

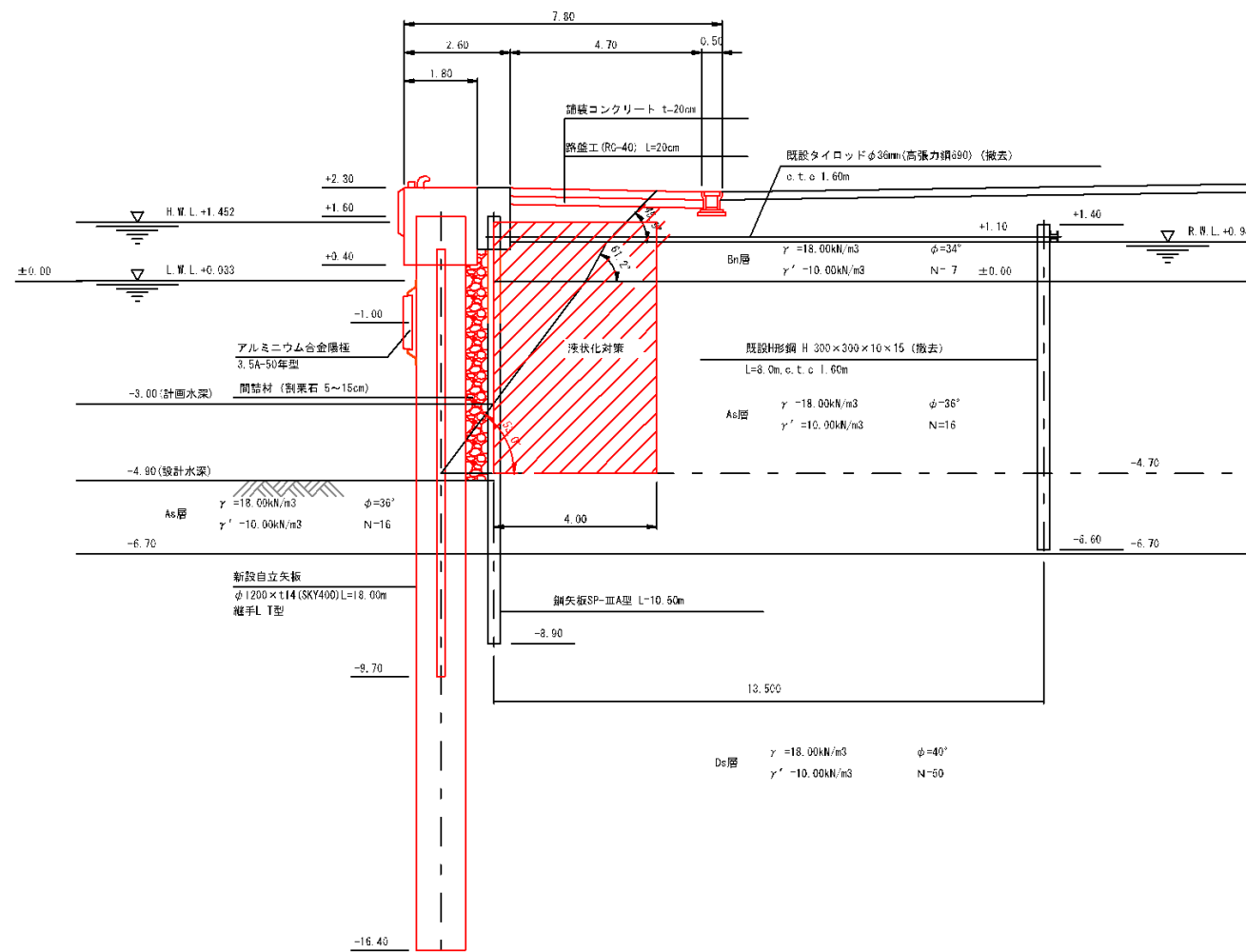
第3章 係留施設（耐震対策）

係留施設における耐震対策として13事例紹介する。「耐震・耐津波検討」を実施した施設について整理し、「粘り強い構造」とした事例である。

対象施設			岸壁	構造形式	矢板式（控え矢板）
目的			岸壁の機能強化（耐震・耐津波）構造検討		
新設・改良			改良	粘り強い機能の有無	無
設計条件	潮位		H. H. W. L +2. 591, H. W. L +1. 452, M. S. L +0. 852, L. W. L +0. 033		
	設計震度	レベル 1 地域別	0. 16 ※係留施設 A		
		レベル 1 その他	kh=0. 25（地表面最大加速度：389. 988 gal） ※H24 青森県太平洋側想定地震（太平洋側海溝型地震）		
		レベル 2	・ H24 太平洋側海溝型地震 最大加速度 87. 081gal（法直方向） ・ 賀祥ダム波 最大加速度 494gal ※M6. 5 直下型地震を作成していないため、「漁港・漁場の施設の設計参考図書（2015 年版）[下]p 資-174」より採用		
	津波条件	レベル 1	岸壁前面の最低水位：D. L -1. 72 ※三陸沖北部地震津波		
		レベル 2	－		
採用工法	機能強化の方向性 ※新設含む		対策の方向性：液状化対策，構造物補強対策 対 策 工 法：浸透固化処理工法，前面矢板新設（自立矢板式）		
	粘り強い対策		前面海底面を基礎捨石で置き換えることが基本方針であるが、イスパッシュ式による捨石の安定質量の算定結果より、岸壁前面地盤の洗堀の可能性は低いと判断し、洗堀防止工は実施しない		
採用工法の 基本的な方針・決定根拠 ※粘り強い対策を優先表記			＜浸透固化処理工法＞ ・改良範囲として深度は H. W. L から液状化すると判定された層全て、幅は岸壁背面の主働崩壊領域を対象 ＜自立矢板式＞ ・控え矢板式とした場合、浸透固化処理の改良幅が控え工背後からの主働崩壊領域までと非経済のため自立矢板式を採用 ※浮栈橋の撤去・移設が困難なため、グラウンドアンカーは比較検討に含めない		
設計上の留意点 ※粘り強い対策を優先表記			・「H24 青森県太平洋側想定地震」は L1 地震津波の太平洋側全ての震源域を含んだものであり、太平洋側での工学基盤加速度が最大となる L2 地震動となっているため、発生頻度の高い津波を生じさせる地震としても「H24 青森県太平洋側想定地震」を用いてレベル 1 地震動を設定する ・引き波時の検討における残留水位は越流するため埋立地盤高の D. L +2. 30 とする		
キーワード			液状化対策，浸透固化処理工法，前面自立矢板新設，FLIP		

機能強化工法説明図		
平面図		
断面図	耐震・耐津波による決定断面	液状化対策の改良範囲 ※不採用案の控え矢板式の場合
その他	・ 動的解析 (FLIP) ※賀祥ダム波 【水平残留変位量】 -22.6 < 30 cm OK 【鉛直残留変位量】 -1.3 < 30 cm OK ※水平変位：海側 (-)，陸側 (+) 鉛直変位：沈下 (-)，隆起 (+)	
本設計に関する基本情報		
管理者：青森県，設計位置：青森県三沢市大字三沢浜通，設計年次：平成 28 年度		

安定計算結果（耐震・耐津波設計による決定断面）



設計計算								
矢板 常時・津波時 ()地震時	型式	鋼管矢板 φ1200×t14	タイロッド 常時・津波時 ()地震時	型式	—	控え 常時・津波時 ()地震時	形式	—
	材質	SKY400		材質	—		材質	—
	許容応力	140(210)		許容応力	—		許容応力	—
矢板発生 応力	常時・津波時	43.1・92.7	タイロッド 発生応力	常時・津波時	—	控え 発生応力	常時・津波時	—
	地震時	112.3		地震時	—		地震時	—
矢板所要 根入長	常時	-15.142・-15.479	所要タイロッド径		—	許容変位量		5.0(8.0)
	地震時	-16.072	タイロッド間隔		—	頭部 変位量	常時・津波時	2.22・4.83
	矢板根入長	-16.400	応力算定法		—		地震時	5.95
備考								

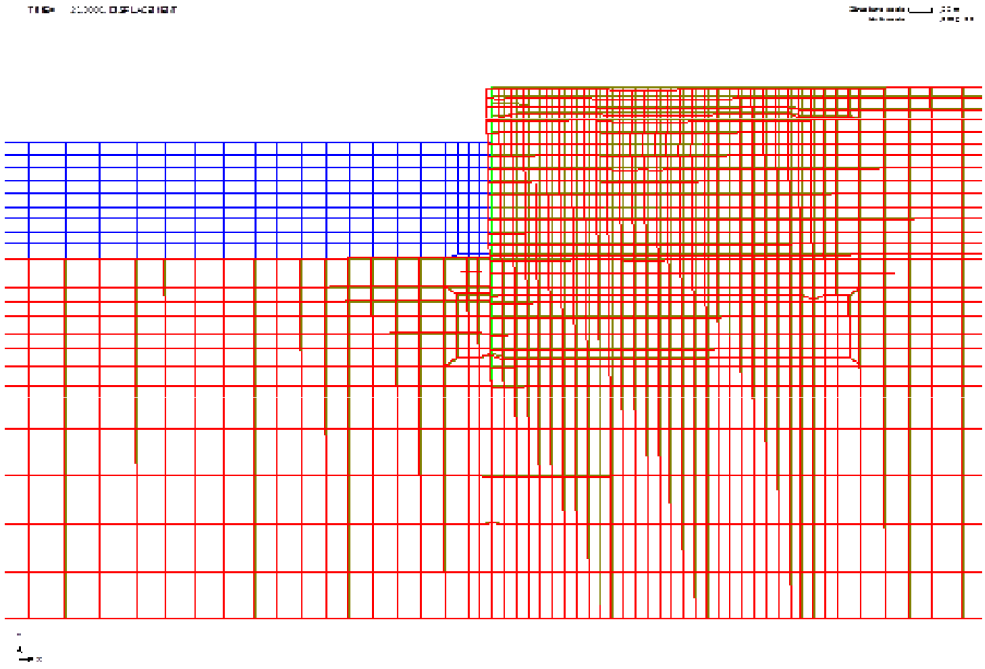


図-4.5 -3.0m 岸壁（2 工区）残留変位図（賀祥ダム波）

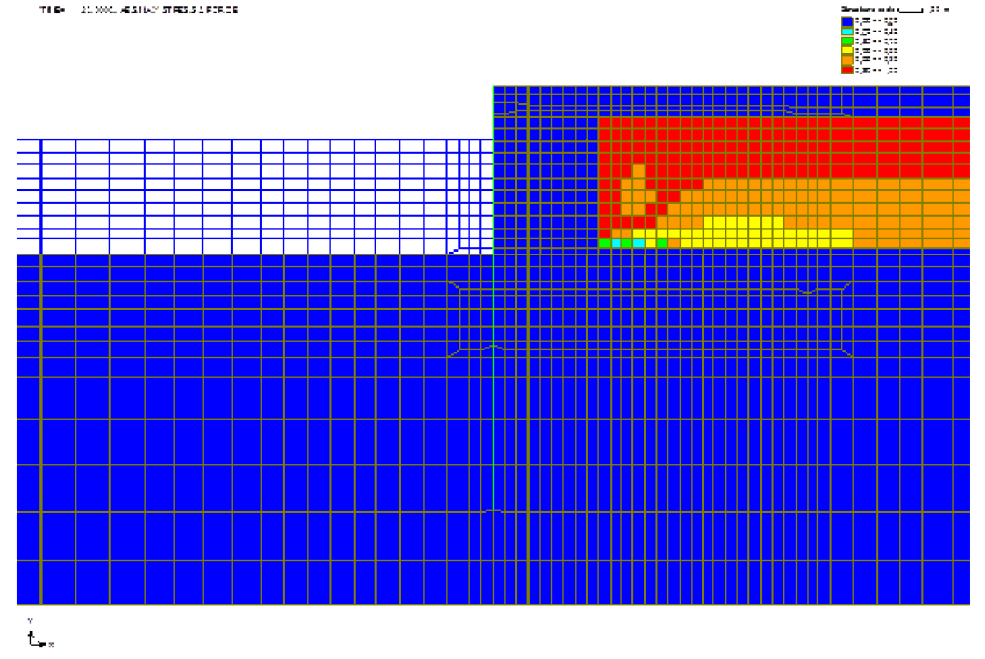
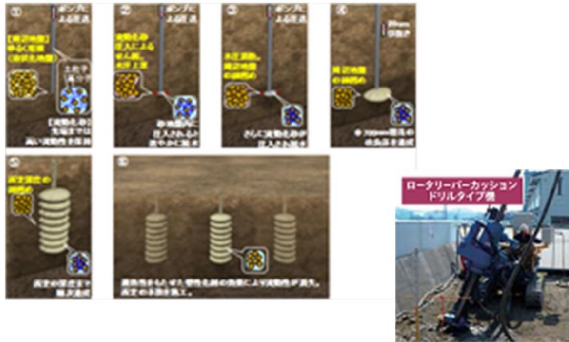
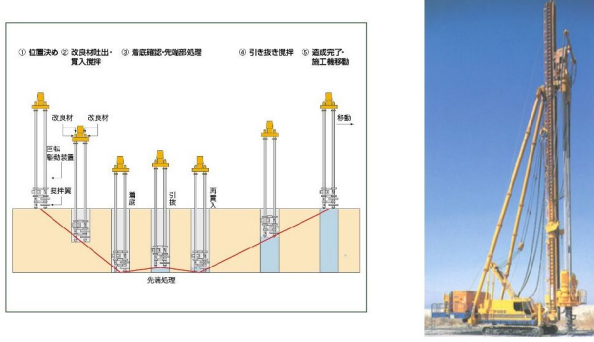
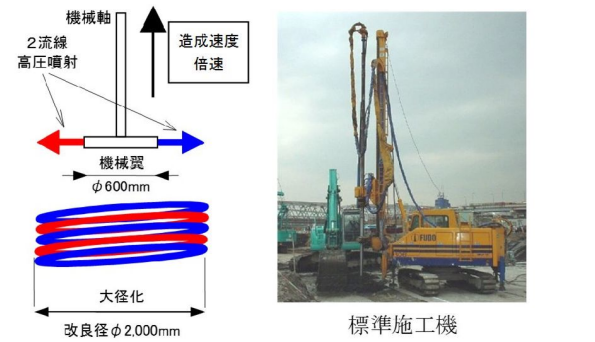
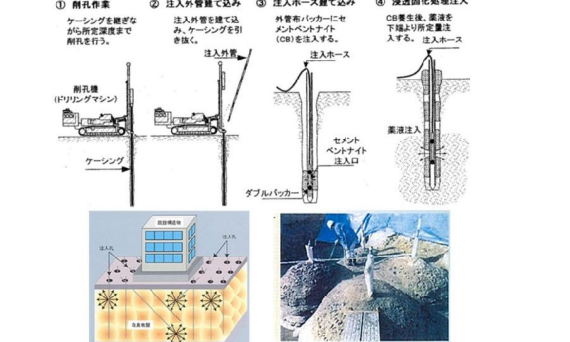
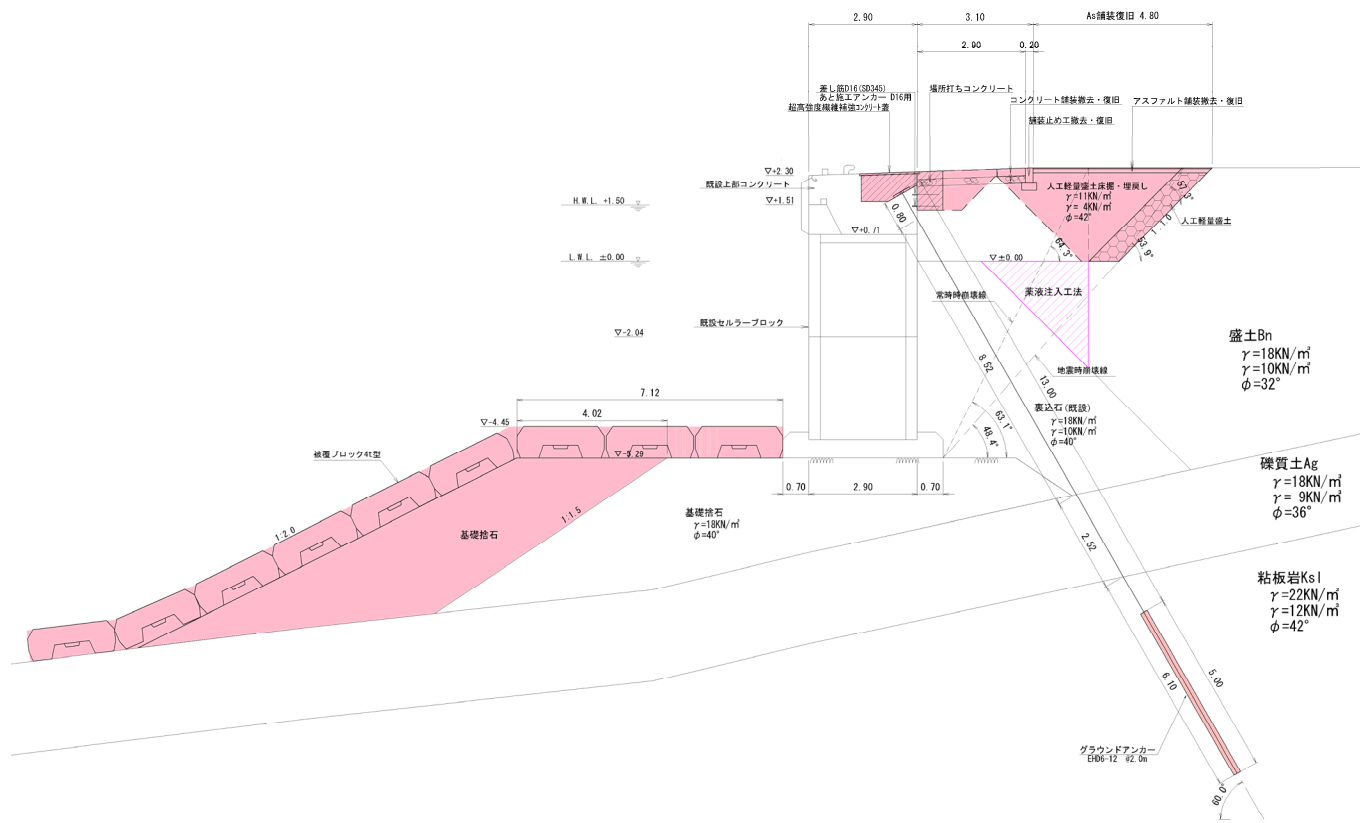


