

表 6-34(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 6-21 に示す。

*2：支持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

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 6-35 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 6-35(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		照査用	限界	照査値
					面内ひずみ*2 γ_d	せん断ひずみ γ_R	γ_d / 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
	S s - D 1	-+	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
S s - D 2	-+	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 6-21 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 6-35(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		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
		-+	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
		-+	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 6-21 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 6-35(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		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 6-21 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 6-35(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		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 6-21 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 6-35(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		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 6-21 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 6-36 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 6-36(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
					面内ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	γ_d / 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 6-21 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-28 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 6-36(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 6-21 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-28 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 6-36(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 6-21 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-28 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 6-36(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 6-21 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-28 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 6-36(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
					面内ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	γ_d / 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 6-21 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-28 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

各壁部材の面内せん断（面内せん断ひずみ）に対する照査結果は、「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。

(4) 止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）に対する照査結果は、「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 6-37 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：2000 μ ）を下回ることを確認した。

表 6-37(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 6-21 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-31 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 6-37(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 6-21 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-31 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 6-37(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 6-21 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-31 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 6-37(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 6-21 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-31 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 6-37(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 6-21 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-31 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。表 6-38～表 6-42 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 6-38 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 6-21 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-39 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 6-21 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 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 6-21 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 6-41 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 6-21 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-42 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 6-21 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 6-43～表 6-45 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-32～図 6-34 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 6-43 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

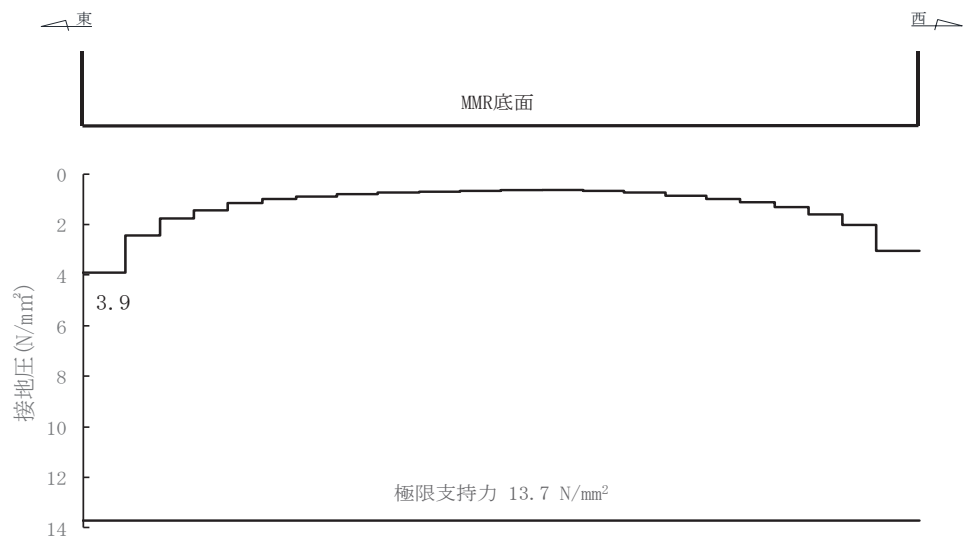


図 6-32 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-N 1 (++) , スクリーンエリア)

表 6-44 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

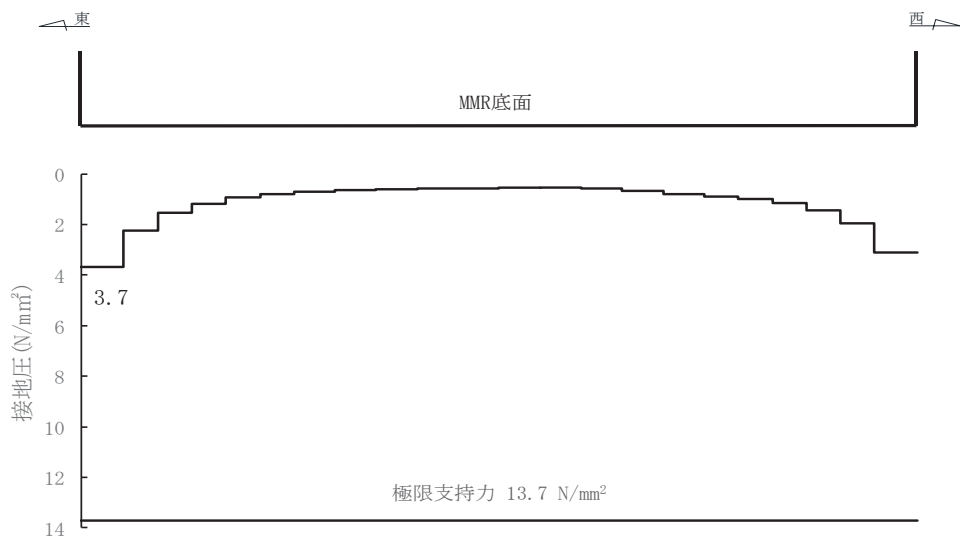


図 6-33 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-N 1 (++) , 補機ポンプエリア)

表 6-45 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

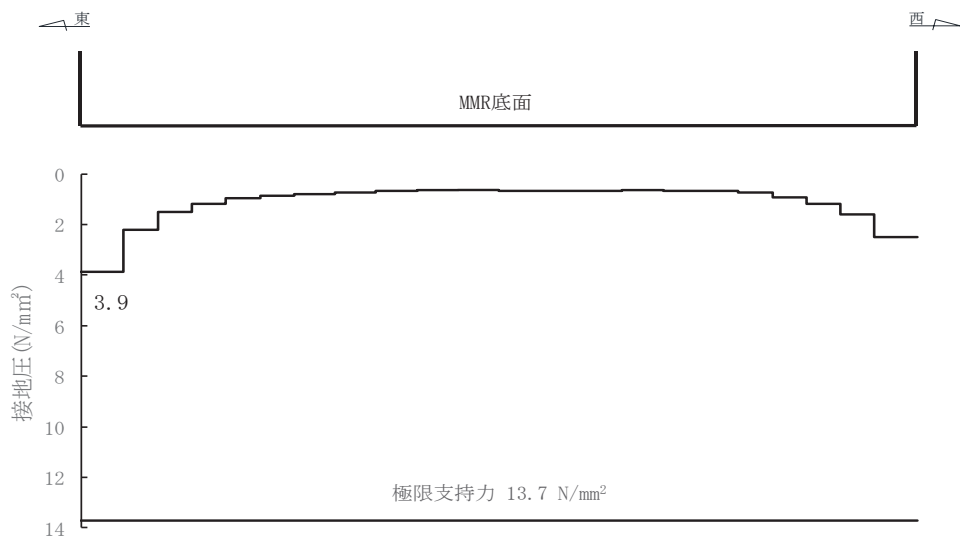


図 6-34 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-N 1 (++) , 循環水ポンプエリア)

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 6-46～表 6-48 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 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 6-46 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

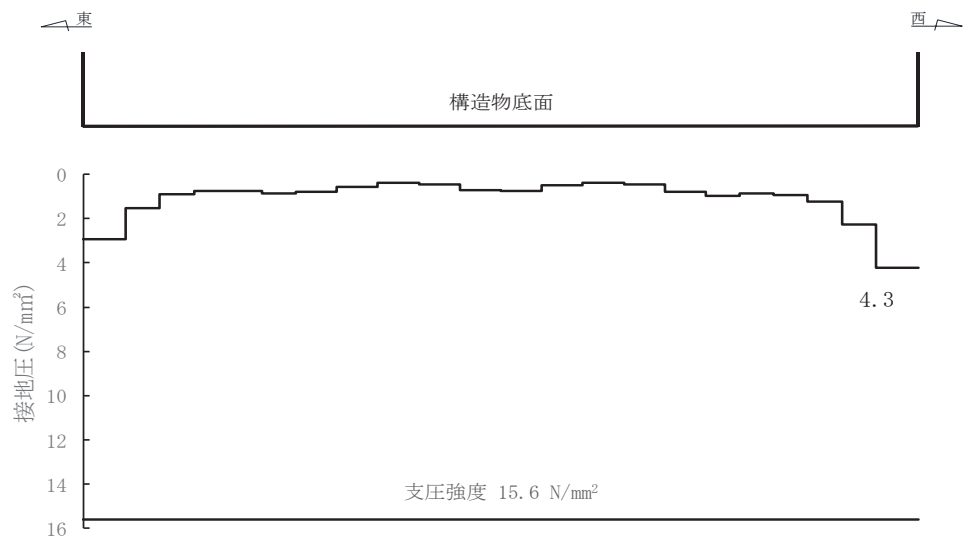


図 6-35 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S_s-D 2 (-+), スクリーンエリア)

表 6-47 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	

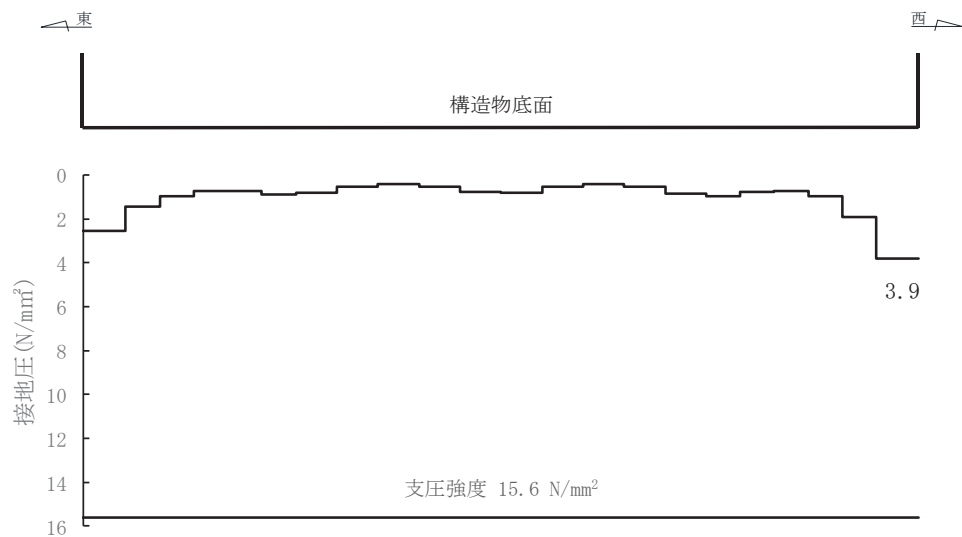


図 6-36 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S_s-D 2 (-+), 補機ポンプエリア)

表 6-48 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

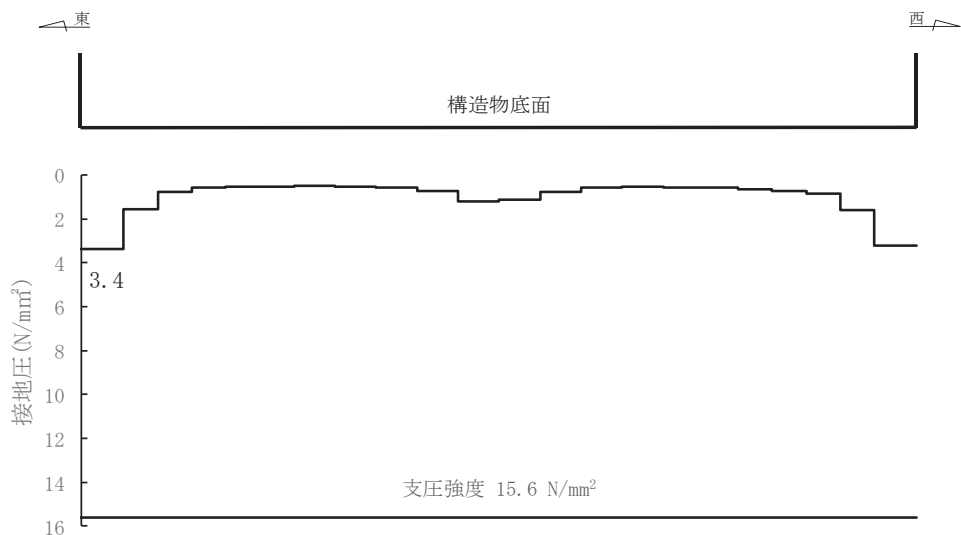


図 6-37 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - D 2 (-+), 循環水ポンプエリア)

(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支持性能の照査結果を表 6-49～表 6-51 に示す。

同表より，海水ポンプ室の MMR（既設）に発生するせん断応力がせん断強度を下回ることを確認した。

以上から，海水ポンプ室の基礎地盤の支持性能に対する安全性を確認した。

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（スクリーンエリア）

解析 ケース	地震動		せん断応力 τ (N/mm ²)	せん断強度 τ_f (N/mm ²)	照査値* τ_f / τ	
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 $\tau / \tau_f > 1.0$ であることを確認する。

表 6-50 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 τ (N/mm ²)	せん断強度 τ_f (N/mm ²)	照査値* τ_f / τ	
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 $\tau / \tau_f > 1.0$ であることを確認する。

表 6-51 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 τ (N/mm ²)	せん断強度 τ_f (N/mm ²)	照査値* τ_f / τ	
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 $\tau / \tau_f > 1.0$ であることを確認する。

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、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。

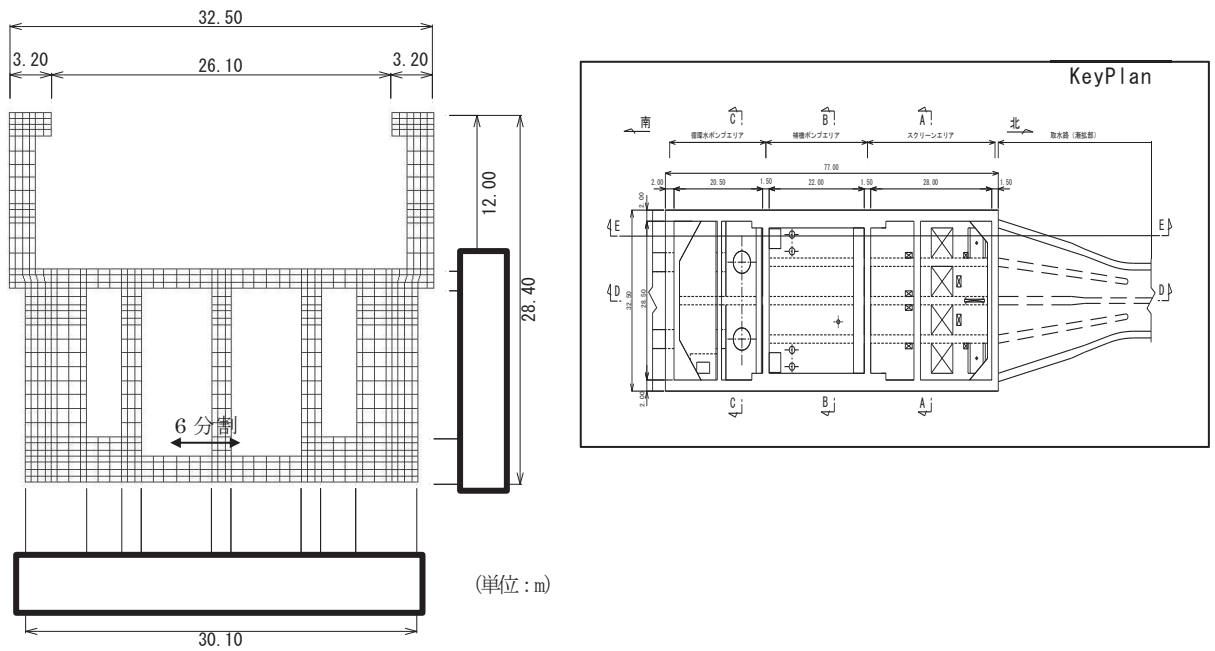


図 2-1 要素分割図 (B-B 断面, 補機ポンプエリア)

