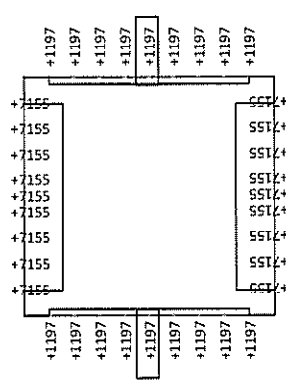


曲げモーメント (kN・m)

スケール: 8000 kN



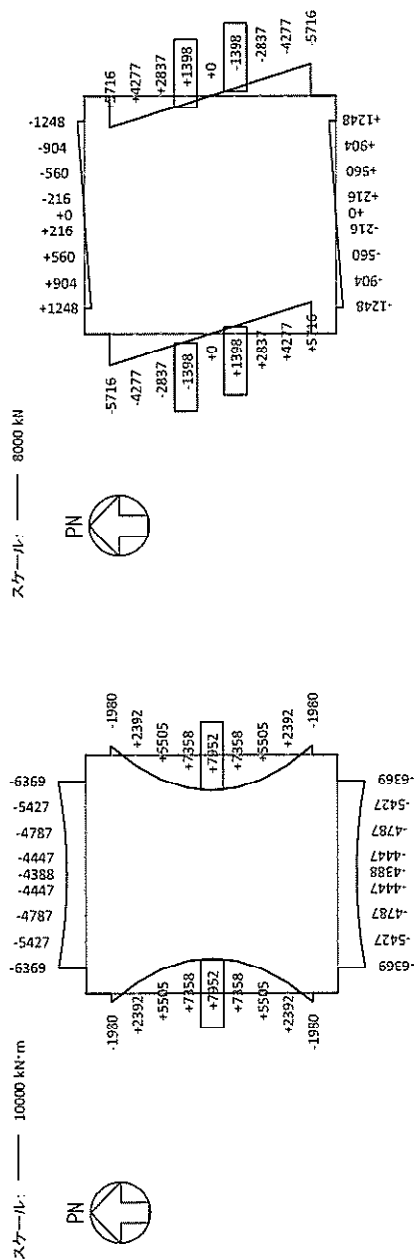
せん断力 (kN)



軸力 (kN)

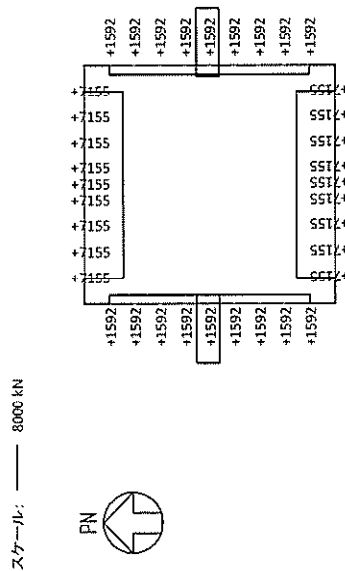
図 12.4-22 (3) 東西方向加振時の B 4 F の断面力分布図

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース, $S_s - D_{50}$ (H-, V-), 両押し載荷時, 常時土水圧最小)



曲げモーメント (kN・m)

せん断力 (kN)

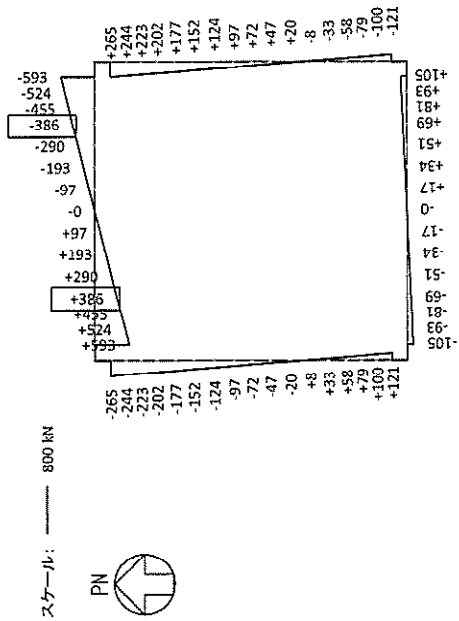
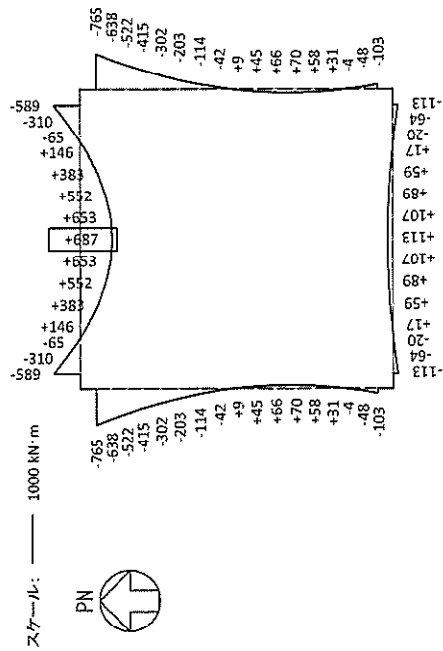


軸力 (kN)

図 12.4-22 (4) 東西方向加振時の B 4 F の断面力分布図

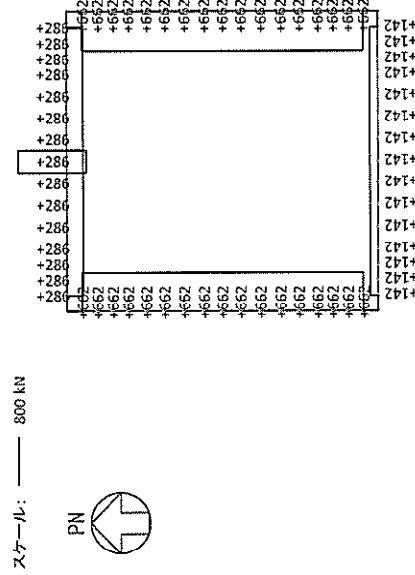
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース,

S_s-D1 (H-, V-), 両押し載荷時, 常時土水圧最大)



曲げモーメント (kN・m)

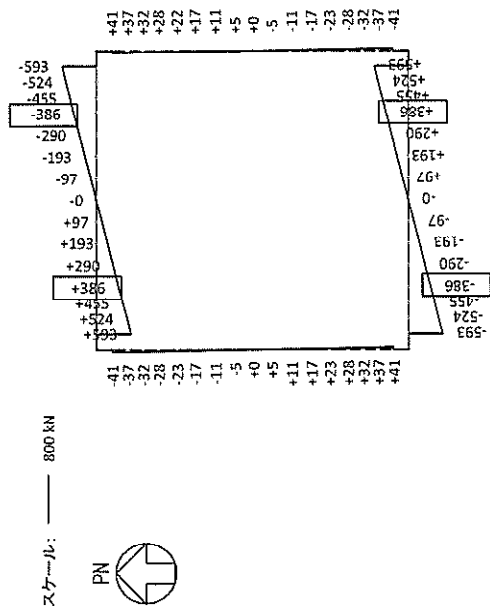
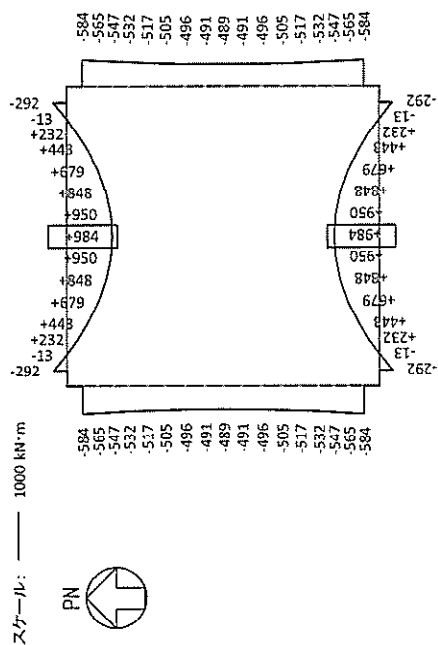
せん断力 (kN)



軸力 (kN)

図 12.4-23 (2) 南北方向加振時の B 1 F (一般部) の断面力分布図

(検討ケース①: 原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース, S_s-D1 ($H-$, $V+$), 片押し載荷時, 常時土水圧最大)



曲げモーメント (kN・m)

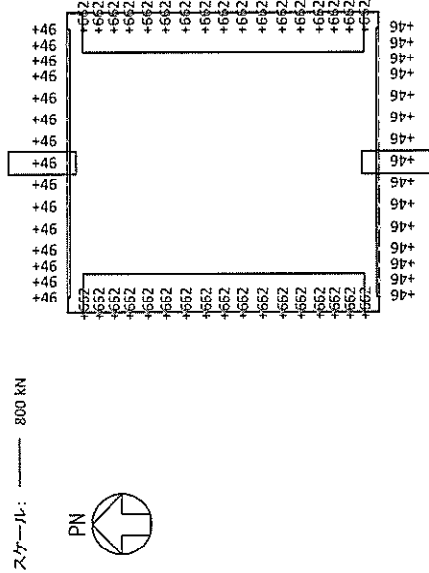
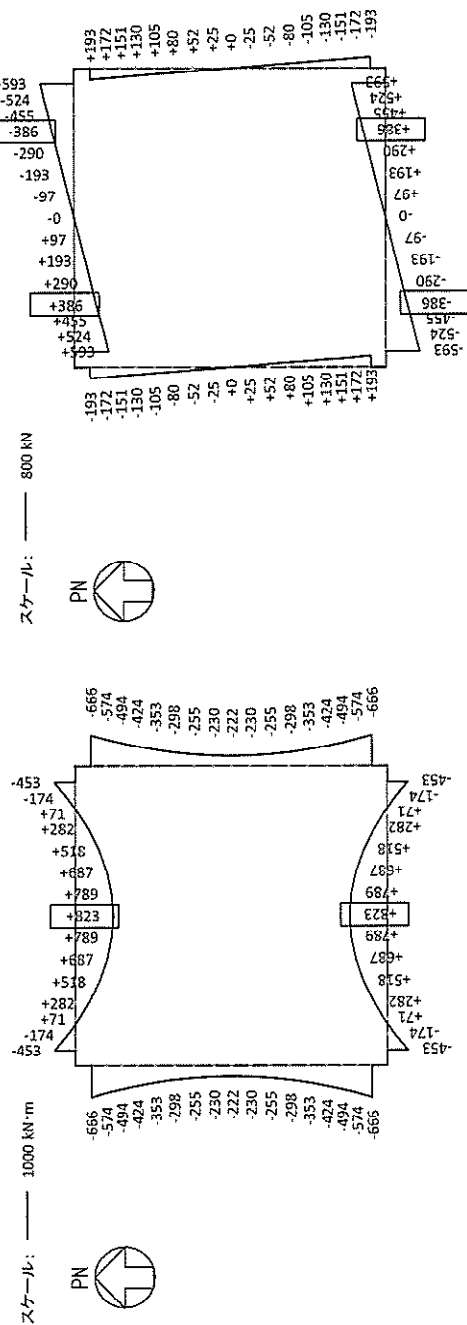


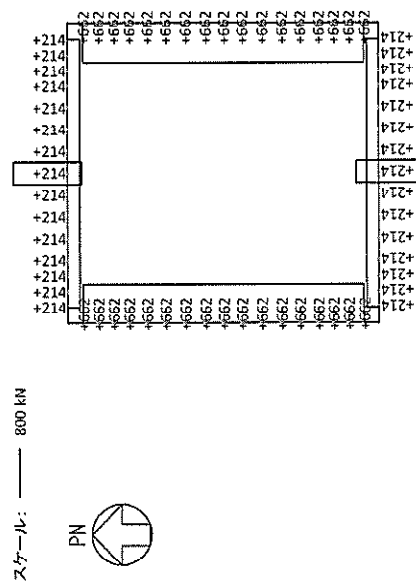
図 12.4-23 (3) 南北方向加振時の B 1 F (一般部) の断面力分布図

(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース, S_s-D1 (H-, V+), 両押し載荷時, 常時土水圧最小)



曲げモーメント (kN・m)

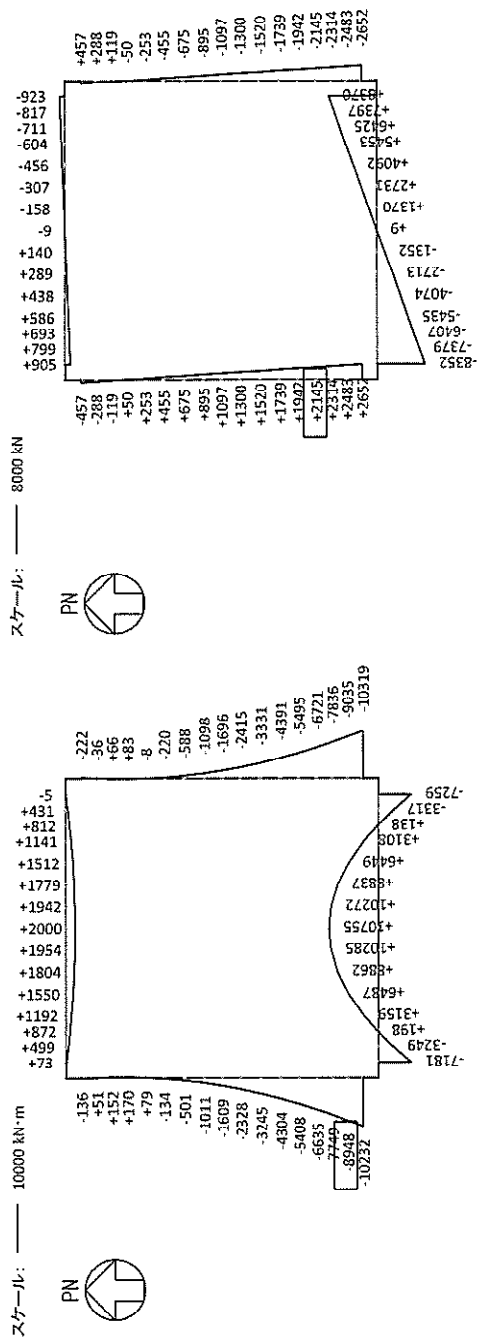
せん断力 (kN)



軸力 (kN)

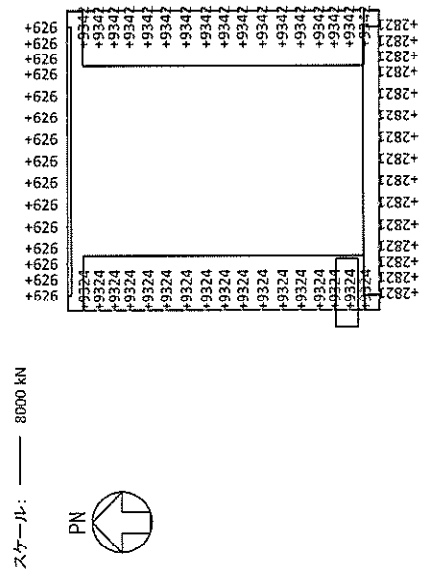
図 12.4-23 (4) 南北方向加振時の B 1 F (一般部) の断面力分布図

(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース, S_s-D1 (H-, V+), 両押し載荷時, 常時土水圧最大)



曲げモーメント (kN・m)

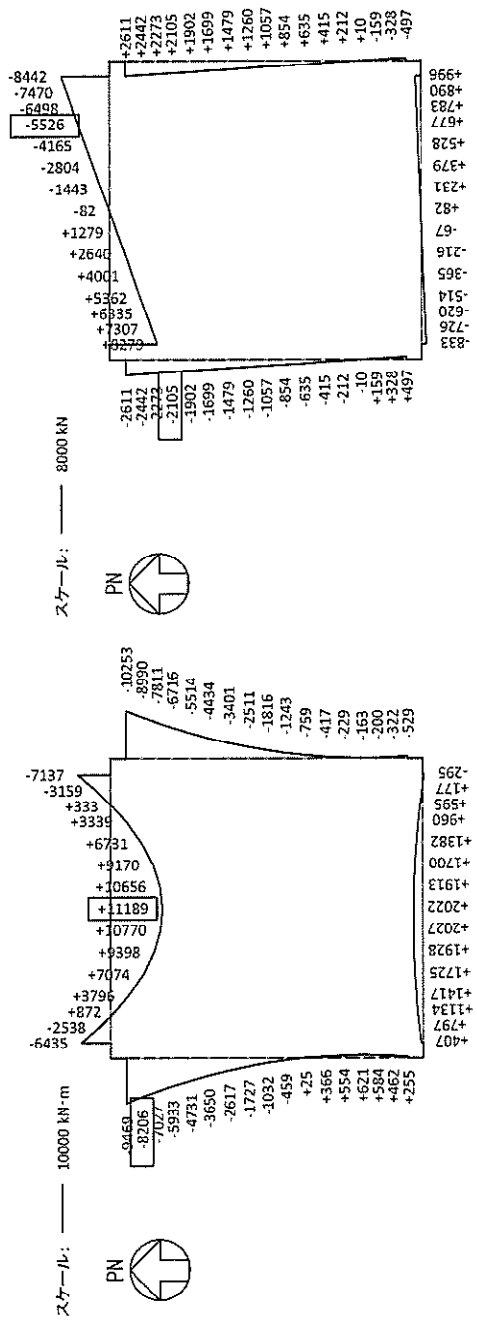
せん断力 (kN)



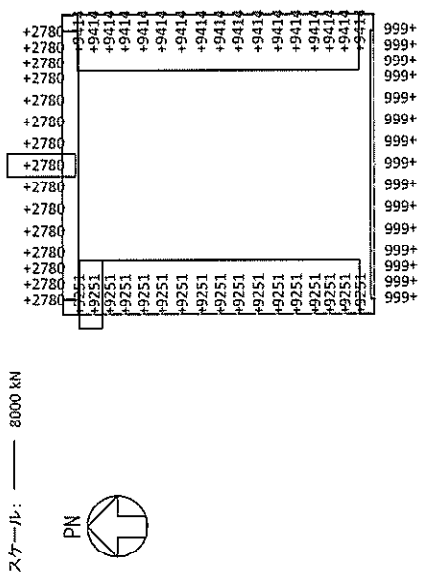
軸力 (kN)

図 12.4-24 (1) 南北方向加振時の B1F (開口部) の断面力分布図

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース, S_s-31 (H+, V+), SN方向片押し載荷時, 常時土水圧最小)



曲げモーメント (kN・m)

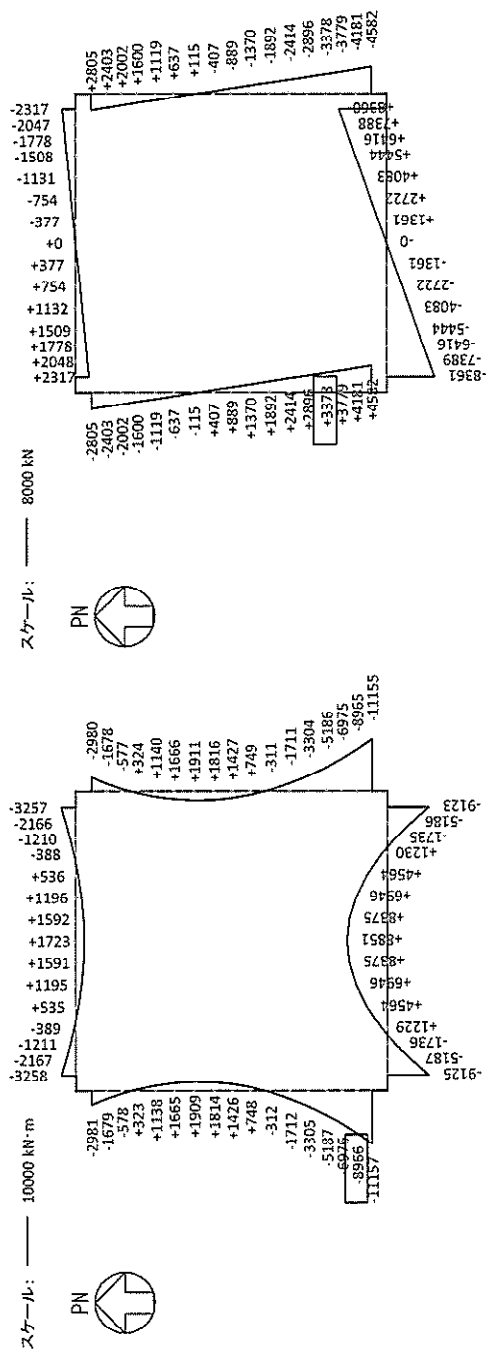


軸力 (kN)

せん断力 (kN)

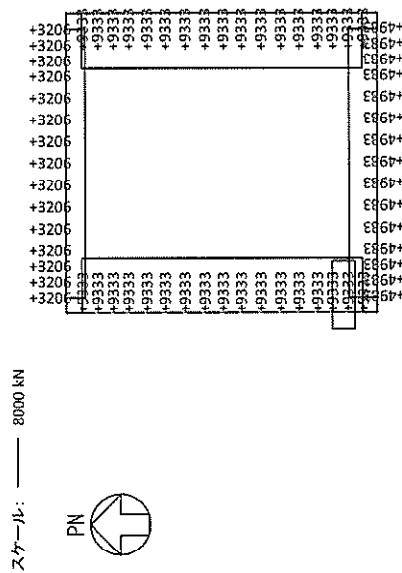
図 12.4-24 (2) 南北方向加振時の B1F (開口部) の断面力分布図

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース, S_s-31 (H+, V+), NS方向片押し載荷時, 常時土水圧最小)



せん断力 (kN)

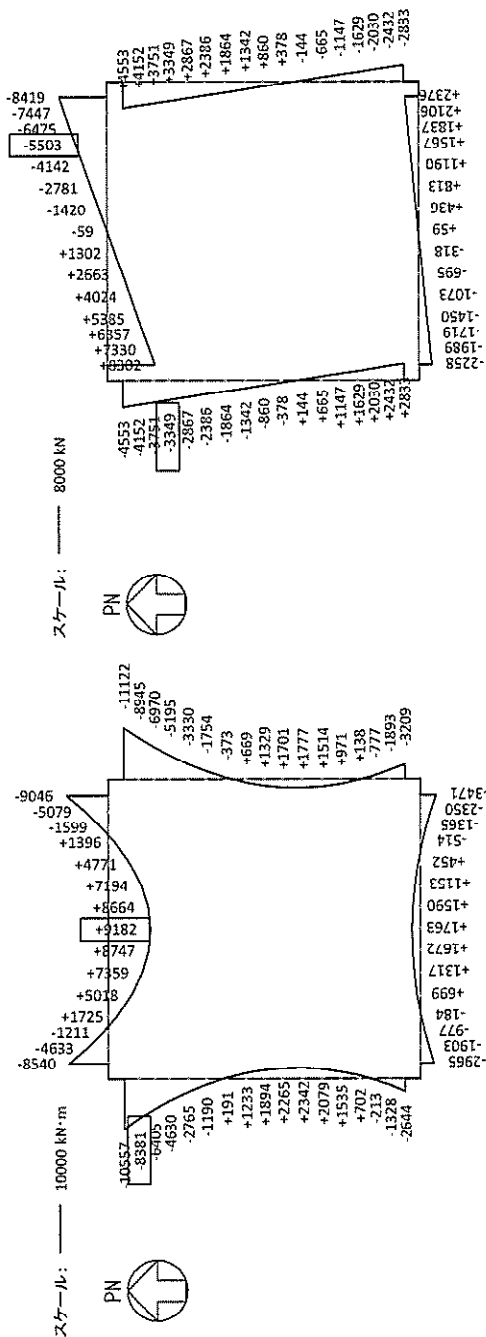
曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)

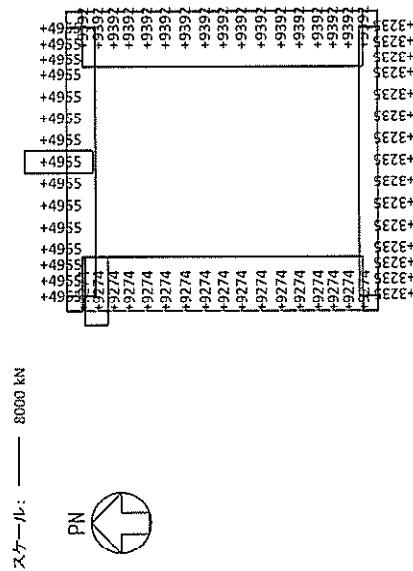
図 12.4-24 (3) 南北方向加振時の B 1 F (開口部) の断面力分布図

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース, $S_s - 3.1$ (H+, V+), S N 方向片押し載荷時, 常時土水圧最大)



曲げモーメント (kN・m)

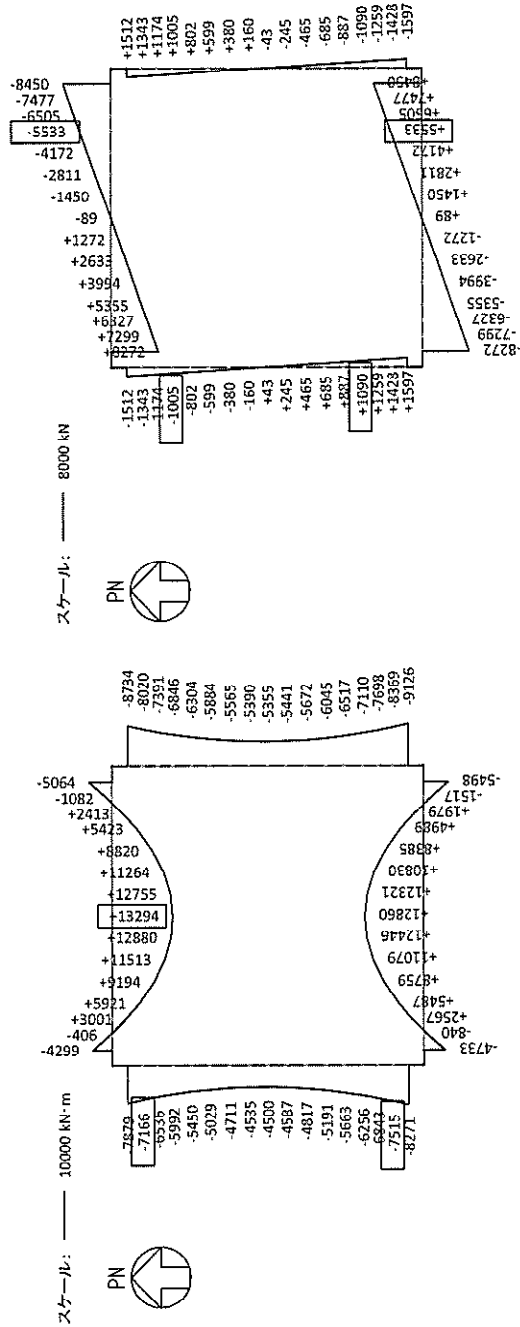
せん断力 (kN)



軸力 (kN)

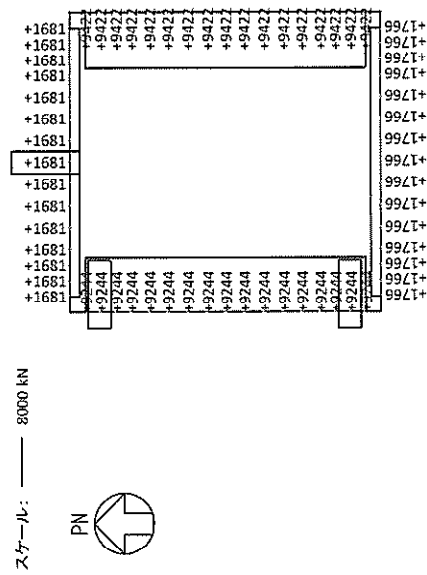
図 12.4-24 (4) 南北方向加振時の B 1 F (開口部) の断面力分布図

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース, S_s-3 1 (H+, V+), NS 方向片押し載荷時, 常時土水圧最大)



せん断力 (kN)

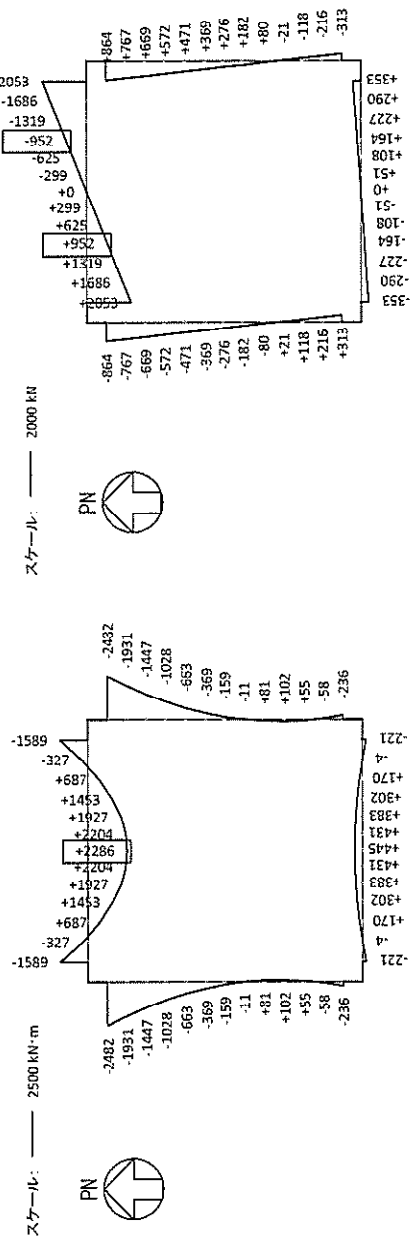
曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 12.4-24 (5) 南北方向加振時の B1F (開口部) の断面力分布図

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース, S_s-31 (H+, V+), 両押し載荷時, 常時土水圧最小)



曲げモーメント (kN・m)

せん断力 (kN)

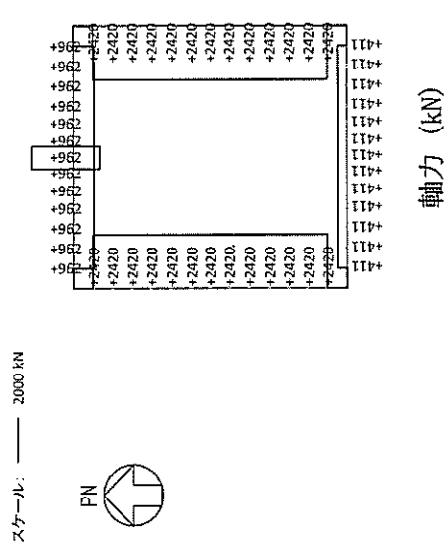
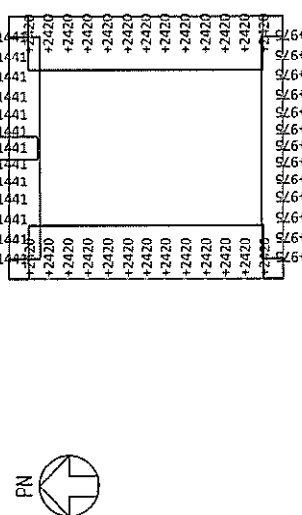
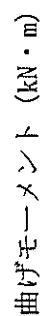
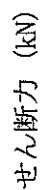


図 12. 4-25 (1) 南北方向加振時の B 2 F の断面力分布図

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース、

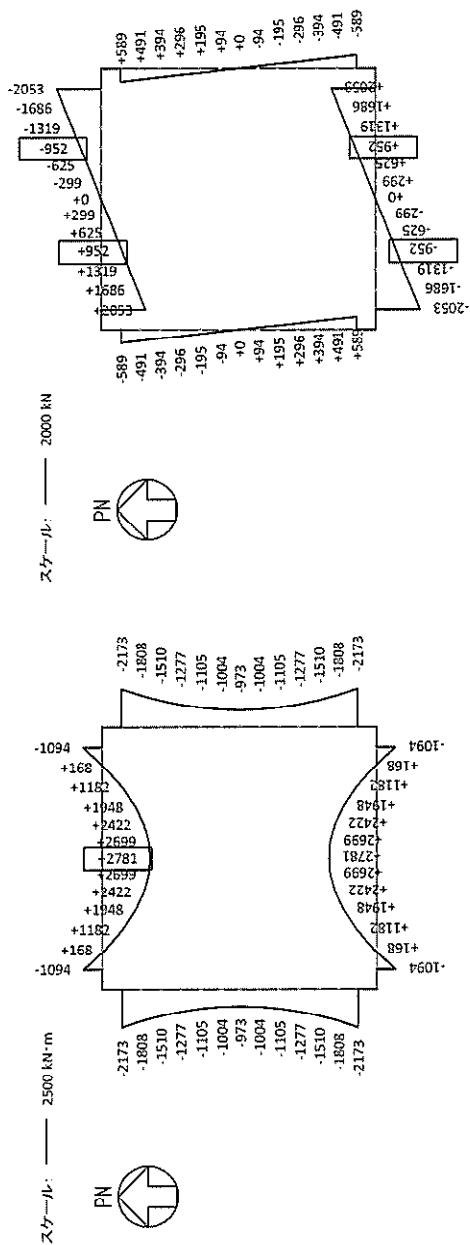
$S_s - D 1$ (H-, V-), 片押し載荷時, 常時土水圧最小)



軸力 (kN)

図 12.4—25 (2) 南北方向加振時の B 2 F の断面力分布図

(検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース、
 $S_s - D1$ (H-, V-), 片押し載荷時, 常時土水圧最大)



曲げモーメント (kN・m)

せん断力 (kN)

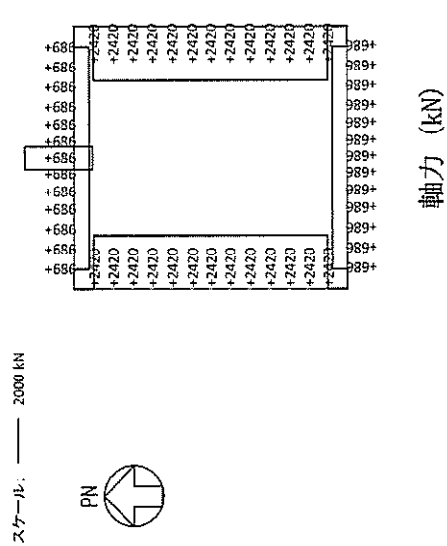
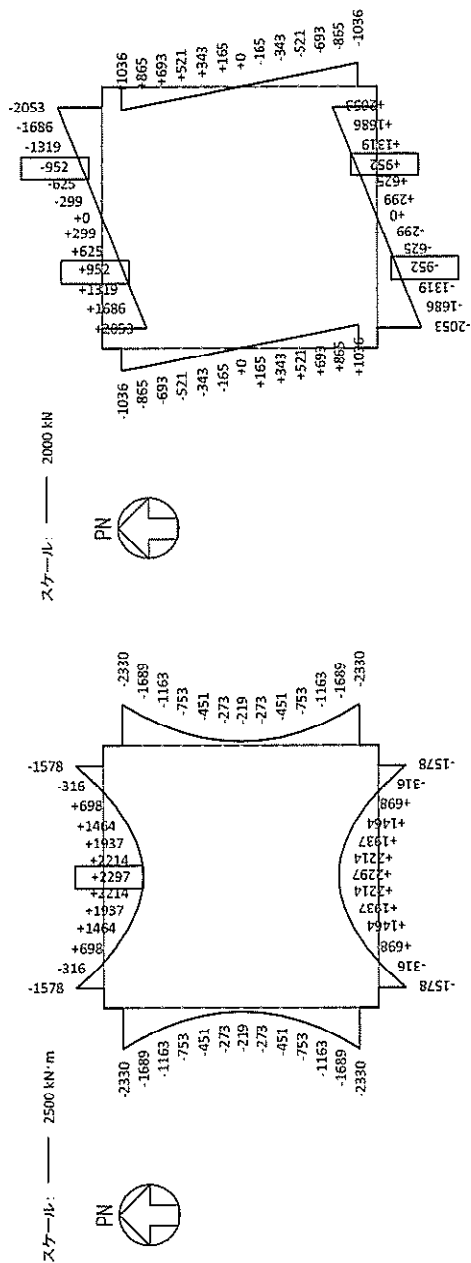


図 12.4-25 (3) 南北方向加振時の B 2 F の断面力分布図

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース,

$S_s - D 1$ (H-, V-), 両押し載荷時, 常時土水圧最小)



曲げモーメント (kN・m)

せん断力 (kN)

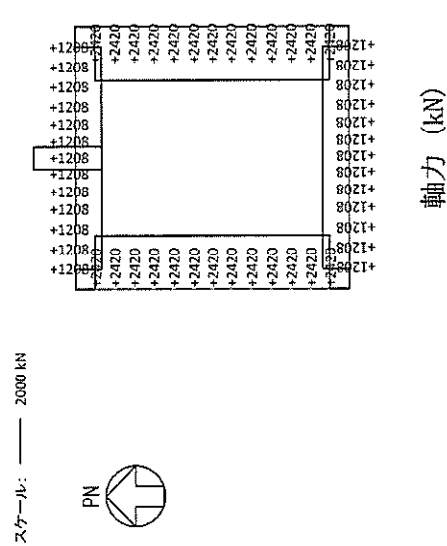
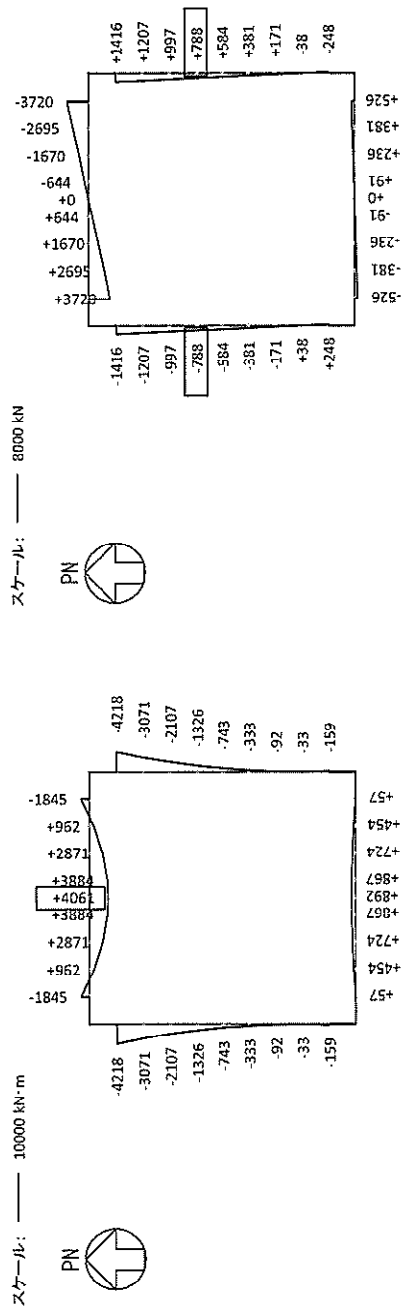


図 12.4-25 (4) 南北方向加振時の B 2 F の断面力分布図

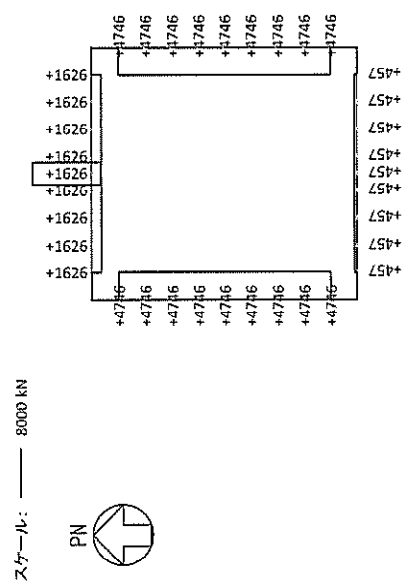
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース,

$S_s - D 1$ (H-, V-), 両押し載荷時, 常時土水圧最大)



せん断力 (kN)

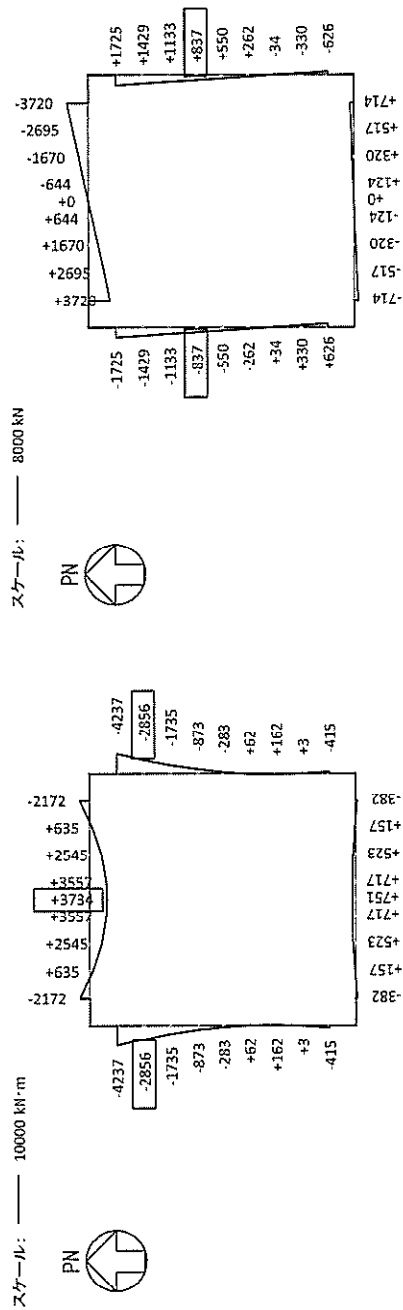
曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)

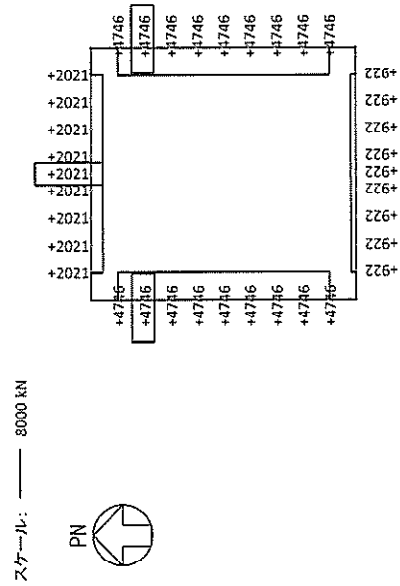
図 12.4-26 (1) 南北方向加振時の B 3 F の断面力分布図

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (−1 σ) した解析ケース, $S_s-3.1$ (H+, V+), 片押し載荷時, 常時土水圧最小)



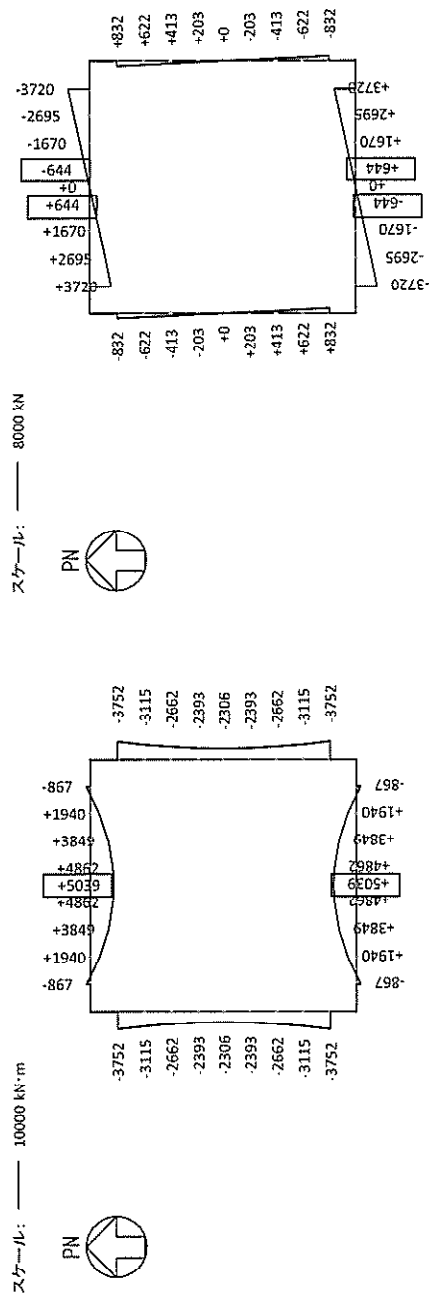
せん断力 (kN)

曲げモーメント (kN・m)



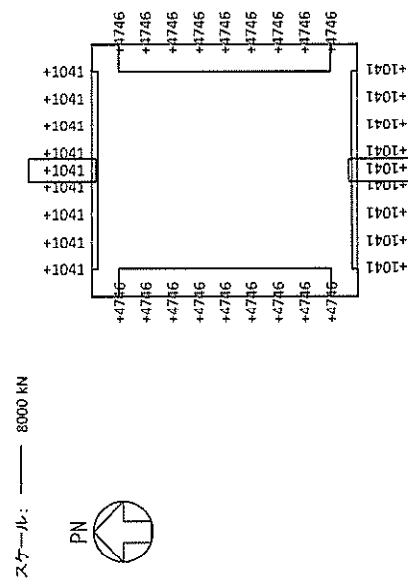
軸力 (kN)

図 12.4-26 (2) 南北方向加振時の B 3 F の断面力分布図
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース, S_s-31 (H+, V+), 片押し載荷時, 常時土水圧最大)



せん断力 (kN)

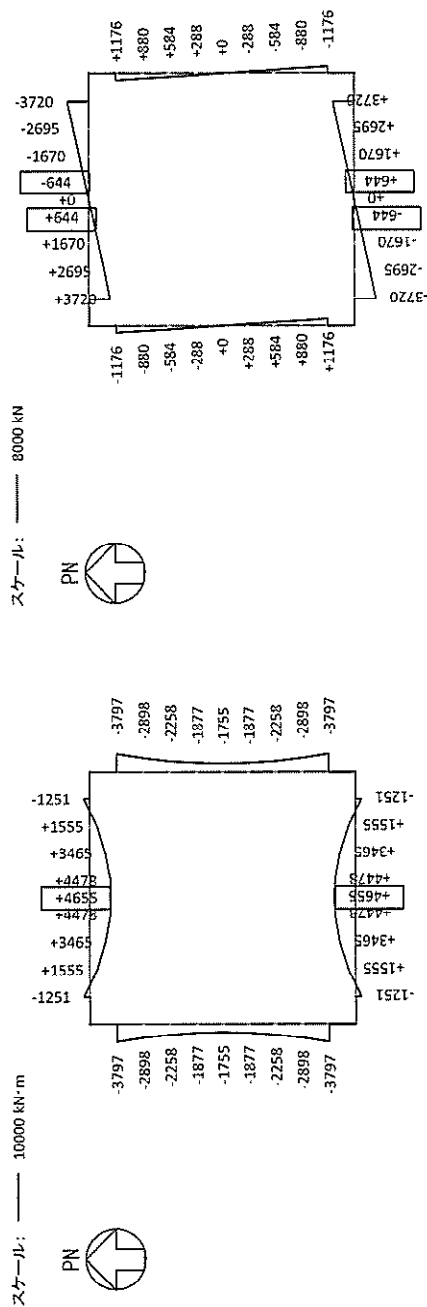
曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)

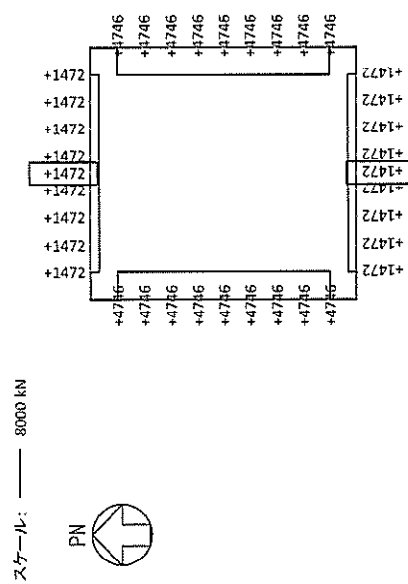
図 12.4-26 (3) 南北方向加振時の B 3 F の断面力分布図

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (−1 σ) した解析ケース, $S_s - 3.1$ (H+, V+), 両押し載荷時, 常時土水圧最小)



せん断力 (kN)

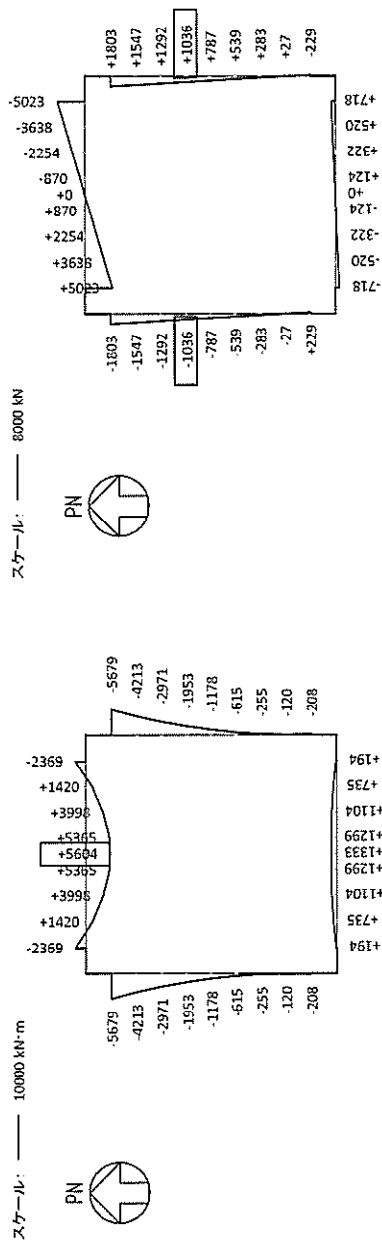
曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 12.4-26 (4) 南北方向加振時の B 3 F の断面力分布図

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース, S_s-31 (H+, V+), 両押し載荷時, 常時土水圧最大)



曲げモーメント (kN・m)

せん断力 (kN)

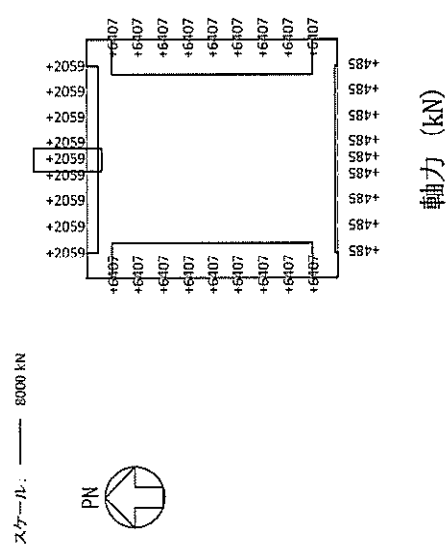
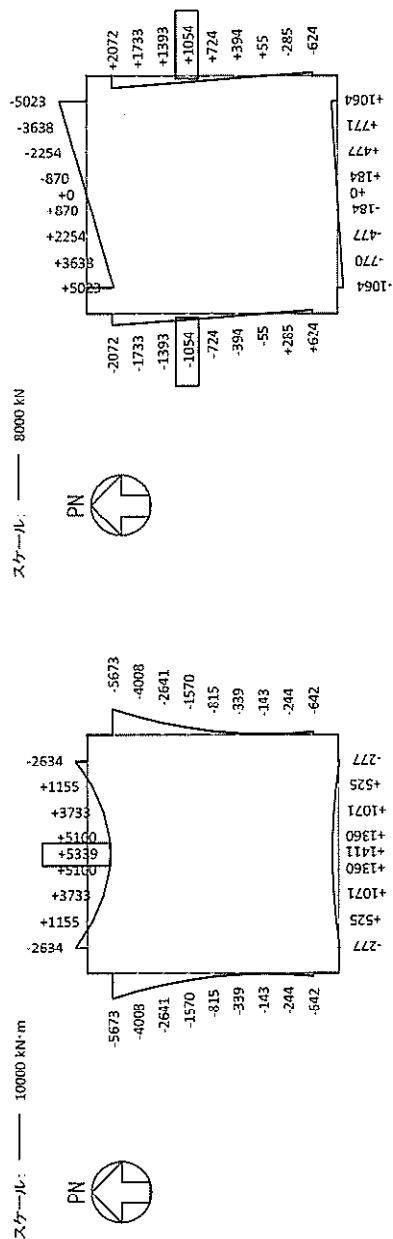


図 12.4-27 (1) 南北方向加振時の B 4 F の断面力分布図

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース,

S s - D 1 (H -, V +), 片押し載荷時, 常時土水圧最小)



曲げモーメント (kN・m)

せん断力 (kN)

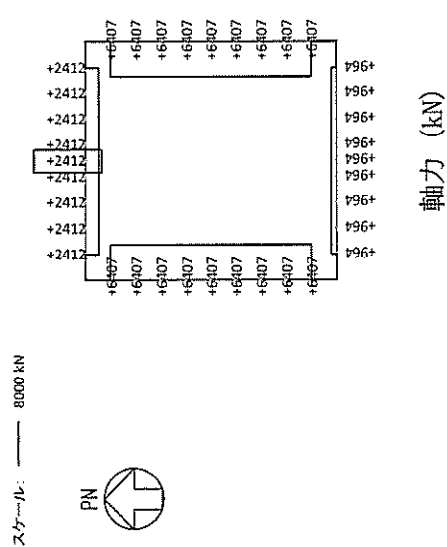
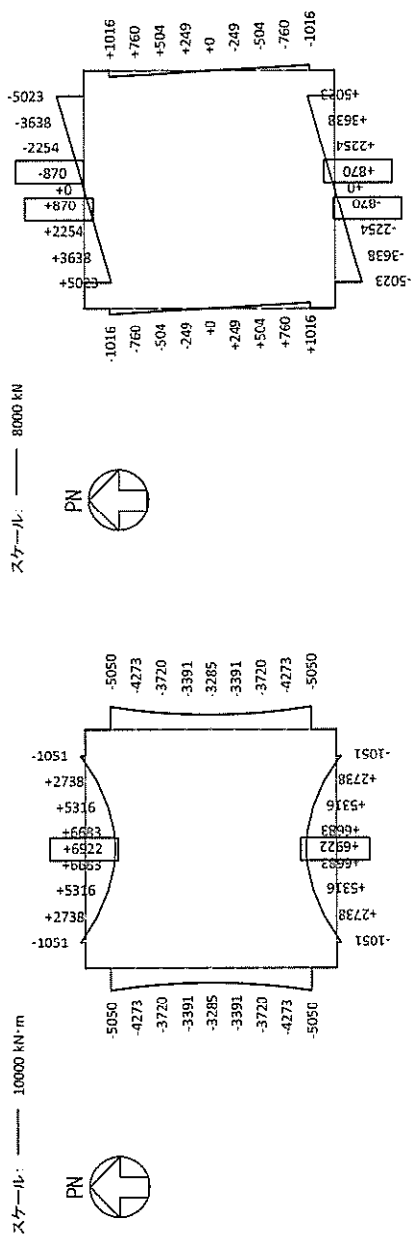


図 12.4-27 (2) 南北方向加振時の B 4 F の断面力分布図

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース, S s - D 1 (H-, V+), 片押し載荷時, 常時土水圧最大)



曲げモーメント (kN・m)

せん断力 (kN)

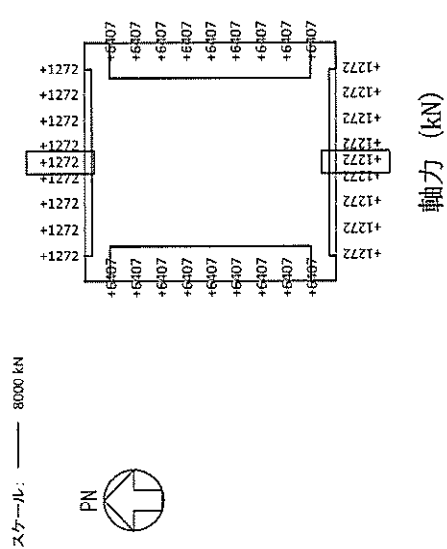
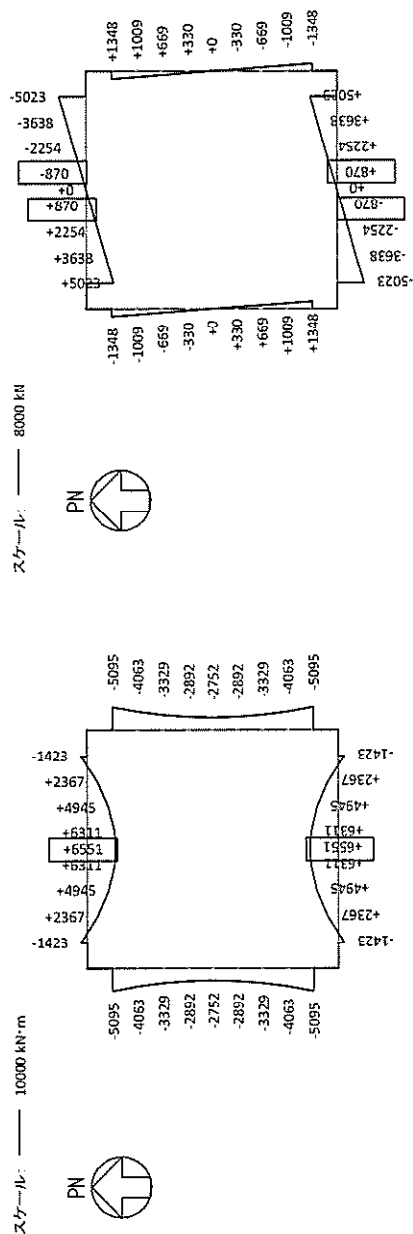


図 12. 4-27 (3) 南北方向加振時の B 4 F の断面力分布図

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース,

S s - D 1 (H -, V +), 両押し載荷時, 常時土水圧最小)



曲げモーメント (kN・m)

せん断力 (kN)

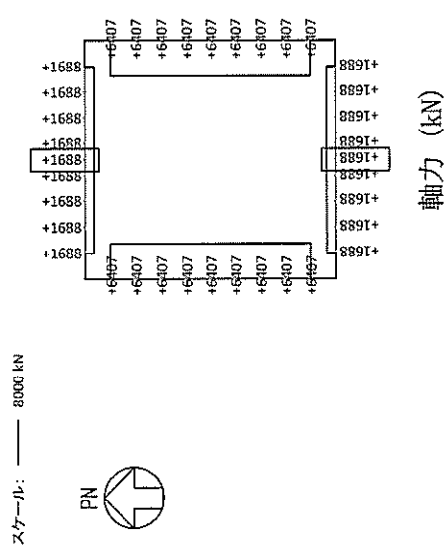


図 12.4-27 (4) 南北方向加振時の B 4 F の断面力分布図
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦漂準砂の液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース, S s -D 1 (H-, V+), 両押し載荷時, 常時土水圧最大)

(3) 水平断面の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 12.4-14 及び表 12.4-15 に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 12.4-16 及び表 12.4-17 にそれぞれ示す。なお、曲げ軸力に対する照査は、部材端部より内側を照査対象として行う。

以上より、緊急用海水ポンプピットの水平断面における構造部材の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 12.4-28 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 12.4-18 に示す。

表 12.4-14 東西方向加振時のコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生断面力		圧縮 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}	地震波
			部材	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
B 1 F (一般部)	片押し	最小	全部材 共通	3	1000	2000	D38@200×2段 (SD345)	917	149	1.89	21.0	②S _g -D 1 (H+, V+)
		最大	全部材 共通	3	1000	2000	D38@200×2段 (SD345)	820	279	1.71	21.0	
	両押し	最小	全部材 共通	1, 3	1000	2000	D38@200×2段 (SD345)	1091	45	2.23	21.0	
		最大	全部材 共通	1, 3	1000	2000	D38@200×2段 (SD345)	969	189	2.00	21.0	
B 1 F (開口部)	片押し	最小	W側 一般部	1	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	13326	3262	4.39	21.0	④S _g -D 1 (H+, V-)
			W側 開口部	2	4000	2000	D38×20本×2段 (SD345)	11583	3262	6.01	21.0	
			N・E・S側	4	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	13872	3175	4.56	21.0	
		最大	W側 一般部	1	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	11861	5411	3.94	21.0	
			W側 開口部	2	4000	2000	D38×20本×2段 (SD345)	10130	5411	5.30	21.0	
			N・E・S側	4	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	12202	5362	4.05	21.0	
	両押し	最小	W側 一般部	1	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	15634	1750	5.10	21.0	
			W側 開口部	2	4000	2000	D38×20本×2段 (SD345)	13871	1750	7.12	21.0	
			N・E・S側	4	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	16551	1559	5.39	21.0	
		最大	W側 一般部	1	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	13789	4148	4.55	21.0	
			W側 開口部	2	4000	2000	D38×20本×2段 (SD345)	12042	4148	6.26	21.0	
			N・E・S側	4	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	14440	4012	4.76	21.0	
B 2 F	片押し	最小	全部材 共通	3	1000	2700	D38@200×2段 (SD345)	2925	983	3.42	21.0	②S _g -3 1 (H+, V+)
		最大	全部材 共通	3	1000	2700	D38@200×2段 (SD345)	2630	1396	3.08	21.0	
	両押し	最小	全部材 共通	1, 3	1000	2700	D38@200×2段 (SD345)	3504	611	4.05	21.0	
		最大	全部材 共通	1, 3	1000	2700	D38@200×2段 (SD345)	3126	1076	3.66	21.0	
B 3 F	片押し	最小	全部材 共通	3	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	7657	2261	4.36	21.0	④S _g -D 1 (H-, V-)
		最大	全部材 共通	3	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	7445	2573	4.27	21.0	
	両押し	最小	全部材 共通	1, 3	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	9362	1045	5.08	21.0	
		最大	全部材 共通	1, 3	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	9089	1400	5.00	21.0	
B 4 F	片押し	最小	全部材 共通	3	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	6794	2238	3.89	21.0	④S _g -D 1 (H-, V-)
		最大	全部材 共通	3	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	6604	2553	3.82	21.0	
	両押し	最小	全部材 共通	1, 3	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	8255	1197	4.53	21.0	
		最大	全部材 共通	1, 3	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	7952	1592	4.43	21.0	

注記 * : 評価位置は下図に示す。

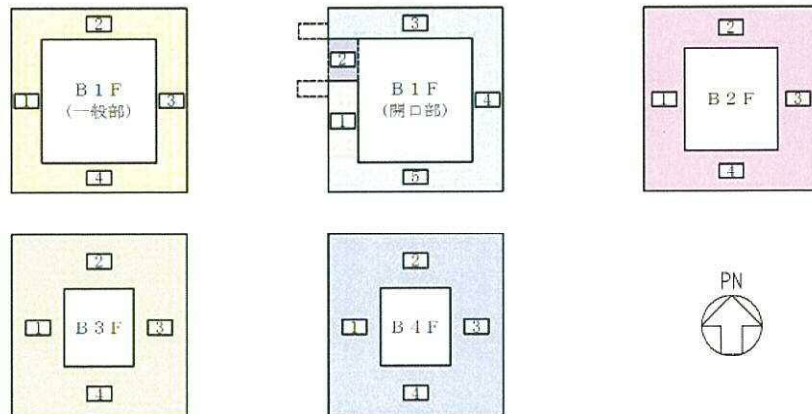


表 12.4-15 南北方向加振時のコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	部材	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c	短期許容 応力度 σ_{ca}	照査値 σ_c / σ_{ca}	地震波
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
B 1 F (一般部)	片押し	最小	全部材 共通	2	1000	2000	D38@200×2段 (SD345)	824	130	1.70	21.0	0.09	①S _s -D 1 (H-, V+)
		最大	全部材 共通	2	1000	2000	D38@200×2段 (SD345)	687	286	1.44	21.0	0.07	
	両押し	最小	全部材 共通	2, 4	1000	2000	D38@200×2段 (SD345)	984	46	2.01	21.0	0.10	
		最大	全部材 共通	2, 4	1000	2000	D38@200×2段 (SD345)	823	214	1.71	21.0	0.09	
B 1 F (開口部)	片押し	最小	W側 一般部	1	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	-8948	9324	2.97	21.0	0.15	③S _s -3 1 (H+, V+)
			W側 開口部	2	4000	2000	D38×20本×2段 (SD345)	-8206	9251	4.26	21.0	0.21	
			N・E・S側	3	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	11189	2780	3.69	21.0	0.18	
		最大	W側 一般部	1	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	-8966	9333	2.98	21.0	0.15	
			W側 開口部	2	4000	2000	D38×20本×2段 (SD345)	-8381	9274	4.35	21.0	0.21	
			N・E・S側	3	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	9182	4955	3.06	21.0	0.15	
	両押し	最小	W側 一般部	1	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	-7515	9244	2.49	21.0	0.12	
			W側 開口部	2	4000	2000	D38×20本×2段 (SD345)	-7166	9244	3.71	21.0	0.18	
			N・E・S側	3	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	13294	1681	4.34	21.0	0.21	
		最大	W側 一般部	1	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	-7802	9268	2.59	21.0	0.13	
			W側 開口部	2	4000	2000	D38×20本×2段 (SD345)	-7537	9268	3.91	21.0	0.19	
			N・E・S側	3	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	10890	4062	3.61	21.0	0.18	
B 2 F	片押し	最小	全部材 共通	2	1000	2700	D38@200×2段 (SD345)	2286	962	2.68	21.0	0.13	④S _s -D 1 (H-, V-)
		最大	全部材 共通	2	1000	2700	D38@200×2段 (SD345)	1878	1441	2.18	21.0	0.11	
	両押し	最小	全部材 共通	2, 4	1000	2700	D38@200×2段 (SD345)	2781	686	3.24	21.0	0.16	
		最大	全部材 共通	2, 4	1000	2700	D38@200×2段 (SD345)	2297	1208	2.69	21.0	0.13	
B 3 F	片押し	最小	全部材 共通	2	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	4061	1626	2.35	21.0	0.12	③S _s -3 1 (H+, V+)
		最大	全部材 共通	1, 3	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	-2856	4746	2.21	21.0	0.11	
	両押し	最小	全部材 共通	2, 4	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	5039	1041	2.81	21.0	0.14	
		最大	全部材 共通	2, 4	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	4655	1472	2.66	21.0	0.13	
B 4 F	片押し	最小	全部材 共通	2	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	5604	2059	3.23	21.0	0.16	④S _s -D 1 (H-, V+)
		最大	全部材 共通	2	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	5339	2412	3.11	21.0	0.15	
	両押し	最小	全部材 共通	2, 4	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	6922	1272	3.84	21.0	0.19	
		最大	全部材 共通	2, 4	1000	3500	D51@200×2段 (SD490)	6551	1688	3.70	21.0	0.18	

注記 * : 評価位置は下図に示す。

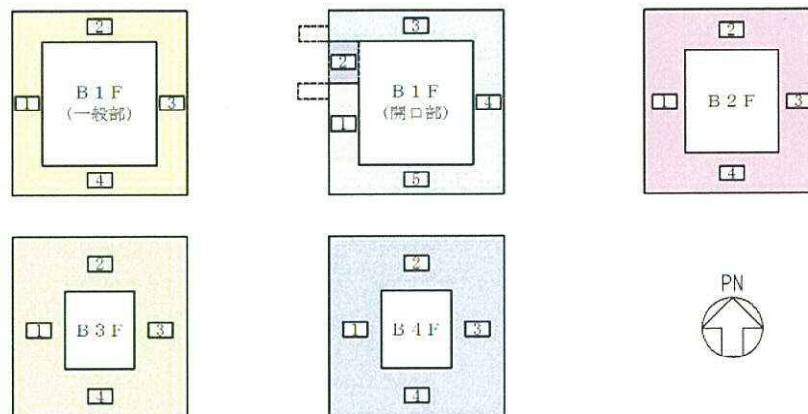


表 12.4-16 東西方向加振時の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	部材	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生断面力		引張 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}	地震波
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
B1F (一般部)	片押し	最小	全部材 共通	3	1000	2000	D38 ϕ 200×2段 (SD345)	917	149	54	294	0.19	②S _s -D1 (H+, V+)
		最大	全部材 共通	3	1000	2000	D38 ϕ 200×2段 (SD345)	820	279	42	294	0.15	
	両押し	最小	全部材 共通	1, 3	1000	2000	D38 ϕ 200×2段 (SD345)	1091	45	70	294	0.24	
		最大	全部材 共通	1, 3	1000	2000	D38 ϕ 200×2段 (SD345)	969	189	56	294	0.20	
B1F (開口部)	片押し	最小	W側 一般部	1	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	13326	3262	115	294	0.40	④S _s -D1 (H+, V-)
			W側 開口部	2	4000	2000	D38×20本×2段 (SD345)	11583	3262	154	294	0.53	
			N・E・S側	4	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	13872	3175	121	294	0.42	
		最大	W側 一般部	1	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	11861	5411	85	294	0.29	
			W側 開口部	2	4000	2000	D38×20本×2段 (SD345)	10130	5411	108	294	0.37	
			N・E・S側	4	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	12202	5362	89	294	0.31	
	両押し	最小	W側 一般部	1	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	15634	1750	149	294	0.51	
			W側 開口部	2	4000	2000	D38×20本×2段 (SD345)	13871	1750	209	294	0.72	
			N・E・S側	4	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	16551	1559	160	294	0.55	
		最大	W側 一般部	1	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	13789	4148	113	294	0.39	
			W側 開口部	2	4000	2000	D38×20本×2段 (SD345)	12042	4148	152	294	0.52	
			N・E・S側	4	6200	2000	D38×32本×2段 (SD345)	14440	4012	121	294	0.42	
B2F	片押し	最小	全部材 共通	3	1000	2700	D38 ϕ 200×2段 (SD345)	2925	983	88	294	0.30	②S _s -31 (H+, V+)
		最大	全部材 共通	3	1000	2700	D38 ϕ 200×2段 (SD345)	2630	1396	59	294	0.21	
	両押し	最小	全部材 共通	1, 3	1000	2700	D38 ϕ 200×2段 (SD345)	3504	611	128	294	0.44	
		最大	全部材 共通	1, 3	1000	2700	D38 ϕ 200×2段 (SD345)	3126	1076	92	294	0.32	
B3F	片押し	最小	全部材 共通	3	1000	3500	D51 ϕ 200×2段 (SD490)	7657	2261	90	435	0.21	④S _s -D1 (H-, V-)
		最大	全部材 共通	3	1000	3500	D51 ϕ 200×2段 (SD490)	7445	2573	80	435	0.19	
	両押し	最小	全部材 共通	1, 3	1000	3500	D51 ϕ 200×2段 (SD490)	9362	1045	147	435	0.34	
		最大	全部材 共通	1, 3	1000	3500	D51 ϕ 200×2段 (SD490)	9089	1400	134	435	0.31	
B4F	片押し	最小	全部材 共通	3	1000	3500	D51 ϕ 200×2段 (SD490)	6794	2238	75	435	0.18	④S _s -D1 (H-, V-)
		最大	全部材 共通	3	1000	3500	D51 ϕ 200×2段 (SD490)	6604	2553	65	435	0.15	
	両押し	最小	全部材 共通	1, 3	1000	3500	D51 ϕ 200×2段 (SD490)	8255	1197	123	435	0.29	
		最大	全部材 共通	1, 3	1000	3500	D51 ϕ 200×2段 (SD490)	7952	1592	109	435	0.26	

注記 * : 評価位置は下図に示す。

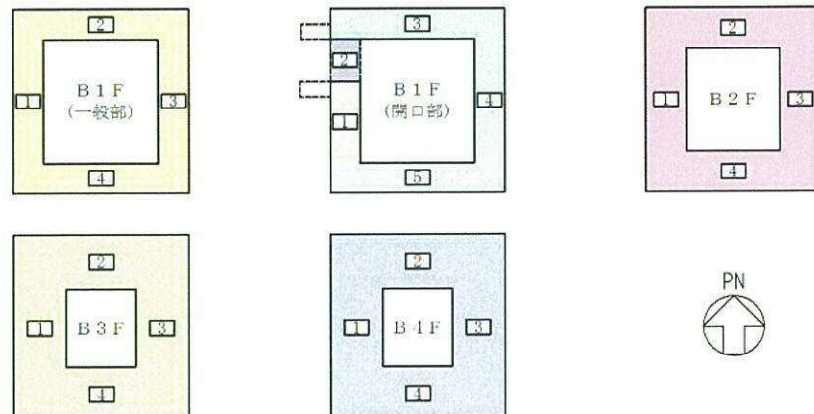
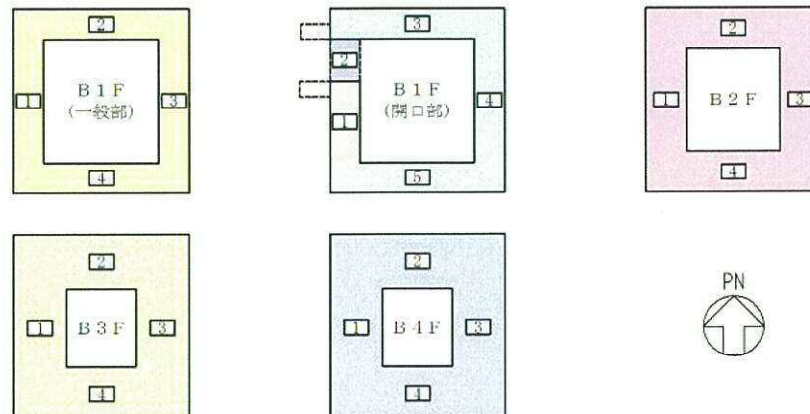


表 12.4-17 南北方向加振時の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	部材		断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s	短期許容 応力度 $\sigma_{s,a}$	照査値 $\sigma_s / \sigma_{s,a}$	地震波
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
B 1 F (一般部)	片押し	最小	全部材 共通	2	1000	2000	1650	D38@200×2段 (SD345)	824	130	49	294	0.17	① $S_s - D 1$ (H-, V+)
		最大	全部材 共通	2	1000	2000	1650	D38@200×2段 (SD345)	687	286	33	294	0.12	
	両押し	最小	全部材 共通	2, 4	1000	2000	1650	D38@200×2段 (SD345)	984	46	63	294	0.22	
		最大	全部材 共通	2, 4	1000	2000	1650	D38@200×2段 (SD345)	823	214	45	294	0.16	
B 1 F (開口部)	片押し	最小	W側 一般部	1	6200	2000	1650	D38×32本×2段 (SD345)	-8948	9324	33	294	0.12	③ $S_s - 3 1$ (H+, V+)
			W側 開口部	2	4000	2000	1650	D38×20本×2段 (SD345)	-8206	9251	43	294	0.15	
			N・E・S側	3	6200	2000	1650	D38×32本×2段 (SD345)	11189	2780	96	294	0.33	
		最大	W側 一般部	1	6200	2000	1650	D38×32本×2段 (SD345)	-8966	9333	33	294	0.12	
			W側 開口部	2	4000	2000	1650	D38×20本×2段 (SD345)	-8381	9274	45	294	0.16	
			N・E・S側	3	6200	2000	1650	D38×32本×2段 (SD345)	9182	4955	61	294	0.21	
	両押し	最小	W側 一般部	1	6200	2000	1650	D38×32本×2段 (SD345)	-7515	9244	21	294	0.08	
			W側 開口部	2	4000	2000	1650	D38×20本×2段 (SD345)	-7166	9244	29	294	0.10	
			N・E・S側	3	6200	2000	1650	D38×32本×2段 (SD345)	13294	1681	126	294	0.43	
		最大	W側 一般部	1	6200	2000	1650	D38×32本×2段 (SD345)	-7802	9268	24	294	0.09	
			W側 開口部	2	4000	2000	1650	D38×20本×2段 (SD345)	-7537	9268	34	294	0.12	
			N・E・S側	3	6200	2000	1650	D38×32本×2段 (SD345)	10890	4062	84	294	0.29	
B 2 F	片押し	最小	全部材 共通	2	1000	2700	2350	D38@200×2段 (SD345)	2286	962	61	294	0.21	④ $S_s - D 1$ (H-, V-)
		最大	全部材 共通	2	1000	2700	2350	D38@200×2段 (SD345)	1878	1441	28	294	0.10	
	両押し	最小	全部材 共通	2, 4	1000	2700	2350	D38@200×2段 (SD345)	2781	686	93	294	0.32	
		最大	全部材 共通	2, 4	1000	2700	2350	D38@200×2段 (SD345)	2297	1208	52	294	0.18	
B 3 F	片押し	最小	全部材 共通	2	1000	3500	3150	D51@200×2段 (SD490)	4061	1626	39	435	0.09	③ $S_s - 3 1$ (H+, V+)
		最大	全部材 共通	2	1000	3500	3150	D51@200×2段 (SD490)	3734	2021	27	435	0.07	
	両押し	最小	全部材 共通	2, 4	1000	3500	3150	D51@200×2段 (SD490)	5039	1041	69	435	0.16	
		最大	全部材 共通	2, 4	1000	3500	3150	D51@200×2段 (SD490)	4655	1472	53	435	0.13	
B 4 F	片押し	最小	全部材 共通	2	1000	3500	3150	D51@200×2段 (SD490)	5604	2059	58	435	0.14	④ $S_s - D 1$ (H-, V+)
		最大	全部材 共通	2	1000	3500	3150	D51@200×2段 (SD490)	5339	2412	46	435	0.11	
	両押し	最小	全部材 共通	2, 4	1000	3500	3150	D51@200×2段 (SD490)	6922	1272	98	435	0.23	
		最大	全部材 共通	2, 4	1000	3500	3150	D51@200×2段 (SD490)	6551	1688	82	435	0.19	

注記 * : 評価位置は下図に示す。



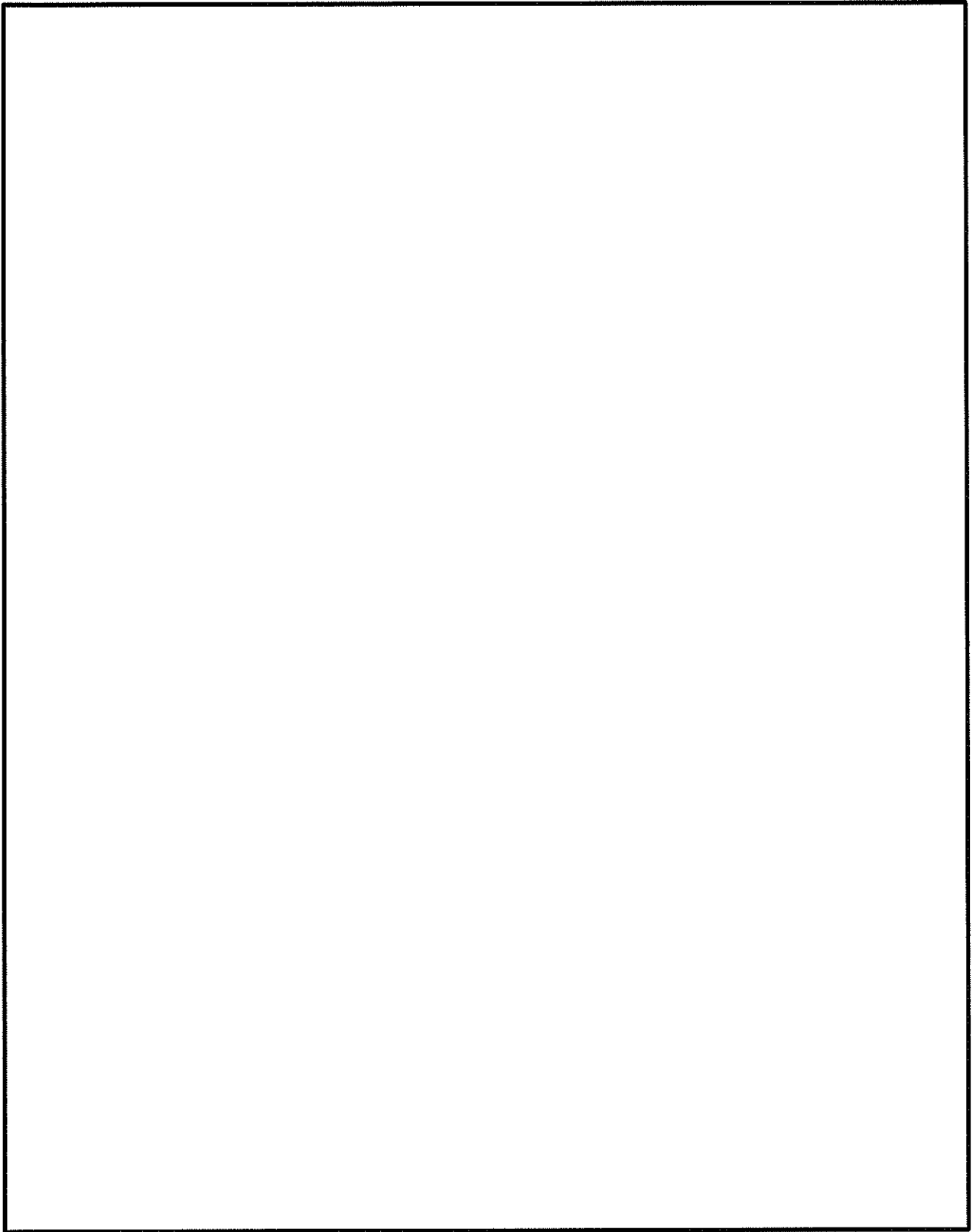


图 12.4—28 (1) 概略配筋图

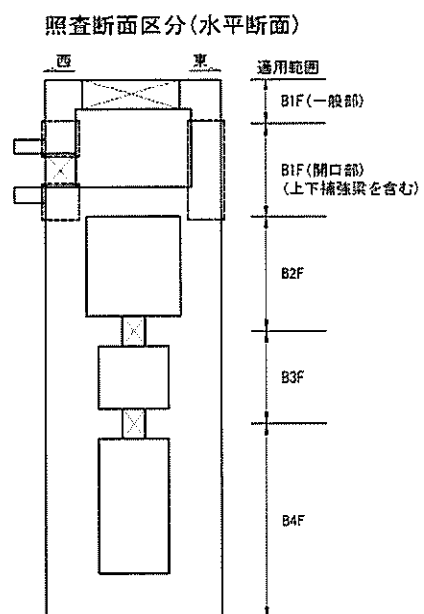
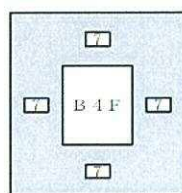
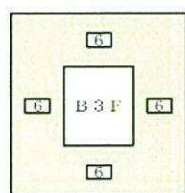
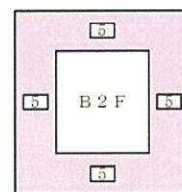
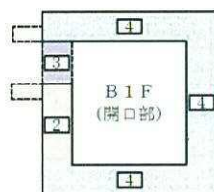
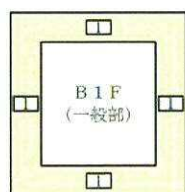


図 12.4-28 (2) 概略配筋図

表 12.4-18 水平断面方向の断面諸元一覧表（曲げ軸力に対する評価）

部位	断面 No.	断面性状		主鉄筋				
		部材幅 b (mm)	部材 高さ h (mm)	鉄筋 種別 ()	位置 d (mm)	径 (mm)	間隔 (mm)	鉄筋量 (mm ²)
B 1 F (一般部)	1	1000	2000	SD345	250	D38	200	5700.0
				SD345	450	D38	200	5700.0
				SD345	1550	D38	200	5700.0
				SD345	1750	D38	200	5700.0
B 1 F (開口部)	2	6200	2000	SD345	250	D38	32 本	36480.0
				SD345	450	D38	32 本	36480.0
				SD345	1550	D38	32 本	36480.0
				SD345	1750	D38	32 本	36480.0
	3	4000	2000	SD345	250	D38	20 本	22800.0
				SD345	450	D38	20 本	22800.0
				SD345	1550	D38	20 本	22800.0
				SD345	1750	D38	20 本	22800.0
	4	6200	2000	SD345	250	D38	32 本	36480.0
				SD345	450	D38	32 本	36480.0
				SD345	1550	D38	32 本	36480.0
				SD345	1750	D38	32 本	36480.0
B 2 F	5	1000	2700	SD345	250	D38	200	5700.0
				SD345	450	D38	200	5700.0
				SD345	2250	D38	200	5700.0
				SD345	2450	D38	200	5700.0
B 3 F	6	1000	3500	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	450	D51	200	10135.0
				SD490	3050	D51	200	10135.0
				SD490	3250	D51	200	10135.0
B 4 F	7	1000	3500	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	450	D51	200	10135.0
				SD490	3050	D51	200	10135.0
				SD490	3250	D51	200	10135.0



(4) 水平断面のせん断力に対する評価結果

表 12.4-19 及び表 12.4-20 にせん断力に対する照査結果を示す。なお、せん断力に対する照査は、部材端部から $H/2$ (H : 部材高さ) の位置より内側を照査対象として行う

許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度 (τ) が許容せん断応力度 (τ_{a1}) 以下であること、又はコンクリートの負担するせん断力 (V_c) と、斜め引張鉄筋の負担するせん断力 (V_s) を合わせた許容せん断力 (V_a) が発生せん断力 (V) 以上であることを確認した ($V_a = V_{c,a} + V_{s,a} \geq V$)。なお、発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、水平断面の発生せん断応力度、又は発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

図 12.4-29 に概略配筋図を、表 12.4-21 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 12.4-19 東西方向加振時のせん断力に対する照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	部材	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容せん断応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ/τ_{a1}	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a	地震波
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)								
B1F (一般部)	片押し	最小	全部材共通	3	1000	2000	D22 ϕ 400 \times 400 (SD345)	432	0.302	0.825	0.37	1612	0.27	②S _g -D1 (H+, V+)
		最大	全部材共通	3	1000	2000	D22 ϕ 400 \times 400 (SD345)	432	0.302	0.825	0.37	1612	0.27	
	両押し	最小	全部材共通	1, 3	1000	2000	D22 ϕ 400 \times 400 (SD345)	432	0.302	0.825	0.37	1612	0.27	
		最大	全部材共通	1, 3	1000	2000	D22 ϕ 400 \times 400 (SD345)	432	0.302	0.825	0.37	1612	0.27	
B1F (開口部)	片押し	最小	W側一般部	1	6200	2000	D29 \times 25本 \times 400 (SD345)	6781	0.763	0.825	0.93	20605	0.33	④S _g -D1 (H+, V-)
			W側開口部	2	4000	2000	D29 \times 14本 \times 400 (SD345)	6827	—	—	—	11851	0.58	
			N・E・S側	4	6200	2000	D22 \times 15本 \times 400 (SD345)	6816	0.767	0.825	0.93	9792	0.70	
		最大	W側一般部	1	6200	2000	D29 \times 25本 \times 400 (SD345)	6791	0.764	0.825	0.93	20605	0.33	
			W側開口部	2	4000	2000	D29 \times 14本 \times 400 (SD345)	6816	—	—	—	11851	0.58	
			N・E・S側	4	6200	2000	D22 \times 15本 \times 400 (SD345)	6807	0.766	0.825	0.93	9792	0.70	
	両押し	最小	W側一般部	1	6200	2000	D29 \times 25本 \times 400 (SD345)	6765	0.761	0.825	0.93	20605	0.33	
			W側開口部	2	4000	2000	D29 \times 14本 \times 400 (SD345)	6843	—	—	—	11851	0.58	
			N・E・S側	4	6200	2000	D22 \times 15本 \times 400 (SD345)	6843	0.770	0.825	0.94	9792	0.70	
		最大	W側一般部	1	6200	2000	D29 \times 25本 \times 400 (SD345)	6778	0.762	0.825	0.93	20605	0.33	
			W側開口部	2	4000	2000	D29 \times 14本 \times 400 (SD345)	6830	—	—	—	11851	0.58	
			N・E・S側	4	6200	2000	D22 \times 15本 \times 400 (SD345)	6830	0.768	0.825	0.94	9792	0.70	
B2F	片押し	最小	全部材共通	3	1000	2700	D25 ϕ 200 \times 400 (SD345)	1194	0.585	0.825	0.71	4648	0.26	②S _g -31 (H+, V+)
		最大	全部材共通	3	1000	2700	D25 ϕ 200 \times 400 (SD345)	1194	0.585	0.825	0.71	4648	0.26	
	両押し	最小	全部材共通	1, 3	1000	2700	D25 ϕ 200 \times 400 (SD345)	1194	0.585	0.825	0.71	4648	0.26	
		最大	全部材共通	1, 3	1000	2700	D25 ϕ 200 \times 400 (SD345)	1194	0.585	0.825	0.71	4648	0.26	
B3F	片押し	最小	全部材共通	3	1000	3500	D25 ϕ 200 \times 400 (SD345)	1549	0.566	0.825	0.69	6230	0.25	④S _g -D1 (H-, V-)
		最大	全部材共通	3	1000	3500	D25 ϕ 200 \times 400 (SD345)	1549	0.566	0.825	0.69	6230	0.25	
	両押し	最小	全部材共通	1, 3	1000	3500	D25 ϕ 200 \times 400 (SD345)	1549	0.566	0.825	0.69	6230	0.25	
		最大	全部材共通	1, 3	1000	3500	D25 ϕ 200 \times 400 (SD345)	1549	0.566	0.825	0.69	6230	0.25	
B4F	片押し	最小	全部材共通	3	1000	3500	D25 ϕ 200 \times 400 (SD345)	1398	0.511	0.825	0.62	6230	0.23	④S _g -D1 (H-, V-)
		最大	全部材共通	3	1000	3500	D25 ϕ 200 \times 400 (SD345)	1398	0.511	0.825	0.62	6230	0.23	
	両押し	最小	全部材共通	1, 3	1000	3500	D25 ϕ 200 \times 400 (SD345)	1398	0.511	0.825	0.62	6230	0.23	
		最大	全部材共通	1, 3	1000	3500	D25 ϕ 200 \times 400 (SD345)	1398	0.511	0.825	0.62	6230	0.23	

注記 * : 評価位置は下図に示す。

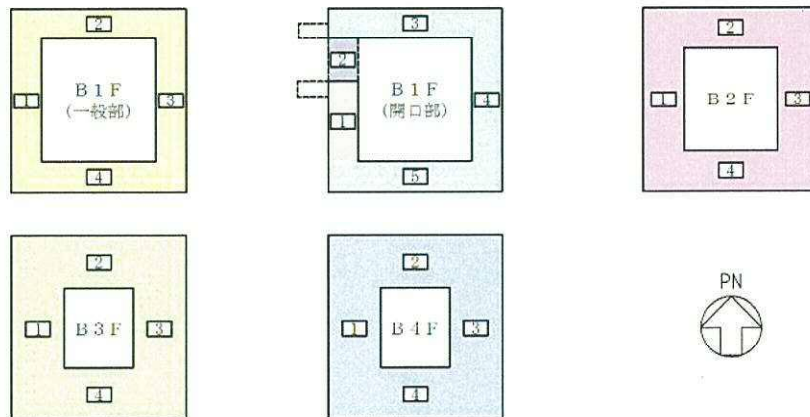
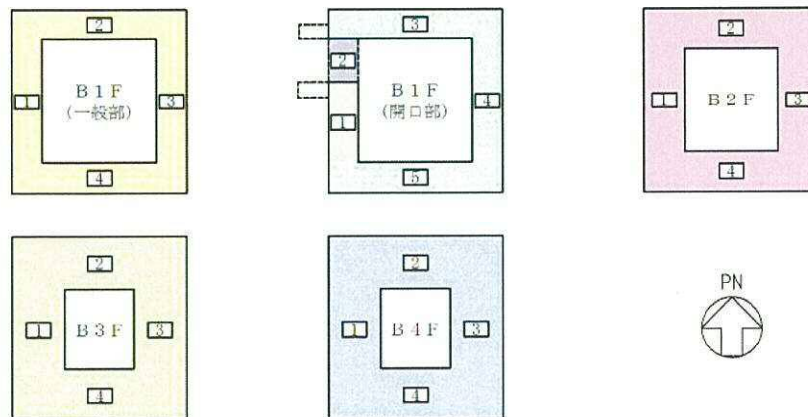


表 12.4-20 南北方向加振時のせん断力に対する照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	部材	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容せん断応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ/τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a	地震波
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)								
B1F (一般部)	片押し	最小	全部材共通	2	1000	2000	D22 Φ 400 \times 400 (SD345)	386	0.270	0.825	0.33	1612	0.24	① S_1-D1 (H-, V+)
		最大	全部材共通	2	1000	2000	D22 Φ 400 \times 400 (SD345)	386	0.270	0.825	0.33	1612	0.24	
	両押し	最小	全部材共通	2,4	1000	2000	D22 Φ 400 \times 400 (SD345)	386	0.270	0.825	0.33	1612	0.24	
		最大	全部材共通	2,4	1000	2000	D22 Φ 400 \times 400 (SD345)	386	0.270	0.825	0.33	1612	0.24	
B1F (開口部)	片押し	最小	W側一般部	1	6200	2000	D29 \times 25本 \times 400 (SD345)	2145	0.242	0.825	0.30	20605	0.11	③ S_1-31 (H+, V+)
			W側開口部	2	4000	2000	D29 \times 14本 \times 400 (SD345)	2105	0.367	0.825	0.45	11851	0.18	
			N-E-S側	3	6200	2000	D22 \times 15本 \times 400 (SD345)	5526	0.622	0.825	0.76	9792	0.57	
		最大	W側一般部	1	6200	2000	D29 \times 25本 \times 400 (SD345)	3378	0.380	0.825	0.47	20605	0.17	
			W側開口部	2	4000	2000	D29 \times 14本 \times 400 (SD345)	3349	0.584	0.825	0.71	11851	0.29	
			N-E-S側	3	6200	2000	D22 \times 15本 \times 400 (SD345)	5503	0.619	0.825	0.76	9792	0.57	
	両押し	最小	W側一般部	1	6200	2000	D29 \times 25本 \times 400 (SD345)	1090	0.123	0.825	0.15	20605	0.06	
			W側開口部	2	4000	2000	D29 \times 14本 \times 400 (SD345)	1005	0.176	0.825	0.22	11851	0.09	
			N-E-S側	3,5	6200	2000	D22 \times 15本 \times 400 (SD345)	5533	0.622	0.825	0.76	9792	0.57	
		最大	W側一般部	1	6200	2000	D29 \times 25本 \times 400 (SD345)	2521	0.284	0.825	0.35	20605	0.13	
			W側開口部	2	4000	2000	D29 \times 14本 \times 400 (SD345)	2457	0.429	0.825	0.52	11851	0.21	
			N-E-S側	3,5	6200	2000	D22 \times 15本 \times 400 (SD345)	5509	0.620	0.825	0.76	9792	0.57	
B2F	片押し	最小	全部材共通	2	1000	2700	D25 Φ 200 \times 400 (SD345)	952	0.466	0.825	0.57	4648	0.21	④ S_1-D1 (H-, V-)
		最大	全部材共通	2	1000	2700	D25 Φ 200 \times 400 (SD345)	952	0.466	0.825	0.57	4648	0.21	
	両押し	最小	全部材共通	2,4	1000	2700	D25 Φ 200 \times 400 (SD345)	952	0.466	0.825	0.57	4648	0.21	
		最大	全部材共通	2,4	1000	2700	D25 Φ 200 \times 400 (SD345)	952	0.466	0.825	0.57	4648	0.21	
B3F	片押し	最小	全部材共通	1,3	1000	3500	D25 Φ 200 \times 400 (SD345)	788	0.288	0.825	0.35	6230	0.13	③ S_1-31 (H+, V+)
		最大	全部材共通	1,3	1000	3500	D25 Φ 200 \times 400 (SD345)	837	0.306	0.825	0.38	6230	0.14	
	両押し	最小	全部材共通	2,4	1000	3500	D25 Φ 200 \times 400 (SD345)	644	0.236	0.825	0.29	6230	0.11	
		最大	全部材共通	2,4	1000	3500	D25 Φ 200 \times 400 (SD345)	644	0.236	0.825	0.29	6230	0.11	
B4F	片押し	最小	全部材共通	1,3	1000	3500	D25 Φ 200 \times 400 (SD345)	1036	0.379	0.825	0.46	6230	0.17	④ S_1-D1 (H-, V+)
		最大	全部材共通	1,3	1000	3500	D25 Φ 200 \times 400 (SD345)	1054	0.385	0.825	0.47	6230	0.17	
	両押し	最小	全部材共通	2,4	1000	3500	D25 Φ 200 \times 400 (SD345)	870	0.318	0.825	0.39	6230	0.14	
		最大	全部材共通	2,4	1000	3500	D25 Φ 200 \times 400 (SD345)	870	0.318	0.825	0.39	6230	0.14	

注記 * : 評価位置は下図に示す。



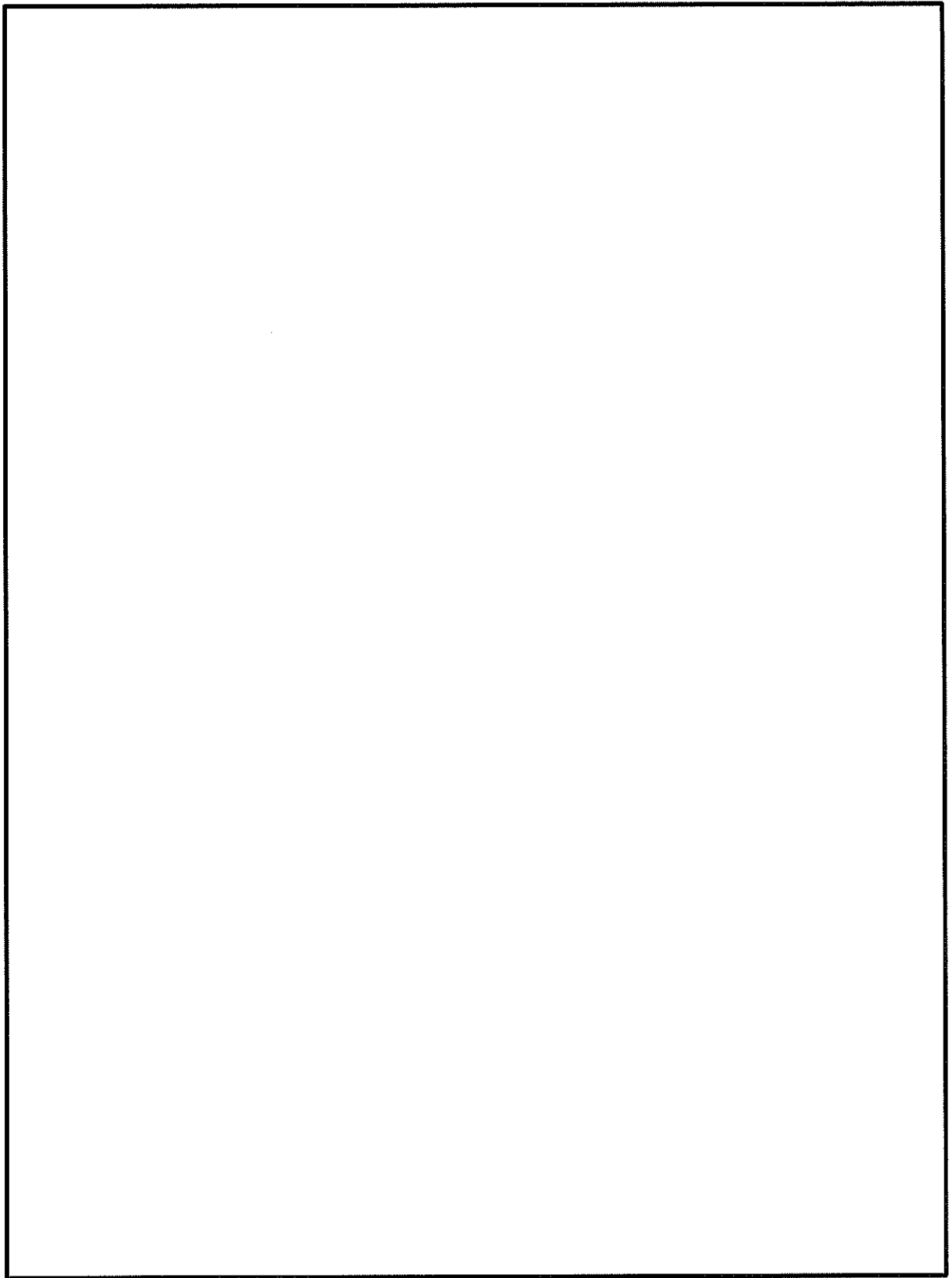


图 12.4—29 (1) 概略配筋图

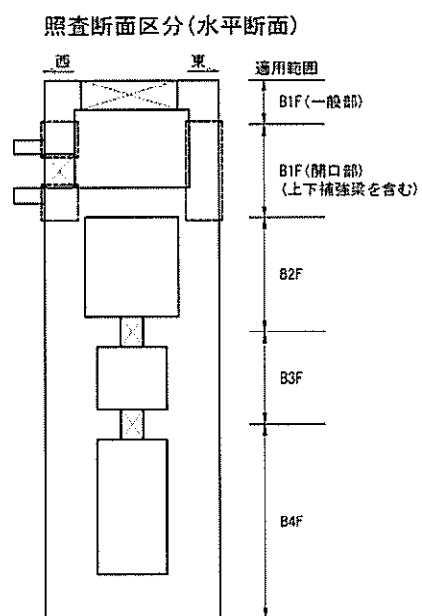
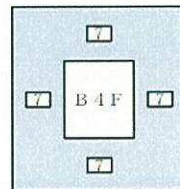
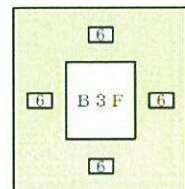
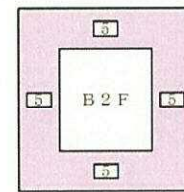
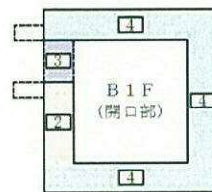
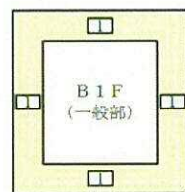


図 12.4-29 (2) 概略配筋図

表 12.4-21 水平断面方向の断面諸元一覧表（せん断力に対する評価）

部位	断面 No.	断面性状			せん断補強筋				
		腹部幅 bw (mm)	部材高さ h (mm)	有効高さ d (mm)	鉄筋 種別 ()	径 (mm)	間隔 (横断方向) (mm)	鉄筋量 (mm ²)	間隔 (軸方向) (mm)
B 1 F (一般部)	1	1000	2000	1650	SD345	D22	400	967.8	400
B 1 F (開口部)	2	6200	2000	1650	SD345	D29	25 本	16060.0	400
	3	4000	2000	1650	SD345	D29	14 本	8993.6	400
	4	6200	2000	1650	SD345	D22	15 本	5806.5	400
B 2 F	5	1000	2700	2350	SD345	D25	200	2533.5	400
B 3 F	6	1000	3500	3150	SD345	D25	200	2533.5	400
B 4 F	7	1000	3500	3150	SD345	D25	200	2533.5	400



12.4.4 版部材に対する耐震評価結果

(1) 設計荷重の設定

頂版及び中床版の検討に用いる設計荷重を設定するために、2次元有効応力解析の各検討ケースにおいて頂版及び中床版位置の最大鉛直加速度を抽出した結果を表 12.4-22 に示す。表中には、最大鉛直加速度が得られた地震動に○印を記載した。頂版及び中床版の検討では、○印を記載した検討ケースの最大鉛直加速度を用いる。検討するに当たっては、最大鉛直加速度を重力加速度で除することにより設計鉛直震度に置き換え、版部材の自重、機器荷重、内水(固定水)重量に乗じることによって慣性力を算出した。

底版の検討に用いる設計荷重を設定するために、2次元有効応力解析の各検討ケースにおいて、底版に作用する鉛直地盤反力(底版部地盤反力の合計値)を抽出した結果を表 12.4-23 及び表 12.4-24 に示す。表中には、最大鉛直地盤反力が得られた地震動に○印を記載した。底版の検討は、○印を記載した検討ケースの最大鉛直地盤反力を用いる。

表 12.4-22 (1) 頂版における各検討ケースの最大鉛直加速度（東西方向断面）

基準地震動	位相	最大鉛直加速度 (m/s^2)	時刻 (秒)	選定
①S _s -D 1	H+, V+	3.34	45.95	
	H+, V-	3.32	41.23	
	H-, V+	3.34	22.63	
	H-, V-	3.40	44.31	
①S _s -1 1	H+, V+	2.87	25.40	
①S _s -1 2	H+, V+	3.32	29.14	
①S _s -1 3	H+, V+	3.23	26.35	
①S _s -1 4	H+, V+	2.73	29.75	
①S _s -2 1	H+, V+	3.36	70.25	
①S _s -2 2	H+, V+	3.47	69.42	○
①S _s -3 1	H+, V+	1.26	8.12	
	H-, V+	1.43	8.12	
④S _s -D 1	H-, V-	3.34	44.31	

表 12.4-22 (2) 頂版における各検討ケースの最大鉛直加速度（南北方向断面）

基準地震動	位相	最大鉛直加速度 (m/s^2)	時刻 (秒)	選定
①S _s -D 1	H+, V+	3.36	22.63	
	H+, V-	3.42	44.31	○
	H-, V+	3.32	44.31	
	H-, V-	3.30	41.23	
①S _s -1 1	H+, V+	2.68	24.66	
①S _s -1 2	H+, V+	3.18	29.55	
①S _s -1 3	H+, V+	3.11	26.76	
①S _s -1 4	H+, V+	2.52	29.75	
①S _s -2 1	H+, V+	3.28	70.25	
①S _s -2 2	H+, V+	3.33	72.00	
①S _s -3 1	H+, V+	1.28	8.12	
	H-, V+	1.42	8.12	
④S _s -D 1	H+, V+	3.34	41.23	

表 12.4-22 (3) 中床版(B 1 F)における各検討ケースの最大鉛直加速度 (東西方向断面)

基準地震動	位相	最大鉛直加速度 (m/s^2)	時刻 (秒)	選定
①S _s -D 1	H+, V+	3.34	45.95	
	H+, V-	3.32	41.23	
	H-, V+	3.34	22.63	
	H-, V-	3.39	44.31	
①S _s -1 1	H+, V+	2.86	25.40	
①S _s -1 2	H+, V+	3.31	29.14	
①S _s -1 3	H+, V+	3.22	26.35	
①S _s -1 4	H+, V+	2.73	29.75	
①S _s -2 1	H+, V+	3.35	70.25	
①S _s -2 2	H+, V+	3.45	69.42	○
①S _s -3 1	H+, V+	1.26	8.12	
	H-, V+	1.43	8.12	
④S _s -D 1	H-, V-	3.33	44.31	

表 12.4-22 (4) 中床版(B 1 F)における各検討ケースの最大鉛直加速度 (南北方向断面)

基準地震動	位相	最大鉛直加速度 (m/s^2)	時刻 (秒)	選定
①S _s -D 1	H+, V+	3.35	22.63	
	H+, V-	3.41	44.31	○
	H-, V+	3.31	44.31	
	H-, V-	3.29	41.23	
①S _s -1 1	H+, V+	2.67	24.66	
①S _s -1 2	H+, V+	3.17	29.55	
①S _s -1 3	H+, V+	3.11	26.76	
①S _s -1 4	H+, V+	2.52	29.75	
①S _s -2 1	H+, V+	3.27	70.25	
①S _s -2 2	H+, V+	3.33	72.00	
①S _s -3 1	H+, V+	1.28	8.12	
	H-, V+	1.42	8.12	
④S _s -D 1	H+, V+	3.33	41.23	

表 12.4-22 (5) 中床版(B 2 F)における各検討ケースの最大鉛直加速度 (東西方向断面)

基準地震動	位相	最大鉛直加速度 (m/s^2)	時刻 (秒)	選定
①S _s -D 1	H+, V+	3.32	45.95	
	H+, V-	3.30	41.23	
	H-, V+	3.31	22.63	
	H-, V-	3.36	44.31	
①S _s -1 1	H+, V+	2.85	25.40	
①S _s -1 2	H+, V+	3.29	29.14	
①S _s -1 3	H+, V+	3.20	26.35	
①S _s -1 4	H+, V+	2.72	29.75	
①S _s -2 1	H+, V+	3.31	70.25	
①S _s -2 2	H+, V+	3.42	69.42	○
①S _s -3 1	H+, V+	1.26	8.12	
	H-, V+	1.42	8.80	
④S _s -D 1	H-, V-	3.30	44.31	

表 12.4-22 (6) 中床版(B 2 F)における各検討ケースの最大鉛直加速度 (南北方向断面)

基準地震動	位相	最大鉛直加速度 (m/s^2)	時刻 (秒)	選定
①S _s -D 1	H+, V+	3.33	22.63	
	H+, V-	3.39	44.31	○
	H-, V+	3.28	44.31	
	H-, V-	3.27	41.23	
①S _s -1 1	H+, V+	2.65	24.66	
①S _s -1 2	H+, V+	3.16	29.55	
①S _s -1 3	H+, V+	3.10	26.76	
①S _s -1 4	H+, V+	2.51	29.75	
①S _s -2 1	H+, V+	3.23	70.25	
①S _s -2 2	H+, V+	3.30	72.00	
①S _s -3 1	H+, V+	1.27	8.12	
	H-, V+	1.42	8.12	
④S _s -D 1	H+, V+	3.31	41.23	

表 12.4-22 (7) 中床版(B3F)における各検討ケースの最大鉛直加速度 (東西方向断面)

基準地震動	位相	最大鉛直加速度 (m/s^2)	時刻 (秒)	選定
①S _s -D1	H+, V+	3.31	45.95	
	H+, V-	3.27	41.23	
	H-, V+	3.29	22.63	
	H-, V-	3.34	44.31	
①S _s -11	H+, V+	2.83	25.40	
①S _s -12	H+, V+	3.27	29.14	
①S _s -13	H+, V+	3.18	26.35	
①S _s -14	H+, V+	2.70	29.75	
①S _s -21	H+, V+	3.28	70.25	
①S _s -22	H+, V+	3.38	69.42	○
①S _s -31	H+, V+	1.25	8.12	
	H-, V+	1.41	8.12	
④S _s -D1	H-, V-	3.28	44.31	

表 12.4-22 (8) 中床版(B3F)における各検討ケースの最大鉛直加速度 (南北方向断面)

基準地震動	位相	最大鉛直加速度 (m/s^2)	時刻 (秒)	選定
①S _s -D1	H+, V+	3.31	22.63	
	H+, V-	3.36	44.31	○
	H-, V+	3.26	44.31	
	H-, V-	3.25	41.23	
①S _s -11	H+, V+	2.63	24.66	
①S _s -12	H+, V+	3.15	29.54	
①S _s -13	H+, V+	3.10	26.76	
①S _s -14	H+, V+	2.50	29.75	
①S _s -21	H+, V+	3.19	70.25	
①S _s -22	H+, V+	3.28	72.00	
①S _s -31	H+, V+	1.27	8.12	
	H-, V+	1.41	8.12	
④S _s -D1	H+, V+	3.29	41.23	

表 12.4-23 東西方向断面における各検討ケースの底版下最大地盤反力

基準地震動	位相	最大地盤反力 (kN/m)	時刻 (秒)	選定
①S _s -D1	H+, V+	5787	45.96	
	H+, V-	5995	22.63	○
	H-, V+	5684	41.24	
	H-, V-	5975	44.31	
①S _s -11	H+, V+	5609	25.41	
①S _s -12	H+, V+	5811	29.54	
①S _s -13	H+, V+	5730	26.76	
①S _s -14	H+, V+	5435	29.75	
①S _s -21	H+, V+	5852	72.60	
①S _s -22	H+, V+	5925	69.42	
①S _s -31	H+, V+	4729	7.96	
	H-, V+	4944	8.79	
④S _s -D1	H-, V-	5896	44.32	

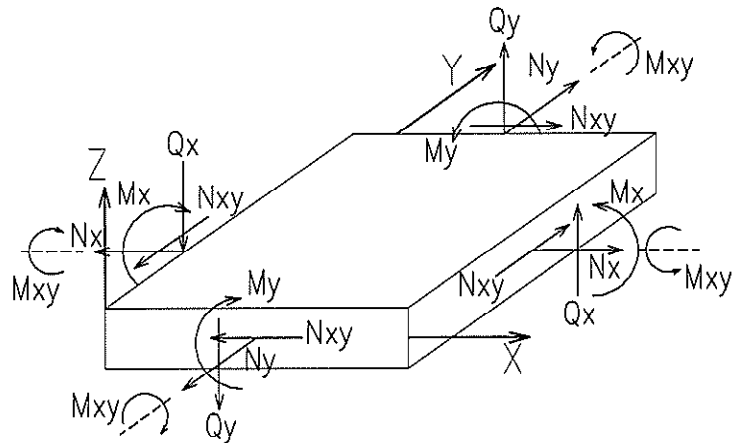
表 12.4-24 南北方向断面における各検討ケースの底版下最大地盤反力

基準地震動	位相	最大地盤反力 (kN/m)	時刻 (秒)	選定
①S _s -D1	H+, V+	6171	41.24	
	H+, V-	6335	44.31	
	H-, V+	6198	41.23	
	H-, V-	6467	22.63	○
①S _s -11	H+, V+	5919	25.41	
①S _s -12	H+, V+	6186	29.55	
①S _s -13	H+, V+	6168	26.77	
①S _s -14	H+, V+	5799	29.76	
①S _s -21	H+, V+	6208	67.18	
①S _s -22	H+, V+	6245	73.83	
①S _s -31	H+, V+	5129	9.54	
	H-, V+	5183	8.80	
④S _s -D1	H+, V+	6179	41.24	

(2) 地震時断面力図

各版部材に対する静的線形シェル解析により得られた断面力値を表 12.4-25 に示す。静的線形シェル解析における断面力分布図を図 12.4-32～図 12.4-36 に示す。

静的線形シェル解析における各要素の断面力の方向を図 12.4-30 に、各シェル要素の要素の方向を図 12.4-31 にそれぞれ示す。



記号の説明	曲げモーメント	M_x : 東西方向の曲げモーメント
		M_y : 南北方向の曲げモーメント
せん断力		V_x : 東西方向のせん断力
		V_y : 南北方向のせん断力
応力の符号	曲げモーメント (M)	正 : 上端が圧縮となる曲げモーメント
		負 : 上端が引張となる曲げモーメント

