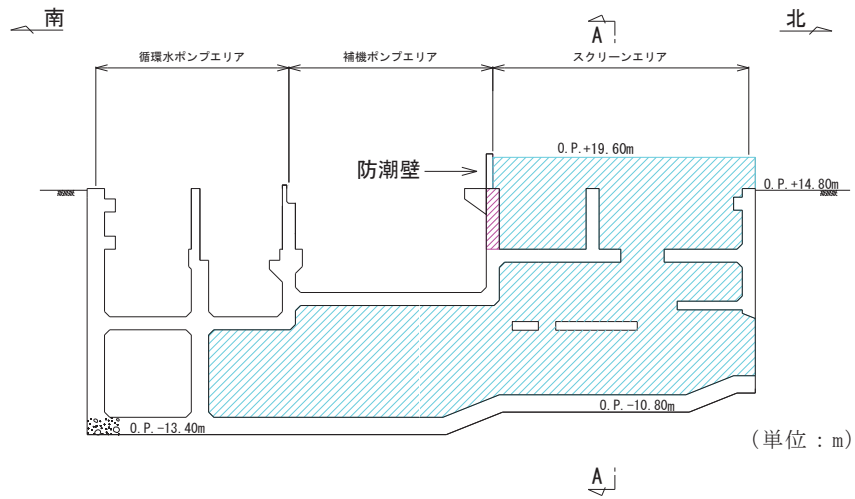
【漏水量の算定】

ひび割れ面に直交するひずみより、ひび割れ幅及びひび割れ長さを算定し、ひび割れに対する漏水量を算定する。

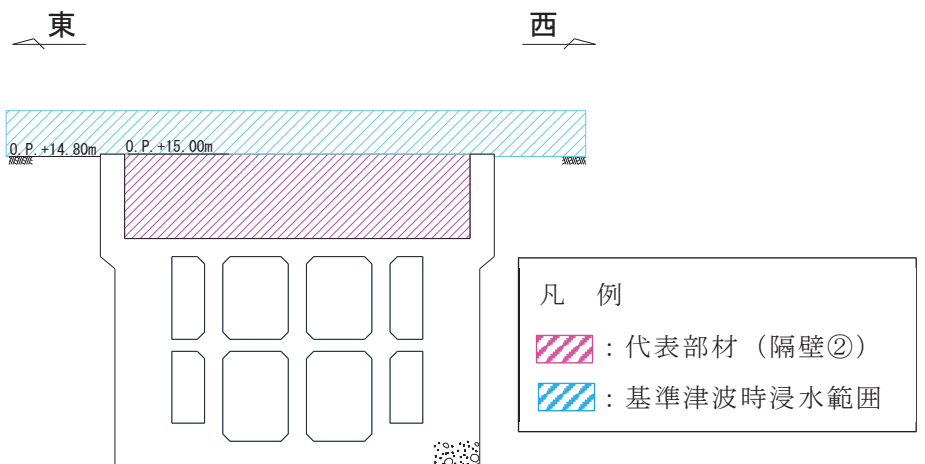
図 5-1 漏水量評価のフロー



平面図



縦断面図 (D-D 断面)



横断面図 (A-A 断面)

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三次元構造解析 (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 -N1(++)、解析ケース③)における地震時増分荷重を用いて、漏水量評価のための三次元構造解析を実施する。

はじめに、隔壁②の面外荷重方向(強軸方向(南北))に対して、水平荷重最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに交番载荷する。地震動は、水平2方向载荷の影響検討用の基準地震動 S_s の従属波とする。

次に、水平2方向同時载荷を想定するため、隔壁②の面内荷重方向(弱軸方向(東西))に対して、面内変形が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに交番载荷する。

载荷方法の概念図を図5-3に示す。

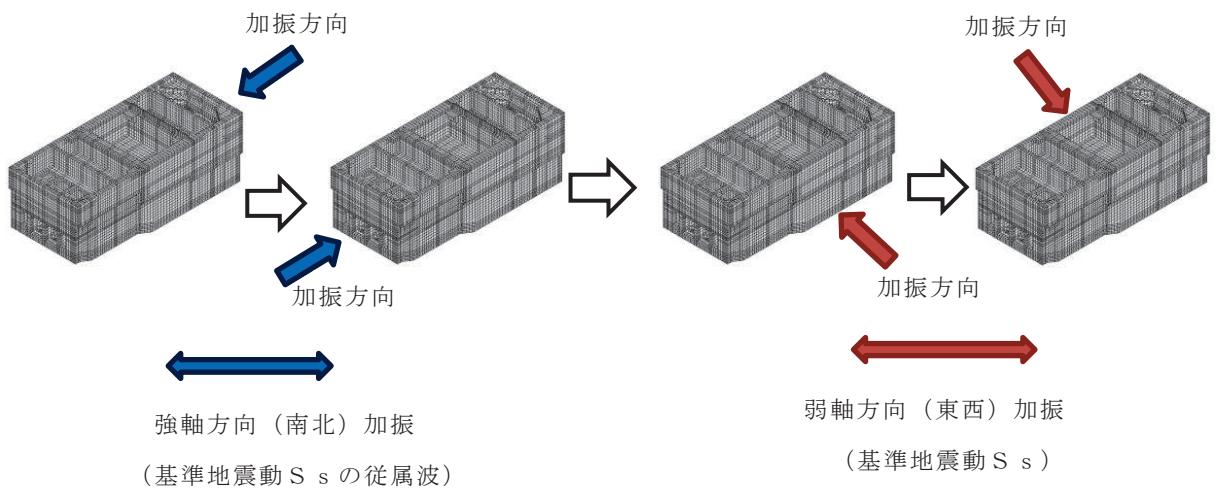


図5-3 载荷方法の概念図 (Step1) (1/2)

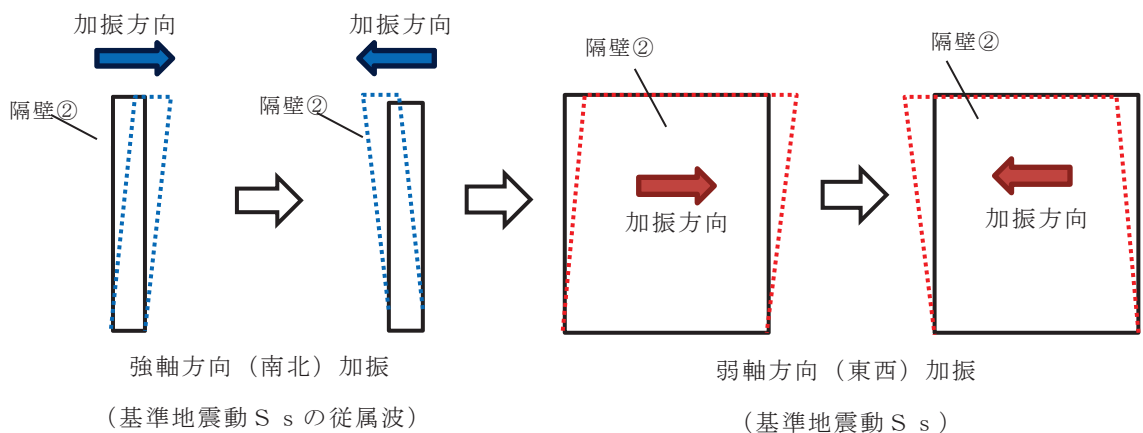


図5-3 载荷方法の概念図 (Step1) (2/2)

5.3 基準津波と余震の重畳を考慮した三次元構造解析 (Step2)

基準地震動 S_s を経験した後に基準津波及び余震を受けることを想定し、Step1 の残留ひずみを引継いだ状態で Step2 を実施する。Step2 の流れは、(a) ~ (c) のとおりである。

(a) 津波の湧き上がり状態

津波の湧き上がりを考慮し、基準津波による静水圧を三次元モデルに載荷する。

(b) 余震

余震発生を想定し、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」に基づき、弾性設計用地震動 S_{d-D2} における地震時増分荷重を用いて、漏水量評価のための三次元構造解析を実施する。

はじめに、隔壁②の面内荷重方向（弱軸方向（東西））に対して、面内変形が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに載荷する。

次に、水平 2 方向同時載荷を想定するため、隔壁②の面外荷重方向（強軸方向（南北））に対して、隔壁②に水圧がかかる方向の水平荷重が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに載荷する。地震動は、 S_{d-D2} の従属波とする。なお、基準津波による水位は付加重量として地震応答解析モデルに考慮する。

(c) 余震時津波

余震時津波は、津波高さ O.P. +19.60m を考慮した荷重とし、動水圧を Westergaard 式により算出して三次元モデルに載荷する（式 5-1 参照）。津波高さの詳細については、添付書類「VI-1-1-2-2-3 入力津波の設定」に示す。動水圧の載荷方法を図 5-4 に示す。

【Westergaard 式】

$$p_w = \frac{7}{8} \times c \times \gamma_w \times \sqrt{(h \times y)} \times K h \quad \dots \dots \dots (式 5-1)$$

ここに、

p_w : 動水圧 (tf/m²)

$K h$: 水平震度

c : 補正係数

$L/h < 1.5$ の場合 : $c=L/(1.5h)$, $L/h \geq 1.5$ の場合 : $c=1.0$

L : 水路幅 (m)

γ_w : 内水の単位体積重量 (tf/m³)

h : 水深 (m)

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

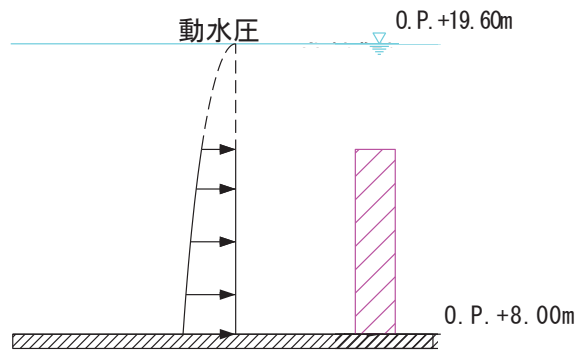


図 5-4 動水圧の載荷方法

5.4 漏水量の算定 (Step3)

Step2 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①～④のとおりである。

- ①各要素に発生するガウス積分点でのひび割れ法線方向ひずみから, 各要素のひび割れ幅及び長さを算定する。なお, ひび割れは, ひび割れ幅を保守的に評価するため, 一つの要素に一本のひび割れとして算定する。
- ②各要素に発生するひび割れ法線方向ひずみとひび割れ面の傾きを考慮した要素長の積を各要素のひび割れ幅とする。各要素のひび割れ幅の算定方法の概念図を図 5-5 に示す。
- ③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, 津波による水圧載荷面 (スクリーンエリア側) の要素とその対面側 (補機ポンプエリア側) の要素に発生するひずみを比較し, 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。
- ④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 5-2 参照)。なお, 漏水量算定における作用圧力として, 基準津波時の最大水位 (O. P. +19. 60m) の静水圧を考慮する。

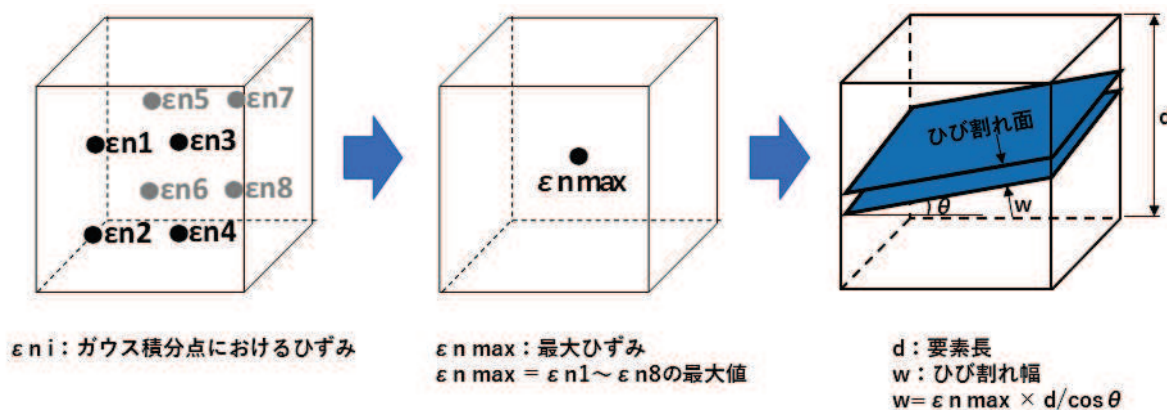


図 5-5 ひび割れ幅の算定方法の概念図

【漏水量算定式】

$$Q = C_w \frac{L \cdot w^3 \cdot \Delta p}{12 \nu \cdot t} \quad \dots \dots \dots (式 5-2)$$

ここに、

- 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)
- Δ p : 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) (1,500mm)

海水ポンプ室における津波水位の時刻歴波形を図 5-6 に示す。

津波水位が最高水位となるのは一瞬であるが、保守的に水位が隔壁②の下端である O. P. +8.00m を超える時間 (7 分間) 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 5-7 に示す。

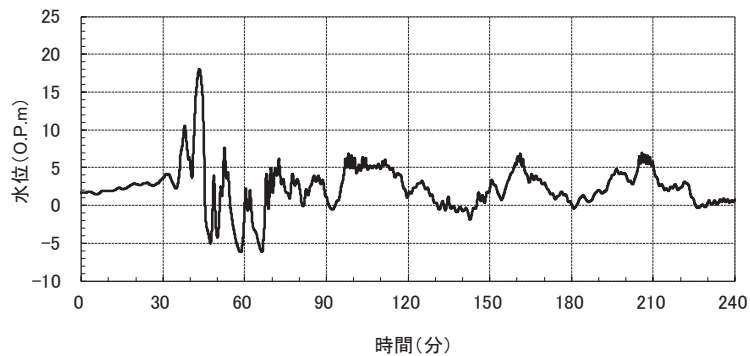


図 5-6 海水ポンプ室における水位の時刻歴波形

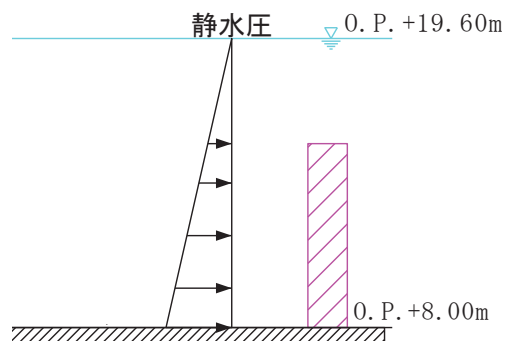


図 5-7 作用圧力の概念図

5.5 評価結果

隔壁②について、上記、Step1～Step3により算出したひび割れ法線方向ひずみのうちスクリーンエリア側の各要素のひずみと補機ポンプエリア側の各要素のひずみの最大値包絡図を図5-8に示す。

総漏水量は、「5.4 漏水量の算定 (Step3)」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の単位時間当たりの漏水量を表5-1に示す。

総漏水量及び補機ポンプエリアの床面積を考慮して算出した浸水深を表5-2に示す。なお、ひび割れ法線方向ひずみが γ_1 以上となるひずみを、ひび割れの発生があるものとして、ひび割れ幅及び長さを算定した。

評価の結果、漏水による浸水深は0.250mmであり、補機ポンプエリアに設置される原子炉補機冷却海水ポンプのコンクリート基礎高さ(275mm)と比較して、十分小さいことを確認した。

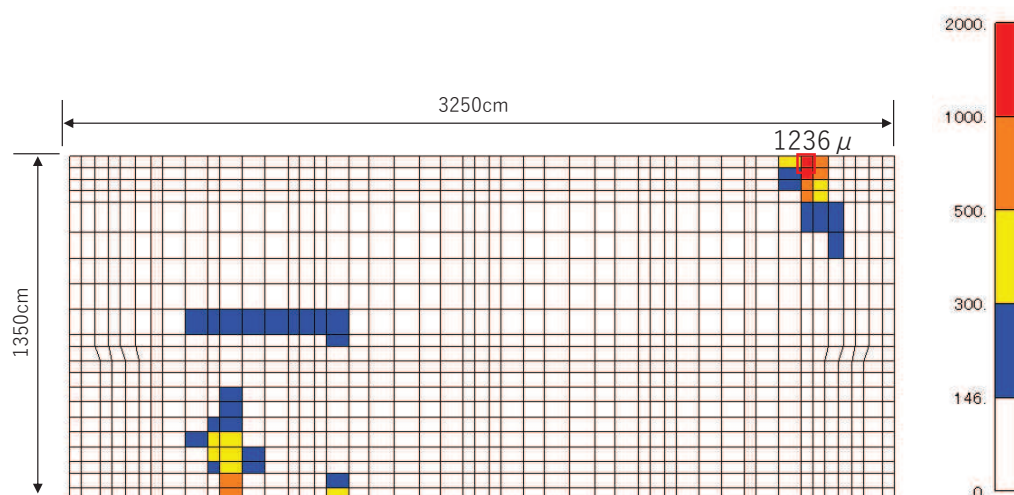


図5-8 各要素のひび割れ法線方向ひずみ

表 5-1 1 要素の単位時間当たりの漏水量
(ひび割れ法線方向ひずみが最大となる要素の例)

ε	ひび割れ法線方向ひずみ (μ)	1236
d	要素長 (mm)	460
w	ひび割れ幅 (mm)	0.573
L	ひび割れ延長 (mm)	463
C_w	低減係数	0.016
ν	水の粘性係数 ($N \cdot s/mm^2$)	1.138×10^{-9}
Δp	作用圧力 (N/mm^2)	0.049
t	部材の厚さ(ひび割れ深さ) (mm)	1500
q	1 要素の単位時間当たりの漏水量 (mm^3/s)	3333.85

総漏水量 Q : 漏水を評価する各要素の漏水量の合計値

総漏水量 Q (m^3) : Σq	0.151
-------------------------------	-------

表 5-2 補機ポンプエリアへの総漏水量

	総漏水量* (m^3)
S s - N 1 (++) (解析ケース③)	0.151

注記* : 安全機能を有する第 2 号機原子炉補機冷却海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプへの漏水の影響は、「補足-140-1【津波への配慮に関する説明書の補足説明資料】」の「5.17 津波に対する止水機能を有する施設の評価について」に示す。

6. まとめ

「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」の「6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、三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、津波に対する止水機能が要求され、耐震評価において面内せん断ひずみが最も大きい隔壁②を代表として、海水ポンプ室全体系の三次元構造解析を行った上で、浸水防護重点化範囲である補機ポンプエリアへの漏水量の評価を行った。

基準地震動 S_s 後の基準津波と余震の重畳を想定した場合の漏水量評価を行った結果、面内せん断ひずみが最も大きい隔壁②からの総漏水量は 0.151m^3 となる。

参考資料 3 増厚補強部における既設部材と補強部材の一体化設計

1. はじめに

海水ポンプ室については、構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する補強を目的に、既設部材の増厚補強及び隔壁の追加等を行っている。また、既設部材と補強部材にはそれぞれCCb工法によるせん断補強及び先施工によるせん断補強を行い、一体部材として耐震評価を行っていることから、本資料では既設部材と補強部材を一体として設計することの妥当性を検証する。なお、海水ポンプ室の他に第3号機海水ポンプ室についても同様の増厚補強を実施することから、本資料では、海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室（以下「海水ポンプ室等」という。）を対象に妥当性を検証する。

増厚補強部における既設部材と補強部材を一体部材として設計することの妥当性検証フローを図1-1に示す。また、フローの各項目での確認概要を以下に示す。

- ・ 海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室の補強経緯（補強内容、補強目的及び補強理由等）及び補強追加によるメリット・デメリット等の補強概要について整理する。（2. 海水ポンプ室等の補強概要）
- ・ 他プラント（玄海3号機及び柏崎刈羽6号機）での増厚補強の実績と女川の海水ポンプ室等で実施する増厚補強との比較を行い、他プラント実績との差異を確認し、女川での確認事項を明確化する。（3. 他プラント実績との比較）
- ・ 海水ポンプ室等の増厚補強部の設計に採用している規格・基準について、規格・基準及びその基となる実験条件等より適用性を確認する。（4. 規格・基準の適用性）
- ・ 既設部材と補強部材を一体として設計することについて、既設部材と補強部材の接合面に発生する応力状態を整理し、各応力状態に対する設計・施工方針及び設計の妥当性を示す。（5. 増厚補強部を一体化設計とする妥当性の確認）
- ・ 「4. 規格・基準の適用性」において、規格・基準の基となる実験条件等の対象範囲外となる部材について、数値解析により鉄道標準を用いたせん断耐力式に基づく設計の妥当性について確認する。（6. 増厚補強部における数値解析による検討）

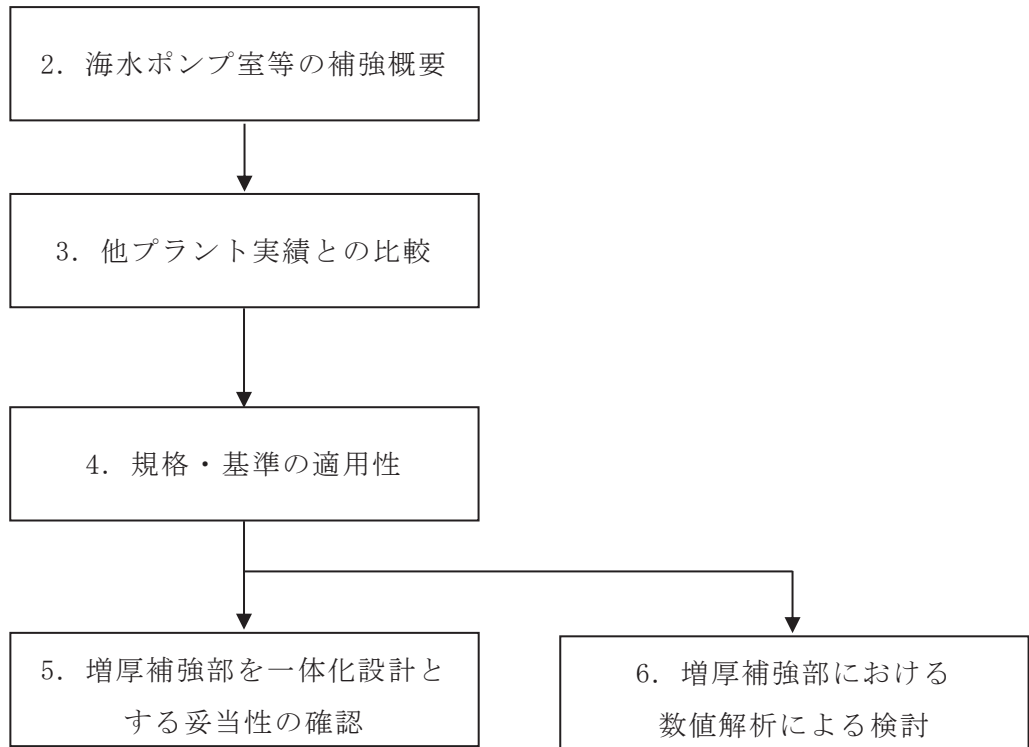


図 1-1 増厚補強部における一体化設計の妥当性検証フロー

2. 海水ポンプ室等の補強概要

2.1 補強経緯

海水ポンプ室等の補強フロー図を図 2-1 に、補強概要図を図 2-2～図 2-5 に示す。各部材の補強内容及び理由を表 2-1 に、対象構造物の補強部材の諸元を表 2-2 に示す。

海水ポンプ室は、基準地震動 S_s の増大に伴い、図 2-1 の手順にて補強検討を行った。海水ポンプ室は、土圧低減を目的として、構造物周辺の地盤改良を追加し、それでもなお、側壁及び底版の変形が大きく、曲げ・軸力系の破壊に対して許容限界を満足することができなかったことから、気中部においては、側壁の曲げ変形を抑えるため、スクリーンエリア及び循環水ポンプエリアに隔壁を追加した。

補機ポンプエリアには、S クラス機器・配管が多く設置されており、隔壁の追加が困難であったことから、補強梁の追加により側壁の変形の抑制を図った。

水路部については、側壁及び底版の曲げ変形を抑えるための補強が必要となり、補強方法としては、表 2-3 のとおり、地盤改良のほか、鋼板や炭素繊維を用いた曲げ耐力を向上させる方法及び増厚を検討したが、水路部は運転時に海水環境となり、鋼板は腐食が考えられることから不適當であり、炭素繊維については、一般産業界では実績があるものの原子力発電所での採用実績がないことから、他プラントでも実績のある増厚工法を採用することとした。

また、水平 2 方向載荷における検討において、妻壁の曲げ変形を抑える必要があったことから、妻壁に補強梁を追加することとした。

さらに、せん断破壊に対する許容限界についても満足することができなかったことから、せん断破壊に対する補強（以下、「せん断補強」という。）を各部材に対して検討し、CCb 工法による補強を追加することとした。海水ポンプ室の CCb 工法による補強箇所のうち、側壁（気中部）の補強梁及び妻壁部については、せん断補強鋼材を既設部材と補強部材に貫通し既設部材と補強部材を一体部材として施工する。側壁（気中部）補強梁の CCb 工法による補強手順を図 2-6 に示す。また、側壁（水路部）及び底版の補強部材のコンクリート強度については、せん断破壊に対する裕度向上の観点から 30N/mm^2 としているが、耐震設計上は既設部材と同様に 20.5N/mm^2 で評価を行っている。

第 3 号機海水ポンプ室について、海水ポンプ室の補強方法に準じた考え方で側壁曲げ変形を抑えるため隔壁を追加し、妻壁の曲げ変形を抑えるため補強梁及び控え壁を追加し、せん断補強として、CCb 工法によるせん断補強を追加することとした。

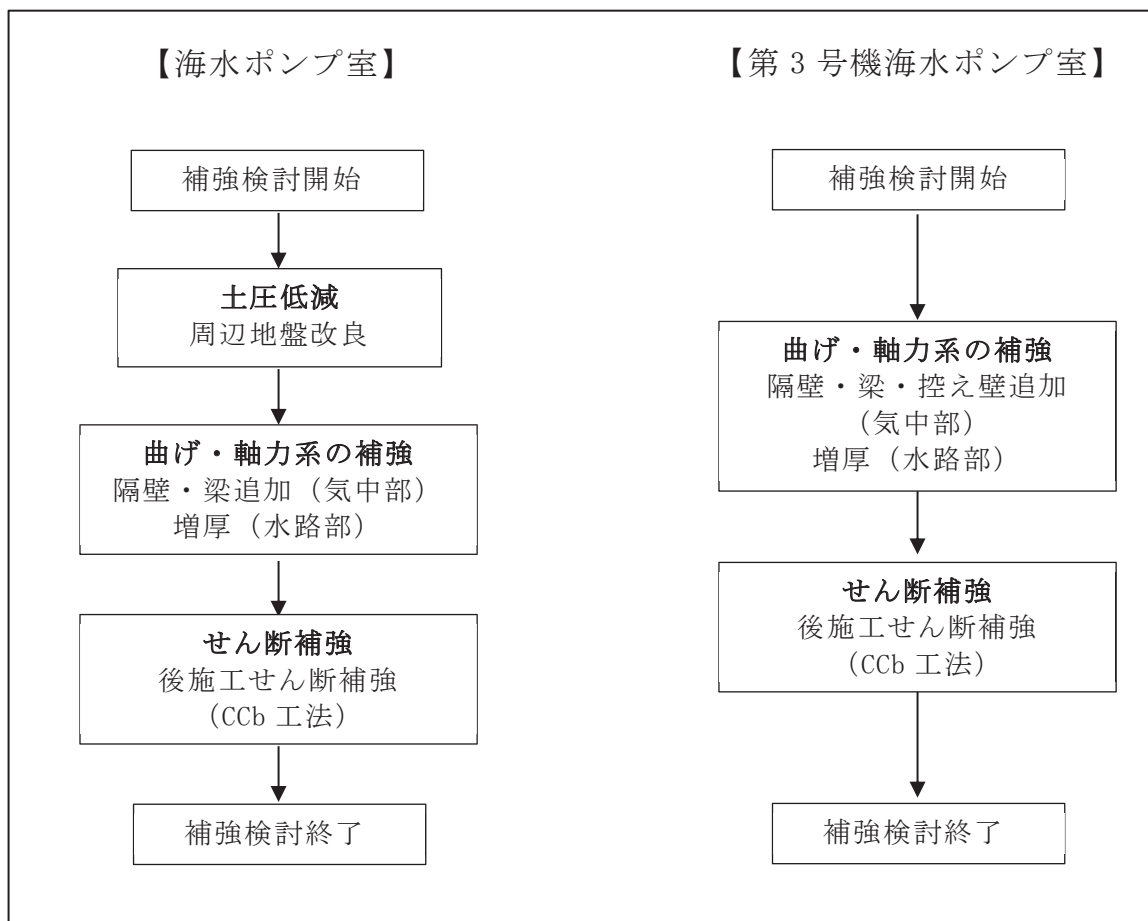


図 2-1 補強フロー図

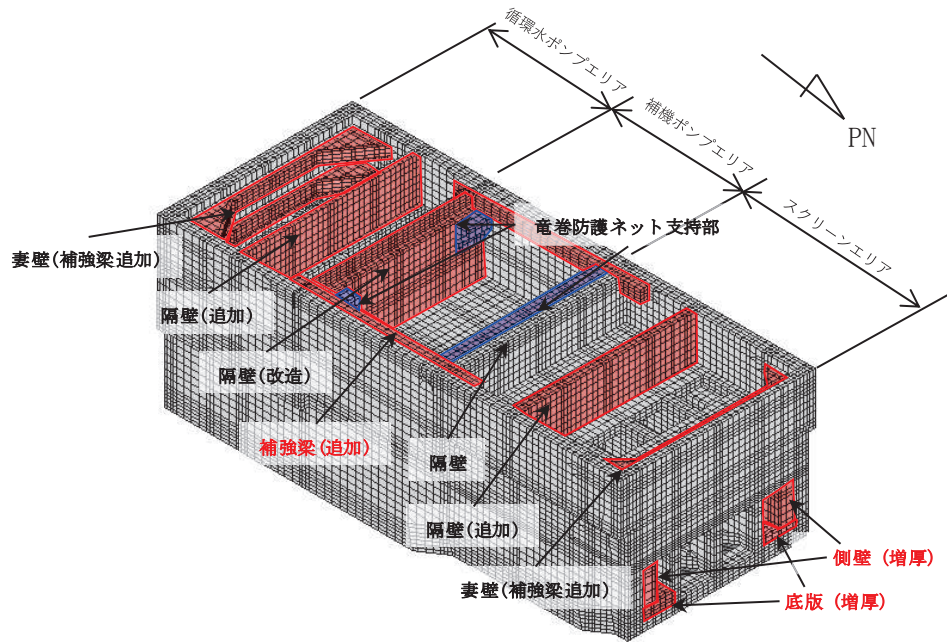


図 2-2 海水ポンプ室 補強概要図

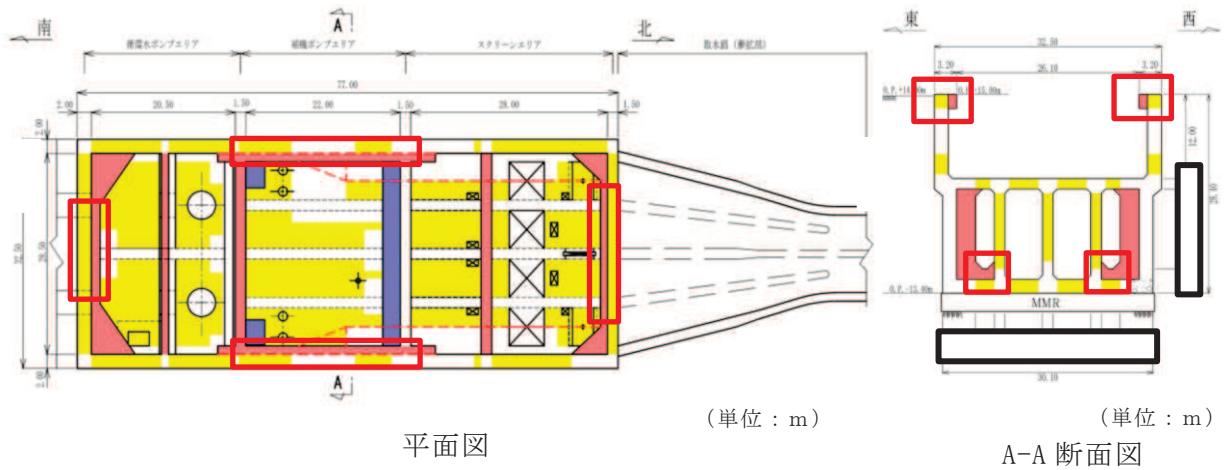


図 2-3 海水ポンプ室 補強概要図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

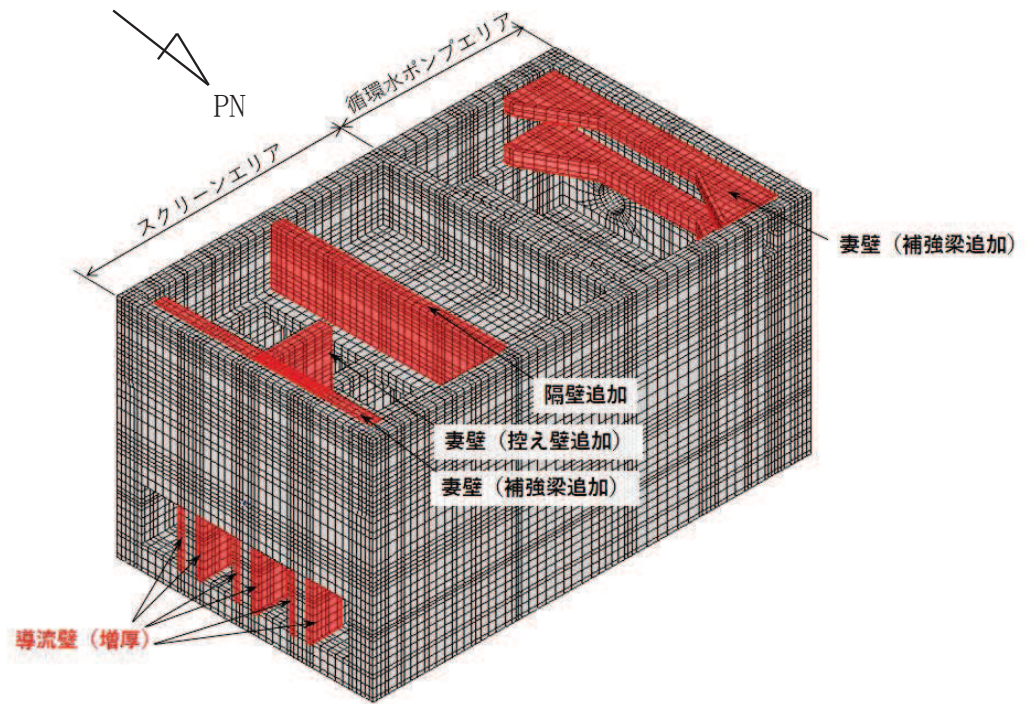


図 2-4 第 3 号機海水ポンプ室 補強概要図

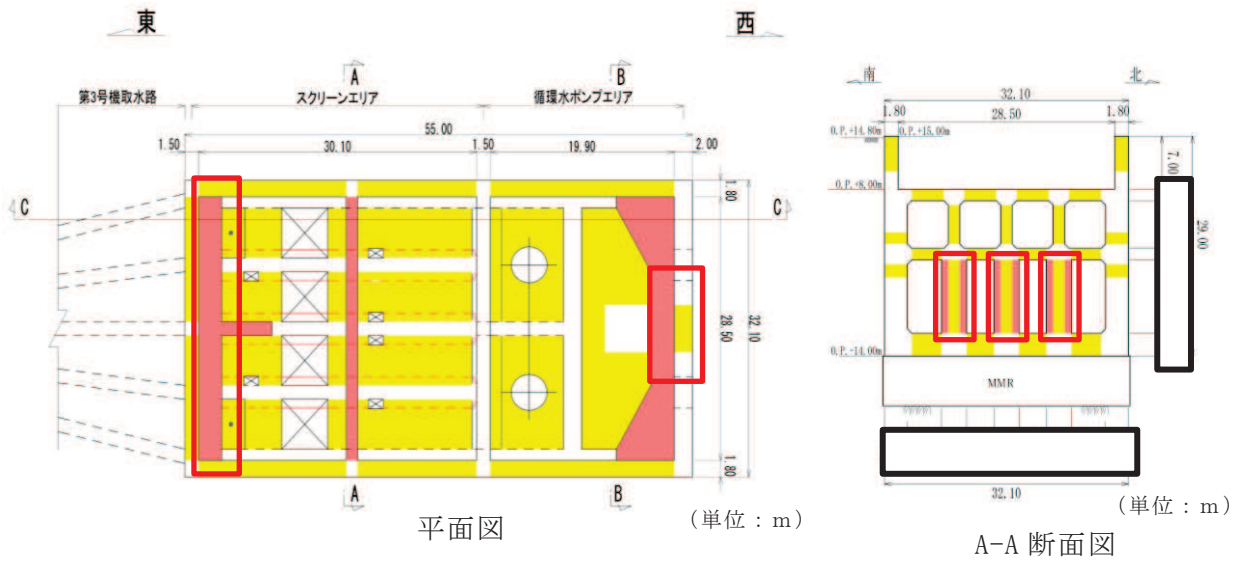


図 2-5 第 3 号機海水ポンプ室 補強概要図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

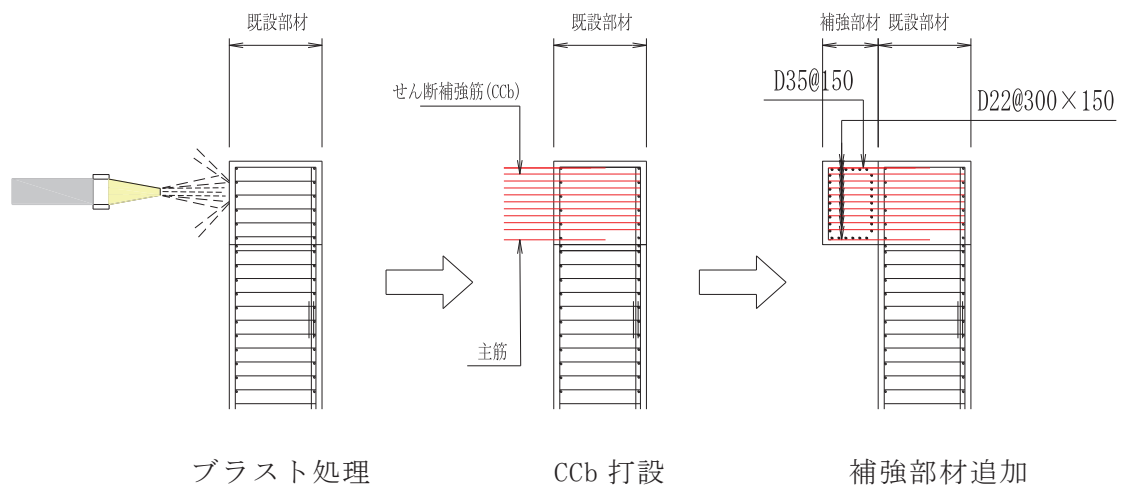


図 2-6 海水ポンプ室の Ccb 工法による補強手順 (側壁 (気中部) 補強梁)

表 2-1 各部材における補強方法と理由

構造物	部 材		補強方法	補強理由
海水ポンプ室	底版		①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	側壁	水路部	①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
		気中部	①隔壁追加 ②補強梁追加 (補機ポンプエリア) ③CCb 追加	①, ②曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	妻壁		①補強梁追加 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
第3号機 海水ポンプ室	導流壁		①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	妻壁		①補強梁追加 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強

表 2-2 補強部材の諸元

		既設部材				補強部材				部材厚 比較 $h_1:h_2$	有効 高さ d (m)	支間長 a (m)	せん断 スパン 比 a/d	
		厚さ h_1 (m)	有効 高さ d_1 (m)	CCb径	せん断 補強鉄筋 配置間隔 s_1	厚さ h_2 (m)	有効 高さ d_2 (m)	先施工 せん断 補強 鉄筋径	せん断 補強鉄筋 配置間隔 s_2					
海水ポンプ室	底版		2.00	1.89	D25	150~ 300	1.50	1.39	D29	150~ 300	1.3:1	3.27	2.7	0.83
	側壁	気中部	2.00	1.89	D29 ~ D32	150~ 300	1.20	1.09	D22	150~ 300	1.7:1	2.97	23.0	7.74
		水路部	2.00	1.89	—	150~ 300	2.70	2.59	D32	300	1:1.4	4.47	9.3	2.08
	妻壁		上段: 上流側 2.00 下段: 下流側 1.50	1.39 1.89	D25 ~ D32	150~ 600	1.00 1.25	0.89 1.14	D32	150~ 300	1.5:1 1.6:1	2.27 3.02	20.8 14.1	9.16 4.67
第3号機 海水ポンプ室	導流壁		1.50	1.39	D25 ~ D32	150~ 300	0.9*	0.79	D32	150~ 300	1.7:1	2.29*	9.7	4.23*

注記* : 第3号機海水ポンプ室の導流壁の補強は両側補強 (片側 0.9m×2箇所) だが, せん断耐力において補強部材のせん断補強鋼材は片側のみ考慮するため, せん断スパン比は片側のみ補強した数値としている。

表 2-3 (1) 主な補強方法（曲げ・軸力系の破壊に対する補強）

	地盤改良工法	鋼板・炭素繊維	増厚工法
概要	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物周辺地盤にセメントミルク等を噴射し、地盤改良体を構築する工法。 地盤改良を行うことにより、地震時荷重（主に土圧）が低減され、構造物の曲げ変形の抑制に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリートに鋼板や炭素繊維シートを樹脂等により貼り付ける工法。 鋼板および炭素繊維シートの引張強度により、部材の曲げ耐力の向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物表面にコンクリートを打ち足すことで、断面を増厚する工法 部材厚の増により、曲げ変形の抑制や体力の向上に寄与する。
図			
備考	<ul style="list-style-type: none"> 女川 2 号機その他、多数の施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川 2 号機では施工実績はないが、一般土木構造物において施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川 2 号機では施工実績はないが、他プラント、一般土木構造物において施工実績がある。

表 2-3 (2) 主な補強方法（せん断破壊に対する補強）

	従来工法（先施工）	増厚工法	地盤改良工法	後施工せん断補強工法
概要	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート打設前の鉄筋組立時に、せん断補強筋を主筋または配力筋にフックを掛けて定着させる工法。 せん断補強筋を配置することで、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物表面にコンクリートを打ち足すことで、断面を増厚する工法。 部材厚の増により、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物周辺地盤にセメントミルク等を噴射し、地盤改良体を構築する工法。 地盤改良を行うことにより、地震時荷重（主に土圧）が低減され、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物を削孔し、その孔内にせん断補強筋を差し込み充てん材で固定する工法。 せん断補強筋を配置することで、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。
図				
備考	<ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉他、多数の施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉では施工実績はないが、一般土木構造物において施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉他、多数の施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 美浜3号炉にて、工認実績有り。（ポストヘッドバー（PHB工法））

2.2 補強追加によるメリット・デメリット

海水ポンプ室等への補強追加によるメリット・デメリット及びデメリットに対する影響確認結果を表 2-4 に示す。周辺地盤改良，隔壁・補強梁・控え壁追加，増厚補強及び Ccb 工法によるメリット，デメリットを整理し，デメリットに対しては影響確認を行い，各項目に対して問題ないことを確認した。

表 2-4 補強追加によるメリット・デメリットと影響確認

メリット	デメリット	影響確認	関連資料
周辺地盤改良	土圧低減への寄与 (隔壁追加) ・曲げ変形の抑制 (補強梁追加) ・曲げ変形の抑制 ・せん断耐力の向上	特になし	—
増厚	・曲げ剛性の向上による 曲げ変形の抑制 ・せん断耐力の向上	既設機器・配管系との干渉及びメンテナンス性への影響	問題なし 既設機器・配管系の干渉、メンテナンス性を考慮した補強部材の配置とされているため問題なし。
		構造部材の剛性上昇による床応答への影響	問題なし 地震応答解析モデルの構造物モデルは、補強部材の剛性を反映した等価剛性モデルとしている。
増厚	通水断面積の減少	①入力津波への影響	VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書
		②引き波時における貯留量への影響	問題なし 増厚を反映した入力津波高さを算定し、許容津波高さが入力津波高さを上回っており、敷地に津波は流入しないことを確認している。
		③ポンプ取水への影響*	VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象施設への影響評価
増厚	・曲げ剛性の向上による 曲げ変形の抑制 ・せん断耐力の向上	増厚を反映した貯留量を算定しており、引き波時においても、非常用海水ポンプが機能を保持できていることを確認している。	VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象施設への影響評価
増厚	通水断面積の減少	問題なし 増厚による流況変化により渦の発生 の虞があることから、通常運転時における安全機能への影響確認として、非常用海水ポンプを対象に水理模型実験を実施し、渦が生じないことを確認した。 また、非常用海水ポンプを対象とした水理模型実験を実施し渦が生じていないことを確認した。	補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 資料 9 参考資料 7 補強追加による非常用ポンプ取水への影響について
CCb	・せん断耐力の向上	特になし	—

3. 他プラント実績との比較

他プラントでの増厚補強の実績と海水ポンプ室等との比較を表 3-1 に示す。他プラントでは、玄海 3 号機，柏崎刈羽 6 号機にて増厚補強の実績があり，増厚補強部の一体化について，玄海 3 号機ではトンネル標準示方書[開削工法編]・同解説（土木学会，2016 年制定）（以下「トンネル標準示方書」という。）に基づくジベル筋を用いた既設部材との一体化設計の実績があり，柏崎刈羽 6 号機ではあと施工アンカー【接着系】ケミカルアンカー R タイプ（-N）-技術資料-（日本デコラックス株式会社，平成 24 年 11 月）に基づくケミカルアンカーによる主筋の定着の設計について実績がある。一方，海水ポンプ室等のように，増厚補強部において，既設部材及び補強部材のそれぞれにせん断補強鋼材を配置した評価及び増厚補強部の既設部材に Ccb 工法を適用した実績はない。このため，増厚補強部において，既設部材及び補強部材にせん断補強鋼材を配置する場合の設計手法の妥当性及び増厚補強部の既設部材に Ccb 工法を適用する妥当性の確認を行う。

表 3-1 増厚補強における他プラント実績との比較表

プラント名	設備 (部材)	補強目的	設計		一体化 方法
			曲げ・軸力	せん断	
女川 2 号機	海水ポンプ室 (側壁, 底版)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げ・軸力系の破壊 ・ 面外せん断破壊 	既設部材と補強部材を 一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> ・ 一体として設計 ・ 既設部材, 補強部材それぞれにせん断補強鋼材を考慮 ・ 既設部材に Ccb を適用 	<ul style="list-style-type: none"> ・ ジベル筋 ・ 主筋定着
	第 3 号機 海水ポンプ室 (導流壁)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げ・軸力系の破壊 ・ 面外せん断破壊 	既設部材と補強部材を 一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> ・ 一体として設計 ・ 既設部材, 補強部材それぞれにせん断補強鉄筋を考慮 	<ul style="list-style-type: none"> ・ ジベル筋 ・ 主筋定着
玄海 3 号機	海水管ダクト 立坑部 (側壁)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 面外せん断破壊 	既設部材と補強部材を 一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> ・ 一体として設計 ・ 既設部のみせん断補強鋼材を考慮 	<ul style="list-style-type: none"> ・ ジベル筋
柏崎刈羽 6 号機	張出しダクト (頂版, 底版)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げ・軸力系の破壊 	増厚補強部のみの剛性 及び強度を考慮	<ul style="list-style-type: none"> ・ 補強部材のみせん断補強鋼材を考慮 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 主筋定着

4. 規格・基準の適用性

4.1 増厚補強部における設計に係る規格・基準

既設部材と補強部材を一体部材として考慮する設計は「鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）（鉄道総合技術研究所，平成13年3月）」（以下「鉄道標準」という。）及び「トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説（土木学会，2016年制定）」（以下「トンネル標準示方書」という。）に地中連続壁を本体利用する場合の地中連続壁と本体構造（カルバート）を一体部材として設計する手法が示されている。玄海3号では，海水管ダクト立坑部の増厚補強部におけるジベル筋の設計において，トンネル標準示方書を適用した実績がある。鉄道標準とトンネル標準示方書の一体部材に対する設計手法は同一のものが記載されているが，増厚の部材厚の比率やせん断補強の範囲等の適用範囲については，鉄道標準に詳細に記載されているため，適用性の検討に当たっては鉄道標準を参照する。なお，「道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編（平成14年3月）」において，プレキャストコンクリートげたと場所打ち床版の結合部の設計手法について示されているが，地上部の橋梁に対する設計手法であることから，海水ポンプ室等と同様に地中構造物に対する設計手法である，鉄道標準を参照する。

4.2 鉄道標準に基づくせん断耐力の考え方

増厚補強部において既設部材と補強部材を一体部材として考慮する場合におけるせん断補強鋼材が負担するせん断耐力 V_{wd} の算定の考え方を図4-1に示す。せん断耐力式は，既設部材と補強部材が負担するせん断耐力の足し合わせとして（解8.4.3-3）が示されている。足し合わせるせん断耐力は，棒部材式をベースとしている。海水ポンプ室等では，一部の部材で既設部材にCCb補強を行うことから，式（1）～式（3）に示す通り，（解8.4.3-3）のうちCCbが設置される項にCCbの補強による低減率 β_{aw} を乗じた値とする。

コンクリート負担分のせん断耐力 V_{cd} は，既設部材と補強部材との間にジベル鉄筋を配置し，既設部材と補強部材が一体部材として挙動するため，増厚を実施しない部材において参照している原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）に基づき算出する。

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

$h_1 > h_2$ の場合

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

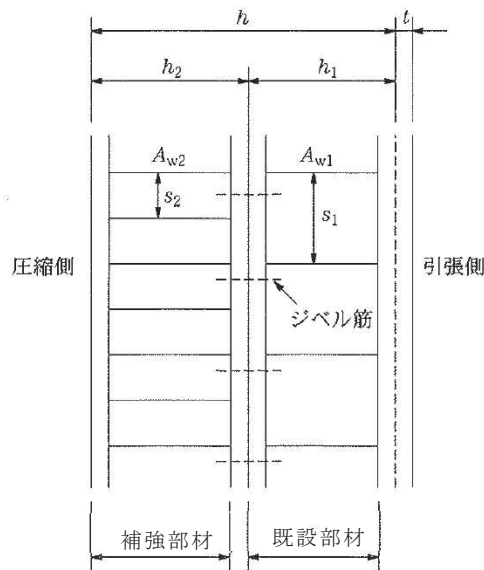
$h_1 = h_2$ の場合

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

$h_1 < h_2$ の場合

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

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



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

図 4-1 既設部材と補強部材を一体部材としたせん断耐力の考え方
(鉄道標準より抜粋（一部加筆）)

$h_1 > h_2$ の場合

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

$h_1 = h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} f_{wyd} (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) z_1}{s_1} \cdot \beta_{aw} + \frac{A_{w2} f_{wyd} (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b \quad \text{式 (2)}$$

$h_1 < h_2$ の場合

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

ここで、

A_{wi} : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

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

θ_i : せん断補強筋と部材軸のなす角度

s_i : せん断補強筋の配置間隔

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

γ_b : 部材係数 (=1.1)

h_i : 部材厚

β_{aw} : CCb のせん断耐力の補強効果を示す有効率

4.3 鉄道標準に基づくせん断耐力式の適用性

海水ポンプ室等において，一体部材のせん断破壊の考え方及び鉄道標準におけるせん断耐力式の基となる実験の条件等から鉄道標準に基づくせん断耐力式の適用性について検討した。

4.3.1 せん断破壊の機構と石橋らの実験

一体部材として挙動する場合のせん断破壊の模式図を図 4-2 に示す。せん断補強鋼材が分離して配置される場合，それぞれの部材において，荷重を分担し，トラス機構を形成してせん断力を受け持っている。

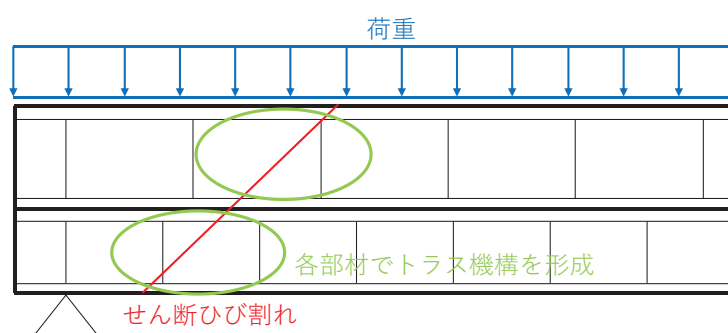


図 4-2 一体部材として挙動する場合のせん断破壊の模式図

石橋らは，地下連続壁を本体利用する場合のせん断耐力を算定するために，せん断スパン比，接合面の処理方法等に着目し，上下に部材を配置した重ね梁の模型供試体（54 ケース）による既往実験に対し，解析を加えることで，重ね梁において，せん断補強鋼材をそれぞれの部材に配置した場合のせん断耐力式を示している。石橋らにて整理した実験ケースを表 4-1 に示す。

表 4-1 示す実験ケースのうち，せん断補強鋼材を上下の梁にそれぞれ分けて配したケース（供試体 No. 32～No. 40，表 4-1 赤枠内）における実験の結果から，実験によるせん断耐力（ P_{max} ）と算定式によるせん断耐力（ P_{cal} ）の比較を行い， P_{max}/P_{cal} の平均値は 1.061，変動係数は 5.79%であることから，上下の桁高にかかわらず，上下の梁にそれぞれ分けてせん断補強鋼材を配置した場合は以下の式(4)'にてせん断耐力を算出できることを示しており，鉄道標準では，式(4)'を基に既設部材と補強部材の部材厚の比率に応じたせん断耐力式を示している。

$$V_s = \frac{A_{v1} \sigma_{sy} d_1}{1.15 s_1} \times \frac{H_1}{H} + \frac{A_{v2} \sigma_{sy} d_1}{1.15 s_2} \times \frac{H_2}{H} \dots\dots(4)$$

ここで、 $H = H_1 + H_2$

H_1, H_2 : それぞれの梁の桁高 (cm)

A_{v1}, A_{v2} : それぞれの梁の区間 s_1 あるいは s_2 におけるスターラップの総断面積 (cm²)

s_1, s_2 : それぞれのスターラップの部材軸方向の間隔 (cm)

(石橋ら¹⁾より抜粋)

表 4-1 重ね梁の模型供試体による実験概要

(石橋ら¹⁾による設計資料より引用)

No	供試体名	接合面の状態	スターラップ		桁高(cm)		コンクリート圧縮強度 f_c kgf/cm ² (MPa)		P_{max} tf (kN)	P_{cal} tf (kN)	P_{max}/P_{cal}
			上梁	下梁	上梁	下梁	上梁	下梁			
1	S 1	A	N		40		412 (40.4)		29.9 (293)	29.5 (289)	1.015
2	S 2	A	N		40		412 (40.4)		33.4 (328)	28.7 (281)	1.165
3	S 3	A	N		40		399 (39.1)		26.0 (255)	27.1 (266)	0.960
4	S 4	A	N		40		412 (40.4)		24.8 (243)	25.9 (254)	0.956
5	S 5	A	N		40		359 (35.2)		20.0 (196)	22.6 (222)	0.884
6	S 6	A	N		40		348 (34.1)		27.4 (269)	25.9 (254)	1.059
7	S 7	A	N		40		414 (40.6)		29.5 (289)	30.3 (297)	0.973
8	S 8	A	Y ₁		40		404 (39.6)		47.2 (463)	38.5 (378)	1.225
9	S 9	A	Y ₁		40		359 (35.2)		58.3 (572)	43.9 (431)	1.329
10	G 1	A	N		40		262 (25.7)		22.0 (216)	23.1 (227)	0.952
11	G 9	A	Y ₁		40		308 (30.2)		42.0 (412)	39.4 (386)	1.067
12	TG4	A	Y ₃		80		287 (28.1)		250.0(2452)	202.0(1981)	1.238
13	G 2	BG	N	N	20	20	298 (29.2)	280 (27.5)	23.0 (226)	23.9 (234)	0.963
14	G 3	C1G	N	N	20	20	298 (29.2)	280 (27.5)	24.0 (235)	23.9 (234)	1.005
15	G 4	C2G	N	N	20	20	301 (29.5)	290 (28.4)	23.0 (226)	24.1 (236)	0.956
16	G 5	D1G	N	N	20	20	301 (29.5)	290 (28.4)	27.2 (267)	24.1 (236)	1.130
17	G 6	D2G	N	N	20	20	305 (29.9)	299 (29.3)	23.0 (226)	24.2 (237)	0.949
18	G 7	BG	N	N	15	25	305 (29.9)	299 (29.3)	19.0 (186)	23.5 (230)	0.810
19	G 8	BG	N	N	25	15	308 (30.2)	308 (30.2)	18.5 (181)	25.1 (246)	0.736
20	G18	BG	Y ₂	Y ₂	20	20	287 (28.1)	315 (30.9)	30.0 (294)	31.7 (311)	0.946
21	G19	EG	N	N	15	35	269 (26.4)	320 (31.4)	39.5 (387)	35.9 (352)	1.100
22	G20	EG	Y ₁	N	15	25	259 (25.4)	308 (30.2)	26.6 (261)	30.0 (294)	0.887
23	G21	EG	Y ₂	N	15	25	264 (25.9)	314 (30.8)	25.5 (250)	27.3 (268)	0.933
24	G23	EG	Y ₂	N	25	15	269 (26.4)	320 (31.4)	33.6 (330)	33.5 (329)	1.003
25	W 1	BW	N	N	20	20	332 (32.6)	384 (37.7)	27.0 (265)	28.9 (283)	0.935
26	W 2	C1W	N	N	20	20	332 (32.6)	384 (37.7)	24.0 (235)	28.9 (283)	0.831
27	W 3	C2W	N	N	20	20	336 (33.0)	353 (34.6)	25.0 (245)	28.5 (279)	0.877
28	W 4	D1W	N	N	20	20	336 (33.0)	353 (34.6)	29.0 (284)	28.5 (279)	1.017
29	W 5	D2W	N	N	20	20	399 (39.1)	336 (33.0)	23.6 (231)	29.1 (285)	0.810
30	W 6	BW	N	N	15	25	378 (37.1)	341 (33.4)	22.0 (216)	27.6 (271)	0.797
31	W 7	BW	N	N	25	15	388 (38.0)	363 (35.6)	18.0 (177)	30.6 (300)	0.589
32	W 8	BW	Y ₁	Y ₁	20	20	326 (32.0)	388 (38.0)	43.0 (422)	43.8 (430)	0.981
33	W 9	C1W	Y ₁	Y ₁	20	20	290 (28.4)	329 (32.3)	44.0 (431)	42.5 (417)	1.036
34	W10	C2W	Y ₁	Y ₁	20	20	290 (28.4)	329 (32.3)	44.5 (436)	42.5 (417)	1.047
35	W11	D1W	Y ₁	Y ₁	20	20	335 (32.9)	331 (32.5)	47.0 (461)	43.2 (424)	1.089
36	W12	D2W	Y ₁	Y ₁	20	20	342 (33.5)	361 (35.4)	48.7 (478)	43.7 (429)	1.115
37	W13	BW	Y ₁	Y ₁	15	25	392 (38.4)	364 (35.7)	45.2 (443)	43.1 (423)	1.050
38	W14	BW	Y ₁	Y ₁	25	15	392 (38.4)	364 (35.7)	43.9 (431)	45.6 (447)	0.963
39	W15	D1W	Y ₁	Y ₁	25	15	373 (36.6)	380 (37.3)	50.3 (493)	45.6 (447)	1.104
40	W16	D2W	Y ₁	Y ₁	25	15	373 (36.6)	380 (37.3)	53.2 (522)	45.6 (447)	1.168
41	W17	BW	N	Y ₁	20	20	361 (35.4)	379 (37.2)	33.0 (324)	36.7 (360)	0.900
42	W18	C1W	N	Y ₁	20	20	361 (35.4)	379 (37.2)	38.7 (380)	36.7 (360)	1.055
43	W19	C2W	N	Y ₁	20	20	342 (33.5)	376 (36.9)	36.0 (353)	36.4 (357)	0.989
44	W20	D1W	N	Y ₁	20	20	342 (33.5)	376 (36.9)	35.3 (346)	36.4 (357)	0.970
45	W21	D2W	N	Y ₁	20	20	230 (22.6)	353 (34.6)	36.4 (357)	34.5 (338)	1.057
46	W22	BW	N	Y ₁	15	25	313 (30.7)	393 (38.5)	35.1 (344)	36.8 (361)	0.954
47	W23	BW	N	Y ₁	25	15	313 (30.9)	393 (30.7)	22.1 (217)	34.4 (337)	0.642
48	TG5	BT	Y ₃	Y ₃	40	40	303 (29.7)	222 (21.8)	188.0(1844)	196.5(1927)	0.957
49	TG6	ET	Y ₃	Y ₃	40	40	307 (30.1)	320 (31.4)	274.0(2687)	207.5(2035)	1.320
50	TG7	D1T	Y ₄	Y ₄	40	40	310 (30.4)	287 (28.1)	291.0(2854)	231.6(2271)	1.257
51	TG8	D2T	Y ₃	Y ₃	40	40	370 (36.3)	301 (29.5)	277.0(2716)	211.9(2078)	1.307
52	TG9	D2T	Y ₃	Y ₃	40	80	301 (29.5)	329 (32.3)	264.0(2589)	240.0(2354)	1.100
53	TA2	D1T	Y ₄	Y ₄	40	40	285 (27.9)	256 (25.1)	287.0(2815)	225.5(2211)	1.273
54	TB2	D3T	Y ₃	N	20	40	341 (33.4)	379 (37.2)	91.0 (892)	89.8 (882)	1.013

注 1) 接合面の状態 A: 1体打ち, その他: 図-2 による

注 2) スターラップ N: 無し Y₁: φ6 8.5cm ctc Y₂: φ6 17.0cm ctc

Y₃: D10 40.0cm ctc Y₄: 端部 D16 20.0cm ctc 中央部 D10 40.0cm ctc

供試体 No. 32～No.40 のそれぞれのケースの実験条件は、表 4-1 の赤枠内に示されており、各項目に記載されている記号は、図 4-3 及び図 4-4 の赤枠内に対応している。供試体 No. 32～No. 40 のせん断スパン比は 2.3 であり、重ね梁の部材高さの比率は上梁:下梁=1.7:1～1:1.7 である。接合面の処理は、グリース(BW), 「ジベル筋+グリース」(C1W (C2W)) 及び供試体の両端が「チッピング+ジベル筋」, 供試体の中央部がグリース (D1W (D2W)) (図 4-4 赤枠内) となっており、実験の接合条件は完全な一体の条件とはなっていない。荷重の載荷方法は、図 4-5 のとおり 2 点に集中荷重として載荷している。

No. 32～No. 40 の実験結果から、接合面が BW の条件では、 P_{max}/P_{cal} の平均値は 0.998 であり、接合面の状態がより一体化に近い C1W (C2W) 及び D1W (D2W) における P_{max}/P_{cal} の平均値は、1.093 であり、接合面の状態がより一体化に近づくほど若干のせん断力の増大が認められる結果となっているため、一体化を確実にすることはせん断耐力を確保するために重要である。

本実験では、海水ポンプ室の側壁の補強梁及び妻壁部のように、上下の梁に貫通したせん断補強鋼材を配した実験 (供試体 No. 50～No.53, 表 4-1 青枠) も実施している。一体打ちの部材において、せん断補強鋼材が受け持つせん断耐力 V_s の計算式は、以下の式 (4) で示されている。

$$V_s = \frac{A_v \sigma_{sv} d}{1.15s} \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 A_v : 梁の区間 s におけるスターラップの総断面積 (cm²)

s : 梁のスターラップの部材軸方向の間隔 (cm)

σ_{sv} : スターラップの降伏点応力度 (kgf/cm²)

d : 有効高さ (cm)

(石橋ら¹⁾ より抜粋)

一体打ちの梁のせん断耐力の計算値 P_{cal} は、以下の式 (5) で示されている。

$$P_{cal} = 2(V_c + V_s) \dots\dots\dots(5)$$

V_c : コンクリートが負担するせん断耐力

V_s : せん断補強鋼材が負担するせん断耐力

No. 50~No. 53 を対象とした実験結果と式 (5) との比較において、せん断耐力の比 P_{max}/P_{cal} の平均値は 1.234 となり、上下の梁に貫通したせん断補強鋼材を配置すれば、ほぼ一体打ちの梁と同じ程度のせん断耐力が得られるとしている。なお、接合面の処理方法等の影響についてさらに検討が必要とされているが、実験における条件で供試体の両端がチップング、供試体の中央部が無処理の条件で、 P_{max}/P_{cal} は、1.265 であり、全面的にチップング等の目荒らしを行うことで一体打ちの場合のせん断耐力と同等の値が得られると考えられる。

なお、せん断補強鋼材の配置に関して、上下のいずれか一方にせん断補強鋼材が配置されている場合にはさらなる検討が必要であるとされている。

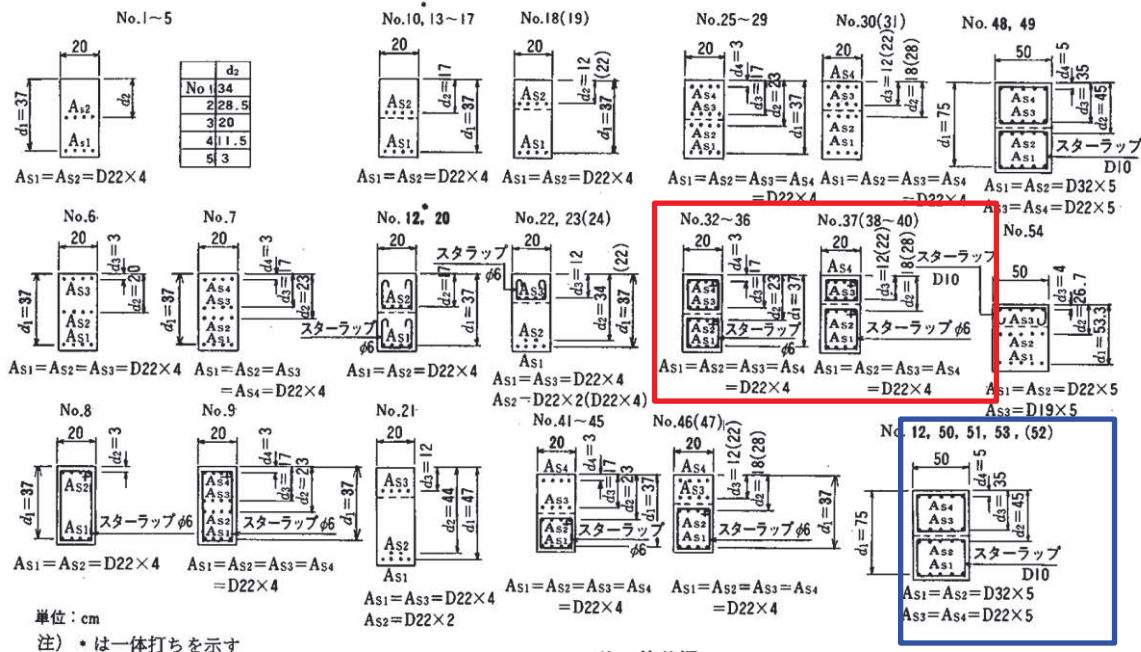
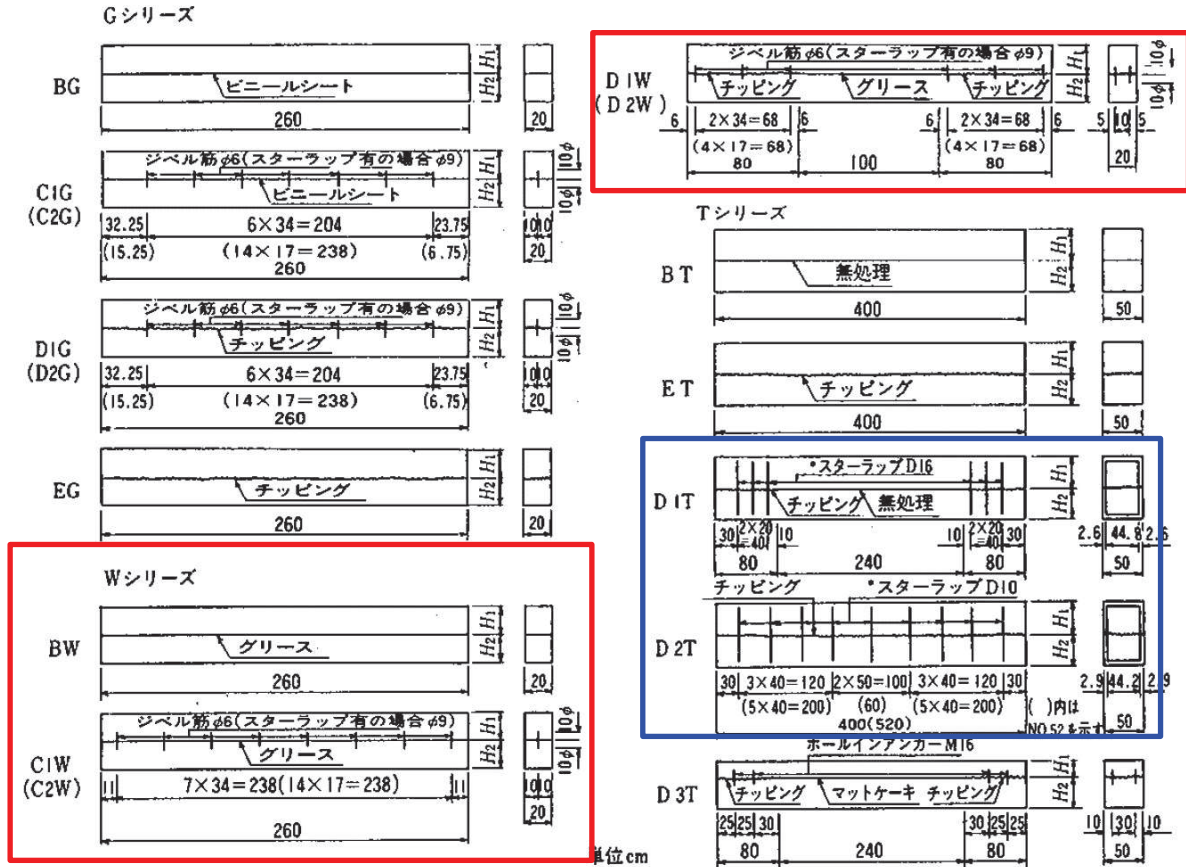


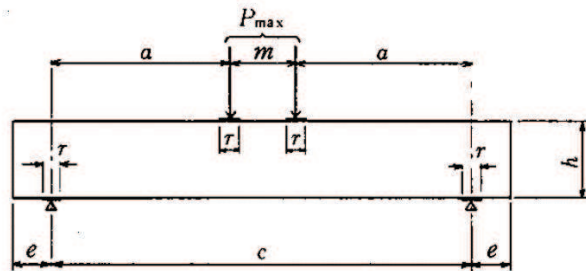
図 4-3 供試体一覧

(石橋ら¹⁾より引用)



注) * はスターラップを貫通させ、ジベル筋は用いていない

図 4-4 接合面の状態
(石橋ら¹⁾より引用)



単位 cm

供試体番号	a	m	c	e	h	r
1-11, 13-20, 22-47	92.5	35	220	20	40	10
21	95	0	190	35	50	10
12, 48-51, 53	100	140	340	30	80	15
52	150	160	460	30	120	15
54	100	140	340	30	60	15

図 4-5 荷重方法, 供試体形状
(石橋ら¹⁾より引用)

4.3.2 海水ポンプ室等での適用性

鉄道標準では地中に埋設されるトンネル等の構造物の本体と土留め等の地下連続壁を一体化し本体利用するための設計方法が示されている。海水ポンプ室等についても、2つの壁部材の接合であり、鉄道標準における一体化と類似していることから、本書を参照して評価することは妥当であると考えられる。

海水ポンプ室における一体部材の適用範囲について鉄道標準では、既設部材と補強部材の部材厚比が2:1~1:2までとされており、それらの根拠となる石橋らの実験においては1.7:1~1:1.7となっている。表2-2のとおり海水ポンプ室等の部材厚比は1.7:1~1:1.4であり、接合面の処理については、海水ポンプ室等では、ブラスト処理及びジベル筋による一体化を図ることから鉄道標準の適用範囲内である。

せん断スパン比については、石橋らの実験が2.3であるのに対し、海水ポンプ室の側壁（水路部）は、2.08でありほぼ実験ケースと同等であるが、底版については0.83であることから石橋らの実験の対象範囲外となる。

また、図4-1の解8.4.3-3は、せん断補強鋼材をそれぞれの部材に分けて配置した場合に適用できるとされており、いずれか一方の部材にせん断補強鋼材が配置された場合については、検討が必要であるとされていることから、側壁の増厚補強部のうち補強部材にせん断補強鋼材が配置され、既設部材にせん断補強鋼材が一部配置されないエリアは石橋らの実験の対象範囲外となる。

側壁（気中部）の補強梁については、CCbを既設部材と補強部材に貫通して配置するため、鉄道標準は適用しない。なお、石橋らの実験においては、せん断補強筋を既設部材と補強部材に貫通して配置した場合のせん断耐力は、接合面の処理を行うことで、一体部材のせん断耐力と同等のせん断力を得られることが示されている（図4-4（青枠内））。

第3号機海水ポンプ室の導流壁については、せん断スパン比が4.23と実験の範囲を超えるものの、鉄道標準におけるせん断耐力式は、棒部材式を基に設定されており、せん断スパン比が大きい側であれば棒部材式の適用性の範囲であるため、鉄道標準を適用できる。

表4-2 鉄道標準の根拠となる石橋らの実験の対象範囲外となる部材

部材	対象範囲外となる理由
①底盤	・せん断スパン比が実験のケースよりも小さいため。
②側壁の一部のエリア	・一部のエリアは、側壁の増厚補強部のうち補強部材にせん断補強鋼材が配置され、既設部材にせん断補強鋼材が配置されないため。

第3号機海水ポンプ室は、両側から増厚補強を実施するが、鉄道標準には二枚の重ね梁によるせん断耐力の算定方法のみが示されている。それを踏まえ、第3号機海水ポンプ室のせん断補強鋼材が受け持つせん断耐力は、既設部材に配置されるCCb及び補強部材のうち片方のせん断補強鋼材のみを考慮して算定するため、実際の補強仕様より保守的な設計となる。コンクリート負担分は、既設部材と補強部材が一体として施工されることから両側補強分も含めた部材厚を考慮して算定する。

5. 増厚補強部を一体化設計とする妥当性の確認

「4.3.1 せん断破壊の機構と石橋らの実験」のとおり、既設部材と補強部材のせん断補強鋼材は、それぞれの部材に分割して配置し算定するが、コンクリート部材は既設部材と補強部材は、一体部材であることを前提条件として三次元モデルを作成し構造解析を実施している。本章では、既設部材と補強部材を、一体部材であることを前提として構造解析を行うことについて、既設部材と補強部材の接合面に働く応力状態を明確にするとともに、各応力に対する設計の考え方及び設計結果により妥当性を示す。

5.1 既設部材と補強部材に作用する応力状態

海水ポンプ室等の既設部材と補強部材の接合面に発生する応力の概念図（海水ポンプ室を例に）を図5-1に、それぞれの応力に対する設計方針を表5-1に示す。図5-1のとおり、既設部材と補強部材の接合面に発生する応力は大きく以下の3つに分けられる。

①は、既設部材と補強部材の接合面に生じるせん断力であり、(1)曲げによるずれせん断力、(2)水平方向のずれせん断力及び(3)増厚補強部から既設部に伝達される鉛直せん断力がある。設計方針としては、(1)～(3)のせん断力の合計に対し、必要なジベル筋を配置する。ジベル筋の設計の詳細については、「5.2.1 (1) ジベル筋の設計」に示す。

②は、部材の端部に発生する曲げモーメント及びせん断力である。設計方針としては、部材端部の主筋ひずみが部材降伏の許容限界(1725 μ)を下回ることを確認する。また、施工において既設部材と補強部材の一体化を図るため、主筋の定着を確保する。

③は、既設部材と補強部材の接合面の引張応力による剥離である。設計方針としては、既設部材と補強部材の接合面での発生引張応力が付着強度を下回ることを確認する。また、施工においては、既設部材の目荒らしにより付着強度を確保する。

以下に、各応力状態に対する設計の詳細について示す。

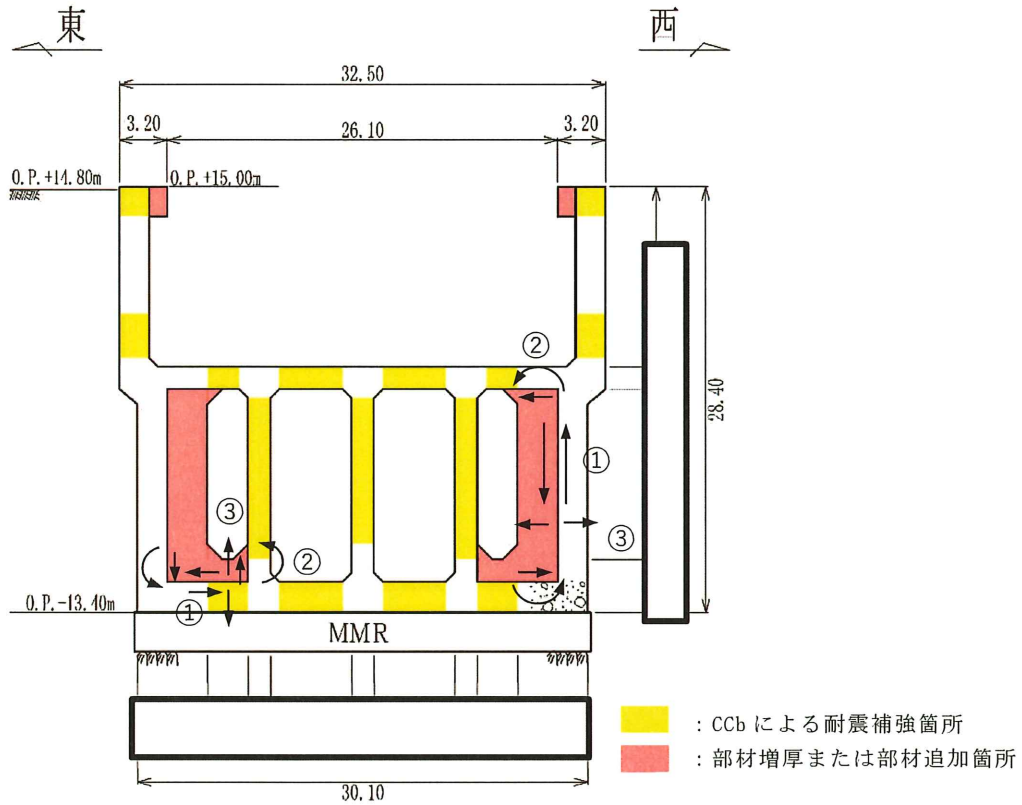


図 5-1 海水ポンプ室 既設部材と補強部材に発生する応力の概念図

表 5-1 既設部材と補強部材の接合面に発生する応力と設計方針

想定される応力	設計・施工方針	準拠基準
①接合面に発生するせん断力 (1) 曲げによるずれせん断力 (2) 水平方向のずれせん断力 (3) 増厚補強部から既設部に伝達される鉛直せん断力	<ul style="list-style-type: none"> ・接合面に発生するせん断力がジベル筋のせん断耐力を下まわることを確認する。 ・接合面に発生するせん断力は、三次元構造解析モデルにより算出される接合面のせん断力を用いる。 ((1) ~ (3) の合力) 	鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル（国土交通省 鉄道局 監修 平成 13 年 3 月）
②部材端部に発生する曲げモーメント及びずれせん断力	<p>(設計) 端部の主筋ひずみ部材降伏の許容限界 (1725μ) を下回ることを確認する。</p> <p>(施工) 準拠基準に基づき主鉄筋の定着を確保</p>	あと施工アンカーの設計・施工の手引き（公益社団法人 鉄道総合技術研究所 平成 30 年 1 月）
③接合面での剥離	<p>(設計) 接合面での発生引張応力が許容付着強度を下回ることを確認する。 許容付着強度：1.5N/mm²</p> <p>(施工) 既設部材の目荒らし（サンドブラスト（噴射密度：30kg/m²））により付着強度を確保する。</p>	構造物施工管理要領（東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社 令和 2 年 7 月）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.2 各応力状態に対する設計