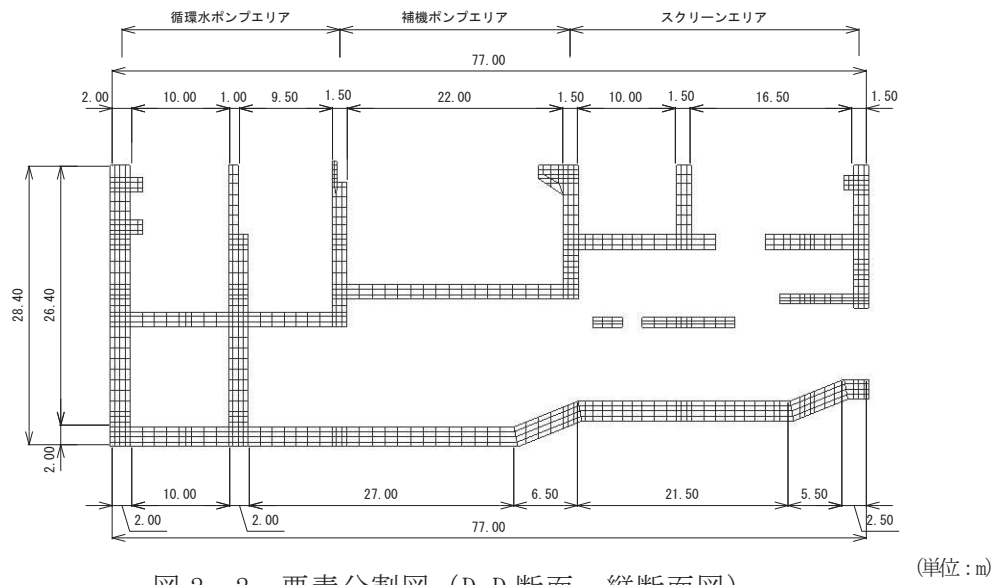


図 2-2 要素分割図 (D-D 断面, 縦断面図)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

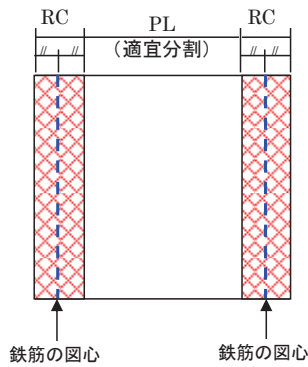


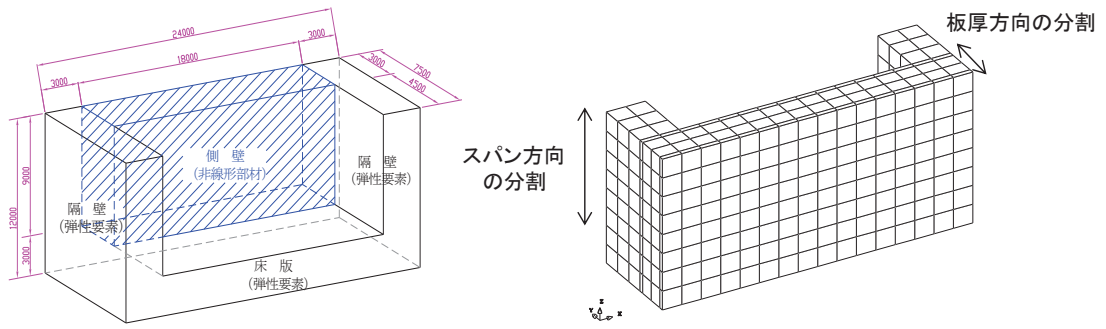
図 2-3 部材厚方向分割の概念図

表 2-1 部材厚方向の要素分割数による影響検討概要

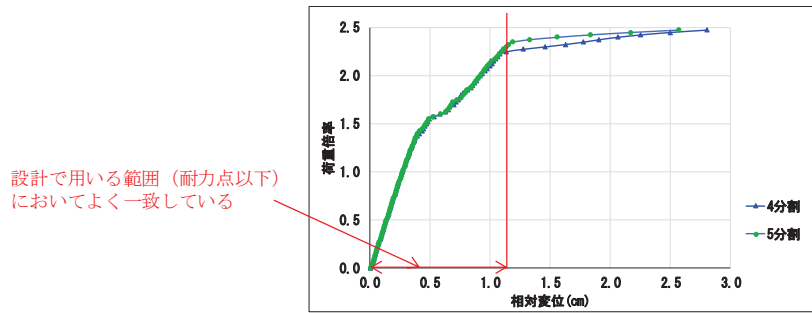
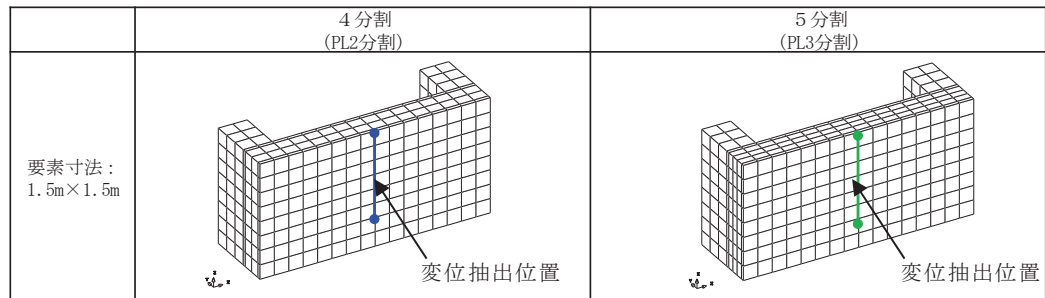
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> 海水ポンプ室でスパンが大きな部材となる側壁を想定した規模のモデルで検討を行う。 側壁や隔壁を想定し、頂部以外の3辺を弾性要素としてモデル化する。(境界条件) 底面及び側面を固定条件。 荷重は面外に等分布荷重を漸増载荷する。
部材厚方向の分割数検討	<ul style="list-style-type: none"> PLゾーンを2分割, 3分割としてパラスタを行う。 スパン方向の分割は6分割で固定する。
スパン方向の分割数検討	<ul style="list-style-type: none"> 土木学会マニュアル 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 3-1-1 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。

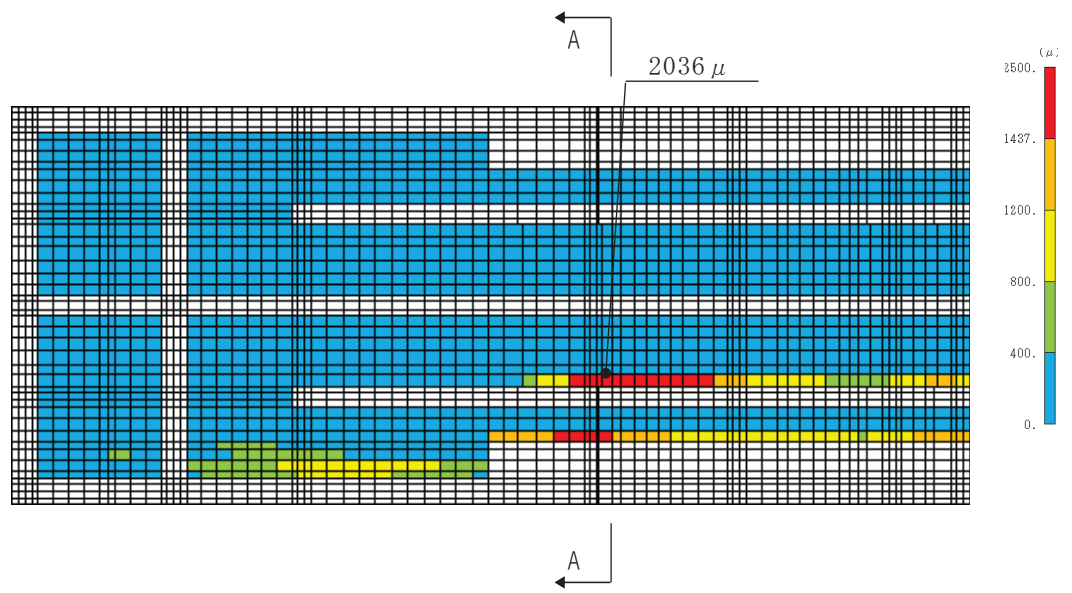
4.1 底版の要求機能への影響確認

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、通水機能及び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。

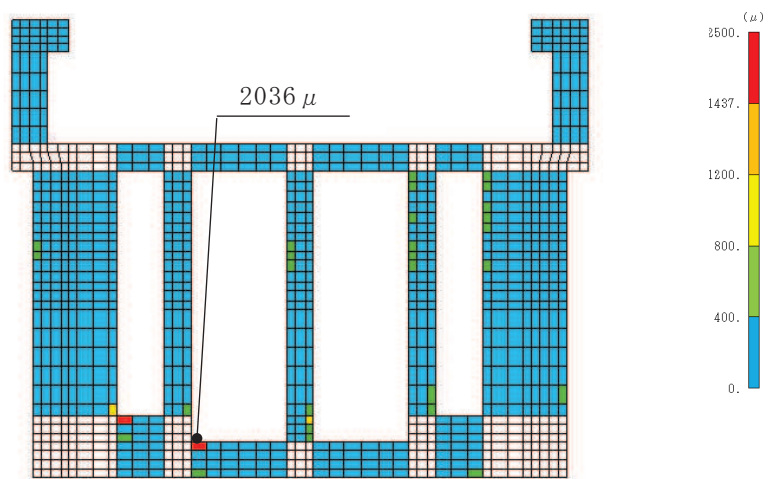
部材の降伏に対して、限界ひずみを超える主筋ひずみの範囲は、底版の延長方向で25%程度、当該要素に隣接する要素の主筋ひずみは全体的に 400μ 以下であり、限界ひずみを超える範囲は限定的であるため、底版の一部の要素が部材降伏に対する限界ひずみを上回ったとしても部材全体の降伏には至らないため、部材単位ではおおむね弾性範囲内であると言える。

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、当該要素以外の部材厚方向の主筋ひずみは、 $20\mu \sim 377\mu$ 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ため、ひび割れ範囲は限定的となり、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。

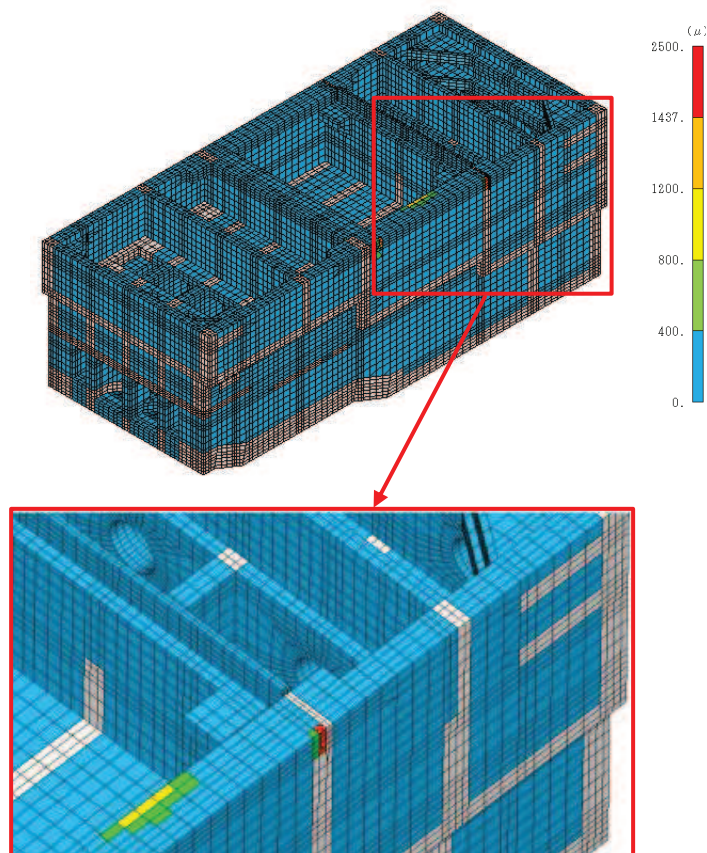
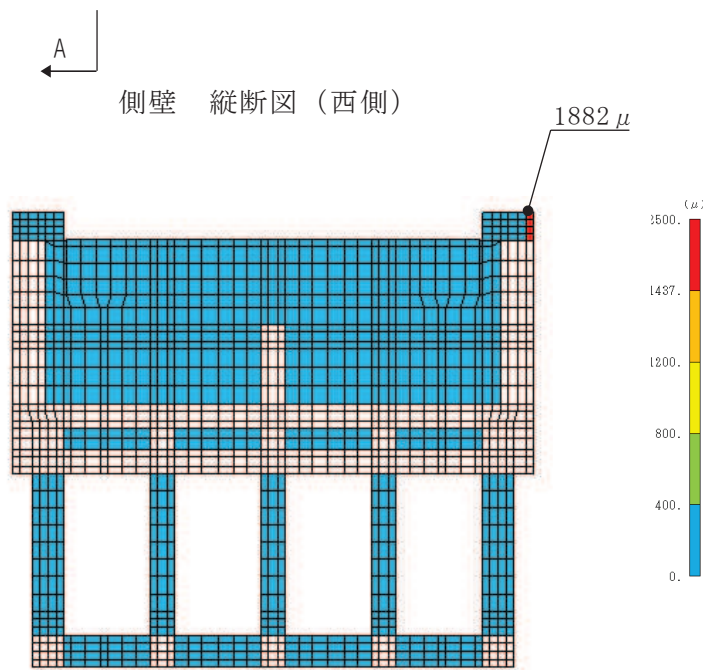
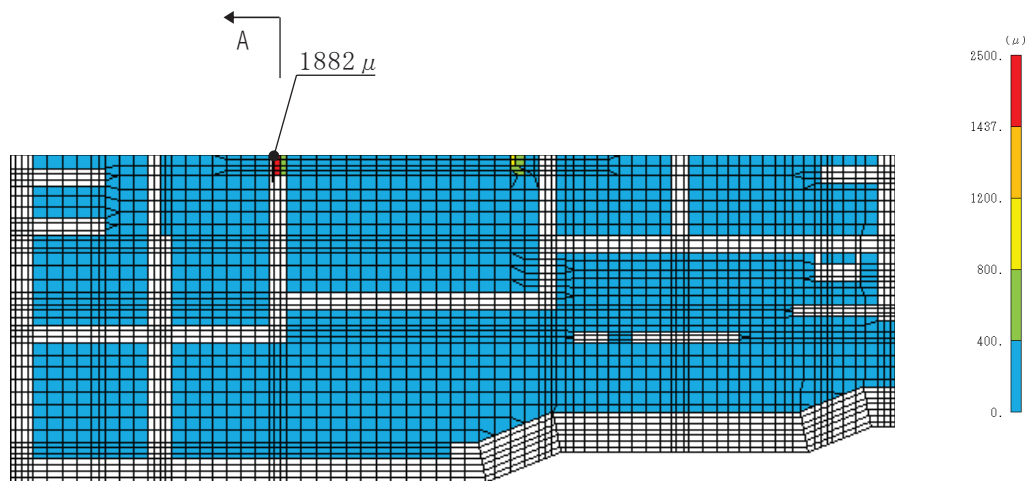


図 4-2(1) 主筋ひずみ分布図（側壁（西側））

（基準地震動 $S_s - N1$ （++））

資料 9-（参考） 1-10



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 (++))

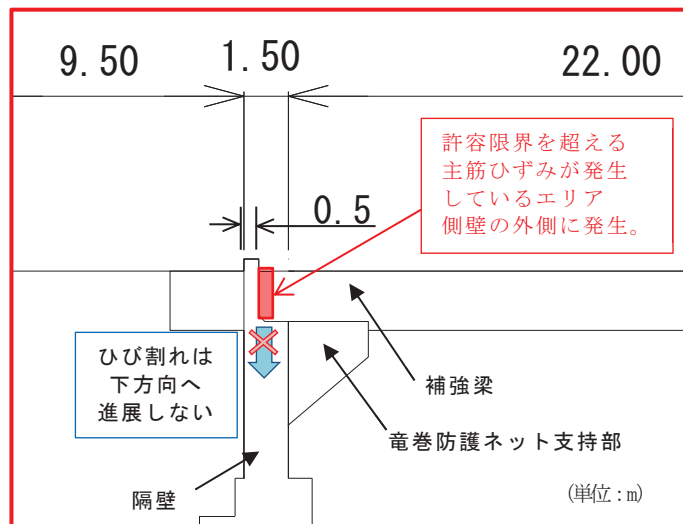
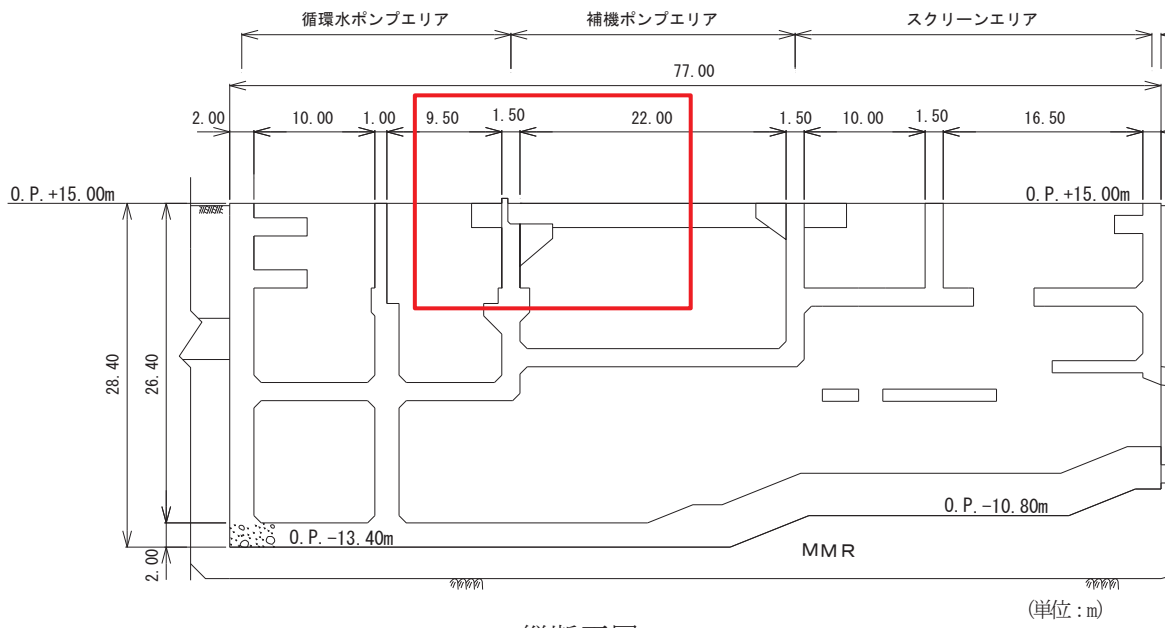


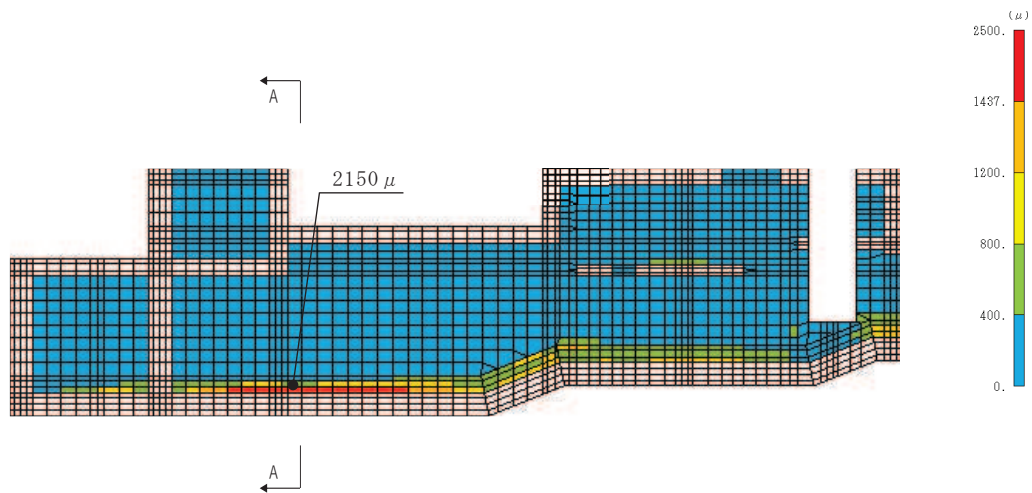
図 4-3 海水ポンプ室 縦断面図 (側壁 (西側))

4.3 導流壁の要求機能への影響確認

照査時刻において導流壁の主筋ひずみに対する照査値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。導流壁は通水機能のみが要求される部材であるが、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としている。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限定的であるため、導流壁の一部の要素が局所的に降伏に至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