図 12.4-30 断面力の方向（版解析，線形シェル要素）

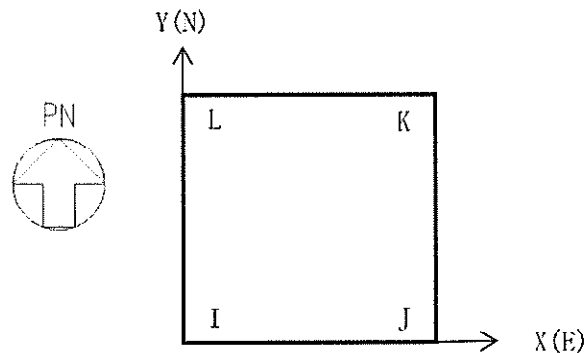
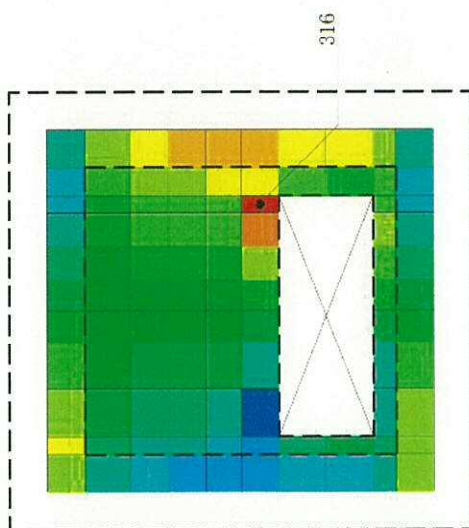
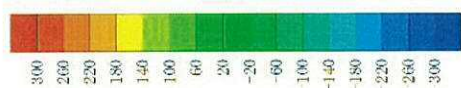


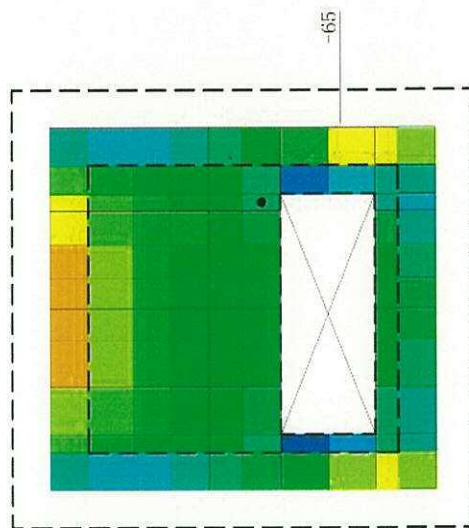
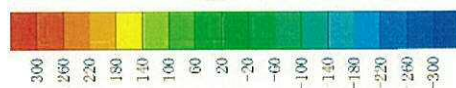
図 12.4-31 シェル要素の方向

表 12.4-25 版部材の地震時断面力

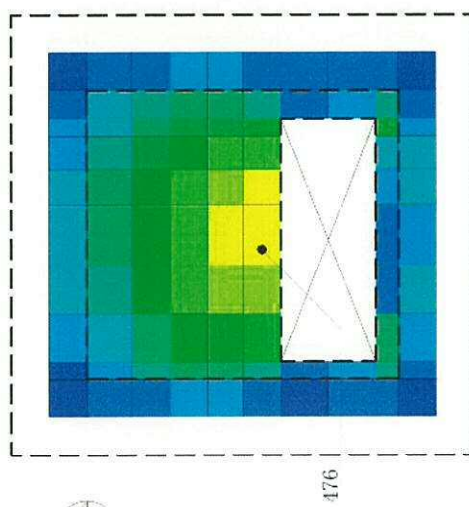
部材	検討条件			曲げモーメント (kN・m/m)		せん断力 (kN/m)		
				Mx (東西方向)	My (南北方向)	Qx (東西方向)	Qy (南北方向)	Qd $=\sqrt{(Qx^2+Qy^2)}$
頂版	①S _s -22 東西方向加振	単純支持	最大	476	218	316	-65	323
			最小	—	—			
	①S _s -D1 (H+, V-) 南北方向加振	単純支持	最大	473	216	314	-65	321
			最小	—	—			
中床版 (B1F)	①S _s -22 東西方向加振	単純支持	最大	521	488	169	-227	283
			最小	—	—			
	①S _s -D1 (H+, V-) 南北方向加振	単純支持	最大	519	486	168	-226	282
			最小	—	—			
中床版 (B2F)	①S _s -22 東西方向加振	単純支持	最大	520	481	-96	-94	134
			最小	—	—			
	①S _s -D1 (H+, V-) 南北方向加振	単純支持	最大	520	481	-96	-94	134
			最小	—	—			
中床版 (B3F)	①S _s -22 東西方向加振	単純支持	最大	571	528	-105	-103	147
			最小	—	—			
	①S _s -D1 (H+, V-) 南北方向加振	単純支持	最大	571	528	-105	-103	147
			最小	—	—			
底版	①S _s -D1 (H+, V-) 東西方向加振	単純支持	最大	—	—	898	879	1257
			最小	-4166	-3765			
	①S _s -D1 (H-, V-) 南北方向加振	単純支持	最大	—	—	886	-897	1261
			最小	-4182	-3794			



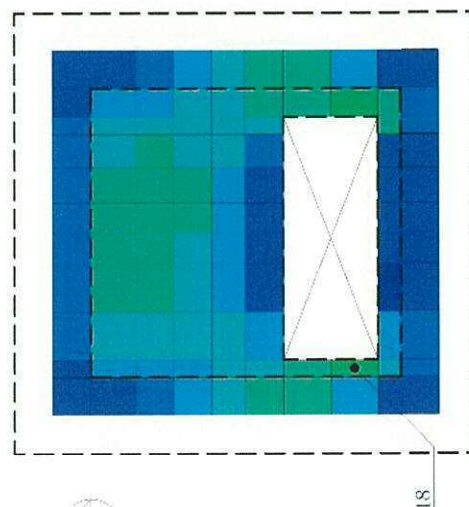
せん断力 Q_x (kN/m)



せん断力 Q_y (kN/m)

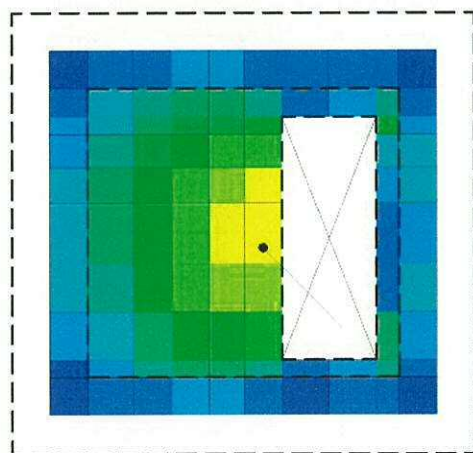
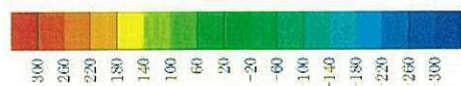


曲げモーメント M_x (kN·m/m)

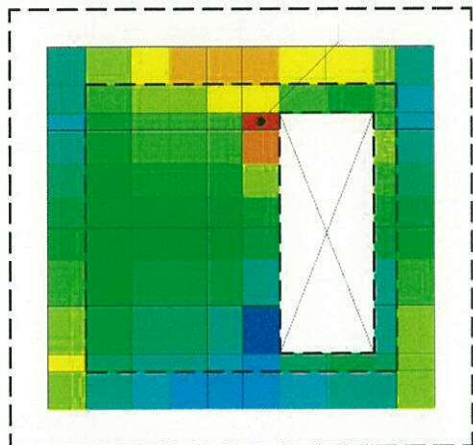
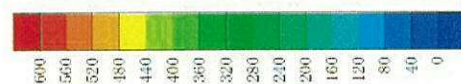


曲げモーメント M_y (kN·m/m)

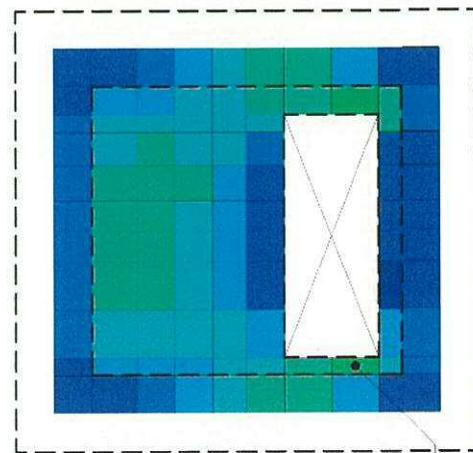
図 12.4-32 (1) 頂版の地震時断面力図 (東西方向加振時) (単純支持)



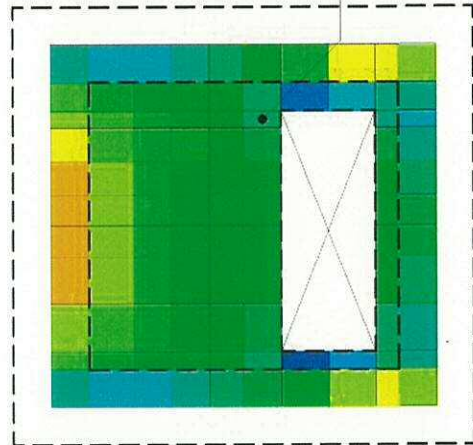
曲げモーメント M_x (kN・m/m)



せん断力 Q_x (kN/m)



曲げモーメント M_y (kN・m/m)



せん断力 Q_y (kN/m)

図 12.4-32 (2) 頂版の地震時断面力図 (南北方向加振時) (単純支持)

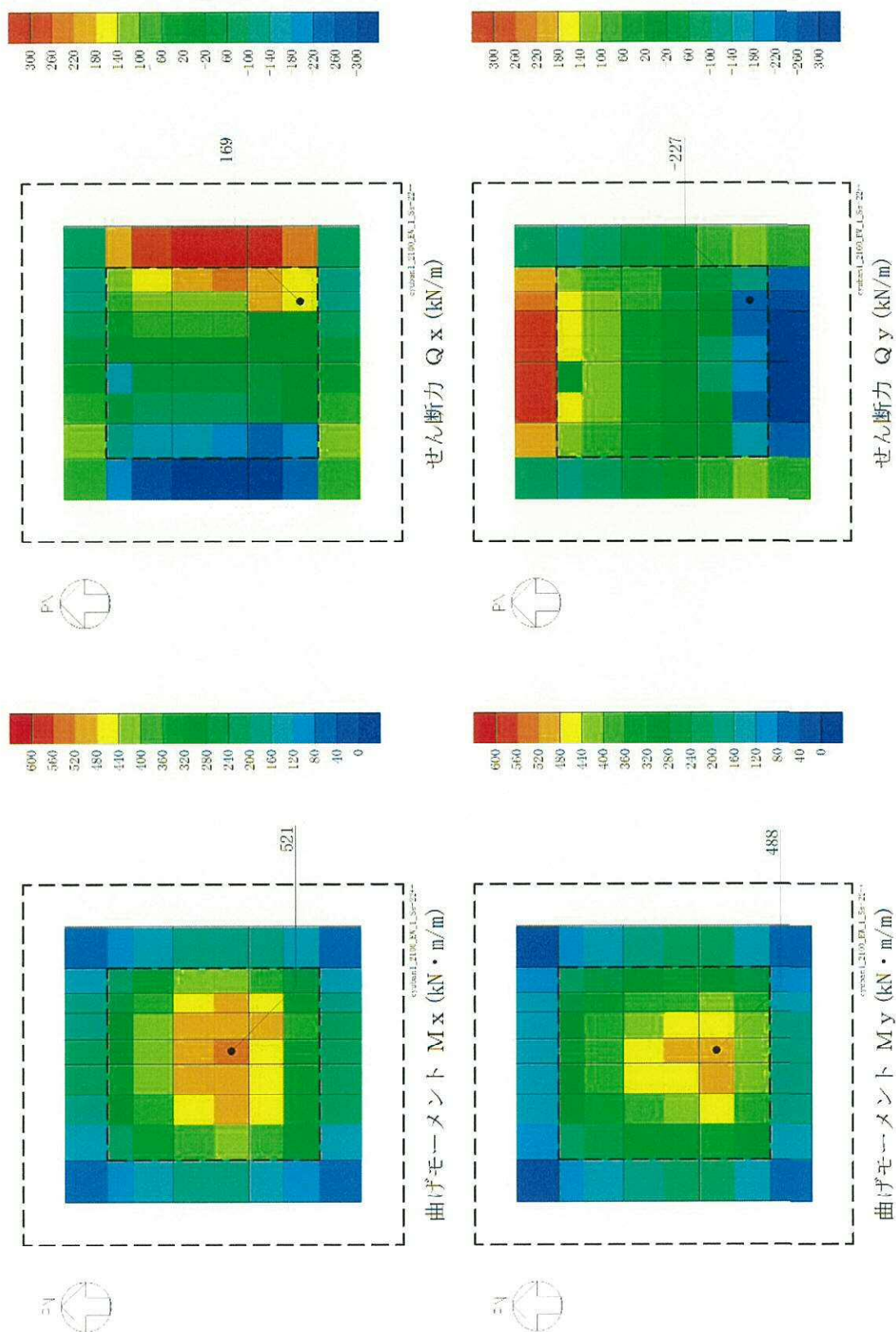


図 12.4-33 (1) 中床版(B1F)の地震時断面力図(東西方向加振時)(単純支持)

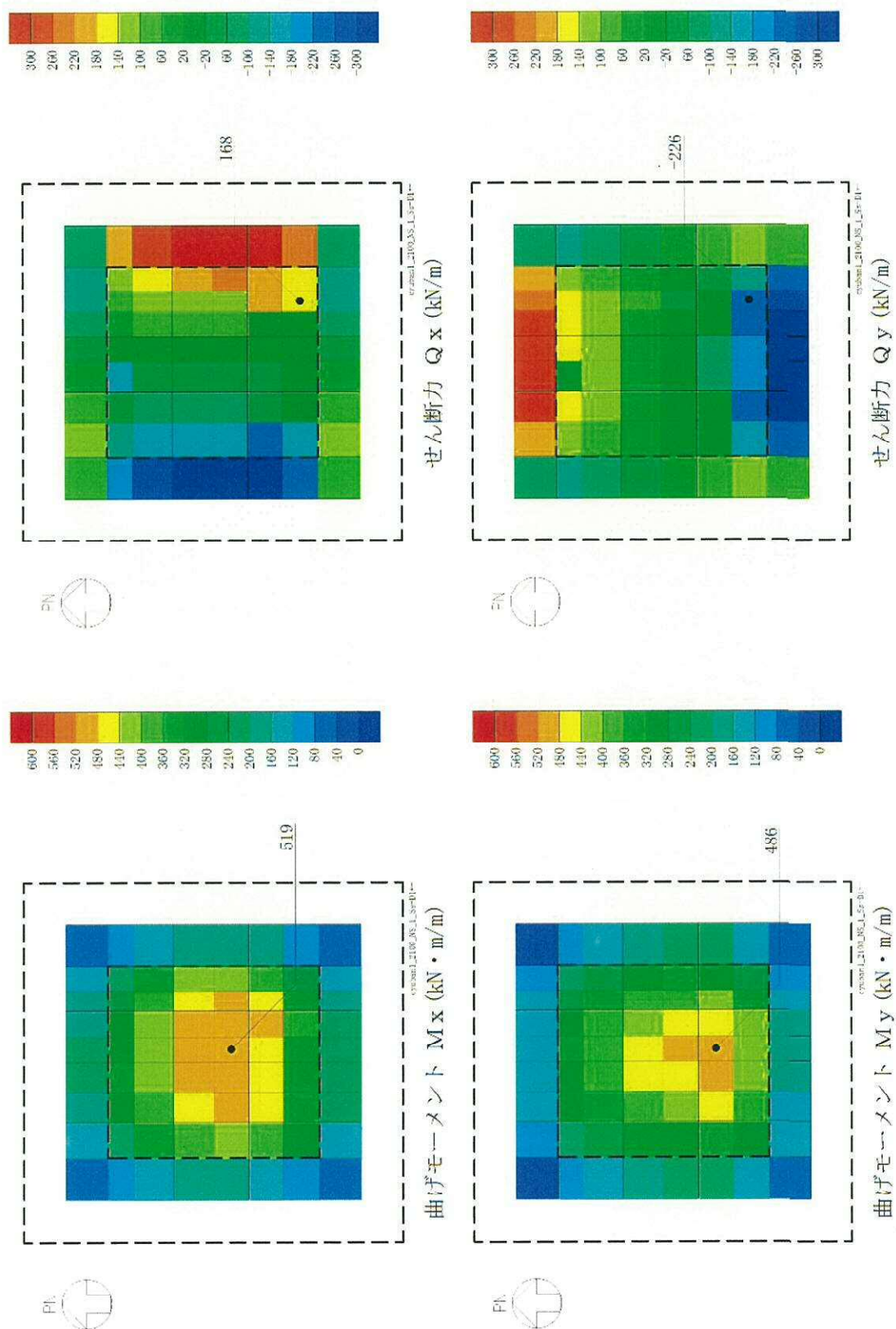


図 12.4-33 (2) 中床版 (B 1 F) の地震時断面力図 (南北方向加振時) (単純支持)

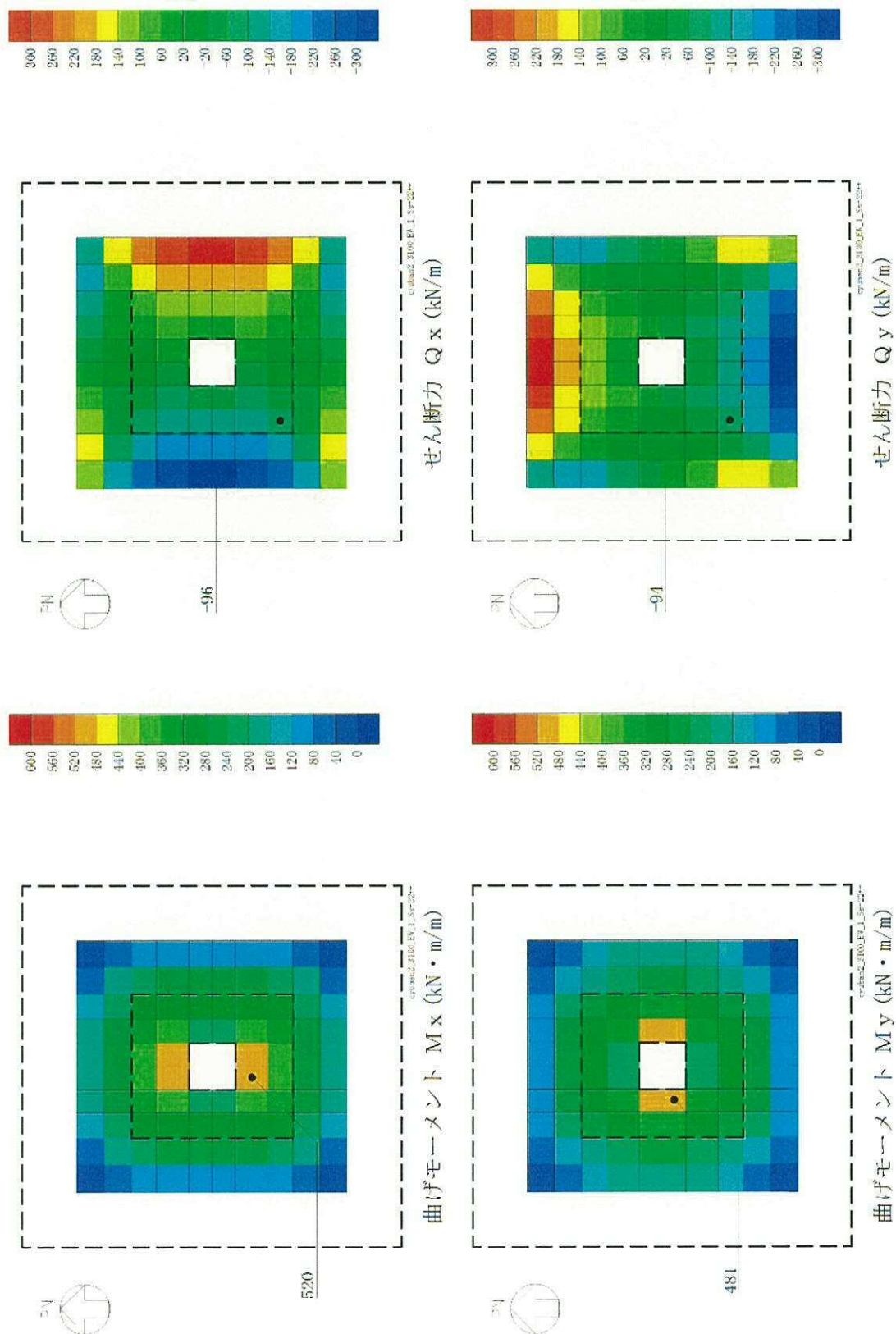


図 12.4-34 (1) 中床版 (B 2 F) の地震時断面力図 (東西方向加振時) (単純支持)

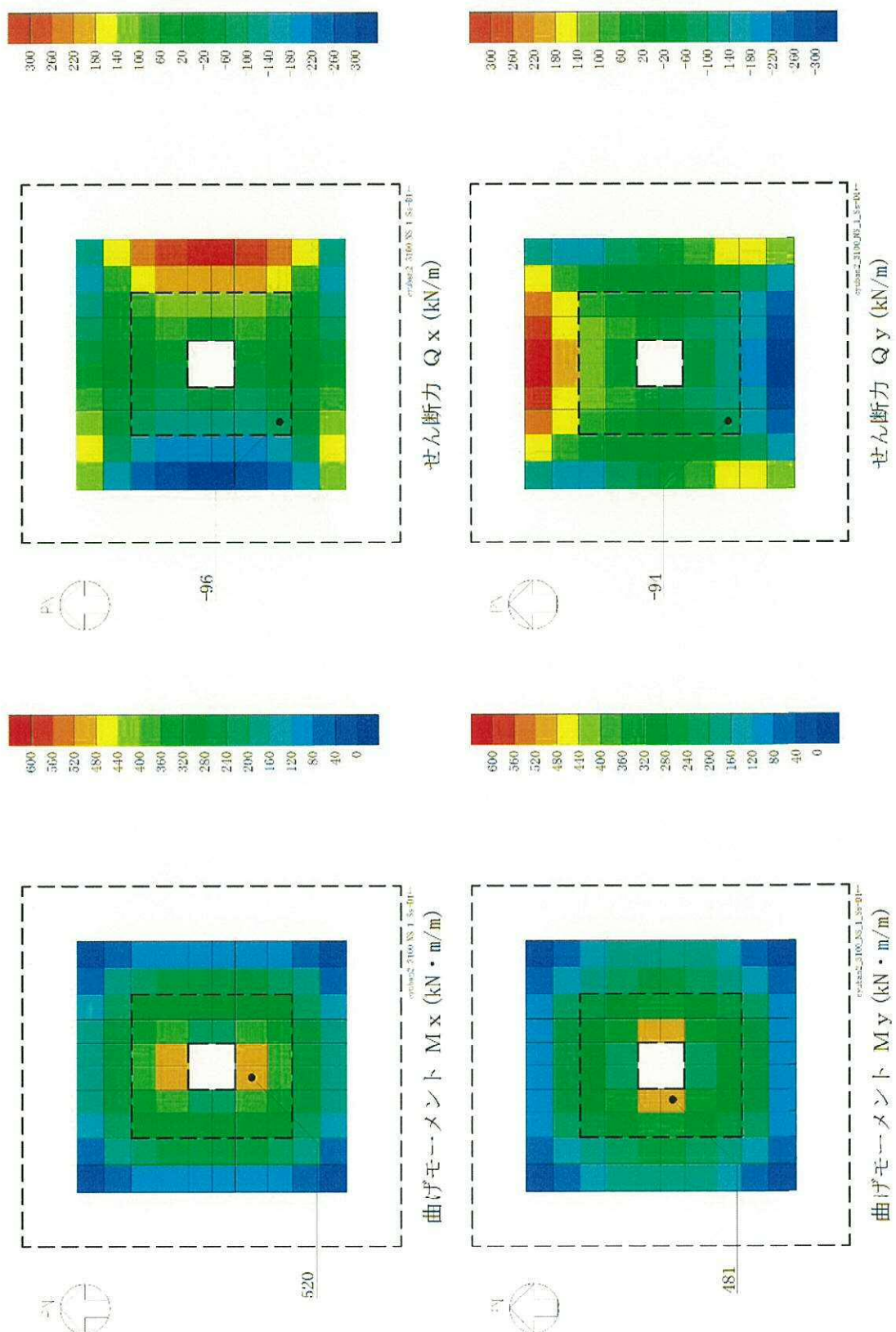


図 12.4-34 (2) 中床版(B 2 F)の地震時断面力図 (南北方向加振時) (単純支持)

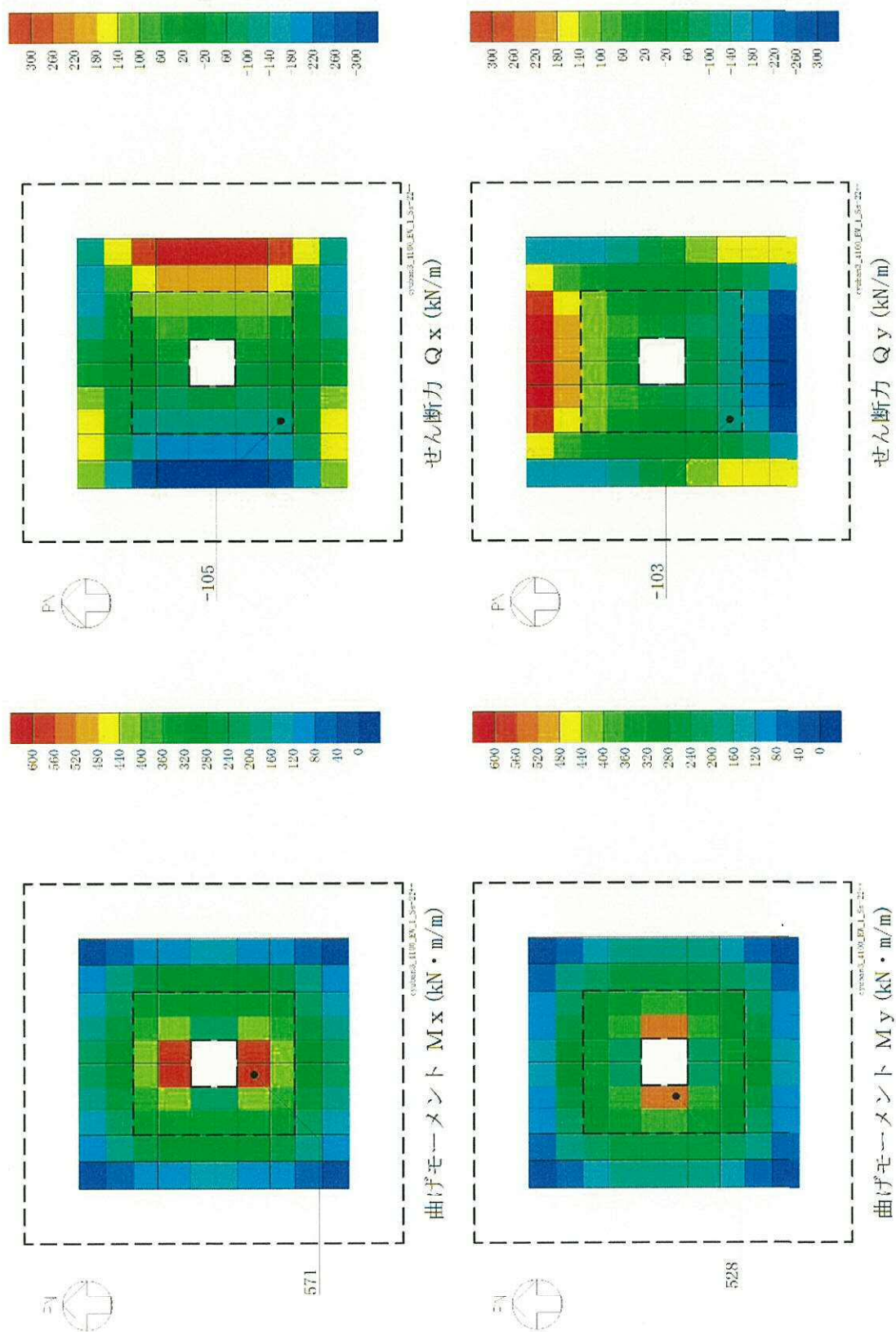


図 12.4-35 (1) 中床版 (B 3 F) の地震時断面力図 (東西方向加振時) (単純支持)

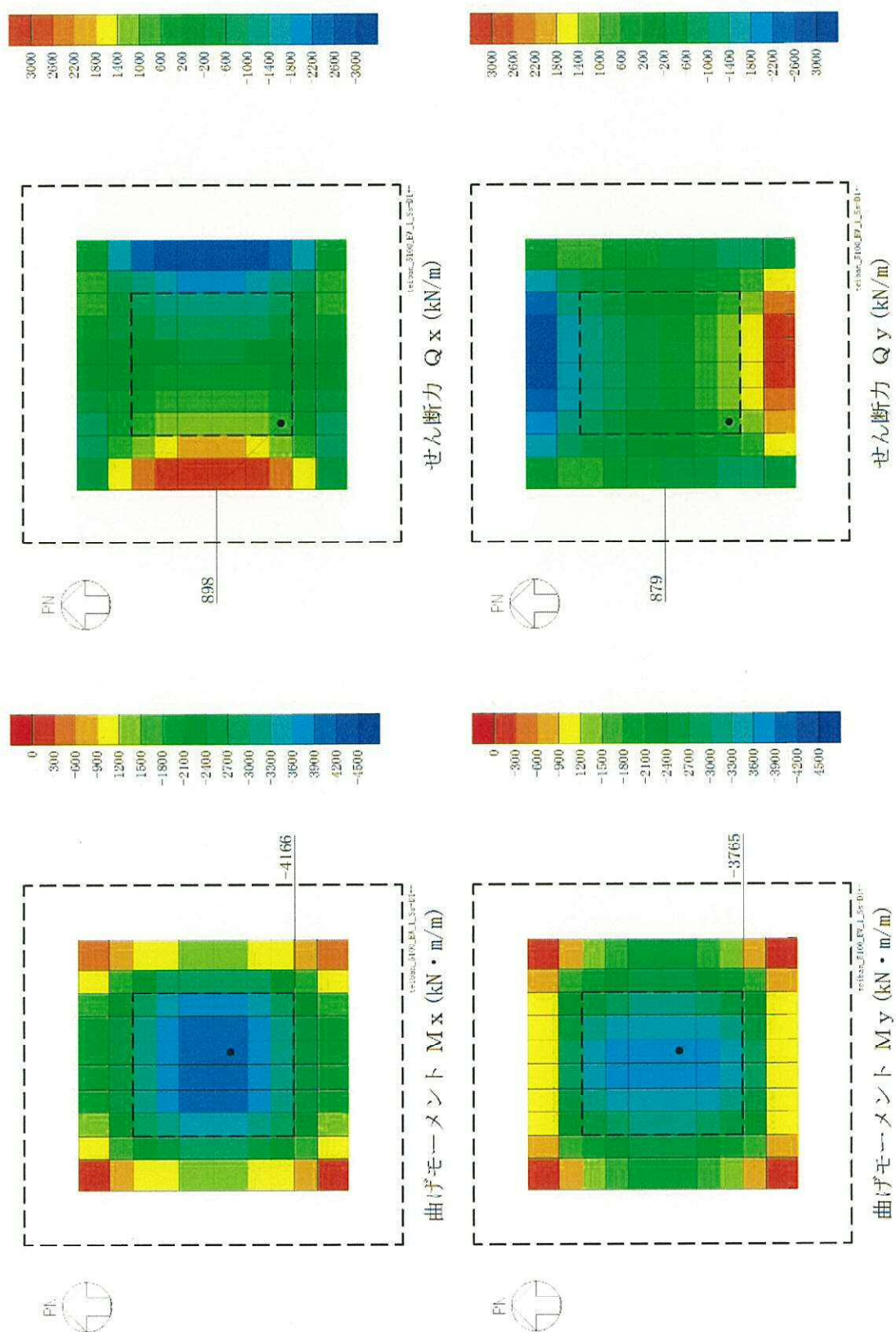
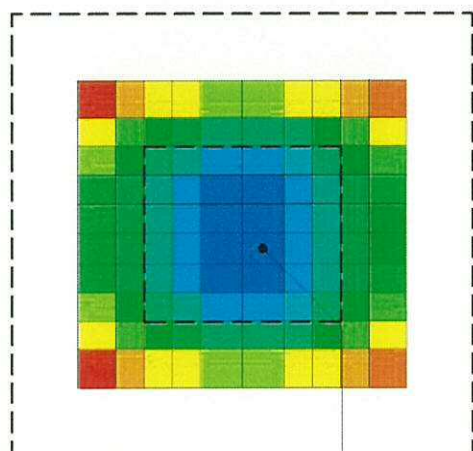
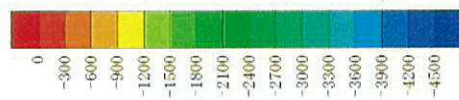
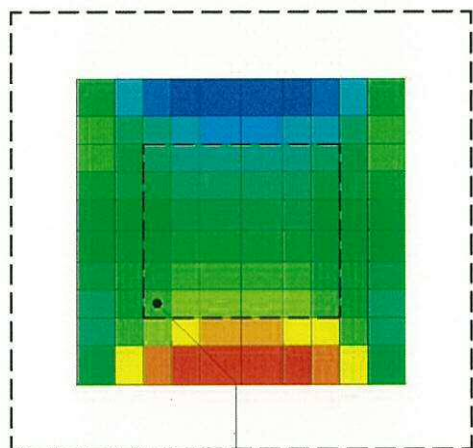
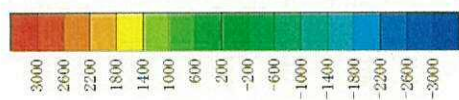
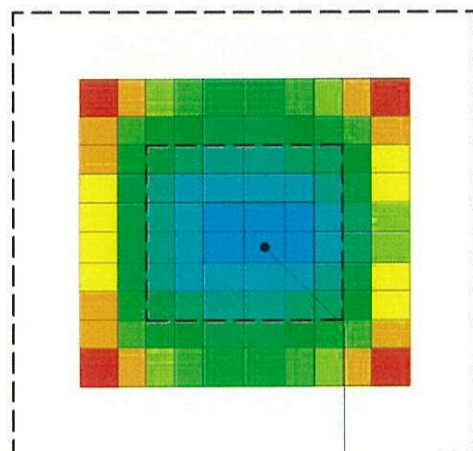
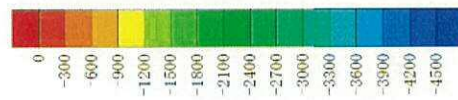
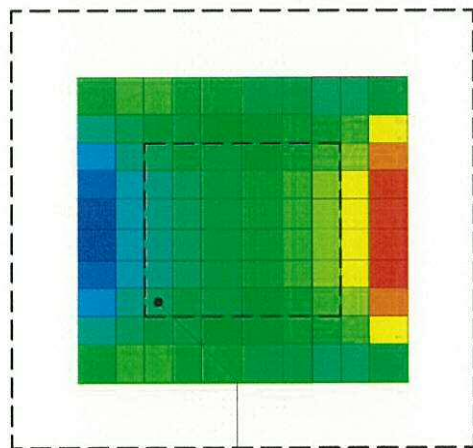
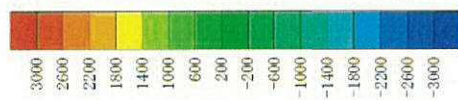


図 12.4-36 (1) 底版の地震時断面力図 (東西方向加振時) (単純支持)



せん断力 Q_x (kN/m)



せん断力 Q_y (kN/m)

図 12. 4-36 (2) 底版の地震時断面力図 (南北方向加振時) (単純支持)

(3) 版部材の曲げモーメントに対する評価結果

表 12.4-26 及び表 12.4-27 に版部材の曲げモーメントに対する照査結果を示す。

許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は照査対象要素中で最大となる値を示している。なお、曲げモーメントに対する照査は、部材端部に生じる断面力を包括可能とするため、モデル化範囲内の全要素を照査対象として行う。

以上より、版部材の曲げモーメントによる発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

図 12.4-37 に概略配筋図を、表 12.4-28 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 12.4-26 版部材のコンクリートの曲げモーメントに対する照査結果

評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生 曲げ モーメント (kN・m)	圧縮 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}	地震波
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)						
頂版	東西方向	1000	2000	1750	D51 ϕ 200 (SD490)	476	0.89	21.0	0.05	①S ₁ -22 東西方向加振
	南北方向	1000	2000	1750	D51 ϕ 200 (SD490)	218	0.41	21.0	0.02	①S ₁ -22 東西方向加振
中床版 (B1F)	東西方向	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD345)	521	0.80	21.0	0.04	①S ₁ -22 東西方向加振
	南北方向	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD345)	488	0.75	21.0	0.04	①S ₁ -22 東西方向加振
中床版 (B2F)	東西方向	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD345)	520	0.79	21.0	0.04	①S ₁ -22 東西方向加振
	南北方向	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD345)	481	0.73	21.0	0.04	①S ₁ -22 東西方向加振
中床版 (B3F)	東西方向	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD345)	571	0.87	21.0	0.05	①S ₁ -22 東西方向加振
	南北方向	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD345)	528	0.81	21.0	0.04	①S ₁ -22 東西方向加振
底版	東西方向	1000	3000	2650	2-D51 ϕ 200 (SD490)	-4182	2.88	21.0	0.14	①S ₁ -D1 (H-, V-) 南北方向加振
	南北方向	1000	3000	2650	2-D51 ϕ 200 (SD490)	-3794	2.61	21.0	0.13	①S ₁ -D1 (H-, V-) 南北方向加振

表 12.4-27 版部材の鉄筋の曲げモーメントに対する照査結果

評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生 曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	引張 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}	地震波
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)						
頂版	東西方向	1000	2000	1750	D510200 (SD490)	476	31	435	0.08	①S ₁ -22 東西方向加振
	南北方向	1000	2000	1750	D510200 (SD490)	218	14	435	0.04	①S ₁ -22 東西方向加振
中床版 (B 1 F)	東西方向	1000	2000	1650	2-D510200 (SD345)	521	21	294	0.08	①S ₁ -22 東西方向加振
	南北方向	1000	2000	1650	2-D510200 (SD345)	488	19	294	0.07	①S ₁ -22 東西方向加振
中床版 (B 2 F)	東西方向	1000	2000	1650	2-D510200 (SD345)	520	20	294	0.07	①S ₁ -22 東西方向加振
	南北方向	1000	2000	1650	2-D510200 (SD345)	481	19	294	0.07	①S ₁ -22 東西方向加振
中床版 (B 3 F)	東西方向	1000	2000	1650	2-D510200 (SD345)	571	22	294	0.08	①S ₁ -22 東西方向加振
	南北方向	1000	2000	1650	2-D510200 (SD345)	528	21	294	0.08	①S ₁ -22 東西方向加振
底版	東西方向	1000	3000	2650	2-D510200 (SD490)	-4182	93	435	0.22	①S ₁ -D1 (H-, V-) 南北方向加振
	南北方向	1000	3000	2650	2-D510200 (SD490)	-3794	85	435	0.20	①S ₁ -D1 (H-, V-) 南北方向加振

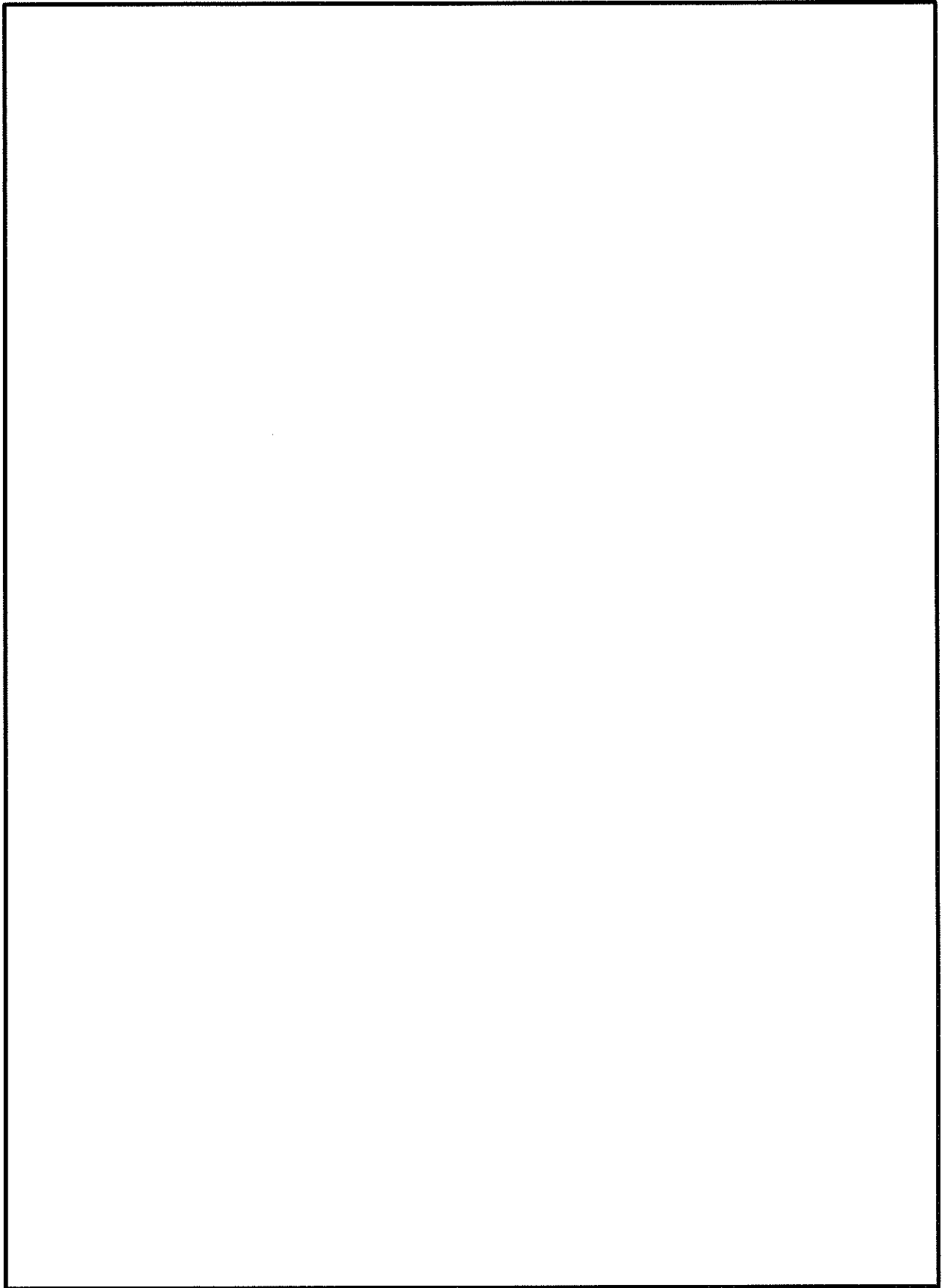


図 12.4-37 (1) 概略配筋図 (東西方向)

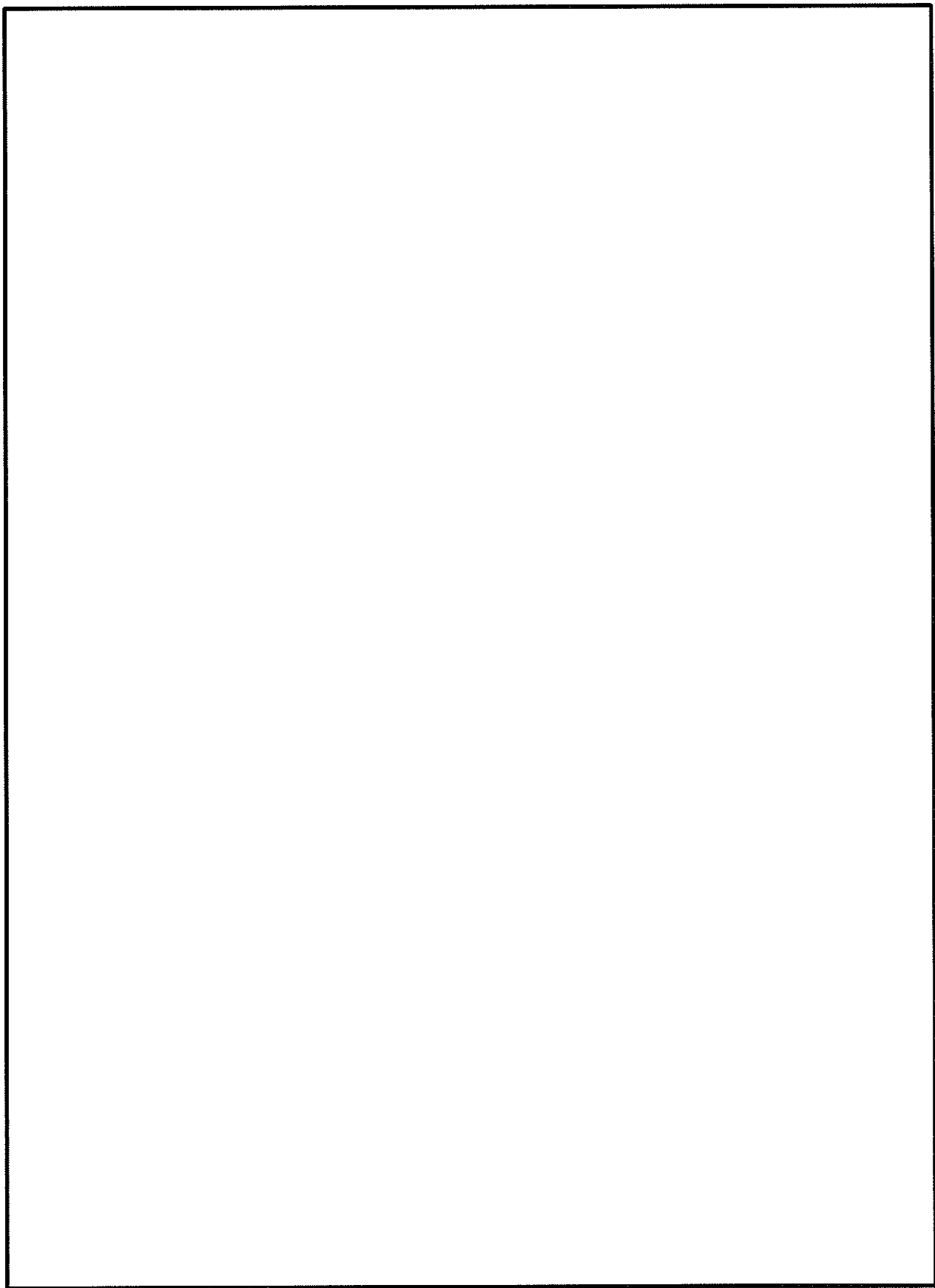


图 12.4—37 (2) 概略配筋图 (南北方向)

表 12.4-28 (1) 版部材の東西方向の断面諸元一覧表 (曲げモーメントに対する評価)

部位	断面性状		主鉄筋				
	部材幅	部材高さ	鉄筋種別	位置	径	間隔	鉄筋量
	b (mm)	h (mm)	()	d (mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)
頂版	1000	2000	SD490	250	D51	200	10135.0
			SD490	1750	D51	200	10135.0
中床版(B 1 F)	1000	2000	SD345	250	D51	200	10135.0
			SD345	450	D51	200	10135.0
			SD345	1550	D51	200	10135.0
			SD345	1750	D51	200	10135.0
中床版(B 2 F)	1000	2000	SD345	250	D51	200	10135.0
			SD345	450	D51	200	10135.0
			SD345	1550	D51	200	10135.0
			SD345	1750	D51	200	10135.0
中床版(B 3 F)	1000	2000	SD345	250	D51	200	10135.0
			SD345	450	D51	200	10135.0
			SD345	1550	D51	200	10135.0
			SD345	1750	D51	200	10135.0
底版	1000	3000	SD490	250	D51	200	10135.0
			SD490	450	D51	200	10135.0
			SD490	2550	D51	200	10135.0
			SD490	2750	D51	200	10135.0

表 12.4-28 (2) 版部材の南北方向の断面諸元一覧表 (曲げモーメントに対する評価)

部位	断面性状		主鉄筋				
	部材幅	部材高さ	鉄筋種別	位置	径	間隔	鉄筋量
	b (mm)	h (mm)	()	d (mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)
頂版	1000	2000	SD490	250	D51	200	10135.0
			SD490	1750	D51	200	10135.0
中床版(B 1 F)	1000	2000	SD345	250	D51	200	10135.0
			SD345	450	D51	200	10135.0
			SD345	1550	D51	200	10135.0
			SD345	1750	D51	200	10135.0
中床版(B 2 F)	1000	2000	SD345	250	D51	200	10135.0
			SD345	450	D51	200	10135.0
			SD345	1550	D51	200	10135.0
			SD345	1750	D51	200	10135.0
中床版(B 3 F)	1000	2000	SD345	250	D51	200	10135.0
			SD345	450	D51	200	10135.0
			SD345	1550	D51	200	10135.0
			SD345	1750	D51	200	10135.0
底版	1000	3000	SD490	250	D51	200	10135.0
			SD490	450	D51	200	10135.0
			SD490	2550	D51	200	10135.0
			SD490	2750	D51	200	10135.0

(4) 版部材のせん断力に対する評価結果

表 12.4-29 にせん断力に対する照査結果を示す。なお、せん断力に対する照査は、部材端から $H/2$ (H : 部材高) を包括可能とするため、内空部分の要素を照査対象とする。

許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度 (τ) が許容せん断応力度 (τ_{a1}) 以下であること、又はコンクリートの負担するせん断力 (V_c) と、斜め引張鉄筋の負担するせん断力 (V_s) を合わせた許容せん断力 (V_a) が発生せん断力 (V) 以上であることを確認した ($V_a = V_c + V_s \geq V$)。なお、発生断面力は照査対象要素中で最大となる値を示している。

以上より、鉛直断面の発生せん断応力度、又は発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

図 12.4-38 に概略配筋図を、表 12.4-30 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 12.4-29 版部材のせん断力に対する照査結果

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容 せん断力 V_a (kN)	照査値 V / V_a	地震波
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)								
頂版	1000	2000	1750	D22@400×400 (SD345)	323	0.213	0.825	0.26	1710	0.19	Ⓢ ₁ -22 東西方向加振
中床版 (B1F)	1000	2000	1650	D25@200×400 (SD345)	283	0.198	0.825	0.24	3263	0.09	Ⓢ ₁ -22 東西方向加振
中床版 (B2F)	1000	2000	1650	D29@200×400 (SD345)	134	0.094	0.825	0.12	3979	0.04	Ⓢ ₁ -22 東西方向加振
中床版 (B3F)	1000	2000	1650	D25@200×400 (SD345)	147	0.103	0.825	0.13	3263	0.05	Ⓢ ₁ -22 東西方向加振
底版	1000	3000	2650	D25@400×400 (SD345)	1261	0.548	0.825	0.67	3096	0.41	Ⓢ ₁ -D1 (H-, V-) 東西方向加振

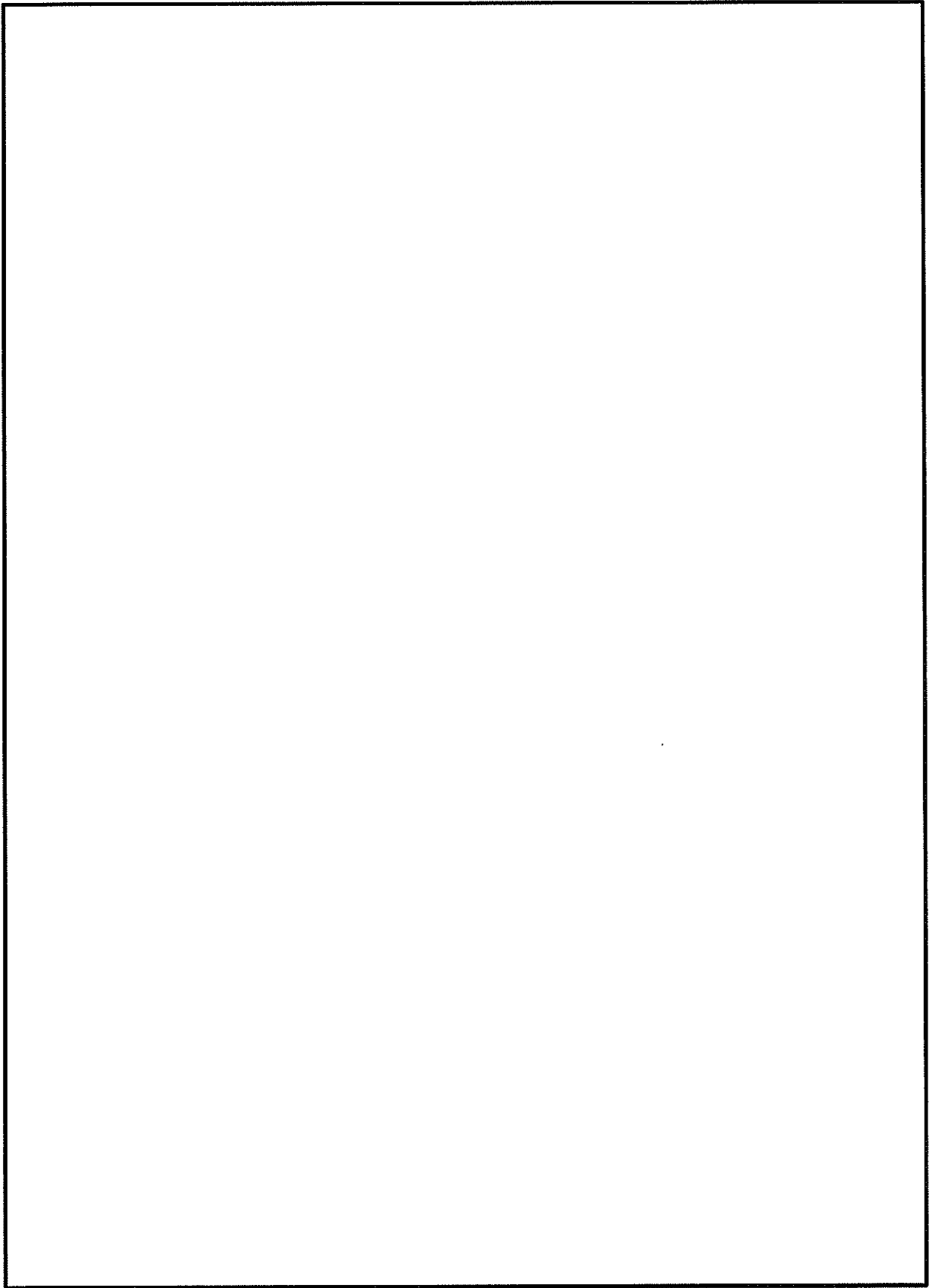


図 12.4-38 (1) 概略配筋図 (東西方向)

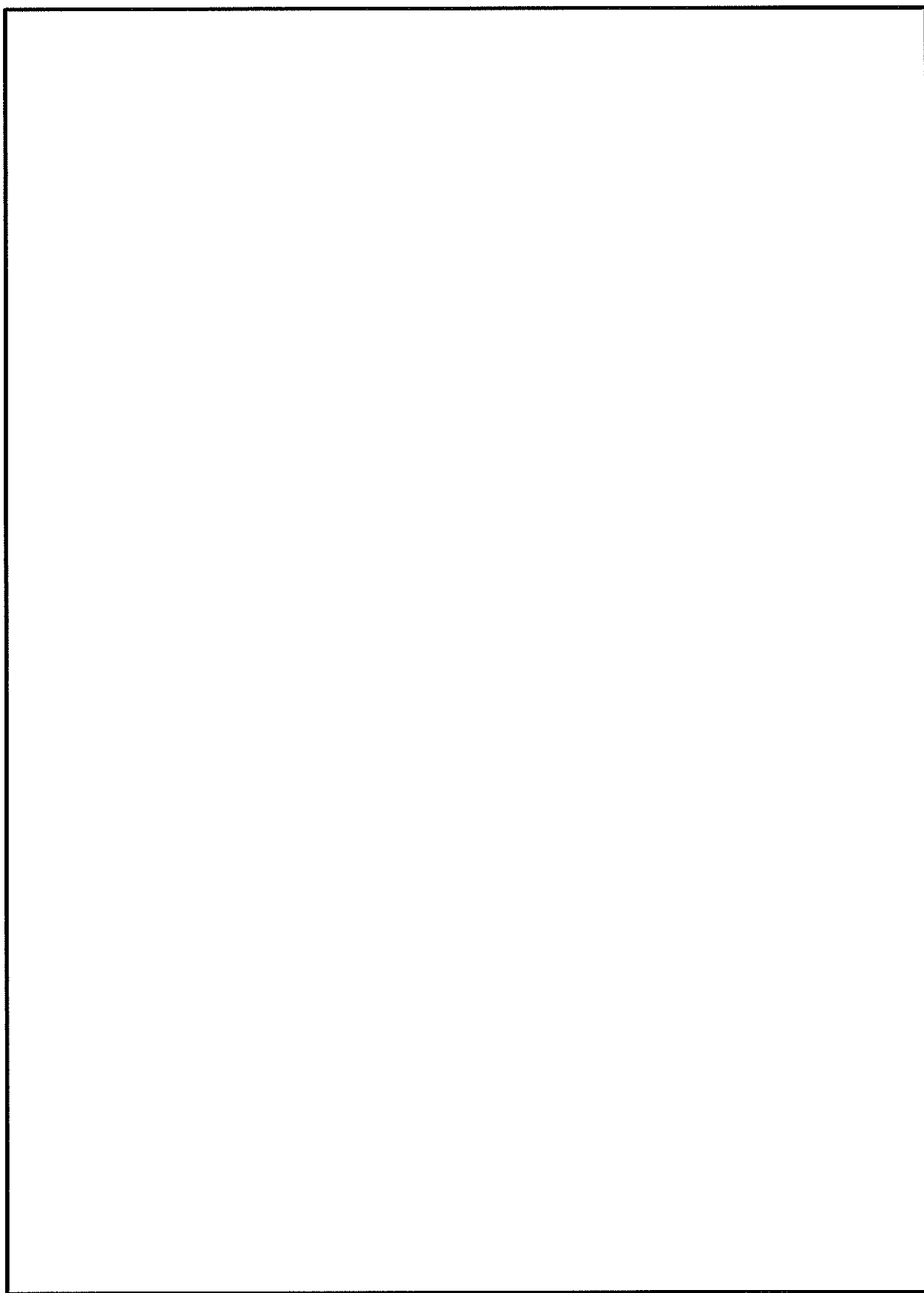


图 12.4-38 (2) 概略配筋图 (南北方向)

表 12.4-30 (1) 版部材の東西方向の断面諸元一覧表 (せん断力に対する評価)

部位	断面性状			せん断補強筋				
	腹部幅 bw (mm)	部材高さ h (mm)	有効高さ d (mm)	鉄筋 種別 ()	径 (mm)	間隔 (横断方向) (mm)	鉄筋量 (mm ²)	間隔 (軸方向) (mm)
頂版	1000	2000	1750	SD345	D22	400	967.8	400
中床版(B 1 F)	1000	2000	1650	SD345	D25	200	2533.5	400
中床版(B 2 F)	1000	2000	1650	SD345	D29	200	3212.0	400
中床版(B 3 F)	1000	2000	1650	SD345	D25	200	2533.5	400
底版	1000	3000	2650	SD345	D25	400	1266.8	400

表 12.4-30 (2) 版部材の南北方向の断面諸元一覧表 (せん断力に対する評価)

部位	断面性状			せん断補強筋				
	腹部幅 bw (mm)	部材高さ h (mm)	有効高さ d (mm)	鉄筋 種別 ()	径 (mm)	間隔 (横断方向) (mm)	鉄筋量 (mm ²)	間隔 (軸方向) (mm)
頂版	1000	2000	1750	SD345	D22	400	967.8	400
中床版(B 1 F)	1000	2000	1650	SD345	D25	200	2533.5	400
中床版(B 2 F)	1000	2000	1650	SD345	D29	200	3212.0	400
中床版(B 3 F)	1000	2000	1650	SD345	D25	200	2533.5	400
底版	1000	3000	2650	SD345	D25	400	1266.8	400

12.4.5 版部材が側壁を固定することによる隅角部の評価

(1) 設計荷重の設定

版部材が側壁を固定することによる隅角部の評価のうち、版部材を支持点として側壁に生じる断面力を算定するための設計荷重を設定する。版部材が側壁を固定することによる隅角部の評価は「12.4.2 鉛直断面に対する耐震評価結果」において、鉛直方向の照査が最も厳しいケースにおいて実施することとし、東西方向断面においては、④ S_s-D1 (H-, V-)，南北方向断面においては、④ S_s-D1 (H+, V+) をそれぞれ選定する。隅角部の照査に用いる荷重値の一覧を表 12.4-31 に示す。

なお、地盤反力の抽出に当たっては、部材の評価位置をB1F (一般部)，B1F (開口部)，B2F，B3F，B4Fに区分し、各区間において、区間内の地盤反力の合力が最大となる時刻の地盤反力分布を用いる。

表 12.4-31 (1) 隅角部の照査に用いる荷重値の一覧 (東西方向断面)

				地震応答解析応答値	時刻	地震動
東西方向断面	側壁 両端 固定梁	B1F (一般部)	最大地盤反力 (区間内合力)	294 kN/m	44.32 s	④ S_s-D1 (H-, V-)
		B1F (開口部)	最大地盤反力 (区間内合力)	793 kN/m	44.31 s	
		B2F	最大地盤反力 (区間内合力)	2576 kN/m	44.31 s	
		B3F	最大地盤反力 (区間内合力)	2384 kN/m	22.63 s	
		B4F	最大地盤反力 (区間内合力)	9089 kN/m	44.31 s	
	版部材 (固定支持)	頂版	最大鉛直加速度	3.34 m/s ²	44.31 s	
		中床版 (B1F)	最大鉛直加速度	3.33 m/s ²	44.31 s	
		中床版 (B2F)	最大鉛直加速度	3.30 m/s ²	44.31 s	
		中床版 (B3F)	最大鉛直加速度	3.28 m/s ²	44.31 s	
		底版	最大地盤反力 (区間内合力)	5896 kN/m	44.32 s	

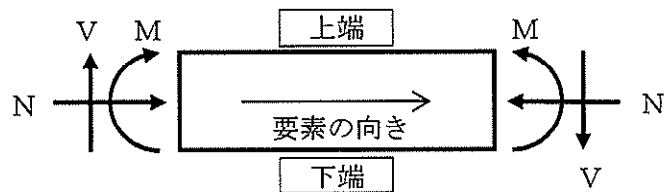
表 12.4-31 (2) 隅角部の照査に用いる荷重値の一覧 (東西方向断面)

				地震応答解析応答値	時刻	地震動
南北 方向 断面	側壁 両端 固定梁	B 1 F (一般部)	最大地盤反力 (区間内合力)	314 kN/m	54.00 s	④ S_s-D1 (H+, V+)
		B 1 F (開口部)	最大地盤反力 (区間内合力)	769 kN/m	53.99 s	
		B 2 F	最大地盤反力 (区間内合力)	2341 kN/m	22.84 s	
		B 3 F	最大地盤反力 (区間内合力)	2281 kN/m	44.70 s	
		B 4 F	最大地盤反力 (区間内合力)	8887 kN/m	53.99 s	
	版部材 (固定支持)	頂版	最大鉛直加速度	3.34 m/s^2	41.23 s	
		中床版 (B 1 F)	最大鉛直加速度	3.33 m/s^2	41.23 s	
		中床版 (B 2 F)	最大鉛直加速度	3.31 m/s^2	41.23 s	
		中床版 (B 3 F)	最大鉛直加速度	3.29 m/s^2	41.23 s	
		底版	最大地盤反力 (区間内合力)	6179 kN/m	41.24 s	

(2) 地震時断面力図

静的フレーム解析により算出した版部材を支持点として側壁に生じる断面力の算出結果を以下に示す。図 12.4-39 に静的フレーム解析における断面力の方向，図 12.4-40 に線形はり要素の方向をそれぞれ示す。

静的フレーム解析により求められた断面力図（曲げモーメント）を図 12.4-41 に示す。



記号の説明 曲げモーメント : M

応力の符号 曲げモーメント (M) 正：上端が圧縮となる曲げモーメント

負：上端が引張となる曲げモーメント

図 12.4-39 断面力の方向（静的フレーム解析，線形はり要素）

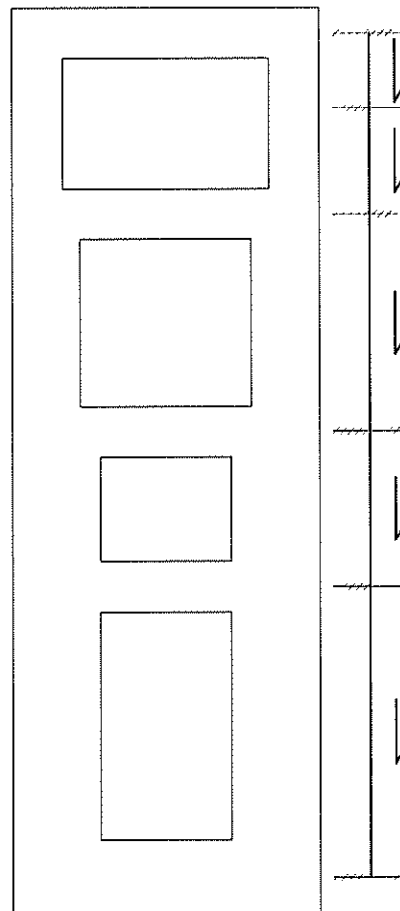
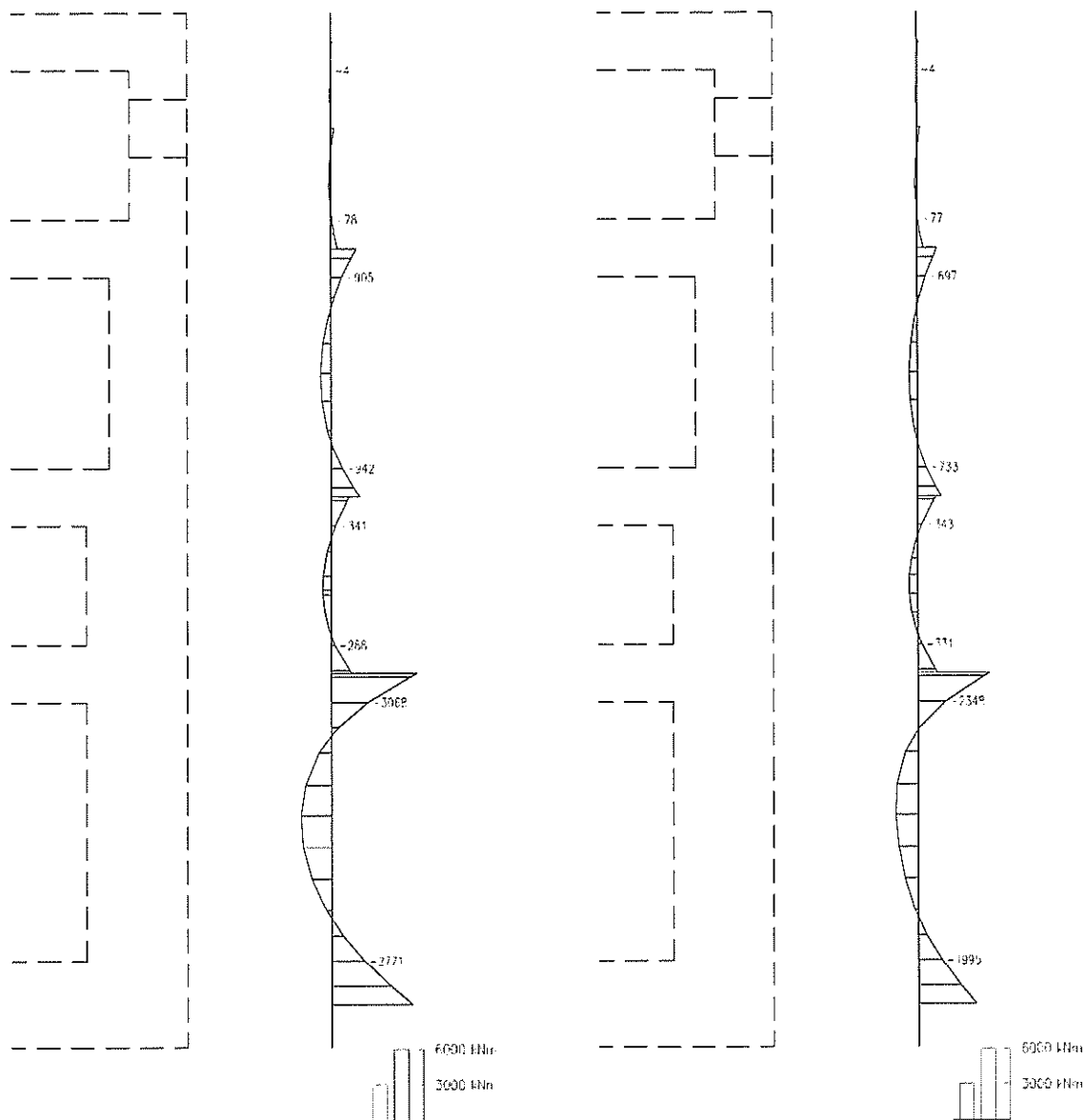


図 12.4-40 はり要素の方向



曲げモーメント (kN・m/m)

(1) 東西方向断面

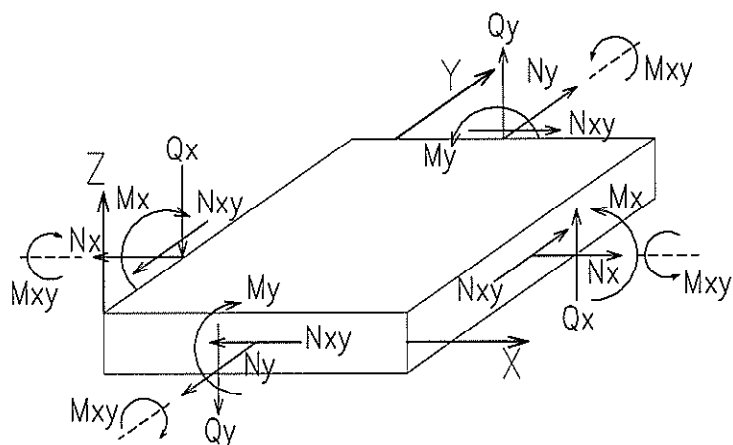
曲げモーメント (kN・m/m)

(2) 南北方向断面

図 12.4-41 最大地盤反力による版部材を支持点とする側壁の地震時断面力

版部材が側壁を固定することによる隅角部の評価のうち、側壁軸線位置を支持点として版部材に生じる断面力分布図を図 12.4-44 に示す。版部材に生じる断面力の算出は「12.3.3 版部材の設計」に用いる静的線形シェル解析モデルを用いる。ただし、境界条件は固定支持とする。

静的線形シェル解析における各要素の断面力の方向を図 12.4-42 に、各シェルの要素の方向を図 12.4-43 にそれぞれ示す。



記号の説明	曲げモーメント	M_x : 東西方向の曲げモーメント
		M_y : 南北方向の曲げモーメント
応力の符号	曲げモーメント (M)	正 : 上端が圧縮となる曲げモーメント
		負 : 上端が引張となる曲げモーメント

図 12.4-42 断面力の方向（版解析，線形シェル要素）

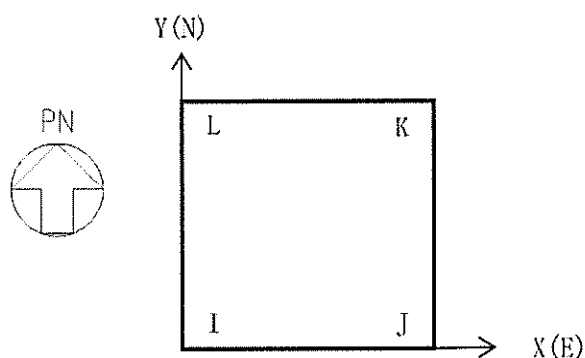
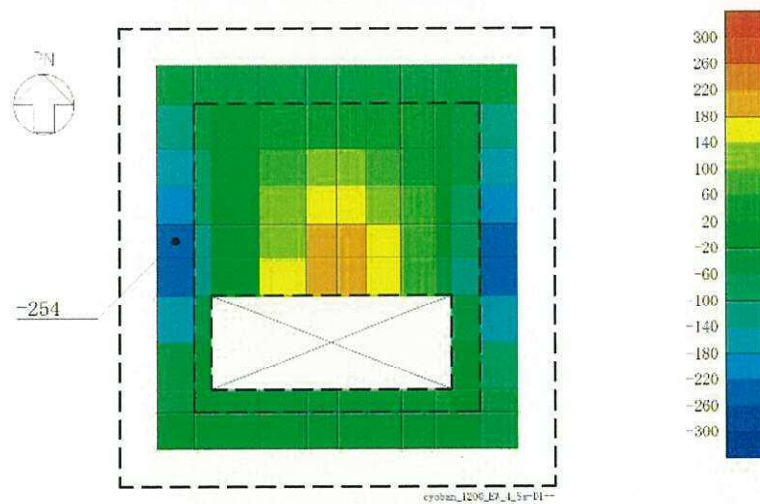
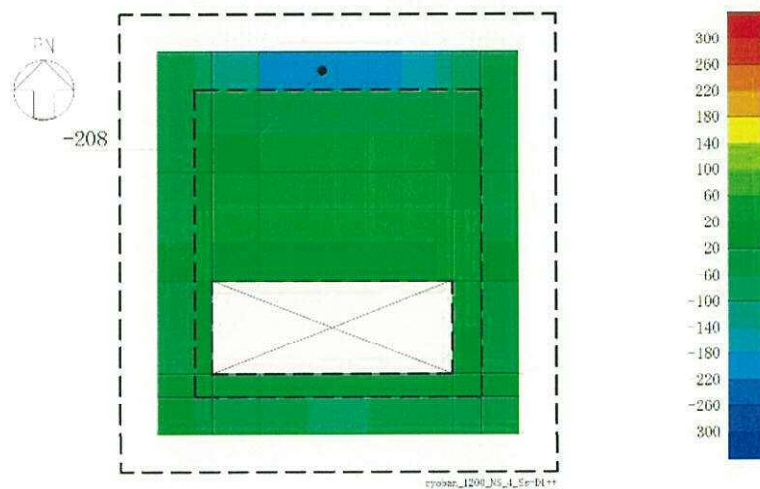


図 12.4-43 シェル要素の方向



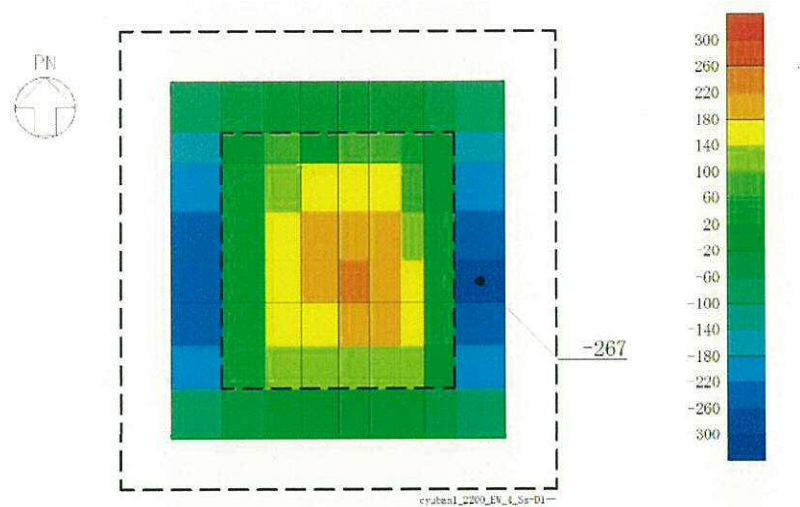
曲げモーメント M_x (kN・m/m)

図 12.4-44 (1) 頂版の地震時断面力図（東西方向断面）（固定支持）



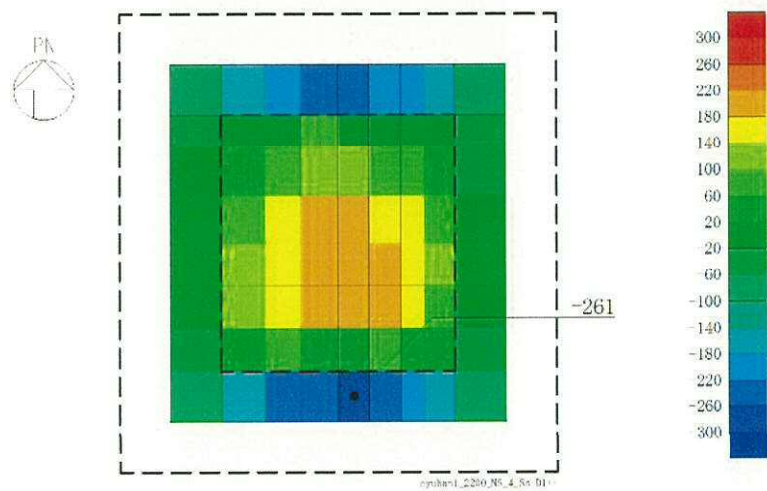
曲げモーメント M_y (kN・m/m)

図 12.4-44 (2) 頂版の地震時断面力図（南北方向断面）（固定支持）



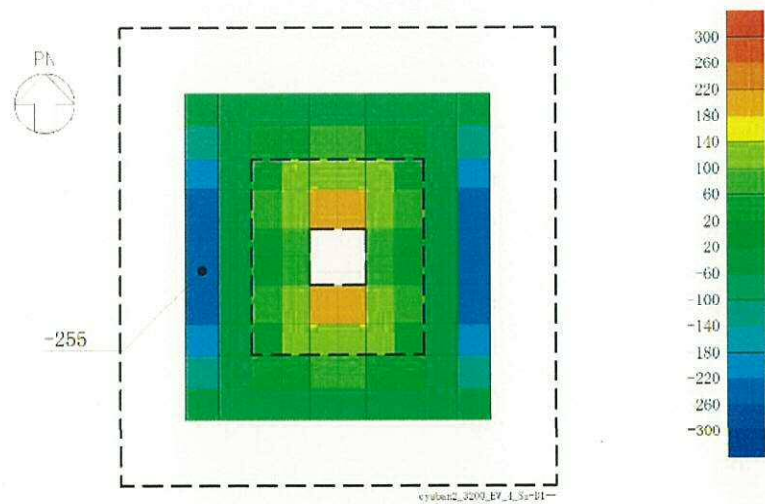
曲げモーメント M_x (kN・m/m)

図 12.4-44 (3) 中床版(B 1 F)の地震時断面力図 (東西方向断面) (固定支持)



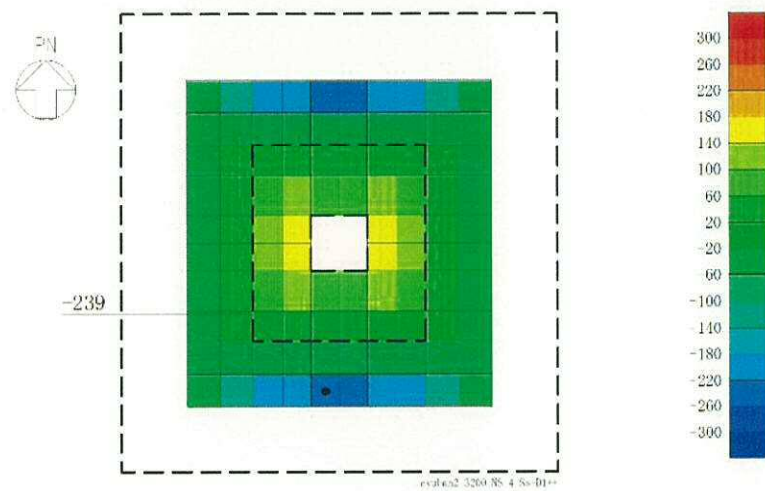
曲げモーメント M_y (kN・m/m)

図 12.4-44 (4) 中床版(B 1 F)の地震時断面力図 (南北方向断面) (固定支持)



曲げモーメント M_x (kN・m/m)

図 12.4-44 (5) 中床版(B2F)の地震時断面力図(東西方向断面) (固定支持)



曲げモーメント M_y (kN・m/m)

図 12.4-44 (6) 中床版(B2F)の地震時断面力図(南北方向断面) (固定支持)

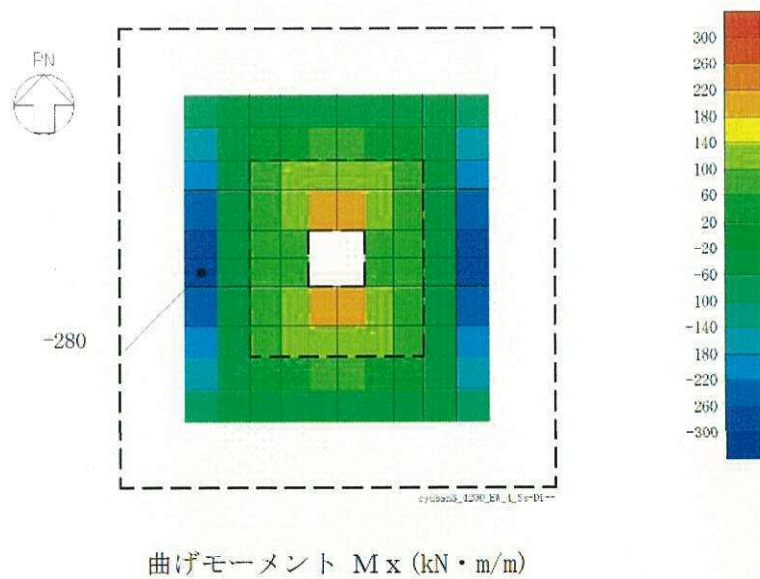


図 12.4-44 (7) 中床版(B 3 F)の地震時断面力図(東西方向断面) (固定支持)

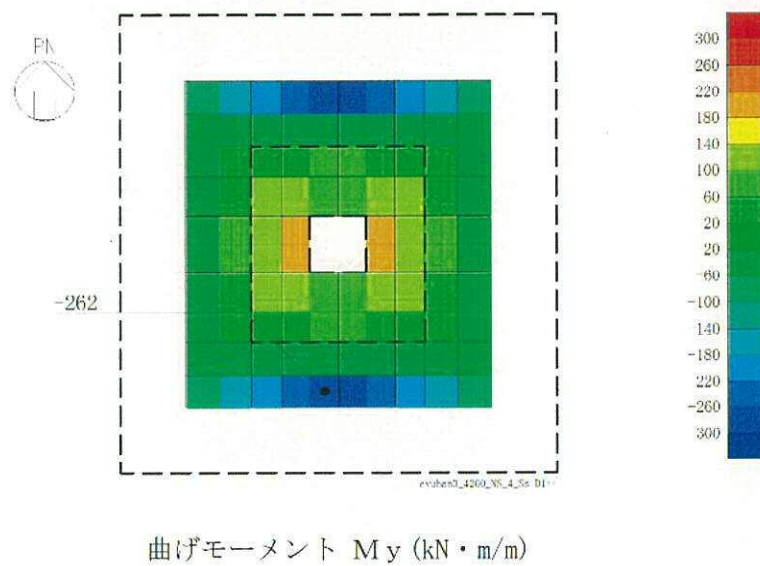
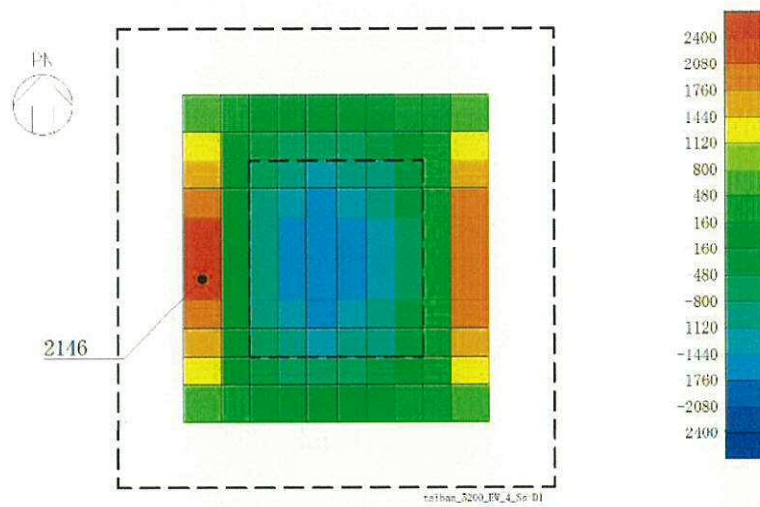
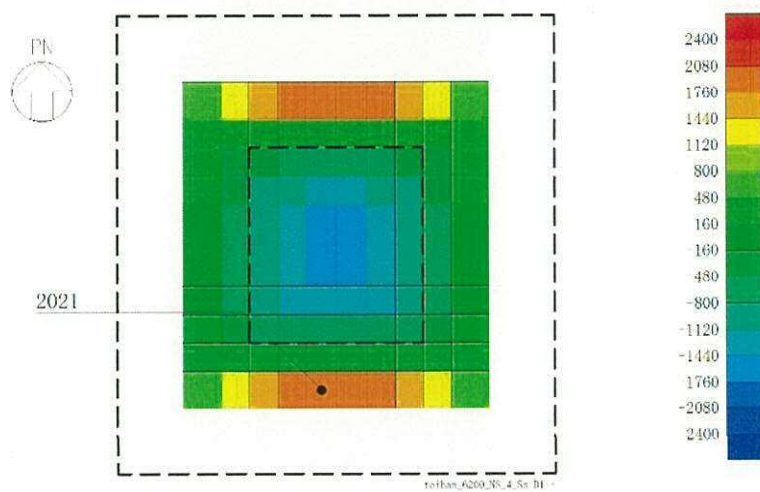


図 12.4-44 (8) 中床版(B 3 F)の地震時断面力図(南北方向断面) (固定支持)



曲げモーメント M_x (kN・m/m)

図 12.4-44 (9) 底版の地震時断面力図（東西方向断面）（固定支持）



曲げモーメント M_y (kN・m/m)

図 12.4-44 (10) 底版の地震時断面力図（南北方向断面）（固定支持）

(3) 隅角部の曲げモーメントに対する評価結果

版部材が側壁を固定することによる隅角部の評価に用いる側壁及び版部材の材端曲げモーメントの足し合わせ結果を表 12.4-32 に示す。なお、曲げモーメントに対する照査は、側壁部については部材端部より内側を照査対象とし、版部材については、部材端部に生じる断面力を包括可能とするため、モデル化範囲内の全要素を照査対象として行う。

材端部の曲げモーメントによる各部材の鉄筋応力度の算出結果を表 12.4-33 に、各部材の鉄筋応力度の算出に用いた概略配筋図を図 12.4-45 に、断面諸元の一覧を表 12.4-34 に示す。

表 12.4-35 に版部材が側壁を固定することによる隅角部の評価結果を示す。ここで、側壁部については「12.4.2 鉛直断面に対する評価結果」で示す応力度 (σ_1) と材端部の曲げモーメントによる応力度 (σ_2) の重畳を考慮する。

以上より、版部材が側壁を固定することによる隅角部における発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

表 12.4-32 (1) 東西方向断面の材端部曲げモーメントの足し合わせ

部材			側壁材端部 曲げモーメント $\max(M_1, M_2)$ ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)	版部材端部 モーメント M_0 ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)	設計曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)
版部材	頂版		4	254	258
	中床版(B 1 F)		905	267	1172
	中床版(B 2 F)		942	255	1197
	中床版(B 3 F)		3068	280	3348
	底版		2771	2146	4917
側壁	B 1 F	上端	4	254	258
		下端	78	267	345
	B 2 F	上端	905	267	1172
		下端	942	255	1197
	B 3 F	上端	341	255	596
		下端	288	280	568
	B 4 F	上端	3068	280	3348
		下端	2771	2146	4917

表 12.4-32 (2) 南北方向断面の材端部曲げモーメントの足し合わせ

部材			側壁材端部 曲げモーメント $\max(M_1, M_2)$ ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)	版部材端部 モーメント M_0 ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)	設計曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)
版部材	頂版		4	208	212
	中床版(B 1 F)		697	261	958
	中床版(B 2 F)		733	239	972
	中床版(B 3 F)		2348	262	2610
	底版		1995	2021	4016
側壁	B 1 F	上端	4	208	212
		下端	77	261	338
	B 2 F	上端	697	261	958
		下端	733	239	972
	B 3 F	上端	343	239	582
		下端	331	262	593
	B 4 F	上端	2348	262	2610
		下端	1995	2021	4016

表 12.4-33 (1) 東西方向断面の材端部曲げモーメントによるコンクリートの照査結果

評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生 曲げ モーメント (kN・m)	圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{cs}	検討ケース
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)						
版部材	頂版	1000	2000	1750	D510200 (SD490)	258	0.48	21.0	0.03	④S _s -D1 (H-, V-)
	中床版 (B1F)	1000	2000	1650	2-D510200 (SD345)	1172	1.78	21.0	0.09	④S _s -D1 (H-, V-)
	中床版 (B2F)	1000	2000	1650	2-D510200 (SD345)	1197	1.82	21.0	0.09	④S _s -D1 (H-, V-)
	中床版 (B3F)	1000	2000	1650	2-D510200 (SD345)	3348	5.09	21.0	0.25	④S _s -D1 (H-, V-)
	底版	1000	3000	2650	2-D510200 (SD490)	4917	3.38	21.0	0.17	④S _s -D1 (H-, V-)
側壁	B1F	1000	2000	1650	2-D510200 (SD490)	345	0.53	21.0	0.03	④S _s -D1 (H-, V-)
	B2F	1000	2700	2350	2-D510200 (SD490)	1197	1.01	21.0	0.05	④S _s -D1 (H-, V-)
	B3F	1000	3500	3150	2-D510200 (SD490)	596	0.31	21.0	0.02	④S _s -D1 (H-, V-)
	B4F	1000	3500	3150	2-D510200 (SD490)	4917	2.56	21.0	0.13	④S _s -D1 (H-, V-)

表 12.4-33 (2) 南北方向断面の材端部曲げモーメントによるコンクリートの照査結果

評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生 曲げ モーメント (kN・m)	圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{cs}	地震波
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)						
版部材	頂版	1000	2000	1750	D510200 (SD490)	212	0.40	21.0	0.02	④S _s -D1 (H+, V+)
	中床版 (B1F)	1000	2000	1650	2-D510200 (SD345)	958	1.46	21.0	0.07	④S _s -D1 (H+, V+)
	中床版 (B2F)	1000	2000	1650	2-D510200 (SD345)	972	1.48	21.0	0.08	④S _s -D1 (H+, V+)
	中床版 (B3F)	1000	2000	1650	2-D510200 (SD345)	2610	3.97	21.0	0.19	④S _s -D1 (H+, V+)
	底版	1000	3000	2650	2-D510200 (SD490)	4016	2.76	21.0	0.14	④S _s -D1 (H+, V+)
側壁	B1F	1000	2000	1650	2-D510200 (SD490)	338	0.52	21.0	0.03	④S _s -D1 (H+, V+)
	B2F	1000	2700	2350	2-D510200 (SD490)	972	0.82	21.0	0.04	④S _s -D1 (H+, V+)
	B3F	1000	3500	3150	2-D510200 (SD490)	593	0.31	21.0	0.02	④S _s -D1 (H+, V+)
	B4F	1000	3500	3150	2-D510200 (SD490)	4016	2.09	21.0	0.10	④S _s -D1 (H+, V+)

表 12.4-33 (3) 東西方向断面の材端部曲げモーメントによる鉄筋の照査結果

評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生 曲げ モーメント (kN・m)	引張 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}	地震波
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)						
版部材	頂版	1000	2000	1750	D51 ϕ 200 (SD490)	258	17	435	0.04	④S _x -D1 (H-, V-)
	中床版 (B 1 F)	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD345)	1172	46	294	0.16	④S _x -D1 (H-, V-)
	中床版 (B 2 F)	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD345)	1197	46	294	0.16	④S _x -D1 (H-, V-)
	中床版 (B 3 F)	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD345)	3348	129	294	0.44	④S _x -D1 (H-, V-)
	底版	1000	3000	2650	2-D51 ϕ 200 (SD490)	4917	109	435	0.26	④S _x -D1 (H-, V-)
側壁	B 1 F	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD490)	345	14	435	0.04	④S _x -D1 (H-, V-)
	B 2 F	1000	2700	2350	2-D51 ϕ 200 (SD490)	1197	31	435	0.08	④S _x -D1 (H-, V-)
	B 3 F	1000	3500	3150	2-D51 ϕ 200 (SD490)	596	11	435	0.03	④S _x -D1 (H-, V-)
	B 4 F	1000	3500	3150	2-D51 ϕ 200 (SD490)	4917	90	435	0.21	④S _x -D1 (H-, V-)

表 12.4-33 (4) 南北方向断面の材端部曲げモーメントによる鉄筋の照査結果

評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生 曲げ モーメント (kN・m)	引張 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}	地震波
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)						
版部材	頂版	1000	2000	1750	D51 ϕ 200 (SD490)	212	14	435	0.04	④ S_x -D 1 (H+, V+)
	中床版 (B 1 F)	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD345)	958	37	294	0.13	④ S_x -D 1 (H+, V+)
	中床版 (B 2 F)	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD345)	972	38	294	0.13	④ S_x -D 1 (H+, V+)
	中床版 (B 3 F)	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD345)	2610	101	294	0.35	④ S_x -D 1 (H+, V+)
	底版	1000	3000	2650	2-D51 ϕ 200 (SD490)	4016	89	435	0.21	④ S_x -D 1 (H+, V+)
側壁	B 1 F	1000	2000	1650	2-D51 ϕ 200 (SD490)	338	13	435	0.03	④ S_x -D 1 (H+, V+)
	B 2 F	1000	2700	2350	2-D51 ϕ 200 (SD490)	972	25	435	0.06	④ S_x -D 1 (H+, V+)
	B 3 F	1000	3500	3150	2-D51 ϕ 200 (SD490)	593	11	435	0.03	④ S_x -D 1 (H+, V+)
	B 4 F	1000	3500	3150	2-D51 ϕ 200 (SD490)	4016	74	435	0.18	④ S_x -D 1 (H+, V+)

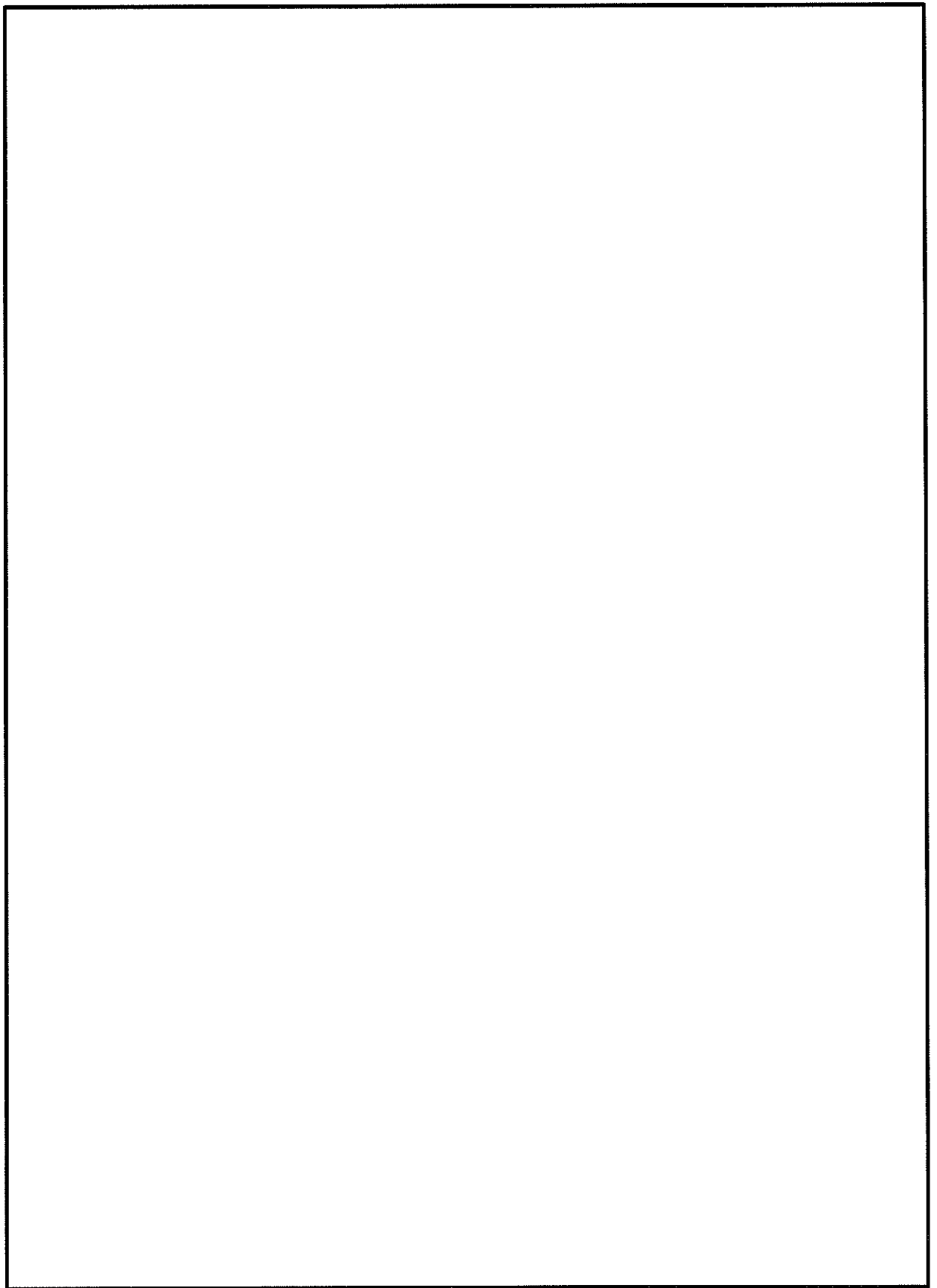


図 12.4-45 (1) 概略配筋図 (東西方向断面)

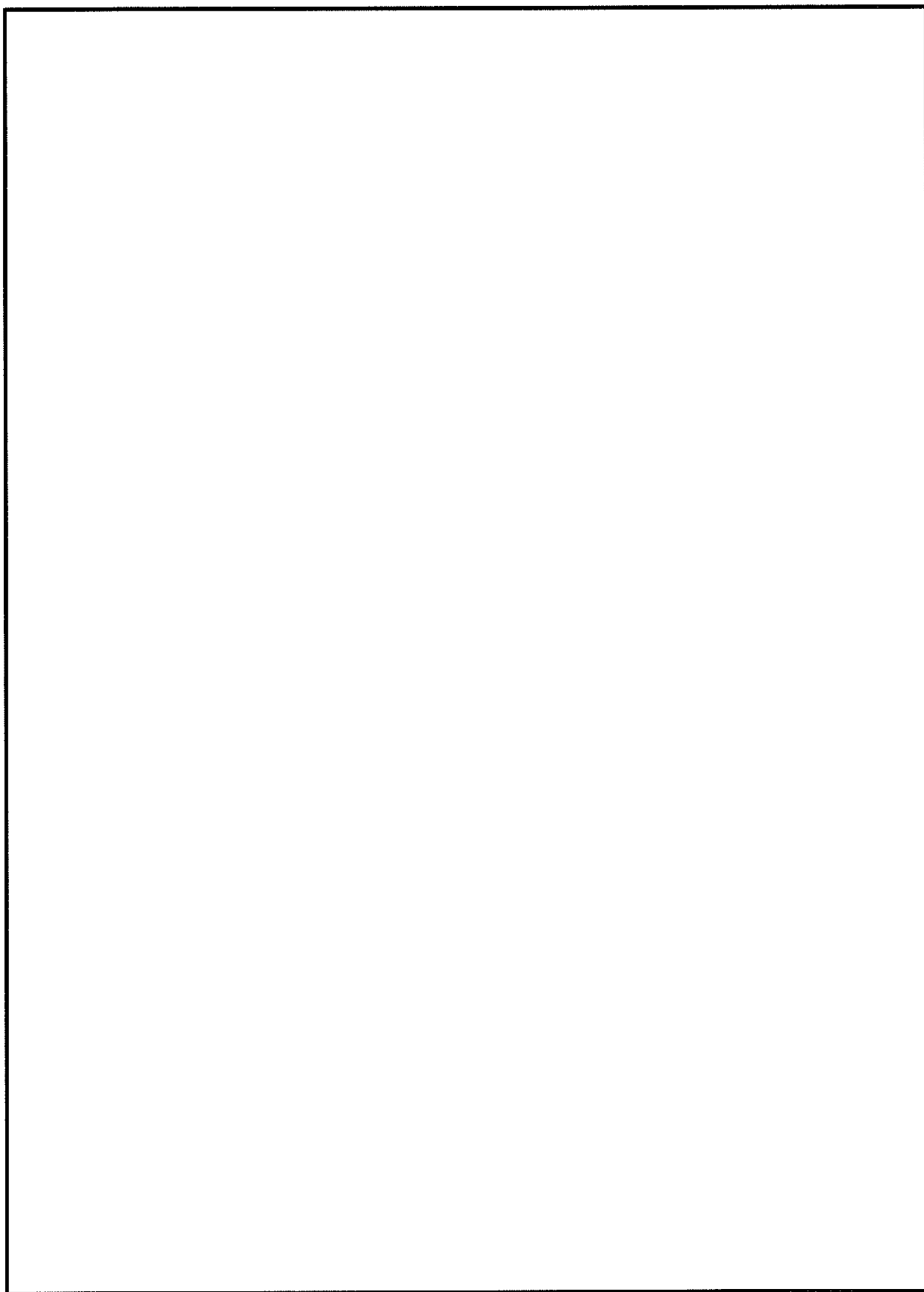


图 12.4—45 (2) 概略配筋图 (南北方向断面)

表 12.4-34 (1) 材端部の東西方向断面の照査における断面諸元
(曲げモーメントに対する評価)

部位		断面性状		主鉄筋				
		部材幅 b (mm)	部材高さ h (mm)	鉄筋 種別 ()	位置 d (mm)	径 (mm)	間隔 (mm)	鉄筋量 (mm ²)
版 部 材	頂版	1000	2000	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	1750	D51	200	10135.0
	中床版(B 1 F)	1000	2000	SD345	250	D51	200	10135.0
				SD345	450	D51	200	10135.0
				SD345	1550	D51	200	10135.0
				SD345	1750	D51	200	10135.0
	中床版(B 2 F)	1000	2000	SD345	250	D51	200	10135.0
				SD345	450	D51	200	10135.0
				SD345	1550	D51	200	10135.0
				SD345	1750	D51	200	10135.0
	中床版(B 3 F)	1000	2000	SD345	250	D51	200	10135.0
				SD345	450	D51	200	10135.0
				SD345	1550	D51	200	10135.0
				SD345	1750	D51	200	10135.0
	底版	1000	3000	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	450	D51	200	10135.0
				SD490	2550	D51	200	10135.0
				SD490	2750	D51	200	10135.0
側 壁	B 1 F	1000	2000	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	450	D51	200	10135.0
				SD490	1550	D51	200	10135.0
				SD490	1750	D51	200	10135.0
	B 2 F	1000	2700	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	450	D51	200	10135.0
				SD490	2250	D51	200	10135.0
				SD490	2450	D51	200	10135.0
	B 3 F	1000	3500	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	450	D51	200	10135.0
				SD490	3050	D51	200	10135.0
				SD490	3250	D51	200	10135.0
	B 4 F	1000	3500	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	450	D51	200	10135.0
				SD490	3050	D51	200	10135.0
				SD490	3250	D51	200	10135.0

表 12.4-34 (2) 材端部の南北方向断面の照査における断面諸元
(曲げモーメントに対する評価)

部位		断面性状		主鉄筋				
		部材幅	部材高さ	鉄筋種別	位置	径	間隔	鉄筋量
		b (mm)	h (mm)	()	d (mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)
版部材	頂版	1000	2000	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	1750	D51	200	10135.0
	中床版(B 1 F)	1000	2000	SD345	250	D51	200	10135.0
				SD345	450	D51	200	10135.0
				SD345	1550	D51	200	10135.0
				SD345	1750	D51	200	10135.0
	中床版(B 2 F)	1000	2000	SD345	250	D51	200	10135.0
				SD345	450	D51	200	10135.0
				SD345	1550	D51	200	10135.0
				SD345	1750	D51	200	10135.0
	中床版(B 3 F)	1000	2000	SD345	250	D51	200	10135.0
				SD345	450	D51	200	10135.0
				SD345	1550	D51	200	10135.0
				SD345	1750	D51	200	10135.0
	底版	1000	3000	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	450	D51	200	10135.0
				SD490	2550	D51	200	10135.0
				SD490	2750	D51	200	10135.0
側壁	B 1 F	1000	2000	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	450	D51	200	10135.0
				SD490	1550	D51	200	10135.0
				SD490	1750	D51	200	10135.0
	B 2 F	1000	2700	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	450	D51	200	10135.0
				SD490	2250	D51	200	10135.0
				SD490	2450	D51	200	10135.0
	B 3 F	1000	3500	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	450	D51	200	10135.0
				SD490	3050	D51	200	10135.0
				SD490	3250	D51	200	10135.0
	B 4 F	1000	3500	SD490	250	D51	200	10135.0
				SD490	450	D51	200	10135.0
				SD490	3050	D51	200	10135.0
				SD490	3250	D51	200	10135.0

表 12.4-35 (1) 隅角部の曲げモーメントに対するコンクリートの評価結果 (側壁)

評価位置		地震波	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	鉛直断面の 設計における コンクリート曲げ 圧縮応力度 σ_1 (N/mm ²)	材端部曲げ モーメント による コンクリート曲げ 圧縮応力度 σ_2 (N/mm ²)	σ_c ($\sigma_1 + \sigma_2$) (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)						
東西方向断面	B 1 F	④S ₊ -D 1 (H ₋ , V ₋)	1000	2000	1650	2-D51φ200 (SD490)	1.16	0.53	1.69	21.0	0.09
	B 2 F	④S ₊ -D 1 (H ₋ , V ₋)	1000	2700	2350	2-D51φ200 (SD490)	3.82	1.01	4.83	21.0	0.23
	B 3 F	④S ₊ -D 1 (H ₋ , V ₋)	1000	3500	3150	2-D51φ200 (SD490)	6.97	0.31	7.28	21.0	0.35
	B 4 F	④S ₊ -D 1 (H ₋ , V ₋)	1000	3500	3150	2-D51φ200 (SD490)	7.49	2.56	10.05	21.0	0.48
南北方向断面	B 1 F	④S ₊ -D 1 (H ₊ , V ₊)	1000	2000	1650	2-D51φ200 (SD490)	0.98	0.52	1.50	21.0	0.08
	B 2 F	④S ₊ -D 1 (H ₊ , V ₊)	1000	2700	2350	2-D51φ200 (SD490)	3.64	0.82	4.46	21.0	0.22
	B 3 F	④S ₊ -D 1 (H ₊ , V ₊)	1000	3500	3150	2-D51φ200 (SD490)	6.74	0.31	7.05	21.0	0.34
	B 4 F	④S ₊ -D 1 (H ₊ , V ₊)	1000	3500	3150	2-D51φ200 (SD490)	7.27	2.09	9.36	21.0	0.45

表 12.4-35 (2) 隅角部の曲げモーメントに対する鉄筋の評価結果 (側壁)

評価位置		地震波	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	鉛直断面の 設計における 鉄筋応力度 σ_1 (N/mm ²)	材端部曲げ モーメント による 鉄筋応力度 σ_2 (N/mm ²)	σ_s ($\sigma_1 + \sigma_2$) (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)						
東西方向断面	B 1 F	④S ₊ -D 1 (H ₋ , V ₋)	1000	2000	1650	2-D51φ200 (SD490)	46	14	60	435	0.14
	B 2 F	④S ₊ -D 1 (H ₋ , V ₋)	1000	2700	2350	2-D51φ200 (SD490)	142	31	173	435	0.40
	B 3 F	④S ₊ -D 1 (H ₋ , V ₋)	1000	3500	3150	2-D51φ200 (SD490)	290	11	301	435	0.70
	B 4 F	④S ₊ -D 1 (H ₋ , V ₋)	1000	3500	3150	2-D51φ200 (SD490)	314	90	404	435	0.93
南北方向断面	B 1 F	④S ₊ -D 1 (H ₊ , V ₊)	1000	2000	1650	2-D51φ200 (SD490)	20	13	33	435	0.08
	B 2 F	④S ₊ -D 1 (H ₊ , V ₊)	1000	2700	2350	2-D51φ200 (SD490)	130	25	155	435	0.36
	B 3 F	④S ₊ -D 1 (H ₊ , V ₊)	1000	3500	3150	2-D51φ200 (SD490)	275	11	286	435	0.66
	B 4 F	④S ₊ -D 1 (H ₊ , V ₊)	1000	3500	3150	2-D51φ200 (SD490)	299	74	373	435	0.86

12.4.6 カルバート部に対する耐震評価結果

(1) 設計荷重の設定

カルバート部の延長方向（水平）及び横断方向の検討に用いる設計荷重を設定するため、2次元有効応力解析の各検討ケースにおいて側壁に作用する最大地盤反力を抽出した。最大地盤反力の抽出結果を表 12.4-36 に示す。

表中には、最大地盤反力が得られた地震動に○印を記載した。カルバート部の検討では、○印を記載した検討ケースの最大地盤反力を用いる。横断方向の検討では、「12.3.4 カルバート部の設計」で述べるように、最大地盤反力以外に静水圧を作用させるとともに、加振直交方向に常時土圧を作用させ、静的フレーム解析を実施した。

表 12.4-36 (1) カルバート上下における各検討ケースの最大地盤反力（東西方向加振）

基準地震動	位相	最大地盤反力度 (kN/m ²)	時刻 (秒)	選定
①S _s -D 1	H+, V+	278	68.09	
	H+, V-	327.4	44.32	
	H-, V+	327.5	54.00	○
	H-, V-	307	53.96	
①S _s -1 1	H+, V+	178	36.13	
①S _s -1 2	H+, V+	211	37.49	
①S _s -1 3	H+, V+	210	34.63	
①S _s -1 4	H+, V+	182	31.33	
①S _s -2 1	H+, V+	217	69.27	
①S _s -2 2	H+, V+	253	83.80	
①S _s -3 1	H+, V+	312	8.83	
①S _s -3 1	H-, V+	214	9.65	
④S _s -D 1	H-, V-	303	53.95	

表 12.4-36 (2) カルバート左右における各検討ケースの最大地盤反力（南北方向加振）

基準地震動	位相	最大地盤反力度 (kN/m^2)	時刻 (秒)	選定
①S _s -D 1	H+, V+	283	53.99	
	H+, V-	289	44.31	
	H-, V+	284	53.98	
	H-, V-	296.2	44.31	
①S _s -1 1	H+, V+	201	66.87	
①S _s -1 2	H+, V+	227	31.58	
①S _s -1 3	H+, V+	220	28.80	
①S _s -1 4	H+, V+	209	32.01	
①S _s -2 1	H+, V+	287	66.27	
①S _s -2 2	H+, V+	255	71.92	
①S _s -3 1	H+, V+	295.8	8.80	
①S _s -3 1	H-, V+	280	8.81	
④S _s -D 1	H+, V+	304	53.99	○

(2) カルバート延長方向（水平）に対する評価結果

カルバート延長方向（水平）に対する評価を行うための断面力の算定結果を表 12.4-37 に示す。断面力は「12.3.4 カルバート部の設計」に示すとおり、緊急用海水ポンプピット本体の側壁外面を固定端とした片持ち梁として算定し、表中には断面力値が最大となる固定端位置の断面力値を示す。

カルバート延長方向（水平）に対する評価結果のうち、曲げ軸力に対する評価結果を表 12.4-38 及び表 12.4-39 に、せん断力に対する評価結果を表 12.4-40 にそれぞれ示す。

概略配筋図を図 12.4-46 に、断面計算に用いた断面諸元を表 12.4-41 及び表 12.4-42 に示す。

表 12.4-37 カルバート延長方向（水平）に作用する断面力

部材	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	検討ケース
延長方向 (水平)	2549	2549	④ S _s -D 1 (H+, V+) 南北方向加振

表 12.4-38 カルバート延長方向（水平）のコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生 曲げ モーメント (kN・m)	圧縮 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}	地震波
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)						
延長方向 (水平)	4200	4850	4416	D25×32本 (SD345)	2549	0.42	21.0	0.02	④ S _s -D 1 (H+, V+)

表 12.4-39 カルバート延長方向（水平）の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生 曲げ モーメント (kN・m)	引張 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}	地震波
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)						
延長方向 (水平)	4200	4850	4416	D25×32本 (SD345)	2549	40	294	0.14	④ S _s -D 1 (H+, V+)

表 12.4-40 カルバート延長方向（水平）のせん断力に対する照査結果

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断 補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ/τ_{a1}	短期許容 せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s	地震波
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)								
延長方向 (水平)	4200	4850	4416	D32×4本×200 (SD345)	2549	0.332	0.825	0.41	21100	0.13	④ S _s -D 1 (H+, V+)