図-4.6 -3.0m 岸壁（2 工区）最大過剰間隙水圧分布（賀祥ダム波）

機能強化（液状化対策）工法の比較

改良原理		締固め		固化					
工法名		砂圧入式静的締固め工法（SAVE-SP）		機械攪拌式深層混合処理工法（CI-CMC）		二重管式高圧噴射攪拌工法（FTJ-NA）		浸透固化処理工法	
概要		流動化剤とともに混練された流動化砂を、超小型施工機を用いてポンプ圧送することで、周辺地盤を締固める工法。圧送された砂の流動性状は、排出時の脱水および添加された運動性塑性剤の作用で消失する。		安定材をミキシングプラントでスラリー状にし、スラリーポンプで攪拌翼先端まで圧送し、改良範囲の軟弱土を地盤中の現位置で攪拌混合し、所定の強度のパイルを造成する地盤改良工法。		セメント等の固化材をロッドの先端から超高压で噴射しロッドを回転させながら引上げ強固な改良体を造成する。		緩い砂地盤に薬液を低圧で浸透させ固結し、液状化を防止する工法。ドリリングマシンにより削孔し注入管を建て込む。注人はダブルパッカーを装着したホースを注入管に建て込んで薬液を注入する。	
概要図									
特徴	長所	- 小型施工機の使用により機械重量が少なく、圧迫感も小さい。 - 母材は自然材料（砂）であるため、環境に優しい。		- 液状化対策として施工実績が多い。 - 低振動、低騒音の施工が可能。		- 小型施工機の使用により機械重量が少なく、圧迫感も小さい。 - 二重管式の高圧噴射攪拌であるため、施工に伴う変位影響は小さい。		- 浸透注入させるため、注入による地盤の隆起や変位が少ない。 - 浸透固化処理工法は、液状化対策工での施工実績が多い。	
	短所	- 改良原理上、周辺地盤に対して変位影響が生じる。 - SCP工法と比べると高価である。		- セメントを用いるため環境面への配慮が必要。 - 施工前に室内配合試験を実施する必要がある、2 か月程度の期間を要する。		- セメントを用いるため環境面への配慮が必要。 - 施工前に室内配合試験を実施する必要がある、2 か月程度の期間を要する。 - 多量の排泥が発生するため、適切な処分が必要である。（埋戻材等への有効利用が可能）		- 細粒分が多く（Fc≧40%）、透水性が低い場合には、浸透注入が困難となる。また、Fc≧20%以上への適用の場合は、試験施工による適用性を確認する必要がある。 - 施工前に室内配合試験を実施する必要がある、2 か月程度の期間を要する。	
適用性	背後用地への影響	改良範囲が背後用地に及ぶが、間隔や改良体の規格で調整可能。	△	岸壁範囲内での改良が可能だが、攪拌翼による攪拌混合を行うため、液状化防止を発揮できる改良形式（格子状、接円式、ブロック式）の造成が不可能	×	岸壁範囲内での改良が可能。	○	岸壁範囲内での改良が可能。	○
	施工による変位影響	流動砂を用いるため、施工に伴う周辺への変位影響は小さい。	○	低変位型工法を適用すれば、周辺への変位影響は小さい。	○	二重管式の高圧噴射攪拌工法であるため、変位影響は小さい。	○	薬液を低圧で浸透させるため、周辺構造物に与える変位影響は小さい。	○
	機械重量	施工機は小型施工機（RPD：10t 程度）であるため、機械重量による影響は小さい。	○	施工機は 100t 程度の三点杭打ち機程度であるため、機械重量による影響が懸念される。（小型施工機の適用も可能）	△	施工機は小型施工機（25t 程度）であるため、機械重量による影響は小さい。	○	施工機は小型施工機（RPD 機 or BOR 機：10t 程度）であるため、機械重量による影響は小さい。	○
直接工事費（100m あたり）		<φ700mm の改良体> 施工本数：N=500 本 施工単価：171,700 円/本 直工費：500 本×171,700 円/本=85,850,000 円 ① <変位緩衝孔> 施工本数：N=63 本 施工単価：18,400 円/本 直工費：63 本×18,400 円/本=1,159,200 円 ② <φ500 の改良体（緩み解消）> 施工本数：N=63 本 施工単価：126,400 円/本 直工費：63 本×126,400 円/本=7,963,200 円 ③ 合計：①+②+③=94,972,400 円		<適用不可のため省略>		<FTJ-NA> 施工本数：N=157 本 施工単価：364,000 円/本 直工費：157 本×364,000 円/本=57,148,000 円 ① <排泥処理費> 1 本当たり：9.50m3/本 推定排泥量：157 本×9.50m3/本=1,500m3 処理費単価：28,500 円/m3 処理費：1,500m3×28,500 円/m3=42,750,000 円 ② 合計：①+②=99,890,000 円		<浸透固化処理工> 施工本数：N=186 本 施工単価：410,700 円/本 直工費：186 本×410,700 円/本=76,390,200 円 ① 合計：①=76,390,200 円	
当地区での留意点		改良原理上、周辺への変位影響が生じる工法であるため、既設矢板等への周辺構造物に対する変位対策が必要である。		<適用不可のため省略>		施工に伴い多量の排泥が生じるため、適切な処分が必要である。他事例では、埋戻材や盛土材等へ有効利用した事例もある。		施工に排泥等の発生がほとんどなく、海域へ与える影響が少ない。	
総合評価		△ (高価ではあるが、変位影響は少なく適用性は高い)		×		△ (高価ではあるが、変位影響は少なく適用性は高い)		○ (比較案中最も経済的であり、変位及び海域への影響も少なく適用性が最も高い)	

安定計算結果（耐震・耐津波設計による決定断面）

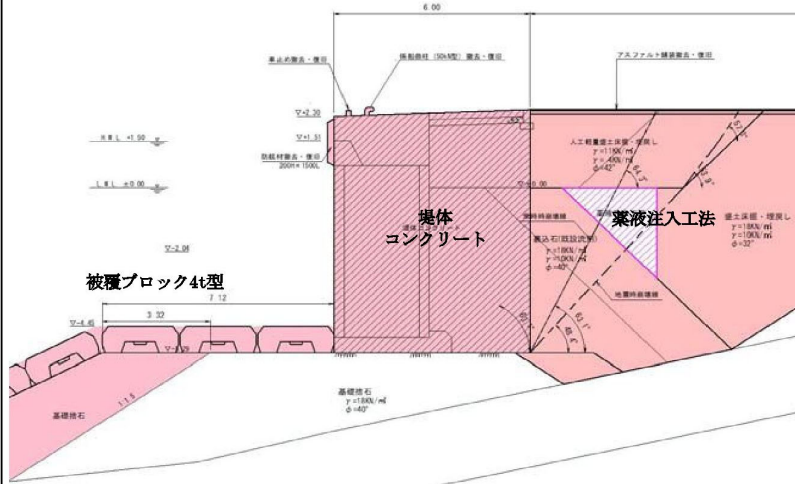
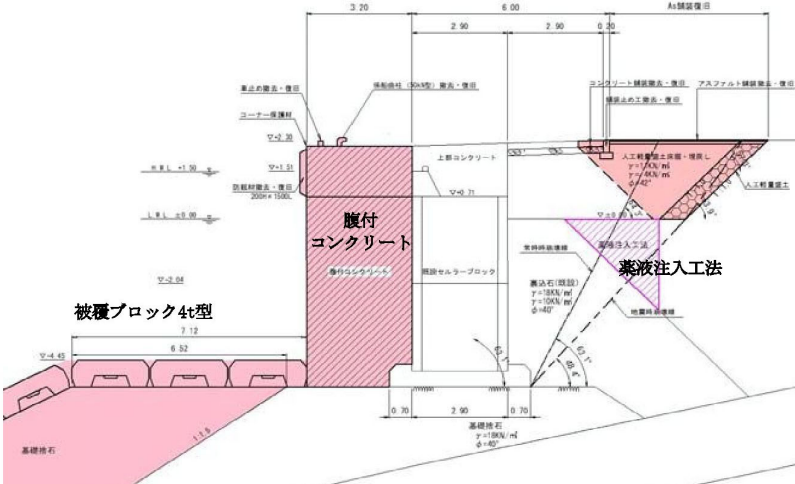
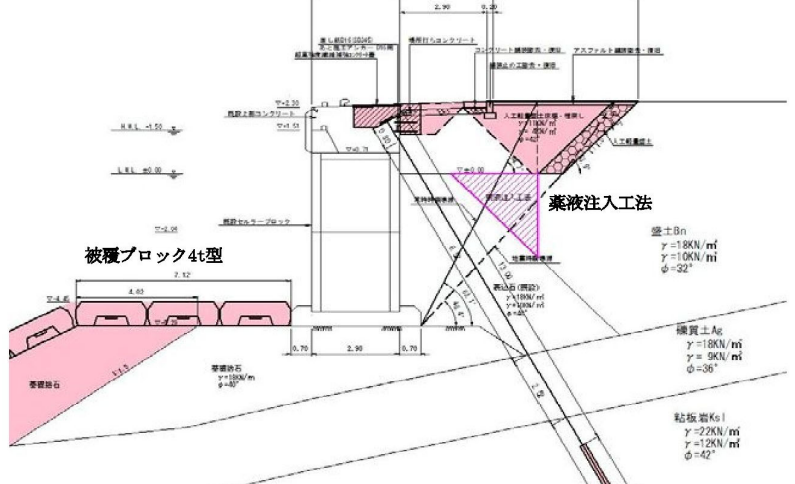


設 計 算					地震時(L.W.L)		津波時	
安全率	項 目	地震時(L.W.L)	津波時	端趾圧	P1	253.540 KN/m ²	281.509 KN/m ²	
	滑動	1.763 > 1.00	1.200 > 1.20		P2	95.331 KN/m ²	31.118 KN/m ²	
	転倒	2.812 > 1.10	2.250 > 1.20	捨石底面 地盤反力	P1'	167.353 KN/m ²	171.720 KN/m ²	
	偏心傾斜	1.408 > 1.00	1.206 > 1.20		P2'	78.587 KN/m ²	41.308 KN/m ²	
	直線すべり			基礎地盤 支持力の算定	qa= 1049.99 KN/m ²		qa= 1102.598 KN/m ²	
	円弧すべり							
備考	・被覆ブロックの重量算定 W= 3.36 t							

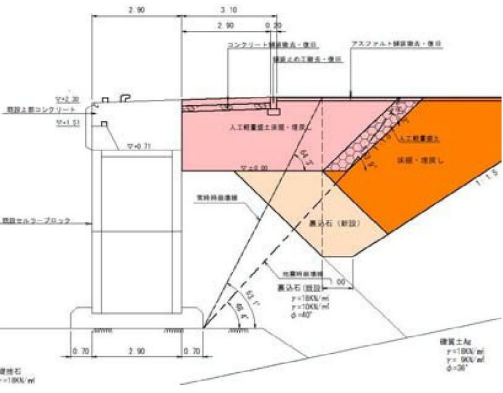
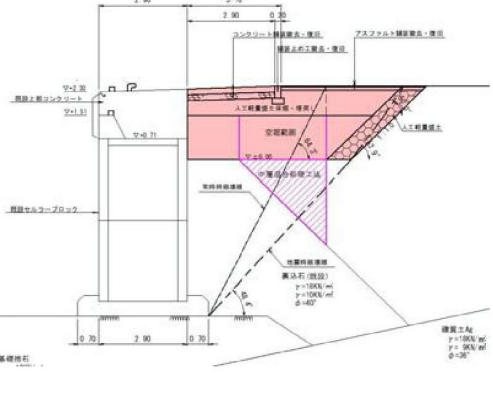
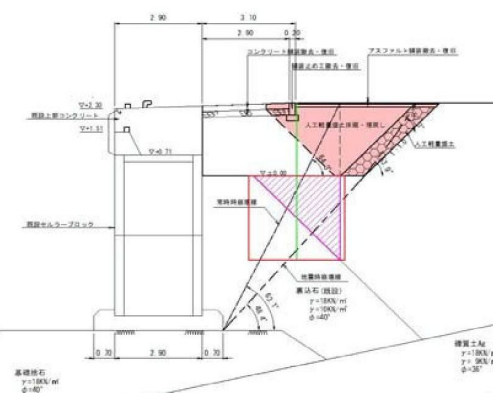
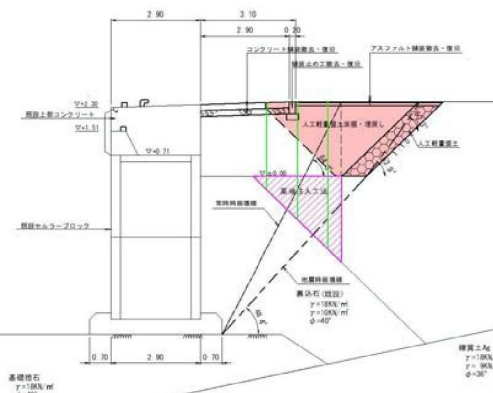
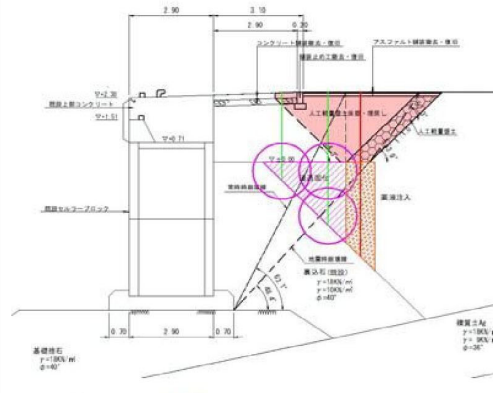
【被覆ブロックの比較】

メーカー名	製品名	断面 形状	適合品名	実重量 (t)	ブランク規格 (B×L×D)	10個当たり コンクリート V(m ³)	10個当たり 型枠面積 (m ²)	1列当 り幅 (m)	1列当 り 型数	庇梁の長さ たり 天端高 (DL-m)	縦梁の長さ 及び 根付 (m)	縦梁の長さ 及び 根付 (円)	1列当たり アールの製・ 振付 (円)	1列当たり 石投入 (m ³)	水中勾 (%)	1列当り 合計	30m当り 列数	合計 (諸経費50%含む) (円)	選定			
ニセ水工 株式会社	スタビック		1:1.5 16型	16.00	2.89 × 2.89 × 1.59	70.25	291.46	8.85	7	3.70 XG	186.711	53.035	1,678,222	22,720	900,551	25.09	18.85	1,032,028	2,710,250	11	44,719,000	
			1:2.0 4L型	4.00	1.82 × 1.82 × 1.00	17.58	115.33	7.40	11	4.29		59,148	22,720	900,551		650,312	1,550,883	17	39,547,000	○		
			1:3.0 2L型	2.00	1.45 × 1.45 × 0.79	8.78	72.76	7.40	18	4.50		32,924	22,720	1,001,607		771,730	1,773,327	21	55,860,000			
			1:4.0 1L型	1.00	1.15 × 1.15 × 0.63	4.37	45.70	7.03	29	4.66		18,359	22,720	1,191,316		814,890	2,005,296	26	78,246,000			
			1:1.5 15L型	15.14	2.94 × 2.94 × 1.72	66.49	252.44	8.94	7	3.57 XG	178,524	48,423	1,588,030		26.41	17.88	1,051,739	2,670,369	10	40,056,000		
東洋水研 株式会社	オルサー ブロック		1:2.0 4L型	4.18	1.91 × 1.91 × 1.12	18.37	116.51	7.86	11	4.17	60,393	20,390	858,609		27.48	19.48	746,852	1,635,461	16	39,251,000	○	
			1:3.0 2L型	2.03	1.50 × 1.50 × 0.88	8.91	71.92	6.15	17	4.41		32,439	20,390	898,046		33.02	24.14	714,271	1,612,368	20	48,371,000	
			1:4.0 1L型	0.93	1.16 × 1.16 × 0.68	4.10	42.89	6.09	27	4.61		16,949	20,390	1,008,149		49.25	30.71	771,741	1,779,892	25	66,746,000	
			1:1.5 16L型	16.10	3.70 × 3.70 × 1.33	70.71	391.90	7.45	6	3.96 XG	236,954	48,423	1,712,263		19.39	15.99	1,058,700	2,770,963	8	33,252,000		
水崎テトラ	ベルメックス		1:2.0 4L型	4.07	2.31 × 2.31 × 0.84	17.89	156.70	7.12	9	4.45	72,608	20,927	811,813		23.66	19.34	822,160	1,663,973	13	32,447,000	◎	
			1:3.0 2L型	2.05	1.86 × 1.86 × 0.67	8.98	99.00	7.59	15	4.62		40,110	19,385	892,589		41.10	25.56	1,018,565	1,911,154	16	45,868,000	
			1:4.0 2L型	2.05	1.86 × 1.86 × 0.67	8.98	99.00	7.59	18	4.62		40,110	19,395	1,071,107		38.20	32.31	1,352,993	2,454,100	16	58,898,000	