5.2.1 ①接合面に発生するせん断力に対する検討

(1) ジベル筋の設計方針

既設部材と補強部材の接合面に発生するせん断力に対しては、発生せん断力に十分なジベル筋を配置することとする。ジベル筋の設計は、図 5-2 に示す鉄道標準に基づき行う。

図 5-2(1)に、地下連続壁を本体に利用する際の構造形式を示す。海水ポンプ室等は、既設部材と補強部材の全接合面をジベル筋で一体化させるため、構造形式のうち一体壁に該当する。

海水ポンプ室等の検討においては、接合面に発生するせん断力として三次元モデルを用いた三次元静的材料非線形解析から得られるせん断力を用いる。ジベル筋の設計フローを図 5-3 に、三次元モデルに発生するせん断力の抽出位置図を図 5-4 に、発生せん断力算定に用いる応力成分と応力の作用面の一覧を表 5-2 に、応力成分の作用方向を図 5-5 に示す。設計用地震動は添付書類「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震評価」と同様に基準地震動 S_s とする。

なお、接合面に作用するコンクリートが受け持つ摩擦力については、保守的に考慮しないものとし、ずれせん断力はジベル鉄筋の耐力のみで受け持つ設計とする。(図 5-2(2))

また、上記の設計に加えて、鉄道標準に基づき配置したジベル筋の設計せん断耐力とコンクリートのみで負担する許容せん断応力度を比較し、十分上回る鉄筋量となっていることを確認する。

ジベル筋は、設計により算定した必要鉄筋量を満足する配置とし、現場状況に応じた配置とする。

8.2 構造形式の選定

地下連続壁を本体に利用する場合には施工性、信頼性、経済性等を考慮して、次の構造形式の中から選定するものとする。

- (1) 一体壁形式
- (2) 重ね壁形式
- (3) 単独壁形式

【解説】

現在、地下連続壁を本体利用する場合の構造形式としては、解説図 8.2-1 に示すように一体壁形式、重ね壁形式および単独壁形式が用いられており、形式の選定にあたっては、各形式の特性を十分検討し、所要の目的が得られる構造とする必要がある。

なお、地下連続壁は構造材料の違いによりコンクリート製地下連続壁と鋼製地下連続壁の2種類に分けることができる。

(1) について

一体壁形式は、地下連続壁と内壁の接合面にジベルを取り付けるなどして、完全に1枚の壁として荷重に抵抗するようにしたものである。必要断面厚が小さくできる点是有利であるが、床版と壁との接合およびジベル筋などの施工が若干煩雑である。

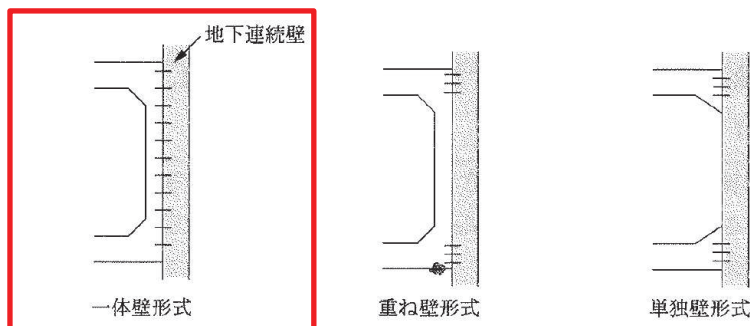
しかしながら、最近はジベル筋の取付方法の開発に伴い、その施工が容易となり広く用いられている。なお、本標準における一体壁の適用範囲は、コンクリート製地下連続壁の場合は連続壁と内壁の壁厚比が2:1~1:2まで、鋼製地下連続壁の場合は内壁の厚さが連続壁の厚さ以上のものとする。

(2) について

重ね壁形式は、地下連続壁と内壁の接合面にはせん断力は作用せず、互いに自由にすべるが、曲げによるたわみが相等しい構造である。地下連続壁と内壁が負担する曲げモーメントや軸力は、それぞれの曲げ剛性、軸方向剛性に比例する。

(3) について

単独壁形式は、内壁を設けずに地下連続壁のみで荷重に抵抗するようにしたものである。深くなった場合に壁厚が増加し、一体壁形式に比べて不経済となることがある。また、内壁を施工しないことから防水には特に配慮する必要がある。



解説図 8.2-1 本体利用の壁形式

なお、掘削深さが大きく地階数の多い場合は、浅い部分では単独壁形式、深い部分で一体壁形式もしくは重ね壁形式というように併用して用いられる場合もある。

図 5-2(1) ジベル筋の設計 (鉄道標準より抜粋 (一部加筆))

8.4.5 床版と側壁との結合部の設計

床版とコンクリート製地下連続壁との結合部は、作用する曲げモーメント、せん断力、軸力を円滑に伝達できる構造とするものとする。

(1) 曲げに対する検討

床版端部曲げモーメントに対して、結合部が十分な耐力を有するように設計するものとする。

(2) せん断に対する検討

一体壁形式の場合は全せん断力に対して、重ね壁形式および単独壁形式の場合は結合部付近に作用する鉛直せん断力に対して、十分な耐力を有するように設計するものとする。

(中略)

3) ジベル筋の設計

地下連続壁と内壁の接合面に配置するジベル筋は、前記1) および2) のせん断力に対し安全となるように設計し、その検討は式(解8.4.5-3)による。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_l \cdot \frac{V}{V_u} \leq 1.0 \quad (\text{解 } 8.4.5-3)$$

$$V_u = V_{ug} + V_{ul}$$

$$V_{ug} = \mu \cdot (n \cdot A_{rg} \cdot f_{ryd} + \sigma_N \cdot A_{cg} / \gamma_c)$$

$$V_{ul} = \mu \cdot \sigma_N \cdot A_{ul} / \gamma_c$$

ここに、 V : 床版接合面の作用せん断力

V_u : 接合面における全せん断耐力

V_{ug} : ジベル筋配置区間の全せん断耐力

V_{ul} : ジベル筋配置区間以外のコンクリートの接合面におけるせん断耐力

μ : 摩擦係数 (1.4程度: 地下連続壁は洗浄し、レイタンスを取り除き、深さ7mm程度の粗さとした場合¹⁾)

n : ジベル筋の本数 (単位幅当り)

A_{rg} : ジベル筋1本当りの断面積

f_{ryd} : ジベル筋の設計引張降伏強度

σ_N : 接合面に作用する鉛直応力度 (地下連続壁に作用する土圧等の外力)

A_{cg} : ジベル筋配置区間の全面積 (面積の境界は、最外側のジベル筋からジベル筋間隔の半分程度の距離までである)

A_{ul} : ジベル筋配置区間以外のコンクリート面積 (地下連続壁の接合面処理を行う部分のみ)

γ_a, γ_l : 「4.5 安全係数」による。

γ_b : 部材係数で、一般に1.3としてよい。

γ_c : コンクリートの材料係数

γ_c : コンクリートの摩擦分は考慮しない

図5-2(2) ジベル筋の設計 (鉄道標準より抜粋 (一部加筆))

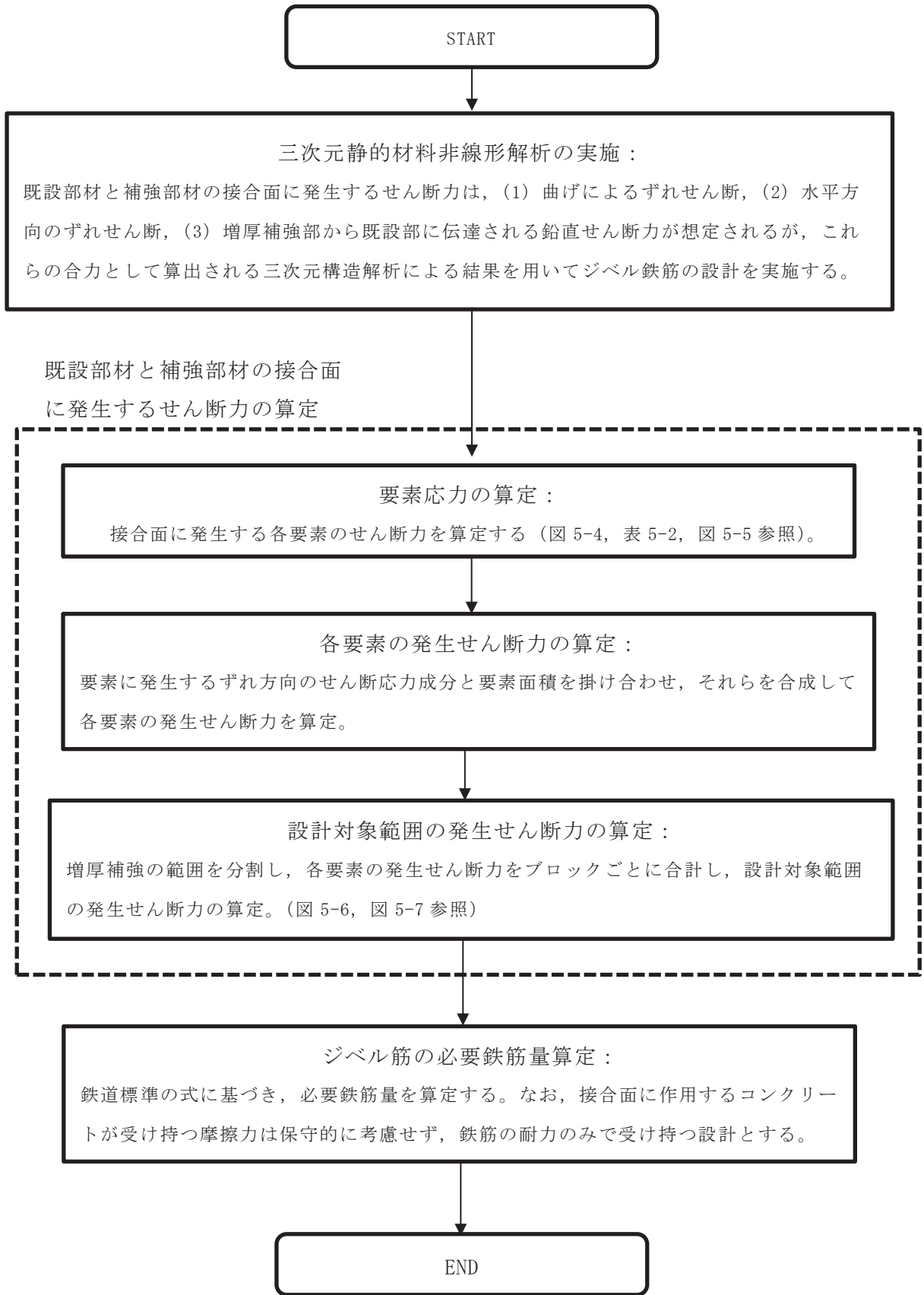


図 5-3 ジベル筋の設計フロー

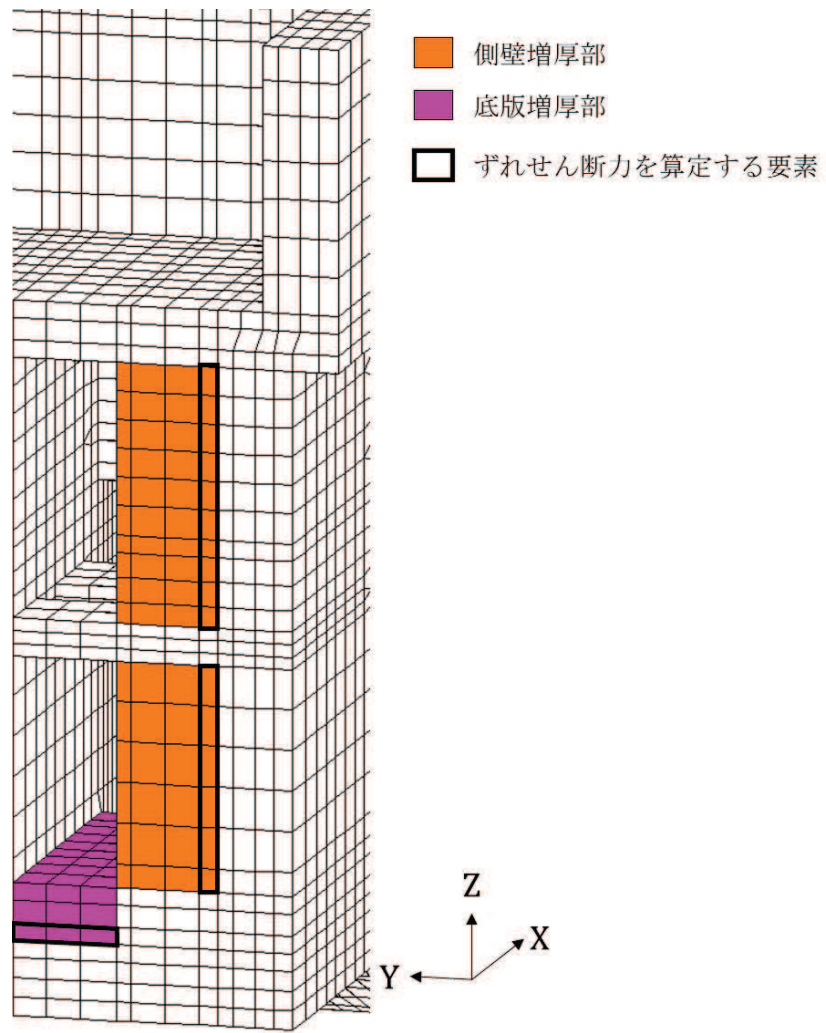


図 5-4 接合面の発生せん断力

表 5-2 発生せん断力算定に用いる応力成分と応力の作用面

	応力成分			ずれ方向の応力が作用する要素の面
	横断方向の ずれ	縦断方向の ずれ	鉛直方向の ずれ	
側壁増厚 補強部	-	τ_{YX}	τ_{YZ}	XZ 面
底版増厚 補強部	τ_{ZY}	τ_{ZX}	-	XY 面

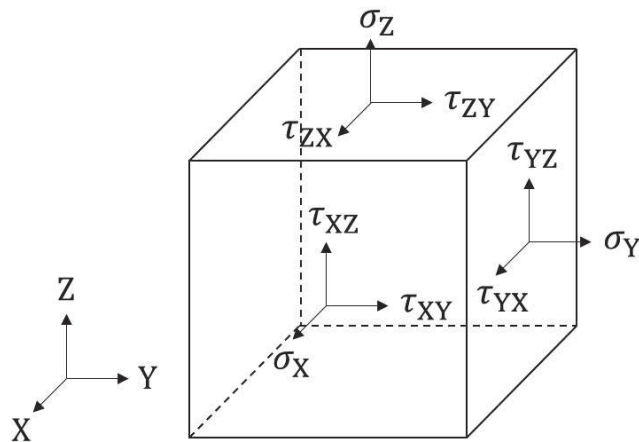


図 5-5 応力成分の作用方向

(2) 発生せん断力の算定

既設部材と補強部材の接合部に発生するせん断力は、図 5-5 に示す要素において、接合部がずれる方向のせん断応力成分と要素面積を掛けることで算定する。また、接合面に生じる 2 方向のずれを考慮するため、それらを合成した方向の発生せん断を算定し、ジベル鉄筋の設計に用いる。

(3) 設計対象範囲の発生せん断力の算定

鉄道標準に基づく発生せん断力は高さ方向の合計値となっている。三次元モデルから得られるせん断力については、接合面の要素全体のせん断力を合計して求めるが、海水ポンプ室の側壁は、図 5-6 のとおり、縦断方向で高さに変化すること、中床版で構造が分かれていること、また、底版についても縦断方向で勾配が変化することから、照査範囲を複数のブロックに分割し、ブロックごとに発生せん断力を算定する。第 3 号機海水ポンプ室は増厚補強部の導流壁の形状が単純な長方形断面のため、図 5-7 のとおり、部材内で分割せず 1 ブロックとする。

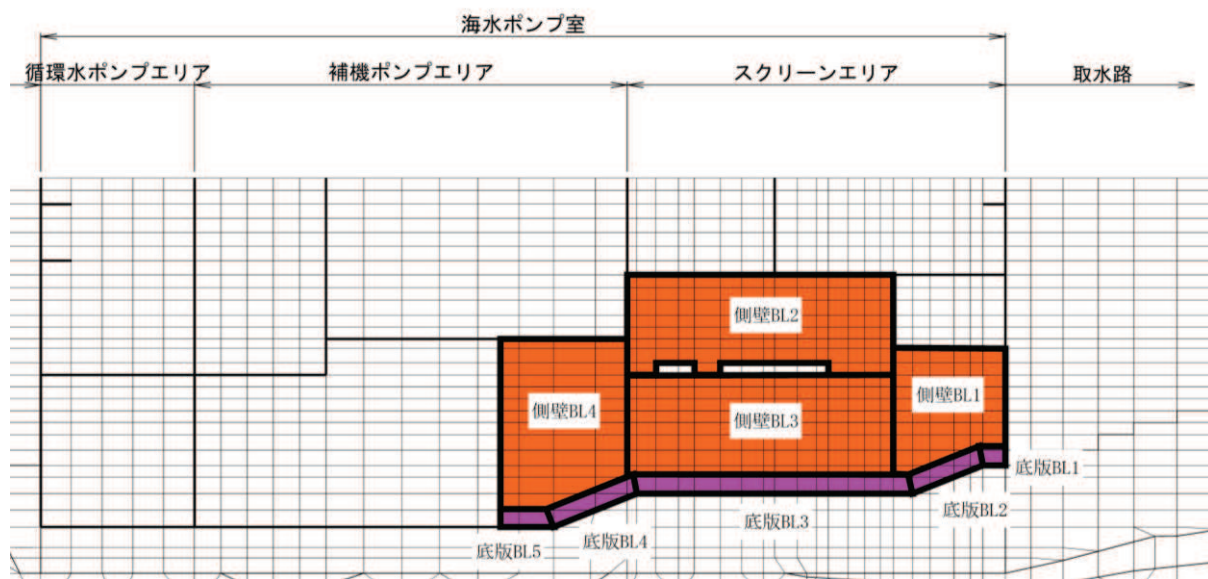


図 5-6 増厚補強範囲の分割 (海水ポンプ室)

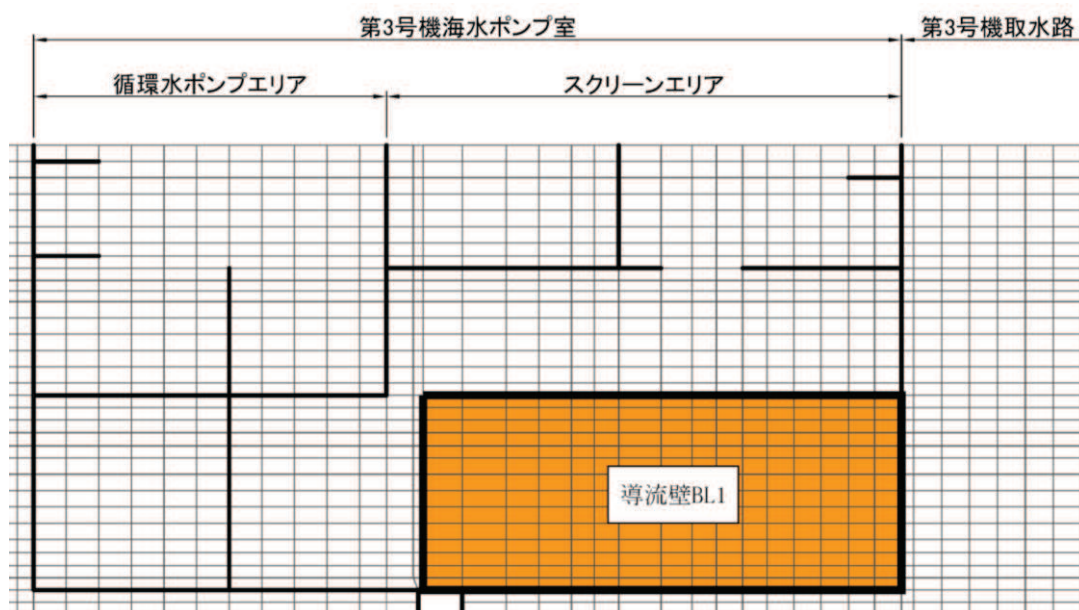


図 5-7 増厚補強範囲の分割 (第 3 号機海水ポンプ室)

(4) コンクリートの許容せん断応力との比較

三次元静的非線形解析から得られる発生せん断力に対するジベル筋の設計に加えて、コンクリートのみでずれせん断に抵抗する場合の検討を実施し、三次元静的非線形解析による設計と比較する。

コンクリートの許容せん断応力度は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編，平成 14 年」に基づき図 5-8 の赤枠部のコンクリートのみでせん断力を負担する場合の τ_{a1} を算定し、ジベル筋によるせん断耐力との比較を行う。なお、海水ポンプ室の設計基準強度は 20.5N/mm^2 ，第 3 号機海水ポンプ室の設計基準強度は 23.5N/mm^2 であることから， τ_{a1} は，図 5-8 から線形補間して算定する。また，今回は地震時の検討であることから，割増係数 1.5 を見込んだ許容せん断応力度を算定する。

表-4.2.1 コンクリートの許容圧縮応力度及び許容せん断応力度 (N/mm²)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})			
		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	0.22	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 (τ_{a2})	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00

図 5-8 コンクリートの許容せん断応力度

(道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編，平成 14 年より抜粋)

(5) ジベル筋の設計結果

海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室の既設部材と補強部材の接合面のせん断評価結果を表5-3及び表5-4に示す。なお、接合面のせん断評価結果については、側壁及び底版ともに照査値が最大となる照査結果を示す。同表より、既設部材と補強部材の接合面に生じるせん断力は、接合面に配置したジベル筋によるせん断耐力にて受け持つことができることを確認した。

表5-3 ジベル筋設計結果（海水ポンプ室）

部材	照査位置*1	鉄筋径・ピッチ	照査用せん断力*2 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
側壁	側壁 BL3	D22@300×300	152,839	195,153	0.79
底版	底版 BL1	D32@300×300	17,499	22,130	0.80

注記*1：照査位置は図5-6に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数(1.05)×部材係数(1.3)×構造物係数(1.0)

表5-4 ジベル筋設計結果（第3号機海水ポンプ室）

部材	照査位置*1	鉄筋径・ピッチ	照査用せん断力*2 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
導流壁	導流壁 BL1	D22@300×300	292,866	368,920	0.80

注記*1：照査位置は図5-7に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数(1.05)×部材係数(1.3)×構造物係数(1.0)

(6) コンクリートの許容せん断応力度との比較結果

海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室のコンクリートの許容せん断応力とジベル筋のせん断耐力との比較結果を表5-5に示す。ジベル筋のせん断耐力はジベル筋設置範囲の中で鉄筋量が最も小さい箇所としている。

比較の結果、ジベル筋のせん断耐力はコンクリートの許容せん断応力度を十分上回っており、ジベル筋はコンクリートのみで負担するせん断応力度に対し裕度を持った配筋量となっていることを確認した。

表5-5 コンクリートが受け持つ許容せん断応力とジベル筋の比較

構造	照査位置	鉄筋径・ピッチ	許容せん断 応力度 τ_{a1}^{*1} (N/mm ²)	ジベル筋 せん断耐力 (N/mm ²)	照査値
海水ポンプ室	側壁 BL2 ^{*2}	D19@300×300	0.327	1.183	3.6
第3号機 海水ポンプ室	導流壁 BL1 ^{*3}	D22@300×300	0.343	1.598	4.6

注記*1：許容せん断応力度は割増係数1.5を考慮した値。

*2：照査位置は図5-6に示す。

*3：照査位置は図5-7に示す。

5.2.2 ②部材端部に発生する曲げモーメント及びずれせん断力に対する検討

既設部材と補強部材の接合面に発生する曲げモーメントに対する検討について、補強部材の端部に発生する主筋ひずみを確認した。補強部材の端部における最大主筋ひずみを表 5-6 に、補強部材端部における主筋ひずみが最大時の主筋ひずみ分布を図 5-9 に示す。

同表及び同図より、補強部材端部に発生する主筋ひずみは、部材降伏に相当する限界ひずみ（ 1725μ ）を下回ることを確認した。

なお、既設部材と補強部材の接合面に発生するずれせん断力に対しては、既設部材表面を目荒らししてコンクリートを打継ぐこと及び主鉄筋を定着することから、検討は不要とした。

表 5-6 補強部材端部における最大主筋ひずみ

照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
1257μ	1725μ	0.73

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

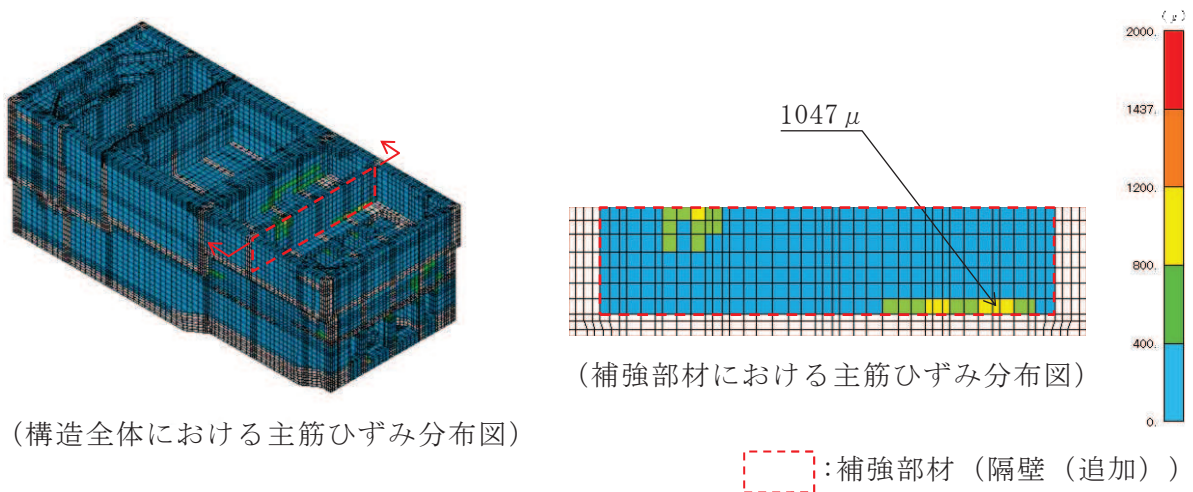


図 5-9 補強部材端部における主筋ひずみ最大時の主筋ひずみ分布図

(1) 主鉄筋の定着長に係る規格・基準

主鉄筋の定着長の算定は、「コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）（土木学会，2014年3月）」、「あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合技術研究所，平成30年1月）」及び「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2012年5月）」にあと施工アンカーの定着長に関する算定方法が示されている。各基準における適用範囲を表5-7に示す。

海水ポンプ室の既設部材におけるコンクリートの設計基準強度は 20.5N/mm^2 であること、既設部材と補強部材を一体化するために用いている主鉄筋の径が最大 D38 を用いている。また、増厚補強部における設計に係る規格・基準として鉄道標準を参照していることから、定着長の算定において、あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合技術研究所）を参照することとする。

表 5-7 準拠基準における適用範囲

基準	適用範囲
コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）（土木学会）	コンクリート設計基準強度*1： 18N/mm^2 から 36N/mm^2 鉄筋呼び径：D10 から D25 までの異形鉄筋 埋込み長さ：鉄筋呼び径の 7 倍以上*2
あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合研究所）	コンクリート設計基準強度*1： 12N/mm^2 から 34N/mm^2 鉄筋呼び径：D10 から D38 までの異形棒鋼 設計有効埋め込み長さ：鉄筋呼び径の 10 倍以上*2
各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会）	コンクリート設計基準強度*1： 18N/mm^2 から 48N/mm^2 鉄筋呼び径：呼び径 9mm 以上 25mm 以下の棒鋼 有効埋込み長さ：鉄筋呼び径の 7 倍以上*2

注記*1：既設部材におけるコンクリート設計基準強度を示す。

*2：接着系アンカーを使用した際の有効埋め込み長さを示す。

(2) あと施工アンカー工法の設計・施工の手引きに基づく定着長の算定方法

あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合技術研究所）におけるあと施工アンカー部の引張耐力の考え方を図 5-10 に示す。本指針では、軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力とアンカー筋の降伏による設計降伏耐力を算出し、両者のうち小さい値をあと施工アンカー部の設計軸引張耐力 T_{ud} としている。なお、コンクリート躯体の設計破壊耐力は、コーン破壊耐力と接着材の付着破壊耐力を考慮した値となっている。

無機系アンカーを使用する場合の軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力を式 (4.4.1.2-2) に、アンカー筋の設計降伏耐力を式 (4.4.1.2-3) に示されている。また、あと施工アンカー同士が近接する場合やコンクリートの縁端部が近接する場合、式 (4.4.1.4-2) 及び式 (4.4.1.4-3) から算定する低減率 α 及び β を式 (4.4.1.2-2) に乗じることで、アンカーの近接による群効果およびへりあき寸法の影響を考慮している。

海水ポンプ室の設計においては、増厚補強における主筋ひずみが部材降伏の許容限界 (1725 μ) を下回ることを確認していることから、式 (4.4.1.2-3) に示すアンカー筋の設計降伏耐力を超える引張応力は作用しない。そのため、式 (4.4.1.2-2) で求まる設計破壊耐力が式 (4.4.1.2-3) で求まる設計降伏耐力を上回る有効埋め込み長さを設定することで、主鉄筋の引抜が発生しないこととなり、補強部材と既設部材の一体化を満足する設計とする。

4.4.1.2 引張耐力

(1) あと施工アンカー部の設計軸引張耐力 T_{ud} は、式(4.4.1.2-1)および式(4.4.1.2-2)に示す軸引張力に対するコンクリート体の設計引張破壊耐力および式(4.4.1.2-3)に示すアンカー筋の設計降伏耐力のうち小さい方の値とする。

a) 軸引張力に対するコンクリート体の設計引張破壊耐力

有機系アンカー

$$T_{ca} = \{1.6 \cdot \pi \cdot \phi \cdot (D+5.5\phi)(f_{ca})^{1/3} + 1.1 \cdot \pi \cdot D \cdot (l_{ad}-4\phi)(f_{ca})^{2/3}\} / \gamma_b / \gamma_n \quad (4.4.1.2-1)$$

無機系アンカー

$$T_{ca} = \{1.3 \cdot \pi \cdot \phi \cdot (D+5.5\phi)(f_{ca})^{1/3} + 0.9 \cdot \pi \cdot D \cdot (l_{ad}-4\phi)(f_{ca})^{2/3}\} / \gamma_b / \gamma_n \quad (4.4.1.2-2)$$

ここに、 T_{ca} : 軸引張力に対するコンクリート体の設計破壊耐力 (N)

ϕ : アンカー筋の径 (mm)

D : 穿孔径 (mm)

l_{ad} : 設計有効埋込み長 (mm)

f_{ca} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b : 部材係数で、一般に1.3とする

γ_n : 長期荷重の影響に関する係数で、長期持続荷重確認試験の載荷荷重に基づいて設定する

b) アンカー筋の設計降伏耐力

$$T_{sd} = f_{sd} \cdot A_s / \gamma_s \quad (4.4.1.2-3)$$

ここに、 T_{sd} : アンカー筋の設計降伏耐力 (N)

f_{sd} : アンカー筋の設計引張降伏強度 (N/mm²)

A_s : アンカー筋の有効断面積 (mm²)

γ_s : 部材係数で、一般に1.05とする

c) あと施工アンカー部の設計軸引張耐力

$$T_{ud} = \min(T_{ca}, T_{sd}) \quad (4.4.1.2-4)$$

ここに、 T_{ud} : あと施工アンカー部の設計軸引張耐力 (N)

T_{ca} : 軸引張力に対するコンクリート体の設計引張破壊耐力 (N)

T_{sd} : アンカー筋の設計降伏耐力 (N)

図 5-10(1) 定着長の算定方法

(あと施工アンカーの設計・施工の手引きより抜粋 (一部抜粋))

(2) あと施工アンカー同士が近接する場合

あと施工アンカー同士が近接する場合は、軸引張力に対するコンクリートく体の設計引張破壊耐力の低下の影響を考慮する必要がある。このときのコンクリートく体の設計引張破壊耐力は、式(4.4.1.2-1)および式(4.4.1.2-2)に式(4.4.1.4-2)に示す低減率 α を乗じることで求めてよい。

アンカー間隔の影響によるコンクリートく体の設計引張耐力の低減率

$$\alpha = \begin{cases} 0.5 + 0.5 \cdot d_s / 20 \phi & (d_s < 20 \phi) \\ 1.0 & (d_s \geq 20 \phi) \end{cases} \quad (4.4.1.4-2)$$

ここに、 d_s : アンカー間隔 (mm)

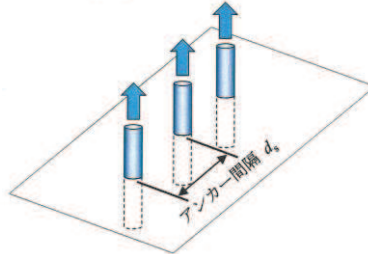


図 4.4.1.4-1 アンカー間隔

(3) あと施工アンカーとコンクリートの縁端部が近接する場合

a) 引張耐力

あと施工アンカーとコンクリートの縁端部が近接する場合、すなわち、へりあき寸法が小さい場合は、軸引張力に対するコンクリートく体の設計引張破壊耐力の低下の影響を考慮する必要がある。このときのコンクリートく体の設計引張破壊耐力は、式(4.4.1.2-1)および式(4.4.1.2-2)に式(4.4.1.4-3)に示す低減率 β を乗じることで求めてよい。

へりあき寸法の影響によるコンクリートく体の設計引張破壊耐力の低減率

$$\beta = \begin{cases} d_e / 10 \phi & (d_e < 10 \phi) \\ 1.0 & (d_e \geq 10 \phi) \end{cases} \quad (4.4.1.4-3)$$

ここに、 d_e : へりあき寸法 (mm)

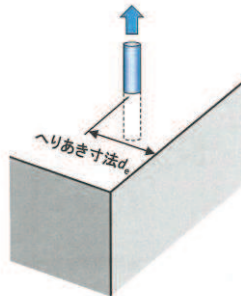


図 4.4.1.4-2 へりあき寸法

図 5-10(2) 定着長の算定方法 (あと施工アンカーの設計・施工の手引きより抜粋)

(3) 定着長の算定結果

海水ポンプ室では、図 5-11 に示すとおり増厚補強を実施している。

無機系アンカーを使用する場合の軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力は式(4.4.1.2-2)を用いて算出されるが、あと施工アンカー同士が近接する場合やコンクリートの縁端部が近接する場合に低減率を考慮して定着長を算定することとなっている。定着長の算定に影響を及ぼす鉄筋径と各部材における主鉄筋の間隔による低減率 α 及びコンクリートの縁端部までの距離による低減率 β を表 5-8 に示す。補強位置毎に鉄筋径、低減率 α 及び β が異なっているため、本章では、鉄筋径及び低減率が大きい「底版、側壁(水路部)」を、また、低減率 β を考慮している「竜巻防護ネット支持部」を代表部材として選定し、定着長の算定結果を示す。

定着長の算定結果を表 5-9 に、既設部材と補強部材接合面における定着長を図 5-12 に示す。

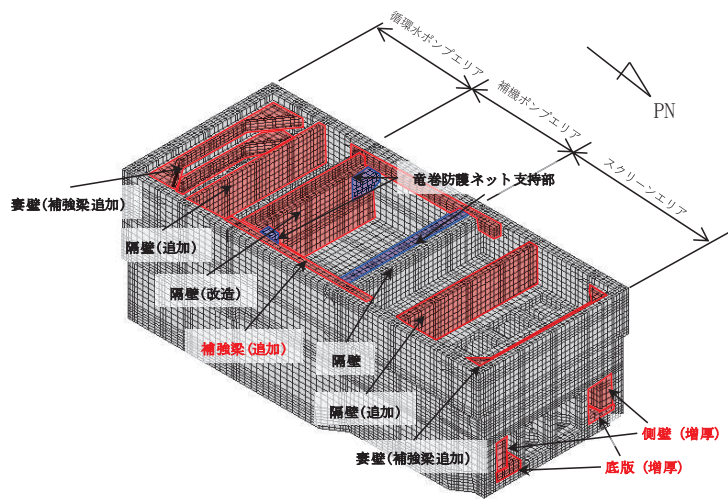


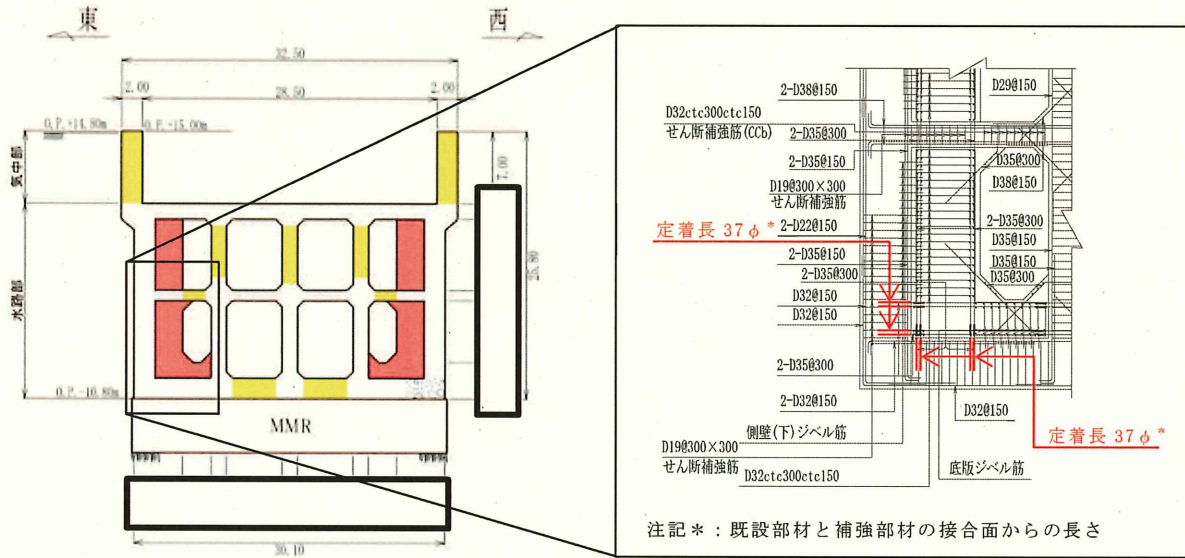
図 5-11 海水ポンプ室 補強概要図(再掲)

表 5-8 増厚補強箇所における鉄筋径及び低減率

増 厚 補 強 箇 所		鉄筋径	低 減 係 数	
			α	β
竜巻防護ネット支持部		D25	0.65	0.72
側壁上部（補強梁追加）		D35	0.61	0.82
底版，側壁（水路部）		D35	0.43	1.00
北側妻壁 （補強梁追加）	水平方向（縦断）	D32	0.62	1.00
	水平方向（横断）	D38	0.70	1.00
南側妻壁 （補強梁追加）	水平方向（縦断）	D22	0.84	1.00
	水平方向（横断）	D32	0.73	1.00
隔壁（追加） （スクリーンエリア）	水平方向（横断）	D35	0.43	1.00
	鉛直方向			
隔壁（改造） （補機ポンプエリア）	水平方向（横断）	D32	0.42	1.00
隔壁（追加） （循環水ポンプエリア）	水平方向（横断）	D35	0.56	1.00
	鉛直方向	D35	0.61	1.00

表 5-9 定着長の算定結果

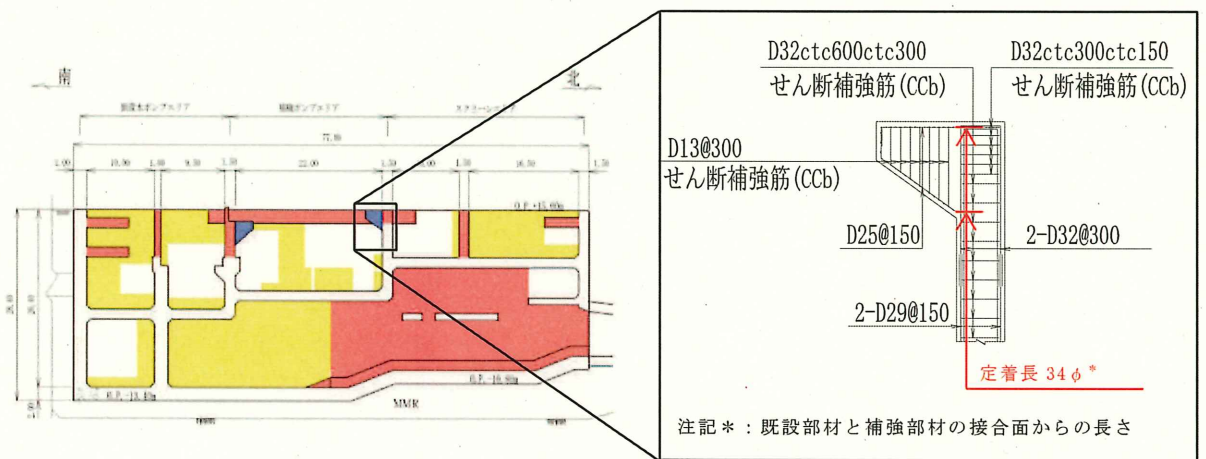
増厚補強箇所	T_{cd} (kN)	T_{yd} (kN)	定着長
底版, 側壁 (水路部)	308.7	299.4	37φ
竜巻防護ネット 支持部	165.8	158.6	34φ



(補強全体図)

(拡大概略配筋図)

図 5-12(1) 既設部材と補強部材接合面における定着長(側壁及び底版)



(補強全体図)

(拡大概略配筋図)

図 5-12(2) 既設部材と補強部材接合面における定着長

(竜巻防護ネット支持部)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.2.3 ③接合面での剥離に対する検討

(1) 接合面での剥離に対する設計方針

接合面は表面処理を十分に行うことから、接合面における引張応力の許容限界は、コンクリートの引張強度 ($f_{tk}=0.23f'_{ck}{}^{2/3}=1.72\text{N/mm}^2$) を下回ることである。今回は、施工から期間が経過したコンクリートへの打継であることから、コンクリートの引張強度に対し保守的に 1.5N/mm^2 を許容付着強度とする。また、基準地震動 S_s 三次元静的材料非線形解析による既設部材と補強部材の接合面の要素に発生する引張応力のうち最大値を、海水ポンプ室を例に表 5-10 に示す。接合面に発生する応力は許容付着強度を下回ることを確認した。

表 5-10 接合面における最大引張応力

部材	地震動	算出位置*	発生引張応力 (N/mm^2)	許容付着強度 (N/mm^2)
側壁	$S_s - N1$ (++)	BL1	1.03	1.5
底版	$S_s - N1$ (++)	BL1	1.33	

注記*：算出位置は図 5-6 に示す。

(2) 接合面の施工方針

接合面はブラスト処理による目荒らしを行うこととし、施工仕様は「構造物施工管理要領（東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社 令和 2 年 7 月）」を参考に図 5-13 のとおりサンドブラスト（噴射速度： 30kg/m^2 ）とする。本基準の適用範囲は、既設コンクリートと新材料の付着・一体化を図るために実施する既設コンクリートの表面処理であり、表面処理の対象は、コンクリート又は断面補修材の打継等とされている。海水ポンプ室等は、既設コンクリートに表面処理を行い、打継を行うため、本基準は、適用範囲内である。また、施工仕様は株式会社高速道路総合技術研究所で行われた試験結果に基づくもので、サンドブラスト（噴射速度： 30kg/m^2 ）にて施工すれば、付着強度 1.5N/mm^2 を確保できるとされている。念のため、女川での施工仕様の適用性を確認する目的で付着試験を実施し、付着強度 1.5N/mm^2 を確保していることを確認した。試験の詳細については「参考資料 9 既設部材と新設部材のコンクリートの付着力について」に示す。

3 コンクリート構造物

3-1 事前処理

3-1-1 表面処理

(1) 適用
本節は、既設コンクリートと新材料との良好な付着・一体化を図るために実施する既設コンクリートの表面処理に適用する。

(2) 定義
表面処理とは、コンクリートまたは断面補修材の打継ぎ等で、既設コンクリートと新材料との一体化を図るために既設コンクリート表面の脆弱層、レイタンス、ごみ等を取り除くために1mm程度の研掃を行う処理のことをいう。

(3) 表面処理の要求性能
表面処理の要求性能は、既設コンクリートと新設材料とが良好な付着・一体化性状が得られること。

(4) 表面処理の性能照査
表面処理の性能照査は、表 3-1-1 に示す基準値を満足するものとする。

表 3-1-1 付着性能の照査項目

項 目	規 格 値	備 考
付着性能	1.5N/mm ² 以上	試験法 422 を標準

注) 但し、床版上面増厚工の新旧コンクリート界面の付着強度については、4-3 床版上面増厚工 4-3-4 施工管理によるものとする。

- (1) 耐震補強や改築、拡幅工事では、既設コンクリート構造物に新たなコンクリートを打継ぎ、新旧コンクリートを一体化するとみなして部材設計が行われる。この場合、既設コンクリート表面の確実な打継ぎ面の処理：表面処理が必要である。本節は、既設コンクリートの適切な表面処理を完成するに必要な施工管理について適用するものである。
- (2) 新旧コンクリートの良好な一体化を図るためには、打継ぎ面となる既設コンクリート表面に存在する脆弱層、レイタンス、ごみ等を適切に除去する必要がある、この処理を表面処理と定義した。一体化に良好な表面処理は、一般に1mm程度の研掃を行うのと等しくなる。
- (4) 表面処理の性能照査は、付着性能により照査するものとする。なお、表解 3-1-1 は株式会社高速道路総合技術研究所で行われた試験結果に基づくもので、処理深さ1mm程度、新旧コンクリートの付着強度が1.5N/mm²以上確保できると確認された処理方法であり、表 3-1-1 の性能照査を省略してもよい。

表解 3-1-1 付着性能を満足する表面処理工法

表面処理工法の種別	処理条件				エネルギー密度
	スチールショットブラスト	投射密度	150kg/m ²		
ブラスト工法	サンドブラスト	噴射密度	30kg/m ²		
ウォータージェット工法	ノズルの種類	水圧	流量	パス数	
	回転揺動	150MPa	5.2l/min	1	3.01 kWh/m ²
	回転1本ノズル	100MPa	9.6l/min	2	1.52 kWh/m ²
		150MPa	11.8l/min	1	1.49 kWh/m ²
		200MPa	13.6l/min	1	1.51 kWh/m ²
回転4本ノズル	70MPa	77.0l/min	—	—	

図 5-13 付着性能を満足する表面処理工法

(構造物施工管理要領 (東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社 令和2年7月) より抜粋)

6. 増厚補強部における数値解析による検討

増厚補強部については、「4.3.2 海水ポンプ室等での適用性」において鉄道標準に基づくせん断耐力式の適用範囲を確認したが、石橋らの実験の対象範囲外である部材もあったことから、数値解析により海水ポンプ室等において鉄道標準に基づくせん断耐力式を用いることの妥当性を検討する。検討においては、対象部材を選定し、材料非線形解析によるせん断耐力と鉄道標準に基づくせん断耐力式よりも材料非線形解析によるせん断耐力が上回ることを確認する。加えて、増厚補強部において既設部材にCCb工法によるせん断補強を実施する部材もあることから、CCbの有効率 β_{aw} の影響を考慮したせん断耐力式の妥当性を確認する。

6.1 解析モデル及び荷重条件

6.1.1 対象部材

対象部材は、「4.3.2 海水ポンプ室等での適用性」における実験条件との比較において、せん断スパン比で石橋らの実験の対象範囲外となった底版を対象とする。底版は、増厚補強部でCCb工法による補強を実施しているため、CCbの有効率 β_{aw} の影響も併せて確認する。

次にせん断スパン比が大きい部材の代表として側壁（水路部）（側壁①）を選定する。側壁については、石橋らの実験の確認範囲外となった既設部材にせん断補強鉄筋が配置されず、補強部材にのみせん断補強鉄筋が配置されるエリア（気中部）についても選定する（側壁②）。底版及び側壁の補強部材のコンクリート強度は「2.1 補強経緯」にも示す通り、 $30\text{N}/\text{mm}^2$ としているため、補強部材の強度は $30\text{N}/\text{mm}^2$ でモデル化する。解析手法は、材料非線形解析（解析コード：WCOMD Studio（Ver. 1.00.02））とする。解析断面位置図を図6-1～図6-4に示す。

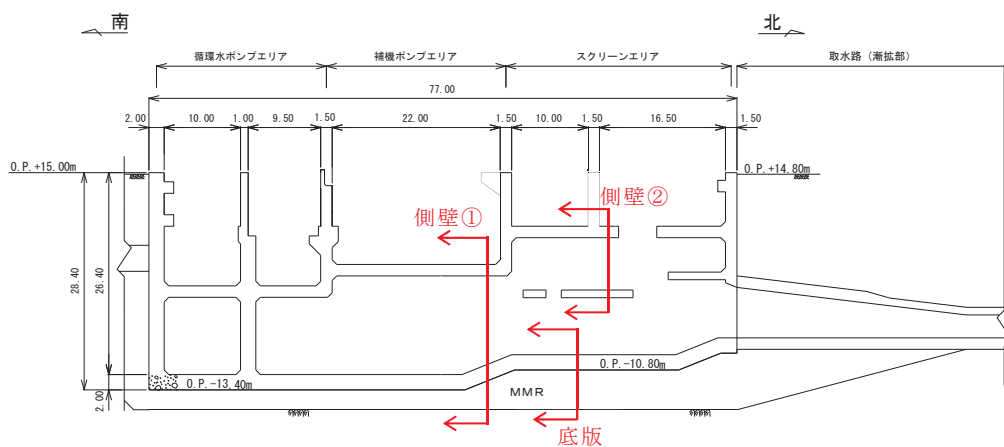
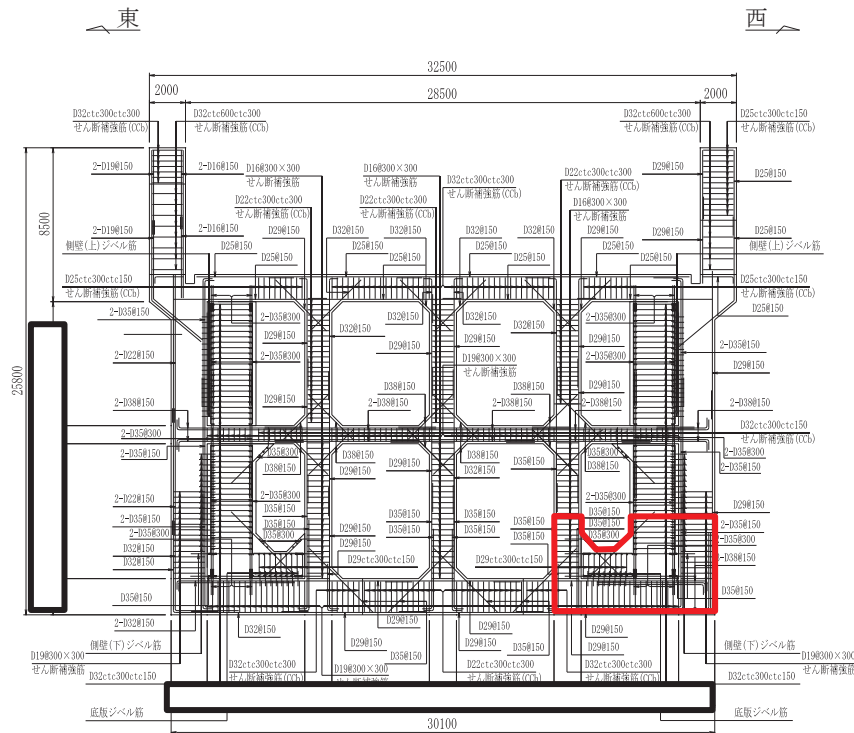
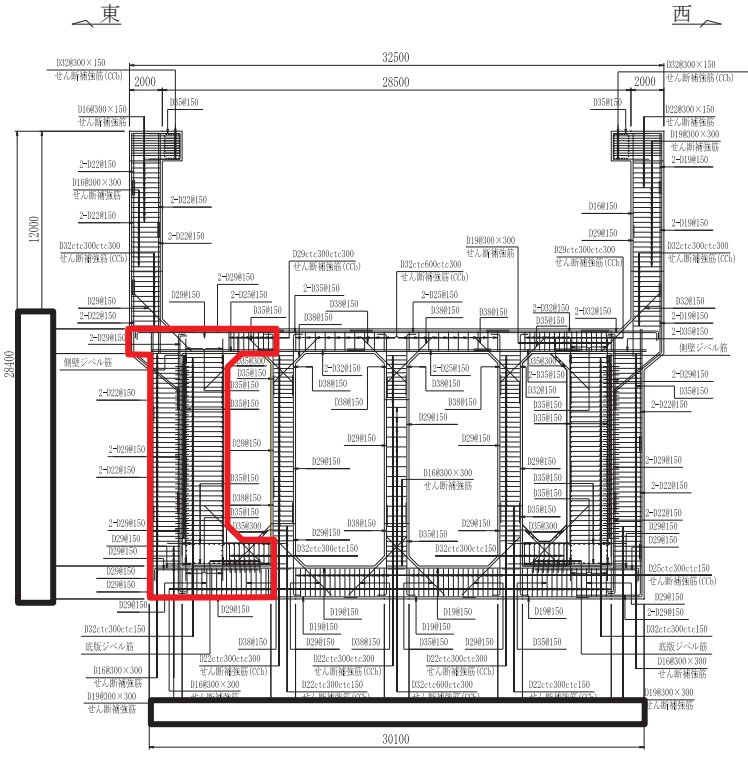


図 6-1 解析断面位置図



□ : モデル化範囲

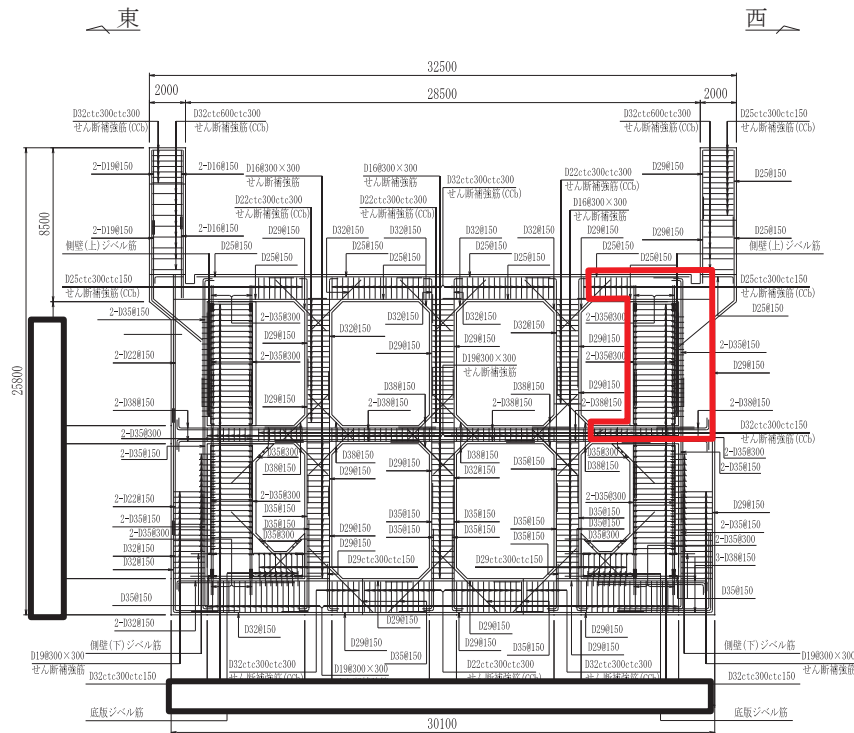
図 6-2 解析断面位置図 (底版)



□ : モデル化範囲

図 6-3 解析断面位置図 (側壁①)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

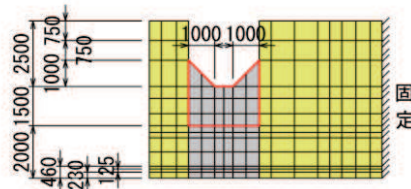


□ : モデル化範囲

図 6-4 解析断面位置図 (側壁②)

6.1.2 解析モデル

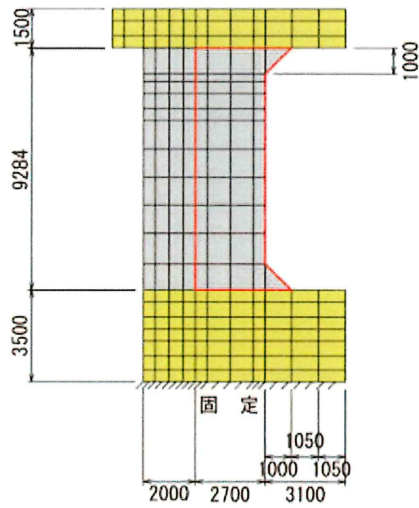
評価対象部材の解析モデルを図 6-5～図 6-7 に、構造解析により得られた荷重を材料非線形解析へ载荷するイメージ図を、底版を代表として図 6-8 に示す。材料非線形解析に用いる構成則、CCb のモデル化等については、「資料 1 添付資料 2 女川 2 号機における部材諸元他の適用性の検討」に基づきモデル化する。既設部材と補強部材の接合条件については、ジベル筋等により一体化を図ることから、剛結とする。各部材において三次元静的材料非線形解析により得られる断面力分布及び数値解析モデルに载荷する荷重図を図 6-9～図 6-11 に示す。



□ : 補強部

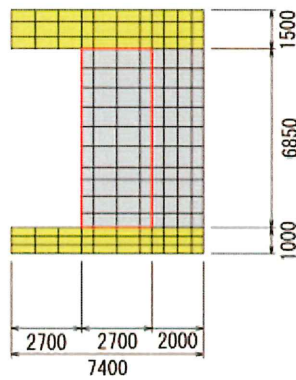
図 6-5 解析モデル図 底版

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



□: 補強部

図 6-6 解析モデル図 側壁①



□: 補強部

図 6-7 解析モデル図 側壁②

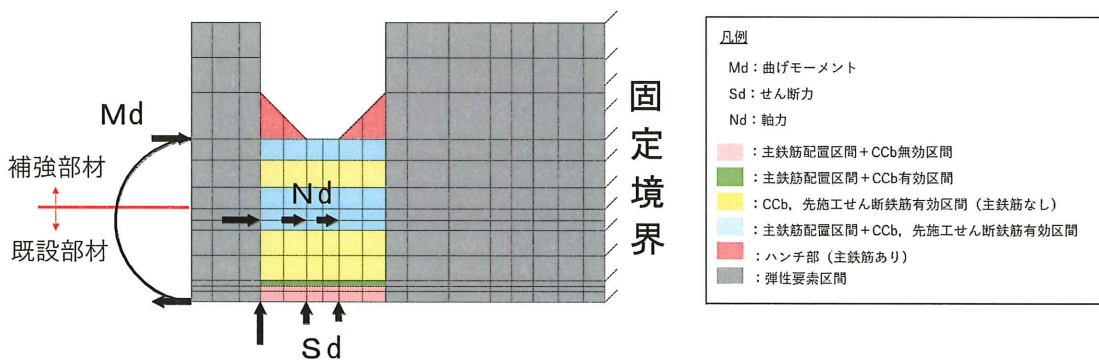
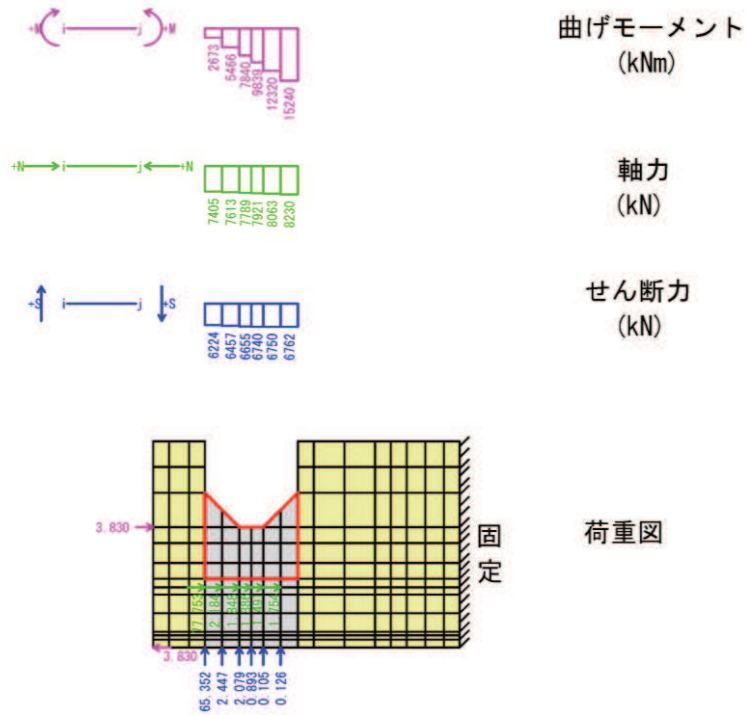
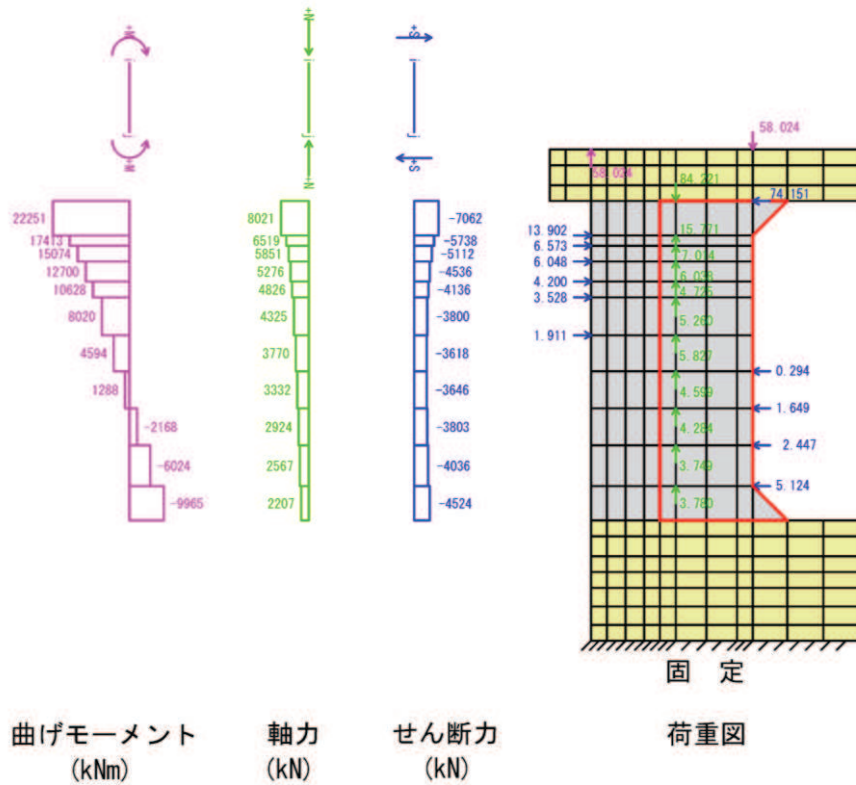


図 6-8 荷重イメージ図



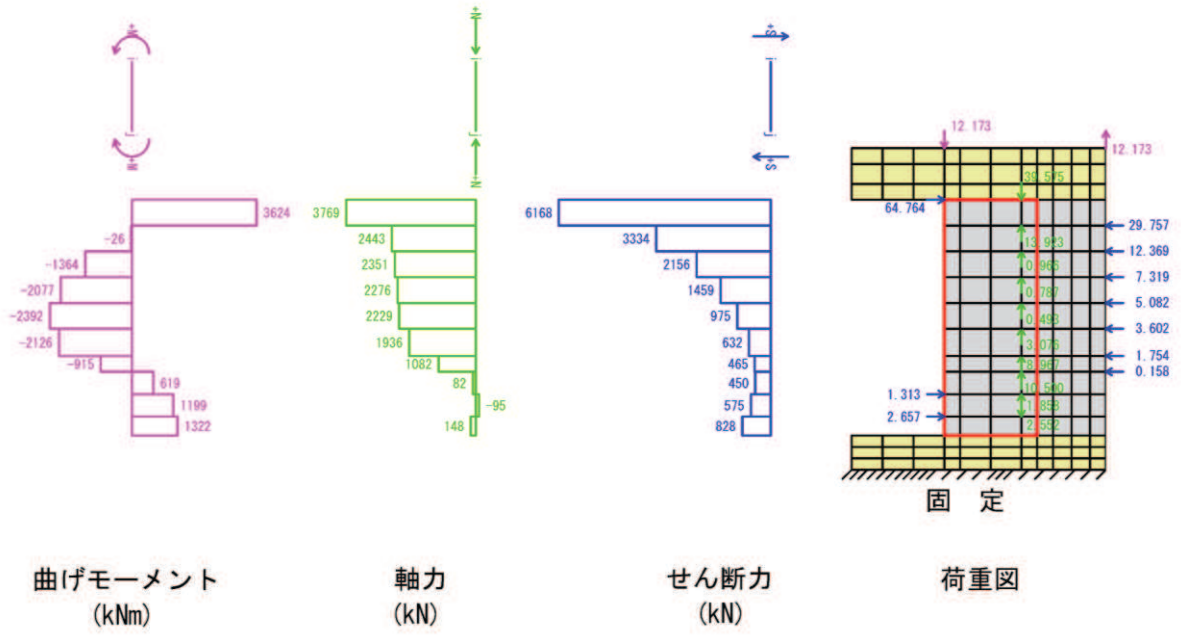
□: 補強部

図 6-9 断面力分布及び荷重図 底版



□: 補強部

図 6-10 断面力分布及び荷重図 側壁①



□: 補強部

図 6-11 断面力分布及び荷重図 側壁②

6.1.3 荷重条件

材料非線形解析にて考慮する荷重は、「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す三次元静的材料非線形解析で得られた断面力を表現できる荷重を与える。また、鉄筋コンクリートの非線形特性を考慮するため、十分小さい値を漸増載荷する。

6.1.4 破壊判定基準

材料非線形解析における構造部材の破壊判定は、荷重—変位曲線において変位が急激に増加した場合とし、その変位が増加する直前の荷重をせん断耐力とする。

6.1.5 妥当性の確認

材料非線形解析において算出されるせん断耐力が、鉄道標準による設計せん断耐力を上回ることを確認する。

また、部材に発生するひび割れや変形状態から、特異な状態となっていないことを確認する。

6.2 数値解析結果

材料非線形解析によるせん断耐力の算定結果を表 6-1 に、せん断力-変位関係図を図 6-12~図 6-14 に、破壊時のひび割れ変形図を図 6-15~図 6-17 に示す。せん断耐力のうち、材料非線形解析の算定値はトンネル標準示方書の評価式によるせん断耐力を十分上回ることを確認した。せん断力-変位関係図について、せん断力と変位は破壊に至るまで一定の割合で増加しており、増加傾向に特異な点は見られない。また、ひび割れ変形図について、部材の全体にひび割れが分布している。また、底版には Ccb 補強を行っているが、既設部材と増厚補強が一体として挙動していることを確認した。

部材ごとでせん断耐力式によるせん断耐力と材料非線形解析によるせん断耐力を比較すると、せん断スパン比が小さい底版の方が材料非線形解析によるせん断耐力に対する裕度が小さくなっている。これは、底版の破壊形態が圧縮縁の破壊による、ディープビーム的な破壊形態となっており、耐力点に至るまでの鉄筋とコンクリートのせん断力の負担割合が、棒部材に比べディープビームの方がコンクリートの負担分が大きくなっていることが原因であると考えられる。また、側壁においては、側壁①と側壁②の裕度を比較すると、既設部材にせん断補強筋が配置されない側壁②の方が、既設部材が破壊に至ることで側壁①よりも裕度が小さい結果となった。

底版は、ディープビーム的な破壊形態となっているが、鉄道標準に基づくせん断耐力式は、棒部材式をベースとして構成されていることから、ディープビーム式によるせん断耐力との比較を行う。ディープビーム式によるせん断耐力は 7463kN であり、材料非線形解析によるせん断耐力が上回ることを確認した。今回、棒部材式によるせん断耐力式よりも、ディープビーム式によるせん断耐力の方が小さくなった。これは、ディープビーム式の鉄筋負担分 $V_{s,d}$ が、せん断補強鉄筋量に応じて低減される構成となっており、底版のせん断補強仕様(既設側: D32@300×300, 新設側: D29@300×300) が比較的大きいためと考えられる。棒部材式及びディープビーム式によるせん断耐力のどちらに対しても材料非線形解析によるせん断耐力の方が大きい結果となり、せん断スパン比によらず鉄道標準に基づくせん断耐力式を適用できることを確認した。

表 6-1 解析結果

	せん断耐力		
	せん断耐力式によるせん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	材料非線形解析によるせん断耐力 $V_{u d}$ (kN)	裕度 $V_{u d} / V_{y d}$
底版	9038	11184	1.23
側壁①	7470	15158	2.02
側壁②	6407	9457	1.47

注記* : 材料非線形解析による設計せん断耐力 $V_{y d} = \text{せん断耐力 } Q_u / \gamma_{b 1}$

$\gamma_{b 1}$: 部材係数 (1.13)

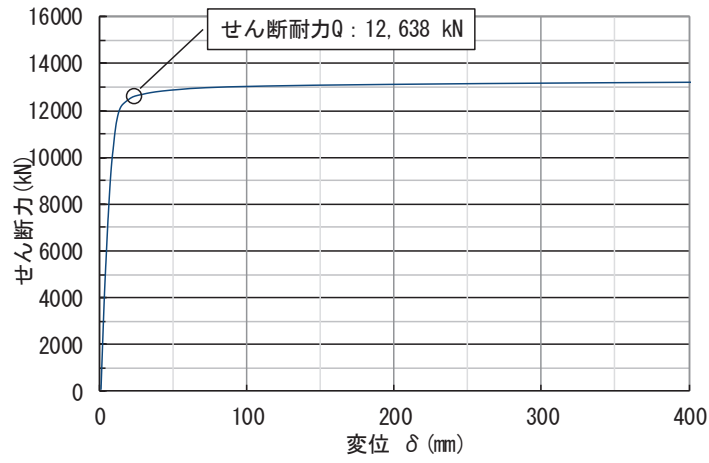


図 6-12 せん断力-変位関係 (底版)

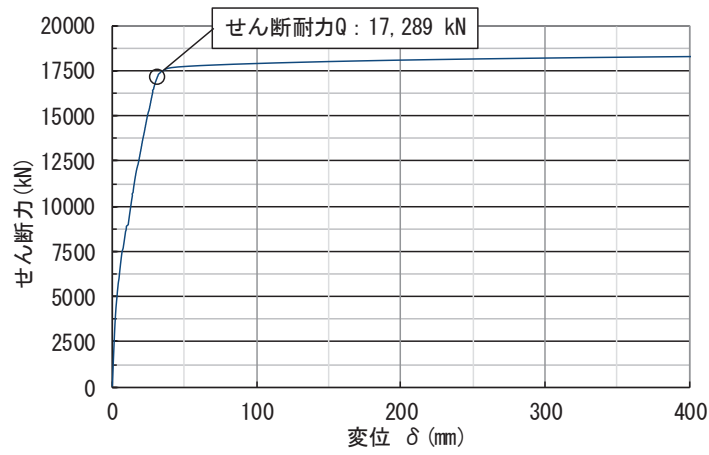


図 6-13 せん断力-変位関係 (側壁①)

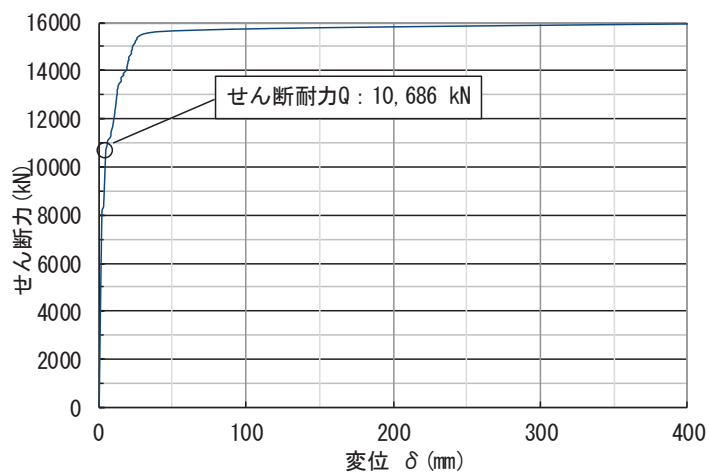


図 6-14 せん断力-変位関係 (側壁②)

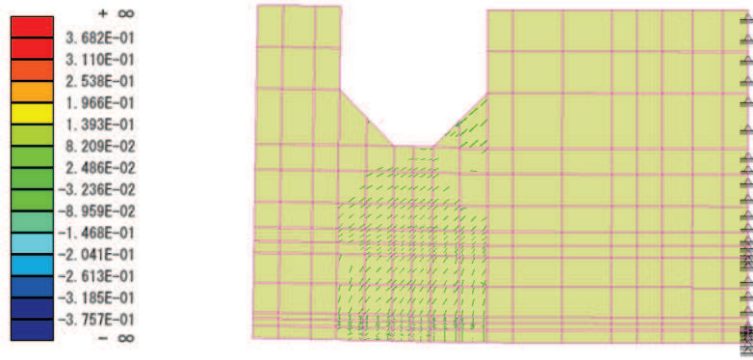


図 6-15 ひび割れ変形図 (底版)

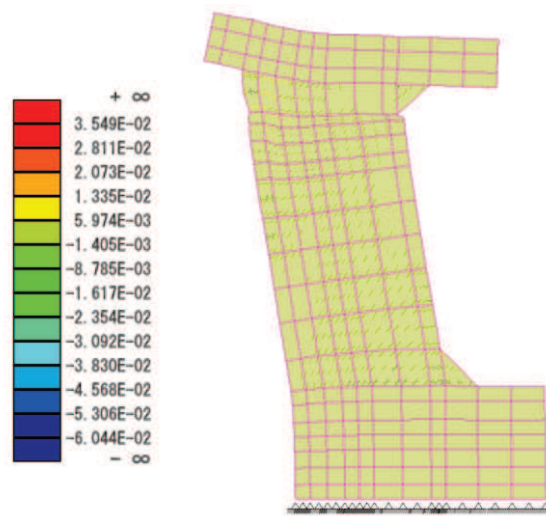


図 6-16 ひび割れ変形図 (側壁①)

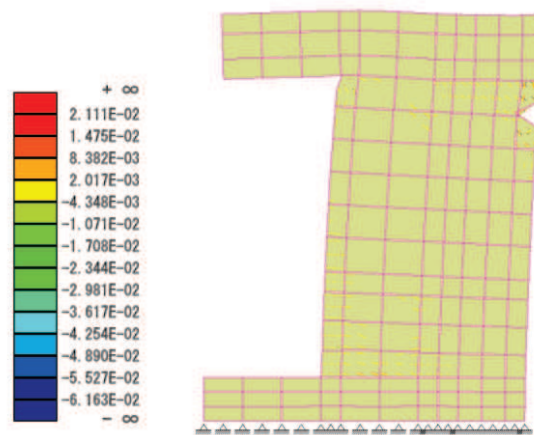


図 6-17 ひび割れ変形図 (側壁②)

7. まとめ

海水ポンプ室等については、構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する補強を目的に、既設部材への増厚補強、隔壁の追加及びCCb工法によるせん断補強を行っており、一体部材として耐震評価を行っていることから、既設部材と補強部材を一体部材として設計すること及び鉄道標準に基づくせん断耐力式を用いた設計の妥当性を以下のとおり確認した。

- ・ 海水ポンプ室等の増厚補強部の設計に採用している規格・基準について、海水ポンプ室等の既設部材と補強部材の部材厚比が規格・基準における2:1~1:2の範囲内であることを確認した。また、規格・基準の基となる実験条件に基づいて、せん断スパン比、既設部材のせん断補強の有無及び増厚補強部へのCCb工法の適用が実験の対象範囲外となることから、数値解析により設計の妥当性を確認する部材を抽出した。
- ・ 既設部材と補強部材の接合面に発生する応力の観点から、①接合面に発生するせん断力、②部材端部に発生する曲げモーメント及び③接合面での剥離の3つの応力を明確にし、各応力状態に対する設計・施工方針および設計結果を示し、一体部材として設計することの妥当性を確認した。
- ・ 「4. 規格・基準の適用性」において、規格・基準の基となる実験条件等の対象範囲外となる部材等を対象として、数値解析を行い、鉄道標準に基づくせん断耐力及びせん断耐力式にCCbの有効率 β_{aw} を考慮したせん断耐力よりも数値解析によるせん断耐力が上回ることを確認し、鉄道標準に基づくせん断耐力式を用いた設計の妥当性を確認した。