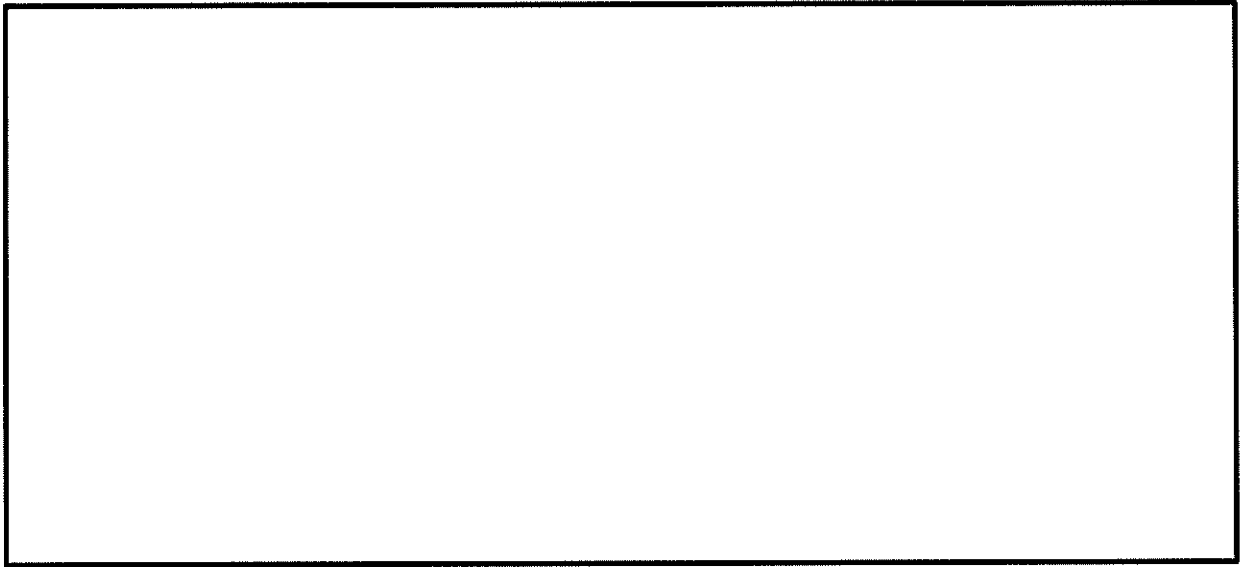


图 12.4—46 概略配筋图

表 12.4-41 カルバート延長方向（水平）の断面諸元（曲げ軸力に対する評価）

部位	断面性状		主鉄筋				
	部材幅 b (mm)	部材高さ h (mm)	鉄筋 種別 ()	位置 d (mm)	径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量 (mm ²)
延長方向 (水平)	4200	4850	SD345	150	D25	19	9627.3
			SD345	850	D25	13	6587.1
			SD345	4000	D25	13	6587.1
			SD345	4700	D25	19	9627.3

表 12.4-42 カルバート延長方向（水平）の断面諸元（せん断力に対する評価）

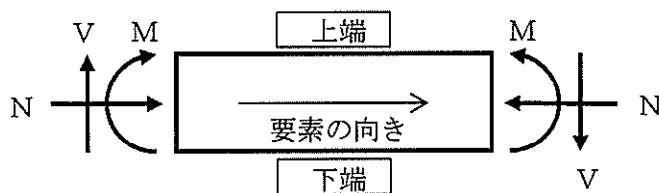
部位	断面性状			せん断補強筋				
	腹部幅 bw (mm)	部材高さ h (mm)	有効高さ d (mm)	鉄筋 種別 ()	径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量 (mm ²)	間隔 (mm)
延長方向 (水平)	2000	4850	4416	SD345	D32	4	3176.8	200

(3) カルバート横断方向に対する評価結果

a. 地震時断面力図

図 12.4-47 に静的フレーム解析における断面力の方角，図 12.4-48 に線形はり要素の方角をそれぞれ示す。

カルバート断面方向の各検討ケースに対して，静的フレーム解析により求められた断面力図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 12.4-49 及び図 12.4-50 に示す。



記号の説明 曲げモーメント : M
 軸力 : N
 せん断力 : V

応力の符号 曲げモーメント (M) 正：上端が圧縮となる曲げモーメント
 負：上端が引張となる曲げモーメント
 軸力 (N) 正：圧縮
 負：引張

図 12.4-47 断面力の方角（静的フレーム解析，線形はり要素）

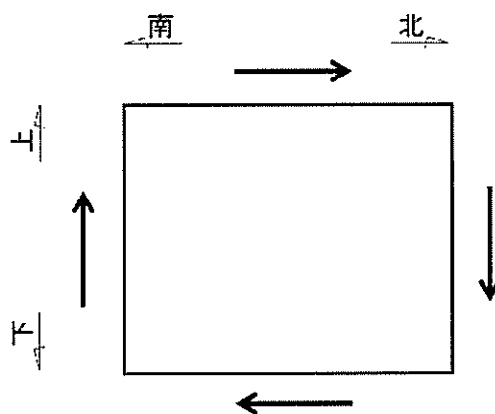


図 12.4-48 はり要素の方角

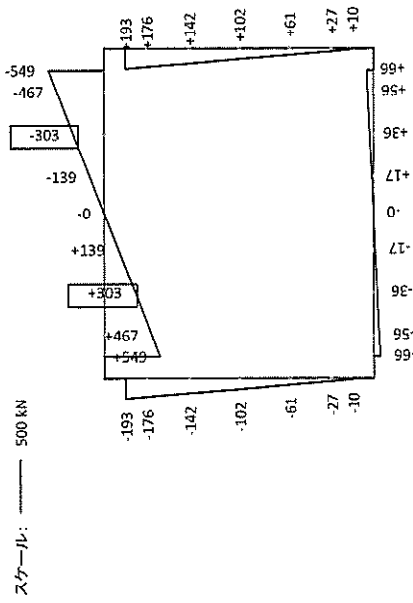
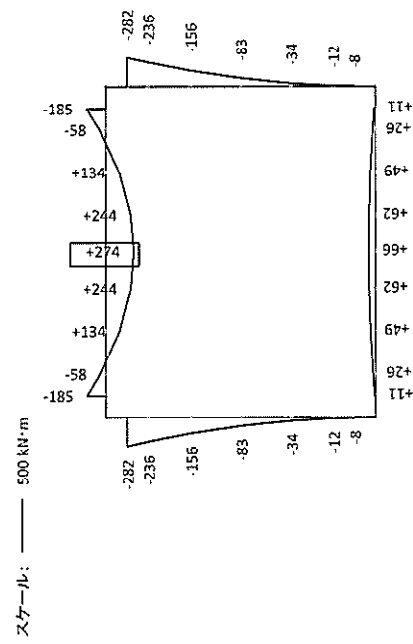


図 12.4-49 (1) カルバート横断方向の断面力分布図 (上下方向)

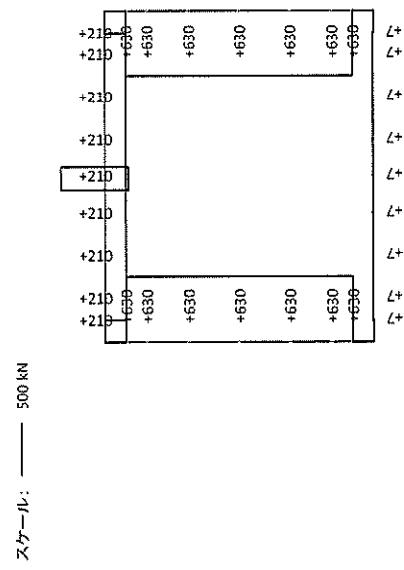
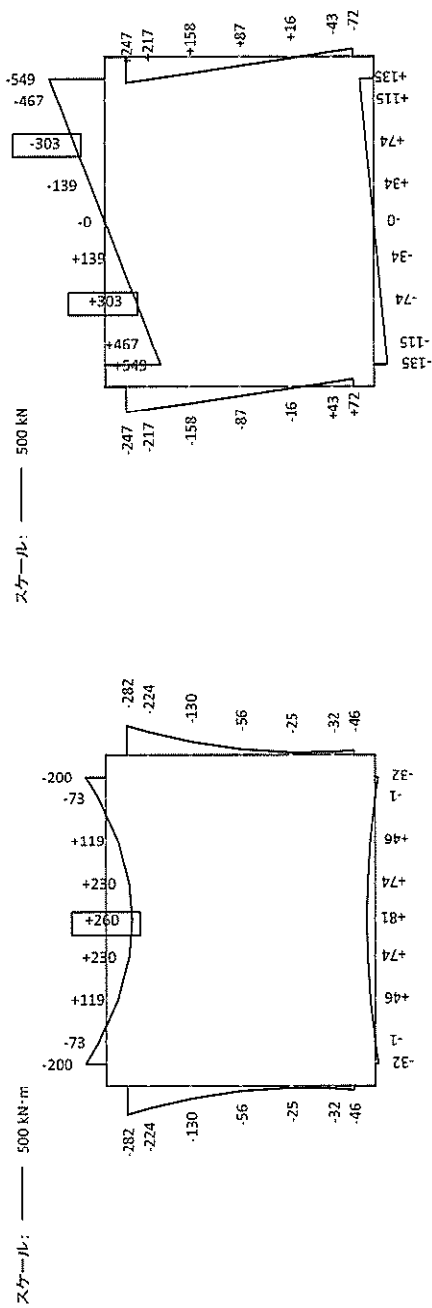


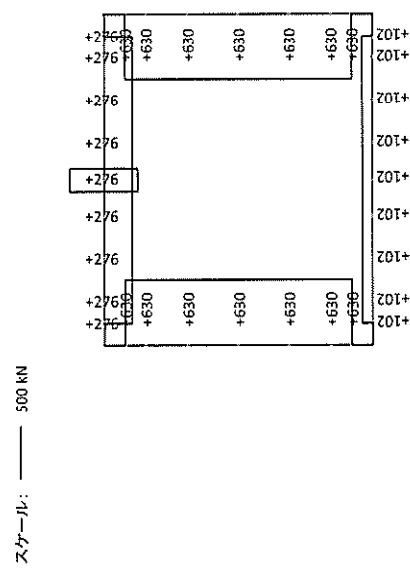
図 12.4-49 (1) カルバート横断方向の断面力分布図 (上下方向)

(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース, S_s-D1 ($H-$, $V+$), 片押し載荷時, 常時土水圧最小)



曲げモーメント (kN・m)

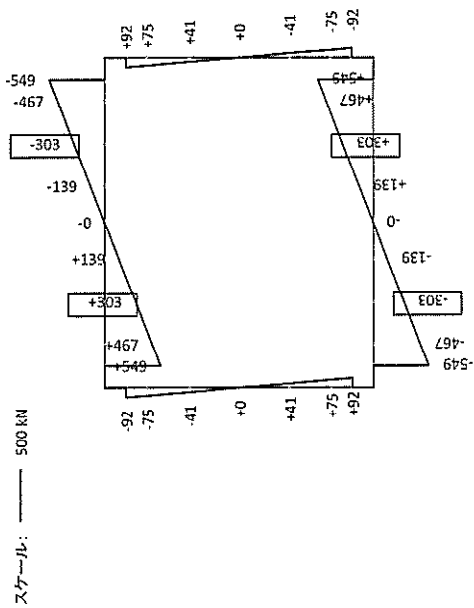
せん断力 (kN)



軸力 (kN)

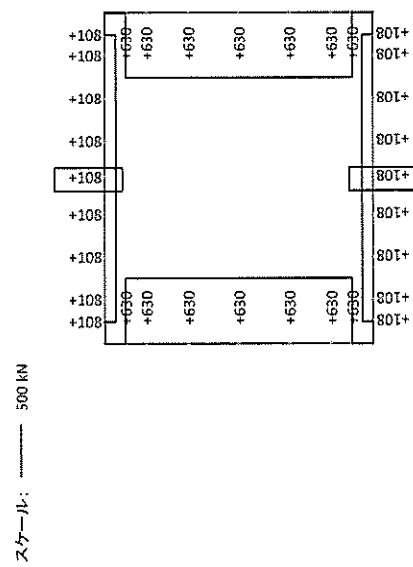
図 12.4-49 (2) カルバート横断方向の断面力分布図 (上下方向)

(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース, S_s-D1 (H-, V+), 片押し載荷時, 常時土水圧最大)



せん断力 (kN)

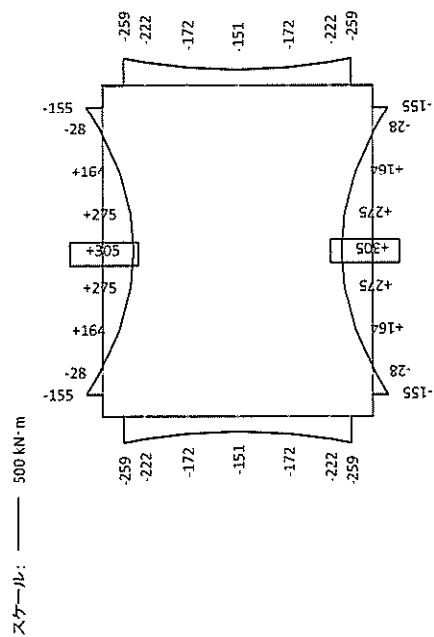
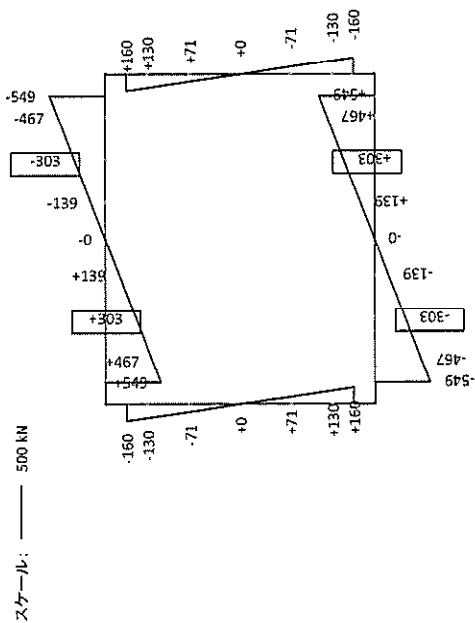
曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 12.4-49 (3) カルバート横断方向の断面力分布図 (上下方向)

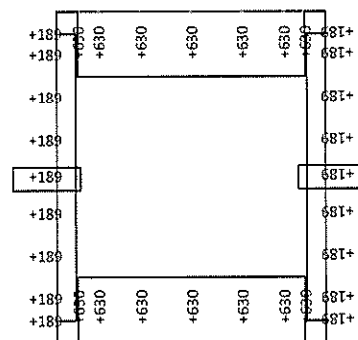
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース, S_s-D1 (H-, V+), 両押し載荷時, 常時土水圧最小)



せん断力 (kN)

曲げモーメント (kN・m)

スケール: — 500 kN



軸力 (kN)

図 12.4-49 (4) カルバート横断方向の断面力分布図 (上下方向)

(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース, S_s-D1 (H-, V+), 両押し載荷時, 常時土水圧最大)

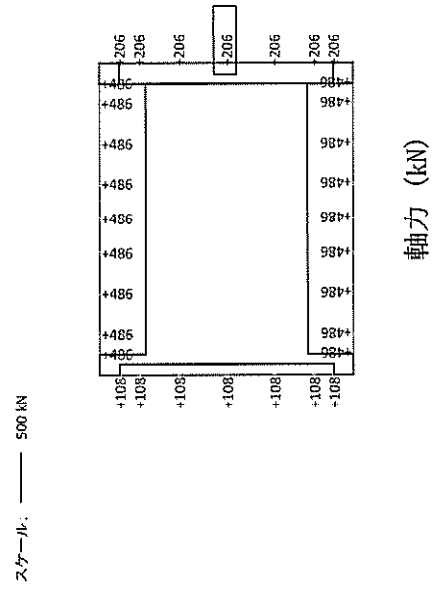
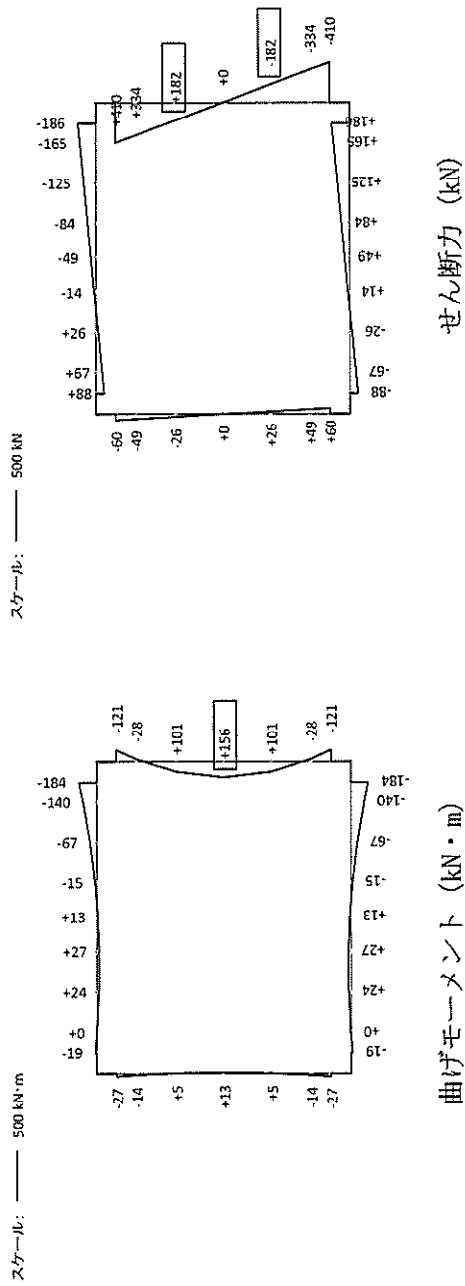


図 12.4-50 (1) カルバート横断方向の断面力分布図 (左右方向)

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース,

S s-D 1 (H+, V+), 片押し載荷時, 常時土水圧最小)

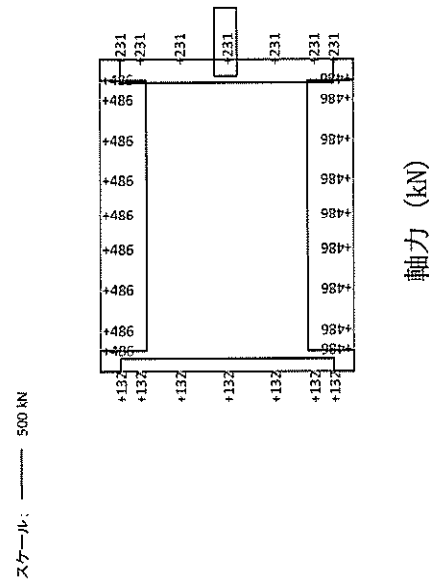
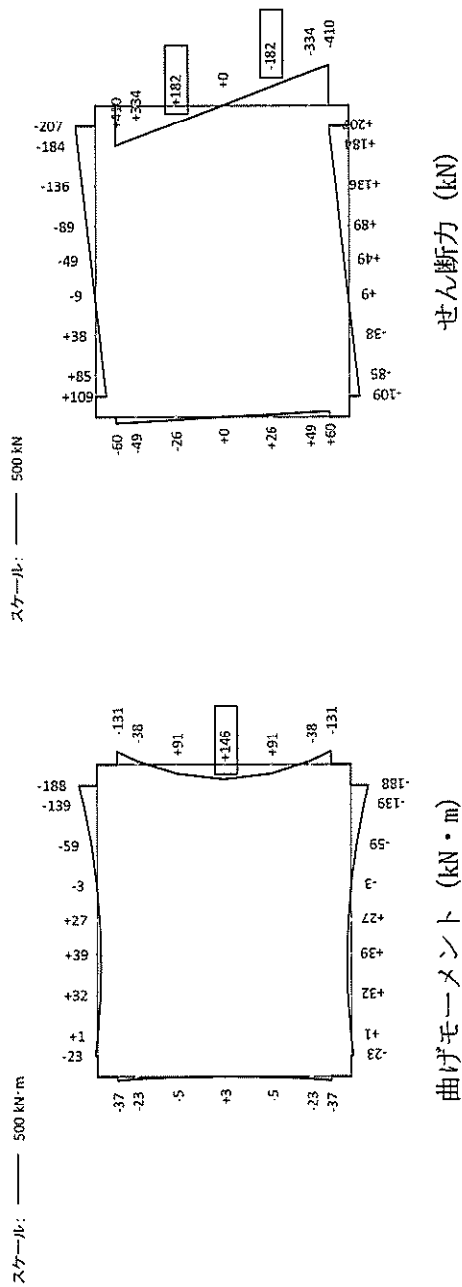
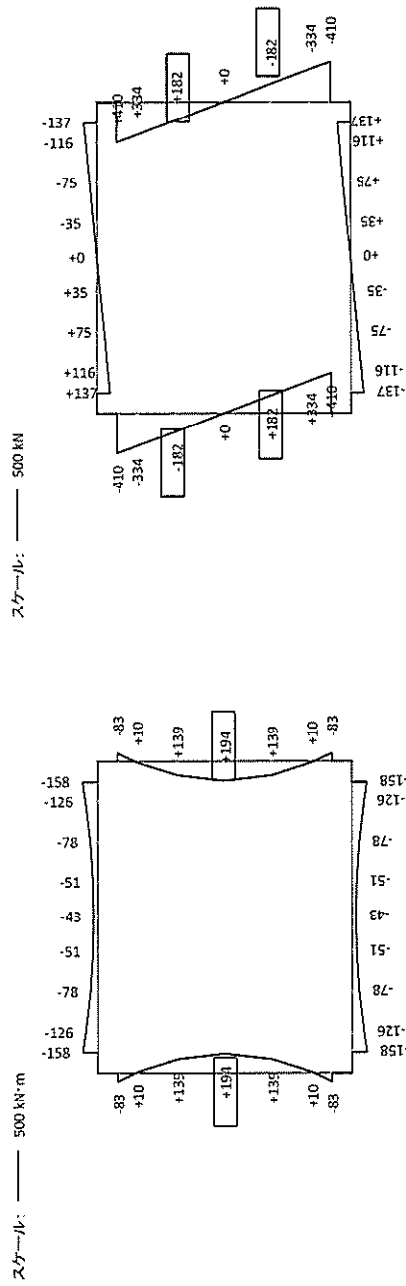


図 12.4-50 (2) カルバート横断方向の断面力分布図 (左右方向)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース,
 S s -D 1 (H+, V+), 片押し載荷時, 常時土水圧最大)



せん断力 (kN)

曲げモーメント (kN・m)

スケール: — 500 kN

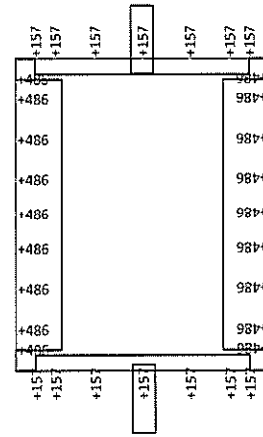
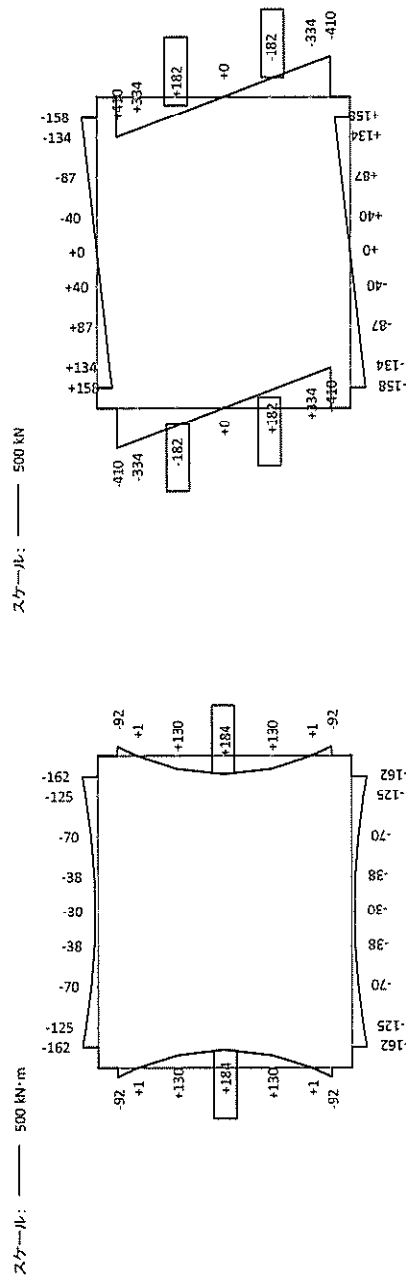


図 12.4-50 (3) カルバート横断方向の断面力分布図 (左右方向)

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース,

S s -D 1 (H+, V+), 両押し載荷時, 常時土水圧最小)



せん断力 (kN)

曲げモーメント (kN・m)

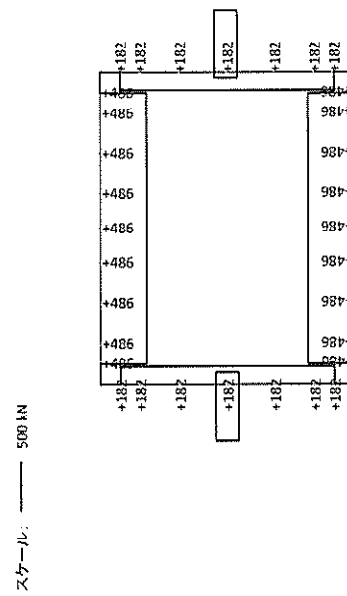


図 12.4-50 (4) カルバート横断方向の断面力分布図 (左右方向)

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース,

S s -D 1 (H +, V +), 両押し載荷時, 常時土水圧最大)

b. カルバート横断方向の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 12.4-43 に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 12.4-44 にそれぞれ示す。なお、曲げ軸力に対する照査は、部材端部より内側を照査対象として行う。

以上より、緊急用海水ポンプピットの水平断面における構造部材の応答値は、許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 12.4-51 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 12.4-45 に示す。

表 12.4-43 (1) カルバート横断方向のコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果
(上下方向載荷)

評価位置	地震荷重	常時土水圧	部材		断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c	短期許容 応力度 σ_{ca}	照査値 σ_c / σ_{ca}	地震波
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
カルバート (横断)	片押し	最小	全部材 共通	2	1000	1000	850	D32@200×1段 (SD345)	274	210	2.53	21.0	0.13	①S ₁ -D1 (H-, V+)
		最大	全部材 共通	2	1000	1000	850	D32@200×1段 (SD345)	260	276	2.40	21.0	0.12	
	両押し	最小	全部材 共通	2,4	1000	1000	850	D32@200×1段 (SD345)	326	108	2.99	21.0	0.15	
		最大	全部材 共通	2,4	1000	1000	850	D32@200×1段 (SD345)	305	189	2.81	21.0	0.14	

表 12.4-43 (2) カルバート横断方向のコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果
(左右方向載荷)

評価位置	地震荷重	常時土水圧	部材		断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c	短期許容 応力度 σ_{ca}	照査値 σ_c / σ_{ca}	地震波
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
カルバート (横断)	片押し	最小	全部材 共通	3	1000	1000	850	D32@200×1段 (SD345)	156	206	1.43	21.0	0.07	④S ₁ -D1 (H+, V+)
		最大	全部材 共通	3	1000	1000	850	D32@200×1段 (SD345)	146	231	1.33	21.0	0.07	
	両押し	最小	全部材 共通	1, 3	1000	1000	850	D32@200×1段 (SD345)	194	157	1.79	21.0	0.09	
		最大	全部材 共通	1, 3	1000	1000	850	D32@200×1段 (SD345)	184	182	1.70	21.0	0.09	

注記 * : 評価位置は下図に示す。

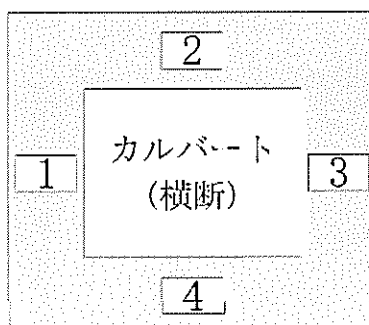


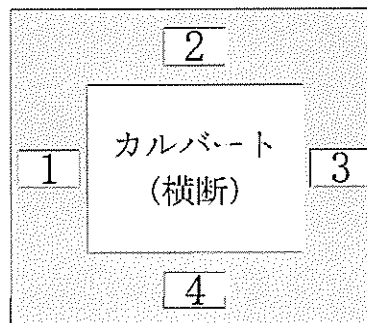
表 12.4-44 (1) カルバート横断方向の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (上下方向載荷)

評価位置	地震荷重	常時土水圧	部材	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生断面力		引張 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}	地震波
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
カルバート (横断)	片押し	最小	全部材 共通	2	1000	1000	D32@200×1段 (SD345)	274	210	66	294	0.23	① S ₁ -D1 (H-, V+)
		最大	全部材 共通	2	1000	1000	D32@200×1段 (SD345)	260	276	54	294	0.19	
	両押し	最小	全部材 共通	2, 4	1000	1000	D32@200×1段 (SD345)	326	108	96	294	0.33	
		最大	全部材 共通	2, 4	1000	1000	D32@200×1段 (SD345)	305	189	79	294	0.27	

表 12.4-44 (2) カルバート横断方向の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (左右方向載荷)

評価位置	地震荷重	常時土水圧	部材	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生断面力		引張 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}	地震波
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
カルバート (横断)	片押し	最小	全部材 共通	3	1000	1000	D32@200×1段 (SD345)	156	206	28	294	0.10	④ S ₁ -D1 (H+, V+)
		最大	全部材 共通	3	1000	1000	D32@200×1段 (SD345)	146	231	22	294	0.08	
	両押し	最小	全部材 共通	1, 3	1000	1000	D32@200×1段 (SD345)	194	157	46	294	0.16	
		最大	全部材 共通	1, 3	1000	1000	D32@200×1段 (SD345)	184	182	40	294	0.14	

注記 * : 評価位置は下図に示す。



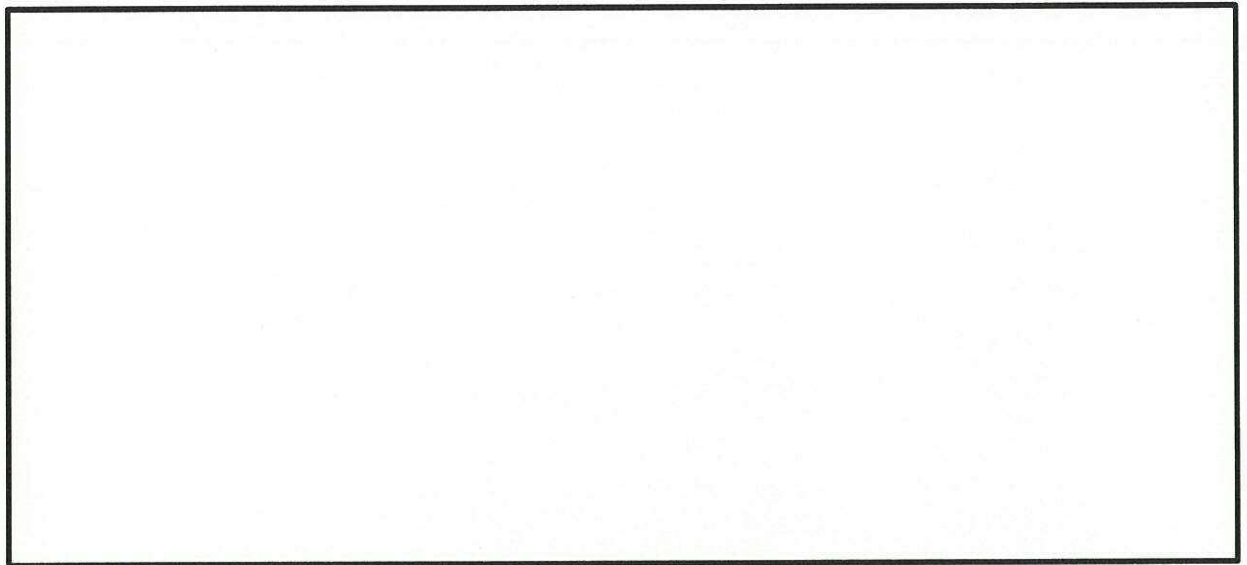
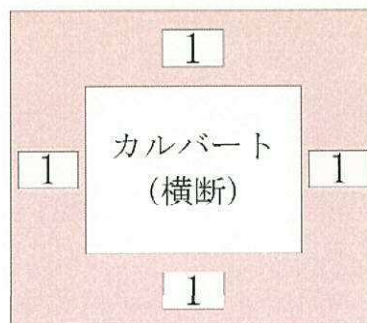


図 12.4-51 概略配筋図

表 12.4-45 カルバート横断方向の断面諸元（曲げ軸力に対する評価）

部位	断面 No.	断面性状		主鉄筋				
		部材幅 b (mm)	部材 高さ h (mm)	鉄筋 種別 ()	位置 d (mm)	径 (mm)	間隔 (mm)	鉄筋量 (mm ²)
カルバート (横断)	1	1000	1000	SD345	150	D32	200	3971.0
				SD345	850	D32	200	3971.0



c. カルバート横断方向のせん断力に対する評価結果

表 12.4-46 にせん断力に対する照査結果を示す。なお、せん断力に対する照査は、部材端部から $H/2$ (H : 部材高さ) の位置より内側を照査対象として行う

許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度 (τ) が許容せん断応力度 (τ_{a1}) 以下であること、又はコンクリートの負担するせん断力 (V_c) と、斜め引張鉄筋の負担するせん断力 (V_s) を合わせた許容せん断力 (V_a) が発生せん断力 (V) 以上であることを確認した ($V_a = V_c + V_s \geq V$)。なお、発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、水平断面の発生せん断応力度、又は発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

図 12.4-52 に概略配筋図を、表 12.4-47 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

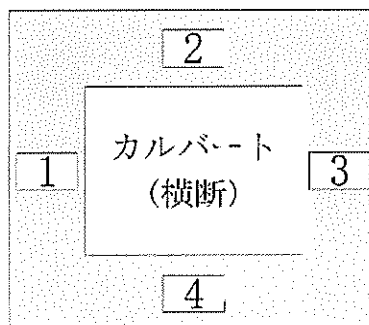
表 12.4-46 (1) カルバート横断方向のせん断力に対する照査結果 (上下方向載荷)

評価位置	地震荷重	常時土水圧	部材	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容せん断応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ/τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (N/mm ²)	照査値 V/V_a	地震波
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)								
カルバート (横断)	片押し	最小	全部材共通	2	1000	1000	D19#400×400 (SD345)	303	0.410	0.825	0.50	694	0.44	④ S_1-D1 ($H-, V+$)
		最大	全部材共通	2	1000	1000	D19#400×400 (SD345)	303	0.410	0.825	0.50	694	0.44	
	両押し	最小	全部材共通	2,4	1000	1000	D19#400×400 (SD345)	303	0.410	0.825	0.50	694	0.44	
		最大	全部材共通	2,4	1000	1000	D19#400×400 (SD345)	303	0.410	0.825	0.50	694	0.44	

表 12.4-46 (2) カルバート横断方向のせん断力に対する照査結果 (左右方向載荷)

評価位置	地震荷重	常時土水圧	部材	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容せん断応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ/τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (N/mm ²)	照査値 V/V_a	地震波
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)								
カルバート (横断)	片押し	最小	全部材共通	3	1000	1000	D19#400×400 (SD345)	182	0.247	0.825	0.30	694	0.27	④ S_1-D1 ($H+, V+$)
		最大	全部材共通	3	1000	1000	D19#400×400 (SD345)	182	0.247	0.825	0.30	694	0.27	
	両押し	最小	全部材共通	1,3	1000	1000	D19#400×400 (SD345)	182	0.247	0.825	0.30	694	0.27	
		最大	全部材共通	1,3	1000	1000	D19#400×400 (SD345)	182	0.247	0.825	0.30	694	0.27	

注記 * : 評価位置は下図に示す。



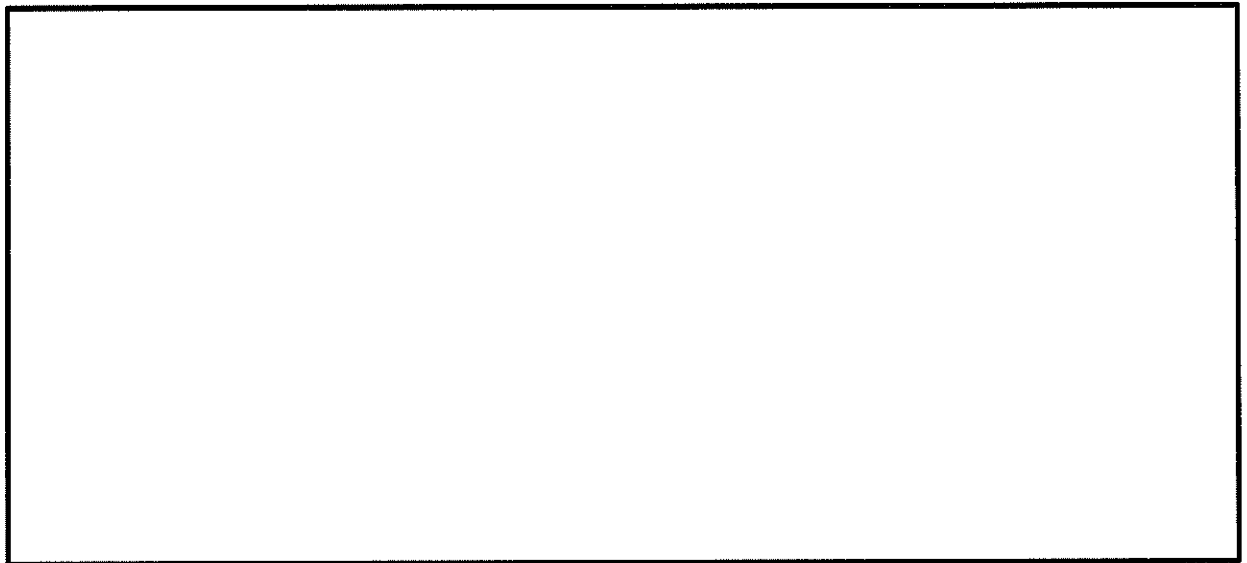
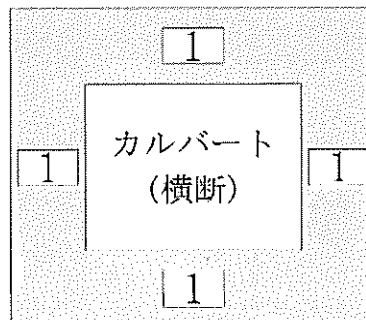


図 12.4-52 概略配筋図

表 12.4-47 カルバート横断方向の断面諸元（せん断力に対する評価）

部位	断面 No.	断面性状			せん断補強筋				
		腹部幅 bw (mm)	部材高さ h (mm)	有効高さ d (mm)	鉄筋 種別 ()	径 (mm)	間隔 (横断方向) (mm)	鉄筋量 (mm ²)	間隔 (軸方向) (mm)
カルバート (横断)	1	1000	1000	850	SD345	D19	400	716.3	400



12.4.7 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 12.4-48 及び表 12.4-49 に基礎地盤の支持性能照査結果を、図 12.4-53 及び図 12.4-54 に接地圧分布図を示す。

緊急用海水ポンプピットの最大接地圧について、東西方向は④S_s-D1 (H-, V-) で 1407 kN/m² であり、基礎地盤の極限支持力 6000 kN/m² 以下である。また、南北方向は④S_s-D1 (H+, V+) で 1351 kN/m² であり、基礎地盤の極限支持力 6070 kN/m² 以下である。

以上のことから、緊急用海水ポンプピットの基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有する。

表 12.4-48 基礎地盤の支持性能評価結果（東西方向断面）

基準地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
①S _s -D1	H+, V+	1235	6000
	H+, V-	1333	6000
	H-, V+	1147	6000
	H-, V-	1260	6000
①S _s -11	H+, V+	913	6000
①S _s -12	H+, V+	983	6000
①S _s -13	H+, V+	961	6000
①S _s -14	H+, V+	862	6000
①S _s -21	H+, V+	993	6000
①S _s -22	H+, V+	1076	6000
①S _s -31	H+, V+	1088	6000
	H-, V+	1342	6000
②S _s -D1	H-, V-	1242	6000
③S _s -D1	H-, V-	1274	6000
④S _s -D1	H-, V-	1407	6000
⑤S _s -D1	H-, V-	1080	6000
⑥S _s -D1	H-, V-	1068	6000

表 12.4-49 基礎地盤の支持性能評価結果（南北方向断面）

基準地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
①S _s -D1	H+, V+	1184	6070
	H+, V-	1271	6070
	H-, V+	1183	6070
	H-, V-	1290	6070
①S _s -11	H+, V+	908	6070
①S _s -12	H+, V+	903	6070
①S _s -13	H+, V+	924	6070
①S _s -14	H+, V+	876	6070
①S _s -21	H+, V+	1239	6070
①S _s -22	H+, V+	1063	6070
①S _s -31	H+, V+	1285	6070
	H-, V+	1188	6070
②S _s -D1	H+, V+	1185	6070
③S _s -D1	H+, V+	1177	6070
④S _s -D1	H+, V+	1351	6070
⑤S _s -D1	H+, V+	1072	6070
⑥S _s -D1	H+, V+	1071	6070

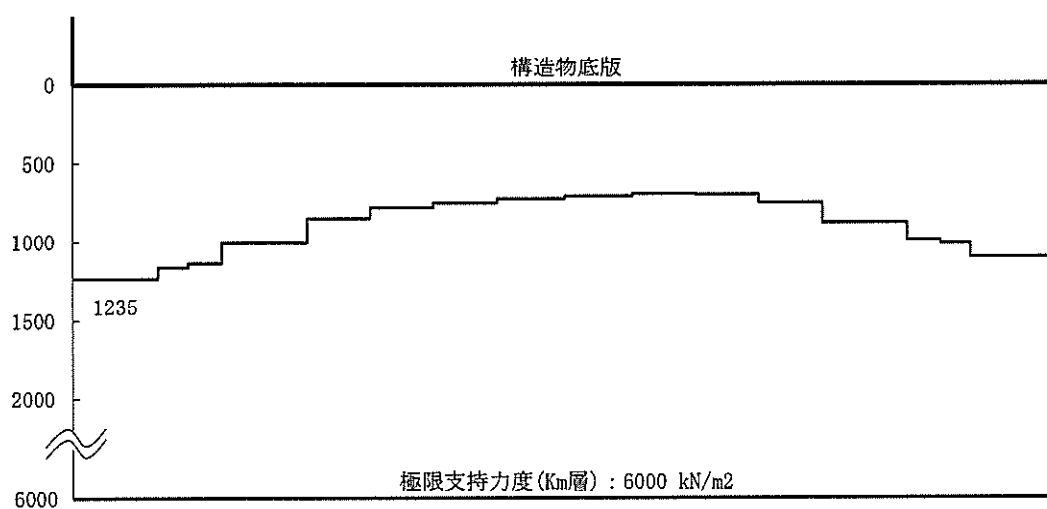


図 12.4-53 (1) 東西方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース,
 S_s-D1 (H+, V+))

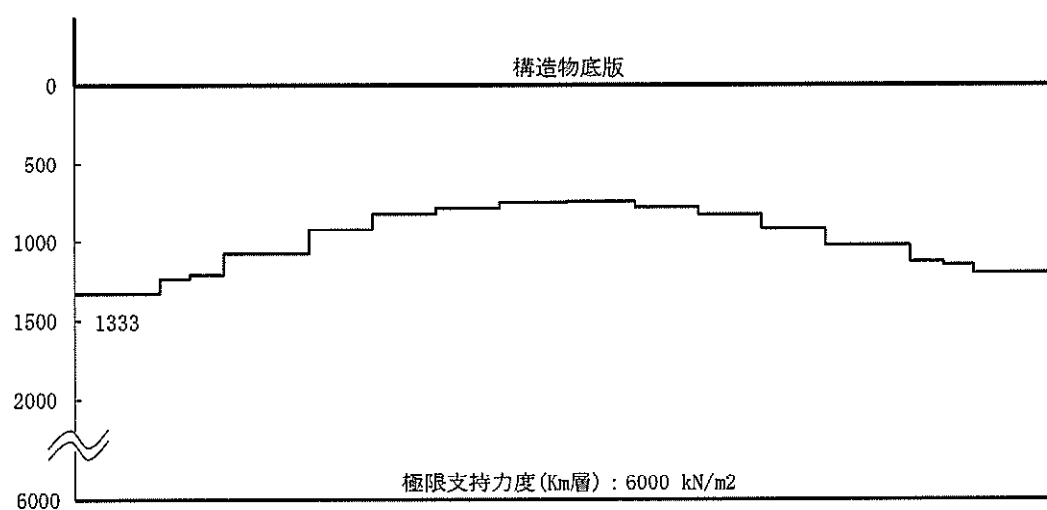


図 12.4-53 (2) 東西方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース,
 S_s-D1 (H+, V-))

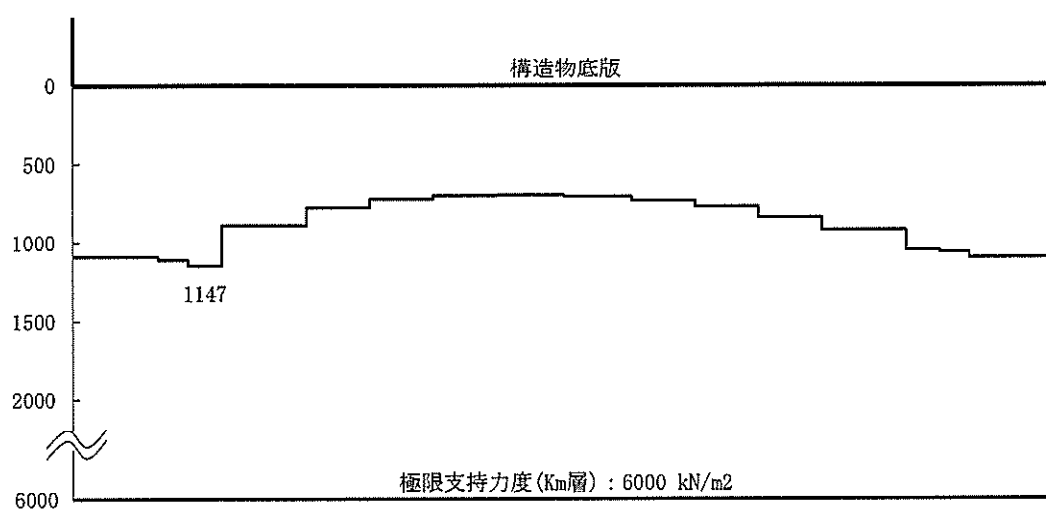


図 12.4-53 (3) 東西方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース,
 $S_s - D1$ (H-, V+))

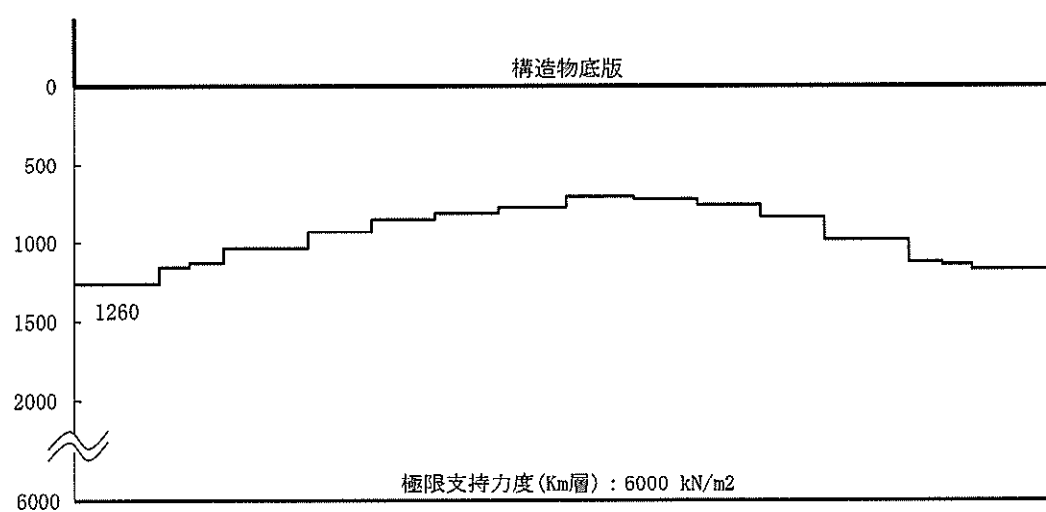


図 12.4-53 (4) 東西方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース,
 $S_s - D1$ (H-, V-))

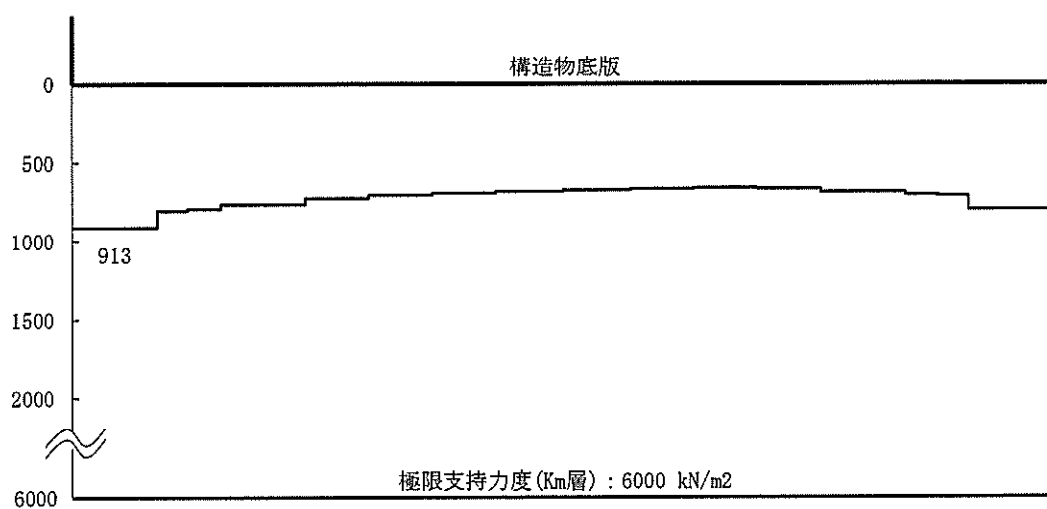


図 12.4-53 (5) 東西方向断面の接地圧分布図

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース， $S_s-1.1$)

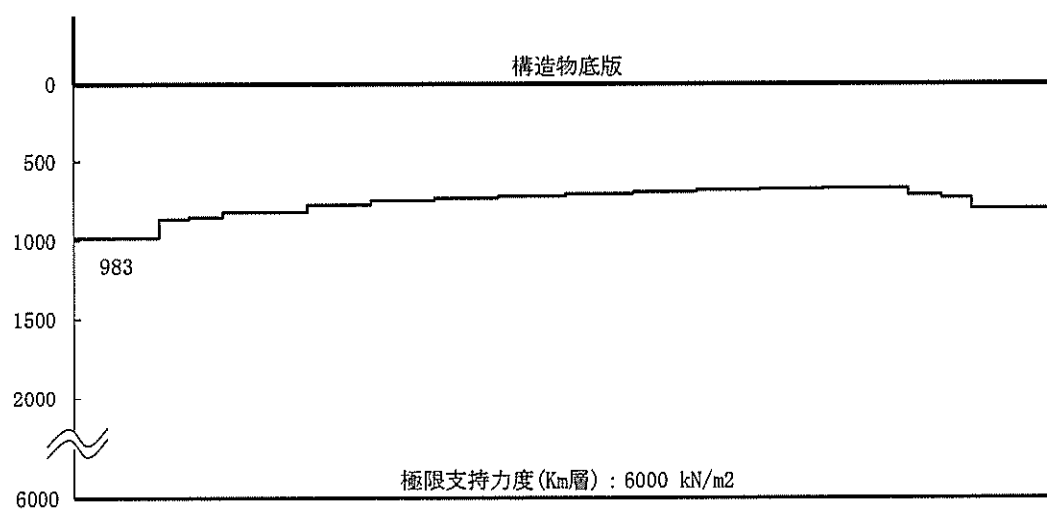


図 12.4-53 (6) 東西方向断面の接地圧分布図

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース， $S_s-1.2$)

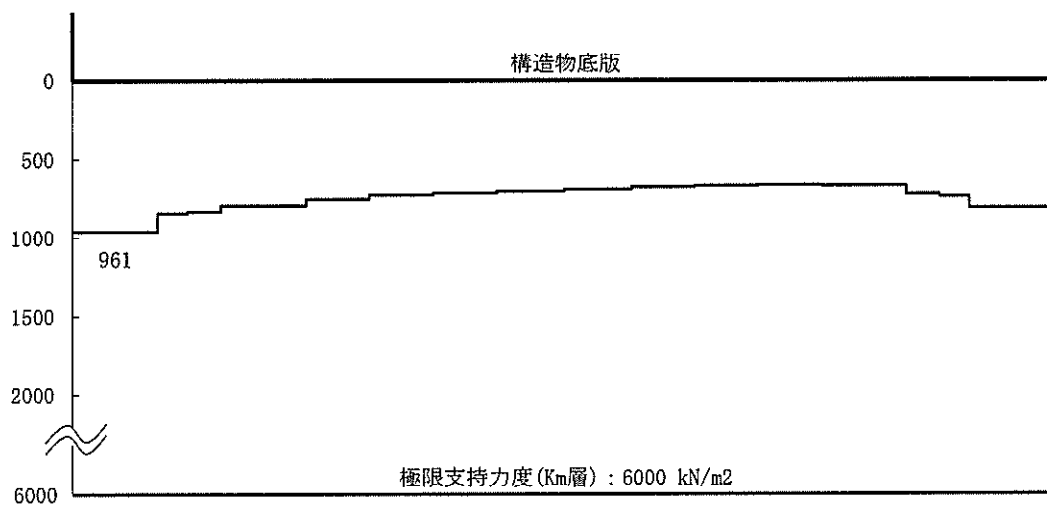


図 12.4-53 (7) 東西方向断面の接地圧分布図
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース， S_s-13)

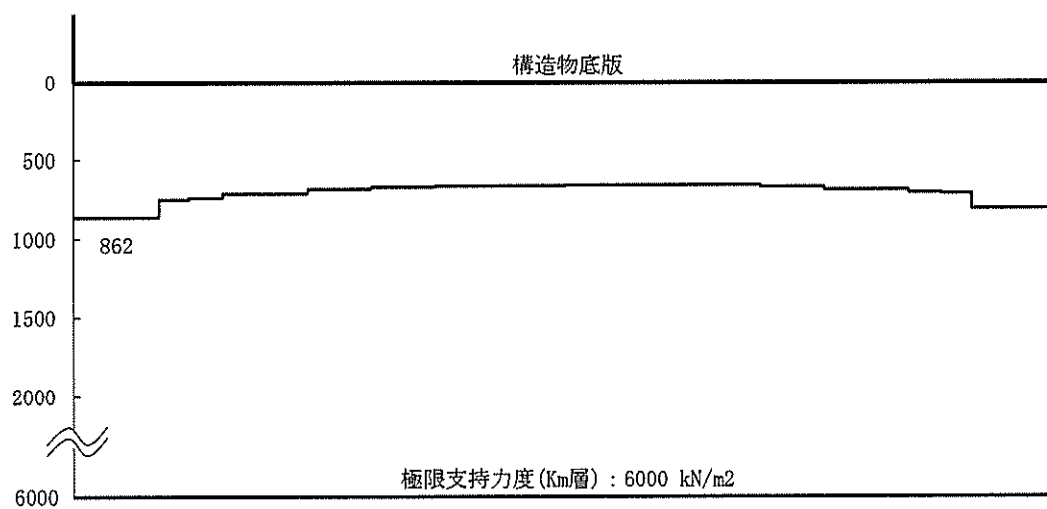


図 12.4-53 (8) 東西方向断面の接地圧分布図
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース， S_s-14)

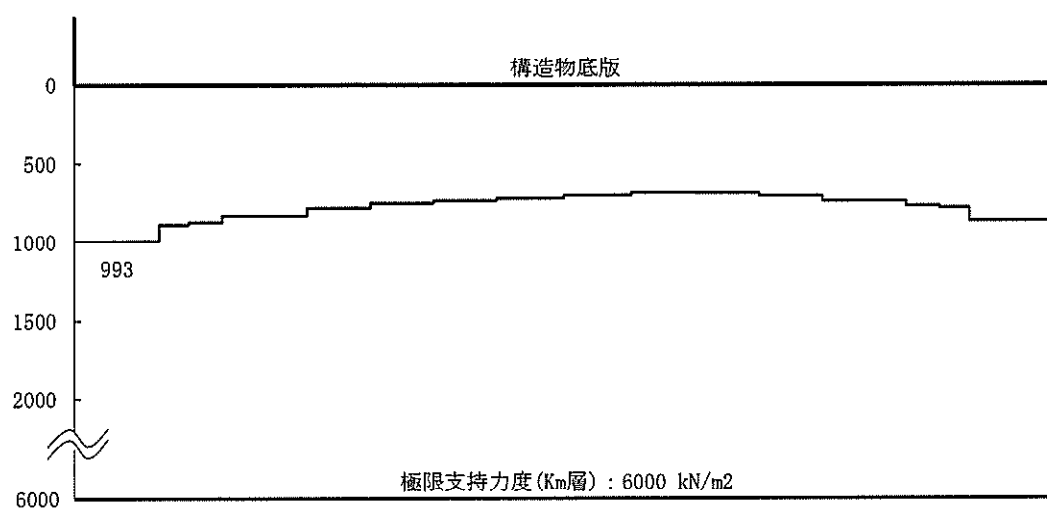


図 12.4-53 (9) 東西方向断面の接地圧分布図
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース， S_s-21)

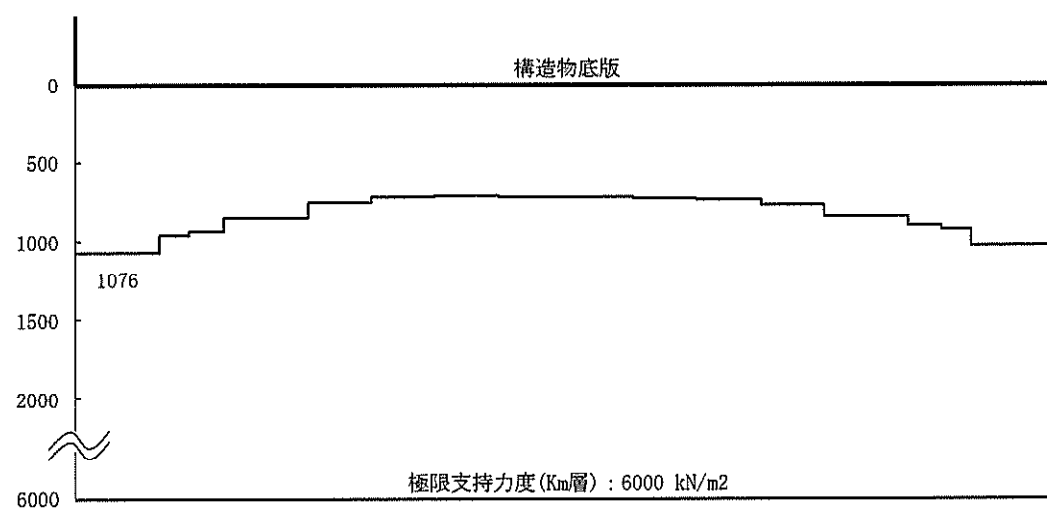


図 12.4-53 (10) 東西方向断面の接地圧分布図
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース， S_s-22)

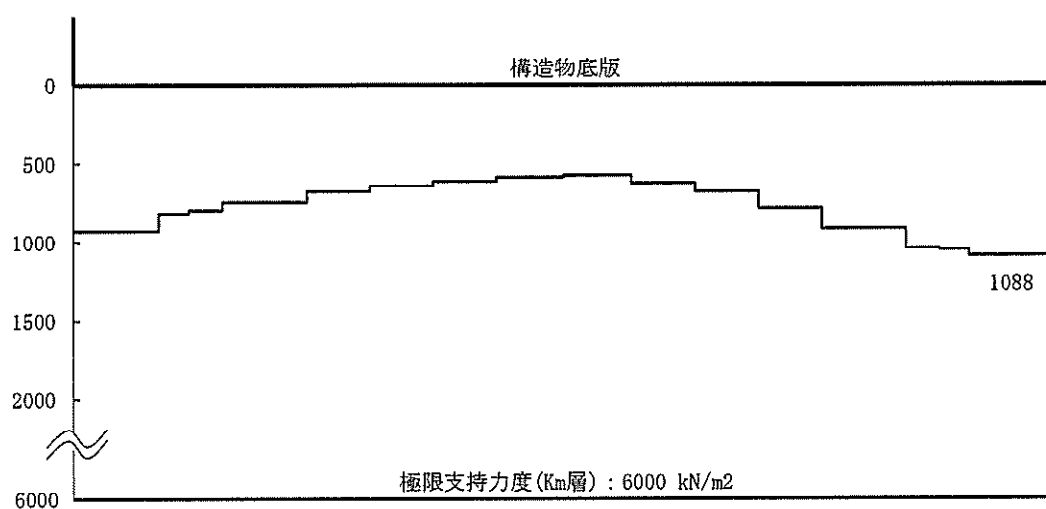


図 12.4-53 (11) 東西方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース,
 $S_s - 31$ (H+, V+))

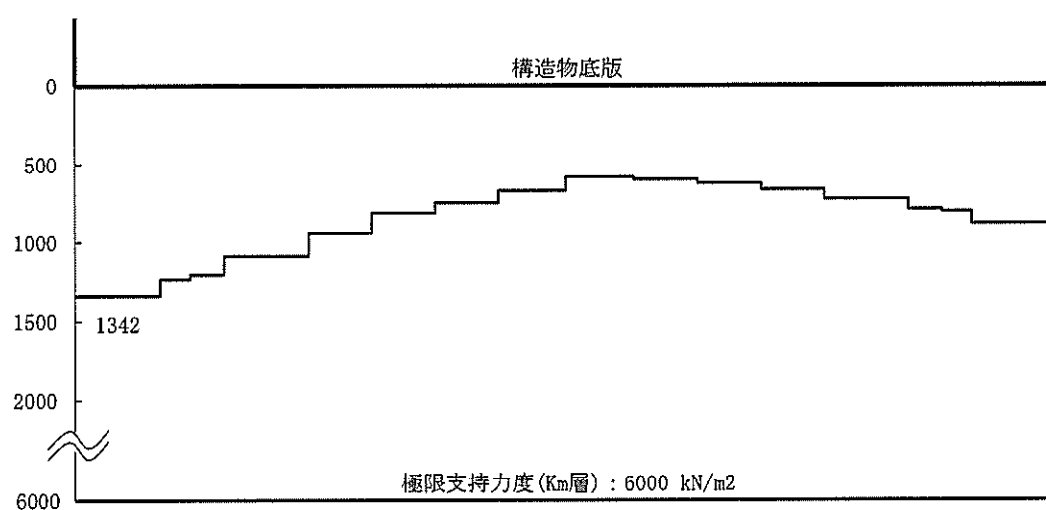


図 12.4-53 (12) 東西方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース,
 $S_s - 31$ (H-, V+))

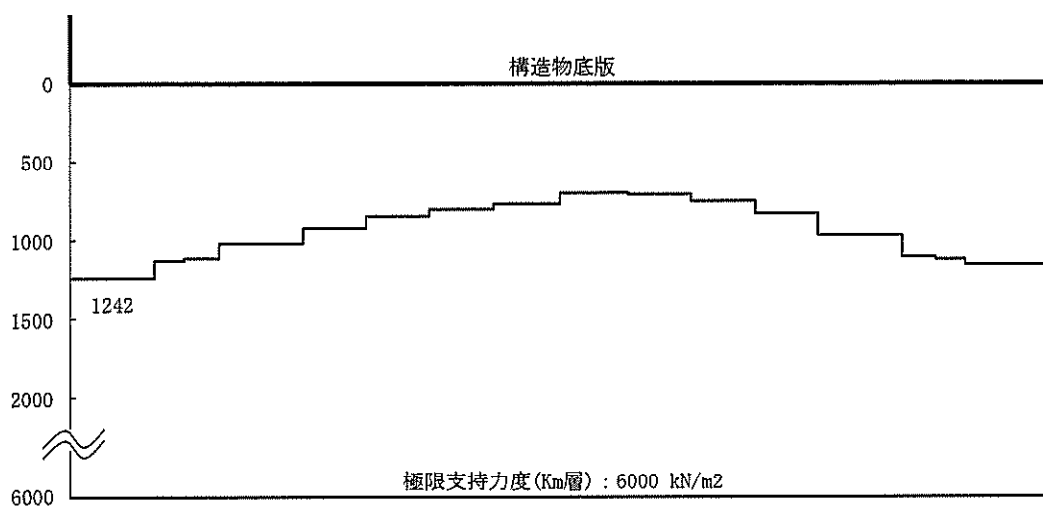


図 12.4-53 (13) 東西方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース,
 S_s-D1 (H-, V-))

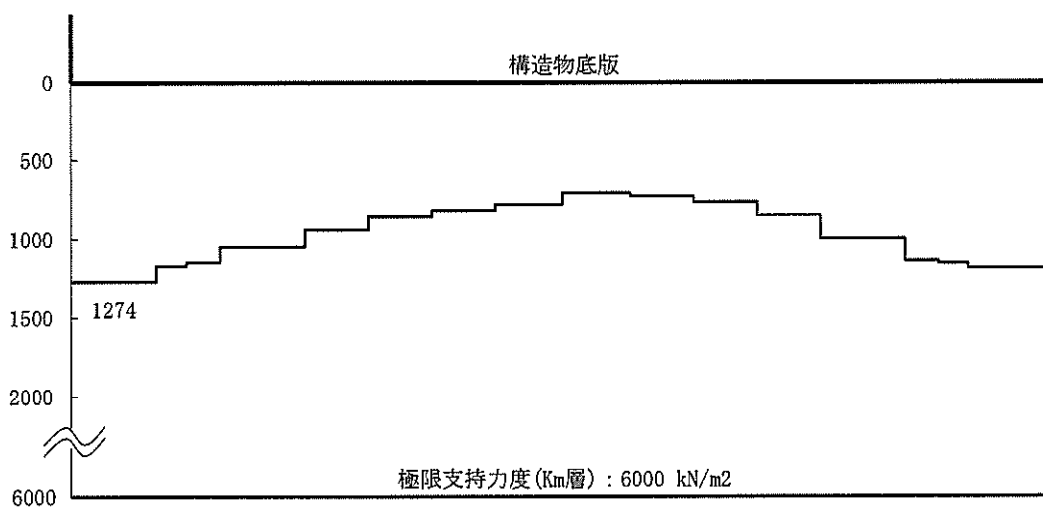


図 12.4-53 (14) 東西方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース,
 S_s-D1 (H-, V-))

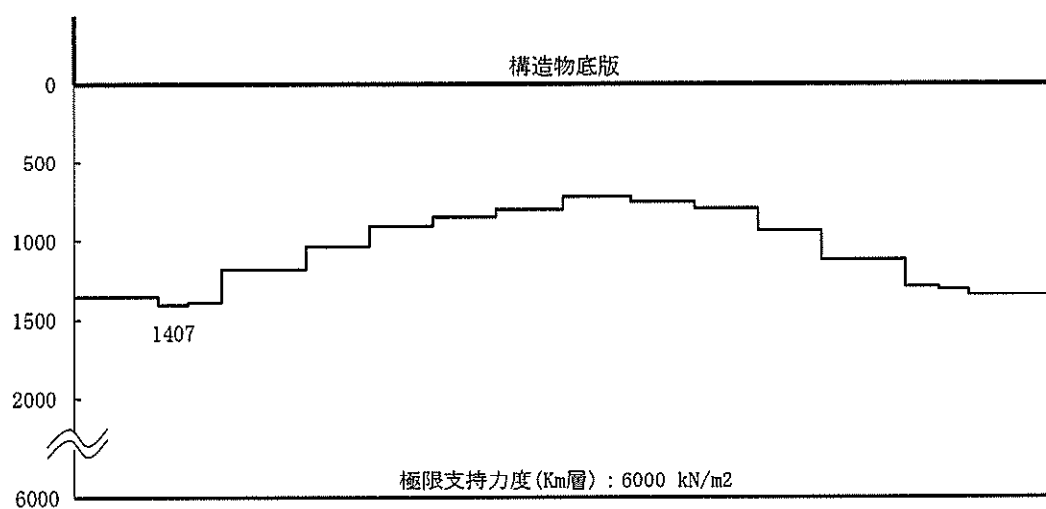


図 12.4-53 (15) 東西方向断面の接地圧分布図

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース， S_s-D1 (Hー，Vー))

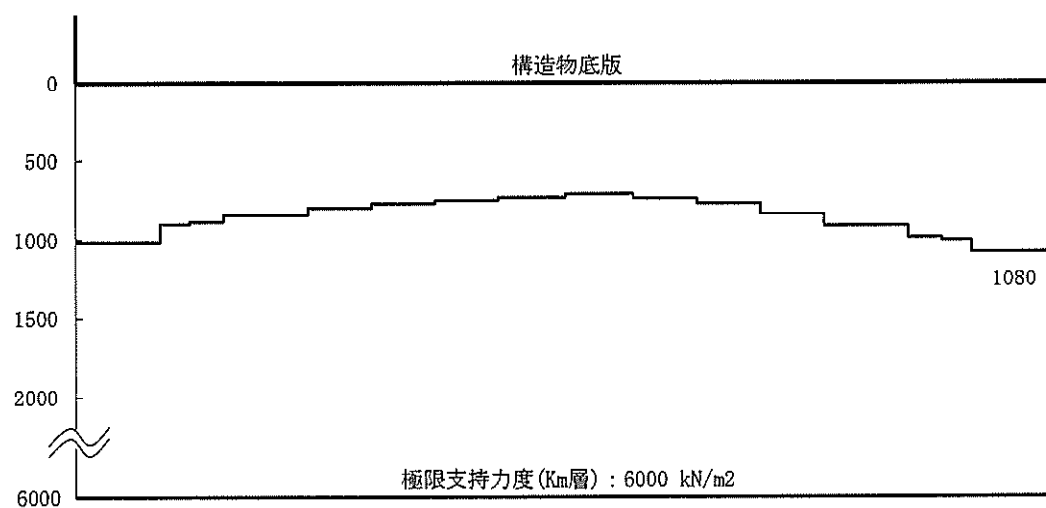


図 12.4-53 (16) 東西方向断面の接地圧分布図

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース， S_s-D1 (Hー，Vー))

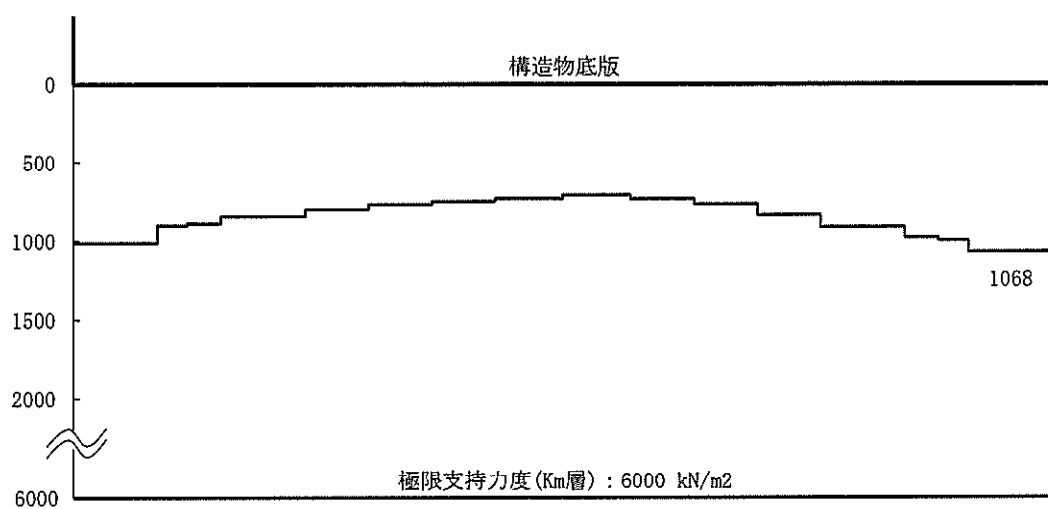


図 12.4-53 (17) 東西方向断面の接地圧分布図

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した
解析ケース, S_s-D1 (H-, V-))

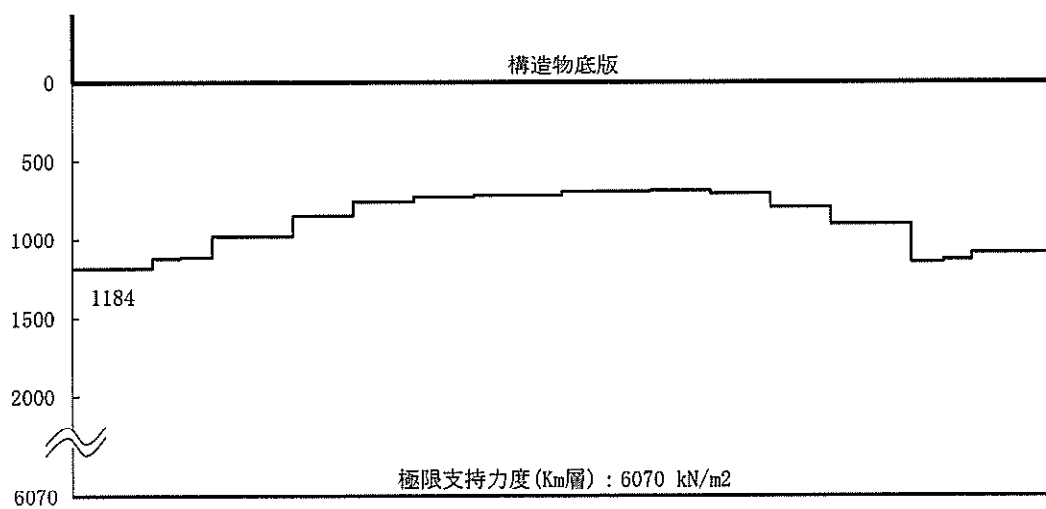


図 12.4-54 (1) 南北方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース,
 $S_s - D1 (H+, V+)$)

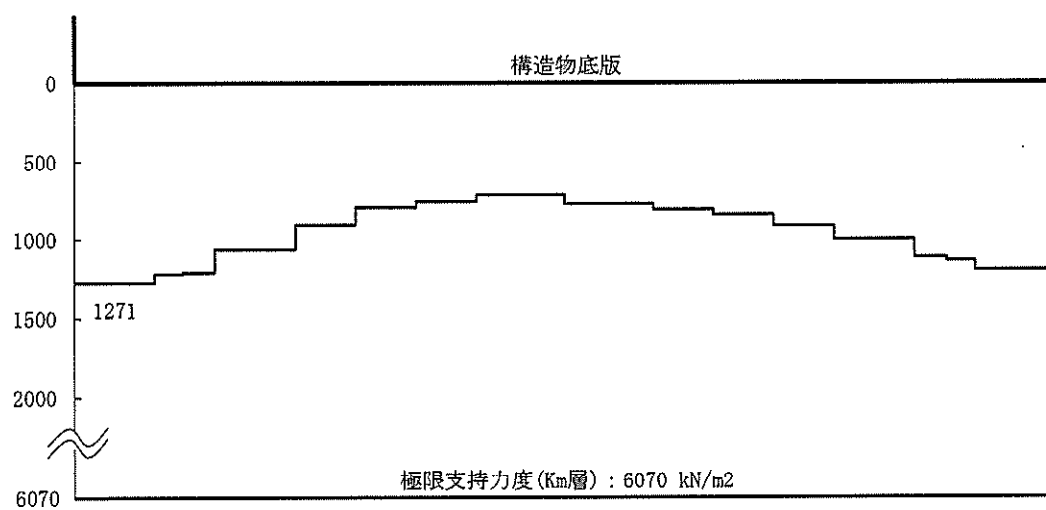


図 12.4-54 (2) 南北方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース,
 $S_s - D1 (H+, V-)$)

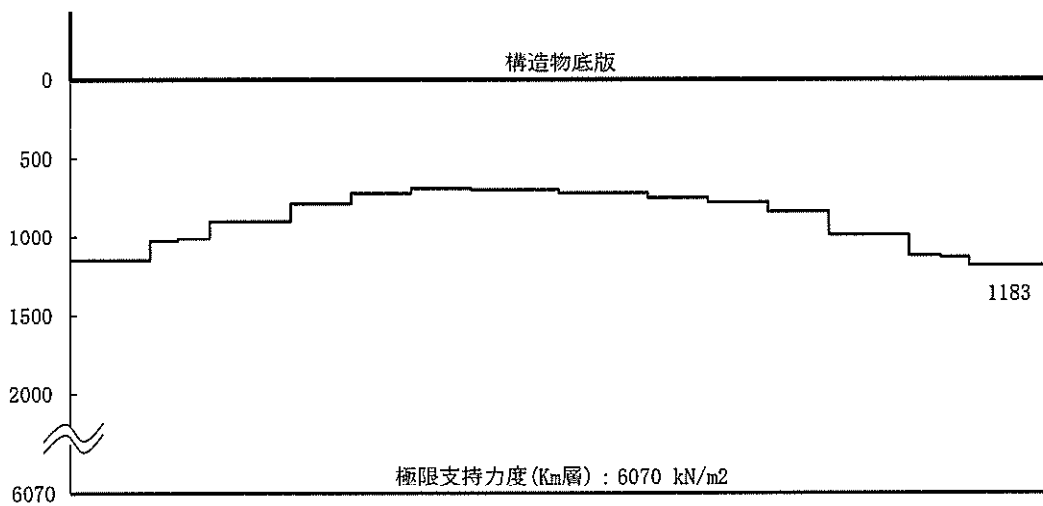


図 12.4-54 (3) 南北方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース,
 $S_s - D1$ (H-, V+))

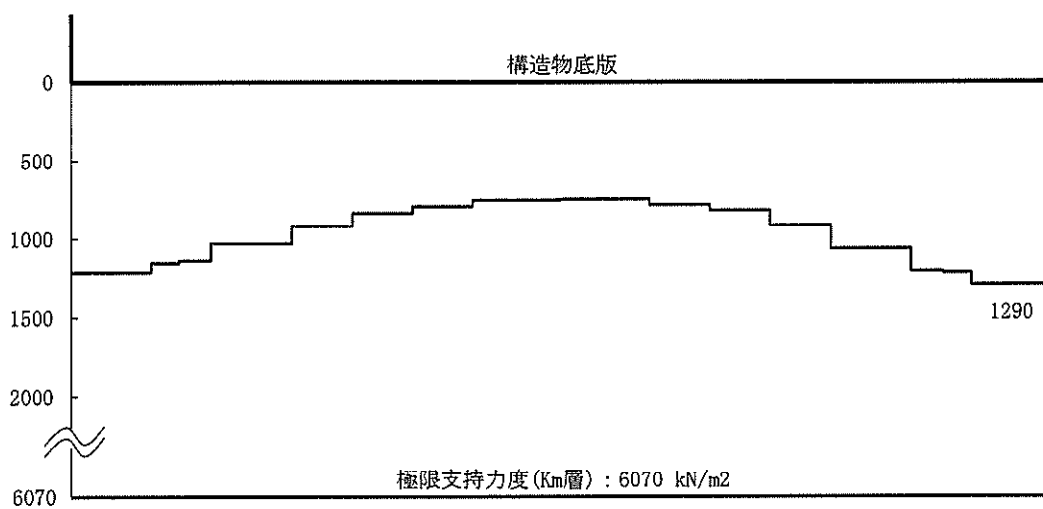


図 12.4-54 (4) 南北方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース,
 $S_s - D1$ (H-, V-))

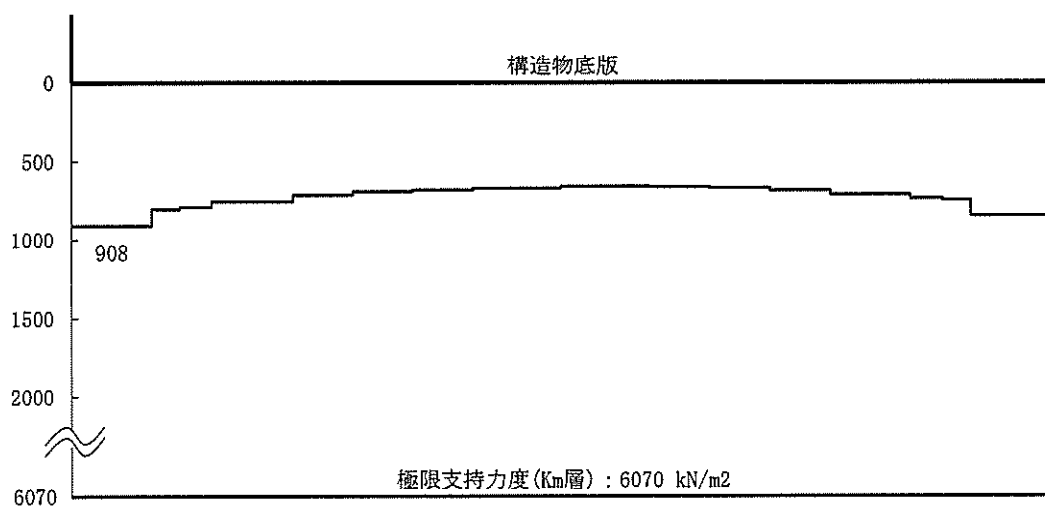


図 12.4-54 (5) 南北方向断面の接地圧分布図
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース， S_s-11)

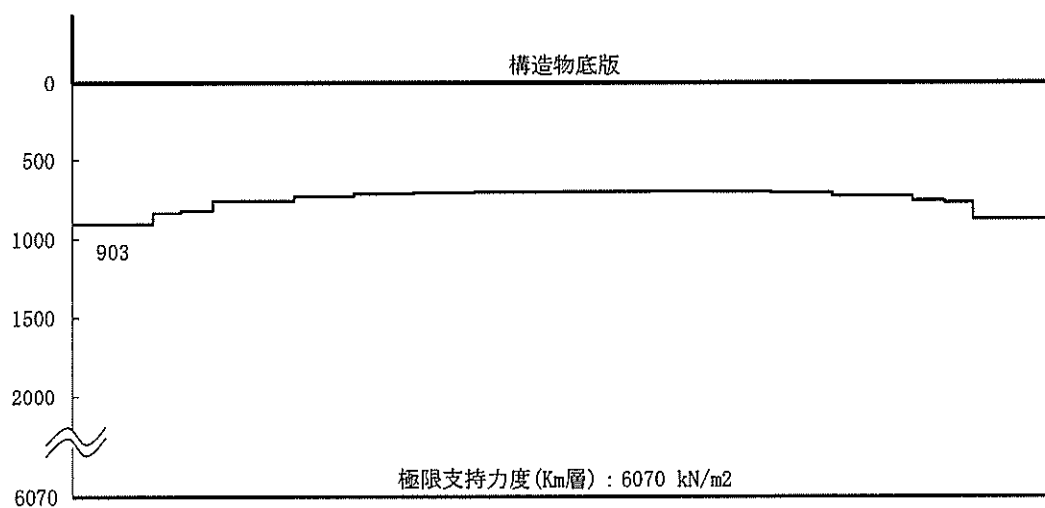


図 12.4-54 (6) 南北方向断面の接地圧分布図
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース， S_s-12)

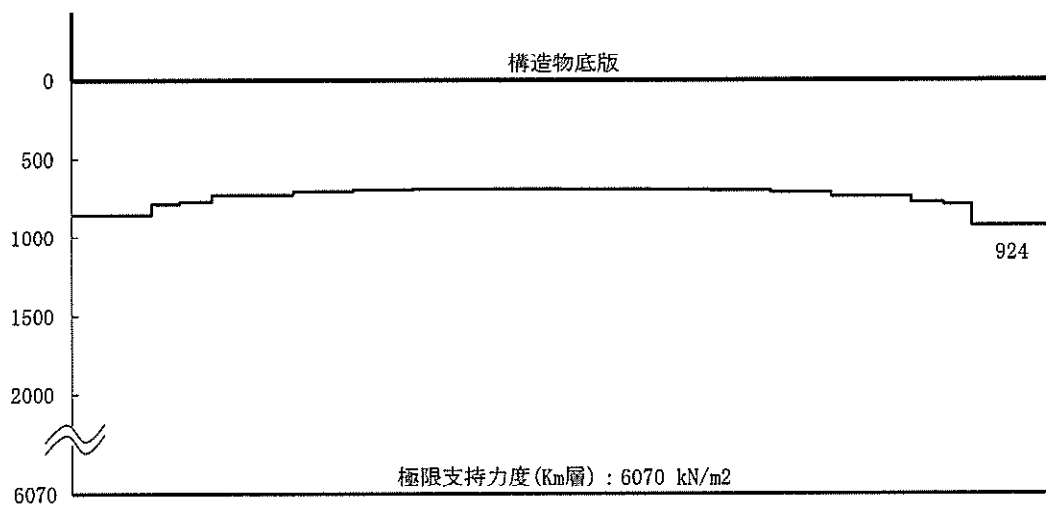


図 12.4-54 (7) 南北方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース， S_s-13)

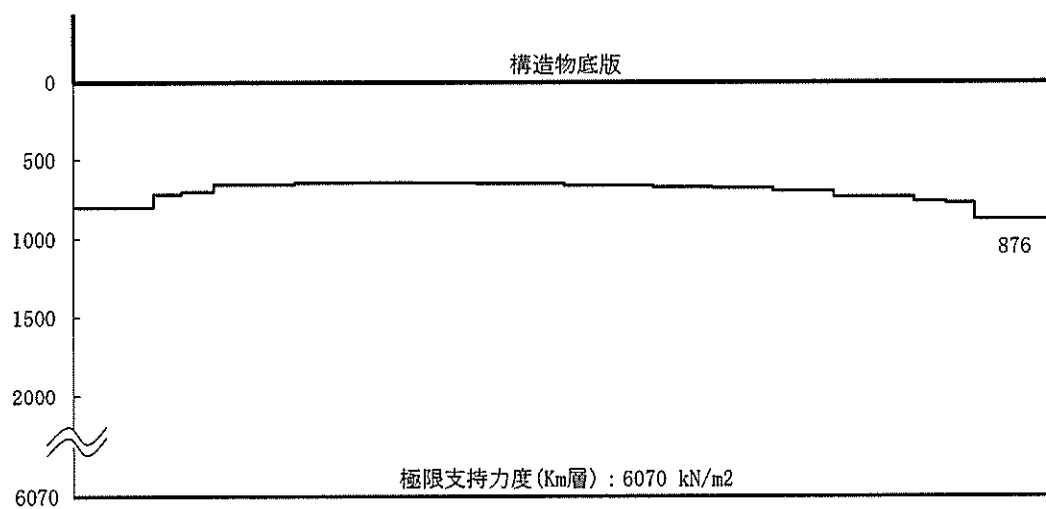


図 12.4-54 (8) 南北方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース， S_s-14)

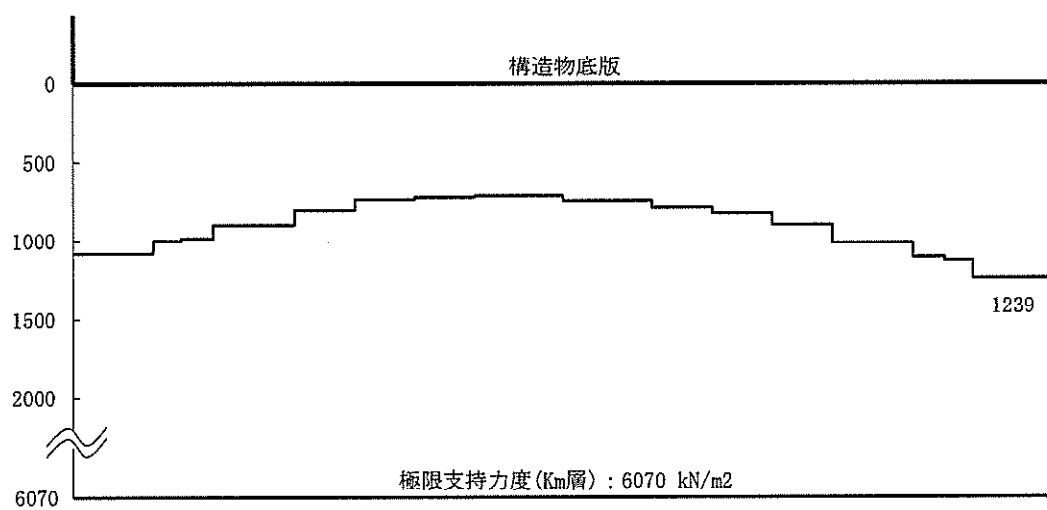


図 12.4-54 (9) 南北方向断面の接地圧分布図
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース， S_s-21)

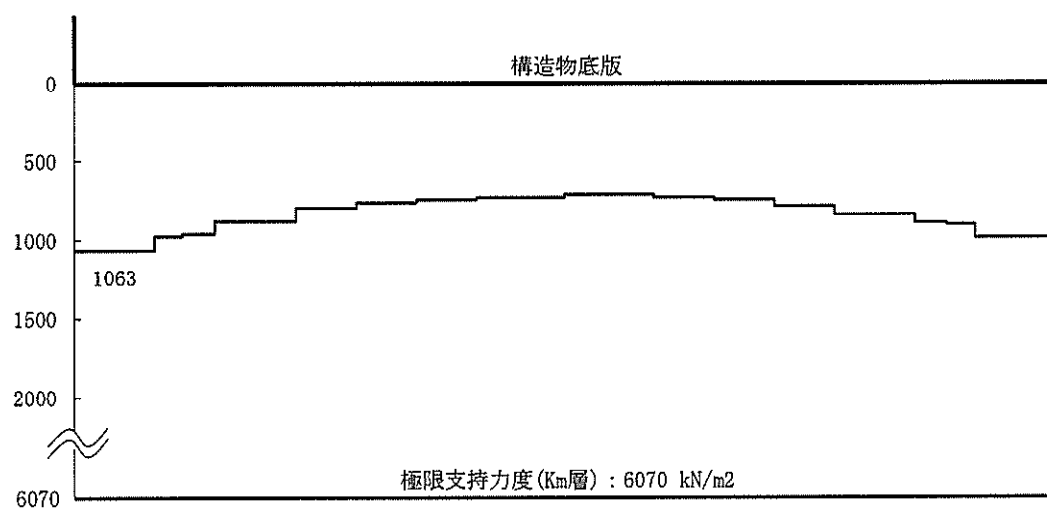


図 12.4-54 (10) 南北方向断面の接地圧分布図
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース， S_s-22)

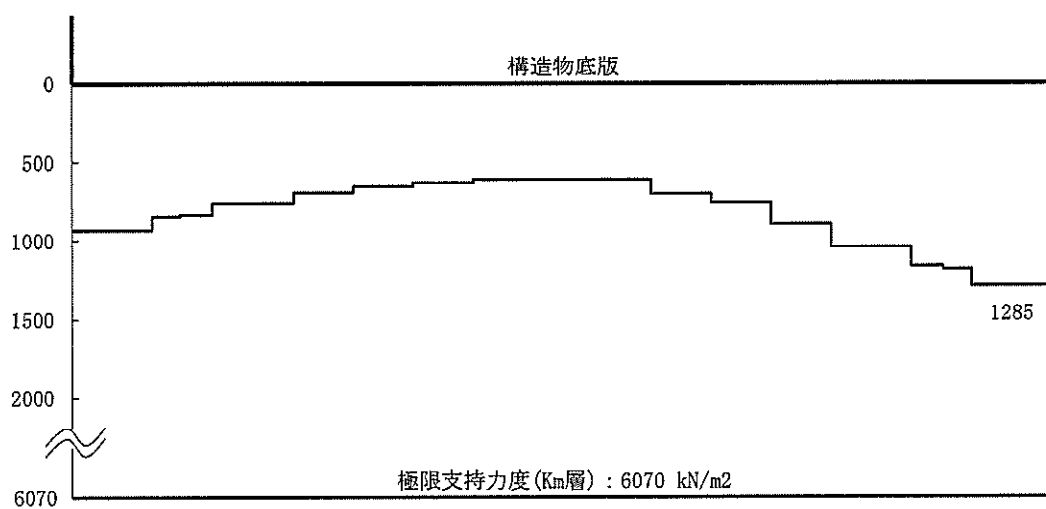


図 12.4-54 (11) 南北方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース,
 $S_s - 31$ (H+, V+))

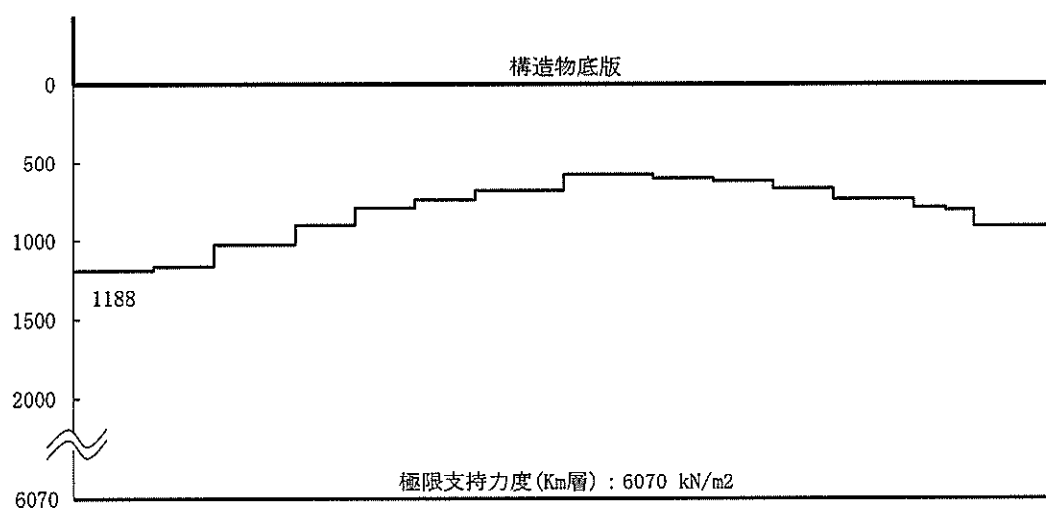


図 12.4-54 (12) 南北方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース,
 $S_s - 31$ (H-, V+))

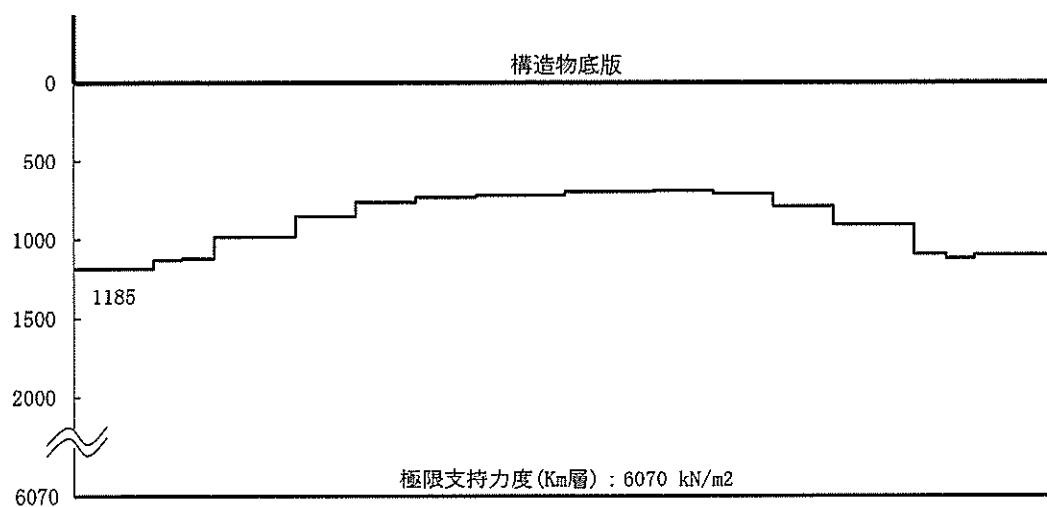


図 12.4-54 (13) 南北方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース,
 S_s-D1 (H+, V+))

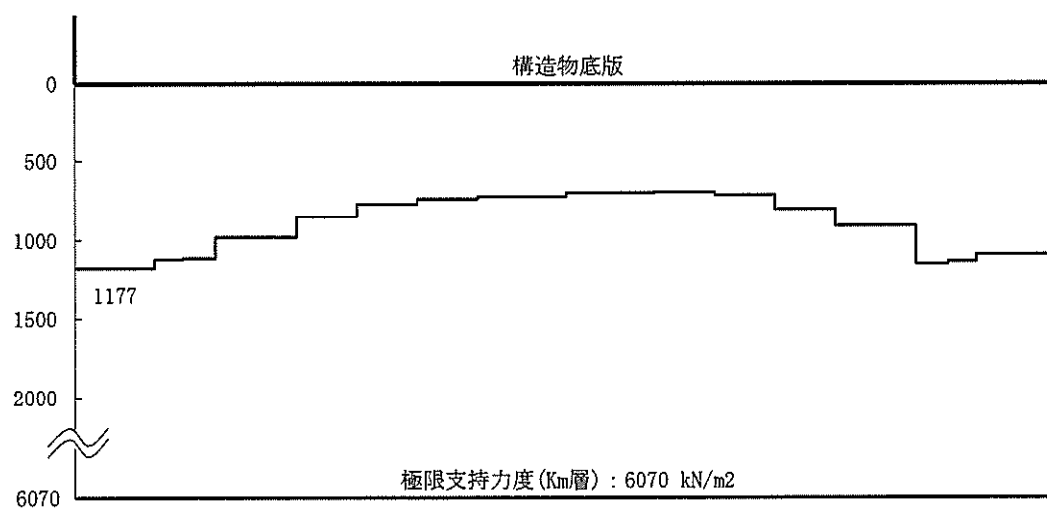


図 12.4-54 (14) 南北方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース,
 S_s-D1 (H+, V+))

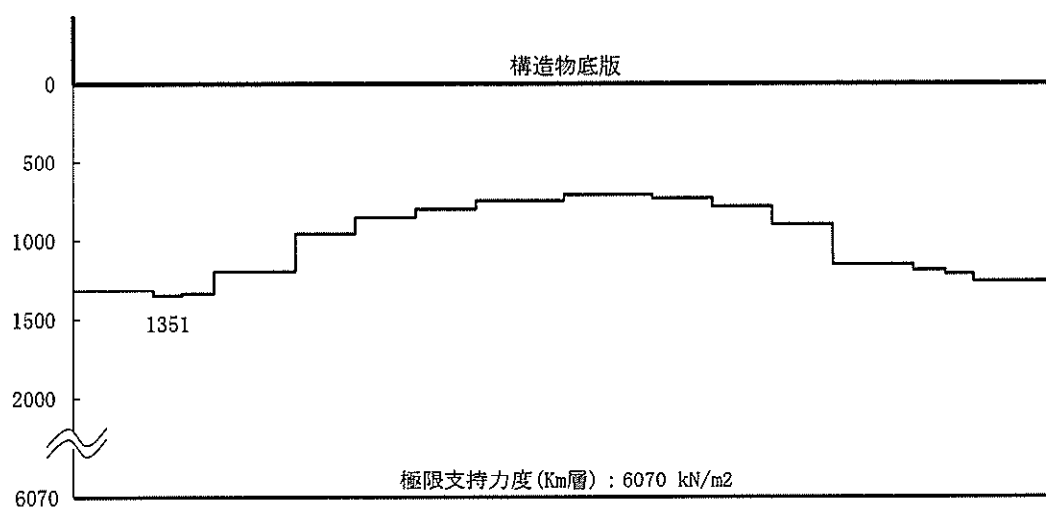


図 12.4-54 (15) 南北方向断面の接地圧分布図

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース， $S_s - D1$ (H+, V+))

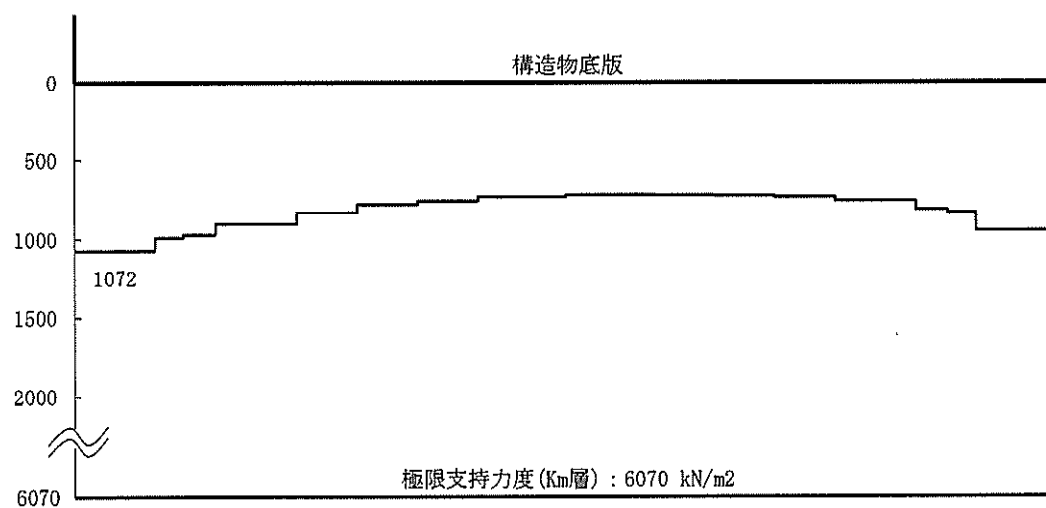


図 12.4-54 (16) 南北方向断面の接地圧分布図

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース， $S_s - D1$ (H+, V+))

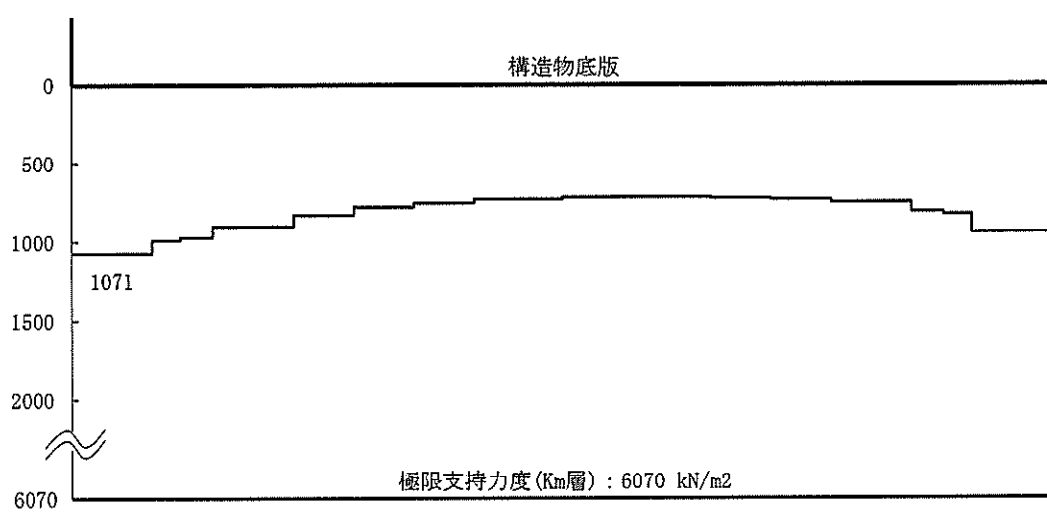


図 12.4-54 (17) 南北方向断面の接地圧分布図
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した
 解析ケース, S_s-D 1 (H+, V+))

12.5 まとめ

緊急用海水ポンプピットについて基準地震動 S_0 による地震力に対し、構造部材に発生する曲げ軸力及びせん断力、並びに支持地盤に発生する接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、緊急用海水ポンプピットは、基準地震動 S_0 による地震力に対して間接支持機能を維持できる。

緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価に関する参考資料

1. 減衰の設定について

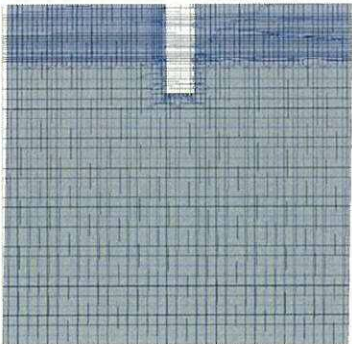
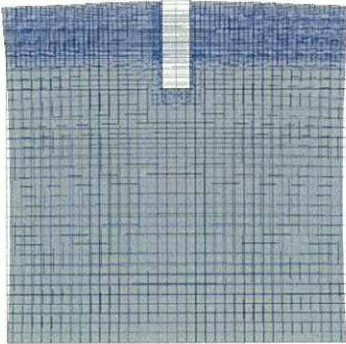
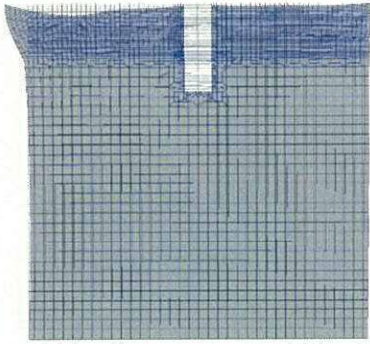
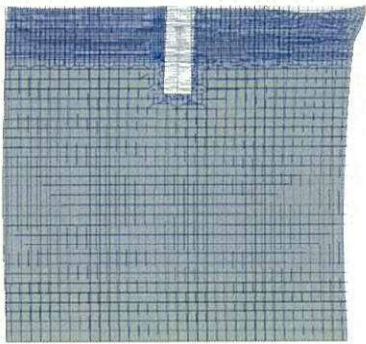
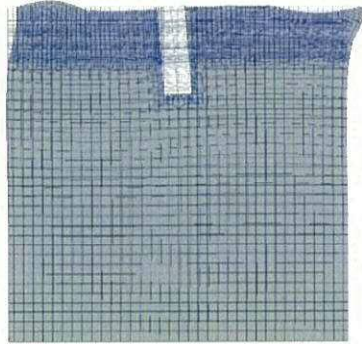
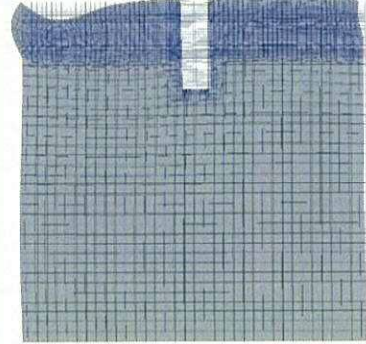
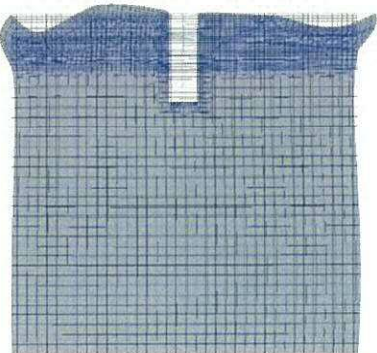
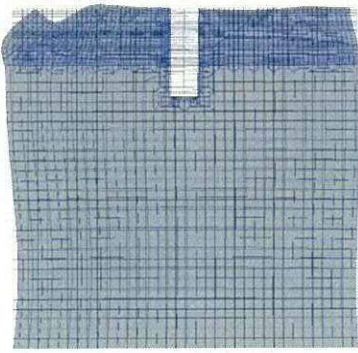
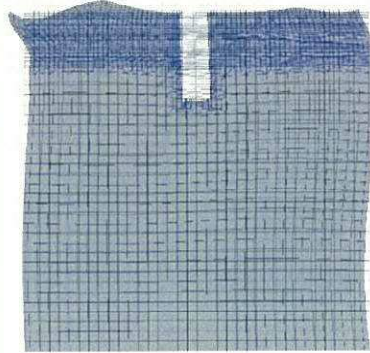
地震応答解析における減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を参考図 12-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を参考図 12-2 に示す。

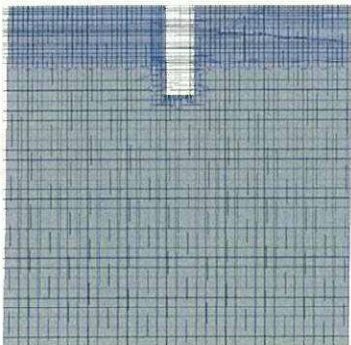
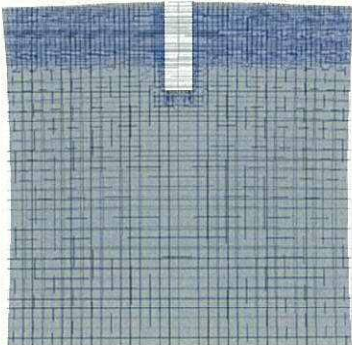
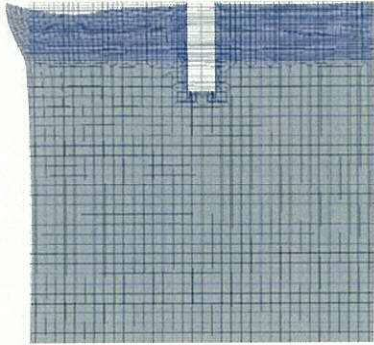
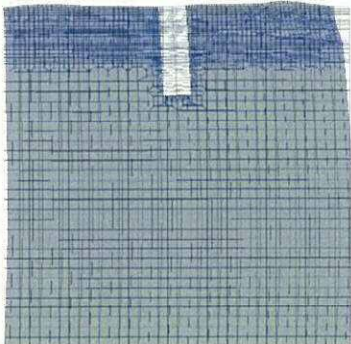
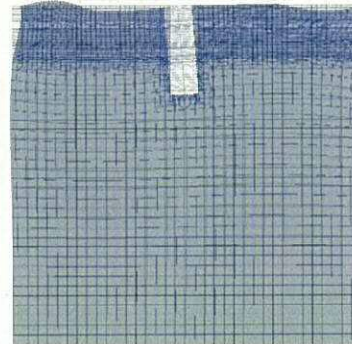
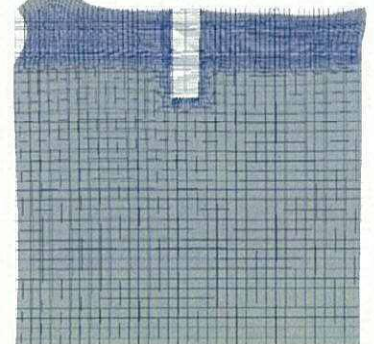
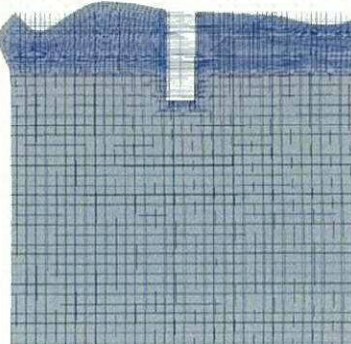
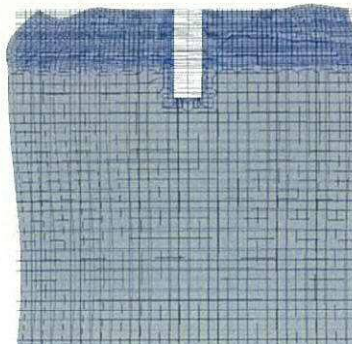
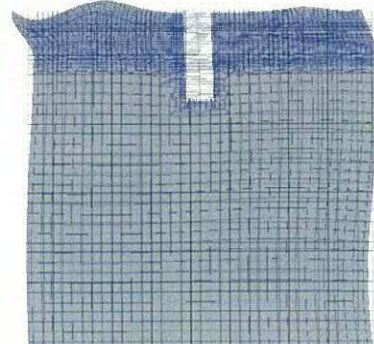
1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

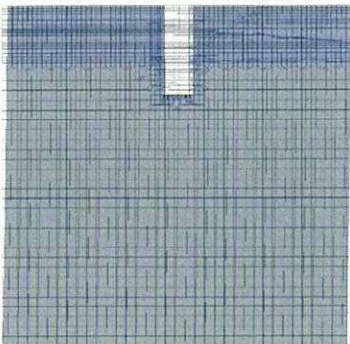
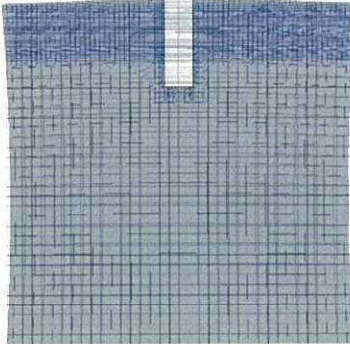
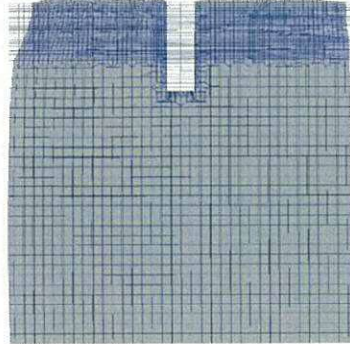
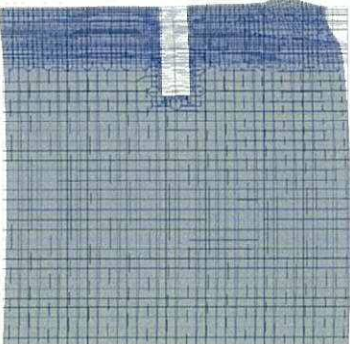
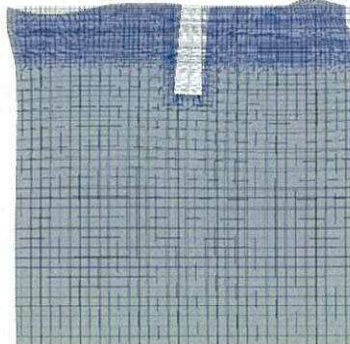
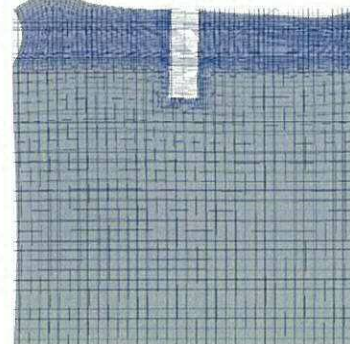
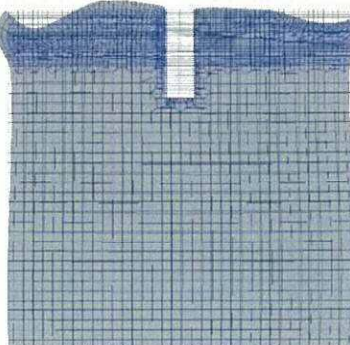
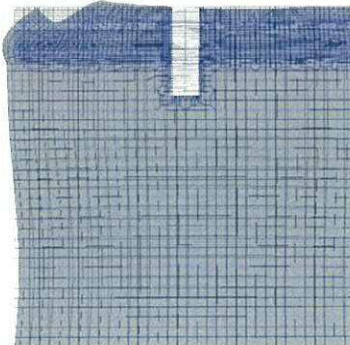
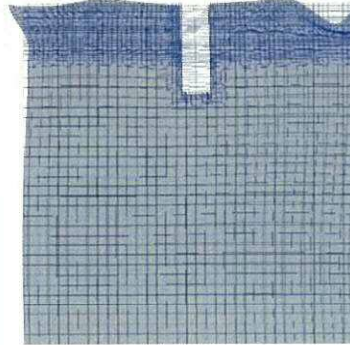
なお、初期減衰定数は、地盤については 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5 %（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