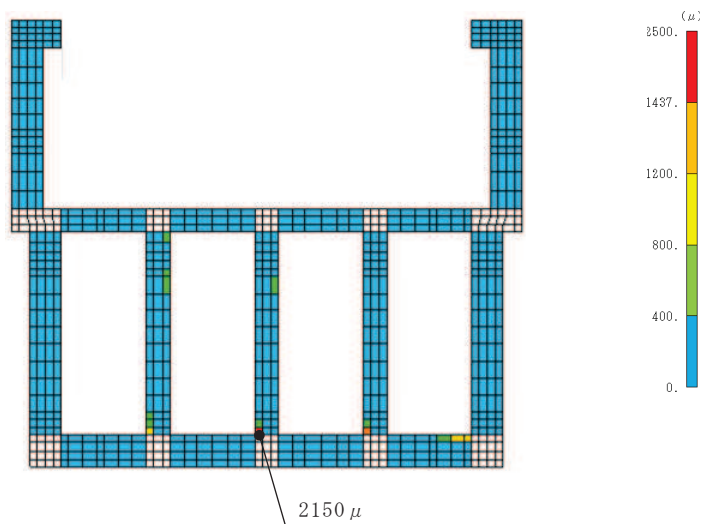


図 4-4 主筋ひずみ分布図（導流壁（中央））
 （基準地震動 S s - N 1（++））

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。

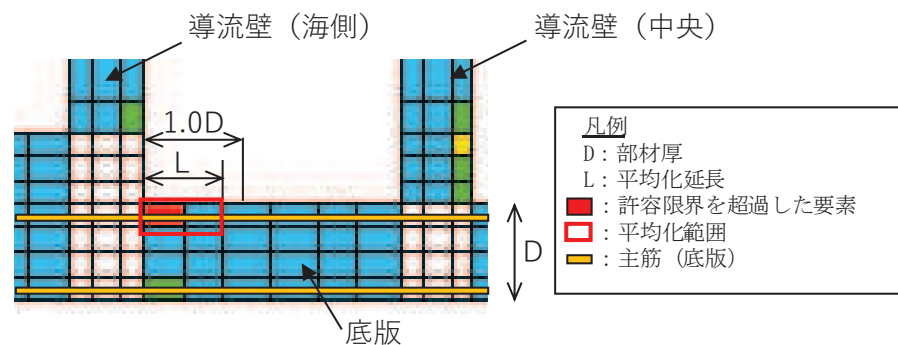


図 5-1 平均化概念図（底版の例）

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

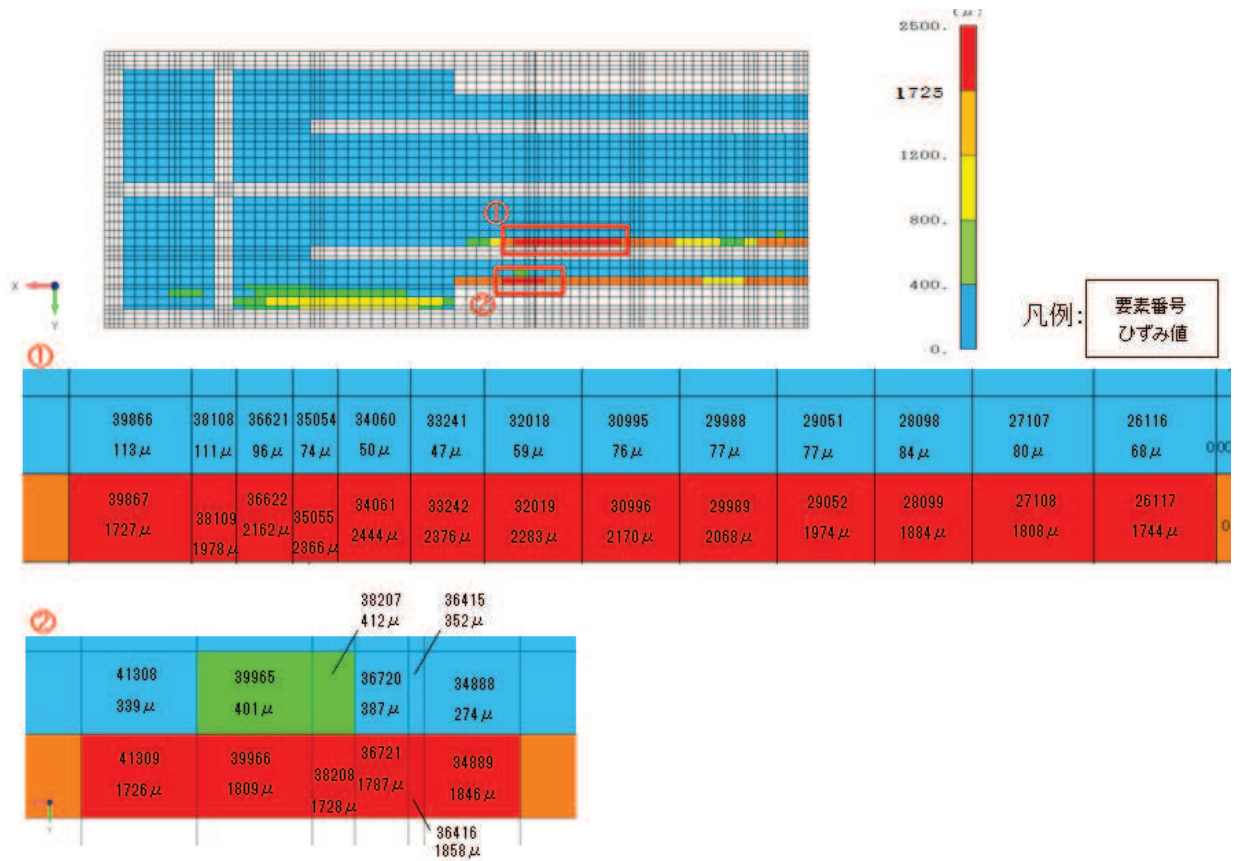
地震動	評価位置	照査用ひずみ*1 (平均化後)	限界ひずみ	照査値 (平均化後)
S _s -N1 (++)	底版	1318 μ	1725 μ	0.77
S _s -N1 (++)	側壁	1487 μ	1725 μ	0.87
S _s -N1 (++)	導流壁	1642 μ*2	1725 μ	0.96

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 \times 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)

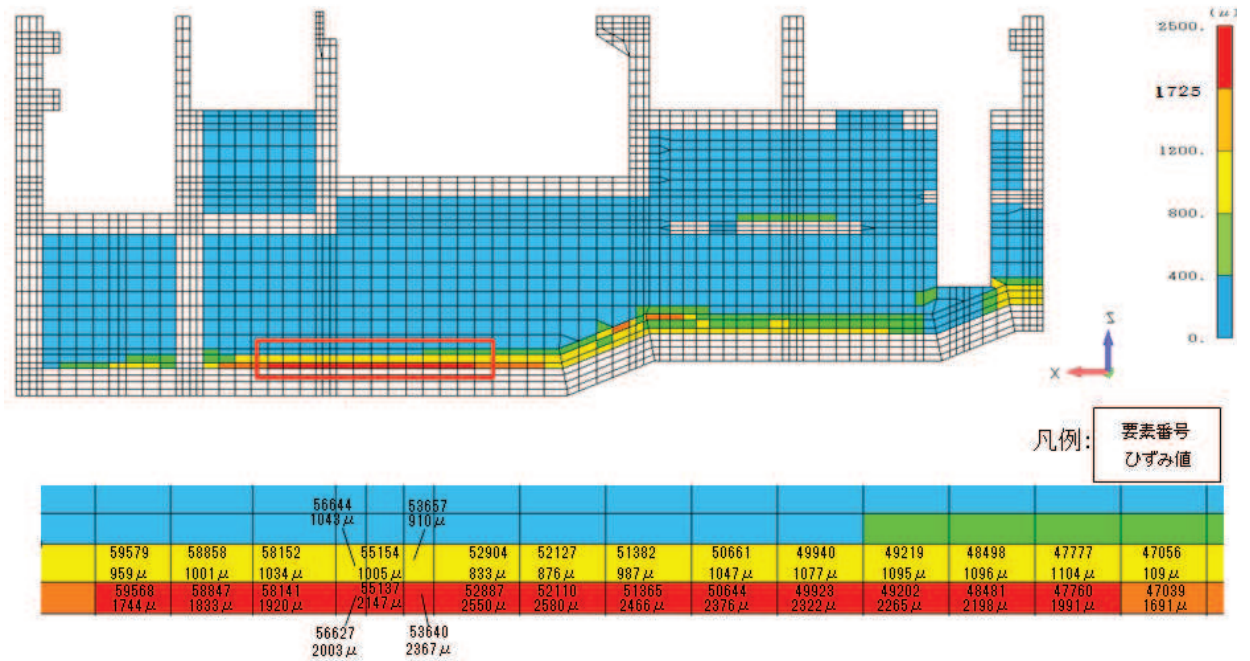
表 6-3 平均化前後主筋ひずみ一覧（側壁）

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	2259μ	54788	2116	579μ	1487μ
	54863	2376	2139μ	54776	2024	528μ	1398μ
	54851	2376	2037μ	54764	2024	546μ	1352μ
	54839	2484	1932μ	54752	2116	668μ	1351μ

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			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	
導流壁 (中央)	52110	5980	2580μ	52127	7540	876μ	1630μ
	52887	5980	2550μ	52904	7540	833μ	1593μ
	51365	5980	2466μ	51382	7540	987μ	1642μ
	50644	5980	2376μ	50661	7540	1047μ	1635μ
	53640	2116	2367μ	53657	2668	910μ	1555μ
	49923	5980	2322μ	49940	7540	1077μ	1628μ
	49202	5980	2265μ	49219	7540	1095μ	1613μ
	48481	5980	2198μ	48498	7540	1096μ	1584μ
	55137	2668	2147μ	55154	3364	1005μ	1511μ
	56627	2116	2003μ	56644	2668	1043μ	1468μ
	47760	5980	1991μ	47777	7540	1104μ	1497μ
	58141	5750	1920μ	58152	7250	1034μ	1426μ
	58847	5750	1833μ	58858	7250	1001μ	1369μ
	59568	5257.34	1744μ	59579	6628.82	959μ	1307μ

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 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）

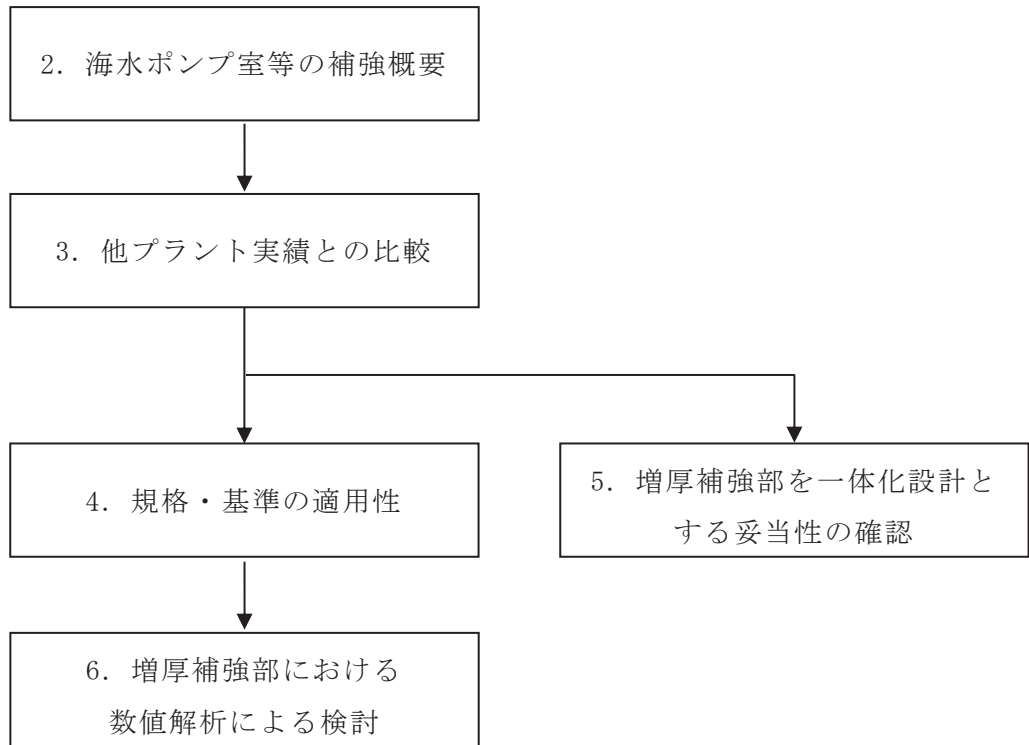


図 1-1 増厚補強部における一体化設計の妥当性検証フロー

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相当であり、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。

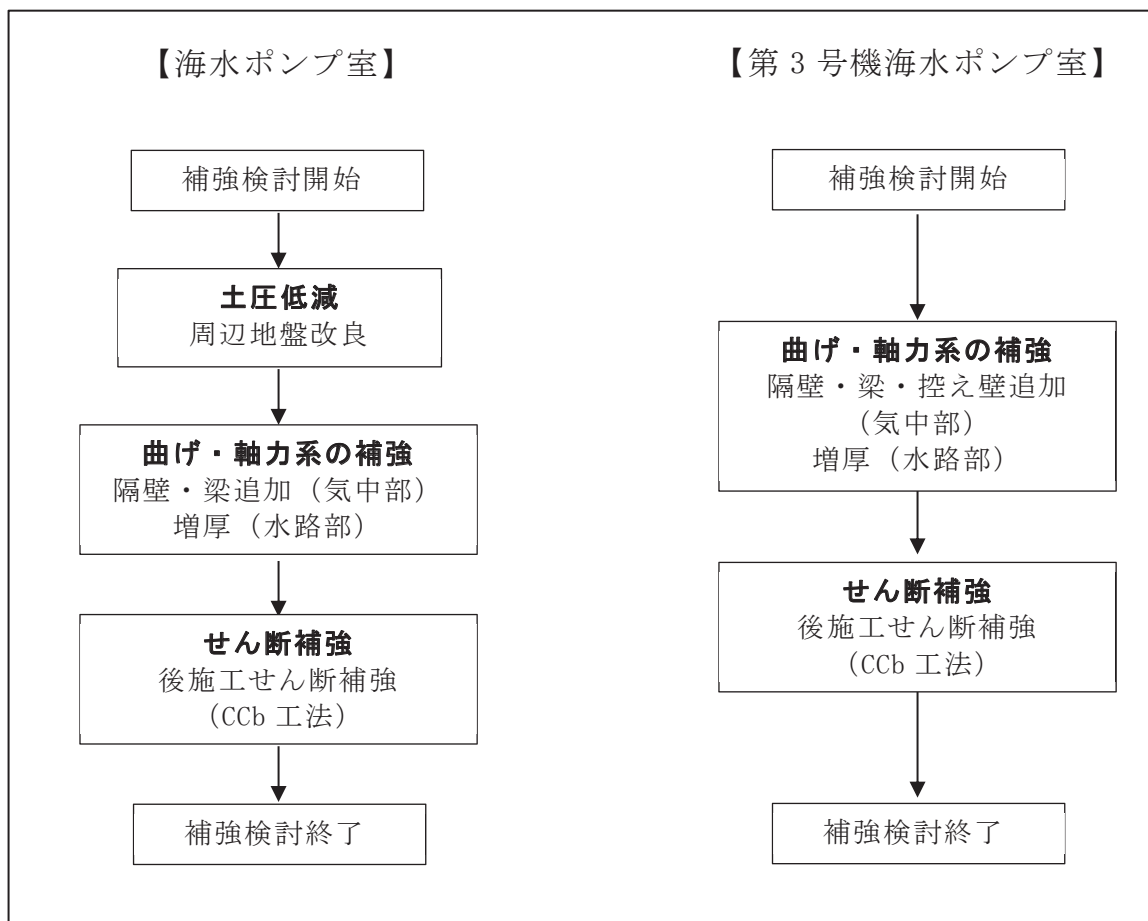


図 2-1 補強フロー図

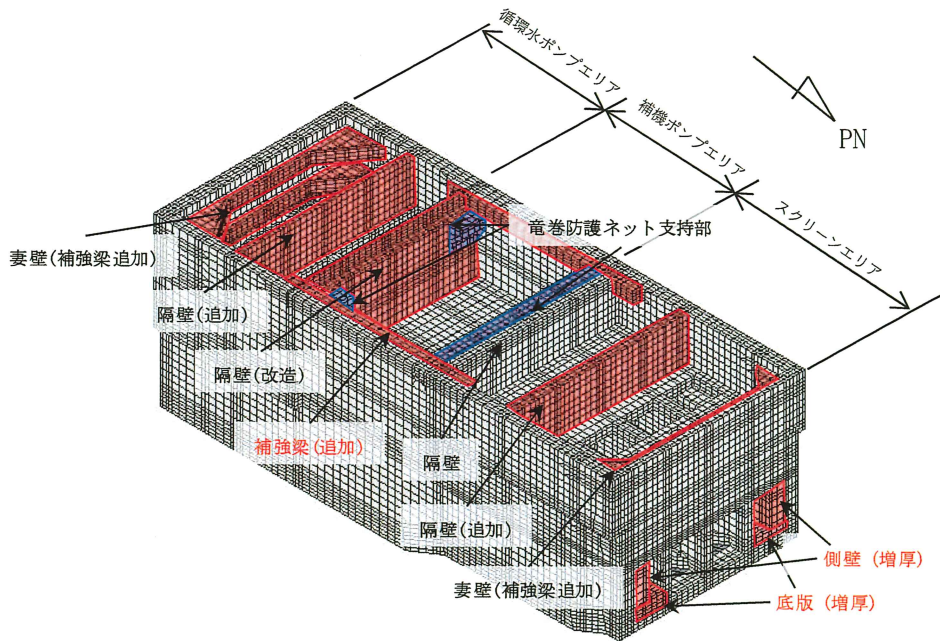
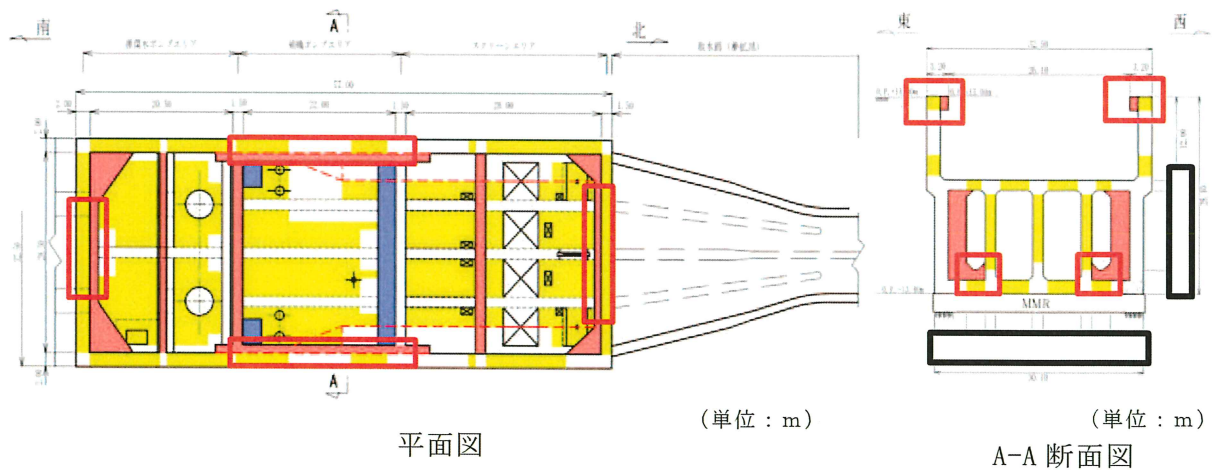