参考文献

- 1) 石橋忠良，斉藤啓一，寺田年夫，重ね梁のせん断設計，構造物設計資料 No. 84，日本国有鉄道 構造物設計事務所・監修，1985-12

参考資料 4 静的地震力に対する耐震評価

1. 評価方針

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

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

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

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

耐震評価フローを図 1-1 に示す。

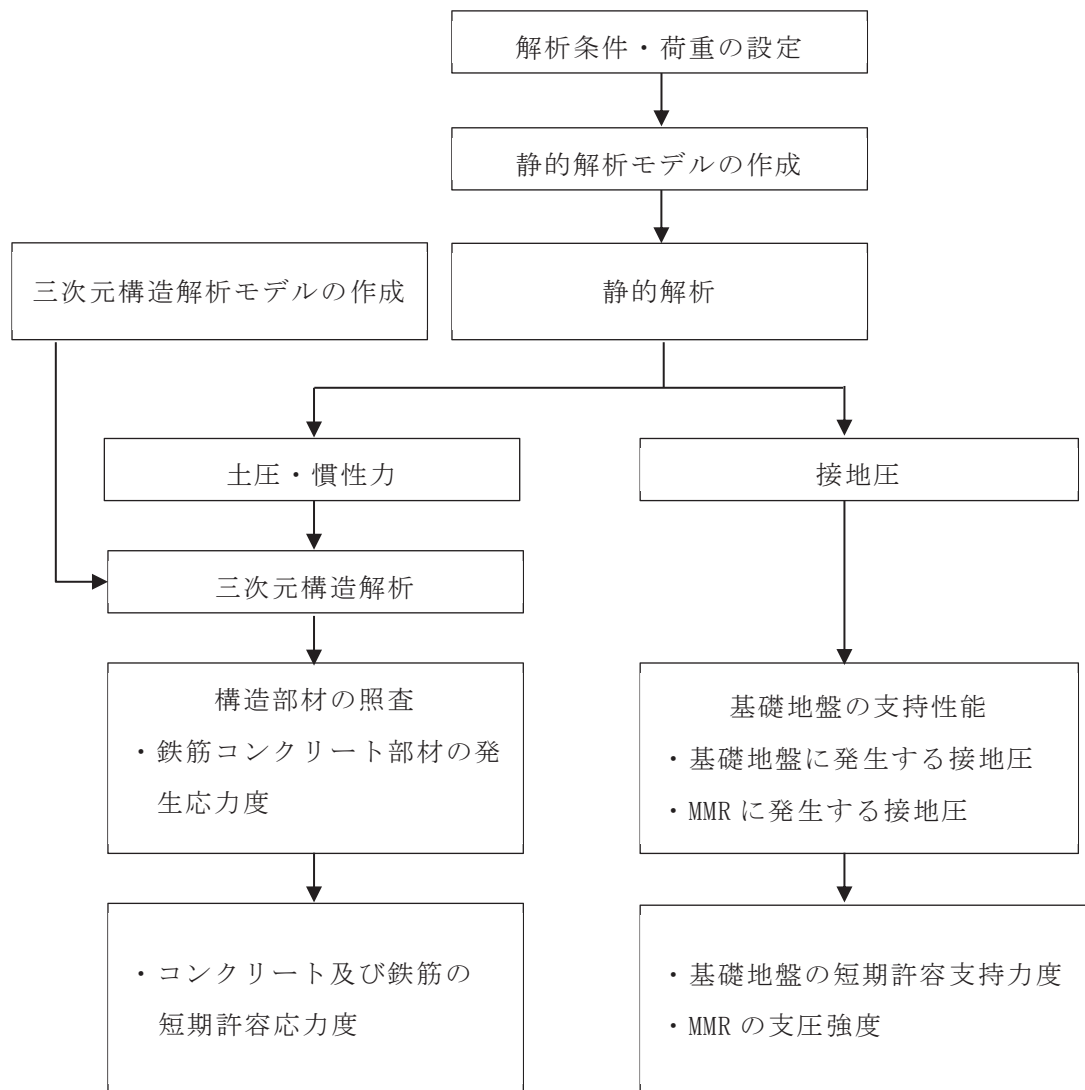


図 1-1 海水ポンプ室の静的地震力に対する耐震評価フロー

2. 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

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

3. 評価対象断面

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

4. 荷重及び荷重の組合せ

4.1 荷重

静的地震力に対する耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

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

(3) 積雪荷重 (P_s)

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

(4) 地震荷重 (S_c)

地震荷重は静的地震力 ($kh=0.16$) を考慮する。

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

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

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

ここで、

Q_i : 第 i 層に生じる水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数

Z : 地震地域係数 (1.0)

C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数

W_i : 第 i 層が支える重量

R_t : 振動特性係数 (0.8)

A_i : 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 (0.2)

4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_c)	$G + P + S_c$

G : 固定荷重

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

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

5. 使用材料及び材料の物性値

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

6. 静的解析

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

図 6-1 に静的解析モデルを示す。

静的解析は底面固定とし、側方は水平震度による地盤の水平方向の変形を拘束しないよう水平ローラーとする。

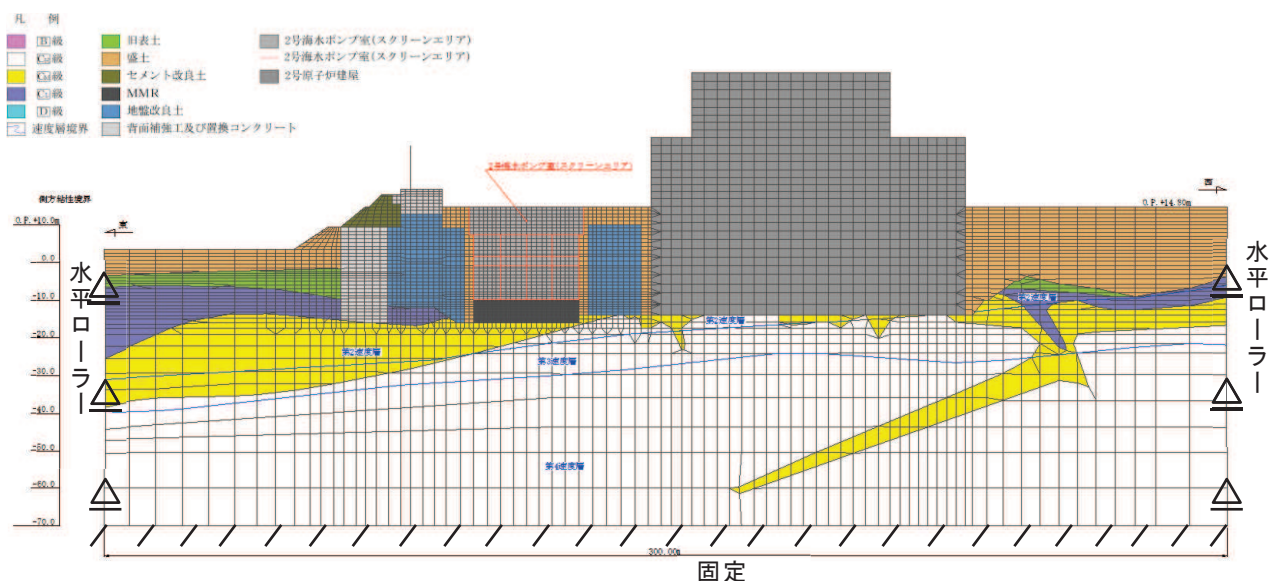


図 6-1(1) 海水ポンプ室の解析モデル図 (スクリーンエリア)

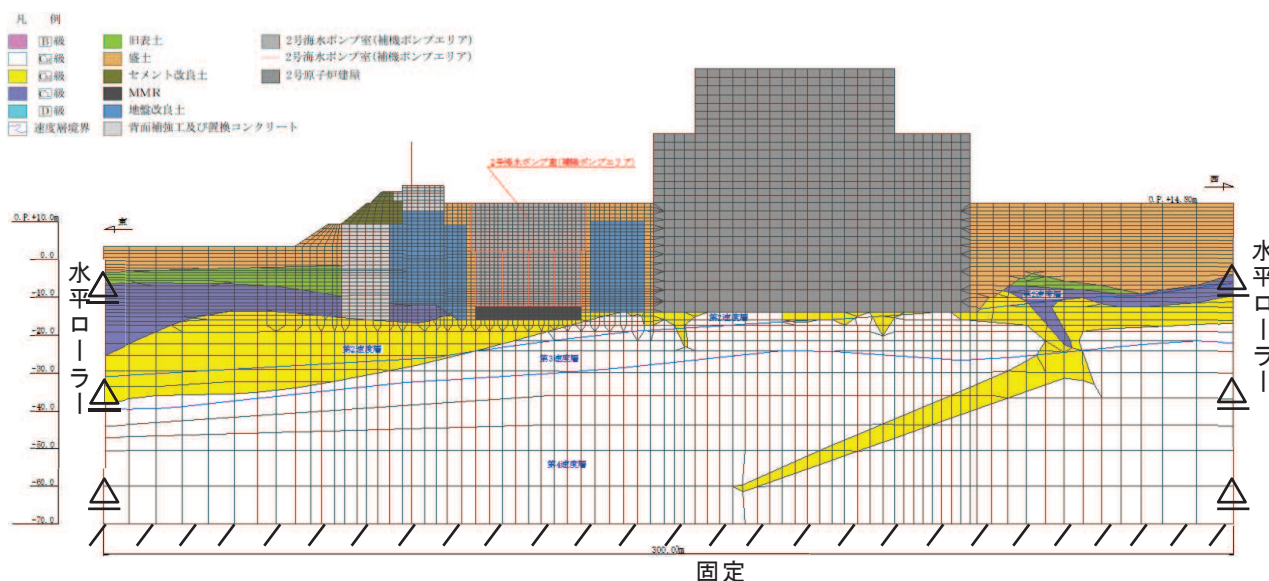


図 6-1(2) 海水ポンプ室の解析モデル図 (補機ポンプエリア)

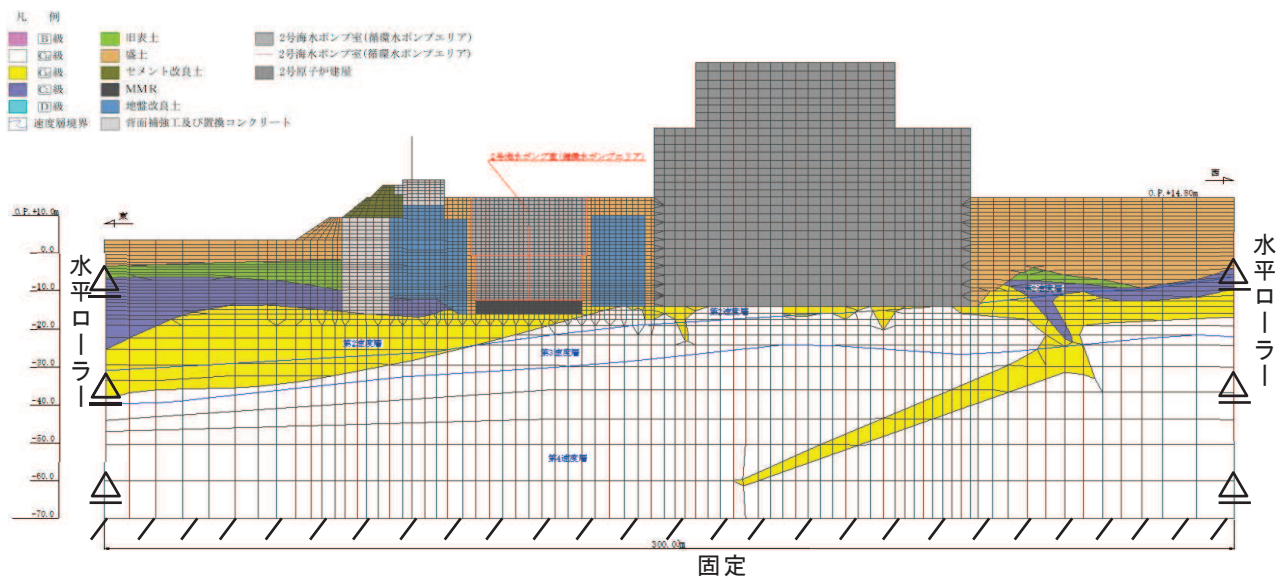


図 6-1(3) 海水ポンプ室の解析モデル図 (循環水ポンプエリア)

7. 三次元構造解析

海水ポンプ室の耐震評価は、線形ソリッド要素を用いた三次元構造解析により実施する。

8. 三次元構造解析モデル

材料の線形特性を考慮した線形ソリッド要素でモデル化する。三次元構造解析モデルを図 8-1 に、各部材の要素座標系を図 8-2 に、ソリッド要素における各要素の応力の方向を図 8-3 に、断面力の方向を図 8-4 に示す。

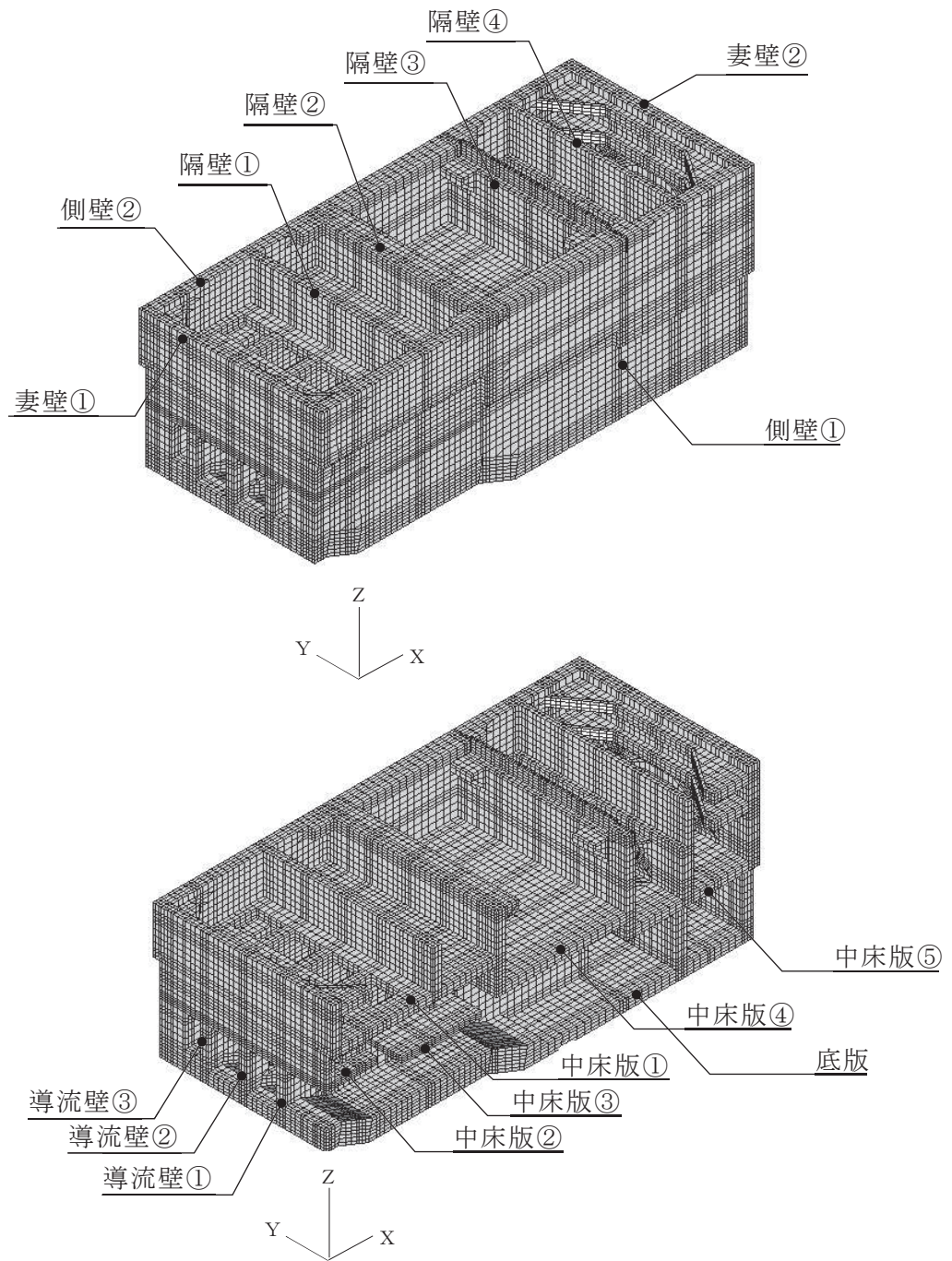
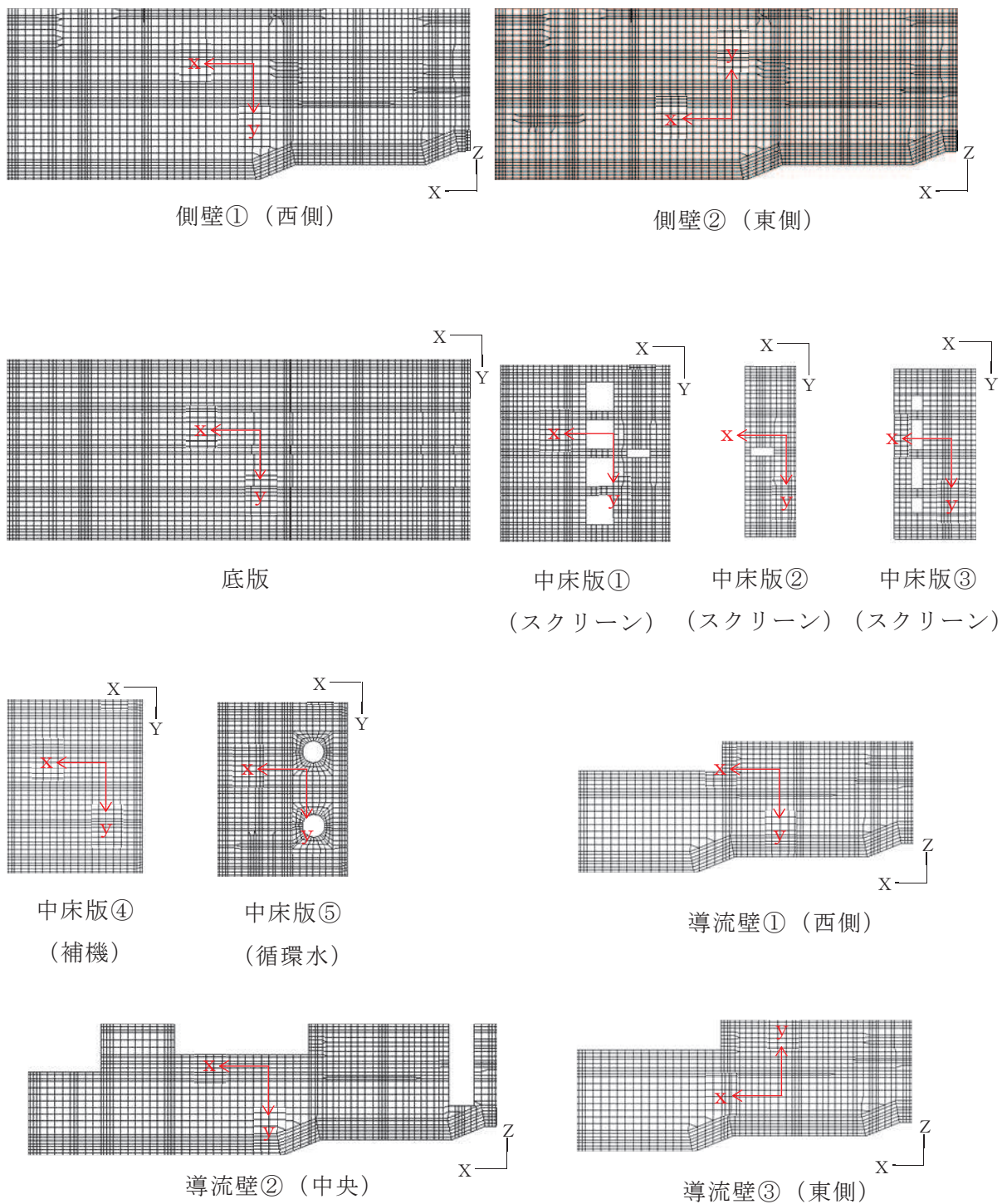
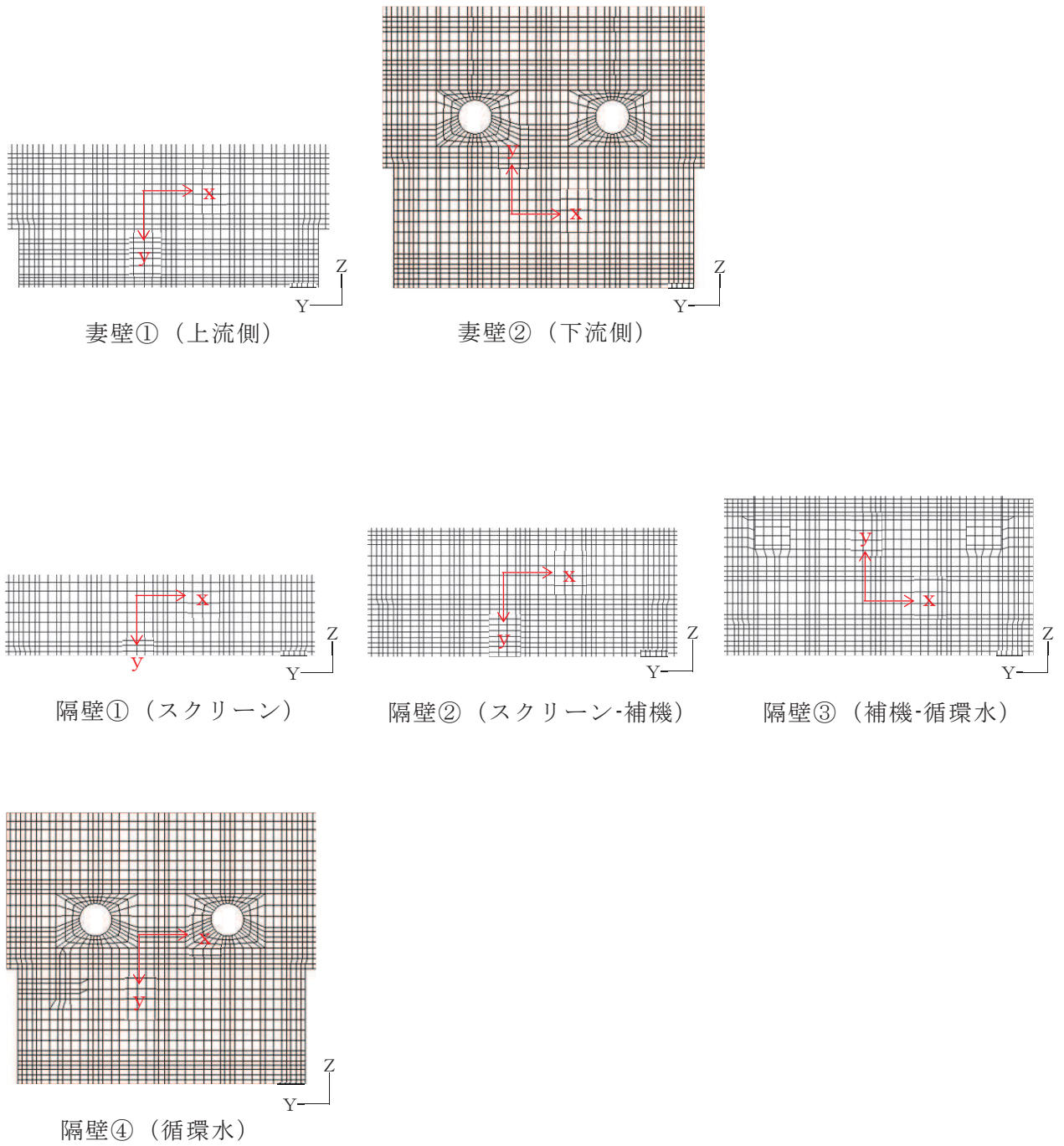


図 8-1 三次元構造解析モデル図



黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 8-2(1) 各部材の要素座標系



黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 8-2(2) 各部材の要素座標系

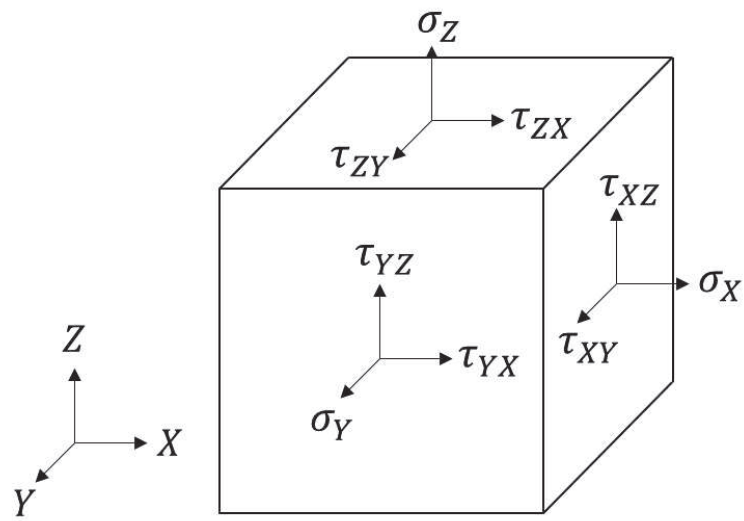
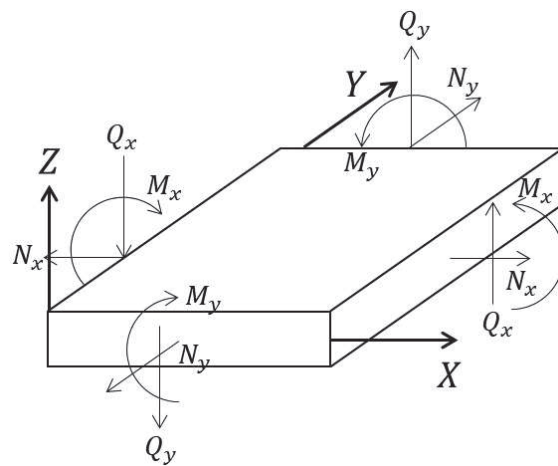


図 8-3 ソリッド要素における応力の方向



M_x, M_y : 曲げモーメント
 Q_x, Q_y : せん断力
 N_x, N_y : 軸力

図 8-4 ソリッド要素における断面力の方向

9. 許容限界

9.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 9-1 及び表 9-2 に示す。

表 9-1 コンクリートの短期許容応力度

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

注記*¹：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

*²：耐震評価上は，20.5N/mm²で評価を実施している。

表 9-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

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

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

9.2 せん断破壊に対する許容限界

線形ソリッド要素によりモデル化を行う海水ポンプ室の静的地震力に対する耐震性を有することの確認におけるせん断破壊に対する許容限界は、表 9-1 に示す短期許容応力度とする。

9.3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

9.3.1 基礎地盤（狐崎部層）

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

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 9-3 に示す。

表 9-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
短期許容支持力度	狐崎部層	9.1

9.3.2 MMR（既設）

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

MMR（既設）の許容限界を表 9-4 に示す。

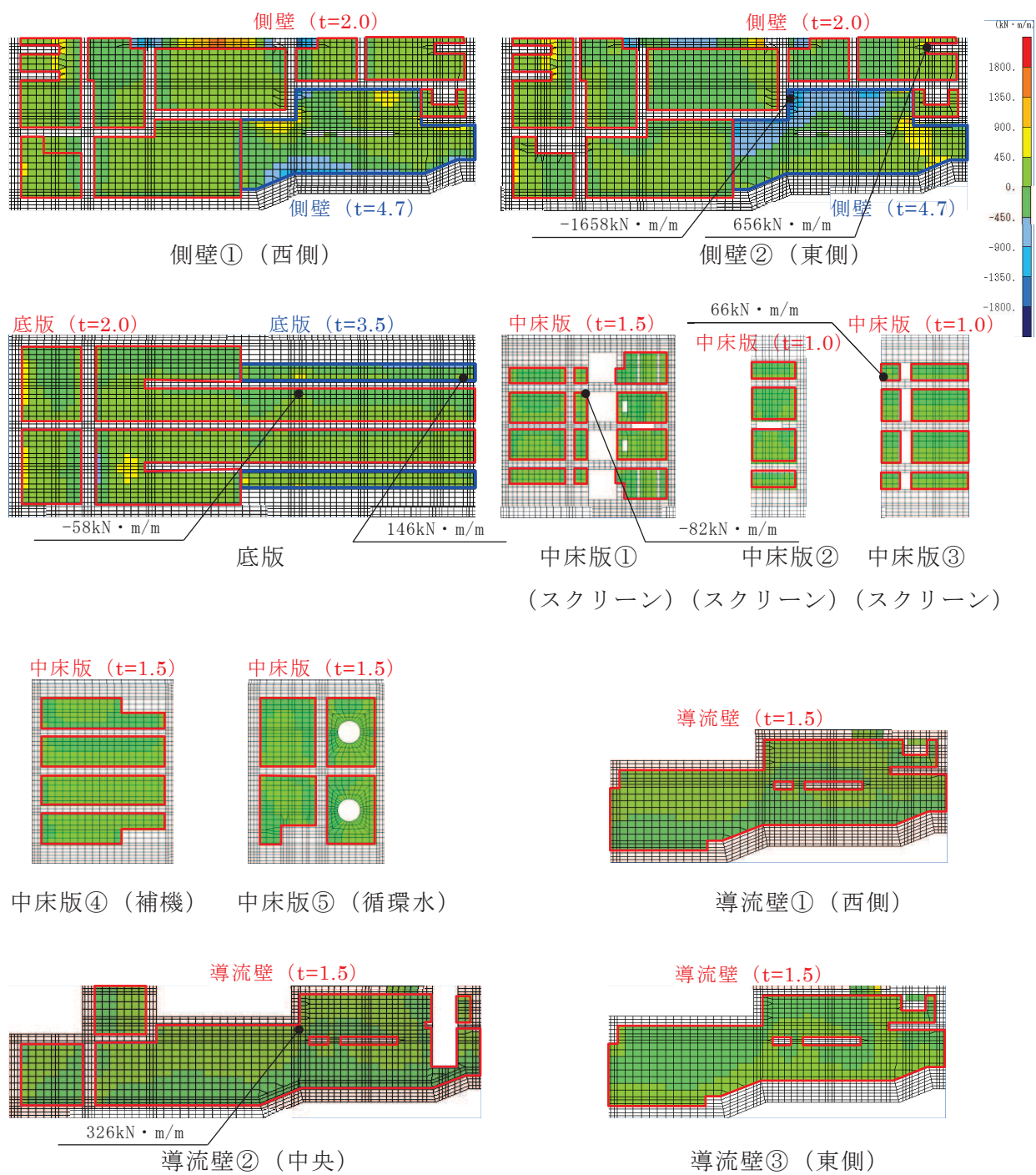
表 9-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

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

10. 評価結果

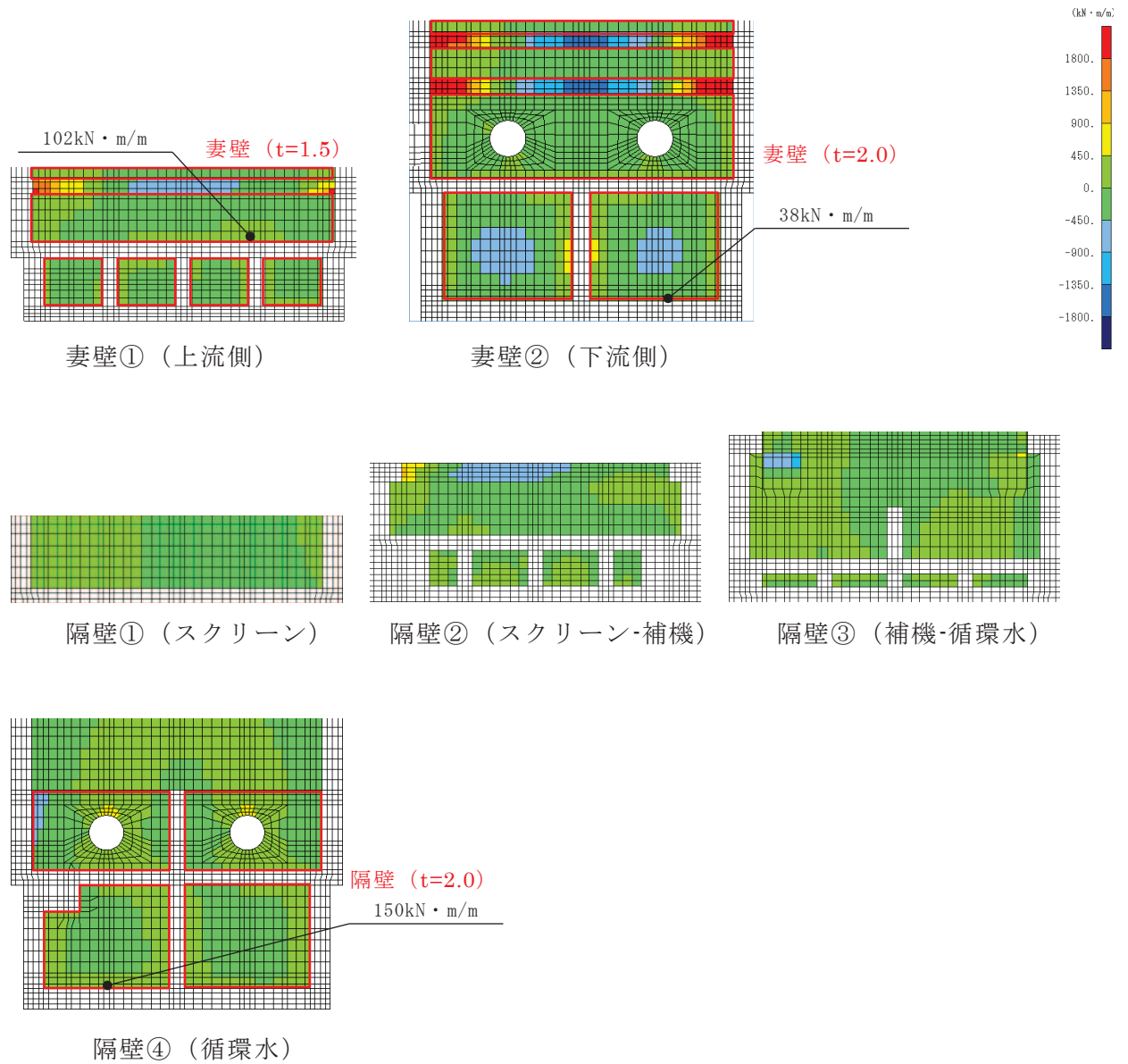
静的地震力載荷時の断面力分布図を図 10-1～図 10-14 に示す。

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



□, □: 評価を行う部材厚の範囲

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



□: 評価を行う部材厚の範囲

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

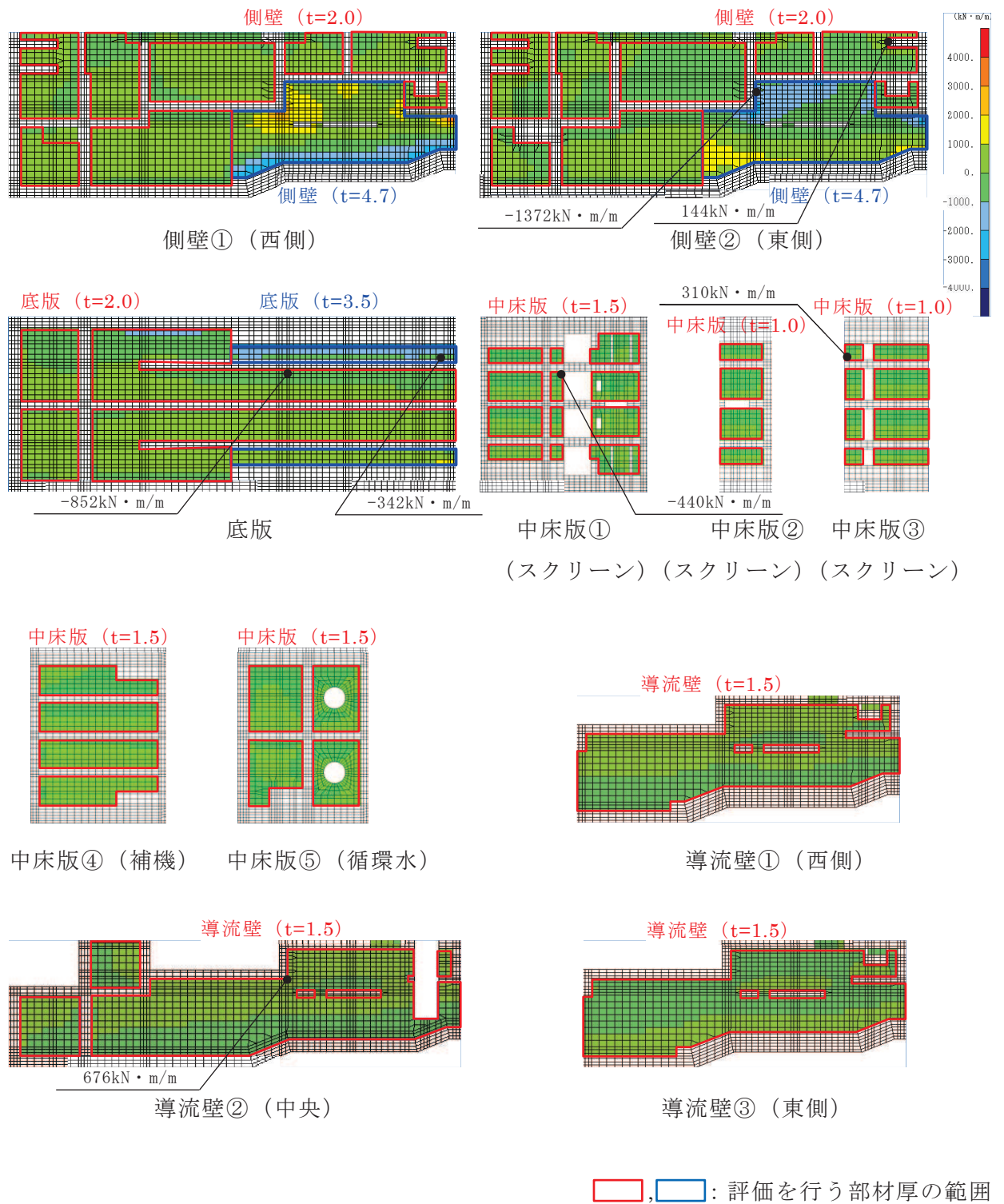


図 10-2(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)

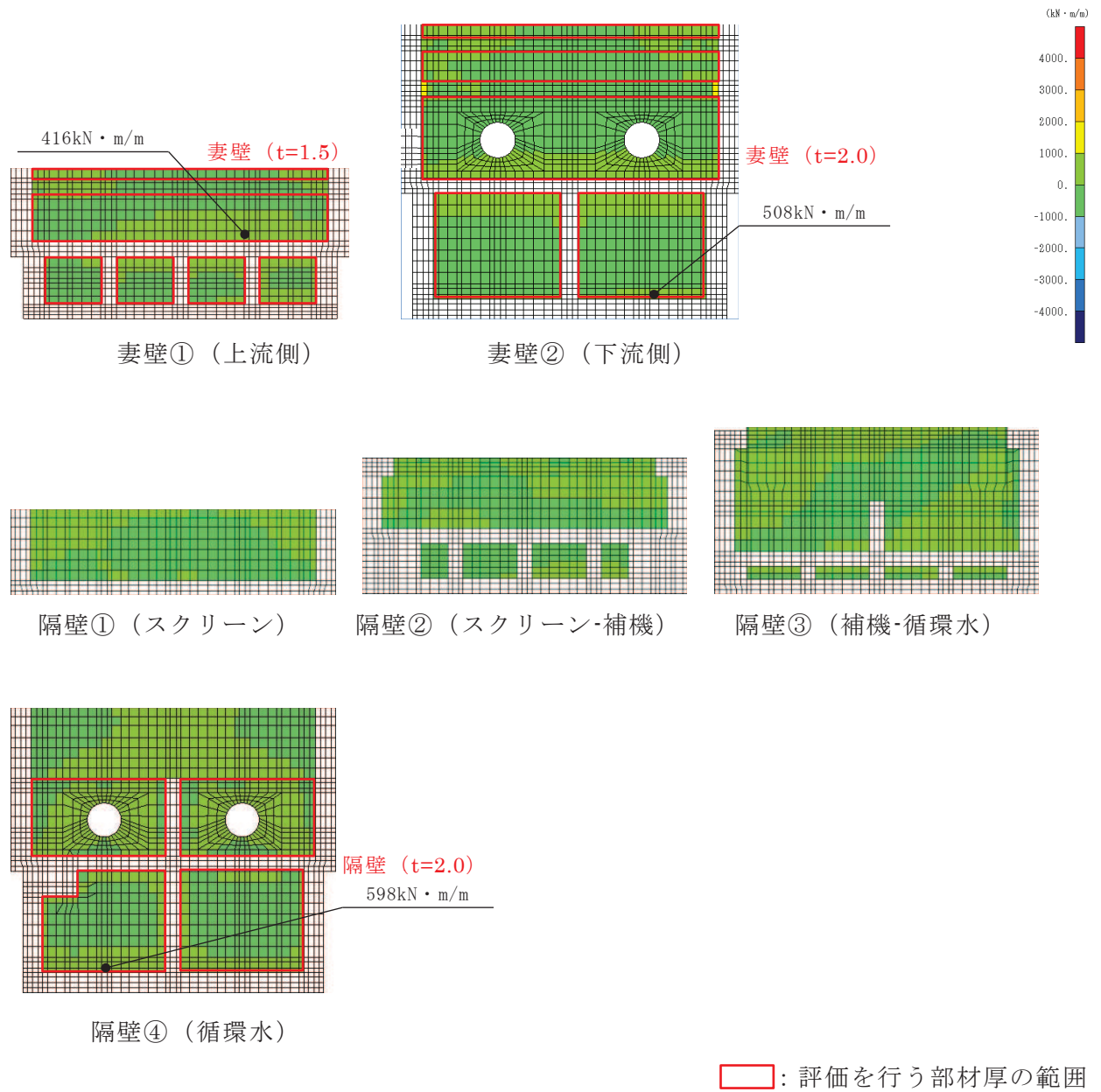


図 10-2(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)

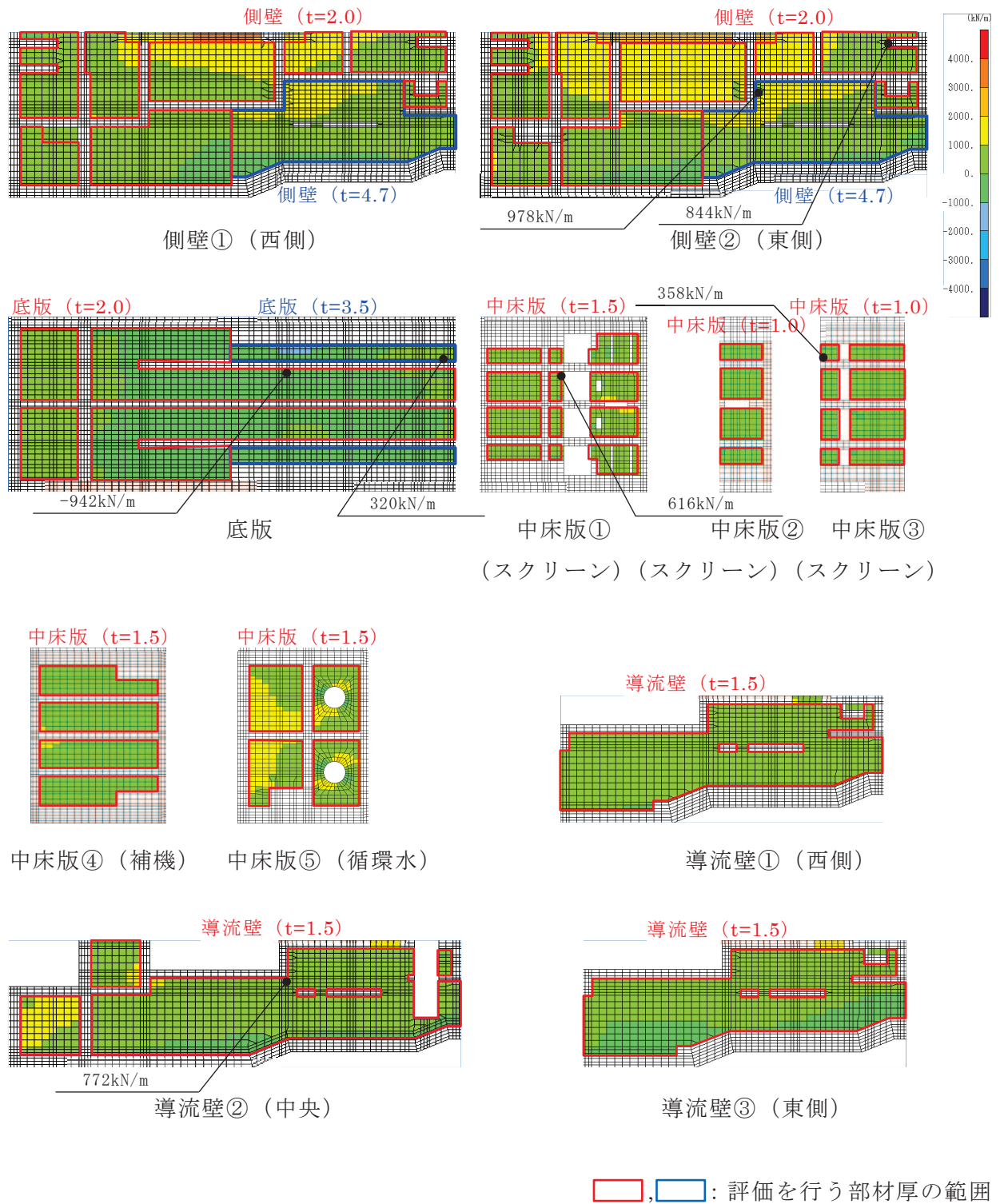
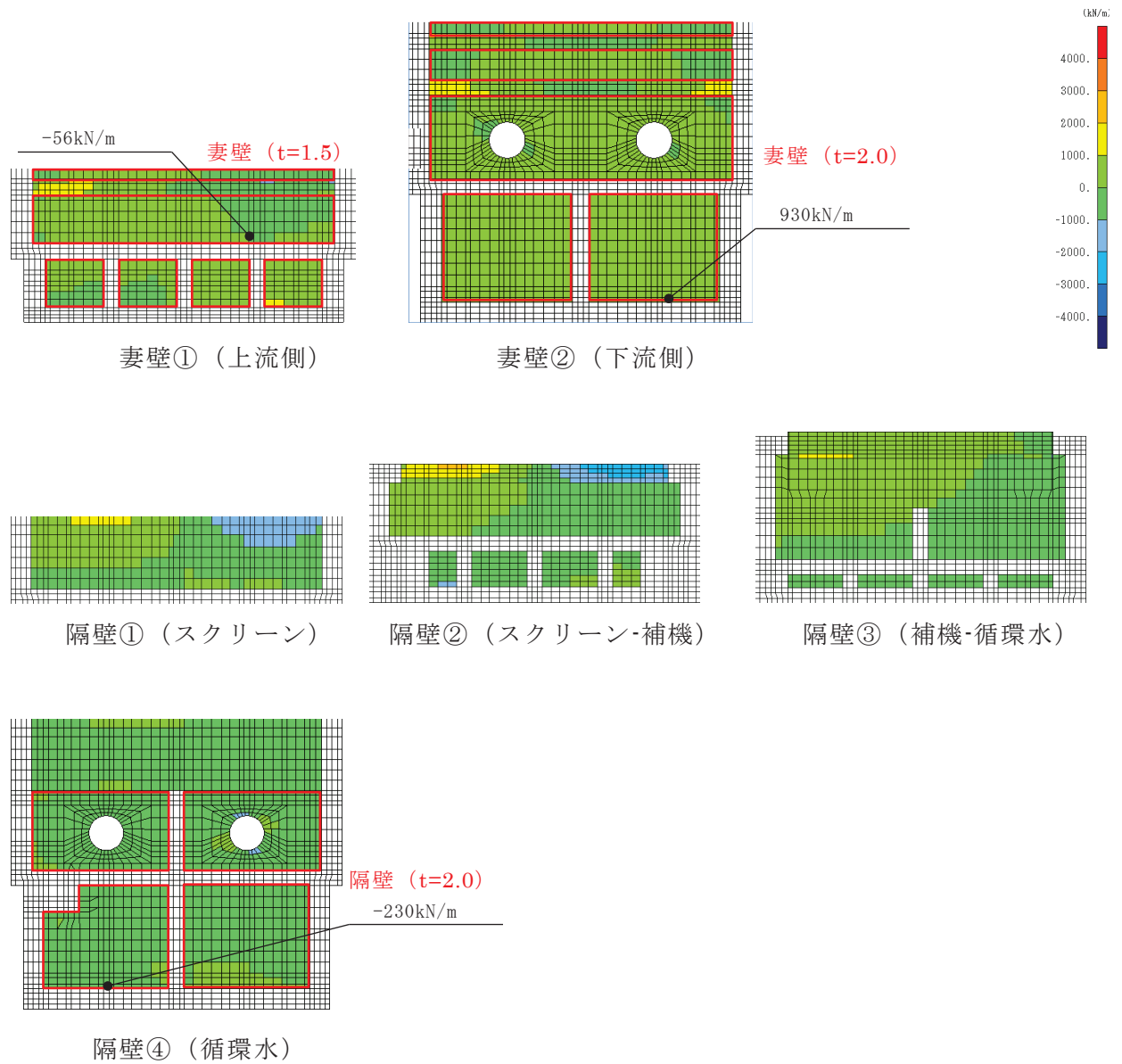


図 10-3(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(軸力 (kN/m) : N_x)



□: 評価を行う部材厚の範囲

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

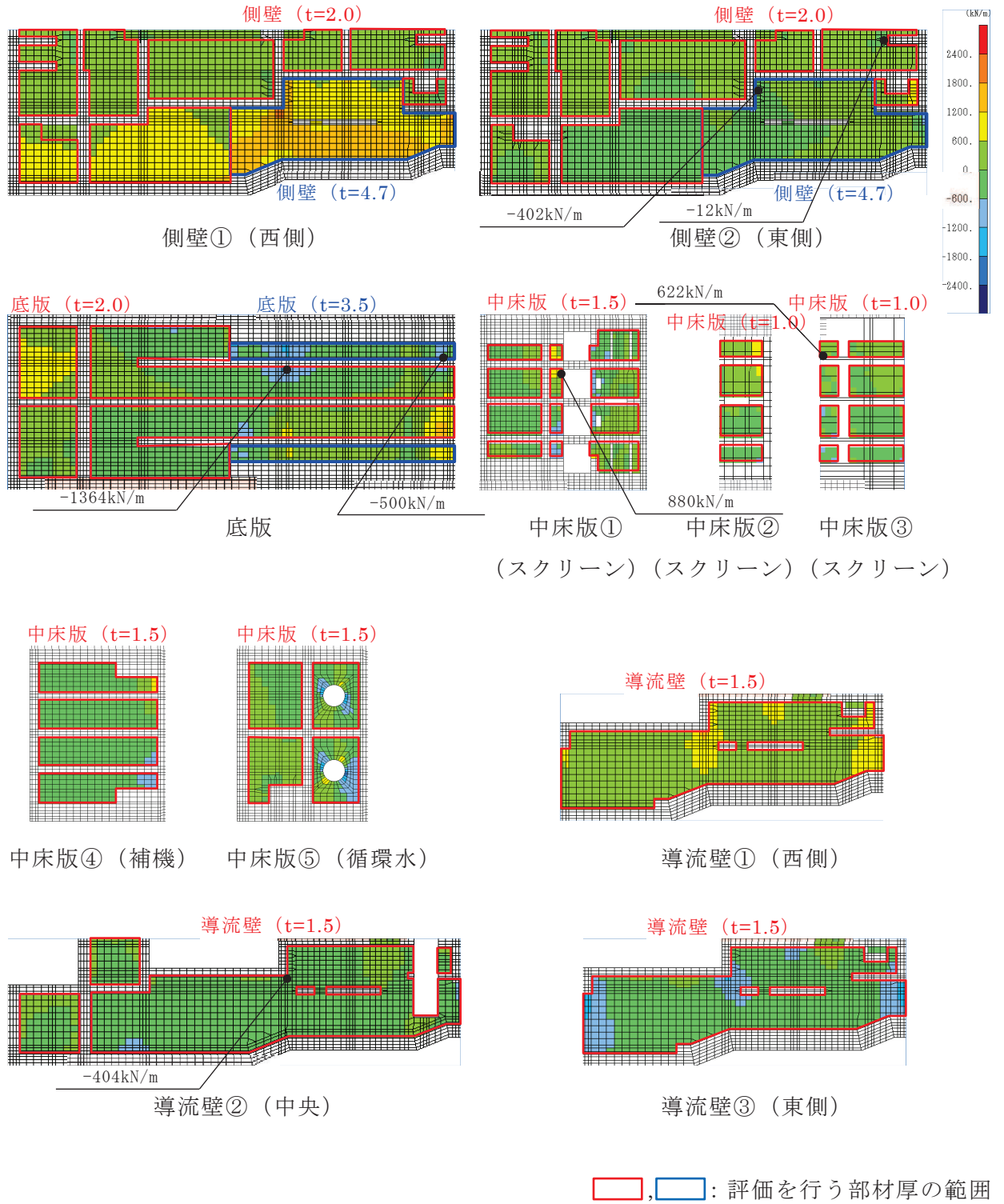


図 10-4(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(軸力 (kN/m) : N_y)

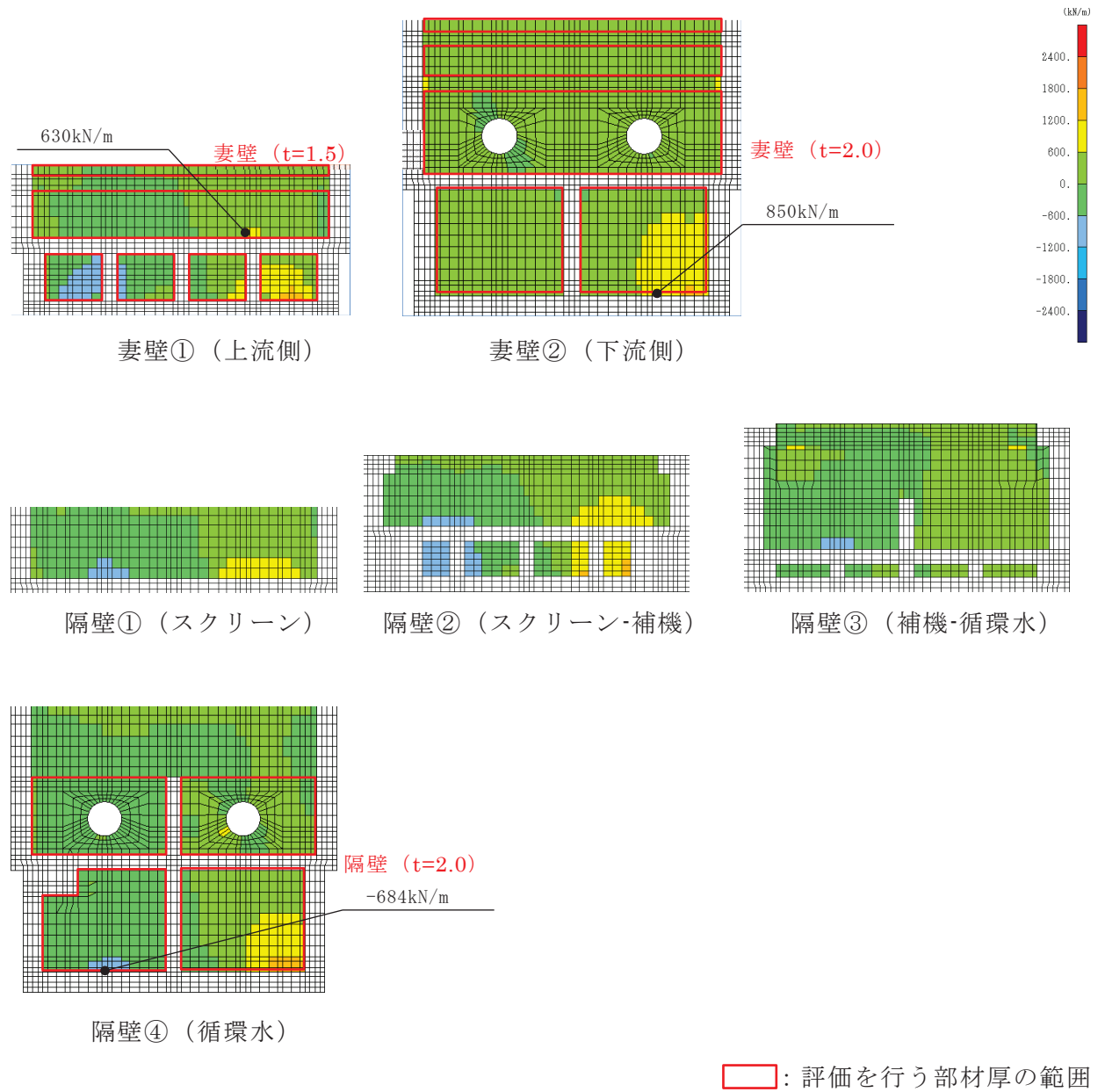


図 10-4(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(軸力 (kN/m) : N_y)

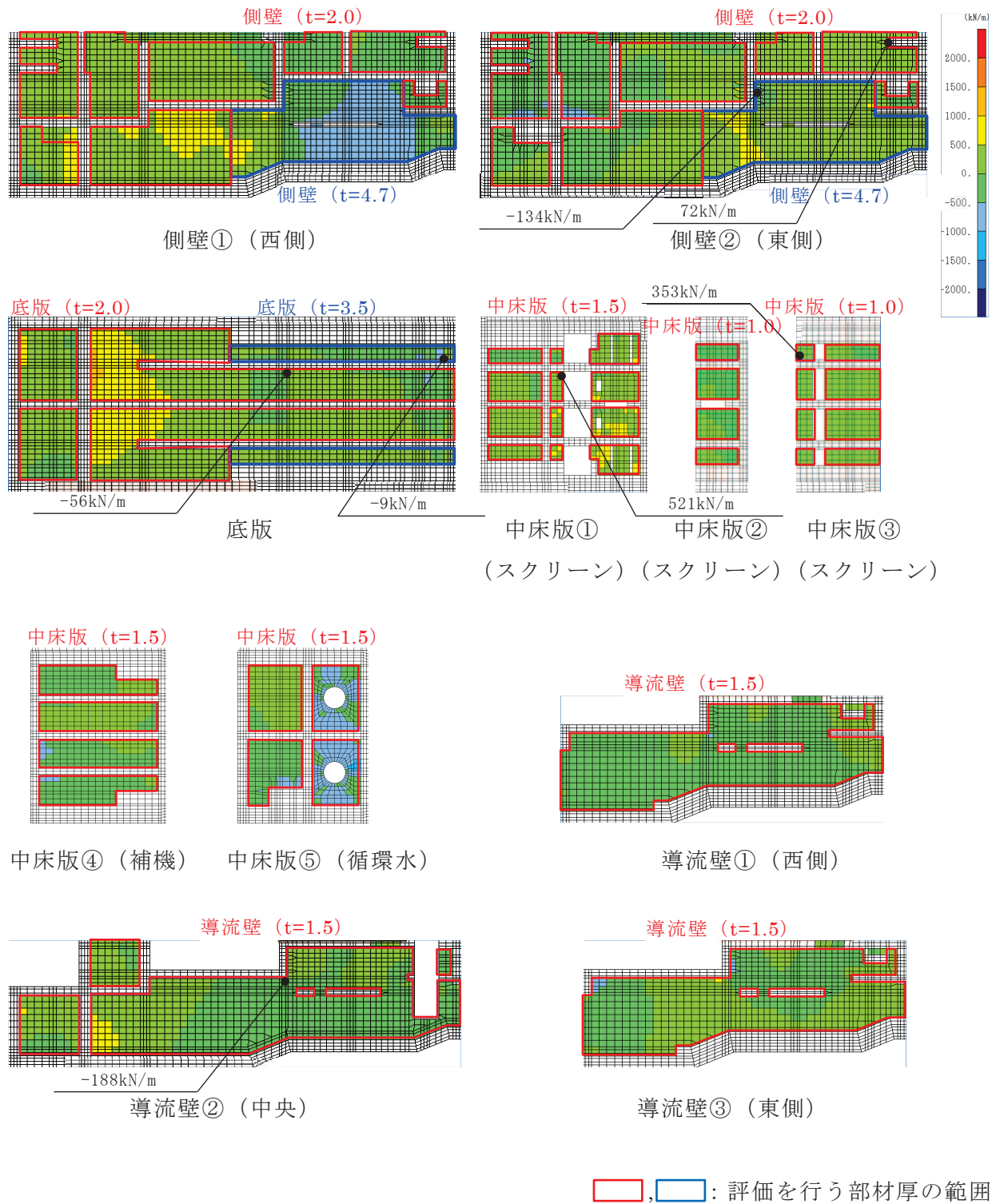


図 10-5(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(面内せん断力 (kN/m) : $N_{x,y}$)

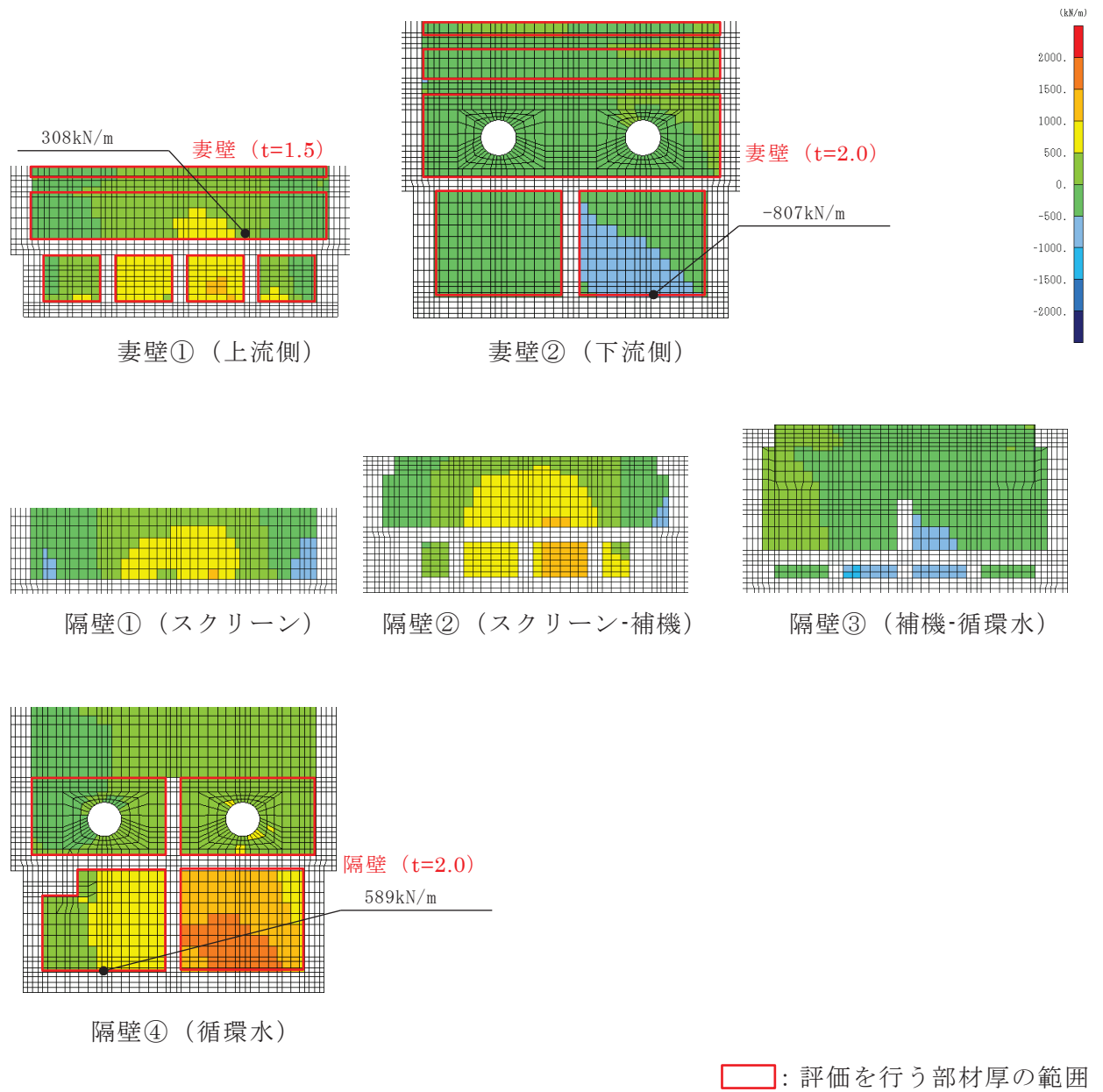


図 10-5(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
 (面内せん断力 (kN/m) : $N_{x,y}$)

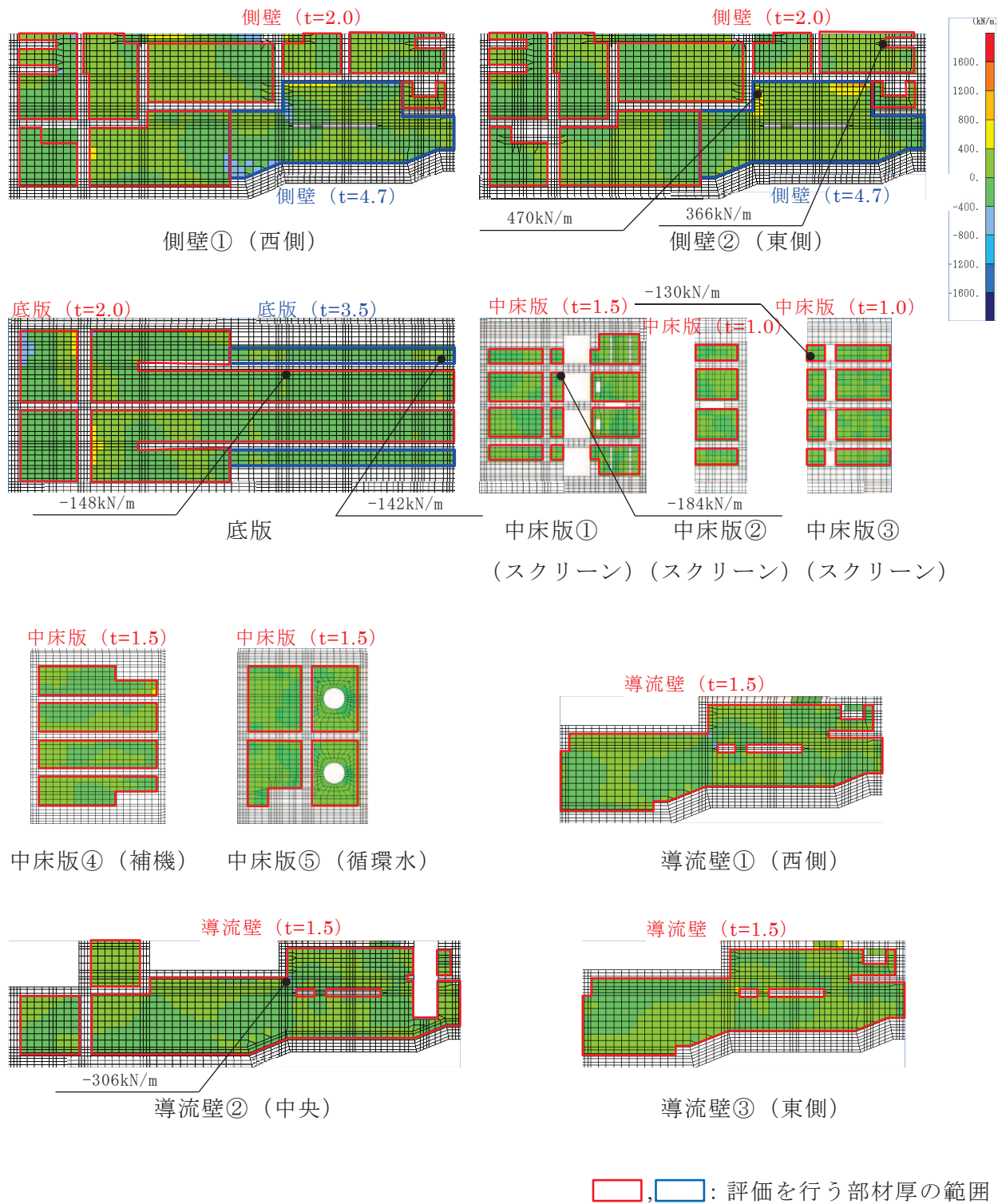


図 10-6(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_x)

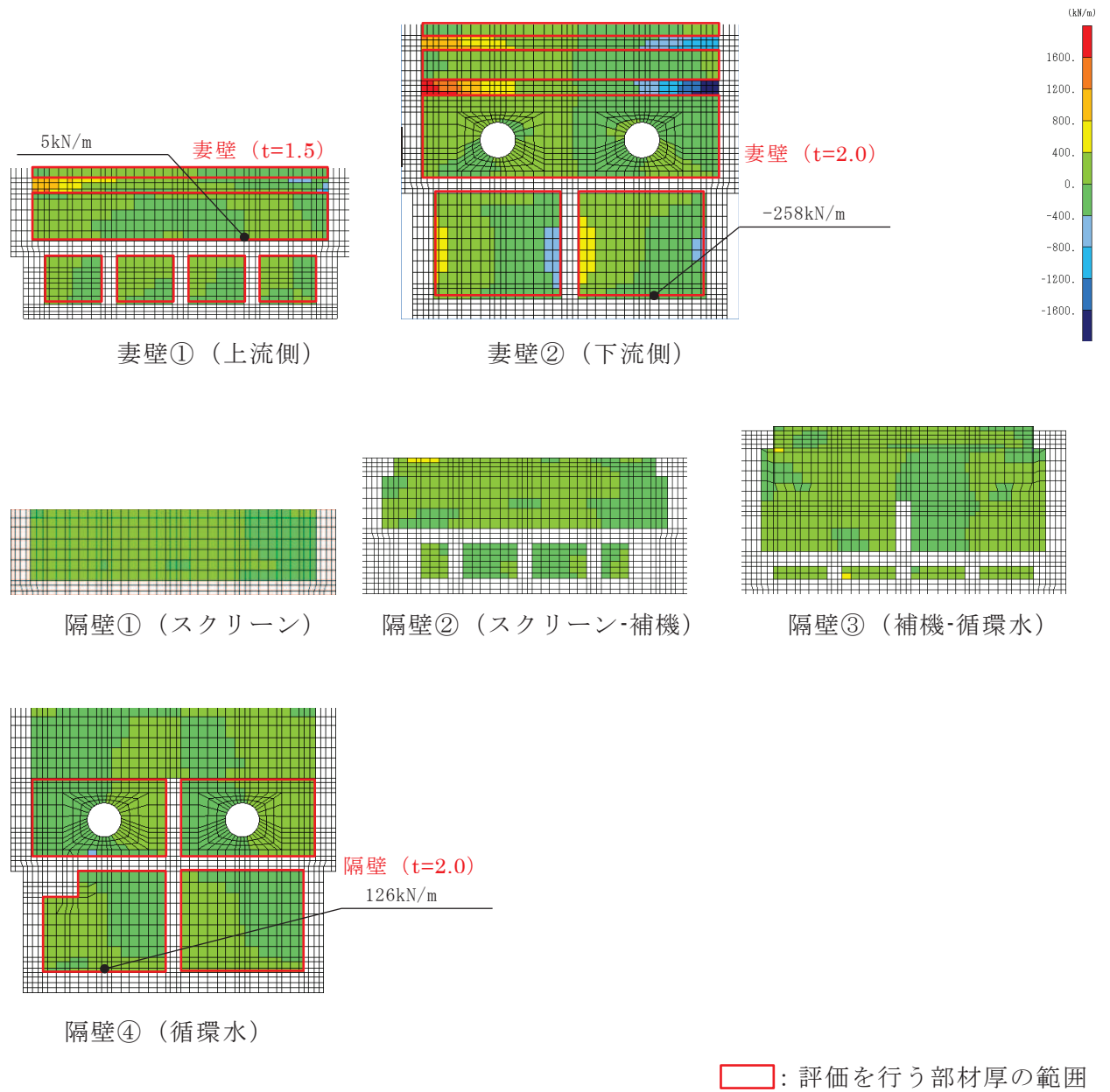


図 10-6(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_x)

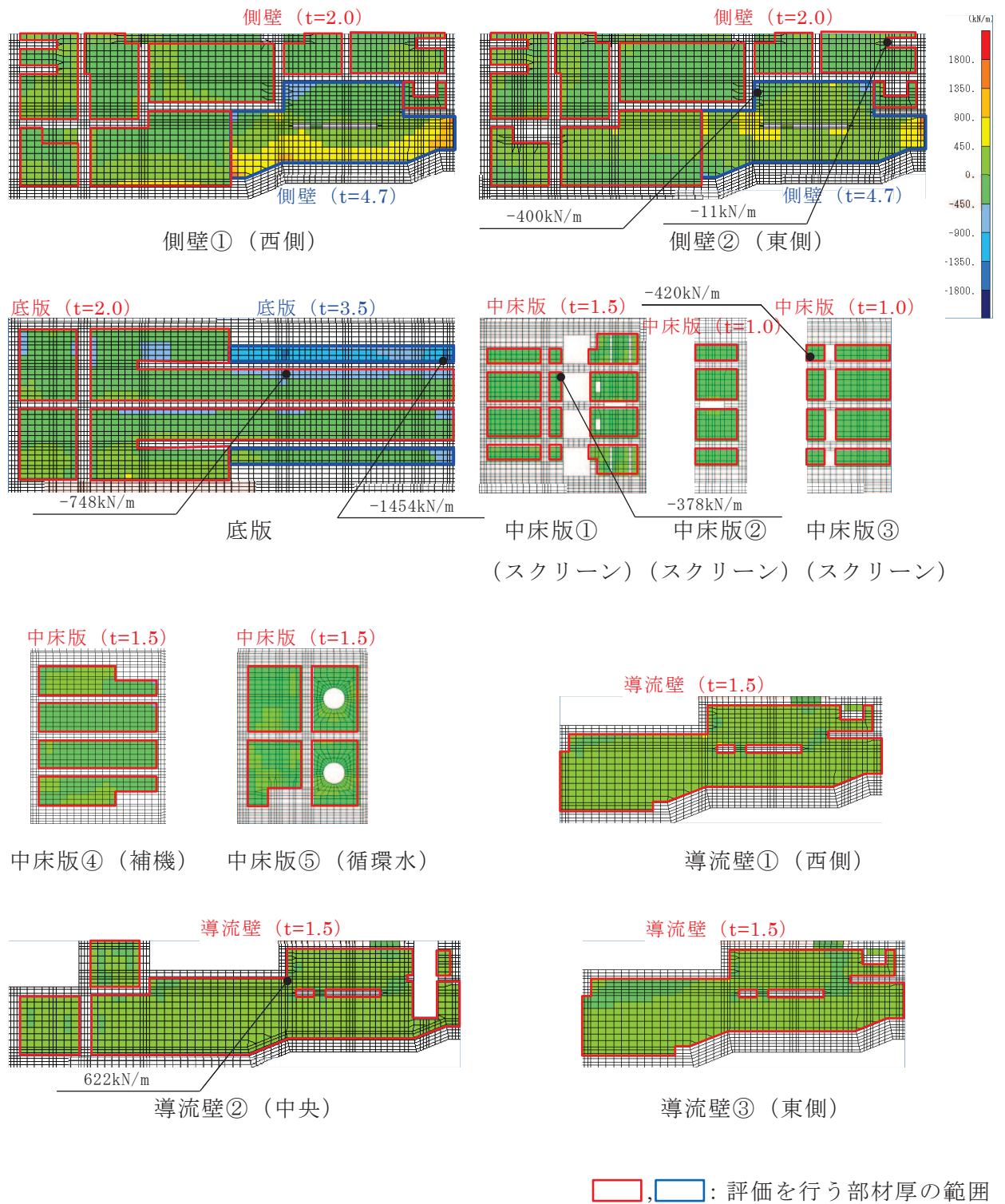


図 10-7(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_y)

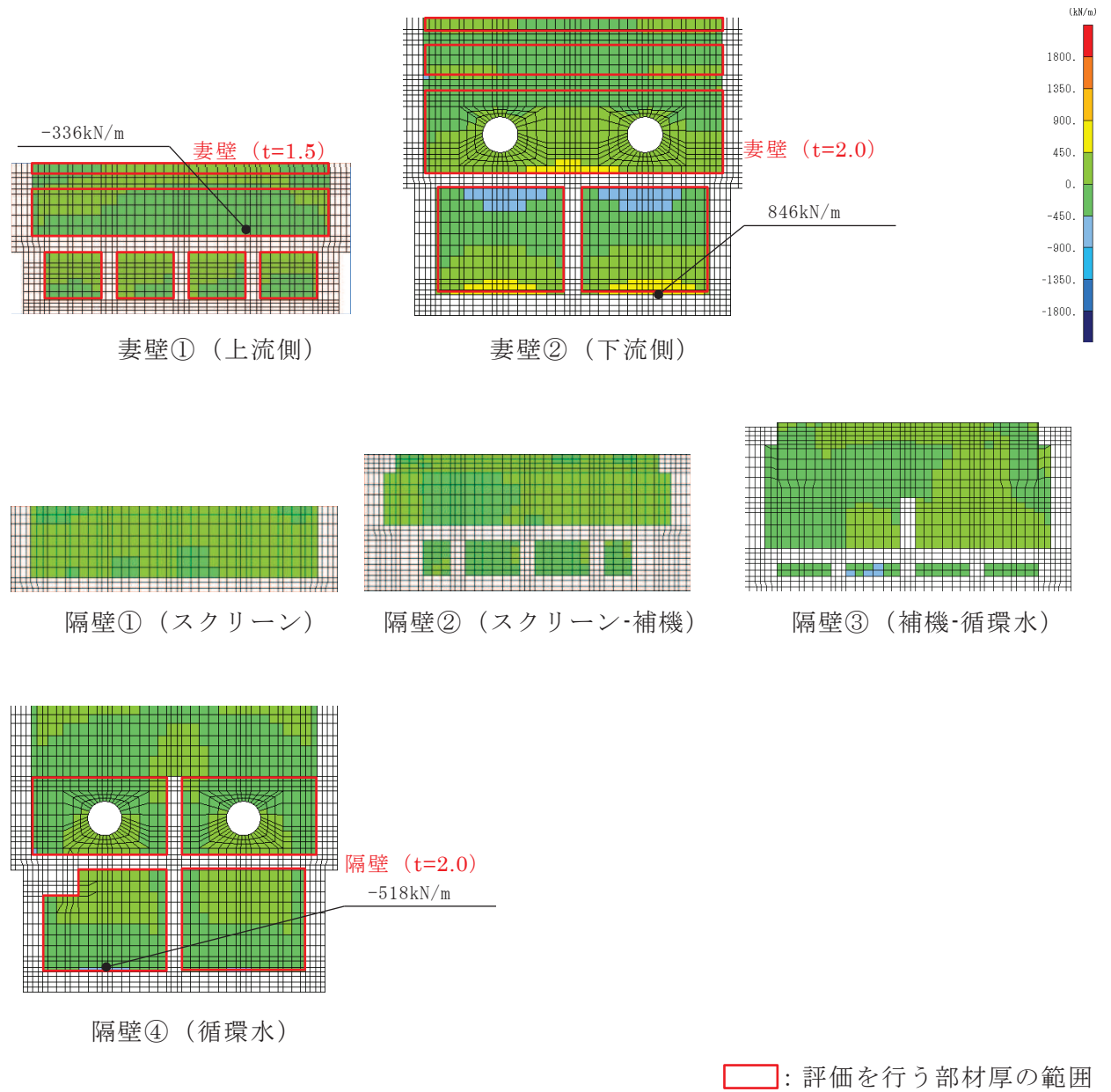


図 10-7(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_y)