1 次モード	2 次モード	3 次モード
0.721 Hz (刺激係数: 165.39)	1.442 Hz (刺激係数: -0.23)	1.748 Hz (刺激係数: 21.72)
		
4 次モード	5 次モード	6 次モード
2.024 Hz (刺激係数: -46.68)	2.235 Hz (刺激係数: 14.65)	2.474 Hz (刺激係数: -16.22)
		
7 次モード	8 次モード	9 次モード
2.713 Hz (刺激係数: 13.81)	2.804 Hz (刺激係数: 15.15)	3.130 Hz (刺激係数: -16.42)
		

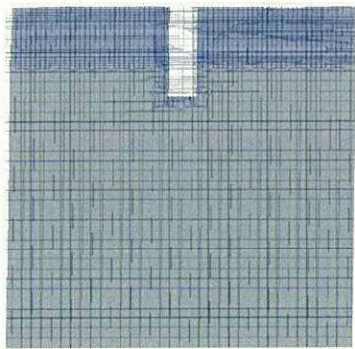
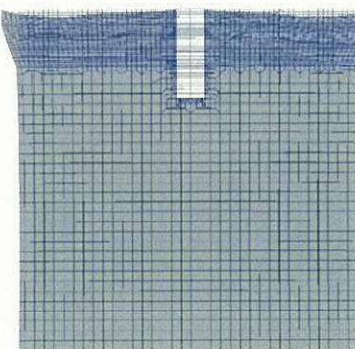
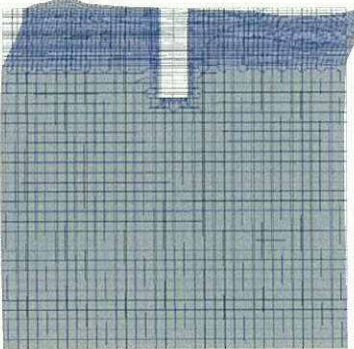
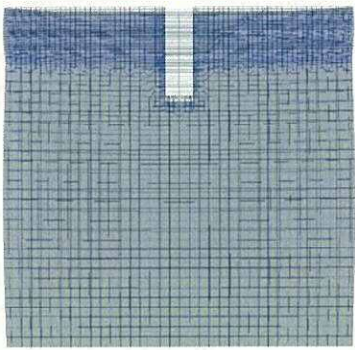
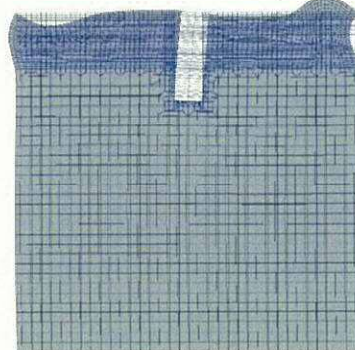
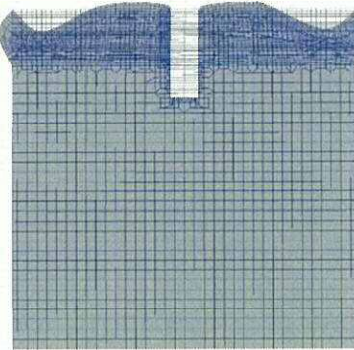
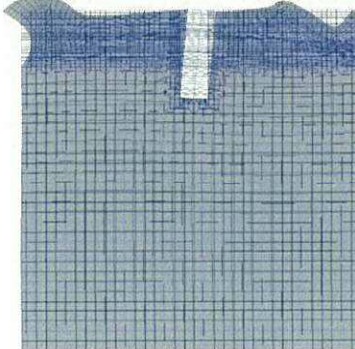
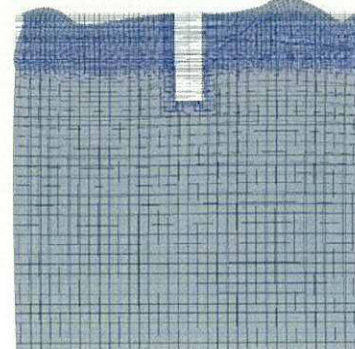
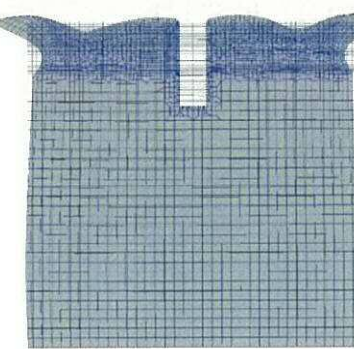
参考図 12-1 (1) 緊急用海水ポンプピットの固有値解析結果
(東西方向断面 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

1 次モード	2 次モード	3 次モード
0.721 Hz (刺激係数: 165.46)	1.442 Hz (刺激係数: -0.27)	1.757 Hz (刺激係数: 22.95)
		
4 次モード	5 次モード	6 次モード
2.063 Hz (刺激係数: 48.42)	2.269 Hz (刺激係数: 7.16)	2.495 Hz (刺激係数: 14.17)
		
7 次モード	8 次モード	9 次モード
2.768 Hz (刺激係数: 17.27)	2.817 Hz (刺激係数: 12.04)	3.161 Hz (刺激係数: -15.38)
		

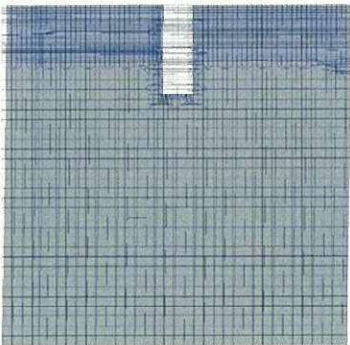
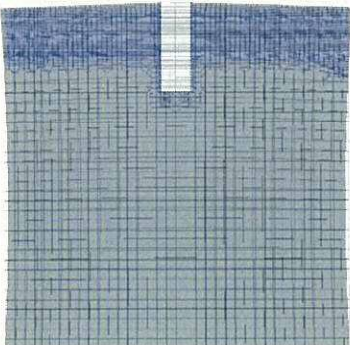
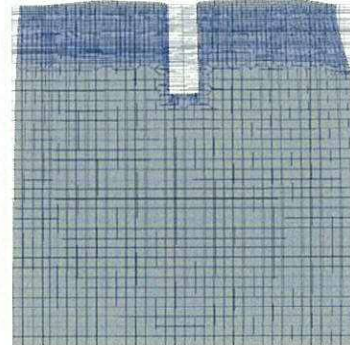
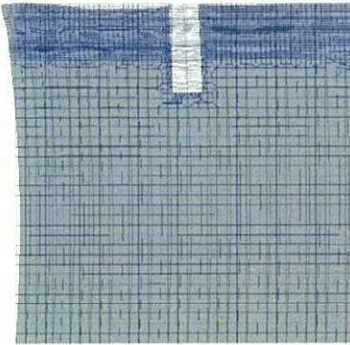
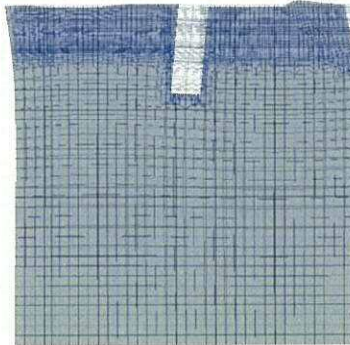
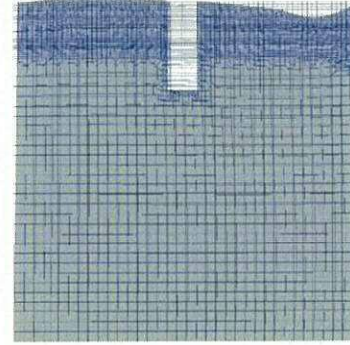
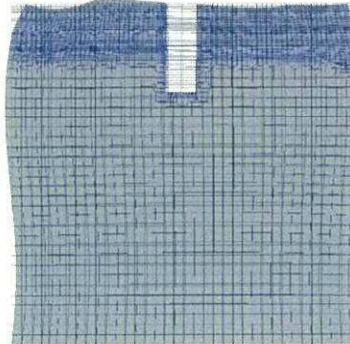
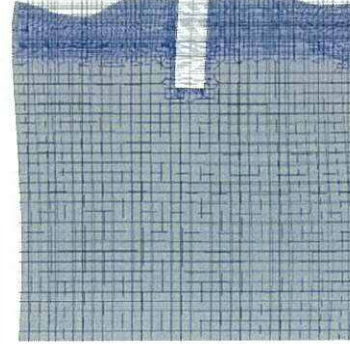
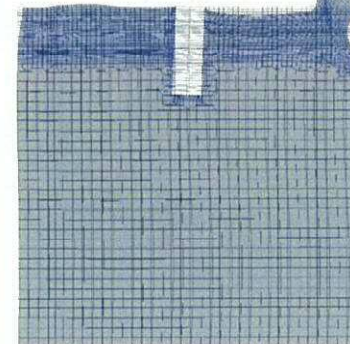
参考図 12-1 (2) 緊急用海水ポンプピットの固有値解析結果
(東西方向断面 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

1 次モード	2 次モード	3 次モード
0.720 Hz (刺激係数: 165.29)	1.441 Hz (刺激係数: -0.23)	1.738 Hz (刺激係数: -19.52)
		
4 次モード	5 次モード	6 次モード
1.965 Hz (刺激係数: 44.04)	2.200 Hz (刺激係数: -22.48)	2.450 Hz (刺激係数: 17.82)
		
7 次モード	8 次モード	9 次モード
2.655 Hz (刺激係数: 11.54)	2.791 Hz (刺激係数: 15.35)	3.081 Hz (刺激係数: -18.49)
		

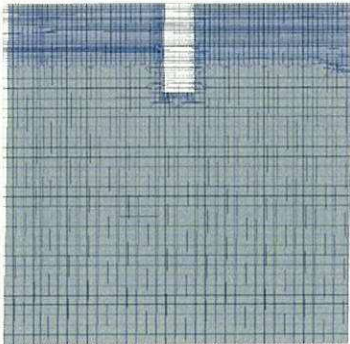
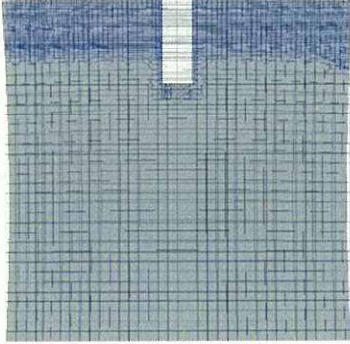
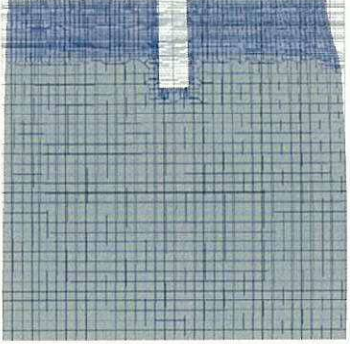
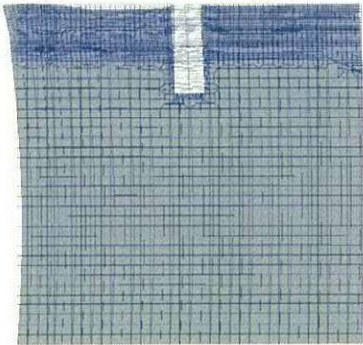
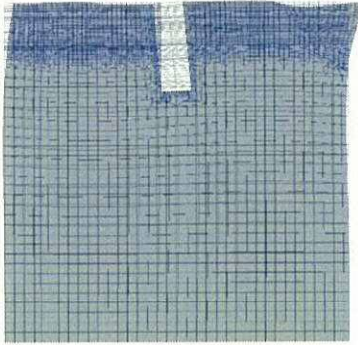
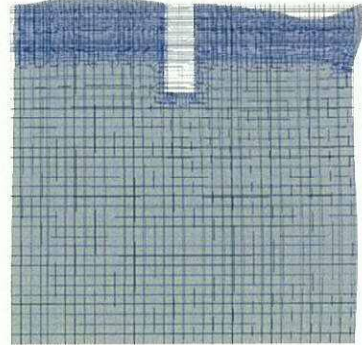
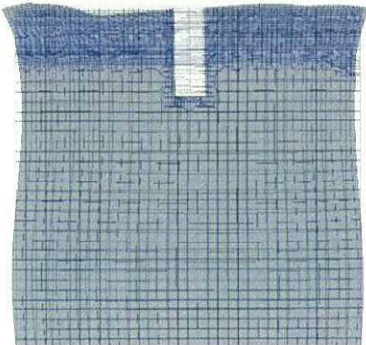
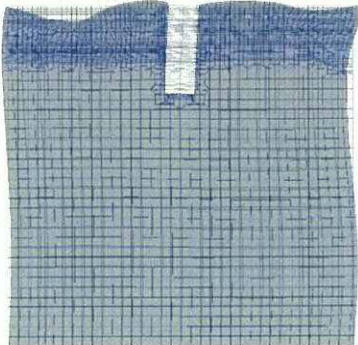
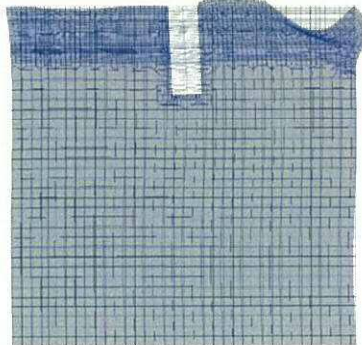
参考図 12-1 (3) 緊急用海水ポンプピットの固有値解析結果
(東西方向断面 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

1 次モード	2 次モード	3 次モード
0.709 Hz (刺激係数: 162.09)	1.289 Hz (刺激係数: -3.25)	1.431 Hz (刺激係数: -39.69)
		
4 次モード	5 次モード	6 次モード
1.457 Hz (刺激係数: 0.34)	1.834 Hz (刺激係数: -34.80)	1.958 Hz (刺激係数: -5.67)
		
7 次モード	8 次モード	9 次モード
2.205 Hz (刺激係数: -17.08)	2.344 Hz (刺激係数: -16.38)	2.421 Hz (刺激係数: -5.75)
		

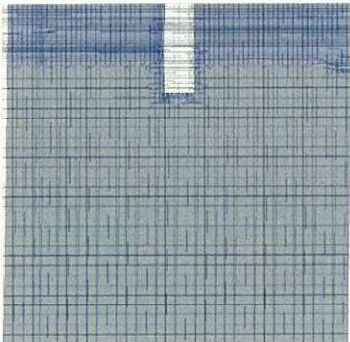
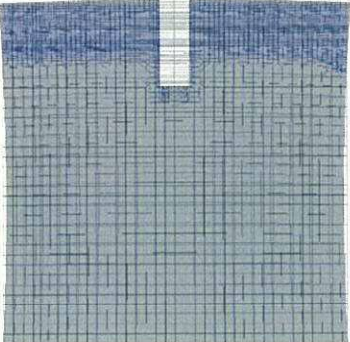
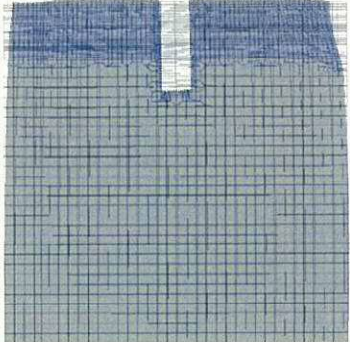
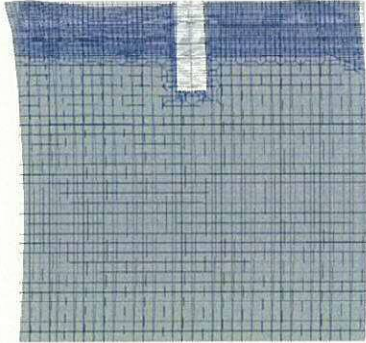
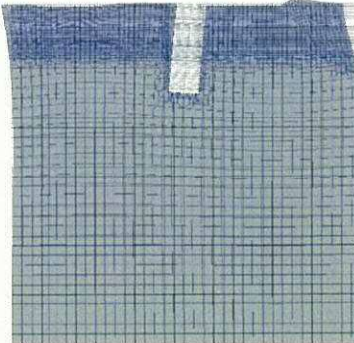
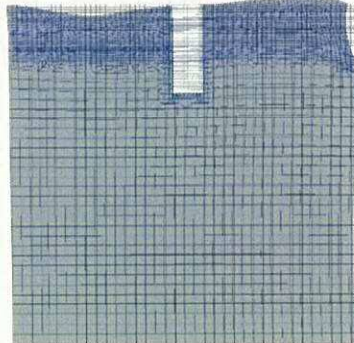
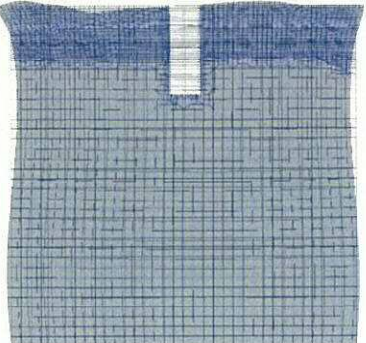
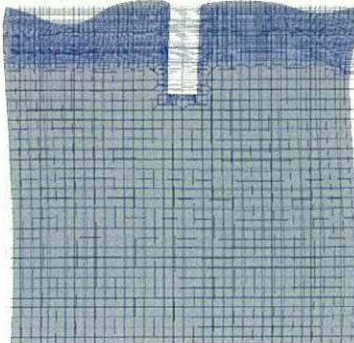
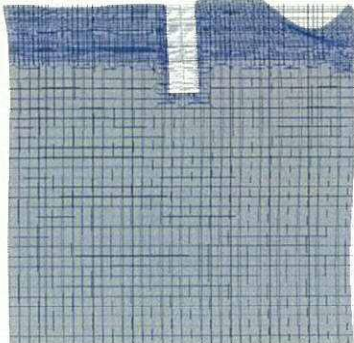
参考図 12-1 (4) 緊急用海水ポンプピットの固有値解析結果
(東西方向断面 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

1 次モード	2 次モード	3 次モード
0.722 Hz (刺激係数: 165.27)	1.444 Hz (刺激係数: -0.24)	1.886 Hz (刺激係数: 20.84)
		
4 次モード	5 次モード	6 次モード
2.004 Hz (刺激係数: 48.73)	2.256 Hz (刺激係数: -9.28)	2.565 Hz (刺激係数: 17.21)
		
7 次モード	8 次モード	9 次モード
2.924 Hz (刺激係数: 9.21)	3.026 Hz (刺激係数: 21.43)	3.155 Hz (刺激係数: 18.28)
		

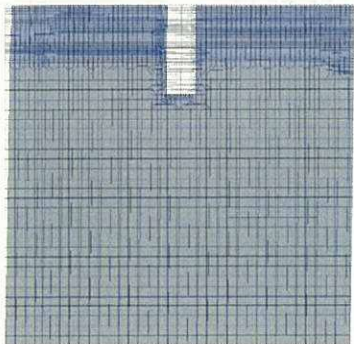
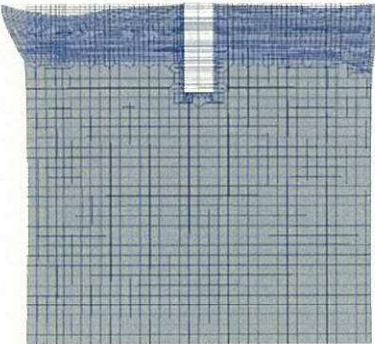
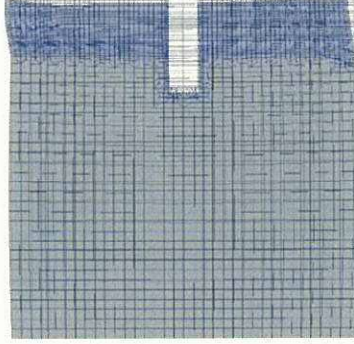
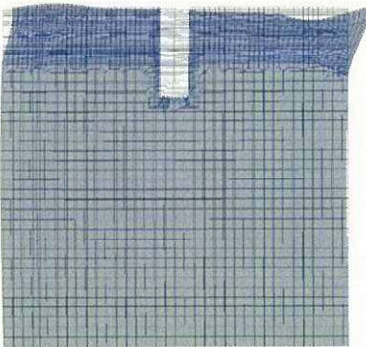
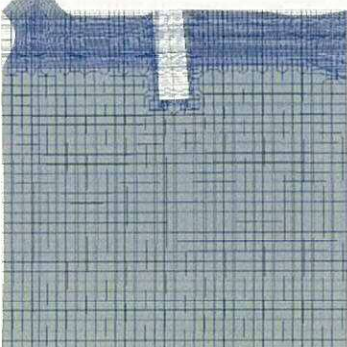
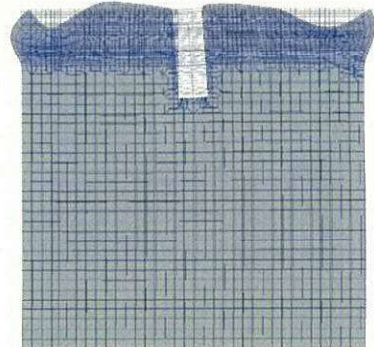
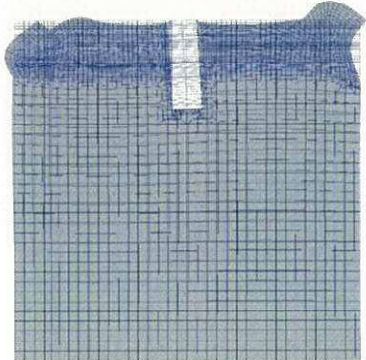
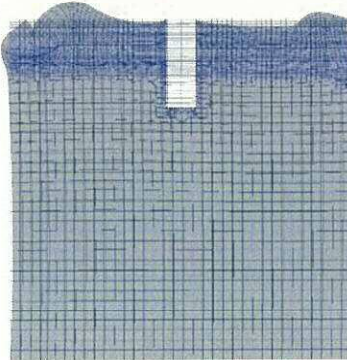
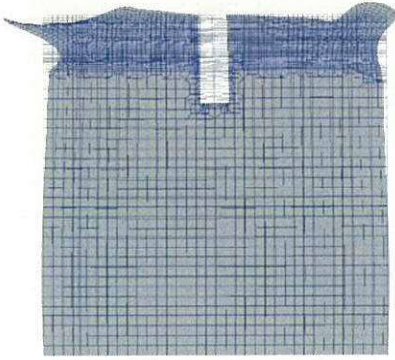
参考図 12-1 (5) 緊急用海水ポンプピットの固有値解析結果
(南北方向断面 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

1 次モード	2 次モード	3 次モード
0.722 Hz (刺激係数: 165.31)	1.445 Hz (刺激係数: -0.26)	1.898 Hz (刺激係数: 23.19)
		
4 次モード	5 次モード	6 次モード
2.018 Hz (刺激係数: 48.03)	2.265 Hz (刺激係数: 8.38)	2.577 Hz (刺激係数: 16.77)
		
7 次モード	8 次モード	9 次モード
2.947 Hz (刺激係数: -9.13)	3.046 Hz (刺激係数: 22.09)	3.170 Hz (刺激係数: -17.29)
		

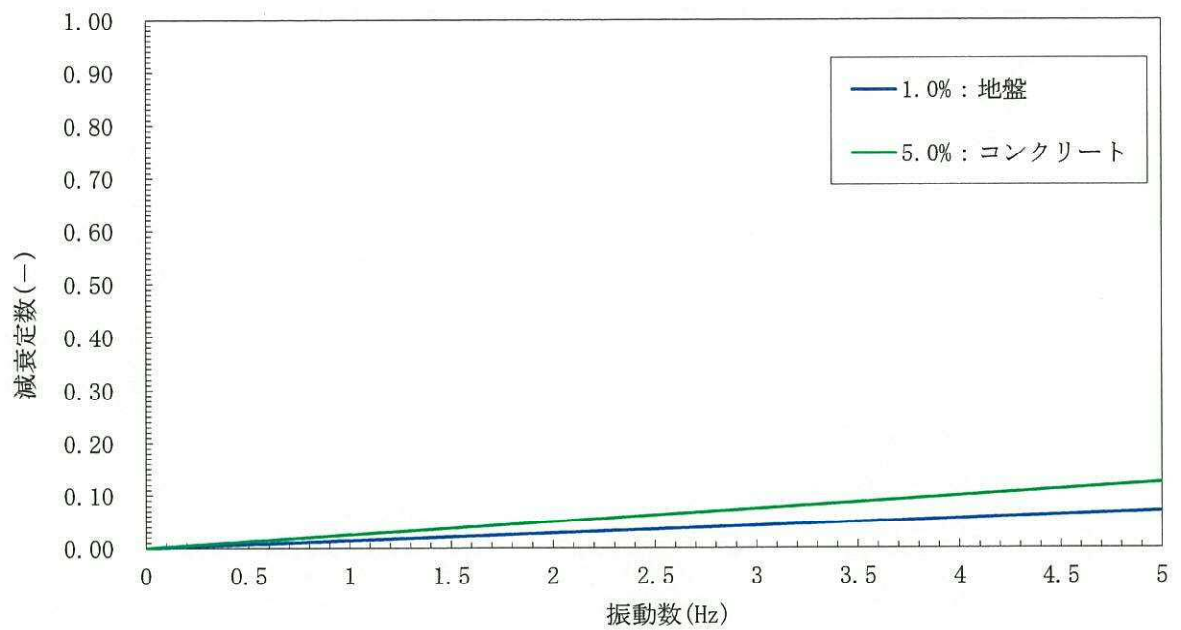
参考図 12-1 (6) 緊急用海水ポンプピットの固有値解析結果
(南北方向断面 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

1 次モード	2 次モード	3 次モード
0.722 Hz (刺激係数: 165.22)	1.444 Hz (刺激係数: -0.20)	1.871 Hz (刺激係数: 17.50)
		
4 次モード	5 次モード	6 次モード
1.985 Hz (刺激係数: 49.48)	2.245 Hz (刺激係数: -10.73)	2.550 Hz (刺激係数: -17.78)
		
7 次モード	8 次モード	9 次モード
2.892 Hz (刺激係数: -9.38)	2.997 Hz (刺激係数: 20.39)	3.134 Hz (刺激係数: -19.49)
		

参考図 12-1 (7) 緊急用海水ポンプピットの固有値解析結果
(南北方向断面 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

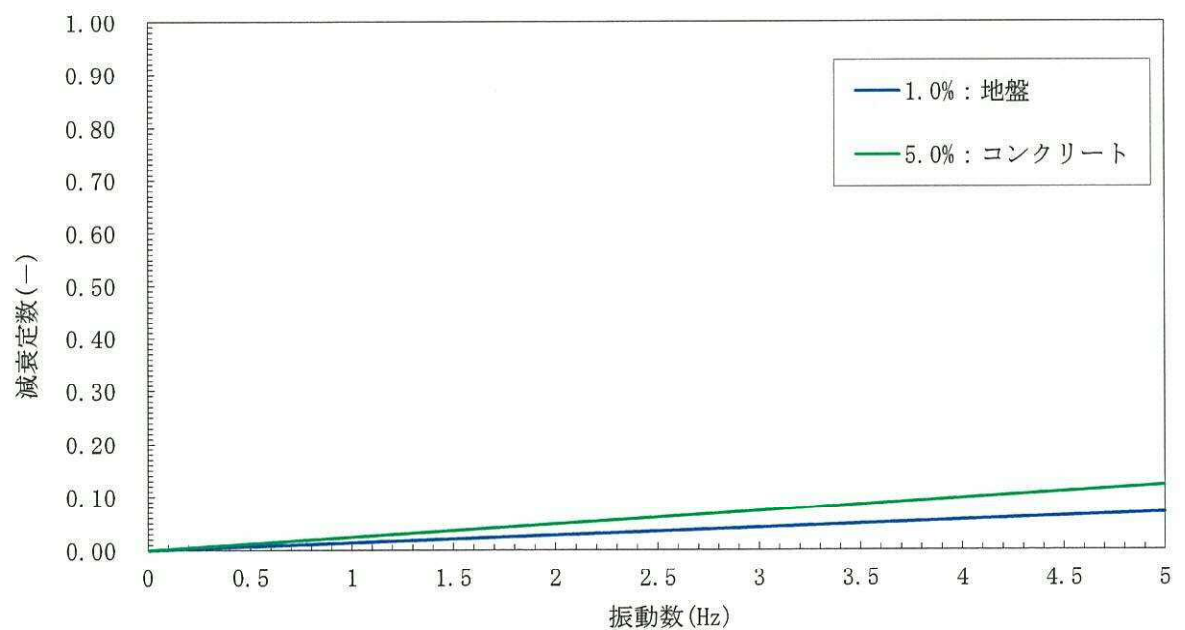
1 次モード	2 次モード	3 次モード
0.710 Hz (刺激係数: 162.34)	1.305 Hz (刺激係数: 14.21)	1.451 Hz (刺激係数: 13.29)
		
4 次モード	5 次モード	6 次モード
1.494 Hz (刺激係数: -35.75)	1.847 Hz (刺激係数: 30.58)	2.046 Hz (刺激係数: 20.44)
		
7 次モード	8 次モード	9 次モード
2.263 Hz (刺激係数: 4.31)	2.352 Hz (刺激係数: 15.83)	2.471 Hz (刺激係数: 3.67)
		

参考図 12-1 (8) 緊急用海水ポンプピットの固有値解析結果
 (南北方向断面 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



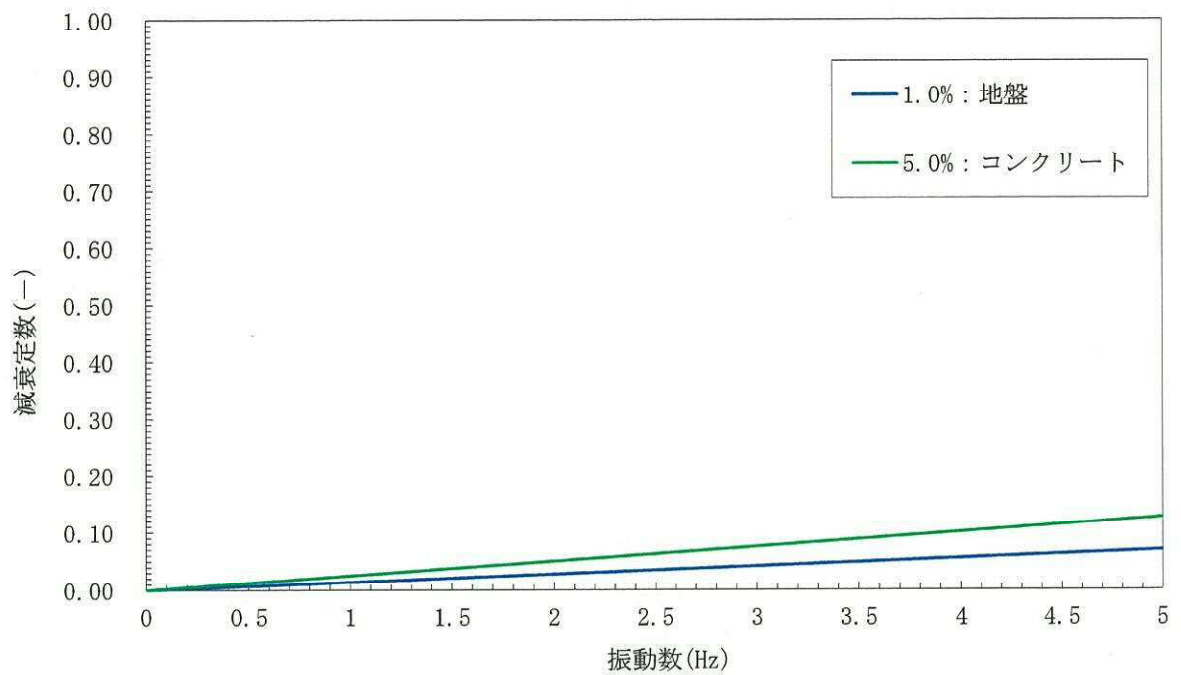
参考図 12-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(東西方向断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

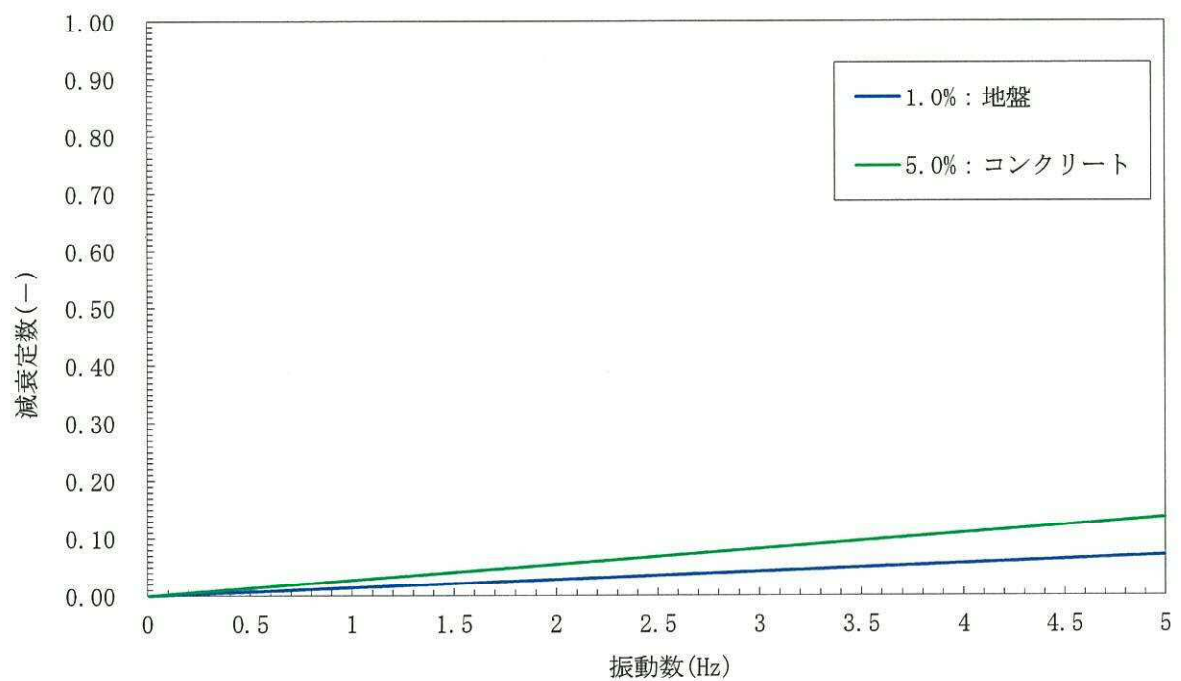


参考図 12-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

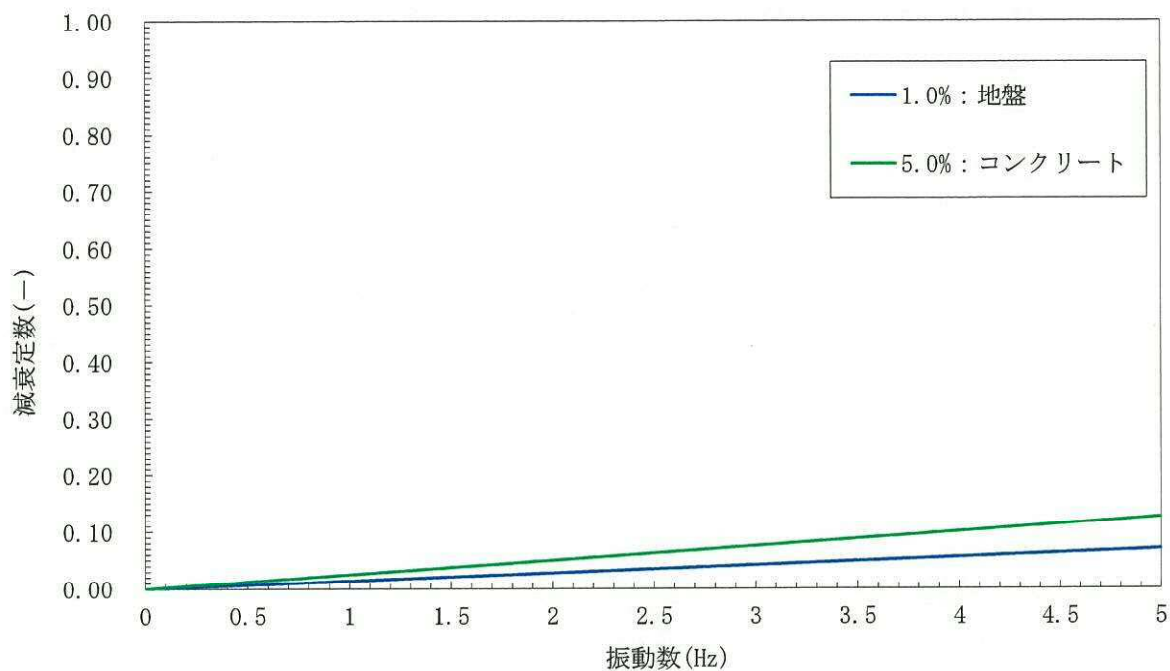
(東西方向断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



参考図 12-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰
(東西方向断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

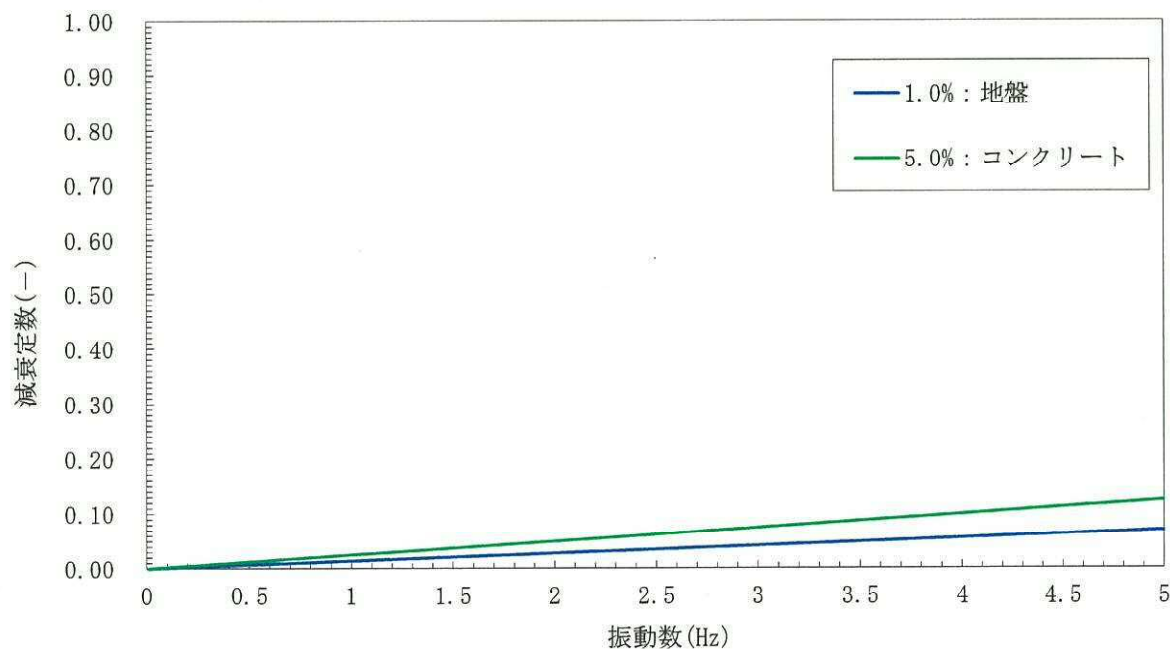


参考図 12-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰
(東西方向断面 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



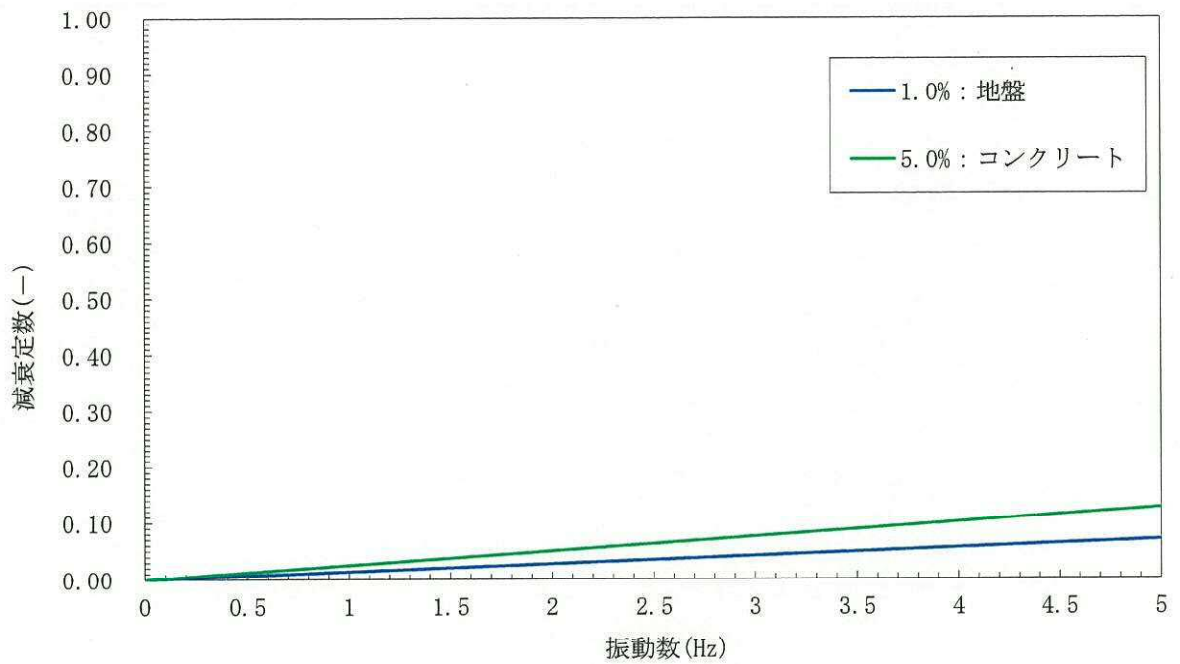
参考図 12-2 (5) 設定した Rayleigh 減衰

(南北方向断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



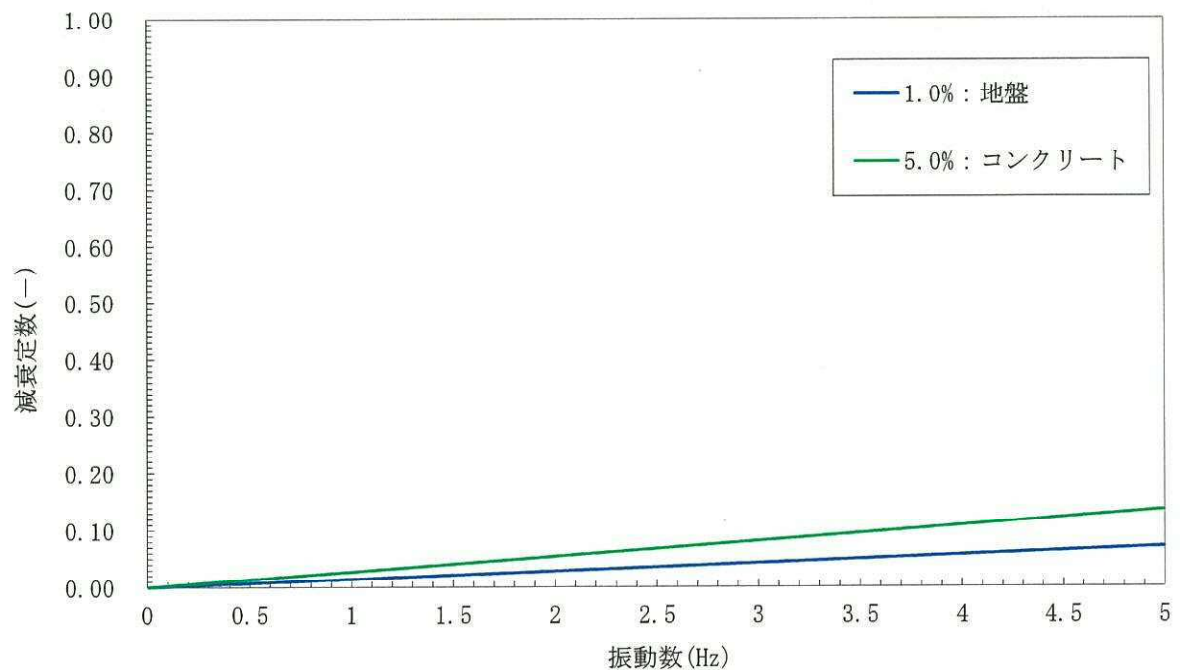
参考図 12-2 (6) 設定した Rayleigh 減衰

(南北方向断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



参考図 12-2 (7) 設定した Rayleigh 減衰

(南北方向断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



参考図 12-2 (8) 設定した Rayleigh 減衰

(南北方向断面 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

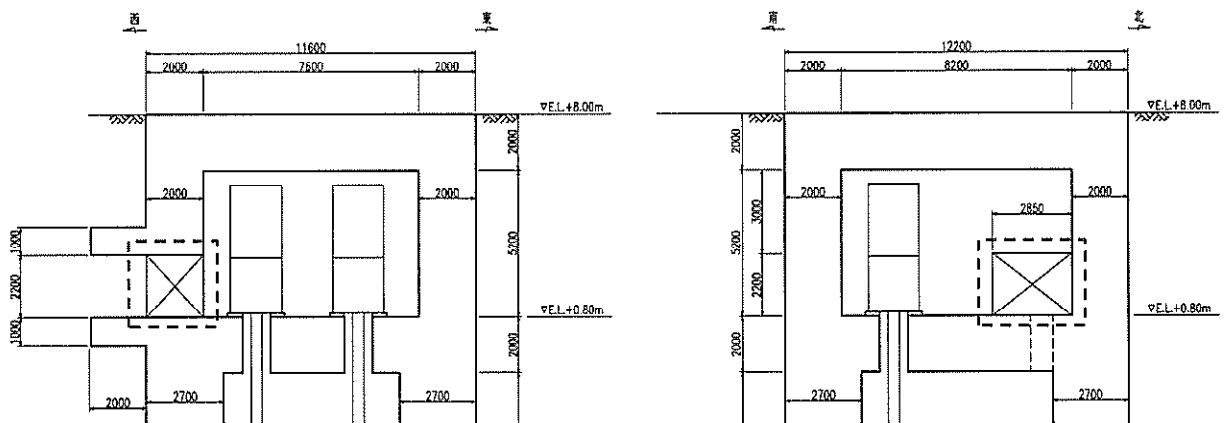
2. 側壁開口部における 3 次元的挙動に対する影響検討

2.1 評価方針

緊急用海水ポンプピットの側壁開口部として、西側側壁の B 1 F において、カルバート部の開口部（幅 2.85 m×高さ 2.20 m）を有する。以下に、側壁開口部における 3 次元的挙動に対する影響評価方針を示す。

参考図 12-3 に開口部構造図を示す。開口に隣接する側壁に地震力が作用した場合、開口部隣接側壁は版部材及びかまち梁に支持された鉛直方向の梁部材としての挙動が支配的となる。

側壁開口部における局所的な影響を検討するため、開口隣接側壁を単純支持のはりとしてモデル化し、加振方向に応じて面内・面外方向に地震時荷重を作用させたときに発生する曲げモーメントに対し、「12.3.1 鉛直断面の設計」にて決定した鉛直鉄筋の照査を行い、必要な場合は補強鉄筋を配置する。なお、「12.3.1 鉛直断面の設計」における鉛直鉄筋の引張応力度との重畳は行わない。単純支持のはりに対する設計を実施していることから、正曲げに対する評価を負側の鉛直鉄筋にも適用する。



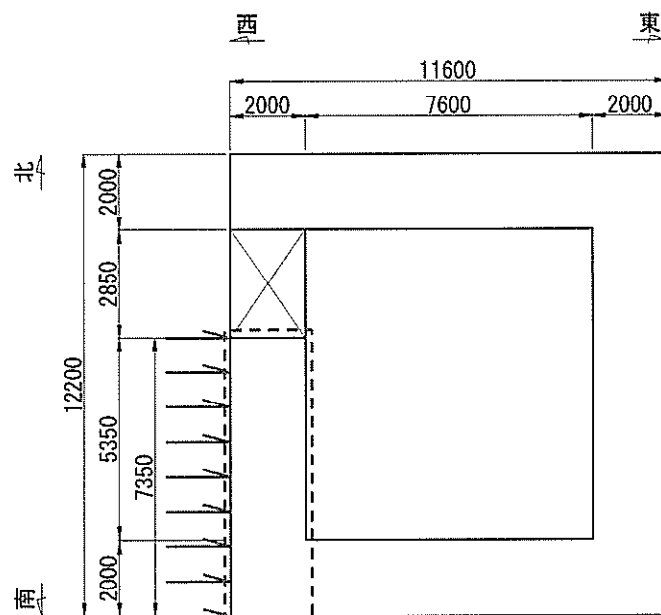
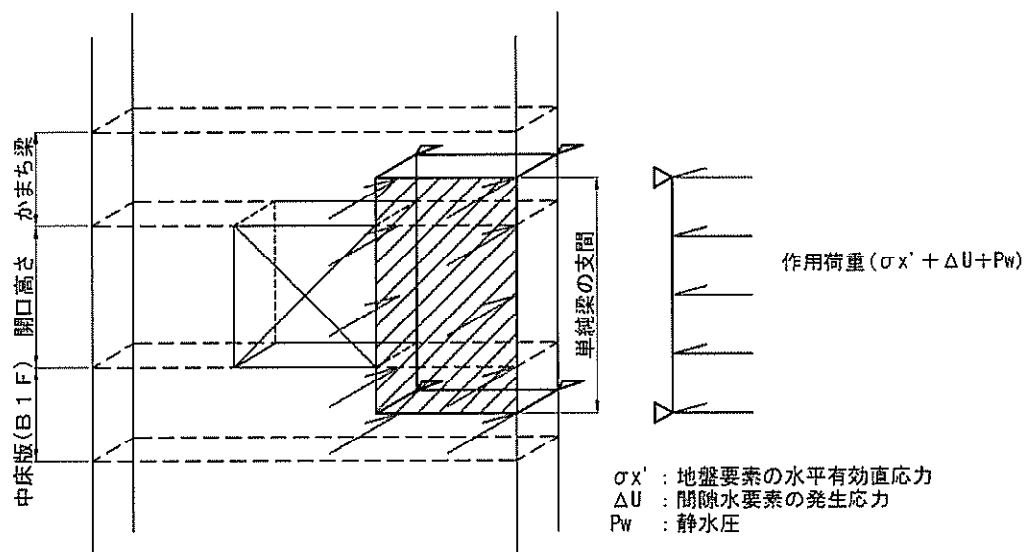
参考図 12-3 側壁開口部構造図（B 1 F 西側側壁）

(1) 面外方向の検討方針

参考図 12-4 に開口隣接側壁に面外方向から地震力が作用する場合の評価概念図を示す。開口隣接側壁を版部材軸線及びかまち梁軸線位置を支持点とした単純梁としてモデル化する。単純梁の支間は、開口上部のかまち梁軸線位置～中床版(B1F)軸線間(4.20 m)とする。

作用荷重は、2次元有効応力解析により得られる構造物側方の地震時地盤反力(地盤要素の水平有効直応力($\sigma x'$) + 間隙水要素の発生応力(Δu)) + 静水圧(P_w)の全時刻の最大値とする。荷重負担幅は開口隣接側壁の梁幅分(7.35 m)とする。

上記により得られた曲げモーメント及びせん断力に対して許容応力度による照査を行う。



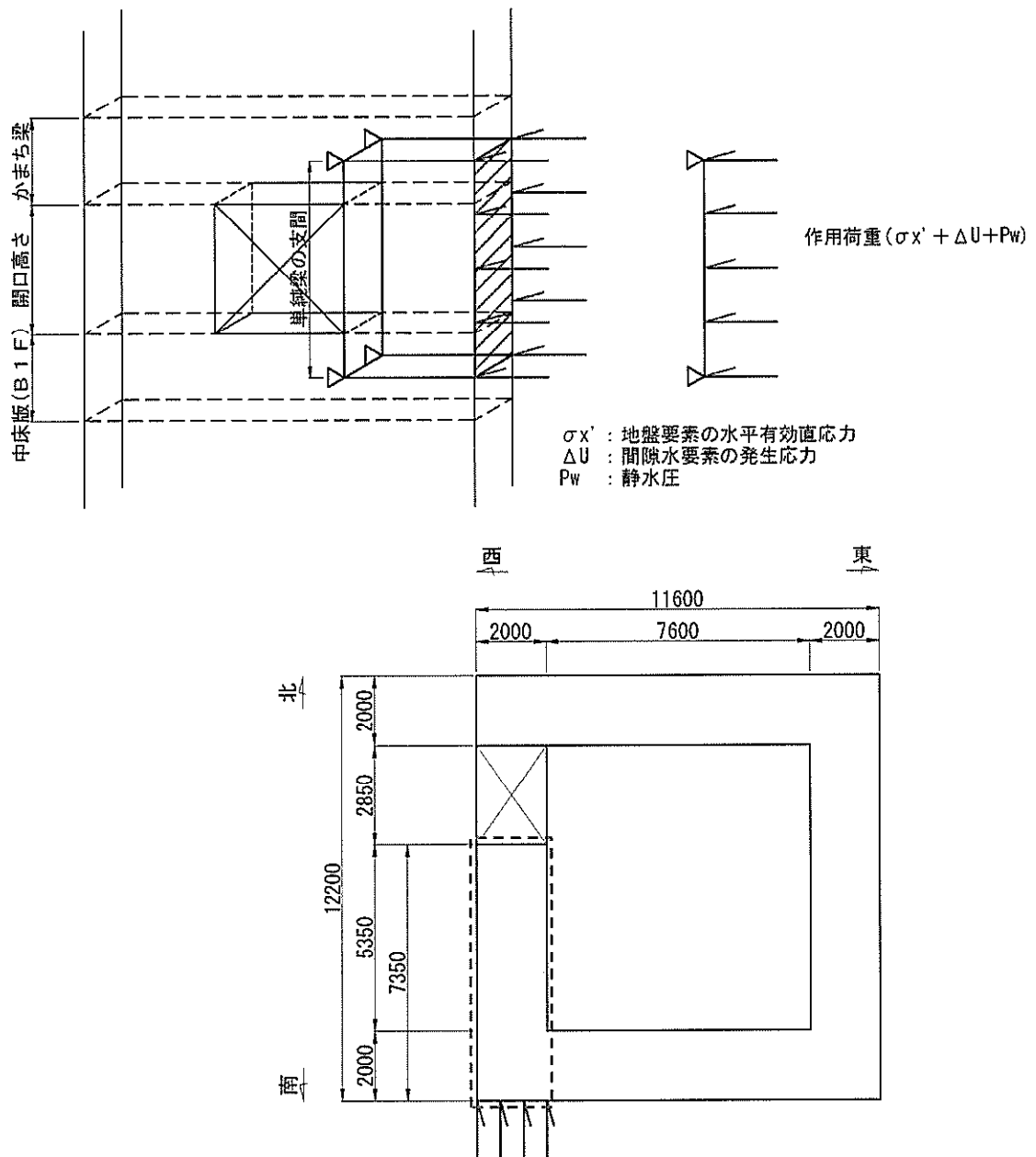
参考図 12-4 開口隣接側壁に面外荷重が作用する場合の評価概念図

(2) 面内方向の検討方針

参考図 12-5 に開口隣接側壁に面内方向から地震力が作用する場合の概念図を示す。開口隣接側壁を版部材軸線及びかまち梁軸線位置を支持点とした単純梁としてモデル化する。単純梁の支間は、開口上部のかまち梁軸線位置～中床版(B1F)軸線間(4.20 m)とする。

作用荷重は、2次元有効応力解析により得られる構造物側方の地震時地盤反力(地盤要素の水平有効直応力(σ_x') + 間隙水要素の発生応力(Δu)) + 静水圧(P_w)の全時刻の最大値とする。荷重負担幅は開口隣接側壁の梁幅分(2.00 m)とする。

上記により得られた曲げモーメント及びせん断力に対して許容応力度による照査を行う。



参考図 12-5 開口隣接側壁に面内荷重が作用する場合の評価概念図

2.2 評価結果

(1) 面外方向に対する評価結果

開口隣接側壁に作用する面外方向の設計荷重を設定するために、2次元有効応力解析の各検討ケースにおいて側壁に作用する最大地盤反力を抽出した結果を参考表 12-1 に示す。

表中には、最大地盤反力が得られた地震動に○印を記載した。開口隣接側壁の面外方向に対する評価では、○印を記載した検討ケースの最大地盤反力を用いる。

参考表 12-1 東西方向断面のB 1 F（開口部）における各検討ケースの最大地盤反力

基準地震動	位相	最大地盤反力度 (kN/m^2)	時刻 (秒)	選定
①S _s -D 1	H+, V+	293	68.08	
	H+, V-	340	44.31	○
	H-, V+	322	53.99	
	H-, V-	315	53.95	
①S _s -1 1	H+, V+	234	25.40	
①S _s -1 2	H+, V+	251	29.55	
①S _s -1 3	H+, V+	250	26.77	
①S _s -1 4	H+, V+	221	29.76	
①S _s -2 1	H+, V+	250	66.27	
①S _s -2 2	H+, V+	288	83.79	
①S _s -3 1	H+, V+	314	8.80	
	H-, V+	272	8.81	
④S _s -D 1	H-, V-	328	44.31	

参考表 12-2 に地震時荷重により開口隣接側壁に生じる断面力を示す。参考表 12-3 に曲げ軸力に対する照査結果及び参考表 12-4 にせん断力に対する照査結果を示す。また、照査に用いる開口部隣接側壁の概略配筋図を参考図 12-6 に示す。なお、参考図 12-6 に示す配筋は「12.3.1 鉛直断面の設計」で決定した側壁鉛直鉄筋であり、参考表 12-3 に示すとおり、側壁鉛直鉄筋に生じる引張応力度は許容応力度以下であることから、補強鉄筋の追加は不要である。

許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であること、せん断応力度が許容せん断応力度以下であることを確認した。

以上より、開口隣接側壁に面外方向の地震力により生じる応力は許容限界以下であることを確認した。

参考表 12-2 開口部隣接側壁に発生する断面力（面外方向）

部材	作用荷重 (kN/m ²)	荷重負担幅 (m)	単純梁支間長 (m)	発生断面力		検討ケース
				曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	
開口部 隣接側壁	340	7.350	4.200	5517	5254	①S _s -D1 (H+, V-) 東西方向加振

参考表 12-3(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（面内方向）

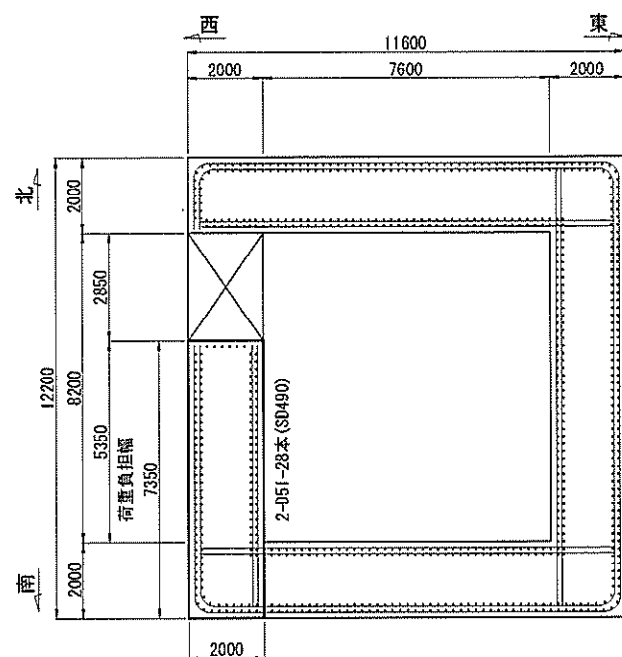
評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生 曲げ モーメント (kN・m)	圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	地震波
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)						
開口部 隣接側壁	7350	2000	1650	D51×28本×2段 (SD490)	5517	1.56	21.0	0.08	①S _s -D1 (H+, V-)

参考表 12-3(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（面内方向）

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生 曲げ モーメント (kN・m)	引張 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}	地震波
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)						
開口部 隣接側壁	7350	2000	1650	D51×28本×2段 (SD490)	5517	38	435	0.09	①S _s -D1 (H+, V-)

参考表 12-4 せん断力に対する照査結果（面外方向）

評価位置	断面性状			発生 せん断力 V (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	地震波
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)					
開口部 隣接側壁	7350	2000	1650	5254	0.499	0.825	0.61	①S _s -D1 (H+, V-)



参考図 12-6 開口部隣接側壁の概略配筋図（面外方向）

(2) 面内方向に対する評価結果

開口隣接側壁に作用する面内方向の設計荷重を設定するために、2次元有効応力解析の各検討ケースにおいて側壁に作用する最大地盤反力を抽出した結果を参考表 12-5 に示す。

表中には、最大地盤反力が得られた地震動に○印を記載した。開口隣接側壁の面外方向に対する評価では、○印を記載した検討ケースの最大地盤反力を用いる。

参考表 12-5 南北方向断面の B 1 F（開口部）における各検討ケースの最大地盤反力

基準地震動	位相	最大地盤反力度 (kN/m^2)	時刻 (秒)	選定
① $S_s - D 1$	H+, V+	290	53.99	
	H+, V-	306	44.31	
	H-, V+	296	53.99	
	H-, V-	311	44.31	
① $S_s - 1 1$	H+, V+	216	25.41	
① $S_s - 1 2$	H+, V+	242	31.58	
① $S_s - 1 3$	H+, V+	236	30.02	
① $S_s - 1 4$	H+, V+	224	32.02	
① $S_s - 2 1$	H+, V+	307	66.27	
① $S_s - 2 2$	H+, V+	268	74.07	
① $S_s - 3 1$	H+, V+	313	8.80	○
	H-, V+	291	8.81	
④ $S_s - D 1$	H+, V+	309	53.99	

参考表 12-6 に地震時荷重により開口隣接側壁に生じる断面力を示す。参考表 12-7 に曲げ軸力に対する照査結果及び参考表 12-8 にせん断力に対する照査結果を示す。また、照査に用いる開口部隣接側壁の概略配筋図を参考図 12-7 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であること、せん断応力度が許容せん断応力度以下であることを確認した。

以上より、開口隣接側壁に面内方向の地震力により生じる応力は許容限界以下であることを確認した。

参考表 12-6 開口部隣接側壁に発生する断面力（面内方向）

部材	作用荷重 (kN/m^2)	荷重負担幅 (m)	単純梁支間長 (m)	発生断面力		検討ケース
				曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	せん断力 (kN)	
開口部 隣接側壁	313	2.000	4.200	1380	1315	① S_s-31 (H+, V+) 南北方向加振

参考表 12-7(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（面内方向）

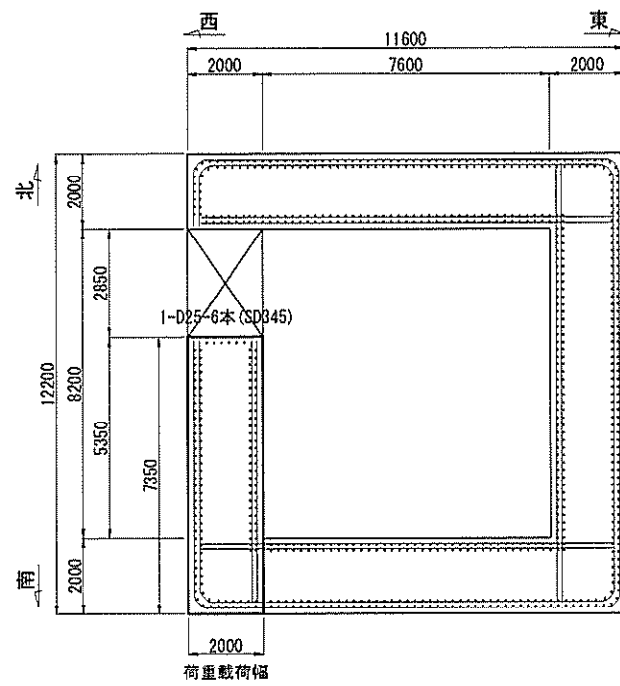
評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生 曲げ モーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}	地震波
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)						
開口部 隣接側壁	2000	7350	7100	D25×6本 (SD345)	1380	0.37	21.0	0.02	① S_s-31 (H+, V+)

参考表 12-7(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（面内方向）

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生 曲げ モーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	引張 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}	地震波
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)						
開口部 隣接側壁	2000	7350	7100	D25×6本 (SD345)	1380	66	294	0.23	① S_s-31 (H+, V+)

参考表 12-8 せん断力に対する照査結果（面内方向）

評価位置	断面性状			発生 せん断力 V (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	短期許容 せん断 応力度 τ_{a1} (N/mm^2)	照査値 τ/τ_{a1}	地震波
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)					
開口部 隣接側壁	2000	7350	7100	1315	0.107	0.825	0.13	① S_s-31 (H+, V+)

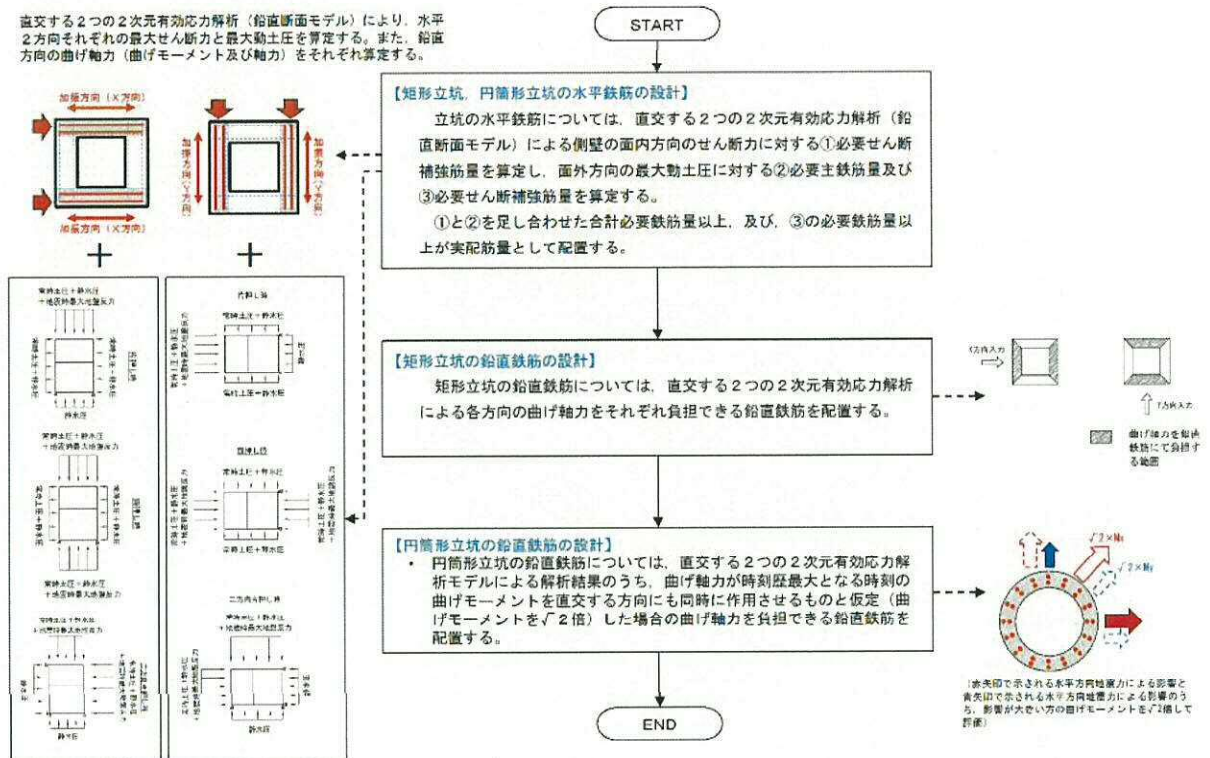


参考図 12-7 開口部隣接側壁の概略配筋図 (面内方向)

3. 水平二方向及び鉛直方向地震力に対する検討

3.1 検討方針

直交する2つの2次元有効応力解析（鉛直断面モデル）により、水平2方向それぞれの最大せん断力と最大動土圧を算定する。また、鉛直方向の曲げ軸力（曲げモーメント及び軸力）をそれぞれ算定する。



参考図 12-8 水平二方向及び鉛直方向地震力に対する検討フロー

参考図 12-8 に水平二方向及び鉛直方向地震力に対する検討フローを示す。

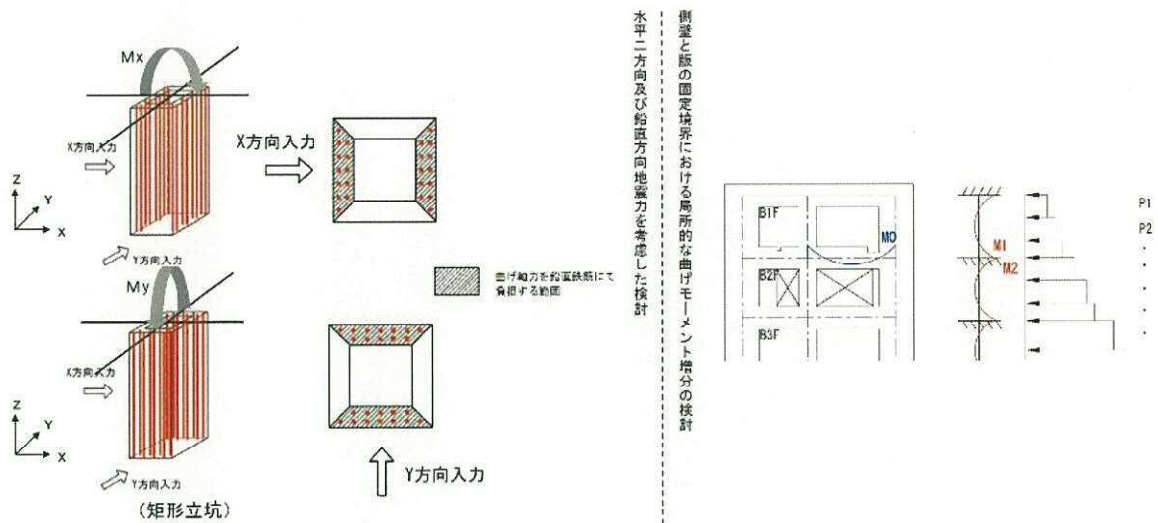
緊急用海水ポンプピットの水平鉄筋については、直交する2断面の2次元有効応力解析（鉛直断面モデル）による側壁の面内方向のせん断力に対する、①必要せん断補強筋量を算定する。

また、面外方向の最大動土圧に対する、②必要主鉄筋量及び③必要せん断補強筋量を算定する。

①と②を足し合わせた合計必要鉄筋量以上及び③の必要鉄筋量以上を実配筋量として配置する。

緊急用海水ポンプピットの鉛直鉄筋については、直交する2断面の2次元有効応力解析による各方向の曲げモーメント及び軸力をそれぞれ負担できる鉛直鉄筋を配置する。

3.1.1 鉛直断面の検討方針



参考図 12-9 水平二方向及び鉛直方向地震力に対する鉛直断面の検討方針

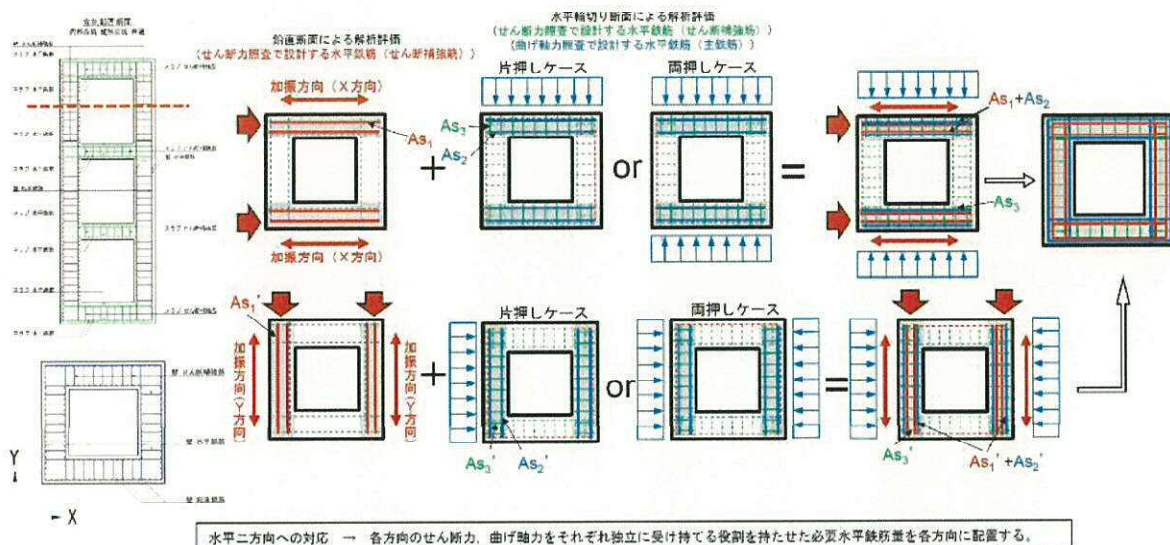
参考図 12-9 に水平二方向及び鉛直方向地震力に対する鉛直断面の検討方針を示す。

各 2 次元鉛直断面モデルにより得られる曲げモーメント及び軸力に対して、鉛直鉄筋に発生する引張応力度 (σ_{v1}) を求める。このとき、曲げの方向に対し矩形フランジ部に配置される鉛直鉄筋のみを有効としている。X 方向、Y 方向から作用する曲げモーメントを負担する部位が異なるため、それぞれの方向を独立して受け持つことができる。

さらなる検討として、境界条件を固定境界とした版解析において固定境界に発生する曲げモーメント (M_0) と、側壁の固定境界に発生する曲げモーメント (M_1 または M_2) を足し合わせた、 $M_0 + \max(M_1, M_2)$ に対し、鉛直鉄筋に発生する引張応力度 (σ_{v2}) を求める。

上記より求めた鉛直鉄筋の引張応力度 ($\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$) が許容限界以下であることを確認する。

3.1.2 水平断面の検討方針



参考図 12-10 水平二方向及び鉛直方向地震力に対する水平断面の検討方針

参考図 12-10 に水平二方向及び鉛直方向地震力に対する水平断面の検討方針を示す。

緊急用海水ポンプピットの水平鉄筋は、2次元鉛直断面モデルにより得られるせん断力に対するせん断補強鉄筋であるとともに、水平断面設計において地震時地盤反力が作用した場合に側壁に発生する曲げモーメント及び軸力に対する引張鉄筋として機能する。

検討方針として、まず各2次元鉛直断面モデルのX方向及びY方向のせん断力照査における必要水平鉄筋量（ A_{s1} ）を算定する。

次に水平断面モデルのX方向及びY方向の曲げ軸力照査における必要水平鉄筋量（ A_{s2} ）を算定する。

上記で算定された必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量（ $A_{s1} + A_{s2}$ ）以上をX方向及びY方向に配置する。

これと共に、水平断面解析モデルにおいて地震時地盤反力を作用させたときに発生する面外せん断力に対しては、水平断面解析モデルにおけるせん断力照査で設計するせん断補強筋（ A_{s3} ）を配置する。

なお、配置する鉄筋量に対して、水平二方向及び鉛直方向地震力が同時に作用した場合においても、耐震設計結果の全ての部材が許容限界以下であることを確認する。

3.2 評価結果

3.2.1 鉛直断面の評価結果

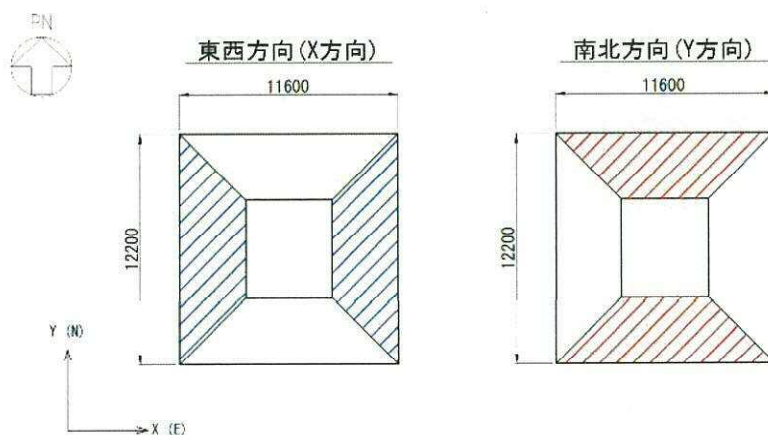
参考表 12-9 に鉛直断面の評価結果を示す。X 方向、Y 方向それぞれで最大の照査値を示す階層、解析ケース及び基準地震動での評価結果を示す。

参考表 12-9 (1) 鉛直断面のコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果

評価位置				断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度	短期許容 応力度	照査値	検討ケース
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	σ_c (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)		
東西方向 (X方向)	B 4 F	有効応力解析	σ_{v1}	12200	11600	10329	D51-170本 (SD490)	-1231927	63873	7.49	21.0	0.36	④S _s -D1 (H-, V-)
		拘束効果による曲げ	σ_{v2}	1000	3500	3150	2-D51#200 (SD490)	4917	0	2.56	21.0	0.13	④S _s -D1 (H-, V-)
		合計	$\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$	—	—	—	—	—	—	10.05	21.0	0.48	④S _s -D1 (H-, V-)
南北方向 (Y方向)	B 4 F	有効応力解析	σ_{v1}	11600	12200	10965	D51-158本 (SD490)	1232213	71082	7.27	21.0	0.35	④S _s -D1 (H+, V+)
		拘束効果による曲げ	σ_{v2}	1000	3500	3150	2-D51#200 (SD490)	4016	0	2.09	21.0	0.10	④S _s -D1 (H+, V+)
		合計	$\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$	—	—	—	—	—	—	9.36	21.0	0.45	④S _s -D1 (H+, V+)

参考表 12-9 (2) 鉛直断面の鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果

評価位置				断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度	短期許容 応力度	照査値	検討ケース
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)		
東西方向 (X方向)	B 4 F	有効応力解析	σ_{v1}	12200	11600	10329	D51-170本 (SD490)	-1231927	63873	314	435	0.73	④S _s -D1 (H-, V-)
		拘束効果による曲げ	σ_{v2}	1000	3500	3150	2-D51#200 (SD490)	4917	0	90	435	0.21	④S _s -D1 (H-, V-)
		合計	$\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$	—	—	—	—	—	—	404	435	0.93	④S _s -D1 (H-, V-)
南北方向 (Y方向)	B 4 F	有効応力解析	σ_{v1}	11600	12200	10965	D51-158本 (SD490)	1232213	71082	299	435	0.69	④S _s -D1 (H+, V+)
		拘束効果による曲げ	σ_{v2}	1000	3500	3150	2-D51#200 (SD490)	4016	0	74	435	0.18	④S _s -D1 (H+, V+)
		合計	$\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$	—	—	—	—	—	—	373	435	0.86	④S _s -D1 (H+, V+)



3.2.2 水平断面の評価結果

参考表 12-10 に水平断面の評価結果を示す。X方向、Y方向それぞれで最大の照査値を示す階層、解析ケース及び基準地震動での評価結果を示す。なお、参考表 12-10 に示す水平鉄筋に対する照査値は、実配筋量を「2.2.3 水平鉄筋の配筋量に対する評価結果」で示す必要鉄筋量の比で分配した鉄筋量を用いて照査した結果を示す。

参考表 12-10 (1) 水平鉄筋の鉛直せん断力に対する評価結果 (A_{s1})

	評価位置	断面性状			鉄筋仕様* (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容せん断応力度 τ_{s1} (N/mm ²)	照査値 τ/τ_{s1}	短期許容せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s	検討ケース
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)								
南北壁 (X方向)	B 2 F	5400	11600	10477	5495.4mm ² ×200 (SD345)	73636	—	—	—	93889	0.79	④S _s -D1 (H-, V-)
東西壁 (Y方向)	B 1 F (開口部)	2000	12200	11299	1383.4mm ² ×200 (SD345)	29644	—	—	—	34295	0.87	④S _s -D1 (H+, V+)

参考表 12-10 (2) 水平断面のコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果

	評価位置	決定ケース		断面性状			鉄筋仕様* (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{cs}	検討ケース
		地震荷重	常時土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
南北壁 (X方向)	B 4 F	両押し	最小	1000	3500	3150	10050.6 (SD490)	6922	1272	5.31	21.0	0.26	④S _s -D1 (H-, V+)
東西壁 (Y方向)	B 1 F (開口部)	両押し	最小	645	2000	1650	7354.8 (SD345)	2237	282	7.12	21.0	0.34	④S _s -D1 (H+, V-)

注記* 実配筋量を必要鉄筋量の比で分配した鉄筋量

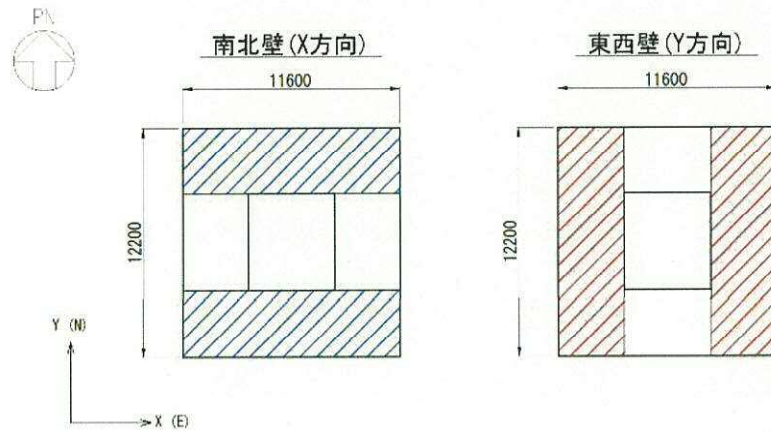
参考表 12-10 (3) 水平鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果 (A_{s2})

	評価位置	決定ケース		断面性状			鉄筋仕様* (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}	検討ケース
		地震荷重	常時土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
南北壁 (X方向)	B 2 F	両押し	最小	1000	2700	2350	4530.8 (SD345)	2781	686	219	294	0.75	④S _s -D1 (H-, V-)
東西壁 (Y方向)	B 2 F	両押し	最小	1000	2700	2350	5801.6 (SD345)	3504	611	241	294	0.82	②S _s -31 (H+, V+)

注記* 実配筋量を必要鉄筋量の比で分配した鉄筋量

参考表 12-10 (4) 水平断面のせん断力に対する評価結果 (A_{s3})

	評価位置	決定ケース		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容せん断応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ/τ_{a1}	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a	検討ケース
		地震荷重	常時土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)								
南北壁 (X方向)	B 1 F (開口部)	二方向 片押し	最小	6200	2000	1650	D22×15本×400 (SD345)	6876	0.773	0.825	0.94	9792	0.71	③ S _s -3 1 (H+, V+)
東西壁 (Y方向)	B 1 F (開口部)	二方向 片押し	最小	6200	2000	1650	D22×15本×400 (SD345)	8053	—	—	—	9792	0.83	④ S _s -D 1 (H+, V-)



3.2.3 水平鉄筋の配筋量に対する評価結果

(1) 評価位置及び評価ケースの選定

緊急用海水ポンプピットの水平断面の設計においては、各階層で設計に用いる地震時地盤反力が最大となる解析ケース及び基準地震動を選定している。

参考表 12-11 に評価位置選定結果を示す。地震時地盤反力が最大となる階層において鉛直断面せん断及び水平断面の曲げ軸力照査が厳しくなり、水平鉄筋量が多くなると想定されることから、評価位置は地震時地盤反力が最大となる階層を選定する。選定の結果、南北壁（X方向）においてはB 4 F、東西壁（Y方向）ではB 3 Fがそれぞれ選定された。

参考表 12-12 に解析ケース及び基準地震動選定結果を示す。解析ケース及び基準地震動については、上記で選定された階層において鉛直断面のせん断力に対する設計及び水平断面の設計でそれぞれ最大照査値をとる場合の解析ケース及び基準地震動を選定する。

参考表 12-11 評価位置選定結果

評価位置	南北壁 (南北方向加震時)		東西壁 (東西方向加震時)	
	地盤反力度 (kN/m ²)	検討ケース	地盤反力度 (kN/m ²)	検討ケース
B 1 F (一般部)	138	①S _s -D 1 (H-, V+)	139	②S _s -D 1 (H+, V+)
B 1 F (開口部)	314	③S _s -3 1 (H+, V+)	354	④S _s -D 1 (H+, V-)
B 2 F	544	④S _s -D 1 (H-, V-)	582	②S _s -3 1 (H+, V+)
B 3 F	1172	③S _s -3 1 (H+, V+)	1823	④S _s -D 1 (H-, V-)
B 4 F	1582	④S _s -D 1 (H-, V+)	1645	④S _s -D 1 (H-, V-)

参考表 12-12 解析ケース及び基準地震動選定結果

		評価位置	照査値*	検討ケース
南北壁 (X方向)	鉛直断面 せん断	B 4 F	0.30	④S _s -D 1 (H-, V-)
	水平断面 曲げ軸力	B 4 F	0.23	④S _s -D 1 (H-, V+)
東西壁 (Y方向)	鉛直断面 せん断	B 3 F	0.37	④S _s -D 1 (H+, V+)
	水平断面 曲げ軸力	B 3 F	0.34	④S _s -D 1 (H-, V-)

注記* 実配筋量に対する照査値

(2) 鉛直断面のせん断力に対する必要鉄筋量

鉛直断面のせん断力に対する必要鉄筋量は、以下の式を用いて算定する。なお、緊急用海水ポンプピットの水平鉄筋は側壁の片側当たり2段の配筋とするため、必要鉄筋量は2段分の合計量として示す。

$$\begin{aligned}V_{s-req} &= V - V_{ca} \\A_{w-req} &= V_{s-req} \cdot s / (\sigma_{sa} \cdot j \cdot d) \\A_{s1} &= A_{w-req} / n \cdot 1000 / s \times 2\end{aligned}$$

ここで、
 V_{s-req} : せん断補強筋が負担するせん断力
 A_{w-req} : 1組当たりのせん断補強筋の必要鉄筋量
 A_{s1} : 鉛直 1.0m 当りのせん断補強筋の必要鉄筋量 (2段分の合計)
 V : 作用せん断力
 V_{ca} : コンクリートの許容せん断力
$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot j \cdot d$$

 τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度
 b : 腹部幅
 j : $1/1.15$
 d : 有効高さ
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度
 s : せん断補強筋の間隔
 n : 1組のせん断補強筋の本数

(3) 評価結果

緊急用海水ポンプピットの水平鉄筋については、直交する2つの2次元有効応力解析による側壁の面内方向のせん断力に対する必要せん断補強筋量と面外方向の最大動土圧に対する必要主鉄筋量及びせん断補強筋量をそれぞれ算定し、足し合わせた合計必要鉄筋量以上が実配筋量として配置されていることを確認した

参考表 12-13 (1) 鉛直断面のせん断力に対する必要水平鉄筋量算定結果 (A_{s1})

方向	評価位置	検討ケース	発生せん断力 V (kN)	腹部長 b (mm)	有効高 d (mm)	コンクリート 許容せん断 応力度 τ_{sa1} (N/mm ²)	コンクリート 許容せん断力 V _{ca} (kN)	せん断補強筋が 負担する せん断力 V _{s-req} (kN)	せん断補強筋 許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	せん断補強筋の 間隔 s (mm)	1組のせん断補強筋の本数 n	必要せん断補強筋量	
												A _{s1req} (mm ² /組)	A _{s1*} (mm ² /m)
南北壁 (X方向)	B 4 F	④S _s -D1 (H-, V-)	70903	7000	10329	0.825	25935	44968	300 (SD490)	200	8	3337.9	4173
東西壁 (Y方向)	B 3 F	④S _s -D1 (H+, V+)	95364	7000	10965	0.825	27532	67832	300 (SD490)	200	8	4742.9	5929

注記* 2段分の合計値

参考表 12-13 (2) 水平断面の曲げ軸力に対する必要水平鉄筋量算定結果 (A_{s2})

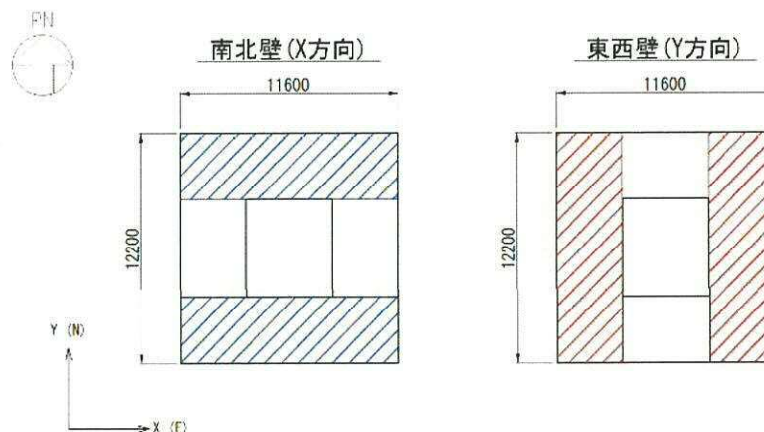
方向	評価位置	検討ケース	断面性状			発生断面力		短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	必要 鉄筋量 A _{s2*} (mm ² /m)
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
南北壁 (X方向)	B 4 F	④S _s -D1 (H-, V+)	1000	3500	3150	9362	1045	435 (SD490)	4104
東西壁 (Y方向)	B 3 F	④S _s -D1 (H-, V-)	1000	3500	3150	6922	1272	435 (SD490)	6458

注記* 2段分の合計値

参考表 12-13 (3) 水平鉄筋量照査結果 ($A_{s1} + A_{s2}$)

方向	評価位置	鉛直断面の せん断力に 対する 必要鉄筋量 A _{s1*} (mm ² /m)	水平断面の 曲げ軸力に 対する 必要鉄筋量 A _{s2*} (mm ² /m)	①合計 必要 鉄筋量 A _{s1} + A _{s2} (mm ² /m)	実配筋	② 実配筋量 A _s (mm ² /m)	比率 ①/②
南北壁 (X方向)	B 4 F	4173	4104	8277	2-D51@200	20270	0.41
東西壁 (Y方向)	B 3 F	5929	6458	12387	2-D51@200	20270	0.62

注記* 2段分の合計値



3.2.4 許容限界地震時最大地盤反力に対する評価結果

(1) 許容限界地震時最大地盤反力算出ケースの選定

許容限界地震時最大地盤反力は、水平断面設計の曲げ軸力照査、又はせん断照査において照査値が1.0となる時の地盤反力である。そのため、水平断面の設計の曲げ軸力照査結果とせん断照査結果から厳しいケースを選定し、そのケースにおける常時荷重、地盤反力載荷方向を用いて許容限界地震時最大地盤反力を算出する。

参考表 12-14 に水平断面設計の曲げ軸力及びせん断照査結果を示す。水平断面の設計において、曲げ軸力照査が厳しいのは水平一方向地震力作用時であり、せん断照査が厳しいのは水平二方向地震力作用時であるため、その結果を示す。なお、曲げ軸力に対する照査値は、実配筋量を「2.2.3 水平鉄筋の配筋量に対する評価結果」で示す必要鉄筋量の比で分配した鉄筋量を用いて照査した結果を示す。

参考表 12-15 に許容限界地震時最大地盤反力算出ケースの選定結果を示す。

参考表 12-14 (1) 水平断面曲げ軸力照査結果（南北壁、水平一方向地震力作用時）

評価位置	評価位置	決定ケース		断面性状			鉄筋仕様* (引張鉄筋) (mm ²)	発生断面力		引張 応力度 σ _s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ _{ss} (N/mm ²)	照査値 σ _s /σ _{ss}	検討ケース	地盤 反力 (kN/m ²)
		地震 荷重	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
南北壁 (X方向)	B 1 F (一般部)	両押し	最小	1000	2000	1650	9669.0 (SD345)	984	46	72	294	0.25	① S ₊ -D 1 (H-, V+)	138
	B 1 F (開口部)	両押し	最小	6200	2000	1650	57595.4 (SD345)	13294	1681	156	294	0.54	③ S ₊ -3 1 (H+, V+)	335
	B 2 F	両押し	最小	1000	2700	2350	4530.8 (SD345)	2781	686	219	294	0.75	③ S ₊ -D 1 (H-, V-)	544
	B 3 F	両押し	最小	1000	3500	3150	8101.6 (SD490)	5039	1041	210	435	0.49	③ S ₊ -3 1 (H+, V+)	1172
	B 4 F	両押し	最小	1000	3500	3150	10050.6 (SD490)	6922	1272	188	435	0.44	④ S ₊ -D 1 (H-, V+)	1587

* 実配筋量を必要鉄筋量の比で分配した鉄筋量

参考表 12-14 (2) 水平断面曲げ軸力照査結果（東西壁、水平一方向地震力作用時）

	評価位置	決定ケース		断面性状			鉄筋仕様* (引張鉄筋) (mm ²)	発生断面力		引張 応力度 σ, (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ _{s.s} (N/mm ²)	照査値 σ _s /σ _{s.s}	検討ケース	地盤 反力 (kN/m ²)
		地震 荷重	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
東西壁 (Y方向)	B 1 F (一般部)	両押し	最小	1000	2000	1650	10207.4 (SD345)	1091	45	78	294	0.27	② S ₊ -D 1 (H+, V+)	139
	B 1 F (開口部)	両押し	最小	6200	2000	1650	50825.2 (SD345)	16551	1559	224	294	0.77	④ S ₊ -D 1 (H+, V-)	354
	B 2 F	両押し	最小	1000	2700	2350	5891.6 (SD345)	3504	611	241	294	0.82	② S ₊ -3 1 (H+, V+)	582
	B 3 F	両押し	最小	1000	3500	3150	10567.8 (SD490)	9362	1045	273	435	0.63	③ S ₊ -D 1 (H-, V-)	1823
	B 4 F	両押し	最小	1000	3500	3150	12198.2 (SD490)	8255	1197	199	435	0.46	④ S ₊ -D 1 (H-, V-)	1645

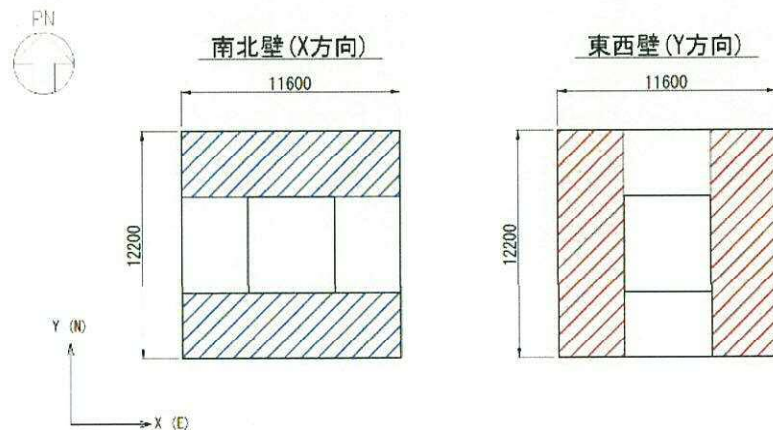
* 実配筋量を必要鉄筋量の比で分配した鉄筋量

参考表 12-14 (3) 水平断面せん断照査結果 (南北壁, 水平二方向地震力作用時)

評価位置	評価位置	決定ケース		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a	検討ケース	地盤 反力 (kN/m ²)
		地震 荷重	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)									
南北壁 (X方向)	B 1 F (一般部)	二方向 片押し	最小	1000	2000	1650	D22@400×400 (SD345)	486	0.339	0.825	0.42	1612	0.31	① S _a -D 1 (H-, V+)	138
	B 1 F (開口部)	二方向 片押し	最小	6200	2000	1650	D22×15本×400 (SD345)	6876	0.773	0.825	0.94	9792	0.71	③ S _a -3 1 (H+, V+)	335
	B 2 F	二方向 片押し	最小	1000	2700	2350	D25@200×400 (SD345)	1261	0.618	0.825	0.75	4648	0.28	④ S _a -D 1 (H-, V-)	544
	B 3 F	二方向 片押し	最小	1000	3500	3150	D25@200×400 (SD345)	1239	0.453	0.825	0.55	6230	0.20	② S _a -3 1 (H+, V+)	1172
	B 4 F	二方向 片押し	最小	1000	3500	3150	D25@200×400 (SD345)	1672	0.611	0.825	0.75	6230	0.27	④ S _a -D 1 (H-, V+)	1587

参考表 12-14 (4) 水平断面せん断照査結果 (東西壁, 水平二方向地震力作用時)

評価位置	評価位置	決定ケース		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a	検討ケース	地盤 反力 (kN/m ²)
		地震 荷重	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効 高さ d (mm)									
東西壁 (Y方向)	B 1 F (一般部)	二方向 片押し	最小	1000	2000	1650	D22@400×400 (SD345)	512	0.358	0.825	0.44	1612	0.32	② S _a -D 1 (H+, V+)	139
	B 1 F (開口部)	二方向 片押し	最小	6200	2000	1650	D22×15本×400 (SD345)	8053	—	—	—	9792	0.83	④ S _a -D 1 (H+, V-)	354
	B 2 F	二方向 片押し	最小	1000	2700	2350	D25@200×400 (SD345)	1459	0.715	0.825	0.87	4648	0.32	② S _a -3 1 (H+, V+)	582
	B 3 F	二方向 片押し	最小	1000	3500	3150	D25@200×400 (SD345)	2289	—	—	—	6230	0.37	④ S _a -D 1 (H-, V-)	1823
	B 4 F	二方向 片押し	最小	1000	3500	3150	D25@200×400 (SD345)	2032	0.742	0.825	0.90	6230	0.33	④ S _a -D 1 (H-, V-)	1645



参考表 12-15 (1) 許容限界地震時最大地盤反力算出ケース選定結果 (南北壁)

評価位置	評価位置	選定ケース		
		地震荷重	常時土水圧	対象照査項目
南北壁 (X方向)	B 1 F (一般部)	二方向 片押し	最小	せん断
	B 1 F (開口部)	二方向 片押し	最小	せん断
	B 2 F	両押し	最小	曲げ軸力
	B 3 F	両押し	最小	曲げ軸力
	B 4 F	両押し	最小	曲げ軸力

参考表 12-15 (2) 許容限界地震時最大地盤反力算出ケース選定結果 (東西壁)

	評価位置	選定ケース		
		地震荷重	常時土水圧	対象照査項目
東西壁 (Y方向)	B 1 F (一般部)	二方向 片押し	最小	せん断
	B 1 F (開口部)	二方向 片押し	最小	せん断
	B 2 F	両押し	最小	曲げ軸力
	B 3 F	両押し	最小	曲げ軸力
	B 4 F	両押し	最小	曲げ軸力

(2) 許容限界地震時最大地盤反力の算定

許容限界地震時最大地盤反力は、水平断面の解析により求められる発生曲げ応力度が短期許容応力度となる時の地盤反力、もしくは、発生せん断力（V）が次式により求められる短期許容せん断力（ V_a ）となる時の地盤反力とする。参考表 12-16 に許容限界地震時最大地盤反力の算出結果を示す。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、 V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : $1/1.15$

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

参考表 12-16 (1) 許容限界地震時最大地盤反力算定結果（南北壁，曲げ軸力）

評価位置	評価位置	許容限界地震時最大地盤反力 (kN/m^2)	選定ケース			発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			地震 荷重	常時 土水圧	対象 照査項目	曲げ モーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
南北壁 (X方向)	B 2 F	658	両押し	最小	曲げ軸力	3499	686	294	294	1.00
	B 3 F	1937	両押し	最小	曲げ軸力	8937	1041	433	435	1.00
	B 4 F	2937	両押し	最小	曲げ軸力	13825	1272	435	435	1.00

参考表 12-16 (2) 許容限界地震時最大地盤反力算定結果（南北壁，せん断）

評価位置	評価位置	許容限界地震時最大地盤反力 (kN/m^2)	選定ケース			発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			地震 荷重	常時 土水圧	対象 照査項目			
南北壁 (X方向)	B 1 F (一般部)	455	二方向 片押し	最小	せん断	1609	1612	1.00
	B 1 F (開口部)	443	二方向 片押し	最小	せん断	9784	9792	1.00

参考表 12-16 (3) 許容限界地震時最大地盤反力算定結果 (東西壁, 曲げ軸力)

	評価位置	許容限界地震時最大地盤反力 (kN/m ²)	選定ケース			発生断面力		引張応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			地震荷重	常時土水圧	対象照査項目	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
東西壁 (Y方向)	B 2 F	675	両押し	最小	曲げ軸力	4140	611	293	294	1.00
	B 3 F	2675	両押し	最小	曲げ軸力	14116	1045	435	435	1.00
	B 4 F	3068	両押し	最小	曲げ軸力	16191	1197	435	435	1.00

参考表 12-16 (4) 許容限界地震時最大地盤反力算定結果 (東西壁, せん断)

	評価位置	許容限界地震時最大地盤反力 (kN/m ²)	選定ケース			発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			地震荷重	常時土水圧	対象照査項目			
東西壁 (Y方向)	B 1 F (一般部)	436	二方向片押し	最小	せん断	1611	1612	1.00
	B 1 F (開口部)	429	二方向片押し	最小	せん断	9786	9792	1.00

(3) 評価結果

参考表 12-17 に算出した許容限界地震時最大地盤反力と各検討ケースの水平断面設計地盤反力の比較結果を示す。いずれの階層においても各検討ケースの設計地盤反力は許容限界地震時最大地盤反力以下であることを確認した。よって、水平鉄筋の実配筋量では、設計地震力に対して発生した地震時最大地盤反力が許容限界地震時最大地盤反力以下であることから、この実配筋量で耐震安全性が確保されている。

参考表 12-17 (1) 許容限界地震時最大地盤反力と水平断面設計地盤反力の比較結果

B 1 F (一般部)

水平断面南北方向 B 1 F (一般部) 許容限界地震時最大地盤反力 455 kN/m ²						
検討ケース		地盤反力度 (kN/m ²)				
地震動		①	②	③	④	⑤
S _s -D 1	H+, V+	132 (0.29)			132 (0.30)	
	H+, V-	127 (0.28)				
	H-, V+	138 (0.31)	138 (0.31)	138 (0.31)	136 (0.30)	126 (0.28)
	H-, V-	134 (0.30)				
	S _s -1 1	75 (0.17)				
S _s -1 2	88 (0.20)					
S _s -1 3	90 (0.20)					
S _s -1 4	78 (0.18)					
S _s -2 1	115 (0.26)					
S _s -2 2	102 (0.23)					
S _s -3 1	H+, V+	137 (0.31)				
	H-, V+	125 (0.28)				

水平断面東西方向 B 1 F (一般部) 許容限界地震時最大地盤反力 436 kN/m ²						
検討ケース		地盤反力度 (kN/m ²)				
地震動		①	②	③	④	⑤
S _s -D 1	H+, V+	137 (0.32)	139 (0.32)	134 (0.31)	128 (0.30)	128 (0.30)
	H+, V-	131 (0.31)				
	H-, V+	134 (0.31)				
	H-, V-	129 (0.30)			126 (0.29)	
	S _s -1 1	83 (0.20)				
S _s -1 2	91 (0.21)					
S _s -1 3	91 (0.21)					
S _s -1 4	79 (0.19)					
S _s -2 1	87 (0.20)					
S _s -2 2	103 (0.24)					
S _s -3 1	H+, V+	134 (0.31)				
	H-, V+	132 (0.31)				

注記 () 内の値は、水平断面設計地盤反力/許容限界地震時最大地盤反力 を表す

参考表 12-17 (2) 許容限界地震時最大地盤反力と水平断面設計地盤反力の比較結果
B 1 F (開口部)

水平断面南北方向 B 1 F (開口部) 許容限界地震時最大地盤反力 443 kN/m ²							
検討ケース		地盤反力度 (kN/m ²)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	290 (0.66)			309 (0.70)		
	H+, V-	306 (0.70)					
	H-, V+	296 (0.67)					
	H-, V-	311 (0.71)					
S ₁ -1 1		216 (0.49)					
S ₁ -1 2		242 (0.55)					
S ₁ -1 3		236 (0.54)					
S ₁ -1 4		224 (0.51)					
S ₁ -2 1		307 (0.70)					
S ₁ -2 2		268 (0.61)					
S ₁ -3 1	H+, V+	313 (0.71)	311 (0.71)	314 (0.71)	307 (0.70)	293 (0.67)	292 (0.66)
	H-, V+	291 (0.66)					

水平断面東西方向 B 1 F (開口部) 許容限界地震時最大地盤反力 429 kN/m ²							
検討ケース		地盤反力度 (kN/m ²)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	293 (0.69)					
	H+, V-	340 (0.80)	337 (0.79)	345 (0.81)	354 (0.83)	291 (0.68)	290 (0.68)
	H-, V+	322 (0.76)					
	H-, V-	315 (0.74)			328 (0.77)		
S ₁ -1 1		234 (0.55)					
S ₁ -1 2		251 (0.59)					
S ₁ -1 3		250 (0.59)					
S ₁ -1 4		221 (0.52)					
S ₁ -2 1		250 (0.59)					
S ₁ -2 2		288 (0.68)					
S ₁ -3 1	H+, V+	314 (0.74)					
	H-, V+	272 (0.64)					

注記 () 内の値は、水平断面設計地盤反力/許容限界地震時最大地盤反力 を表す

参考表 12-17 (3) 許容限界地震時最大地盤反力と水平断面設計地盤反力の比較結果
B 2 F

水平断面南北方向 B 2 F							水平断面東西方向 B 2 F								
許容限界地震時最大地盤反力 658 kN/m ²							許容限界地震時最大地盤反力 675 kN/m ²								
地盤動		地盤反力度 (kN/m ²)						地盤動		地盤反力度 (kN/m ²)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥	検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	470 (0.72)			504 (0.77)			S ₁ -D 1	H+, V+	487 (0.73)					
	H+, V-	487 (0.74)							H+, V-	517 (0.77)					
	H-, V+	465 (0.71)							H-, V+	489 (0.73)					
	H-, V-	509 (0.78)	511 (0.78)	514 (0.79)	544 (0.83)	447 (0.68)	447 (0.68)		H-, V-	511 (0.76)			530 (0.79)		
	S ₁ -1 1	376 (0.58)							S ₁ -1 1	396 (0.59)					
S ₁ -1 2		415 (0.64)						S ₁ -1 2		450 (0.67)					
S ₁ -1 3		416 (0.64)						S ₁ -1 3		456 (0.68)					
S ₁ -1 4		377 (0.58)						S ₁ -1 4		398 (0.59)					
S ₁ -2 1		489 (0.75)						S ₁ -2 1		495 (0.74)					
S ₁ -2 2		466 (0.71)						S ₁ -2 2		533 (0.80)					
S ₁ -3 1	H+, V+	426 (0.65)						S ₁ -3 1	H+, V+	536 (0.80)	582 (0.87)	486 (0.72)	448 (0.67)	401 (0.60)	400 (0.60)
	H-, V+	397 (0.61)							H-, V+	410 (0.61)					

注記 () 内の値は、水平断面設計地盤反力/許容限界地震時最大地盤反力 を表す

参考表 12-17 (4) 許容限界地震時最大地盤反力と水平断面設計地盤反力の比較結果

B 3 F

水平断面南北方向 B 3 F		許容限界地震時最大地盤反力 1937 kN/m ²					
地盤動		地盤反力度 (kN/m ²)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	1043 (0.54)			996 (0.52)		
	H+, V-	1059 (0.55)					
	H-, V+	963 (0.50)					
	H-, V-	984 (0.51)					
S ₁ -1 1		726 (0.38)					
S ₁ -1 2		895 (0.47)					
S ₁ -1 3		912 (0.48)					
S ₁ -1 4		765 (0.40)					
S ₁ -2 1		890 (0.46)					
S ₁ -2 2		822 (0.43)					
S ₁ -3 1	H+, V+	1169 (0.61)	1154 (0.60)	1172 (0.61)	714 (0.37)	1008 (0.53)	1031 (0.54)
	H-, V+	897 (0.47)					

水平断面東西方向 B 3 F		許容限界地震時最大地盤反力 2675 kN/m ²					
地盤動		地盤反力度 (kN/m ²)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	1372 (0.52)					
	H+, V-	1449 (0.55)					
	H-, V+	1465 (0.55)					
	H-, V-	1542 (0.58)	1528 (0.58)	1551 (0.58)	1823 (0.69)	1208 (0.46)	1165 (0.44)
S ₁ -1 1		656 (0.25)					
S ₁ -1 2		674 (0.26)					
S ₁ -1 3		668 (0.25)					
S ₁ -1 4		650 (0.25)					
S ₁ -2 1		788 (0.30)					
S ₁ -2 2		1079 (0.41)					
S ₁ -3 1	H+, V+	1102 (0.42)					
	H-, V+	986 (0.37)					

注記 () 内の値は、水平断面設計地盤反力/許容限界地震時最大地盤反力 を表す

参考表 12-17 (5) 許容限界地震時最大地盤反力と水平断面設計地盤反力の比較結果

B 4 F

水平断面南北方向 B 4 F		許容限界地震時最大地盤反力 2937 kN/m ²					
地盤動		地盤反力度 (kN/m ²)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	1396 (0.48)			1574 (0.54)		
	H+, V-	1402 (0.48)					
	H-, V+	1421 (0.49)	1404 (0.48)	1441 (0.50)	1582 (0.54)	1161 (0.40)	1138 (0.39)
	H-, V-	1417 (0.49)					
S ₁ -1 1		898 (0.31)					
S ₁ -1 2		994 (0.34)					
S ₁ -1 3		984 (0.34)					
S ₁ -1 4		770 (0.27)					
S ₁ -2 1		1380 (0.47)					
S ₁ -2 2		1214 (0.42)					
S ₁ -3 1	H+, V+	1234 (0.43)					
	H-, V+	1141 (0.39)					

水平断面東西方向 B 4 F		許容限界地震時最大地盤反力 3068 kN/m ²					
地盤動		地盤反力度 (kN/m ²)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	1378 (0.45)					
	H+, V-	1400 (0.46)					
	H-, V+	1418 (0.47)	1409 (0.46)	1430 (0.47)	1583 (0.52)	1028 (0.34)	995 (0.33)
	H-, V-	1395 (0.46)			1645 (0.54)		
S ₁ -1 1		697 (0.23)					
S ₁ -1 2		867 (0.29)					
S ₁ -1 3		902 (0.30)					
S ₁ -1 4		674 (0.22)					
S ₁ -2 1		975 (0.32)					
S ₁ -2 2		1182 (0.39)					
S ₁ -3 1	H+, V+	1066 (0.35)					
	H-, V+	1296 (0.43)					

注記 () 内の値は、水平断面設計地盤反力/許容限界地震時最大地盤反力 を表す

13. 緊急用海水取水管の耐震安全性評価

目次

13.1	評価方針	1
13.2	評価条件	2
13.2.1	適用規格	2
13.2.2	耐震安全性評価フロー	8
13.2.3	評価対象箇所及び評価対象断面	9
13.2.4	使用材料及び材料定数	14
13.2.5	評価構造物諸元	17
13.2.6	地下水位	17
13.2.7	許容限界	17
13.3	横断面方向応力の評価方法	21
13.3.1	地震応答解析手法	21
13.3.2	解析モデルの設定	22
13.3.3	減衰定数	30
13.3.4	荷重の組合せ	34
13.3.5	地震応答解析の検討ケース	36
13.3.6	入力地震動の設定	38
13.3.7	評価内容	55
13.4	縦断面方向応力の評価方法	56
13.4.1	1次元有効応力解析モデル	58
13.4.2	縦断面方向の応力解析	63
13.5	評価結果	76
13.5.1	地震応答解析結果	76
13.5.2	耐震評価結果	116
13.6	まとめ	131

13.1 評価方針

緊急用海水取水管は、非常時における海水の通水機能を求められる土木構造物である。

緊急用海水取水管の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

屋外重要土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を仮定する。

屋外重要土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

緊急用海水取水管の耐震安全性評価では、基準地震動 S_a を用いた地震応答解析及び応力解析を行い、緊急用海水取水管に生じる発生応力が許容限界以下であることを確認することで、地震時に通水機能を維持できることを確認する。

13.2 評価条件

13.2.1 適用規格

一般的な埋設鋼製管路の耐震設計に関する規格，基準類における耐震評価の概要を表 13.2-1 に示す。

管径が比較的小さい一般的な埋設鋼製管路は，断面の外周長と比較して，縦断面方向長が長いことから，周辺の地盤の変位に伴う縦断面方向の発生応力（または発生ひずみ）を中心に耐震評価を行う設計となっている。

一方，横断面方向（縦断面方向に対して直交方向）についても考慮する基準もあり（表 13.2-1（1）及び（2）），この場合，地震時における管路上の土被り等による鉛直荷重による横断面方向の発生応力を縦断面方向の発生応力と組み合わせた合成応力で評価する設計となっている。

緊急用海水取水管は，内径が 1.2 m と一般的な埋設管路と同等であることと，岩盤内を掘削して設置することから，横断面方向，縦断面方向ともに発生応力（または発生ひずみ）は顕著でない。