図 2-2 海水ポンプ室 補強概要図



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

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。

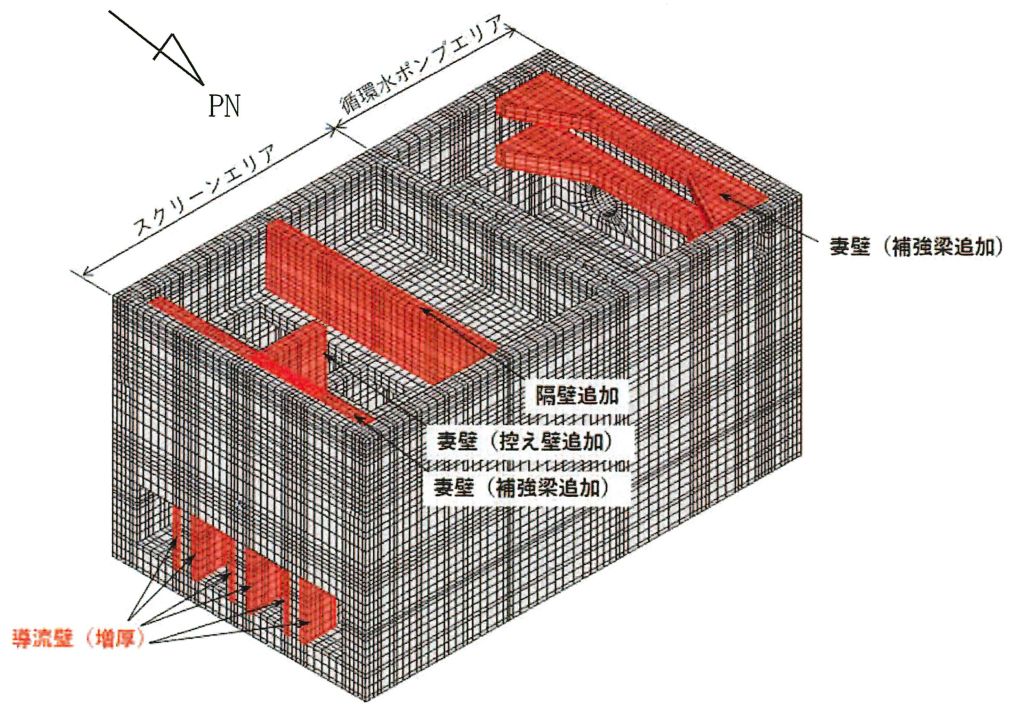


図 2-4 第 3 号機海水ポンプ室 補強概要図

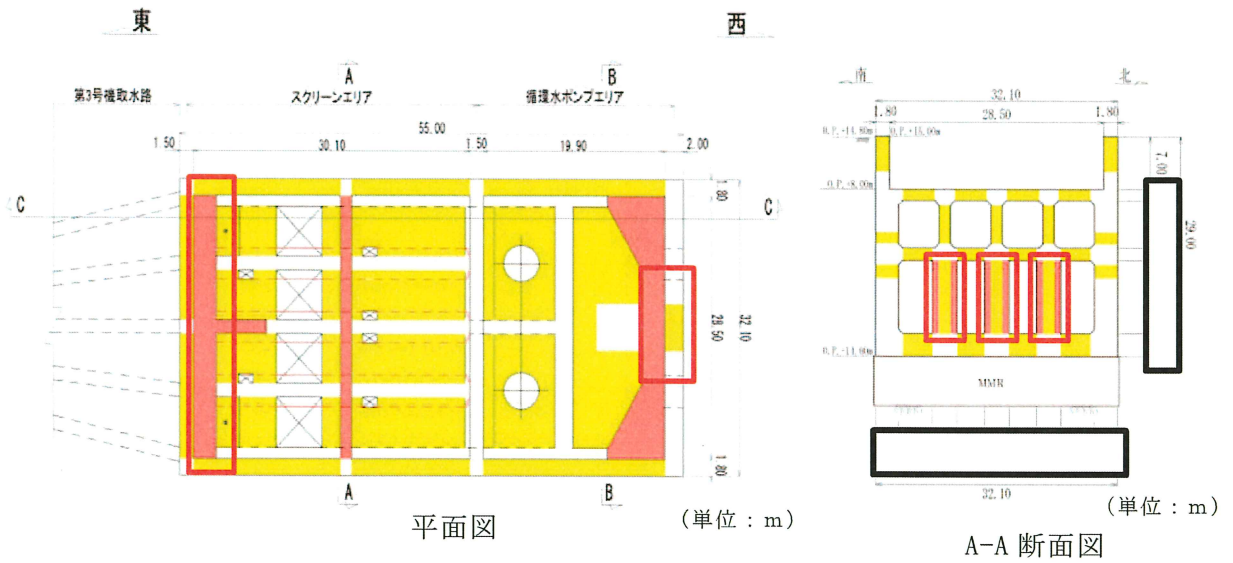


図 2-5 第 3 号機海水ポンプ室 補強概要図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

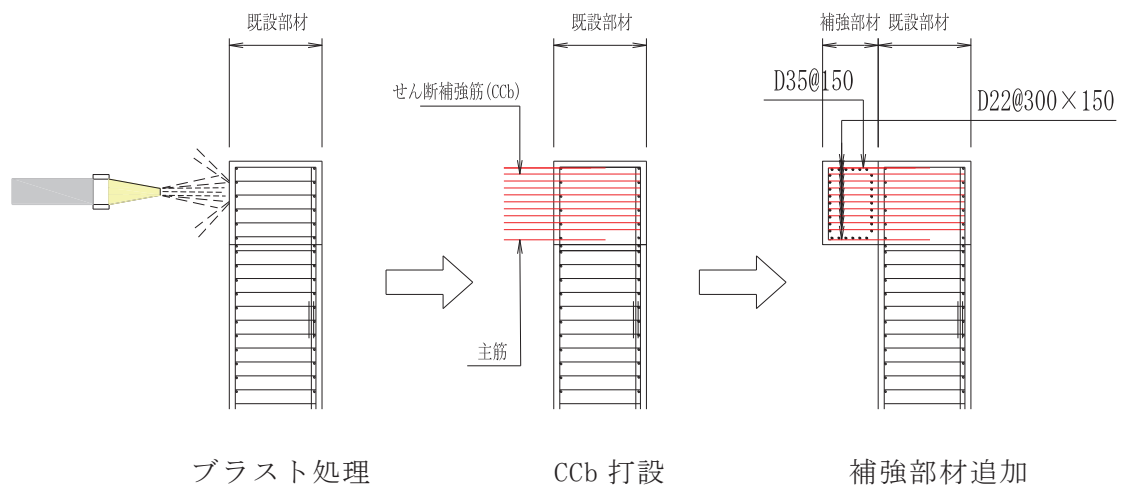


図 2-6 海水ポンプ室の Ccb 工法による補強手順 (側壁 (気中部) 補強梁)

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 下段：下流側		1.50 2.00	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	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。 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。 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。 問題なし 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-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書 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 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
CCb	・せん断耐力の向上	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
	特になし	①入力津波への影響 ②引き波時における貯留量への影響 ③ポンプ取水への影響*	—
	通水断面積の減少	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

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

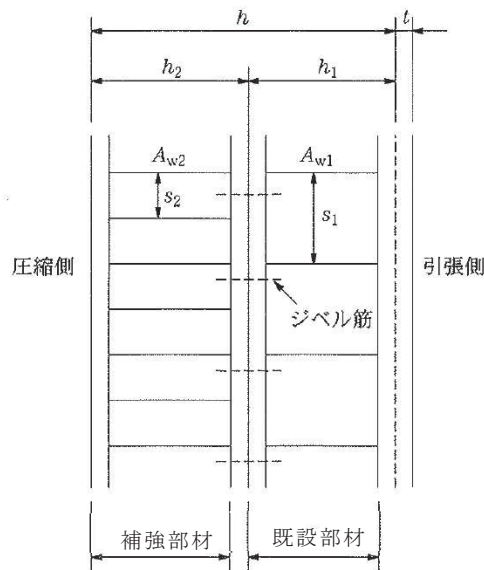
$h_1 = h_2$ の場合

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

$h_1 < h_2$ 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。

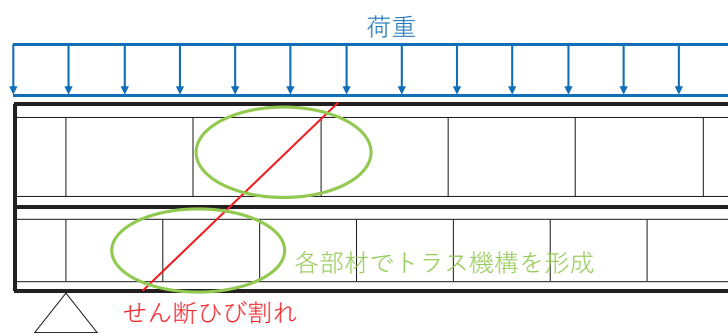


図 4-2 一体部材として挙動する場合のせん断破壊の模式図

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 (cm^2)

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/cm^2)

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。

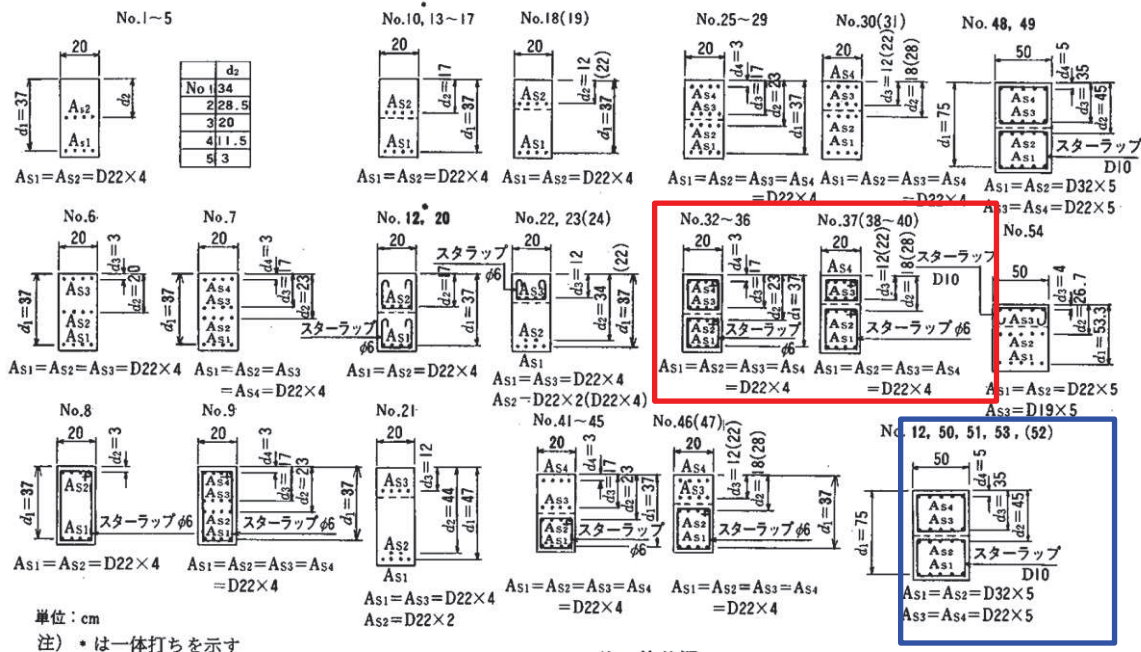
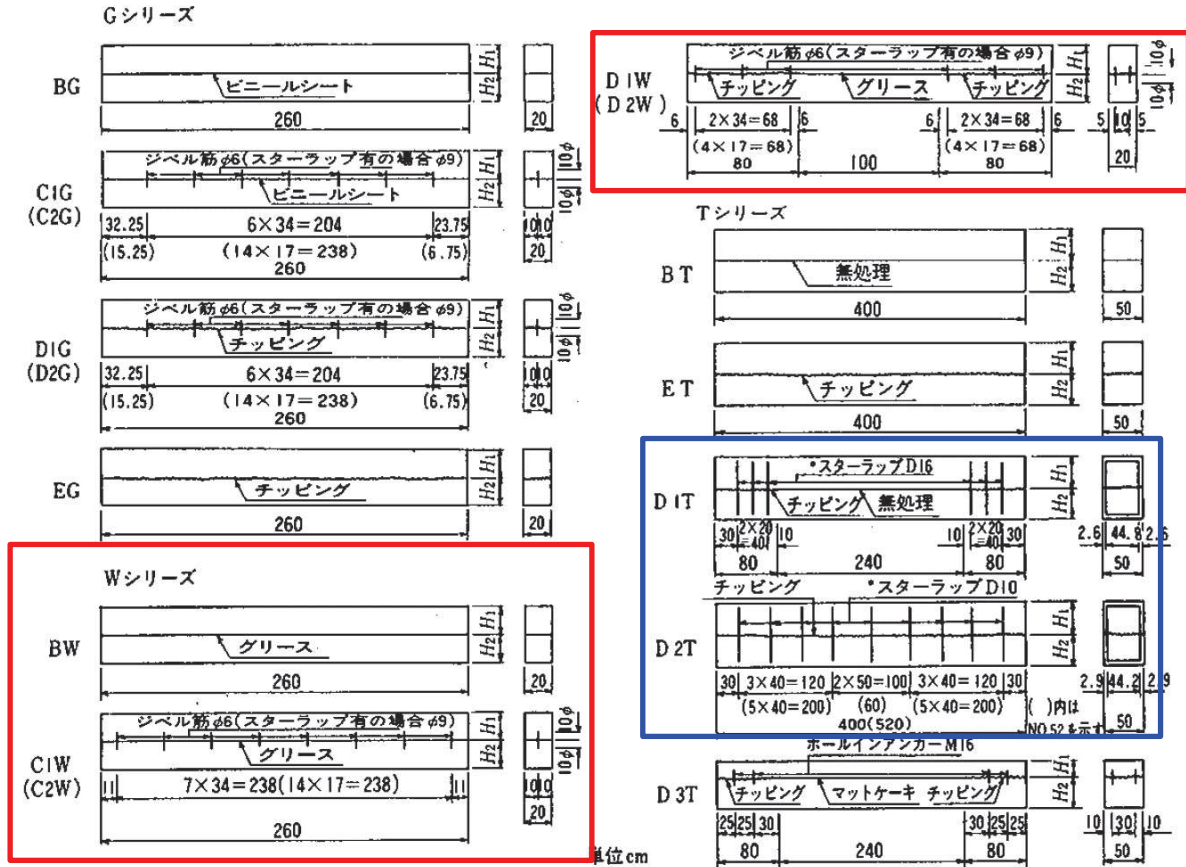


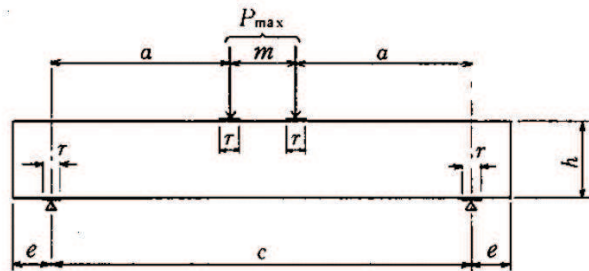
図 4-3 供試体一覧

(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3-2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。

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 (1725μ) 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。

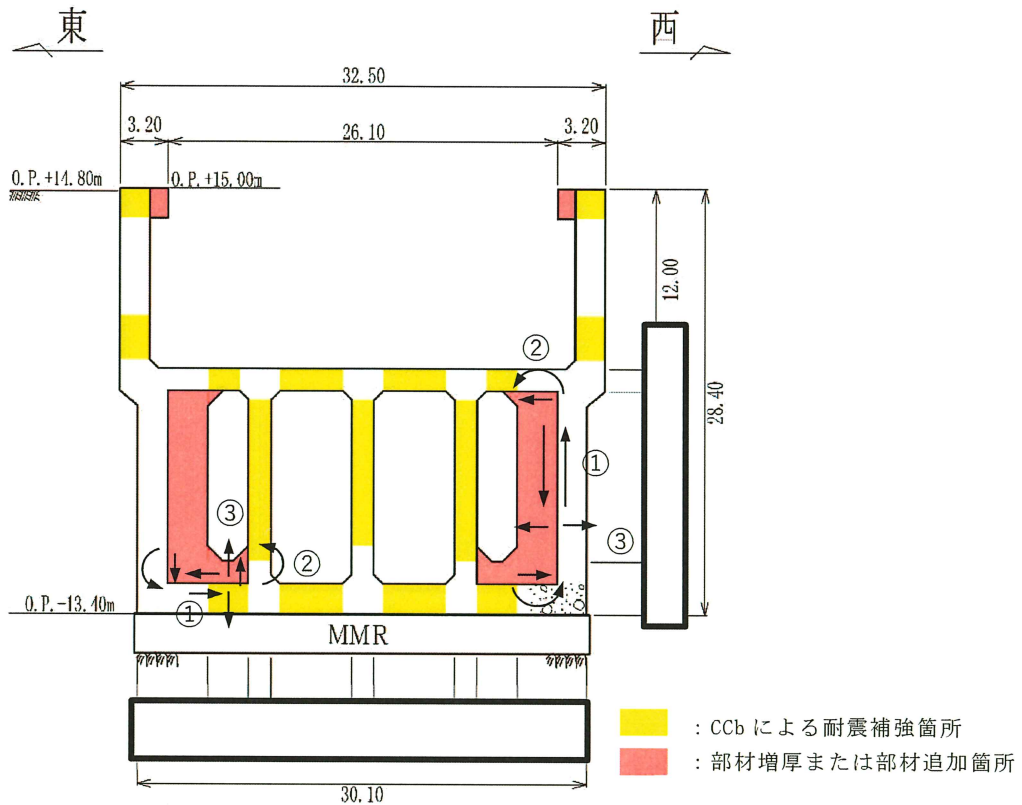


図 5-1 海水ポンプ室 既設部材と補強部材に発生する応力の概念図

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) 端部の主筋ひずみが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) 主鉄筋の定着を確保 定着長: 16ϕ</p>	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)
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。 目標付着強度: 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 において発生せん断力は、鉛直せん断力が（解 8.4.5-1）に、接合面に生じる区間のずれせん断力が（解 8.4.5-2）に示されている。