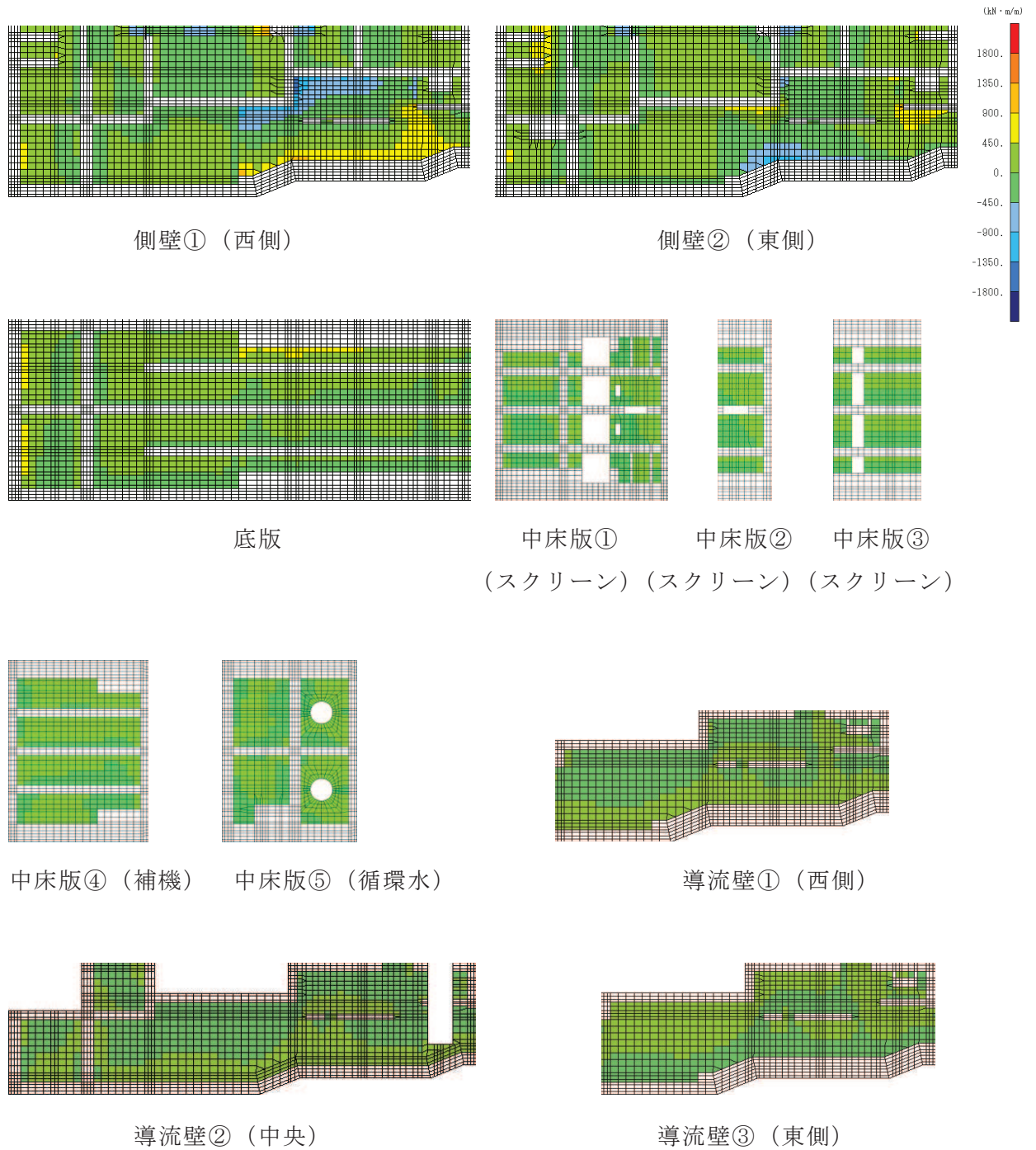
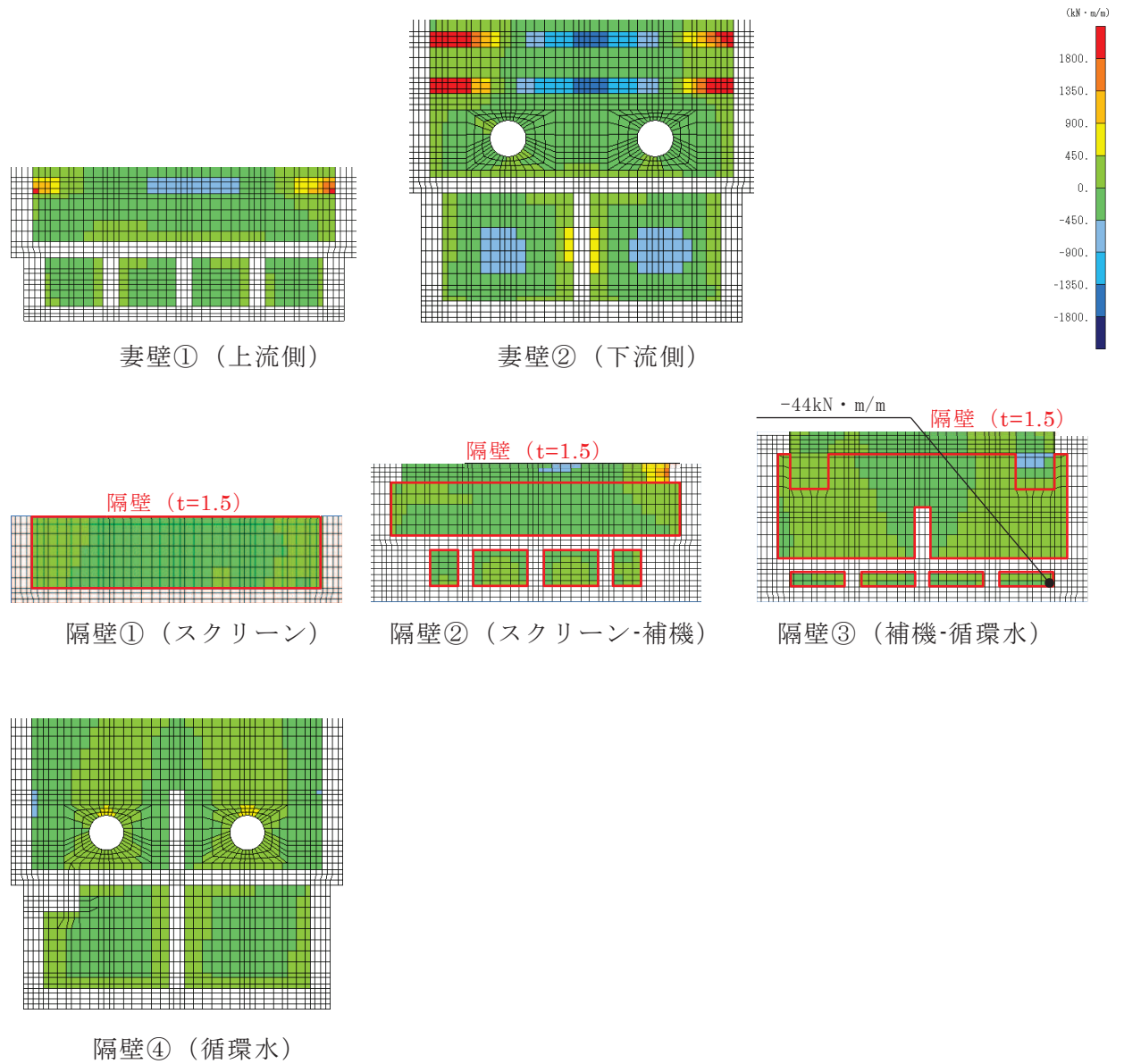


図 10-8(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($kN \cdot m/m$) : M_x)



□: 評価を行う部材厚の範囲

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

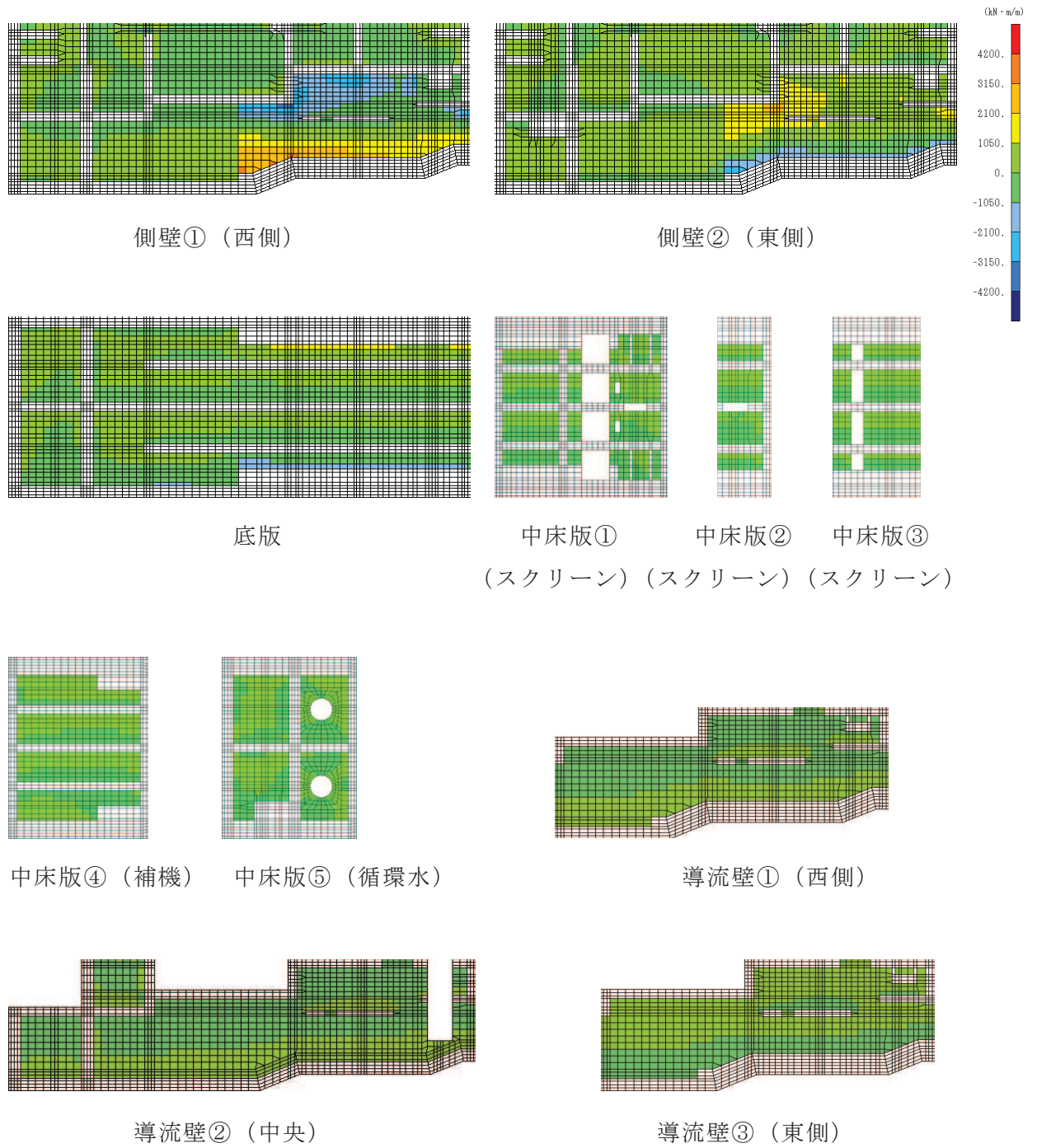
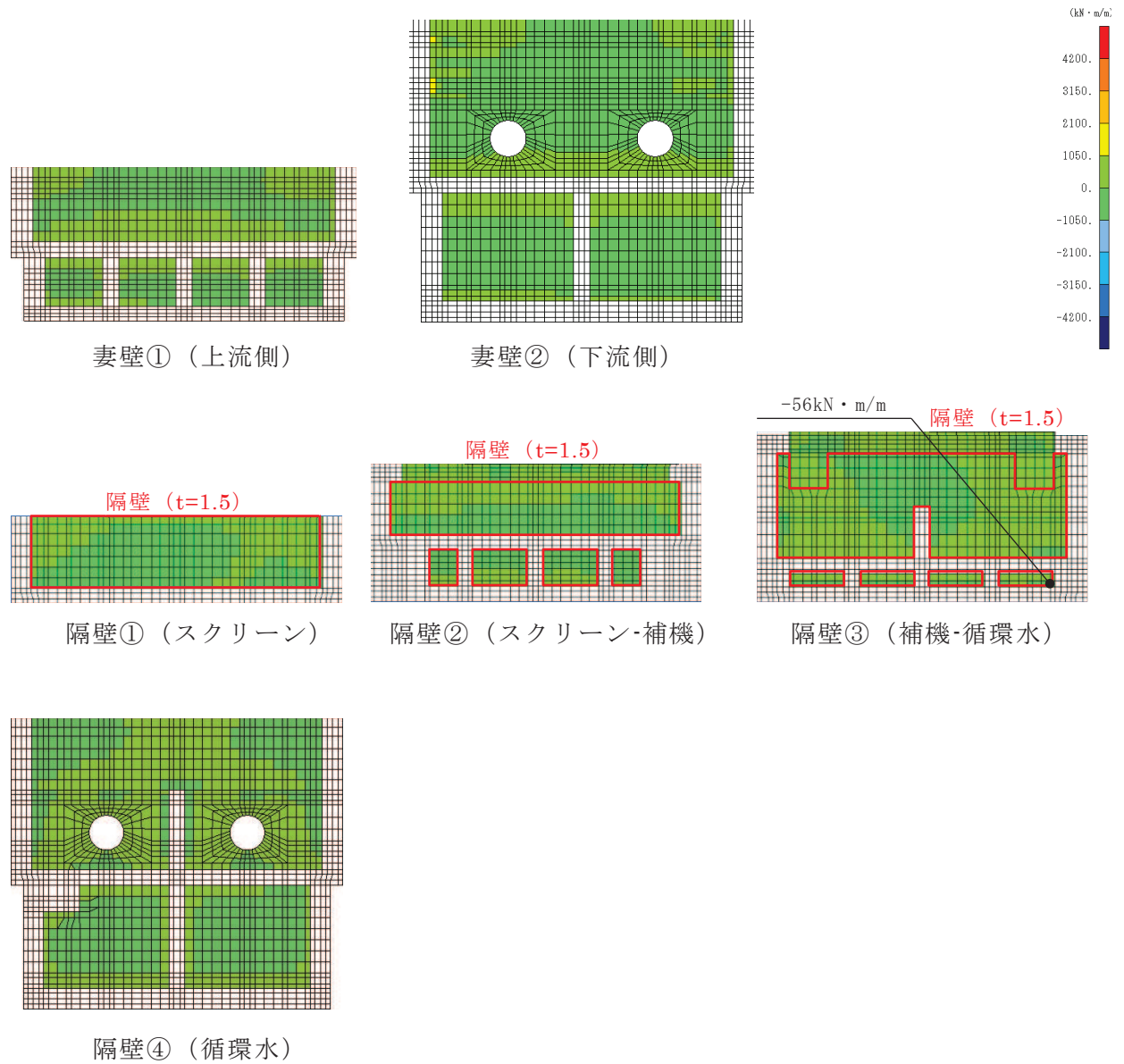


図 10-9(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : M_y)



□: 評価を行う部材厚の範囲

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

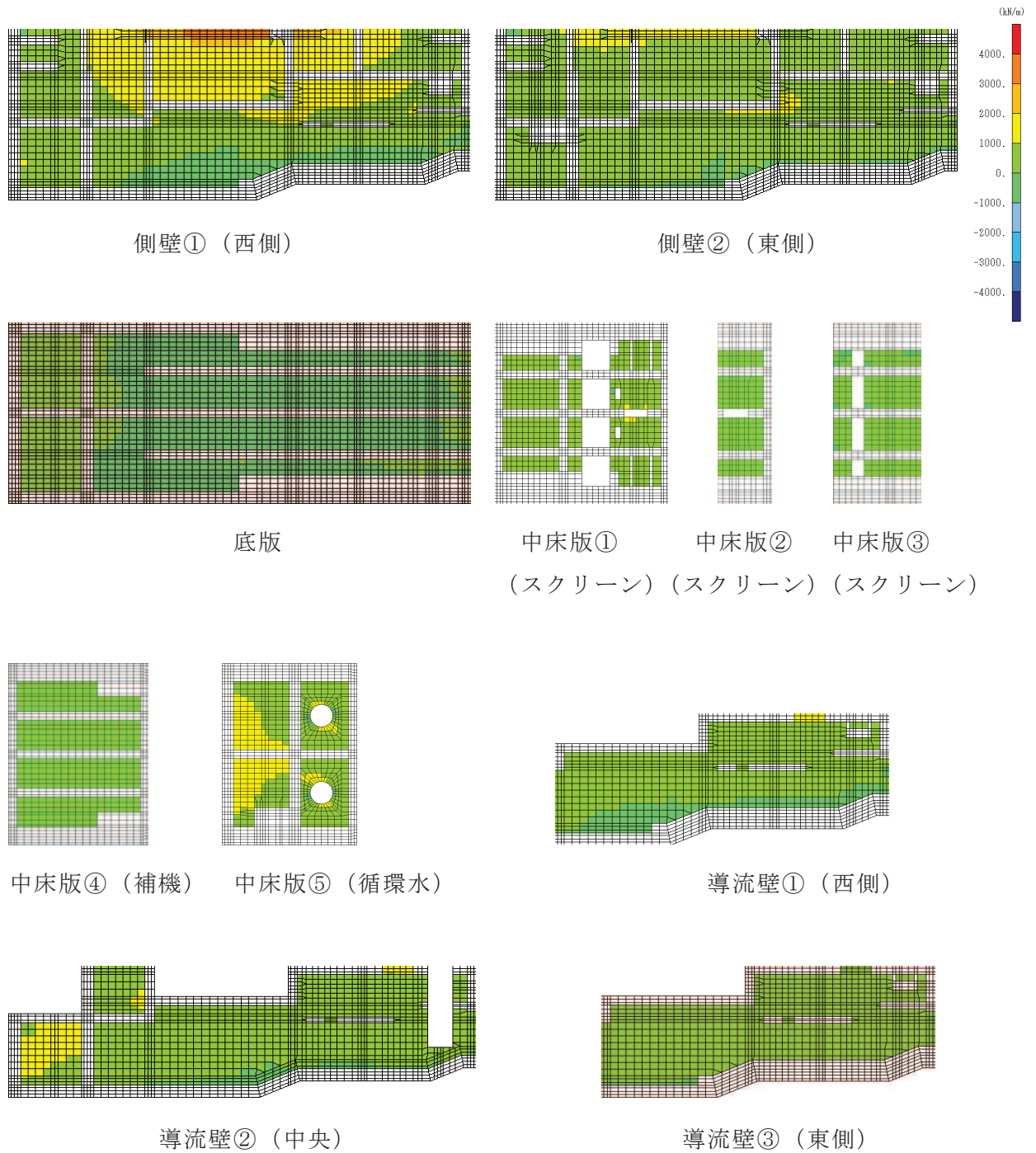
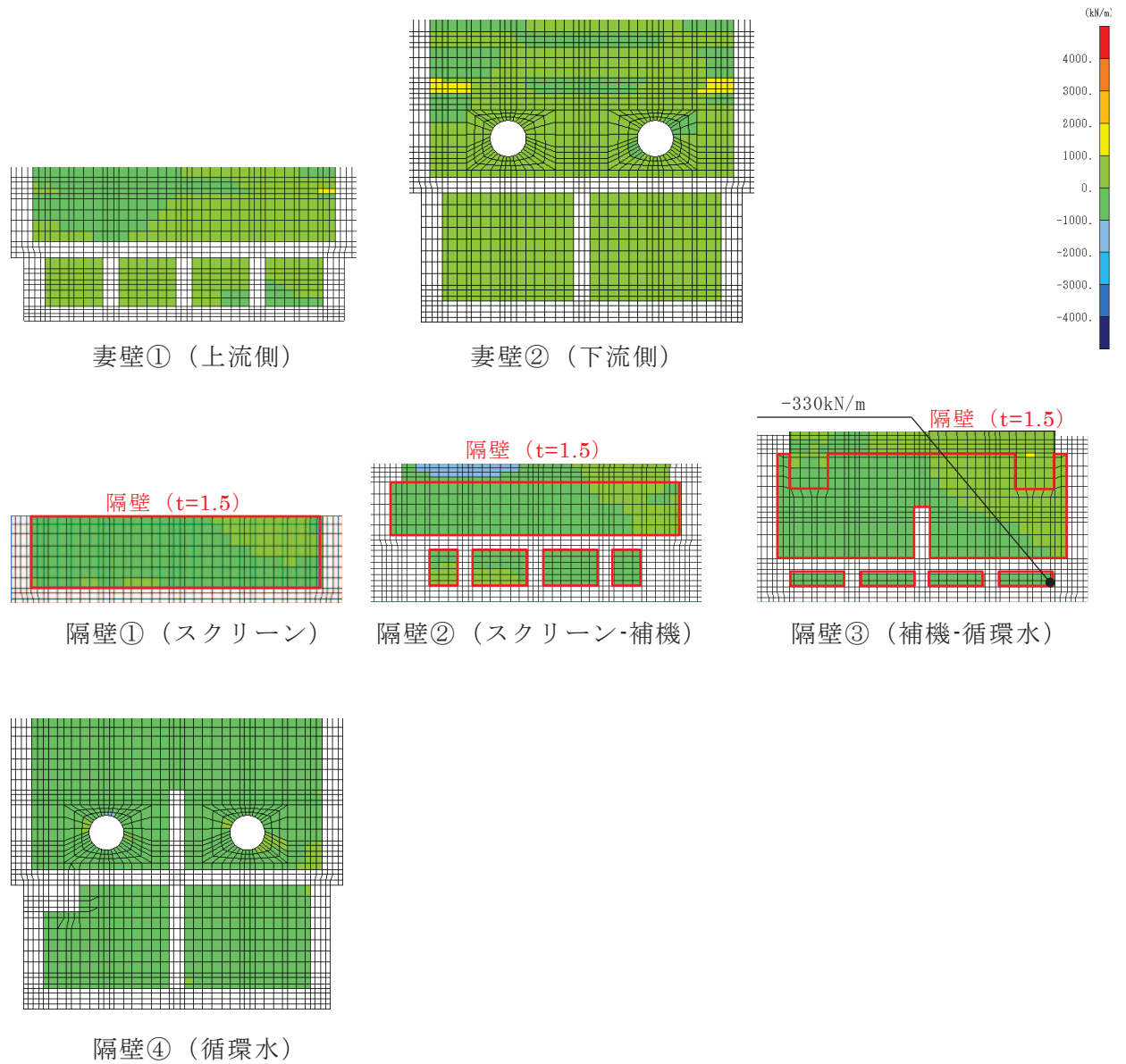


図 10-10(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)



□: 評価を行う部材厚の範囲

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

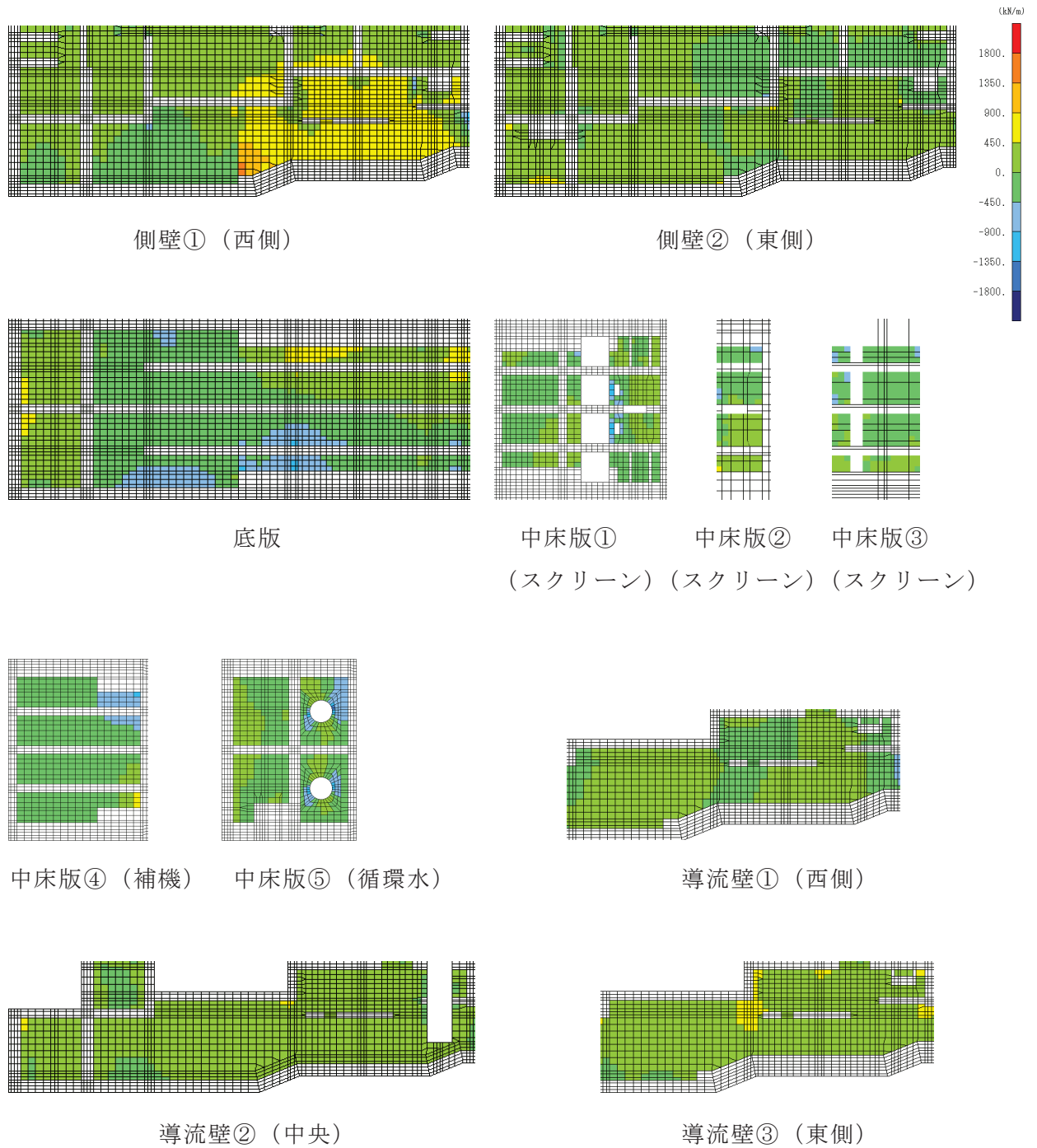
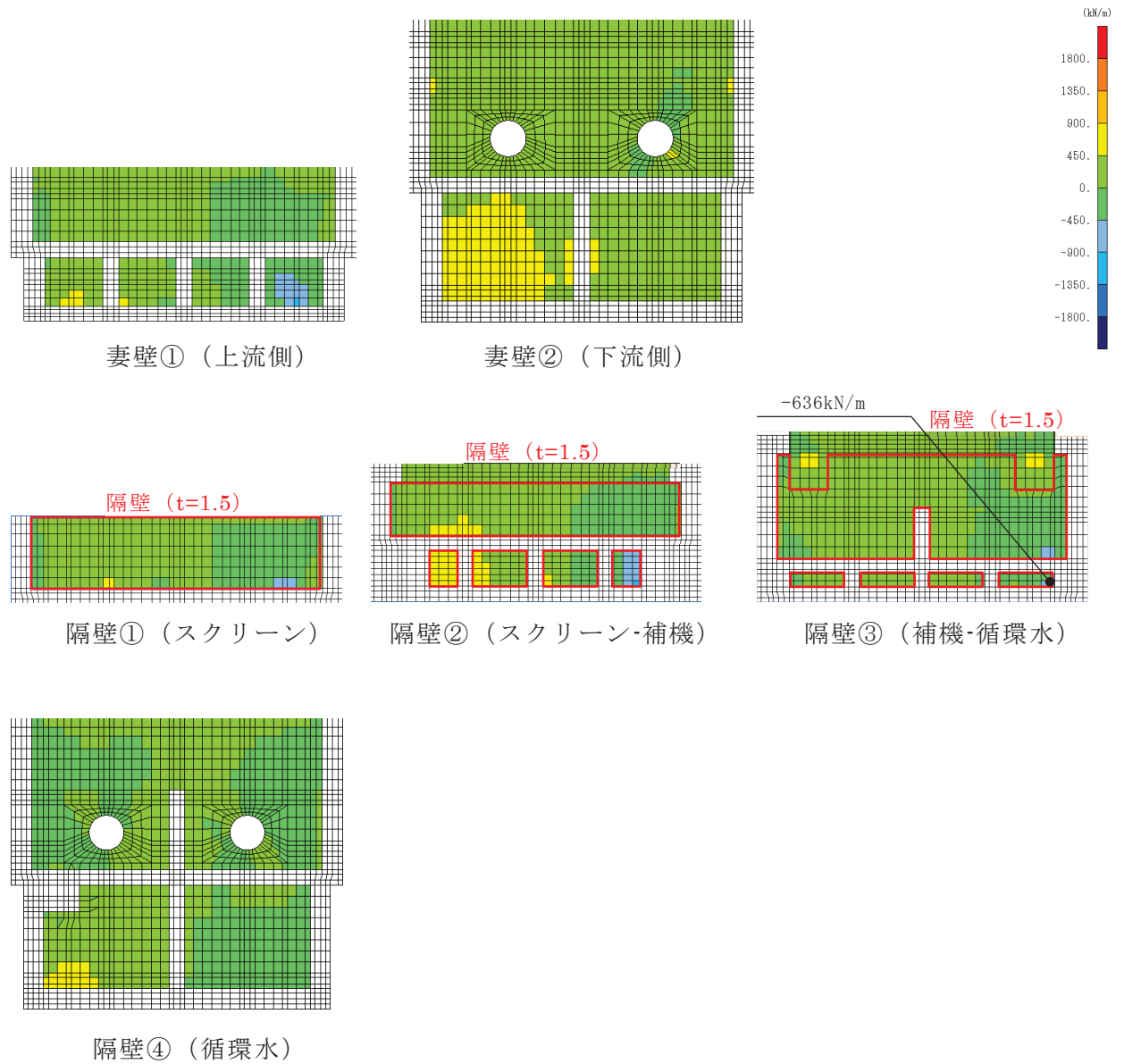


図 10-11(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)



□: 評価を行う部材厚の範囲

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

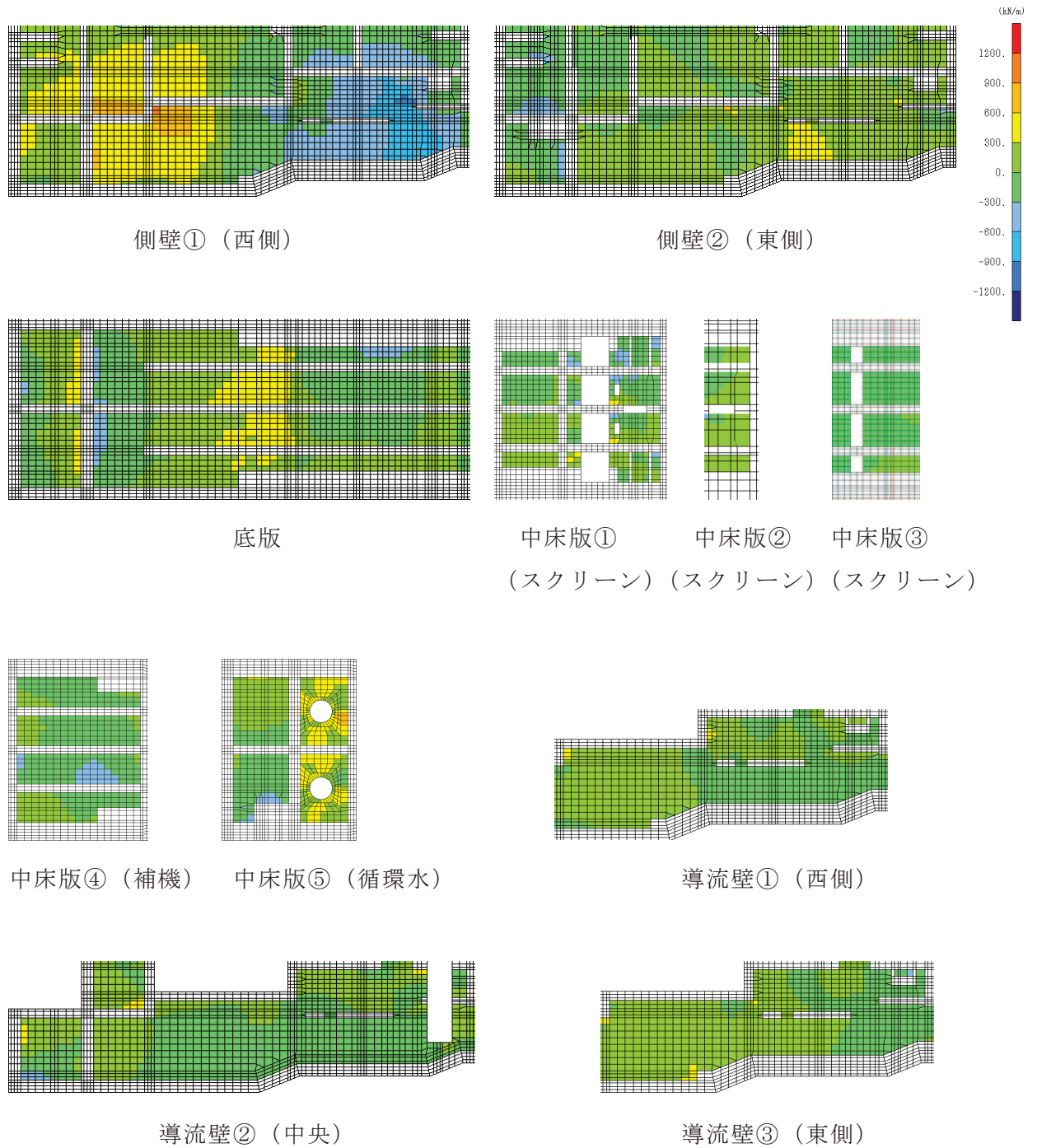
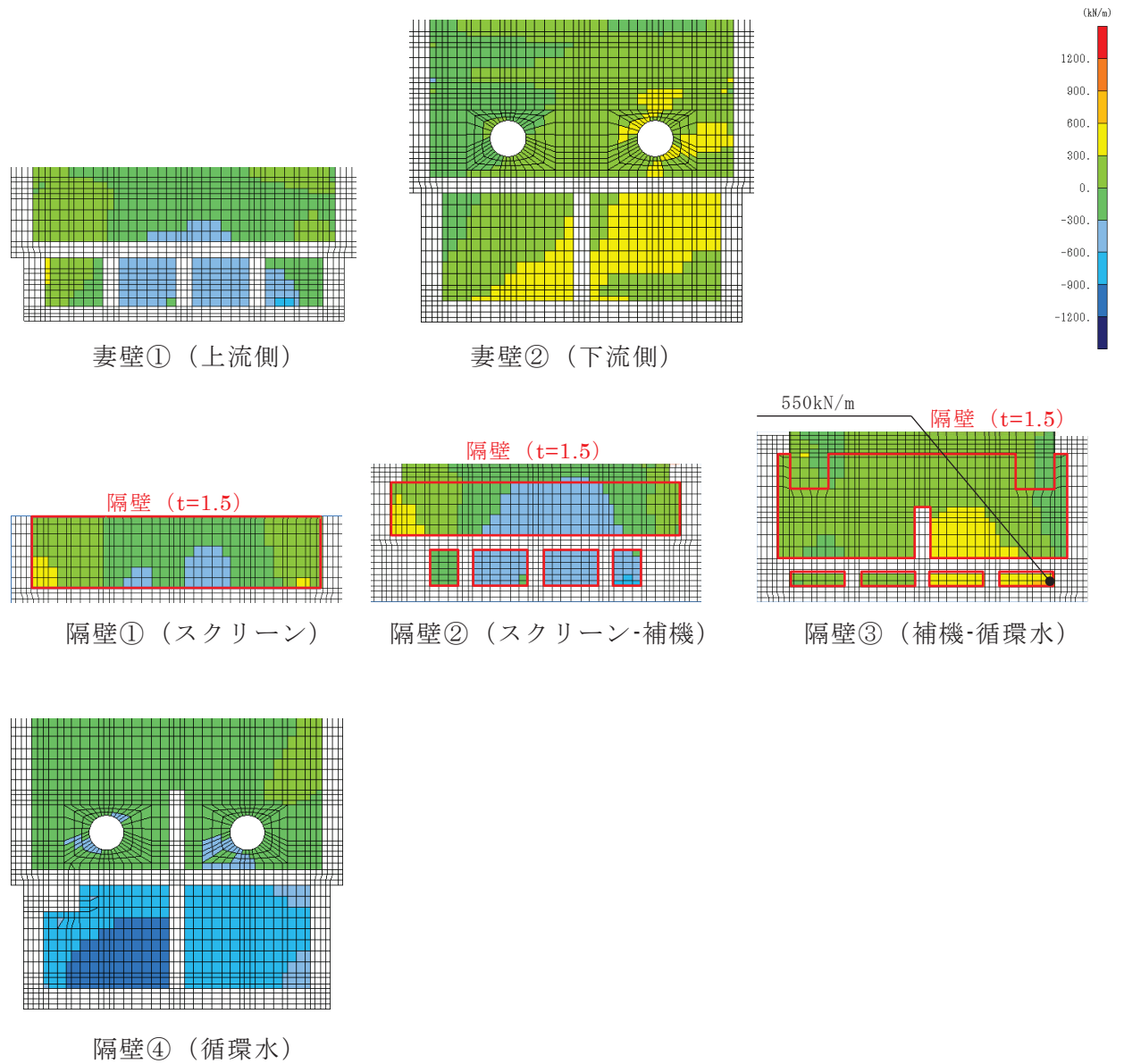


図 10-12(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (面内せん断力 (kN/m) : N_{xy})



□: 評価を行う部材厚の範囲

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

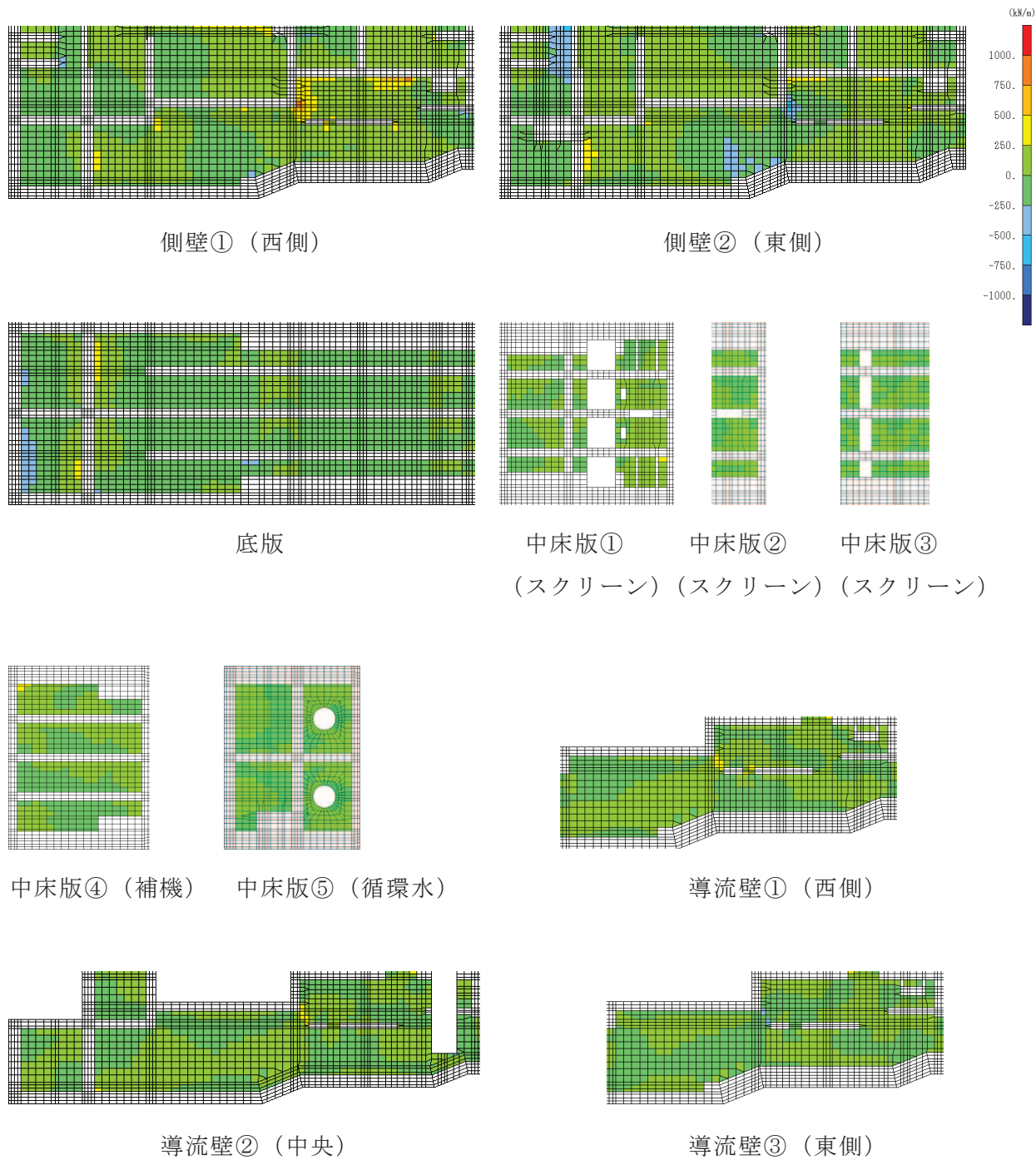
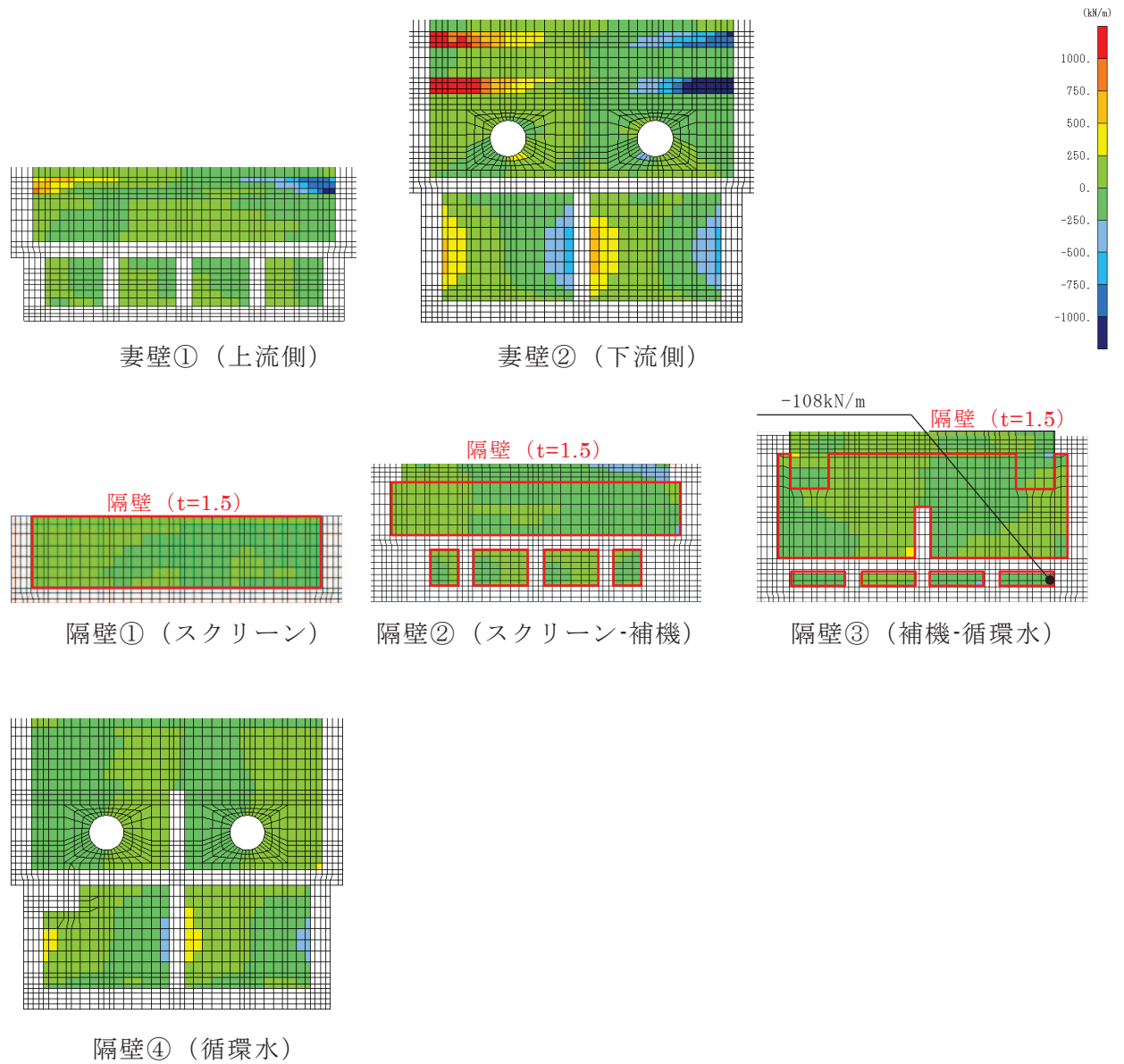


図 10-13(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)



□: 評価を行う部材厚の範囲

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

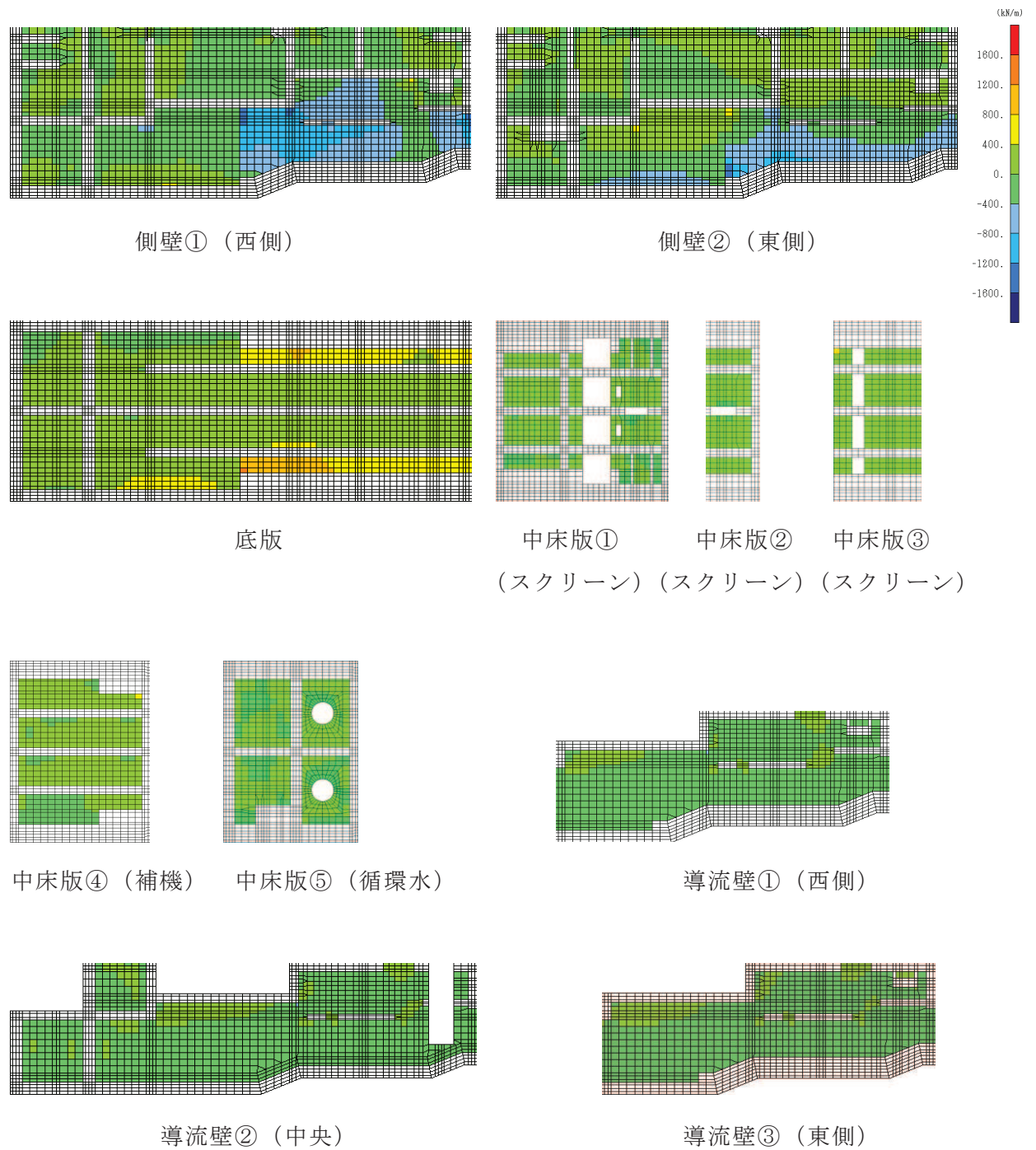
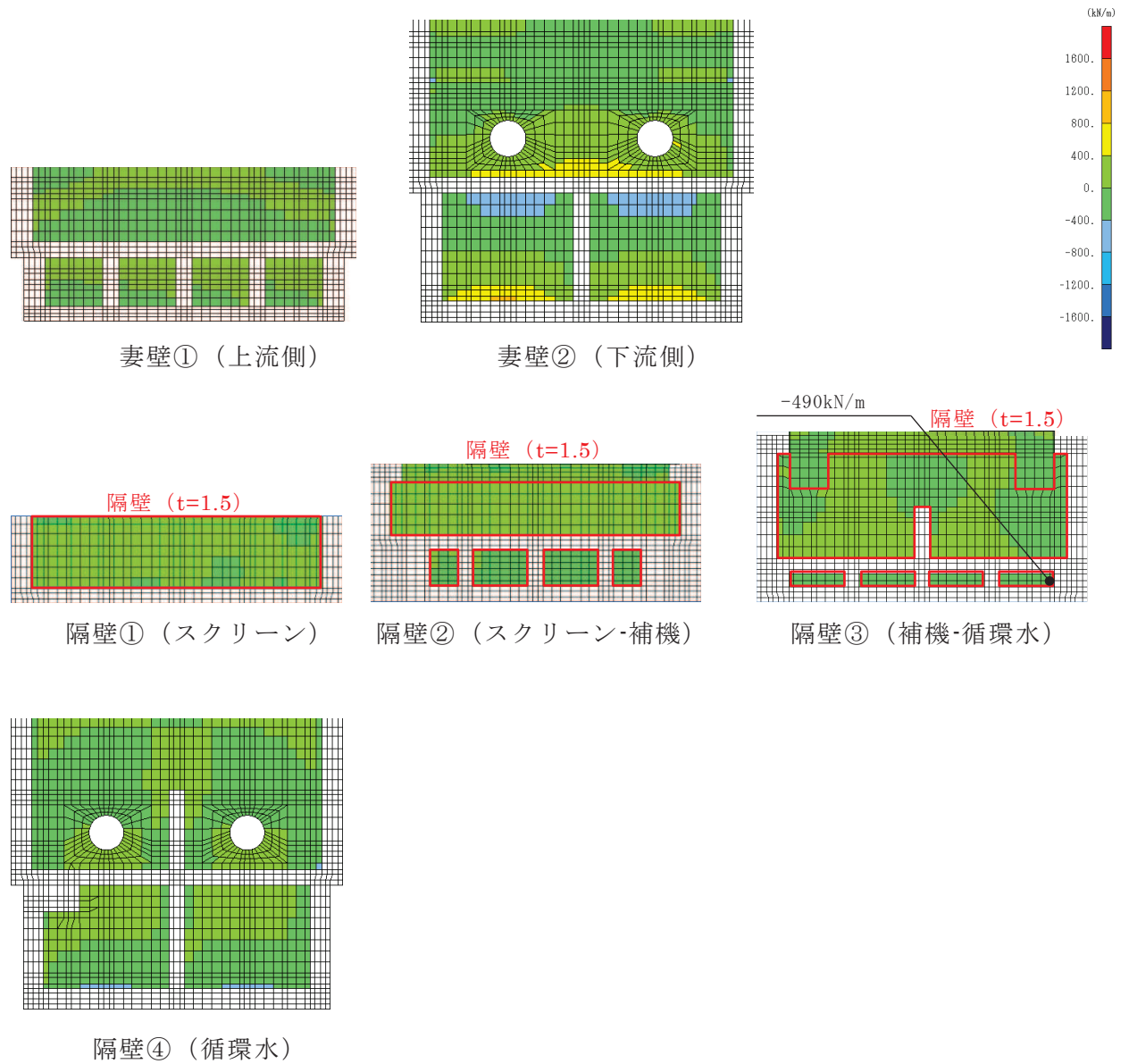


図 10-14(1) 静的地震力 ($kh=-0.16$) 載荷時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)



□: 評価を行う部材厚の範囲

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

表 10-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

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

注記*：評価位置は図 10-15 に示す。

表 10-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

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

注記*：評価位置は図 10-15 に示す。

表 10-3 せん断破壊に対する評価結果

地震動	評価位置*1		発生せん断力 (kN/m)	発生応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_d / τ_{a1}
				τ_d (N/mm ²)	τ_{a1} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁 (t=4.7m)	46	1706	0.44	0.63	0.70
	側壁 (t=2.0m)	56	706	0.46	0.63	0.73
	底版 (t=3.5m)	2	1454	0.51	0.63	0.81
	底版 (t=2.0)	2	748	0.49	0.63	0.77
	中床版 (t=1.5)	30	564	0.51	0.63	0.81
	中床版 (t=1.0)	22	420	0.627	0.63	0.996*2 (0.084)
	導流壁 (t=1.5)	62	622	0.56	0.63	0.90
	妻壁 (t=1.5)	71	336	0.30	0.63	0.48
	妻壁 (t=2.0)	83	846	0.55	0.63	0.87
	隔壁 (t=1.5)	125	490	0.44	0.63	0.71
	隔壁 (t=2.0)	143	518	0.34	0.63	0.54

注記*1：評価位置は図 10-15 に示す。

*2：短期許容応力度の照査値が 0.996 であったため、参考としてせん断補強鉄筋を考慮した短期許容せん断力に対する照査値を示す。

【側壁・隔壁】

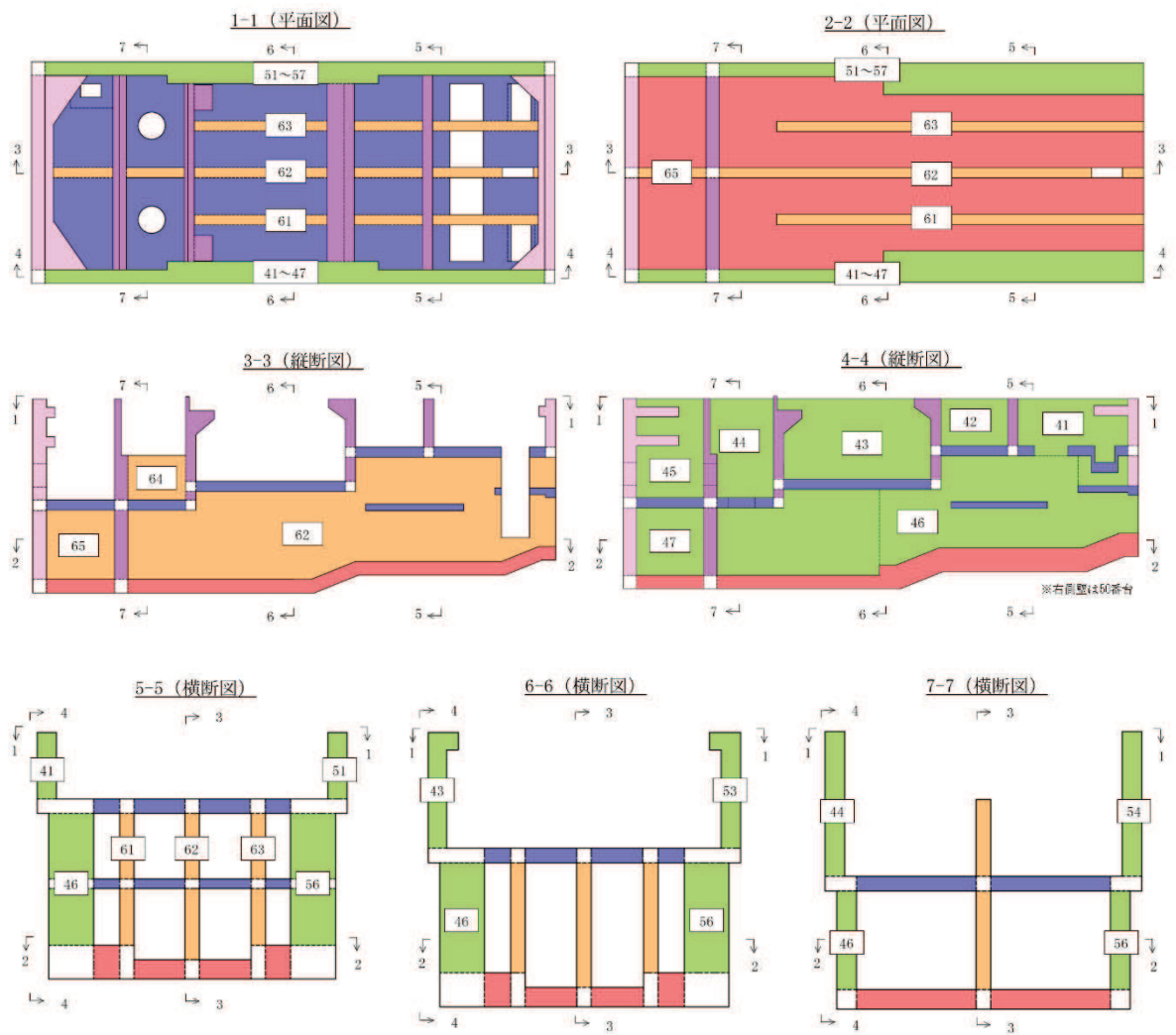


図 10-15(1) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

【底版・中床版】

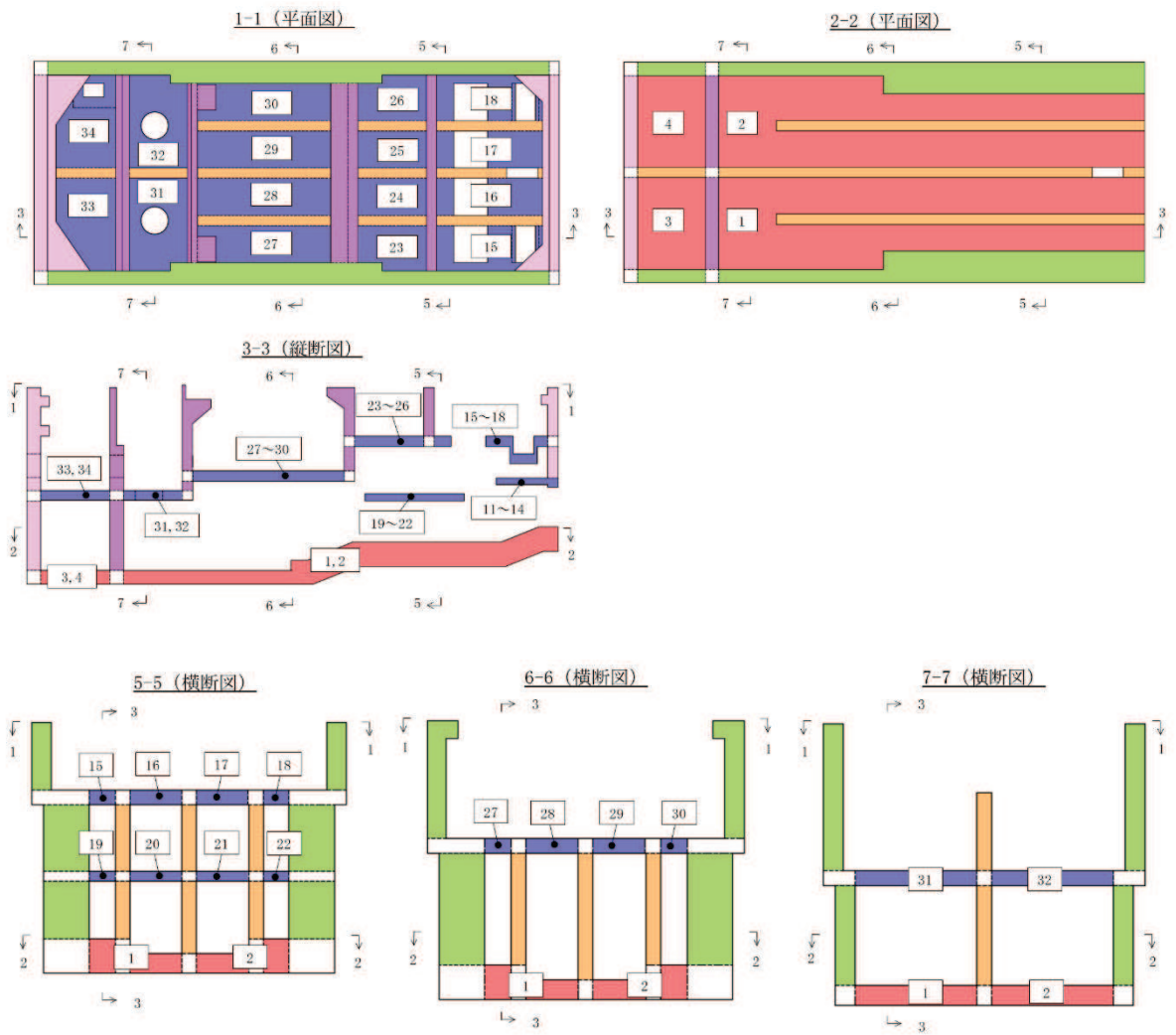


図 10-15(2) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

【妻壁・隔壁】

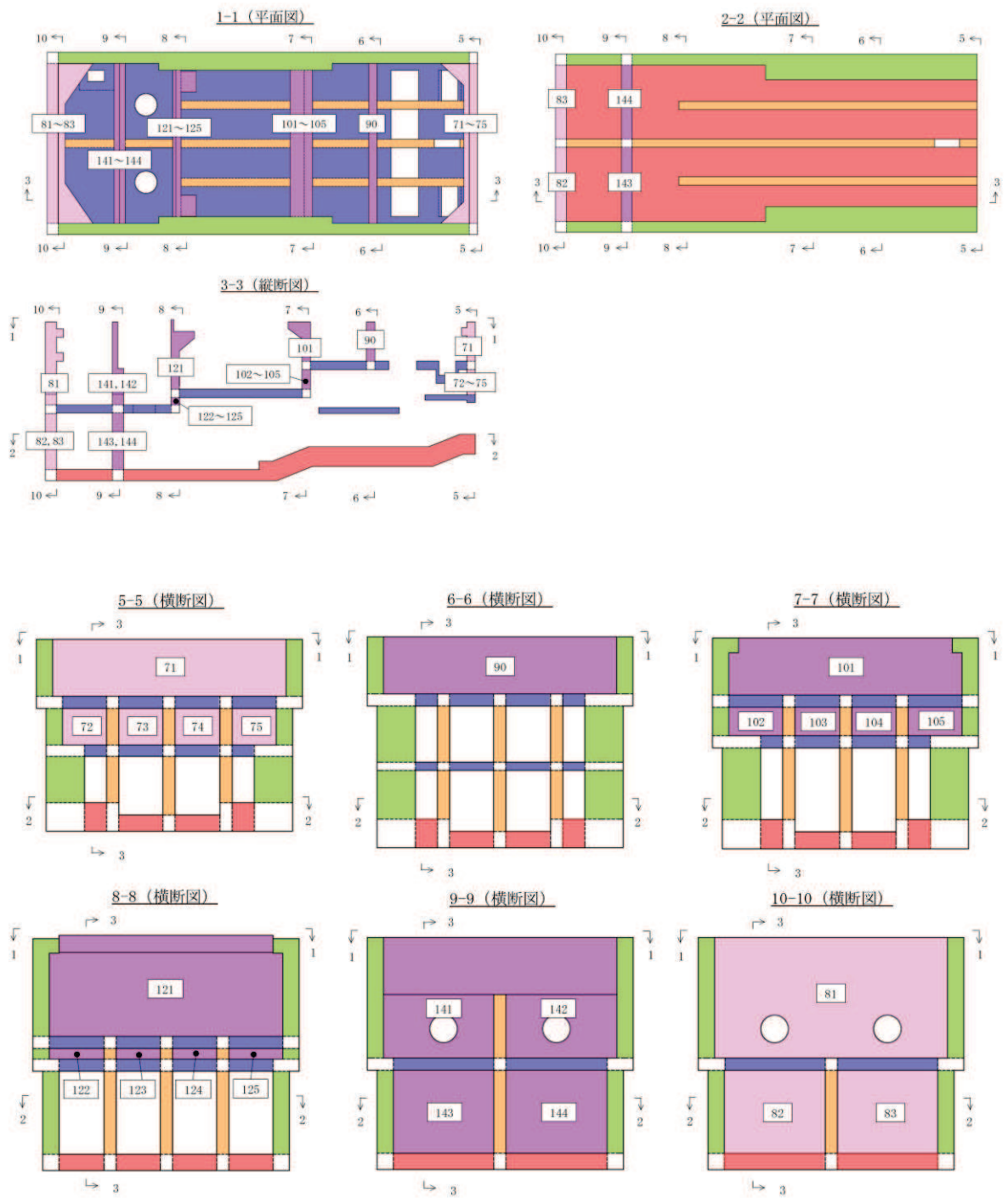


図 10-15(3) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

11. 基礎地盤の支持性能

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

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

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

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

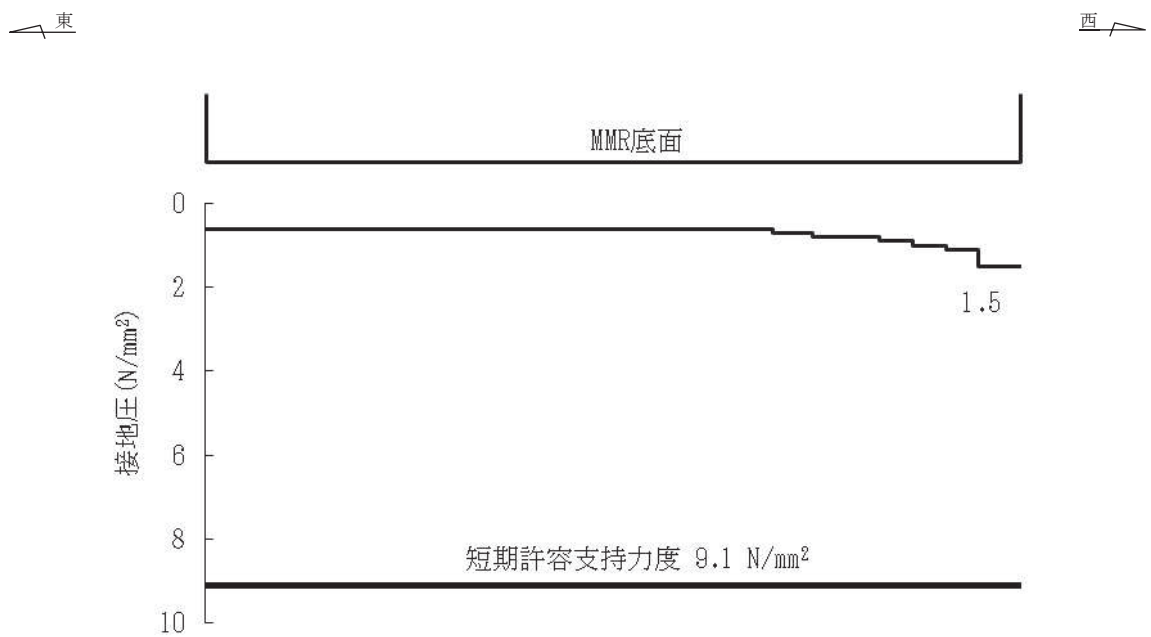


図 11-1(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (スクリーンエリア)

表 11-1(2) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果（補機ポンプエリア）

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

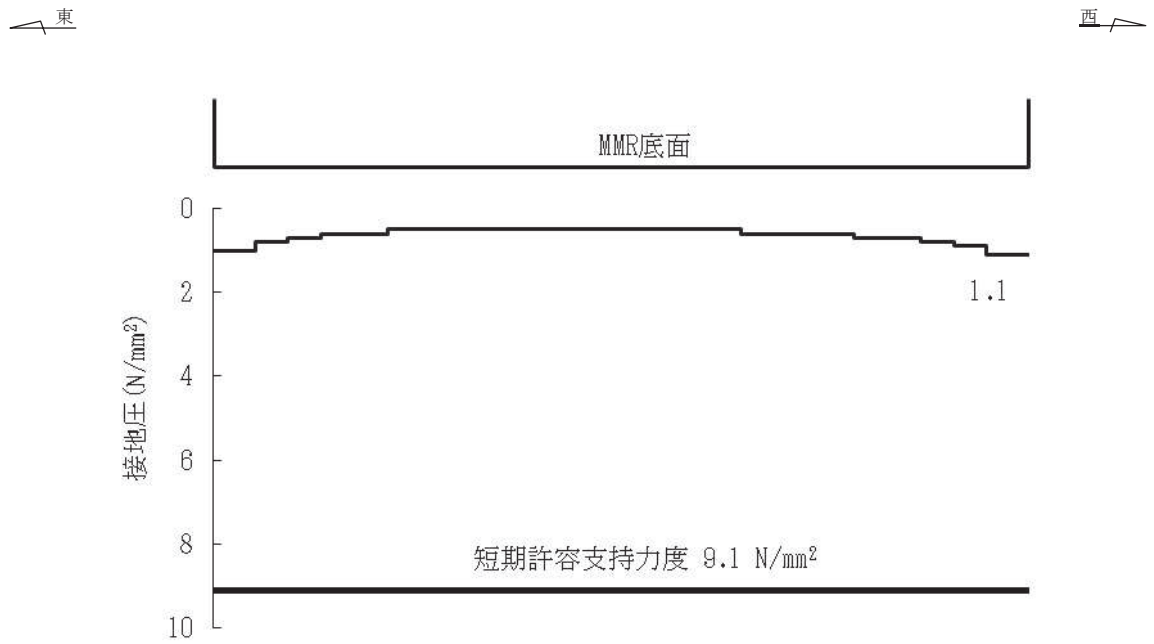


図 11-1(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図（補機ポンプエリア）

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

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

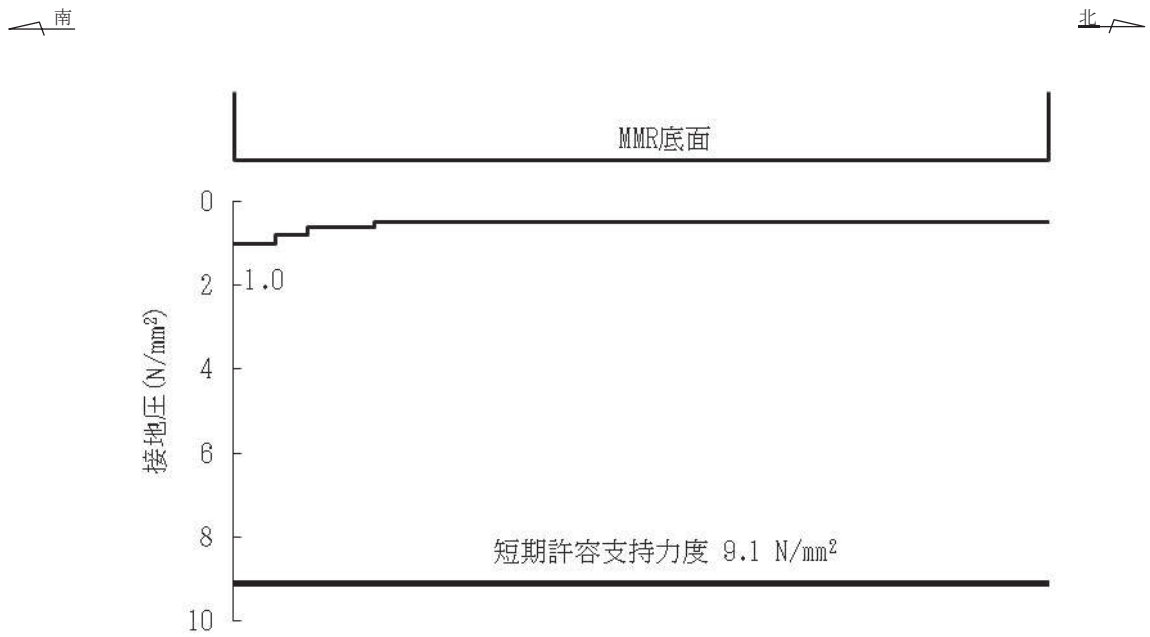


図 11-1(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (循環水ポンプエリア)

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

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d/f'_a
静的地震力 ($kh=0.16$)	1.7	15.6	0.11

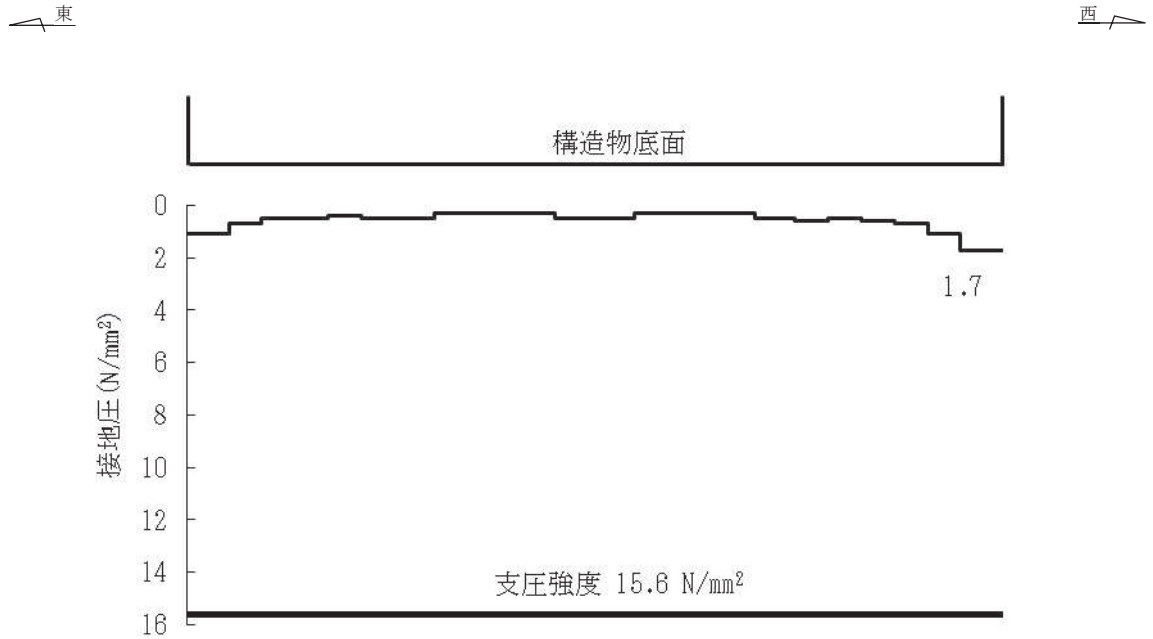


図 11-2(1) MMR (既設) の最大接地圧分布図 (スクリーンエリア)

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

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d/f'_a
静的地震力 ($kh=0.16$)	1.4	15.6	0.09

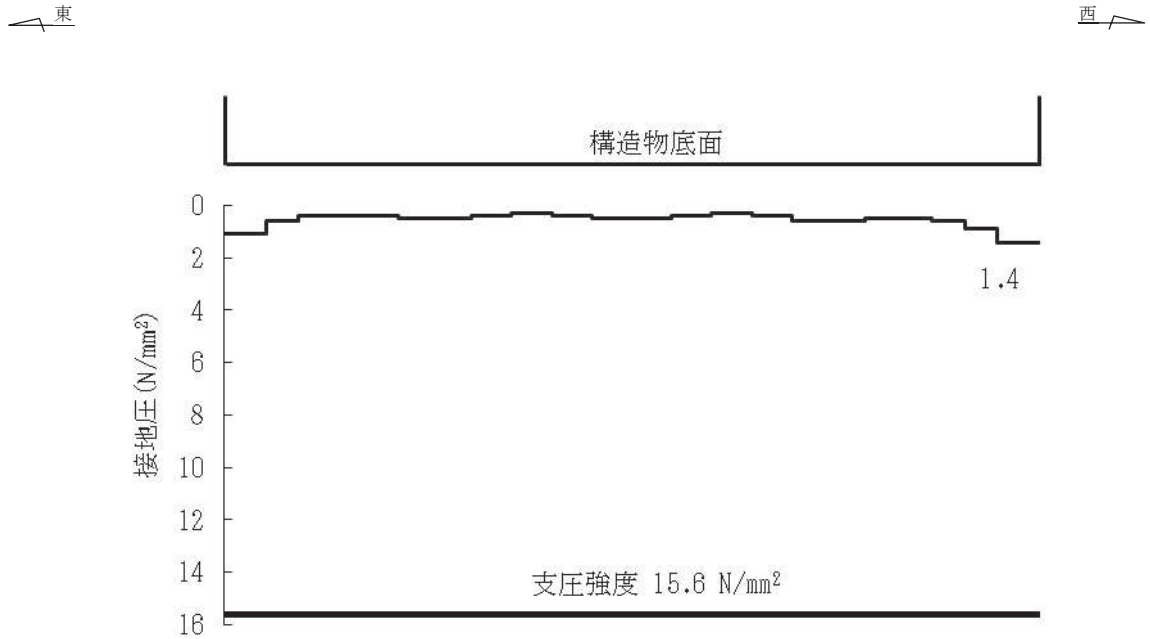


図 11-2(2) MMR (既設) の最大接地圧分布図 (補機ポンプエリア)

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

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d/f'_a
静的地震力 ($kh=0.16$)	1.2	15.6	0.08

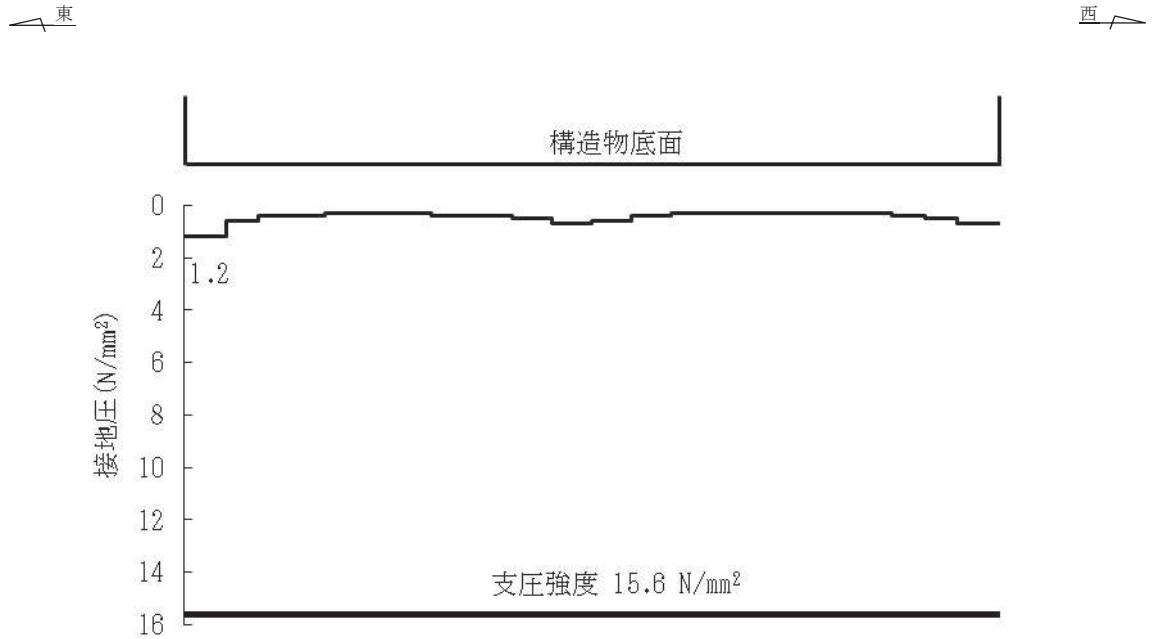


図 11-2(3) MMR (既設) の最大接地圧分布図 (循環水ポンプエリア)