ただし，緊急用海水取水管は可とう管の設置スパンが比較的長く，縦断面方向に長大な構造であることを考慮し，縦断面方向の発生応力について保守的に考慮する。

そのため，基本的な耐震評価の流れについては，横断面方向と縦断面方向の発生応力の組合せを考慮した設計体系の規格，基準類のうち，既往の工事計画認可申請において実績のある「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年）」を適用する。

評価において，横断面方向については，上記基準における鉛直方向の地震力に加え，水平方向の地震力についても保守的に考慮することとする。

許容限界については，鋼製管路が優れた変形特性を有する材料であり，表 13.2-1 に示すように，塑性領域の許容限界として管体ひずみを採用している規格，基準類もあることから，弾性領域を越え塑性域に達しても，地盤の変形への追従性を失うことなく，通水断面を確保できるものと判断される。

しかし，緊急用海水取水管の耐震評価では，非常用取水設備の重要性を鑑み，鋼材の短期許容応力度を許容限界とすることとし，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」を適用する。

適用する規格，基準類を表 13.2-2 に示す。

表 13.2-1-1 (1) 埋設管路の耐震設計に関する規格、基準類の概要 (1)

規格、基準 ^{*1}	対象設備 (一般的な管径 ^{*2})	要求性能 ^{*3}	許容限界 ^{*4}	備考
①石油パイプライン事業の事業用施設 の技術上の基準の細目を定める告示 (昭和48年9月28日通商産業省・ 運輸省・建設省・自治省告示第一号)	送油導管 (～650 mm)	導管等の構造は、輸送される石油の 重量、導管等の内圧、導管等および その附属設備の自重、土圧、水圧、 列車荷重、自動車荷重、雪荷重等の主 荷重ならびに風荷重、雪荷重、温度 変化の影響、振動の影響、地震の影響 響、投錨による衝撃の影響、波浪お よび潮流の影響、設置時における荷 重の影響、他工事による影響等の従 荷重によって生ずる応力に対して安 全なものでなければならぬ ^{*5} 。	規格最小降伏点応力度の 90 % ^(4.5)	わが国で初めて埋設管路に対す る応変変位法の考え方を設計法 として総合的に体系化した「石 油パイプライン技術基準案」と 同様の設計手法。管路のひずみ を算定するための波動の重量方 法等は、その後の地中構造物の 耐震設計指針等で踏襲されてい る。
②港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会、平成19年)	送油導管 (特に無し)	作用による損傷等が軽微な修復によ り施設の機能の回復に影響を及ぼさ ない。(修復性)	導管の降伏応力度を構造 解析係数で除したものとす	基本的に①の考え方を踏襲して いる。
③水道施設耐震工法指針・解説1997版 (日本水道協会、1997)	水輸送用埋設鋼管路 (特に無し)	人命に重大な影響を与えないこと。 個々の施設に軽微な被害が生じて も、その機能保持が可能であること	管体歪み 46t/D 以下 (D は管外径, t は管厚)	基本的に①の考え方を踏襲して いる。
④水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP029-2006 (日本水道鋼管協会、平成18年)	水輸送用埋設鋼管路 (～3000 mm)	変形は生じてても、通水機能を保持す ること。	許容ひずみ値 46t/D (D は管外径, t は管厚)	基本的に①の考え方を踏襲して いる。
⑤高圧ガス導管耐震設計指針 JGA 指 206-13 (日本ガス協会、2013)	ゲージ圧力 1MPa 以上 の圧力ガスを輸送す る埋設鋼管路 (～650 mm)	導管に変形は生じるが、漏洩は生じ ないこと。	許容ひずみは 3 %とす る。	当該指針における地盤変位は、 縦断面方向に伝播する進行波 (レイリー波)を仮定してお り、縦断面方向の検討に限定し ている。したがって、①で考慮 している波動伝播の重量は考慮 していない。

注記

*1: 記載の規格、基準のうち、下線で示すものは、工事計画認可申請において実績があるもの。

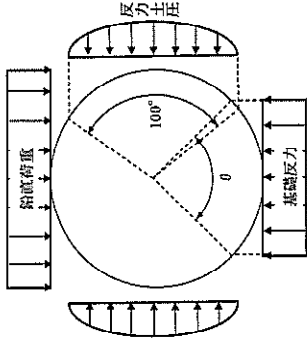
*2: 各規格、基準において材料の規格として取り扱われているJIS規格等の最大径を記載したもので、適用範囲を限定するものではない。

*3: 要求性能は、施設の耐震レベル及び地震動レベルが高いもの (レベル2地震動等) について記載。

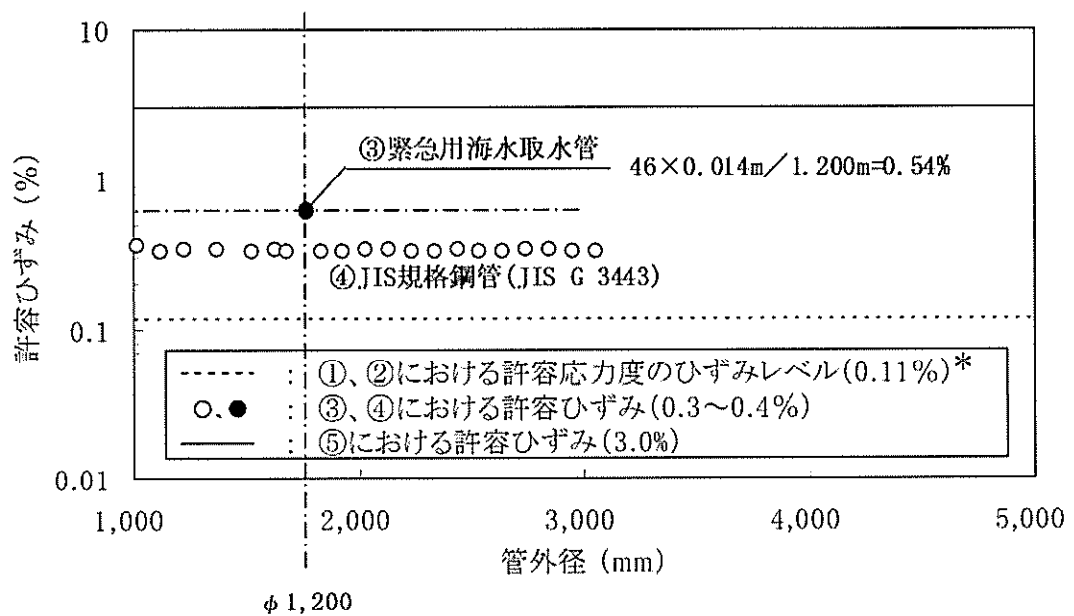
*4: 許容限界については、鋼材の許容応力度 (降伏応力度) とするものと許容ひずみとするものがあるが、図13.2-1に示すとおり鋼材の許容応力度のひずみレベル (降伏ひずみ) とするものは、鋼材の許容ひずみとするものより小さい。したがって、許容限界を鋼材の許容応力度とした場合の方が保守的な評価を与える。なお、⑤の規格・基準の許容ひずみは、3 %と、その他の規格、基準の許容ひずみよりかなり大きい (約30倍)。

*5: 石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準を定める省令 (昭和47年12月25日通商産業省・運輸省・建設省・自治省令第二号) を参照。

表 13.2-1(2) 埋設管路の耐震設計に関する規格、基準類の概要 (2)

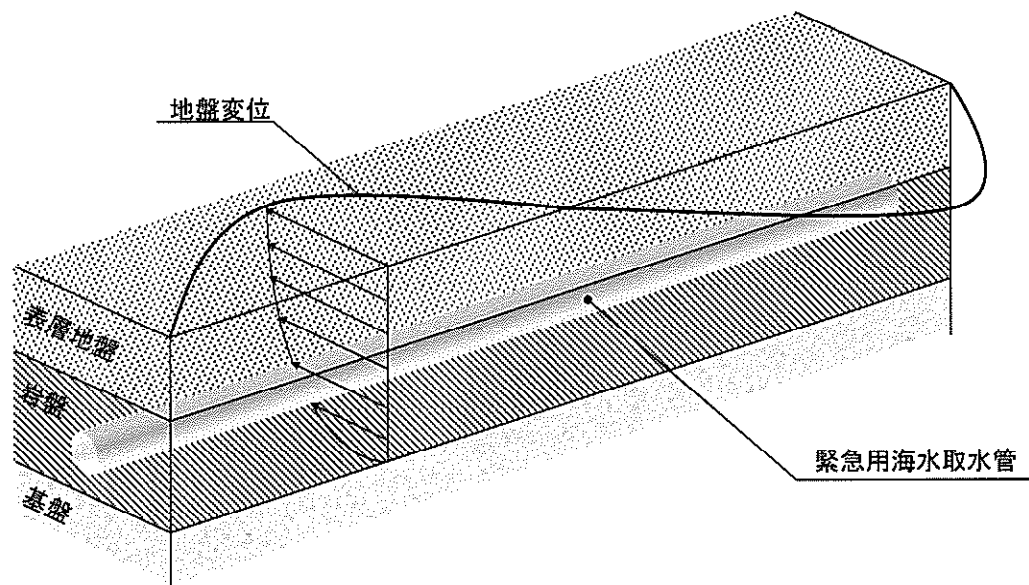
規格、基準 ^{*1}	耐震評価の概要			
	耐震評価の概要			①と②の組合せ
	① 縦断面方向 ^{*2, *3}	② 横断面方向 ^{*3}	水平方向地震力	
① 石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示 (昭和48年9月28日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号)	・ 軸方向応力 σ_L 又は軸方向ひずみ ε_L	鉛直方向地震力 ・ 管路のたわみ性を考慮した土圧分布モデル(IOWA公式)により求める。 	・ ①縦断面方向と②横断面方向応力を組み合わせる。 $\sigma = \sqrt{\sigma_L^2 + \sigma_C^2 - \sigma_L \sigma_C + 3\tau_s^2}$ ここで、 σ_C : 横断面方向応力 τ_s : 管直方向のせん断応力	
	・ 地盤変位を考慮した応答変位法 ・ 管路に生じる軸応力 σ_L と曲げ応力 σ_B を合成する。 $\sigma_L = \sqrt{3.12 \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$	・ 地盤変位を考慮した応答変位法 ・ 管路に生じる軸ひずみ ε_L と曲げひずみ ε_B を合成する。 $\varepsilon_L = \sqrt{\alpha \cdot \varepsilon_L^2 + \varepsilon_B^2}$ 但し、 $\alpha = 1.00 \sim 3.12$	考慮しない。	考慮しない。
② 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 平成19年)	・ 地盤変位を考慮した応答変位法 ・ 管路に生じる軸ひずみ ε_L と曲げひずみ ε_B を合成する。	考慮しない。	考慮しない。	考慮しない。
③ 水道施設耐震工法指針・解説 1997版 (日本水道協会, 1997)	・ 地盤変位を考慮した応答変位法 ・ 管路に生じる軸ひずみ ε_L と曲げひずみ ε_B を合成する。 $\varepsilon_L = \sqrt{\alpha \cdot \varepsilon_L^2 + \varepsilon_B^2}$ 但し、 $\alpha = 1.00 \sim 3.12$	考慮しない。	考慮しない。	考慮しない。
④ 水道用埋設鋼管耐震設計基準 WSP029-2006 (日本水道鋼管協会, 平成18年)	・ 地盤変位を考慮した応答変位法 ・ 管路に生じる軸ひずみ ε_L と曲げひずみ ε_B を合成する。 $\varepsilon_L = \sqrt{\varepsilon_L^2 + \varepsilon_B^2}$	考慮しない。	考慮しない。	考慮しない。

注記 *1: 表13.2-1(1)で示した規格、基準類のうち、鋼管の許容ひずみが3%とかなり大きい⑤については、除外した。
 *2: 各規格、基準では、応答変位法に用いる地盤変位を定めるためのパラメータ(水平震度、応答速度等)が地震動レベル毎に定められていることから、地震応答解析や構造計算を伴わずに、応力(ひずみ)を算出可能。但し、緊急用海水取水管の耐震評価では、①基準地震動 S_e を対象とすること②取水管路が屈曲していることを考慮して、地震応答解析及び数値計算(構造計算)を基に σ_L 及び σ_B を算出。
 *3: 縦断面方向及び横断面方向の評価のイメージについては、図13.2-2及び図13.2-3を参考。



注記* : ①、②における許容応力のひずみレベルは、許容応力度／ヤング係数で求めた

図 13.2-1 各規格、基準類における許容ひずみの比較

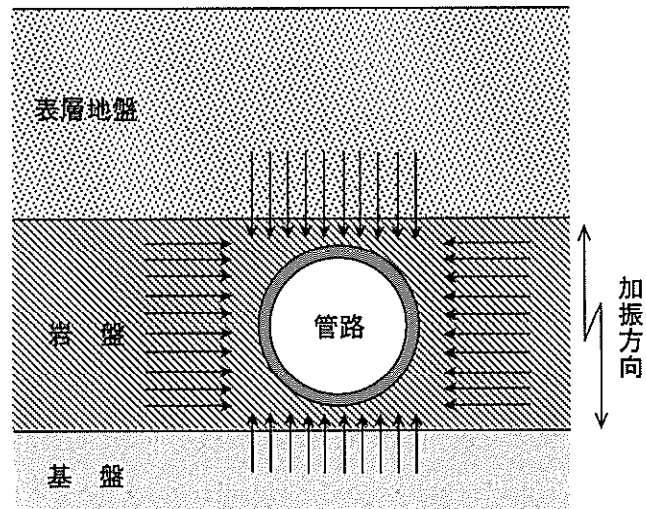


縦断面方向については、水平方向に見かけ上伝播する地震波（進行方向に直交する方向に振動する進行波）による、周辺地盤の変位を考慮する。

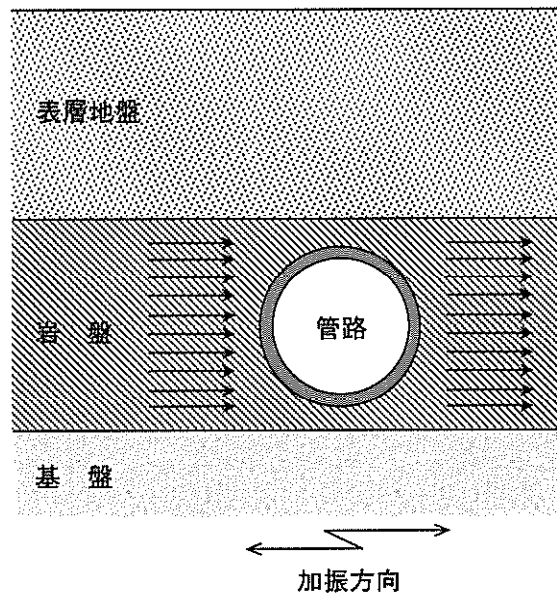
埋設された鋼製管路は、地震時に周辺地盤の変形に追従することが、多くの屋外、室内模型実験や実構造物からの地震観測結果から確かめられている。したがって、埋設された鋼製管路の耐震計算においては、上図のような地震時の周辺地盤の変位に基づいた耐震設計として、応答変位法が一般的に用いられる。

図 13.2-2 縦断面方向の耐震評価イメージ

(鉛直方向地震力)



(水平方向地震力)



横断面方向については埋設された鋼製管路上の土被り及び上載荷重により鋼製管路に作用する土圧を考慮する。

なお、表 13.2-1 に示した各規格、基準類では、一般式より横断面方向応力を求める手法が記載されているが、後述の横断面方向応力の算出では、その他の屋外重要土木構造物と同様に、2次元動的FEM解析（水平、鉛直同時加振）にて求める。

図 13.2-3 横断面方向の耐震評価イメージ

適用する規格，基準類を以下に示す。

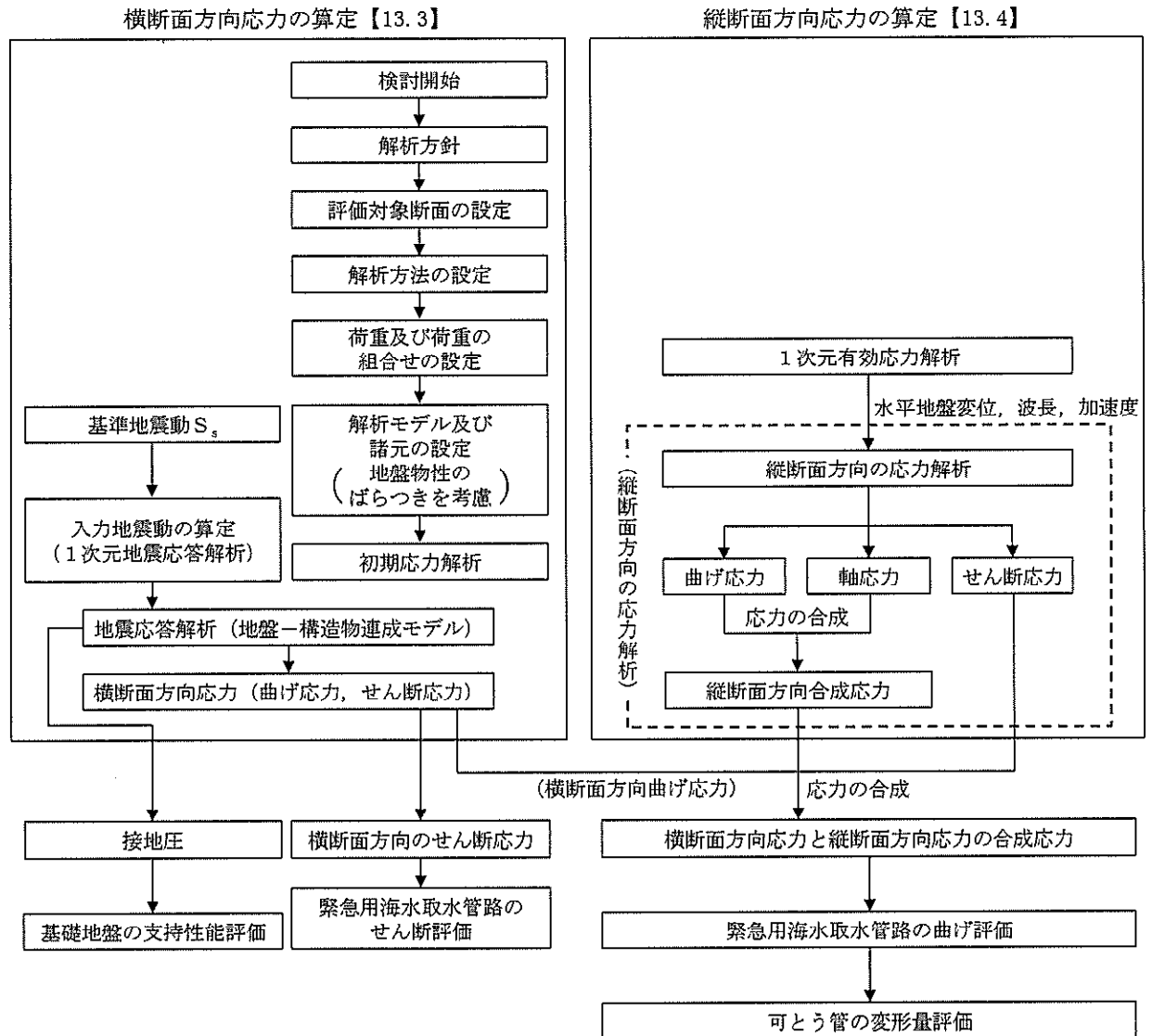
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年）
- ・水道施設耐震工法指針・解説 1997 年版（日本水道協会，1997 年）
- ・石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和四十八年九月二十八日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）

表 13.2－2 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び 材料定数	・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）	—
荷重及び荷重の組合 せ	・J E A G 4 6 0 1－1987 （（社）日本電気協会）	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）	・鋼材の発生応力が短期許容応力度以下であることを確認 ・基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認
評価手法	・港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年） ・水道施設耐震工法指針・解説 1997 版（日本水道協会，1997）	・縦断面方向と横断面方向の発生応力を組み合わせた耐震評価 ・管路に生じる軸応力 σ_L と曲げ応力 σ_B を合成する場合の係数（ $\alpha = 3.12$ ）
地震応答解析	・J E A G 4 6 0 1－1987 （（社）日本電気協会）	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

13.2.2 耐震安全性評価フロー

図 13.2-4 に緊急用海水取水管の耐震安全性評価フローを示す。



注記 *1: 構造部材の健全性を評価することで, 第2-1表に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

*2: 基礎地盤の支持性能評価を実施することで, 第2-1表に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 13.2-4 緊急用海水取水管の耐震安全性評価フロー

13.2.3 評価対象箇所及び評価対象断面

緊急用海水取水管は、S A用海水ピットと緊急用海水ポンプピットを接続する延長約168 m、内径1.2 mの鋼製の地中構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤内に直接設置する。

緊急用海水取水管は線状構造物であり、カルバート構造物と同様に縦断面方向に対して一様の断面形状を有するため、縦断面方向の発生応力が耐震設計上有意であるが、保守性を考慮して横断面方向及び縦断面方向の発生応力を組み合わせて評価を行う。

横断面方向の評価対象断面は、「1.4.13 緊急用海水取水管の断面選定の考え方」で記載したとおり、緊急用海水ポンプピット付近の②-②断面を代表位置として選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

縦断面方向については、管路全長をモデル化した静的フレーム解析により応答変位法を実施して縦断面方向の曲げ応力と軸応力を求め、横断面方向と縦断面方向を合成した応力の最大値を算定し、耐震評価を実施する。

緊急用海水取水管は、推進工法により岩盤中を掘進しながら外装管としての鉄筋コンクリート製推進管を設置した後、内装管としての鋼製管を設置する。鋼製管と推進管との空隙にはエアモルタルを充填する。緊急用海水取水管の耐震評価においては、推進管及びエアモルタルに強度は期待せず、鋼製管のみで応力を負担する設計とする。

可とう管は、緊急用海水取水管縦断面方向の地震応答解析から算定されるS A用海水ピットと緊急用海水ポンプピットとの相対変位及び管路中間部の相対変位を元に許容変形量を設定し、縦断面方向の評価における発生変形量が許容変形量以下に収まることを確認する。

緊急用海水取水管及び可とう管の位置図を図13.2-5に、構造図を図13.2-6に、縦断面方向の評価対象断面（A-A断面）を図13.2-7に、横断面方向の評価対象断面（②-②断面）を図13.2-8に示す。

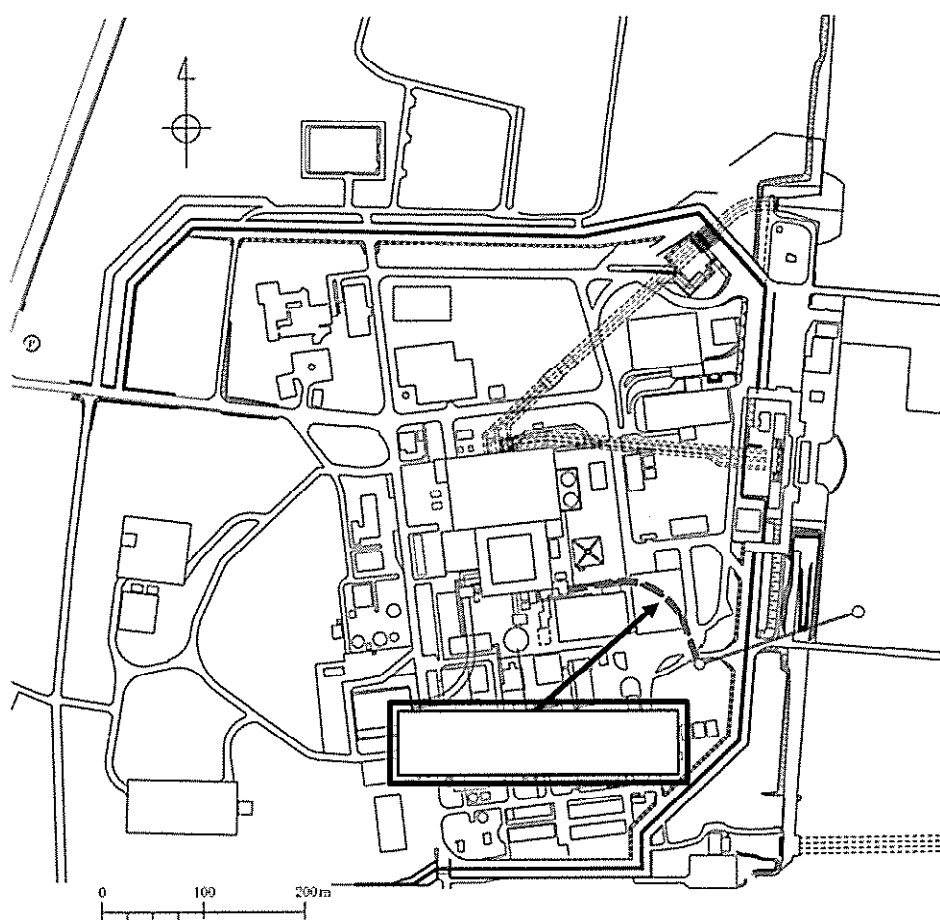


図 13.2-5 (1) 緊急用海水取水管 平面位置図 (全体図)

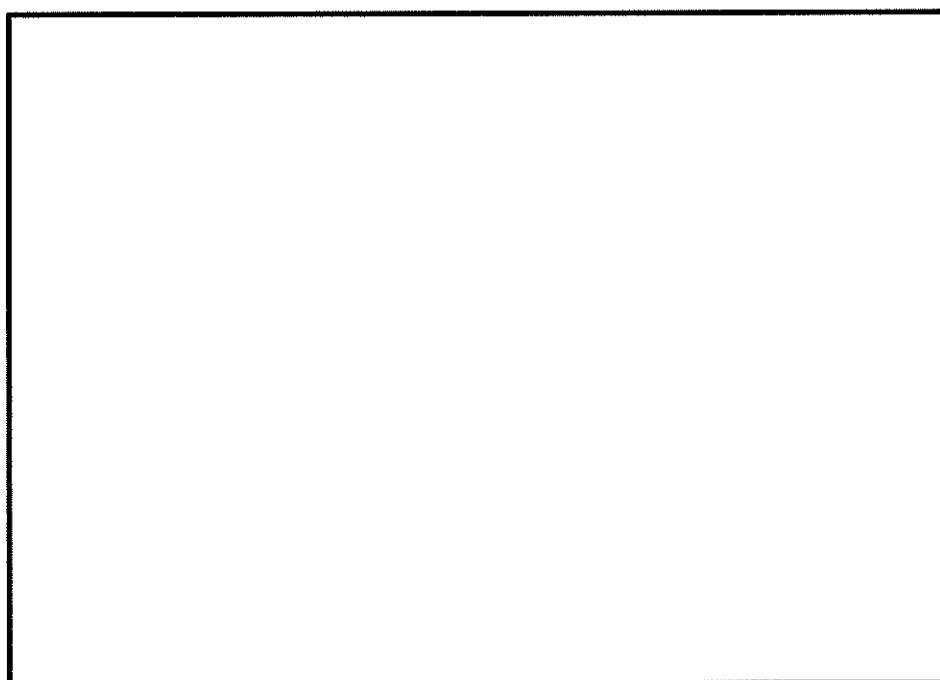


図 13.2-5 (2) 緊急用海水取水管 平面位置図 (拡大図)

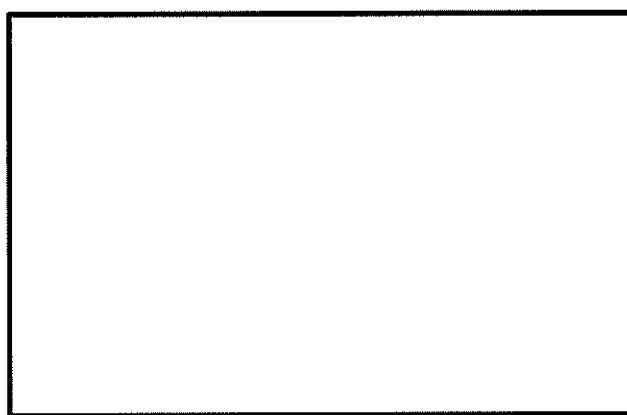


図 13.2-6 緊急用海水取水管 構造図

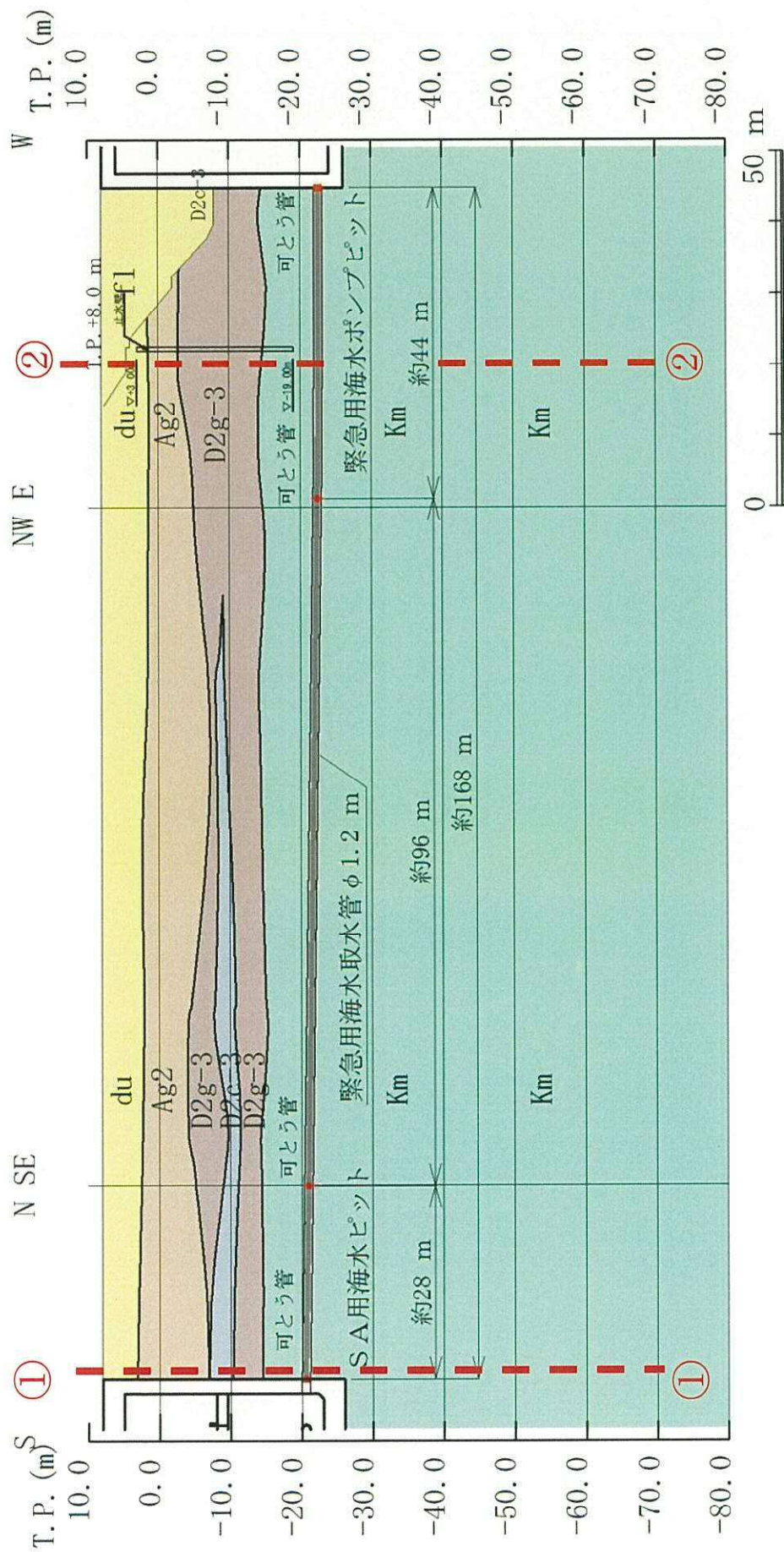


図 13.2-7 緊急用海水取水管 縦断面図 (A-A 断面)

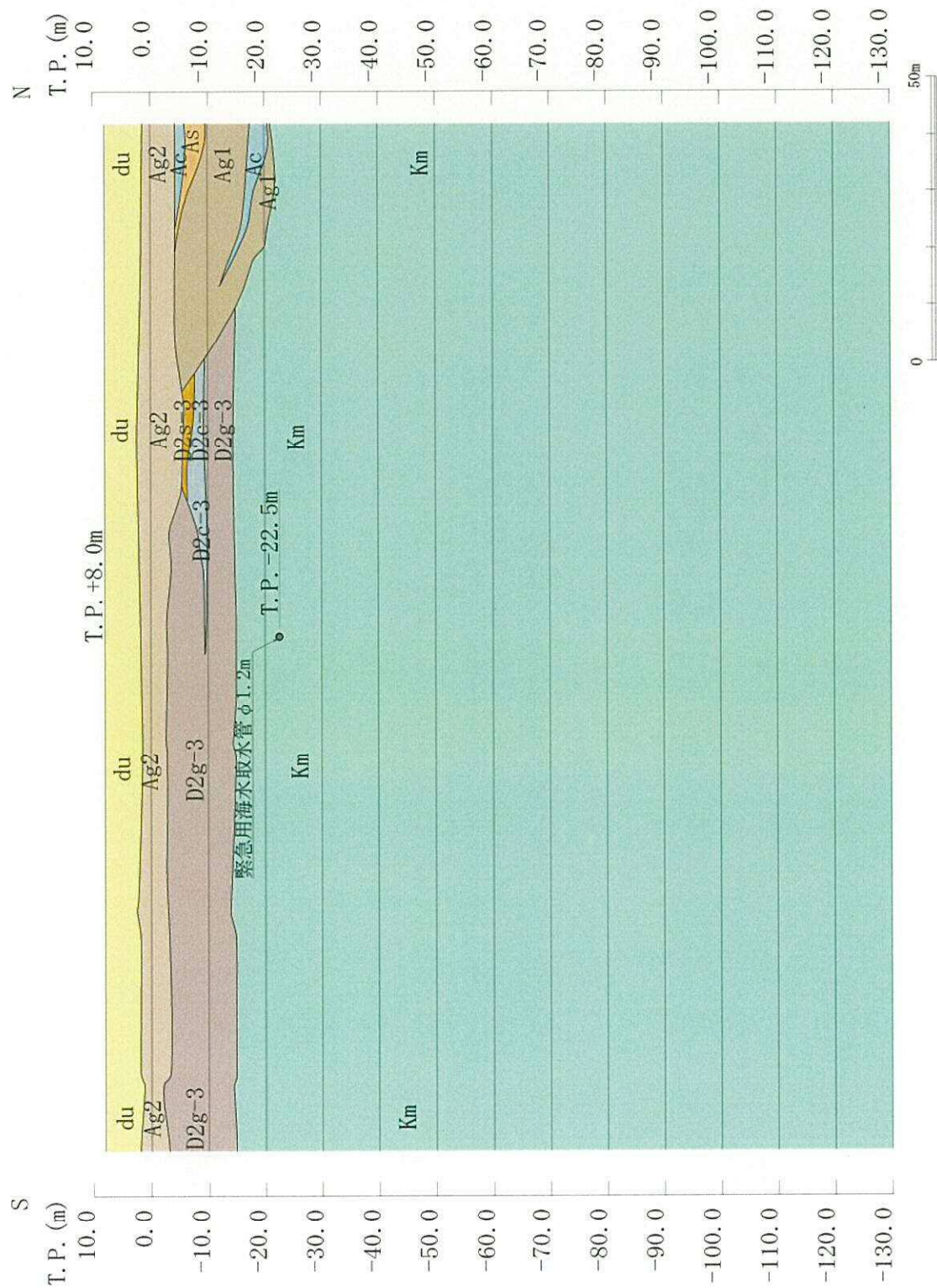


图 13.2-8 紧急用海水取水管 横断面图 (②-②断面)

13.2.4 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 13.2-3 に、材料物性値を表 13.2-4 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデルとする。地盤の物性値を表 13.2-5 に示す。

表 13.2-3 使用材料

材料	断面形状 (mm)	諸元
鋼製管	内径 1200×t14	SM570

表 13.2-4 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鋼製管	77.0 ^{*1}	2.0×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}

注記 *1：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

*2：J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

表 13.2-5 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{na}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{na}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 13.2-5 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{na}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{na}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35

表 13.2-5 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	動ポアソン比 ν_{pe}	粘着力 C_{co} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{co} (°)	せん断波 速度 V_s (m/s)	基準初期 せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K_{ms} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ms} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 α_{σ} , $\alpha_{\sigma'}$	最大履歴 減衰率 γ_{max} (%)	動ポアソン比 ν_d	硬密度 速度 V_p (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.15	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.454	1,640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.15	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.454	1,644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.15	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.454	1,648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.15	316	23.9	428	315,075	358,322	504	0.0	0.105	0.454	1,651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.15	322	23.8	428	316,576	359,999	504	0.0	0.106	0.454	1,651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.15	328	23.7	429	318,081	361,679	504	0.0	0.106	0.454	1,655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.15	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.453	1,658
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.15	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.453	1,642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.15	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.453	1,642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.15	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.453	1,646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.15	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.453	1,650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.15	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.453	1,653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.15	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.453	1,657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.15	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.453	1,657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.15	382	22.8	435	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.453	1,661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.15	389	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.452	1,644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.15	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.452	1,648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.15	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.452	1,648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.15	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.452	1,652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.15	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.452	1,656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.15	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.452	1,659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.15	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.452	1,663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.15	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.452	1,671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.15	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.451	1,654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.15	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.451	1,662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.15	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.451	1,665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	391,471	498	0.0	0.112	0.451	1,673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	394,870	498	0.0	0.113	0.451	1,680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	396,574	498	0.0	0.113	0.450	1,684
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	399,956	498	0.0	0.114	0.450	1,672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.450	1,675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.450	1,683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,863	498	0.0	0.115	0.450	1,667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,526	400,349	498	0.0	0.116	0.450	1,675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.450	1,678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.450	1,685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.450	1,689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,836	498	0.0	0.117	0.450	1,678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.450	1,681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.450	1,688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.450	1,696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.450	1,699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.455	1,695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.455	1,702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.455	1,705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.455	1,712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	782	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.455	1,719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
57	-82	-83 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
58	-84	-85 ~ -83	1.73	0.14	864	14.9	498	428,932	453,866	492	0.0	0.124	0.454	1,726
59	-86	-87 ~ -85	1.73	0.14	876	14.7	500	432,256	458,480	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-88	-89 ~ -87	1.73	0.14	888	14.5	501	434,232	459,356	492	0.0	0.124	0.454	1,736
61	-90	-91 ~ -89	1.73	0.14	900	14.3	503	437,556	463,969	492	0.0	0.124	0.454	1,736
62	-92	-93 ~ -91	1.73	0.14	912	14.1	504	439,449	465,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736
63	-94	-95 ~ -93	1.73	0.14	924	13.9	506	442,771	469,475	492	0.0	0.125	0.453	1,736
64	-96	-97 ~ -95	1.73	0.14	936	13.7	508	446,093	473,088	492	0.0	0.125	0.453	1,736
65	-98	-99 ~ -97	1.73	0.14	948	13.5	509	448,210	474,991	492	0.0	0.125	0.453	1,736
66	-100	-101 ~ -99	1.73	0.14	960	13.3	511	451,532	478,604	492	0.0	0.126	0.452	1,733
67	-102	-103 ~ -101	1.73	0.13	972	12.9	513	455,282	483,217	496	0.0	0.126	0.452	1,733
68	-104	-105 ~ -103	1.73	0.13	984	12.7	515	459,032	487,830	496	0.0	0.127	0.451	1,737
69	-106	-107 ~ -105	1.73	0.13	996	12.5	517	462,782	492,443	496	0.0	0.127	0.451	1,737
70	-108	-109 ~ -107	1.73	0.13	1,008	12.3	519	466,532	497,056	496	0.0	0.127	0.451	1,744
71	-110	-111 ~ -109	1.73	0.13	1,020	12.1	521	470,282	501,669	496	0.0	0.127	0.451	1,744
72	-112	-113 ~ -111	1.73	0.13	1,032	11.9	523	474,032	506,282	496	0.0	0.128	0.450	1,758
73	-114	-115 ~ -113	1.73	0.13	1,044	11.7	525	477,782	510,895	496	0.0	0.128	0.450	1,758
74	-116	-117 ~ -115	1.73	0.13	1,056	11.5	527	481,532	515,508	496	0.0	0.129	0.450	1,758
75	-118	-119 ~ -117	1.73	0.13	1,068	11.3	529	485,282	520,121	496	0.0	0.129	0.450	1,758
76	-120	-121 ~ -119	1.73	0.13	1,080	11.1	531	489,032	524,734	496	0.0	0.129	0.450	1,758

13.2.5 評価構造物諸元

許容応力による照査を行う管の評価構造物諸元を表 13.2-6 に示す。また，評価部位を図 13.2-9 に示す。

表 13.2-6 評価部位とその仕様

部位	仕様		材料	機能要求
	内径	厚さ	鋼製管	
	(m)	(mm)		
鋼製管	1.200	14	SM570	非常時における海水の通水機能の確保

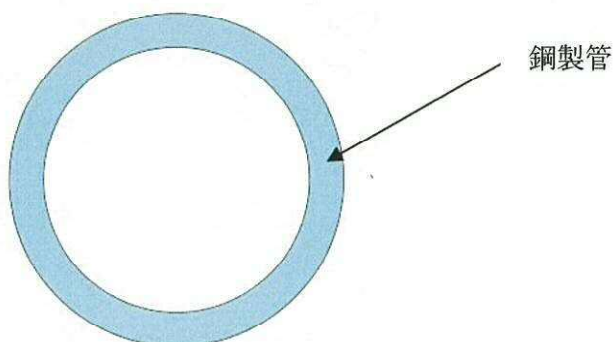


図 13.2-9 評価部位

13.2.6 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

13.2.7 許容限界

許容限界は，V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 緊急用海水取水管の許容限界

許容限界については，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき表 13.2-7 のとおりに設定する。短期許容応力度は鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 13.2-7 許容限界

評価項目		短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼材 (SM570) *	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	382.5
	許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5

注記 * : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) により設定する。

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\}$$

Q_u : 荷重の偏心傾斜, 支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

* c は K_m 層の非排水せん断強度

q : 上載荷重 (kN/m²) で, $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし, 地下水位以下では水中単位体積重量とする。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 表 13.2-8 に示す基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増し係数

N_c, N_q, N_γ : 図 13.2-10, 図 13.2-11 及び図 13.2-12 に示す荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

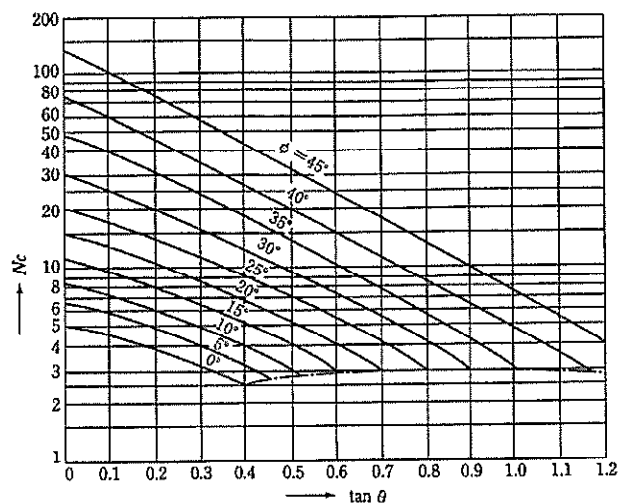


図 13.2-10 支持力係数 N_c を求めるグラフ
「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説
（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より

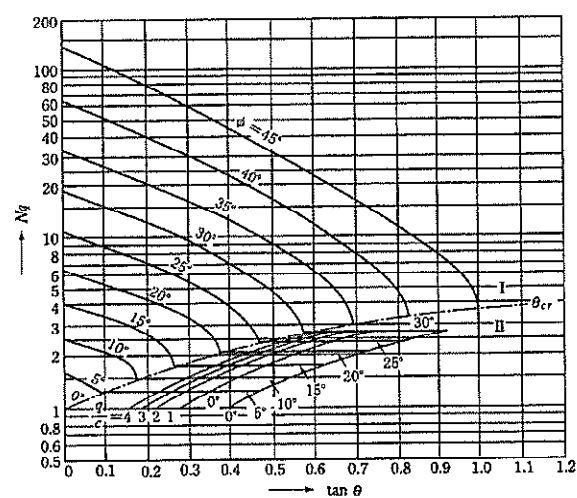


図 13.2-11 支持力係数 N_q を求めるグラフ
「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・
同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3
月）」より

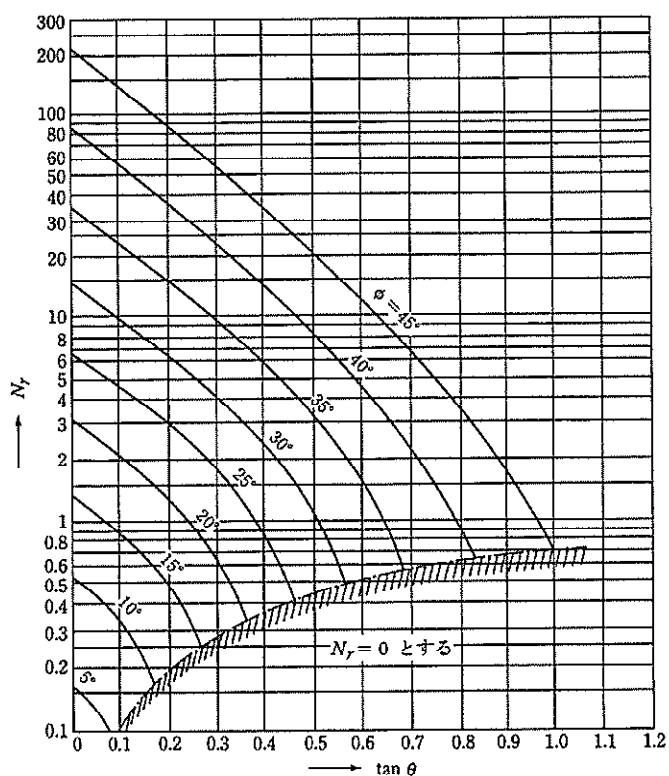


図 13.2-12 支持力係数 N_r を求めるグラフ
「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より

表 13.2-8 基礎底面の形状係数

基礎底面の形状 形状係数	帯 状	正方形, 円形	長方形, 楕円形, 小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B_c}{D_c}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B_c}{D_c}$
B_c, D_c は図-解 10.3.4, 図-解 10.3.5 による。ただし, $\frac{B_c}{D_c} > 1$ の場合, $\frac{B_c}{D_c} = 1$ とする。			

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より

上記にて求められる極限支持力の算定結果をを表 13.2-9 に示す。

表 13.2-9 極限支持力算定諸元と算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	2260	
$\alpha \kappa c N_c S_c$ (kN/m ²)	2123	
$\kappa q N_q S_q$ (kN/m ²)	137	
$\frac{1}{2} \gamma'_1 \beta B e N_\gamma S_r$ (kN/m ²)	0	
粘着力 c (kN/m ²)	915	
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ'_1 (kN/m ³)	7.061	
周辺地盤の単位体積重量 γ'_2 (kN/m ³)	9.659	
形状係数 α	1.0	
形状係数 β	1.0	
荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 B_e (m)	1.228	
荷重の偏心量 e_b (m)	0	
基礎幅 B (m)	1.228	
有効根入れ深さ D_f (m)	30.536	
根入れ効果に対する割増し係数 κ	1	
N_c	5	図 13.2-10 より
N_q	1	図 13.2-11 より
N_γ	0	図 13.2-12 より
S_c	0.4642	
S_q	0.4642	
S_r	0.9338	

13.3 横断面方向応力の評価方法

13.3.1 地震応答解析手法

緊急用取水管の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。部材については、線形はり要素を用いることとする。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図13.3-1に示す。

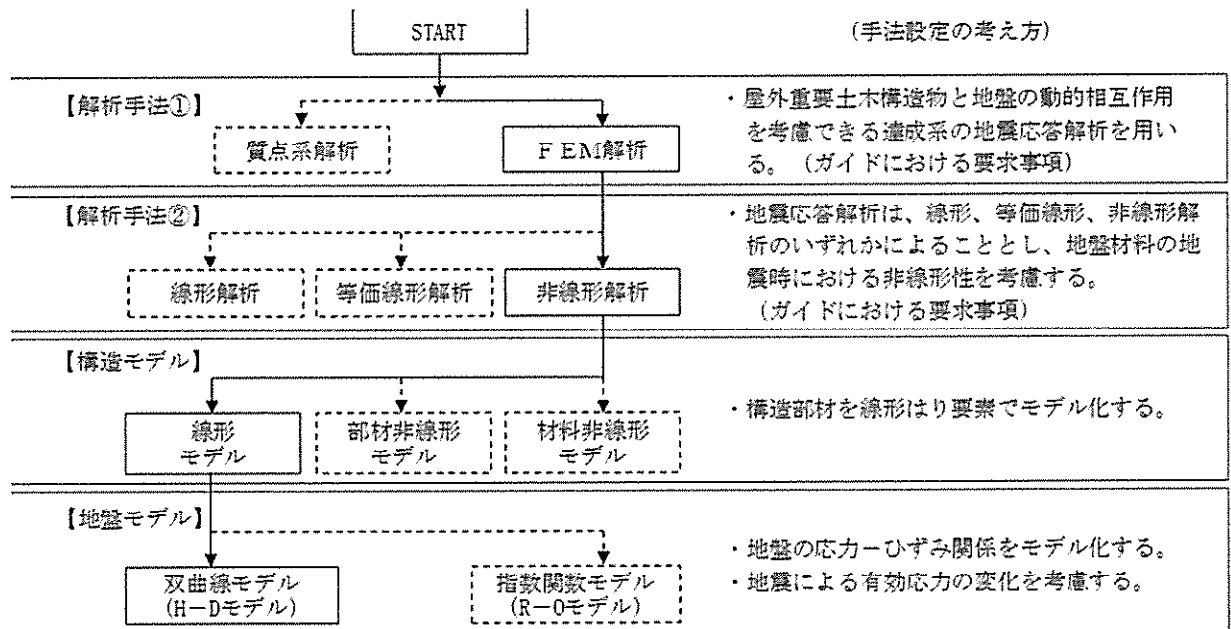


図 13.3-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル (H-D モデル) を選定する。

13.3.2 解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を適用し、図 13.3-2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物基礎幅の 2 倍以上確保する。なお、解析モデルの境界条件は、側方における波動の反射の影響を低減するとともに、下方への波動の逸散を考慮するために側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 又は 4 分割、すなわち $V_s/100$ 又は $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1 m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、構造物が接している地盤と同じ要素幅に分割して設定する。

この図で示される 2 次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺の地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を持つ 1 次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦 1 列の要素列と同じ構造で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2 次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 13.3-3 に示す。

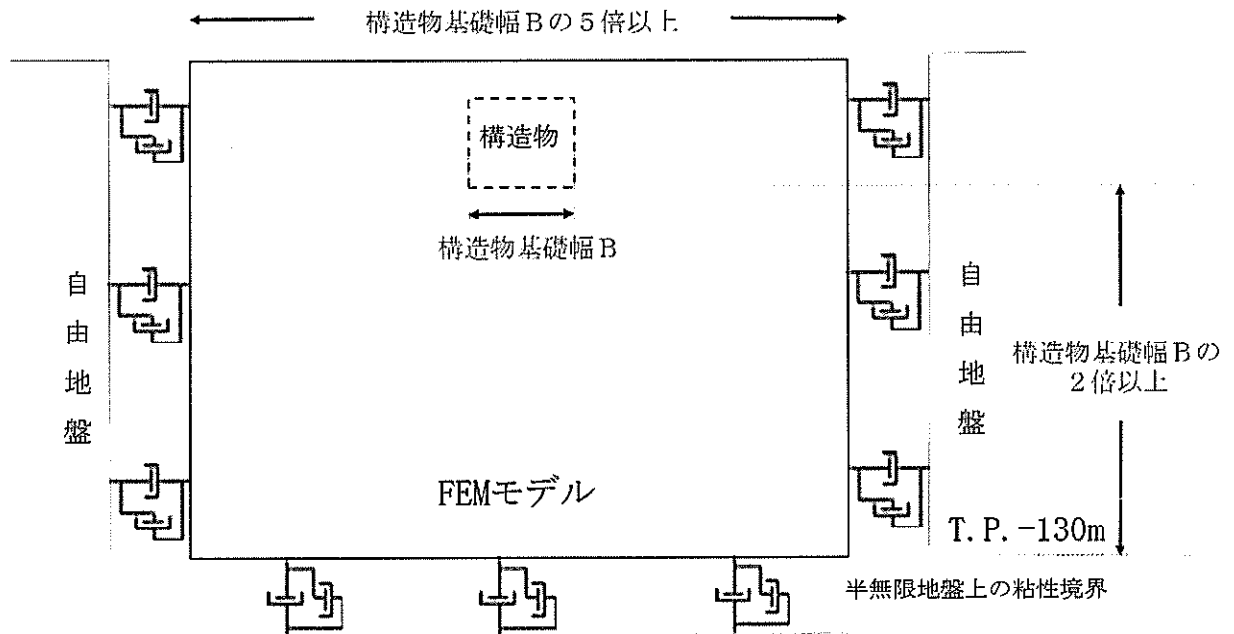


図 13.3-2 解析モデル領域の考え方

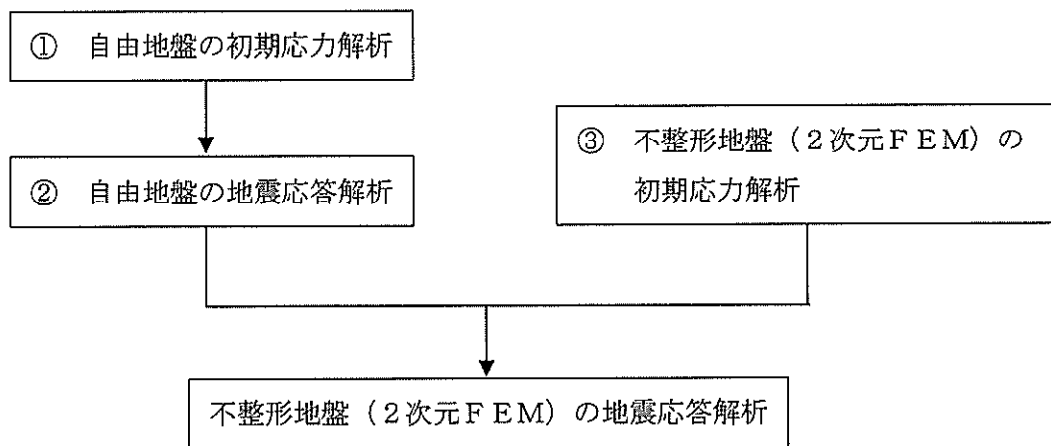


図 13.3-3 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（２次元ＦＥＭ）の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 13.3-4 に示す。

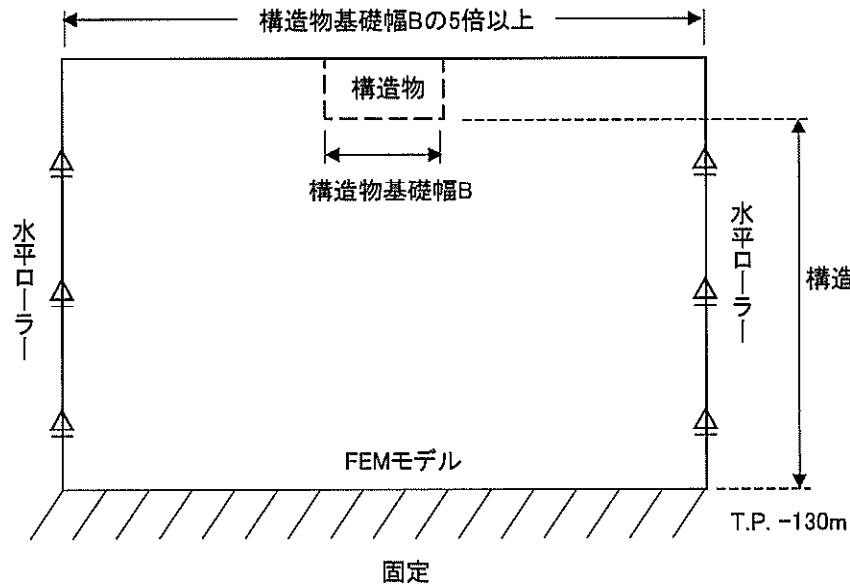


図 13.3-4 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 13.3-5 に示す。

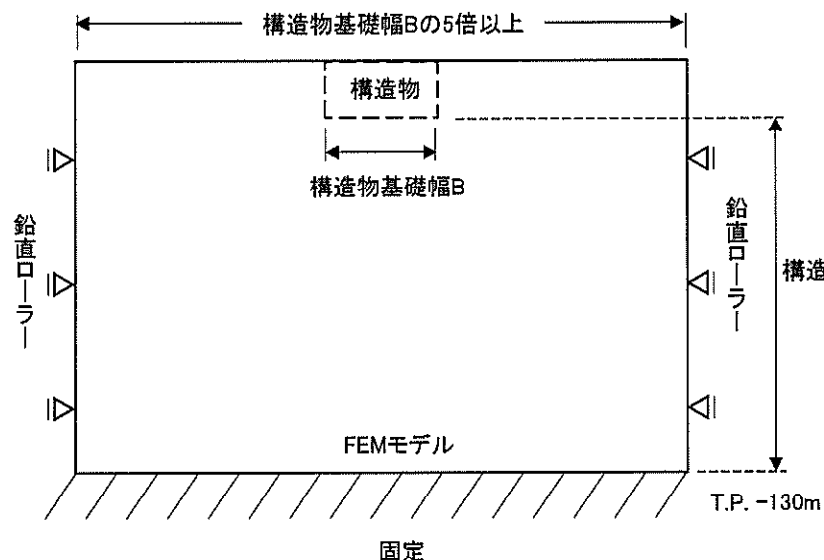


図 13.3-5 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

緊急用海水取水管横断面方向の地震応答解析モデルを図 13.3-6 に示す。

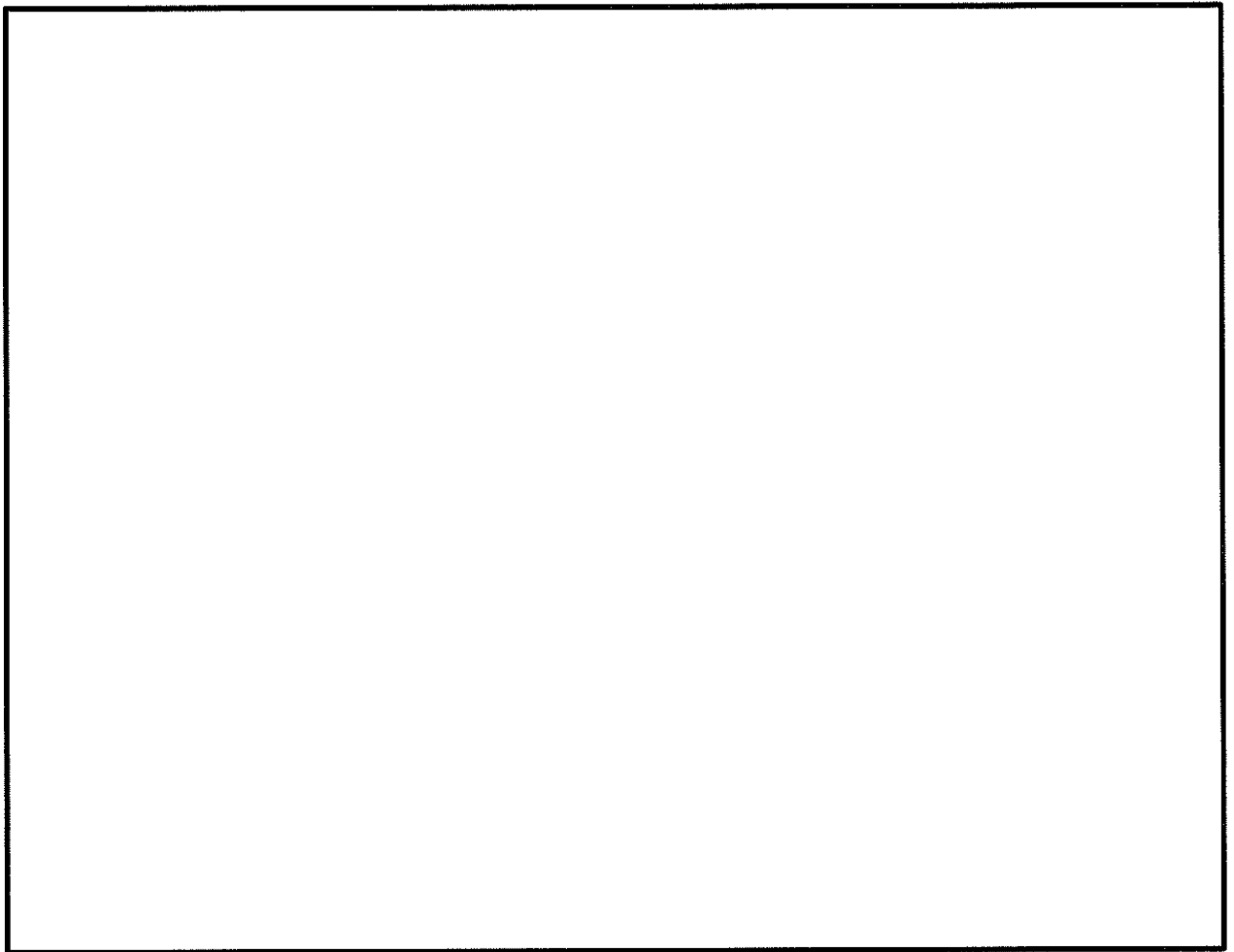


図 13.3-6 緊急用海水取水管②-②断面方向の地震応答解析モデル

(3) 構造物のモデル化

構造部材は線形はり要素によりモデル化する。

構造部材周面と地盤との間にジョイント要素を配置し、接合面との剥離及びすべりを考慮する。解析モデル概念図を図 13.3-7 に示す。

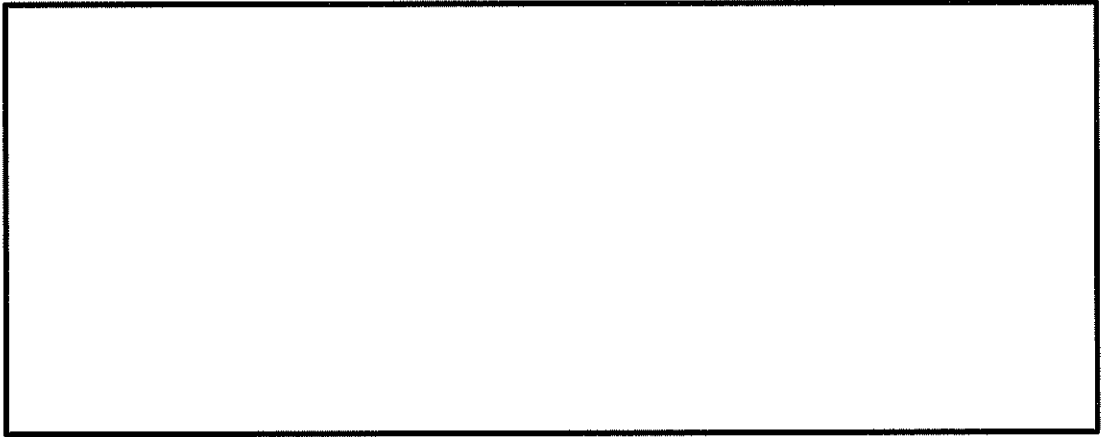


図 13.3-7 緊急用海水取水管の解析モデル概念図

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

なお、せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。推進管及びエアモルタルはモデル化しないため、周辺の Km 層との粘着力は考慮しない（表 13.3-1 参照）。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 13.3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	備考
新第三系	Km 層	0.0	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上の不安定挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 13.3-2 のとおり設定する。図 13.3-8 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 13.3-2 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
管周面	1.0×10^6	1.0×10^6

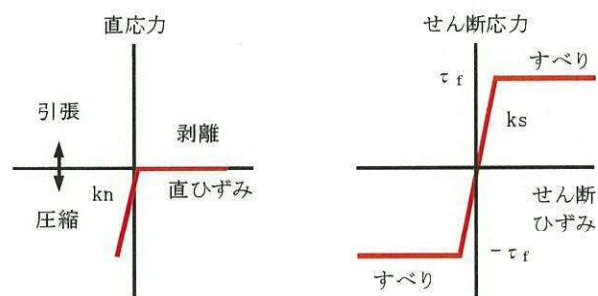
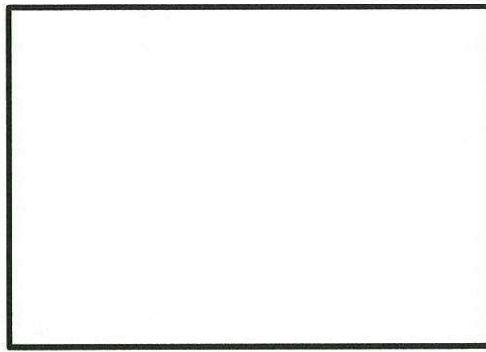


図 13.3-8 ジョイント要素の考え方

13.3.3 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] : \text{減衰係数マトリックス}$$

ここで、

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1 % (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。) とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は 3 % (道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説(平成 24 年 3 月)) とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 13.3-9 に、固有値解析結果を表 13.3-3 に示す。

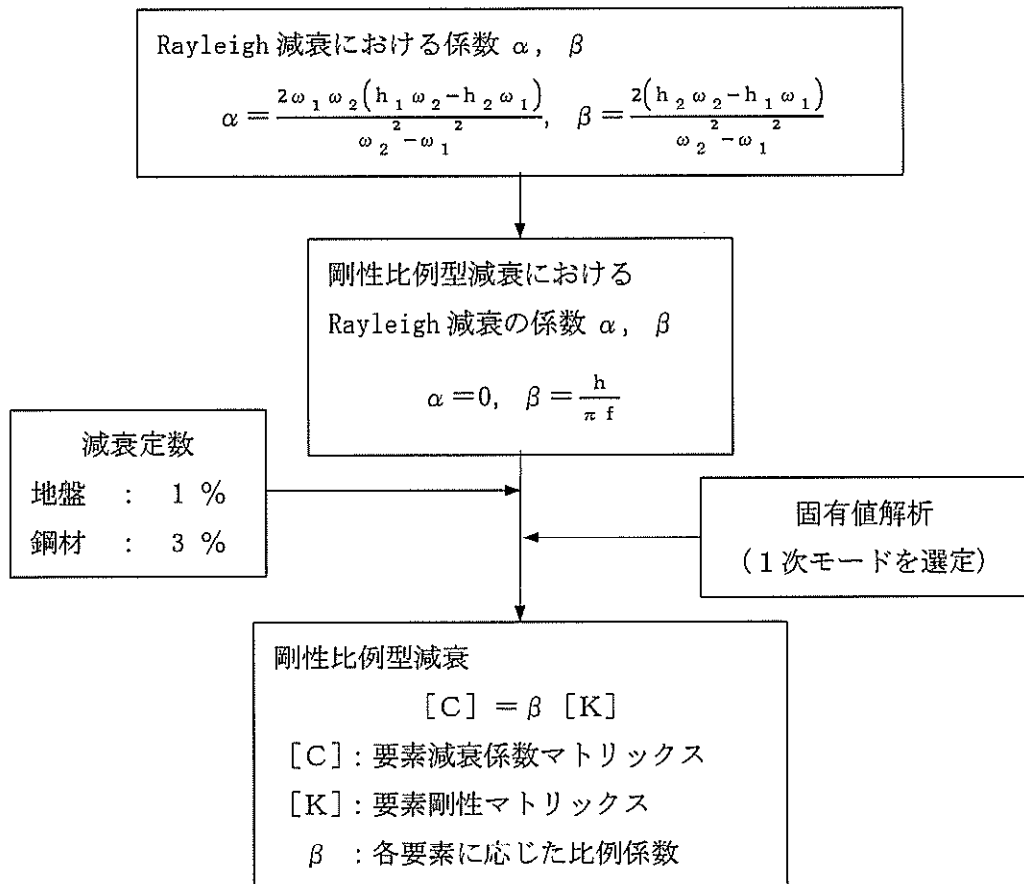


図 13.3-9 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 13.3-3 (1) 固有値解析結果
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.726	187.08	1次として採用
2	1.360	1.51	—
3	1.641	21.50	—
4	1.885	-8.59	—
5	2.082	-57.10	—
6	2.301	-15.06	—
7	2.641	2.52	—
8	2.727	19.75	—
9	2.911	-8.97	—

表 13.3-3 (2) 固有値解析結果
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.727	187.29	1次として採用
2	1.361	1.10	—
3	1.714	21.52	—
4	1.897	-8.50	—
5	2.111	-58.05	—
6	2.411	15.00	—
7	2.672	-3.61	—
8	2.879	19.39	—
9	2.980	3.03	—

表 13.3-3 (3) 固有値解析結果
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.724	186.77	1次として採用
2	1.358	2.31	—
3	1.560	22.11	—
4	1.872	-9.03	—
5	2.041	-55.51	—
6	2.175	-14.60	—
7	2.540	-16.59	—
8	2.832	-11.64	—
9	2.962	-14.86	—

表 13.3-3 (4) 固有値解析結果
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.716	183.06	1次として採用
2	1.320	-16.49	—
3	1.389	-7.54	—
4	1.639	50.07	—
5	1.707	-29.86	—
6	1.897	-6.16	—
7	2.026	2.79	—
8	2.230	7.46	—
9	2.490	12.23	—

13.3.4 荷重の組合せ

横断面方向応力算出のための地震応答解析では、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。地震荷重は、地震応答解析から得られる地震時土圧及び躯体に作用する慣性力を考慮する。

変動荷重のうち、積雪荷重及び風荷重については、緊急用海水取水管が地中構造物であることを考慮すると、構造物に与える影響は軽微であると判断し、地震力との組み合わせるべき荷重としては除外した。

なお、緊急用海水取水管は、運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態あるいは重大事故等時の状態の影響を受けないと考えられるため、当該状態についての組合せは考慮しないものとする。

荷重の組合せを表 13.3-4 に示す。

表 13.3-4 荷重の組合せ

種別		荷重	考慮箇所		算定方法
			横断面 方向	縦断面 方向	
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	—	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管 自重	—	—	・機器・配管等は設置されない。
		土被り荷重	○	—	・常時応力解析により設定する。
		上載荷重	—	—	—
	静止土圧		○	—	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	—	・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	—	・H.W.L.T.P. +0.61 mからの内水圧を設定する。 ・海水の密度を考慮する。
変動荷重		—	—	・埋設構造物であるため、積雪荷重，風荷重は作用しない。	
偶発荷重	水平地震動		○	○	・基準地震動 S_s によって水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	—	・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮する。 ・縦断面方向は，応答変位法による応力解析にて地盤変位を考慮*する。
	動水圧		○	—	・水位条件，密度は，永久荷重と同様とする。

注記 *：参考に縦断面方向の応力解析にて考慮する荷重についても記載

(1) 外水圧

緊急用海水取水管横断面周辺の地盤においては、地下水位を地表面に設定する。地下水の密度は 1.00 g/cm^3 とする。

(2) 内水圧

緊急用海水取水管の内水圧水頭は海面と同じ朔望平均満潮位 (T.P. +0.61 m) とする。海水の密度は 1.03 g/cm^3 とする。

緊急用海水取水管は全域にわたり朔望平均満潮位 (T.P. +0.61 m) 以深で常時満管状態であることから、常時応力解析においては T.P. +0.61 m からの静水圧、地震応答解析においては自由水面を持たない固定水として付加質量で考慮する。

13.3.5 地震応答解析の検討ケース

(1) 耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 13.3-4 に示す。

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 13.3-10 に示す。

表 13.3-4 耐震評価における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s-D1	(H+V+)	実施					
		(H+V-)	実施					
		(H-V+)	実施					
		(H-V-)	実施					
	S_s-11		実施					
	S_s-12		実施					
	S_s-13		実施					
	S_s-14		実施					
	S_s-21		実施					
	S_s-22		実施					
	S_s-31	(H+V+)	実施					
		(H-V+)	実施					

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。

構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。

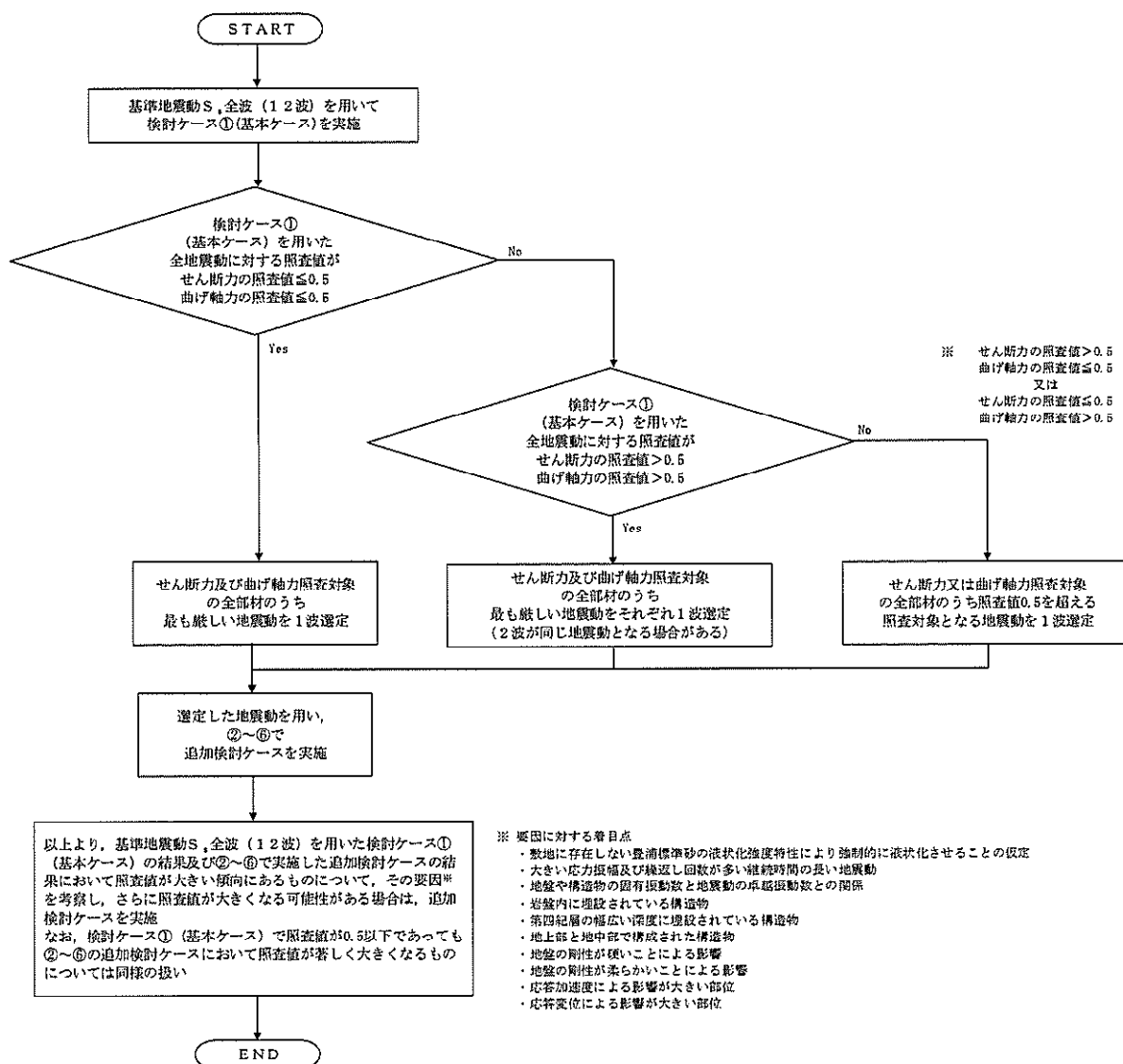


図 13.3-10 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

13.3.6 入力地震動の設定

入力地震動は、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図13.3-11に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお、基準地震動 S_s のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはNS方向及びEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

図13.3-12～図13.3-27に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

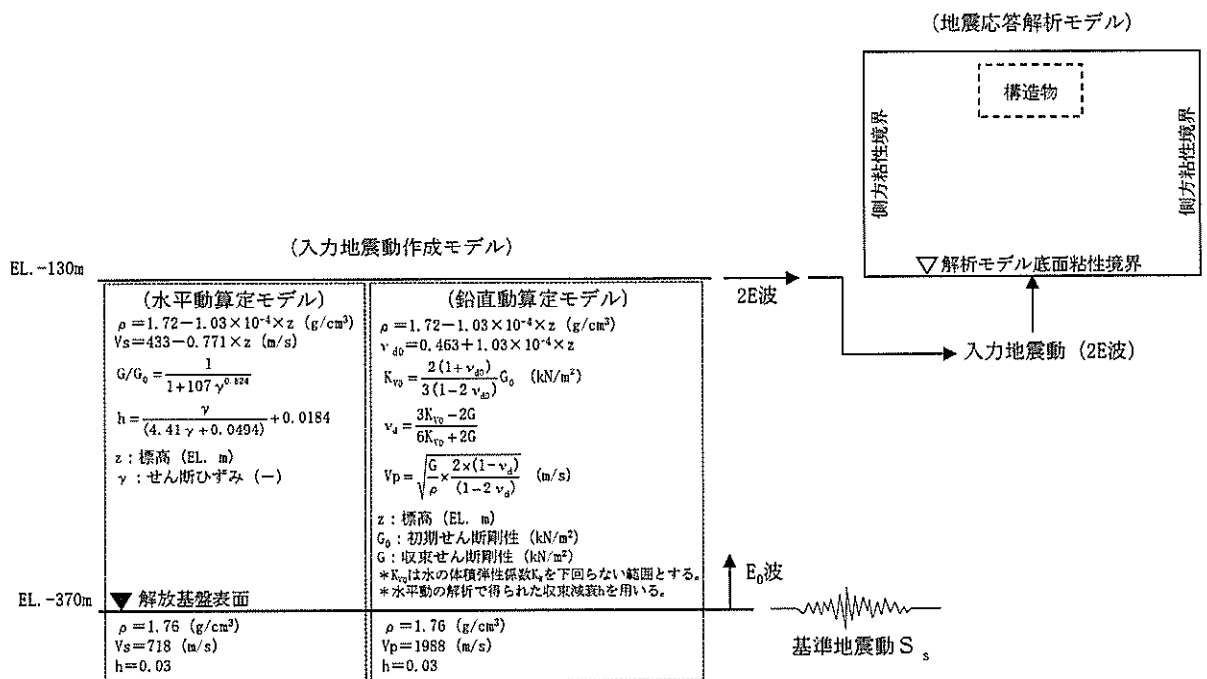
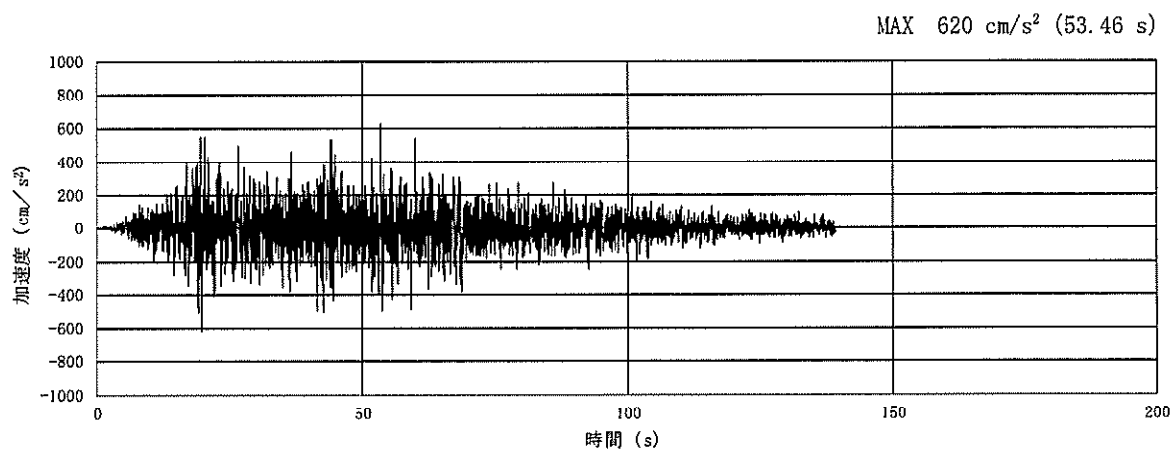
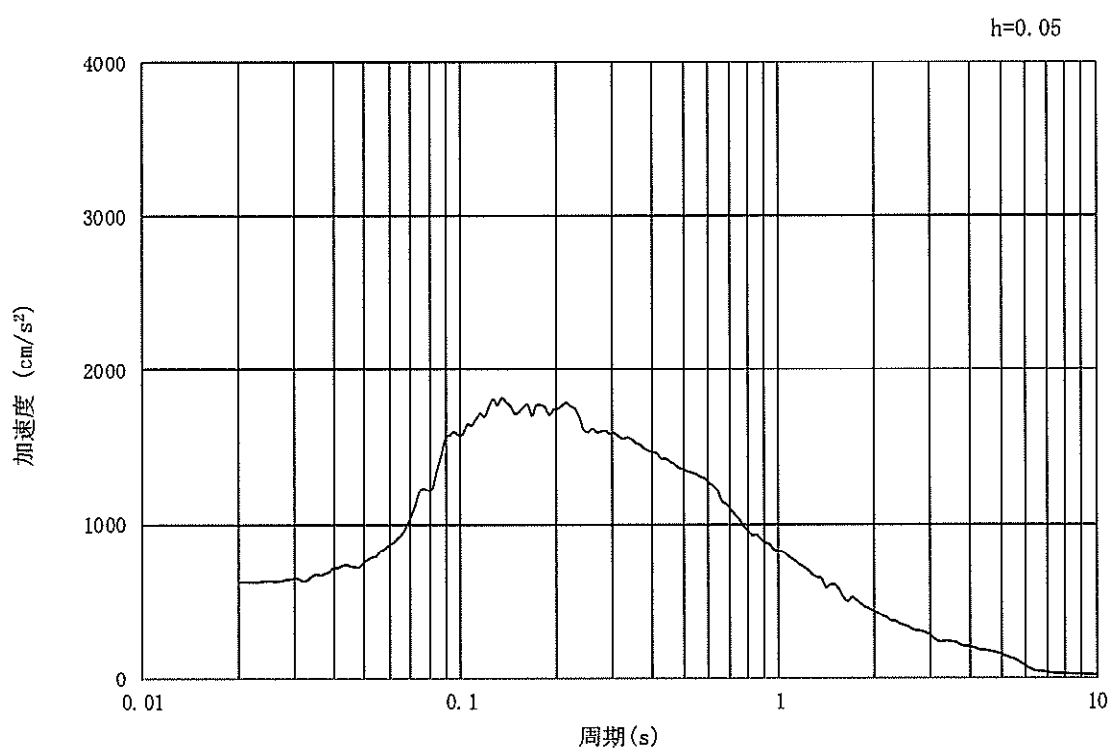


図13.3-11 入力地震動算定の概念図

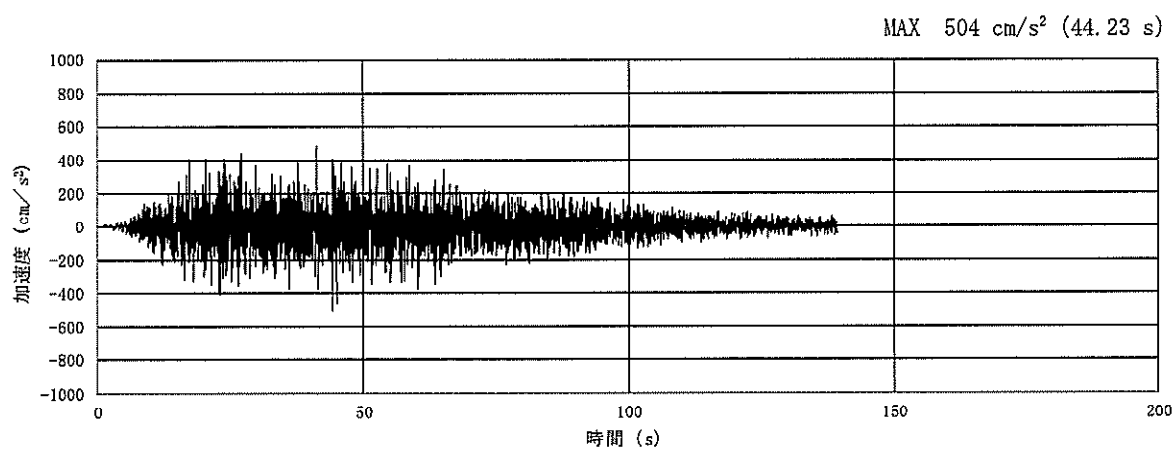


(a) 加速度時刻歴波形

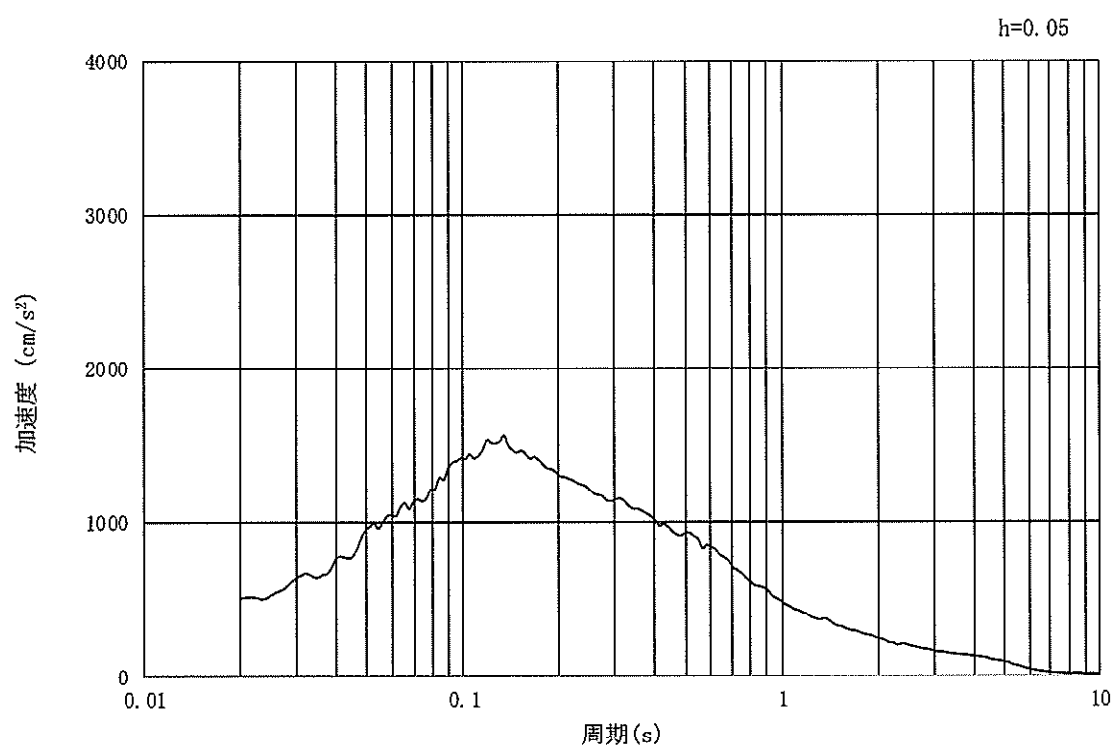


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-D1)

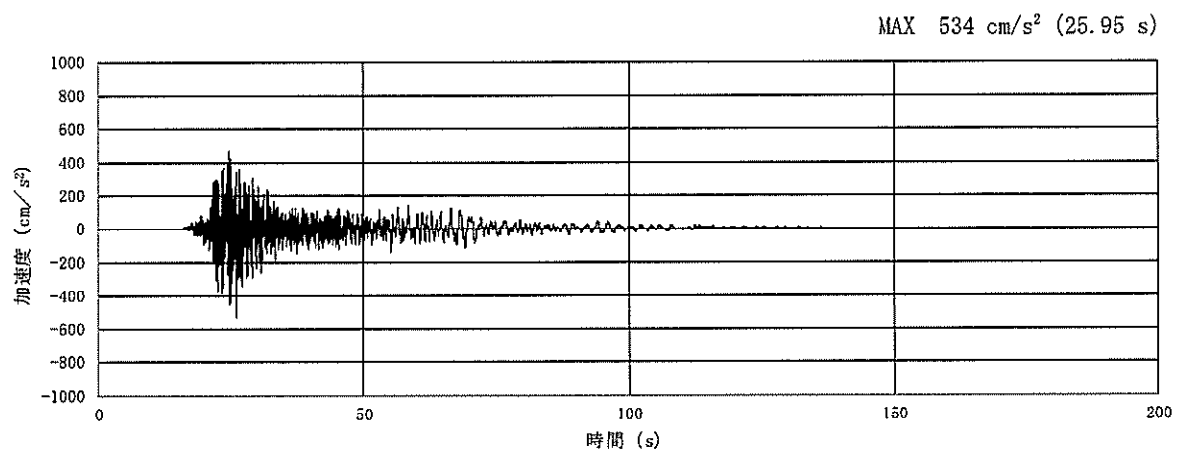


(a) 加速度時刻歴波形

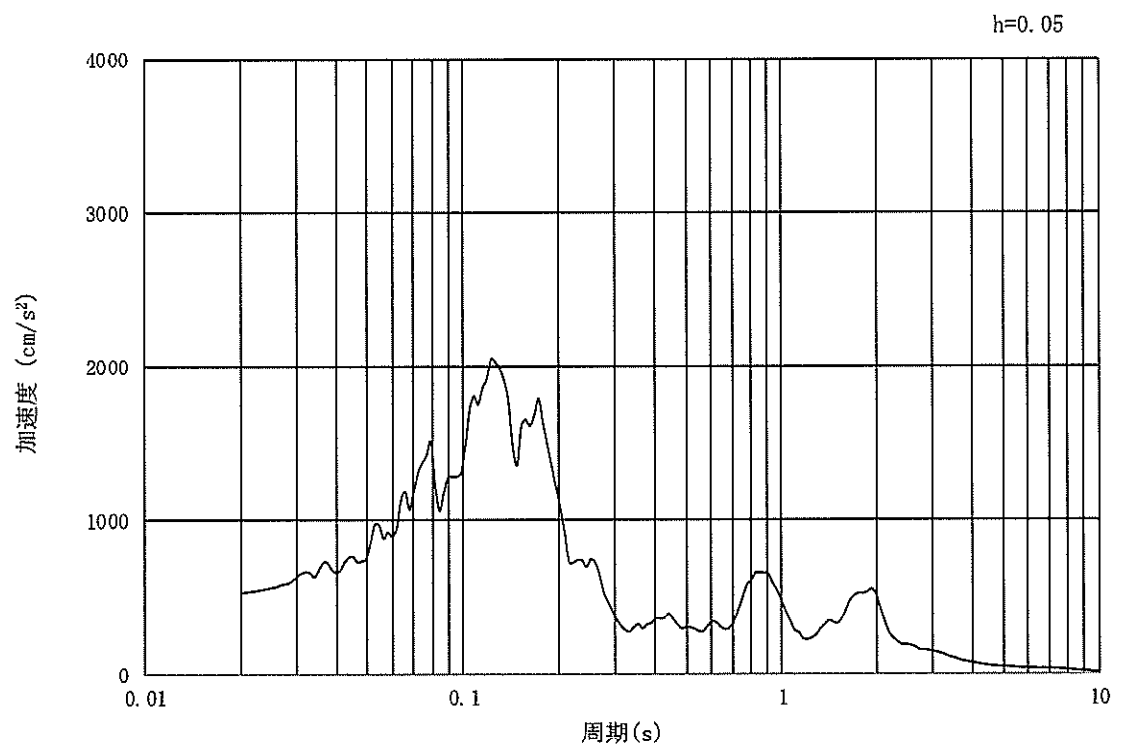


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-D1)

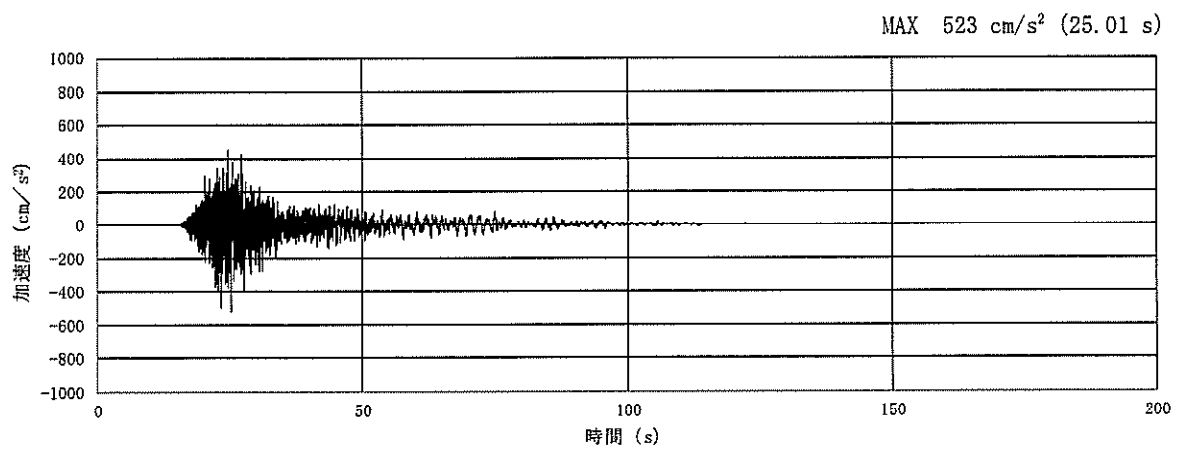


(a) 加速度時刻歴波形

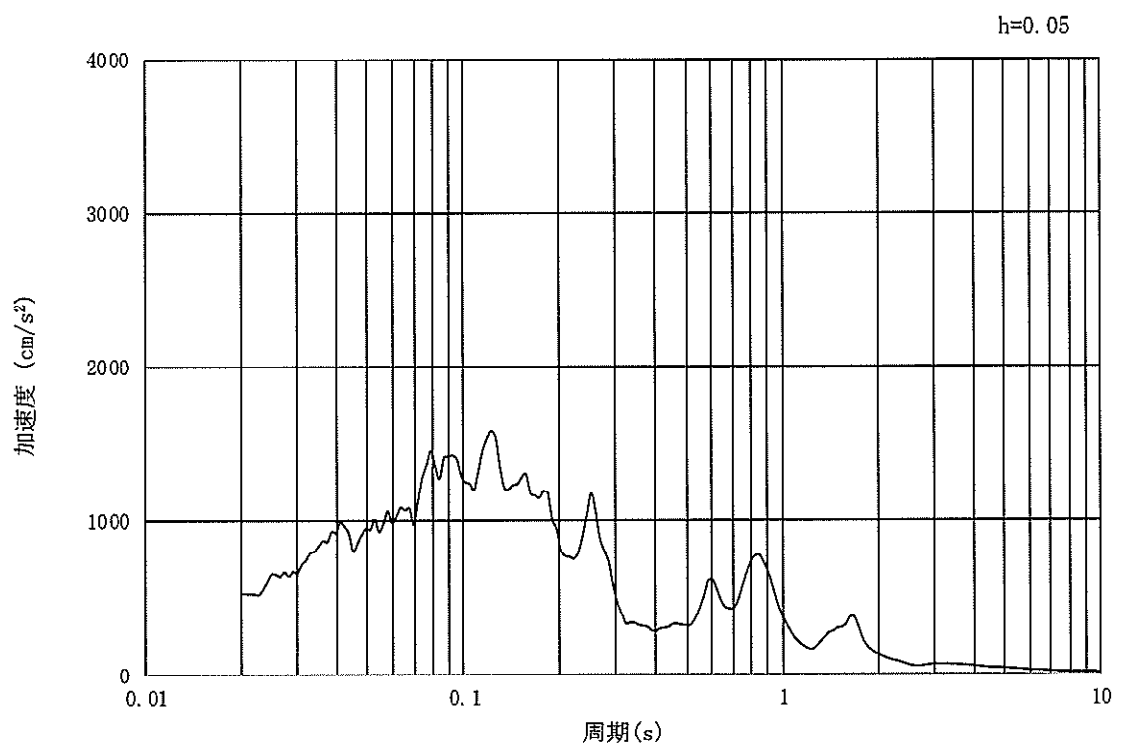


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(横断面方向, 水平成分: $S_s - 11$)

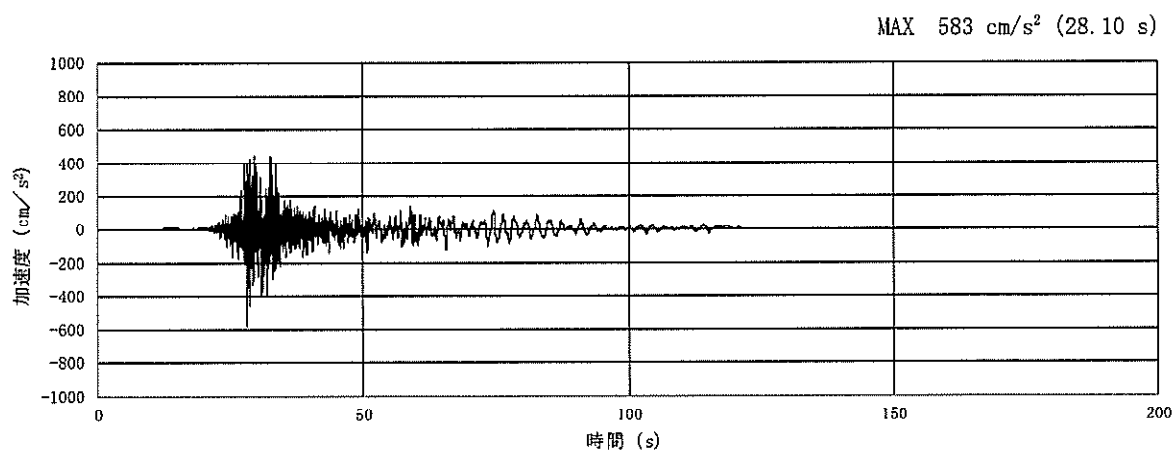


(a) 加速度時刻歴波形

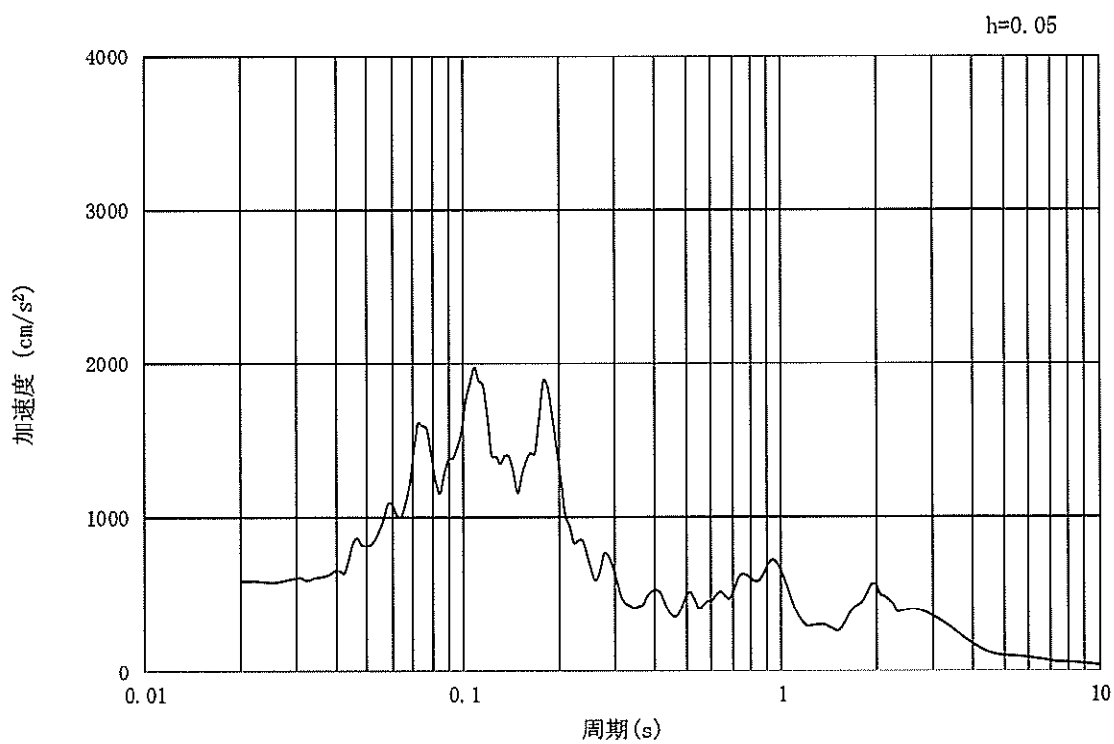


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(横断面方向, 鉛直成分: $S_s - 1.1$)

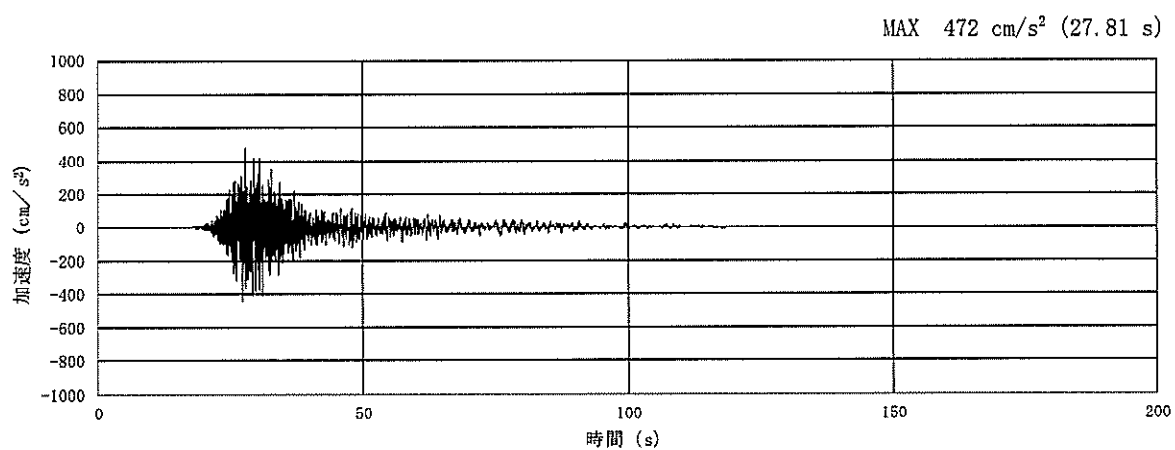


(a) 加速度時刻歴波形

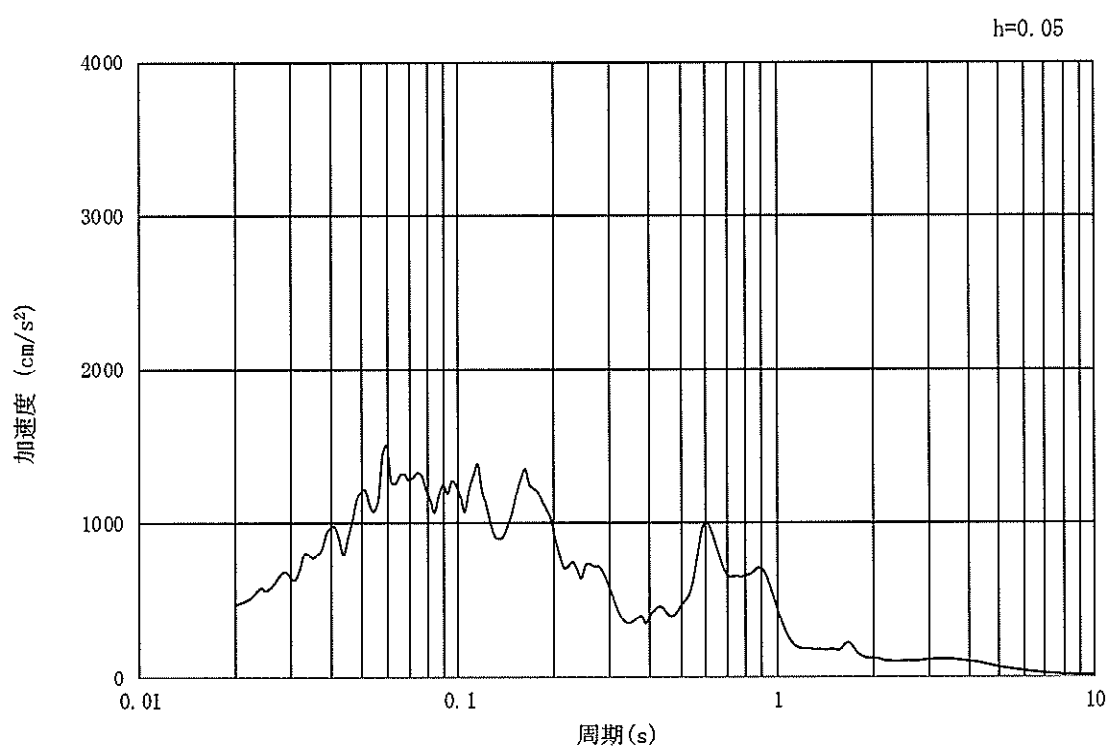


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(横断面方向, 水平成分: S_s-12)

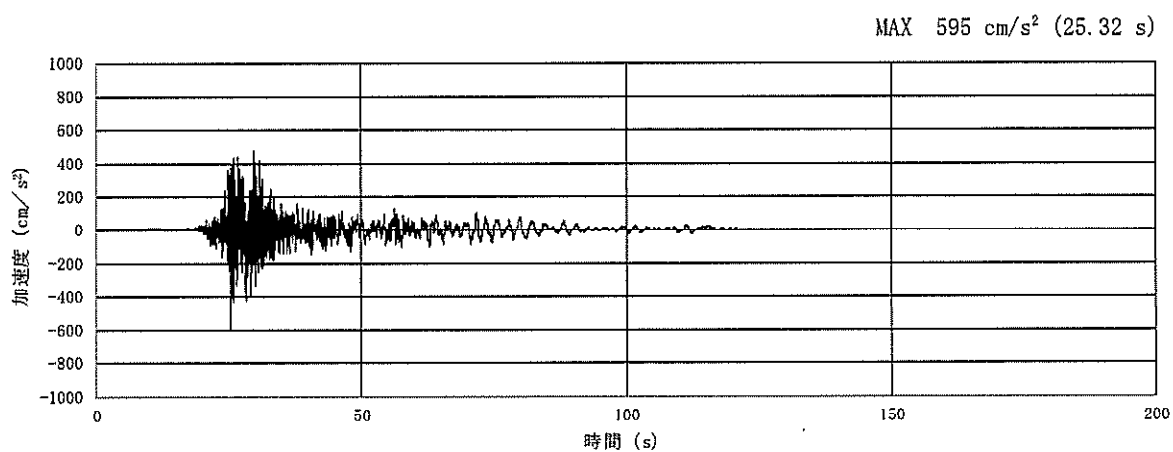


(a) 加速度時刻歴波形

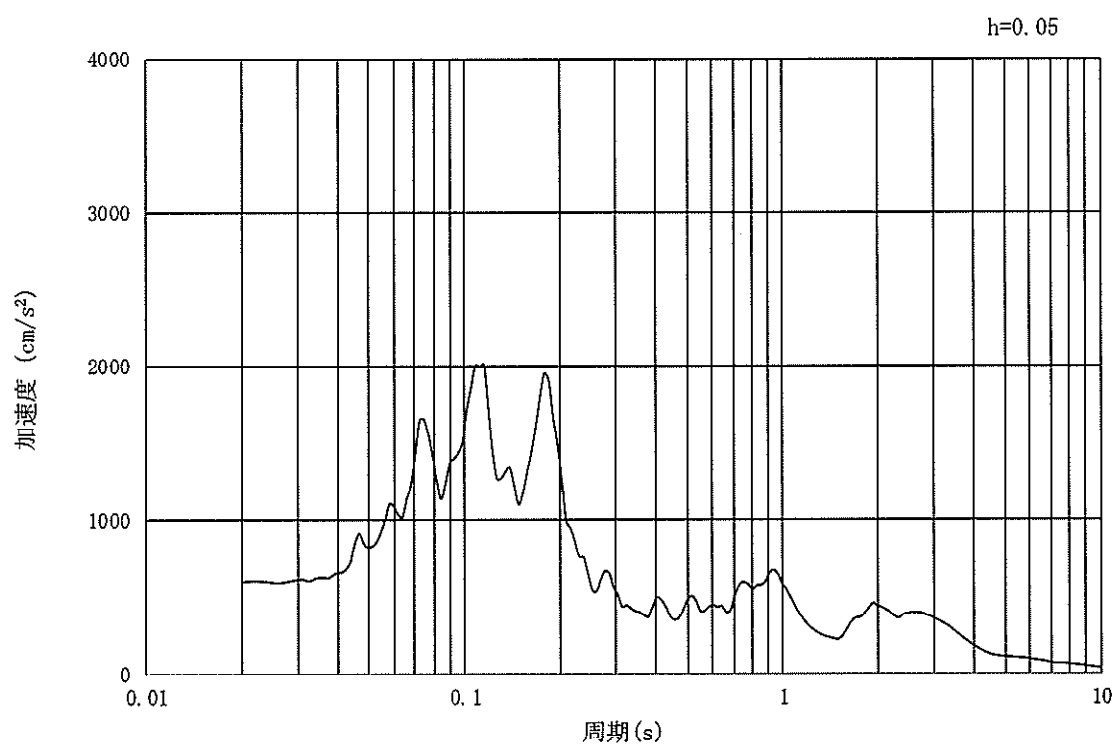


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(横断面方向, 鉛直成分: $S_s - 12$)

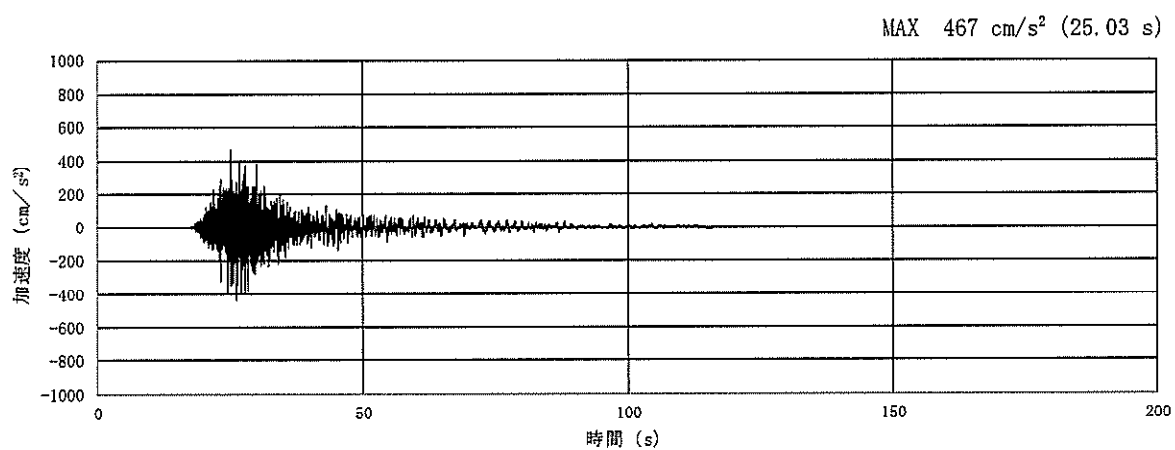


(a) 加速度時刻歴波形

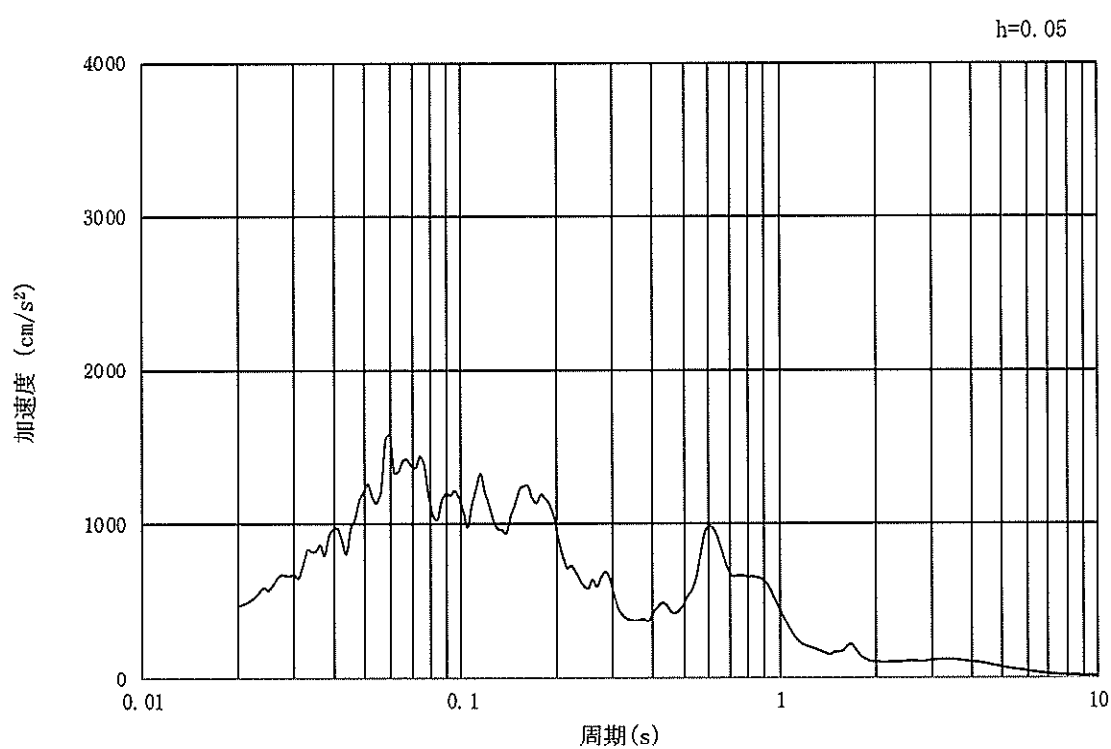


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(横断面方向, 水平成分: S_s-13)