機能強化（構造物補強）の比較

対策案		対策案1：新設案（B=6.0m）		対策案2：前面腹付案（B=3.2m）		対策案3：グラウンドアンカー案																																																																																																																																																															
断面図																																																																																																																																																																					
	断面図																																																																																																																																																																				
安定計算結果	耐震照査	<table><tr><th colspan="2">H.W.L. +1.500m 地震時</th><th>壁体上の上載荷重を考慮しない場合</th><th>壁体上の上載荷重を考慮した場合</th></tr><tr><td>滑動</td><td>a点 (-5.290m)</td><td>1.451 ≧ 1.000</td><td>1.495 ≧ 1.000</td></tr><tr><td>転倒</td><td>a点 (-5.290m)</td><td>2.012 ≧ 1.100</td><td>2.028 ≧ 1.100</td></tr><tr><td>支持力</td><td>壁体底面 (-5.290m)</td><td>P₁ = 273.349 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 4.722 m ≤ qa = 500.000 kN/m²</td><td>P₁ = 284.249 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 4.752 m ≤ qa = 500.000 kN/m²</td></tr><tr><td></td><td>砂質土面 (-7.800m)</td><td>P₁ = 175.363 kN/m² P₂ = 25.100 kN/m² b = 8.590 m ≤ qa = 1132.277 kN/m²</td><td>P₁ = 182.806 kN/m² P₂ = 25.100 kN/m² b = 8.565 m ≤ qa = 1130.055 kN/m²</td></tr></table>		H.W.L. +1.500m 地震時		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合	滑動	a点 (-5.290m)	1.451 ≧ 1.000	1.495 ≧ 1.000	転倒	a点 (-5.290m)	2.012 ≧ 1.100	2.028 ≧ 1.100	支持力	壁体底面 (-5.290m)	P ₁ = 273.349 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.722 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²	P ₁ = 284.249 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.752 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²		砂質土面 (-7.800m)	P ₁ = 175.363 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 8.590 m ≤ qa = 1132.277 kN/m ²	P ₁ = 182.806 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 8.565 m ≤ qa = 1130.055 kN/m ²	<table><tr><th colspan="2">H.W.L. +1.500m 地震時</th><th>壁体上の上載荷重を考慮しない場合</th><th>壁体上の上載荷重を考慮した場合</th></tr><tr><td>滑動</td><td>a点 (-5.290m)</td><td>1.372 ≧ 1.000</td><td>1.416 ≧ 1.000</td></tr><tr><td>転倒</td><td>a点 (-5.290m)</td><td>2.226 ≧ 1.100</td><td>2.248 ≧ 1.100</td></tr><tr><td>支持力</td><td>壁体底面 (-5.290m)</td><td>P₁ = 245.324 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 5.634 m ≤ qa = 500.000 kN/m²</td><td>P₁ = 255.489 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 5.676 m ≤ qa = 500.000 kN/m²</td></tr><tr><td></td><td>砂質土面 (-7.800m)</td><td>P₁ = 171.128 kN/m² P₂ = 25.100 kN/m² b = 9.465 m ≤ qa = 1210.029 kN/m²</td><td>P₁ = 178.637 kN/m² P₂ = 25.100 kN/m² b = 9.445 m ≤ qa = 1209.252 kN/m²</td></tr></table>		H.W.L. +1.500m 地震時		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合	滑動	a点 (-5.290m)	1.372 ≧ 1.000	1.416 ≧ 1.000	転倒	a点 (-5.290m)	2.226 ≧ 1.100	2.248 ≧ 1.100	支持力	壁体底面 (-5.290m)	P ₁ = 245.324 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 5.634 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²	P ₁ = 255.489 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 5.676 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²		砂質土面 (-7.800m)	P ₁ = 171.128 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 9.465 m ≤ qa = 1210.029 kN/m ²	P ₁ = 178.637 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 9.445 m ≤ qa = 1209.252 kN/m ²	<table><tr><th colspan="2">H.W.L. +1.500m 地震時</th><th>壁体上の上載荷重を考慮しない場合</th><th>壁体上の上載荷重を考慮した場合</th></tr><tr><td>滑動</td><td>a点 (-0.710m)</td><td>1.260</td><td>1.000</td></tr><tr><td>転倒</td><td>b点 (-2.040m)</td><td>2.915</td><td>1.000</td></tr><tr><td>支持力</td><td>a点 (-0.710m)</td><td>1.003</td><td>1.000</td></tr><tr><td></td><td>b点 (-2.040m)</td><td>1.779</td><td>1.000</td></tr><tr><td></td><td>c点 (-4.790m)</td><td>2.415</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>d点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>e点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>f点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>g点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>h点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>i点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>j点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>k点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>l点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>m点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>n点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>o点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>p点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>q点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>r点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>s点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>t点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>u点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>v点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>w点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>x点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>y点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr><tr><td></td><td>z点 (-5.290m)</td><td>2.019</td><td>1.100</td></tr></table>		H.W.L. +1.500m 地震時		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合	滑動	a点 (-0.710m)	1.260	1.000	転倒	b点 (-2.040m)	2.915	1.000	支持力	a点 (-0.710m)	1.003	1.000		b点 (-2.040m)	1.779	1.000		c点 (-4.790m)	2.415	1.100		d点 (-5.290m)	2.019	1.100		e点 (-5.290m)	2.019	1.100		f点 (-5.290m)	2.019	1.100		g点 (-5.290m)	2.019	1.100		h点 (-5.290m)	2.019	1.100		i点 (-5.290m)	2.019	1.100		j点 (-5.290m)	2.019	1.100		k点 (-5.290m)	2.019	1.100		l点 (-5.290m)	2.019	1.100		m点 (-5.290m)	2.019	1.100		n点 (-5.290m)	2.019	1.100		o点 (-5.290m)	2.019	1.100		p点 (-5.290m)	2.019	1.100		q点 (-5.290m)	2.019	1.100		r点 (-5.290m)	2.019	1.100		s点 (-5.290m)	2.019	1.100		t点 (-5.290m)	2.019	1.100		u点 (-5.290m)	2.019	1.100		v点 (-5.290m)	2.019	1.100		w点 (-5.290m)	2.019	1.100		x点 (-5.290m)	2.019	1.100		y点 (-5.290m)	2.019	1.100		z点 (-5.290m)	2.019	1.100	安定計算でマックスの値は、アンカーが大きいことによる。実際は、受動土圧が発生するため、許容値を満足する。	
	H.W.L. +1.500m 地震時		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合																																																																																																																																																																	
滑動	a点 (-5.290m)	1.451 ≧ 1.000	1.495 ≧ 1.000																																																																																																																																																																		
転倒	a点 (-5.290m)	2.012 ≧ 1.100	2.028 ≧ 1.100																																																																																																																																																																		
支持力	壁体底面 (-5.290m)	P ₁ = 273.349 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.722 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²	P ₁ = 284.249 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.752 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²																																																																																																																																																																		
	砂質土面 (-7.800m)	P ₁ = 175.363 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 8.590 m ≤ qa = 1132.277 kN/m ²	P ₁ = 182.806 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 8.565 m ≤ qa = 1130.055 kN/m ²																																																																																																																																																																		
H.W.L. +1.500m 地震時		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合																																																																																																																																																																		
滑動	a点 (-5.290m)	1.372 ≧ 1.000	1.416 ≧ 1.000																																																																																																																																																																		
転倒	a点 (-5.290m)	2.226 ≧ 1.100	2.248 ≧ 1.100																																																																																																																																																																		
支持力	壁体底面 (-5.290m)	P ₁ = 245.324 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 5.634 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²	P ₁ = 255.489 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 5.676 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²																																																																																																																																																																		
	砂質土面 (-7.800m)	P ₁ = 171.128 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 9.465 m ≤ qa = 1210.029 kN/m ²	P ₁ = 178.637 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 9.445 m ≤ qa = 1209.252 kN/m ²																																																																																																																																																																		
H.W.L. +1.500m 地震時		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合																																																																																																																																																																		
滑動	a点 (-0.710m)	1.260	1.000																																																																																																																																																																		
転倒	b点 (-2.040m)	2.915	1.000																																																																																																																																																																		
支持力	a点 (-0.710m)	1.003	1.000																																																																																																																																																																		
	b点 (-2.040m)	1.779	1.000																																																																																																																																																																		
	c点 (-4.790m)	2.415	1.100																																																																																																																																																																		
	d点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	e点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	f点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	g点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	h点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	i点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	j点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	k点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	l点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	m点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	n点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	o点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	p点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	q点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	r点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	s点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	t点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	u点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	v点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	w点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	x点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	y点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
	z点 (-5.290m)	2.019	1.100																																																																																																																																																																		
耐津波照査	耐津波照査	<table><tr><th colspan="2">津波時水位 -4.960m 常時</th><th>壁体上の上載荷重を考慮しない場合</th><th>壁体上の上載荷重を考慮した場合</th></tr><tr><td>滑動</td><td>a点 (-5.290m)</td><td>1.211 ≧ 1.200</td><td>1.273 ≧ 1.200</td></tr><tr><td>転倒</td><td>a点 (-5.290m)</td><td>2.102 ≧ 1.200</td><td>2.209 ≧ 1.200</td></tr><tr><td>支持力</td><td>壁体底面 (-5.290m)</td><td>P₁ = 241.234 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 4.821 m ≤ qa = 500.000 kN/m²</td><td>P₁ = 243.381 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 5.025 m ≤ qa = 500.000 kN/m²</td></tr><tr><td></td><td>砂質土面 (-7.800m)</td><td>P₁ = 151.954 kN/m² P₂ = 25.100 kN/m² b = 9.168 m ≤ qa = 1183.638 kN/m²</td><td>P₁ = 157.717 kN/m² P₂ = 25.100 kN/m² b = 9.222 m ≤ qa = 1188.436 kN/m²</td></tr></table>		津波時水位 -4.960m 常時		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合	滑動	a点 (-5.290m)	1.211 ≧ 1.200	1.273 ≧ 1.200	転倒	a点 (-5.290m)	2.102 ≧ 1.200	2.209 ≧ 1.200	支持力	壁体底面 (-5.290m)	P ₁ = 241.234 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.821 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²	P ₁ = 243.381 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 5.025 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²		砂質土面 (-7.800m)	P ₁ = 151.954 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 9.168 m ≤ qa = 1183.638 kN/m ²	P ₁ = 157.717 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 9.222 m ≤ qa = 1188.436 kN/m ²	<table><tr><th colspan="2">津波時水位 -4.960m 常時</th><th>壁体上の上載荷重を考慮しない場合</th><th>壁体上の上載荷重を考慮した場合</th></tr><tr><td>滑動</td><td>a点 (-5.290m)</td><td>1.203 ≧ 1.200</td><td>1.289 ≧ 1.200</td></tr><tr><td>転倒</td><td>a点 (-5.290m)</td><td>2.449 ≧ 1.200</td><td>2.586 ≧ 1.200</td></tr><tr><td>支持力</td><td>壁体底面 (-5.290m)</td><td>P₁ = 210.329 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 5.919 m ≤ qa = 500.000 kN/m²</td><td>P₁ = 213.799 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 6.141 m ≤ qa = 500.000 kN/m²</td></tr><tr><td></td><td>砂質土面 (-7.800m)</td><td>P₁ = 148.741 kN/m² P₂ = 25.100 kN/m² b = 10.069 m ≤ qa = 1263.701 kN/m²</td><td>P₁ = 154.480 kN/m² P₂ = 25.100 kN/m² b = 10.148 m ≤ qa = 1270.721 kN/m²</td></tr></table>		津波時水位 -4.960m 常時		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合	滑動	a点 (-5.290m)	1.203 ≧ 1.200	1.289 ≧ 1.200	転倒	a点 (-5.290m)	2.449 ≧ 1.200	2.586 ≧ 1.200	支持力	壁体底面 (-5.290m)	P ₁ = 210.329 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 5.919 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²	P ₁ = 213.799 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 6.141 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²		砂質土面 (-7.800m)	P ₁ = 148.741 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 10.069 m ≤ qa = 1263.701 kN/m ²	P ₁ = 154.480 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 10.148 m ≤ qa = 1270.721 kN/m ²	<table><tr><th colspan="2">津波時水位 -4.960m 常時</th><th>壁体上の上載荷重を考慮しない場合</th><th>壁体上の上載荷重を考慮した場合</th></tr><tr><td>滑動</td><td>a点 (-0.710m)</td><td>1.947</td><td>1.200</td></tr><tr><td>転倒</td><td>b点 (-2.040m)</td><td>3.973</td><td>1.200</td></tr><tr><td>支持力</td><td>a点 (-0.710m)</td><td>1.303</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>b点 (-2.040m)</td><td>1.800</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>c点 (-4.790m)</td><td>2.204</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>d点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>e点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>f点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>g点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>h点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>i点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>j点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>k点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>l点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>m点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>n点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>o点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>p点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>q点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>r点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>s点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>t点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>u点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>v点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>w点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>x点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>y点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr><tr><td></td><td>z点 (-5.290m)</td><td>2.335</td><td>1.200</td></tr></table>		津波時水位 -4.960m 常時		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合	滑動	a点 (-0.710m)	1.947	1.200	転倒	b点 (-2.040m)	3.973	1.200	支持力	a点 (-0.710m)	1.303	1.200		b点 (-2.040m)	1.800	1.200		c点 (-4.790m)	2.204	1.200		d点 (-5.290m)	2.335	1.200		e点 (-5.290m)	2.335	1.200		f点 (-5.290m)	2.335	1.200		g点 (-5.290m)	2.335	1.200		h点 (-5.290m)	2.335	1.200		i点 (-5.290m)	2.335	1.200		j点 (-5.290m)	2.335	1.200		k点 (-5.290m)	2.335	1.200		l点 (-5.290m)	2.335	1.200		m点 (-5.290m)	2.335	1.200		n点 (-5.290m)	2.335	1.200		o点 (-5.290m)	2.335	1.200		p点 (-5.290m)	2.335	1.200		q点 (-5.290m)	2.335	1.200		r点 (-5.290m)	2.335	1.200		s点 (-5.290m)	2.335	1.200		t点 (-5.290m)	2.335	1.200		u点 (-5.290m)	2.335	1.200		v点 (-5.290m)	2.335	1.200		w点 (-5.290m)	2.335	1.200		x点 (-5.290m)	2.335	1.200		y点 (-5.290m)	2.335	1.200		z点 (-5.290m)	2.335	1.200	安定計算でマックスの値は、アンカーが大きいことによる。実際は、受動土圧が発生するため、許容値を満足する。	
	津波時水位 -4.960m 常時		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合																																																																																																																																																																	
滑動	a点 (-5.290m)	1.211 ≧ 1.200	1.273 ≧ 1.200																																																																																																																																																																		
転倒	a点 (-5.290m)	2.102 ≧ 1.200	2.209 ≧ 1.200																																																																																																																																																																		
支持力	壁体底面 (-5.290m)	P ₁ = 241.234 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.821 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²	P ₁ = 243.381 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 5.025 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²																																																																																																																																																																		
	砂質土面 (-7.800m)	P ₁ = 151.954 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 9.168 m ≤ qa = 1183.638 kN/m ²	P ₁ = 157.717 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 9.222 m ≤ qa = 1188.436 kN/m ²																																																																																																																																																																		
津波時水位 -4.960m 常時		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合																																																																																																																																																																		
滑動	a点 (-5.290m)	1.203 ≧ 1.200	1.289 ≧ 1.200																																																																																																																																																																		
転倒	a点 (-5.290m)	2.449 ≧ 1.200	2.586 ≧ 1.200																																																																																																																																																																		
支持力	壁体底面 (-5.290m)	P ₁ = 210.329 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 5.919 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²	P ₁ = 213.799 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 6.141 m ≤ qa = 500.000 kN/m ²																																																																																																																																																																		
	砂質土面 (-7.800m)	P ₁ = 148.741 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 10.069 m ≤ qa = 1263.701 kN/m ²	P ₁ = 154.480 kN/m ² P ₂ = 25.100 kN/m ² b = 10.148 m ≤ qa = 1270.721 kN/m ²																																																																																																																																																																		
津波時水位 -4.960m 常時		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合																																																																																																																																																																		
滑動	a点 (-0.710m)	1.947	1.200																																																																																																																																																																		
転倒	b点 (-2.040m)	3.973	1.200																																																																																																																																																																		
支持力	a点 (-0.710m)	1.303	1.200																																																																																																																																																																		
	b点 (-2.040m)	1.800	1.200																																																																																																																																																																		
	c点 (-4.790m)	2.204	1.200																																																																																																																																																																		
	d点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	e点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	f点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	g点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	h点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	i点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	j点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	k点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	l点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	m点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	n点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	o点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	p点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	q点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	r点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	s点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	t点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	u点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	v点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	w点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	x点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	y点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
	z点 (-5.290m)	2.335	1.200																																																																																																																																																																		
概算工事費 (30m当たり 諸経費50%)		16,295万円（543万円／m）		11,030万円（368万円／m）		9,653万円（322万円／m）																																																																																																																																																															
施工性	陸上及び海上からの施工が必要となる。 施工による影響範囲が最も大きい。	△	コンクリート打設は陸上から可能。付帯工の撤去復旧が必要となる。 施工による影響範囲は小さい。	○	アンカー打設も陸上から施工可能で比較的小さいスペースで施工可能。 施工による影響範囲は小さい。	◎																																																																																																																																																															
使用性	現状と変わらず利用できる。	◎	隣接する岸壁と法線が3m海側にずれるため、使用性は劣る。	△	現状と変わらず利用できる。	◎																																																																																																																																																															
経済性	経済性は最も劣る。	△	経済性はグラウンドアンカー案に劣る。	○	経済性は最も優れている。	◎																																																																																																																																																															
評価	施工性・経済性に最も劣る。	△	経済性・施工性・使用性に劣る。	○	経済性・施工性・使用性に優れることから本案を採用する。	◎																																																																																																																																																															

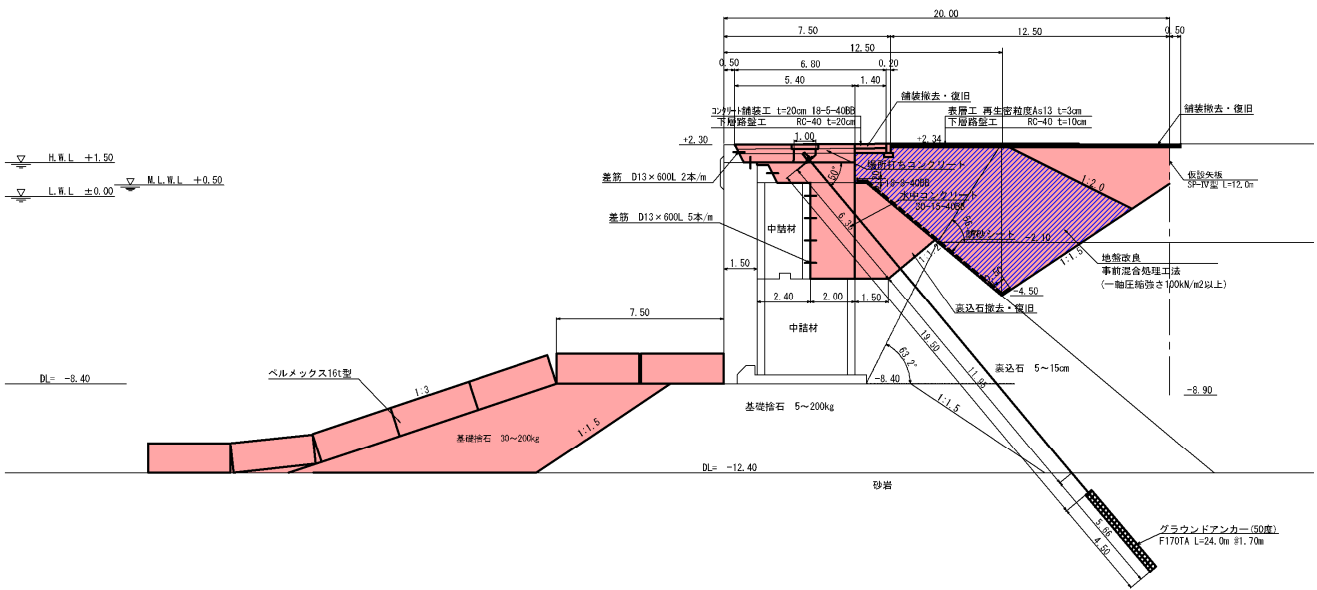
地盤改良工法（液状化対策）の比較

工法名	掘削置換工法	機械攪拌工法	高圧噴射攪拌工	薬液注入工法	
	砕石置換え	中層混合処理工法	高圧噴射攪拌工法（低排泥変位型）	薬液注入工法	浸透固化処理工法（＋薬液注入工法）
工法概要	バックホウで軽量盛土及び盛土層を掘削し、液状化しにくい材料に置き換える。	バックホウの先端にリボンスクリュー型攪拌翼を取り付け、改良材をスラリーの状態では原位置土と混合攪拌し、密実な改良地盤を造成する工法である。 人工軽量盛土を撤去し、流用土でH.W.Lまで埋め戻した後、地盤改良を行う。改良後に流用土を撤去し軽量盛土で復旧する。	ジェットマシンを使用し、三重管ロッドで目的の深度まで削孔した後、モニター上部より水を高圧噴射し、補助切削を行なう。同時にモニター下部より硬化材を空気と併用させて高圧噴射することにより、地盤を切削攪拌し、スライムを地表に排出させると同時に、円柱状の改良体を造成する。	二重管ストレーナー工法は、二重管になった注入ロッドを用いた注入方法で、一次注入として瞬結ゲルタイムの注入を行い、所定外への拡散を防止する。二次注入では緩結ゲルタイムの注入を行い、土粒子の間隙への均一な浸透を図り、均質な地盤改良を形成しようとすることを基本とした注入方式である。	ドリリングマシン等を用いて100mm前後のケーシングにて所定深度まで削孔し、注入外管を建込む。注入は、注入管にダブルバッカーを装着した二重管ホースを建込み、特殊ストレーナー部から注入を開始し、最大2.5m前後の球状改良体を形成する。
施工概要図	 置換土量(30m当り) V=226.8m³	 改良土量(30m当り) V=123m³ 空打土量(30m当り) V=129m³	 改良本数(30m当り) N=12本(φ3200)	 薬液注入工(30m当り) 注入量 V=50.2m³ 削孔本数N=90本	 浸透固化(30m当り) 注入量 V=50.2m³ 削孔本数N=38本 薬液注入工(30m当り) 注入量 V=41.0m³ 削孔本数N=30本
施工概要	・0.8m ³ /バックホウ	・1.4m ³ /バックホウ	・ジェットマシン(3t)	・ボーリングマシン(1t)	・ドリリングマシン(10t)
摘要地盤	特になし	砂質土 N≤40、粘性土 N≤15	砂質土 N≤100、粘性土 C≤50	砂質土、礫質土、粘性土	砂質土
設計強度	300～500 KN/m ²	100～600 KN/m ²	1,000～2,000 KN/m ²	2,000～3,000 KN/m ²	～100 KN/m ²
概算工事費	施工費 1,137 万円（直接工事費・30m当り）	施工費 987 万円（直接工事費・30m当り）	施工費 1,999 万円（直接工事費・30m当り）	施工費 933 万円（直接工事費・30m当り）	施工費 1,291 万円（直接工事費・30m当り）
概算工期	30日(実日数・30m当り)	25日(実日数・30m当り) 中層混合10日・土工他15日	21日(実日数・30m当り) 高圧噴射:6日・土工他15日	25日(実日数・30m当り) 薬液注入:10日・土工他15日	28日(実日数・30m当り) 浸透固化・薬液注入:13日・土工他15日
評価	・縦断方向も掘削が必要となり、影響範囲が大きい。 （縦断方向の工事費は見込んでいない） ・掘削がクレーン基礎に影響するため施設の移設等対策が必要となる。 ・残土処理が必要となる。 ・防砂シートは撤去・復旧する。	・砂礫地盤でも施工可能である。 ・軽量盛土の仮置きスペースが必要となる。	・砂礫地盤でも施工可能である。 ・防砂シートがある場合でも施工は可能である。	・砂礫地盤でも施工可能である。 ・防砂シートがある場合でも施工は可能である。 ・他工法と比べて、工事費が最も安価となる。	・砂礫地盤でも施工可能であるが、効果の確認が困難である。 ・防砂シートがある場合でも施工は可能である。 ・側部への逸走防止の為に薬液注入をおこなう。
	△	○	△	◎	△