12. まとめ

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

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

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

参考資料 5 解析手法の選定について

1. はじめに

海水ポンプ室は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 4.3 解析手法選定の方針」に示す解析手法の選定フローにより、周辺の地盤状況及び地下水位の分布状況から液状化検討対象施設に分類され、「地表面が傾斜している等、液状化による側方流動の影響を受ける可能性がない。」及び「施設周辺が隣接構造物（原子炉建屋及び防潮堤）や改良地盤に囲まれており、周辺地盤の液状化等の影響を受けない。また、浮上りの影響を受ける可能性がない。」ことから、解析手法の選定フロー④に分類され、全応力解析により耐震評価を行っている。

しかし、図 1-1 に示すとおり、海水ポンプ室に隣接する防潮堤の東側（海側）は、地下水位が高く（O.P.+2.43m（朔望平均満潮位））、地表面が東側に傾斜しており、盛土・旧表土も分布している。また、海水ポンプ室と改良地盤の間には地下水位以深の盛土が分布していることから、液状化による海水ポンプ室への影響を確認する。

液状化による影響の確認は、防潮堤の耐震評価にて実施している有効応力解析による地盤のせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比等に着目し、解析手法の選定の妥当性について確認する。

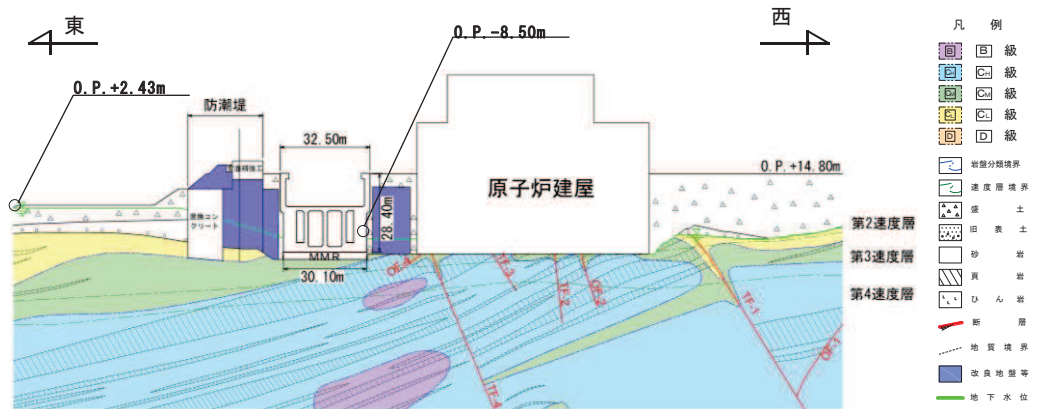


図 1-1 地質断面図（東西（補機ポンプエリア））

2. 液状化による影響の確認

海水ポンプ室に対する液状化の影響は、防潮堤の耐震評価の結果を基に、防潮堤東側（海側）の地盤のせん断ひずみや、海水ポンプ室と改良地盤間の盛土の過剰間隙水圧比等に着眼して確認を行う。

2.1 防潮堤東側の液状化影響確認

2.1.1 確認方法

海水ポンプ室に隣接する防潮堤の東側（海側）は、地下水位が高く（O.P.+2.43m（朔望平均満潮位））、地表面が東側に傾斜しており、盛土・旧表土も分布していることから、海水ポンプ室に対する液状化の影響確認を全応力解析及び有効応力解析の比較により行う。

解析断面は、防潮堤の東西に旧表土が分布し、液状化による影響が大きいと考えられる防潮堤の耐震評価断面である図 2-1 に示す断面②とし、地震動は防潮堤の耐震評価が厳しくなる $S_s - D2$ （—）とする。解析コードは防潮堤の耐震評価と同様、FLIP（Ver7.3.0_2）とする。断面②の解析モデル図を図 2-2 に示す。

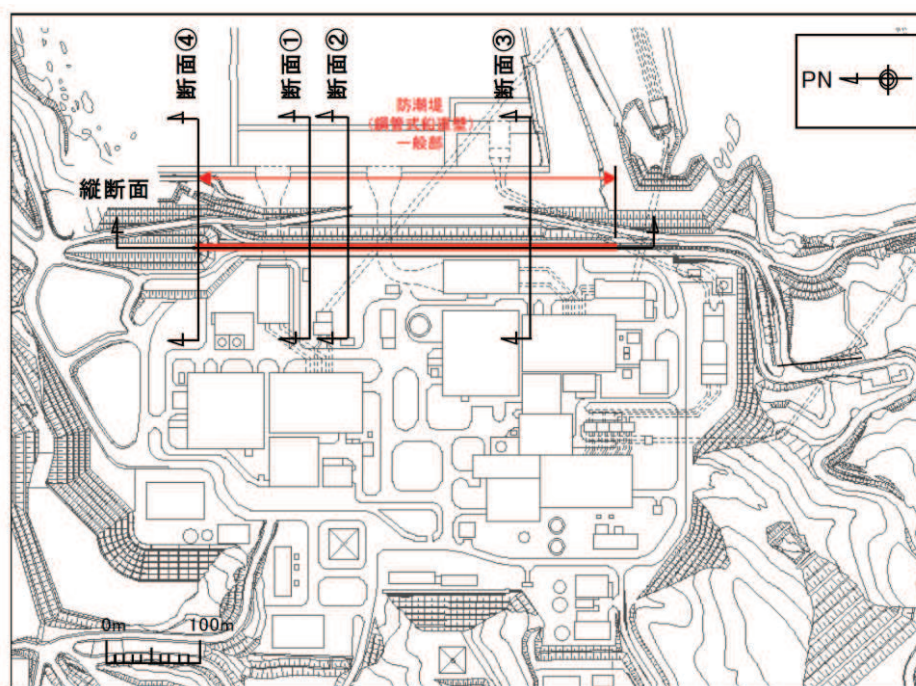


図 2-1 防潮堤の解析断面位置図（断面②）

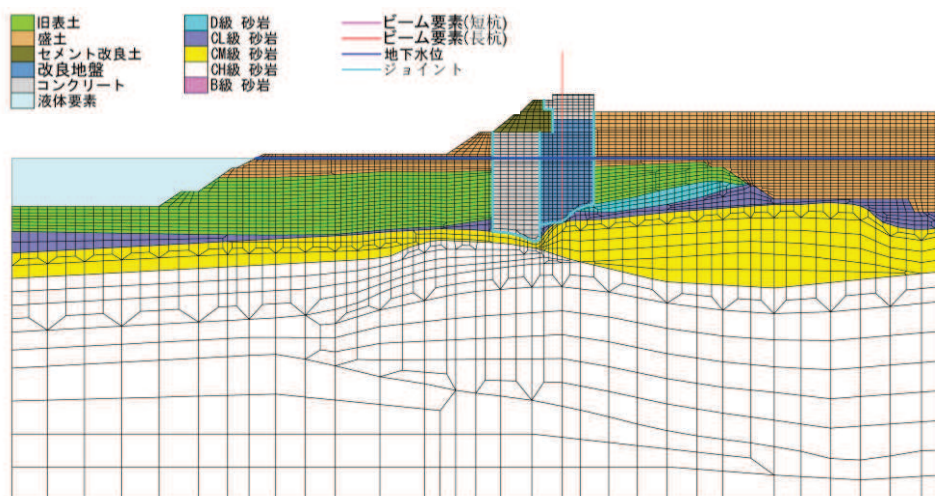


図 2-2 解析モデル図（断面②）

2.1.2 影響確認結果

断面②における最大せん断ひずみ分布図を図 2-3 及び図 2-4 に、防潮堤の局所安全係数分布を図 2-5 及び図 2-6 に示す。

図 2-3 及び図 2-4 に示すとおり、防潮堤東側の盛土及び旧表土の最大せん断ひずみは、有効応力解析の方が大きく液状化の影響があると考えられるが、防潮堤西側（陸側）の最大せん断ひずみは、全応力解析及び有効応力解析ともに 2% 以下である。

また、図 2-5 及び図 2-6 に示す防潮堤の局所安全係数分布から、全応力解析及び有効応力解析で引張破壊に至っている要素とすべり安全率は同等であり、防潮堤に発生するせん断応力は同程度と考えられることから、防潮堤の東側（海側）で発生する液状化の影響は海水ポンプ室には及ばず、海水ポンプ室への土圧の影響はないと考えられる。

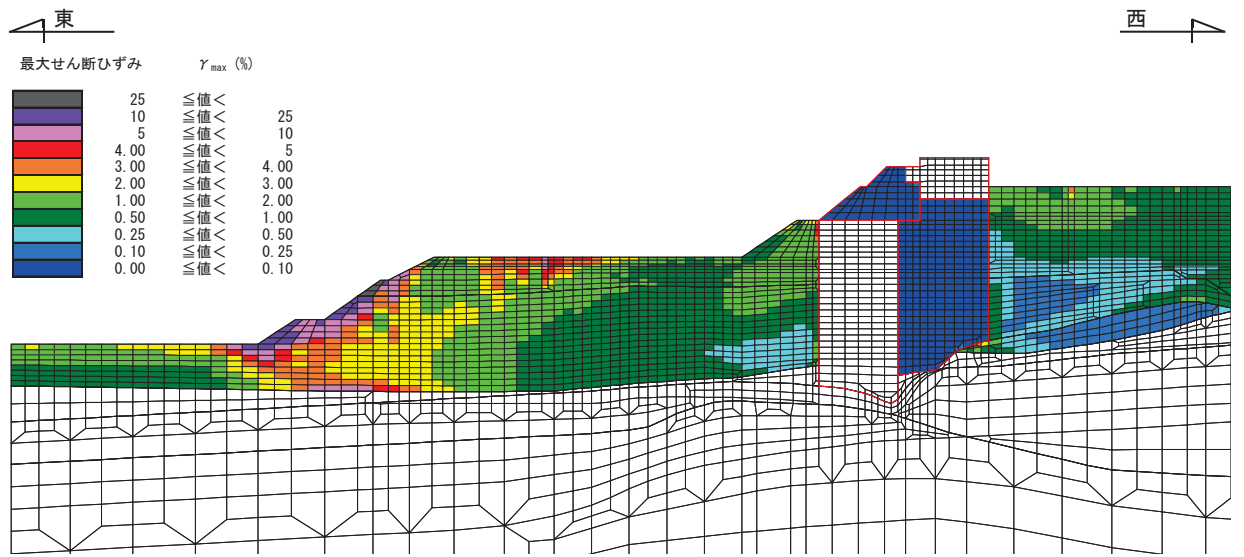


図 2-3 最大せん断ひずみ分布図 (S s - D 2 (- -)) : 全応力解析

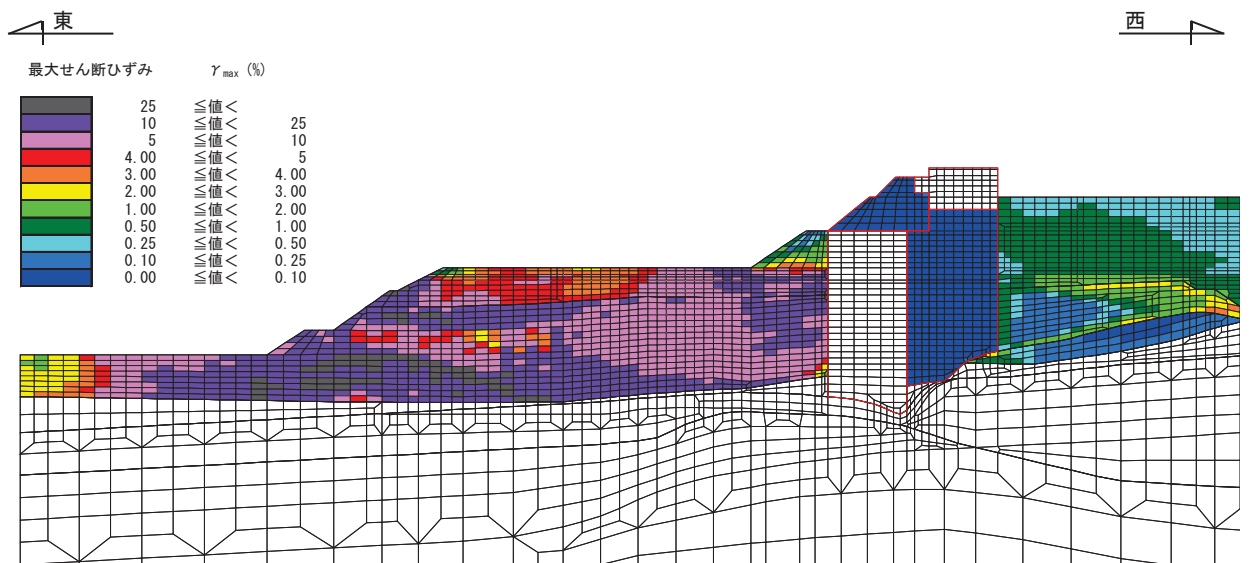


図 2-4 最大せん断ひずみ分布図 (S s - D 2 (- -)) : 有効応力解析

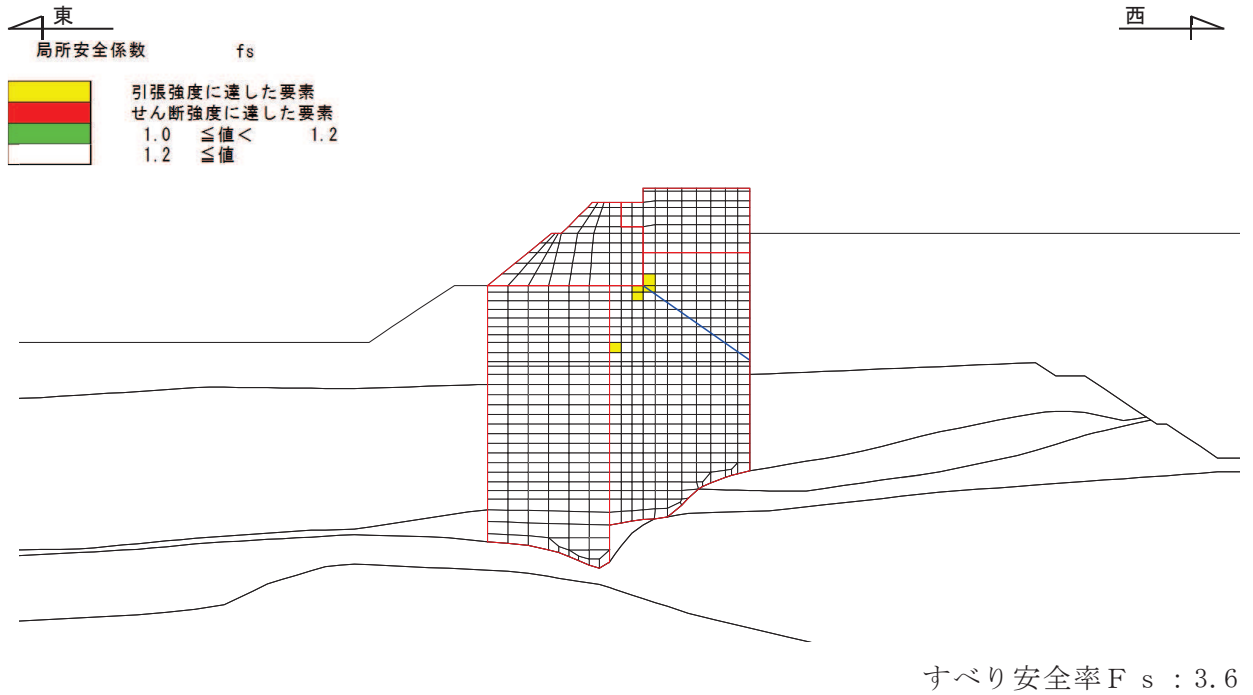


図 2-5 局所安全係数分布 (S_s-D2 (—)) : 全応力解析

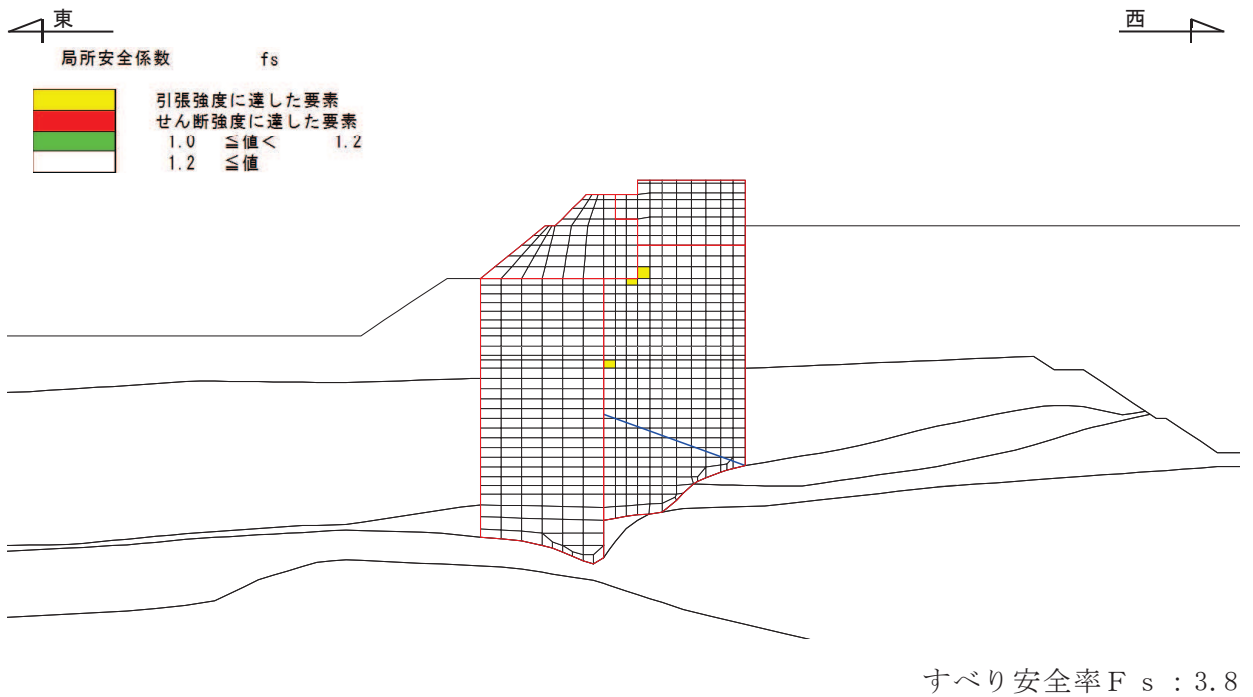


図 2-6 局所安全係数分布 (S_s-D2 (—)) : 有効応力解析

2.2 海水ポンプ室と改良地盤間の盛土の液状化影響確認

海水ポンプ室と改良地盤の間に地下水位以深の盛土が分布していることから、盛土の液状化影響及び海水ポンプ室が浮上りの影響を受ける可能性がないことを確認するために、過剰間隙水圧比から液状化の発生の有無について確認を行う。

検討断面は海水ポンプ室の評価断面と同一である防潮堤の耐震評価断面（図 1-1 に示す東西（補機ポンプエリアの断面））とし、地震動は継続時間の長さ及び加速度の大きさが液状化に影響すると考えられることから、これらの影響が大きい $S_s - D 1$ 及び $S_s - D 2$ とする。

最大過剰間隙水圧比分布を図 2-7 及び図 2-8 に示す。図 2-7 及び図 2-8 から、海水ポンプ室と改良地盤の間に分布する盛土の過剰間隙水圧比は 0.95 以下となっており、液状化の影響及び浮上りの可能性はないと考えられる。

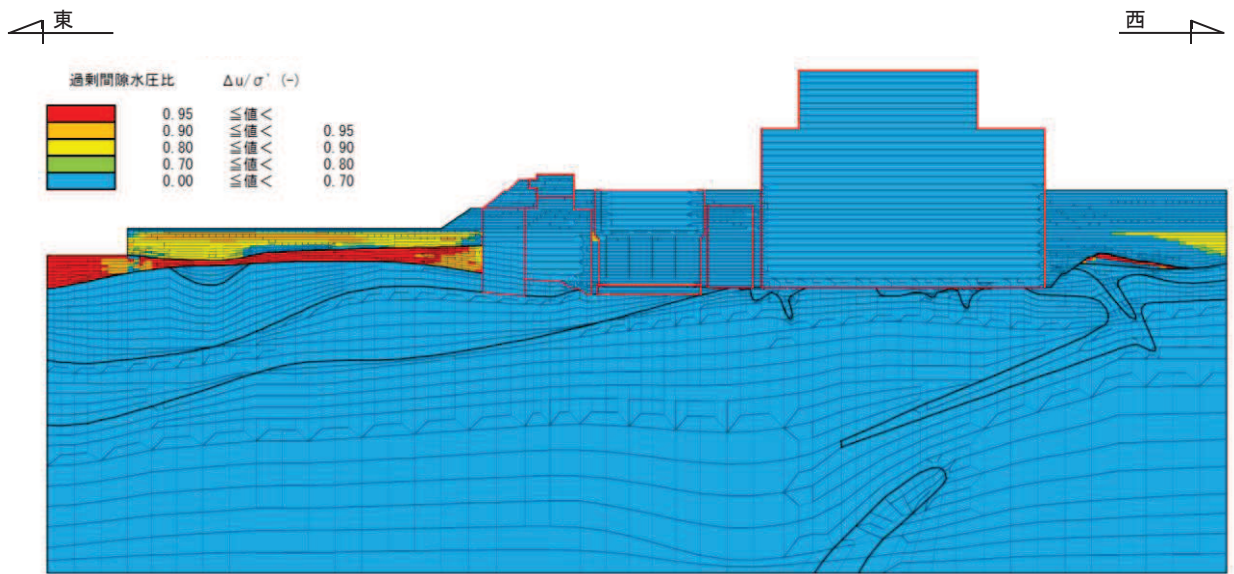


图 2-7 最大过剩间隙水压比分布 (S s - D 1 (++))

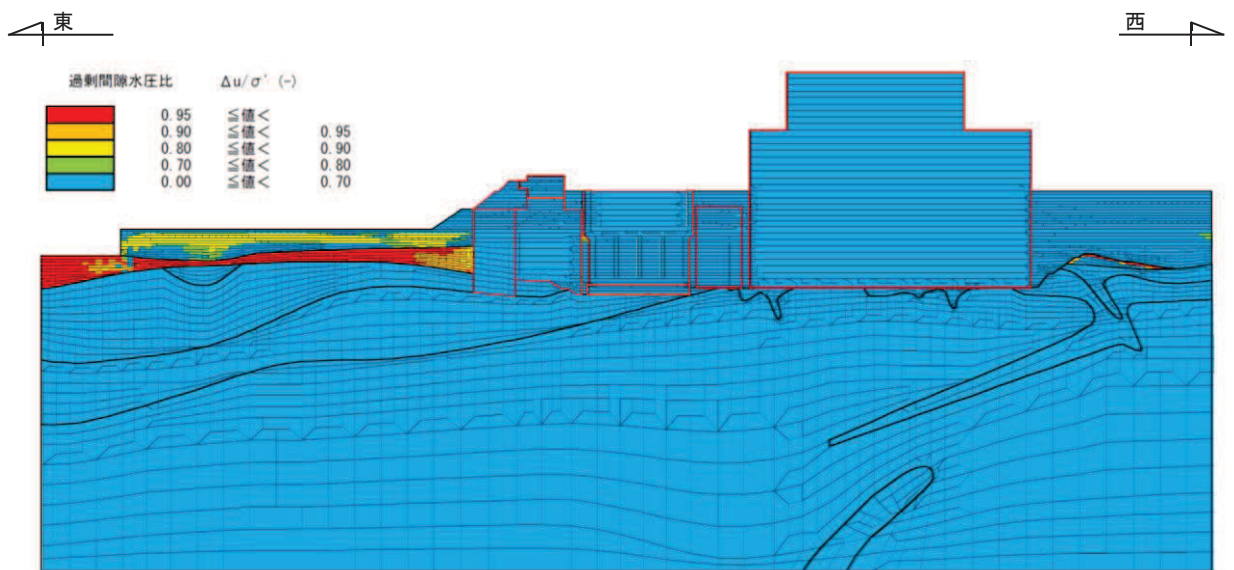


图 2-8 最大过剩间隙水压比分布 (S s - D 2 (++))

3. まとめ

防潮堤東側（海側）の盛土・旧表土，及び海水ポンプ室と改良地盤の間の盛土の液状化の影響について，地盤のせん断ひずみや過剰間隙水圧比等に注目して検討を行った。

全応力解析と有効応力解析の比較により防潮堤東側（海側）の液状化の影響は，海水ポンプ室には及ばないこと，また，海水ポンプ室と改良地盤の間の過剰間隙水圧比は0.95以下であり液状化の影響及び浮上りの可能性はないことを確認した。

以上より，全応力解析を選定することの妥当性を確認した。

参考資料 6 照査時刻の選定の妥当性について


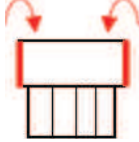


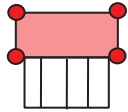
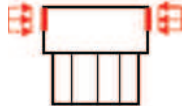
1. はじめに

三次元構造解析を行う箱型構造物は、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を選定しており、海水ポンプ室については表 1-1 に示す照査時刻を選定している。海水ポンプ室の二次元地震応答解析断面はスクリーンエリア、補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの 3 断面あり、1 断面当たり 9 時刻選定するため地震動 1 波あたり 27 時刻の照査を三次元構造解析により実施している。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（27 時刻）における地震時荷重の包絡（照査時刻包絡）と全時刻における地震時荷重の包絡（全時刻包絡）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なく時刻選定が妥当であることを検証する。

検証の結果、海水ポンプ室の耐震評価において、照査時刻の荷重より大きい荷重は、中床版に軸力として作用する荷重や水路部下方に作用する荷重等であり、海水ポンプ室への耐震評価に影響を与えない荷重であることを確認した。以上から、現設計で実施している照査時刻が妥当であることを確認した。

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

注記* : 1 断面当たり 9 時刻選定しており、海水ポンプ室は 3 つの断面を有することから、合計 27 時刻の照査を行う。

2. 確認手順

海水ポンプ室の照査時刻は、表 1-1 に示すとおり、1 断面当たり 9 時刻選定している。そのため、3 断面を有する海水ポンプ室では、地震動 1 波当たり合計 27 時刻の照査時刻を選定し、図 2-1 及び図 2-2 に示す耐震評価フローに従い、621 ケースの三次元構造解析による耐震評価を行っている。

海水ポンプ室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 27 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。

確認方法は、海水ポンプ室の耐震評価で選定した照査時刻包絡荷重（27 時刻の地震時荷重の包絡荷重）と全時刻包絡荷重の深度分布を比較し、照査時刻包絡と全時刻包絡の大小関係を確認する。照査時刻包絡が全時刻包絡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海水ポンプ室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、海水ポンプ室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。

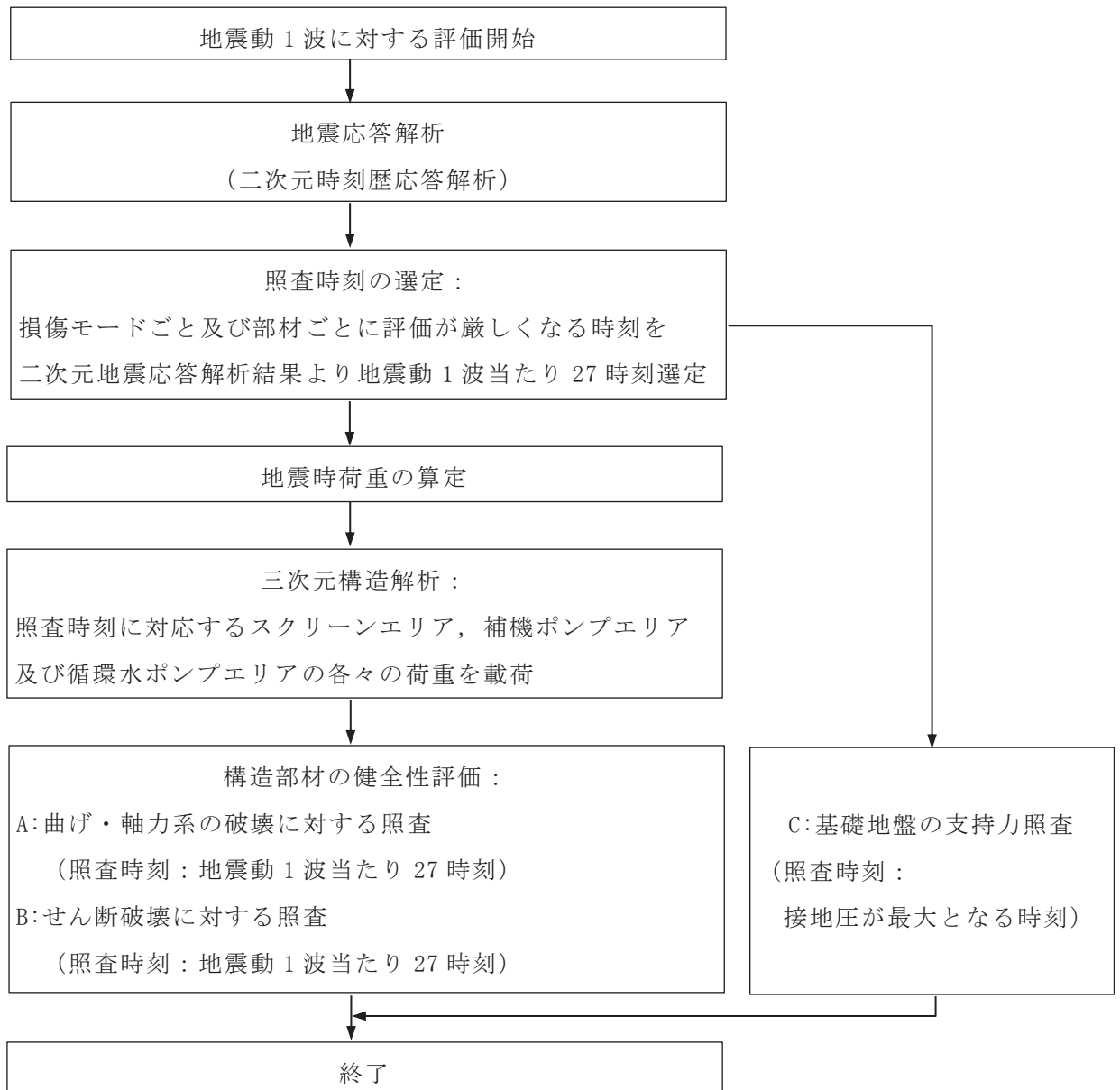


図 2-1 耐震評価フロー（基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー））

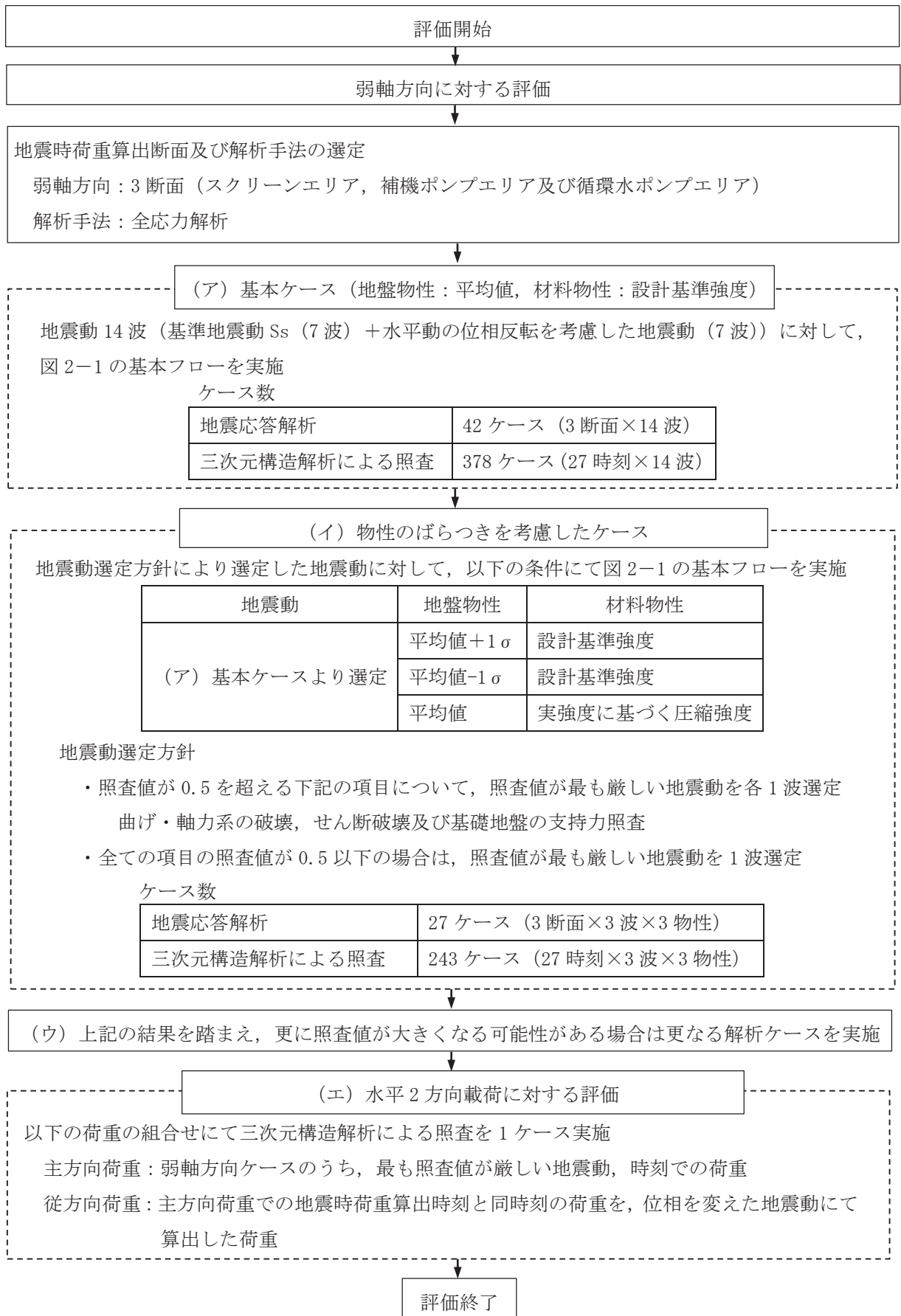
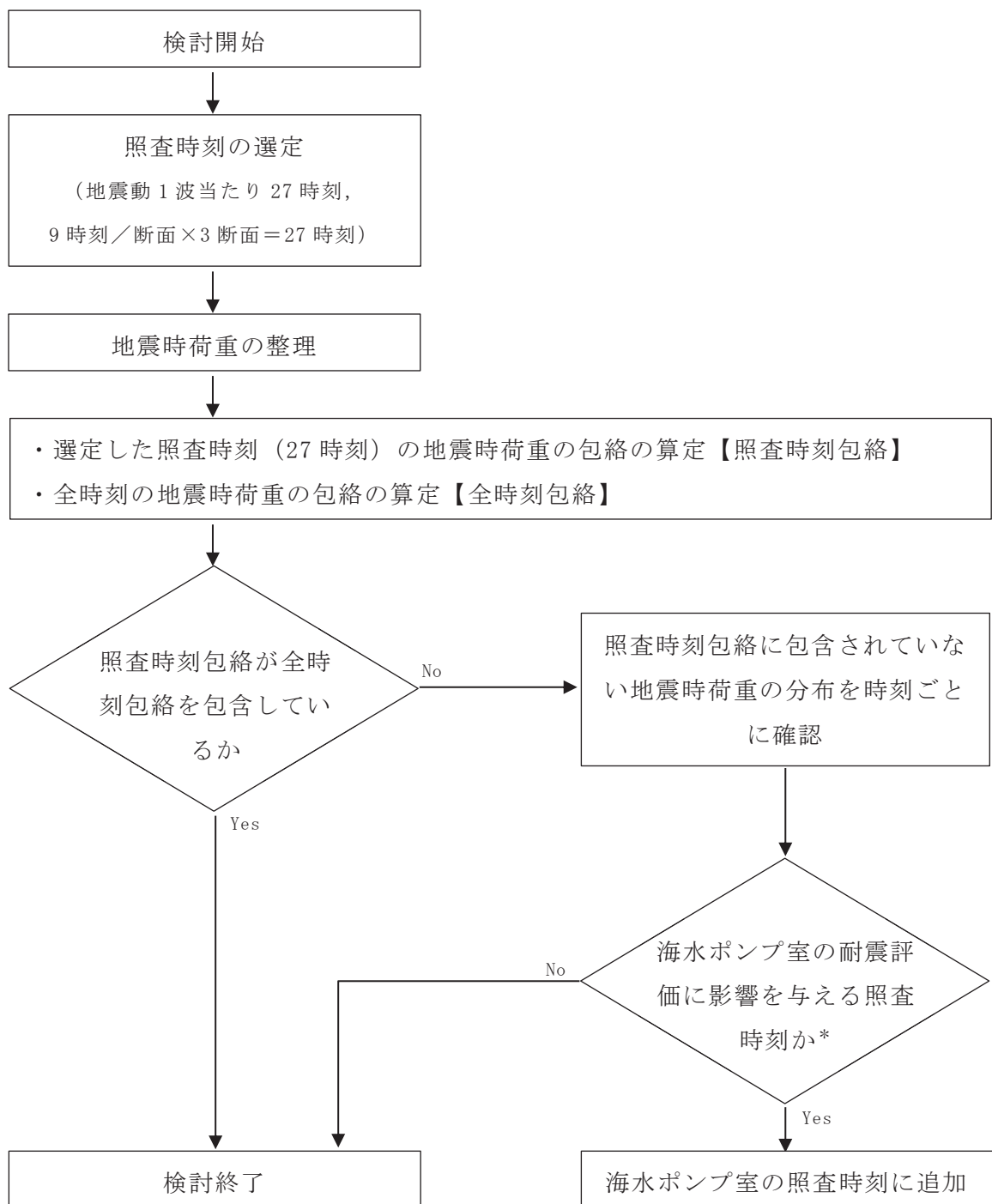


図 2-2 耐震評価フロー（海水ポンプ室の三次元構造解析フロー）



注記*：深度方向の地震時荷重の分布の確認や三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

海水ポンプ室の耐震評価において選定した，地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較を行う。地震時荷重は，地震時土圧とし確認用の地震動は，「資料9-6.2 三次元構造解析結果」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において，照査値が厳しい $S_s - N1$ （++）とする。

スクリーンエリア，補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの各断面の地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果を図3-1～図3-3に示す。図3-2の補機ポンプエリア東側の側壁及び図3-3の循環水ポンプエリアの両側壁に作用する地震時荷重については，照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致していることが確認できるが，その他のエリアについては，一部の範囲において，照査時刻包絡が全時刻包絡を包含できておらず，その差が大きい箇所（図3-1の①，②，③及び図3-2の①）があることから，当該箇所の時刻を抽出し，海水ポンプ室の耐震評価への影響を確認する。

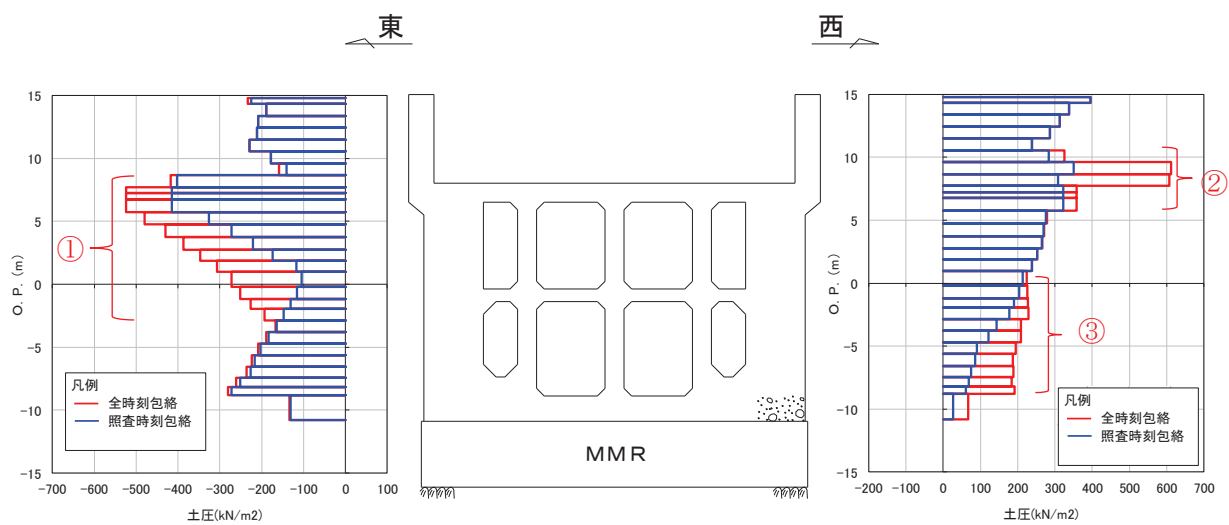


図 3-1 地震時荷重の比較 (スクリーンエリア)

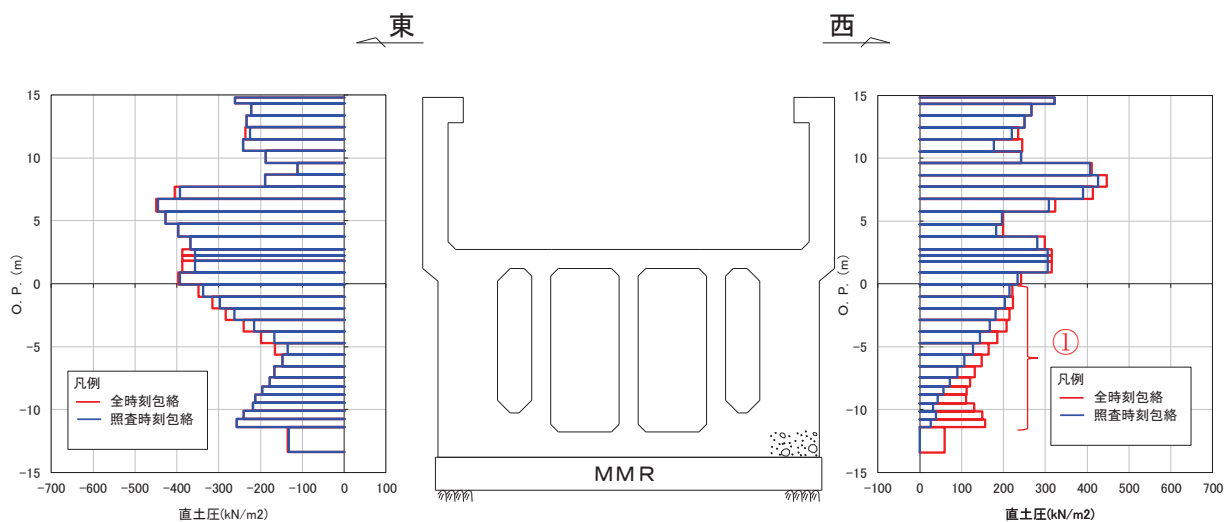


図 3-2 地震時荷重の比較 (補機ポンプエリア)

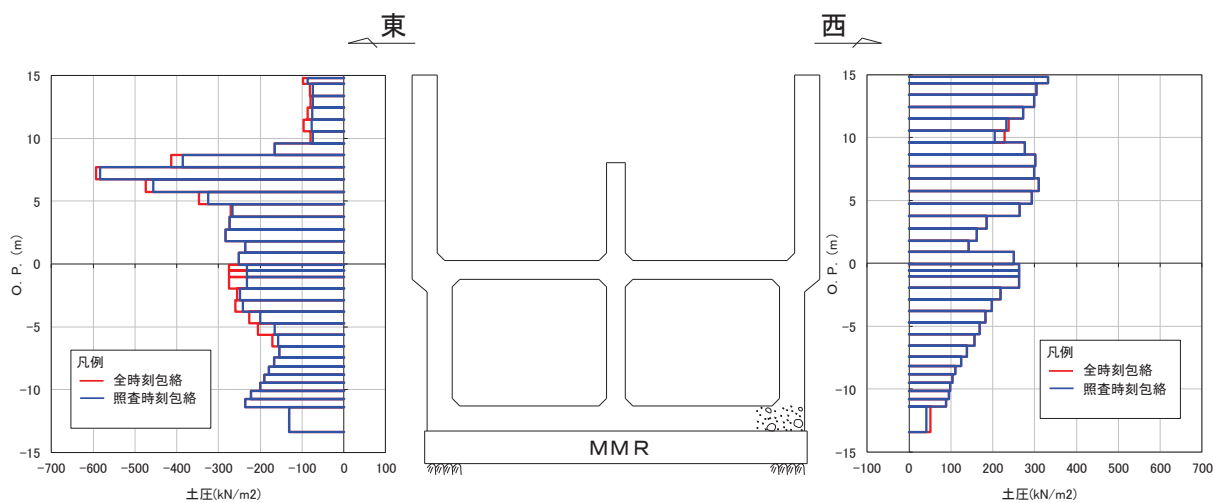


図 3-3 地震時荷重の比較 (循環水ポンプエリア)

3.2 海水ポンプ室の耐震評価への影響確認

各エリアにおける、照査時刻包絡と全時刻包絡の地震時荷重の差が大きい箇所において、地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、海水ポンプ室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、全時刻包絡との差が大きい箇所は以下のとおりとなる。

- (1) スクリーンエリア
 - ① 東側：0. P. +8. 0m～0. P. -2. 0m 付近
 - ② 西側：0. P. +10. 0m～0. P. +6. 0m 付近
 - ③ 西側：0. P. +0. 0m～0. P. -9. 0m 付近
- (2) 補機ポンプエリア
 - ① 西側：0. P. +0. 0m～0. P. -12. 0m 付近
- (3) 循環水ポンプエリア

循環水ポンプエリアの両側壁に作用する地震時荷重については、照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致している。

3.2.1 スクリーンエリアの影響確認

- (1) 「① 東側：0. P. +8. 0m～0. P. -2. 0m 付近」における耐震評価への影響

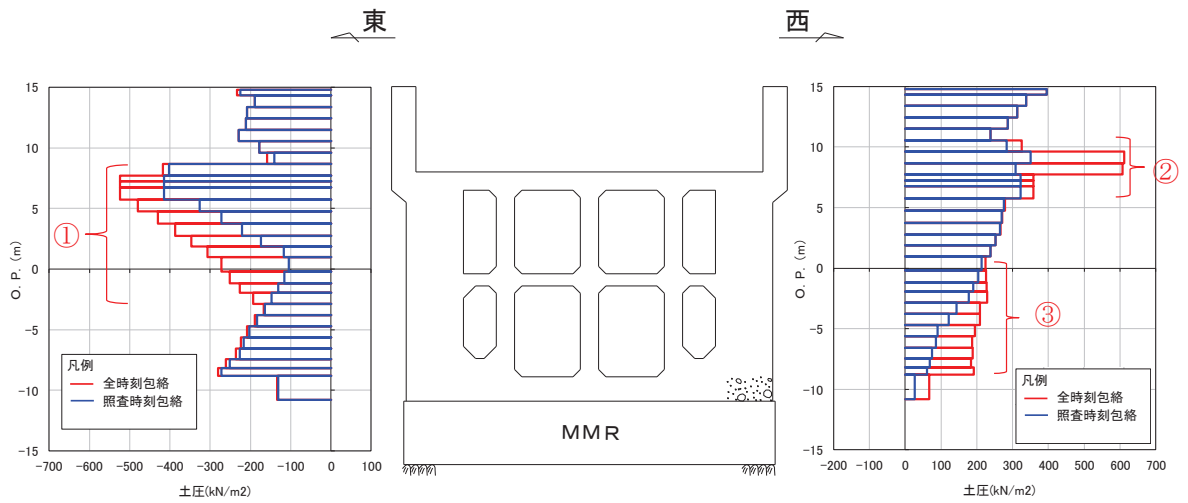
当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.56 秒，7.57 秒，7.59 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 3-4 に示す。

東側の 0. P. +8. 0m～0. P. +6. 0m 付近は 7.56 秒及び 7.57 秒が、0. P. +6. 0m～0. P. +2. 0m 付近は 7.57 秒が、0. P. +2. 0m～0. P. -2. 0m 付近は 7.59 秒が、おおむね全時刻包絡を包含していることがわかる。

0. P. +8. 0m～0. P. +6. 0m 付近において地震時荷重が最大（7.56 秒，7.57 秒）となるが、当該箇所には中床版があり、中床版に作用する荷重が大きい場合は、中床版への軸力として作用し、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、層間変位最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1 及び時刻 7）を選定していることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。同様に、0. P. +0. 0m～0. P. -2. 0m 付近で地震時荷重が最大（7.59 秒）となるが、当該箇所においても中床版があり、作用荷重は中床版への軸力として作用することから耐震評価への影響はない。

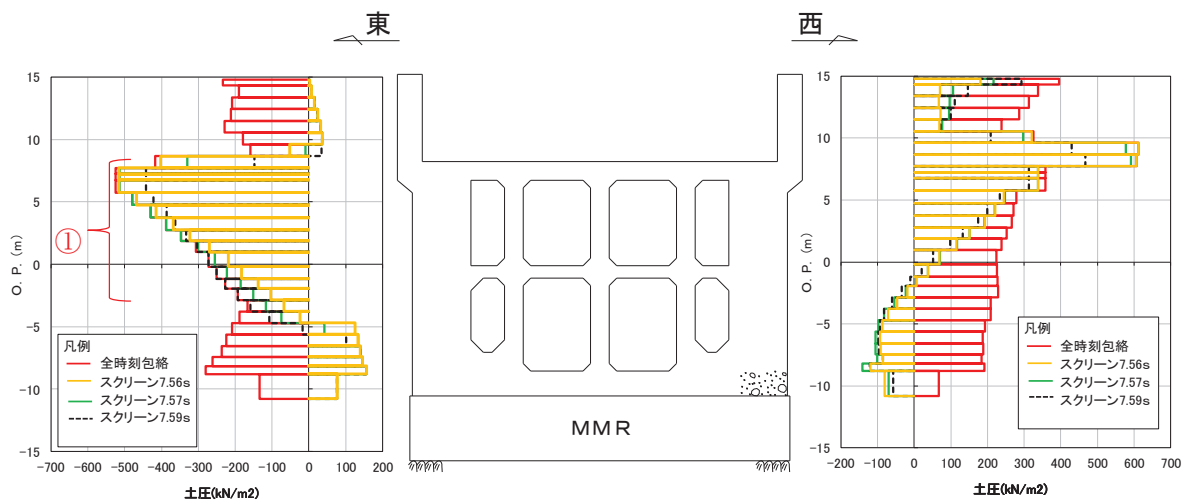
次に、0. P. +6. 0m～0. P. +0. 0m 付近で地震時荷重が最大（7.57 秒）となる荷重については、中床版間の側壁の支間中央部で局所的な変形が懸念される荷重分布であることから、三次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。表 3-1 及び表 3-2 に示す照査結果のとおり、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して十分に裕度があり、厳しい照査時刻ではないことが確認できることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 「東側：O.P.+8.0m～O.P.-2.0m 付近（図の①部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置で地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.56 秒，7.57 秒，7.59 秒）。

全時刻包絡と抽出時刻（7.56 秒，7.57 秒，7.59 秒）の地震時荷重の比較（図の①着目）



- ・ O.P.+8.0m～O.P.+6.0m 付近において、抽出時刻（7.56 秒，7.57 秒）の地震時荷重（黄，緑）が全時刻包絡（赤）を包含している。同様に O.P.+0.0m～O.P.-2.0m 付近で抽出時刻（7.59 秒）の地震時荷重（黒）が全時刻包絡（赤）を包含している。
- ・ これらの荷重は中床版に軸力として作用する荷重であり，構造物全体の層間変位に影響を与えるが，別途，層間変位最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1 及び時刻 7）を選定していることから，当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。
- ・ O.P.+6.0m～O.P.+0.0m 付近で，抽出時刻（7.57 秒）の地震時荷重（緑）が全時刻包絡（赤）を包含しており，中床版間の側壁の支間中央部で局所的な変形が懸念される荷重分布であることから，三次元構造解析を行い，その影響について確認を行う。
- ・ 表 3-1 及び表 3-2 の照査結果より，曲げ軸力系及びせん断破壊に対して十分に裕度があることから，当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

図 3-4 荷重比較図（図 3-1 の①に着目）

表 3-1 三次元構造解析結果（曲げ・軸力系の破壊，7.57 秒着目）

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	407 μ (687 μ)	993 μ (1318 μ ^{*3})	—
中床版	474 μ (639 μ)	453 (1200 μ)	—
側壁	747 μ (826 μ)	1120 μ (1490 μ)	—
隔壁	1450 μ (1695 μ)	545 μ (1359 μ)	229 μ (505 μ)
導流壁	154 μ (230 μ)	35 μ (191 μ)	—
妻壁	122 μ (191 μ)	44 μ (83 μ)	59 μ (367 μ)

注記*1：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

*3：要素平均化後の値を示す。

表 3-2 三次元構造解析結果（せん断破壊，7.57 秒着目）

評価部材	照査値
底版	0.62 (0.88)
中床版	0.60 (0.90)
側壁	0.71 (0.85)
隔壁	0.57 (0.88)
導流壁	0.63 (0.89)
妻壁	0.65 (0.88)

注記*1：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

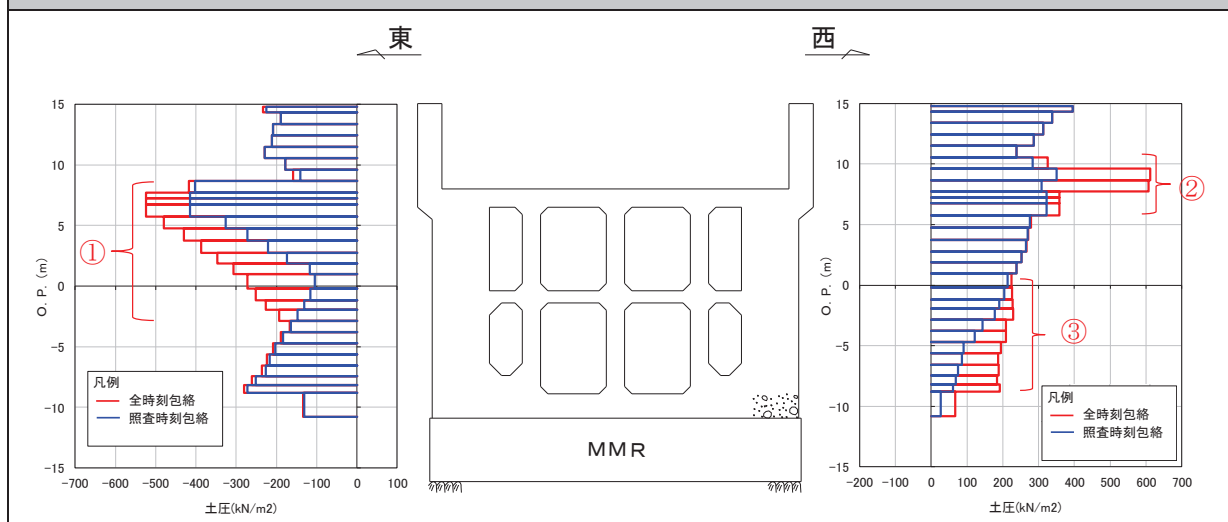
*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

(2) 「② 西側：O.P.+10.0m～O.P.+6.0m 付近」における耐震評価への影響

当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.56 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 3-5 に示す。

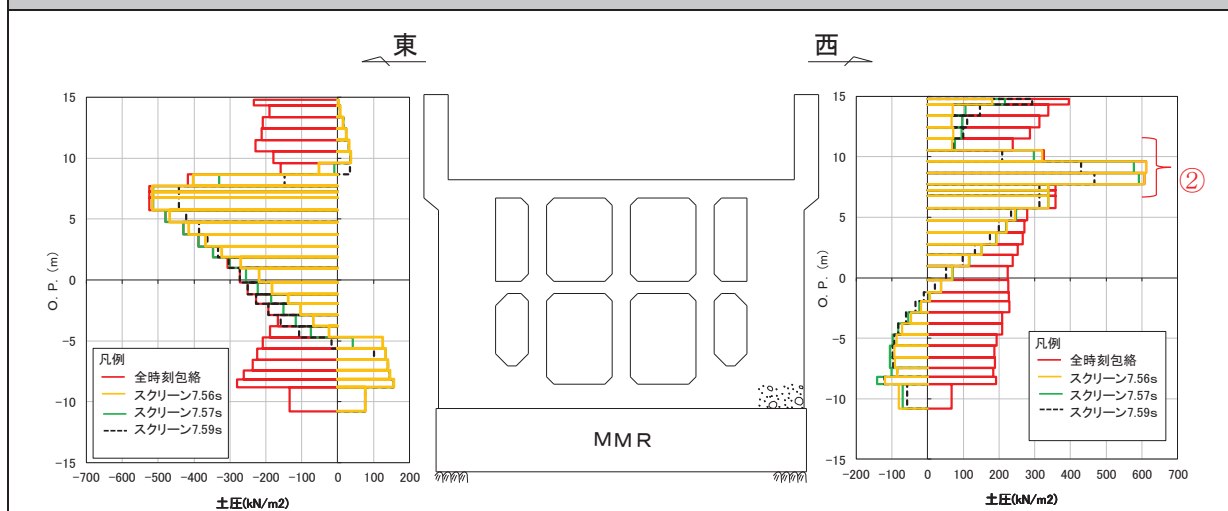
西側の O.P.+10.0m～O.P.+6.0m 付近の中床版の位置で、7.56 秒がおおむね全時刻包絡を包含しているが、O.P.+6.0m 以深については全時刻包絡よりも地震時荷重が小さいことが確認できる。当該荷重は、中床版に作用する荷重であり中床版に作用する荷重が大きい場合は、中床版への軸力として作用し、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、層間変位最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1 及び時刻 7）を選定していることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 「西側：O.P.+10.0m～O.P.+6.0m 付近（図の②部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置で地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.56 秒）。

全時刻包絡と抽出時刻（7.56 秒）の地震時荷重の比較（図の②着目）



- ・ O.P.+10.0m～O.P.+6.0m 付近において、抽出時刻（7.56 秒）の地震時荷重（黄）が全時刻包絡（赤）を包含している。
- ・ O.P.+6.0m 以深については、抽出時刻（7.56 秒）の地震時荷重（黄）が全時刻包絡（赤）よりも小さいことが確認できる。
- ・ これらの荷重は中床版に軸力として作用する荷重であり、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、層間変位最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1 及び時刻 7）を選定していることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

図 3-5 荷重比較図（図 3-1 の②に着目）

(3) 「③ 西側：0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近」における耐震評価への影響

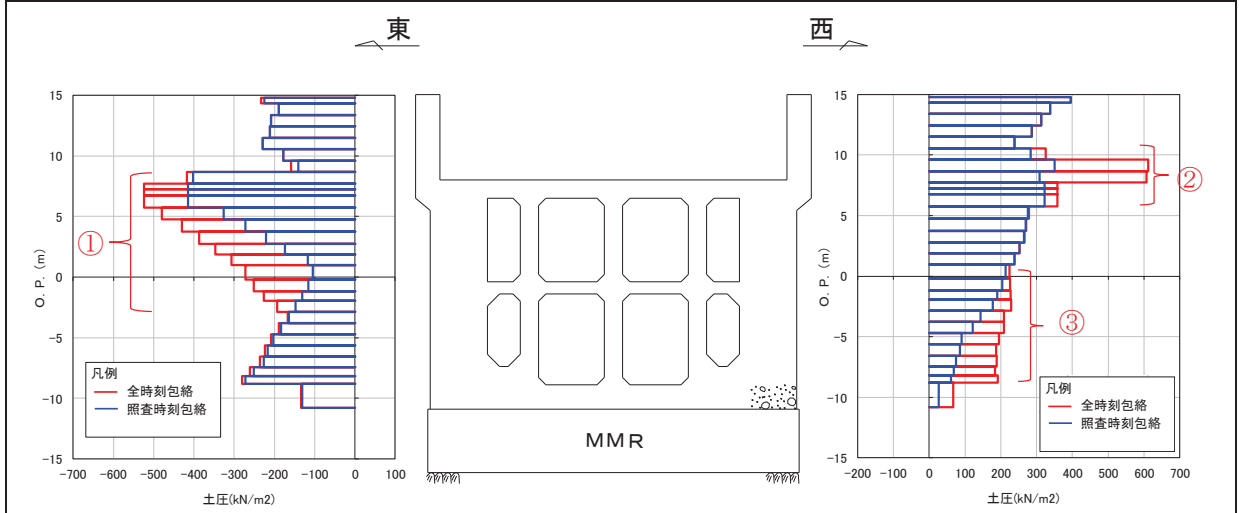
当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.73 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 3-6 に示す。

西側の 0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近で、7.73 秒がおおむね全時刻包絡を包含していることがわかる。当該時刻においては、東側の荷重も同じ方向に作用しており、構造物を西側から東側に変形させる土圧が作用することから、三次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。

表 3-3 及び表 3-4 に示す照査結果のとおり、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して十分に裕度があり、厳しい照査時刻ではないことが確認できることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

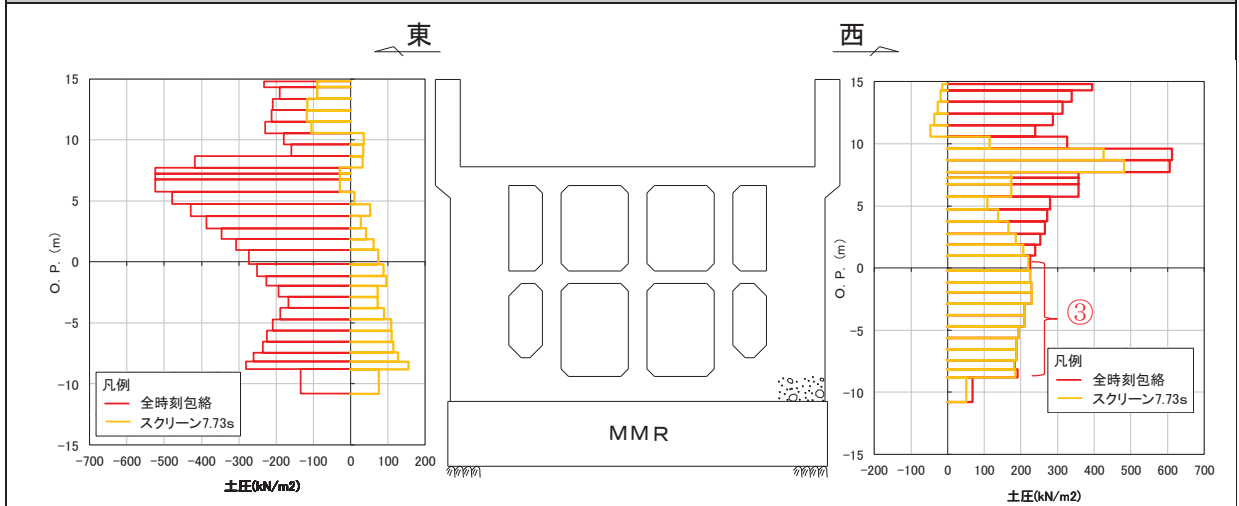
なお、「3.2.2 補機ポンプエリアの影響確認」にて別途示すが、補機ポンプエリアにおいては 7.72 秒を影響検討時刻として選定しており、時刻が 0.1 秒以内の差異であるため、補機ポンプエリアの時刻を 7.72 秒として三次元構造解析を実施している。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 「西側：O.P.+0.0m～O.P.-9.0m 付近（図の③部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置で地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.73 秒）。

全時刻包絡と抽出時刻（7.73 秒）の地震時荷重の比較（図の③着目）



- ・ O.P.+0.0m～O.P.-9.0m 付近において、抽出時刻（7.73 秒）の地震時荷重（黄）が全時刻包絡（赤）を包含している。
- ・ 東側の荷重も同じ方向に作用しており、構造物を西側から東側に変形させる土圧が作用することから、三次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。
- ・ 表 3-3 及び表 3-4 の照査結果より、曲げ軸力系及びせん断破壊に対して十分に裕度があることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

図 3-6 荷重比較図（図 3-1 の③に着目）

表 3-3 三次元構造解析結果

(曲げ・軸力系の破壊，スクリーンエリア 7.73 秒・補機ポンプエリア 7.72 秒着目)

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	142 μ (687 μ)	41 μ (1318 μ ^{*3})	—
中床版	129 μ (639 μ)	76 μ (1200 μ)	—
側壁	174 μ (826 μ)	47 μ (1490 μ)	—
隔壁	227 μ (1695 μ)	281 μ (1359 μ)	84 μ (505 μ)
導流壁	60 μ (230 μ)	48 μ (191 μ)	—
妻壁	119 μ (191 μ)	39 μ (83 μ)	8 μ (367 μ)

注記*1：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

*3：要素平均化後の値を示す。

表 3-4 三次元構造解析結果

(せん断破壊，スクリーンエリア 7.73 秒・補機ポンプエリア 7.72 秒着目)

評価部材	照査値
底版	0.45 (0.88)
中床版	0.32 (0.90)
側壁	0.33 (0.85)
隔壁	0.45 (0.88)
導流壁	0.27 (0.89)
妻壁	0.39 (0.88)

注記*1：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

3.2.2 補機ポンプエリアの影響確認

(1) 「① 西側：0.P.+0.0m～0.P.-12.0m 付近」における耐震評価への影響

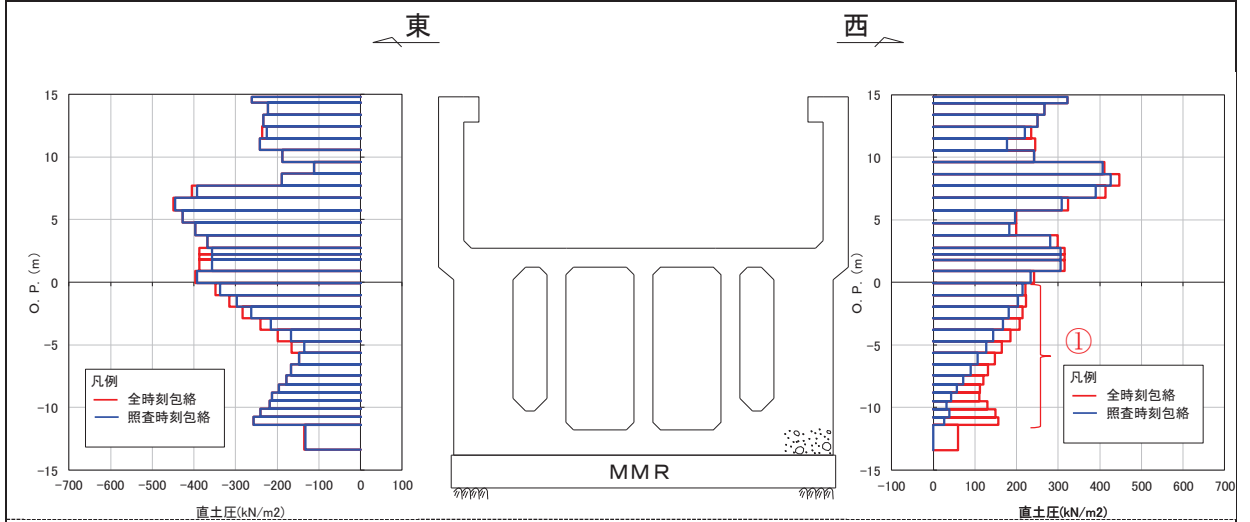
当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.72 秒，7.75 秒）し，抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 3-7 に示す。

西側の 0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近は 7.72 秒が，0.P.-9.0m～0.P.-12.0m 付近は 7.75 秒が，おおむね全時刻包絡を包含していることがわかる。

7.72 秒と 7.75 秒を比較すると，7.75 秒は底版付近でのみ荷重が大きくなっており，底版への軸圧縮力として作用するため，海水ポンプ室への耐震評価に与える影響は小さい。一方，7.72 秒では 0.P.+0.0m 以下の側壁全体で荷重が大きくなっており，構造物を西側から東側に変形させる土圧が作用することから，三次元構造解析を行い，その影響について確認を行う。

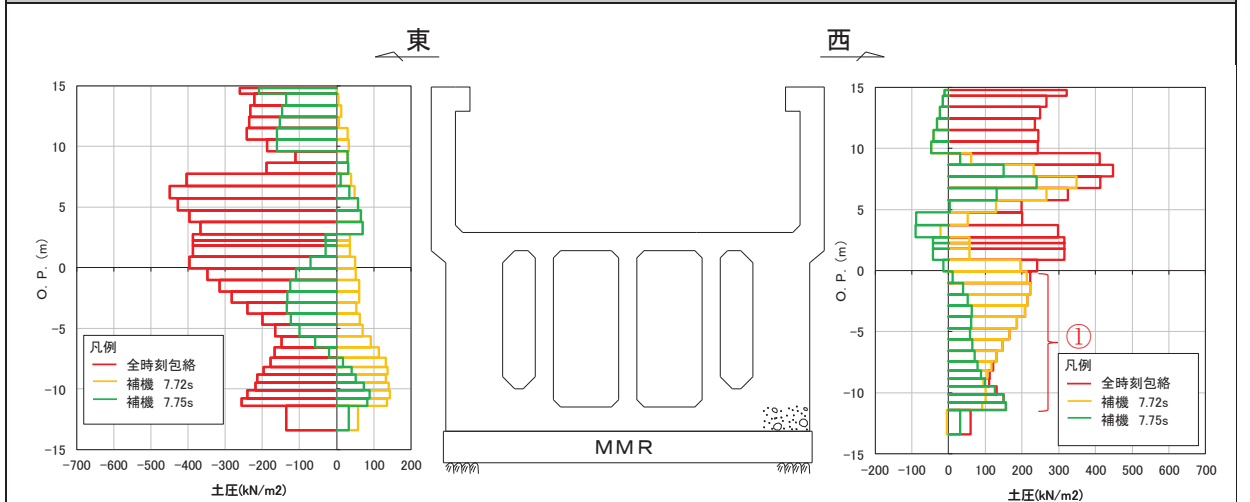
なお，当該時刻においては，「3.2.1 (3) 「③ 西側：0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近」における耐震評価への影響」に記載のとおり，スクリーンエリアと補機ポンプエリアの影響検討時刻が 0.1 秒以内の差異であるため，スクリーンエリアの時刻を 7.73 秒，補機ポンプエリアの時刻を 7.72 秒として三次元構造解析を実施しており，表 3-5 及び表 3-6 に示すとおり，曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して十分に裕度があり，厳しい照査時刻ではないことが確認できることから，当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-2 の再掲）



- ・ 「西側：O.P.+0.0m～O.P.-12.0m 付近（図の①部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置で地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.72 秒，7.75 秒）。

全時刻包絡と抽出時刻（7.72 秒，7.75 秒）の地震時荷重の比較（図の①着目）



- ・ O.P.+0.0m～O.P.-9.0m 付近において抽出時刻（7.72 秒）の地震時荷重（黄）が全時刻包絡（赤）を，O.P.-9.0m～O.P.-12.0m 付近は抽出時刻（7.75 秒）の地震時荷重（緑）が全時刻包絡（赤）を包含している。
- ・ 抽出時刻（7.75 秒）の地震時荷重（緑）は底版付近でのみ荷重が大きくなっていることから，底版への軸圧縮力として作用するため，海水ポンプ室への耐震評価に与える影響は小さい。
- ・ 抽出時刻（7.72 秒）の地震時荷重（黄）は O.P.+0.0m 以下の側壁全体で荷重が大きくなっており，構造物を西側から東側に変形させる土圧が作用することから，三次元構造解析を行い，その影響について確認を行う。
- ・ 表 3-5 及び表 3-6 の照査結果より，曲げ軸力系及びせん断破壊に対して十分に裕度があることから，当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

図 3-7 荷重比較図（図 3-2 の①に着目）

表 3-5 三次元構造解析結果

(曲げ・軸力系の破壊，スクリーンエリア 7.73 秒・補機ポンプエリア 7.72 秒着目)

(表 3-3 の再掲)

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	142 μ (687 μ)	41 μ (1318 μ ^{*3})	—
中床版	129 μ (639 μ)	76 μ (1200 μ)	—
側壁	174 μ (826 μ)	47 μ (1490 μ)	—
隔壁	227 μ (1695 μ)	281 μ (1359 μ)	84 μ (505 μ)
導流壁	60 μ (230 μ)	48 μ (191 μ)	—
妻壁	119 μ (191 μ)	39 μ (83 μ)	8 μ (367 μ)

注記*1：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

*3：要素平均化後の値を示す。

表 3-6 三次元構造解析結果

(せん断破壊，スクリーンエリア 7.73 秒・補機ポンプエリア 7.72 秒着目)

(表 3-4 の再掲)

評価部材	照査値
底版	0.45 (0.88)
中床版	0.32 (0.90)
側壁	0.33 (0.85)
隔壁	0.45 (0.88)
導流壁	0.27 (0.89)
妻壁	0.39 (0.88)

注記*1：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

3.2.3 循環水ポンプエリアの影響確認

循環水ポンプエリアは、「3.1 地震時荷重の整理」の図 3-3 に示す地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果から、循環水ポンプエリアの両側壁に作用する地震時荷重について、照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致していることが確認できる。

よって、海水ポンプ室の耐震性に影響を及ぼす時刻を網羅できている。

4. まとめ

海水ポンプ室の三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、海水ポンプ室の耐震評価で選定した 27 時刻の地震時荷重の包絡と全時刻の地震時荷重の包絡との比較を行った。全時刻の包絡と照査時刻での地震時荷重の差が大きい箇所において、当該位置の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三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、以下のとおり分類できる。

- ・ 中床版部位で大きく作用している荷重
- ・ 水路の底版付近に大きく作用している荷重
- ・ 水路部下方に作用する荷重

いずれも海水ポンプ室の耐震性に影響を及ぼす荷重ではないことを確認し、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7 補強追加による非常用海水ポンプ取水への影響について

1. はじめに

水路部の側壁及び底版の増厚（以下、「耐震補強」という。）により水路内の流況が変化し、ポンプの性能低下の要因となる渦（空気吸込渦及び水中渦）が発生する虞がある。

本資料では、通常運転時における安全機能への影響確認を目的に、非常用海水ポンプを対象に実施した水理模型試験結果を示す。水理模型試験は、ポンプ吸込水槽の模型試験方法（TSJ S 002）（ターボ機械協会，2019）（以下、「TSJ 基準」という。）を参考に、渦の発生有無及び非常用海水ポンプ周辺のフローパターン（流動状態）を確認した。また、同様に常用海水ポンプに対して通常運転時の取水への影響確認を実施した。なお、津波時は、海水ポンプ室内の流速に与える影響が大きい（定格流量が大きい）循環水ポンプを停止するため、渦の発生有無の確認にあたっては、通常運転時の状態が保守的である。

本資料では、代表例として、通常運転時の安全機能への影響確認として実施した、非常用海水ポンプの実験内容について示す。

検討フローを図 1-1 に示す。

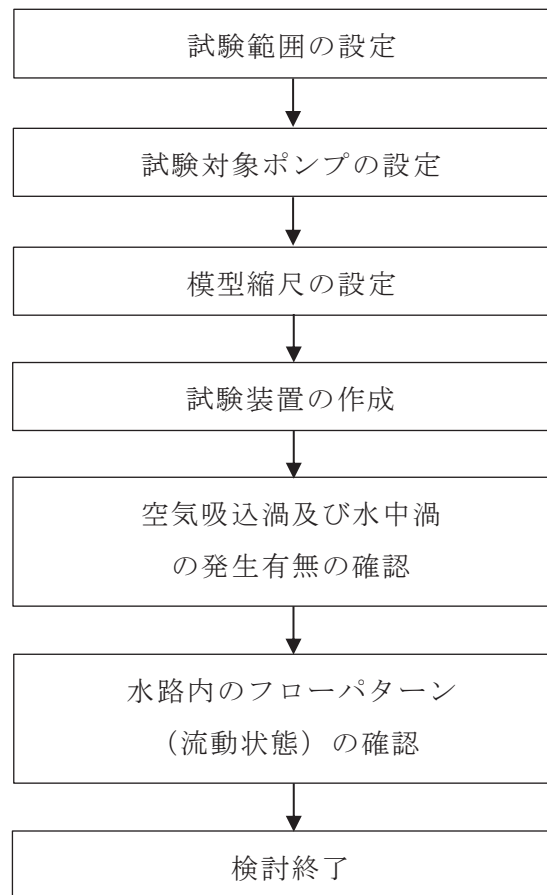


図 1-1 検討フロー

2. 試験範囲

非常用取水設備概要を図 2-1 に示す。水路は A 系, B 系の 2 系統で構成され, 海水ポンプ室上流側の漸拡部で分流し, 海水ポンプ室に設置している循環水ポンプ設置エリアで合流する。取水路は, 取水口から約 90m の地点で 90° の曲がり角を有しており, 曲がり部を流下する海水には遠心力が作用し, 漸拡部で分流する。分流した海水が循環水ポンプ設置エリアで合流する際, 各水路の流量 (流速) に差があると渦の発生要因の 1 つである旋回流が生じることから, 流量 (流速) を均等にするため, 取水路漸拡部の隔壁位置を調整している (図 2-1)。

上記設備構造を踏まえ, 試験範囲は遠心力が作用する取水路曲がり部始点から海水ポンプ室の循環水ポンプ設置エリアとし, 試験対象水路については, 原子炉補機冷却海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプを設置している B 系水路とした。試験範囲及び海水ポンプの配置図を図 2-2 に, 対象水路に設置している海水ポンプの区分, 定格流量及び台数を表 2-1 に示す。

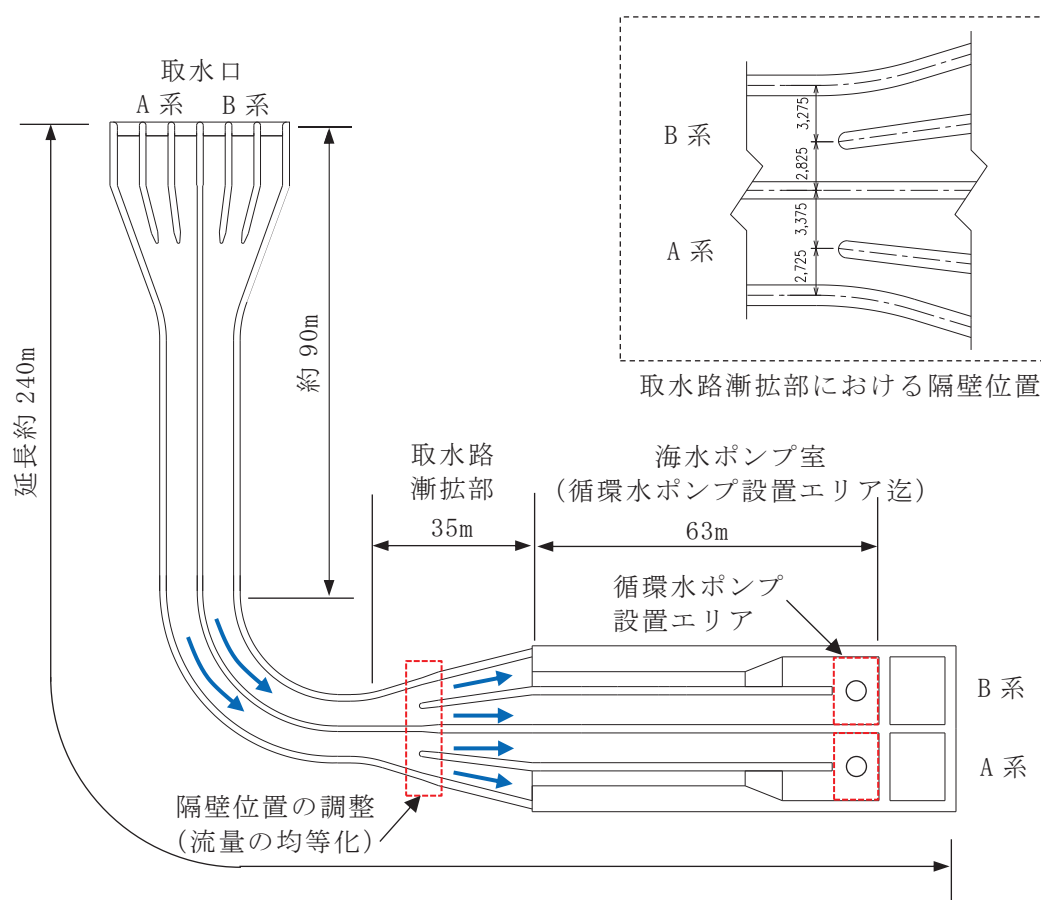


図 2-1 非常用取水設備概要 (平面図)