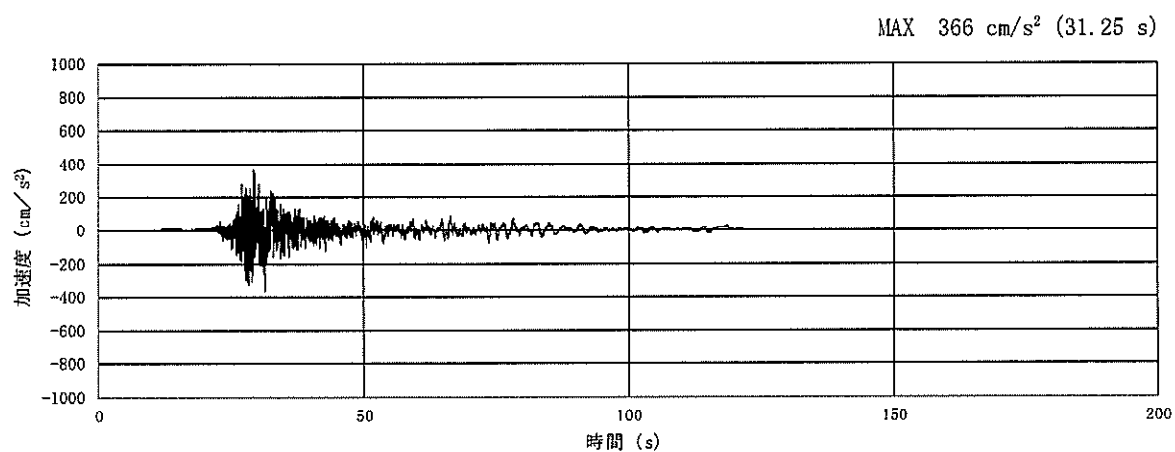


(a) 加速度時刻歴波形

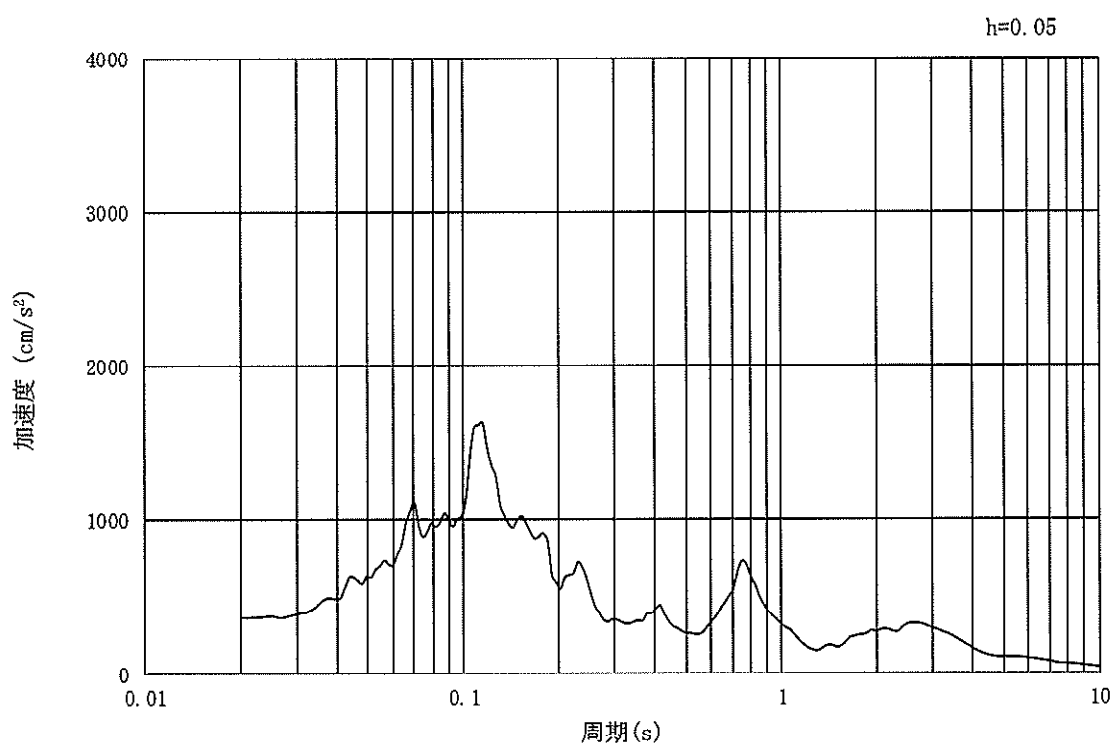


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(横断面方向, 鉛直成分: $S_s - 13$)

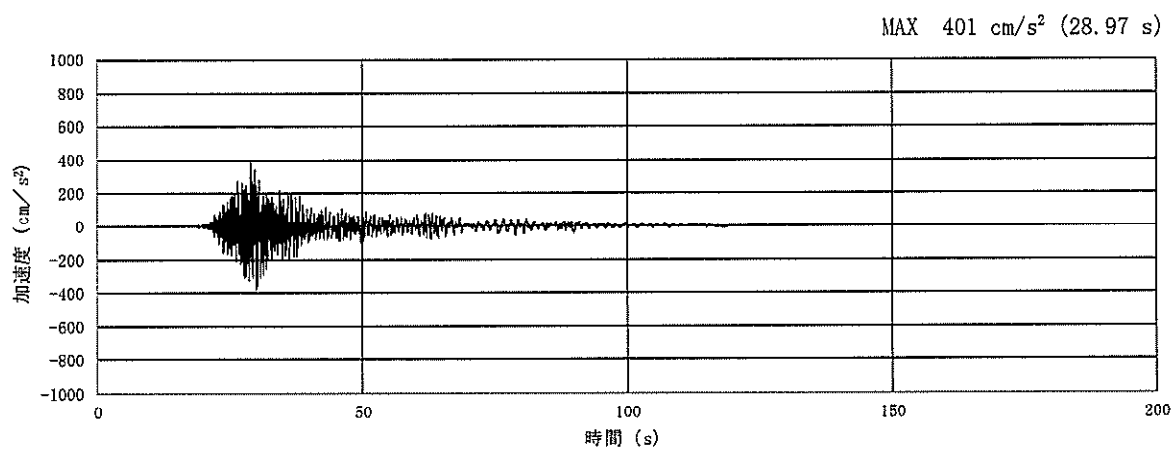


(a) 加速度時刻歴波形

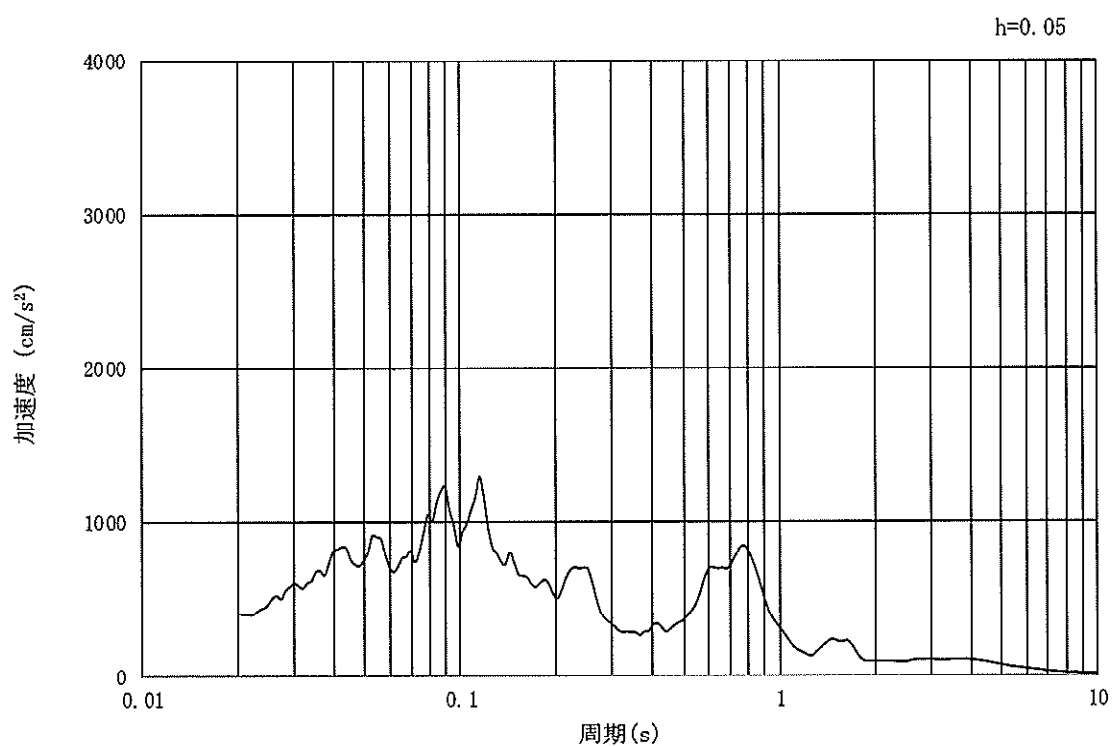


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(横断面方向, 水平成分: $S_s - 1.4$)

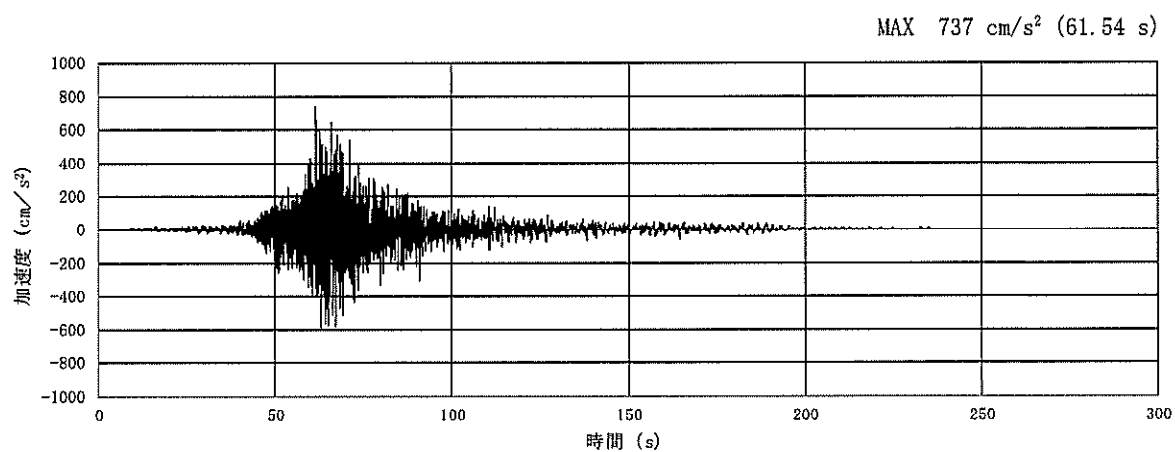


(a) 加速度時刻歴波形

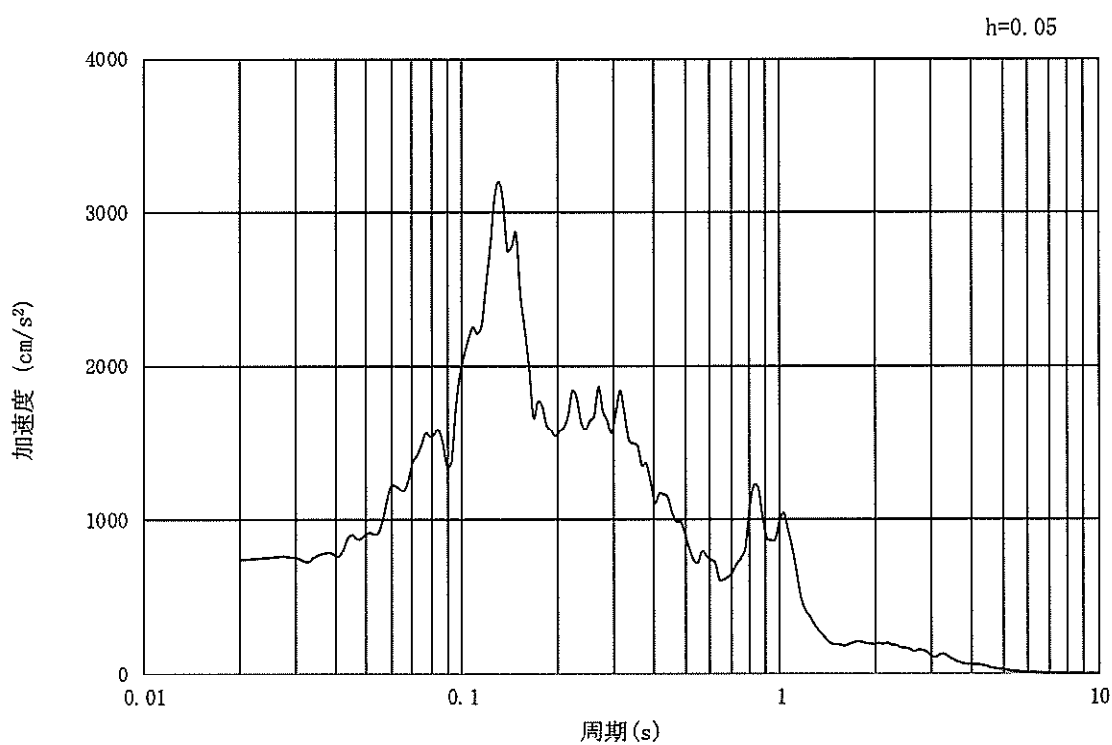


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(横断面方向, 鉛直成分: $S_s - 1.4$)

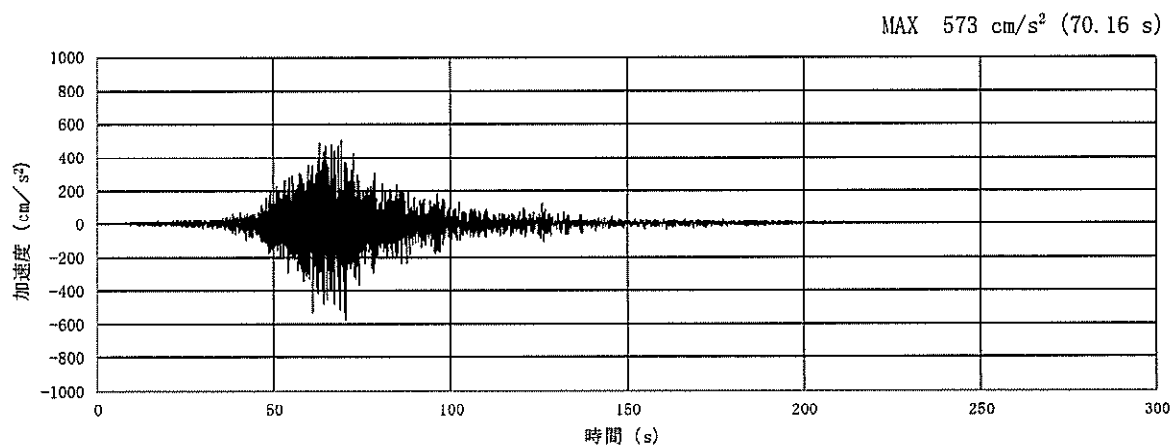


(a) 加速度時刻歴波形

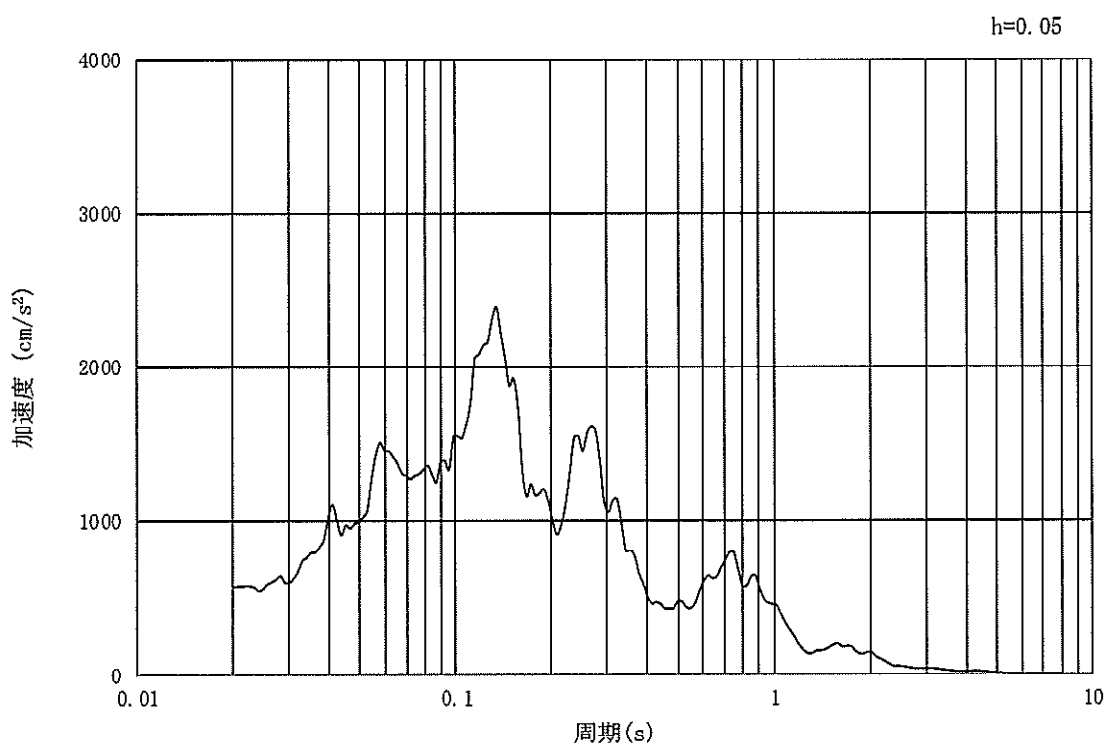


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(横断面方向, 水平成分: $S_s - 21$)

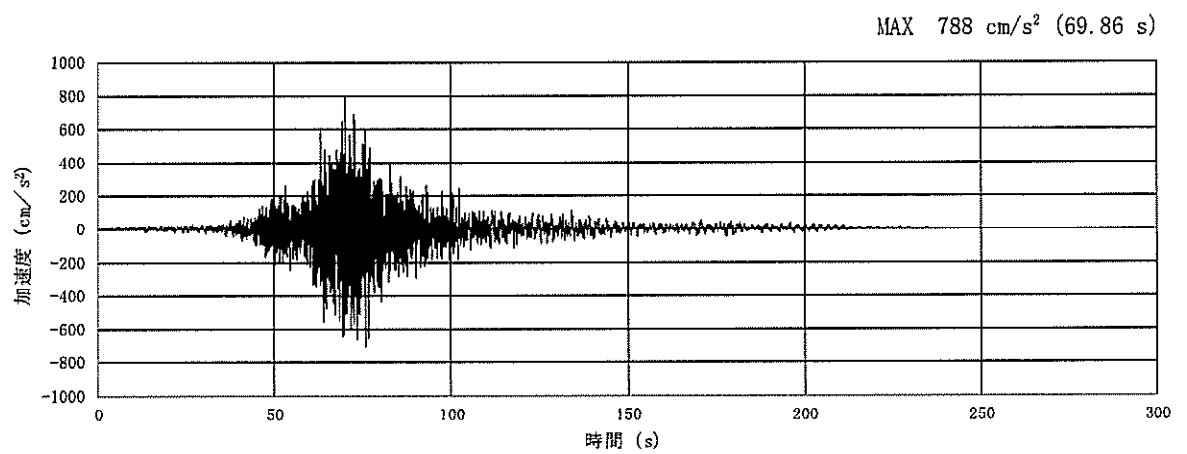


(a) 加速度時刻歴波形

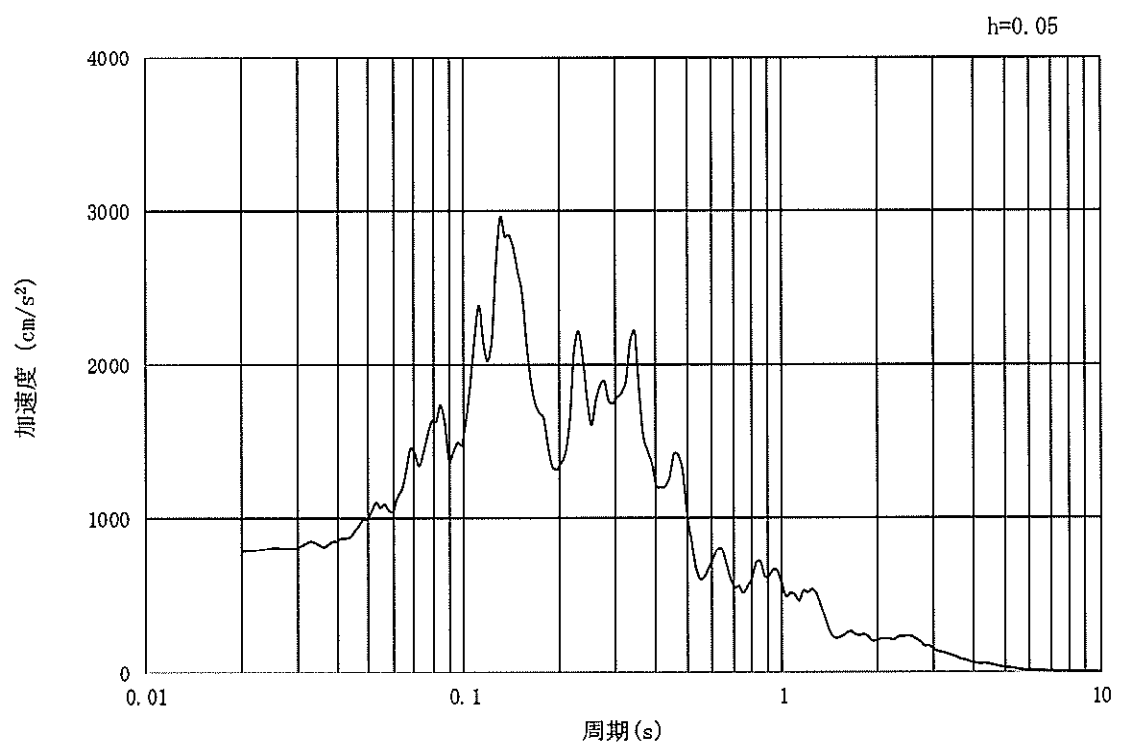


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(横断面方向, 鉛直成分: $S_s - 21$)

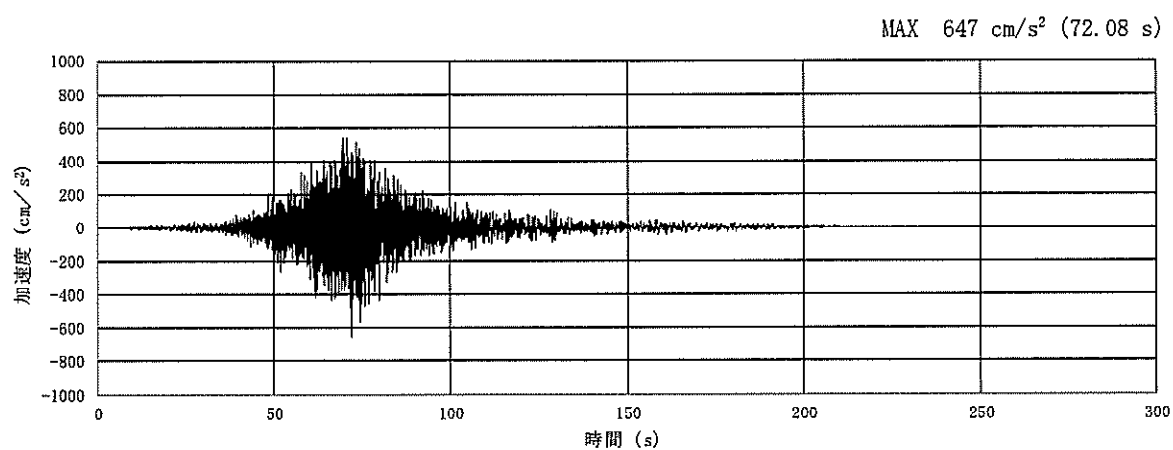


(a) 加速度時刻歴波形

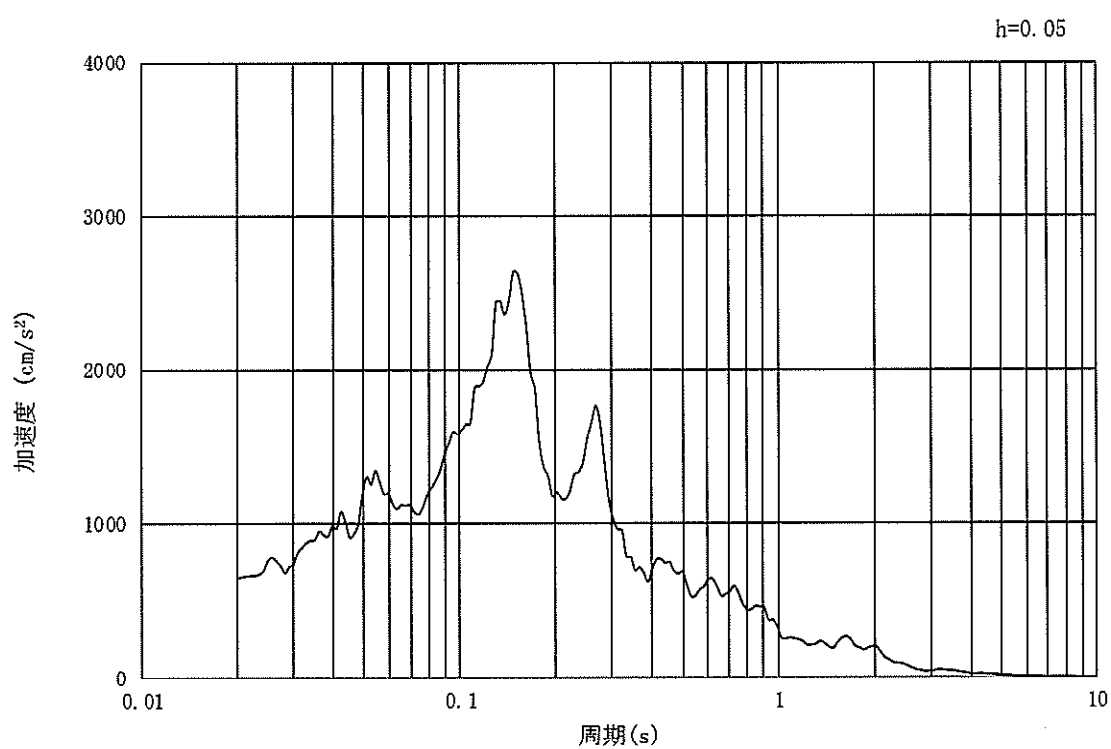


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(横断面方向, 水平成分: $S_s - 22$)

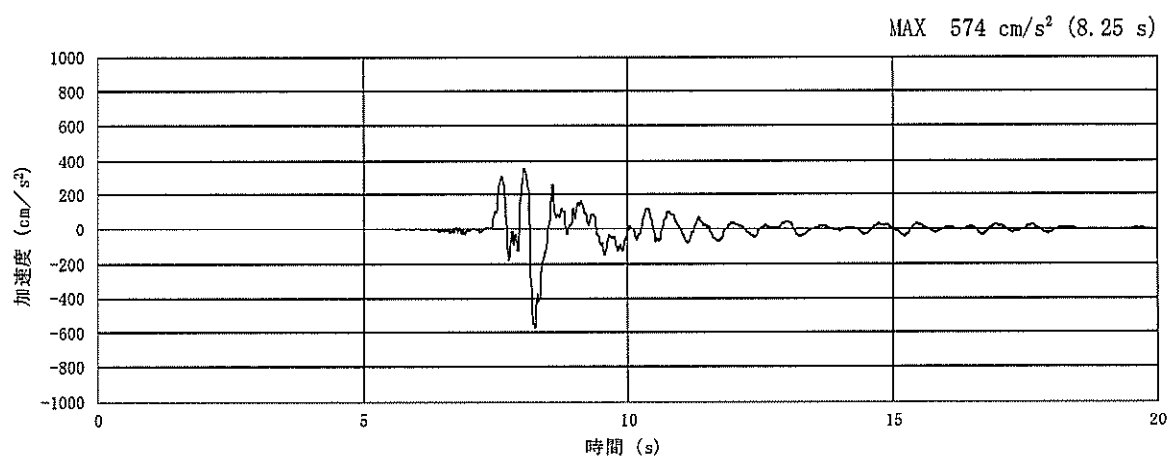


(a) 加速度時刻歴波形

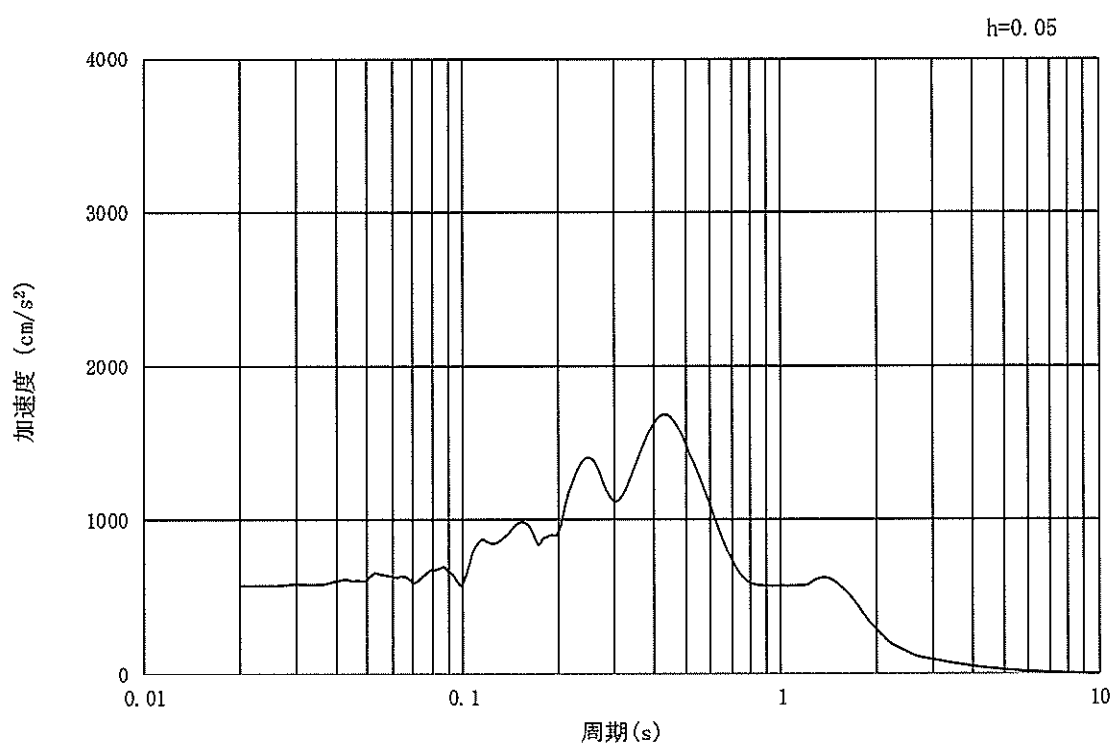


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(横断面方向, 鉛直成分: $S_s - 2.2$)

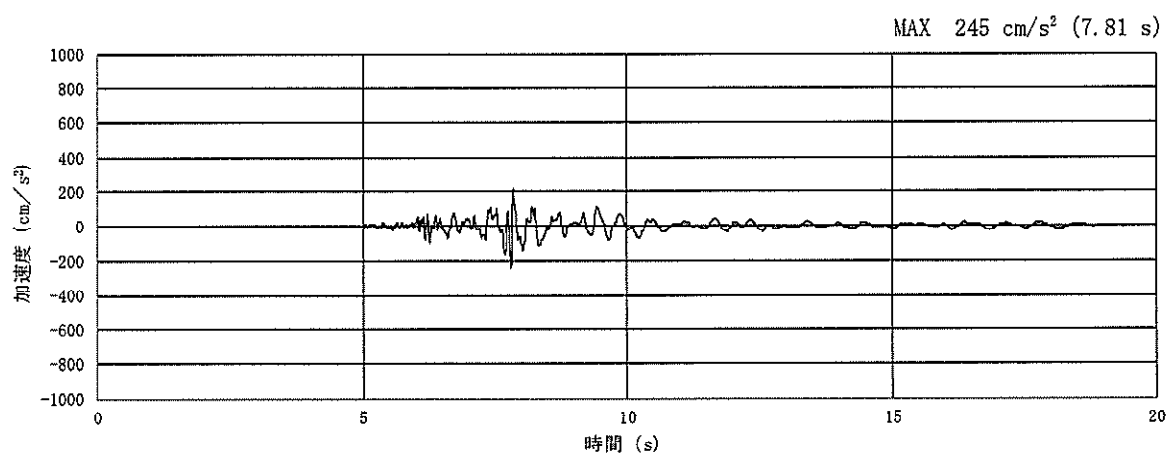


(a) 加速度時刻歴波形

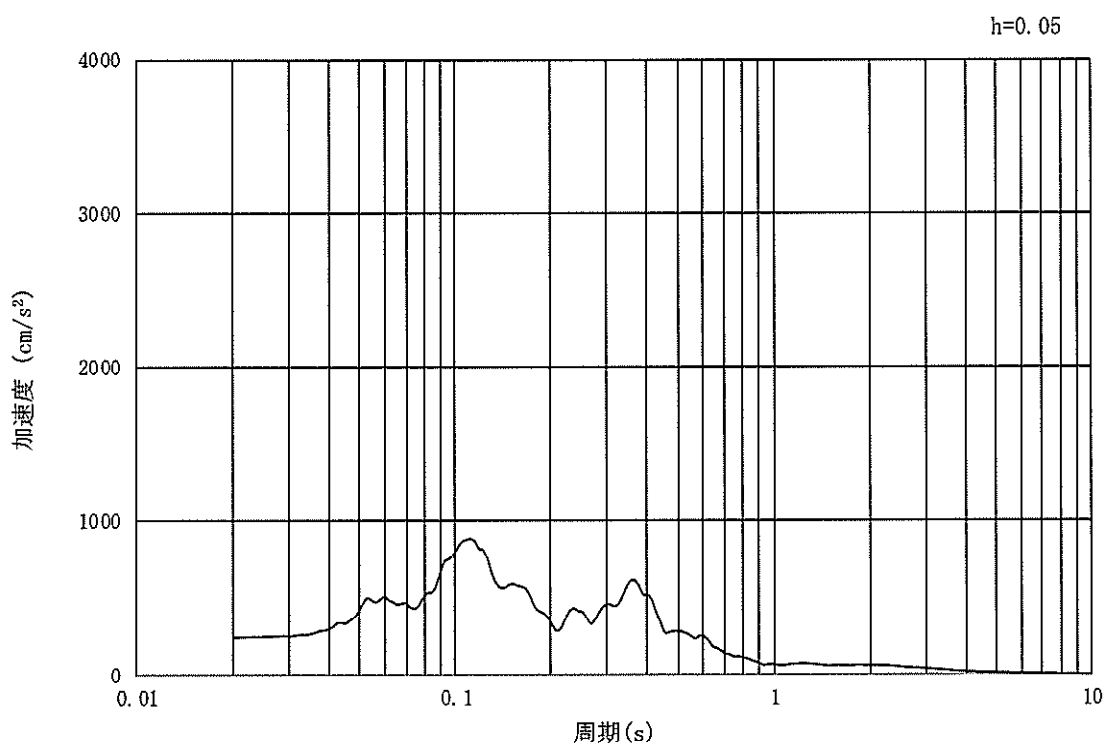


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-3 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-31)

13.3.7 評価内容

緊急用海水取水管の横断面方向の評価は、2次元有効応力解析により得られる照査用応答値が、「15.2.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 緊急用海水取水管

緊急用海水取水管の評価は、鋼材の曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸応力並びにせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ	: 緊急用海水取水管の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm ²)
M	: 曲げモーメント (N・mm)
Z	: 断面係数 (mm ³)
N	: 軸力 (N)
A	: 有効断面積 (mm ²)

b. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{S}{A}$$

ここで、

τ	: 緊急用海水取水管のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm ²)
S	: せん断力 (N)
A	: 有効断面積 (mm ²)

(2) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

13.4 縦断面方向応力の評価方法

緊急用海水取水管は、縦断面方向に長大な構造であることを考慮し、縦断面方向の発生応力についても評価する。

緊急用海水取水管は Km 層に敷設されているため、Km 層上部の地層の影響を受けにくく、また、Km 層上部は水平成層であることから縦断面方向応力は、1 次元有効応力解析から得られる水平地盤変位を考慮した応答変位法による応力解析にて求める。なお、緊急用海水取水管敷設区間は土被りが変化する。土被りの大きい側（緊急用海水ポンプピット側）において 1 次元有効応力解析を実施し、最深部に対する最浅部の相対変位と最深～最浅区間の地盤バネの積、すなわち応答変位法の解析モデルへの入力荷重強度が最大となるケースに対して評価を実施する。

埋設された鋼製管路は、地震時に周辺地盤の変形に追従することが知られている。したがって、緊急用海水取水管の縦断面方向の評価においては、図 13.4-1 に示すような水平方向に伝播する地震波（進行方向に対して直角方向に振動する進行波）による周辺地盤の変位を考慮する。

応答変位法による解析には、解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-39「計算機プログラム」（解析コード）の概要」に示す。

縦断面方向応力の評価フローを図 13.4-2 に示す。

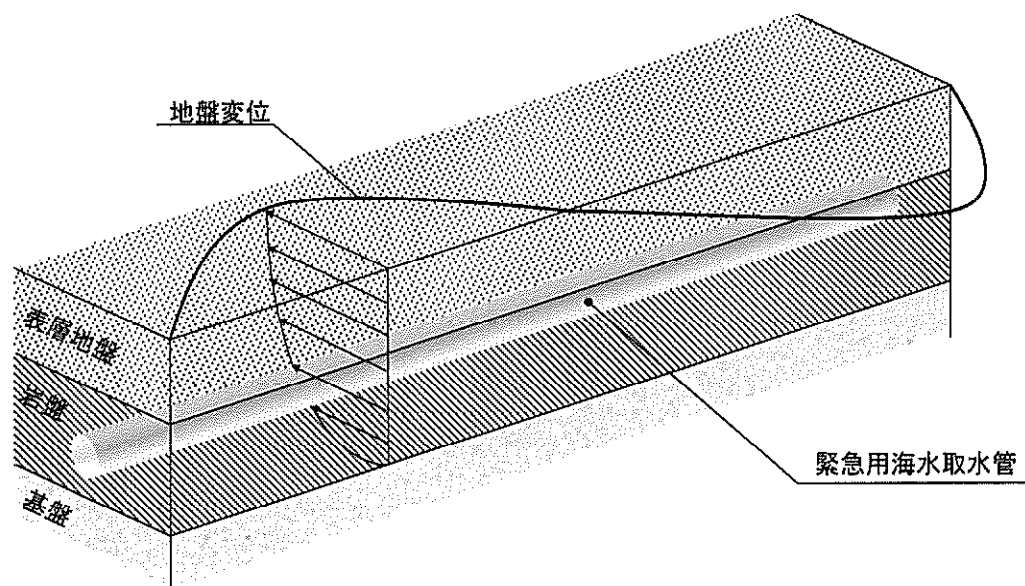


図 13.4-1 縦断面方向の耐震評価イメージ

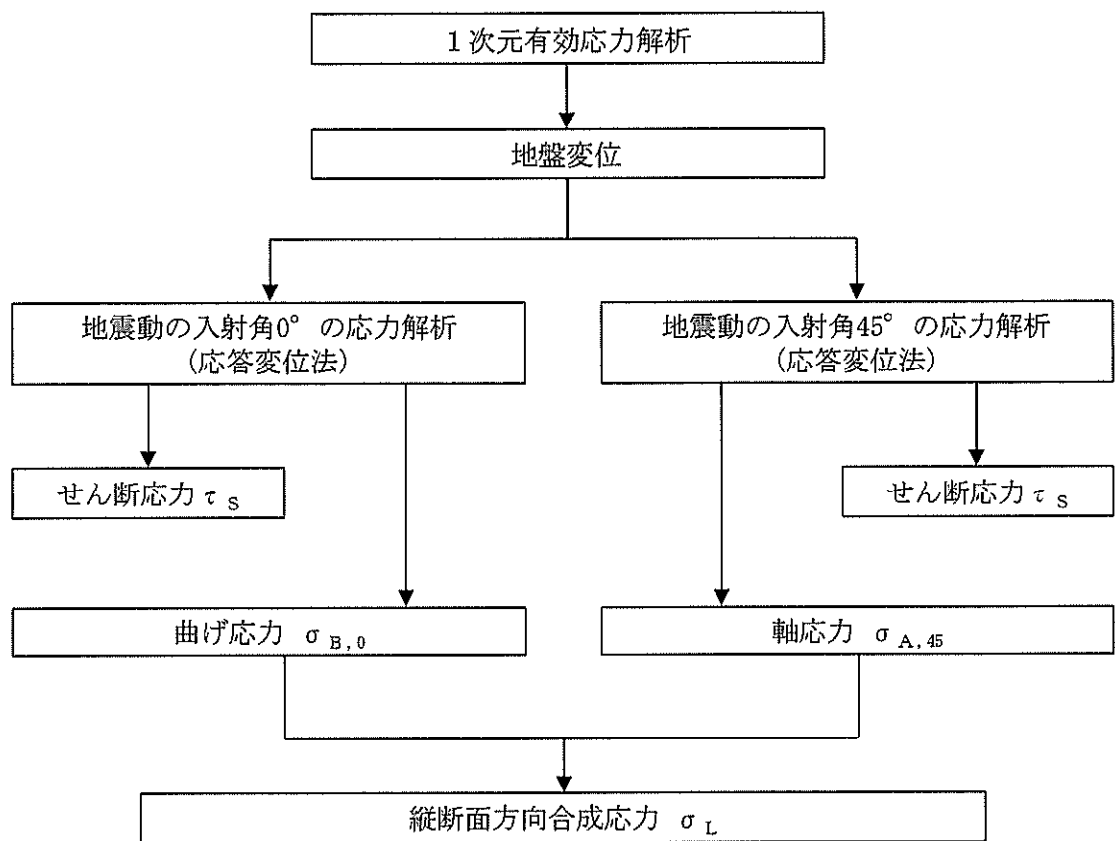


図 13.4-2 縦断面方向応力の評価フロー

13.4.1 1次元有効応力解析モデル

(1) 地盤のモデル化

1次元有効応力解析モデル底面はT.P. -130 mとし、構造物中心位置の地層構成に基づき作成した地盤モデルを用いる。解析モデル底面には、T.P. -130 m位置の密度、せん断波速度及び疎密波速度を有する粘性境界を設定する。1次元有効応力解析には解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。評価対象である②-②断面の1次元有効応力解析モデル概念図を図13.4-3に示す。

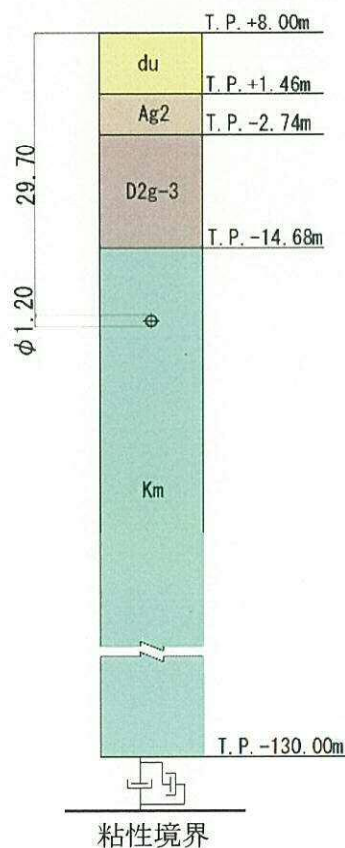


図 13.4-3 1次元有効応力解析モデル概念図（②-②断面）

(2) 入力地震動

地震応答解析の入力地震動は、「13.3.6 入力地震動の設定」に従う。

(3) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] : \text{減衰係数マトリックス}$$

ここで、

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 13.4-4 に、固有値解析結果を表 13.4-1 に示す。

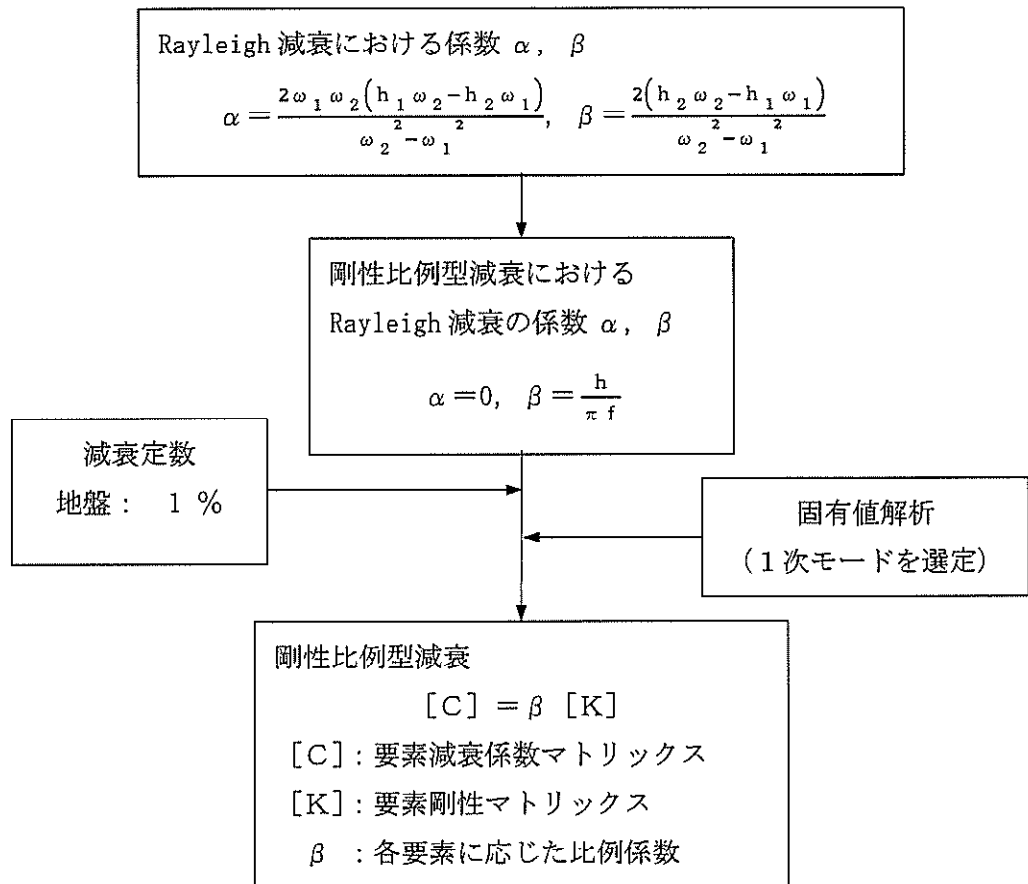


図 13.4-4 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 13.4-1 (1) 固有値解析結果 (②-②断面)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.724	44.19	1次として採用
2	2.023	-14.64	—
3	3.025	8.71	—
4	4.130	-7.40	—
5	5.472	-5.70	—
6	6.783	-4.36	—
7	7.894	-3.31	—
8	8.960	-3.15	—
9	10.269	-2.85	—

表 13.4-1 (2) 固有値解析結果 (②-②断面)

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.725	44.24	1次として採用
2	2.063	-14.84	—
3	3.131	8.35	—
4	4.178	-7.21	—
5	5.537	-5.74	—
6	6.910	4.37	—
7	8.045	3.23	—
8	9.124	-3.14	—
9	10.477	2.79	—

表 13.4-1 (3) 固有値解析結果 (②-②断面)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.722	44.12	1次として採用
2	1.966	-14.36	—
3	2.911	9.29	—
4	4.075	-7.53	—
5	5.375	-5.64	—
6	6.631	4.44	—
7	7.740	3.34	—
8	8.747	-3.17	—
9	10.045	2.95	—

表 13.4-1 (4) 固有値解析結果 (②-②断面)

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.695	42.05	1次として採用
2	1.377	-16.56	—
3	2.549	-12.04	—
4	3.299	-6.31	—
5	4.407	-7.12	—
6	5.257	3.69	—
7	6.284	-5.04	—
8	7.245	-2.62	—
9	8.179	-3.79	—

13.4.2 縦断面方向の応力解析

縦断面方向の応力解析（応答変位法）の概念図を図 13.4-5 に示す。

同図より、縦断面方向の応力解析においては、地盤に生じる水平変位と地震動の波長の関係、つまり、地盤ひずみに支配される。

地盤ひずみ $\varepsilon_g(x)$ は、地盤に生じる変位と波長より、次式で与えられる。

$$\varepsilon_g(x) = \frac{dU(x)}{dx} = 2\pi \frac{U_0}{L} \cdot \cos\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right)$$

ここで、

$$U_h(x) = U_0 \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right)$$

U_h : 水平変位 (m)

U_0 : 管軸位置の地盤の水平方向最大応答変位 (m)
(応答解析の結果より)

L : 地震動の波長 (m)

x : 地震動に沿った距離 (m)

ϕ : 地震動の位相 (°)

以上より、最大地盤ひずみは次式で表される。

$$\varepsilon_g(x) = 2\pi \frac{U_0}{L}$$

表 13.4-2 に、有効応力解析結果で取水管の設置深度間の相対変位が最大となる地震動 S₃₋₁ について算出した地盤ひずみの最大値並びに割線剛性から算定される荷重強度を示す。

この結果から、荷重強度が最大となる S₃₋₁（地盤ケース①）を縦断面方向の検討ケースとして選定する。

表 13.4-2 地盤の最大ひずみと荷重強度 (S_g-31)

地盤 ケース	水平方向 最大応答変位 (m)	地震動の 波長 (m)	最大 地盤ひずみ	割線 剛性 (kN/m ²)	荷重 強度 (kN/m ²)
①	0.001	140	6.177×10^{-5}	62043	3.83
②	0.001	140	6.177×10^{-5}	61685	3.81
③	0.001	150	5.765×10^{-5}	63055	3.64
④	0.000	140	2.224×10^{-5}	121248	2.70
⑤	0.001	140	5.250×10^{-5}	71560	3.76
⑥	0.001	140	5.250×10^{-5}	71422	3.75

注記* : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

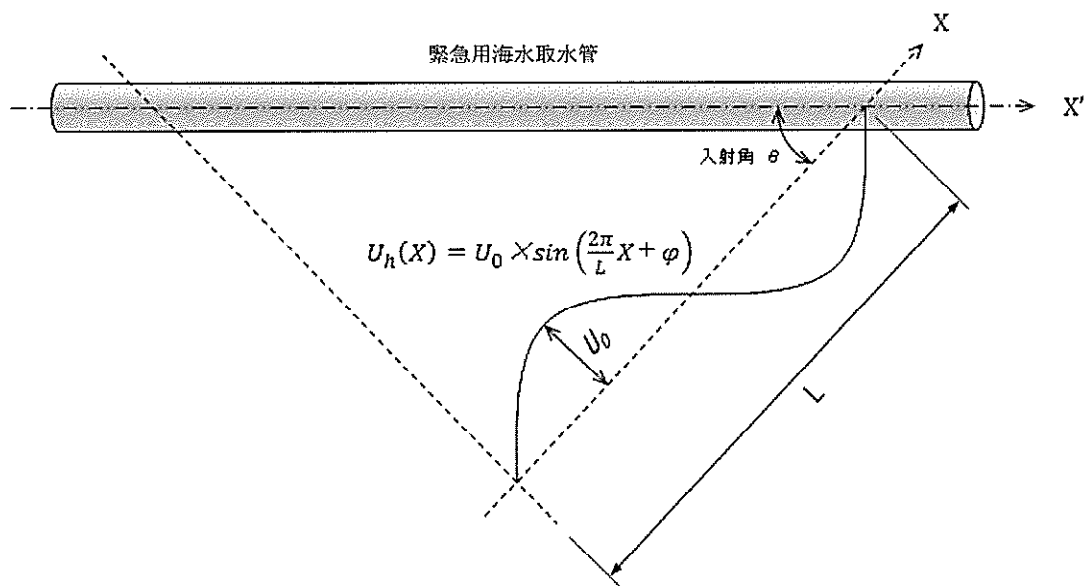
③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(平面図)



U_h : 水平変位 (m)

U_0 : 縦断面位置の地盤の水平方向最大応答変位*1 (m) (応答解析の結果より)

L : 地震動の波長*2 (m)

$$L = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$$L_1 = V_{DS} \cdot T_G, \quad L_2 = V_{BS} \cdot T_G$$

ここで,

V_{DS} : 管路中心以浅の地盤の平均せん断弾性波速度 (m/s)

V_{BS} : 管路中心以深の平均せん断弾性波速度 (m/s)

T_G : 管路中心以浅の地盤の固有周期 (s)

x : 地震動に沿った距離 (m)

ϕ : 地震動の位相 (°)

90° ごとに变化させて入力する。

注記 *1: 応答解析における地盤変位は、水道施設耐震工法指針・解説 1997 版 (日本水道協会, 1997) に基づき、縦断面位置の水平変位を用いる。

*2: 水道施設耐震工法指針・解説 1997 版 (日本水道協会, 1997) に基づく。

図 13.4-5 縦断面方向の応力解析の概念図

(1) 縦断面方向の解析モデル

縦断面方向の応力解析モデルを図 13.4-6 に示す。

a. 構造部材

構造部材は、線形はり要素でモデル化する。

b. 境界条件

緊急用海水取水管の両端は S A 用海水ピットと緊急用海水ポンプピットに可とう管を介して接続されることから、可とう管位置の 2 重節点で縦断面方向及び回転方向については自由度を与え、横断面方向については固定条件で連結する。一方、管路中間部に可とう管が設置される箇所については、可とう管位置の 2 重節点で全方向に自由度を与えることにより、可とう管の応力解放効果を考慮するとともに、可とう管位置の 2 重節点の相対変位が可とう管の許容変位以下に収まることを確認する。

c. 地盤バネの設定

地盤は、非線形バネ要素でモデル化する。

地盤バネは 1 次元有効応力解析を行い設定する。管応力にとって厳しくなる地震波を抽出し、その地震波で管深度の相対水平変位最大時刻 t_{\max} における平均有効主応力とせん断ひずみの深度分布に着目し以下の手順で地盤反力係数を設定する。なお、地盤バネは、管軸方向地盤バネ及び管軸直交方向地盤バネを与える。

(a) 地盤バネ定数

ア. 管軸直交方向地盤バネ

水平方向及び鉛直方向の管軸直交方向地盤バネ定数は、次式により求める。

$$k_n = k_{n0} \left(\frac{B_n}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$K_n = A_n \cdot k_n$$

ここで、

k_n : 管軸直交方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{n0} : 直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する管軸直交方向地盤反力係数 (kN/m³) で、各種土質試験又は調査により求めた変形係数 E_s から推定する場合は、 $k_{n0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_s$ により求める。

B_n : 基礎の換算載荷幅 (m) で、 $B_n = \sqrt{A_n}$ により求める

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$ とする。)

A_n : 載荷方向の投影面積 = $D \times L$ (m²)

D : 管径 (m)

L : 分担長 (m)

K_n : 管軸方向地盤バネ定数 (kN/m)

$$E_s = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \left| \frac{\gamma}{c \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\phi_{CD}} \right|}$$

γ : せん断ひずみ

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

E_s : 変形係数 (kN/m²)

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線剛性 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

G_{ma} : 基準せん断剛性, σ'_{ma} における微小せん断ひずみでの
初期せん断剛性 (kN/m²)

σ'_{ma} : 基準平均有効主応力 (kN/m²)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

* c は K_m 層の非排水せん断強度

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

イ. 管軸方向地盤バネ

管軸方向地盤バネは次式により求める。

$$k_s = 0.3 \cdot k_n$$

$$K_s = k_s \cdot \pi \cdot D \cdot L$$

ここで,

k_n : 管軸直交方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_s : 管軸方向地盤反力係数 (kN/m³)

K_s : 管軸方向地盤バネ定数 (kN/m)

D : 管外径 (m)

L : 分担長 (m)

(b) 地盤バネの反力上限値

ア. 管軸直交方向地盤バネの反力上限値

管軸直交方向地盤バネの反力上限値を次式により求める。

$$\sigma_f = c \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\phi_{CD})$$

$$P_f = A_n \cdot \sigma_f$$

ここで,

σ_f : 時刻 t_{max} における各地盤深度の σ'_m に対応する軸圧縮応力の上限值 (kN/m²)

t_{max} : 管上下間最大変位時刻

P_f : 管軸直交方向の地盤バネの反力上限値 (kN)

A_n : 载荷方向の投影面積 $= D \times L$ (m²)

D : 管外径 (m)

L : 分担長 (m)

イ. 管軸方向地盤バネの反力上限値

管軸方向地盤バネの反力上限値を次式により求める。

$$\tau_f = c \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\phi_{CD}$$

$$S_f = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_f$$

ここで、

τ_f : 時刻 t_{max} における各地盤深度の σ'_m に対応するせん断応力の上限值 (kN/m²)

t_{max} : 管上下間最大変位時刻

S_f : 管軸方向地盤バネの反力上限値 (kN)

D : 管外径 (m)

L : 分担長 (m)

以上の式より求められる縦断面方向の応力解析に用いる地盤反力係数を表 13.4-3 に示す。

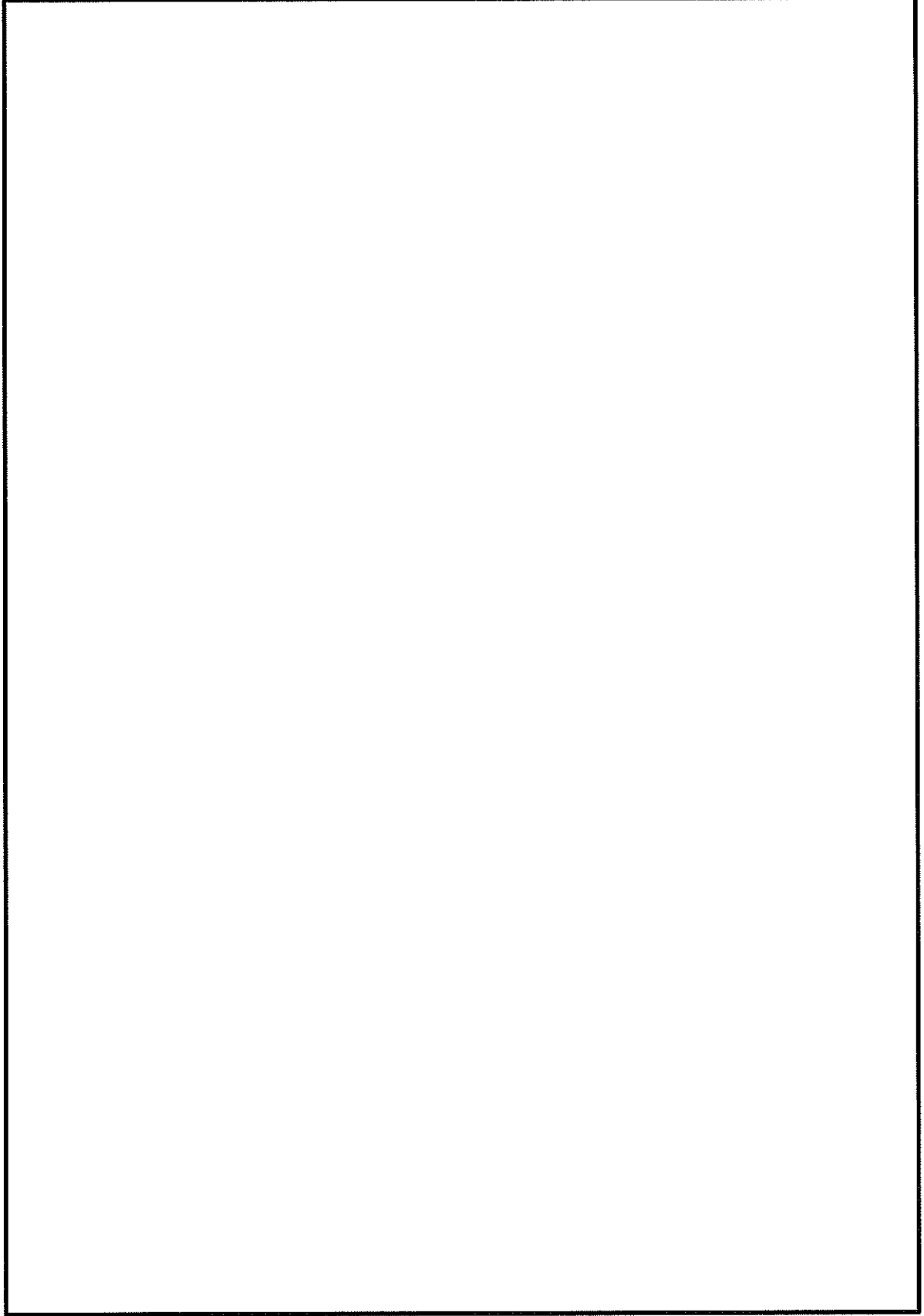


図 13. 4－6 縦断面方向の応力解析モデル

表 13.4-3 縦断面方向の応力解析に用いる地盤反力係数

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	方向	地盤反力係数 (kN/m ³)	応力上限値 (kN/m ²)
S _s -31	管軸方向	181290	63
	管軸直交方向	604300	240

(2) 荷重及び荷重の組合せ

縦断面方向の応力解析にて考慮する荷重は、表 13.3-4 に示したとおり、地震時における動土圧（地盤変位）のみとし、躯体に作用する慣性力や内水圧等は、横断面方向応力の評価にて考慮する。

(3) 入力地盤変位

応力解析モデルに入力する地盤変位は、1次元有効応力解析結果から得られる地盤変位のうち、緊急用海水取水管の最深部の管軸中心標高に対する最浅部中心標高における最大水平相対変位及び地震動の波長を考慮して以下の式で与える。最大水平相対変位の算定概念図を図 13.4-7 に示す。

$$U_h(x) = U_0 \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right)$$

ここで、

U_h : 水平変位 (m)

U_0 : 1次元有効応力解析における緊急用海水取水管最深部標高に対する
接続標高での最大水平相対変位 (m)

L : 地震動の波長 (m)

x : 地震動に沿った距離 (m)

ϕ : 地震動の位相 (°)

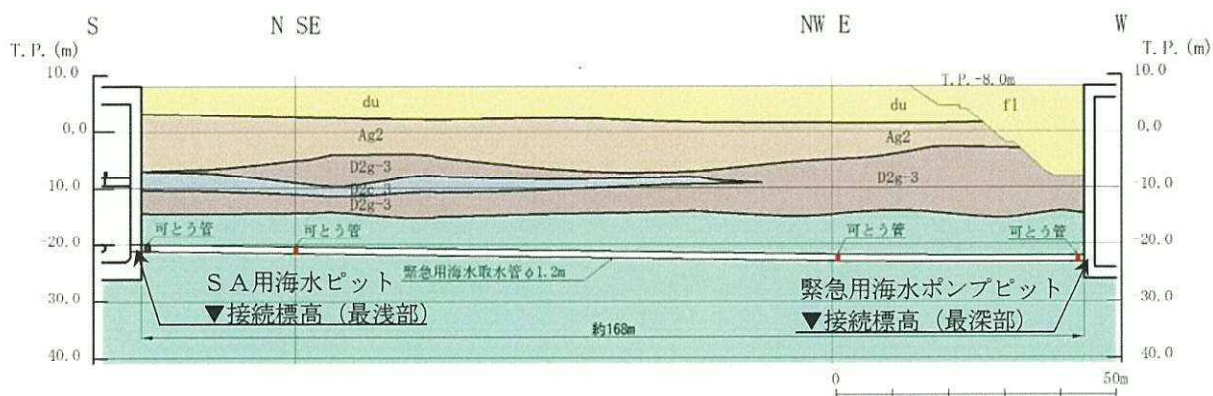
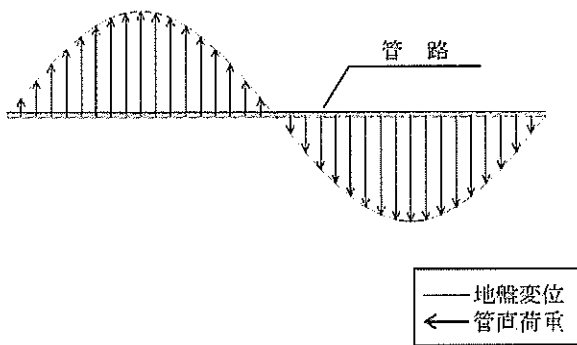
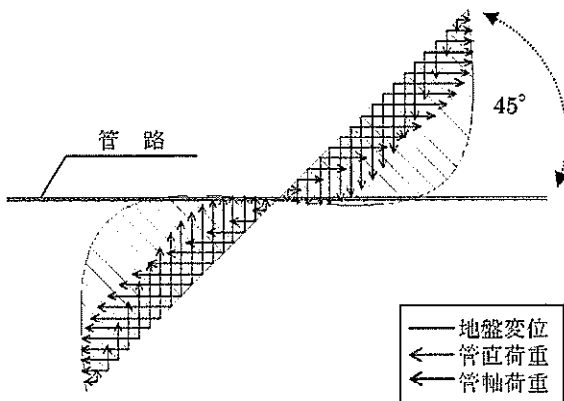


図 13.4-7 最大水平相対変位の算定概念図

ここで、縦断面方向の応力解析にて緊急用海水取水管に発生する応力は、地震動（地盤変位）の入射角 θ により発生値が変化する。表 13.4-4 に示すとおり、入射角 0° で曲げ応力、入射角 45° で軸応力が最大となることから、地震動の入射角は、 0° 及び 45° とする。

なお、保守側の評価となるよう地盤の変位振幅が最大となる地震動の値を用いて設定する。図 13.4-8 に、入射角 0° の場合及び入射角 45° の場合の入力地盤変位 U_h を示す。

表 13.4-4 縦断面方向応力解析における地震動の入射角と発生応力の関係

地震動の入射角 θ	応力発生イメージ	備 考
0°		地震動の入射角が 0° の場合、管路と直交方向の地盤変位が最大となるため、管路に発生する曲げ応力が最大となる。なお、軸方向の応力は発生しない。
45°		地震動の入射角が 45° の場合、管路と平行方向の地盤変位が最大となるため、管路に発生する軸応力が最大となる。なお、曲げ応力も発生するが、 0° 入射の場合よりも小さい。

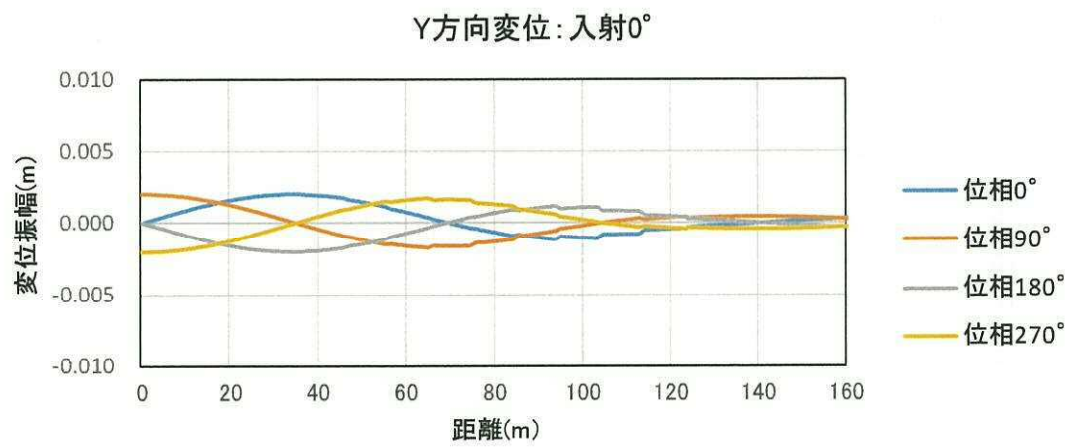
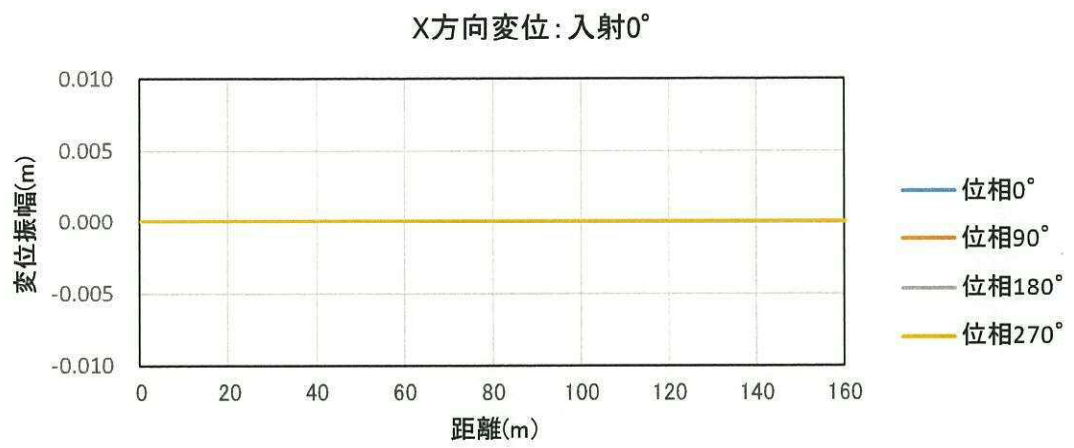


図 13.4-8 (1) 入力地盤変位 (曲げ応力最大ケース [入射角 0°])

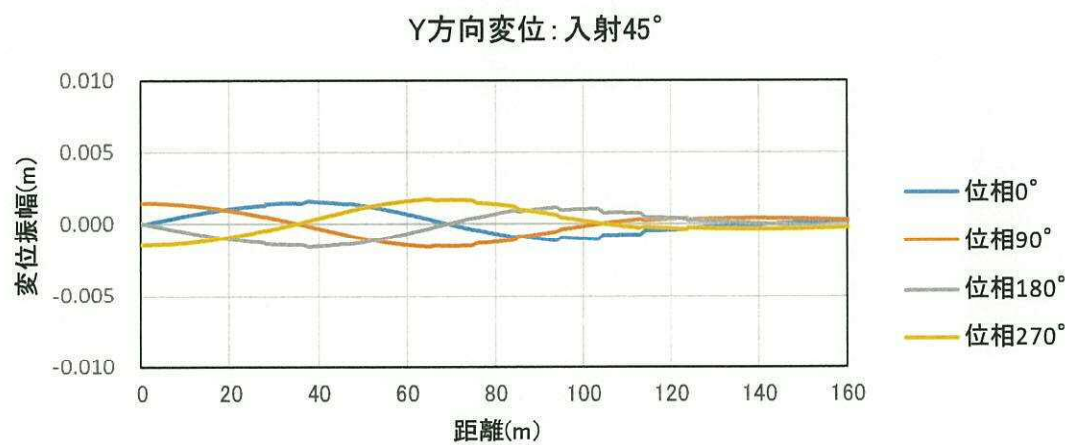
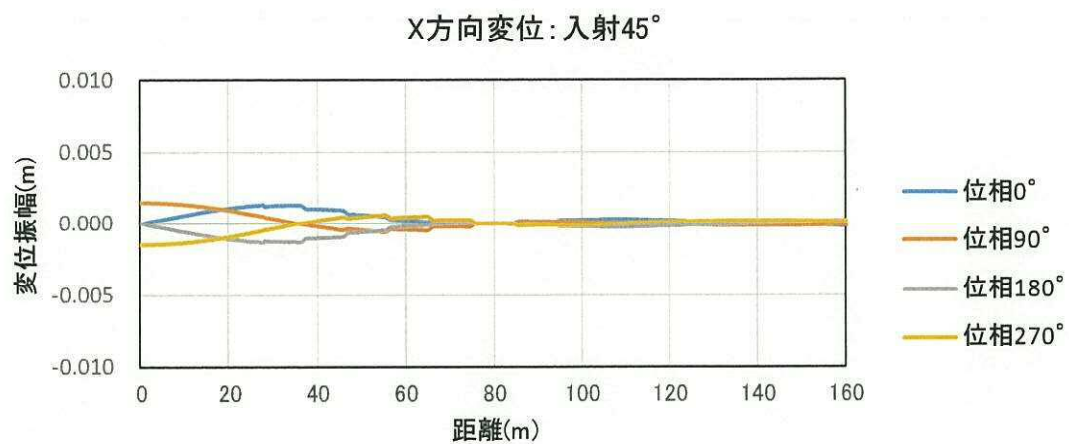


図 13.4-8 (2) 入力地盤変位 (軸応力最大ケース [入射角 45°])

(4) 縦断面方向の合成応力

石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和四十八年九月二十八日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）では、縦断面方向に作用する入射角 0° の場合と入射角 45° の場合の合成応力 σ_{le} を次式で定義している。

$$\sigma_{le} = \sqrt{3.12\sigma_L^2 + \sigma_B^2}$$

ここで、

$$\sigma_L = \frac{3.14U_h E}{L} \frac{1}{1 + \left(\frac{4.44}{\lambda_1 L}\right)^2}$$

$$\sigma_B = \frac{19.72U_h E}{L^2} \frac{1}{1 + \left(\frac{6.28}{\lambda_2 L}\right)^4}$$

U_h : 表層地盤面の水平変位振幅 (mm)

E : 導管のヤング係数 (N/mm²)

L : 表層地盤の地表面近傍における地震動の波長 (mm)

D : 導管の外径 (mm)

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{EA_p}}$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{K_2}{EI_p}}$$

K_1 : 縦断面方向の変位に関する地盤の剛性係数 (N/mm²)

K_2 : 横断面方向の変位に関する地盤の剛性係数 (N/mm²)

A_p : 導管の断面積 (mm²)

I_p : 導管の断面二次モーメント (mm⁴)

また、水道施設耐震工法指針・解説 1997 年版（社）日本水道協会，1997 年）では、縦断面方向の合成応力 σ_x を次式で定義している。

$$\sigma_x = \sqrt{\gamma\sigma_L^2 + \sigma_B^2}$$

ここで、

σ_L : 埋設管路の管軸方向の地盤変位により管体に生じる軸力

σ_B : 埋設管路の管軸直交方向の地盤変位により管体に生じる曲げ応力

σ_x : σ_L と σ_B を二乗和の平方根で重畳した場合の合成応力

Γ : 考慮する波動成分による重畳係数($1.00 \leq \gamma \leq 3.12$)

管軸上で交わり直交する 2 平面内で、それぞれ管軸に 45° の傾きをもつ直交した 2 成分の波動、計 4 成分の波動が入射し軸応力を生じ、また、同時に水平面内で管軸に平行な波動が入射し曲げ応力を生じた場合には、鉛直面内で入射する波動による応力は、水平面内で入射する波動による応力の 75 % として、次式で表される。

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sqrt{2(1 + 0.75^2)\sigma_L^2 + \sigma_B^2} \\ &= \sqrt{3.12\sigma_L^2 + \sigma_B^2}\end{aligned}$$

図 13.4-9 は、水平及び鉛直面内の波動が、縦断面(y 軸)方向に対して入射角 θ で入射した場合のイメージ図である。

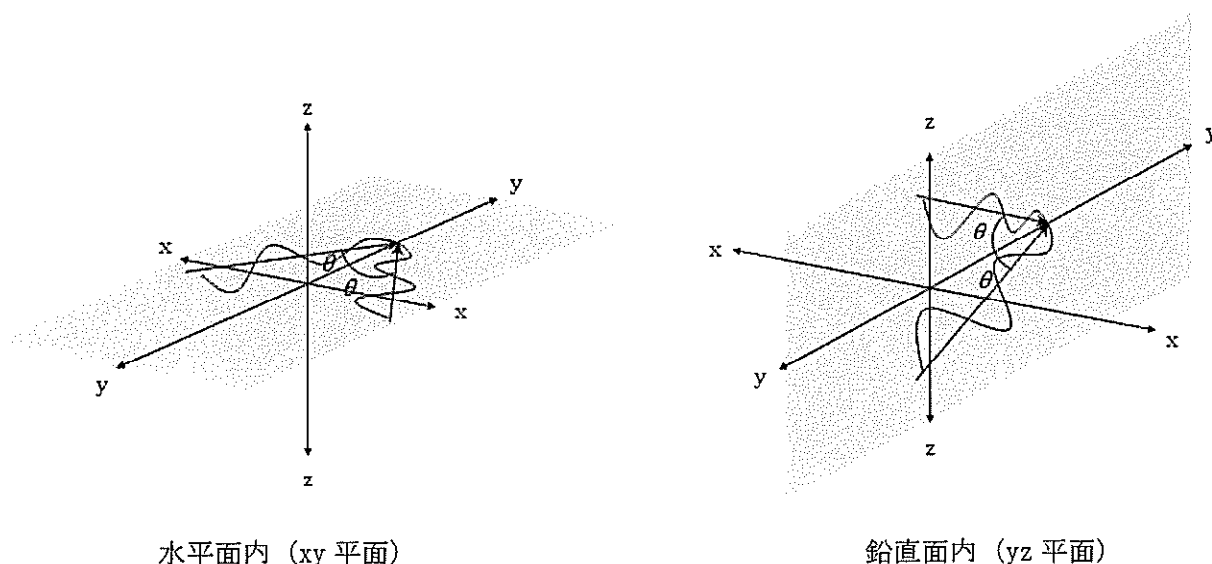


図 13.4-9 水平及び鉛直面内における入射角 θ のイメージ図

つまり、石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和四十八年九月二十八日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）で定義している縦断面方向の合成応力と、水道施設耐震工法指針・解説 1997 版（日本水道協会，1997）で定義している縦断面方向の合成応力は同一であり、また、周辺地盤の最大水平変位による影響に加え、最大水平変位の 75 % の振幅を持つ鉛直地盤変位についても考慮されている。

13.5 評価結果

13.5.1 地震応答解析結果

緊急用海水取水管の標準断面図を図 13.5-1 に示す。

地震応答解析結果として、「断面力分布」、「最大せん断ひずみ分布」、「過剰間隙水圧比分布」及び「最大水平加速度分布」を示す。

耐震評価においては、「1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき、全ての基準地震動 S_0 に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施した。

表 13.5-1 に、2次元有効応力解析の実施ケース及び鋼製管の曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

緊急用海水取水管の基準地震動 S_0 による横断面方向の断面力分布を図 13.5-2 に、縦断面方向の断面力分布を図 13.5-3 に示す。これらの図は、構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査結果の照査値が最大となる時刻における要素ごとの断面力を示したものである。

構造部材の曲げ軸力に対する照査、せん断力に対する照査に対して、検討ケースのうち全時刻における最も厳しい照査値となった照査結果を表 13.5-2 に示す。

また、最大せん断ひずみ分布を図 13.5-4 に、過剰間隙水圧比分布を図 13.5-5 に、最大水平加速度分布を図 13.5-6 に示す。なお、これらの図は、各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

最大照査値は、地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大荷重振幅時の衝撃的な地震力を有する S_0-31 波で発生している。

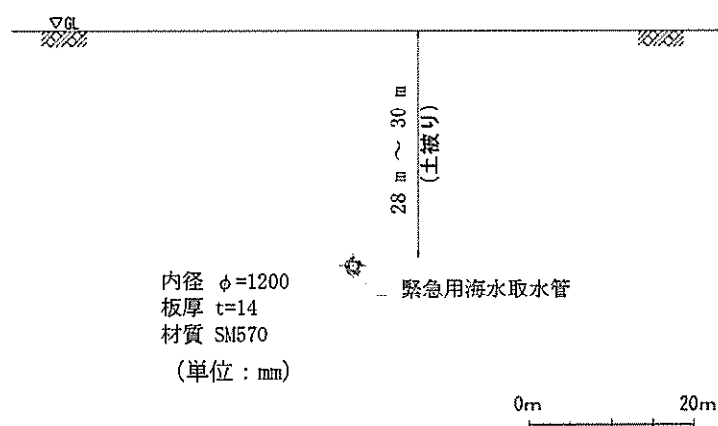


図 13.5-1 緊急用海水取水管 標準横断面図

表 13.5-1 (1) ②-②断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

鋼製管(②-②断面)

<div>地震動</div> <div>検討ケース</div>		曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S_s-D1	++	0.08					
	+-	0.08					
	-+	0.09					
	--	0.08					
S_s-11	++	0.06					
S_s-12	++	0.07					
S_s-13	++	0.07					
S_s-14	++	0.06					
S_s-21	++	0.09					
S_s-22	++	0.08					
S_s-31	++	0.13	0.14	0.13	0.07	0.12	0.13
S_s-31	-+	0.13					

表 13.5-1 (2) ②-②断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

鋼製管(②-②断面)

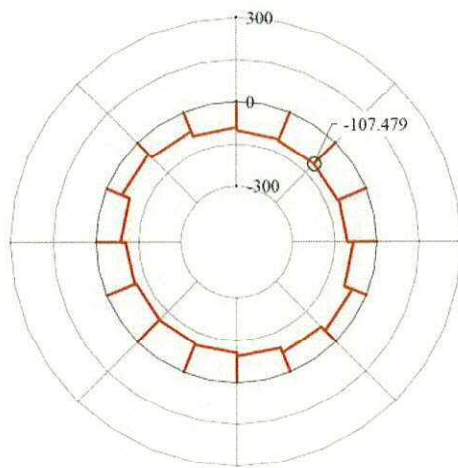
<div>地震動</div> <div>検討ケース</div>		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S_s-D1	++	0.002					
	+-	0.002					
	-+	0.002					
	--	0.002					
S_s-11	++	0.001					
S_s-12	++	0.001					
S_s-13	++	0.002					
S_s-14	++	0.001					
S_s-21	++	0.002					
S_s-22	++	0.002					
S_s-31	++	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
S_s-31	-+	0.002					

表 13.5-2(1) 曲げ軸力に対する照査

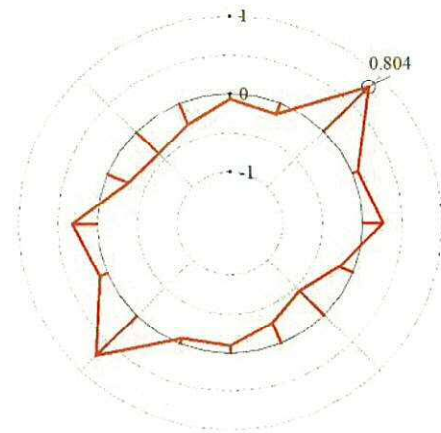
検討対象	仕様	曲げ モーメント (kN m/m)	軸力 (kN/m)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
鋼製管	SM570	0.804	107.479	50	382.5	0.14	②	S _s -3 1 H+, V+

表 13.5-2(2) せん断力に対する照査

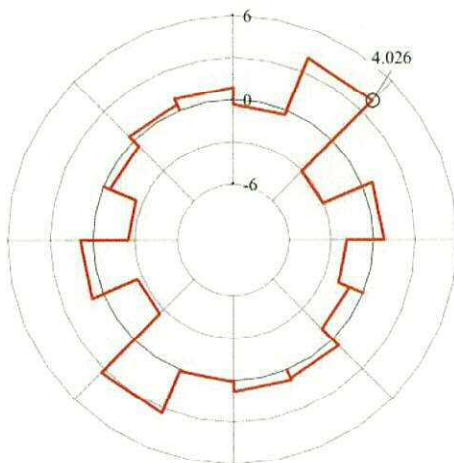
検討対象	仕様	せん断力 (kN/m)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
鋼製管	SM570	4.031	0.366	217.5	0.002	②	S _s -3 1 H+, V+



軸力図 (kN/m)

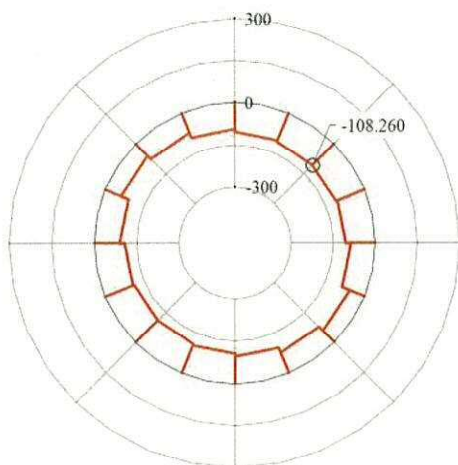


曲げモーメント図 (kN·m/m)

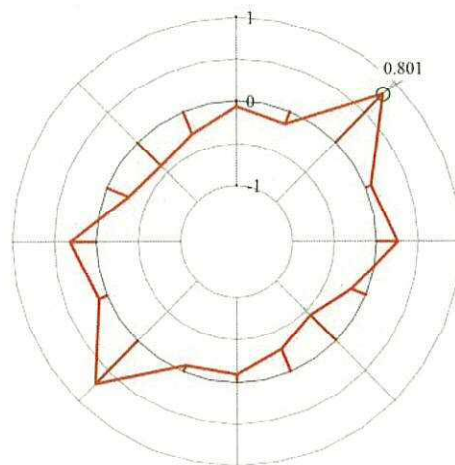


せん断力図 (kN/m)

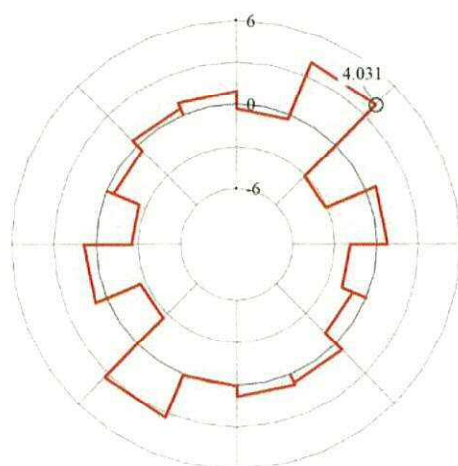
図 13.5-2 (1) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面方向)
 ($S_s - 31$ [H+, V+], $t=8.73$)
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



軸力図 (kN/m)

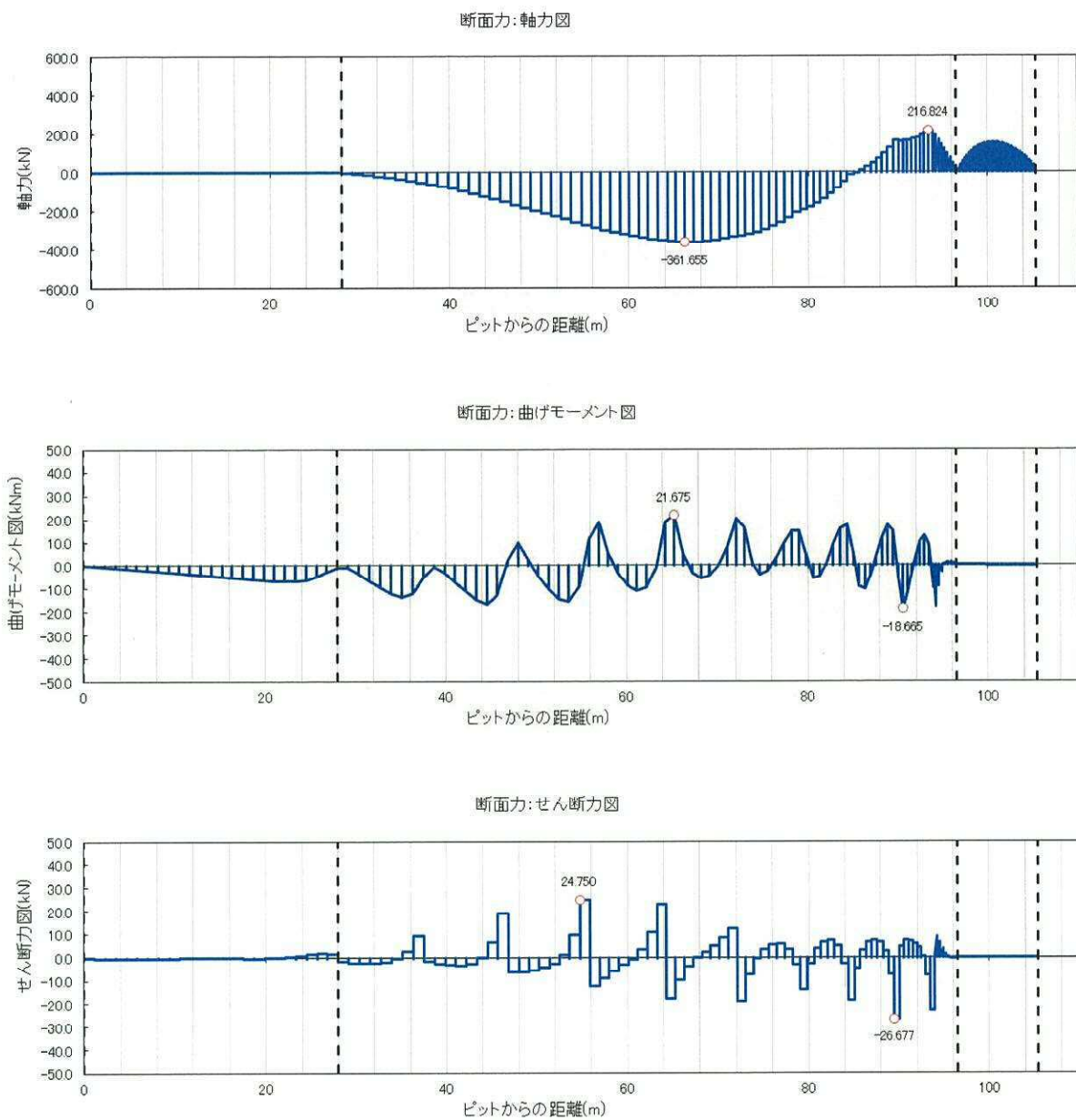


曲げモーメント図 (kN·m/m)



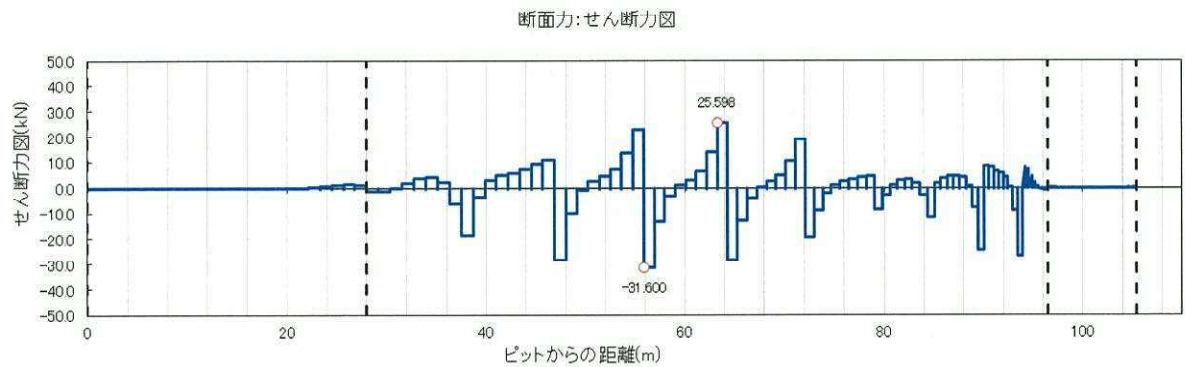
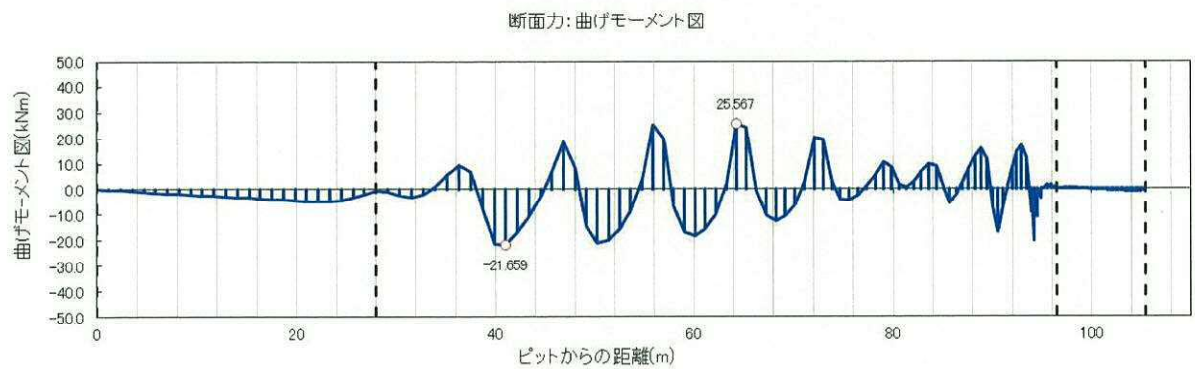
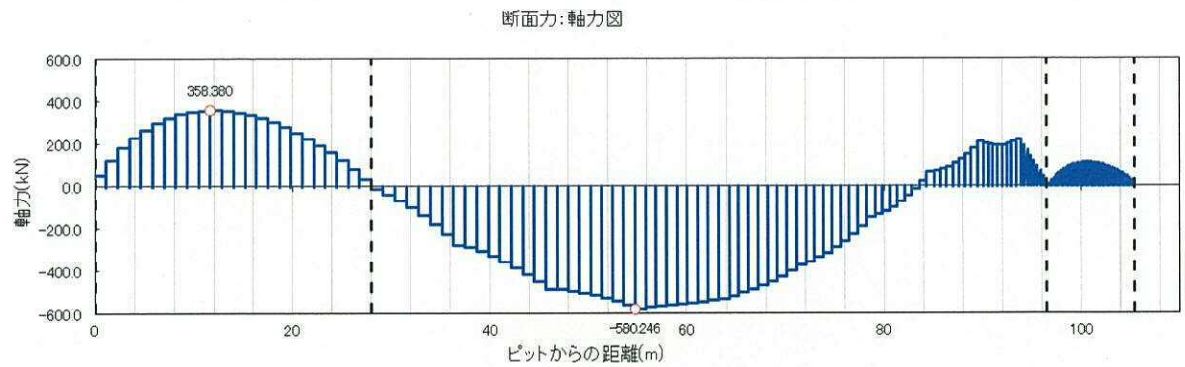
せん断力図 (kN/m)

図 13.5-2 (2) せん断応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面方向)
($S_s - 31$ [H+, V+], $t=8.74$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



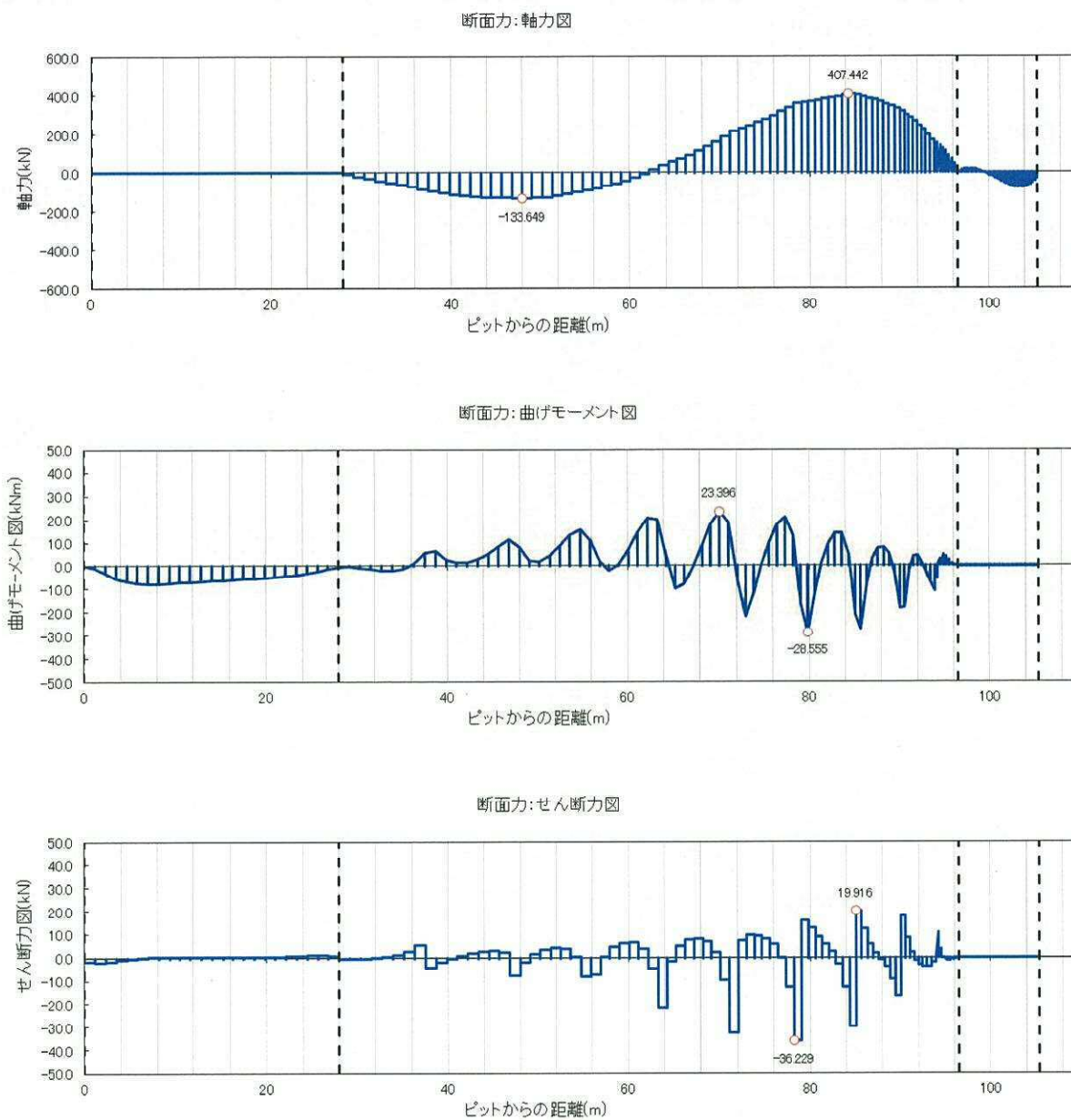
* : ピットからの距離は図 13. 4-6 に示すモデル平面図の x 軸に緊急用海水取水管を投影

図 13. 5-3 (1) 縦断面方向の断面力分布図
(曲げ応力最大ケース [位相 0° , 入射角 0°])



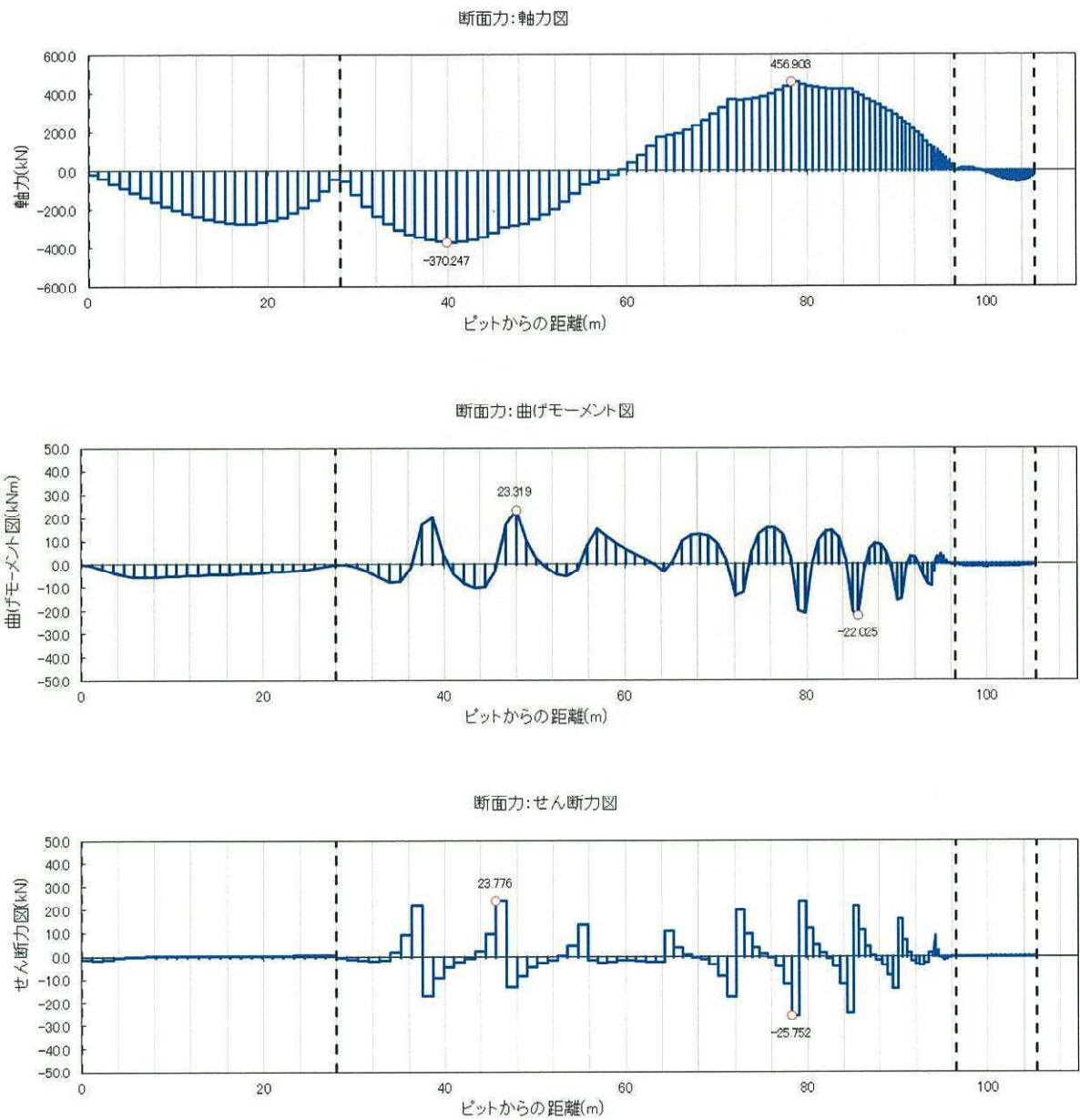
* : ピットからの距離は図 13.4-6 に示すモデル平面図の x 軸に緊急用海水取水管を投影

図 13.5-3 (2) 縦断面方向の断面力分布図
(軸応力最大ケース [位相 0° , 入射角 45°])



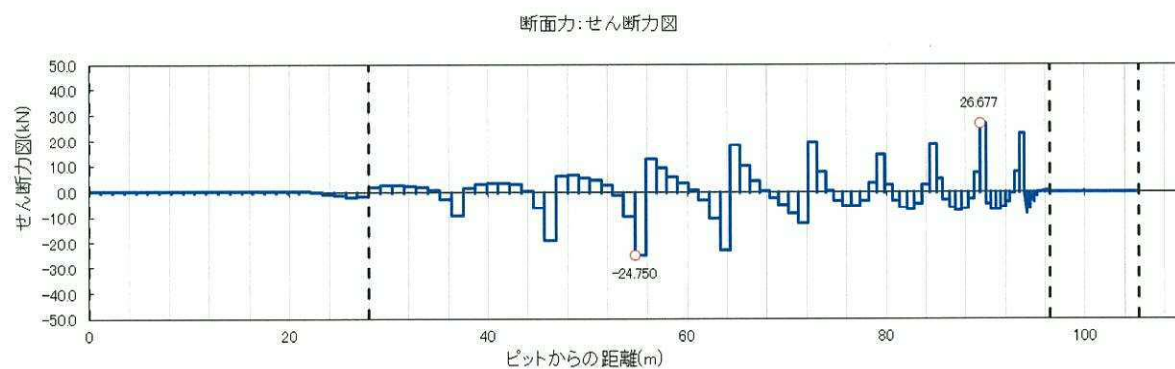
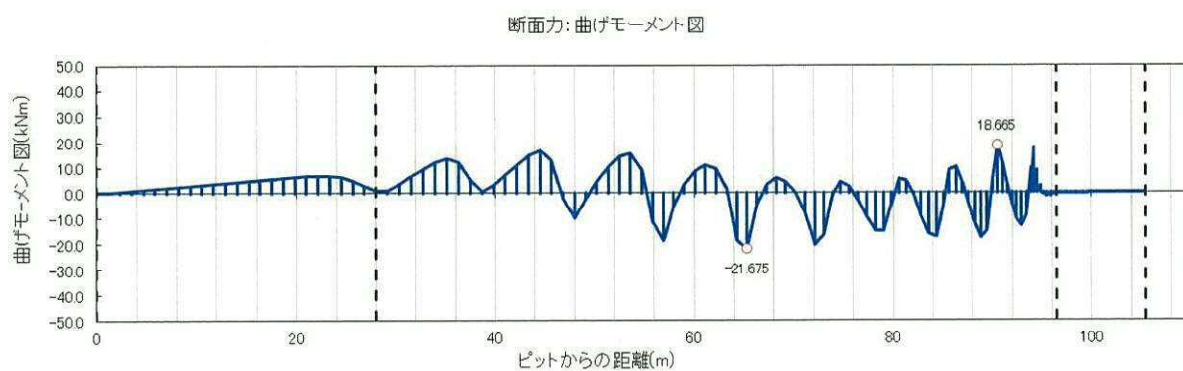
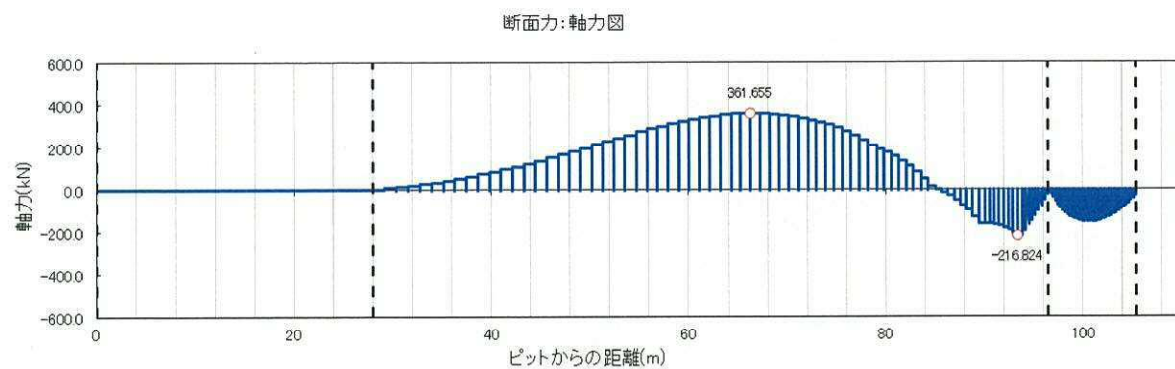
* : ピットからの距離は図 13. 4-6 に示すモデル平面図の x 軸に緊急用海水取水管を投影

図 13. 5-3 (3) 縦断面方向の断面力分布図
(曲げ応力最大ケース [位相 90° , 入射角 0°])



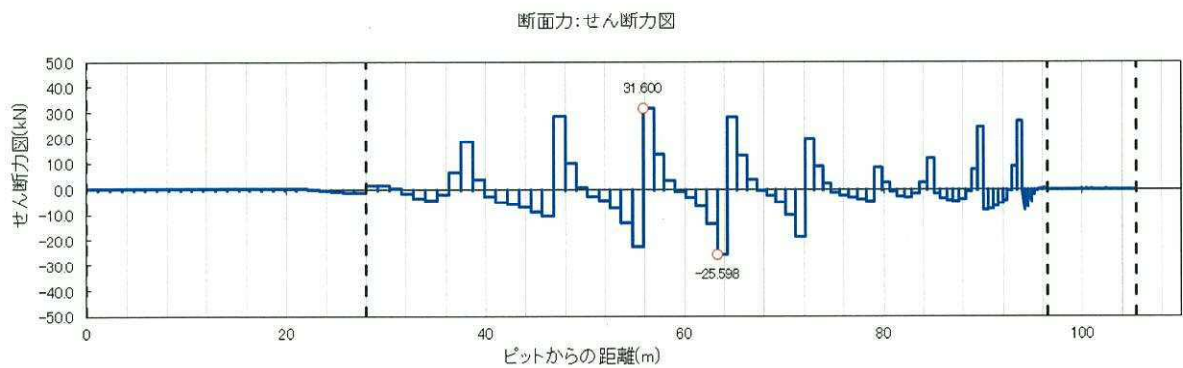
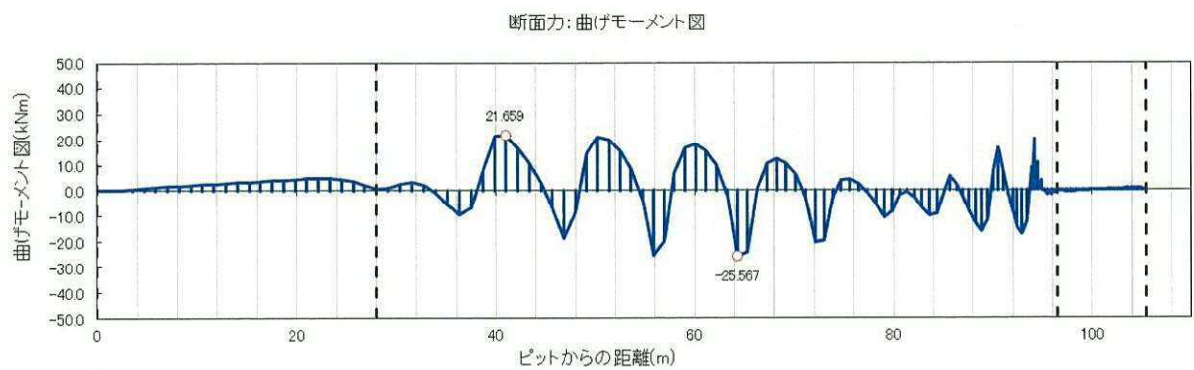
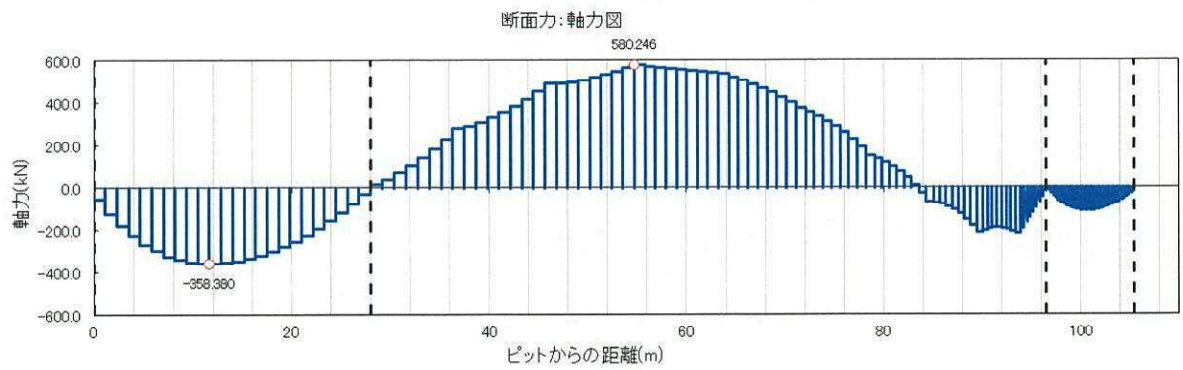
* : ピットからの距離は図 13.4-6 に示すモデル平面図の x 軸に緊急用海水取水管を投影

図 13.5-3 (4) 縦断面方向の断面力分布図
(軸応力最大ケース [位相 90° , 入射角 45°])



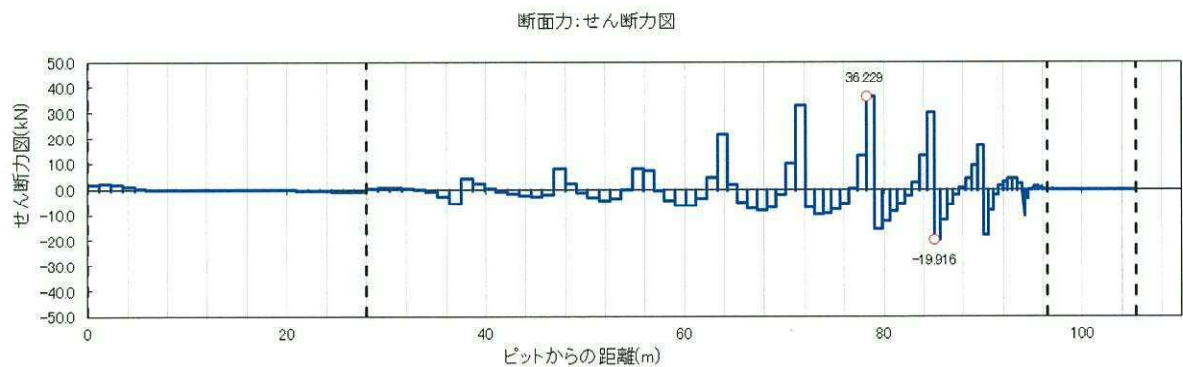
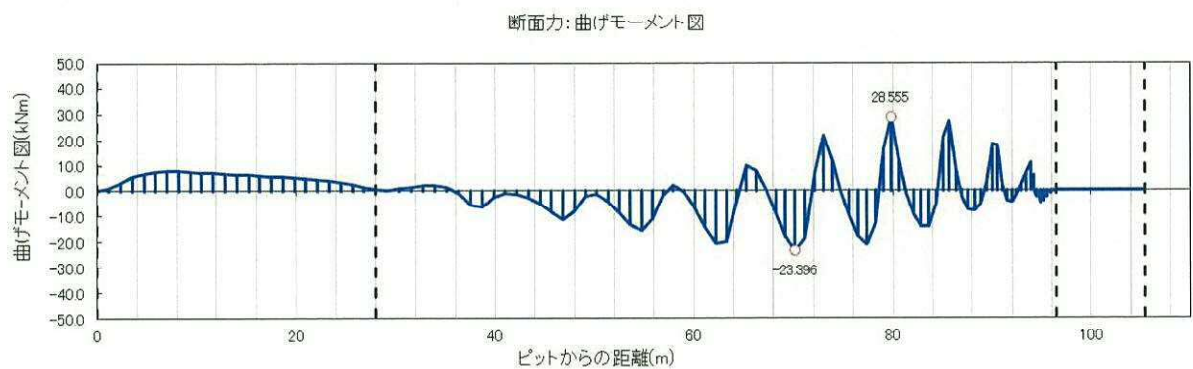
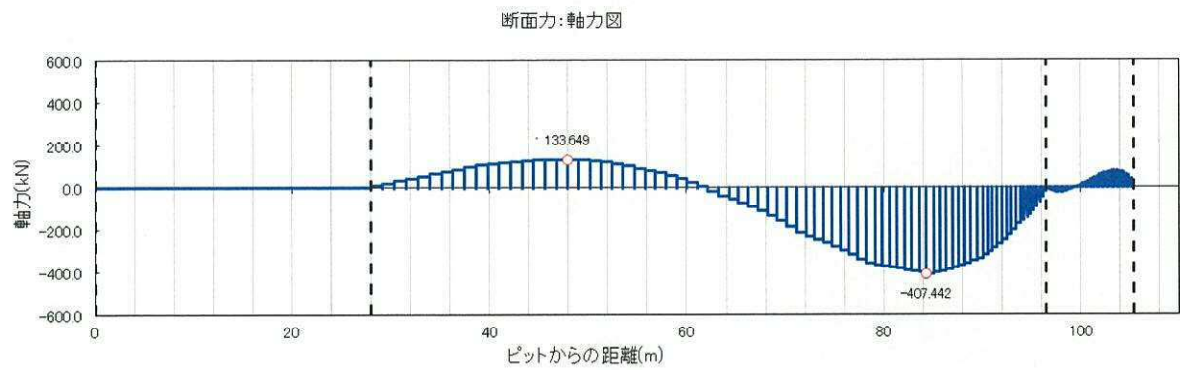
* : ピットからの距離は図 13.4-6 に示すモデル平面図の x 軸に緊急用海水取水管を投影