対象施設			岸壁	構造形式	重力式（セルラーブロック）
目的			岸壁の機能強化（耐震・耐津波）改良設計		
新設・改良			改良	粘り強い機能の有無	無
設計条件	潮位		H. H. W. L. +1. 80, H. W. L. +1. 50, M. L. W. L. +0. 50, L. W. L. ±0. 00		
	設計震度	レベル 1 地域別	0. 16 ※係留施設 A		
		レベル 1 その他	—		
		レベル 2	・ M6. 5 直下地震（法線直交方向） ・ 東北地方太平洋沖地震（法線直交方向）		
	津波条件	レベル 1	津波水位 D. L. -9. 16（最低水位） 津波流速 H. W. L. 時：5. 61m/s L. W. L 時：6. 34m/s		
		レベル 2	—		
採用工法	機能強化の方向性 ※新設含む		対策の方向性：液状化対策，構造物補強対策 対 策 工 法：事前混合処理工法， 本体コンクリート拡幅/グラウンドアンカー設置		
	粘り強い対策		—		
採用工法の 基本的な方針・決定根拠 ※粘り強い対策を優先表記			＜液状化対策＞ ・ 構造物補強対策工法（本体工腹付・グラウンドアンカー）及び 背後用地（道路）を勘案し、固結工法を採用 ・ 固結工法のうち、施工性・経済性より事前混合処理工法を採用 ＜構造物補強＞ ・ 経済性の他、仮設工（土留矢板）がリース規格品かつ陸上施工 が可能となるため、本体工腹付・グラウンドアンカーの併用案 を採用		
設計上の留意点 ※粘り強い対策を優先表記			・ 液状化対策として締固め工法は、現地盤の細粒分が多いことを 加味して比較対象外 ・ 液状化改良範囲は、常時主働崩壊面と地下水面（DL+2. 30）の交 わる点まで（DL+2. 30 は津波時を想定して埋立地盤高） ・ アンカー長はアンカー傾斜が大きい方ほど短くなるため、 60° , 55° , 50° で比較し、経済性より 50° を採用・アンカー 設置は、最小間隔 1. 5m（相互干渉によるグループ効果の考慮無） かつ 1 函 5. 0m より 1. 7m 間隔（1 函当たり 3 本）		
キーワード			液状化対策，グラウンドアンカー，レベル 2 地震動，FLIP		

機能強化工法説明図	
平面図	
断面図	
その他	津波流速に対する被覆材の安定質量の検討 ・ 法勾配 1：1. 5 の場合、安定上 163. 6 t 必要であるが、流通規格がないため対象外 ・ 法勾配 1：2. 0 の場合、安定上 39. 2 t 必要 ・ 法勾配 1：3. 0 の場合、安定上 13. 8 t 必要 ・ 法勾配 1：4. 0 の場合、安定上 9. 1 t 必要 経済性の観点より、ベルメックス 16t 型（法勾配 1：3. 0）を採用 ※イスバッシュ定数の実験地があるオルサーブロック、ベルメックス、スタビックで比較
本設計に関する基本情報	
管理者：岩手県，設計位置：岩手県釜石市唐丹町花露辺地先，設計年次：—	

安定計算結果（耐震・耐津波設計による決定断面）



設 計 計 算									
		常時		地震時		津波時		マウンドの 許容支持力	
安全率	滑 動	-	≥ 1.20	2.177 (1.195)	≥ 1.00	<u>1.220</u> (0.742)	≥ 1.20		
	転 倒	-	≥ 1.20	8.985 (1.583)	≥ 1.10	5.187 (1.165)	≥ 1.20		
	偏 心 傾 斜	-		1.741	≥ 1.00	1.449	≥ 1.00		
	直線すべり	-		1.829	≥ 1.00	1.455	≥ 1.20		
	円形すべり	-		-		1.445	≥ 1.30		
	端趾圧	P1	-	KN/m ²	215.394	KN/m ²	237.22	KN/m ²	
P2		-	KN/m ²	163.529	KN/m ²	96.673	KN/m ²		
常時・津波時 500 kN/m ² 地震時 500 kN/m ²									
備 考	・ 常時は水平力が0.0kN/m以下のため省略する。								
	・ ()内の数値はアンカー張力を考慮しない場合の安全率を示す。 自重のみでは安全率を満足しないため、グラウンドアンカーにより補強を行い、安全率を確保する。								
	・ 被覆材の安定質量 法勾配1:2.0の場合 39.2t 法勾配1:3.0の場合 13.8t 法勾配1:4.0の場合 9.1t 耐震・耐津波強化として実績があるブロック、あるいは、イスパッシュ定数について実験して 定めているブロックとして、オルサーブロック、ペルメックス及びスタビックからペルメックス 16t型を採用する。								
	ペルメックス16t型 16 t ≥ 13.8t (法勾配1:3.0の場合)								

【偶発状態の地震応答解析（FLIP）】

○現況に対する照査

表 8.2.1 残留変位(現況断面)

項目	残留変位 (cm)	
	M6.5 直下地震	東北地方太平洋地震
はらみだし量 (cm)	1.0 cm ≤ 50 cm OK	3.8 cm ≤ 50 cm OK
沈下量(岸壁法線) (cm)	0.7 cm	1.7 cm
本体傾斜角 (°)	0.05° ≤ 3° OK	0.20° ≤ 3° OK
段差(岸壁背後) (cm)	0.6 cm	3.0 cm

○対策断面

表 8.3.1 残留変位(対策断面)

項目	残留変位 (cm)	
	M6.5 直下地震	東北地方太平洋地震
はらみだし量 (cm)	0.5 cm ≤ 50 cm OK	3.7 cm ≤ 50 cm OK
沈下量(岸壁法線) (cm)	0.1 cm	0.3 cm
本体傾斜角 (°)	0.03° ≤ 3° OK	0.20° ≤ 3° OK
段差(岸壁背後) (cm)	0.1 cm	3.7 cm

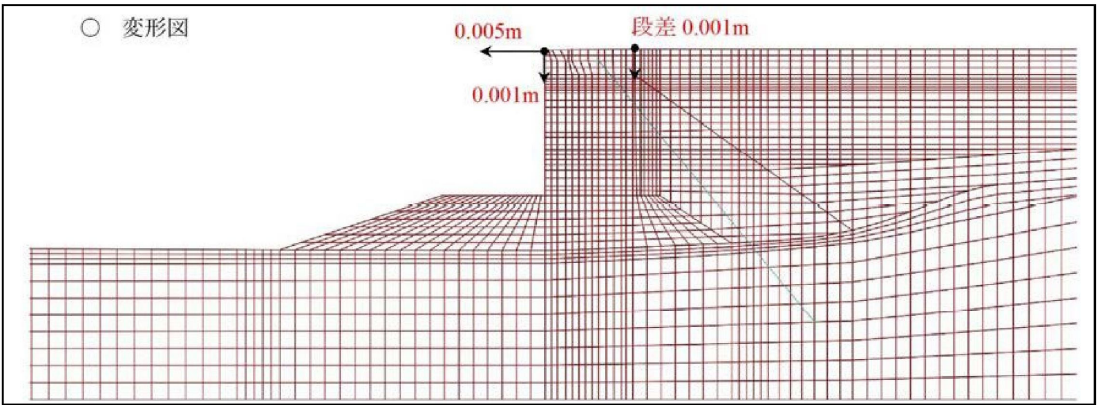


図 8.3.2 残留変形図[対策断面・M6.5 直下地震]

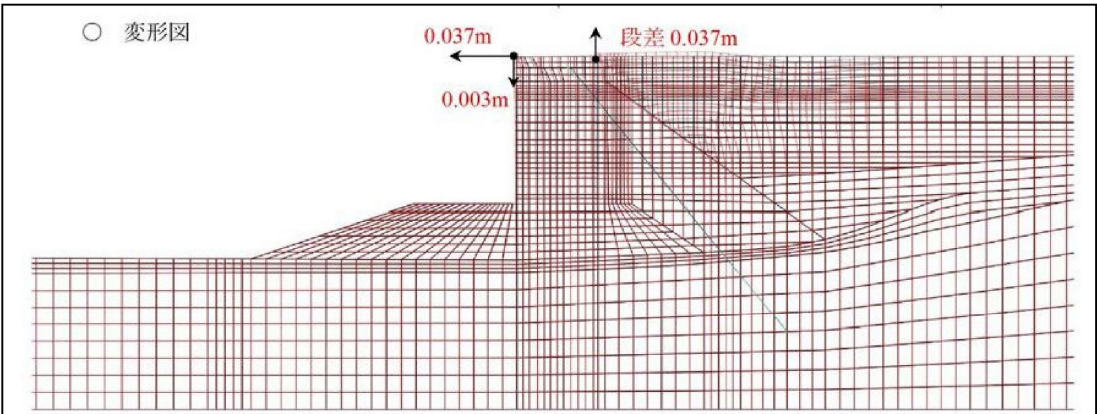


図 8.3.3 残留変形図[対策断面・東北地方太平洋地震]

液状化対策（地盤改良）の比較

液状化対策工法の比較設計表（-3m岸壁）〔三次選定〕

工法		工法 01：中層混合処理工法 （機械攪拌工法）	工法 02：深層混合処理工法 （高圧噴射工法、スラリー攪拌工（二軸））	工法 03：事前混合処理工法 （ドライ式）	工法 04：薬液注入工法 （多重管注入工法）
施工概念図					
	施工概要	特殊攪拌装置をバックホウの先端に取り付け、プラントで作成した固化材スラリーを吐出しながら原土と改良材を機械的に原位置で攪拌混合し改良体を造成する工法である。	原地盤に固化材スラリーを吐出しながら所定の深度まで攪拌・貫入し、所定の深度において先端処理後、攪拌翼を逆転させながら引き抜き攪拌することで円柱状の改良体を造成する工法である。	土砂に少量の安定材（セメント等）と分離防止剤を事前に添加・混合し、新材料に処理した後、所定の場所に運搬・投入してそのまま安定した地盤を造成する工法である。	瞬結型注入材による1次注入によりグラウドバックし、緩結型注入材にて2次注入することにより、薬液が土粒子間に浸透し、地盤を固結させる工法である。
適用土質		N<4の粘性土及びべドロなどの土質に対する適性が高い。	砂質土、粘性土などの土質に対する適性が高い。	砂質土(湿潤状態)などの土質に対する適性が高い。	砂質土、砂礫などの土質に対する適性が高い。
最大改良深度		10m程度まで	20～60m程度まで	20m程度まで	50～100m程度まで
施工仕様	使用機械	・ バックホウ(1.4m3級) ・ バックホウ(0.8m3級) ・ ミキシングプラント	・ 三点杭打機 ・ バックホウ(0.7m3) ・ ミキシングプラント	・ バックホウ(0.6m3) ・ ダンプトラック(10t積級) ・ 自走式土質改良機	・ 小型ボーリングマシン ・ 車上プラント(10t車)
	作業ヤード 改良対象土	○ 10m幅以上のヤードが必要となる。 ○ 別途100m2程度のプラントヤードが必要となる。 △ 対象土は礫混入率が高く、貫入不能になる可能性がある。そのため事前に礫質土を除去する必要がある。(→選別工) △ 攪拌に際し、防砂シートを破損する恐れがある。そのため、裏込部に薬液注入工法など他工法を併用する必要がある。(→補助工法) △ 裏込法面部に未改良部ができる恐れがある。	△ 15m幅以上のヤードが必要となる。 ○ 別途100m2程度のプラントヤードが必要となる。 △ 着底層となる裏込材への貫入が難しく、未改良部が残る可能性がある。そのため、未改良部に薬液注入工法など他工法を併用する必要がある。(→補助工法) △ 攪拌に際し、防砂シートを破損する恐れがある。そのため、裏込部に薬液注入工法など他工法を併用する必要がある。(→補助工法) △ 裏込法面部に未改良部ができる恐れがある。	○ 10m幅以上のヤードが必要となる。 ○ 別途20m×25m程度のプラントヤードが必要となる。 △ 対象土は礫混入率が高く、自走式土質改良機では改良土を作成できない可能性がある。そのため事前に選別工(ふるい分け)を行う必要がある。(→選別工) ○ 防砂シート敷設後に改良土を投入するため、防砂シートを破損する危険性は低い。 ○ 裏込法面部にも改良土を投入できる。	◎ 1.5m幅程度のヤードがあれば施工可能である。 ◎ 10t車1台分とプラントは小スペースである。 △ 粘土層・礫層が混在している土層の場合、粘性土では割裂注入となり、また、礫混じり砂層などの透水係数が比較的大きい地盤では、注入材が透水係数の大きい層に注入されやすく、均質な改良が行えない可能性がある。そのため、事前に選別工(ふるい分け)を行う必要がある。(→選別工) ○ 薬液の浸透により改良するため、防砂シートを破損する危険性は低い。
環境面		○ 施工時、固化材の水域への流出は極めて少ない。 ○ 固化後の改良体からアルカリ成分の溶出は極めて少ない。	○ 施工時、固化材の水域への流出は極めて少ない。 ○ 固化後の改良体からアルカリ成分の溶出は極めて少ない。	○ 施工時、固化材の水域への流出は極めて少ない。 ○ 固化後の改良体からアルカリ成分の溶出は極めて少ない。	△ 固化した薬液が流出する恐れはないが、薬液が無色透明であるため万一の流出時には気づきにくい。
概算工事費 (直接工事費)		仮設工 3,712 千円 掘削工 642 千円 選別工 677 千円 埋戻工 1,492 千円 中層混合処理工法 5,800 千円 薬液注入工法(補助工法) 11,466 千円 合計 23,789 千円	仮設工 0 千円 掘削工 260 千円 選別工 0 千円 埋戻工 583 千円 深層混合処理工法 9,800 千円 薬液注入工法(補助工法) 11,466 千円 合計 22,109 千円	仮設工 3,712 千円 掘削工 642 千円 選別工 677 千円 埋戻工 317 千円 事前混合処理工法 13,000 千円 薬液注入工法(補助工法) 0 千円 合計 18,348 千円	仮設工 3,712 千円 掘削工 642 千円 選別工 677 千円 埋戻工 1,492 千円 薬液注入工法 29,000 千円 薬液注入工法(補助工法) 0 千円 合計 35,523 千円
	総合評価※	3 位	2 位	1 位	4 位