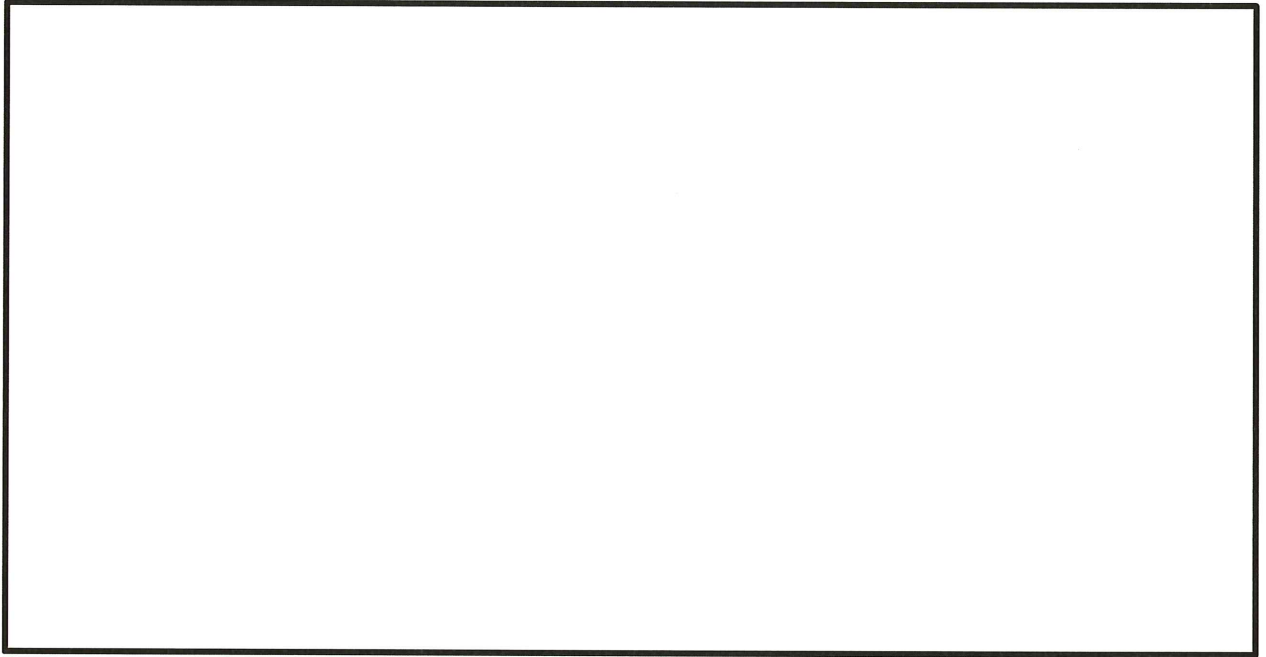


図 2-2 試験範囲及び海水ポンプの配置図

表 2-1 試験範囲に設置している海水ポンプの区分，定格流量及び台数

	区分	定格流量 (m ³ /h/台)	台数
原子炉補機冷却海水ポンプ	非常用	1900	2
高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	非常用	250	1
タービン補機冷却海水ポンプ	常用	2250	1
循環水ポンプ	常用	99720	1

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3. 試験装置

3.1 試験対象ポンプ及び考慮方法

試験対象ポンプは、各海水ポンプのうち耐震補強前後で流況が変化する水路に設置している原子炉補機冷却海水ポンプとし、ポンプ形状の模擬及びポンプ取水を考慮して、渦の発生有無及び非常用海水ポンプ周辺のフローパターンを確認した。

高圧炉心スプレー補機冷却海水ポンプ及びタービン補機冷却海水ポンプについては、耐震補強前後で流況が変化しない水路に設置していることから、ポンプ形状の模擬のみとし、非常用海水ポンプ周辺のフローパターンを確認した。

循環水ポンプについては、他の海水ポンプと比較して定格流量が大きく（表 2-1）、水路全体のフローパターンに及ぼす影響が大きいため、原子炉補機冷却海水ポンプと同様にポンプ形状の模擬及びポンプ取水を考慮した。

試験上の各ポンプの考慮方法を表 3-1 に示す。

表 3-1 海水ポンプの考慮方法

	ポンプ形状	ポンプ取水
原子炉補機冷却海水ポンプ	模擬する	考慮する
高圧炉心スプレー補機冷却海水ポンプ	模擬する	考慮しない
タービン補機冷却海水ポンプ	模擬する	考慮しない
循環水ポンプ	模擬する	考慮する

3.2 模型縮尺及び模型装置

模型縮尺について、TSJ 基準を参考に、原子炉補機冷却海水ポンプのベルマウス径 1000 mm に対し、模型呑口径 100mm を確保できる 1/10 とした。

模型装置は循環式とし、水槽内部の状況を外部から観察できるように観察範囲にアクリル板を設置した。また、除塵機スクリーンについて、スクリーンは水路内の流速を低減する効果がある。一般に、流速が速い方が渦が発生しやすいことを踏まえ、本試験ではスクリーンを模擬しないこととした。

試験装置概略図を図 3-1 に、模型装置を図 3-2 に示す。

模型縮尺

$$\frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{10}$$

ここで、 L : 代表長さ

添字 m は模型、 p は実物を示す。

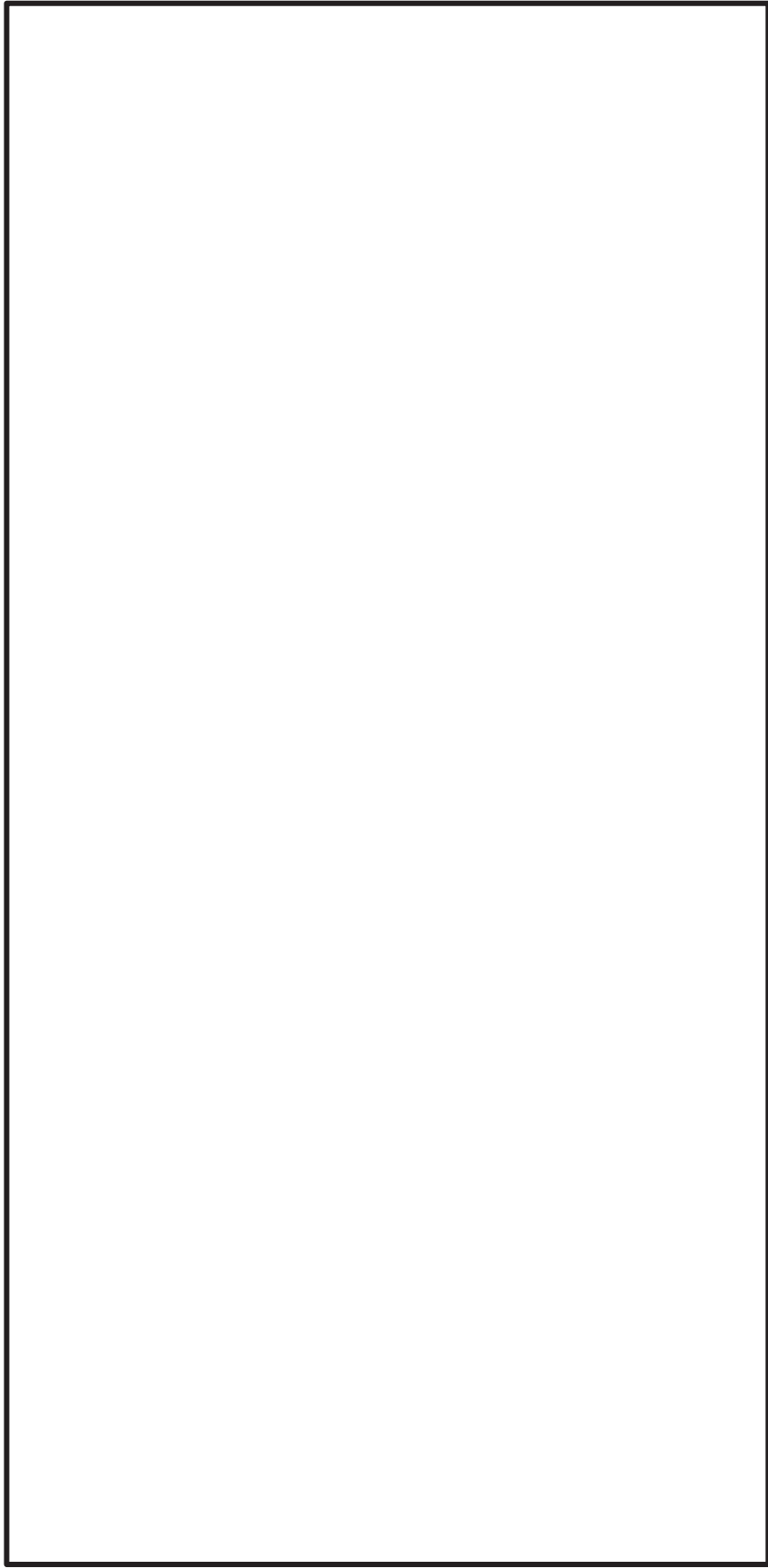


図 3-1 模型装置概略図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



図 3-2(1) 試験装置全景

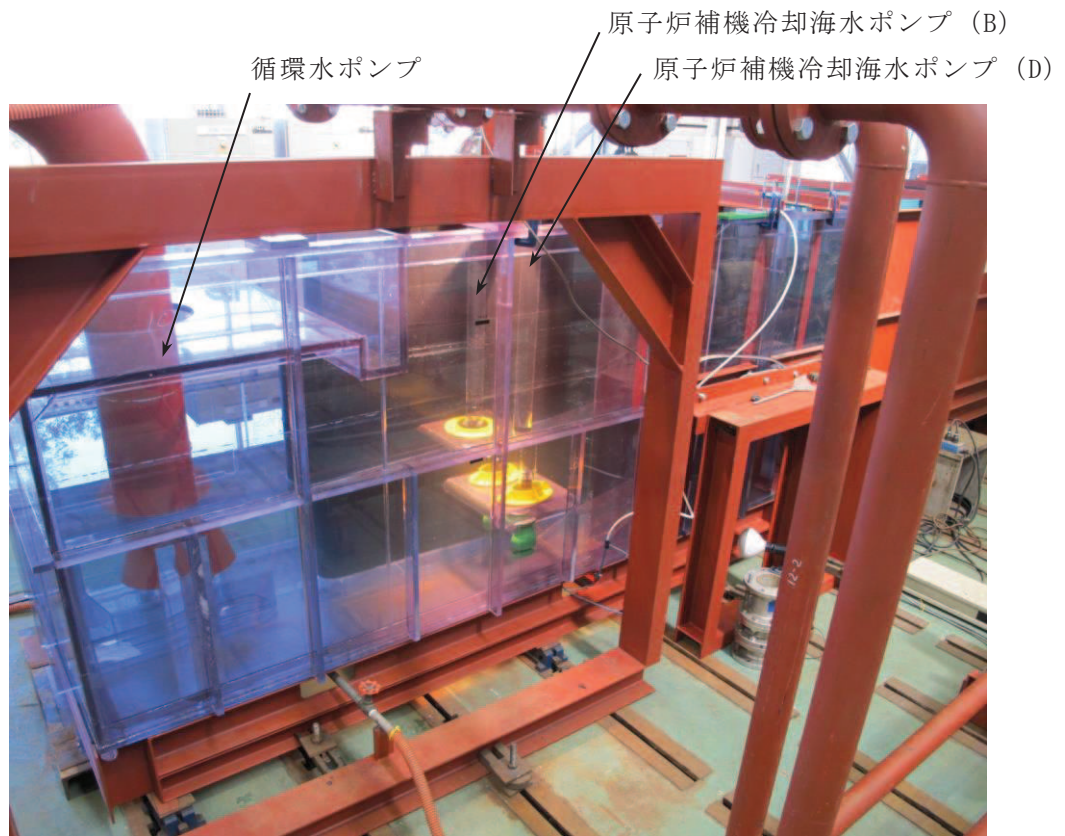


図 3-2(2) 原子炉補機冷却海水ポンプ及び循環水ポンプ

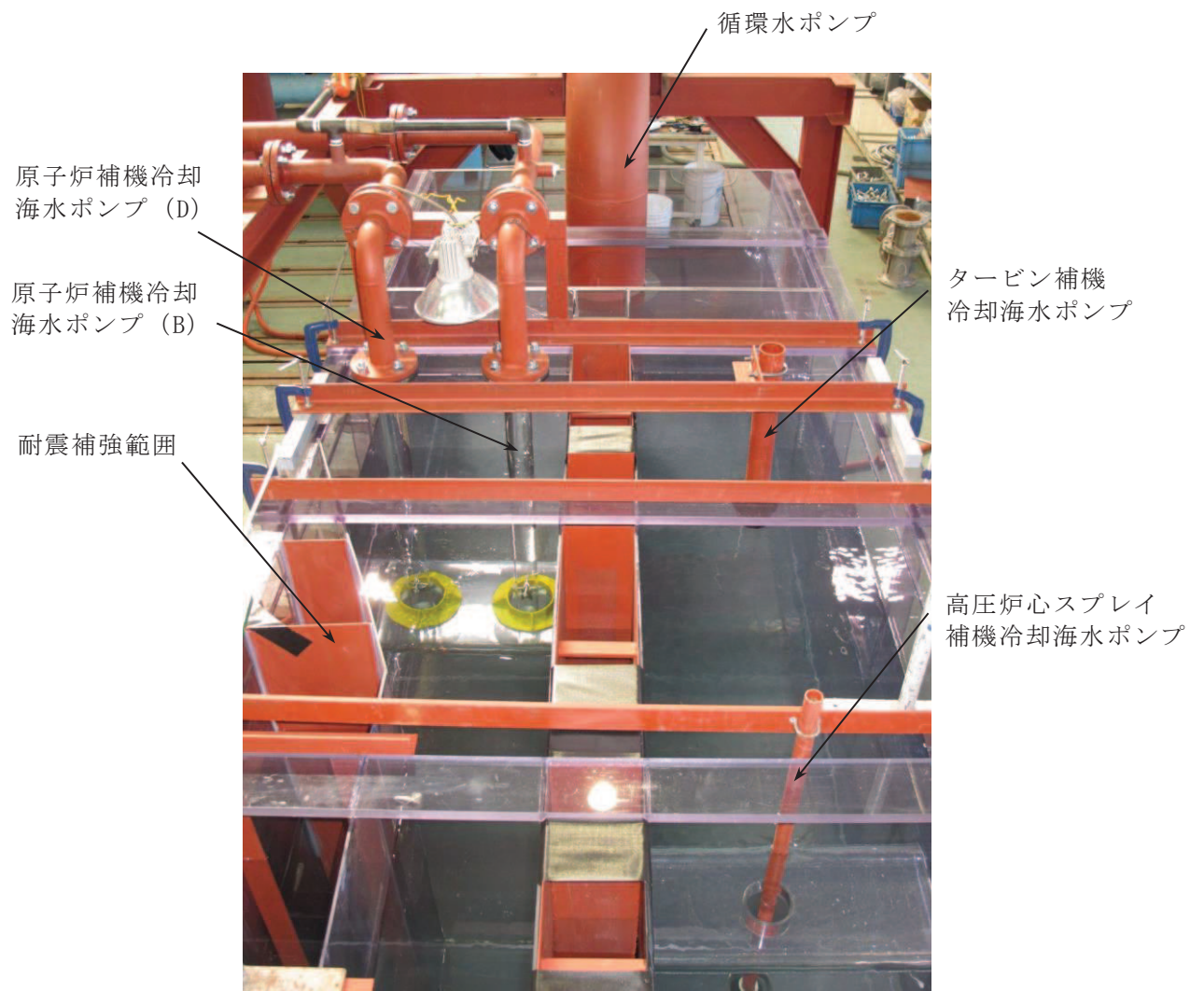


図 3-2(3) 海水ポンプ

4. 試験方法

4.1 試験内容

4.1.1 空気吸込渦及び水中渦の発生有無の確認

空気吸込渦及び水中渦の発生有無の確認は，空気吸込渦及び水中渦の発生形態を踏まえた実物と模型の流れが相似となる条件に流量をあわせ（詳細は，「4.2 相似則」に示す。），TSJ 基準に示される許容基準を参考に，10 分間の目視観察により行った。渦の形態を表 4-1 に，TSJ 基準の許容基準を表 4-2 に示す。

表 4-1 渦の形態（TSJ 基準より）

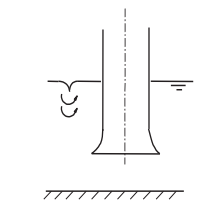
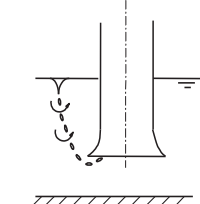
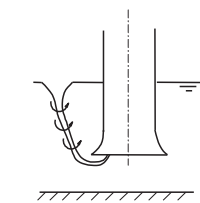
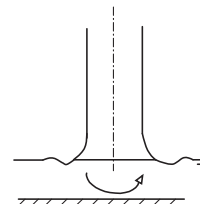
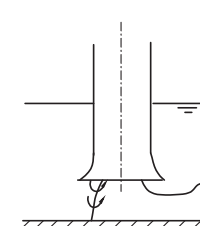
(a)	くぼみ渦		水面に発生する渦で，くぼみを形成するが，吸込口へ空気を吸込まない渦。
(b)	断続渦		空気吸込渦の一種で，水面からの渦が吸込口まで達するが，空気の吸込みが空間的につながっていないもの。
(c)	連続渦		空気吸込渦の一種で，短時間でも水面からの渦が吸込口に達し，空気の吸込みがつながったもの。
(d)	同心渦		水位が吸込口近くまで下がったとき発生する渦で，渦中心と吸込口中心が一致し，多量の空気が吸込まれるもの。
(e)	水中渦		一端は水槽底面、側壁にあるいは後壁面にあり，他端は吸込口内にある渦で，渦中心が空洞を形成しているもの。

表 4-2 TSJ 基準の許容基準

クラス	内容	用途例	許容基準	観察時間
I	他の機器との関連から揚水中に空気の混入が許されないもの	発電用循環水ポンプ 工事中冷却水ポンプ	くぼみ渦のみ許容	10 分間
II	運転は連続的であり、少量の空気混入は許されるもの	上水道用送水ポンプ 下水道用送水ポンプ 工業用取水ポンプ かんがい用取水ポンプ	くぼみ渦および2回までの断続渦は許容	5 分間
III	運転頻度が少なく、多少の空気混入は許されるもの	雨水用排水ポンプ 洪水用排水ポンプ ドック用排水ポンプ	くぼみ渦および断続渦は許容	

4.1.2 水路内のフローパターン（流動状態）の確認

水路全体のフローパターンを確認するため、実物と模型の流動状態が相似となる条件に流量をあわせ（詳細は、「4.2 相似則」に示す。）、染料を使用して目視で確認した。

4.2 相似則

4.2.1 空気吸込渦（中間流速）

水槽の水面に生ずる渦の形状は、流れのもつ慣性力と重力が支配的な因子となって定まることから、実物と模型のフルード数を一致させれば相似条件を満足するが、空気吸込渦は水面とポンプ吸込口を結ぶ渦であり（表 4-1）、吸込口へ向かう水中の流れも関係することから、実物と模型のフルード数一致と流速一致の中間流速を適用した。

$$\frac{V_m}{V_p} = \left(\frac{L_m}{L_p} \right)^{0.2}$$

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \left(\frac{L_m}{L_p} \right)^{2.2}$$

$$Q_m = (L_m / L_p)^{2.2} \cdot Q_p = (1/10)^{2.2} \cdot Q_p = (1/158) \cdot Q_p$$

ここで、 V : 流れ場の代表流速

L : 物体の代表寸法

Q : 流量

添字 m は模型， p は実物を示す。

4.2.2 水中渦（流速一致）

水中渦は、水中の流れに起因して発生する渦であることから、実物と模型の流速を一致させた条件を適用した。

$$V_m = V_p$$

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \left(\frac{L_m}{L_p} \right)^2$$

$$Q_m = (L_m / L_p)^2 \cdot Q_p = (1/10)^2 \cdot Q_p = (1/100) \cdot Q_p$$

ここで、 V : 流れ場の代表流速

L : 物体の代表寸法

Q : 流量

添字mは模型、 p は実物を示す。

4.2.3 フローパターン（流動状態）の確認（フルード数一致）

水路内全体のフローパターンを確認するため、実物と模型のフルード数を一致させた条件を適用した。

$$\frac{V_m}{V_p} = \left(\frac{L_m}{L_p} \right)^{0.5}$$

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \left(\frac{L_m}{L_p} \right)^{2.5}$$

$$Q_m = (L_m / L_p)^{2.5} \cdot Q_p = (1/10)^{2.5} \cdot Q_p = (1/316) \cdot Q_p$$

ここで、 V : 流れ場の代表流速

L : 物体の代表寸法

Q : 流量

添字mは模型、 p は実物を示す。

4.3 試験条件（ポンプ流量，初期水位）

ポンプ流量及び初期水位は，水路内の流速に影響を及ぼすことから，流速が速くなるように安全側に設定した。

ポンプ流量（試験流量）については，原子炉補機冷却海水ポンプ及び循環水ポンプの定格流量の120%流量とした。各ポンプの試験流量を表4-3に示す。

初期水位については，至近5ヵ年（2013～2017年）の最低潮位（L.L.W.L）のO.P. - 0.44m（鮎川検潮所での潮位記録より算定）が考えられるが，水路内のフローパターン（流動状態）は循環水ポンプの流量の影響が支配的*であることを踏まえ，安全側に循環水ポンプの設計水位O.P. - 1.08mとした。初期水位を表4-4に示す。

※：原子炉補機冷却海水ポンプと循環水ポンプの流量比=1：52

表4-3(1) 原子炉補機冷却海水ポンプの試験流量

試験項目	相似則	定格流量×120% Q _p (m ³ /h/台)	試験流量Q _m (m ³ /h/台)	備考
空気吸込渦	中間流速	2280	14.4	Q _m = (1/158) Q _p
水中渦	流速一致	2280	22.8	Q _m = (1/100) Q _p
フローパターン	フルード数一致	2280	7.2	Q _m = (1/316) Q _p

表4-3(2) 循環水ポンプの試験流量

試験項目	相似則	定格流量×120% Q _p (m ³ /h/台)	試験流量Q _m (m ³ /h/台)	備考
空気吸込渦	中間流速	119664	757.4	Q _m = (1/158) Q _p
水中渦	流速一致	119664	1196.6	Q _m = (1/100) Q _p
フローパターン	フルード数一致	119664	378.7	Q _m = (1/316) Q _p

表4-4 初期水位

項目	設定値	備考
初期水位	O.P. - 1.08m	循環水ポンプ設計水位

5. 試験結果

5.1 空気吸込渦及び水中渦の発生有無

10 分間の連続観察の結果、空気吸込渦及び水中渦は発生しないことを確認した。空気吸込渦の試験結果を図 5-1 に、水中渦の試験結果を図 5-2 に示す。

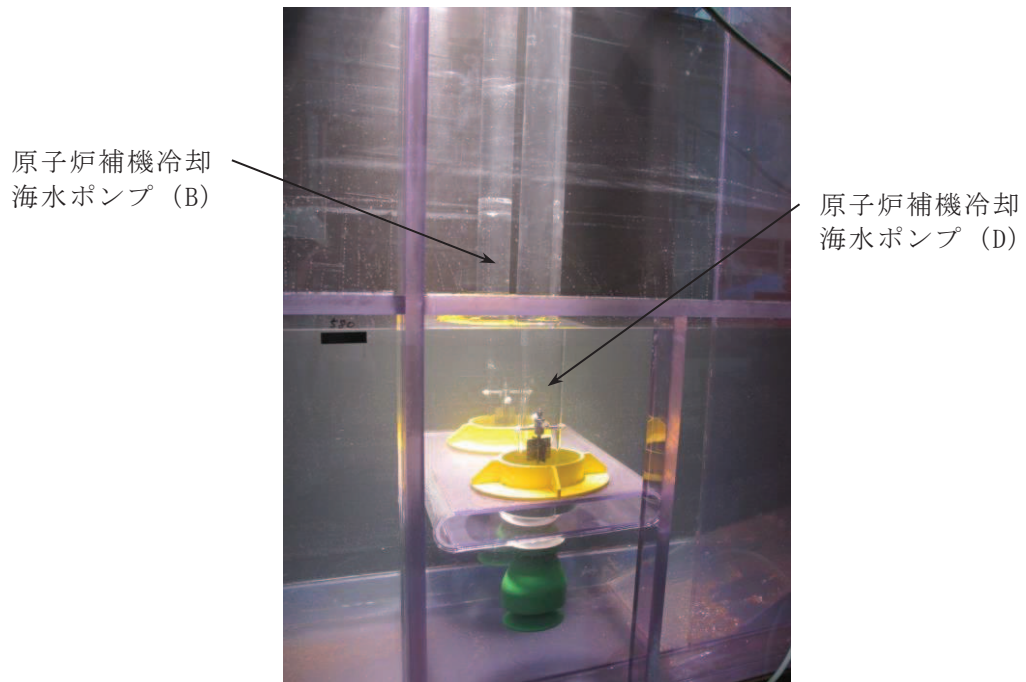


図 5-1 空気吸込渦の試験結果（渦発生無し）

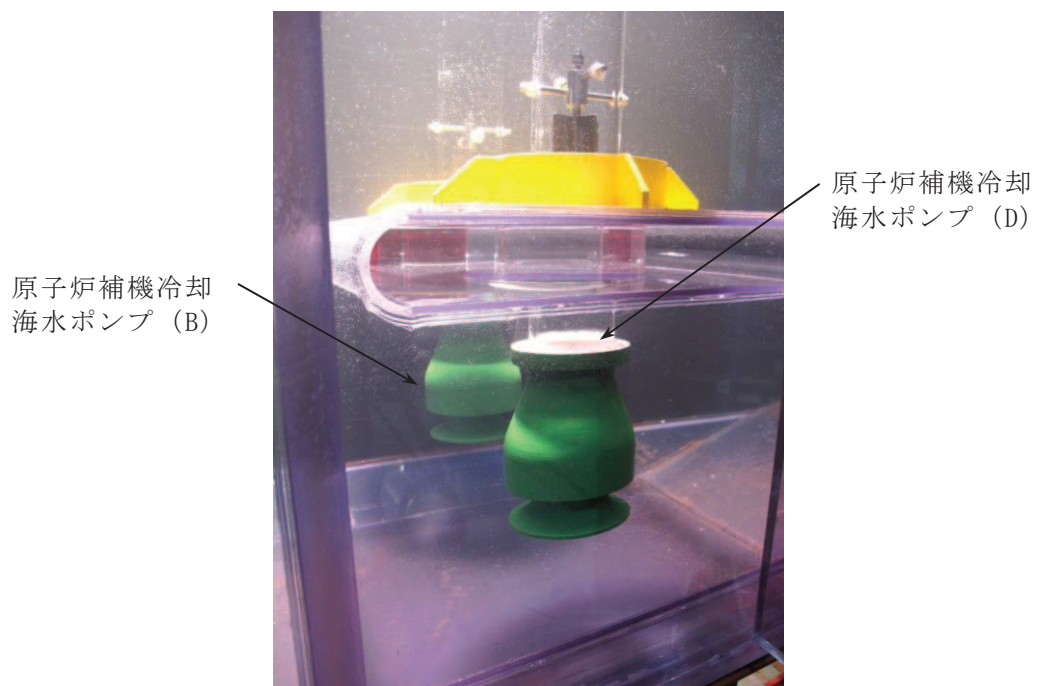


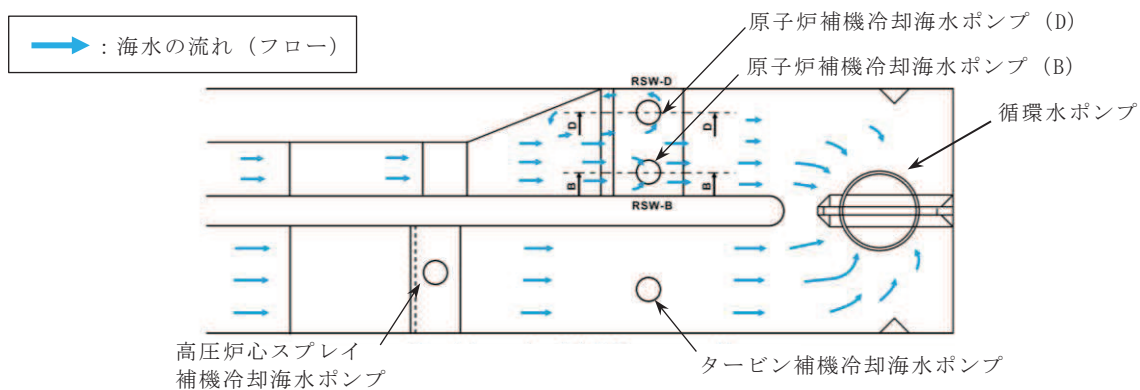
図 5-2 水中渦の試験結果（渦発生無し）

5.2 水路内の流況

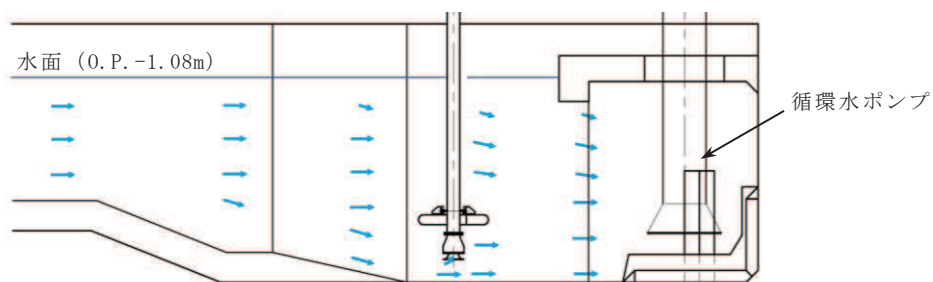
水路内のフローパターンの確認結果を図 5-3 に、原子炉補機冷却海水ポンプ付近の流れの確認結果を図 5-4 に示す。

原子炉補機冷却海水ポンプ付近のフローパターンについて、側壁の増厚範囲下流側に設置している原子炉補機冷却海水ポンプ (D) のベルマウス高さ付近 (O.P. -10.25m) に反時計周りの旋回流が発生していること確認した (図 5-3 (a))。ただし、水深方向の全体的な流れは両ポンプともに循環水ポンプへ向かう流れが支配的であり、乱れがない穏やかな流れであることを確認した (図 5-3 (b) (c))。

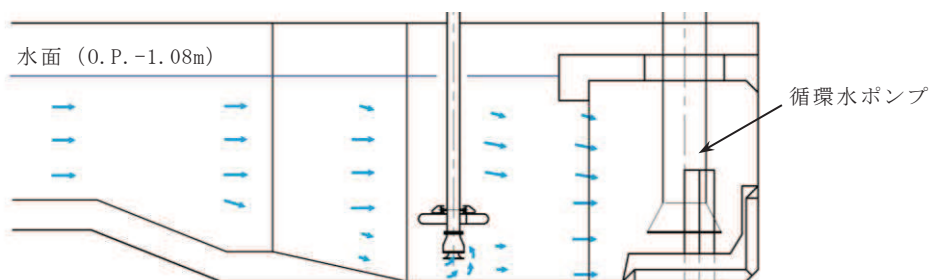
高圧炉心スプレィ補機冷却海水ポンプが設置される水路については、耐震補強範囲外の水路であることから原子炉補機冷却海水ポンプ (D) のベルマウス高さ付近 (O.P. -10.25m) のような旋回流は生じていないことを確認した (図 5-3 (a))。



(a) 原子炉補機冷却海水ポンプベルマウス高さ付近 (O.P. -10.25m) のフローパターン



(b) 原子炉補機冷却海水ポンプ (B) 水深方向のフローパターン



(c) 原子炉補機冷却海水ポンプ (D) 水深方向のフローパターン

図 5-3 水路内のフローパターンの確認結果

原子炉補機冷却
海水ポンプ (B)

原子炉補機冷却
海水ポンプ (D)

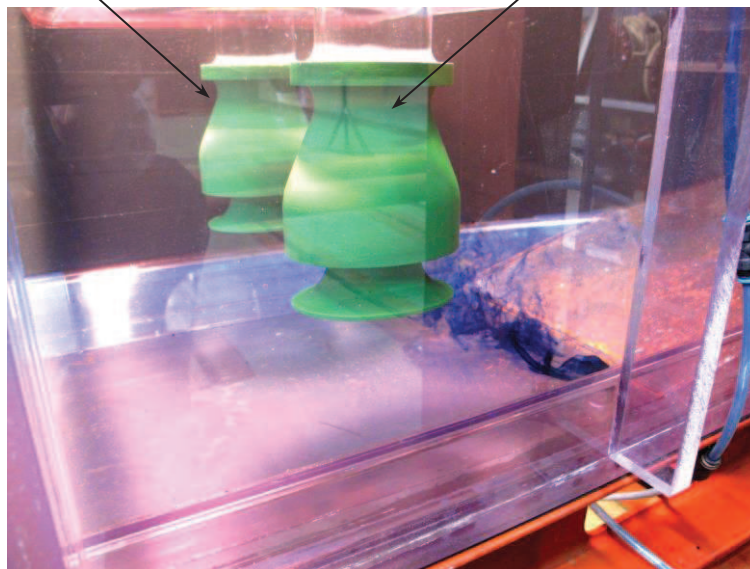


図 5-4 原子炉補機冷却海水ポンプ付近の流れ

6. まとめ

水路部の側壁及び底版の増厚により水路内の流況が変化し、ポンプの性能低下の要因となる渦が発生する虞があることを踏まえ、通常運転時における安全機能への影響確認を目的に、水理模型試験により渦の発生有無及び非常用海水ポンプ周辺のフローパターン（流動状態）を確認した。

試験の結果、渦の発生はないとともに、非常用海水ポンプベルマウス付近の流れは乱れないことを確認した。

以上から、水路部の耐震補強が通常運転時における安全機能に及ぼす影響はないことを確認した。

参考資料 8 補強部材の施工履歴が及ぼす耐震評価への影響について

1. はじめに

海水ポンプ室は、「資料 9 2.3 補強計画の概要」に示すとおり、曲げ及びせん断に対する耐震性を確保するために、躯体の増厚や補強部材の追加、竜巻防護ネット支持のコーベル追加等の耐震補強を行っている。

海水ポンプ室の耐震評価では、これらの耐震補強の施工履歴を考慮した三次元構造解析モデルによる常時応力解析を省略していることから、施工履歴を考慮した場合との差異を確認し影響がないことを説明する。

実際の耐震補強の施工履歴を踏まえると、既に施工済みの既設部材が常時荷重のすべてを負担しており、後施工となる補強部材には常時荷重が作用しないこととなる。そのため、施工履歴を考慮した常時応力解析を行い、補強部材の施工履歴が及ぼす影響を発生ひずみの差異等により検証する。

検証の結果、補強部材の施工履歴の考慮による耐震評価への影響がないことを確認した。

2. 耐震補強概要

耐震補強の概要図を図 2-1 に、補強計画図を図 2-2～図 2-7 に示す。

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

せん断破壊に対する補強として，CCb 工法によるせん断補強を実施する。

また，竜巻防護ネットの支持部として，スクリーンエリア及び補機ポンプエリア間の隔壁にコーベルを設置する。

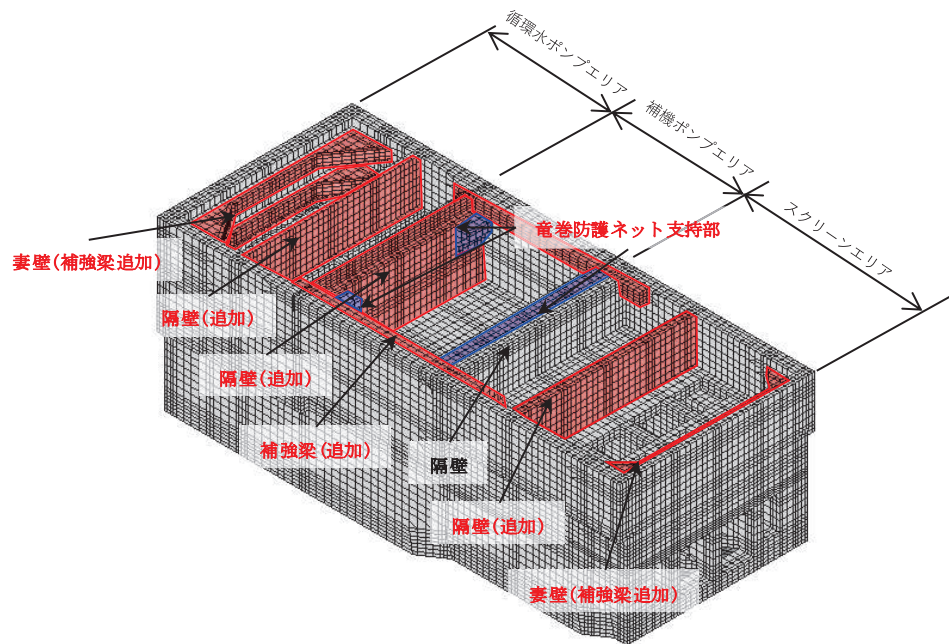


図 2-1 耐震補強の概要図

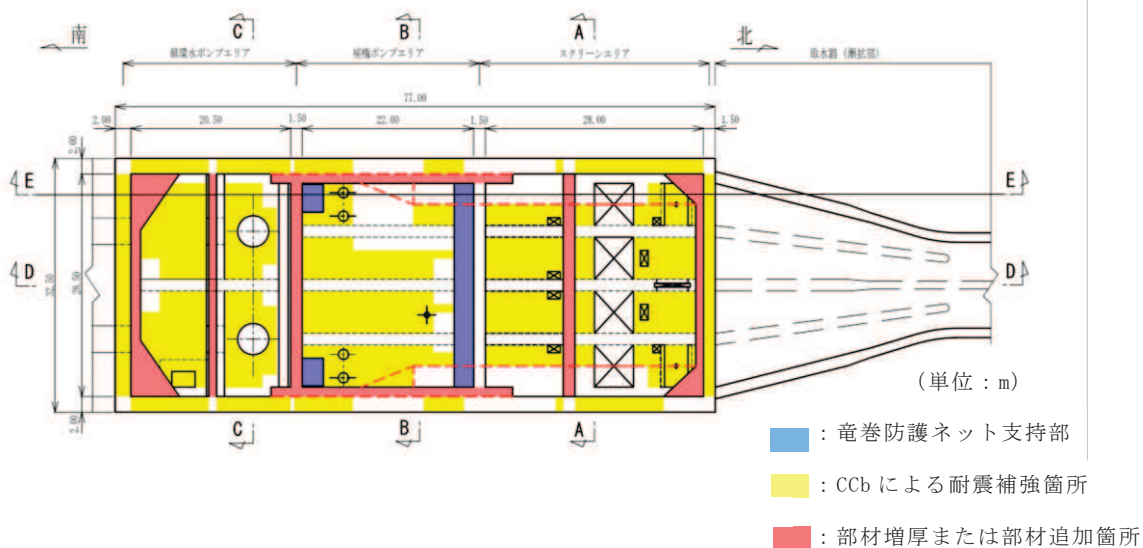


図 2-2 補強計画図（平面図）

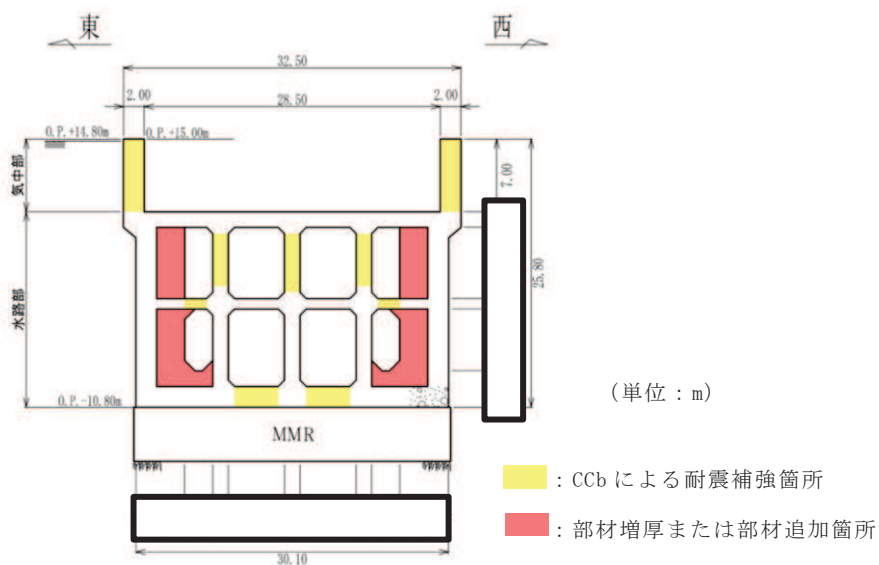


図 2-3 補強計画図（A-A 断面，東西）（スクリーンエリア）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

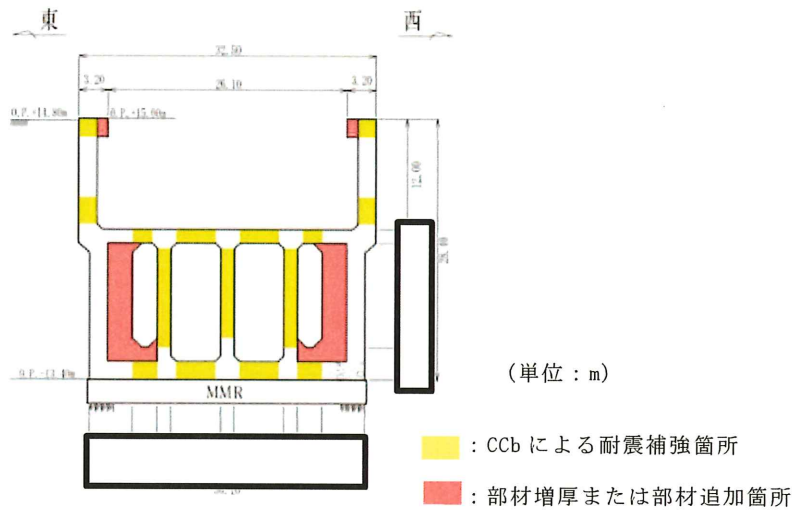


図 2-4 補強計画図 (B-B 断面, 東西) (補機ポンプエリア)

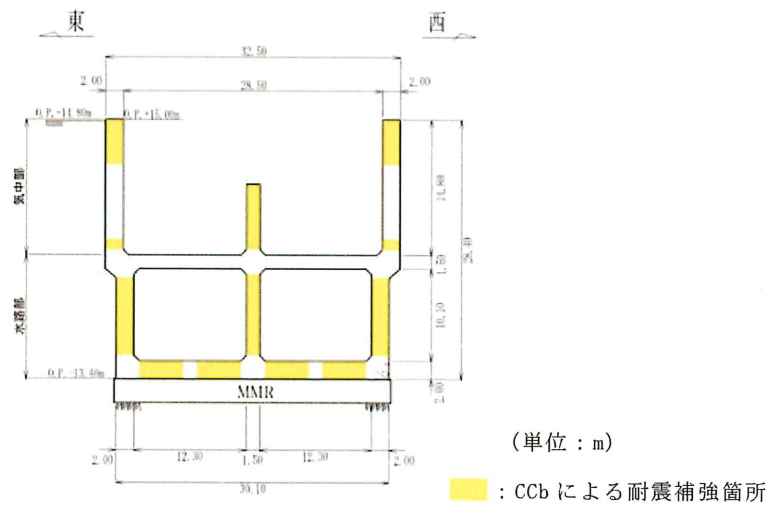


図 2-5 補強計画図 (C-C 断面, 東西) (循環水ポンプエリア)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

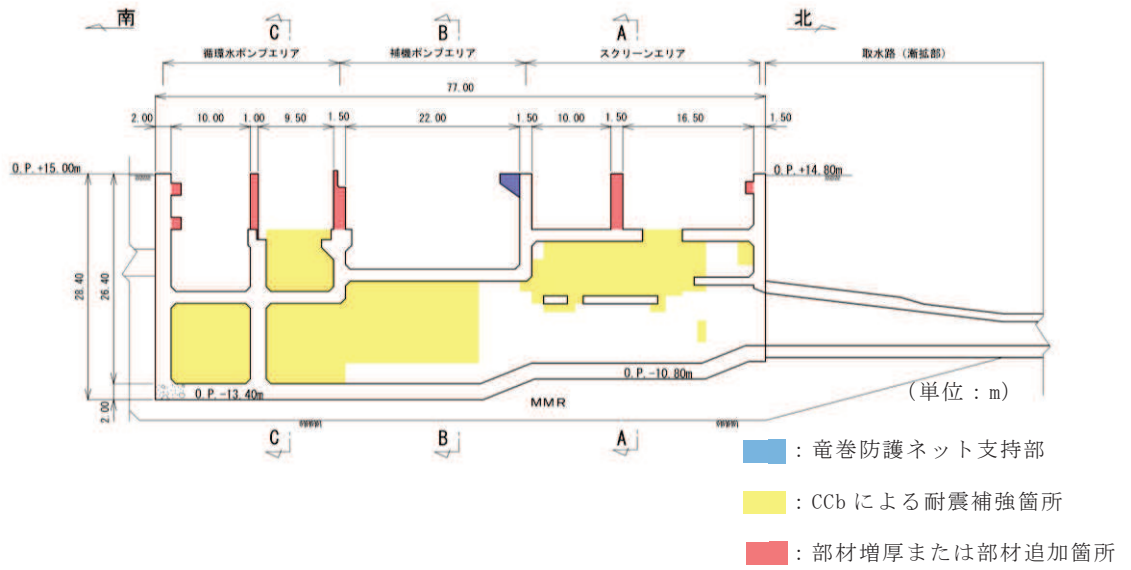


図 2-6 補強計画図 (D-D 断面, 南北)

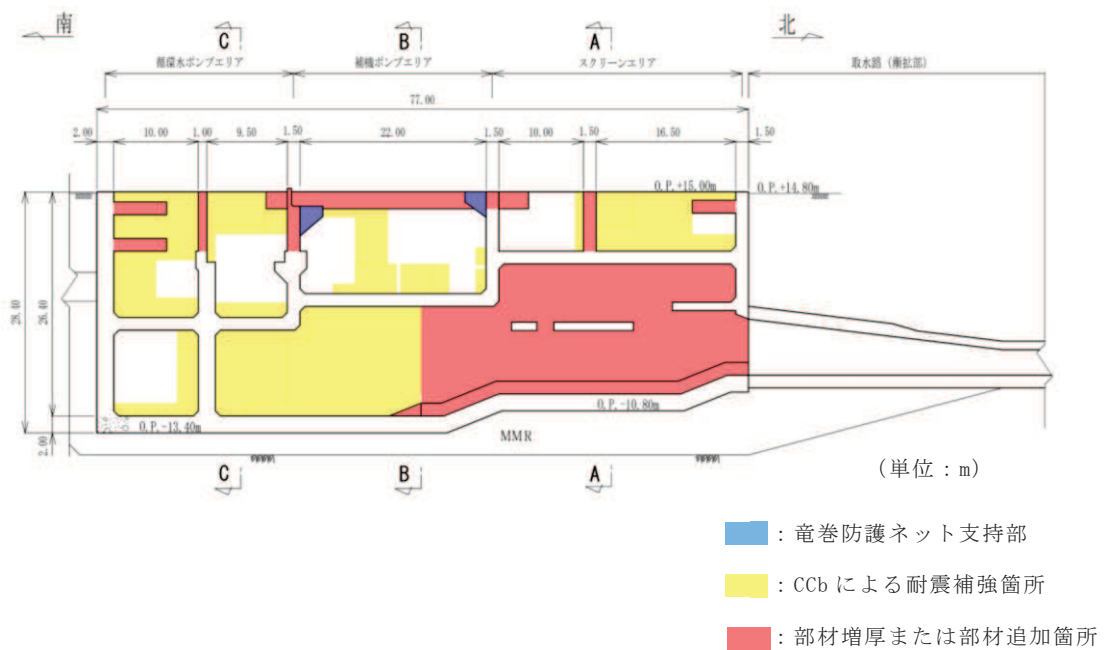
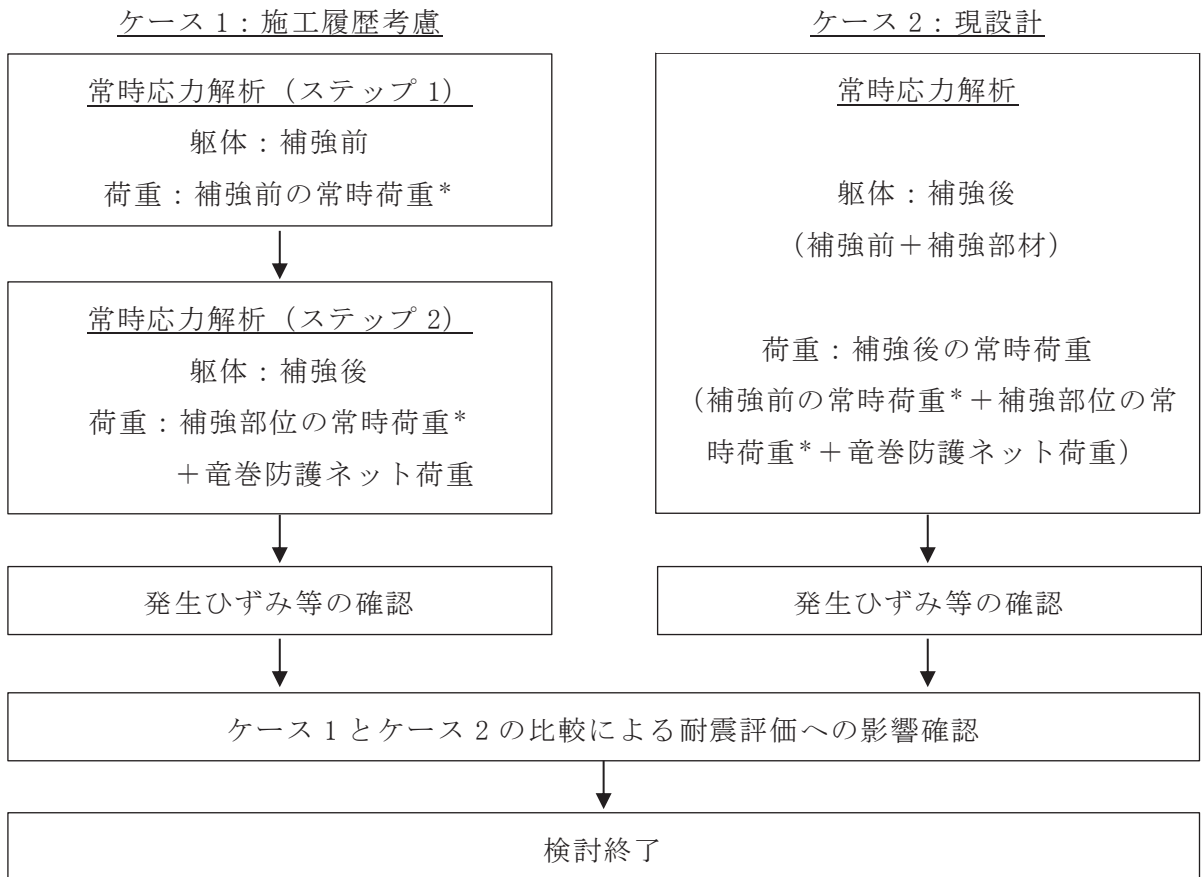


図 2-7 補強計画図 (E-E 断面, 南北)

3. 耐震補強の施工履歴を考慮した検討手順

耐震補強の施工履歴を考慮したことによる耐震評価への影響検討は、施工履歴を考慮して常時応力解析を行う方法（ケース1：補強前と補強後の2ステップに分けて常時応力解析を実施）と施工履歴を考慮せずに補強後の状態で常時応力解析を行う方法（ケース2：現設計）の2通りの解析を行い、施工履歴の考慮の有無による耐震評価結果に与える影響を確認する。

影響確認は、それぞれの三次元構造解析モデルによる常時応力解析を実施し、構造物に生じるコンクリートや主筋のひずみの比較により行う。なお、三次元構造解析は、海水ポンプ室の耐震評価と同様、非線形ソリッド要素を用いた三次元静的材料非線形解析により行う。影響確認のフローを図3-1に示す。



注記*：躯体自重、機器・配管荷重及び静止土圧等

図3-1 影響確認のフロー

4. 検討結果

三次元構造解析による常時応力解析の結果をそれぞれ示す。なお、部材増厚及び補強部材の追加による耐震補強は、主に側壁、隔壁及び底版に実施しており、常時の状態においては、補強された部材の自重の増加による軸力と曲げモーメントへの影響が大きいと考えられることから、曲げ・軸力系の破壊に対する指標であるコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみに着目して評価を行う。

表 4-1 にコンクリートの圧縮ひずみと主筋ひずみの各評価位置における最大発生ひずみを、図 4-1 に構造物全体のひずみ分布図を、図 4-2～図 4-4 に各エリアのひずみ分布図をそれぞれ示す。表 4-1 のとおり、ケース 1（施工履歴を考慮）の方がケース 2（現設計）よりも、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ共に、少し大きな結果を示している。これは図 4-1～図 4-4 のひずみ分布図に示すように、主に壁、中床版及び底版で確認されるが、既に施工済みの既設部材が常時荷重のすべてを負担し、後施工となる補強部材からの荷重が追加で作用することにより、発生ひずみが大きくなったものと考えられる。

しかしながら、ケース 1（施工履歴を考慮）とケース 2（現設計）の発生ひずみの差は極めて小さく、地震時荷重作用時に発生するひずみを踏まえると、海水ポンプ室の耐震評価に影響を与えるものではないと評価できる。

表 4-1 (1) コンクリートの圧縮ひずみ*

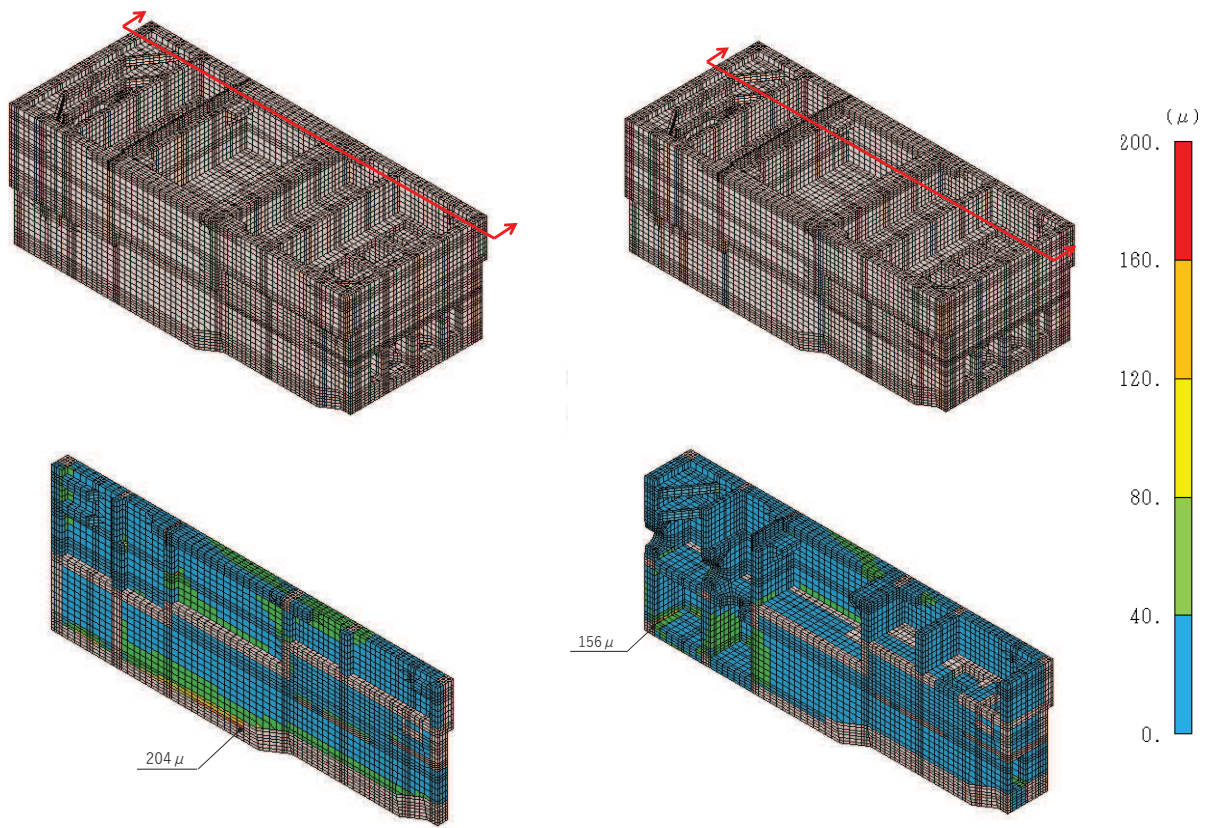
評価部材	発生ひずみ		発生ひずみの差 $\varepsilon_{d1} - \varepsilon_{d2}$
	施工履歴考慮 ε_{d1}	現設計 ε_{d2}	
底版	173 μ	112 μ	61 μ
中床版	168 μ	74 μ	94 μ
側壁	<u>204 μ</u>	140 μ	64 μ
隔壁	194 μ	126 μ	68 μ
導流壁	183 μ	153 μ	30 μ
妻壁	167 μ	<u>156 μ</u>	11 μ

注記* : 各評価部材の最大照査値を示しており、施工履歴考慮と現設計のケースで最大照査値を示す箇所は必ずしも一致しない。
下線部は、発生ひずみのうち最大値を示す。

表 4-1 (2) 主筋ひずみ*

評価部材	発生ひずみ		発生ひずみの差 $\varepsilon_{d1} - \varepsilon_{d2}$
	施工履歴考慮 ε_{d1}	現設計 ε_{d2}	
底版	48 μ	36 μ	12 μ
中床版	<u>94 μ</u>	38 μ	56 μ
側壁	48 μ	<u>66 μ</u>	Δ 18 μ
隔壁	84 μ	40 μ	44 μ
導流壁	34 μ	20 μ	14 μ
妻壁	56 μ	36 μ	20 μ

注記* : 各評価部材の最大照査値を示しており、施工履歴考慮と現設計のケースで最大照査値を示す箇所は必ずしも一致しない。
下線部は、発生ひずみのうち最大値を示す。

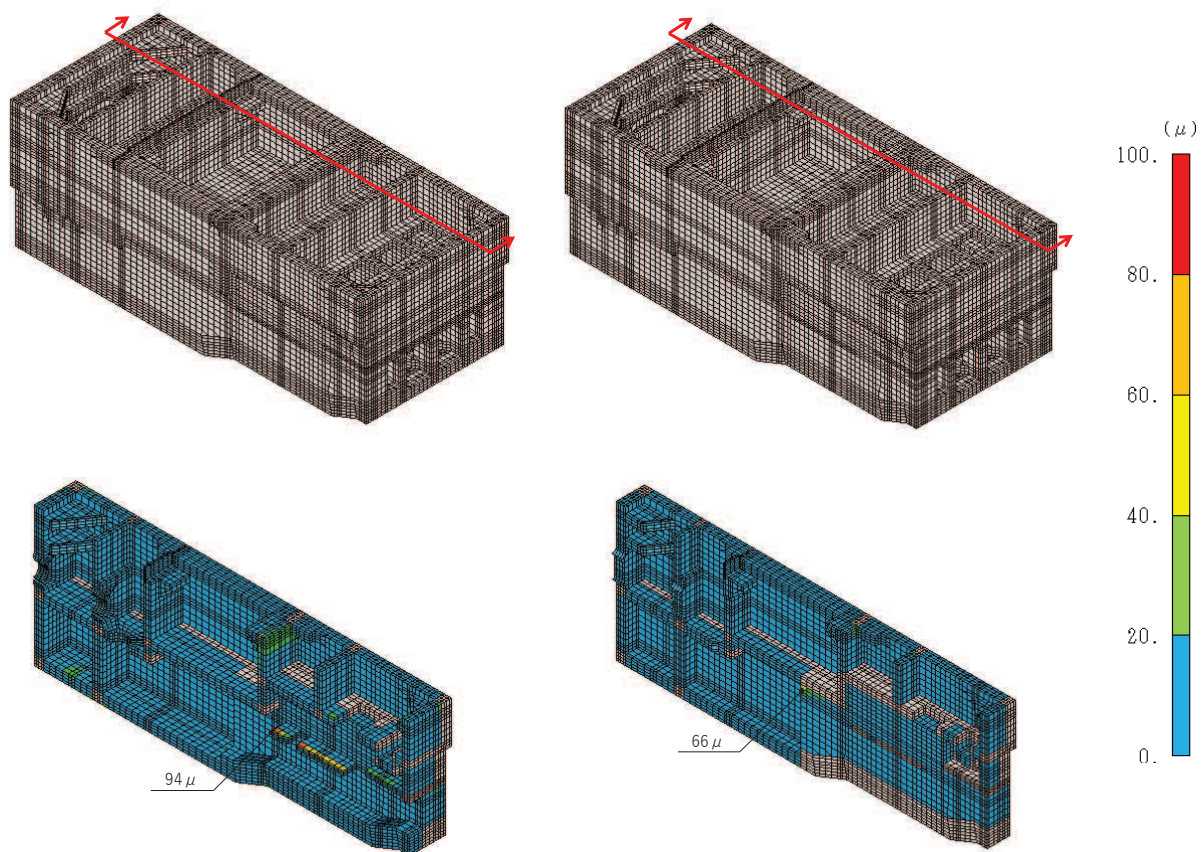


ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

注：構造解析係数（1.2）を考慮した値

図 4-1 (1) ひずみ分布図（コンクリートの圧縮ひずみ）（構造物全体）

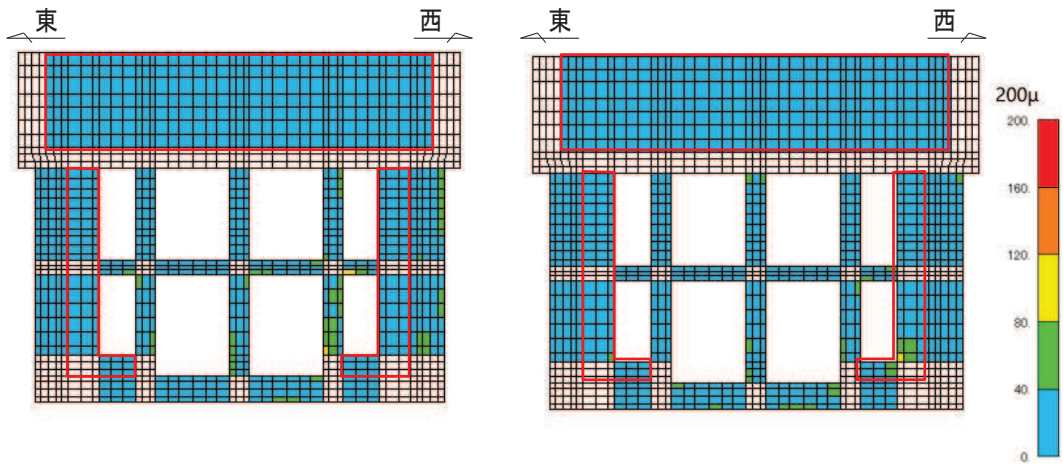
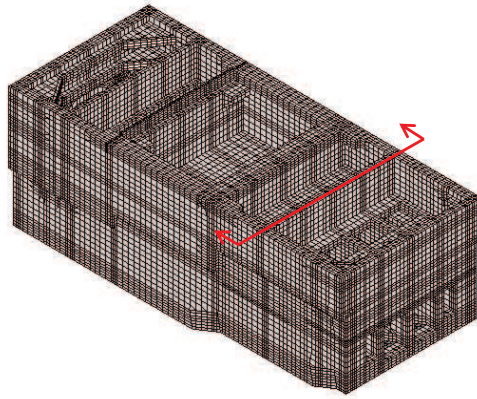


ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

注：構造解析係数（1.2）を考慮した値

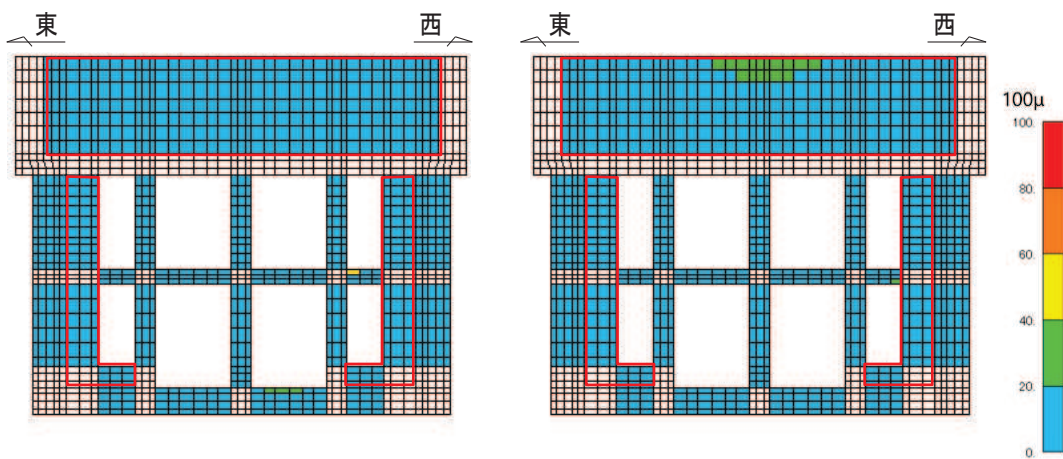
図 4-1 (2) ひずみ分布図（主筋ひずみ）（構造物全体）



ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

(コンクリートの圧縮ひずみ)



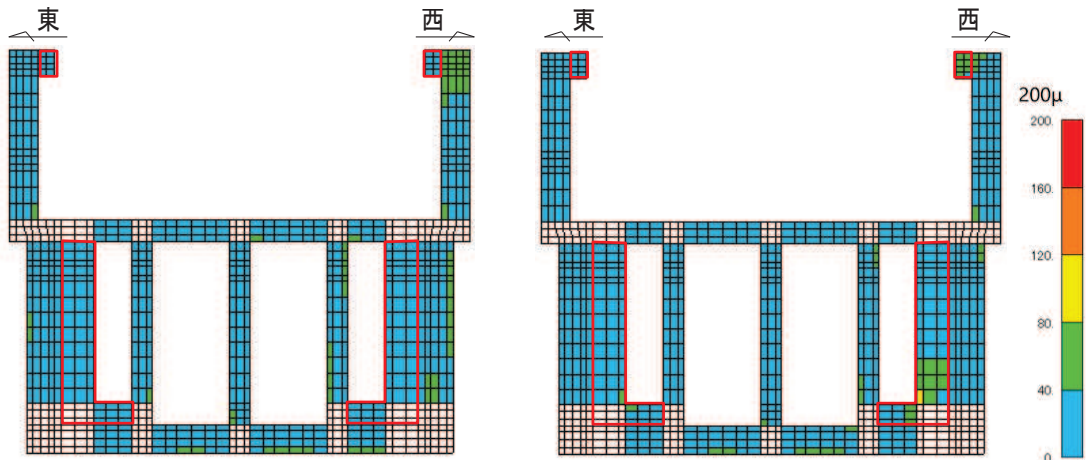
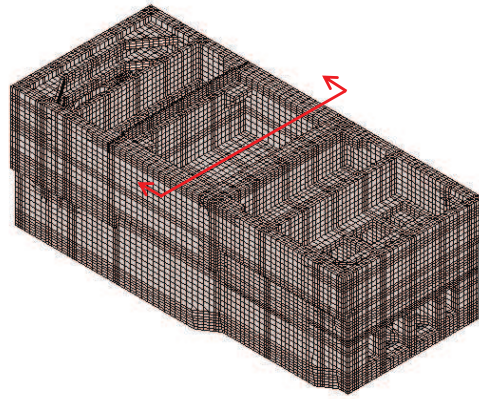
ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

(主筋ひずみ)

注：赤枠は補強箇所を示す。

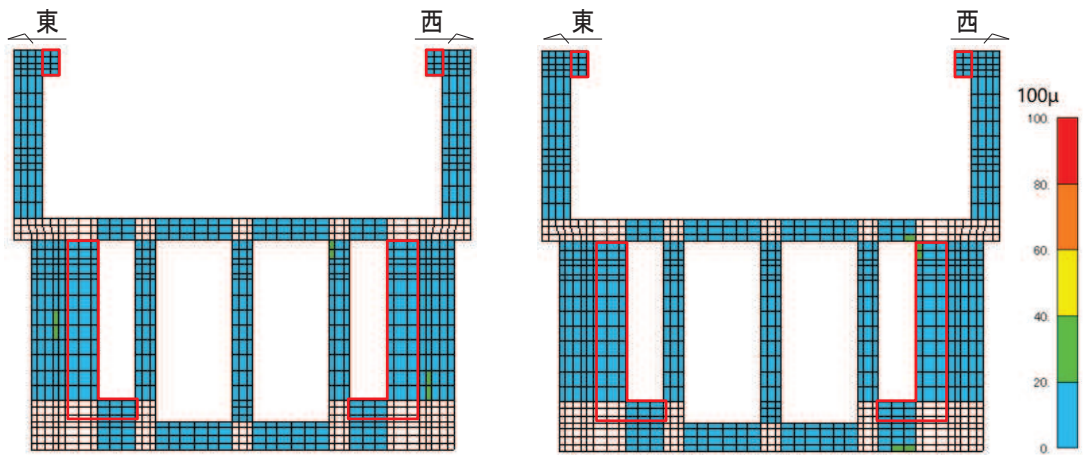
図 4-2 ひずみ分布図 (スクリーンエリア)



ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

(コンクリートの圧縮ひずみ)



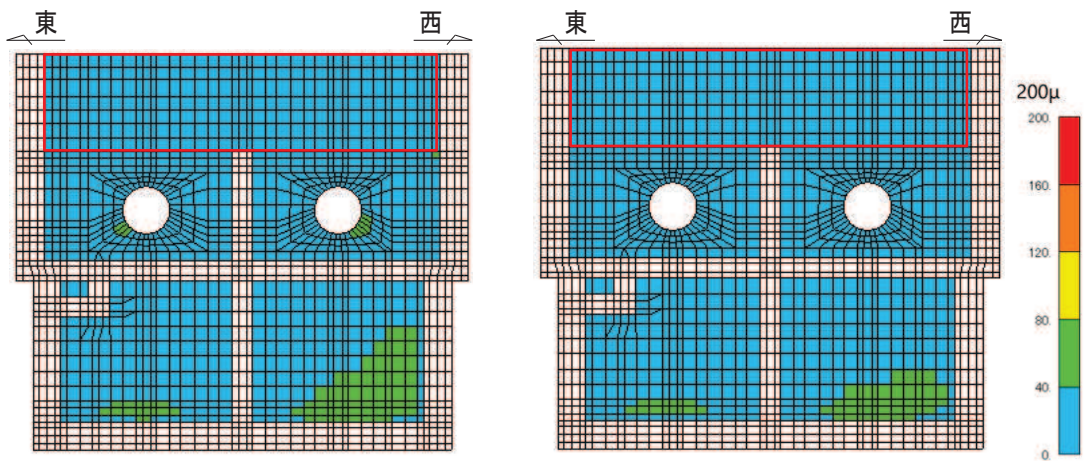
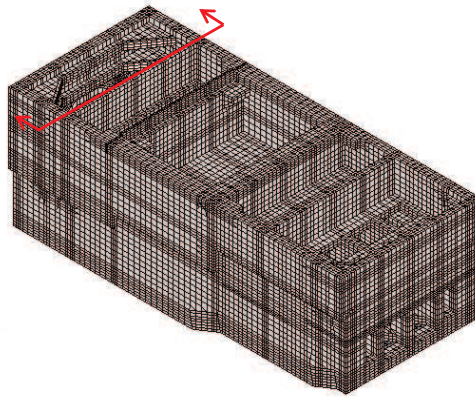
ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

(主筋ひずみ)

注：赤枠は補強箇所を示す。

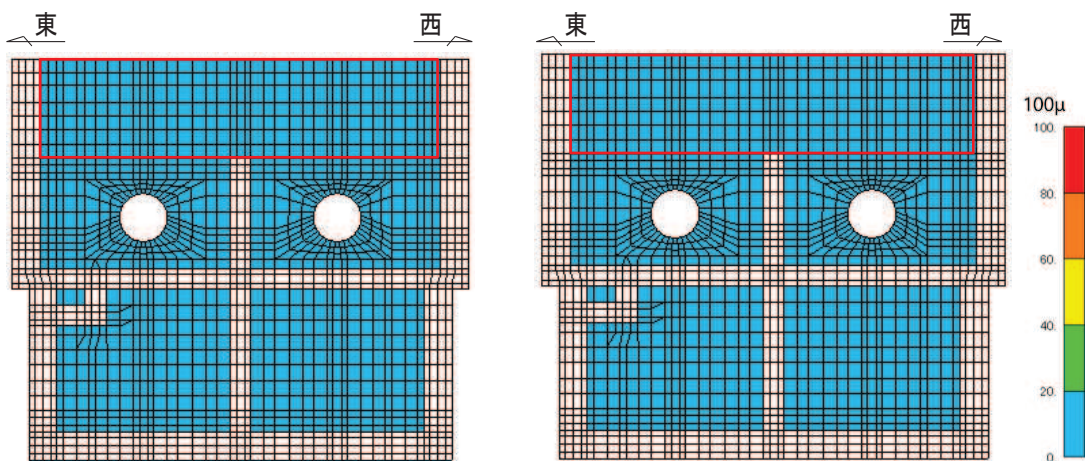
図 4-3 ひずみ分布図 (補機ポンプエリア)



ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

(コンクリートの圧縮ひずみ)



ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

(主筋ひずみ)

注：赤枠は補強箇所を示す。

図 4-4 ひずみ分布図 (循環水ポンプエリア)

5. まとめ

海水ポンプ室は、曲げ及びせん断に対する耐震性を確保するために、躯体の増厚や補強部材の追加、竜巻防護ネット支持のコーベル追加等の耐震補強を行っており、これらの補強部材の施工履歴の影響を確認するために、「施工履歴を考慮して常時応力解析を行う方法（ケース1）」と「施工履歴を考慮せずに補強後の状態で常時応力解析を行う方法（ケース2）」の2通りの常時応力解析を行い、施工履歴の考慮の有無による耐震評価結果への影響について検証を行った。

その結果、ケース1の方がケース2よりも、発生ひずみが少し大きな値を示す結果となった。これは、補強部材の有無による荷重の分担の違いや補強部材の追加による自重の増加等が起因したものによると考えられるが、発生ひずみの差は極めて小さく、耐震評価に影響を与えるものではない。

以上より、補強部材の施工履歴の考慮による耐震評価への影響はなく、現設計で実施している、施工履歴を考慮せずに補強後の状態で常時応力解析を行うことは、耐震評価に影響を与えないことを確認した。

参考資料 9 既設部材と新設部材のコンクリートの付着力について

1. はじめに

海水ポンプ室の三次元構造解析において、増厚補強部は、既設部材と補強部材が一体となって挙動することを前提としてモデル化を行っている。既設部材と補強部材に発生する応力のうち、既設部材と補強部材の接合面に発生する引張応力にはコンクリートの付着強度で抵抗する。施工においては、既設部材を目荒らししてから新設部のコンクリート打設を行うことから一体施工と同等の付着強度が期待される見込みである。なお、設計においては、コンクリートの引張強度に対し保守的に 1.5N/mm^2 を許容付着強度としており、既設部材と補強部材の接合面での発生引張応力が付着強度を下回ることを確認している。本資料では、海水ポンプ室にてブラスト処理にて目荒らしを実施することにより、許容付着強度である 1.5N/mm^2 が発揮されることを、原位置で試験施工した付着強度試験により確認した。

2. 適用規格・基準類

ブラスト処理については、「構造物施工管理要領（東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社 令和2年7月）」を、付着強度試験については、「JIS A 1171 ポリマーセメントモルタルの試験方法」を適用する。

3. 付着強度試験

3.1 試験位置

試験位置は、海水ポンプ室の補強箇所である水路部の側壁（東側）とする。試験位置図を図3-1に示す。

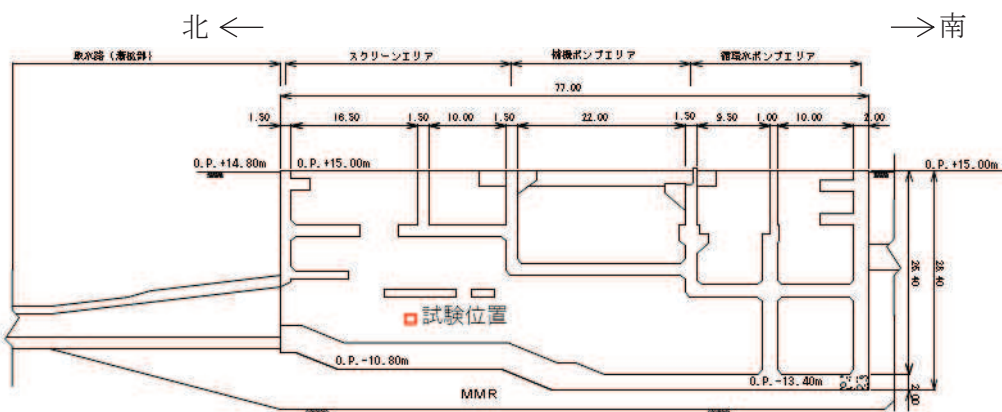


図3-1 試験位置図（側壁（東側））

3.2 試験フロー

付着強度試験のフローを図 3-2 に示す。

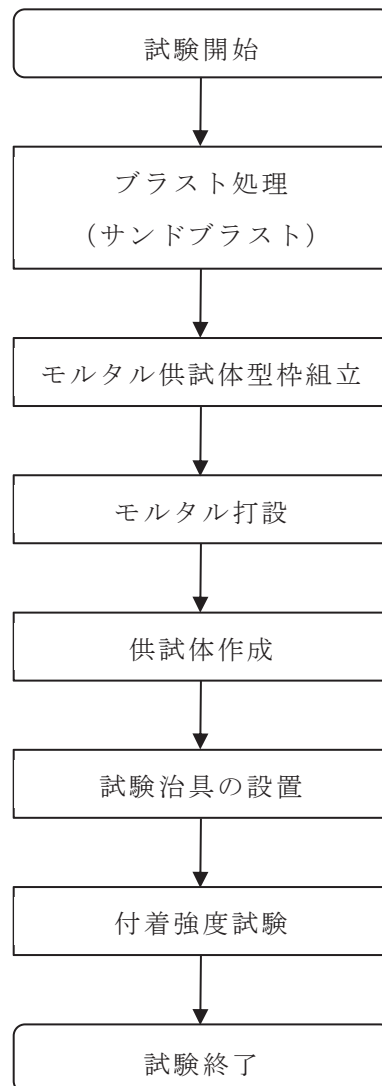


図 3-2 付着強度試験フロー

3.3 試験手順

試験は、図 3-2 のフローに基づき以下のとおり実施する。

① ブラスト処理

ブラスト処理は、サンドブラストによるものとし、「構造物施工管理要領（東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社 令和 2 年 7 月）」に基づき，噴射密度は付着強度 $1.5\text{N}/\text{mm}^2$ が確保できるとされている $30\text{kg}/\text{m}^2$ とする。