海水ポンプ室等の検討においては、上記 2 つの応力に加えて 3 次元的な挙動として、水平方向のずれせん断力を考慮するため、発生せん断力は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(3)）

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応力度とコンクリートのみで負担する許容せん断応力度をを比較し、十分上回る鉄筋量となっていることを確認する。

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。

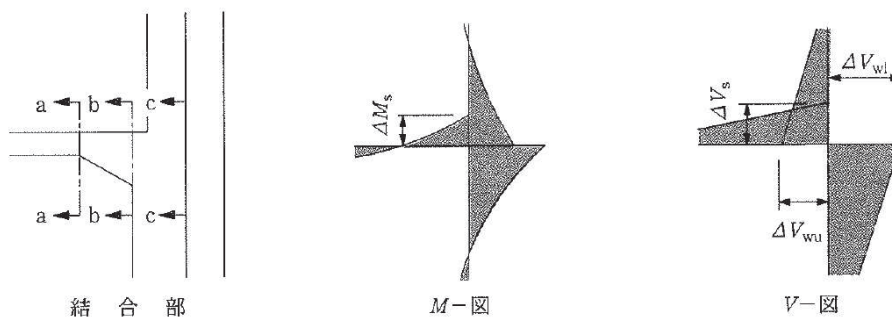
(2) せん断に対する検討

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。

【解説】

(1) について

解説図 8.4.5-1 に示す床版のハンチ始点 (a-a 断面) あるいはハンチ終点 (b-b 断面) は、通常のラーメン計算で設計を行ってよい。c-c 断面には、床版の節点曲げモーメント (M_0) の一部 (M_s) が伝達されると考えられる。ここで、c-c 断面を介して地下連続壁に伝達される曲げモーメントは、b-b 断面における設計曲げモーメントより小さく、さらに有効高さは b-b 断面よりも大きいことから鉄筋は、b-b 断面における必要鉄筋量を c-c 断面を超えて地下連続壁に定着しておけば十分であると考えられる。



解説図 8.4.5-1 結合部の曲げモーメント、せん断力図の例

(2) について

一体壁の地下連続壁と内壁との接合面 (解説図 8.4.5-1 c-c 断面) に作用するせん断力としては、

- a) 内壁より地下連続壁に伝達される鉛直せん断力
- b) 側壁の曲げせん断によるずれせん断力

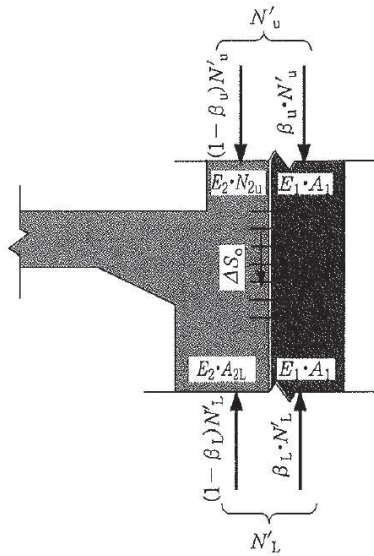
が考えられ、これらのせん断力に抵抗しうるジベル筋を配置する必要がある。

1) 内壁より地下連続壁に伝達される鉛直せん断力

接合面に作用する鉛直せん断力は、

- a) 床版から伝達された鉛直せん断力のうち地下連続壁が負担して下方へ軸力として伝える力
- b) 床版位置の上下で内壁の断面が変化する場合、内壁と地下連続壁の軸力分担率が変化することにより両者の間でやりとりされる力

図 5-2(1) ジベル筋の設計 (鉄道標準より抜粋)



解説図 8.4.5-2 一体壁結合部の鉛直せん断力 V_0

の二つが考えられ、前記 a) および b) のせん断力は合わせて、解説図 8.4.5-2 に示す力のやりとりから式 (解 8.4.5-1) により求める。

$$V_0 = \beta_L \cdot N'_L - \beta_U \cdot N'_U \quad (\text{解 } 8.4.5-1)$$

ここに、 V_0 : 鉛直せん断力

N'_U : 床版節点より上側で側壁に作用している軸力

N'_L : 床版節点より下側で側壁に作用している軸力

β_U : 床版節点より上側の地下連続壁の軸力分担率

β_L : 床版節点より下側の地下連続壁の軸力分担率

$$\beta_U = \frac{E_1 \cdot A_1}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_{2u}}$$

$$\beta_L = \frac{E_1 \cdot A_1}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_{2l}}$$

E_1 : 地下連続壁コンクリートのヤング係数

E_2 : 内壁コンクリートのヤング係数

A_1 : 地下連続壁断面積

A_{2u} : 床版節点より上側の内壁断面積

A_{2l} : 床版節点より下側の内壁断面積

2) 側壁の曲げせん断によるずれせん断力

内壁と地下連続壁との接合面に生じるずれせん断力は、側壁の曲げによるせん断応力度より求める。

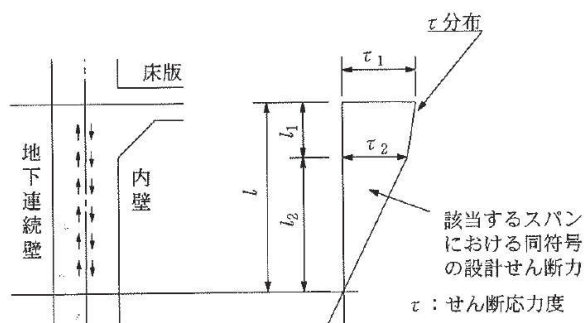
すなわち、解説図 8.4.5-3 に示すようなせん断応力度分布における区間のずれせん断力は式 (解 8.4.5-2) で求める。

$$V_B = \frac{1}{2}(r_1 + r_2) \cdot l_1 \cdot b + \frac{1}{2} r_2 \cdot l_2 \cdot b \quad (\text{解 } 8.4.5-2)$$

ここに、 V_B : 接合面に生じる区間のずれせん断力

図 5-2(2) ジベル筋の設計 (鉄道標準より抜粋)

τ_1, τ_2 : 各変化点におけるせん断応力度
 l_1, l_2 : 各変化点の距離
 b : 単位幅



解説図 8.4.5-3 当該スパンにおける同符号の設計せん断力

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。

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

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

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

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

ここに、 V : 床版接合面の作用せん断力

: コンクリートの摩擦分は考慮しない

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_{ui} : 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_{ui} : 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。

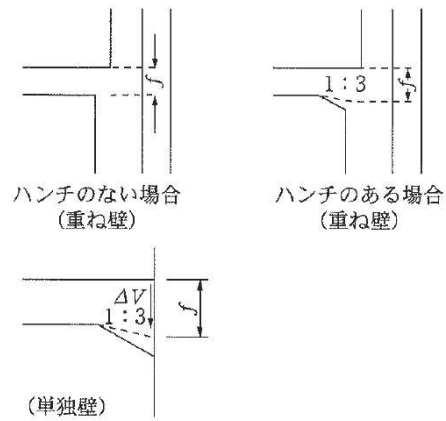
γ_b : 部材係数で、一般に1.3としてよい。

γ_c : コンクリートの材料係数

なお、ジベル筋の配置区間としては、支点から $l/4$ (l : 側壁のスパン長) の範囲としてよい。

重ね壁および単独壁におけるジベル筋の設置範囲は、解説図8.4.5-4に示す範囲 (f 区間) とする。

図 5-2(3) ジベル筋の設計 (鉄道標準より抜粋 (一部加筆))



解説図 8.4.5-4 重ね壁および単独壁におけるジベル筋配置範囲

参考文献

- 1) 長崎光男, 松田好史, 諸橋和美: 地下連続壁の本体利用の設計 (2), 構造物設計資料, No. 74, pp. 13-20, 1983.6.

図 5-2(4) ジベル筋の設計 (鉄道標準より抜粋)

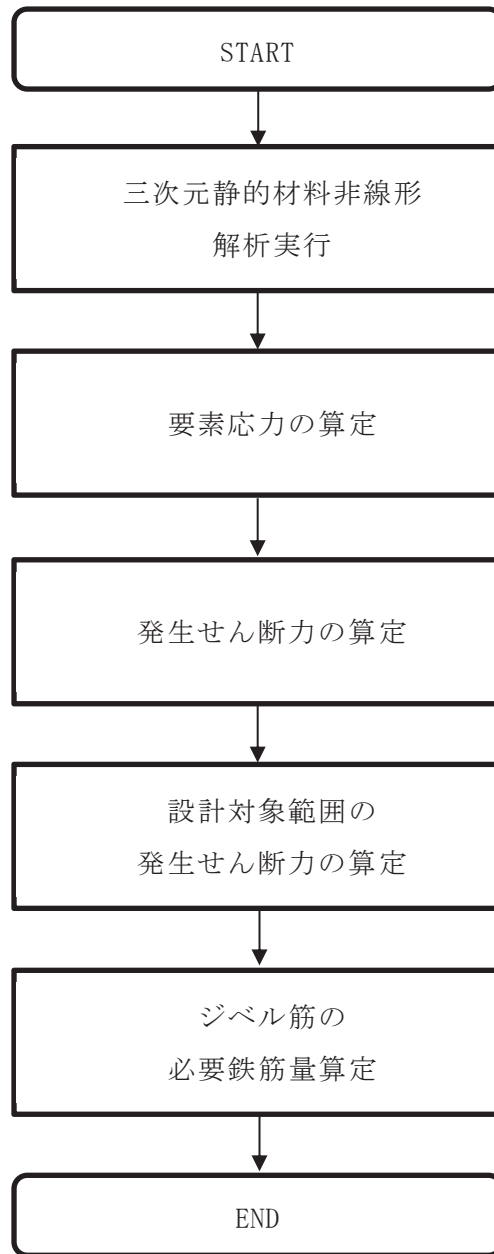


図 5-3 ジベル筋の設計フロー

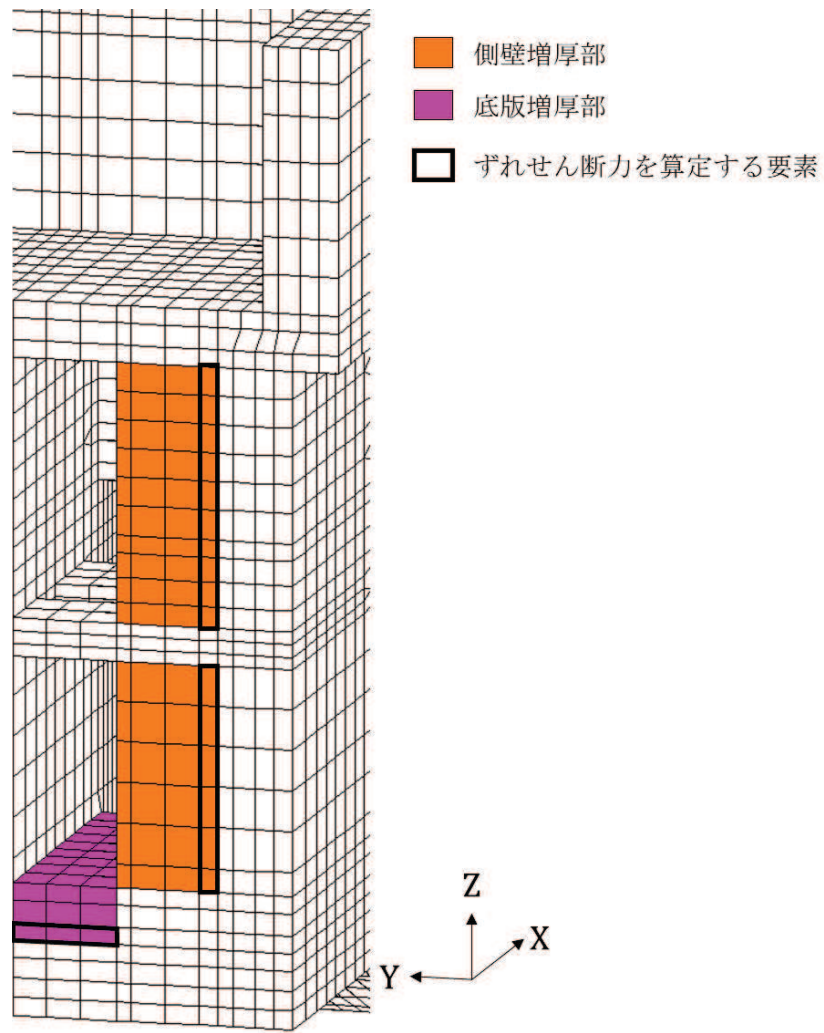


図 5-4 接合面の発生せん断力

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

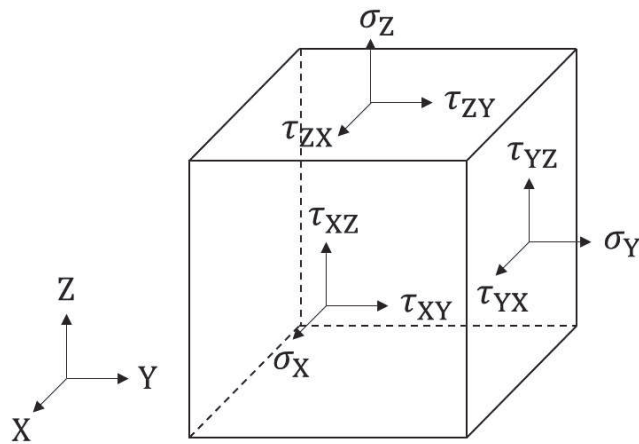


図 5-5 応力成分の作用方向

(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。

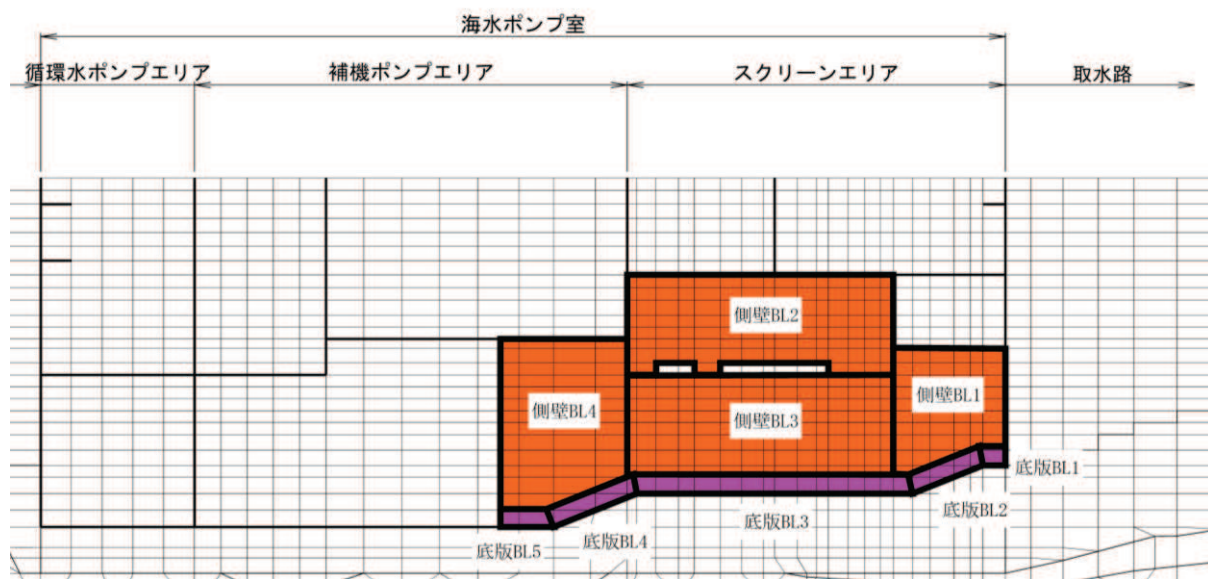


図 5-6 増厚補強範囲の分割 (海水ポンプ室)

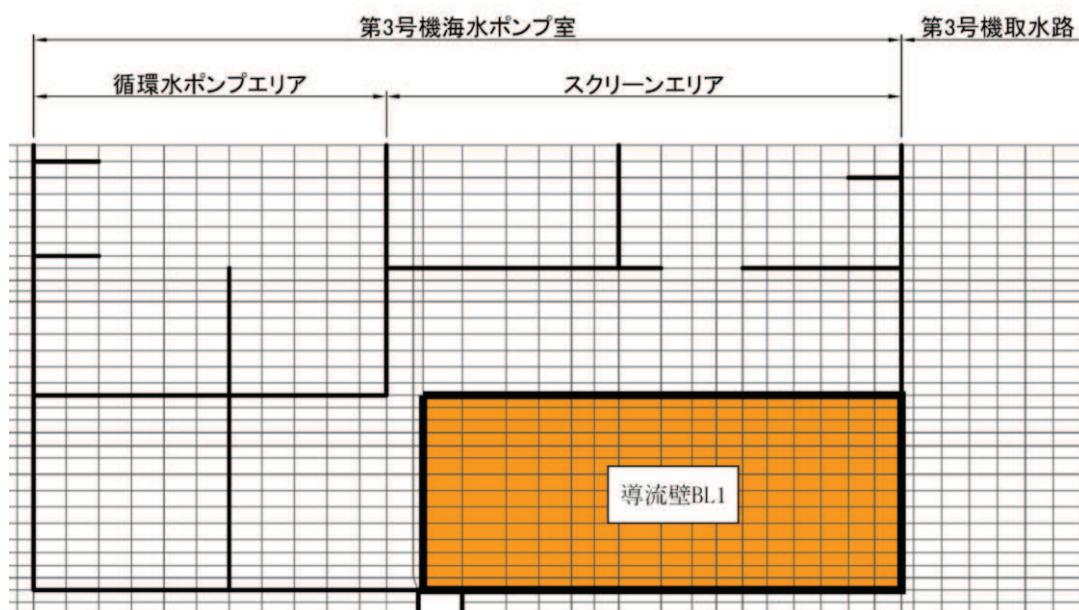


図 5-7 増厚補強範囲の分割 (第3号機海水ポンプ室)