※総合評価が同点の場合は、概算工事費が安価な工法を上位とする。

評価 ◎：3点 ○：2点 △：1点 ×：0点

機能強化（構造物補強対策）の比較

機能強化対策断面の比較設計表（～3m岸壁）

工法	TYPE01　：　グラウンドアンカー工法 + 本体工改良(腹付)		TYPE02　：　本体工改良(腹付)		TYPE03　：　グラウンドアンカー工法 + 本体工改良(腹付) + 軽量盛土工																																																																																																										
対策概要	グラウンドアンカー工法による押え付けによる対策を講じた断面である。 セルラーブロックの削孔を行わずにグラウンドアンカー工法を用いられるよう本体工改良(腹付)を併用する。		埋立地盤の改良による対策を講じる断面である。 地盤改良工法による土圧の軽減だけでは安定しないため、本体工改良(腹付)を併用する。		背面の埋戻を軽量盛土で行い、土圧を軽減させた断面である。 タイプ01と同様に、セルラーブロックの削孔を行わずにグラウンドアンカー工法を用いられるよう本体工改良(腹付)を併用する。																																																																																																										
標準断面図																																																																																																															
安全性	<table><tr><td></td><td colspan="2">地震時</td><td colspan="2">津波時</td></tr><tr><td>滑動</td><td>2.177</td><td>≥ 1.0</td><td><u>1.220</u></td><td>≥ 1.2</td></tr><tr><td>転倒</td><td>8.985</td><td>≥ 1.1</td><td><u>5.187</u></td><td>≥ 1.2</td></tr><tr><td>端趾圧</td><td>215.394</td><td>≤ 500 kN/m2</td><td>237.220</td><td>≤ 500 kN/m2</td></tr><tr><td>支持力</td><td>129.077</td><td>≤ 780 kN/m2</td><td>115.009</td><td>≤ 811 kN/m2</td></tr><tr><td>直線滑り</td><td>1.829</td><td>≥ 1.0</td><td>1.455</td><td>≥ 1.2</td></tr><tr><td>円形滑り</td><td colspan="2">1.445</td><td>≥ 1.3</td><td></td></tr></table>			地震時		津波時		滑動	2.177	≥ 1.0	<u>1.220</u>	≥ 1.2	転倒	8.985	≥ 1.1	<u>5.187</u>	≥ 1.2	端趾圧	215.394	≤ 500 kN/m2	237.220	≤ 500 kN/m2	支持力	129.077	≤ 780 kN/m2	115.009	≤ 811 kN/m2	直線滑り	1.829	≥ 1.0	1.455	≥ 1.2	円形滑り	1.445		≥ 1.3		<table><tr><td></td><td colspan="2">地震時</td><td colspan="2">津波時</td></tr><tr><td>滑動</td><td>1.607</td><td>≥ 1.0</td><td><u>1.264</u></td><td>≥ 1.2</td></tr><tr><td>転倒</td><td>3.253</td><td>≥ 1.1</td><td><u>3.302</u></td><td>≥ 1.2</td></tr><tr><td>端趾圧</td><td>291.663</td><td>≤ 500 kN/m2</td><td>251.150</td><td>≤ 500 kN/m2</td></tr><tr><td>支持力</td><td>143.321</td><td>≤ 890 kN/m2</td><td>126.301</td><td>≤ 936 kN/m2</td></tr><tr><td>直線滑り</td><td>1.605</td><td>≥ 1.0</td><td>1.562</td><td>≥ 1.2</td></tr><tr><td>円形滑り</td><td colspan="2">1.939</td><td>≥ 1.3</td><td></td></tr></table>			地震時		津波時		滑動	1.607	≥ 1.0	<u>1.264</u>	≥ 1.2	転倒	3.253	≥ 1.1	<u>3.302</u>	≥ 1.2	端趾圧	291.663	≤ 500 kN/m2	251.150	≤ 500 kN/m2	支持力	143.321	≤ 890 kN/m2	126.301	≤ 936 kN/m2	直線滑り	1.605	≥ 1.0	1.562	≥ 1.2	円形滑り	1.939		≥ 1.3		<table><tr><td></td><td colspan="2">地震時</td><td colspan="2">津波時</td></tr><tr><td>滑動</td><td>2.268</td><td>≥ 1.0</td><td><u>1.217</u></td><td>≥ 1.2</td></tr><tr><td>転倒</td><td>6.529</td><td>≥ 1.1</td><td><u>4.338</u></td><td>≥ 1.2</td></tr><tr><td>端趾圧</td><td>243.126</td><td>≤ 500 kN/m2</td><td>256.009</td><td>≤ 500 kN/m2</td></tr><tr><td>支持力</td><td>127.522</td><td>≤ 770 kN/m2</td><td>112.741</td><td>≤ 814 kN/m2</td></tr><tr><td>直線滑り</td><td>1.869</td><td>≥ 1.0</td><td>1.462</td><td>≥ 1.2</td></tr><tr><td>円形滑り</td><td colspan="2">1.568</td><td>≥ 1.3</td><td></td></tr></table>			地震時		津波時		滑動	2.268	≥ 1.0	<u>1.217</u>	≥ 1.2	転倒	6.529	≥ 1.1	<u>4.338</u>	≥ 1.2	端趾圧	243.126	≤ 500 kN/m2	256.009	≤ 500 kN/m2	支持力	127.522	≤ 770 kN/m2	112.741	≤ 814 kN/m2	直線滑り	1.869	≥ 1.0	1.462	≥ 1.2	円形滑り	1.568		≥ 1.3	
	地震時		津波時																																																																																																												
滑動	2.177	≥ 1.0	<u>1.220</u>	≥ 1.2																																																																																																											
転倒	8.985	≥ 1.1	<u>5.187</u>	≥ 1.2																																																																																																											
端趾圧	215.394	≤ 500 kN/m2	237.220	≤ 500 kN/m2																																																																																																											
支持力	129.077	≤ 780 kN/m2	115.009	≤ 811 kN/m2																																																																																																											
直線滑り	1.829	≥ 1.0	1.455	≥ 1.2																																																																																																											
円形滑り	1.445		≥ 1.3																																																																																																												
	地震時		津波時																																																																																																												
滑動	1.607	≥ 1.0	<u>1.264</u>	≥ 1.2																																																																																																											
転倒	3.253	≥ 1.1	<u>3.302</u>	≥ 1.2																																																																																																											
端趾圧	291.663	≤ 500 kN/m2	251.150	≤ 500 kN/m2																																																																																																											
支持力	143.321	≤ 890 kN/m2	126.301	≤ 936 kN/m2																																																																																																											
直線滑り	1.605	≥ 1.0	1.562	≥ 1.2																																																																																																											
円形滑り	1.939		≥ 1.3																																																																																																												
	地震時		津波時																																																																																																												
滑動	2.268	≥ 1.0	<u>1.217</u>	≥ 1.2																																																																																																											
転倒	6.529	≥ 1.1	<u>4.338</u>	≥ 1.2																																																																																																											
端趾圧	243.126	≤ 500 kN/m2	256.009	≤ 500 kN/m2																																																																																																											
支持力	127.522	≤ 770 kN/m2	112.741	≤ 814 kN/m2																																																																																																											
直線滑り	1.869	≥ 1.0	1.462	≥ 1.2																																																																																																											
円形滑り	1.568		≥ 1.3																																																																																																												
特徴	○ 腹付幅　　：　－（既設堤体幅まで） ○ 用地の施工範囲　：　20.0m △ 掘削範囲が広いため、仮設工(土留)を設ける必要がある。 ○ 本体工の改良幅が小さく、掘削深度も比較的浅い。 ○ 掘削土の残土処分量は比較的少ない。		△ 腹付幅　　：　4.5m ○ 用地の施工範囲　：　20.0m △ 掘削範囲が広いため、仮設工(土留)を設ける必要がある。 △ 他の2案に比して本体工の改良幅が大きく、掘削深度も深い。 △ 掘削土の残土処分量が比較的多く発生する。		○ 腹付幅　　：　－（既設堤体幅まで） ○ 用地の施工範囲　：　20.0m △ 掘削範囲が広いため、仮設工(土留)を設ける必要がある。 ○ 本体工の改良幅が小さく、掘削深度も比較的浅い。 △ 掘削土の残土処分量が多く発生する。																																																																																																										
施工性	○ 本体改良は陸上からの施工が可能である。 ○ 仮設工(土留矢板)を要するがリース品の規格内である。		○ 本体改良は陸上からの施工が可能である。 △ 仮設工(鋼管矢板)を要し、リース品の規格外となる。		○ 本体改良は陸上からの施工が可能である。 △ 仮設工(土留矢板)を要し、リース品の規格外となる。																																																																																																										
直接工事費	3,400千円/m		6,300千円/m		5,500千円/m																																																																																																										
総合評価																																																																																																															
	1　位		3　位		2　位																																																																																																										

評価　○：2点　△：1点　×：0点

対象施設			岸壁	構造形式	矢板式（控え矢板, 二重矢板）
目的			耐震強化岸壁（-7.5m）の新設		
新設・改良			新設	粘り強い機能の有無	無
設計条件	潮位		H. W. L +1.60, M. L. W. L +0.40, L. W. L ±0.00（C. D. L）		
	設計震度	レベル1 地域別	0.19 ※係留施設 A		
		レベル1 その他	—		
		レベル2	東北地方太平洋沖地震 最大基盤加速度 $\alpha_{max}=897gal$		
	津波条件	レベル1	最大水位：C. D. L+4.3m（＞施設天端高+3.0m→越流） 最大流速：4.0m/s（H. W. L. 時） 最低水位：C. D. L. -1.9m(L. W. L. 時）		
		レベル2	—		
採用工法	機能強化の方向性 ※新設含む		対策の方向性：液状化対策，新設 対 策 工 法：深層混合処理工法，控え矢板（端部：二重矢板）		
	粘り強い対策		—		
採用工法の 基本的な方針・決定根拠 ※粘り強い対策を優先表記			< 深層混合処理工法 > ・改良範囲として陸側は控え工の位置から常時主働崩壊角面が設計水位と交わる個所までとし、海側は地震時の必要安定幅より範囲が広い、常時受動崩壊角により決定 < 新設 > ・栈橋式の地盤改良として一般的な SCP が入船できないため、重力式、矢板式（控え矢板, 二重矢板）の比較検討により決定		
設計上の留意点 ※粘り強い対策を優先表記			< 液状化対策 > ・港口に横断橋（桁下高 32m※）及び架線（架線高 35.9m※）があるため、2.2㎡級 CDM 船による地盤改良を前提 ※ともに H. W. L 時 < 岸壁端部の考え > ・耐震区間以外の岸壁が被災を受けた場合、それに連鎖し耐震区間が被災を受けることを防ぐことを目的とし、起終点の両端部、中間の排水工部は二重矢板式とし、構造体として独立		
キーワード			液状化対策，深層混合処理工法，控え矢板・二重矢板，FLIP		

機能強化工法説明図	
平面図	
断面図	
その他	
本設計に関する基本情報	
管理者：宮城県，設計位置：宮城県気仙沼市潮見町，設計年次：令和 5 年度	

⑤ 受働土圧側の対策

根入れを有する構造（控え矢板式並びに二重矢板式）の場合、受働抵抗側液状化層のせん断強度を0とすると、堤体が巨大になるため、受働抵抗側の液状化層も改良の対象として、受働抵抗を加味する。

その範囲は、液状化対策として改良前の常時受働崩壊角の範囲以上とする。地震時については、改良体の外部安定および偶発状態の二次元地震応答解析により安定を照査する。

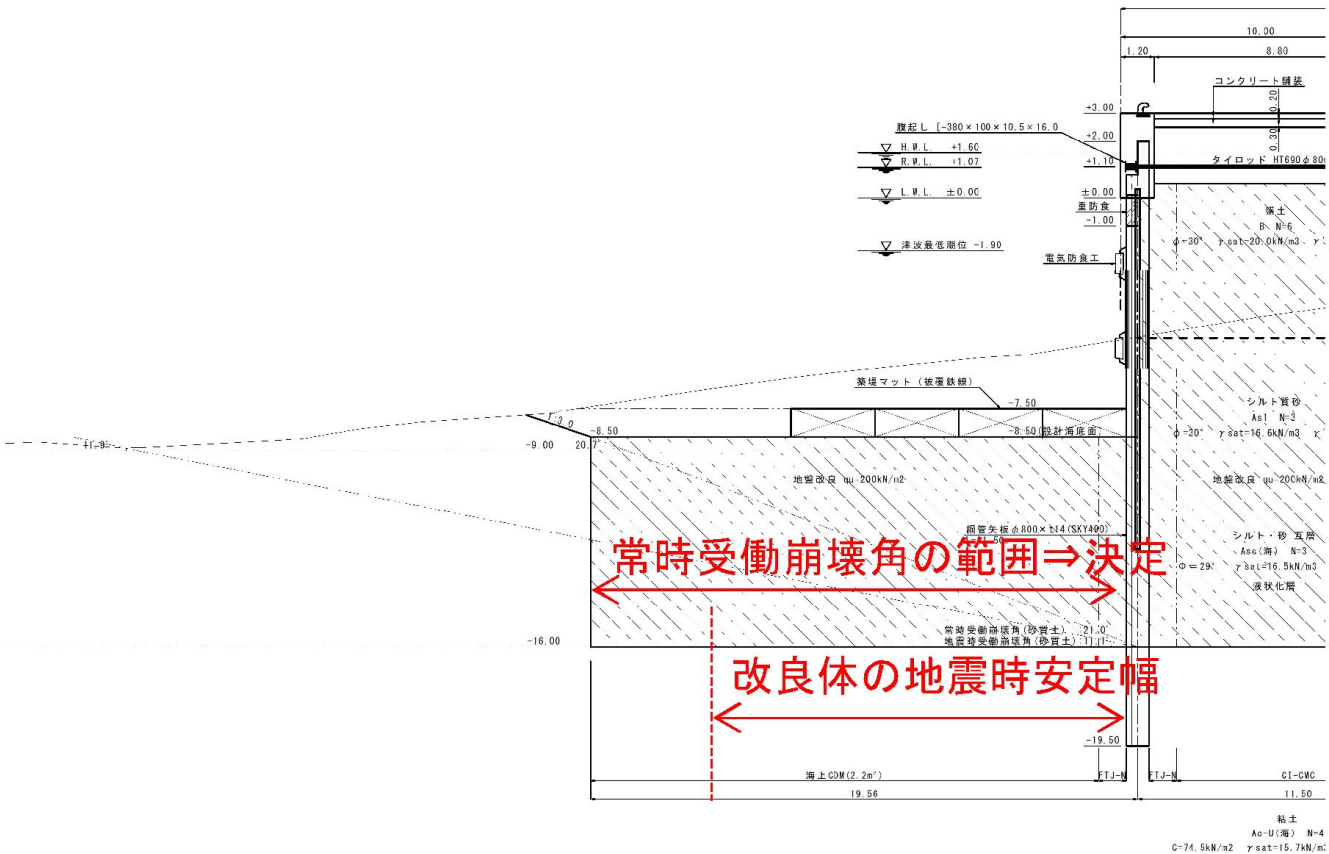


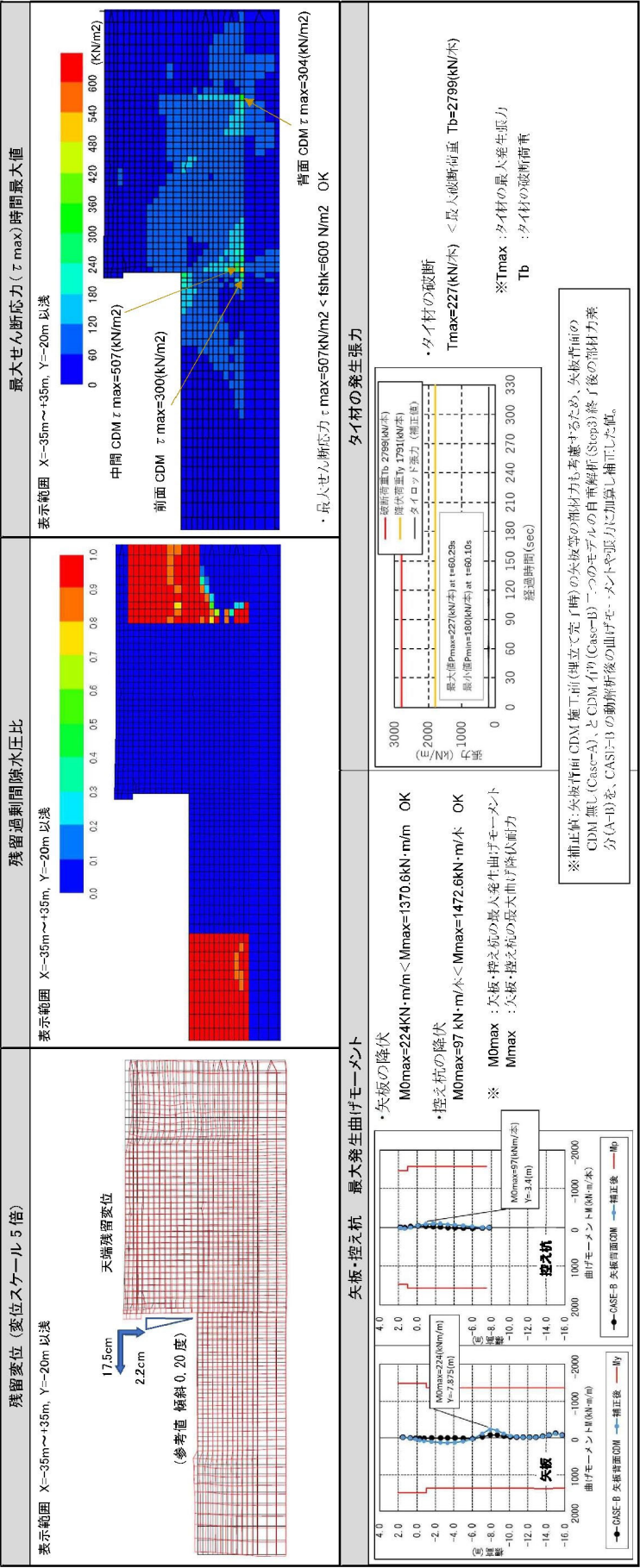
図 矢板式の受働抵抗側の対策

安定照査結果

外部	安定計算		常時	地震時
	滑動		1.993 ≥ 1.2	1.161 ≥ 1.0
	転倒		6.010 ≥ 1.2	4.687 ≥ 1.1
	支持力 (kN/m²)		121.283 < 198.672	125.526 < 198.672

外部	安定計算		津波引波時
	滑動		1.437 ≥ 1.2
	転倒		4.181 ≥ 1.2
	支持力 (kN/m²)		121.082 < 198.672

偶発状態の地震応答解析結果まとめ (Case-耐震新設)



施設分類	照査に 用いる 地震動	構造 形式	照査項目	限界値を定める 標準的な指標	要求性能	解析結果	判定
耐震強化 岸壁	レベル2 地震動	矢板式	法線の変形	岸壁先端の 残留変形量	水深 -2.5m より浅い →はらみだし量 ≤25cm -2.5m ~ -7.0m →はらみだし量 ≤30cm -7.0m より深い →はらみだし量 ≤50cm	水深 -7.5m より 17.5cm ≤ 50cm	OK
			前面矢板の降伏	降伏応力度	降伏応力度 (降伏モーメント) My=1370.6 kN・m/m に達しないこと (降伏モーメント) Mp=1472.6 kN・m/m に達しないこと	M0max=224 kN・m/m Mmax=97 kN・m/m	OK
			控え杭の降伏	降伏応力度	全塑性モーメントに達しないこと (全塑性モーメント) Mp=1472.6 kN・m/m に達しないこと	M0max=97 kN・m/m Mmax=1472.6 kN・m/m	OK
			タイ材の破断	破断強度	破断強度 Tb=2799 kN/本に達しないこと	Tmax=227kN/本 Tb=2799 kN/本	OK
			セメント固化 改良体の内部安定	改良体の 設計せん断強度	設計せん断強度 fsk= 600 kN/m2 に達しないこと	τ max=507 kN/m2 に対し、 m・(Sd/Rd)=0.85 ≤ 1.0	OK

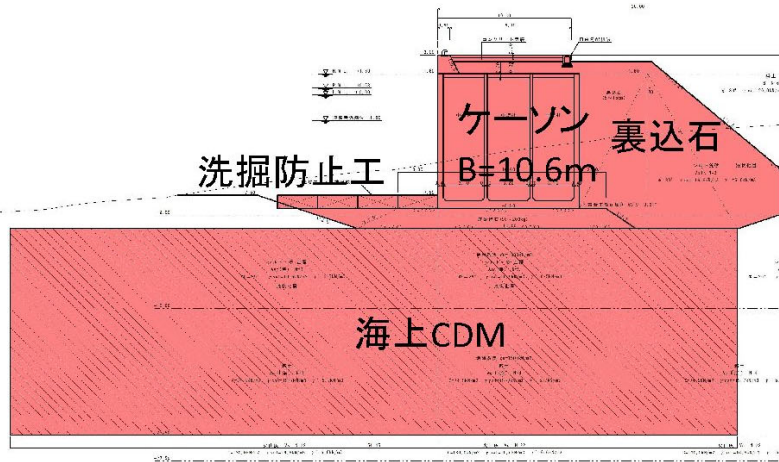
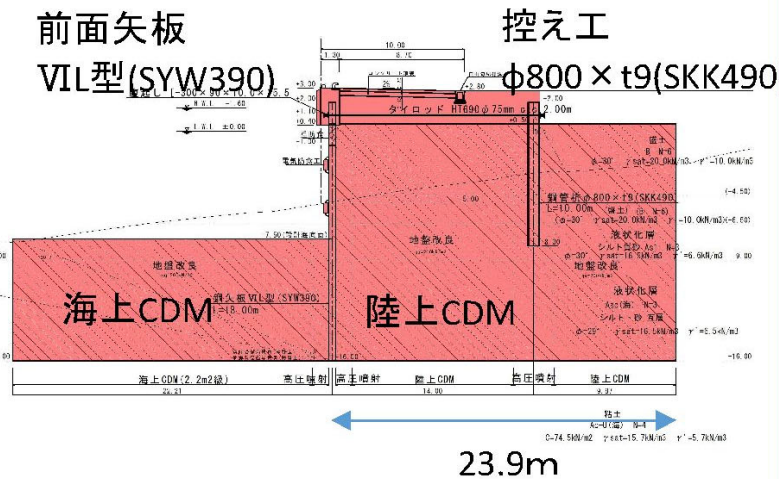
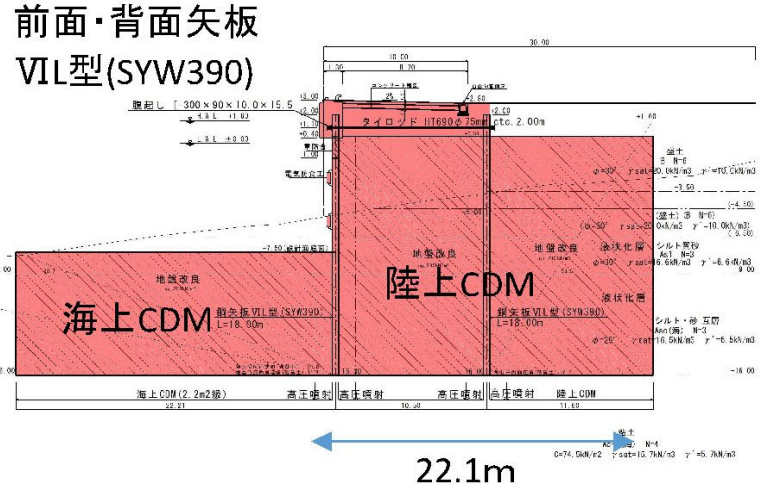
※鋼矢板の部位により腐食代が異なるため、降伏モーメントや全塑性モーメントは各部位の中での最小の値を用いた。

偶発状態の地震応答解析結果まとめ (Case-耐震新設)