② モルタル供試体型枠組立

試験モルタル用の型枠（内のり寸法 $900\text{mm}\times 900\text{mm}\times$ 厚さ 10mm ）を既設コンクリート面に設置する。

③ モルタル打設

モルタルを型枠内に打設する。打設したモルタルは，圧縮強度試験用の供試体を採取し，引張試験実施日までの養生期間にて圧縮強度試験を実施し，補強部材のコンクリートの圧縮強度 $30\text{N}/\text{mm}^2$ 以上を確認する。

④ 供試体作成

モルタルの養生，型枠脱型後，モルタルを寸法 $40\text{mm}\times 40\text{mm}$ の大きさに切り欠き供試体を作成する。供試体数は 5 個とする。

⑤ 試験治具の設置

モルタル表面に接着剤を塗布し試験治具（寸法 $40\text{mm}\times 40\text{mm}$ ）を設置する。

⑥ 付着強度試験

試験治具に付着力試験機を取付け，毎分 $1500\sim 2000\text{N}$ の荷重速度で載荷し，最大荷重を計測する。付着強度は，JIS に基づき 5 個の供試体の平均値として求める。試験概要図を図 3-3 に示す。

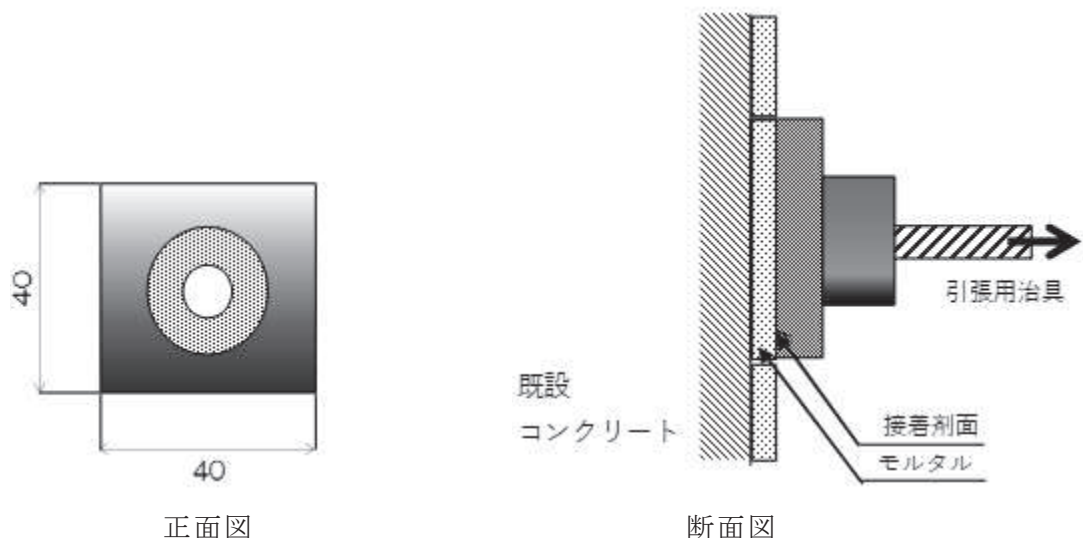


図 3-3 試験概要図

3.4 試験結果

付着強度試験の結果を表 3-1 に示す。JIS に基づき、5 つの供試体の平均値を付着強度とした結果、付着強度は 1.7N/mm^2 となり、許容付着強度の 1.5N/mm^2 を上回ることを確認した。

なお、試験のばらつきを考慮し、平均値から 1σ 低減させた場合でも付着強度は 1.5N/mm^2 である。また、三次元静的材料非線形解析による既設部材と補強部材の接合面の要素に発生する引張応力の最大値は「参考資料 3 5.2.3 ③接合面での剥離に対する検討」に示すとおり 1.33N/mm^2 であり、許容付着強度の 1.5N/mm^2 に対して裕度を確保している。

表 3-1 付着強度試験結果

No.	計測値 (kN)	付着強度 (N/mm^2)
1	2.57	1.6
2	3.28	2.1
3	2.69	1.7
4	2.81	1.8
5	2.32	1.5
平均値	2.73	1.7

4. まとめ

海水ポンプ室の三次元構造解析において、増厚補強部の既設部材と新設部材の接合面は、一体となって挙動することを前提としてモデル化していることから、接合面に発生する応力のうち既設部材と補強部材の接合面の付着強度について付着強度試験を行い、試験結果が許容付着強度 1.5N/mm^2 を上回ることを確認した。

参考資料 10 竜巻ネット反力他に対する海水ポンプ室の構造成立性について

1. はじめに

海水ポンプ室の耐震評価において考慮している荷重のうち、竜巻防護ネット、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）（以下、「海水配管ダクト（鉛直部）」という。）及び主要なポンプ等の機器については、海水ポンプ室の床応答（横断面及び縦断面）を用いて個別に設計している。一方、海水ポンプ室は、弱軸となる横断方向加震の代表時刻に対し設計しており、土圧・慣性力が支配的な荷重であることや、付属する施設の重量は相対的に小さいことから、付属する施設の荷重が耐震性に及ぼす影響は小さいため、二次元地震応答解析による節点加速度に施設の質量を乗じた慣性力を付属する施設の荷重として三次元構造解析で考慮している。

付属する施設の個別設計は、加震方向、ばらつきの考慮方法、包絡荷重の採用等の荷重抽出の考え方等において、海水ポンプ室の設計とは異なるため、付属する施設の個別設計の方針を踏まえたうえで、海水ポンプ室の構造成立性に影響を及ぼすことが無く、海水ポンプ室の設計に問題ないことを確認した。

本資料では、まず、海水ポンプ室の設計と、付属する施設の個別設計の荷重を整理し、海水ポンプ室の設計に影響を及ぼさないと判断し、簡略化している荷重を抽出した。次に、抽出した荷重に対し、簡略化している理由を明確にし、一部の荷重については、定量的に個別の施設の耐震評価から算定される荷重に対する海水ポンプ室の構造成立性を評価した。構造成立性の評価としては、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査により評価した。

評価の結果、簡略化している個別の施設の耐震評価を踏まえた荷重を考慮しても、海水ポンプ室の設計が問題ないこと、かつ構造成立性に影響を与えないことを確認した。

2. 海水ポンプ室及び付属する施設の設計で考慮する荷重の整理

海水ポンプ室の設計及び付属する施設の個別設計において考慮している荷重とそれらの相違点を表 2-1 に示す。

2.1 海水ポンプ室の設計荷重

海水ポンプ室の設計では、弱軸方向となる東西方向加震を対象に、損傷モード毎・部材毎に照査時刻を選定し、構造解析を実施しており、1 地震動あたり最大 27 時刻の照査を行っている。付属する施設の荷重は、二次元地震応答解析モデルにおいて節点重量として考慮し、照査時刻における節点の加速度に施設の質量を乗じた荷重を慣性力として、構造解析モデルの設置位置に、水平力及び鉛直力として作用させている。

竜巻防護ネット、海水配管ダクト（鉛直部）、機器荷重の二次元地震応答解析モデルにおける節点位置及び構造解析モデルの慣性力作用位置を図 2-1～図 2-3 にそれぞれ示す。

2.2 竜巻防護ネットの設計荷重との相違点

竜巻防護ネットの設計荷重は、図 2-4 に示すとおり、基準地震動 S s 7 波の包絡荷重として算定されており、かつ、ゴム支承等の剛性のばらつきを考慮していることから、海水ポンプ室の設計荷重に比べ、保守的な荷重となっている。ゴム支承は、水平方向の剛性が小さく鉛直方向の剛性が大きいいため、水平方向荷重に比べ鉛直方向荷重が大きく評価されることから、図 2-4 の荷重比較に示すとおり、鉛直方向の荷重比が大きくなっている。

竜巻防護ネットの加震方向は、東西方向、南北方向、鉛直方向の加震となっており、海水ポンプ室では東西方向と鉛直方向の加震となっている。

また、竜巻防護ネットへの飛来物衝突による海水ポンプ室への荷重を、基準地震動 S s 7 波の包絡荷重により算定される竜巻防護ネットの設計荷重と併せて表 2-2 に示す。飛来物衝突による海水ポンプ室への荷重は、「補足-710-1【竜巻への配慮が必要な施設の強度に関する説明書の補足説明資料】」に示す考え方にに基づき算定しており、基準地震動 S s 7 波の包絡荷重により算定される竜巻防護ネットの設計荷重と比較して小さいことから、基準地震動 S s 7 波の包絡荷重により算定される竜巻防護ネットの設計荷重に包含される。

なお、「4. 竜巻防護ネットからの荷重による影響評価」に示すとおり、竜巻防護ネットの設計荷重を考慮した三次元構造解析による耐震評価を実施し、照査値に余裕があることを確認しているため、竜巻防護ネットへの飛来物衝突による海水ポンプ室への荷重が、海水ポンプ室の構造成立性に影響を与えるものではないと評価できる。

2.3 海水配管ダクト（鉛直部）の設計荷重との相違点

海水配管ダクト（鉛直部）の設計は、静的解析で構造解析しているため地震時荷重を保守的に評価する必要があり、基準地震動毎の包絡荷重を用い、更に深度区分毎に最大荷重を設計荷重としており、海水ポンプ室の設計荷重に比べ、かなり保守的な荷重となっている。

東西方向加震においては、海水ポンプ室と同じ地震応答解析モデルの土圧及び慣性力を用いており、構造解析に作用させる元となる荷重は同一である。つまり、海水配管ダクト（鉛直部）の設計では、包絡荷重の深度区分最大荷重を設計荷重としており、海水ポンプ室の設計では、照査時刻の荷重を設計荷重としている。なお、海水ポンプ室の照査時刻のうち、総水平荷重最大時刻において、海水配管ダクトを含めた最大荷重が考慮されている。

南北方向加震については、表 2-1(1)に示すとおり、海水ポンプ室の強軸方向であり、質量も相対的に小さいことから耐震性に及ぼす影響は小さいと評価している。

2.4 機器の設計荷重との相違点

機器の荷重は、表 2-3 に示すとおり基準地震動 S s 7 波の包絡に加え、加震方向や物性のばらつきを包絡して評価していることから、海水ポンプ室の設計に比べ、保守的な荷重となっている。また、表 2-1(2)に示すとおり、海水ポンプ室の設計では、水平荷重と鉛直荷重として設計しているのに対し、機器の設計荷重では、ポンプ類の高さを考慮した転倒モーメントが算定されている。

表 2-1 (1) 海水ポンプ室と付属する施設の荷重の相違点

付属施設	設置位置	海水ポンプ室の設計における荷重の考慮方法		付属施設の個別設計からの荷重	設計荷重の相違点
		弱軸方向 (東西)	強軸方向 (南北)		
竜巻防護ネット	補機ポンプエリアの北側隔壁と、南側隔壁のコーナー	<ul style="list-style-type: none"> • 基準地震動 S_s あたり、損傷モード・部位に着目した最大 27 照査時刻の耐震評価を行う。 • 二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。 • 慣性力は、水平方向荷重 (東西) 及び鉛直方向荷重として、竜巻防護ネットの設置位置に作用させる。(図 2-1 参照) 	<ul style="list-style-type: none"> • 弱軸方向の評価において照査値が最も厳しい時刻 (1 時刻) を対象に、水平 2 方向載荷による耐震評価を行う。 • 二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。 • 慣性力は、水平方向荷重 (東西) 及び南北) 及び鉛直方向荷重として、竜巻防護ネットの設置位置に作用させる。 	<ul style="list-style-type: none"> • 基準地震動 S_s 7 波の包絡荷重に対して荷重を算定している。 • ゴム支承の剛性のばらつき等を見込んだ荷重を算定している。 • 竜巻防護ネットの支点毎に東西方向荷重、南北方向荷重、鉛直方向荷重が算定されている。(図 2-4 参照) 	<ul style="list-style-type: none"> • 竜巻防護ネットの荷重は基準地震動 S_s 7 波の包絡荷重かつばらつきを考慮しており、海水ポンプ室の設計荷重より保守的になっている。 • 竜巻防護ネットの水平方向荷重は、東西方向及び南北方向に対して評価しているが、海水ポンプ室の設計は弱軸方向となる。東西方向に対し実施している。(南北方向は水平 2 方向の影響確認を実施)
海水配管ダクト (鉛直部)	西側側壁	<ul style="list-style-type: none"> • 基準地震動 S_s あたり、損傷モード・部位に着目した最大 27 照査時刻の耐震評価を行う。 • 二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。 • 慣性力は、水平方向荷重 (東西) 及び鉛直方向荷重として、側壁の海水配管ダクト (鉛直部) 設置位置に作用させる。 • 土圧は、海水ポンプ室横断面の地震応答解析により評価される土圧を直接、面直力及び鉛直方向摩擦力として作用させる。(図 2-2 参照) 	<ul style="list-style-type: none"> • 弱軸方向の評価において照査値が最も厳しい時刻 (1 時刻) を対象に、水平 2 方向載荷による耐震評価を行う。 • 二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。 • 慣性力は、水平方向荷重 (東西) 及び南北) 及び鉛直方向荷重として、側壁の海水配管ダクト (鉛直部) 設置位置に作用させる。 • 土圧は、海水ポンプ室横断面の地震応答解析により評価される土圧を直接、面直力及び鉛直方向摩擦力として作用させる。 	<ul style="list-style-type: none"> • 各基準地震動 S_s の包絡荷重に対して荷重を算定している。 • 耐震評価断面を水平輪切り断面とし、東西方向と南北方向の 2 方向の土圧及び慣性力を同時に作用させている。 • 南北方向の地震時荷重により水平荷重に加え曲げモーメントが算定される。(図 2-5 参照) 	<ul style="list-style-type: none"> • 海水配管ダクト (鉛直部) の設計は、静的解析で評価するため、各基準地震動 S_s の包絡荷重を用いており、海水ポンプ室の設計荷重よりかなり保守的になっている。 • 海水ポンプ室の設計は弱軸方向となる東西方向に対し実施している。 • 海水ポンプ室の設計において、東西方向加震は、土圧及び慣性力とも海水配管ダクト (鉛直部) の荷重を評価しており、総水平荷重最大時刻に対する照査において、海水配管ダクト (鉛直部) の最大荷重も考慮している。 • (南北方向は水平 2 方向の影響確認を実施)

表 2-1 (2) 海水ポンプ室と付属する施設の荷重の相違点

付属施設	海水ポンプ室の設計における荷重の考慮方法		付属施設の個別設計からの荷重	設計荷重の相違点
	弱軸方向 (東西)	強軸方向 (南北)		
機器 (循環水ポンプ 及び 原子炉機器 冷却海水ポンプ等)	補機ポンプ エリア 及び 循環水ポンプ エリアの 中床版	海水ポンプ室の設計において照査値が最も厳しい時刻 (1 時刻) を対象に、水平 2 方向載荷による耐震評価を行う。 ・ 二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性を三次元構造解析モデルに作用させる。 ・ 慣性は、水平方向荷重 (東西) 及び鉛直方向荷重として、中床版の機器設置位置に作用させる。 (図 2-3 参照)	海水ポンプ室の設計において、水平方向や物性のばらつきを包絡して荷重を算定している。 ・ 機器毎に水平方向荷重、鉛直方向荷重、転倒モーメントが算定されている。 (表 2-2 参照)	海水ポンプ室の設計において、水平方向荷重と鉛直方向荷重を考慮しており、機器の設計では転倒モーメントが考慮されている。 ・ 海水ポンプ室の設計は弱軸方向となる東西方向のみ実施している。 (南北方向は水平 2 方向の影響確認を実施)

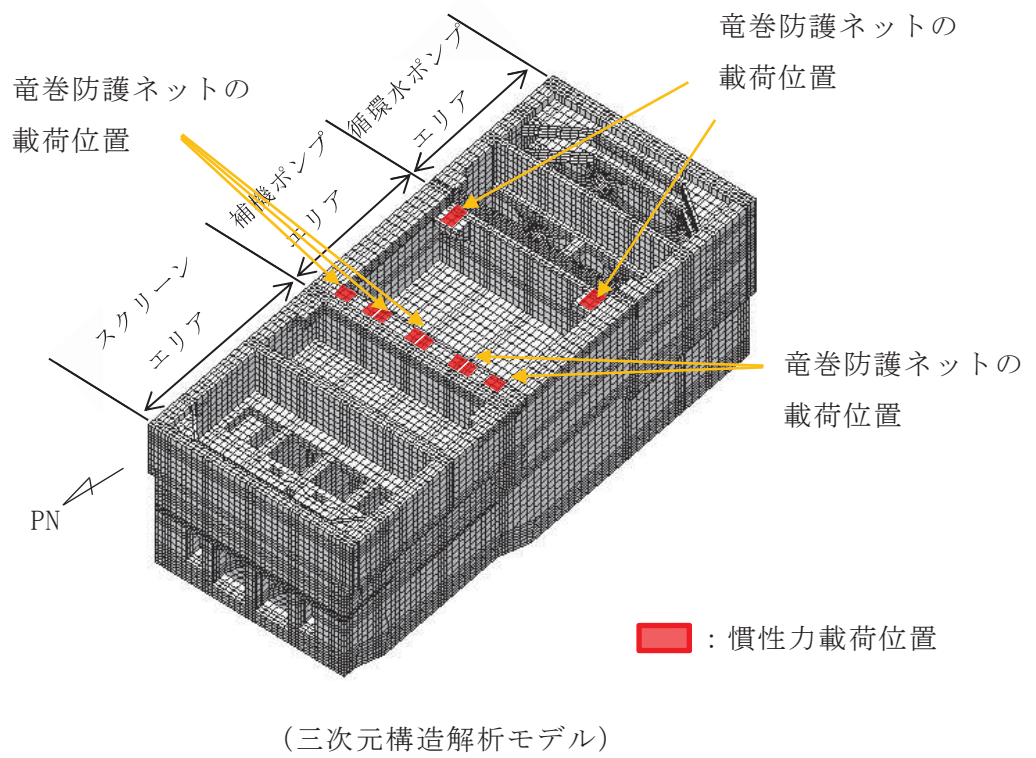
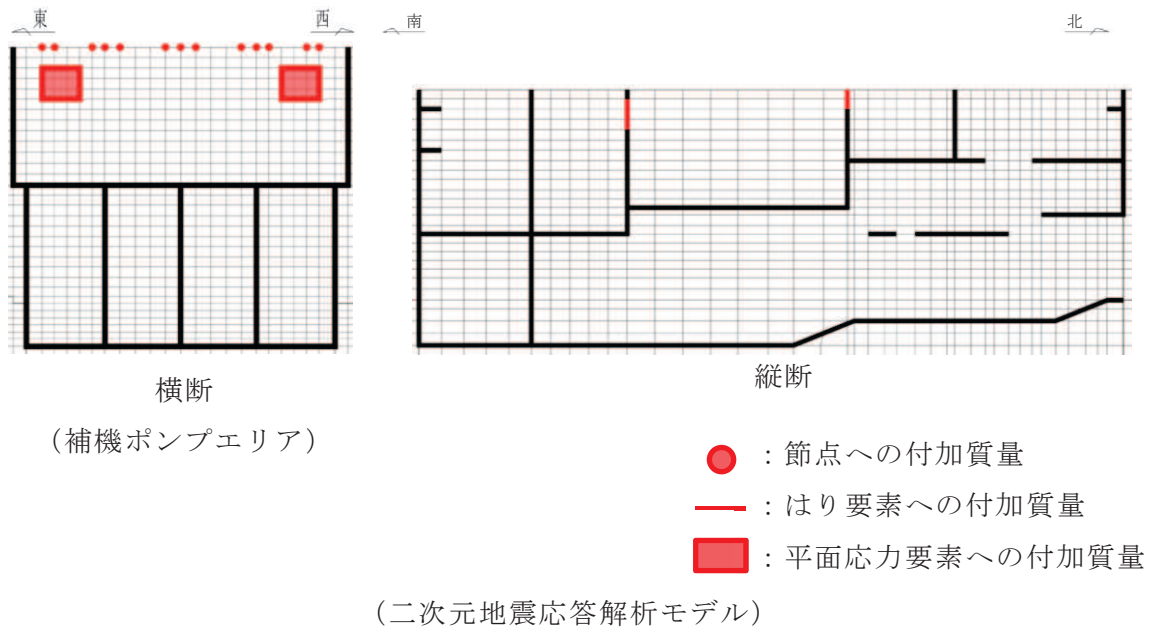
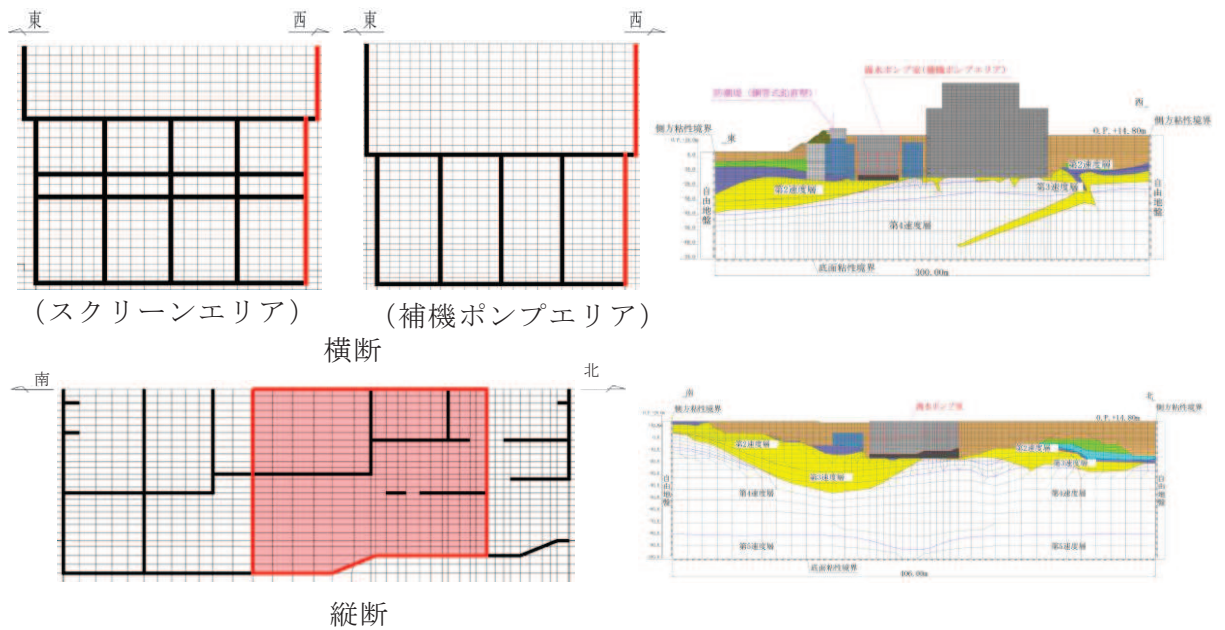
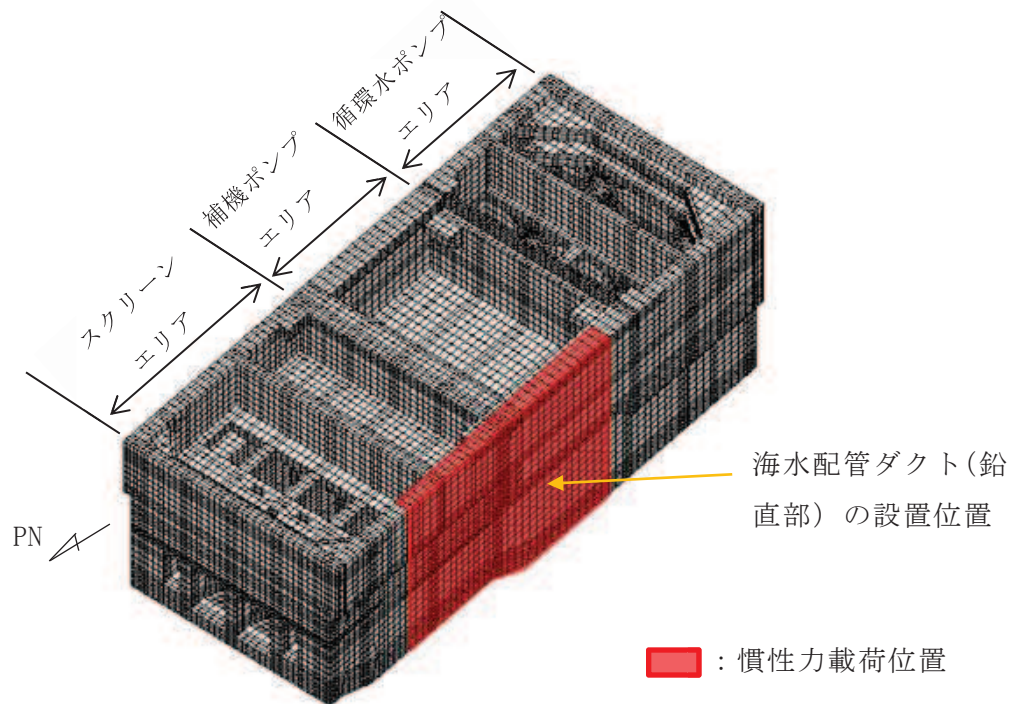


図 2-1 竜巻防護ネットの荷重評価・作用位置



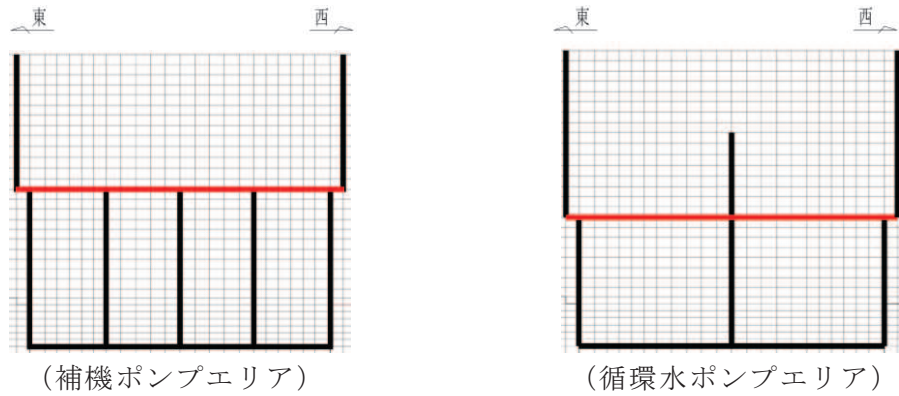
(二次元地震応答解析モデル)



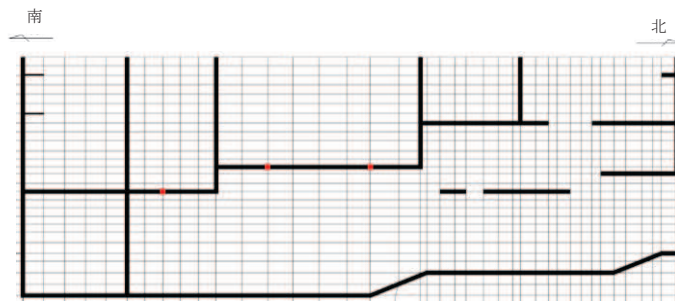
(三次元構造解析モデル)

注：土圧は慣性力とは別に側壁全面に作用させる。

図 2-2 海水配管ダクト (鉛直部) の荷重評価・作用位置



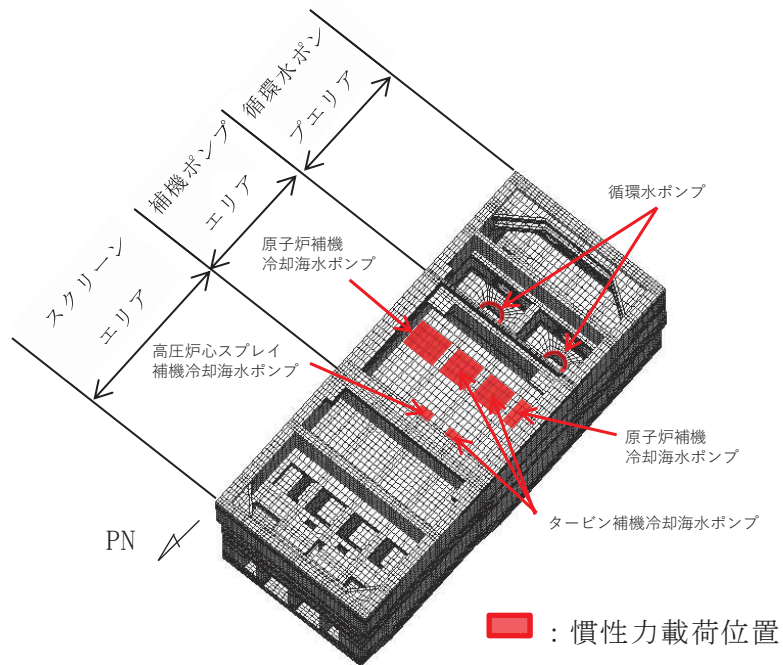
横断



縦断

- : 節点への付加質量
- : はり要素への付加質量

(二次元地震応答解析モデル)



(三次元構造解析モデル)

図 2-3 機器の荷重評価・作用位置

(東西方向検討用)

作用位置*1	①竜巻防護ネットの設計荷重 (kN)			②海水ポンプ室の設計荷重*2 (kN)			①/②荷重比		
	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向
N1	140.0	351.0	533.0	—	200.3	2.7	—	1.8	197.5
N2	253.0	931.0	738.0	—	311.7	17.8	—	3.0	41.5
N3	308.0	1160.0	902.0	—	317.6	31.1	—	3.7	29.1
N4	253.0	931.0	738.0	—	311.7	29.5	—	3.0	25.1
N5	140.0	351.0	533.0	—	200.3	19.4	—	1.8	27.5
S1	0.0	2026.0	1254.0	—	1197.6	77.0	—	1.7	16.3
S2	0.0	2026.0	1254.0	—	1197.6	102.9	—	1.7	12.2

注記*1：下図に作用位置を示す。

*2：隔壁の面内変形（面内せん断ひずみ）が最大となる地震動及び時刻における荷重を示す。

(南北方向検討用)

作用位置*	①竜巻防護ネットの設計荷重 (kN)			②海水ポンプ室の設計荷重 (kN)			①/②荷重比		
	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向
N1	629.0	12.0	370.0	—	—	—	—	—	—
N2	1240.0	13.0	354.0	—	—	—	—	—	—
N3	1228.0	2.0	460.0	—	—	—	—	—	—
N4	1240.0	13.0	354.0	—	—	—	—	—	—
N5	629.0	12.0	370.0	—	—	—	—	—	—
S1	658.0	14.0	2292.0	—	—	—	—	—	—
S2	658.0	14.0	2292.0	—	—	—	—	—	—

注記*：下図に作用位置を示す。

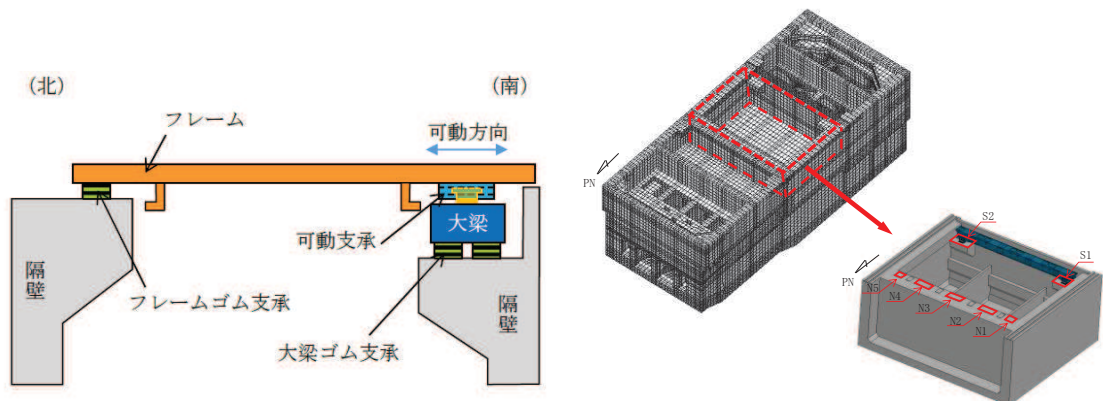


図 2-4 竜巻防護ネットの荷重比較

表 2-2 竜巻防護ネットへの飛来物衝突による荷重と地震時荷重の比較*1

作用位置*4	①竜巻防護ネットへの飛来物衝突による荷重*2 (kN)			②竜巻防護ネットの設計荷重*3 (kN)			①/②荷重比		
	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向
N1	350	256	609	391	240	477	0.90	1.07	1.28
N2	619	436	761	791	655	626	0.78	0.67	1.22
N3	572	358	130	804	830	782	0.71	0.43	0.17
N4	586	382	74	791	655	626	0.74	0.58	0.12
N5	317	204	33	391	240	477	0.81	0.85	0.07
合計	2444	1636	1607	3168	2620	2988	0.77	0.62	0.54

注記*1：竜巻防護ネットへの飛来物衝突による荷重は南側隔壁よりも北側隔壁の方が大きいことから、北側隔壁に作用する荷重を代表ケースとして示す。

*2：ゴム支承の剛性は設計値を適用している。

*3：基準地震動 S s 7 波の包絡荷重により算定し，ゴム支承の剛性は設計値を適用している。

*4：作用位置を図 2-4 に示す。

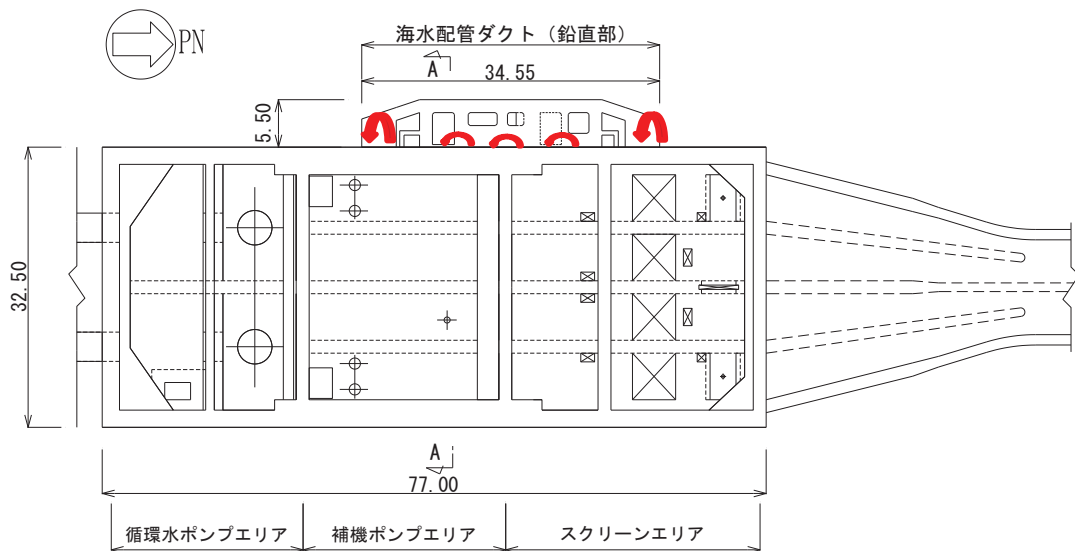


図 2-5 海水配管ダクト（鉛直部）から作用する曲げモーメント

表 2-3(1) 機器の荷重比較

(東西方向検討用)

機器 名称	作用 位置 ⁴⁾	①機器の設計荷重			②海水ポンプ室の設計荷重 ²⁾			③海水ポンプ室の設計荷重 ³⁾			①/② 荷重比			①/③ 荷重比		
		東西 方向 (kN)	鉛直 方向 (kN)	転倒 モー メント (kN・m)	東西 方向 (kN)	鉛直 方向 (kN)	転倒 モー メント (kN・m)	東西 方向 (kN)	鉛直 方向 (kN)	転倒 モー メント (kN・m)	東西 方向	鉛直 方向	転倒 モー メント	東西 方向	鉛直 方向	転倒 モー メント
原子炉補機 冷却海水ポンプ	R-A	2628	5498	4258	495	9	—	540	67	—	5	611	—	5	82	—
	R-B	2628	5498	4258	617	14	—	674	14	—	4	393	—	4	393	—
	R-C	2628	5498	4258	617	66	—	674	17	—	4	83	—	4	323	—
	R-D	2628	5498	4258	495	55	—	540	12	—	5	100	—	5	458	—
循環水 ポンプ	C-A	81700	16362	6909	1071	275	—	1036	350	—	76	59	—	79	47	—
	C-B	90780	17842	8196	1071	249	—	1036	105	—	85	72	—	88	170	—

注記*1：図 2-6 に作用位置を示す。

*2：補機ポンプエリアにおける中床版での曲げ・軸力系の破壊の照査値が厳しい地震動及び時刻における荷重を示す。

*3：循環水ポンプエリアにおける中床版での曲げ・軸力系の破壊の照査値が厳しい地震動及び時刻における荷重を示す。

表 2-3(2) 機器の荷重比較
(南北方向検討用)

機器名称	作用位置*	①機器の設計荷重			②海水ポンプ室の設計荷重			①/② 荷重比		
		南北方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	転倒モーメント (kN・m)	南北方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	転倒モーメント (kN・m)	南北方向	鉛直方向	転倒モーメント
原子炉補機冷却海水ポンプ	R-A	2628	5498	4258	—	—	—	—	—	—
	R-B	2628	5498	4258	—	—	—	—	—	—
	R-C	2628	5498	4258	—	—	—	—	—	—
	R-D	2628	5498	4258	—	—	—	—	—	—
循環水ポンプ	C-A	74960	16272	6695	—	—	—	—	—	—
	C-B	79440	21592	17210	—	—	—	—	—	—

注記* : 図 2-6 に作用位置を示す。

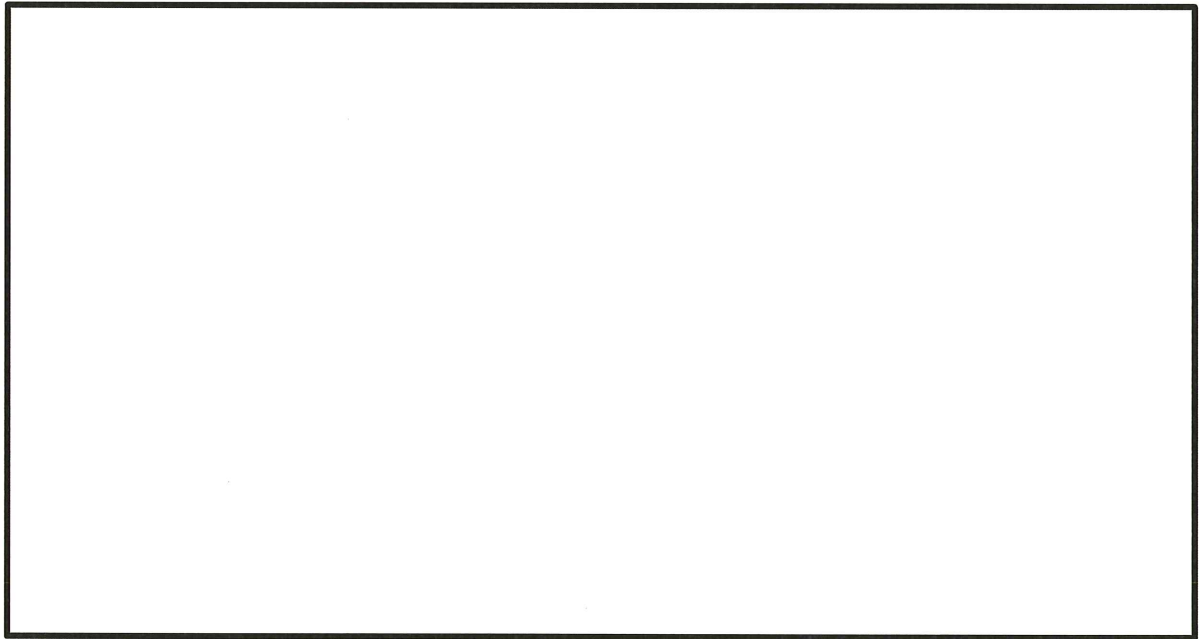


図 2-6 機器荷重作用位置

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3. 海水ポンプ室の設計では簡略化している荷重に対する影響確認方針

「2. 海水ポンプ室及び付属する施設の設計で考量する荷重の整理」において、海水ポンプ室の設計では、耐震性への影響が小さいと判断し簡略化している荷重が、海水ポンプ室の構造成立性に及ぼす影響と確認方針について、表 3-1 にまとめた。

表 3-1(1) 海水ポンプ室の設計で簡略化している荷重とその影響の確認方針

付属する施設	荷重	評価及び影響確認方針
竜巻防護 ネット	ばらつきを考慮した包絡荷重に対する安全性（東西方向）	<ul style="list-style-type: none"> ・荷重は比較的小さく、また、海水ポンプ室の隔壁に対し面内方向に作用するが、面内変形の耐力は大きいため、簡略化しても構造成立性に影響は無い。 ・三次元構造解析モデルに竜巻防護ネットの荷重を作用させて検証する。 (4章参照)
	ばらつきを考慮した包絡荷重に対する安全性（南北方向）	<ul style="list-style-type: none"> ・荷重は比較的小さいため構造成立性に影響は無い。 (水平2方向の影響検討で確認) ・海水ポンプ室の隔壁に面外荷重として作用する南北方向の水平方向荷重が最大となる基準地震動の時刻に竜巻防護ネットの荷重を作用させて検証する。 (4章参照)
海水配管ダクト（鉛直部）	南北方向加震時に、海水配管ダクト（鉛直部）から海水ポンプ室側壁へ作用するモーメント荷重に対する安全性	<ul style="list-style-type: none"> ・南北方向加震時に海水ポンプ室の側壁（壁厚2m以上）に面内荷重として作用する荷重（せん断力）は、側壁の面内変形に対する耐力は大きいため、構造成立性に影響は無い。 (水平2方向の影響検討で確認) ・海水ポンプ室側壁へ作用する曲げモーメントについては、荷重を作用させて検証する。 (5章参照)

表 3-1(2) 海水ポンプ室の設計で簡略化している荷重とその影響の確認方針

付属する施設	荷重	評価及び影響確認方針
機器	包絡荷重に対する安全性と、モーメント荷重に対する安全性	<ul style="list-style-type: none"> ・ 機器は海水ポンプ室の床に設置されているが、床は下層の水路の隔壁等によりスパンの短い四辺固定版の集合体となっており、十分耐力が大きく、かつ裕度を有していることから、水平及び鉛直荷重の評価により、構造成立性に影響はない。 ・ 海水ポンプ室へ作用する曲げモーメントについては、転倒モーメントを三次元構造解析モデルに付加させて検証する。 <p>(6章参照)</p>

4. 竜巻防護ネットからの荷重による影響評価

4.1 検証方法

竜巻防護ネットの設計を踏まえた荷重を考慮した三次元構造解析を行い、海水ポンプ室の構造成立性への影響を検証する。竜巻防護ネットは図 4-1 に示すように、補機ポンプエリアの北側と南側の隔壁部に設置されることから、東西及び南北方向において、隔壁が厳しくなる時刻を選定し評価を行う。東西方向及び南北方向の選定時刻の考え方を以下に示す。

- ・東西方向：地震荷重が隔壁に対し面内方向に作用することから、隔壁の面内変形（面内せん断ひずみ）が最大となる地震動及び時刻を選定（ $S_s - N1$ （++），解析ケース③，7.53 秒）
- ・南北方向：地震荷重が隔壁に対し面外方向に作用することから、隔壁に作用する水平方向荷重が最大となる地震動及び時刻を選定（ $S_s - D2$ （++），解析ケース①，6.83 秒）

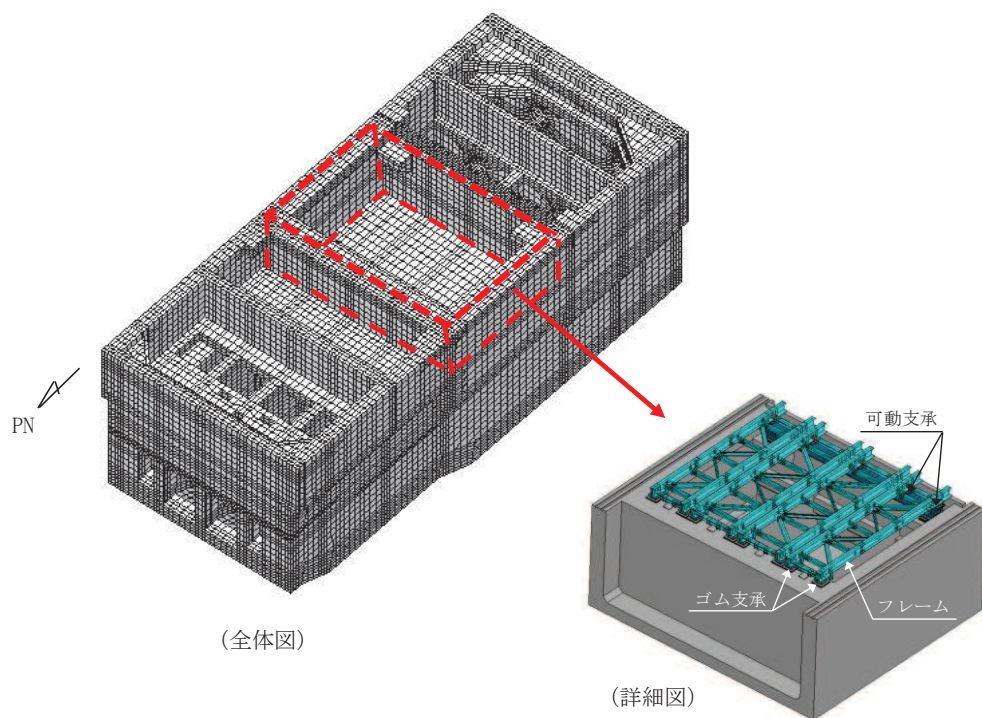


図 4-1 竜巻防護ネット設置個所

4.2 検証結果

三次元構造解析による耐震評価結果として、東西方向の結果を表 4-1 に、南北方向の結果を表 4-2 に示す。東西方向の結果には、海水ポンプ室の設計で考慮している荷重（慣性力：加速度×質量）の比較結果と併せて示す。また、東西方向のコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみの分布図を図 4-2 及び図 4-3 に示す。

図 2-4 に示すように、過大な荷重となる竜巻防護ネットからの荷重を作用させたが、海水ポンプ室の設計で考慮している荷重（慣性力）を作用させた結果との差異は軽微であることが確認された。また、南北方向の結果を表 4-2 に示しているが、東西方向と同様に、過大な荷重として竜巻防護ネットからの荷重を作用させても、発生ひずみは小さいことが確認された。

以上より、過大な荷重となる竜巻防護ネットからの荷重を作用させても、海水ポンプ室の構造成立性には影響を与えるものではないと評価できる。

表 4-1 (1) コンクリートの圧縮ひずみ（東西方向）*1

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	竜巻防護ネットからの荷重 ε_{d1} (許容限界：2000 μ)	海水ポンプ室の設計荷重 ε_{d2} (許容限界：2000 μ)	
底版	698 μ	687 μ	1.02
中床版	634 μ	623 μ	1.02
側壁	675 μ	675 μ	1.00
隔壁	<u>1564μ</u>	<u>1568μ</u>	1.00
導流壁	226 μ	214 μ	1.06
妻壁	159 μ	158 μ	1.01

注記*1：下線部は、照査用ひずみのうち最大値を示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 4-1 (2) 主筋ひずみ (東西方向) *1

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	竜巻防護ネットからの荷重 ε_{d1} (許容限界: 1725 μ)	海水ポンプ室の設計荷重 ε_{d2} (許容限界: 1725 μ)	
底版	<u>1452 μ</u> *3	<u>1318 μ</u> *3	1.10
中床版	1247 μ	1200 μ	1.04
側壁	1439 μ	1408 μ	1.02
隔壁	1443 μ	1197 μ	1.21
導流壁	170 μ	152 μ	1.12
妻壁	81 μ	83 μ	0.98

注記*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

*3: 要素平均化後の値を示す。

表 4-1 (3) 面内せん断ひずみ (東西方向) *1

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	竜巻防護ネットからの荷重 ε_{d1} (許容限界: 2000 μ)	海水ポンプ室の設計荷重 ε_{d2} (許容限界: 2000 μ)	
底版	—	—	—
中床版	—	—	—
側壁	—	—	—
隔壁	<u>517 μ</u>	<u>505 μ</u>	1.02
導流壁	—	—	—
妻壁	145 μ	144 μ	1.01

注記*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 4-1 (4) せん断破壊に対する照査* (東西方向)

評価部材	照査値		照査値の比 ①/②
	①竜巻防護ネットからの荷重	②海水ポンプ室の設計荷重	
底版	0.80	0.80	1.00
中床版	0.89	0.87	1.03
側壁	0.79	0.79	1.00
隔壁	0.90	0.88	1.03
導流壁	<u>0.91</u>	<u>0.89</u>	<u>1.03</u>
妻壁	0.74	0.75	0.99

注記*：下線部は，照査値のうち最大値を示す。

表 4-2 (1) コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ*¹ (南北方向)

評価部材	照査用ひずみ* ²	
	竜巻防護ネットからの荷重	
	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)
底版	148 μ	34 μ
中床版	99 μ	46 μ
側壁	182 μ	124 μ
隔壁	<u>236 μ</u>	144 μ
導流壁	204 μ	148 μ
妻壁	75 μ	<u>342 μ</u>

注記*¹：下線部は，照査用ひずみのうち最大値を示す。

*²：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 4-2 (2) せん断破壊に対する照査* (南北方向)

評価部材	照査値
底版	<u>0.90</u>
中床版	0.43
側壁	0.26
隔壁	0.79
導流壁	0.13
妻壁	0.29

注記*：下線部は，照査値のうち最大値を示す。

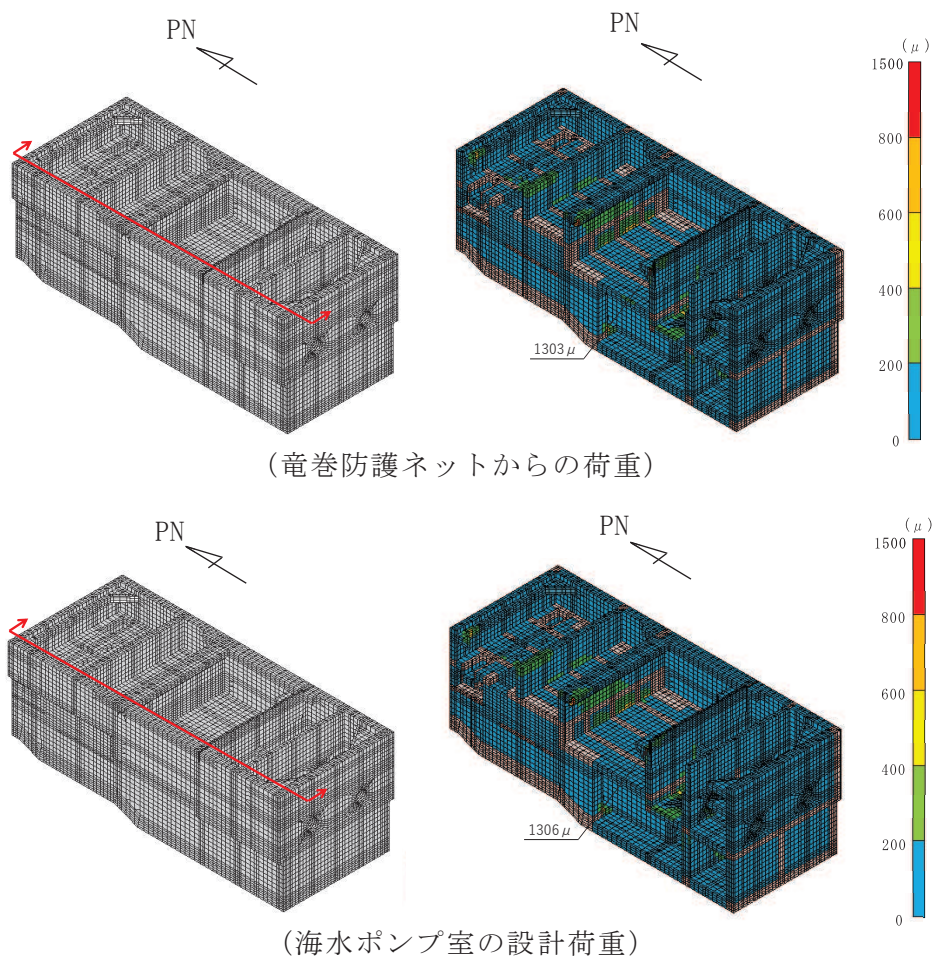


図 4-2 コンクリートの圧縮ひずみ分布図 (東西方向)

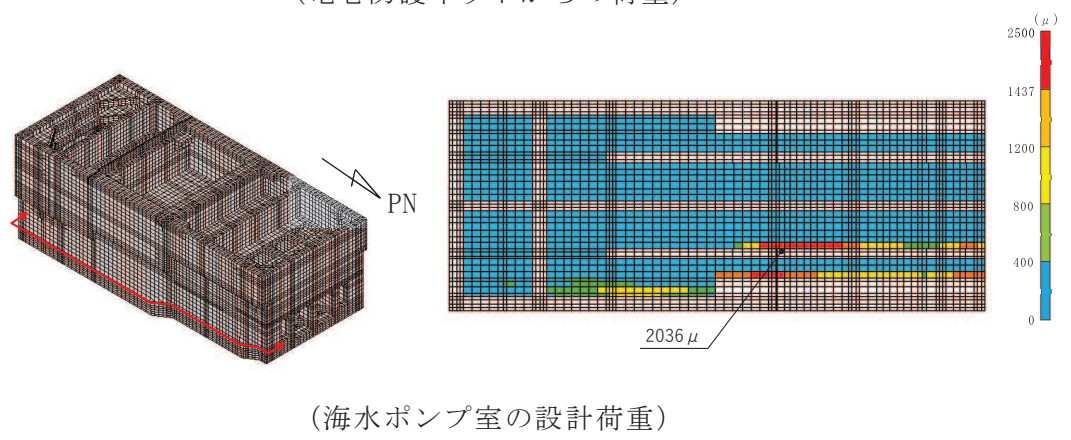
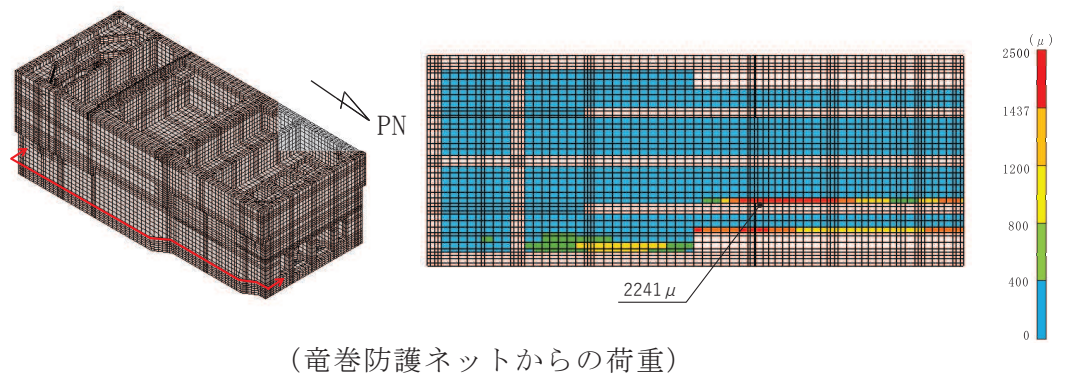


図 4-3 主筋ひずみ分布図（東西方向）

5. 海水配管ダクト（鉛直部）からの荷重による影響評価

5.1 検証方法

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価は、水平輪切り断面として東西方向と南北方向の2方向の荷重を作用させているため、南北方向加振時の慣性力と土圧が作用することにより、海水配管ダクト（鉛直部）の張出長さに応じた曲げモーメントが、海水ポンプ室西側の側壁に荷重として作用する。一方、海水ポンプ室の設計においては、海水配管ダクト（鉛直部）の躯体重量は海水ポンプ室の8%程度、張出長は5.5m程度、さらに躯体周囲には改良地盤が施工されており、海水ポンプ室への影響は軽微と考えられることから、海水ポンプ室の設計荷重では、水平方向荷重と鉛直方向荷重として考慮しており、曲げモーメントの影響はないと評価している。このため、海水配管ダクト（鉛直部）からの曲げモーメントの作用による海水ポンプ室への構造成立性への影響について検証する。

検証として、海水ポンプ室は東西方向の耐震評価を行っているため、保守的な評価となるよう弱軸である東西方向の荷重状態に、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価から算定される曲げモーメントを作用させた三次元構造解析を行い、海水ポンプ室の構造成立性への影響を評価する。

検証に用いる地震動は、海水配管ダクト（鉛直部）から算定される曲げモーメントが最も大きく算出されるよう、海水配管ダクト（鉛直部）の南北方向加振において水平荷重が最大となる地震動として $S_s - D2(++)$ を選定する。なお、海水配管ダクト（鉛直部）に作用する土圧は、図5-1に示す海水配管ダクト（鉛直部）の南北断面モデルにより評価し、得られた土圧分布から図5-2に示すように、保守的な荷重設定となるよう深度方向の各区間における最大値包絡とし、海水ポンプ室に作用させる曲げモーメントを保守的に算定している。

特にO.P. +3m以深やO.P. -2m以深において保守的な荷重を用いている。

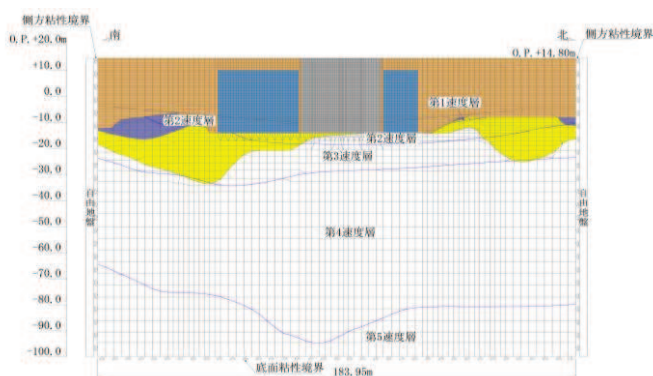


図5-1 海水配管ダクト（鉛直部）の南北断面地震応答解析モデル

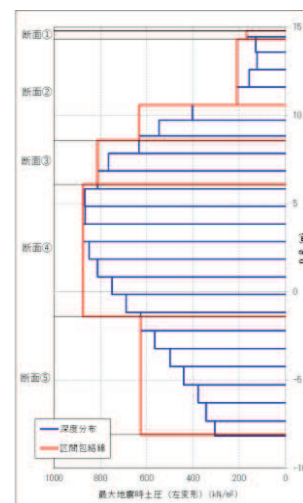


図5-2 土圧分布図

（北側に作用する土圧，北→南への変形）

5.2 検証結果

三次元構造解析による耐震評価結果を表 5-1 に示す。併せて、コンクリートの圧縮ひずみ分布図を図 5-3 に、主筋のひずみ分布図を図 5-4 に示す。

表 5-1 に示すように、保守的に算定した海水配管ダクト（鉛直部）の南北加震による側壁への曲げモーメントを、より保守的な評価となるよう海水ポンプ室の弱軸である東西方向の荷重状態に作用させても、曲げ・軸力系及びせん断破壊に対する許容限界を満たしていることが確認できた。

以上より、海水配管ダクト（鉛直部）からの荷重を保守的に考慮しても、海水ポンプ室の構造成立性には影響を与えるものではないと評価できる。

表 5-1 (1) コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ*¹

評価部材	照査用ひずみ* ²	
	海水配管ダクト（鉛直部）からの荷重	
	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 ）
底版	378 μ	717 μ
中床版	273 μ	732 μ
側壁	740 μ	<u>1497 μ</u>
隔壁	<u>1426 μ</u>	411 μ
導流壁	110 μ	52 μ
妻壁	118 μ	24 μ

注記*1：下線部は、発生ひずみのうち最大値を示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 5-1 (2) せん断破壊に対する照査*

評価部材	照査値
底版	0.52
中床版	0.58
側壁	<u>0.79</u>
隔壁	0.64
導流壁	0.54
妻壁	0.71

注記*：下線部は、照査値のうち最大値を示す。

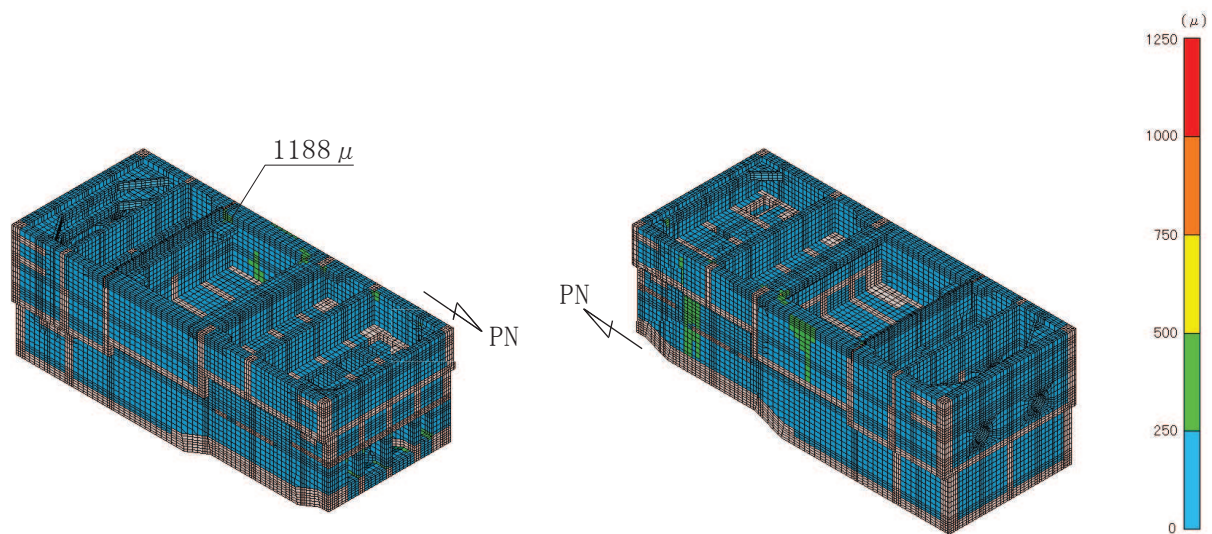


図 5-3 コンクリートの圧縮ひずみ分布図

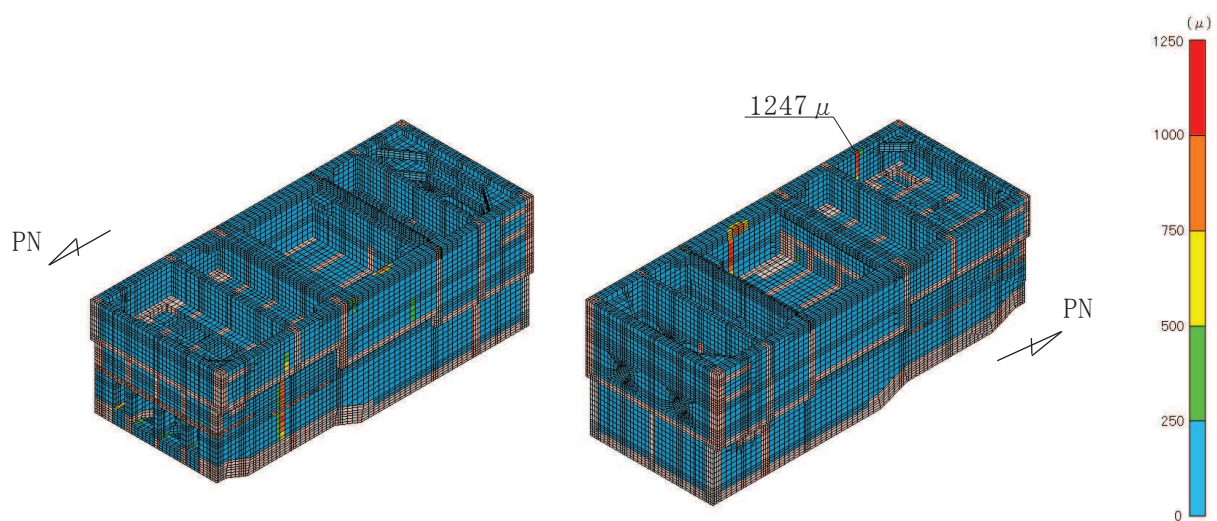


図 5-4 主筋ひずみ分布図

6. 機器からの荷重による影響評価

6.1 検証方法

海水ポンプ室の設計においては、二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に機器の質量を乗じた水平方向及び鉛直方向の慣性力を三次元構造解析モデルに作用させることで機器荷重を考慮している。一方、機器の設計では、水平・鉛直荷重に加えて機器の高さを考慮した転倒モーメントが算定されており、設計上の相違点となっている。また、機器の設計荷重は基準地震動 S s 7 波の包絡荷重に対して評価しており、十分な裕度をもった設計となっている。

本評価では、上述の設計上の相違点に着目し、海水ポンプ室の設計に対して機器により生じる転倒モーメントを付加した三次元構造解析を行い、海水ポンプ室の構造成立性への影響を検証する。機器は図 6-1 に示すように、補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの中床版に設置されることから、東西及び南北方向において、中床版が厳しくなる時刻を選定し評価を行う。東西方向及び南北方向の選定時刻の考え方を以下に示す。

- ・東西方向：補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの中床版での曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最大となる地震動及び時刻を選定

補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

循環水ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース④, 7.50 秒)

- ・南北方向：機器からの転倒モーメントが大きくなると考えられる時刻として、中床版での水平加速度が最大となる地震動及び時刻を選定

S s - F 3 (-+) , 解析ケース①, 26.69 秒

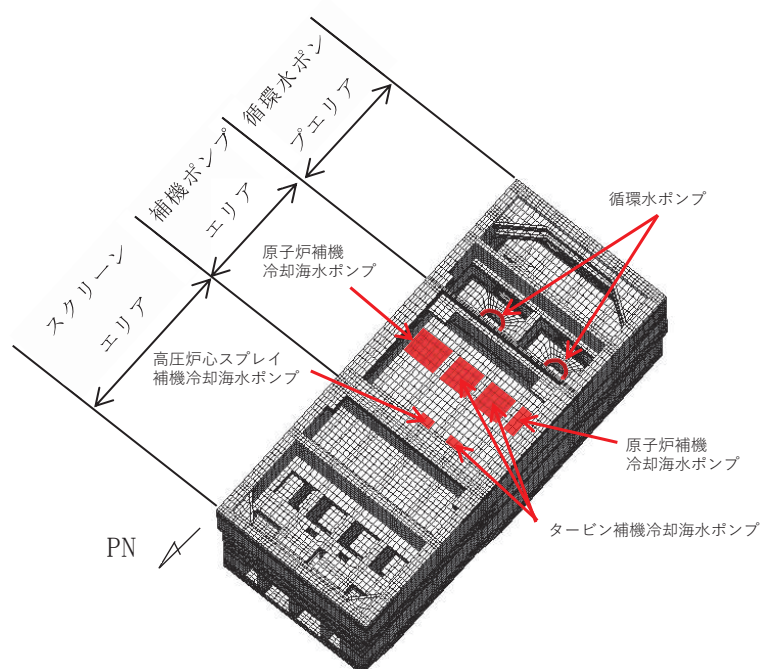


図 6-1 機器設置個所

6.2 検証結果

東西方向の結果を表 6-1 に、南北方向の結果を表 6-2 に示す。東西方向の結果には、海水ポンプ室の設計で考慮している荷重（慣性力：加速度×質量）の比較結果と併せて示す。また、東西方向のコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみの分布図を図 6-2 及び図 6-3 に示す。

機器により生じる転倒モーメントを付加させた結果との差異は軽微であることが確認された。また、南北方向の結果を表 6-2 に示しているが、転倒モーメントを付加させても、発生ひずみは小さいことが確認された。

以上より、機器からの転倒モーメントを作用させても、海水ポンプ室の構造成立性には影響を与えるものではないと評価できる。

表 6-1 (1) コンクリートの圧縮ひずみ (東西方向) *1

補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\epsilon_{d1} / \epsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 ϵ_{d1} (許容限界: 2000 μ)	海水ポンプ室の 設計荷重 ϵ_{d2} (許容限界: 2000 μ)	
底版	678 μ	678 μ	1.00
中床版	574 μ	573 μ	1.00
側壁	657 μ	657 μ	1.00
隔壁	<u>1538 μ</u>	<u>1540 μ</u>	1.00
導流壁	231 μ	230 μ	1.00
妻壁	140 μ	141 μ	0.99

注記*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-1 (2) コンクリートの圧縮ひずみ (東西方向) *1

循環水ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース④, 7.50 秒)

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\epsilon_{d1} / \epsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 ϵ_{d1} (許容限界: 2000 μ)	海水ポンプ室の 設計荷重 ϵ_{d2} (許容限界: 2000 μ)	
底版	462 μ	464 μ	1.00
中床版	426 μ	425 μ	1.00
側壁	483 μ	483 μ	1.00
隔壁	<u>978 μ</u>	<u>978 μ</u>	1.00
導流壁	134 μ	131 μ	1.02
妻壁	122 μ	123 μ	0.99

注記*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-1 (3) 主筋ひずみ (東西方向) *1

補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 ε_{d1} (許容限界: 1725 μ)	海水ポンプ室の 設計荷重 ε_{d2} (許容限界: 1725 μ)	
底版	<u>1196 μ</u> *3	<u>1191 μ</u> *3	1.00
中床版	1187 μ	1182 μ	1.00
側壁	1445 μ	1456 μ	0.99
隔壁	1053 μ	1089 μ	0.97
導流壁	189 μ	191 μ	0.99
妻壁	58 μ	58 μ	1.00

注記*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

*3: 要素平均化後の値を示す。

表 6-1 (4) 主筋ひずみ (東西方向) *1

循環水ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース④, 7.50 秒)

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 ε_{d1} (許容限界: 1725 μ)	海水ポンプ室の 設計荷重 ε_{d2} (許容限界: 1725 μ)	
底版	<u>1577 μ</u>	<u>1575 μ</u>	1.00
中床版	960 μ	987 μ	0.97
側壁	742 μ	797 μ	0.93
隔壁	1116 μ	1109 μ	1.01
導流壁	64 μ	65 μ	0.98
妻壁	44 μ	44 μ	1.00

注記*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-1(5) 面内せん断ひずみ（東西方向）*1

補機ポンプエリア着目（S s - N 1（++），解析ケース③，7.53 秒）

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 ε_{d1} (許容限界：2000 μ)	海水ポンプ室の 設計荷重 ε_{d2} (許容限界：2000 μ)	
底版	—	—	—
中床版	—	—	—
側壁	—	—	—
隔壁	<u>462 μ</u>	<u>461 μ</u>	1.00
導流壁	—	—	—
妻壁	125 μ	125 μ	1.00

注記*1：下線部は，照査用ひずみのうち最大値を示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-1(6) 面内せん断ひずみ（東西方向）*1

循環水ポンプエリア着目（S s - N 1（++），解析ケース④，7.50 秒）

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 ε_{d1} (許容限界：2000 μ)	海水ポンプ室の 設計荷重 ε_{d2} (許容限界：2000 μ)	
底版	—	—	—
中床版	—	—	—
側壁	—	—	—
隔壁	<u>305 μ</u>	<u>306 μ</u>	1.00
導流壁	—	—	—
妻壁	96 μ	96 μ	1.00

注記*1：下線部は，照査用ひずみのうち最大値を示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-1 (7) せん断破壊に対する照査* (東西方向)

補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

評価部材	照査値		照査値の比 ①/②
	①転倒モーメント 付加	②海水ポンプ室の 設計荷重	
底版	0.80	0.80	1.00
中床版	<u>0.90</u>	<u>0.90</u>	1.00
側壁	0.72	0.72	1.00
隔壁	0.83	0.82	1.01
導流壁	0.85	0.85	1.00
妻壁	0.69	0.70	0.99

注記* : 下線部は、照査値のうち最大値を示す。

表 6-1 (8) せん断破壊に対する照査* (東西方向)

循環水ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース④, 7.50 秒)

評価部材	照査値		照査値の比 ①/②
	①転倒モーメント 付加	②海水ポンプ室の 設計荷重	
底版	0.86	0.86	1.00
中床版	0.84	0.83	1.01
側壁	0.76	0.76	1.00
隔壁	0.76	0.76	1.00
導流壁	<u>0.89</u>	<u>0.89</u>	1.00
妻壁	0.82	0.82	1.00

注記* : 下線部は、照査値のうち最大値を示す。

表 6-2(1) コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ*¹ (南北方向)

評価部材	照査用ひずみ* ²	
	転倒モーメント付加	
	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)
底版	176 μ	45 μ
中床版	114 μ	105 μ
側壁	224 μ	137 μ
隔壁	<u>267 μ</u>	94 μ
導流壁	158 μ	101 μ
妻壁	84 μ	<u>255 μ</u>

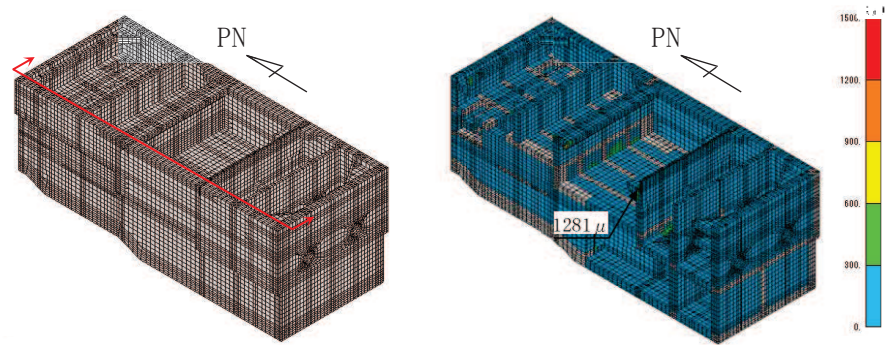
注記*1：下線部は、照査用ひずみのうち最大値を示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

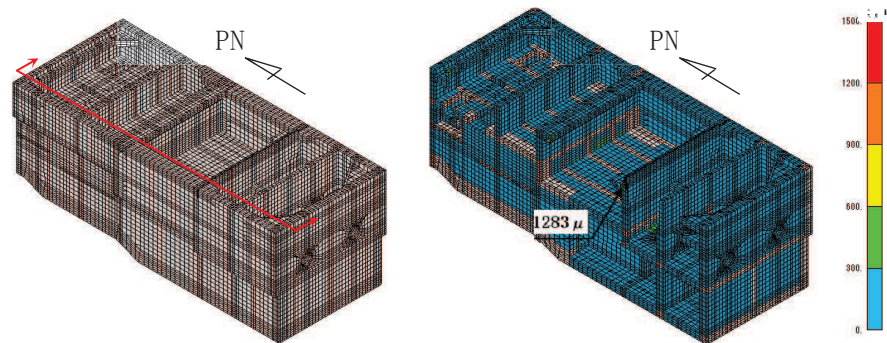
表 6-2 (2) せん断破壊に対する照査* (南北方向)

評価部材	照査値
底版	<u>0.81</u>
中床版	0.76
側壁	0.27
隔壁	0.64
導流壁	0.14
妻壁	0.29

注記*：下線部は、照査値のうち最大値を示す。



(転倒モーメント付加)



(海水ポンプ室の設計荷重)

図 6-2 コンクリートの圧縮ひずみ分布図 (東西方向)

補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

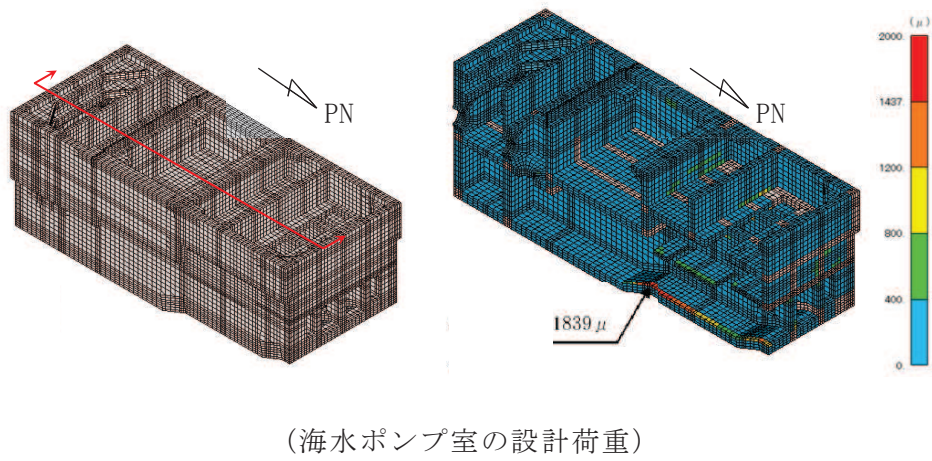
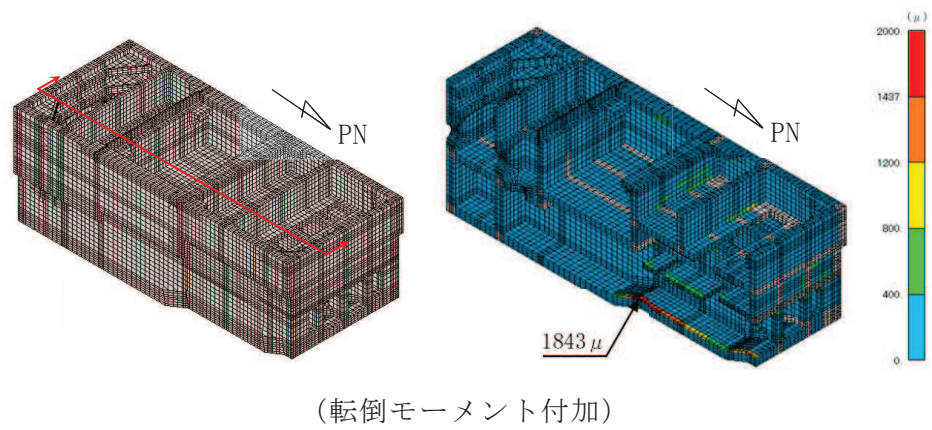


図 6-3 主筋ひずみ分布図 (東西方向)

補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

7. まとめ

海水ポンプ室に付属する竜巻防護ネット、海水配管ダクト（鉛直部）及び機器について、付属する施設の個別設計は、加震方向、ばらつきの考慮方法、包絡荷重の採用等の荷重抽出の考え方等において、海水ポンプ室の設計とは異なるため、個別設計の結果を反映した荷重と海水ポンプ室の設計で評価している荷重を整理し比較した。

海水ポンプ室に作用する荷重については、主要な荷重については設計に見込んでおり、海水ポンプ室の設計で荷重を簡略化しても耐震性への影響はないと考えられる。ただし、竜巻防護ネットの荷重、海水配管ダクト（鉛直部）の荷重及び機器の荷重について、定量的に個別評価を実施した。

竜巻防護ネットの荷重を用いた東西、南北それぞれに対する構造解析を実施し、曲げ・軸力系及びせん断に対する照査を行い、安全性を確認できたことから、海水ポンプ室の耐震性へ影響がないことを確認した。