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

注記*：許容せん断応力度は割増係数1.5を考慮した値。

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

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内容に

ついては、別途示す。

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強度のうち最大値を、海水ポンプ室を例に表 5-6 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 5-6 接合面に発生する引張強度

部材	地震動	算出位置*	発生引張強度
側壁	Ss-N1 (++)	BL1	1.03
底版	Ss-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 5-9 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、付着試験を別途実施する。

付着試験についての説明は、別途示す。

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 5-9 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、 30N/mm^2 としているため、補強部材の強度は 30N/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。

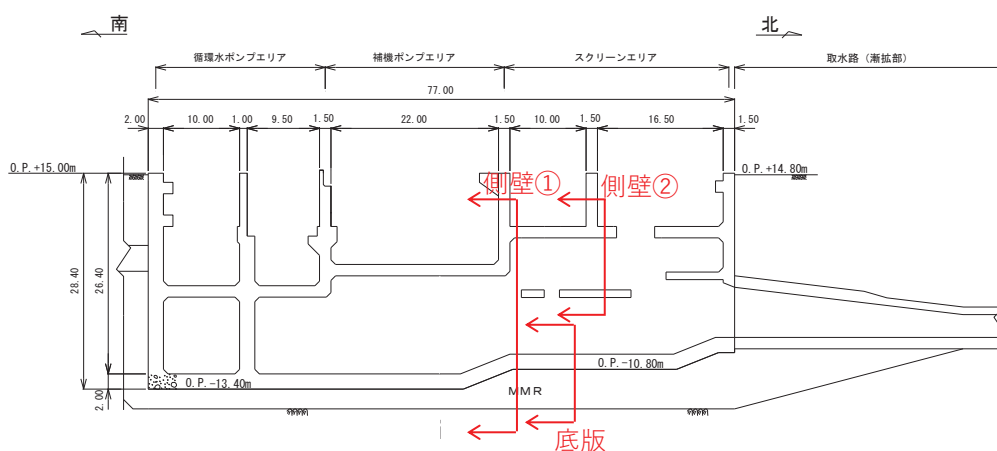
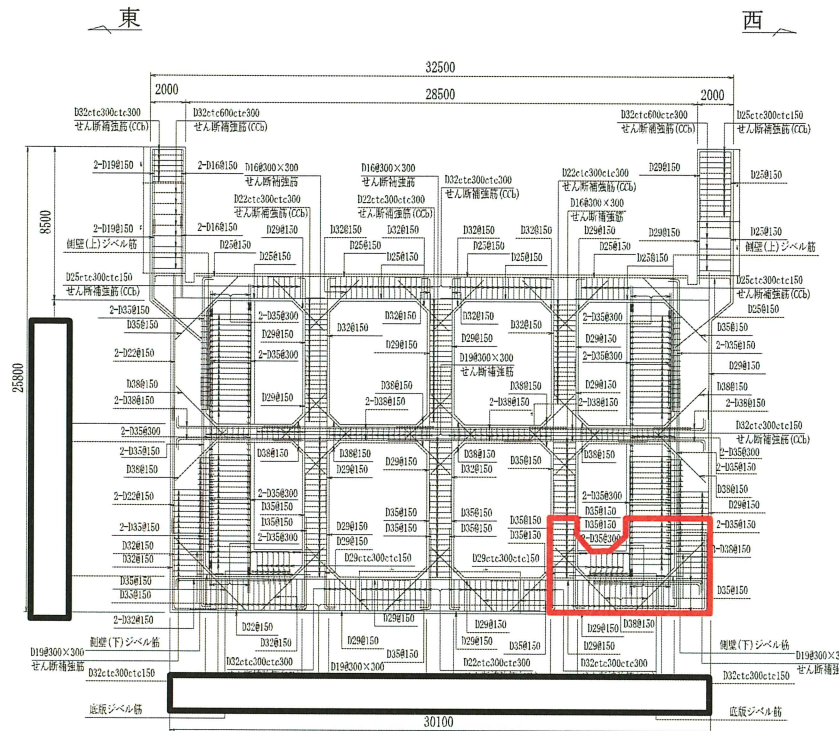
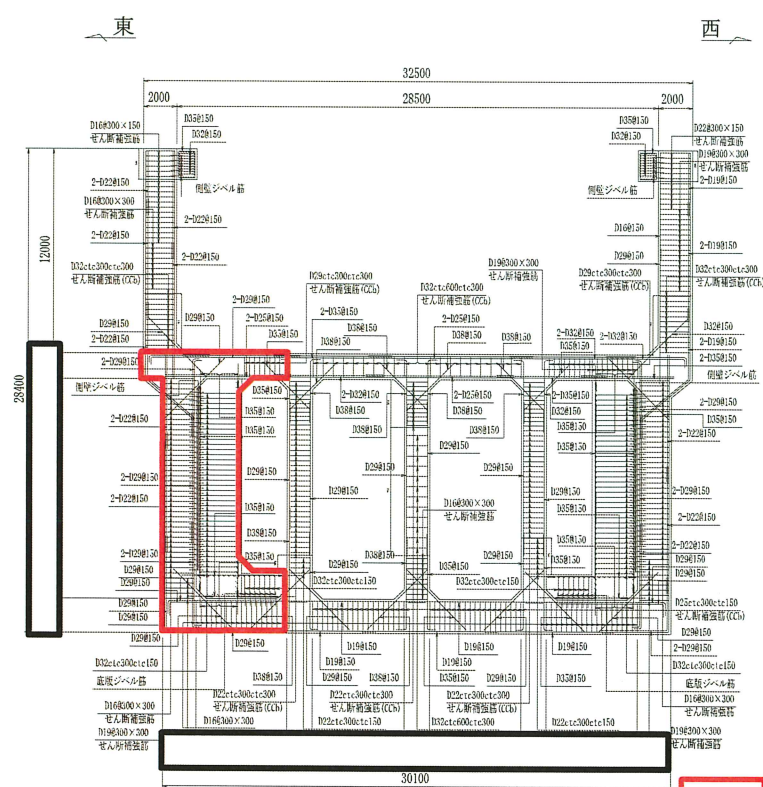


図6-1 解析断面位置図



□ : モデル化範囲

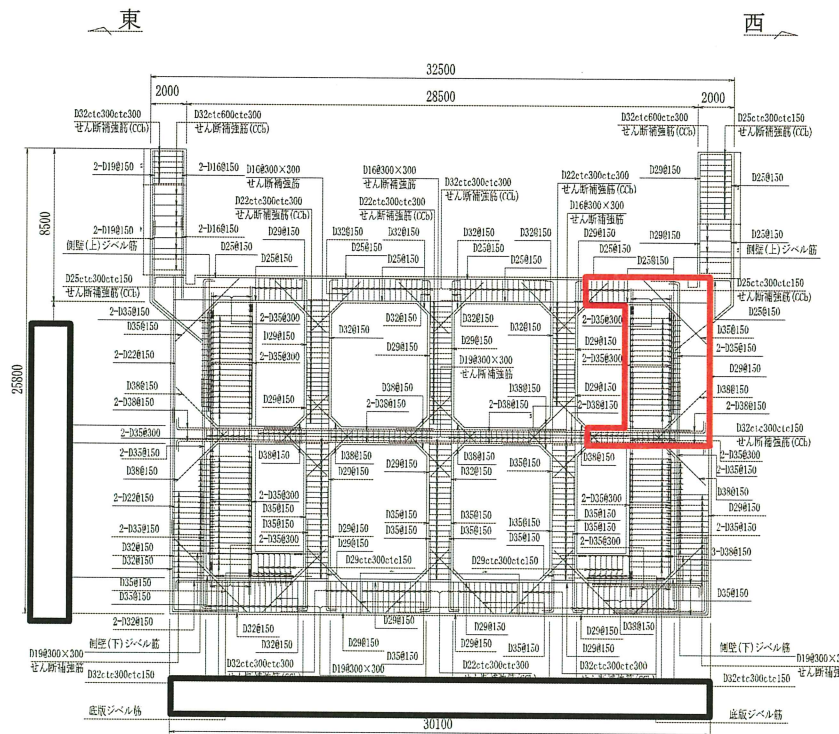
図 6-2 解析断面位置図 (底版)



□ : 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。

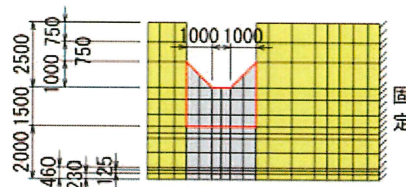


□ : モデル化範囲

図 6-4 解析断面位置図 (側壁②)

6.1.2 解析モデル

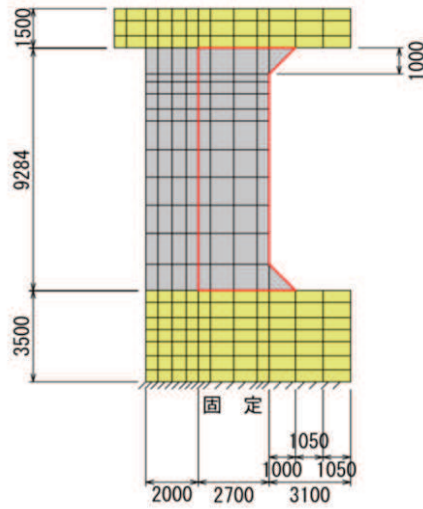
評価対象部材の解析モデルを図 6-5～図 6-7 に、構造解析により得られた荷重を材料非線形解析へ载荷するイメージ図を、底板を代表として図 6-8 に示す。材料非線形解析に用いる構成則、CCb のモデル化等については、「資料 1 添付資料 2 女川 2 号機における部材諸元他の適用性の検討」に基づきモデル化する。既設部材と補強部材の接合条件については、ジベル筋等により一体化を図ることから、剛結とする。各部材において三次元静的材料非線形解析により得られる断面力分布及び数値解析モデルに载荷する荷重図を図 6-9～図 6-11 に示す。



□ : 補強部

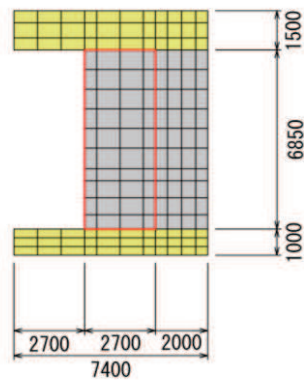
図 6-5 解析モデル図 底板

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

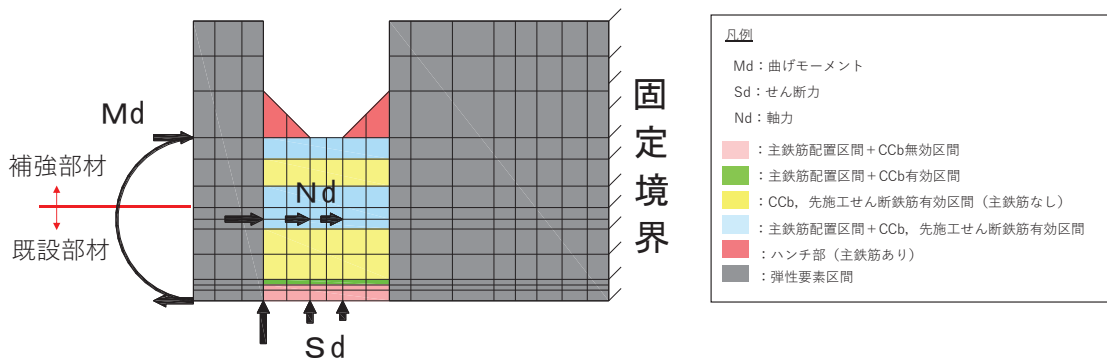
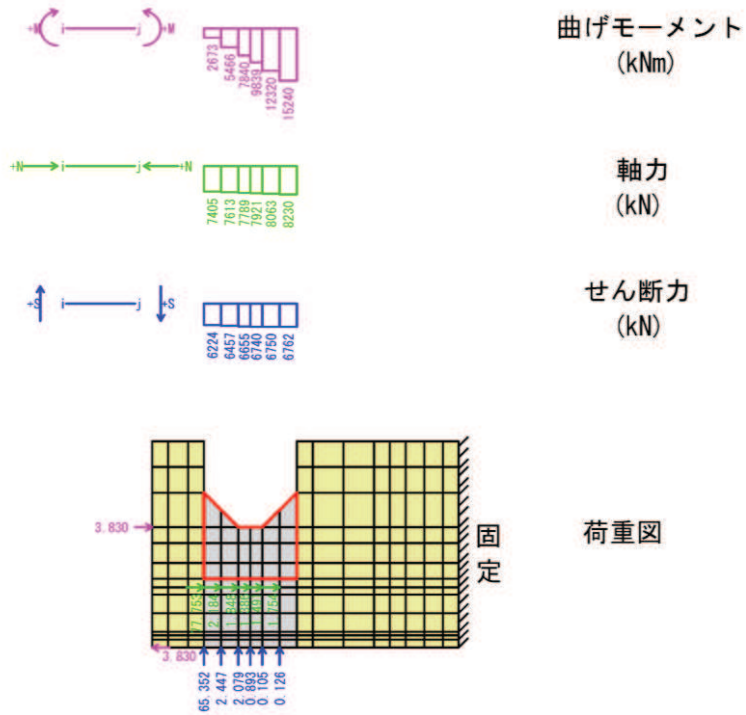
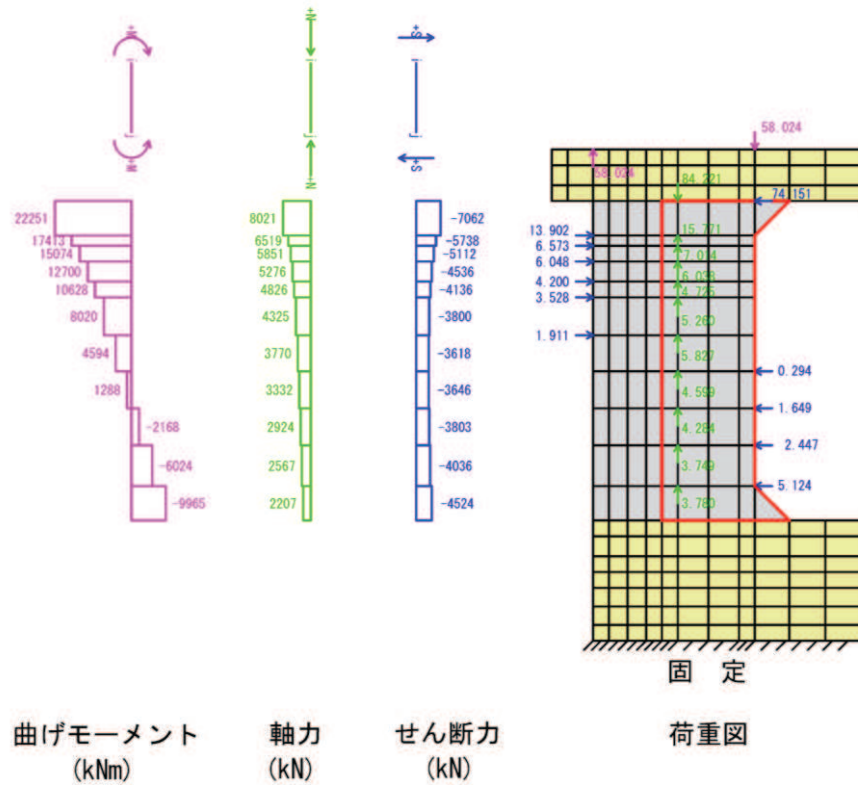


図 6-8 载荷イメージ図



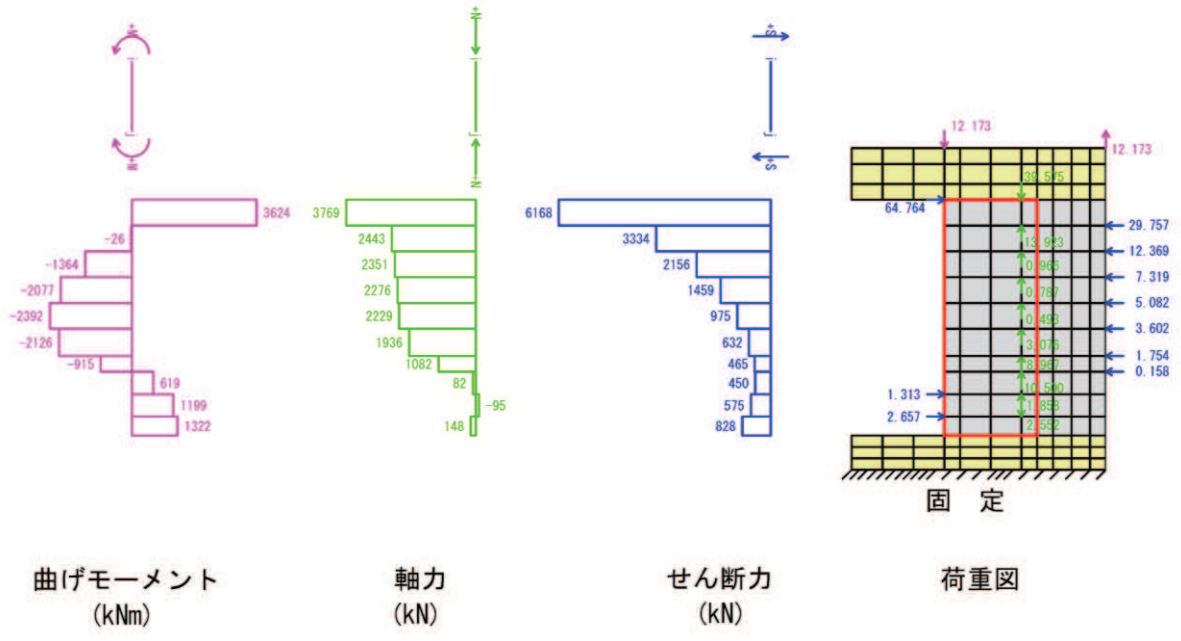
□: 補強部

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)