図 13.5-3 (5) 縦断面方向の断面力分布図
(曲げ応力最大ケース [位相 180° , 入射角 0°])



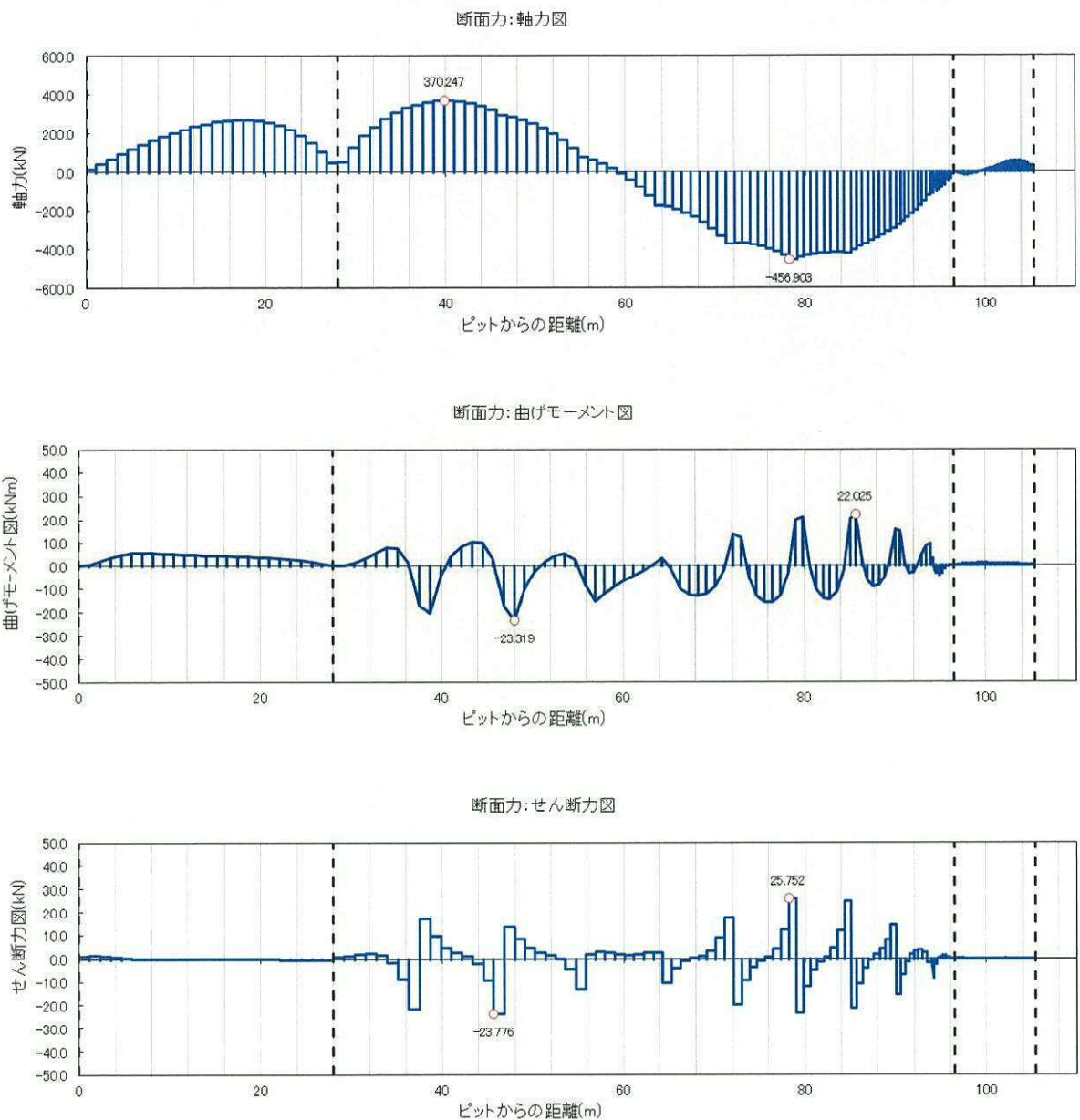
* : ピットからの距離は図 13.4-6 に示すモデル平面図の x 軸に緊急用海水取水管を投影

図 13.5-3 (6) 縦断面方向の断面力分布図
(軸応力最大ケース [位相 180° , 入射角 45°])



* : ピットからの距離は図 13.4-6 に示すモデル平面図の x 軸に緊急用海水取水管を投影

図 13.5-3 (7) 縦断面方向の断面力分布図
(曲げ応力最大ケース [位相 270° , 入射角 0°])



* : ピットからの距離は図 13.4-6 に示すモデル平面図の x 軸に緊急用海水取水管を投影

図 13.5-3 (8) 縦断面方向の断面力分布図
(軸応力最大ケース [位相 270° , 入射角 45°])

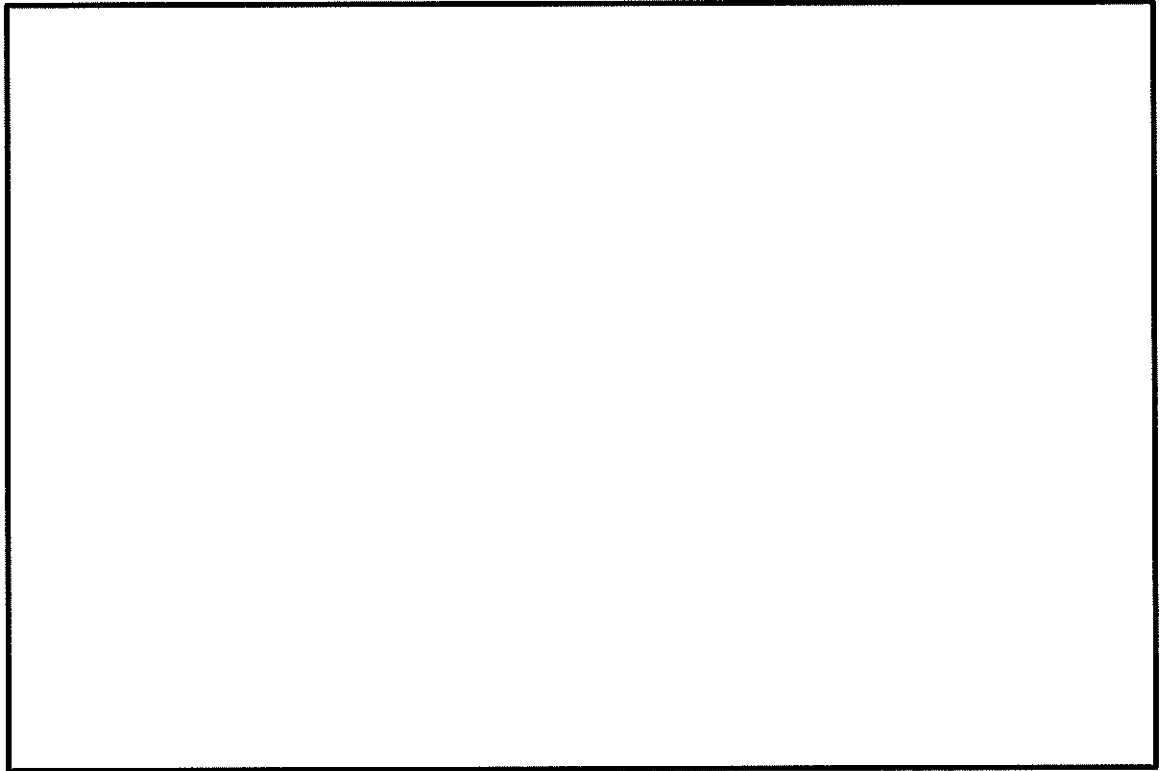


図 13.5-4 (1) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

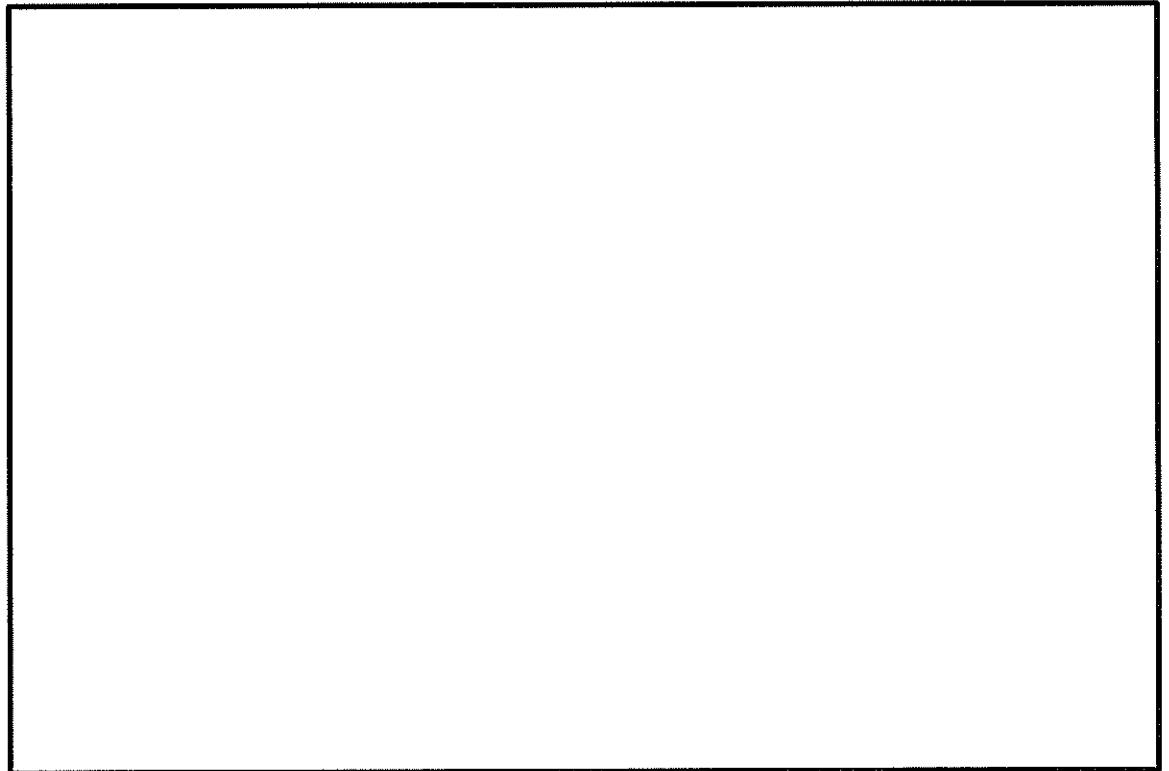


図 13.5-4 (2) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

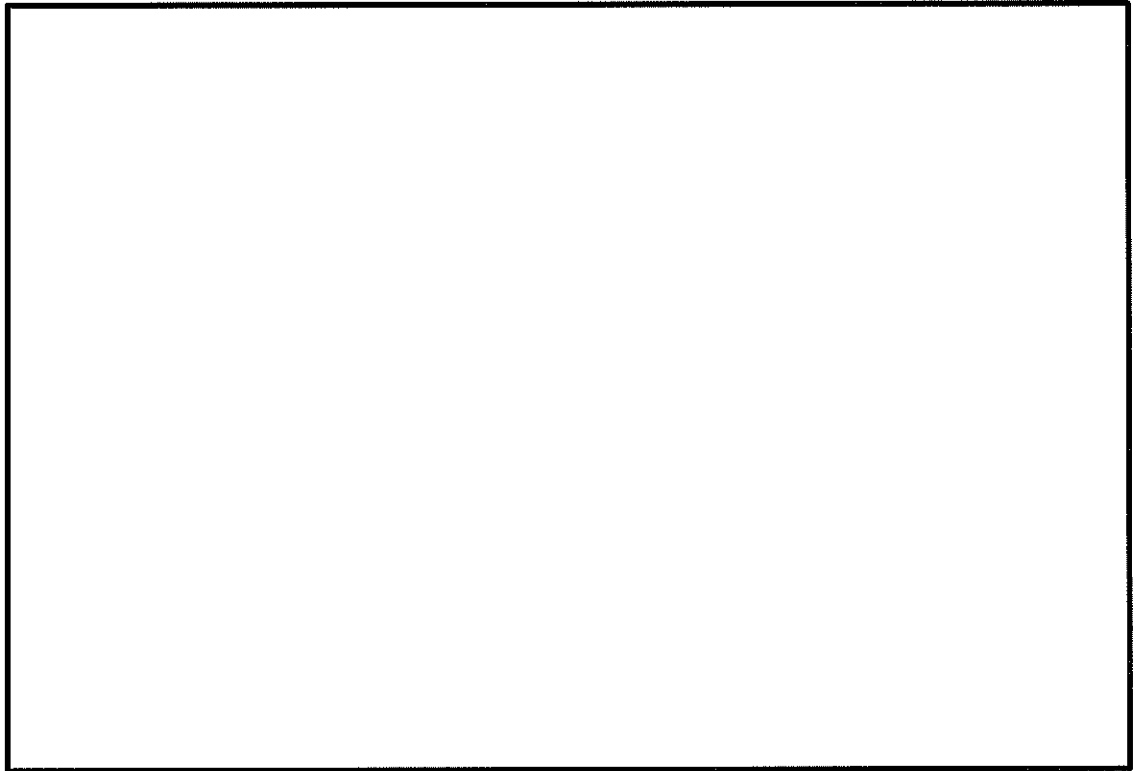


図 13.5-4 (3) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 [H-, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

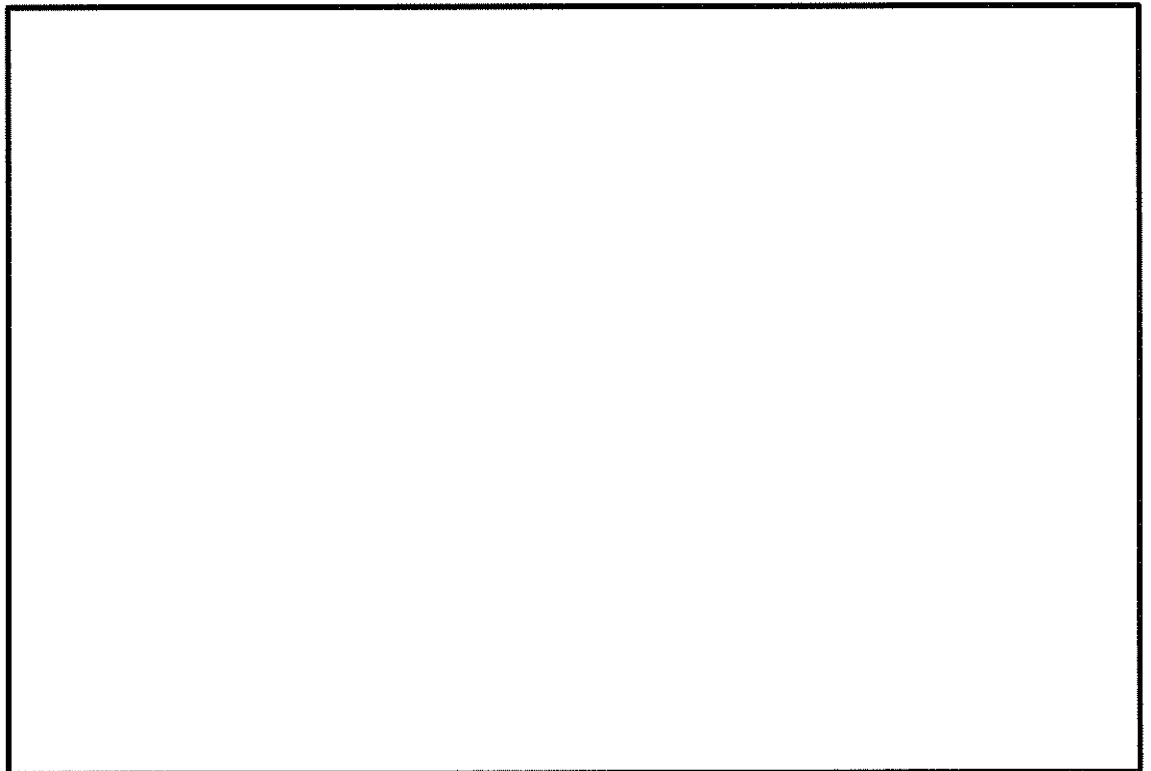


図 13.5-4 (4) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 [H-, V-]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

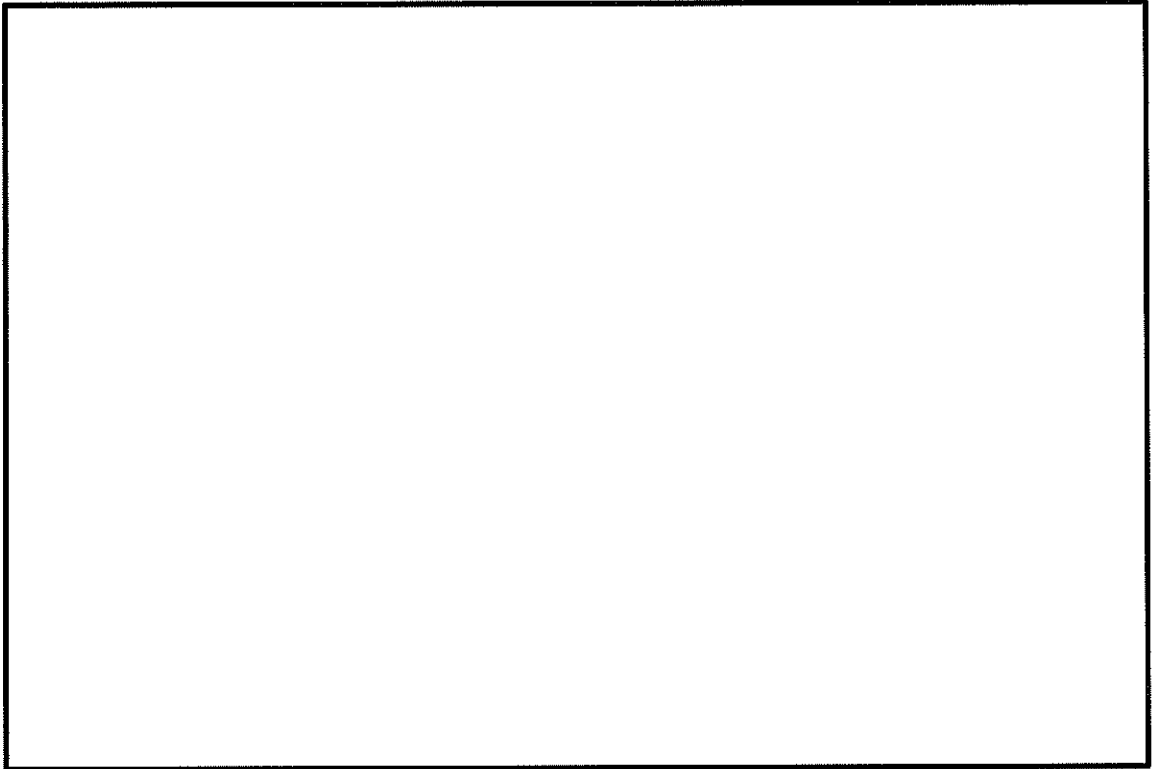


図 13.5-4 (5) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-11)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

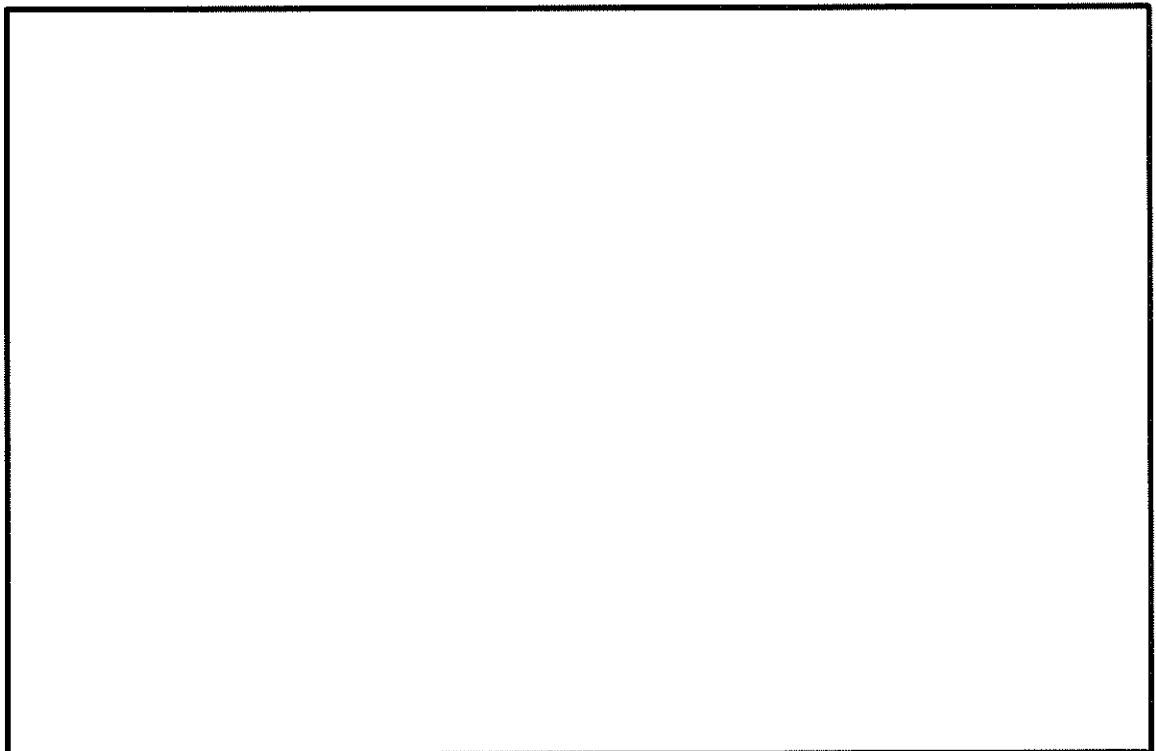


図 13.5-4 (6) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-12)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

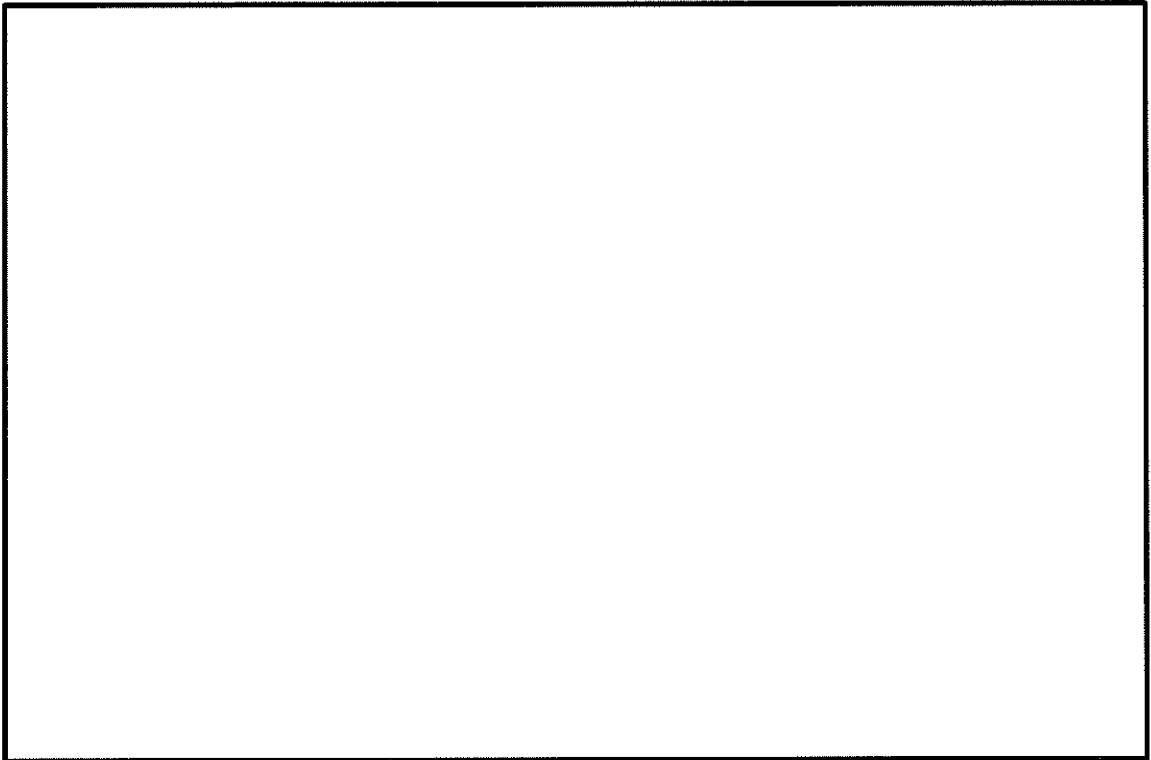


図 13.5-4 (7) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-13)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

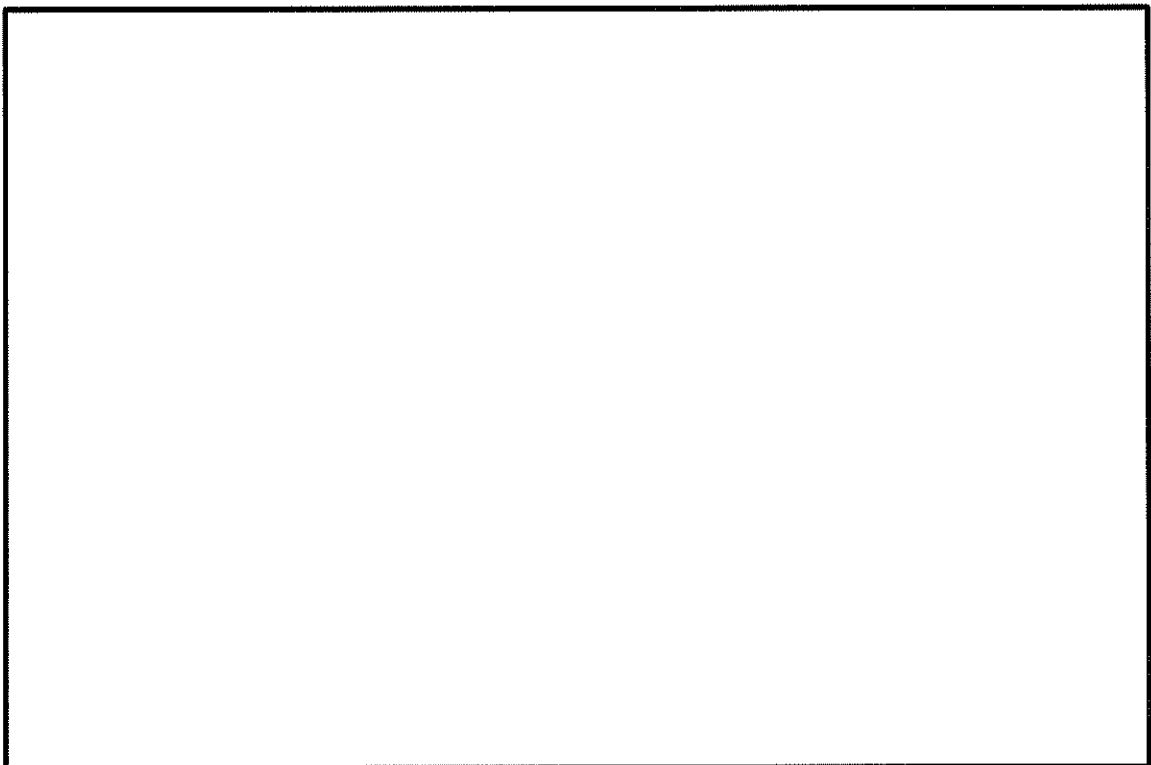


図 13.5-4 (8) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-14)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

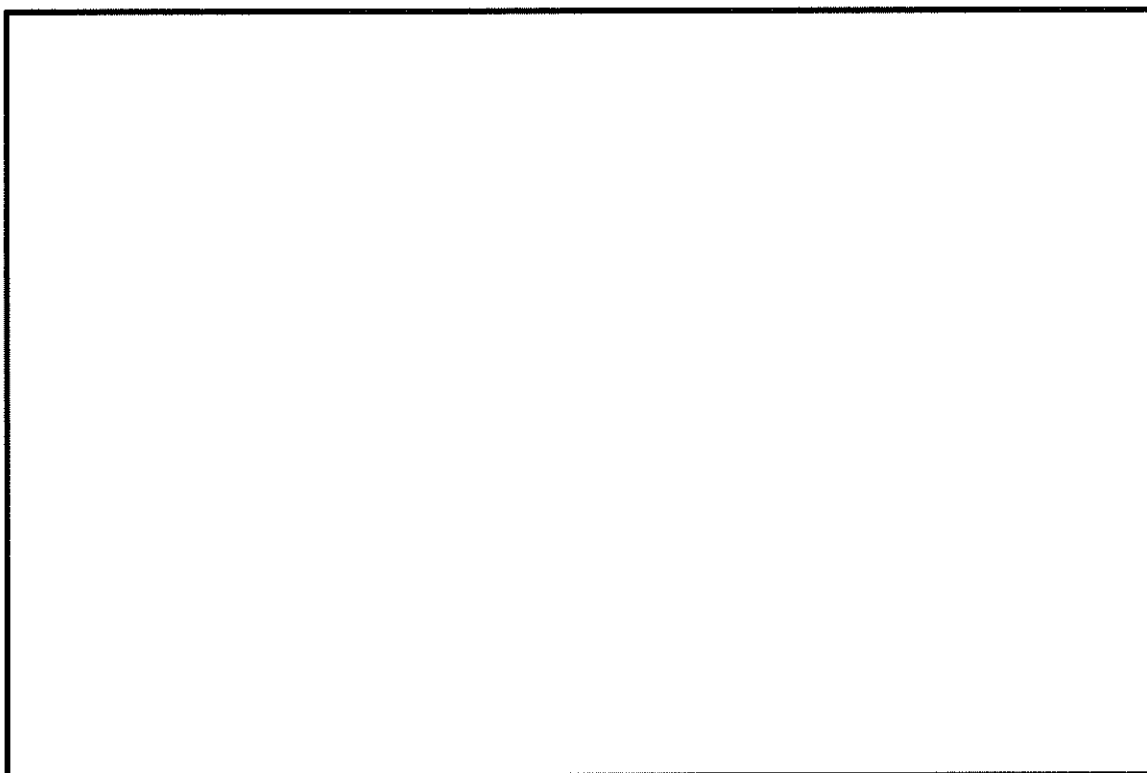


図 13.5-4 (9) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-21)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

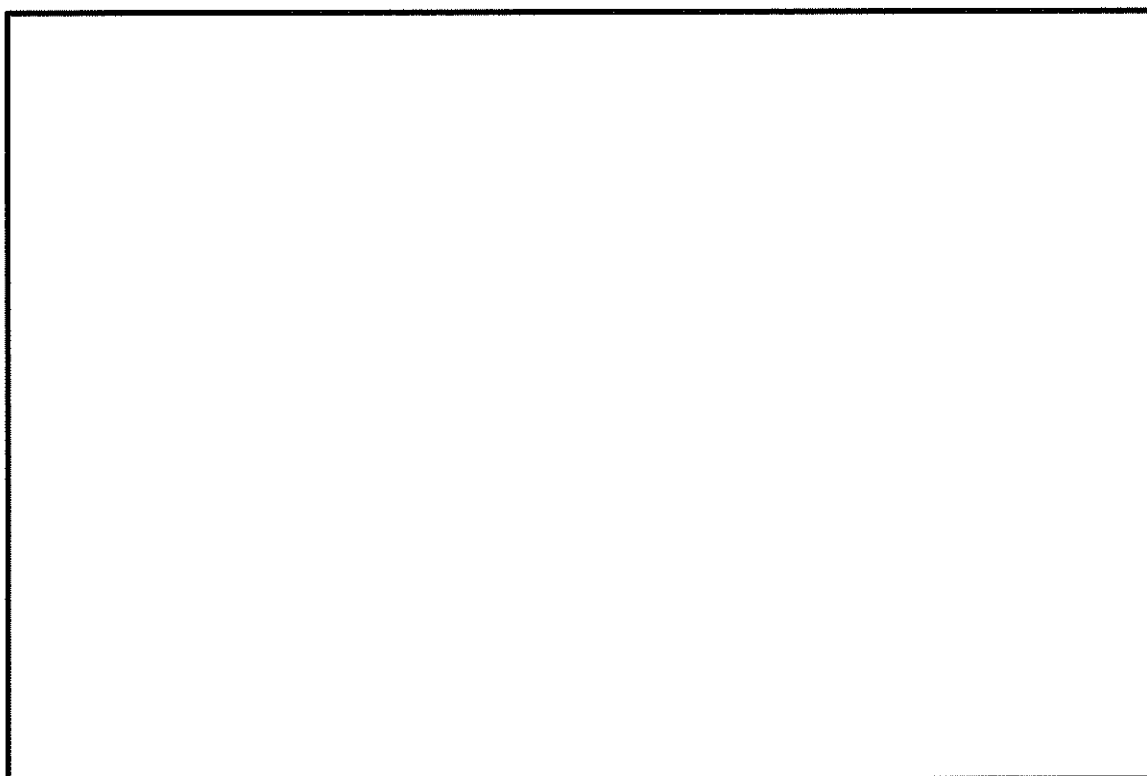


図 13.5-4 (10) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-22)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

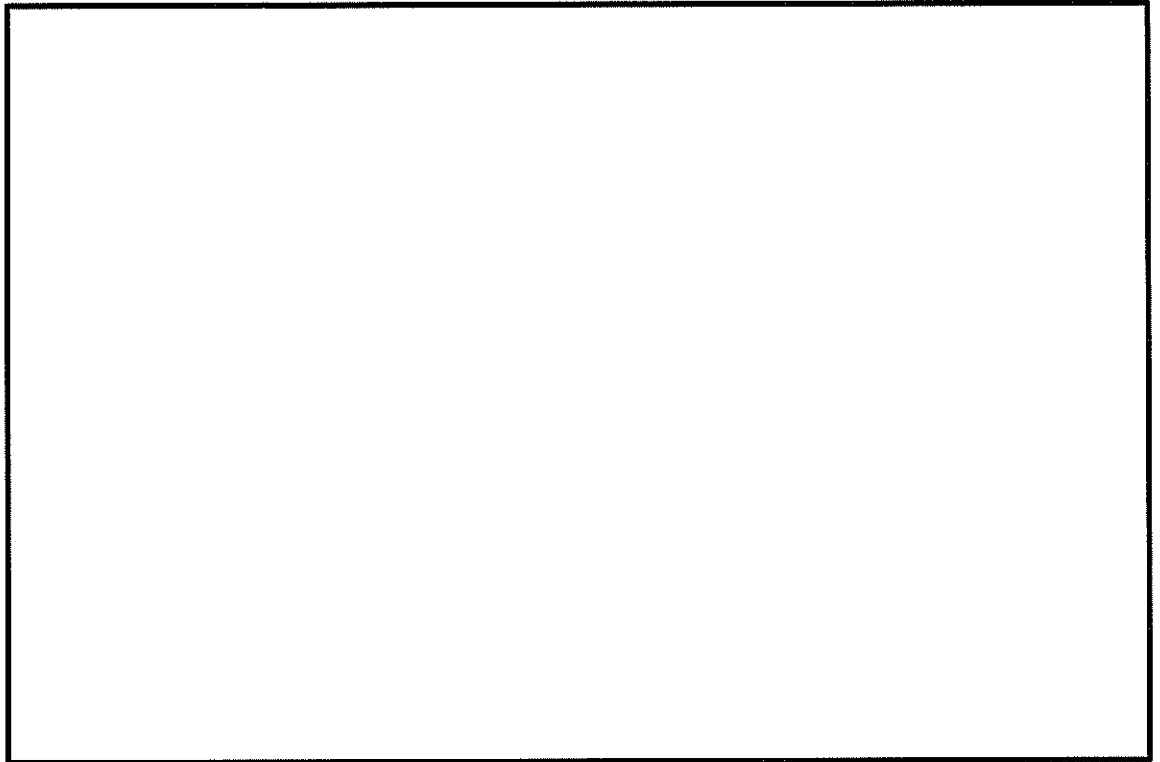


図 13.5-4 (11) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

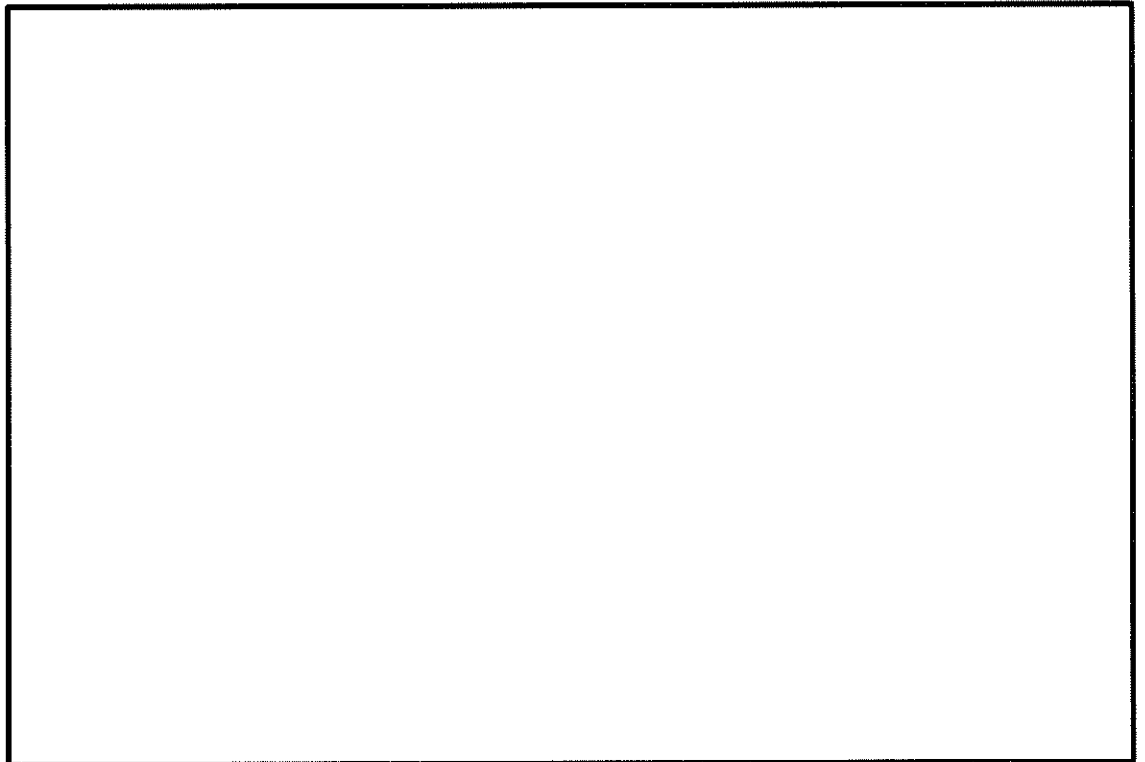


図 13.5-4 (12) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

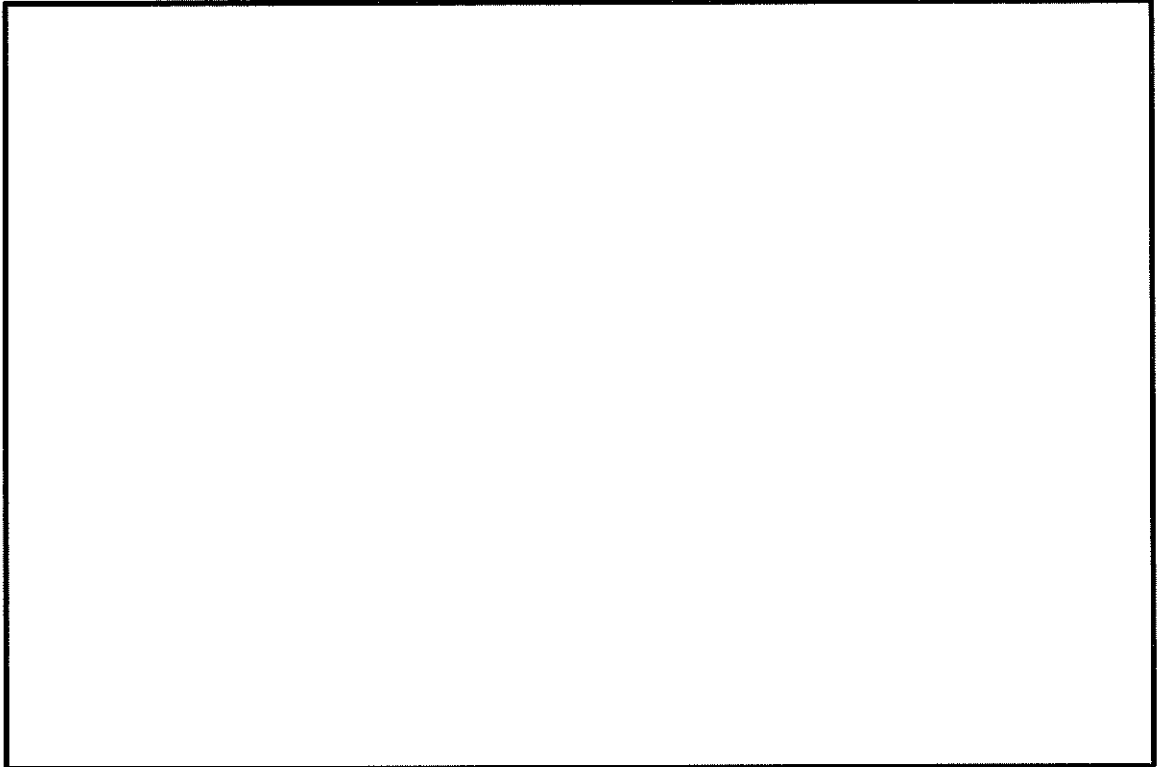


図 13.5-4 (13) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

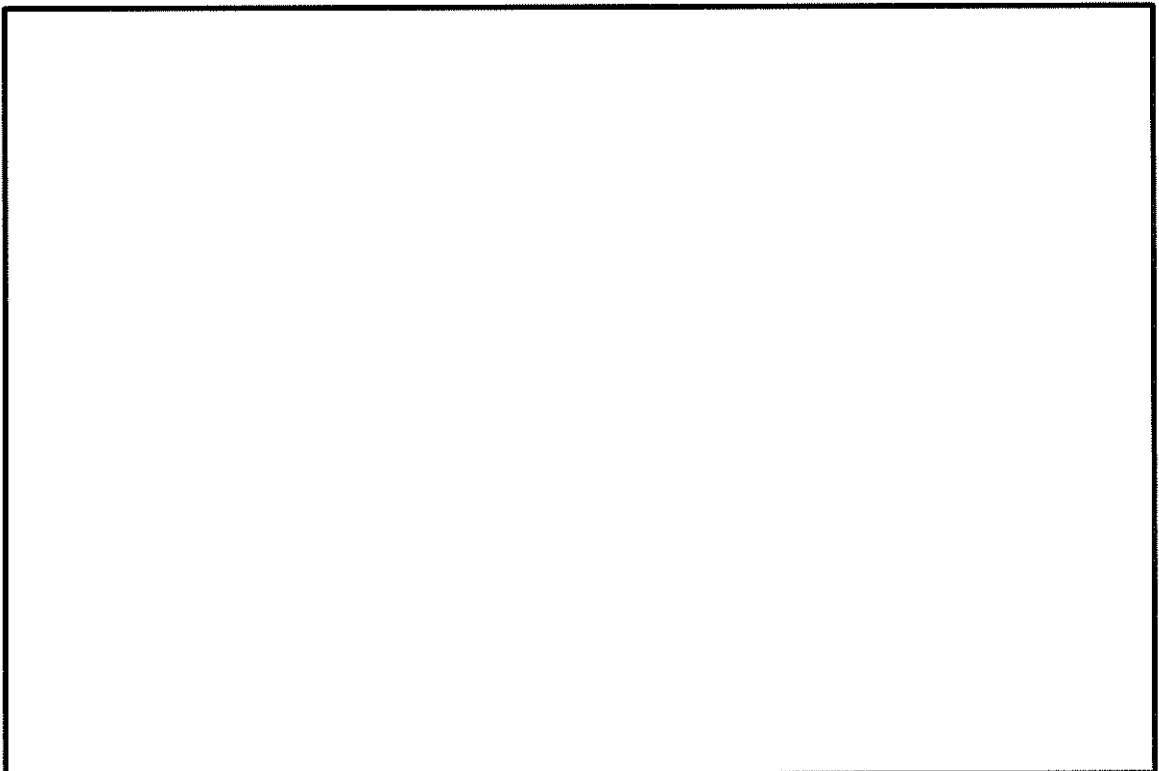


図 13.5-4 (14) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

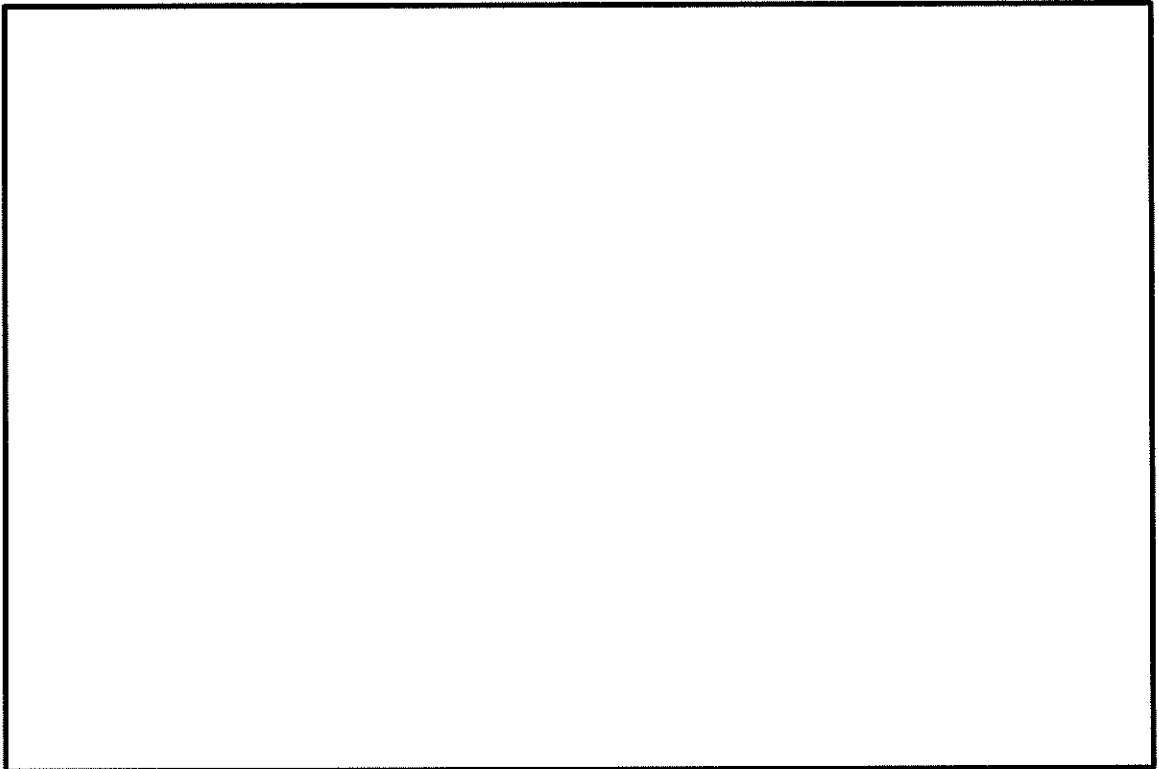


図 13.5-4 (15) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H+, V+])
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

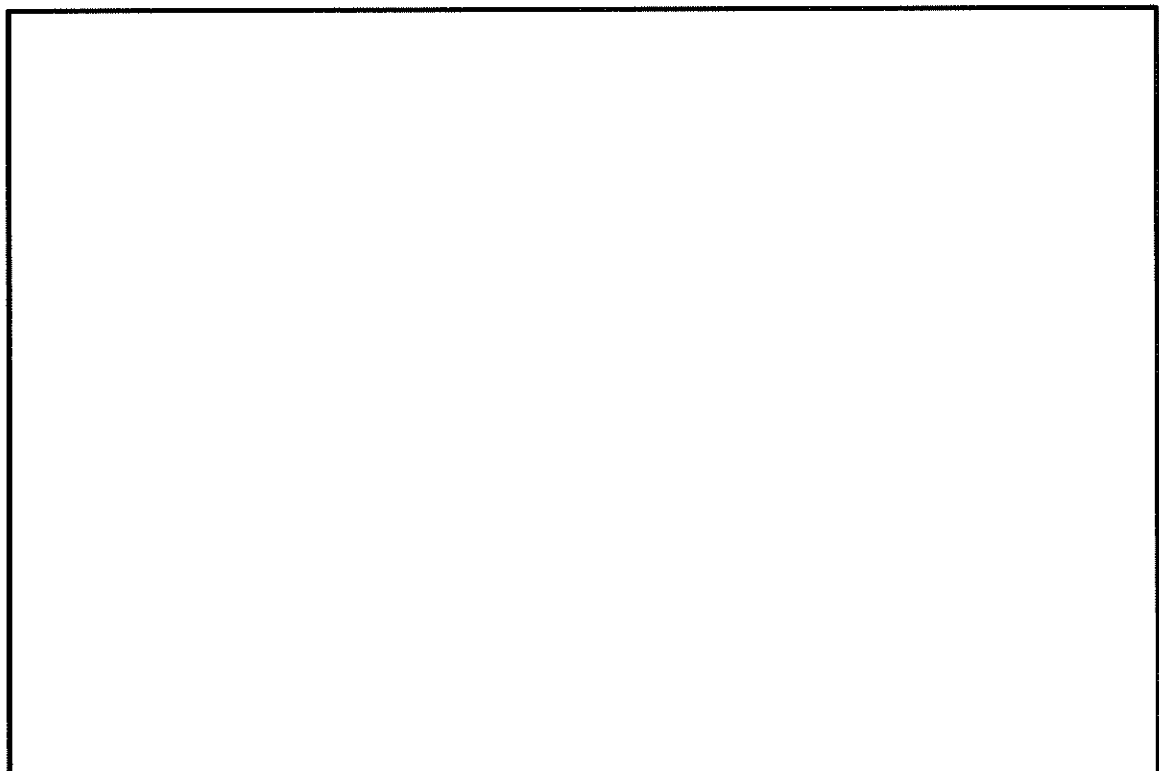


図 13.5-4 (16) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H+, V+])
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

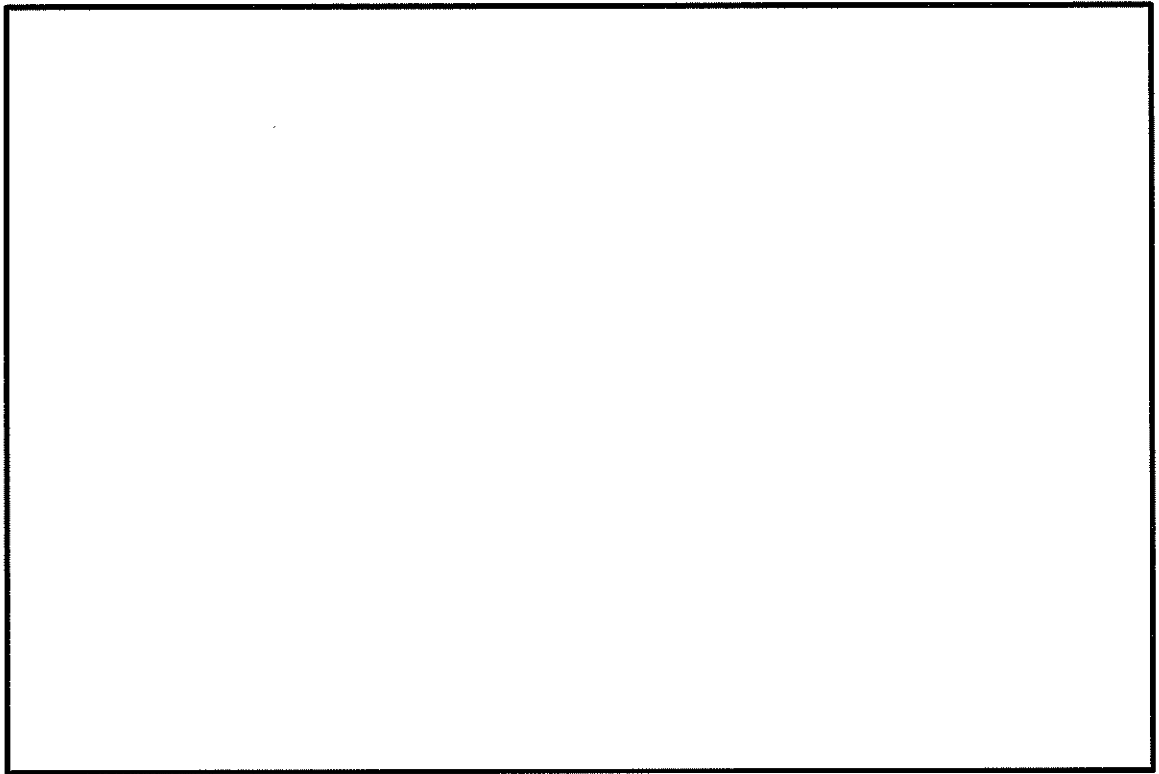


図 13.5-4 (17) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

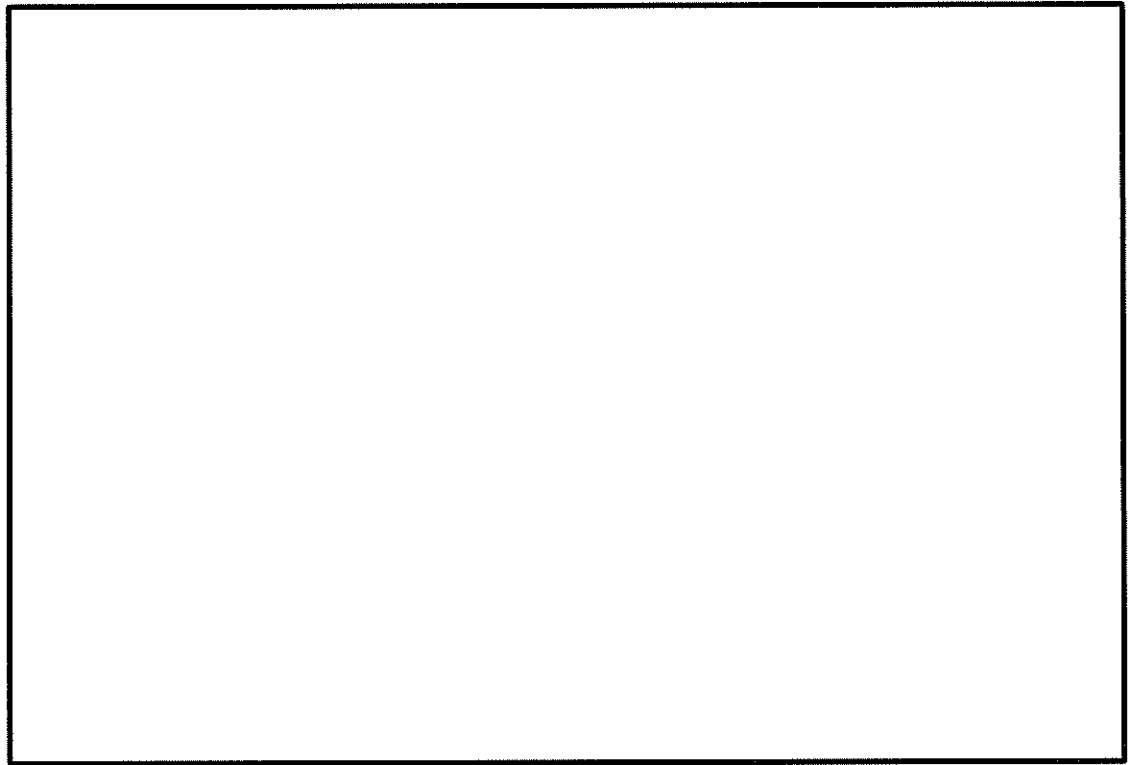


図 13.5-5 (1) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_v - D1 [H+, V+]$)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

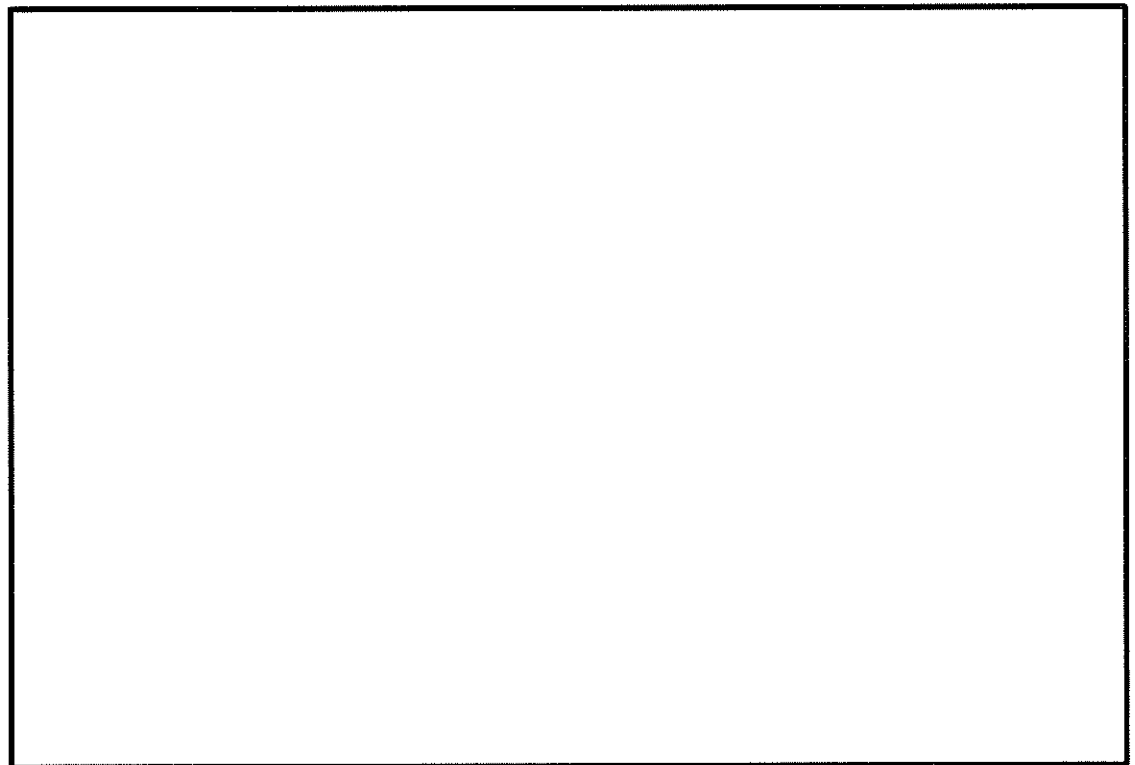


図 13.5-5 (2) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_v - D1 [H+, V-]$)
 (検討ケース②: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

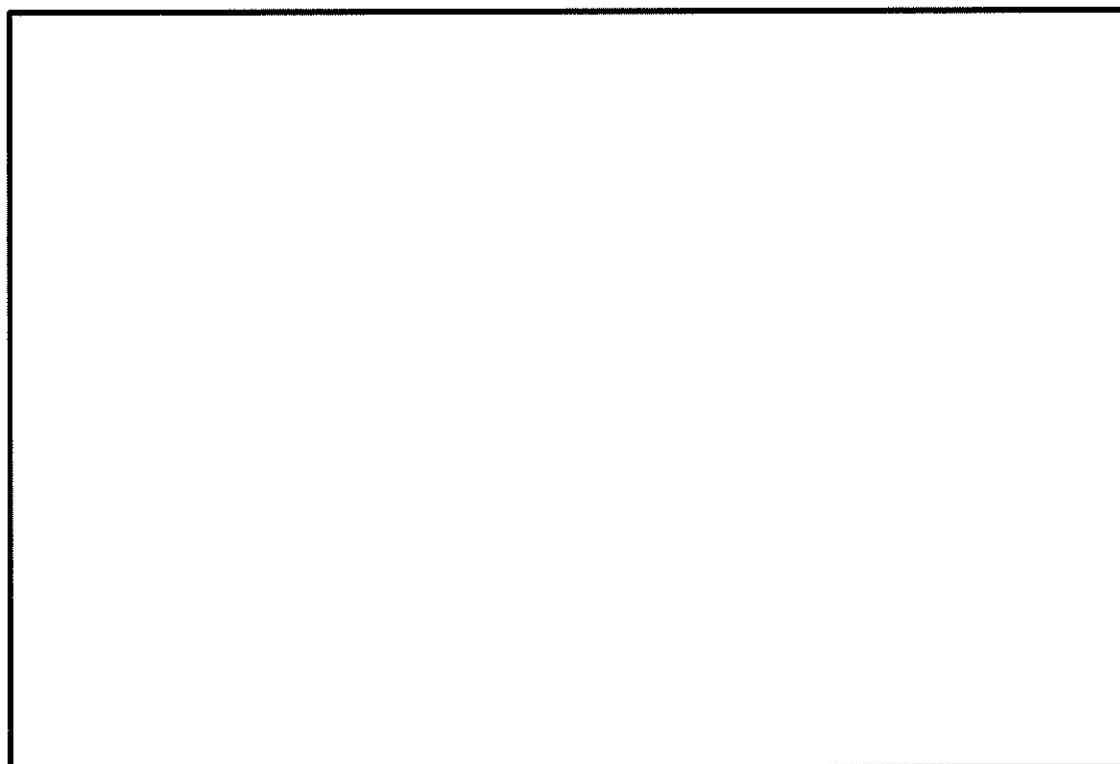


図 13.5-5 (3) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_v - D1$ [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

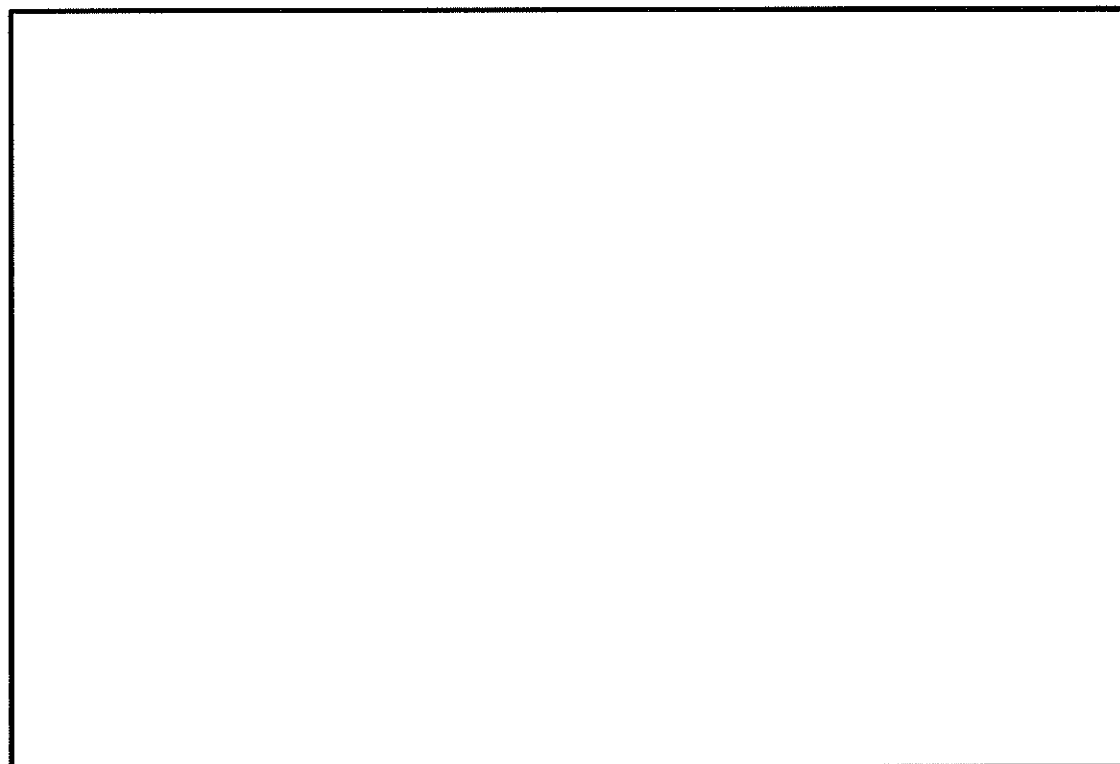


図 13.5-5 (4) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_v - D1$ [H-, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

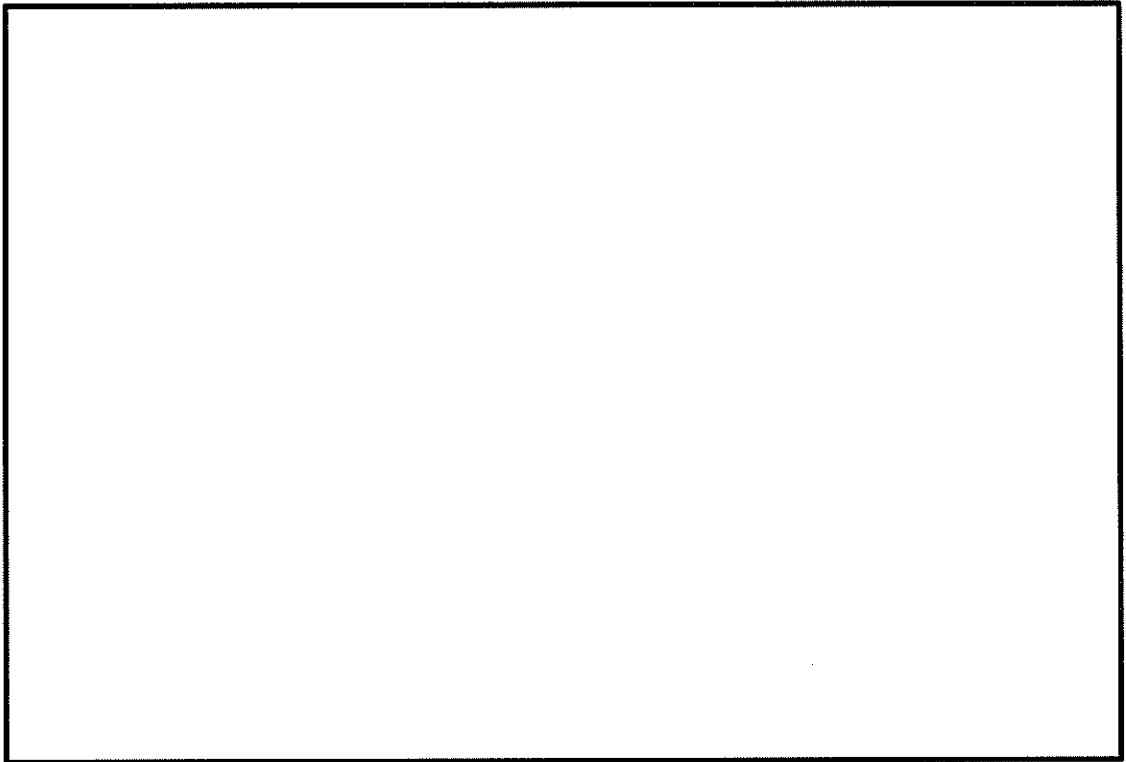


図 13.5-5 (5) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1.1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

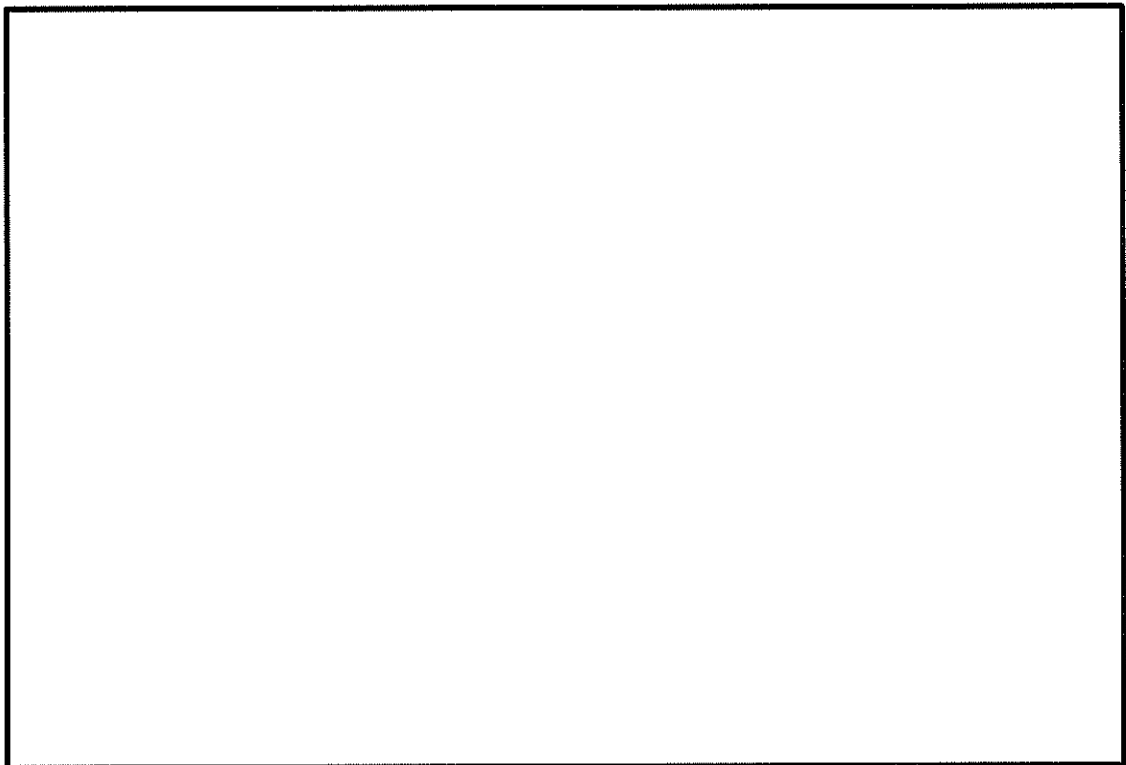


図 13.5-5 (6) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1.2$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

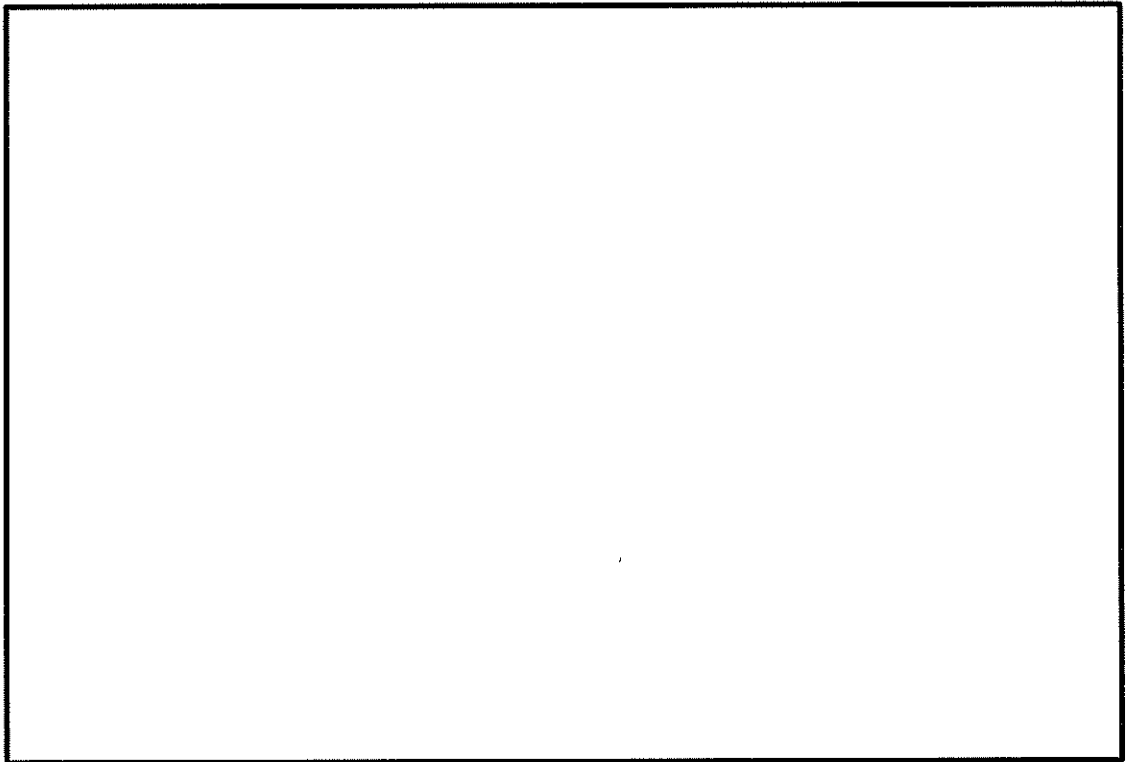


図 13.5-5 (7) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 (S_s-13)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

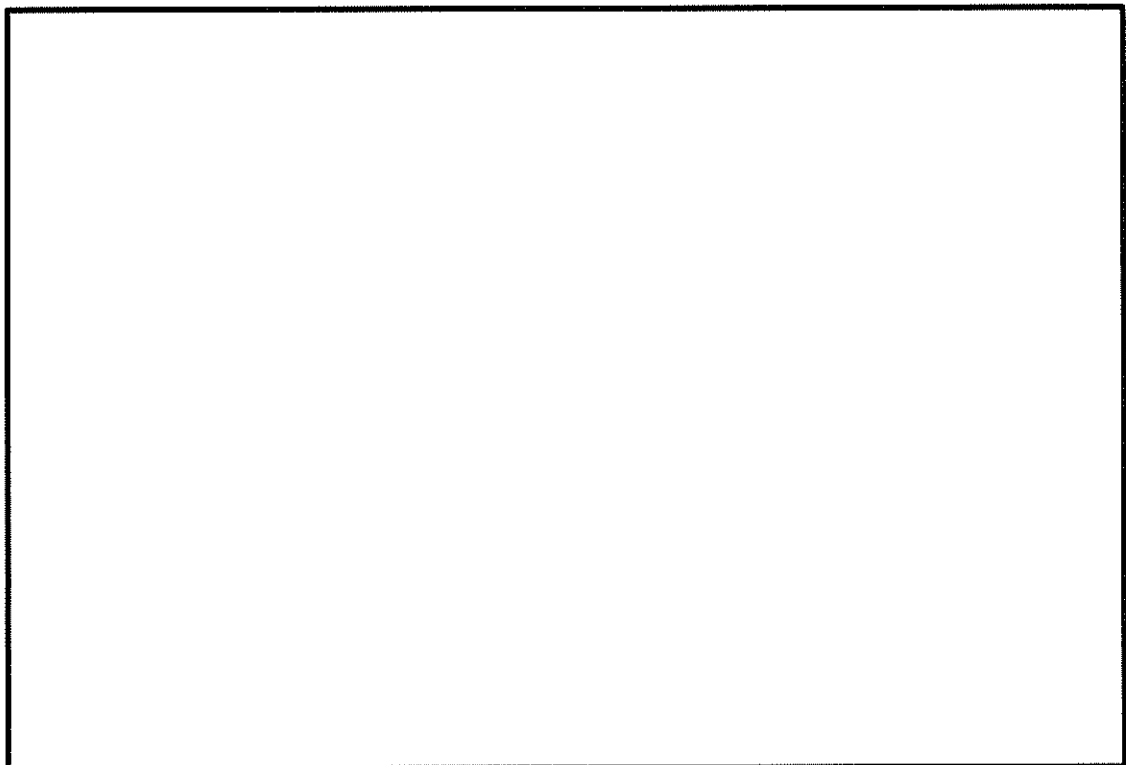


図 13.5-5 (8) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 (S_s-14)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

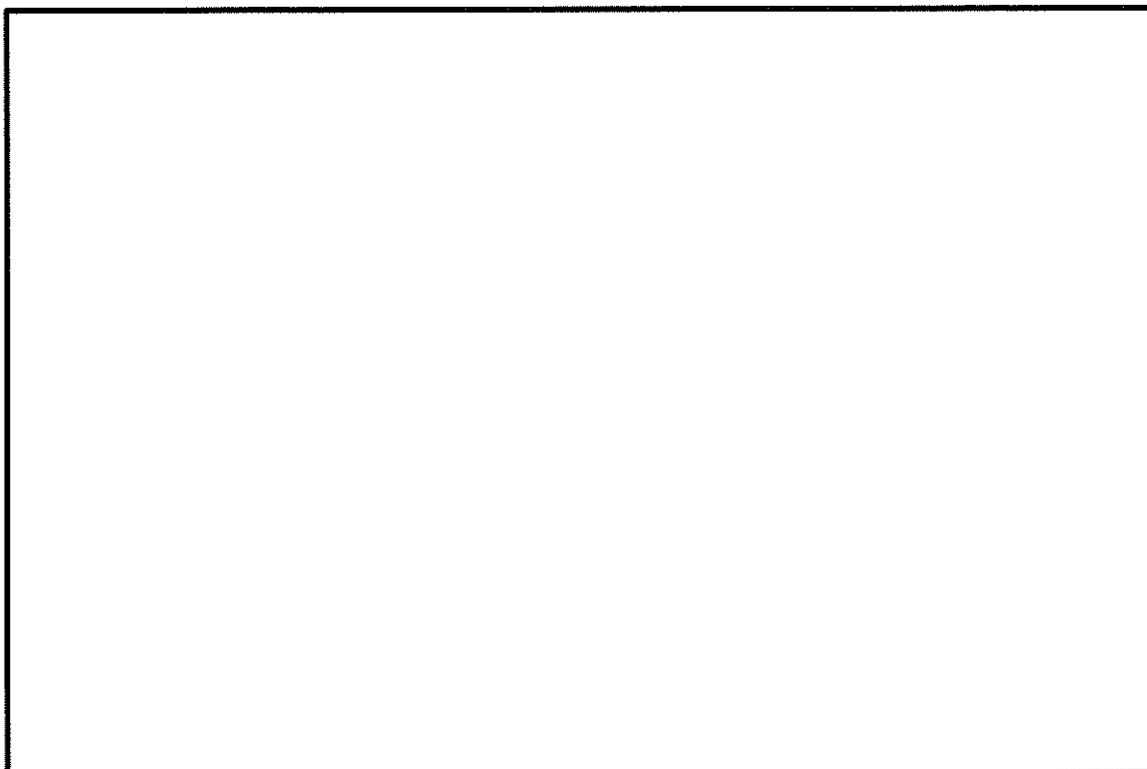


図 13.5-5 (9) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

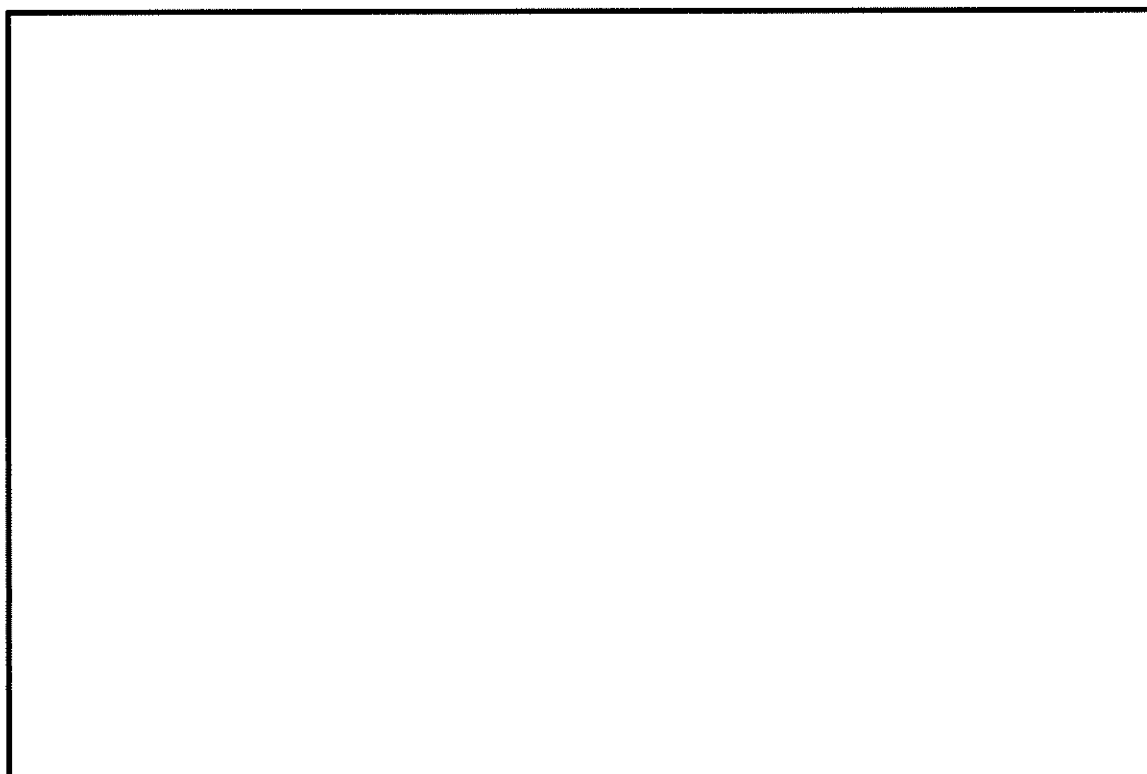


図 13.5-5 (10) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 2$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

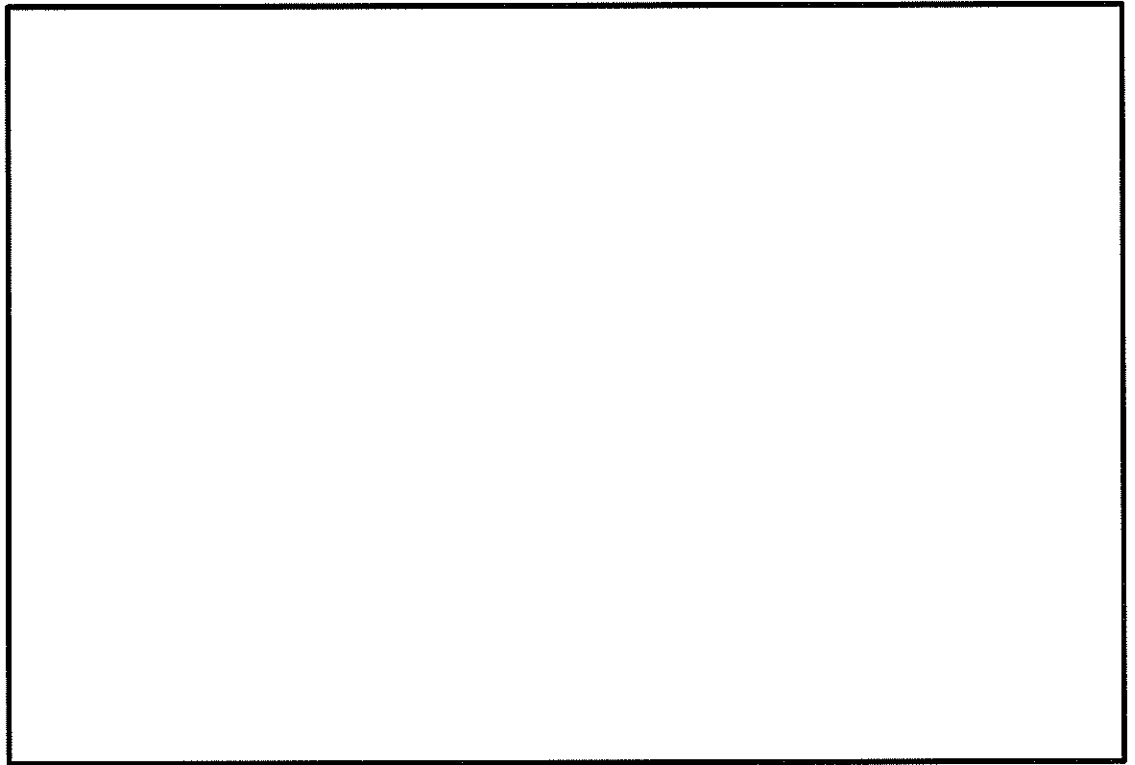


図 13.5-5 (11) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_v - 3.1 [H+, V+]$)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

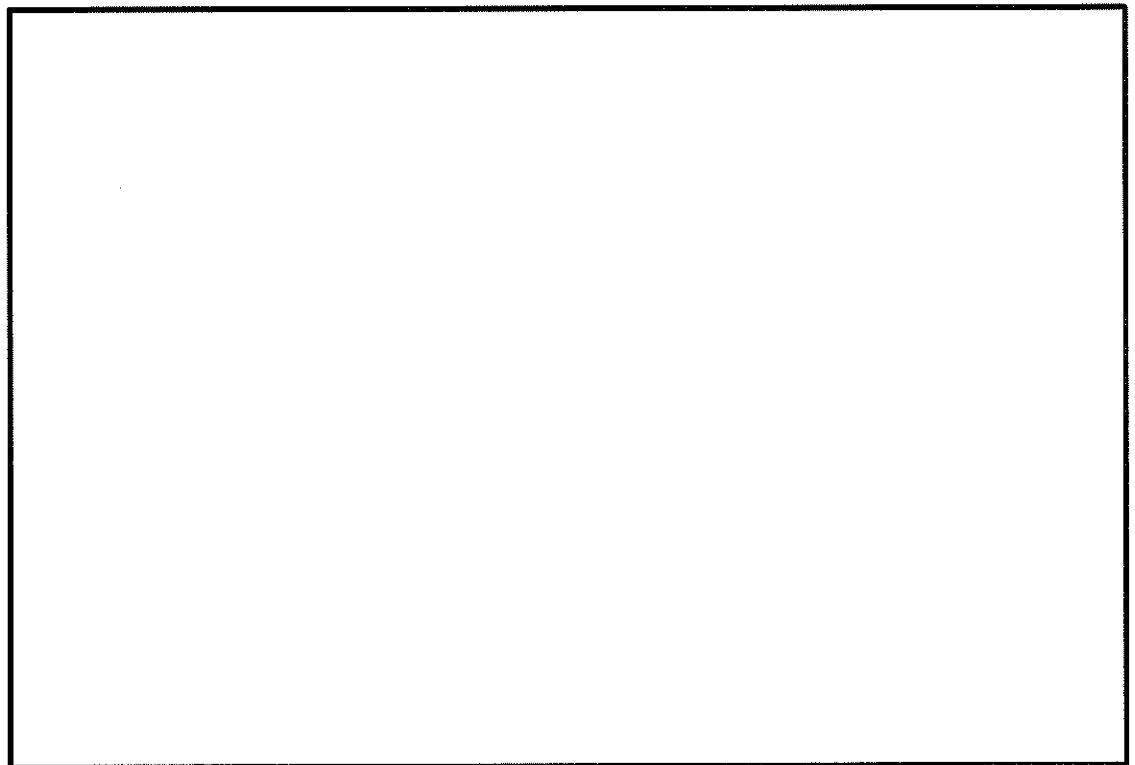


図 13.5-5 (12) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_v - 3.1 [H-, V+]$)
 (検討ケース②: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

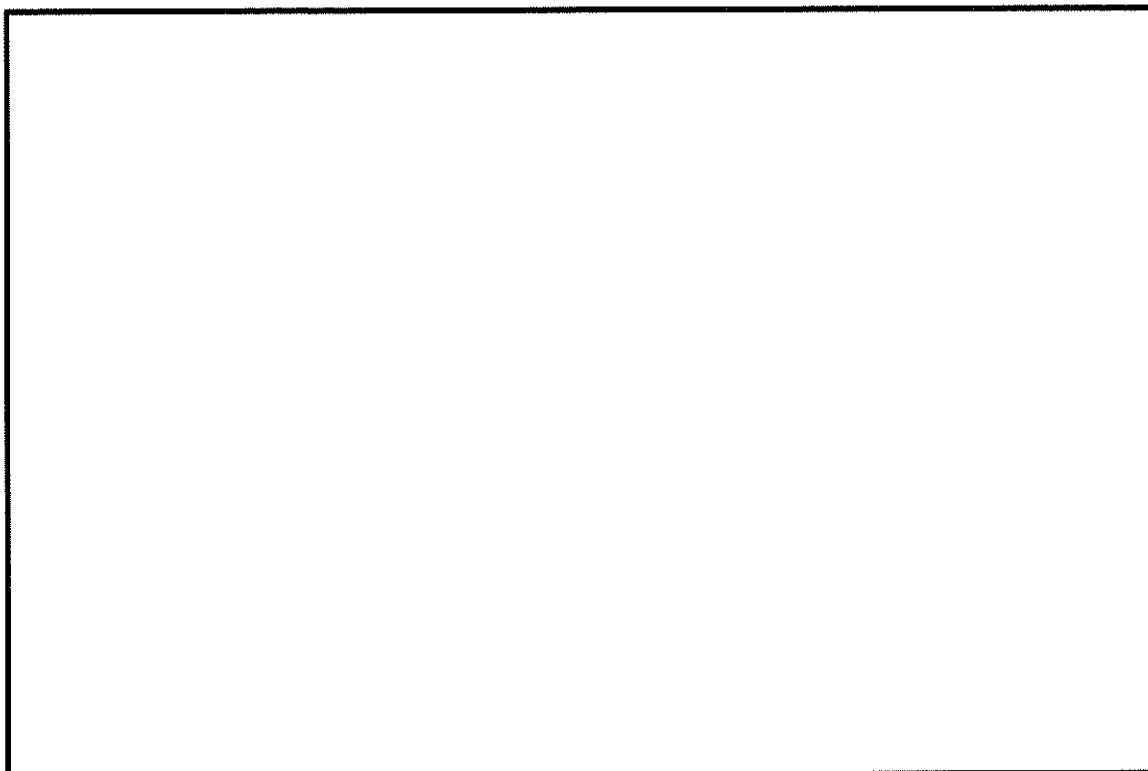


図 13.5-5 (13) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

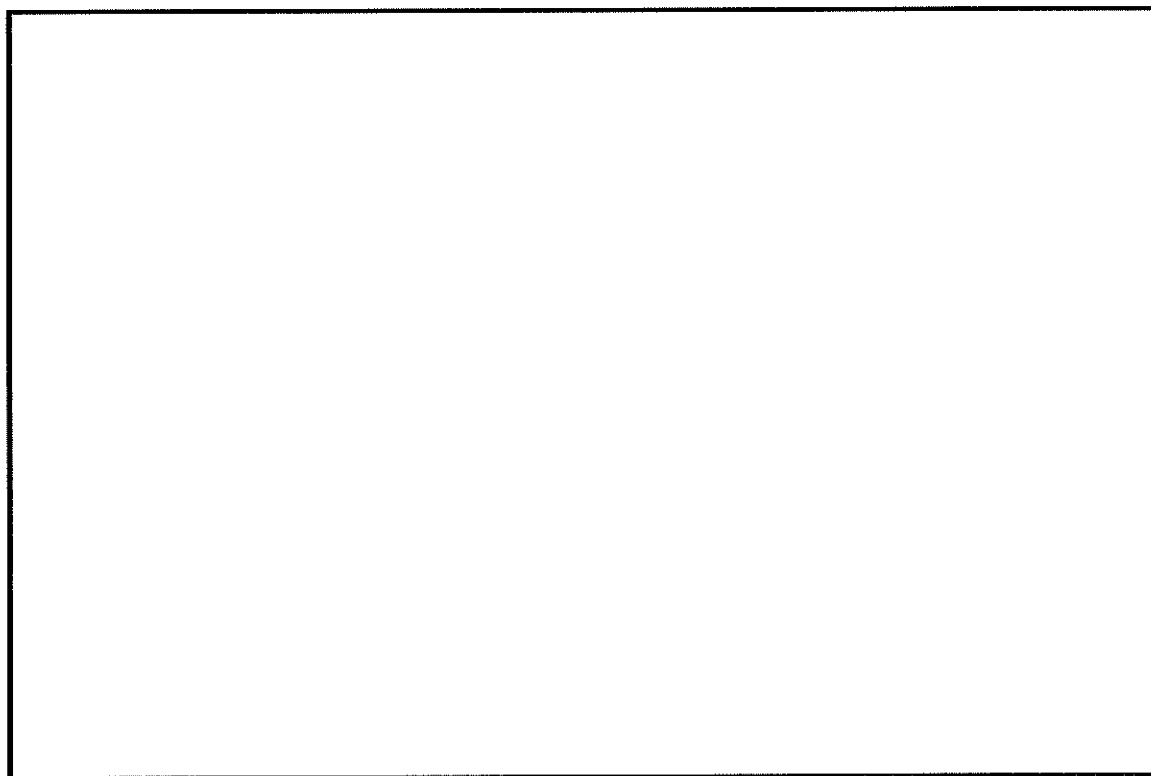


図 13.5-5 (14) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

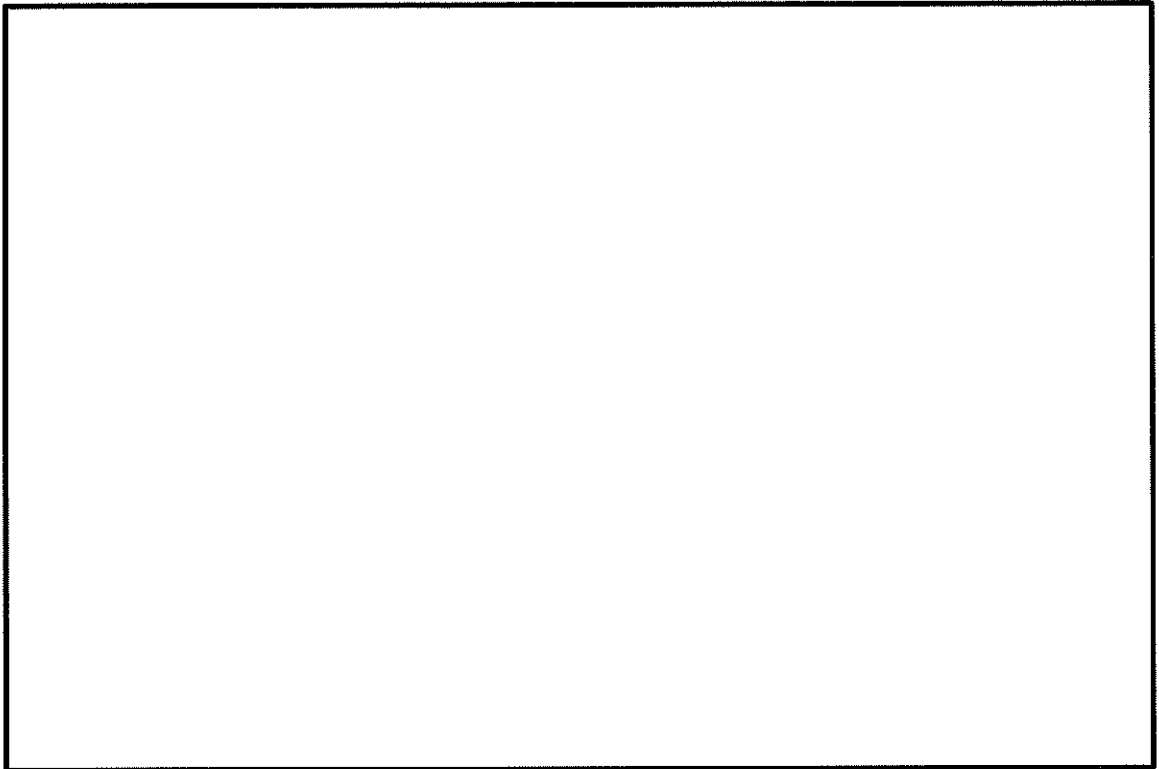


図 13.5-5 (15) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_v - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

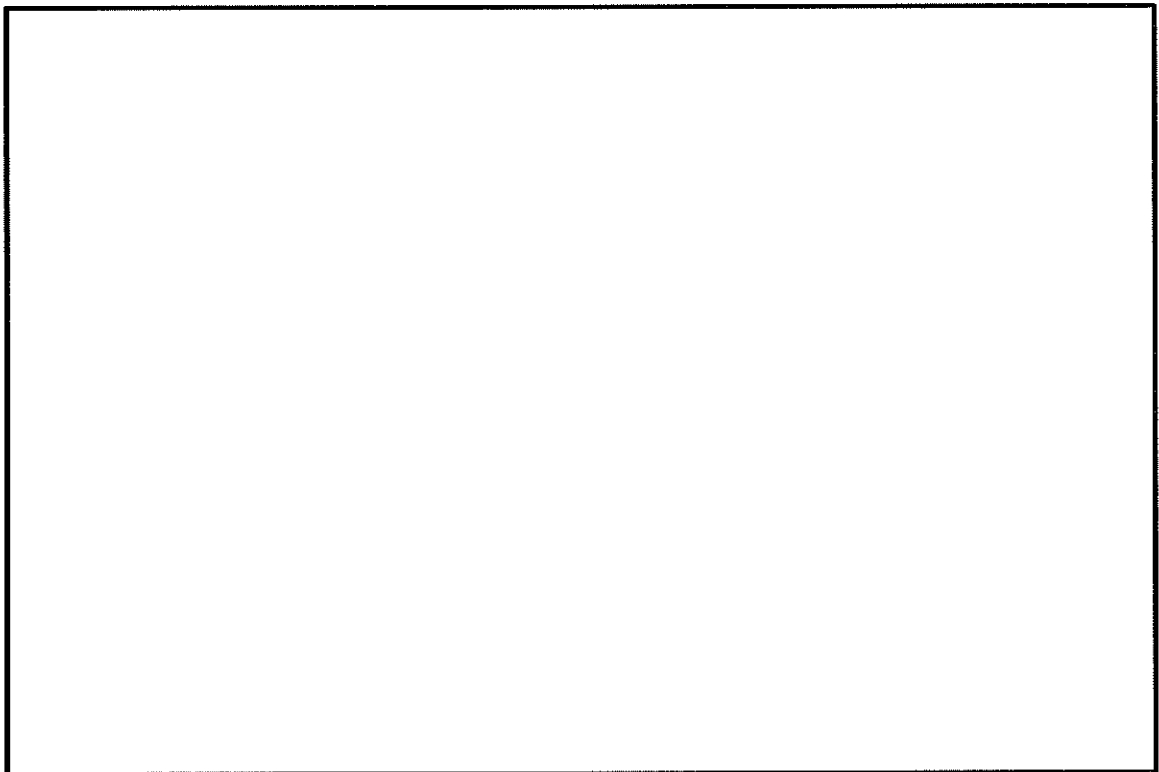


図 13.5-5 (16) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_v - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

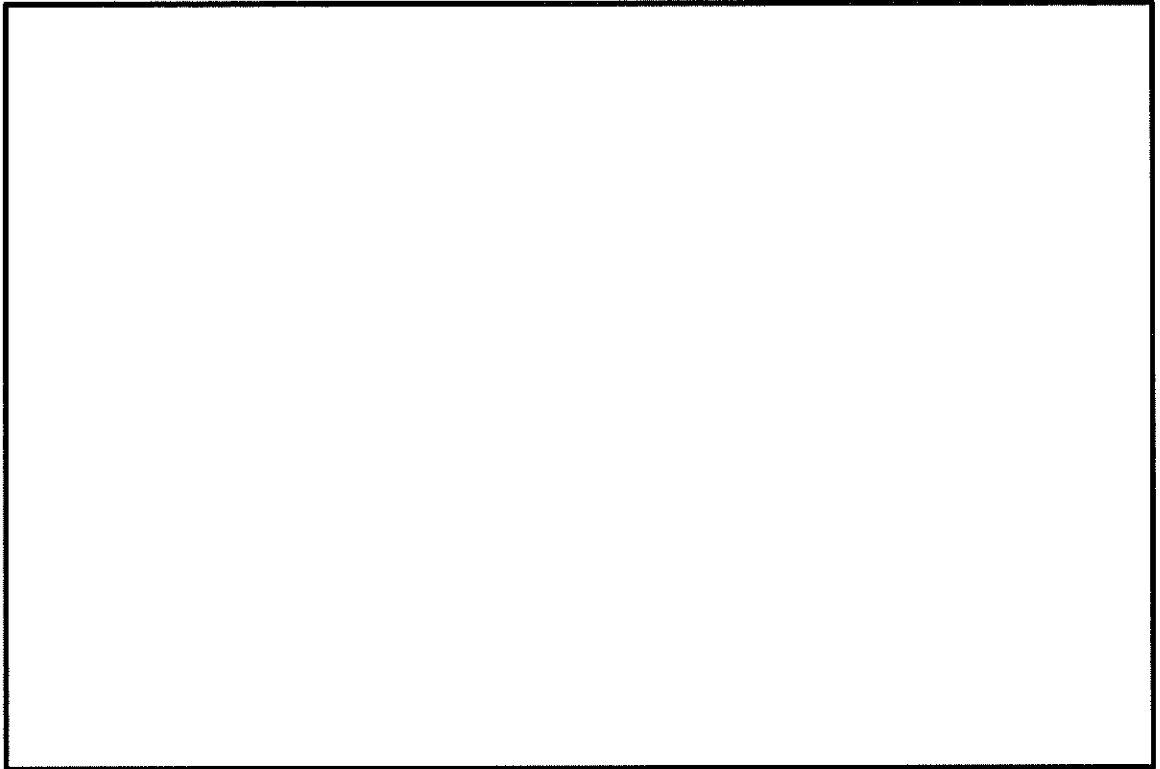


図 13.5-5 (17) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

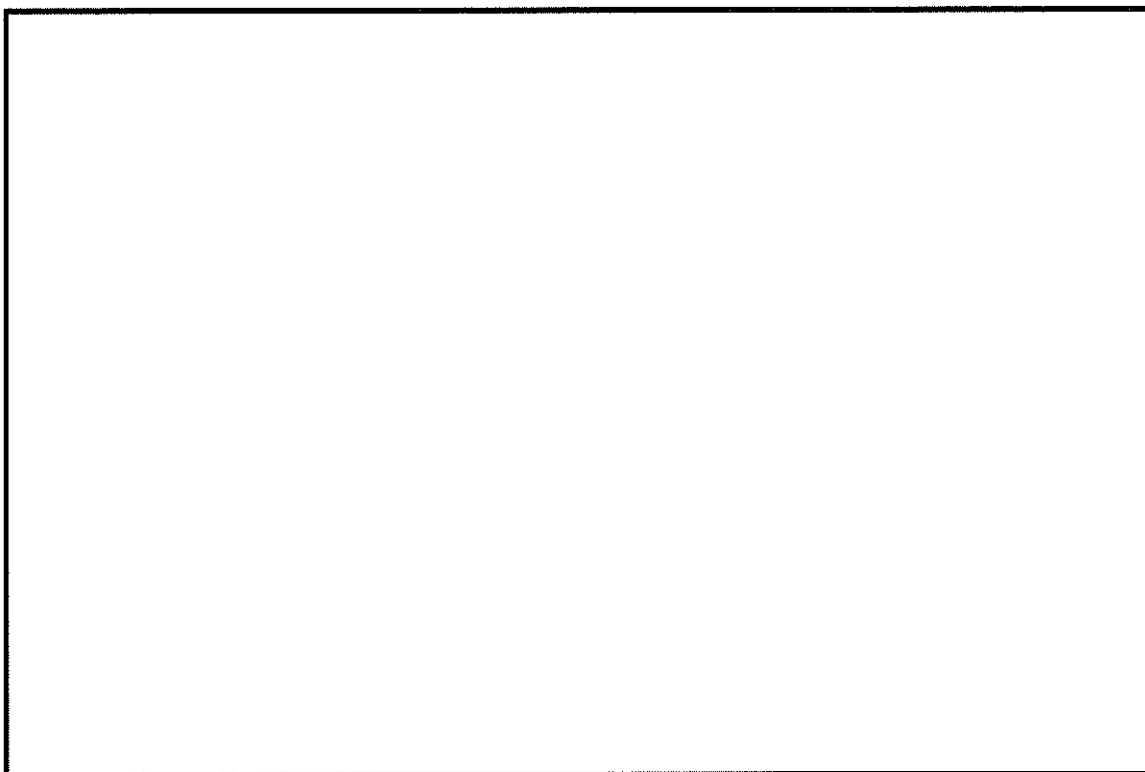


図 13.5-6 (1) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s -D 1 [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

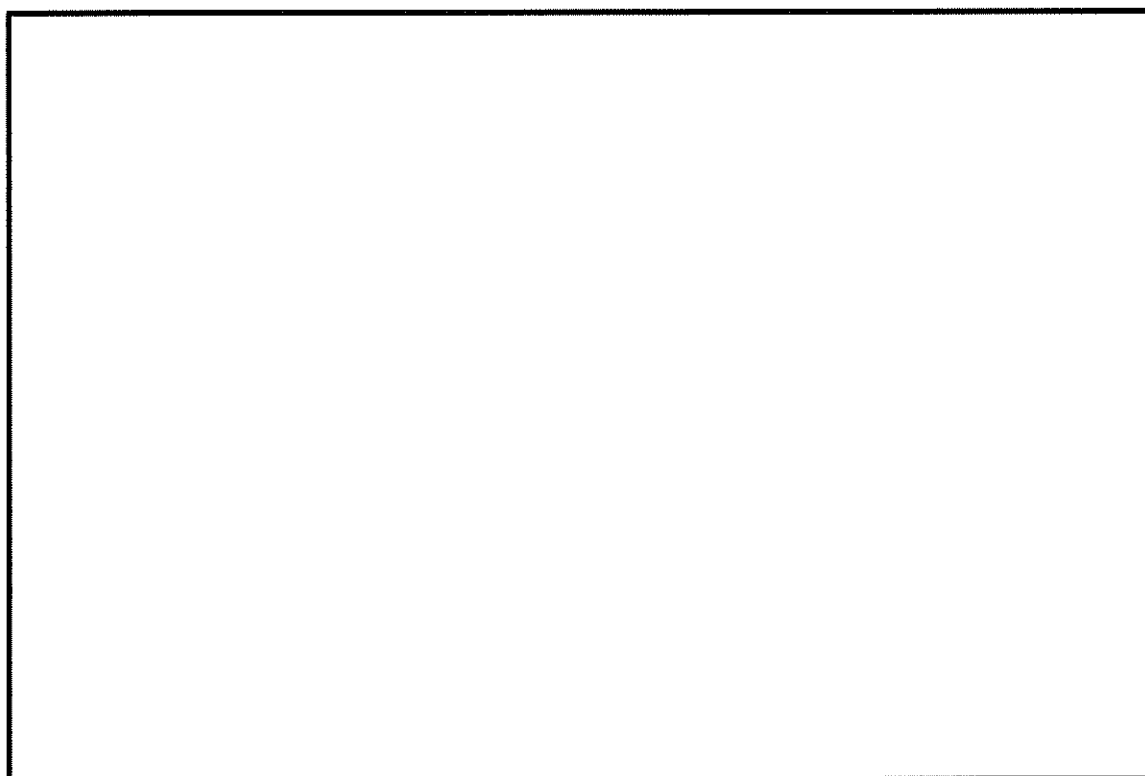


図 13.5-6 (2) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s -D 1 [H+, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

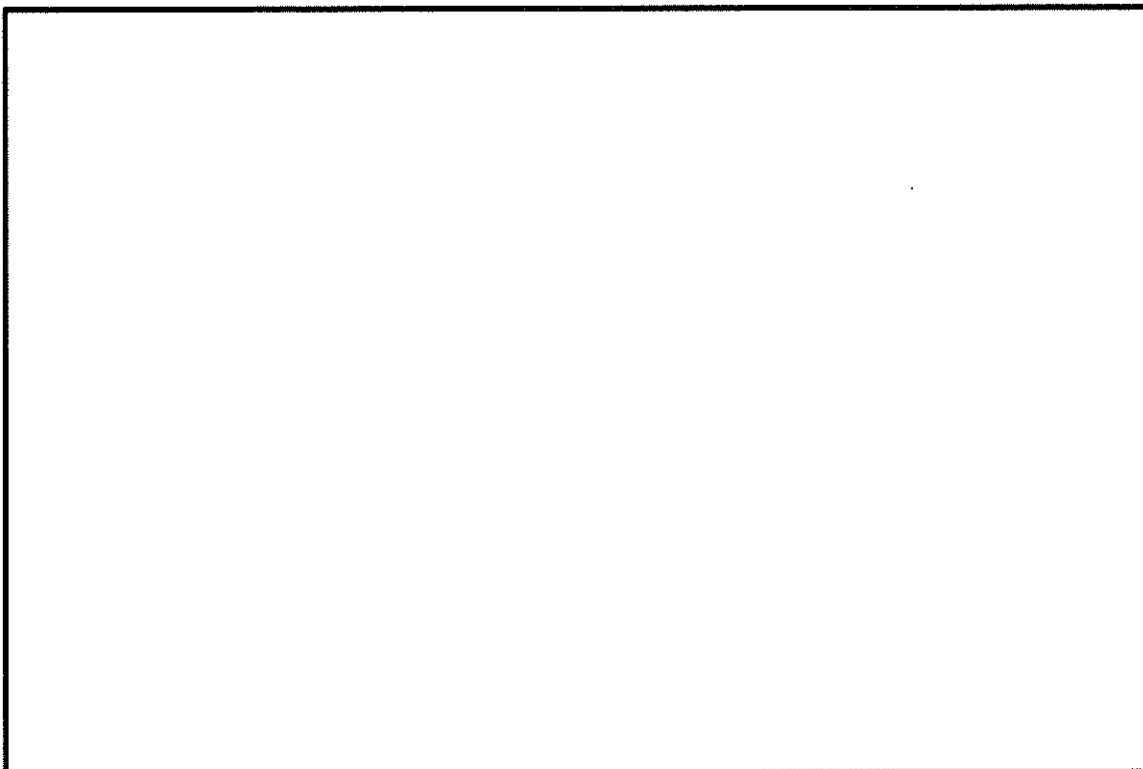


図 13.5-6 (3) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_{\text{e}}-D1$ [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

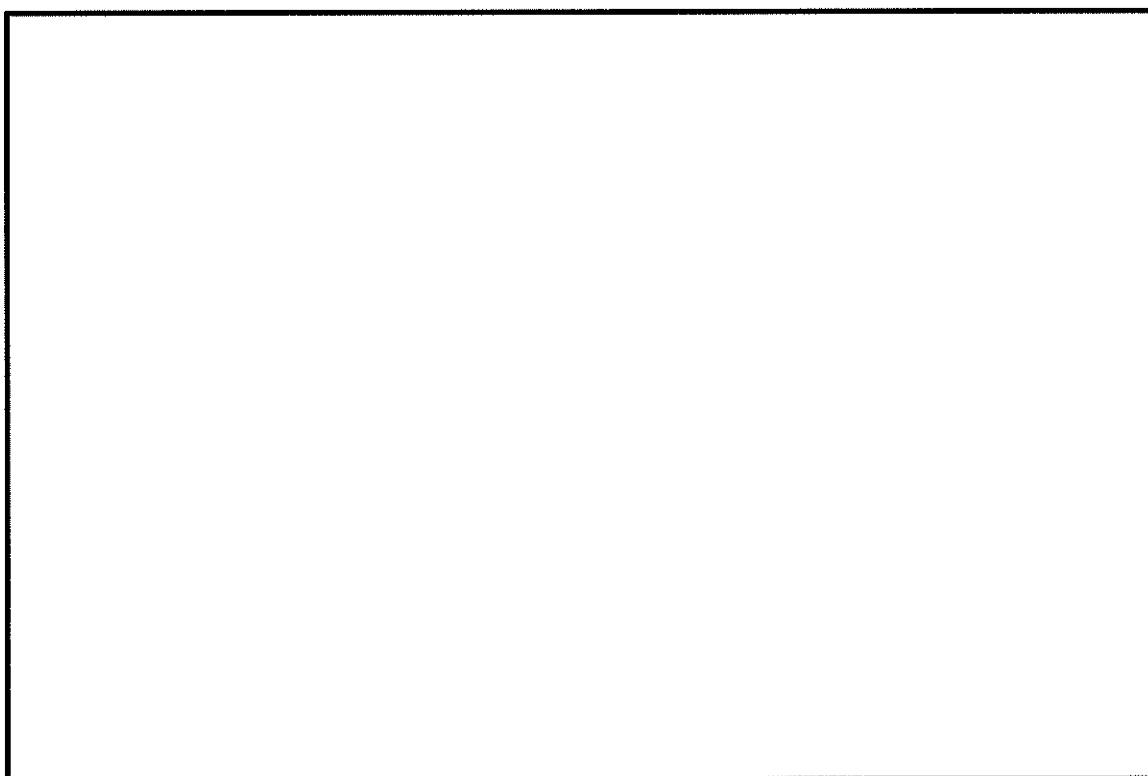


図 13.5-6 (4) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_{\text{e}}-D1$ [H-, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