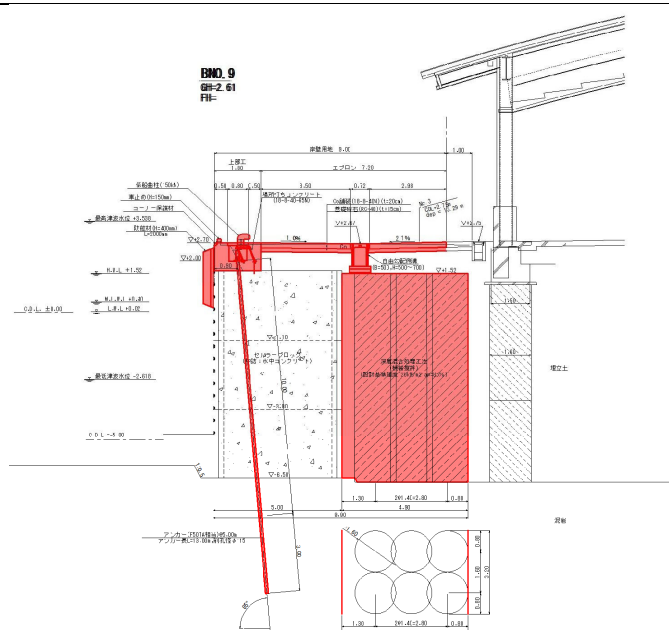
機能強化（構造物補強）の比較

比較表（-7.5m岸壁（新設耐震））

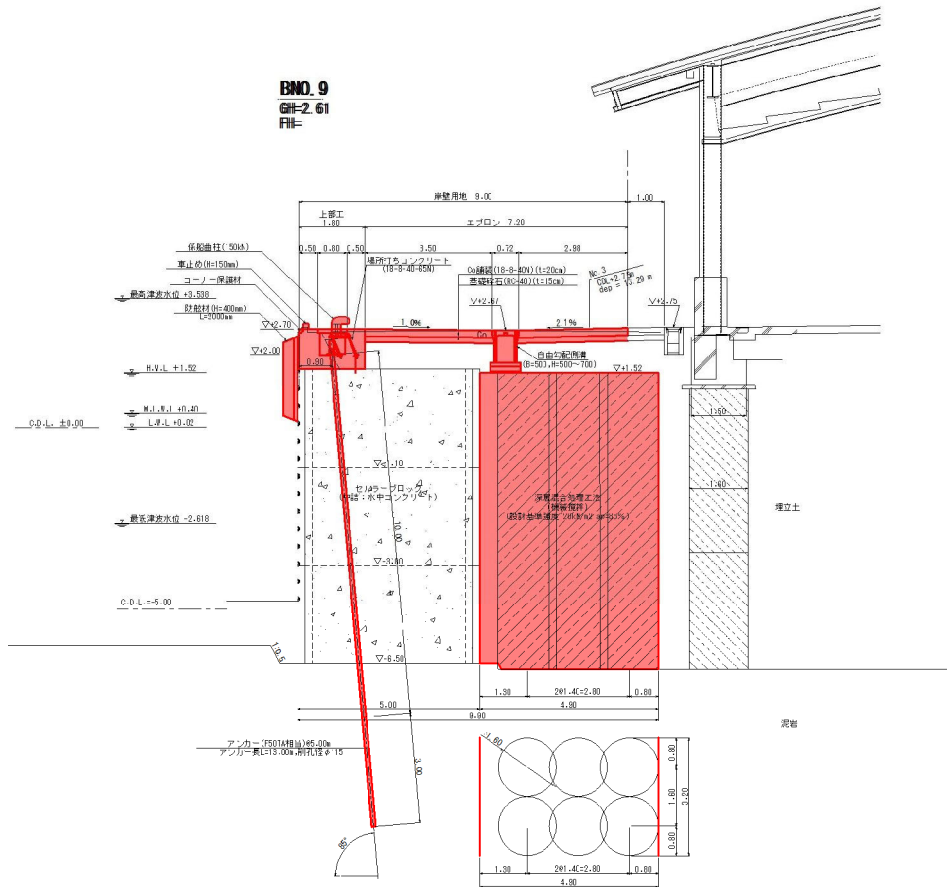
漁港名：気仙沼漁港、施設名：-7.5m岸壁（新設耐震）

	重力式	矢板式（控え矢板）	矢板式（二重矢板）																																																																																																																																						
計算モデル図																																																																																																																																									
特徴	・基礎地盤で堤体を支える必要があり、液状化対策兼支持力対策の地盤改良が必要になる。 ・下層（-25.5m）にN値の高い粘性土層があり、その層以深は地盤改良できないため、その深度で改良幅を広げる必要がある。 ・床堀が発生するため、既設に影響する。また、広大な土砂の仮置ヤードを確保する必要がある。 ・ケーソン製作ヤードを確保する必要がある。	・前面矢板をタイ材につないで控え工で引っ張り、安定させる構造である。 ・控え工は二重矢板より小規模となる。 ・地盤改良範囲を含めた堤幅は二重矢板より広くなる。 ・標準部が控え矢板のとき、堤体端部への適用は望ましくない。	・前面矢板と後ろ矢板の頭部をタイ材で継ぎ、セル式と同じ構造体とした構造である。 ・控えを広く取る必要がないため、地盤改良範囲を含めた堤幅を控え矢板より狭くできる。 ・堤体端部にも使用できる。																																																																																																																																						
安定性の照査	<table><tr><td colspan="2">H.W.L. -1.600m 地震時</td></tr><tr><td>種別</td><td>壁体上の上載荷重を考慮しない場合</td></tr><tr><td>滑動</td><td>a点 (-1.600m) 1.371 ≧ 1.000</td></tr><tr><td></td><td>b点 (-8.500m) 1.000 ≧ 1.000 ※</td></tr><tr><td>転倒</td><td>a点 (-1.600m) 3.629 ≧ 1.100</td></tr><tr><td></td><td>b点 (-8.500m) 1.890 ≧ 1.100</td></tr><tr><td>支持力</td><td>壁体底面 (-8.500m) P₁ = 388.491 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 7.881 m ≦ q_{sa} = 500.000 kN/m²</td></tr></table> <table><tr><td colspan="2">津波引波 -1.900m 津波引波時</td></tr><tr><td>種別</td><td>壁体上の上載荷重を考慮しない場合</td></tr><tr><td>滑動</td><td>a点 (-1.600m) 1.213 ≧ 1.200 ※</td></tr><tr><td></td><td>b点 (-8.500m) 1.387 ≧ 1.200</td></tr><tr><td>転倒</td><td>a点 (-1.600m) 2.645 ≧ 1.200</td></tr><tr><td></td><td>b点 (-8.500m) 2.803 ≧ 1.200</td></tr><tr><td>支持力</td><td>壁体底面 (-8.500m) P₁ = 259.286 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 10.482 m ≦ q_{sa} = 500.000 kN/m²</td></tr></table> 《安定計算結果一覧》 <table><tr><td>外部</td><td>安定計算</td><td>常時</td><td>地震時</td></tr><tr><td></td><td>滑動</td><td>3.851 ≧ 1.2</td><td>1.002 ≧ 1.0</td></tr><tr><td></td><td>転倒</td><td>24.523 ≧ 1.2</td><td>5.089 ≧ 1.1</td></tr><tr><td>内部</td><td>支持力 (kN/m²)</td><td>165.045 < 238.430</td><td>169.271 < 238.430</td></tr><tr><td></td><td>端部圧 (kN/m²)</td><td>165.045 < 400</td><td>169.271 < 600</td></tr><tr><td></td><td>鉛直せん断 (kN/m²)</td><td>172.114 < 200</td><td>170.029 < 300</td></tr></table>	H.W.L. -1.600m 地震時		種別	壁体上の上載荷重を考慮しない場合	滑動	a点 (-1.600m) 1.371 ≧ 1.000		b点 (-8.500m) 1.000 ≧ 1.000 ※	転倒	a点 (-1.600m) 3.629 ≧ 1.100		b点 (-8.500m) 1.890 ≧ 1.100	支持力	壁体底面 (-8.500m) P ₁ = 388.491 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 7.881 m ≦ q _{sa} = 500.000 kN/m ²	津波引波 -1.900m 津波引波時		種別	壁体上の上載荷重を考慮しない場合	滑動	a点 (-1.600m) 1.213 ≧ 1.200 ※		b点 (-8.500m) 1.387 ≧ 1.200	転倒	a点 (-1.600m) 2.645 ≧ 1.200		b点 (-8.500m) 2.803 ≧ 1.200	支持力	壁体底面 (-8.500m) P ₁ = 259.286 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 10.482 m ≦ q _{sa} = 500.000 kN/m ²	外部	安定計算	常時	地震時		滑動	3.851 ≧ 1.2	1.002 ≧ 1.0		転倒	24.523 ≧ 1.2	5.089 ≧ 1.1	内部	支持力 (kN/m ²)	165.045 < 238.430	169.271 < 238.430		端部圧 (kN/m ²)	165.045 < 400	169.271 < 600		鉛直せん断 (kN/m ²)	172.114 < 200	170.029 < 300	<table><tr><td colspan="2">前面矢板：SP-VIL (SYW390)</td></tr><tr><td>応力度 (N/mm²)</td><td>常時 128.2 ≦ 235.0 OK 地震時 147.9 ≦ 352.5 OK 津波時 231.9 ≦ 235.0 OK</td></tr><tr><td>根入れ深度 (m)</td><td>-12.566 ≧ -12.902</td></tr><tr><td>施工根入れ深度 (m)</td><td>-16.000</td></tr></table> <table><tr><td colspan="2">タイロッド：高張力鋼690 径：75 mm</td></tr><tr><td>応力度 (N/mm²)</td><td>常時 104.3 ≦ 176.0 OK 地震時 108.1 ≦ 261.0 OK 津波時 160.8 ≦ 176.0 OK</td></tr><tr><td>タイ材長さ (m)</td><td>≦ 12.441</td></tr><tr><td>施工タイ材長さ (m)</td><td>14.000</td></tr></table> <table><tr><td colspan="2">腹起し（前面矢板側）：2[300×90×10.0×15.5 (SS400)</td></tr><tr><td>応力度 (N/mm²)</td><td>常時 86.0 ≦ 140.0 OK 地震時 89.1 ≦ 210.0 OK 津波時 132.5 ≦ 140.0 OK</td></tr></table> <table><tr><td colspan="2">腹起し（控え工側）：2[380×100×10.5×16.0 (SS400)</td></tr><tr><td>応力度 (N/mm²)</td><td>常時 66.2 ≦ 140.0 OK 地震時 68.5 ≦ 210.0 OK 津波時 102.0 ≦ 140.0 OK</td></tr></table> <table><tr><td colspan="2">控え工：φ 800.0 x t 9.0 (SKK490)</td></tr><tr><td>応力度 (N/mm²)</td><td>常時 99.9 ≦ 185.0 OK 地震時 103.5 ≦ 277.5 OK 津波時 154.0 ≦ 185.0 OK</td></tr><tr><td>変位量 (cm)</td><td>≦ 1.558</td></tr><tr><td>根入れ深度 (m)</td><td>≦ 3.000 OK</td></tr><tr><td>施工根入れ深度 (m)</td><td>-7.672 ≧ -8.000</td></tr></table>	前面矢板：SP-VIL (SYW390)		応力度 (N/mm ²)	常時 128.2 ≦ 235.0 OK 地震時 147.9 ≦ 352.5 OK 津波時 231.9 ≦ 235.0 OK	根入れ深度 (m)	-12.566 ≧ -12.902	施工根入れ深度 (m)	-16.000	タイロッド：高張力鋼690 径：75 mm		応力度 (N/mm ²)	常時 104.3 ≦ 176.0 OK 地震時 108.1 ≦ 261.0 OK 津波時 160.8 ≦ 176.0 OK	タイ材長さ (m)	≦ 12.441	施工タイ材長さ (m)	14.000	腹起し（前面矢板側）：2[300×90×10.0×15.5 (SS400)		応力度 (N/mm ²)	常時 86.0 ≦ 140.0 OK 地震時 89.1 ≦ 210.0 OK 津波時 132.5 ≦ 140.0 OK	腹起し（控え工側）：2[380×100×10.5×16.0 (SS400)		応力度 (N/mm ²)	常時 66.2 ≦ 140.0 OK 地震時 68.5 ≦ 210.0 OK 津波時 102.0 ≦ 140.0 OK	控え工：φ 800.0 x t 9.0 (SKK490)		応力度 (N/mm ²)	常時 99.9 ≦ 185.0 OK 地震時 103.5 ≦ 277.5 OK 津波時 154.0 ≦ 185.0 OK	変位量 (cm)	≦ 1.558	根入れ深度 (m)	≦ 3.000 OK	施工根入れ深度 (m)	-7.672 ≧ -8.000	<table><tr><td colspan="2">10-1 矢板応力</td></tr><tr><td>SP-VII 検討条件</td><td>照査 (N/mm²)</td></tr><tr><td>常時</td><td>125.327 ≦ 235.000</td></tr><tr><td>地震時</td><td>144.869 ≦ 352.500</td></tr><tr><td>津波引波時</td><td>227.397 ≦ 235.000</td></tr></table> <table><tr><td colspan="2">10-2 タイ材</td></tr><tr><td>タイロッド：高張力鋼690 径：75 mm 検討条件</td><td>照査 (N/mm²)</td></tr><tr><td>常時</td><td>102.956 ≦ 176.000</td></tr><tr><td>地震時</td><td>106.782 ≦ 261.000</td></tr><tr><td>津波引波時</td><td>158.730 ≦ 176.000</td></tr></table> <table><tr><td colspan="2">10-3 腹起し</td></tr><tr><td>2[300 x 90 x 10.0 x 15.5 検討条件</td><td>照査 (N/mm²)</td></tr><tr><td>常時</td><td>84.855 ≦ 140.000</td></tr><tr><td>地震時</td><td>88.008 ≦ 210.000</td></tr><tr><td>津波引波時</td><td>130.824 ≦ 140.000</td></tr></table> <table><tr><td colspan="2">10-4 中詰め断</td></tr><tr><td>検討条件</td><td>照査 (kN・m/m)</td></tr><tr><td>設計海底面</td><td>2257.087 ≦ 2317.123</td></tr><tr><td>根入れ深度</td><td>1781.633 ≦ 2482.438</td></tr></table> <table><tr><td colspan="2">10-5 壁体滑動</td></tr><tr><td>検討条件</td><td>照査</td></tr><tr><td>常時</td><td>1.200 ≦ 2.242</td></tr><tr><td>地震時</td><td>1.000 ≦ 1.166</td></tr><tr><td>津波引波時</td><td>1.000 ≦ 1.715</td></tr></table>	10-1 矢板応力		SP-VII 検討条件	照査 (N/mm ²)	常時	125.327 ≦ 235.000	地震時	144.869 ≦ 352.500	津波引波時	227.397 ≦ 235.000	10-2 タイ材		タイロッド：高張力鋼690 径：75 mm 検討条件	照査 (N/mm ²)	常時	102.956 ≦ 176.000	地震時	106.782 ≦ 261.000	津波引波時	158.730 ≦ 176.000	10-3 腹起し		2[300 x 90 x 10.0 x 15.5 検討条件	照査 (N/mm ²)	常時	84.855 ≦ 140.000	地震時	88.008 ≦ 210.000	津波引波時	130.824 ≦ 140.000	10-4 中詰め断		検討条件	照査 (kN・m/m)	設計海底面	2257.087 ≦ 2317.123	根入れ深度	1781.633 ≦ 2482.438	10-5 壁体滑動		検討条件	照査	常時	1.200 ≦ 2.242	地震時	1.000 ≦ 1.166	津波引波時	1.000 ≦ 1.715
H.W.L. -1.600m 地震時																																																																																																																																									
種別	壁体上の上載荷重を考慮しない場合																																																																																																																																								
滑動	a点 (-1.600m) 1.371 ≧ 1.000																																																																																																																																								
	b点 (-8.500m) 1.000 ≧ 1.000 ※																																																																																																																																								
転倒	a点 (-1.600m) 3.629 ≧ 1.100																																																																																																																																								
	b点 (-8.500m) 1.890 ≧ 1.100																																																																																																																																								
支持力	壁体底面 (-8.500m) P ₁ = 388.491 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 7.881 m ≦ q _{sa} = 500.000 kN/m ²																																																																																																																																								
津波引波 -1.900m 津波引波時																																																																																																																																									
種別	壁体上の上載荷重を考慮しない場合																																																																																																																																								
滑動	a点 (-1.600m) 1.213 ≧ 1.200 ※																																																																																																																																								
	b点 (-8.500m) 1.387 ≧ 1.200																																																																																																																																								
転倒	a点 (-1.600m) 2.645 ≧ 1.200																																																																																																																																								
	b点 (-8.500m) 2.803 ≧ 1.200																																																																																																																																								
支持力	壁体底面 (-8.500m) P ₁ = 259.286 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 10.482 m ≦ q _{sa} = 500.000 kN/m ²																																																																																																																																								
外部	安定計算	常時	地震時																																																																																																																																						
	滑動	3.851 ≧ 1.2	1.002 ≧ 1.0																																																																																																																																						
	転倒	24.523 ≧ 1.2	5.089 ≧ 1.1																																																																																																																																						
内部	支持力 (kN/m ²)	165.045 < 238.430	169.271 < 238.430																																																																																																																																						
	端部圧 (kN/m ²)	165.045 < 400	169.271 < 600																																																																																																																																						
	鉛直せん断 (kN/m ²)	172.114 < 200	170.029 < 300																																																																																																																																						
前面矢板：SP-VIL (SYW390)																																																																																																																																									
応力度 (N/mm ²)	常時 128.2 ≦ 235.0 OK 地震時 147.9 ≦ 352.5 OK 津波時 231.9 ≦ 235.0 OK																																																																																																																																								
根入れ深度 (m)	-12.566 ≧ -12.902																																																																																																																																								
施工根入れ深度 (m)	-16.000																																																																																																																																								
タイロッド：高張力鋼690 径：75 mm																																																																																																																																									
応力度 (N/mm ²)	常時 104.3 ≦ 176.0 OK 地震時 108.1 ≦ 261.0 OK 津波時 160.8 ≦ 176.0 OK																																																																																																																																								
タイ材長さ (m)	≦ 12.441																																																																																																																																								
施工タイ材長さ (m)	14.000																																																																																																																																								
腹起し（前面矢板側）：2[300×90×10.0×15.5 (SS400)																																																																																																																																									
応力度 (N/mm ²)	常時 86.0 ≦ 140.0 OK 地震時 89.1 ≦ 210.0 OK 津波時 132.5 ≦ 140.0 OK																																																																																																																																								
腹起し（控え工側）：2[380×100×10.5×16.0 (SS400)																																																																																																																																									
応力度 (N/mm ²)	常時 66.2 ≦ 140.0 OK 地震時 68.5 ≦ 210.0 OK 津波時 102.0 ≦ 140.0 OK																																																																																																																																								
控え工：φ 800.0 x t 9.0 (SKK490)																																																																																																																																									
応力度 (N/mm ²)	常時 99.9 ≦ 185.0 OK 地震時 103.5 ≦ 277.5 OK 津波時 154.0 ≦ 185.0 OK																																																																																																																																								
変位量 (cm)	≦ 1.558																																																																																																																																								
根入れ深度 (m)	≦ 3.000 OK																																																																																																																																								
施工根入れ深度 (m)	-7.672 ≧ -8.000																																																																																																																																								
10-1 矢板応力																																																																																																																																									
SP-VII 検討条件	照査 (N/mm ²)																																																																																																																																								
常時	125.327 ≦ 235.000																																																																																																																																								
地震時	144.869 ≦ 352.500																																																																																																																																								
津波引波時	227.397 ≦ 235.000																																																																																																																																								
10-2 タイ材																																																																																																																																									
タイロッド：高張力鋼690 径：75 mm 検討条件	照査 (N/mm ²)																																																																																																																																								
常時	102.956 ≦ 176.000																																																																																																																																								
地震時	106.782 ≦ 261.000																																																																																																																																								
津波引波時	158.730 ≦ 176.000																																																																																																																																								
10-3 腹起し																																																																																																																																									
2[300 x 90 x 10.0 x 15.5 検討条件	照査 (N/mm ²)																																																																																																																																								
常時	84.855 ≦ 140.000																																																																																																																																								
地震時	88.008 ≦ 210.000																																																																																																																																								
津波引波時	130.824 ≦ 140.000																																																																																																																																								
10-4 中詰め断																																																																																																																																									
検討条件	照査 (kN・m/m)																																																																																																																																								
設計海底面	2257.087 ≦ 2317.123																																																																																																																																								
根入れ深度	1781.633 ≦ 2482.438																																																																																																																																								
10-5 壁体滑動																																																																																																																																									
検討条件	照査																																																																																																																																								
常時	1.200 ≦ 2.242																																																																																																																																								
地震時	1.000 ≦ 1.166																																																																																																																																								
津波引波時	1.000 ≦ 1.715																																																																																																																																								
経済性	48, 377千円/m（諸経費含む） ③	26, 291千円/m（諸経費含む） ①採用	27, 257千円/m（諸経費含む） ②																																																																																																																																						