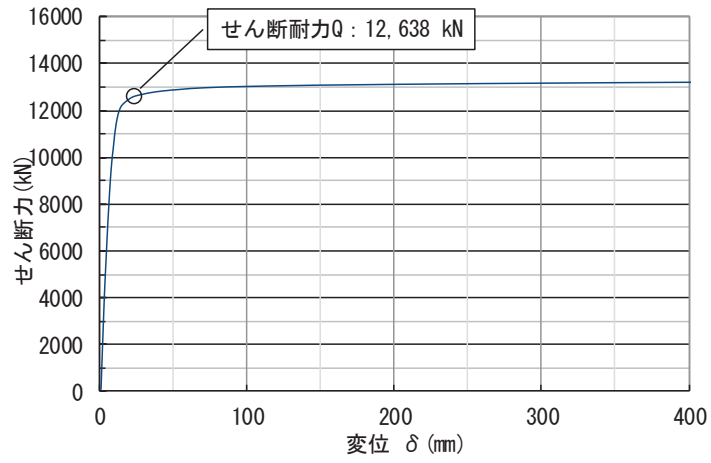


図 6-12 せん断力-変位関係 (底版)

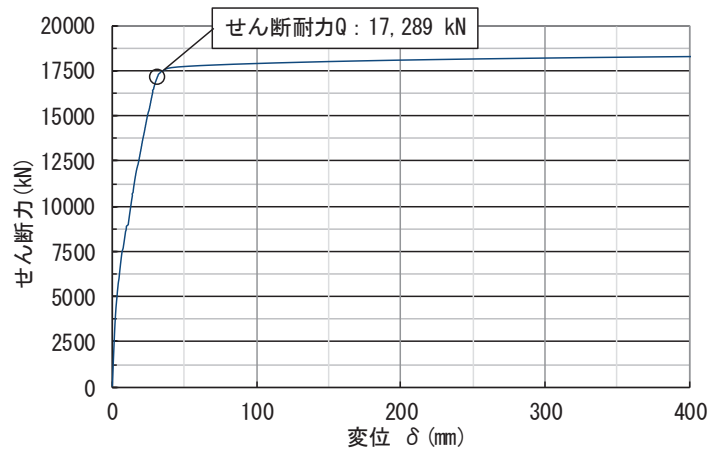


図 6-13 せん断力-変位関係 (側壁①)

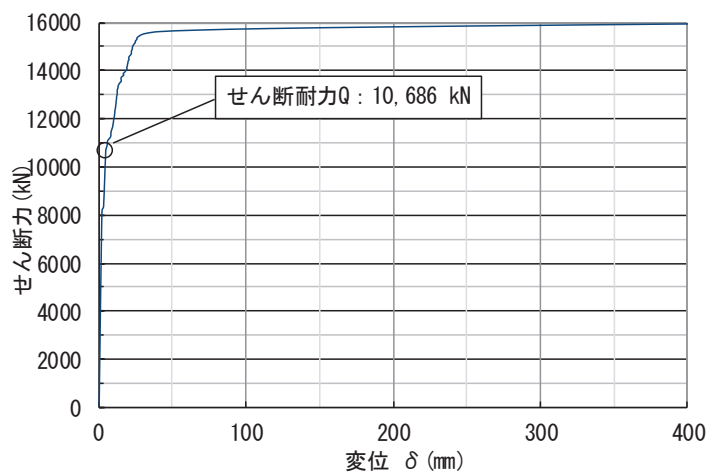


図 6-14 せん断力-変位関係 (側壁②)

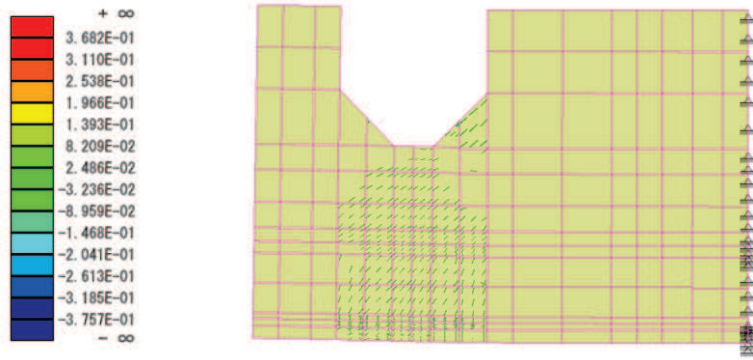


図 6-15 ひび割れ変形図 (底版)

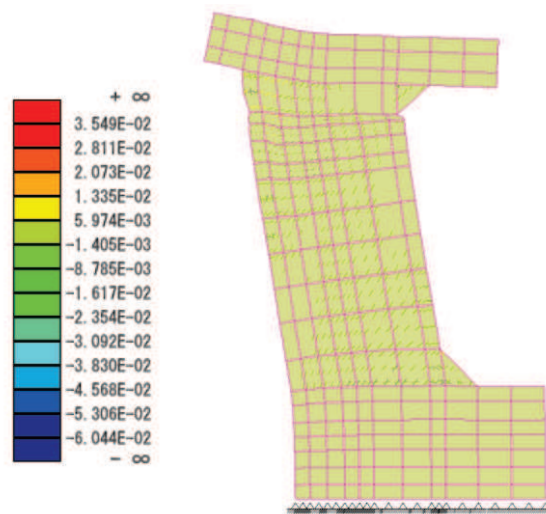


図 6-16 ひび割れ変形図 (側壁①)

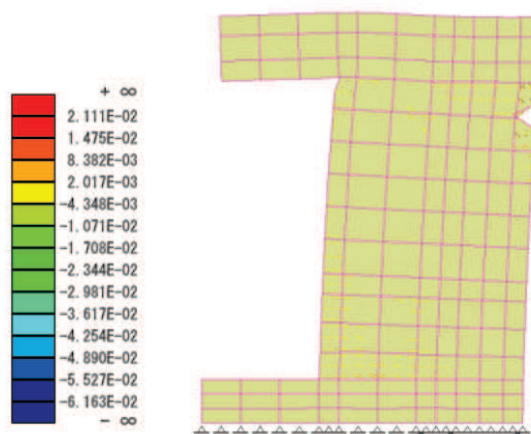


図 6-17 ひび割れ変形図 (側壁②)

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

海水ポンプ室については、既工認において、Cクラス施設に求められる静的地震力（ $kh=0.16$ ）を上回る、Asクラス用設計地震（最大水平加速度 375cm/s^2 ）による地震力に対して、許容応力度法による耐震評価を実施している。

今回工認では、耐震補強として、導流壁の増厚、隔壁の追加等を実施することにより、既工認時よりも躯体の耐震性が向上していることから、静的地震力による評価は省略する。

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流れパターン（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。

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。

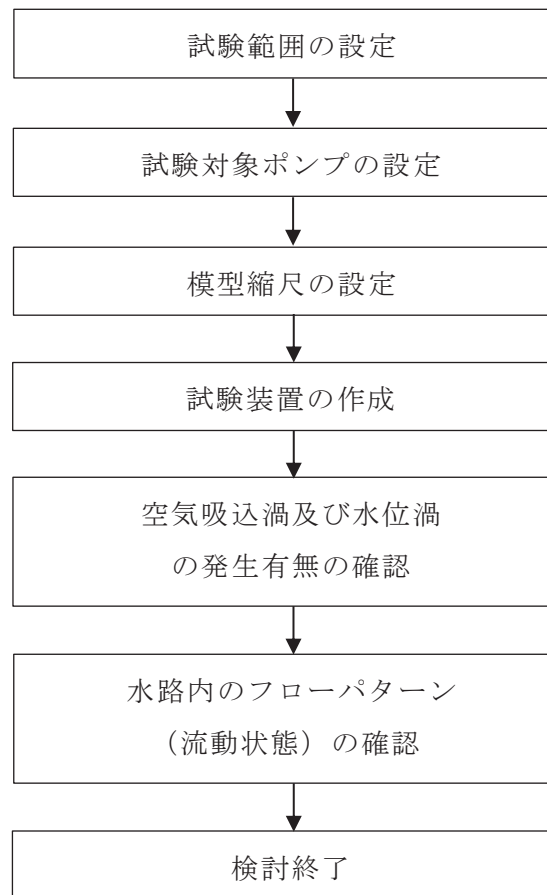


図 1-1 検討フロー

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。

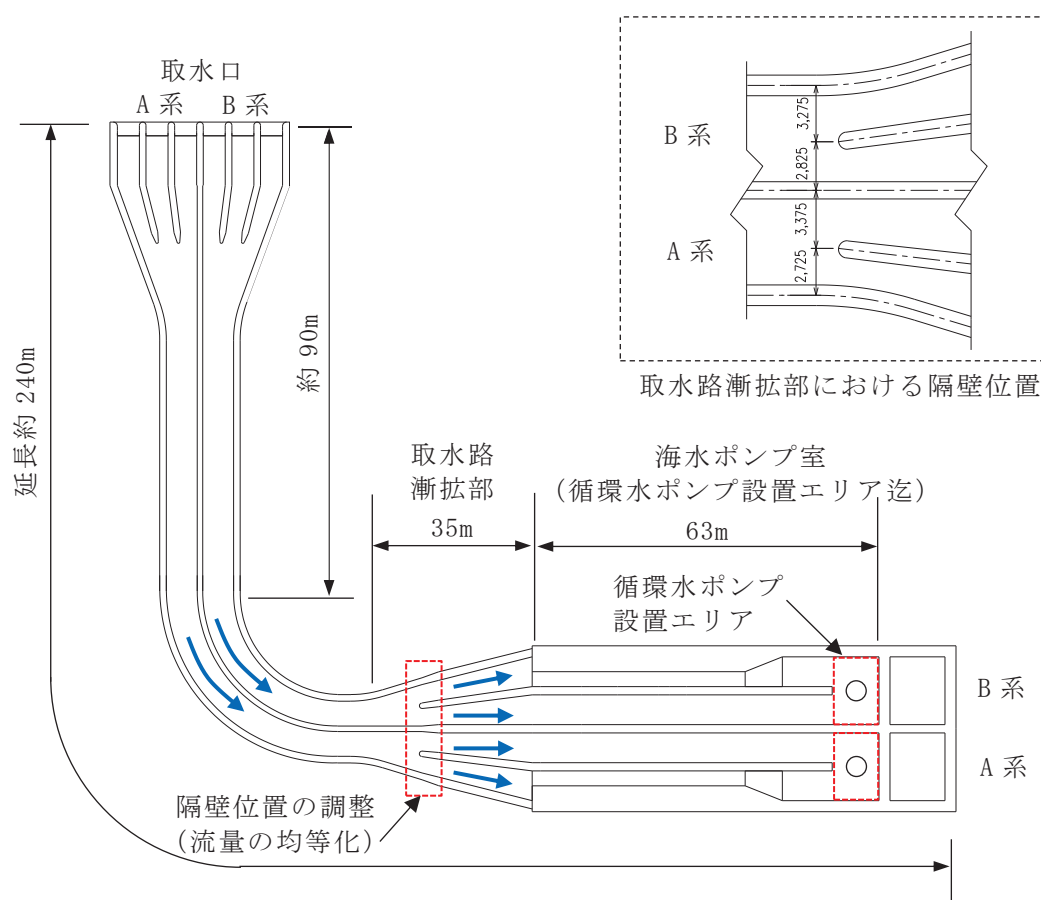


図 2-1 非常用取水設備概要 (平面図)

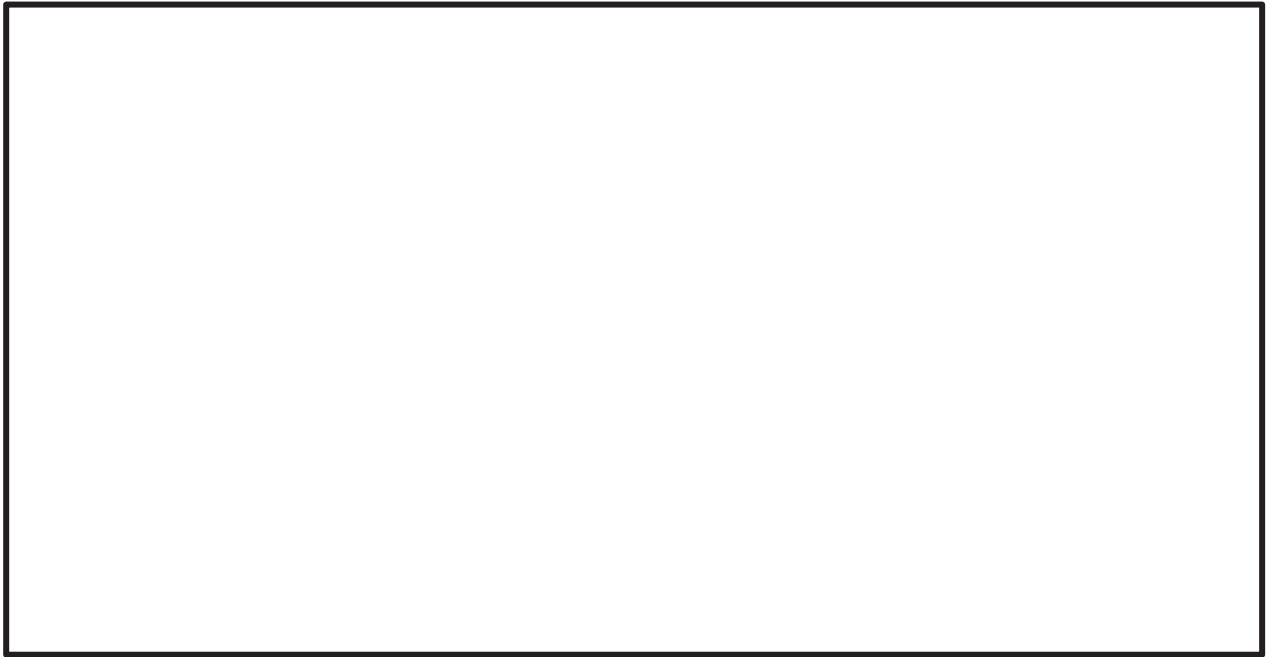


図 2-2 試験範囲及び海水ポンプの配置図

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 ($\text{m}^3/\text{h}/\text{台}$)	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。

高圧炉心スプレイ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
高圧炉心スプレイ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。