海水配管ダクト（鉛直部）についても、南北方向加震により、海水ポンプ室側壁へ曲げモーメントが作用することから、保守的に評価した荷重に基づく曲げモーメントを海水ポンプ室の側壁に作用させて構造解析を実施し、曲げ・軸力系及びせん断に対する照査を行い、安全性を確認できたことから、海水ポンプ室の耐震性へ影響がないことを確認した。

さらに、機器から生じる転倒モーメントを付加させた東西、南北それぞれに対する構造解析を実施し、曲げ・軸力系及びせん断に対する照査を行い、安全性を確認できたことから、海水ポンプ室の耐震性へ影響がないことを確認した。

以上より、海水ポンプ室の設計では簡略化している個別の施設の耐震評価から算定される荷重に対しても、海水ポンプ室の耐震性へ影響がないことを確認し、かつ構造成立性に影響を与えないことを確認した。

1. 概要

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

当該エリアについては，溢水事象が想定されることから，隔壁等が溢水時に止水機能を損なわないことを確認する。また，隔壁等の耐震性を確保する観点から，基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有することを併せて確認する。

2. 基本方針

2.1 構造概要

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

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

隔壁及びトレンチの概略配筋図を図 2-5 に示す。

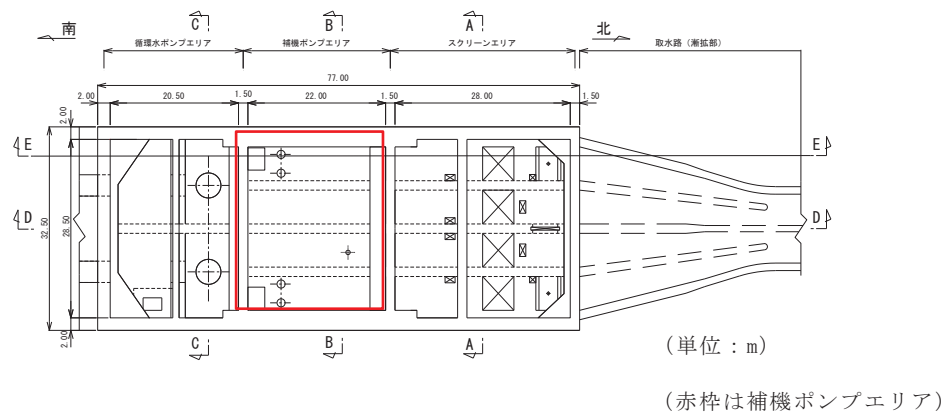


図 2-1 海水ポンプ室平面図

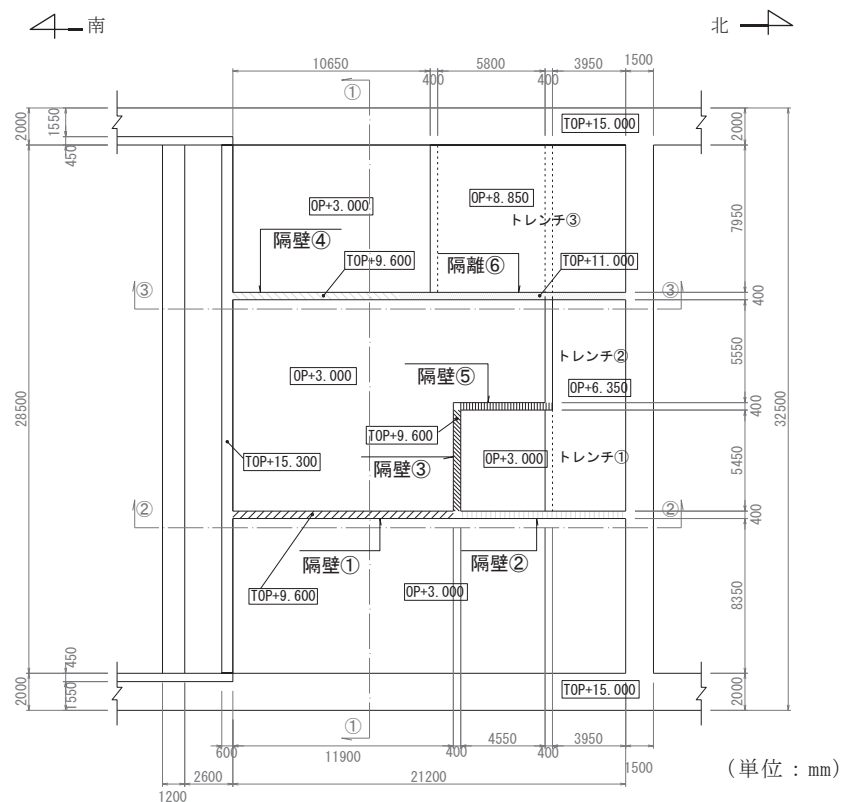


図 2-2 海水ポンプ室補機ポンプエリアの平面図

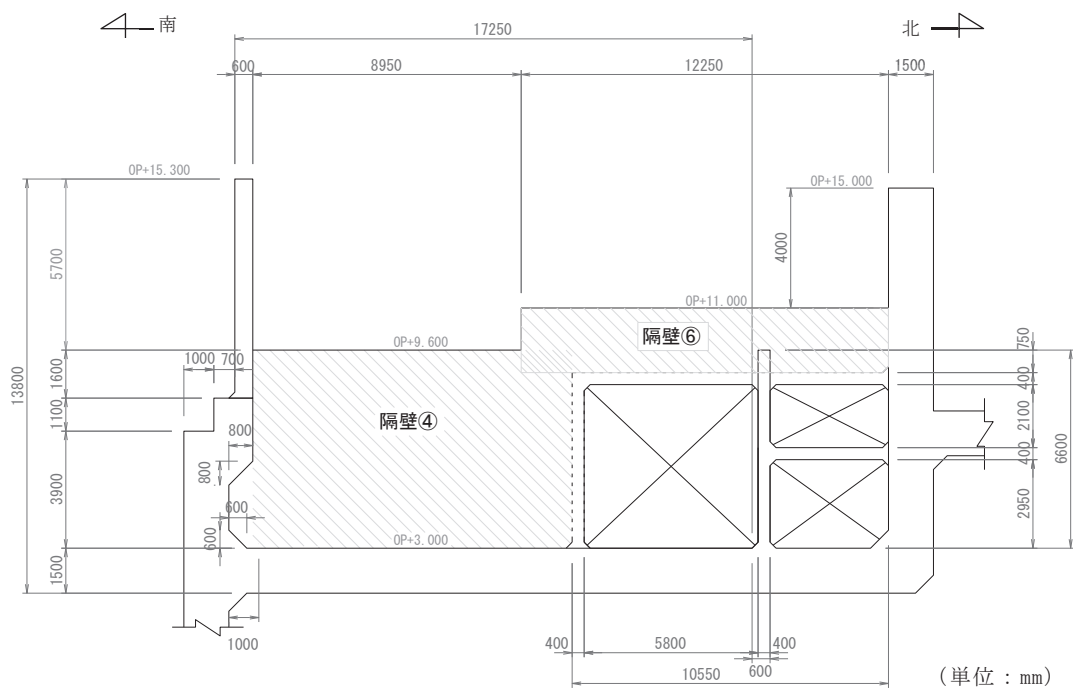


図 2-3(3) 補機ポンプエリア断面図 (③—③断面)

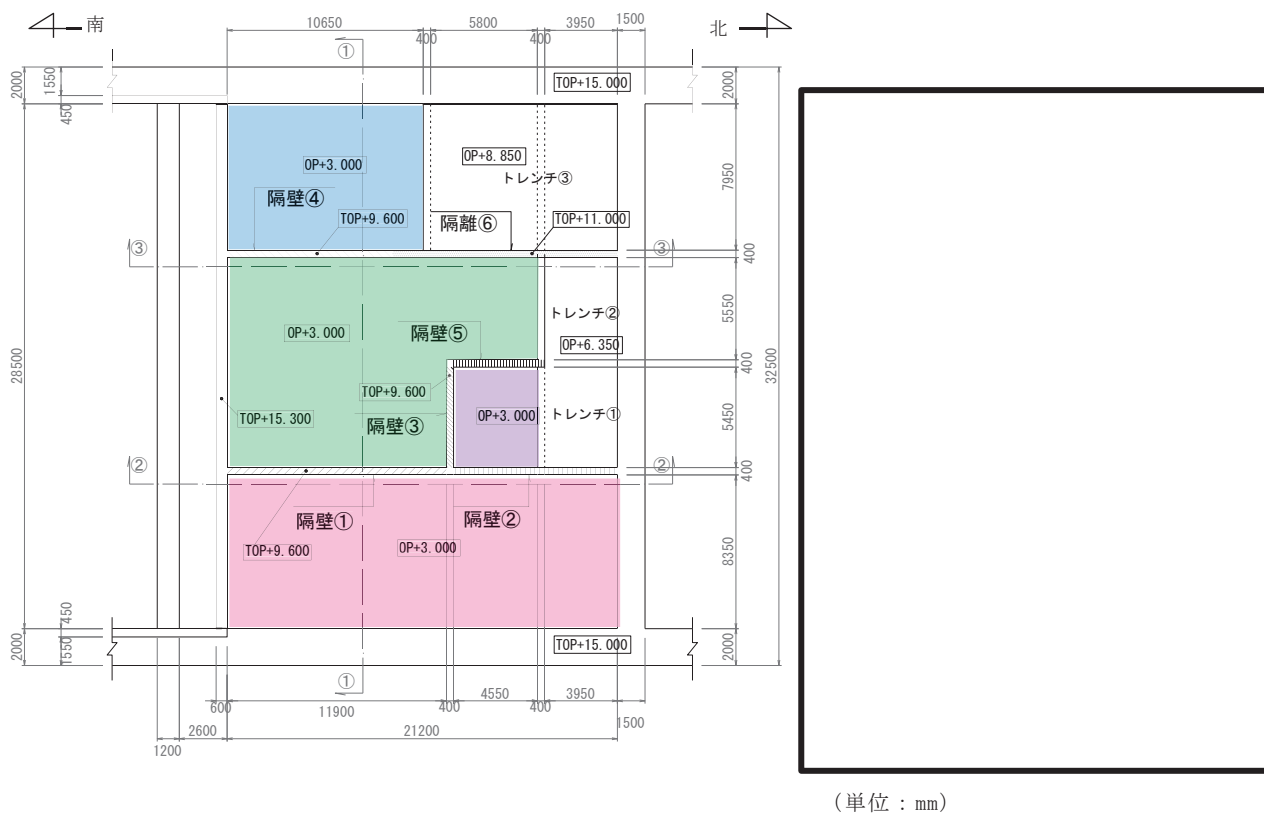


図 2-4 海水ポンプ室補機ポンプエリアの系統の分離図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

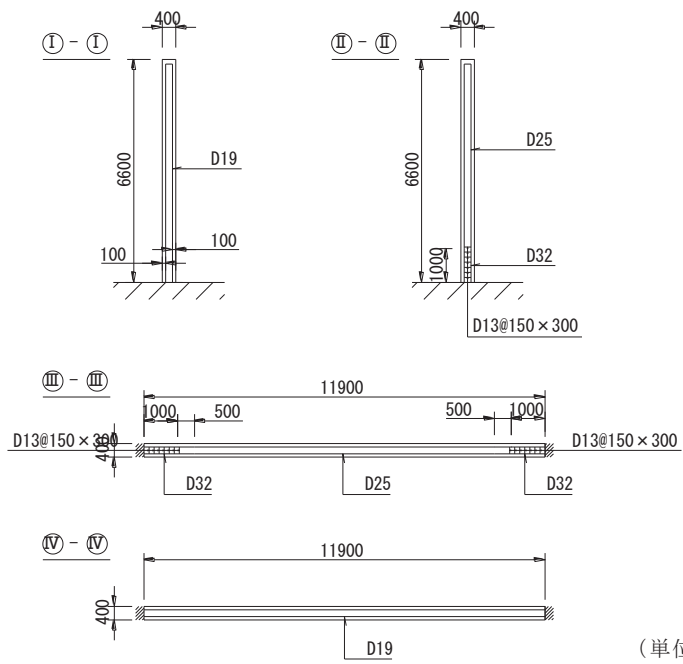
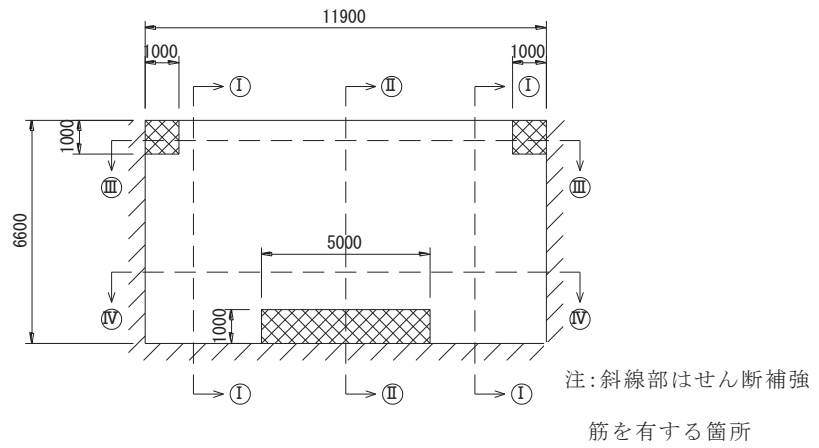
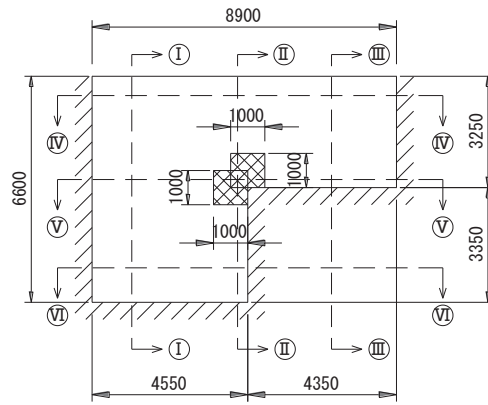


図 2-5(1) 概略配筋図 (隔壁①)



注:斜線部はせん断補強筋を有する箇所

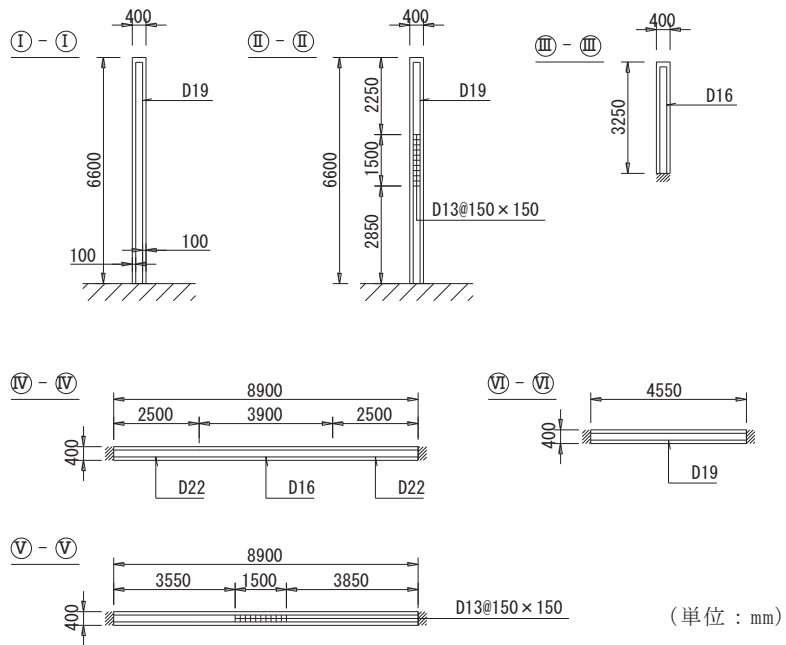


図 2-5(2) 概略配筋図 (隔壁②)

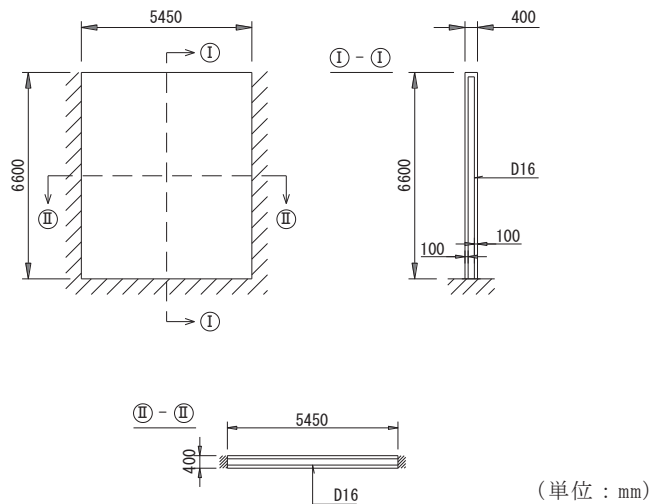
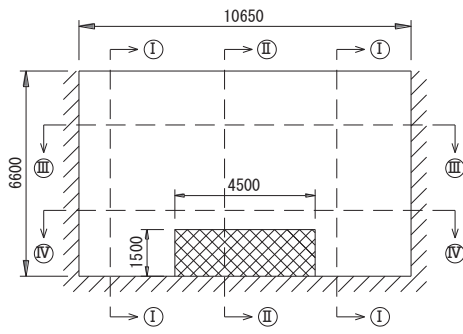


図 2-5(3) 概略配筋図 (隔壁③)



注：斜線部はせん断補強

筋を有する箇所

(単位：mm)

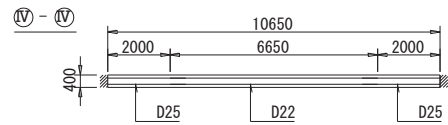
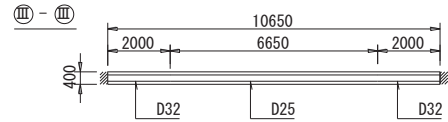
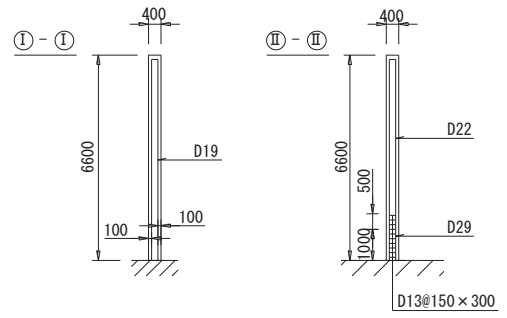
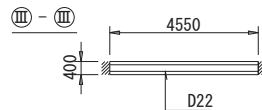
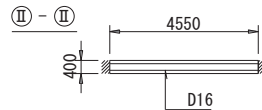
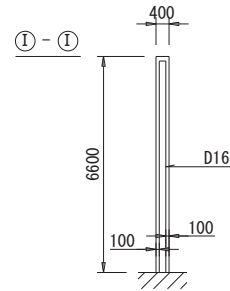
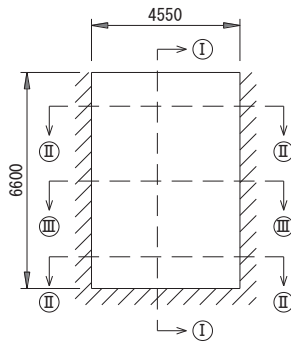
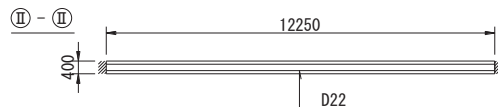
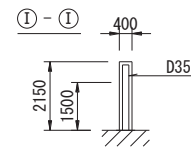
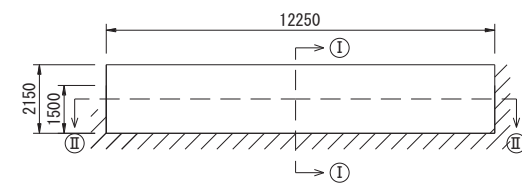


図 2-5(4) 概略配筋図 (隔壁④)



(単位：mm)

図 2-5(5) 概略配筋図 (隔壁⑤)



(単位：mm)

図 2-5(6) 概略配筋図 (隔壁⑥)

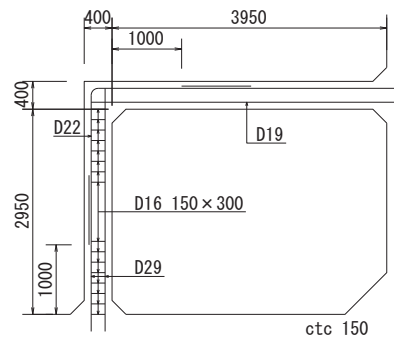


図 2-5(7) 概略配筋図 (トレンチ①)

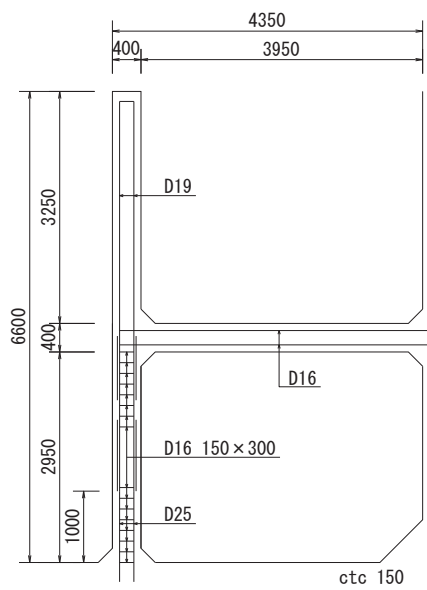


図 2-5(8) 概略配筋図 (トレンチ②)

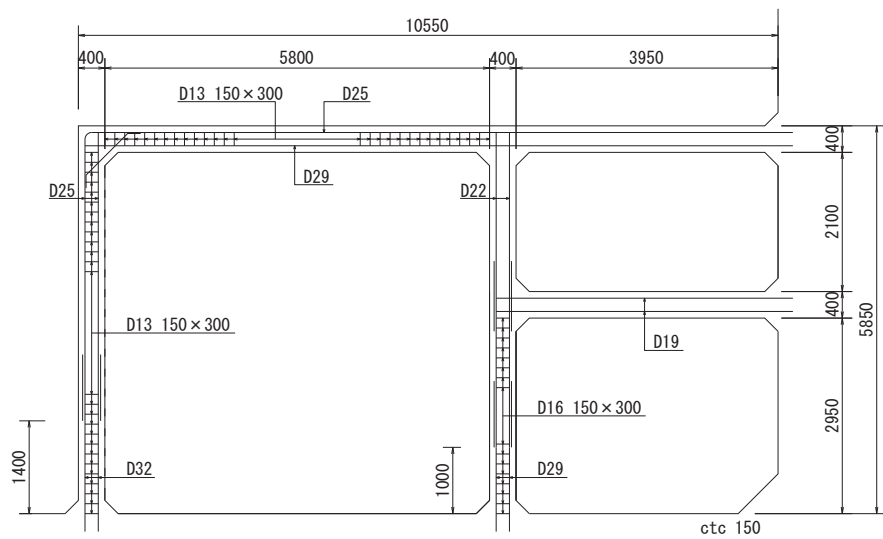


図 2-5(9) 概略配筋図 (トレンチ③)

2.2 評価方針

海水ポンプ室補機ポンプエリア内の機器は、基準地震動 S_s による耐震性は確保されることから、地震に起因する機器の破損により生じる溢水は考慮せず、溢水源は「原子力発電所の内部溢水影響評価ガイド」に基づき単一機器の破損とし、溢水時の評価を行う。また、隔壁等の耐震性を確保する観点から、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有することを併せて確認する。

以上のとおり、想定する事象は、単一機器の破損を仮定した溢水時に加え、基準地震動 S_s による地震時の2つの独立した事象とし、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する、部材の健全性を確認する。

(1) 溢水時

溢水時は、機器の破損による溢水時の静水圧に基づき、各部材の健全性評価を行い、止水機能を損なわないことを確認する。

隔壁は、壁部材を線形シェル要素でモデル化し三次元構造解析を行い、発生応力度及び発生せん断力が、短期許容応力度を下回ることを確認する。

トレンチは、鉄筋コンクリート部材を非線形はり要素とした二次元静的解析を行い、照査用ひずみ及び照査用せん断力が、止水機能を損なわないことの許容限界を下回ることを確認する。

溢水時の評価フローを図2-6に示す。

(2) 地震時

地震時は海水ポンプ室補機ポンプエリアの地震応答解析により得られる応答値を用いて、各部材の健全性評価を行い、構造強度を有することを確認する。

隔壁は、溢水時と同様に、壁部材を線形シェル要素でモデル化し三次元構造解析を行い、発生応力度及び発生せん断力が、短期許容応力度を下回ることを確認する。

トレンチについても、溢水時と同様に、鉄筋コンクリート部材を非線形はり要素とした二次元静的解析を行い、照査用ひずみ及び照査用せん断力が、構造強度を有することの許容限界を下回ることを確認する。

地震時の評価フローを図2-7に示す。

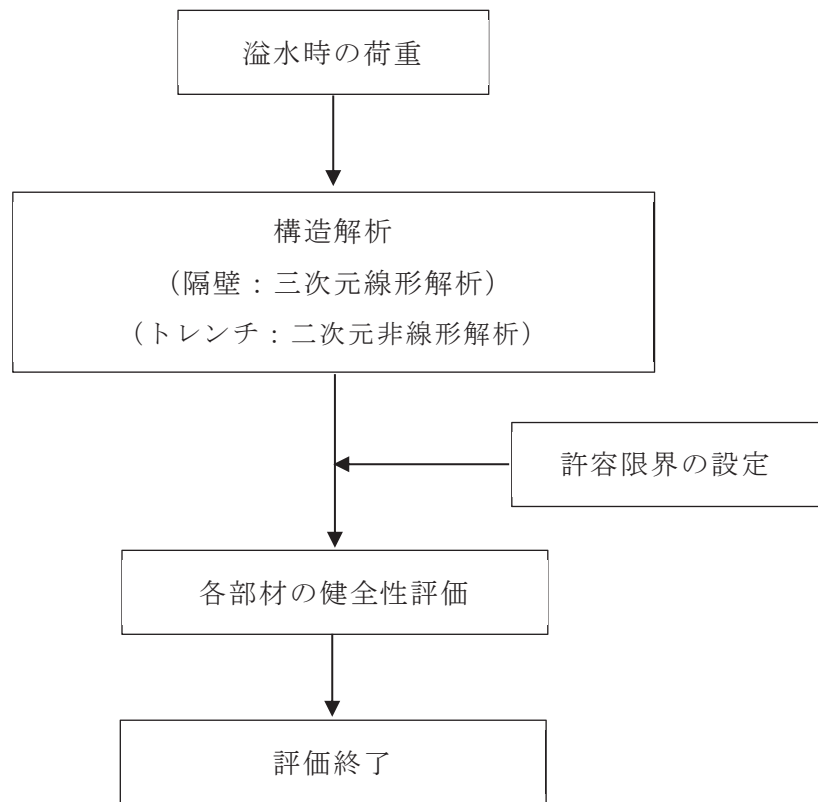


図 2-6 溢水時の評価フロー

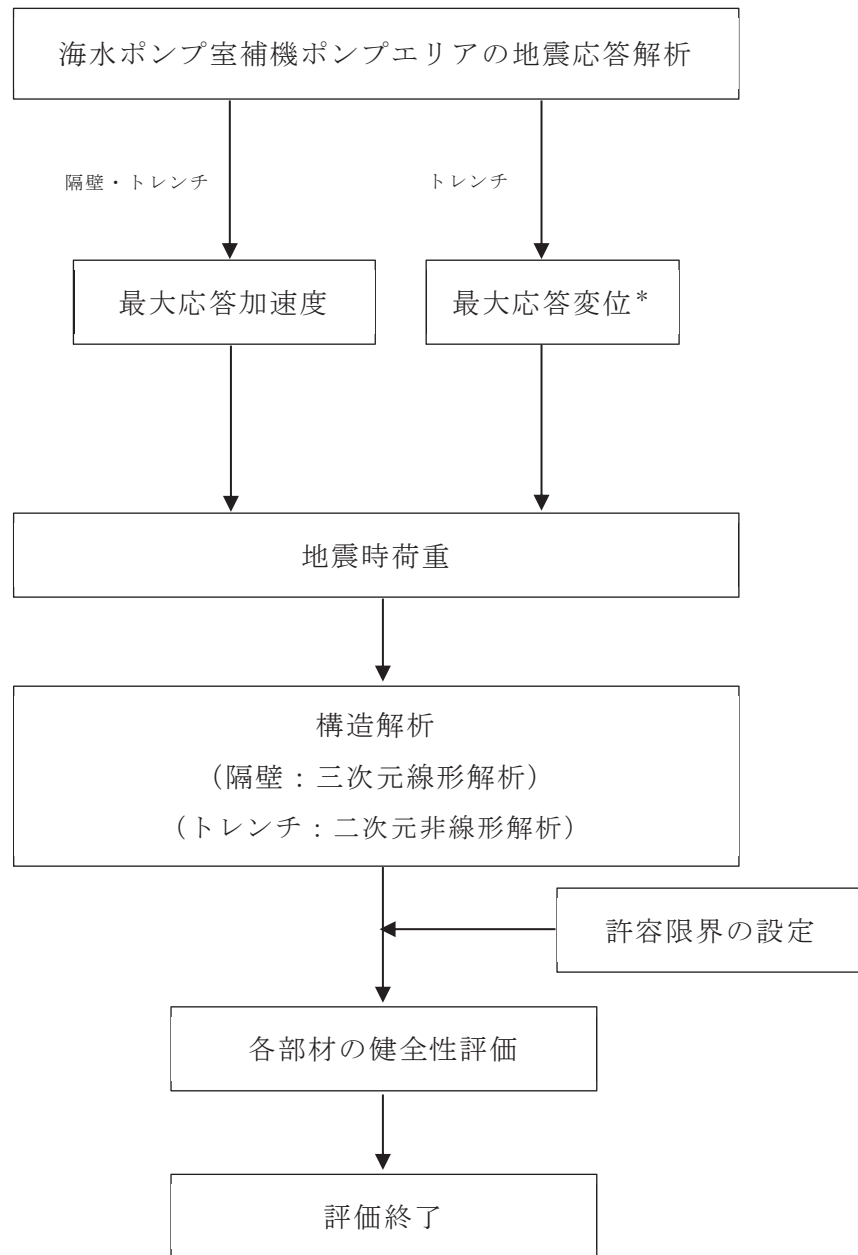


図 2-7 地震時の評価フロー

注記*：トレンチの評価は，検討断面（弱軸断面）と海水ポンプ室隔壁が交わることから，保守的に海水ポンプ室隔壁の応答変位を強制変位として考慮する。

2.3 適用規格

適用する規格・基準等を以下に示す。

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

3. 設計条件

3.1 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 3-1 に、材料の物性値を表 3-2 に示す。

表 3-1 使用材料

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

表 3-2 材料の物性値

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

3.2 評価構造物諸元

隔壁及びトレンチの諸元を表 3-3 に示す。

表 3-3(1) 評価部位とその仕様（隔壁）

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

表 3-3(2) 評価部位とその仕様（トレンチ）

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

3.3 荷重及び荷重の組合せ

溢水時及び地震時の評価にて考慮する荷重の組合せを表 3-4 に示す。

表 3-4 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
常時荷重	固定荷重	躯体自重	・対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		配管荷重	・配管重量に基づいて設定する。
溢水時荷重	静水圧		・機器破損時に生じる溢水による床面からの最大水位を考慮する。
地震時荷重	水平地震動		・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		

3.3.1 溢水時の荷重

溢水時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 躯体自重

固定荷重として、躯体自重を考慮する。対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。

(2) 配管荷重

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

(3) 水圧

単一機器の破損に伴う溢水時の最大水位を、静水圧分布荷重として考慮する。各系統の機器破損に伴う最大水位を表 3-5 に示す。

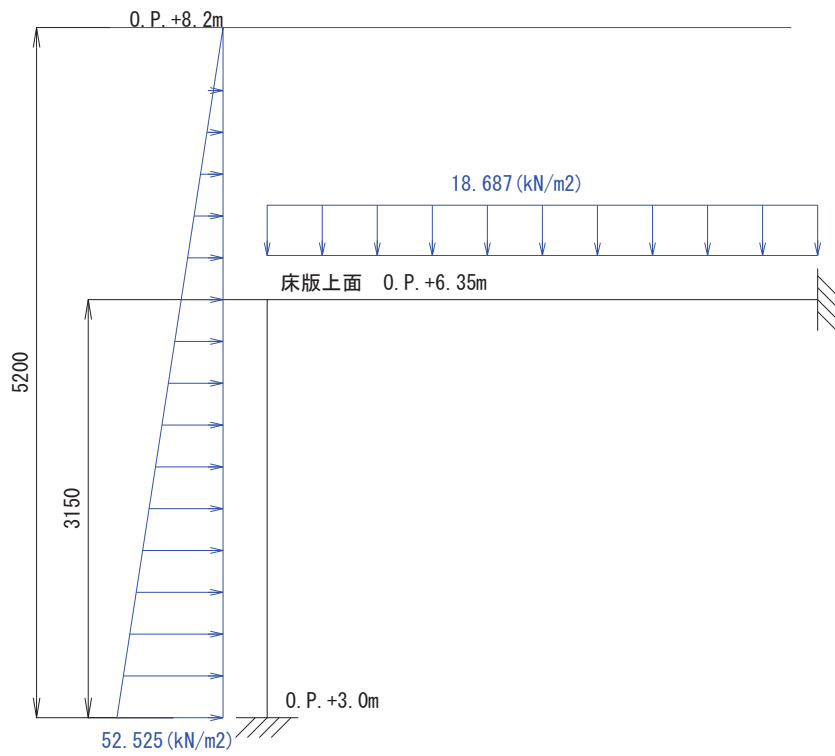
隔壁については、壁により系統が分離され、壁の両側で設計水位が異なるため、保守的に低い側の水圧は作用させず、水位が高い側の水圧のみを作用させる。

トレンチについては、各系統での溢水ケースを別々に想定して、トレンチの各部材に水圧を作用させる。作用荷重の概念図の一例を図 3-1 に示す。

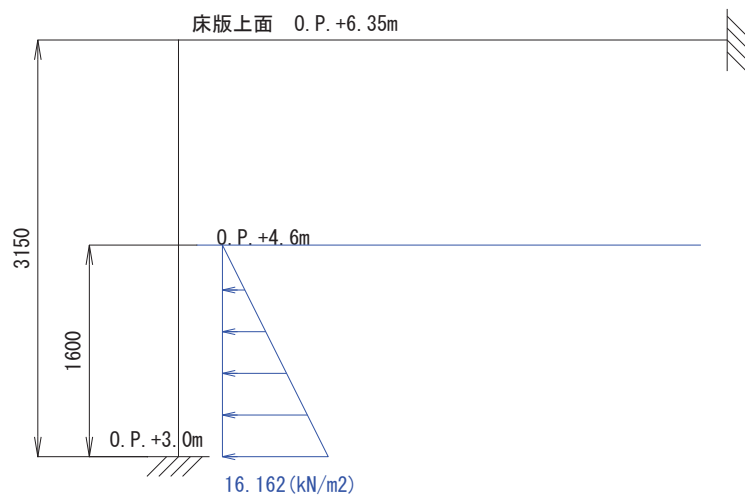
表 3-5 各系統の機器破損に伴う最大水位

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

注* : 海水ポンプ室補機ポンプエリアの系統の分離図は図 2-4 に示す。



荷重図 (HPSW ポンプの溢水時ケース)



荷重図 (RSW ポンプ (B 系) 溢水時ケース)

図 3-1 作用荷重の概念図 (水圧 : トレンチ①の例)

3.3.2 地震時の荷重

地震時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 躯体自重

固定荷重として、躯体自重を考慮する。対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。

(2) 配管荷重

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

(3) 慣性力

基準地震動 S_s による躯体及び配管に作用する慣性力を考慮する。

慣性力は、海水ポンプ室の地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材の各節点の応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置の一例を図3-2に示す。水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、鉄筋コンクリート部材位置に当たる全節点とする。基準地震動 S_s 波（7波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた14波を包絡させた応答加速度を作成し、このうち最も大きい加速度を震度換算して、保守的に躯体全体に一樣に載荷する。

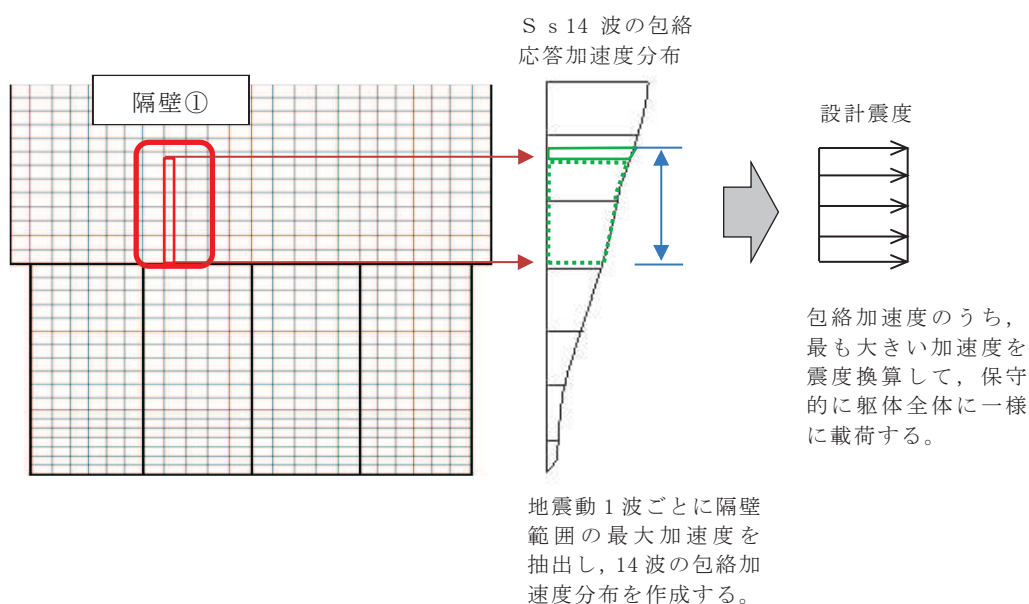


図3-2 応答加速度の抽出位置と設計震度の算出方法（隔壁①の例）

(4) 強制変位

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

具体的には，海水ポンプ室の地震応答解析（基準地震動 S_s 波（7波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた 14波）における，トレンチと隔壁の交点における最大変位を，強制変位として交点に入力する。

強制変位の概念図を図 3-3 に示す。

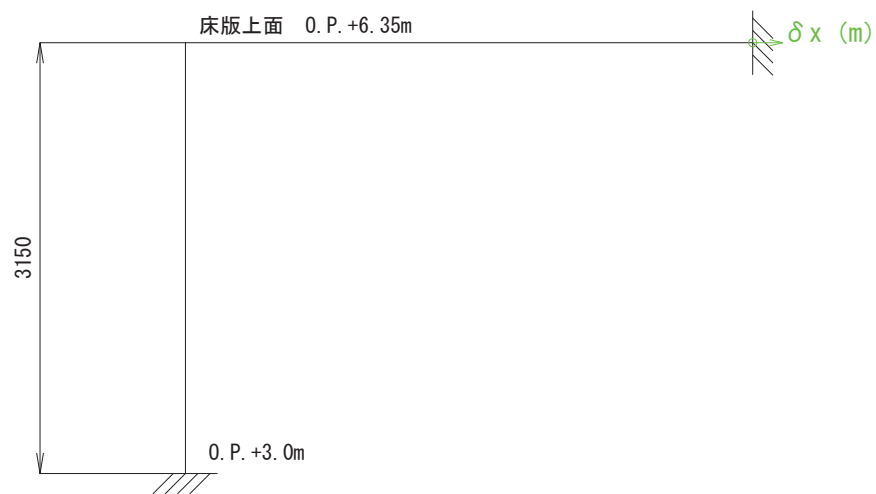


図 3-3 強制変位の概念図（トレンチ①の例）

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-6 に示す。また、溢水時の解析ケースを表 3-7 に、地震時の解析ケースを表 3-8 に示す。

表 3-6 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
溢水時	固定荷重+水圧
地震時	固定荷重+地震荷重

表 3-7 溢水時の解析ケース

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

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

表 3-8 地震時の解析ケース

部位		解析ケース	入力荷重
地震時	隔壁 ①～⑥	ケース 1	水平慣性力 + 鉛直慣性力（下向き）
		ケース 2	水平慣性力 + 鉛直慣性力（上向き）
	トレンチ ①～③	ケース 1	水平慣性力（右向き） + 鉛直慣性力（下向き） + 強制変位*
		ケース 2	水平慣性力（右向き） + 鉛直慣性力（上向き） + 強制変位*
		ケース 3	水平慣性力（左向き） + 鉛直慣性力（下向き） + 強制変位*
		ケース 4	水平慣性力（左向き） + 鉛直慣性力（上向き） + 強制変位*

注記*：強制変位は、水平慣性力と同方向に作用させる。

4. 構造解析

4.1 解析方法

(1) 隔壁

隔壁は、線形シェル要素を用いた三次元構造解析により評価を行う。隔壁の三次元構造解析には、海水ポンプ室と同様に解析コード「COM3 Ver. 9.15」を用いる。

(2) トレンチ

トレンチは、非線形はり要素であるファイバーモデルを用いて二次元構造解析による評価を行う。トレンチの二次元構造解析には、解析「TDAP 3.10.01」を用いる。

4.2 解析モデルの設定

4.2.1 構造物のモデル化

(1) 隔壁

隔壁は3辺固定版の形状を呈している。モデル概念図を図4-1に示す。

(2) トレンチ

トレンチは、ボックスカルバート状の線状構造物である。トレンチのモデルの概念図を図4-1に示す。

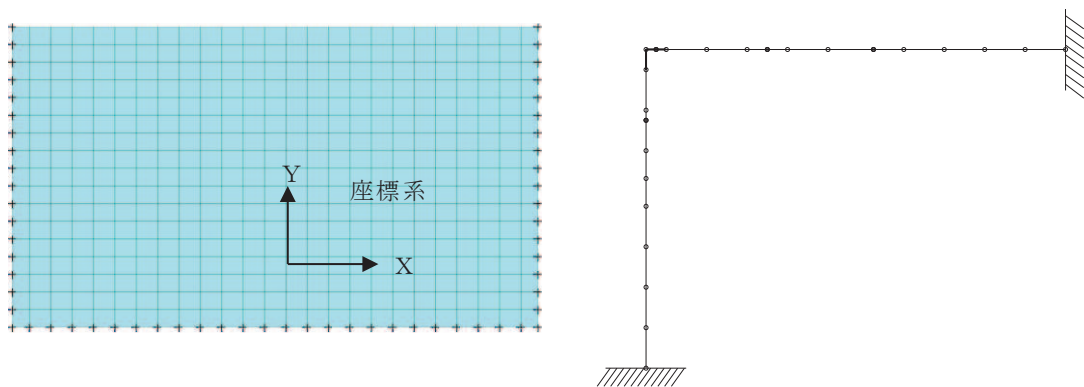


図 4-1 モデル概念図 (左：隔壁①の例，右：トレンチ①の例)

4.2.2 材料の非線形特性

トレンチの評価において、非線形はり要素であるファイバーモデルを用いる材料の非線形特性は、コンクリート標準示方書及びコンクリート標準示方書 2017 に基づき設定する。

図 4-3 にファイバーモデルの概念図を、図 4-4 にファイバーモデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、及び鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

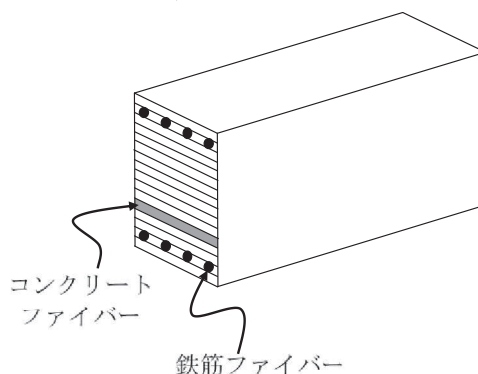


図 4-3 ファイバーモデルの概念図

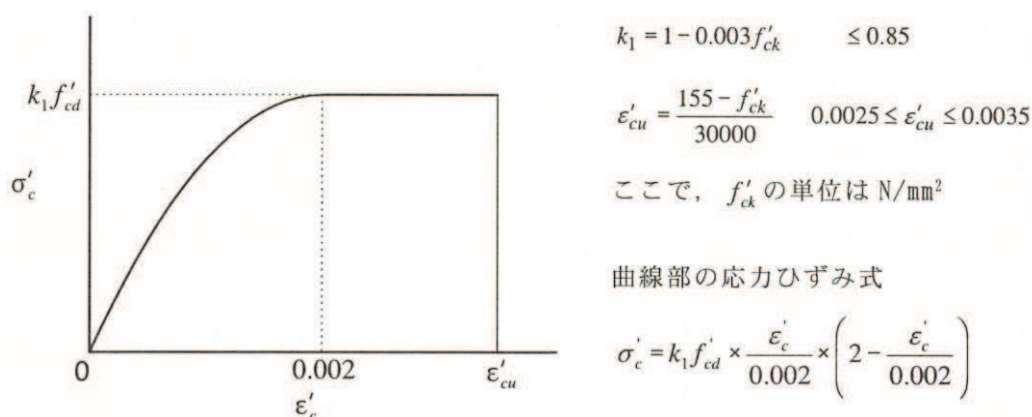


図 4-4 (1) コンクリートの応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書より引用)

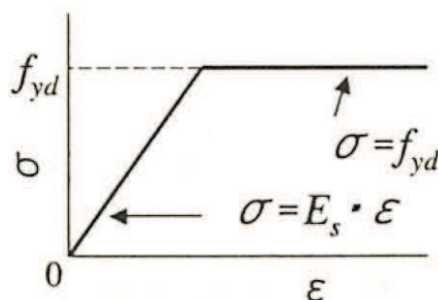


図 4-4 (2) 鉄筋の応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書より引用)

4.3 入力荷重

構造解析に入力する荷重は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおり、各解析モデルに入力する。入力荷重の一覧を表 4-1 に示す

表4-1 (1) 入力荷重一覧 (溢水時)

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

表4-1 (2) 入力荷重一覧 (地震時)

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置	
固定荷重	躯体自重, 配管荷重	—	躯体全体	
地震時荷重	慣性力	躯体の慣性力	応答加速度	躯体全体
		配管の慣性力	応答加速度	躯体全体
	強制変位*		応答変位	トレンチと海水ポンプ室隔壁との交点

注記* : トレンチの評価は、検討断面 (弱軸断面) と海水ポンプ室隔壁が交わるため、保守的に海水ポンプ室隔壁の応答変位を考慮。

5. 許容限界

5.1 隔壁

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

線形シェル要素によりモデル化する隔壁の曲げ・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 5-1 及び表 5-2 に示す。

表 5-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度（隔壁）

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

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

表 5-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度（隔壁）

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

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

(2) せん断破壊に対する許容限界

線形シェル要素によりモデル化する隔壁のせん断破壊に対する許容限界は、表 5-1 に示す短期許容応力度とする。

5.2 トレンチ

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

非線形はり要素によりモデル化するトレンチの溢水時の止水機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて、部材降伏に相当するひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ 2000μ ，主筋ひずみ 1725μ ）とする。

また、地震時の構造強度を有することの確認における許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ：1.0%（ 10000μ ））とする。曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表 5-3 に示す。

表 5-3 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界（トレンチ）

確認項目	許容限界	
止水機能を損なわないこと	限界ひずみ	圧縮ひずみ： 2000μ * ¹ 主筋ひずみ： 1725μ * ¹
構造強度を有すること		圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%（ 10000μ ） * ²

注記*1：
$$\gamma_i \cdot \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$$

ここで、

γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i=1.0$ ）

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

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

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a=1.2$ ）

ε ：発生ひずみ

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

ここで、

γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i=1.0$ ）

ε_R ：限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 10000μ ）

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

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a=1.2$ ）

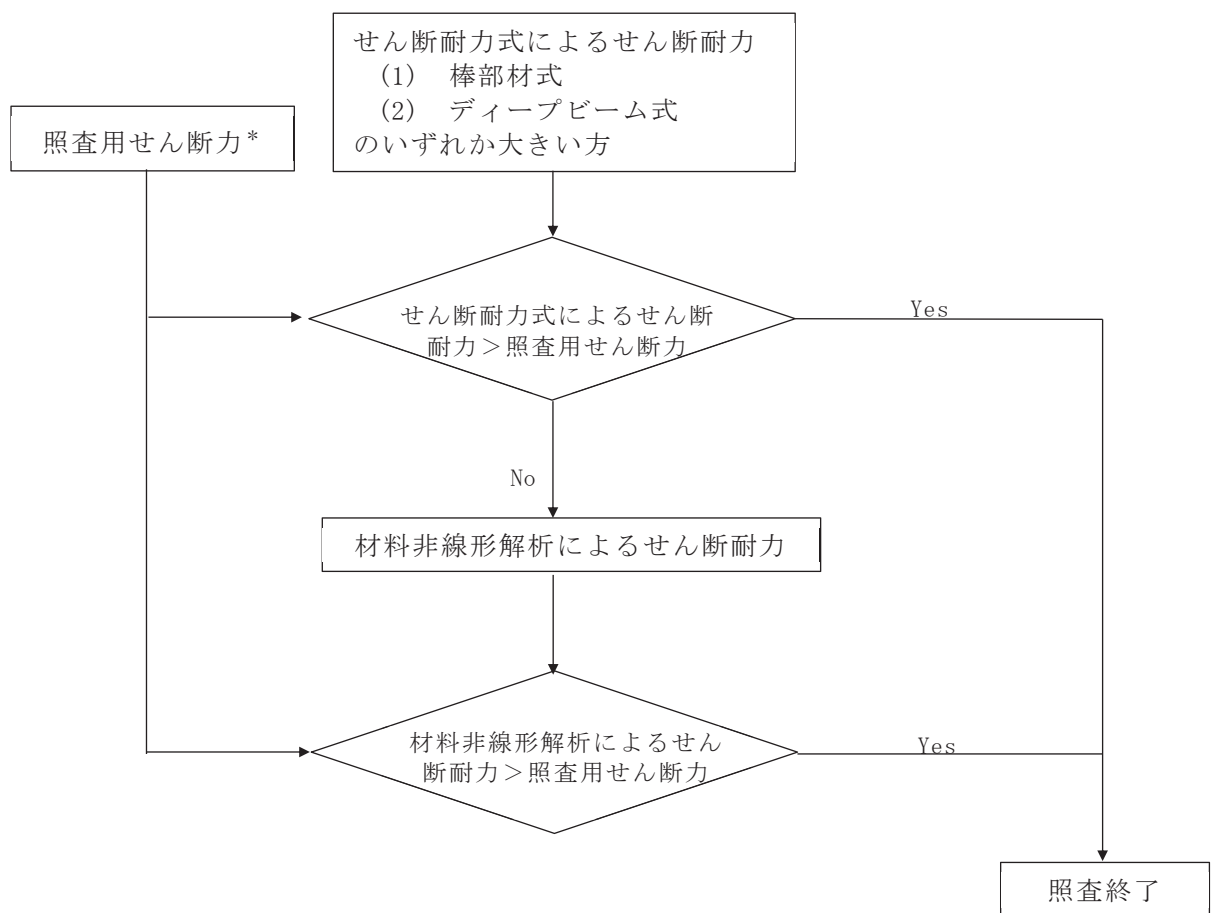
ε ：圧縮縁の発生ひずみ

(2) せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力）

非線形はり要素によりモデル化するせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。

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

また、せん断耐力式による照査において照査用せん断力が上記のせん断耐力を上回る場合、材料非線形解析により部材のせん断耐力を求め許容限界とする。せん断破壊に対する照査フローを図5-1に示す。



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

図5-1 せん断破壊に対する照査フロー（トレンチ）

6. 評価結果

6.1 隔壁

6.1.1 止水機能に対する評価結果

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各隔壁における最大照査値を表 6-1 及び表 6-2 に示す。最大照査値となる隔壁③の断面力分布図を図 6-3 に示す。またシェル要素における断面力の方向を図 6-4 に示す。

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

表 6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）（溢水時）

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

注記*1：軸力は引張が正

*2：「3.3.3 荷重の組合せ」に記載のとおり、水圧は作用しないため対象外。

表 6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）（溢水時）

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

注記*1：軸力は引張が正

*2：「3.3.3 荷重の組合せ」に記載のとおり、水圧は作用しないため対象外。

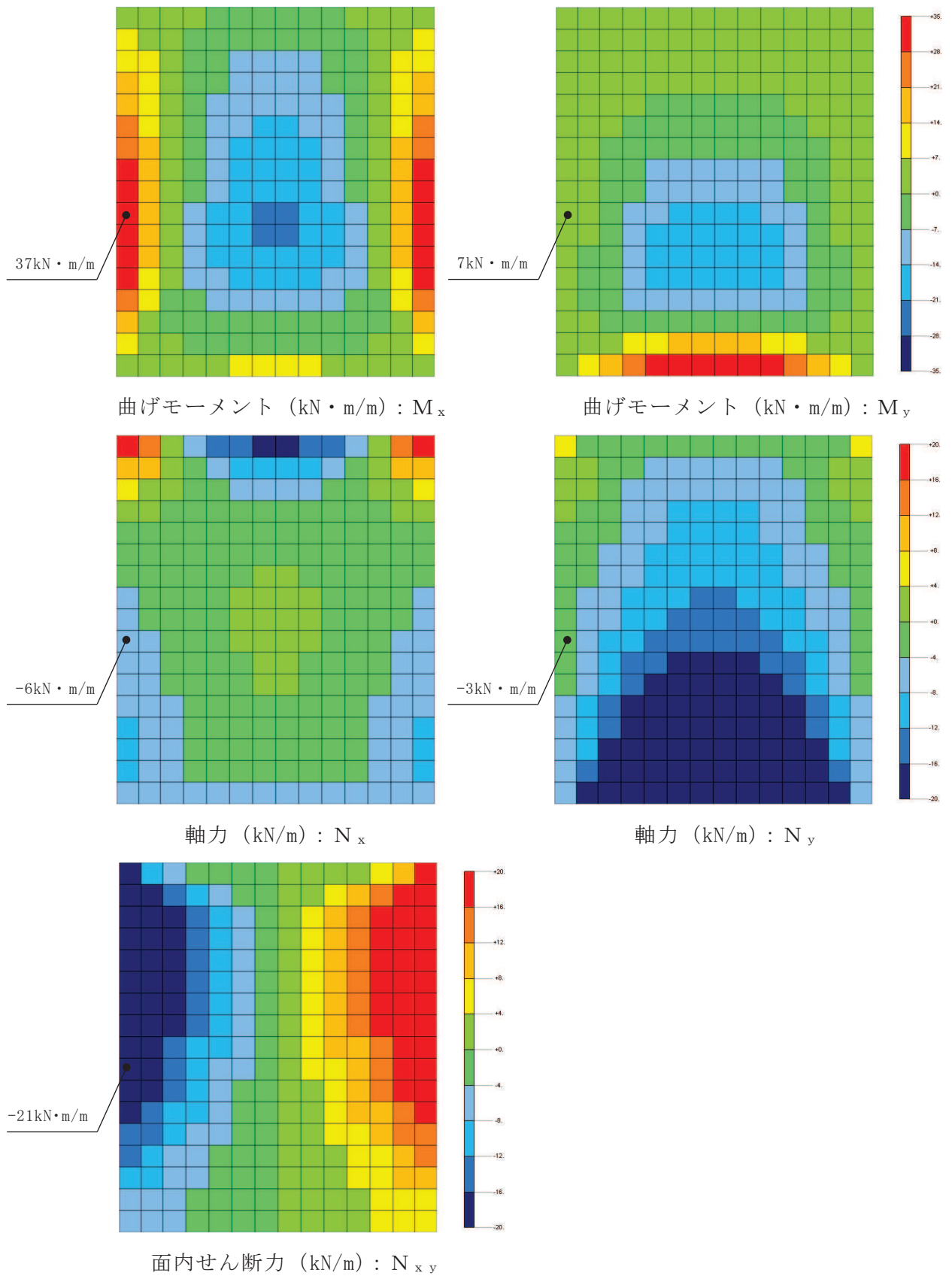


図 6-3 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図
(溢水時, 隔壁③)

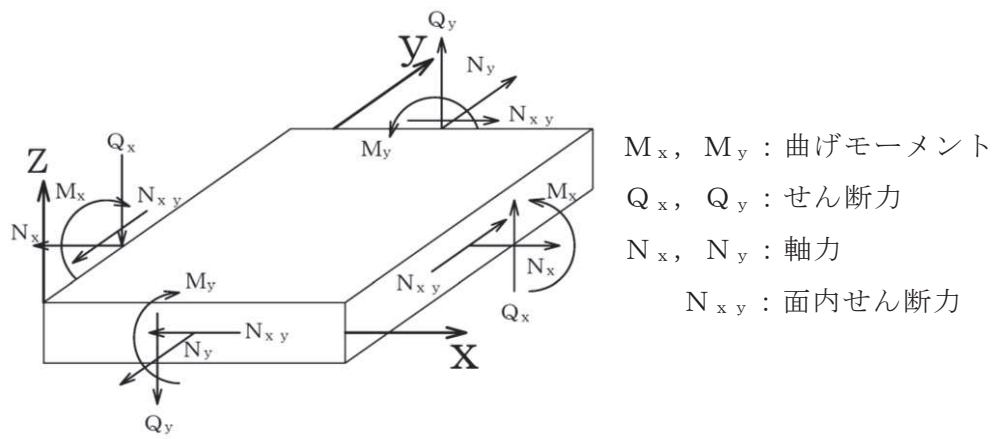


図 6-4 シェル要素における断面力の方向

(2) せん断破壊に対する評価結果

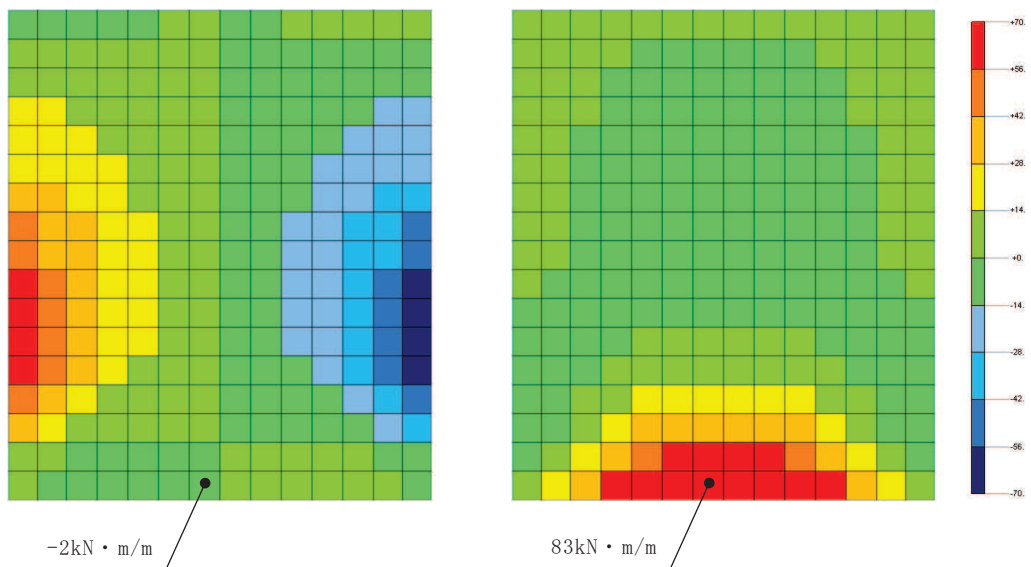
せん断破壊に対する照査について、各隔壁における最大照査値を表 6-3 に、最大照査値となる隔壁③の断面力分布図を図 6-5 に示す。

同表より、発生せん断力が、短期許容せん断力を下回ることを確認した。

表 6-3 せん断破壊に対する照査
(溢水時)

部位	発生せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
隔壁①	22	164	0.14
隔壁②	72	164	0.44
隔壁③	83	164	0.51
隔壁④	44	164	0.27
隔壁⑤	58	164	0.36
隔壁⑥*	-	-	-

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



せん断力 (kN/m) : Q_x

せん断力 (kN/m) : Q_y

図 6-5 せん断破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図
(溢水時, 隔壁③)

6.1.2 構造強度を有することに対する評価結果

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各隔壁における最大照査値を表6-4及び表6-5に示す。コンクリート及び鉄筋に対する照査のうち、最大照査値となる隔壁②の断面力分布図を図6-6に示す。

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

表6-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）
(地震時)

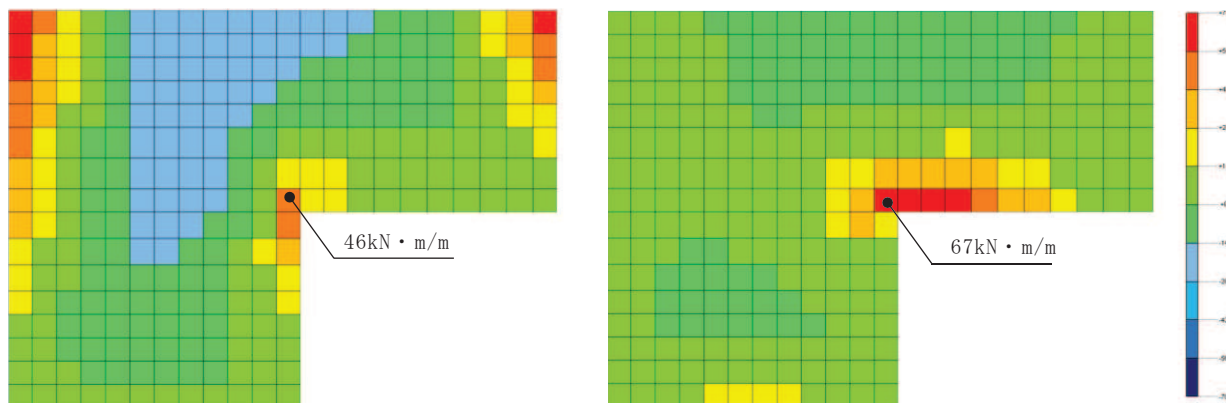
部位	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力* (kN/m)	発生応力度 σ'_{c} (N/mm ²)	短期 許容応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 $\sigma'_{c} / \sigma'_{ca}$
隔壁①	161	76	10.0	11.7	0.86
隔壁②	83	5	8.9	11.7	0.77
隔壁③	23	103	2.7	11.7	0.24
隔壁④	126	66	7.8	11.7	0.67
隔壁⑤	17	85	2.0	11.7	0.18
隔壁⑥	49	2	3.2	11.7	0.28

注記*：軸力は引張が正

表6-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）
(地震時)

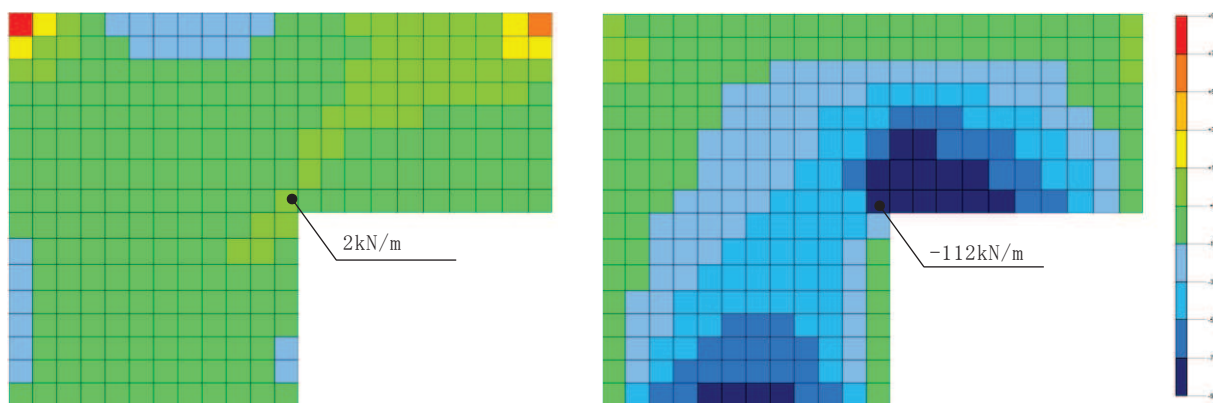
部位	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力* (kN/m)	発生応力度 σ'_{s} (N/mm ²)	短期 許容応力度 σ'_{sa} (N/mm ²)	照査値 $\sigma'_{c} / \sigma'_{sa}$
隔壁①	69	26	274.5	294	0.94
隔壁②	46	56	290.9	294	0.99
隔壁③	23	103	210.4	294	0.72
隔壁④	100	53	239.4	294	0.82
隔壁⑤	17	85	163.3	294	0.56
隔壁⑥	32	42	109.1	294	0.38

注記*：軸力は引張が正



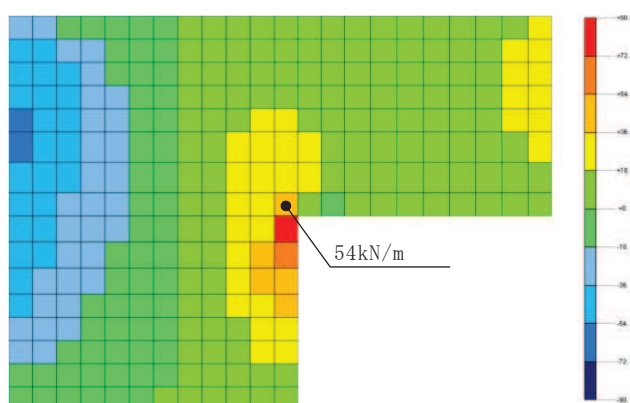
曲げモーメント (kN・m/m) : M_x

曲げモーメント (kN・m/m) : M_y



軸力 (kN/m) : N_x

軸力 (kN/m) : N_y



面内せん断力 (kN/m) : N_{xy}

図 6-6 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図
(地震時, 隔壁②)

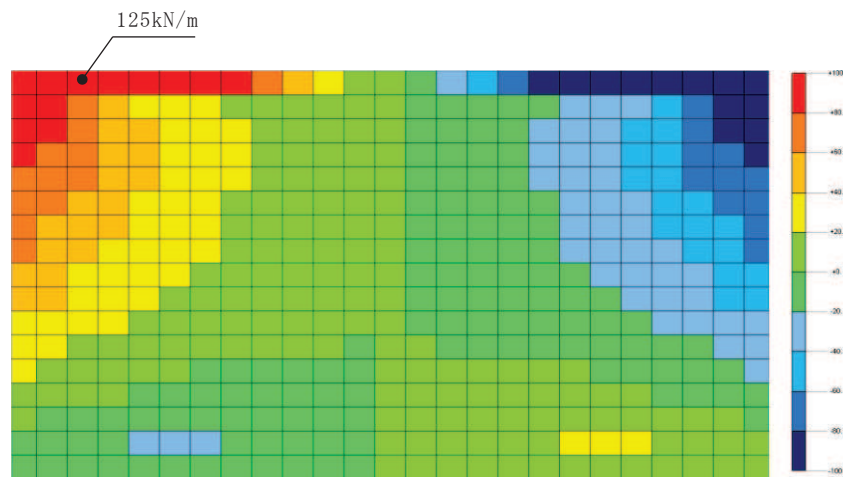
(2) せん断破壊に対する評価結果

せん断破壊に対する照査について、各隔壁における最大照査値を表 6-6 に、最大照査値となる隔壁①の断面力分布図を図 6-7 に示す。

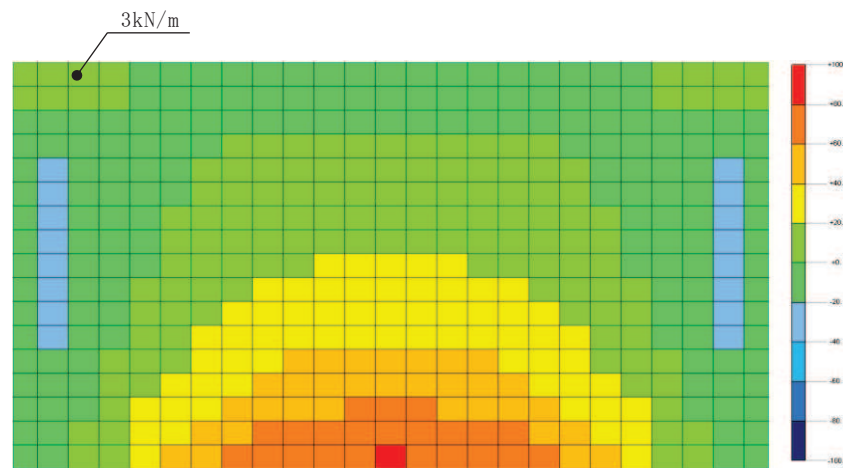
同表より、発生せん断力が、短期許容せん断力を下回ることを確認した。

表 6-6 せん断破壊に対する照査

部位	発生せん断力 V (kN/m)	短期許容せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V / V _a
隔壁①	125	164	0.77
隔壁②	84	164	0.52
隔壁③	30	164	0.19
隔壁④	104	164	0.64
隔壁⑤	26	164	0.16
隔壁⑥	70	164	0.43



せん断力 (kN/m) : Q_x



せん断力 (kN/m) : Q_y

図 6-7 せん断破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図 (地震時, 隔壁①)

6.2 トレンチ

6.2.1 止水機能に対する評価結果

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各トレンチにおける最大照査値を表 6-7 及び表 6-8 に示す。また、最大照査値を示すトレンチ②のコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみの最大値の発生位置とその値を図 6-8 に示す。

同表より、全トレンチにおいて、照査用ひずみが部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート圧縮ひずみ； 2000μ ，主筋ひずみ； 1725μ ）を下回ることを確認した。

表 6-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮ひずみ）
（溢水時）

部位	照査用ひずみ* ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
トレンチ①	121μ	2000μ	0.07
トレンチ②	148μ	2000μ	0.08
トレンチ③	130μ	2000μ	0.07

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）
（溢水時）

部位	照査用ひずみ* ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
トレンチ①	184μ	1725μ	0.11
トレンチ②	431μ	1725μ	0.25
トレンチ③	302μ	1725μ	0.18

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

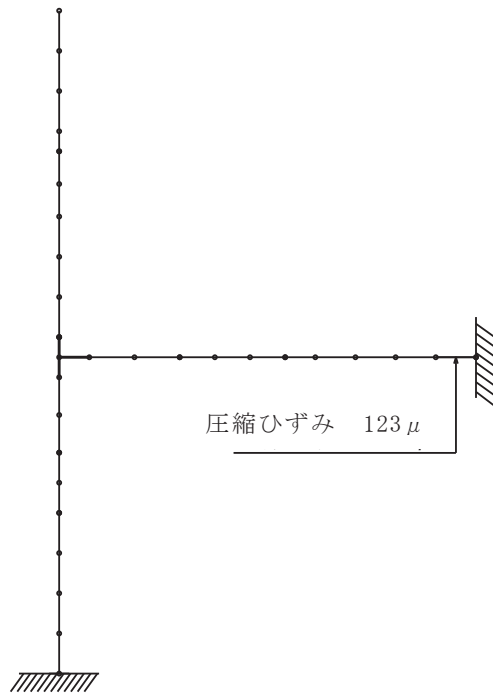


図 6-8(1) コンクリートの圧縮ひずみの最大値の発生位置（溢水時，トレンチ②）

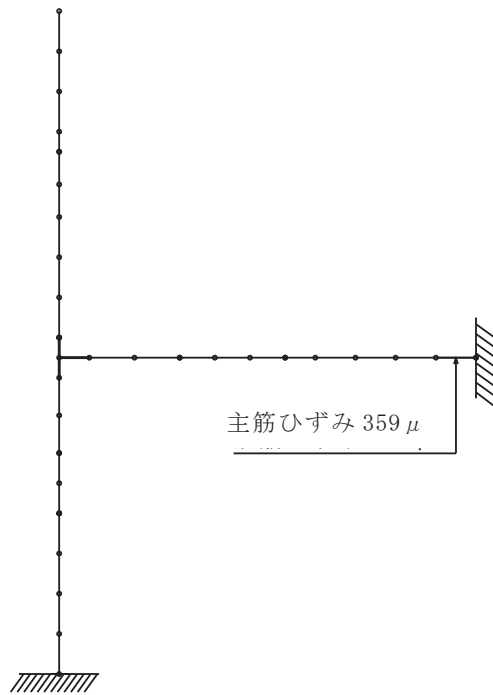


図 6-8(2) 主筋ひずみの最大値の発生位置（溢水時，トレンチ②）

(2) せん断破壊に対する評価結果

せん断破壊に対する照査について、各トレンチの各部材における最大照査値を表 6-9 に示す。

同表より、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-9 せん断破壊に対する評価結果 (溢水時)

部位	部材* ¹	照査用せん断力* ² V _d (kN/m)	せん断耐力 V _{y d} (kN/m)	照査値 V _d /V _{y d}
トレンチ①	壁	50	537	0.10
	床	55	167	0.33
トレンチ②	床-1	54	119	0.46
	壁-1	13	193	0.07
	壁-2	23	268	0.07
トレンチ③	床-1	31	394	0.08
	床-2	20	453* ³	0.05
	床-3	54	136	0.40
	壁-1	37	506	0.08
	壁-2	8	192	0.05
	壁-3	21	296	0.08

注記*1：部材名称は図 6-10 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3：材料非線形解析によるせん断耐力

6.2.2 構造強度を有することに対する評価結果

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6-10 に示す。また、最大照査値を示すトレンチ②のコンクリートの圧縮縁ひずみの最大値の発生位置とその値を図 6-9 に示す。

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

表 6-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮縁ひずみ）
（地震時）

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

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

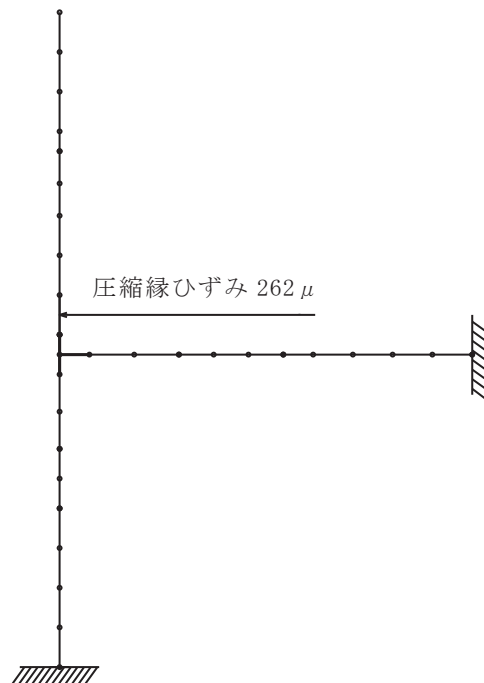


図 6-9 コンクリートの圧縮縁ひずみの最大値の発生位置（地震時，トレンチ②）

(2) せん断破壊に対する評価結果

せん断破壊に対する照査について、各トレンチの各部材における最大照査値を表 6-11 に示す。

同表より、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-11 せん断破壊に対する評価結果（地震時）

部位	部材*1	照査用せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
トレンチ①	壁	27	589*3	0.05
	床	52	101*3	0.52
トレンチ②	床-1	43	66*3	0.66
	壁-1	45	134	0.34
	壁-2	15	129*3	0.12
トレンチ③	床-1	2.3	3.9*3	0.59
	床-2	37	69*3	0.54
	床-3	35	94*3	0.38
	壁-1	24	233	0.11
	壁-2	14	138	0.11
	壁-3	34	296	0.12

注記*1：部材名称は図 6-10 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3：材料非線形解析によるせん断耐力

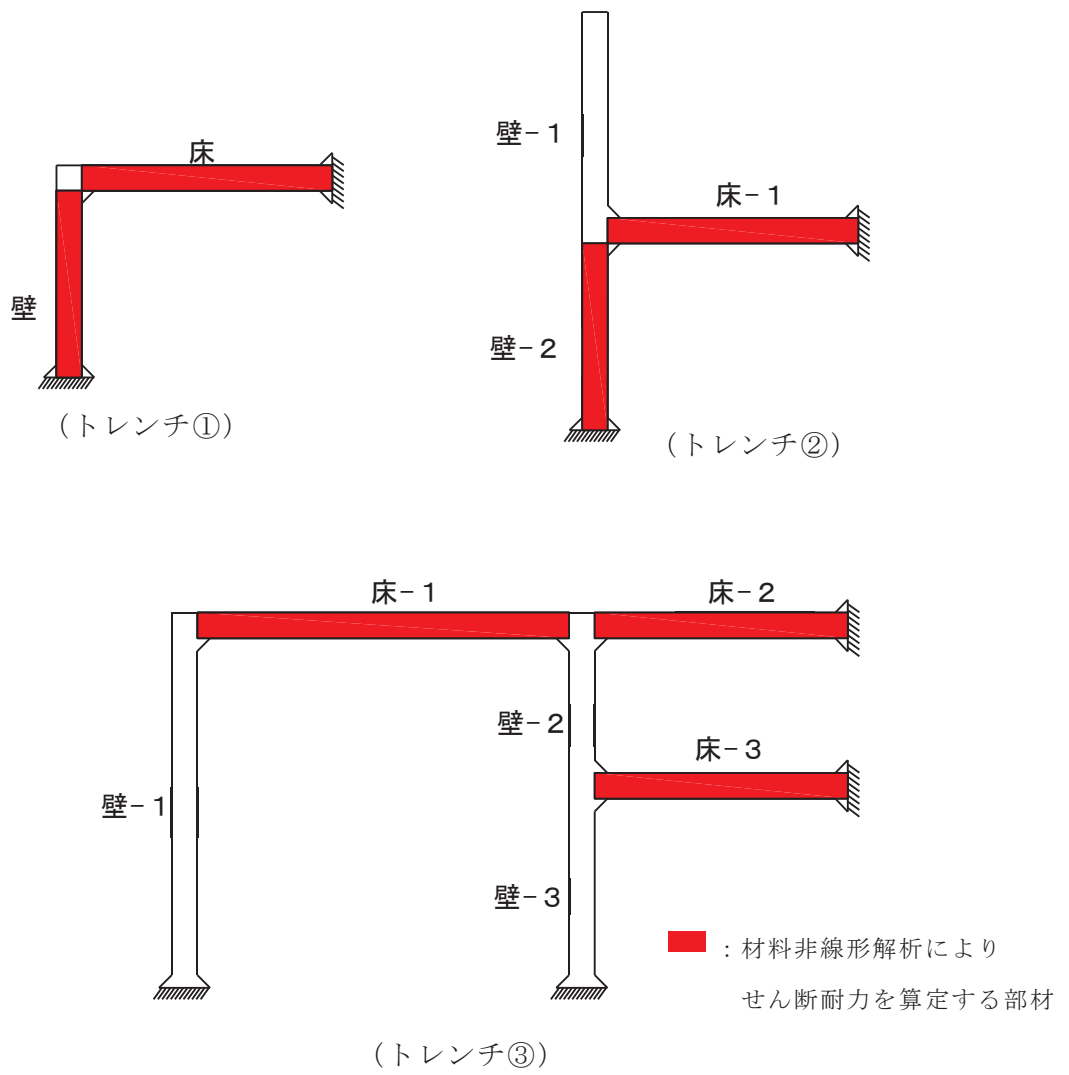


図 6-10 部材名称

7. まとめ

海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する評価を実施し、鉄筋及びコンクリートの発生応力、発生せん断力が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認した。また、トレンチについて、発生ひずみ及び発生せん断力が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

以上から、海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁及びトレンチは、単一機器の破損を想定した溢水時に止水機能を損なわないことを確認した。また、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

資料 10 取水口，貯留堰の耐震安全性評価