対象施設			岸壁	構造形式	重力式（セルラブロック）
目的			岸壁の機能強化（耐震・耐津波）構造検討		
新設・改良			改良	粘り強い機能の有無	無
設計条件	潮位		H. W. L +1. 52, M. L. W. L +0. 40, L. W. L +0. 02		
	設計震度	レベル 1 地域別	—		
		レベル 1 その他	kh=0. 11（漁港基準による照査用震度の算定結果） ※近隣の重要港湾で設定されている地震動を補正 ※－6. 0m 岸壁より漁港（kh=0. 11）及び港湾（kh=0. 07）の両方で照査用震度を算出し、危険側となる漁港の照査用震度を採用		
		レベル 2	フィリピン海プレート内の地震の地震動		
	津波条件	レベル 1	最大水位：C. D. L +3. 538, 最低水位：C. D. L -2. 618 広域沈下量：0. 12m（東北地方太平洋沖地震）		
		レベル 2	—		
採用工法	機能強化の方向性 ※新設含む		対策の方向性：液状化対策，構造物補強対策 対 策 工 法：深層混合処理工法，グラウンドアンカー設置		
	粘り強い対策		動的有効応力解析（FLIP）により発生頻度の高い津波（東北地方太平洋沖地震）及びレベル 2 地震動に対して全項目の許容値を満足するため、対策不要とする		
採用工法の 基本的な方針・決定根拠 ※粘り強い対策を優先表記			＜深層混合処理工法＞ ・背後の建屋基礎への影響及び経済性を考慮して決定 ＜グラウンドアンカーの設置＞ ・岸壁法線背後 10m には建屋が計画されている ・泊地面積確保のため、大幅な前出しは不可能		
設計上の留意点 ※粘り強い対策を優先表記			・常時微動観測を実施し、地震動（レベル 1 地震動）を設定 ・引き波時の検討における残留水位は越流するため埋立地盤高の C. D. L +2. 70 とする ・アンカー打設角度（90°，85°，60°）を比較 ・岸壁背後の液状化対策は受動崩壊角の範囲を満足していないため、レベル 1 地震動に対する動的有効応力解析（FLIP）実施		
キーワード			液状化対策，深層混合処理工法，グラウンドアンカー設置，FLIP		

機能強化工法説明図																																												
平面図																																												
断面図	耐震・耐津波による決定断面																																											
																																												
その他	・ 動的解析 (FLIP)																																											
	<table><tr><th colspan="2"></th><th>解析結果</th><th>許容値</th><th>結果</th></tr><tr><td rowspan="2">レベル 1 地震動</td><td>最大はらみだし量</td><td>2. 08cm</td><td>10cm 以内</td><td>OK</td></tr><tr><td>アンカー軸力</td><td>3. 70kN/m</td><td>39. 60kN/m (許容荷重 1/2. 5)</td><td>OK</td></tr><tr><td rowspan="3">発生頻度の高い 津波を発生させる 地震動</td><td>最大はらみだし量</td><td>1. 28cm</td><td>50cm 以内</td><td>OK</td></tr><tr><td>傾斜角</td><td>0. 04°</td><td>3° 以内</td><td>OK</td></tr><tr><td>アンカー軸力</td><td>2. 93kN/m</td><td>84. 40kN/m (降伏荷重)</td><td>OK</td></tr><tr><td rowspan="3">レベル 2 地震動</td><td>最大はらみだし量</td><td>5. 39cm</td><td>50cm 以内</td><td>OK</td></tr><tr><td>傾斜角</td><td>0. 07°</td><td>3° 以内</td><td>OK</td></tr><tr><td>アンカー軸力</td><td>26. 72kN/m</td><td>84. 40kN/m (降伏荷重)</td><td>OK</td></tr></table>						解析結果	許容値	結果	レベル 1 地震動	最大はらみだし量	2. 08cm	10cm 以内	OK	アンカー軸力	3. 70kN/m	39. 60kN/m (許容荷重 1/2. 5)	OK	発生頻度の高い 津波を発生させる 地震動	最大はらみだし量	1. 28cm	50cm 以内	OK	傾斜角	0. 04°	3° 以内	OK	アンカー軸力	2. 93kN/m	84. 40kN/m (降伏荷重)	OK	レベル 2 地震動	最大はらみだし量	5. 39cm	50cm 以内	OK	傾斜角	0. 07°	3° 以内	OK	アンカー軸力	26. 72kN/m	84. 40kN/m (降伏荷重)	OK
			解析結果	許容値	結果																																							
	レベル 1 地震動	最大はらみだし量	2. 08cm	10cm 以内	OK																																							
		アンカー軸力	3. 70kN/m	39. 60kN/m (許容荷重 1/2. 5)	OK																																							
	発生頻度の高い 津波を発生させる 地震動	最大はらみだし量	1. 28cm	50cm 以内	OK																																							
		傾斜角	0. 04°	3° 以内	OK																																							
		アンカー軸力	2. 93kN/m	84. 40kN/m (降伏荷重)	OK																																							
	レベル 2 地震動	最大はらみだし量	5. 39cm	50cm 以内	OK																																							
		傾斜角	0. 07°	3° 以内	OK																																							
アンカー軸力		26. 72kN/m	84. 40kN/m (降伏荷重)	OK																																								
本設計に関する基本情報																																												
管理者：千葉県，設計位置：千葉県銚子市川口町，設計年次：令和 2 年度																																												

安定計算結果（耐震・耐津波設計による決定断面）



設 計 計 算							
安全率		常 時	地 震 時	端 趾 圧		常 時	地 震 時
	滑 動	11.714 > 1.200	2.619 > 1.000		P 1	187.979 kN/m2	338.446 kN/m2
	転 倒	9.954 > 1.200	2.244 > 1.100	P 2	103.100 kN/m2	0.000 kN/m2	
	支 持 力	187.979 < 1160	338.446 < 1160	捨石底面 地盤反力	P 1′	— kN/m2	— kN/m2
	偏心傾斜	—	—		P 2′	— kN/m2	— kN/m2
	直線すべり	—	—	基礎地盤支持力 の算定	q a = 1/2.50 × 2900 = 1160 kN/m2 (岩盤の一軸圧縮強度)		
円形すべり	—	—					
備考	津波時 アンカーの検討						
	設計アンカー張力 < 許容荷重 25.000 × 5.00 = 125.000 kN/本 < 引張荷重 (F50TA:495) / 3.8 = 130.3 kN/本 アンカー定着長 La = (125.000 × 10 ³ × 2.5) / (π × 115.0 × 0.60) = 1441.6 mm → 3.00m						

(2) 変形図

水平変位は、レベル1地震動で2.1cm、発生頻度の高い津波を発生させる地震動で1.3cm、レベル2地震動で5.4cmであり、それぞれ許容変位量と比べていずれも十分な余裕を有している。

1) レベル1地震動(銚子漁港川口地区)

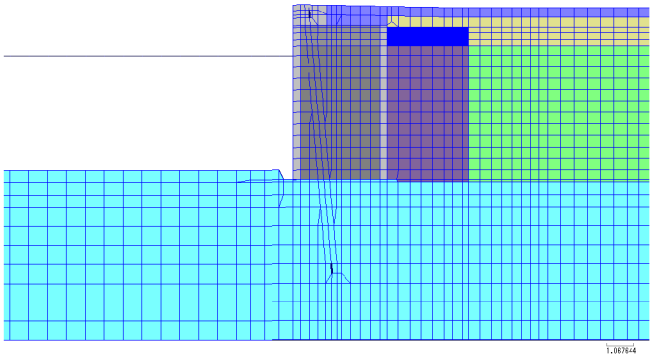


図 4.3-4 加振終了時変形図(レベル1地震動(銚子漁港川口地区))

2) 発生頻度の高い津波を発生させる地震動(東北地方太平洋沖地震)

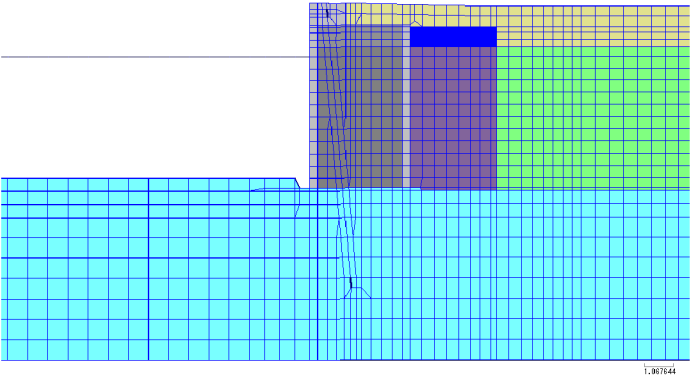


図 4.3-5 加振終了時変形図(発生頻度の高い津波を発生させる地震動(東北地方太平洋沖地震))

3) レベル2地震動(フィリピン海プレート内の地震)

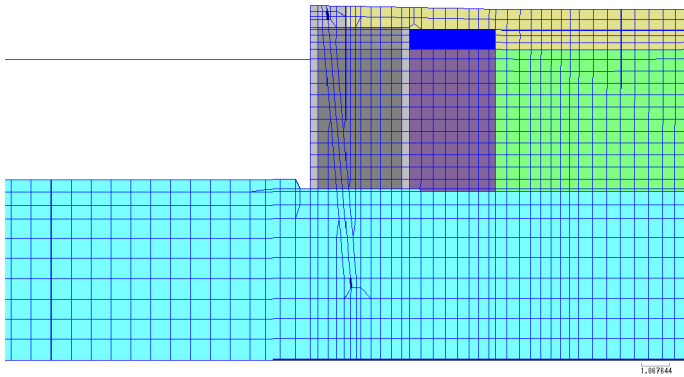


図 4.3-6 加振終了時変形図(レベル2地震動(フィリピン海プレート内の地震))

機能強化（構造物補強）の比較

対策案	第1案：深層混合処理工法＋アンカー工法(85°)					第2案：深層混合処理工法＋腹付けコンクリート工法					第3案：深層混合処理工法＋控え杭工法							
断面図																		
工法概要	・岸壁躯体上部から永久グラウンドアンカーを打設し、鉛直力・水平力を付与することで、津波引波時の残留水圧に抵抗する工法である。 ・アンカー打設角度は、施工機械がエプロン上で打設可能な限界角度(85°)が最も安価となる。 ・アンカーは縦断方向に5.0mピッチで、F50TA相当の引張張力を有する規格を用いる。 ・躯体下面が岩盤であるため、アンカー長は13.00mとなる。					・岸壁躯体前面に腹付けコンクリートを打設し、躯体重量を増大させることで、津波引波時の残留水圧に抵抗する工法である。 ・潜水作業の施工上、腹付けコンクリートの幅は最低1.5m確保する必要がある。					・岸壁躯体背面に控え工を設置し、躯体と控え工をタイ材で連結することにより、控え工の抵抗により津波引波時の残留水圧に抵抗する工法である。 ・液状化対策(地盤改良)は、控え杭から主働崩壊角の範囲まで必要となるため、他案に比べて地盤改良幅が広がる。 ・控え杭は、背後の建屋に影響が及ばない位置に打設する。 ・控え杭の受働抵抗を得るためには、-4.70mまでの根入れが必要となる。							
施工性	・施工機械はロータリーパーカッションで比較的小さく、エプロン打設前の基礎砕石上での施工が可能である。 ・アンカーの設置は1.4日／本程度であり、早期施工が可能である。 ・足場等の仮設工が不要である。					・腹付けコンクリートの基面を既設と揃えるために、一部岩盤掘削を伴う。 ・型枠組立・漏洩防止シート・差し筋など潜水作業を伴う。 ・旧躯体と水中コンクリートの一体化のために差し筋が必要であり、水中削孔を必要とする。					・既設躯体にタイ材を取り付けるために、セルラーの中詰コンクリート取壊し、水平削孔を要する。 ・控え杭の打設は地盤改良内に打設するため、硬質岩盤用が必要となる上、既設建屋の近傍での施工となる。							
近接構造泊地への影響	・建屋基礎施工には影響が無い。					・建屋基礎施工には影響が無い。 ・泊地が1.5m狭くなる。 ・埋立申請が必要となる。					・控え杭の打設が建屋に近接するため打設時期の調整が必要となる。							
安定性		地震時			地震時			津波時			地震時			津波時				
	滑動	2.12	≥	1.0	○	1.20	≥	1.2	○	滑動	2.32	≥	1.0	○	1.20	≥	1.2	○
	転倒	2.03	≥	1.1	○	1.20	≥	1.2	○	転倒	2.49	≥	1.1	○	1.30	≥	1.2	○
	支持力	368.97	≤	1160.0	○	986.0	≤	1160.0	○	支持力	311.27	≤	1160.0	○	667.5	≤	1160.0	○
経済性概算工事費(経費50%)	1,552 千円/m					2,112 千円/m					1,590 千円/m							
	1.00					1.36					1.02							
総合評価	・背後建屋・泊地への影響が無く、施工性・安定性・経済性(管理点検費込)に優れる。					・潜水作業を伴うため施工性に劣ること、泊地が狭くなり埋立申請も必要となる上、経済性に劣る。					・控え杭の打設に建屋基礎との調整が生じる上、経済性に劣る。							

地盤改良工法（液状化対策）の比較

対策案	第1案：深層混合処理工法(機械攪拌)(ブロック式改良)		第2案：深層混合処理工法(機械攪拌)(格子状改良)		第3案：静的締固め砂杭工法		第4案：浸透固化処理工法	
断面図								
工法概要								
改良仕様	・ 高圧噴射攪拌機 ・ 必要改良幅B=4.90m(静的安定計算結果) ・ 改良径Φ1600mm ・ 改良ピッチB1.4m×L1.6m(接円ラップ 改良率85.0%)		・ 高圧噴射攪拌機 ・ 必要改良幅B=5.00m(境界までの限界幅) ・ 改良径Φ1600mm ・ 改良ピッチB1.4m×L1.6m(格子式 改良率50.0%)		・ 陸上サンドコンパクション機械 ・ 必要改良幅B=5.00m(境界までの限界幅) ・ 改良径Φ700mm ・ 改良ピッチB1.5m×L1.5m ・ 変位緩衝孔Φ500@1.00m		・ ロータリーパーカッション ・ 必要改良幅B=4.90m(境界までの限界幅) ・ 改良径Φ2560mm ・ 改良ピッチB2.3m×H2.0m×L2.0m	
施工性	・ 建築基礎と同じ改良工法であるため、ヤード・工程とも建築側と調整することで施工性は向上する。 ○		・ 建築基礎と同じ改良工法であるため、ヤード・工程とも建築側と調整することで施工性は向上する。 ○		・ 建築基礎と異なる改良工法であるため、ヤード・工程とも建築側と調整することが困難である(建屋取壊し～建築基礎までの間に地盤改良を完了させる必要がある)。 ×		・ 斜め施工も出来るため、既設の建屋がある状態でも施工可能である。 ○	
建屋基礎への影響	・ 必要改良幅B=4.90mとなり、建築基礎に影響が及ばない上、建築側と分離して施工が可能である。 ○		・ 境界までの限界幅B=5.00mでは、建築基礎に影響が及ばない上、建築側と分離して施工が可能である。 ○		・ 岸壁側の地盤改良後でも建屋のセメント改良杭は施工可能である。 ・ 先行して建屋のセメント改良杭を施工する場合、変位抑制対策が必要となる。 △		・ 地盤改良後でも建屋のセメント改良杭の施工は可能である。 ・ 先行して建屋のセメント改良杭が施工された場合でも、後施工で施工可能である。 ○	
経済性 概算工事費 (経費50%)	地盤改良	710 千円/m	地盤改良	382 千円/m	地盤改良	819 千円/m	地盤改良	1,447 千円/m
	アンカー	152 千円/m	アンカー	568 千円/m	アンカー	529 千円/m	アンカー	152 千円/m
	合 計	862 千円/m	合 計	950 千円/m	合 計	1,348 千円/m	合 計	1,599 千円/m
	1.00		1.10		1.56		1.85	
総合評価	施工性、建屋への影響、経済性とも優れる。ブロック式改良により土圧低減効果も得られるため、アンカー規格が小さくでき、経済的となる。 ○		地盤改良本数を減らせるが、土圧低減効果が得られないためアンカー規格が大きくなり、経済性に劣る。格子式改良の設計は統一されたものがなく、不確実性が高い。 △		建屋との同時施工を考えると工程的に不可能な工法となる。先行掘削、変位抑制対策が必要となること、アンカー規格が上がることから、経済性に劣る。 ×		施工性、建屋への影響は優れるが、経済性に劣る。 ×	

対象施設		岸壁	構造形式	控え矢板式
目的		岸壁の機能強化（耐震・耐津波）構造検討		
新設・改良		改良	粘り強い機能の有無	無
設計条件	潮位		H. H. W. L. D. L. +4. 20, H. W. L. D. L. +2. 00, L. W. L. D. L. ±0. 00	
	設計震度	レベル 1 地域別	0. 18 ※係留施設 A ※断面検討時の設計震度	
		レベル 1 その他	0. 29 ※0. 25 を超えて過大な断面となる可能性があるため、断面検討では使用せず、二次元地震応答解析により断面評価を実施 「漁港・漁場の施設の設計参考図書（2015 年版）[下]p564」	
		レベル 2	Max 671gal ※過去地震最大モデル （プレート境界型地震の 5 地震重ね合わせモデル）	
	津波条件	レベル 1	D. L. +6. 74 ※過去地震最大モデルの時系列データより	
		レベル 2	－	
採用工法	機能強化の方向性 ※新設含む		対策の方向性：構造物補強対策 対 策 工 法：地盤改良	
	粘り強い対策		－	
採用工法の 基本的な方針・決定根拠 ※粘り強い対策を優先表記			＜地盤改良＞ 下記の土層を改良できる工法として深層混合処理工法を選定 ① C=100kN/m ² の粘性土層を改良 ② N=30 を超える礫層を改良	
設計上の留意点 ※粘り強い対策を優先表記			・既設の控え矢板構造は供用開始後 55 年が経過していることから、新たに耐用年数 50 年を確保する（供用開始後では 55 年＋50 年=105 年）ことは困難であるため、既設矢板に構造上必要となる性能は期待しない	
キーワード			FLIP	