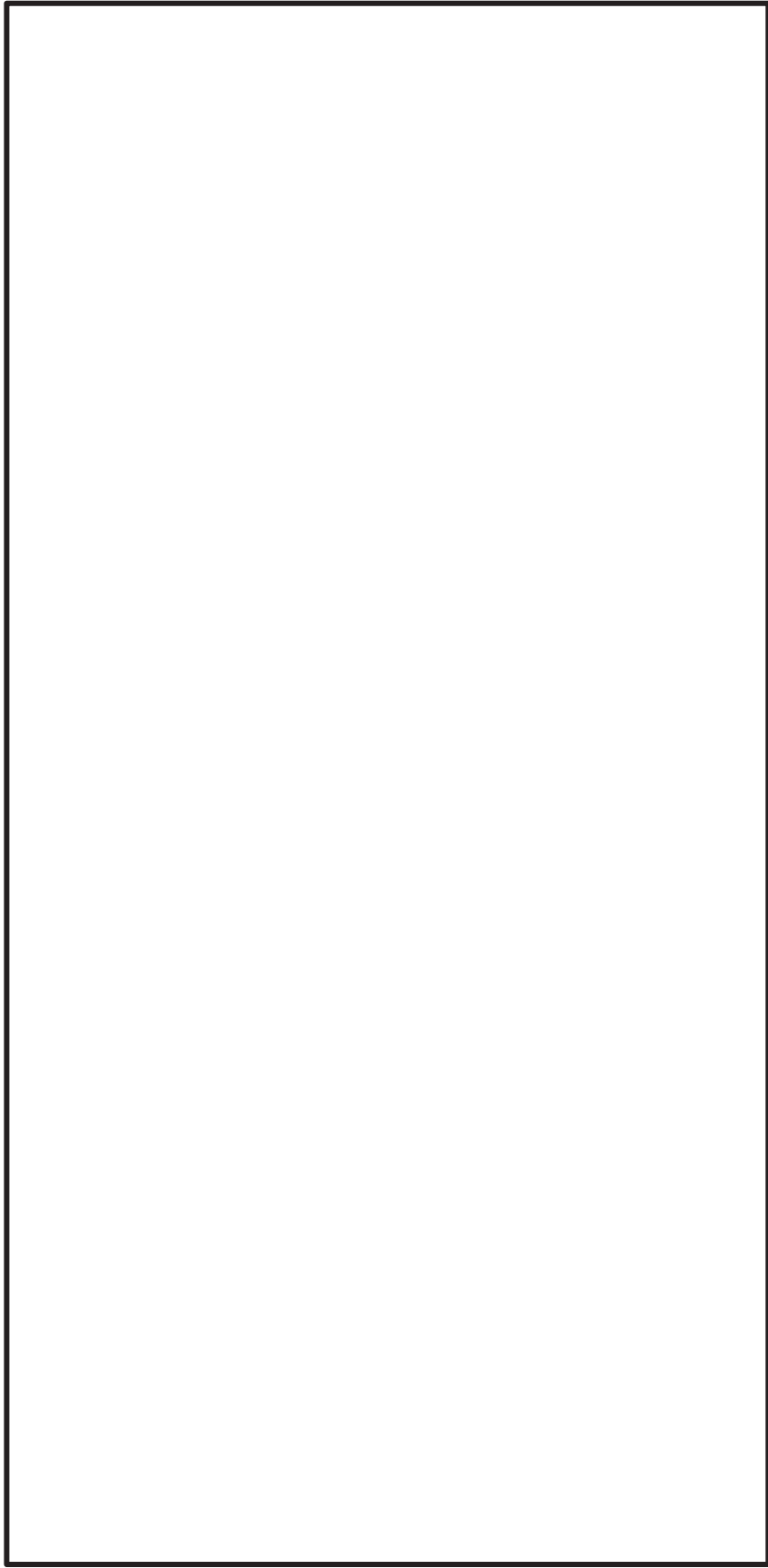


図 3-1 模型装置概略図

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

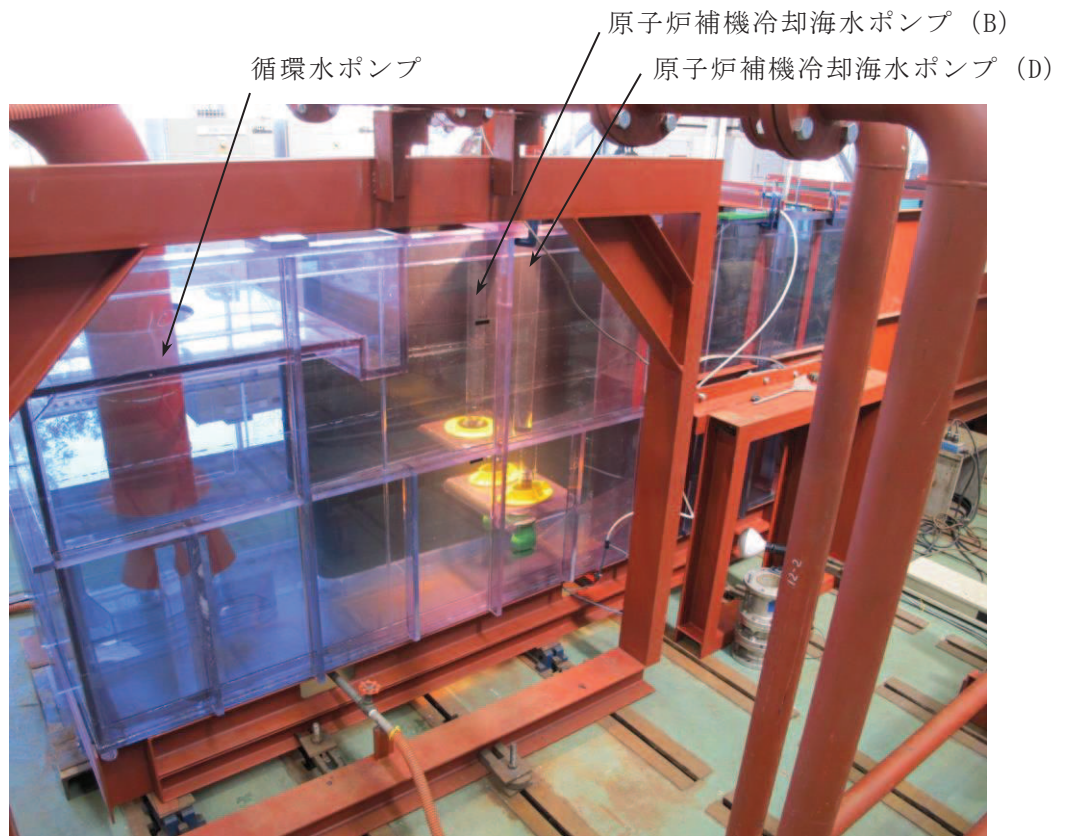


図 3-2(2) 原子炉補機冷却海水ポンプ及び循環水ポンプ

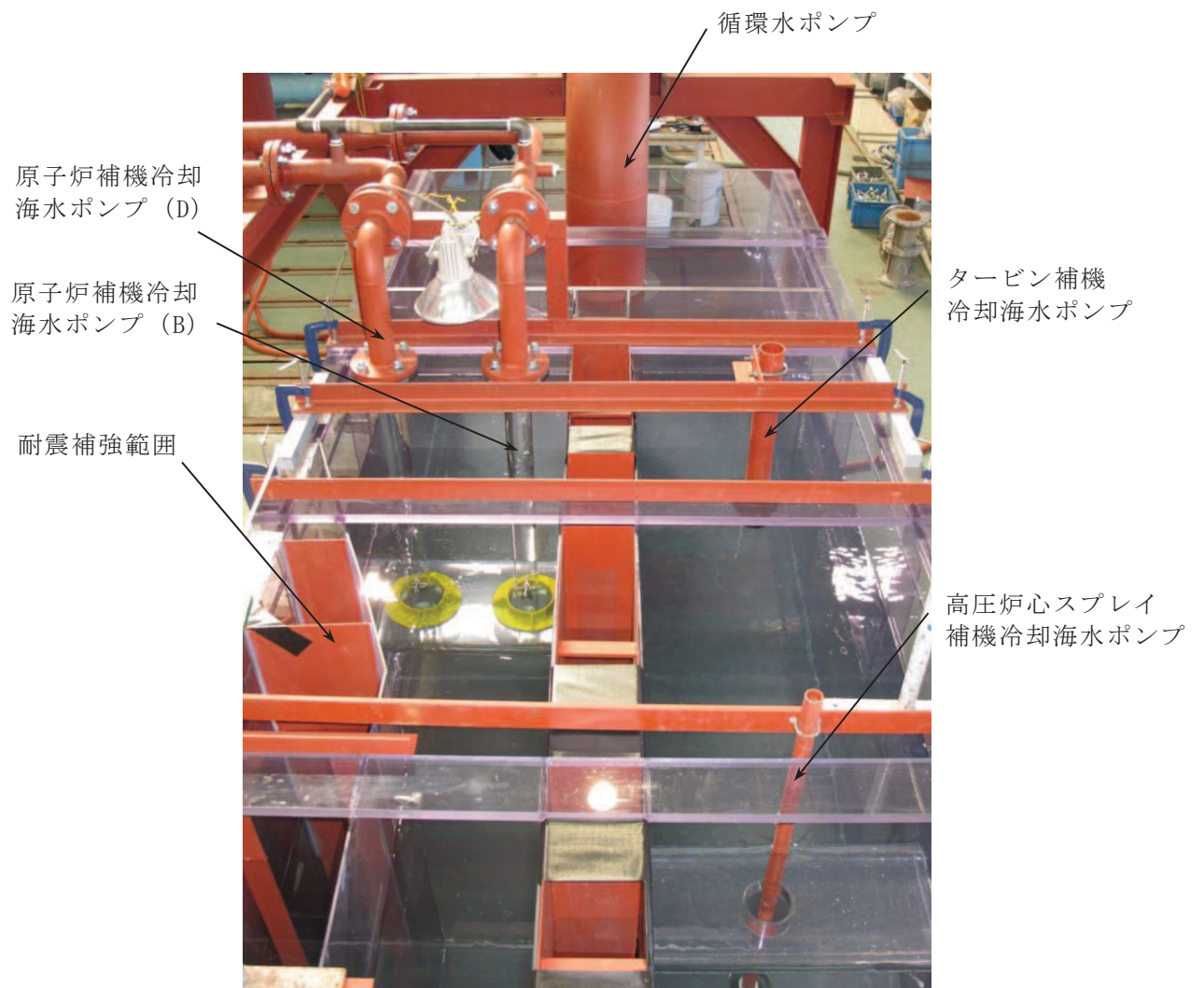


図 3-2(3) 海水ポンプ

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）

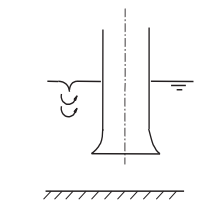
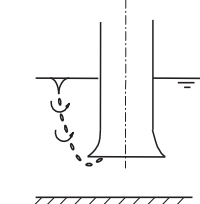
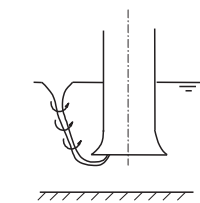
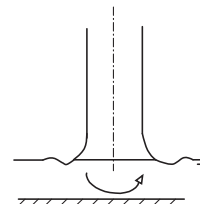
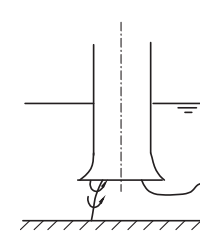
(a)	くぼみ渦		水面に発生する渦で，くぼみを形成するが，吸込口へ空気を吸込まない渦。
(b)	断続渦		空気吸込渦の一種で，水面からの渦が吸込口まで達するが，空気の吸込みが空間的につながっていないもの。
(c)	連続渦		空気吸込渦の一種で，短時間でも水面からの渦が吸込口に達し，空気の吸込みがつながったもの。
(d)	同心渦		水位が吸込口近くまで下がったとき発生する渦で，渦中心と吸込口中心が一致し，多量の空気が吸込まれるもの。
(e)	水中渦		一端は水槽底面、側壁にあるいは後壁面にあり，他端は吸込口内にある渦で，渦中心が空洞を形成しているもの。

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。

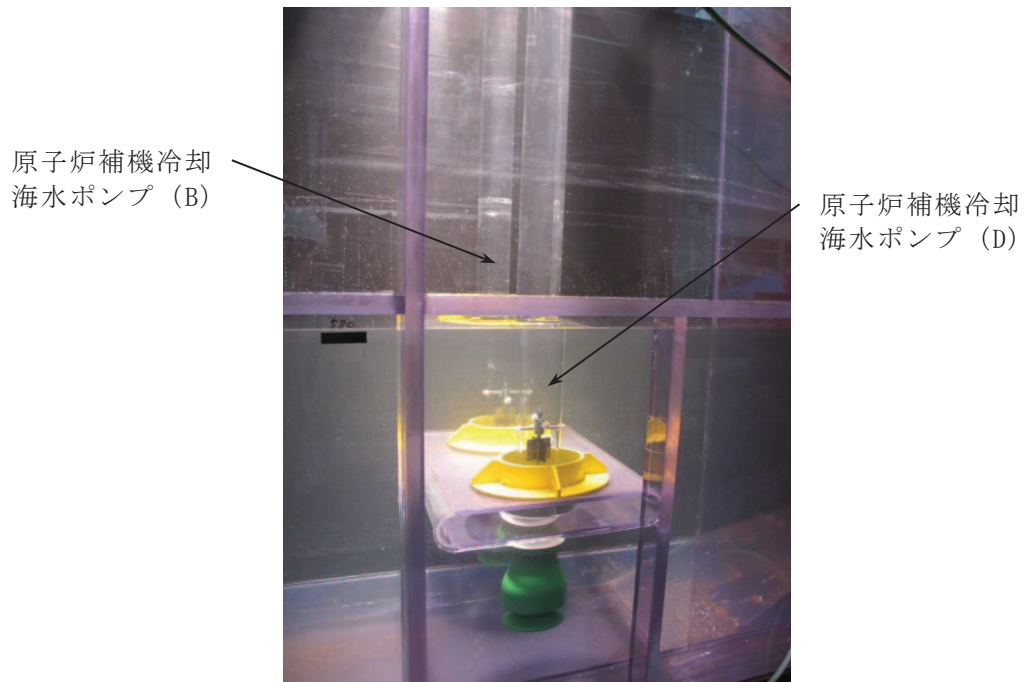


図 5-1 空気吸込渦の試験結果（渦発生無し）

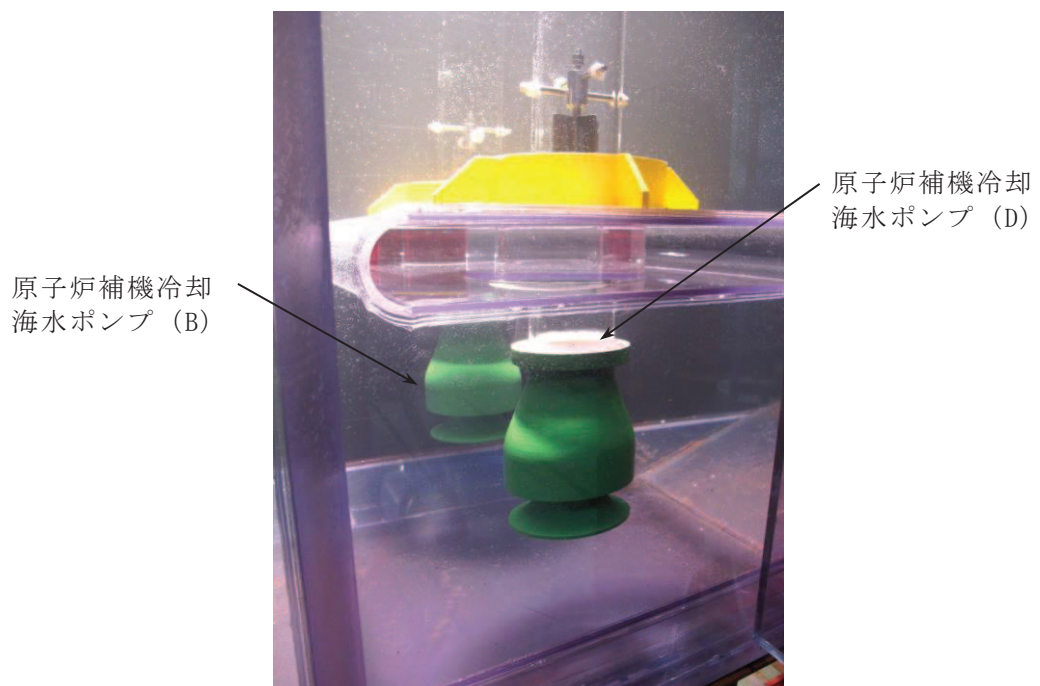


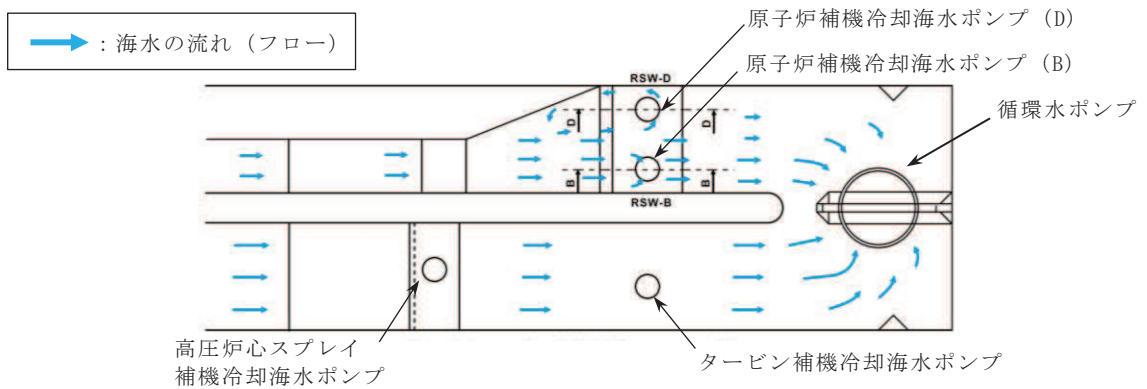
図 5-2 水中渦の試験結果（渦発生無し）

5.2 水路内の流況

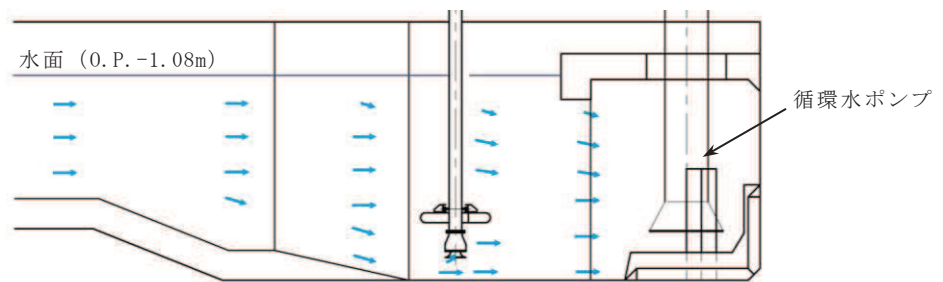
水路内のフローパターンの確認結果を図 5-3 に、原子炉補機冷却海水ポンプ付近の流れの確認結果を図 5-4 に示す。

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))。

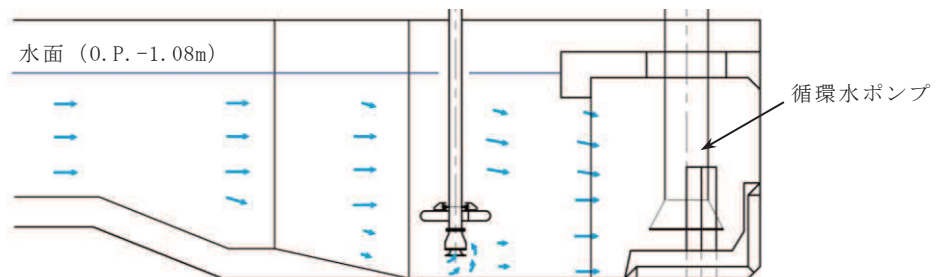
高圧炉心スプレィ補機冷却海水ポンプが設置される水路については、耐震補強範囲外の水路であることから原子炉補機冷却海水ポンプ (D) のベルマウス高さ付近 (O.P. -10.25m) のような旋回流は生じていないことを確認した (図 5-3 (a))。



(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)

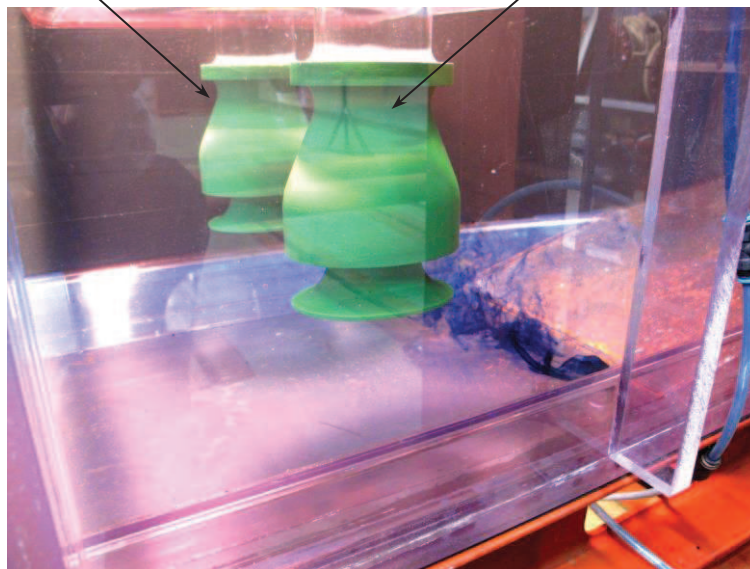


図 5-4 原子炉補機冷却海水ポンプ付近の流れ

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。