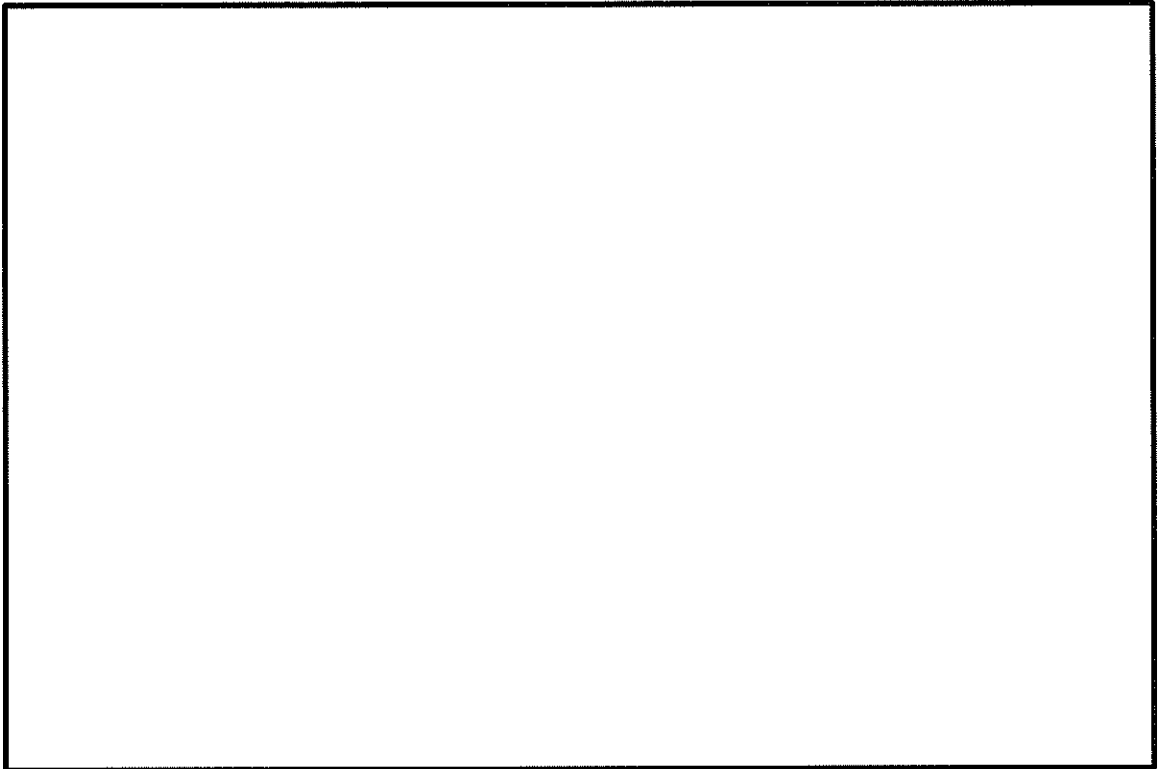


図 13.5-6 (5) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_h-1 1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

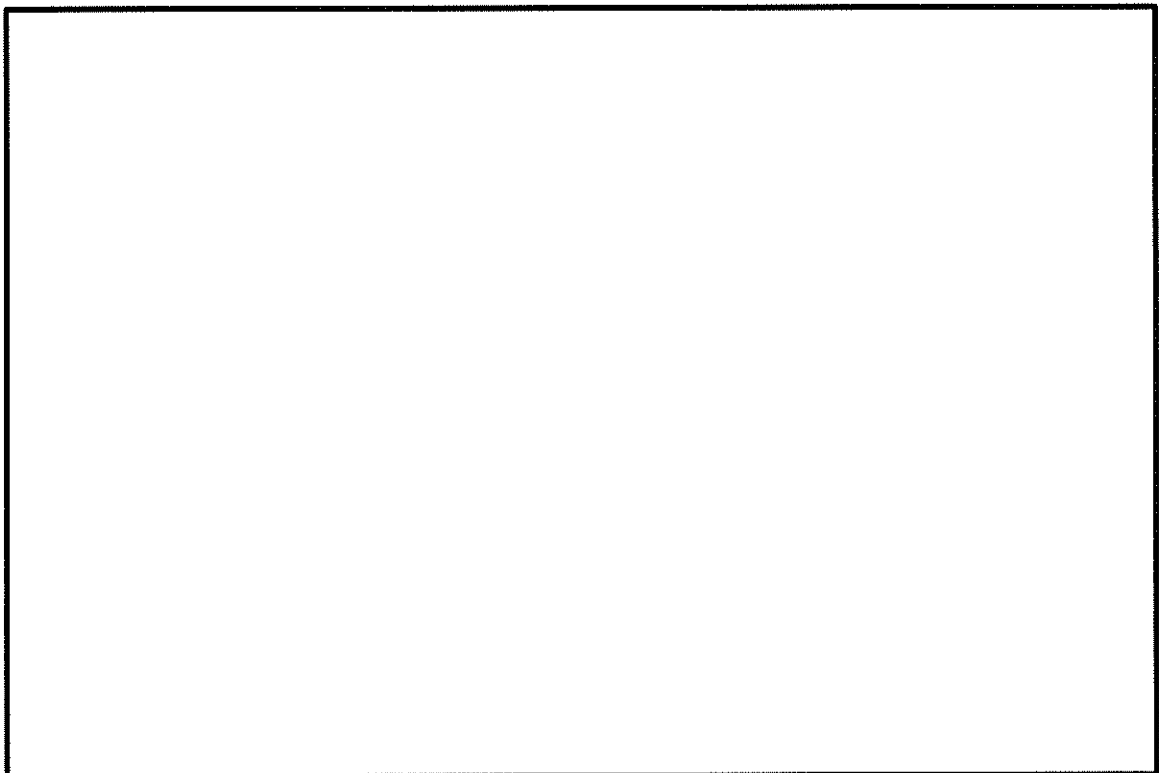


図 13.5-6 (6) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_h-1 2$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

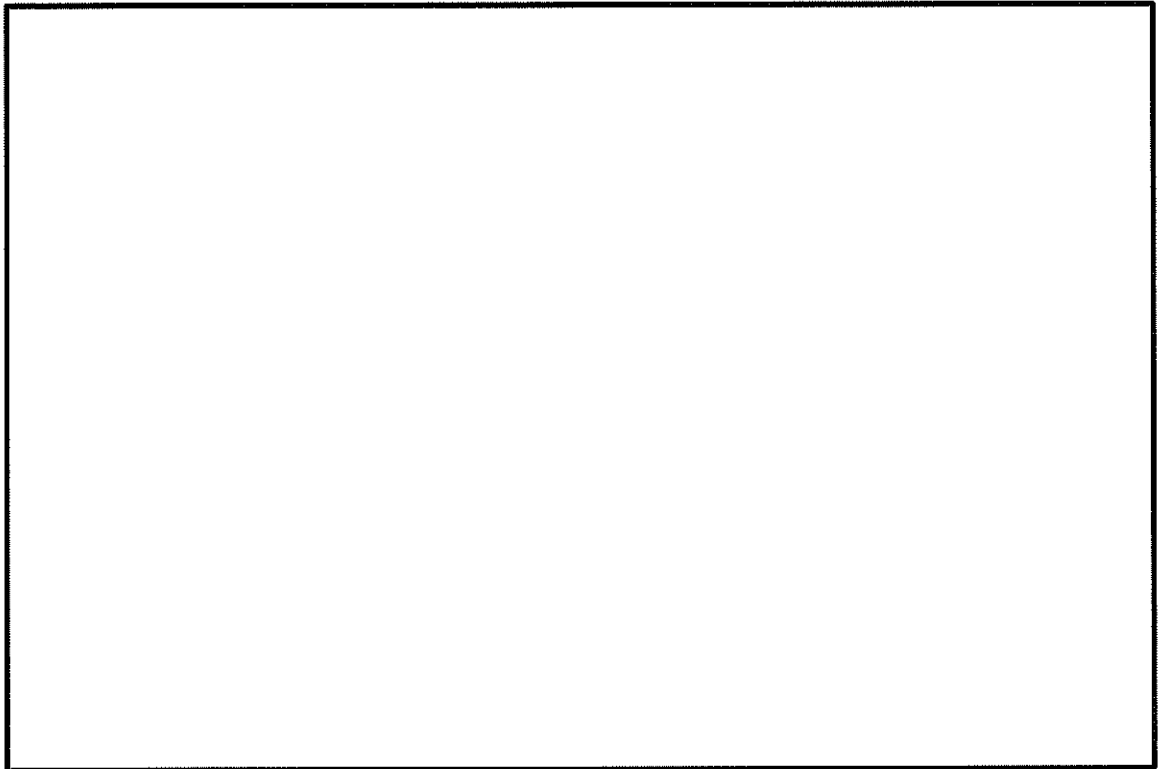


図 13.5-6 (7) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-13)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

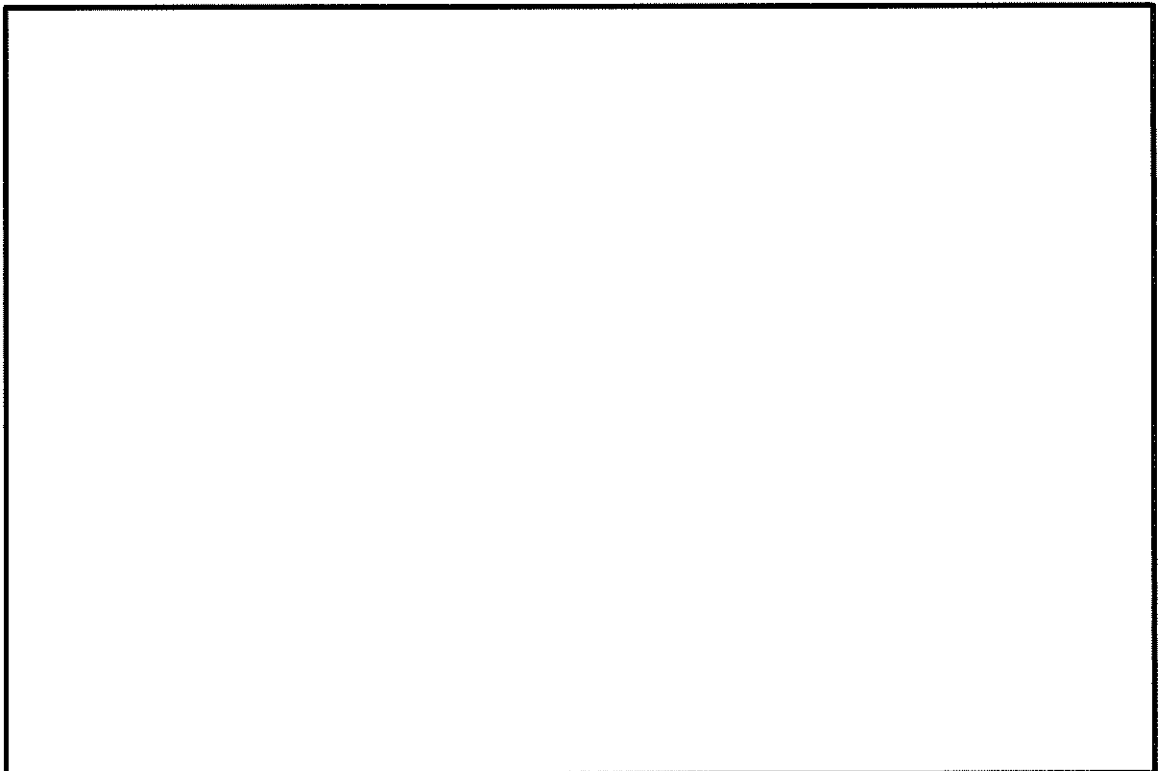


図 13.5-6 (8) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-14)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

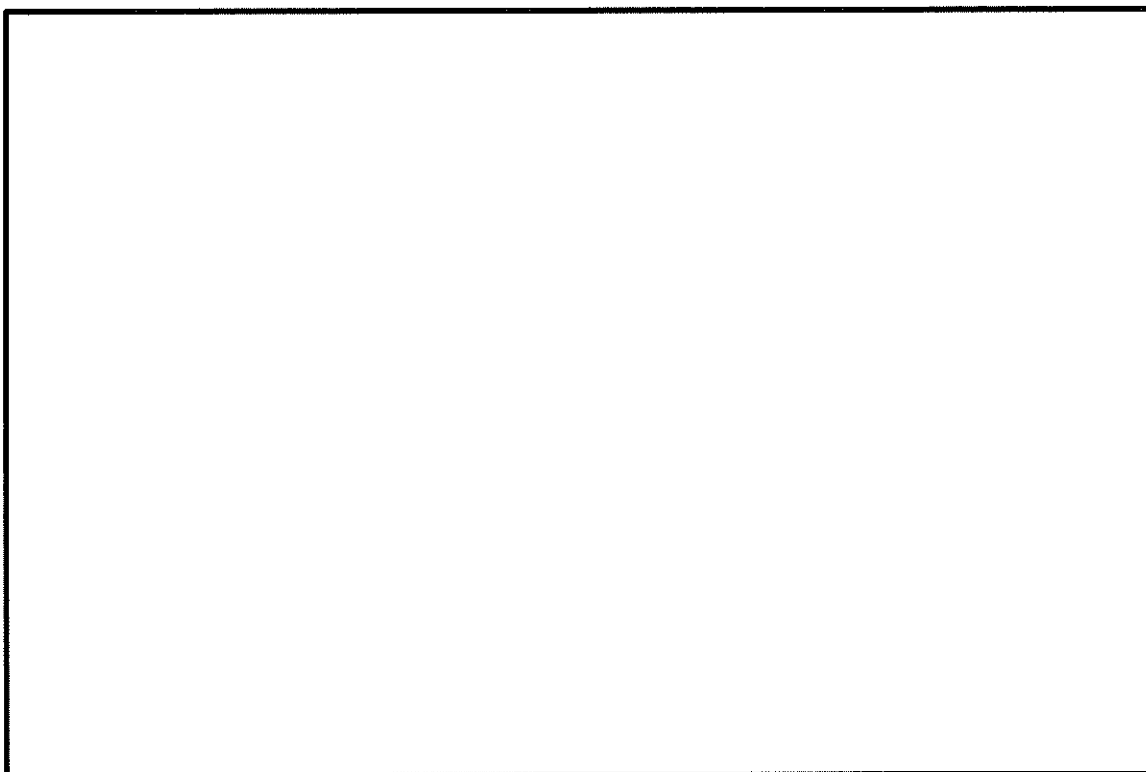


図 13.5-6 (9) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_g-2 1)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

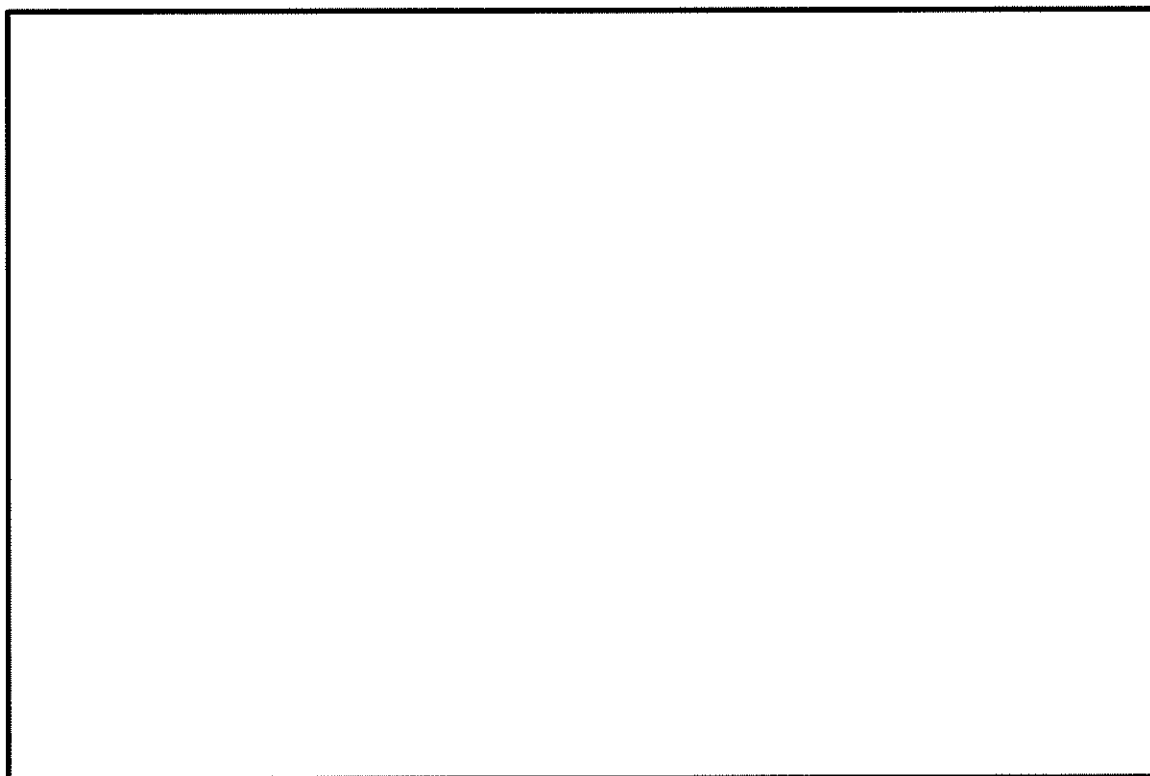


図 13.5-6 (10) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_g-2 2)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

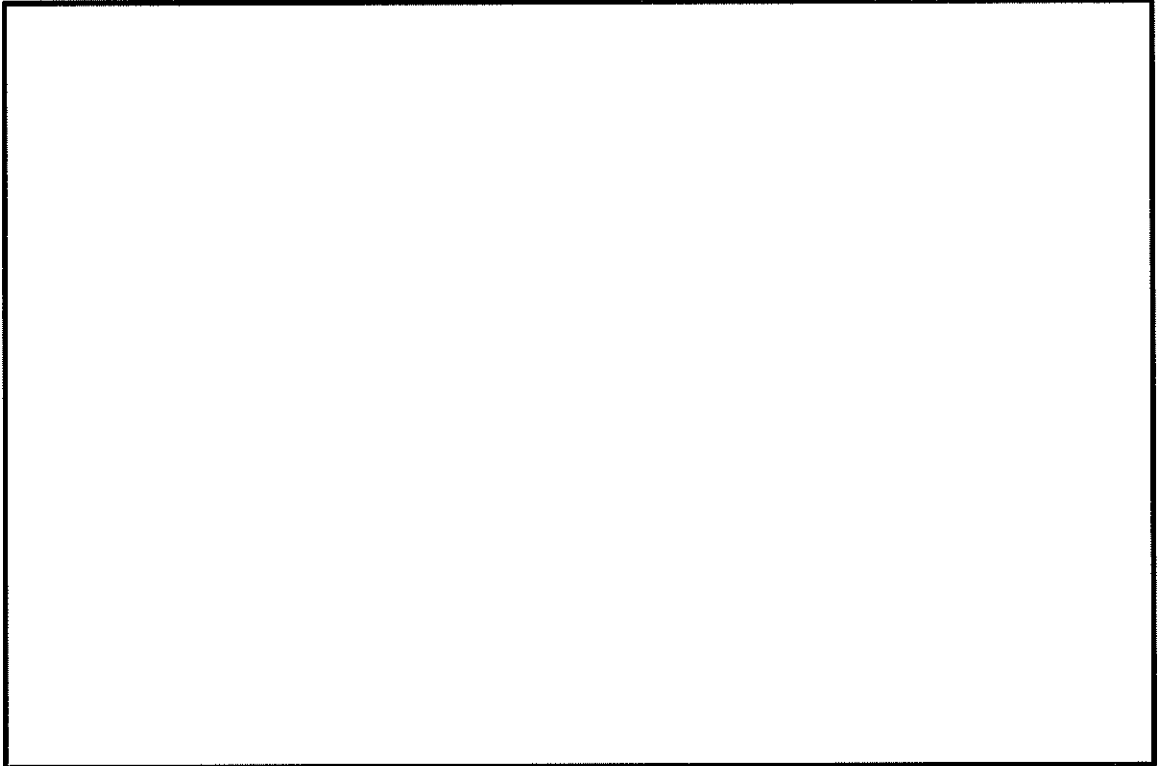


図 13.5-6 (11) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s-3 1$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

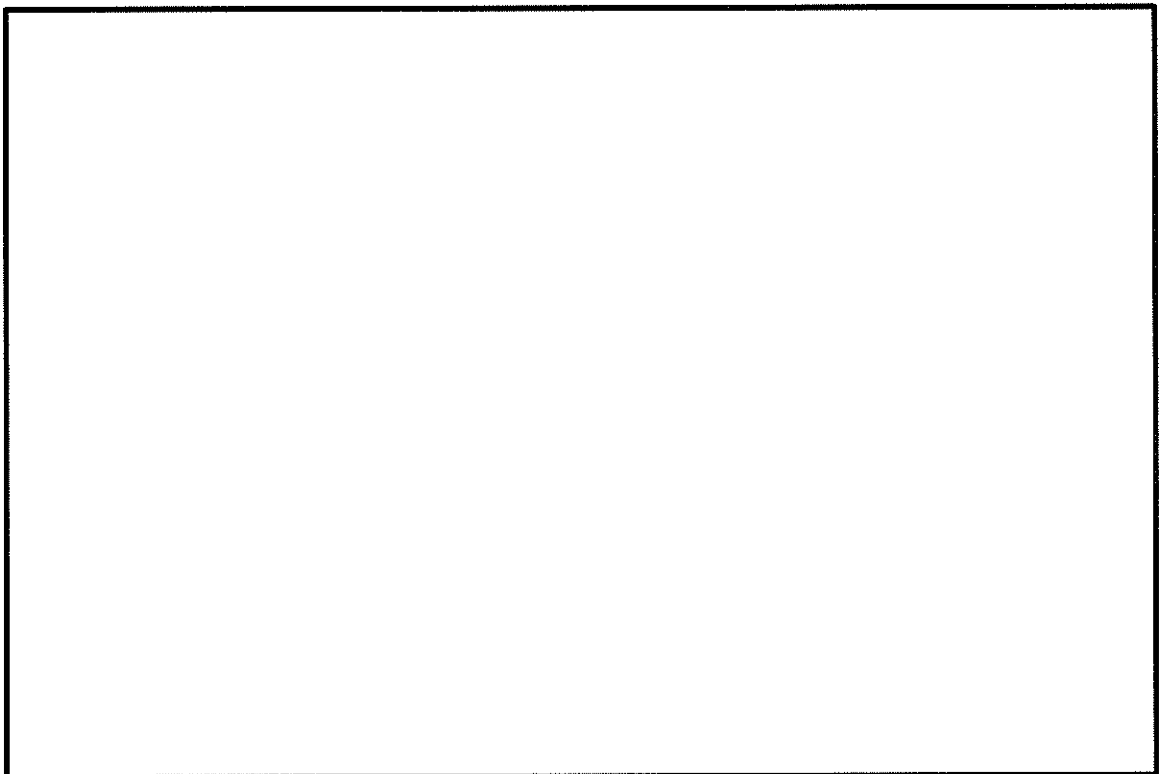


図 13.5-6 (12) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s-3 1$ [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

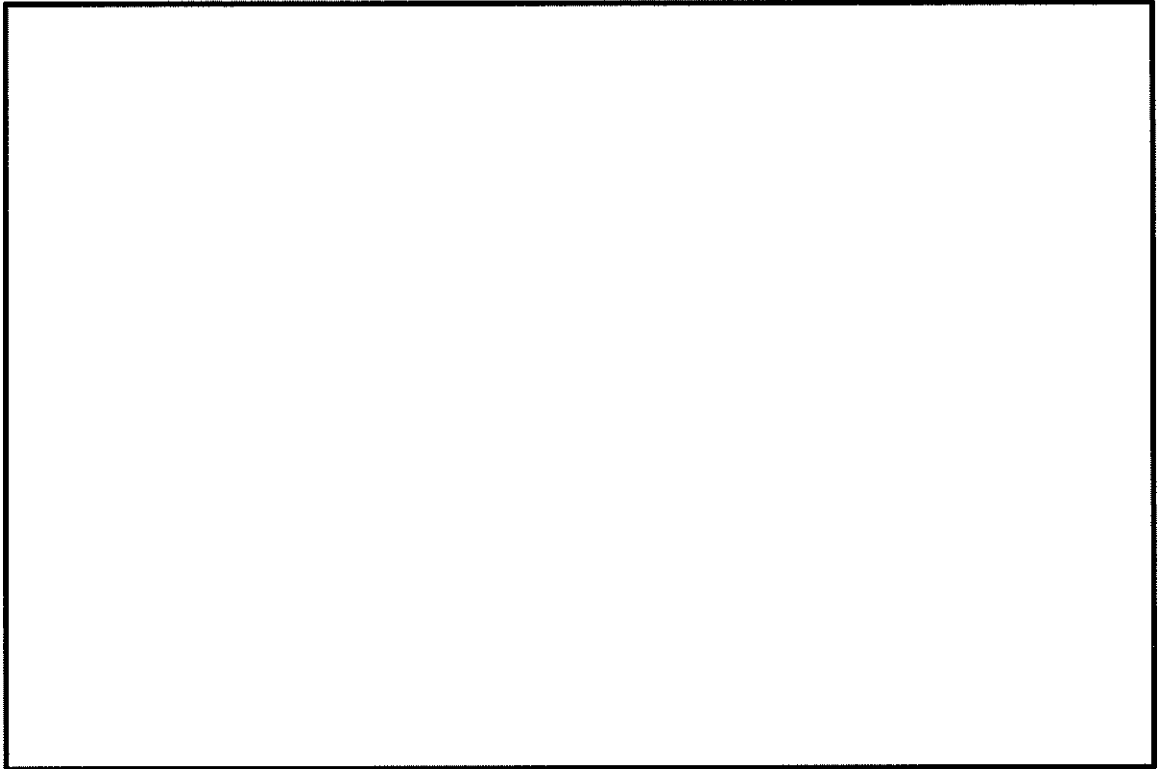


図 13.5-6 (13) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H+, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

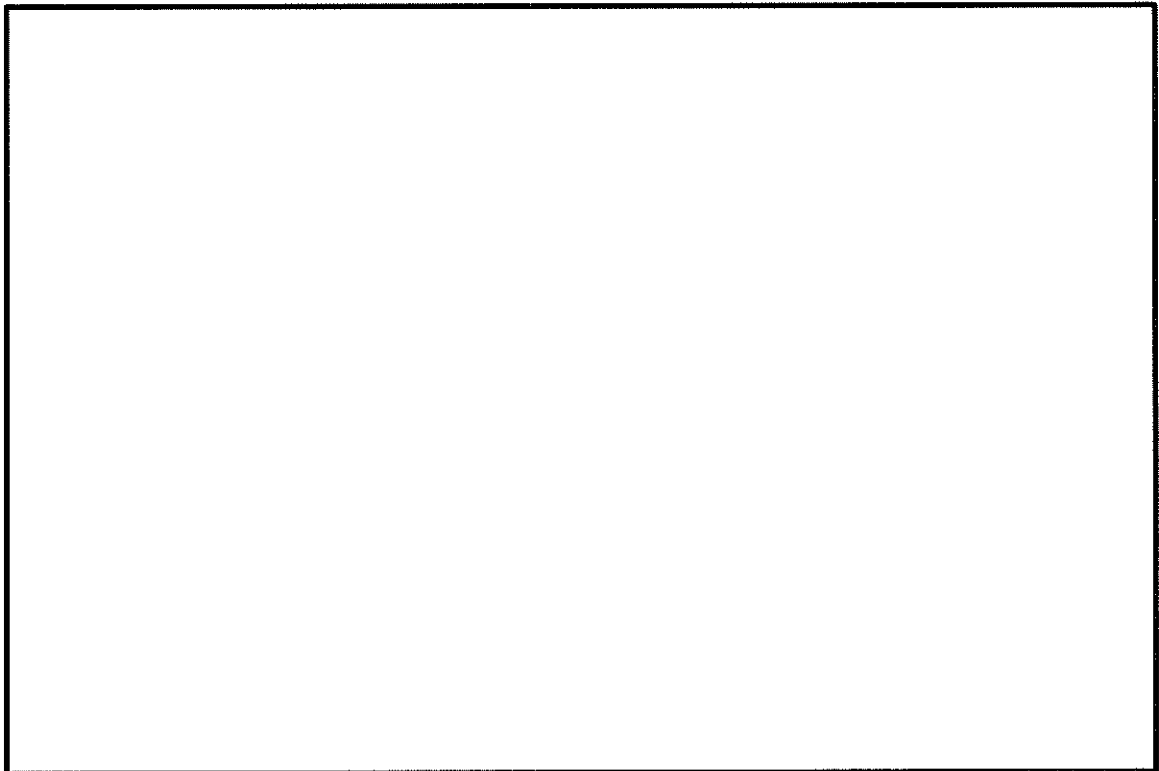


図 13.5-6 (14) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

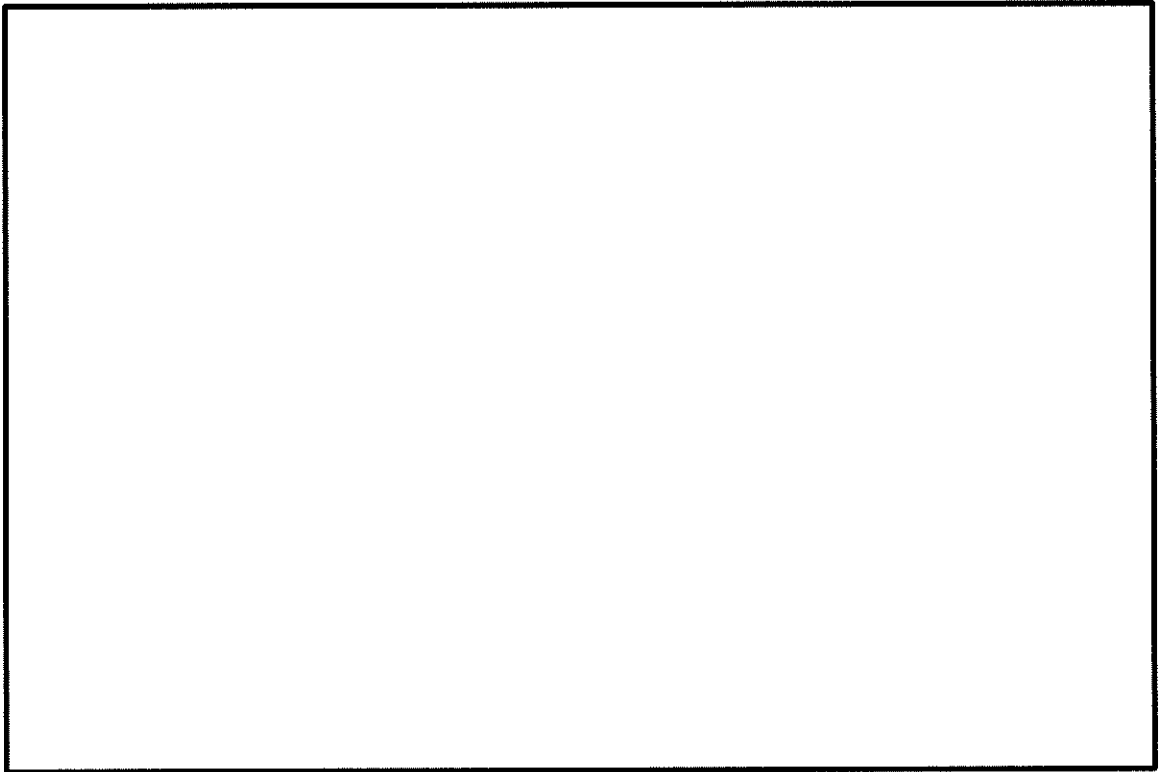


図 13.5-6 (15) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_g-31 [H+, V+])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

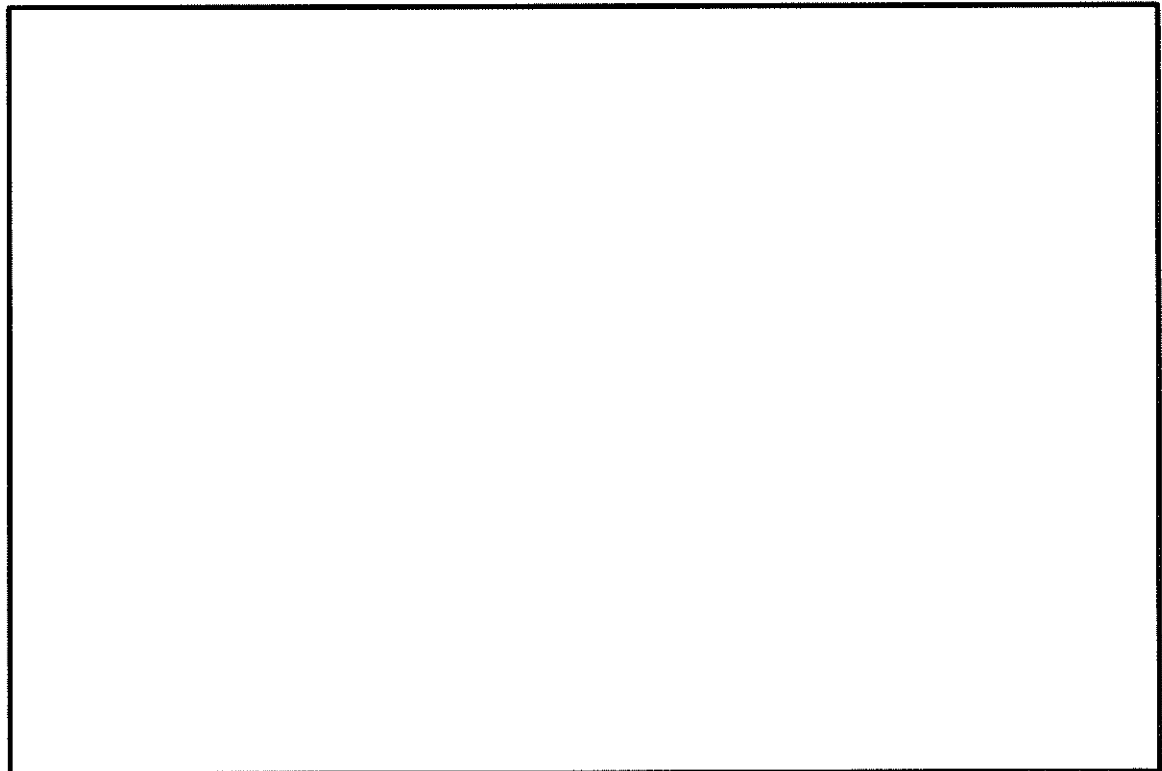


図 13.5-6 (16) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_g-31 [H+, V+])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

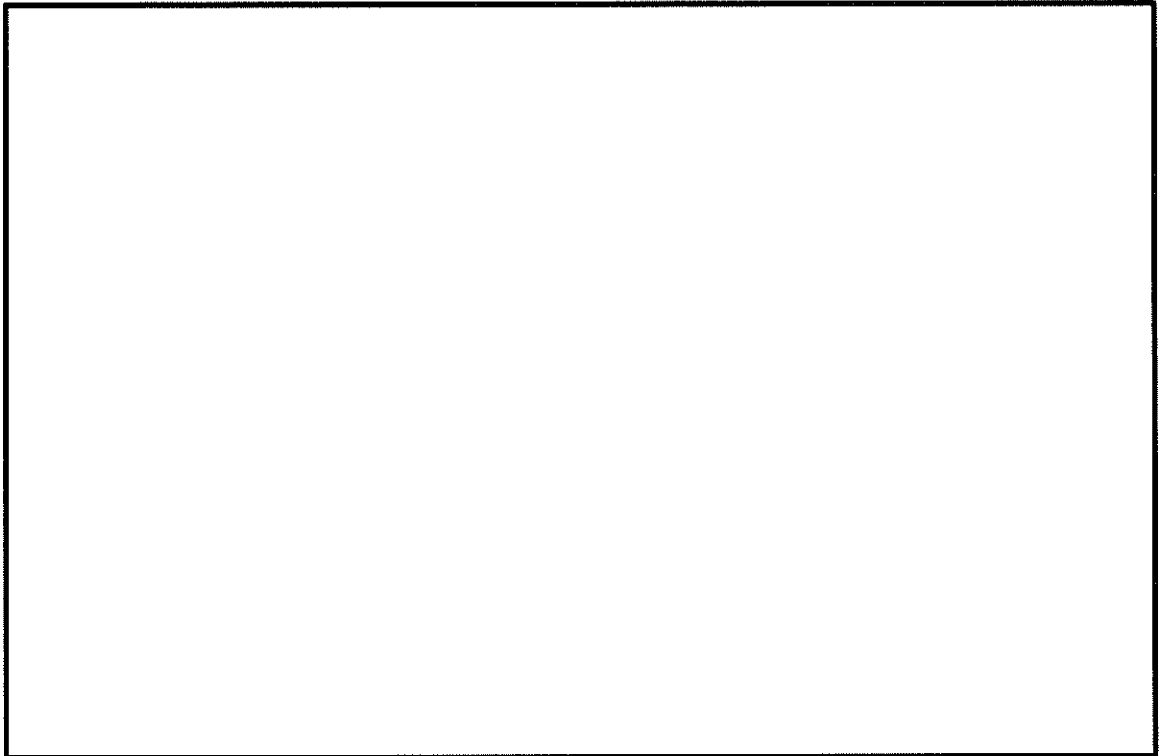


図 13.5-6 (17) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s=3.1$ [H+, V+])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

13.5.2 耐震評価結果

(1) 構造部材の横断面方向の曲げ軸力に対する評価結果

鋼材の照査結果を表 13.5-3 に示す。

緊急用海水取水管における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

以上のことから、緊急用海水取水管の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

表 13.5-3 (1) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	位相	板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -D 1	[H+, V+]	11	30	382.5	0.08
	[H+, V-]	11	28	382.5	0.08
	[H-, V+]	11	31	382.5	0.09
	[H-, V-]	11	28	382.5	0.08
S _s -1 1	[H+, V+]	11	21	382.5	0.06
S _s -1 2	[H+, V+]	11	26	382.5	0.07
S _s -1 3	[H+, V+]	11	25	382.5	0.07
S _s -1 4	[H+, V+]	11	21	382.5	0.06
S _s -2 1	[H+, V+]	11	33	382.5	0.09
S _s -2 2	[H+, V+]	11	30	382.5	0.08
S _s -3 1	[H+, V+]	11	49	382.5	0.13
	[H-, V+]	11	46	382.5	0.13

注記 *：板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm，外側 2.0 mm の腐食しろを考慮

表 13.5-3 (2) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(検討ケース②～⑥, $S_s = 3.1 [H+, V+]$)

地盤ケース*1	板厚*2 (mm)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
②	11	50	382.5	0.14
③	11	48	382.5	0.13
④	11	24	382.5	0.07
⑤	11	45	382.5	0.12
⑥	11	46	382.5	0.13

注記 *1: ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

*2: 板厚は初期 14mm に内側 1.0mm, 外側 2.0mm の腐食しろを考慮

(2) 構造部材の横断面方向のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 13.5-4 に示す。

緊急用海水取水管における許容応力度法による照査を行った結果, 評価位置においてせん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

以上のことから, 緊急用海水取水管の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお, 発生応力及び発生断面力は各地震動, 各部材において最大となる値を示している。

表 13.5-4 (1) せん断力照査結果 (②-②断面)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	位相	板厚 (mm)	発生応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -D 1	[H+, V+]	11	0.3	217.5	0.002
	[H+, V-]	11	0.3	217.5	0.002
	[H-, V+]	11	0.3	217.5	0.002
	[H-, V-]	11	0.3	217.5	0.002
S _s -1 1	[H+, V+]	11	0.2	217.5	0.001
S _s -1 2	[H+, V+]	11	0.2	217.5	0.001
S _s -1 3	[H+, V+]	11	0.3	217.5	0.002
S _s -1 4	[H+, V+]	11	0.2	217.5	0.001
S _s -2 1	[H+, V+]	11	0.3	217.5	0.002
S _s -2 2	[H+, V+]	11	0.3	217.5	0.002
S _s -3 1	[H+, V+]	11	0.4	217.5	0.002
	[H-, V+]	11	0.4	217.5	0.002

注記 * : 板厚は初期 14mm に内側 1.0mm, 外側 2.0mm の腐食しろを考慮

表 13.5-4 (2) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

地震動	位相	板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -31	H+, V+	11	0.4	217.5	0.002

注記 *: 板厚は初期 14mm に内側 1.0mm, 外側 2.0mm の腐食しろを考慮

表 13.5-4 (3) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

地震動	位相	板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -31	H+, V+	11	0.4	217.5	0.002

注記 *: 板厚は初期 14mm に内側 1.0mm, 外側 2.0mm の腐食しろを考慮

表 13.5-4 (4) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	位相	板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -31	H+, V+	11	0.3	217.5	0.002

注記 *: 板厚は初期 14mm に内側 1.0mm, 外側 2.0mm の腐食しろを考慮

表 13.5-4 (5) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	位相	板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -31	H+, V+	11	0.4	217.5	0.002

注記 *: 板厚は初期 14mm に内側 1.0mm, 外側 2.0mm の腐食しろを考慮

表 13.5-4 (6) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	位相	板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -31	H+, V+	11	0.4	217.5	0.002

注記 *: 板厚は初期 14mm に内側 1.0mm, 外側 2.0mm の腐食しろを考慮

(3) 構造部材の合成応力に対する評価結果

緊急用海水取水管の発生応力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年）」に基づき横断面方向応力と縦断応力を以下の式にて組み合わせる。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_C^2 + \sigma_L^2 - \sigma_C \sigma_L + 3\tau^2}$$

ここで，

- σ : 合成応力度 (N/mm²)
- σ_C : 横断面方向応力度 (N/mm²)
- σ_L : 縦断面方向応力度 (N/mm²)
- τ : 縦断面方向せん断応力度 (N/mm²)

合成応力に対する許容限界は，表 13.2-7 に示す許容応力度とする。

緊急用海水取水管の合成応力評価結果を表 13.5-5 に示す。

同表より，緊急用海水取水管に生じる合成応力が許容限界以下であることを確認した。

表 13.5-5 合成応力の評価結果

入射角 (°)	位相 (°)	横断面方向 (②-②断面)	縦断面方向 (A-A断面)		合成応力度 σ (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
		応力度 σ_C (N/mm ²)	応力度 σ_L (N/mm ²)	せん断応力度 τ (N/mm ²)			
0	0	48.55	0.01	0.004	49	382.5	0.13
45	0	48.55	0.27	0.005	49	382.5	0.13
0	90	48.55	0.03	0.000	49	382.5	0.13
45	90	48.55	0.08	0.000	49	382.5	0.13
0	180	48.55	0.01	0.004	49	382.5	0.13
45	180	48.55	0.27	0.005	49	382.5	0.13
0	270	48.55	0.03	0.000	49	382.5	0.13
45	270	48.55	0.08	0.000	49	382.5	0.13

(4) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表 13.5-6 に、接地圧分布図を図 13.5-7 に示す。

緊急用海水取水管の最大接地圧は S_s-31 (②-②断面方向) で 959 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 2260 kN/m^2 以下である。

以上のことから、緊急用海水取水管の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有することを確認した。

表 13.5-6 基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
ケース①	S_s-D1	[H+, V+]	888	2260
		[H+, V-]	870	2260
		[H-, V+]	907	2260
		[H-, V-]	874	2260
	S_s-11	[H+, V+]	839	2260
	S_s-12	[H+, V+]	824	2260
	S_s-13	[H+, V+]	821	2260
	S_s-14	[H+, V+]	802	2260
	S_s-21	[H+, V+]	909	2260
	S_s-22	[H+, V+]	908	2260
	S_s-31	[H+, V+]	954	2260
		[H+, V-]	871	2260
ケース②	S_s-31	[H+, V+]	959	2260
ケース③	S_s-31	[H+, V+]	946	2260
ケース④	S_s-31	[H+, V+]	780	2260
ケース⑤	S_s-31	[H+, V+]	928	2260
ケース⑥	S_s-31	[H+, V+]	935	2260

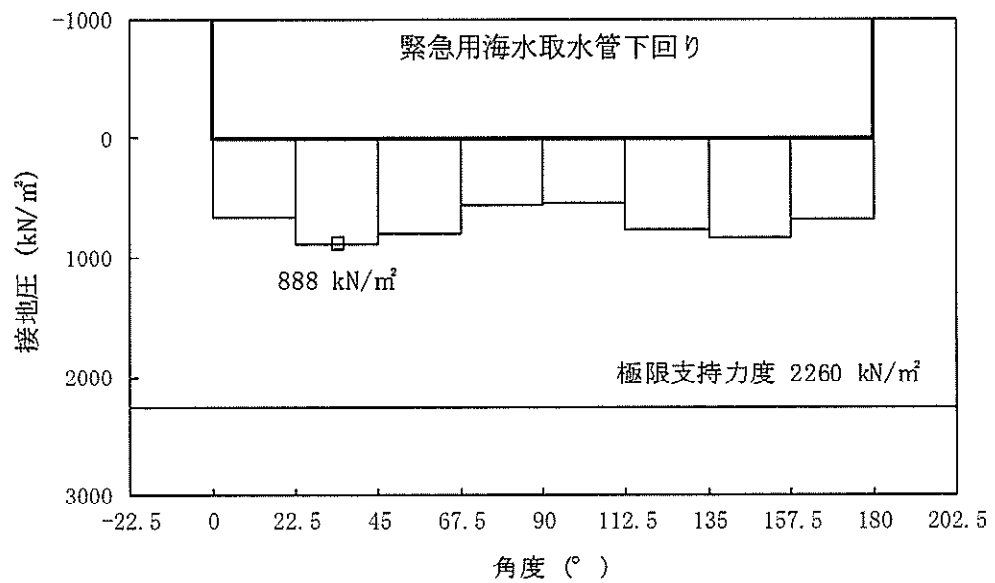


図 13.5-7 (1) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - D 1 [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

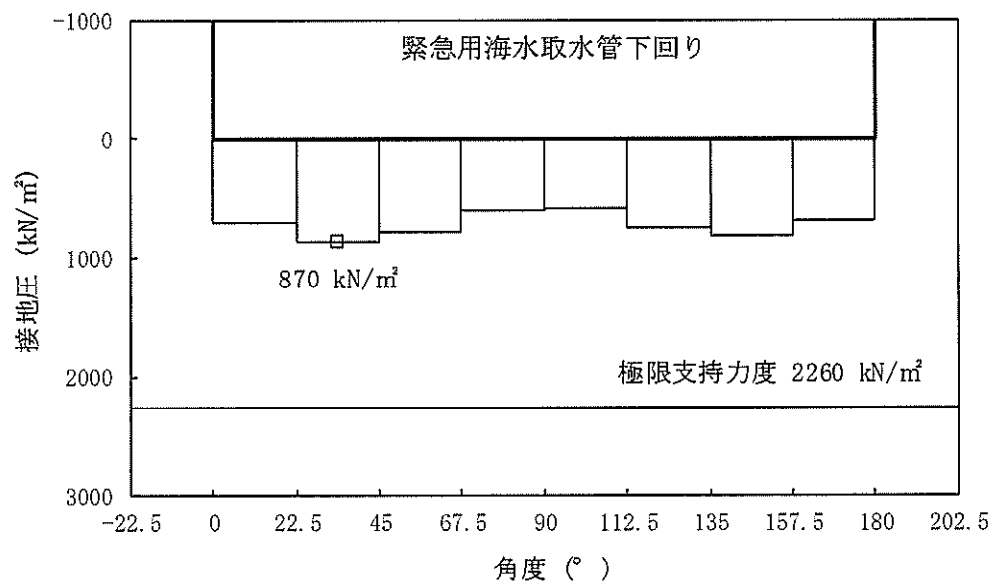


図 13.5-7 (2) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - D 1 [H+, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

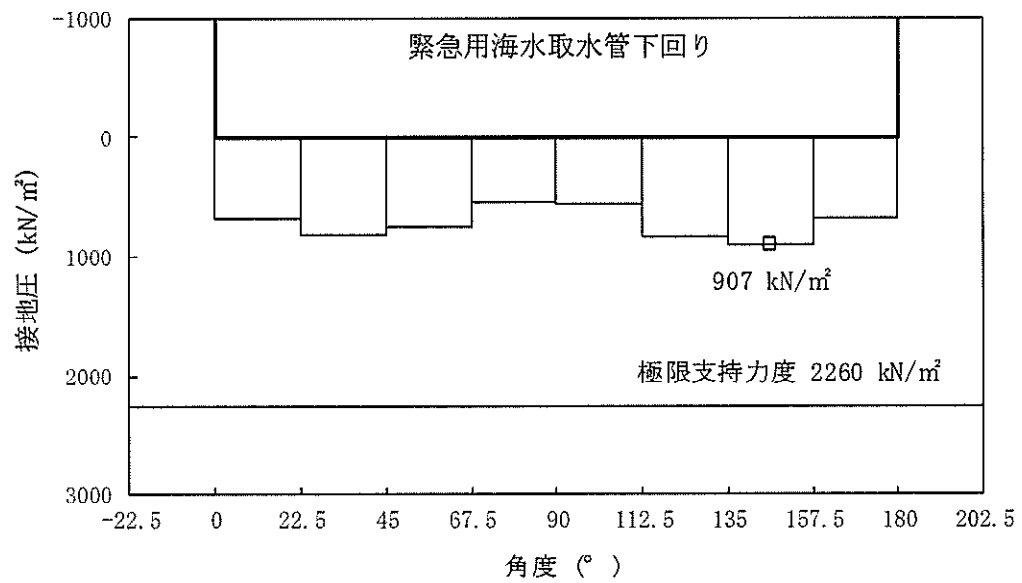


図 13.5-7 (3) ②-②断面の接地圧分布図 (S s -D 1 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

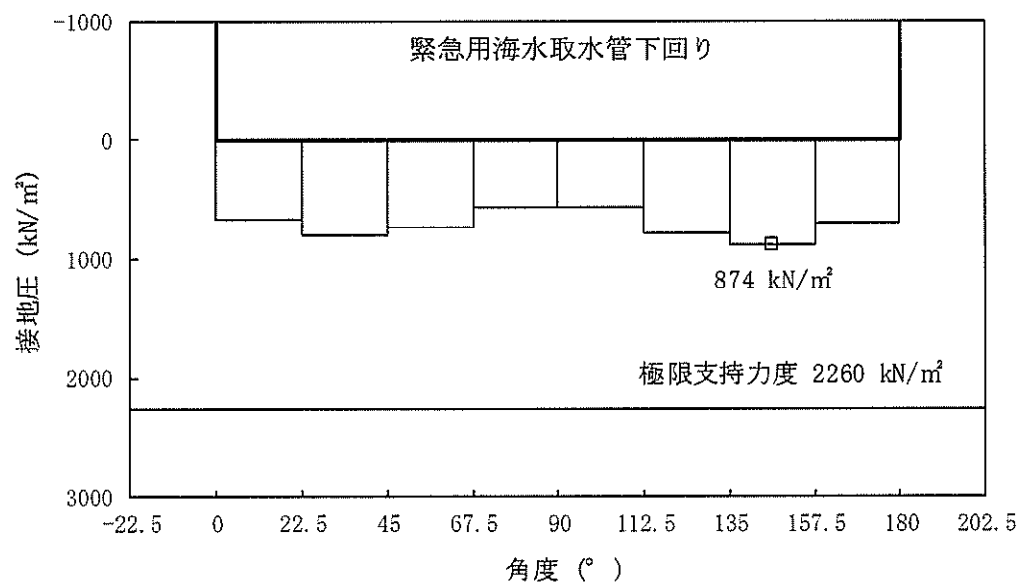


図 13.5-7 (4) ②-②断面の接地圧分布図 (S s -D 1 [H-, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

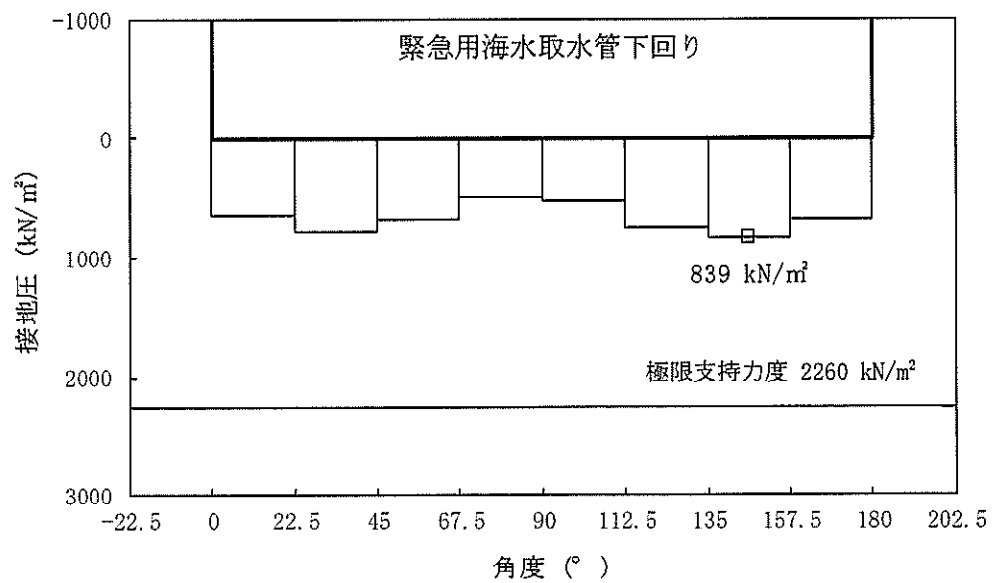


図 13.5-7 (5) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 1 1)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

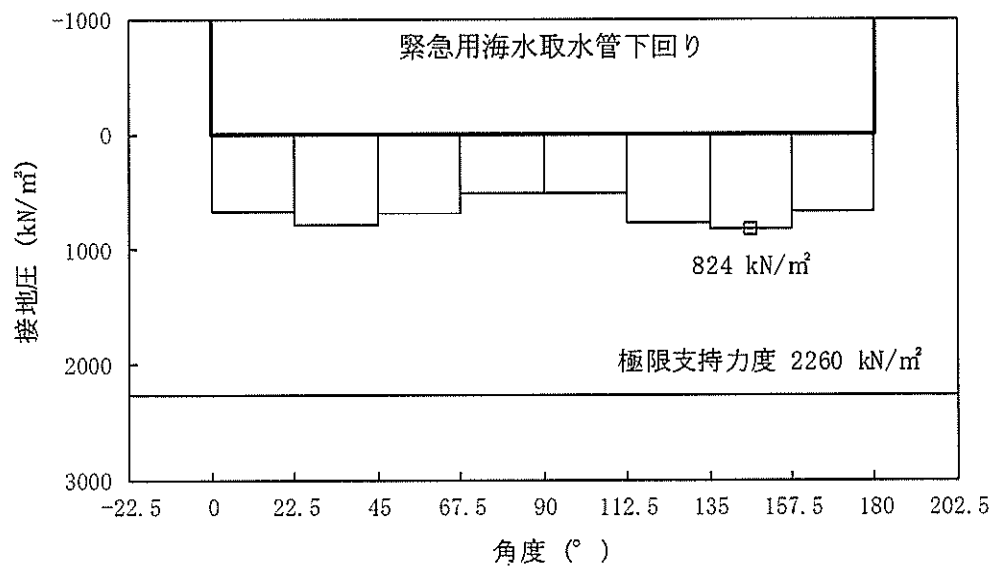


図 13.5-7 (6) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 1 2)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

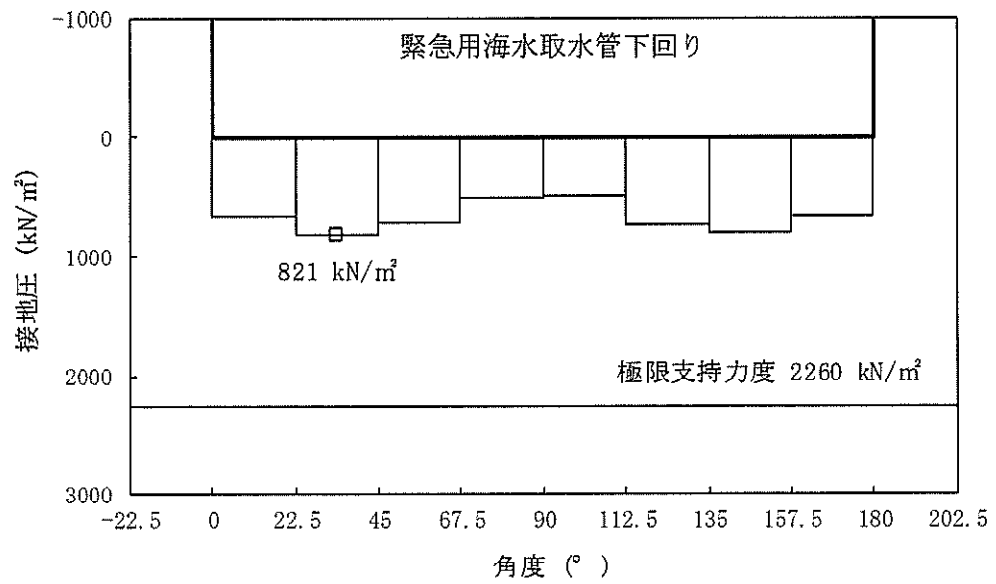


図 13.5-7 (7) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 1 3)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

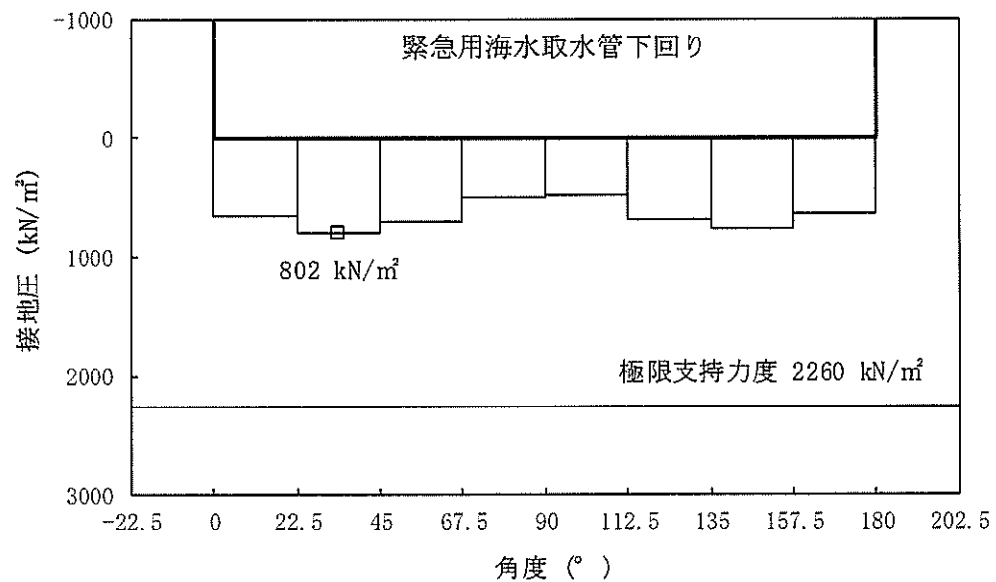


図 13.5-7 (8) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 1 4)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

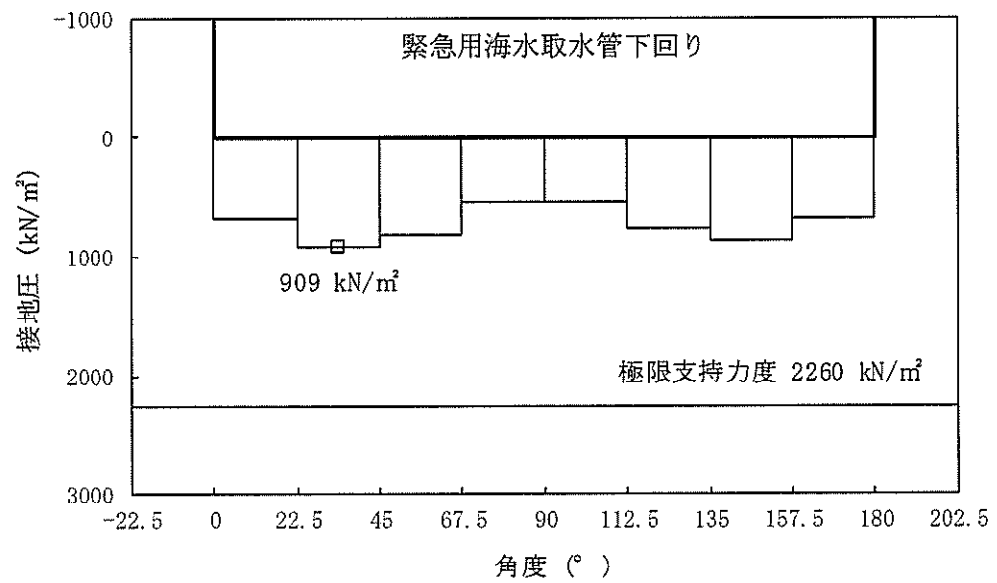


図 13.5-7 (9) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 2 1)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

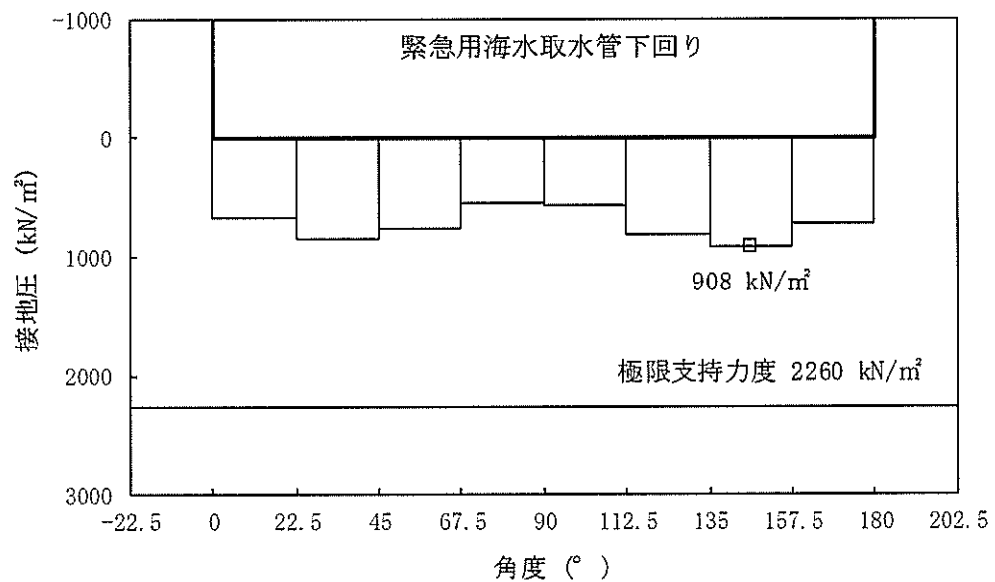


図 13.5-7 (10) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 2 2)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

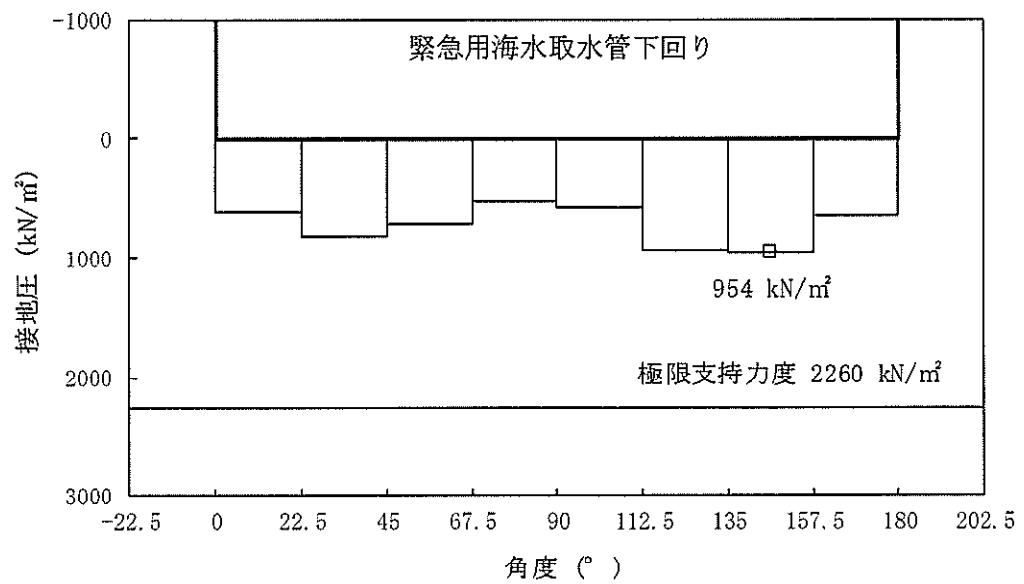


図 13.5-7 (11) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 3 1 [H+, V+])
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

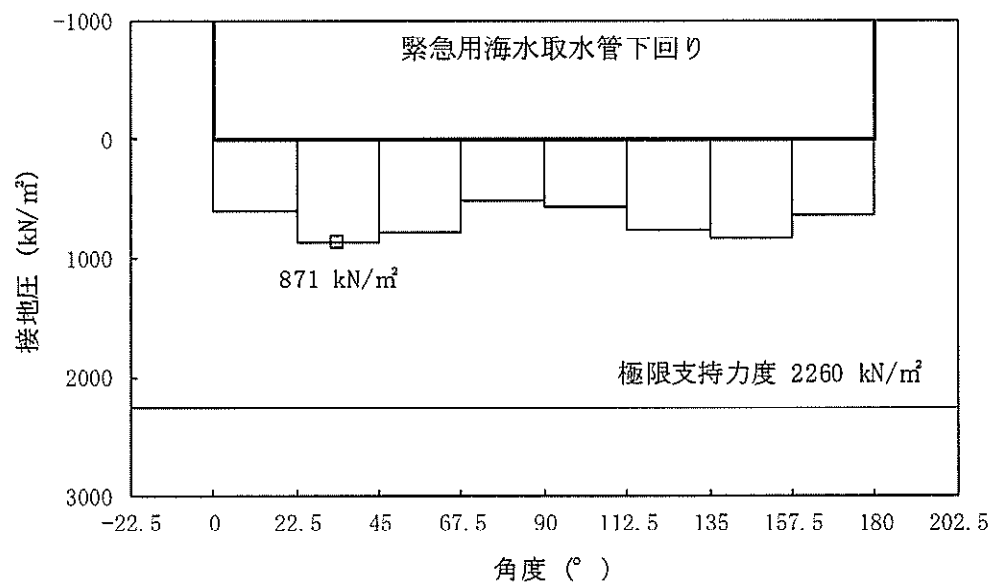


図 13.5-7 (12) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 3 1 [H-, V+])
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

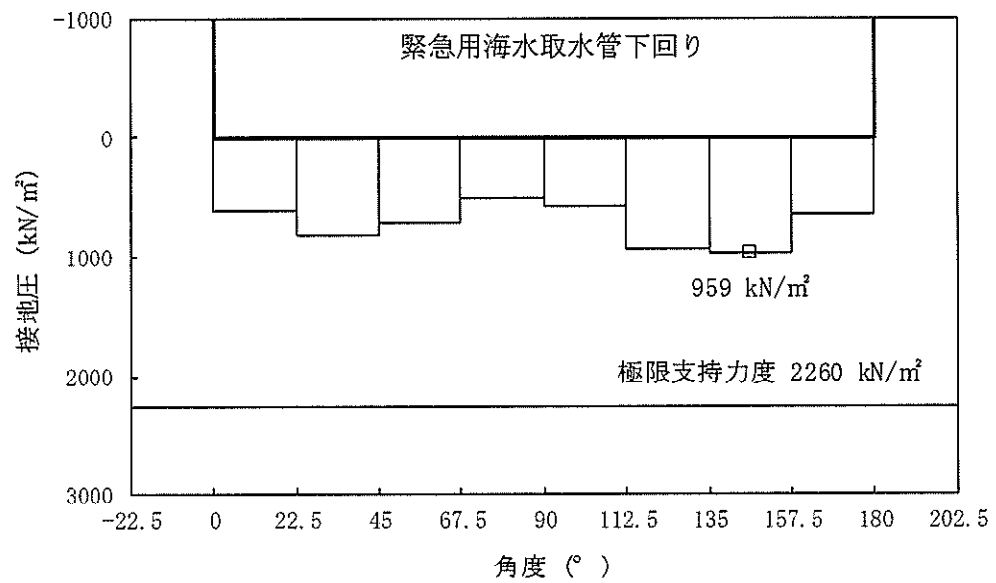


図 13.5-7 (13) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 3 1 [H+, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

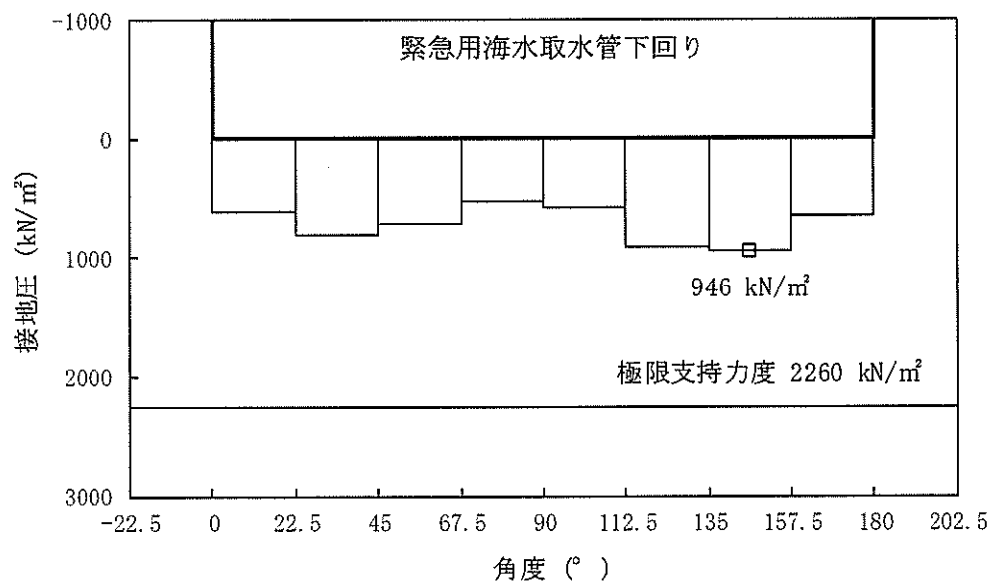


図 13.5-7 (14) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 3 1 [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

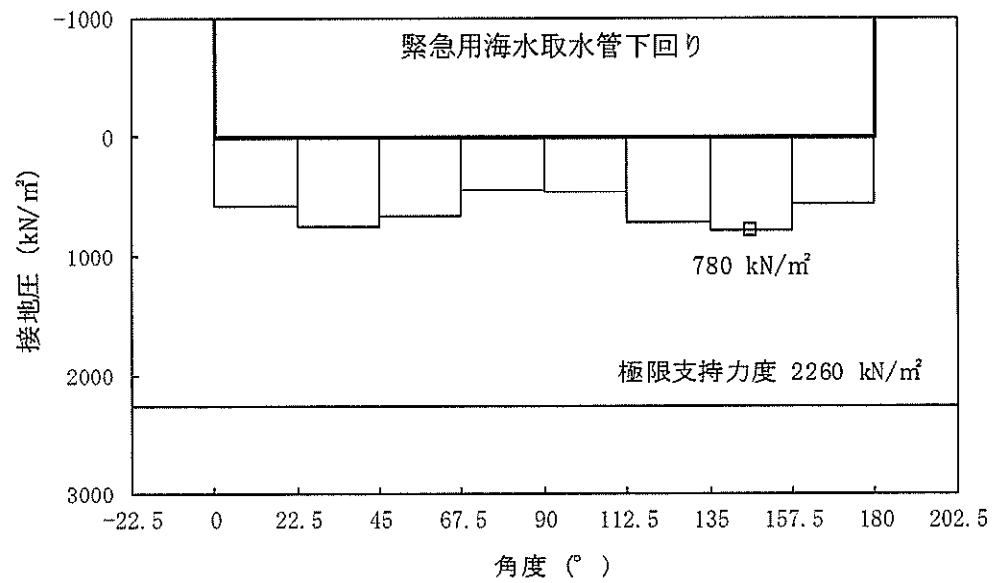


図 13.5-7 (15) ②-②断面の接地圧分布図 ($S_s - 31$ [H+, V+])
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

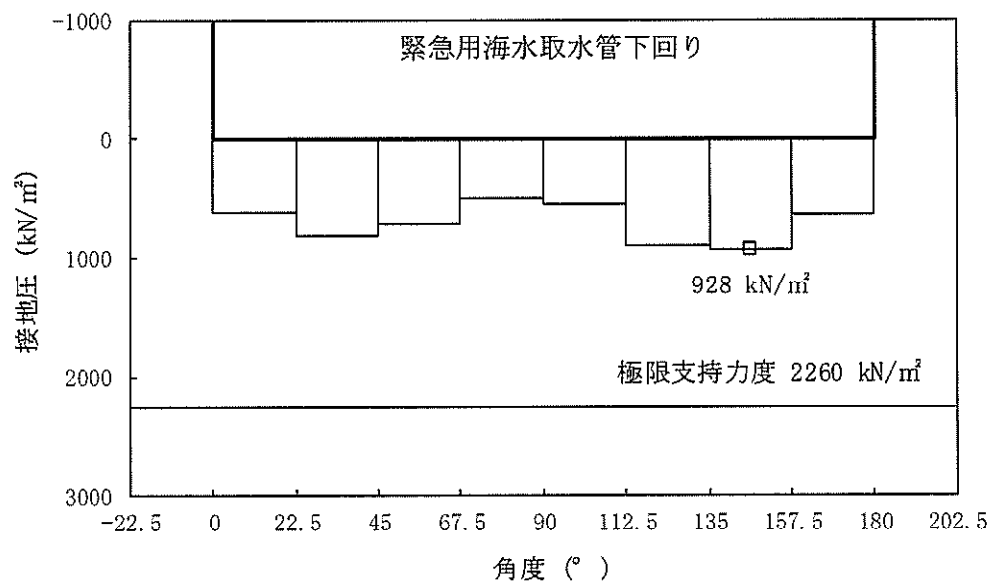


図 13.5-7 (16) ②-②断面の接地圧分布図 ($S_s - 31$ [H+, V+])
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

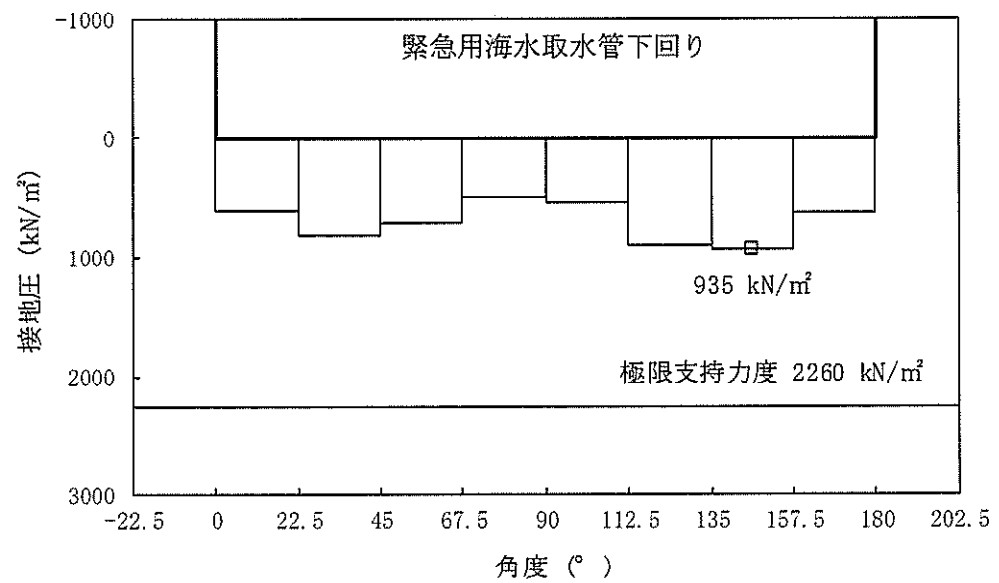


図 13.5-7 (17) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 3 1 [H+, V+])
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

13.6 まとめ

緊急用海水取水管について、基準地震動 S_0 による地震力に対し、構造物の曲げ軸力及びせん断力並びに最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、緊急用海水取水管は、基準地震動 S_0 による地震力に対して、要求機能を維持できる

緊急用海水取水管の耐震安全性評価に関する参考資料

(参考1) 減衰の設定(2次元有効応力解析)について

地震応答解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析によるモード図を図 13-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 13-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1 % (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。) とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は 3 % (道路橋示方書 (V耐震設計編) 同解説 (平成 24 年 3 月)) とする。

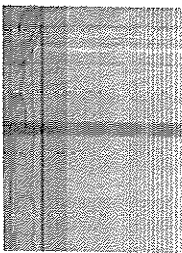
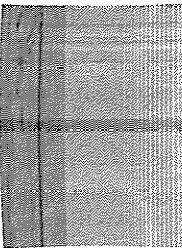
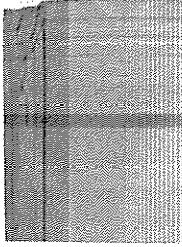
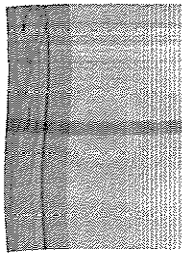
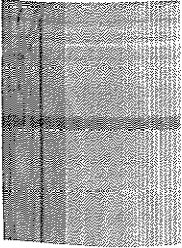
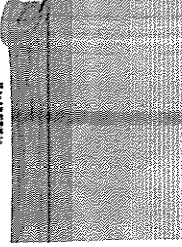
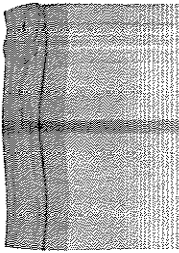
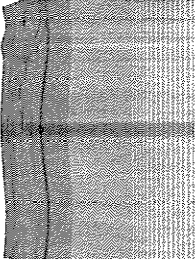
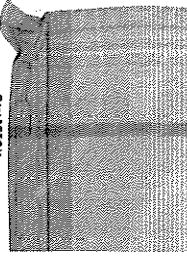
1次モード	2次モード	3次モード
<div>0 726 Hz (刺激係数 187.08)</div> 	<div>1 360 Hz (刺激係数 151)</div> 	<div>1 641 Hz (刺激係数 21.50)</div> 
4次モード	5次モード	6次モード
<div>1 885 Hz (刺激係数 -3.59)</div> 	<div>2 082 Hz (刺激係数 -57.10)</div> 	<div>2 301 Hz (刺激係数 -15.06)</div> 
7次モード	8次モード	9次モード
<div>2 641 Hz (刺激係数 2.52)</div> 	<div>2 727 Hz (刺激係数 19.75)</div> 	<div>2 911 Hz (刺激係数 -8.97)</div> 

図 13-1 (1) 緊急用海水取水管の固有値解析結果
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
(②-②断面)


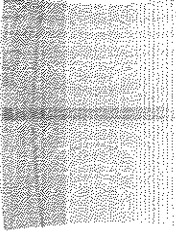
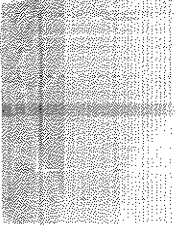

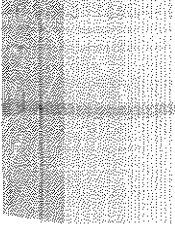
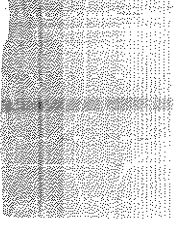
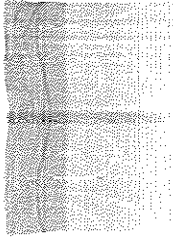
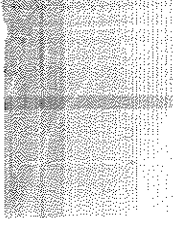
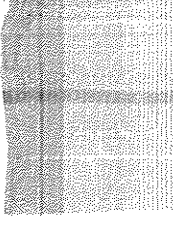
1次モード	2次モード	3次モード
<div>0.727 Hz (刺激係数: 187.29)</div> 	<div>1.351 Hz (刺激係数: 1.10)</div> 	<div>1.714 Hz (刺激係数: 21.52)</div> 
4次モード	5次モード	6次モード
<div>1.897 Hz (刺激係数: -3.50)</div> 	<div>2.111 Hz (刺激係数: -58.05)</div> 	<div>2.411 Hz (刺激係数: 15.00)</div> 
7次モード	8次モード	9次モード
<div>2.672 Hz (刺激係数: -3.61)</div> 	<div>2.879 Hz (刺激係数: 19.39)</div> 	<div>2.980 Hz (刺激係数: 3.03)</div> 

図 13-1 (2) 緊急用海水取水管の固有値解析結果
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

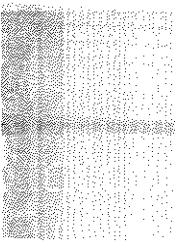
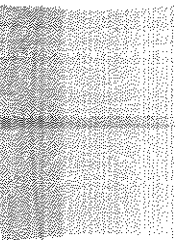
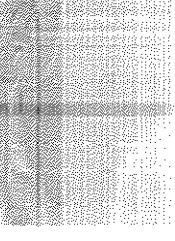
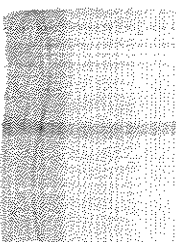
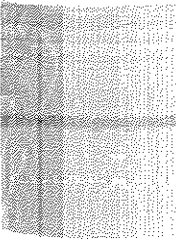
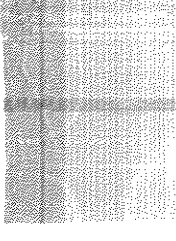
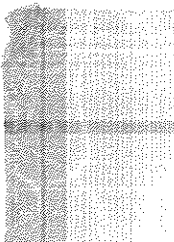
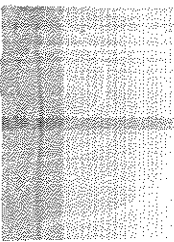
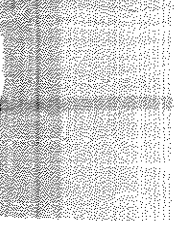
<p>1次モード</p> <div>0.724 Hz (刺激係数 : 166.77)</div> 	<p>2次モード</p> <div>1.358 Hz (刺激係数 : 2.31)</div> 	<p>3次モード</p> <div>1.560 Hz (刺激係数 : 22.11)</div> 
<p>4次モード</p> <div>1.872 Hz (刺激係数 : -9.03)</div> 	<p>5次モード</p> <div>2.041 Hz (刺激係数 : -55.51)</div> 	<p>6次モード</p> <div>2.175 Hz (刺激係数 : -14.60)</div> 
<p>7次モード</p> <div>2.540 Hz (刺激係数 : -16.59)</div> 	<p>8次モード</p> <div>2.611 Hz (刺激係数 : -13.17)</div> 	<p>9次モード</p> <div>2.832 Hz (刺激係数 : -11.64)</div> 

図 13-1(3) 緊急用海水取水管の固有値解析結果
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
(②-②断面)

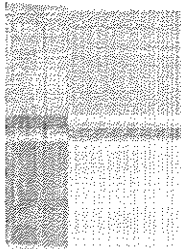
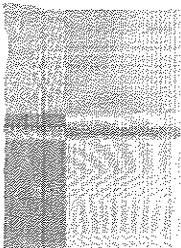
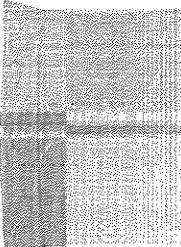

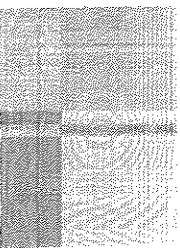
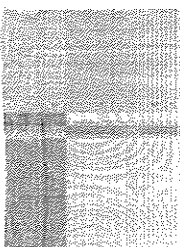

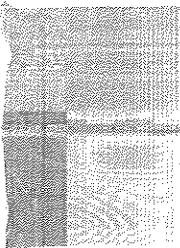
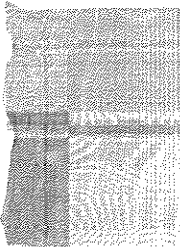
<p>1次モード</p> <div>0 716 Hz (刺激係数 183 06)</div> 	<p>2次モード</p> <div>1 320 Hz (刺激係数 -16 49)</div> 	<p>3次モード</p> <div>1 389 Hz (刺激係数 -7 54)</div> 
<p>4次モード</p> <div>1 639 Hz (刺激係数 5007)</div> 	<p>5次モード</p> <div>1 707 Hz (刺激係数 -29 86)</div> 	<p>6次モード</p> <div>1 897 Hz (刺激係数 -6 16)</div> 
<p>7次モード</p> <div>2 026 Hz (刺激係数 2 79)</div> 	<p>8次モード</p> <div>2 230 Hz (刺激係数 7 46)</div> 	<p>9次モード</p> <div>2 490 Hz (刺激係数 12 23)</div> 

図 13-1(4) 緊急用海水取水管の固有値解析結果

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(②-②断面)

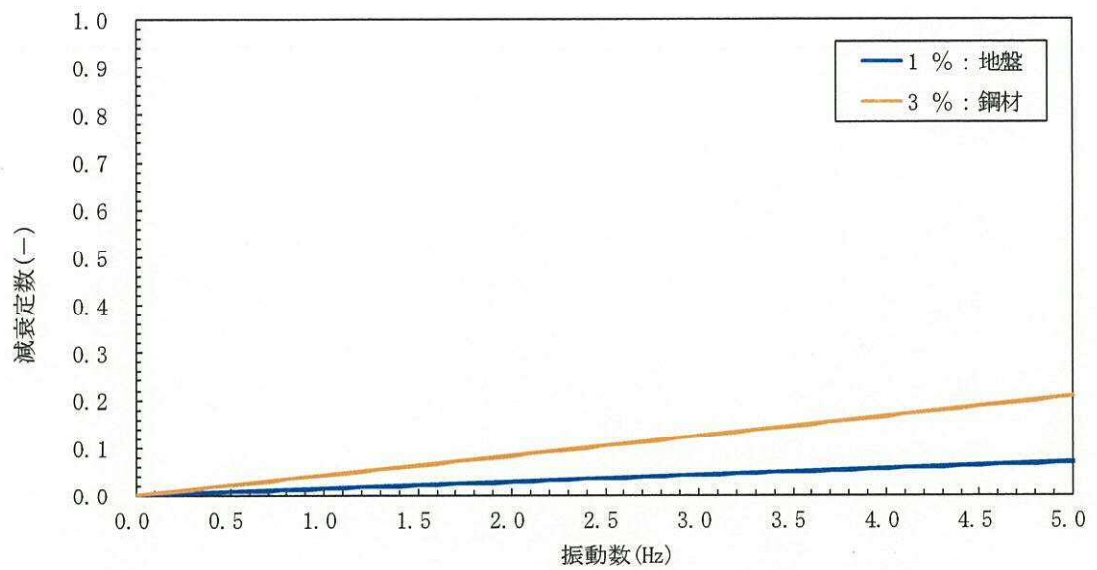


図 13-2(1) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
(②-②断面)

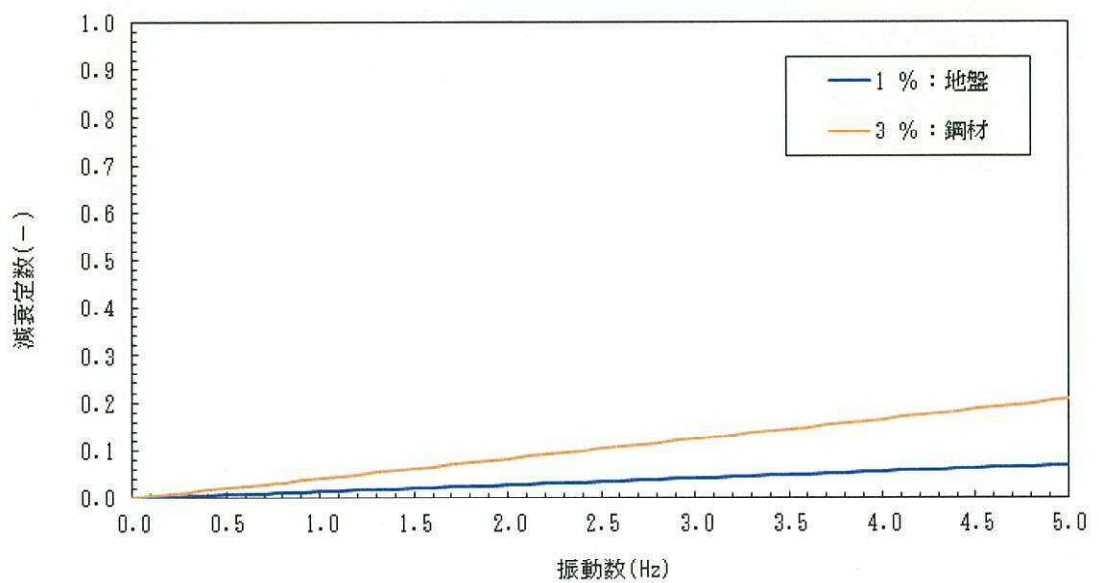


図 13-2(2) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
(②-②断面)

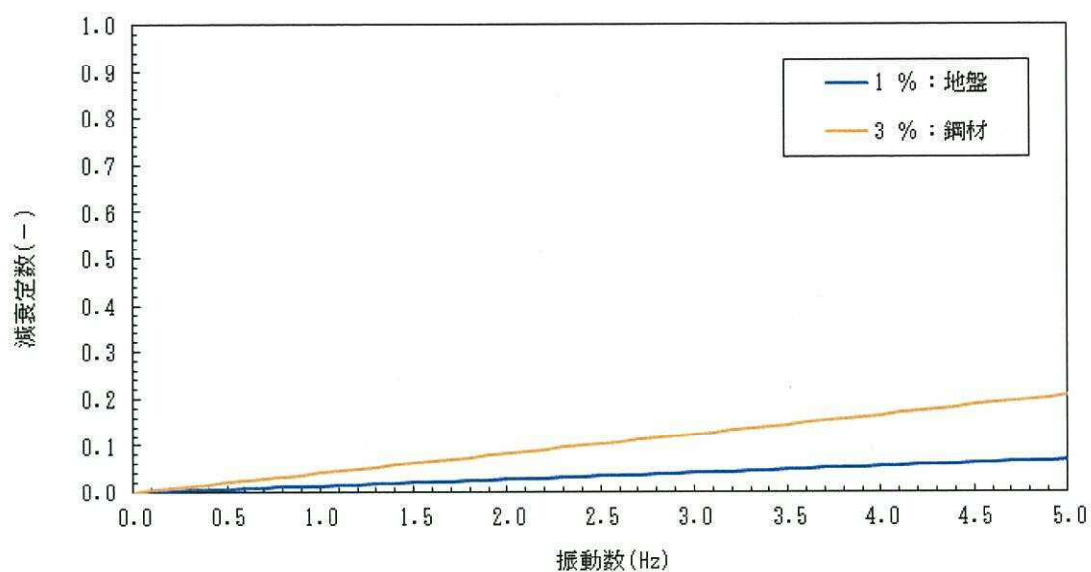


図 13-2(3) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(②-②断面)

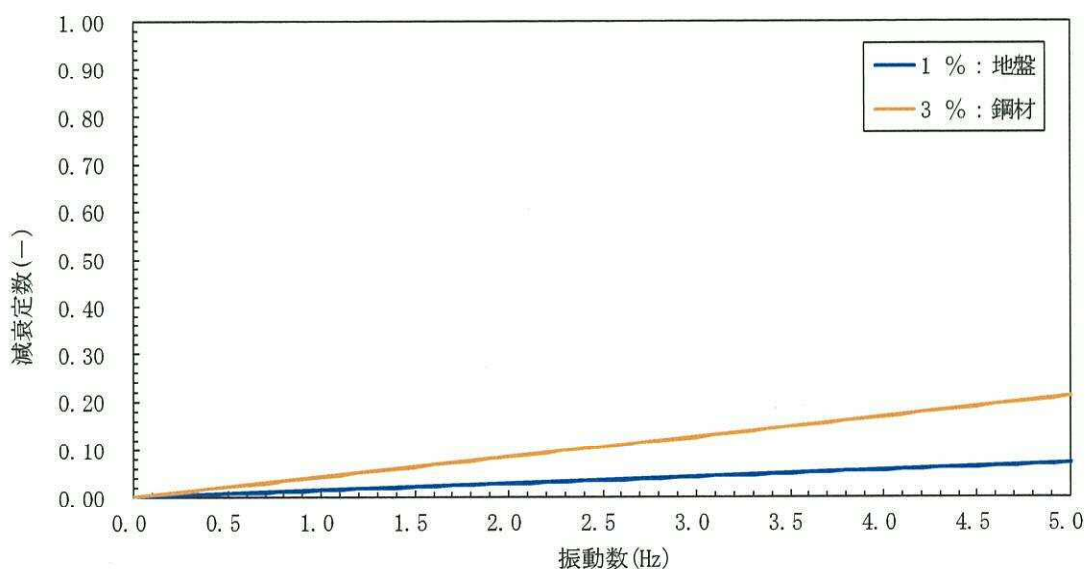


図 13-2(4) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(②-②断面)

(参考 2) 減衰の設定 (1 次元有効応力解析) について

有効応力解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

設定した Rayleigh 減衰を図 13-3 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1 % (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。) とする。

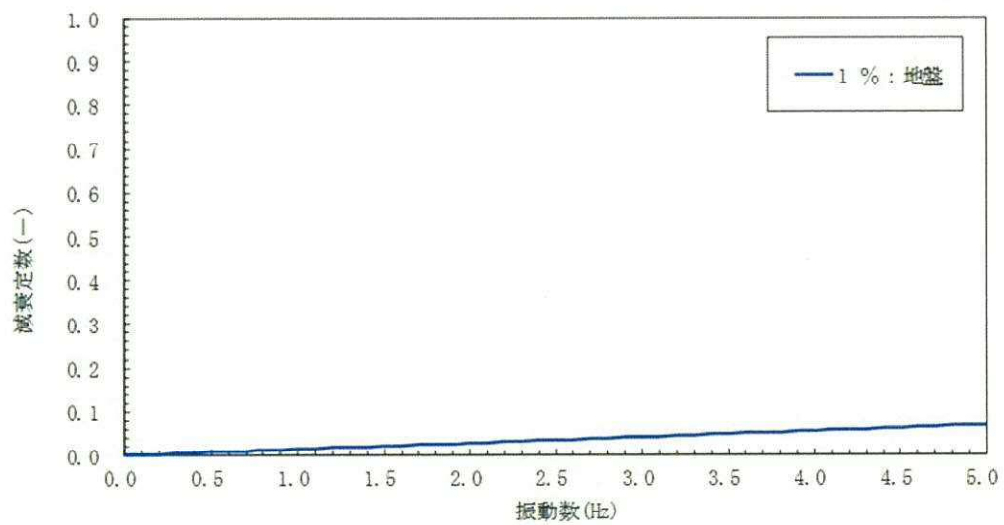


図 13-3(1) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (②-②断面)

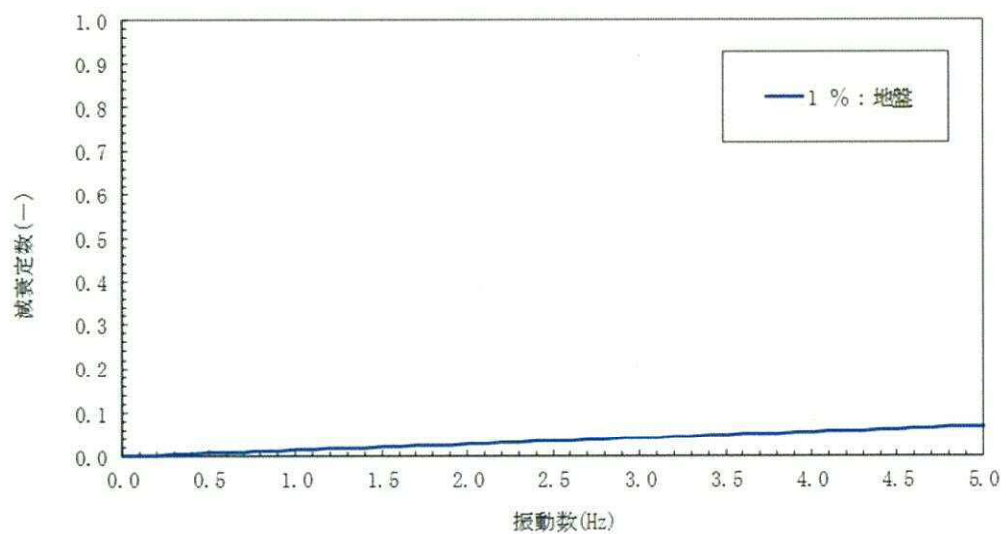


図 13-3(2) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

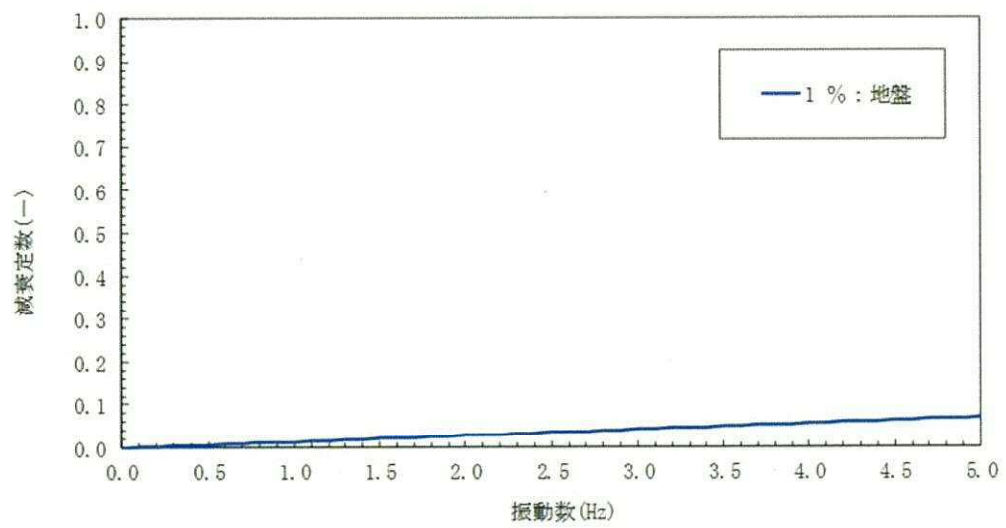


図 13-3(3) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

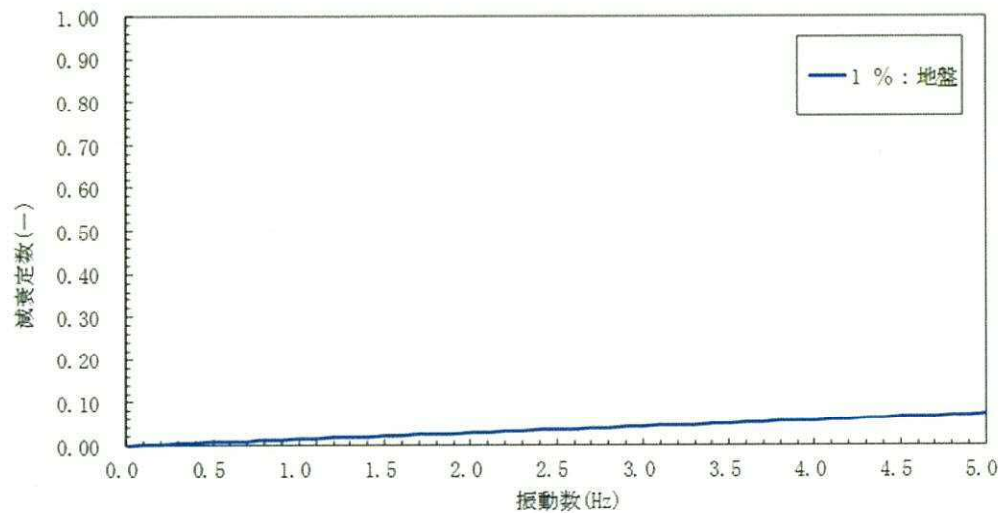


図 13-3(4) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (②-②断面)

(参考3) 可とう管の耐震性能に対する評価結果について

可とう管は、縦断方向の検討において2重節点でモデル化しており、それらの相対変位が許容値以内に収まることを確認する。図13-4に可とう管位置を示す。

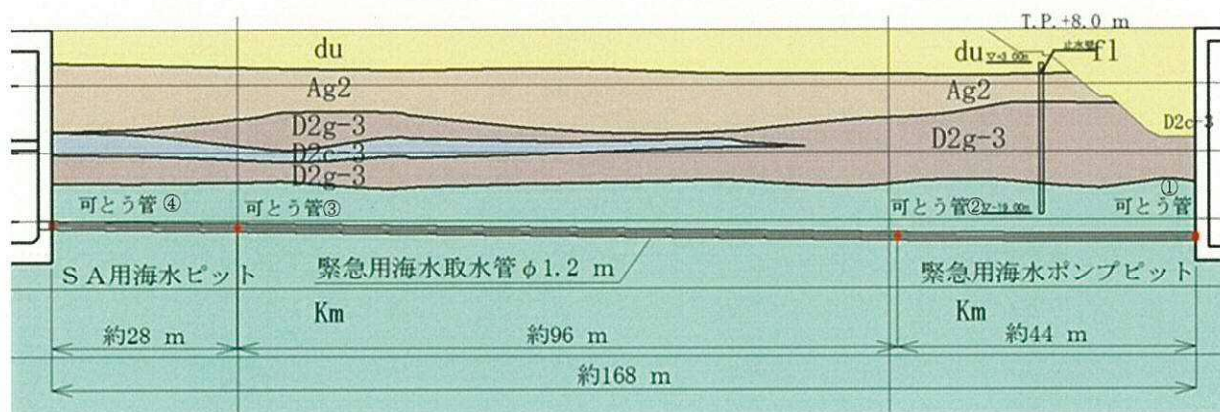


図13-3 可とう管位置図

可とう管の耐震性能評価結果を表13-1に、可とう位置①、④の構造図、許容変位を図13-5、可とう位置②、③の構造図、許容変位を図13-6に示す。

端部の可とう管（可とう位置①、④、図13-5参照）の管軸方向の許容変位は100 mm以下に対し、最大相対変位は1.3 mmであり許容値以下である。管軸直交方向の許容変位は10 mm以下に対し、最大相対変位は0.1 mm未満であり許容値以下である。回転の許容変位は 3.3° 以下に対し、最大相対変位は 0.01° であり許容値以下である。

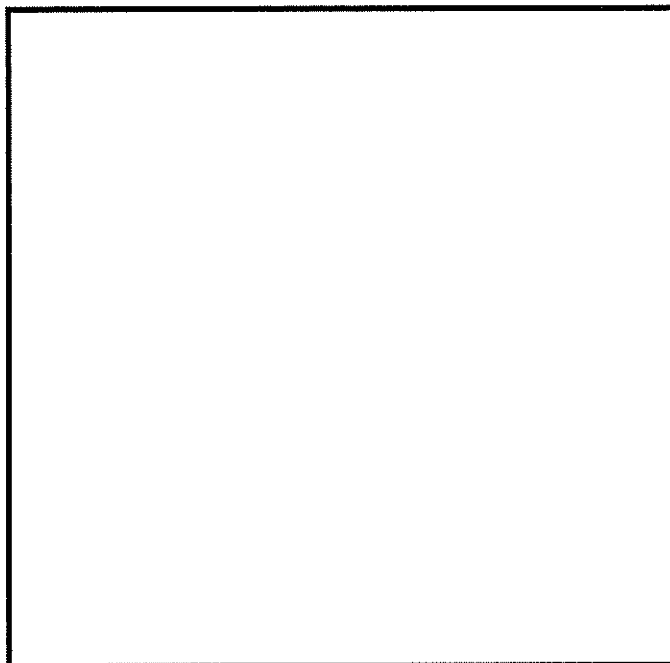
中間部の可とう管（可とう位置②、③、図13-6参照）の管軸方向の許容変位は50 mm以下に対し、最大相対変位は0.8 mmであり許容値以下である。管軸直交方向の許容変位30 mm以下に対し、最大相対変位は0.1 mmであり許容値以下である。回転の許容変位 1.8° 以下に対し、最大相対変位は 0.01° 未満であり許容値以下である。

以上のことから、可とう管は基準地震動 S_s に対して、耐震性能を有することを確認した。

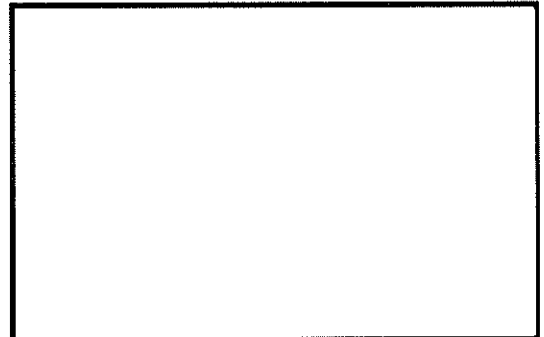
表 13-1 可とう管の耐震性能評価結果

入射角 (°)	位相 (°)	可とう管 位置	管軸方向		管軸直交方向		回転	
			相対 変位 (mm)	許容 値 (mm)	相対 変位 (mm)	許容 値 (mm)	回転 変位 (°)	許容 値 (°)
0	0	①	0.0	100	0.0	10	0.01	3.3
		②	0.0	50	0.0	30	0.00	1.8
		③	0.4	50	0.0	30	0.00	1.8
		④	0.3	100	0.0	10	0.00	3.3
45	0	①	0.4	100	0.0	10	0.01	3.3
		②	0.1	50	0.1	30	0.00	1.8
		③	0.3	50	0.0	30	0.00	1.8
		④	0.2	100	0.0	10	0.00	3.3
0	90	①	0.0	100	0.0	10	0.00	3.3
		②	0.1	50	0.0	30	0.00	1.8
		③	0.1	50	0.0	30	0.00	1.8
		④	0.2	100	0.0	10	0.00	3.3
45	90	①	1.3	100	0.0	10	0.00	3.3
		②	0.8	50	0.1	30	0.00	1.8
		③	0.1	50	0.1	30	0.00	1.8
		④	0.2	100	0.0	10	0.00	3.3
0	180	①	0.0	100	0.0	10	0.01	3.3
		②	0.0	50	0.0	30	0.00	1.8
		③	0.4	50	0.0	30	0.00	1.8
		④	0.3	100	0.0	10	0.00	3.3
45	180	①	0.4	100	0.0	10	0.01	3.3
		②	0.1	50	0.1	30	0.00	1.8
		③	0.3	50	0.0	30	0.00	1.8
		④	0.2	100	0.0	10	0.00	3.3
0	270	①	0.0	100	0.0	10	0.00	3.3
		②	0.1	50	0.0	30	0.00	1.8
		③	0.1	50	0.0	30	0.00	1.8
		④	0.2	100	0.0	10	0.00	3.3
45	270	①	1.3	100	0.0	10	0.00	3.3
		②	0.8	50	0.1	30	0.00	1.8
		③	0.1	50	0.1	30	0.00	1.8
		④	0.2	100	0.0	10	0.00	3.3

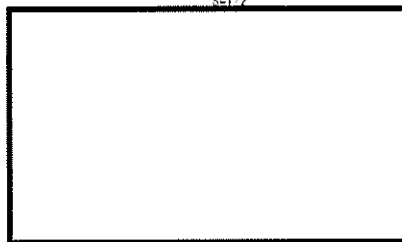
枠体組立図
S=1/6



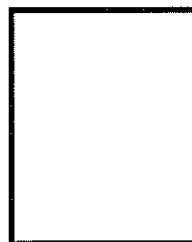
断面図
S=1/4



止水ゴム断面図
S=1/2



止水ゴム押え板断面図
S=1/2



部 材 表

部 号	名 称	材 質	数 量	備 考
1	止水ゴム	C R	1	
2	止水ゴム取付ボルト	10・9	2 式	M20×85L
3	止水ゴム押え板	SS400	2 式	19t, 6t, 4, 5t
4	止水ゴム受け材	発泡ゴム	1 式	30t
5	カバープレート	SS400	1	6t
6	スキムプレート	SS400	2	9t
7	内主桁	SS400	2	16t
8	外主桁	SS400	2	12t
9	縦リブ	SS400	20	9t
10	外リブ	SS400	20	9t
11	口金	SM570	2	14t
12	離脱防止バー	SCM435H	1 式	φ25
13	離脱防止バー取付ボルト	10・9	2 式	M16×30L
14	離脱防止バースリーブ	SCM435H	1 式	φ38, 1
15	内面カバーゴム	C R	1 式	
16	内面カバーゴム取付材	SS400	2 式	16t
17	内面カバーゴム取付ボルト	10・9	2 式	M16×60L
18	カバーゴム	C R	1 式	10t
19	目地材	発泡ゴム	1 式	
20	目地材	発泡ゴム	1 式	

使 用 条 件

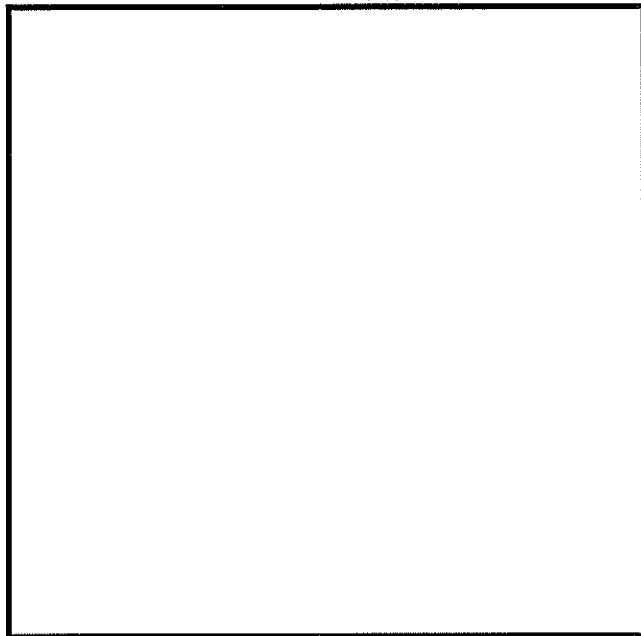
常 時	外 水 圧	0.25 MPa
	内 水 圧	0 MPa
津 波 時	外 水 圧	0.4 MPa
	内 水 圧	0.3 MPa

可 動 リ ン グ の 特 性 作 動 量	伸 び 変 位	100 mm
	縮 み 変 位	100 mm
	剪 断 変 位	10 mm
	角 変 位	3.3 °
	振 れ 変 位	—

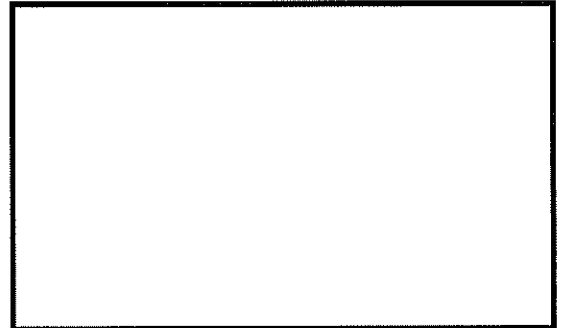
図 13-5 可とう管 (①, ④) 構造図

(参考) 13-14

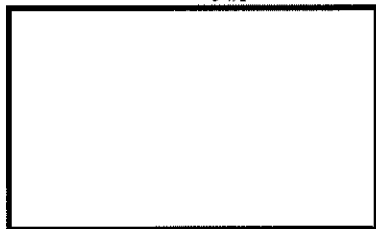
枠体組立図
S=1/6



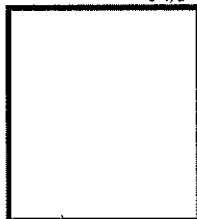
断面図
S=1/4



止水ゴム断面図
S=1/2



止水ゴム押え板断面図
S=1/2



部 材 表

部 番 名 称	材 質	数 量	備 考
1 止水ゴム	C R	1	
2 止水ゴム取付ボルト	10・9	2 式	M16×70L
3 止水ゴム押え板	SS400	2 式	19t, 6t, 4.5t
4 止水ゴム受け材	発泡ゴム	1 式	10t
5 カバープレート	SS400	1	6t
6 スキンプレート	SS400	2	9t
7 内主桁	SS400	2	16t
8 外主桁	SS400	2	12t
9 縦リブ	SS400	24	9t
10 外リブ	SS400	24	9t
11 口金	SM570	2	14t
12 離脱防止バー	SCM435H	1 式	φ30
13 離脱防止バー取付ボルト	10・9	2 式	M20×40L
14 離脱防止バースリーブ	SCM435H	1 式	φ48.6
15 内面カバーゴム	C R	1 式	
16 内面カバーゴム取付材	SS400	2 式	16t
17 内面カバーゴム取付ボルト	10・9	2 式	M16×50L
18 カバーゴム	C R	1 式	10t
19 目地材	発泡ゴム	1 式	
20 目地材	発泡ゴム	1 式	

使 用 条 件

常 時	外 水 圧	0.35 MPa
	内 水 圧	0 MPa
津 波 時	外 水 圧	0.45 MPa
	内 水 圧	0.3 MPa

可 操 シ ン グ の 制 等 作 動 量	伸 び 変 位	50 mm
	縮 み 変 位	50 mm
	剪 断 変 位	30 mm
	角 変 位	1.8 °
	振 れ 変 位	2.2

図 13-6 可とう管 (②, ③) 構造図