機能強化工法説明図

平面図

断面図

その他

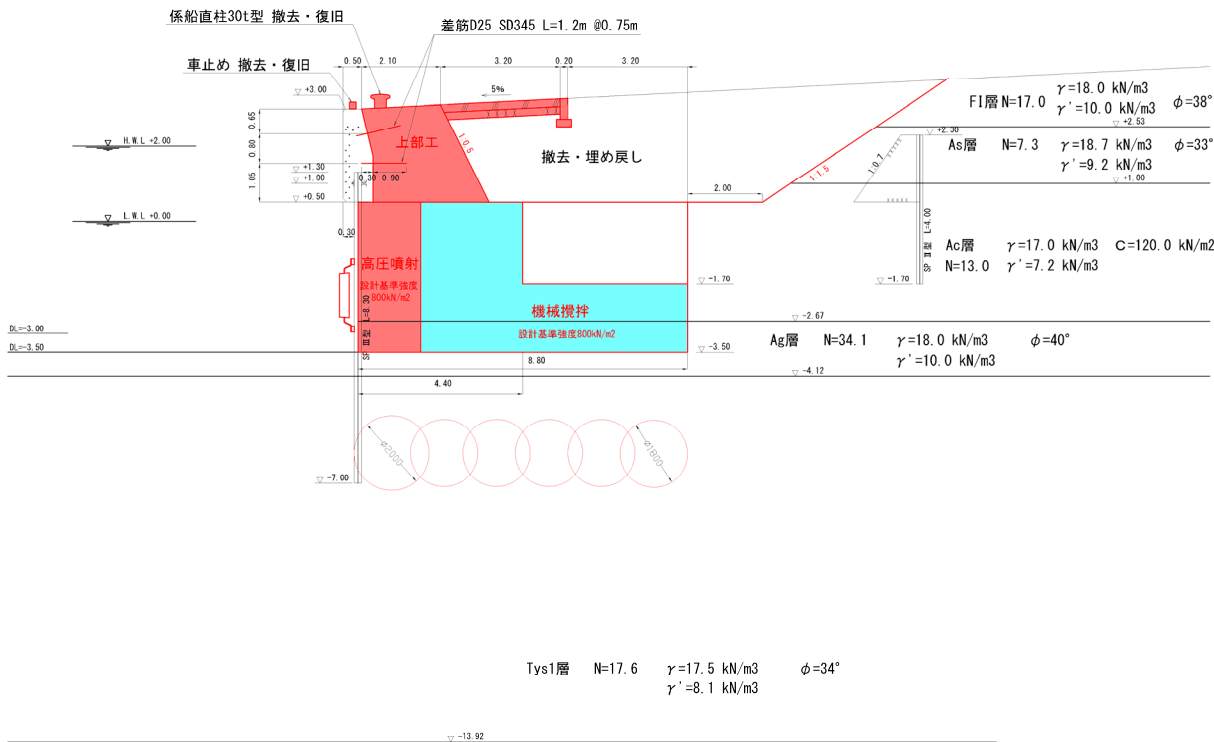
FLIP ※レベル1 津波地震時における改良体の強度確認

- 地震時に改良体に生じるせん断応力に対して内部安定の確保を照査
- 発生最大せん断応力 (FLIP) に対し、改良体の設計圧縮強度が上回っていれば安定
- 設計圧縮強度は $f_c = \alpha \beta q_u = 0.656 \times 0.90 \times 800 = 472.32$ (kN/m²)
qu: 設計改良強度 800 (kN/m²)

本設計に関する基本情報

管理者: 愛知県, 設計位置: 愛知県田原市赤羽根町地内, 設計年次: 平成 31 年度

安定計算結果（耐震・耐津波設計による決定断面）

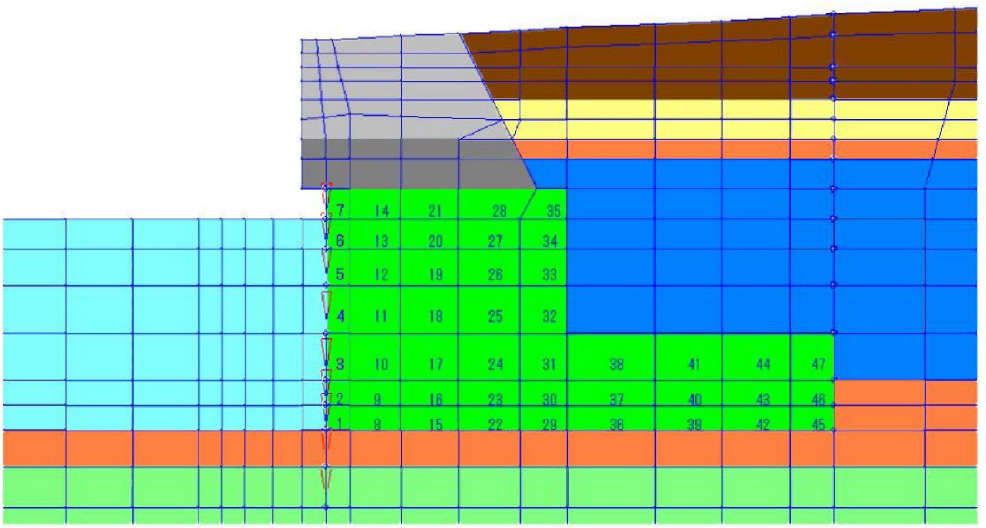


設計計算							
		常時 津波引き波時	地震時			常時 津波引き波時	地震時
安全率	滑動	<u>1.209 > 1.2</u>	1.180 > 1.0	端趾圧 (kN/m ²)	P1	204.266 < 319.4	<u>302.301 < 319.4</u>
	転倒	1.771 > 1.2	1.643 > 1.1		P2	0.000 < 319.4	0.000 < 319.4
	偏心傾斜	—	—	捨石下面 地盤反力 (kN/m ²)	P1'	—	—
	直線すべり	—	—		P2'	—	—
	円形すべり	—	—	基礎地盤支持力の算定(kN/m ²)		319.420	319.420
備考	I.W.L. +2.000m 常時						
	種別	壁体上の上載荷重を考慮しない場合		壁体上の上載荷重を考慮した場合		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	
	滑動	a点(+0.500m) b点(-3.500m)	2.632 ≥ 1.200 2.350 ≥ 1.200	2.995 ≥ 1.200 2.644 ≥ 1.200	2.995 ≥ 1.200 2.644 ≥ 1.200	2.785 ≥ 1.200 3.230 ≥ 1.200	3.206 ≥ 1.200 3.673 ≥ 1.200
	転倒	a点(+0.500m) b点(-3.500m)	12.255 ≥ 1.200 3.183 ≥ 1.200	13.423 ≥ 1.200 3.543 ≥ 1.200	11.855 ≥ 1.200 4.100 ≥ 1.200	12.865 ≥ 1.200 4.608 ≥ 1.200	
	支持力	壁体底面 (-3.500m)	P ₁ = 165.916 kN/m ² P ₂ = 7.584 kN/m ² b = 6.200 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 178.547 kN/m ² P ₂ = 16.243 kN/m ² b = 6.200 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 134.242 kN/m ² P ₂ = 24.081 kN/m ² b = 6.200 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 146.992 kN/m ² P ₂ = 32.620 kN/m ² b = 6.200 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	
	I.W.L. 0.000m 地震時						
	種別	壁体上の上載荷重を考慮しない場合		壁体上の上載荷重を考慮した場合		壁体上の上載荷重を考慮しない場合	
	滑動	a点(+0.500m) b点(-3.500m)	1.295 ≥ 1.000 1.180 ≥ 1.000	1.341 ≥ 1.000 1.230 ≥ 1.000	1.226 ≥ 1.000 1.290 ≥ 1.000	1.278 ≥ 1.000 1.346 ≥ 1.000	
	転倒	a点(+0.500m) b点(-3.500m)	4.857 ≥ 1.100 1.643 ≥ 1.100	4.710 ≥ 1.100 1.672 ≥ 1.100	4.367 ≥ 1.100 1.761 ≥ 1.100	4.253 ≥ 1.100 1.788 ≥ 1.100	
	支持力	壁体底面 (-3.500m)	P ₁ = 291.105 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 3.708 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 302.301 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 3.789 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 240.571 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.098 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 252.603 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.164 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	
	津波水位(I.W.L.) -3.040m 津波引波時						
	種別	壁体上の上載荷重を考慮しない場合		壁体上の上載荷重を考慮した場合			
滑動	a点(+0.500m) b点(-3.500m)	1.211 ≥ 1.200 1.209 ≥ 1.200	1.336 ≥ 1.200 1.306 ≥ 1.200	1.336 ≥ 1.200 1.306 ≥ 1.200	1.336 ≥ 1.200 1.306 ≥ 1.200	1.336 ≥ 1.200 1.306 ≥ 1.200	
転倒	a点(+0.500m) b点(-3.500m)	5.351 ≥ 1.200 1.771 ≥ 1.200	5.732 ≥ 1.200 1.901 ≥ 1.200	5.732 ≥ 1.200 1.901 ≥ 1.200	5.732 ≥ 1.200 1.901 ≥ 1.200	5.732 ≥ 1.200 1.901 ≥ 1.200	
支持力	壁体底面 (-3.500m)	P ₁ = 204.266 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.086 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 203.532 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.425 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 203.532 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.425 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 203.532 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.425 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 203.532 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.425 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	
※本体工幅 8.70m の時、津波引き波時の滑動が 1.190 < 1.200 となり OUT							

(4) 動的解析 (FLIP) による照査

L1 津波地震時における改良体の強度については、FLIP 解析結果より得られる最大せん断応力より確認した。
確認の結果、前項の不等沈下時の照査結果より設定した設計改良強度 800kN/m² で問題ないことを確認した。

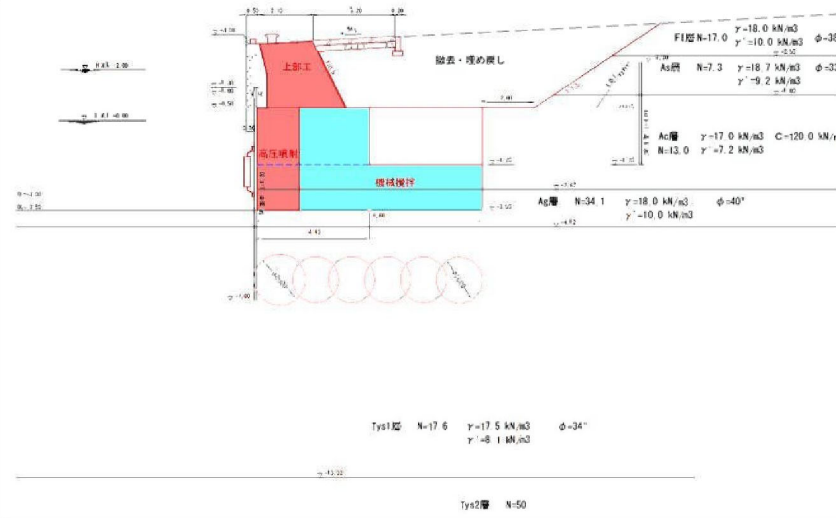
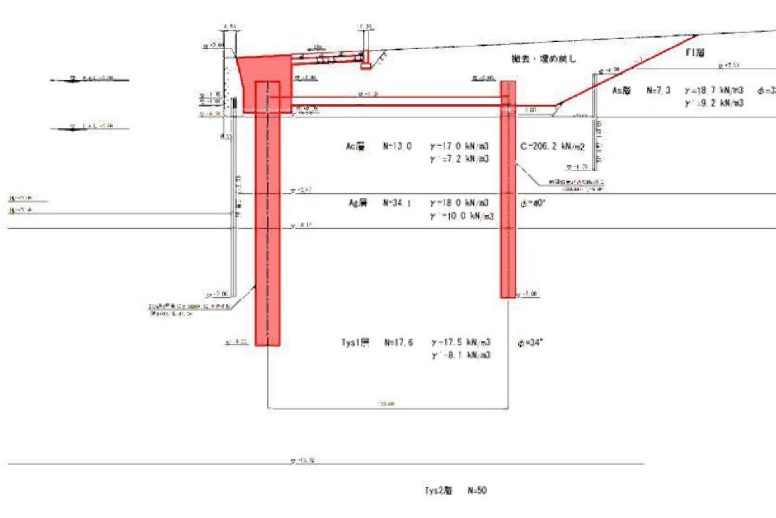
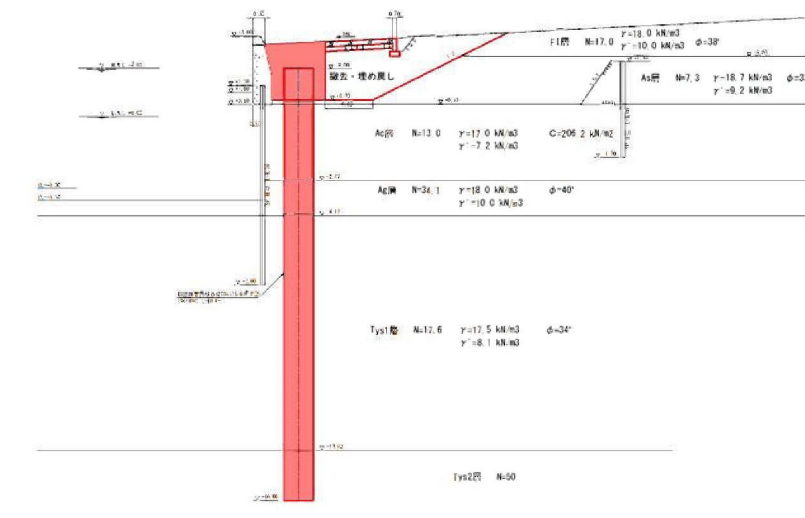
地震時に改良体に生じるせん断応力に対して内部安定が確保できているか照査を行う。
発生する最大せん断応力に対して、改良体の設計圧縮強度が上回っていれば改良体は安定する結果と最大せん断応力は動的解析 (FLIP) より算定する。
設計圧縮強度は $f_c = \alpha \beta q_u$ より $f_c = 0.656 \times 0.9 \times 800 = 472.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$



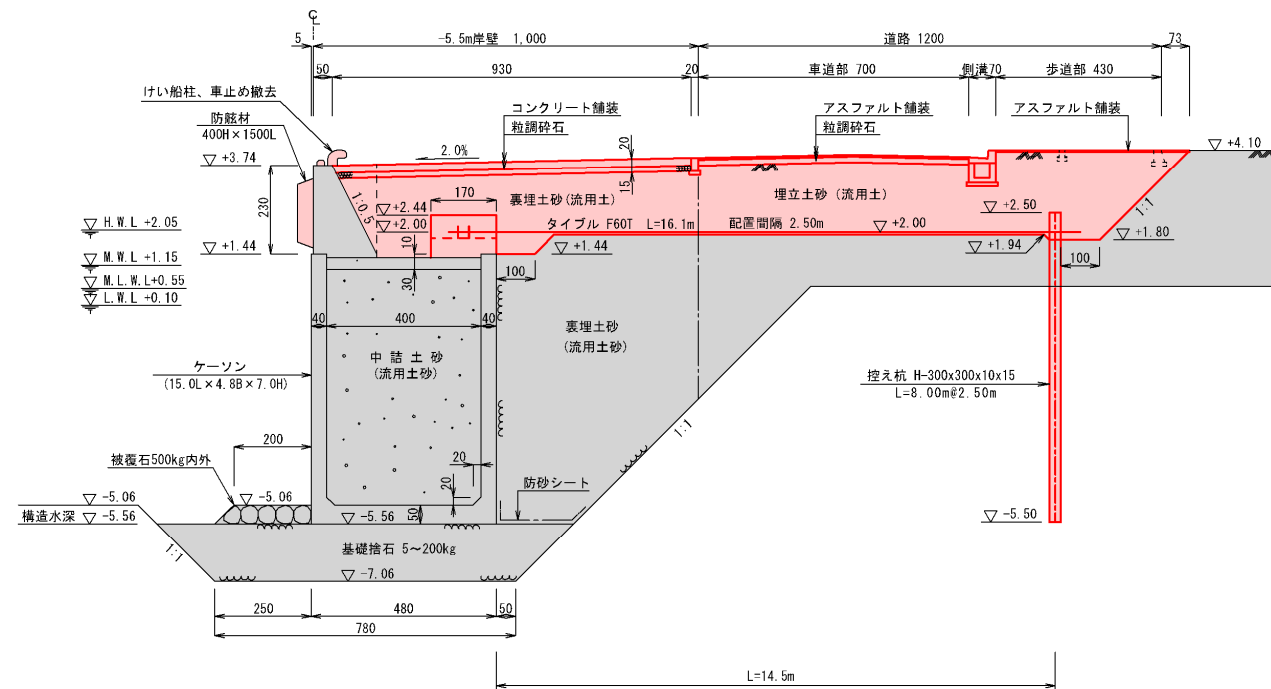
要素 No	最大せん断応力 (kN/m²)		設計圧縮強度 (kN/m²)	判定
1	420.10	<	472.32	OK
2	330.10	<	472.32	OK
3	202.80	<	472.32	OK
4	160.20	<	472.32	OK
5	127.30	<	472.32	OK
6	92.49	<	472.32	OK
7	55.39	<	472.32	OK
8	379.70	<	472.32	OK
9	210.30	<	472.32	OK
10	109.60	<	472.32	OK
11	121.90	<	472.32	OK
12	104.90	<	472.32	OK
13	87.99	<	472.32	OK
14	70.79	<	472.32	OK
15	299.60	<	472.32	OK
16	209.80	<	472.32	OK
17	97.23	<	472.32	OK
18	82.64	<	472.32	OK
19	84.72	<	472.32	OK
20	73.62	<	472.32	OK
21	70.45	<	472.32	OK
22	231.60	<	472.32	OK
23	172.10	<	472.32	OK
24	118.60	<	472.32	OK

要素 No	最大せん断応力 (kN/m²)		設計圧縮強度 (kN/m²)	判定
25	90.31	<	472.32	OK
26	66.27	<	472.32	OK
27	58.52	<	472.32	OK
28	45.42	<	472.32	OK
29	209.90	<	472.32	OK
30	176.00	<	472.32	OK
31	139.50	<	472.32	OK
32	121.00	<	472.32	OK
33	93.07	<	472.32	OK
34	79.56	<	472.32	OK
35	147.40	<	472.32	OK
36	205.80	<	472.32	OK
37	173.30	<	472.32	OK
38	151.00	<	472.32	OK
39	215.60	<	472.32	OK
40	181.30	<	472.32	OK
41	182.90	<	472.32	OK
42	213.80	<	472.32	OK
43	155.10	<	472.32	OK
44	184.00	<	472.32	OK
45	302.00	<	472.32	OK
46	215.70	<	472.32	OK
47	212.70	<	472.32	OK

機能強化（構造物補強）の比較

対策案	案1：CDM改良による重力式躯体築造案		案2：控え矢板式案		案3：自立矢板式案																																																																																																																																																																																																																					
断面図																																																																																																																																																																																																																										
概要	既設矢板背後の地盤を深層混合処理で固めて重力式躯体を築造する案。 既設矢板近傍は矢板に変状が生じないように高圧噴射で改良する。 既設矢板は安定計算時に耐力を期待しないが、土留としての機能は維持するために電気防食を施すものとする。		既設矢板背後に控え矢板式構造を構築する案。 既設矢板は腐食が進行していることから、安定計算時に耐力を期待しないものとする。		既設矢板背後に自立矢板を打設する案。 既設矢板は腐食が進行していることから、安定計算時に耐力を期待しないものとする。																																																																																																																																																																																																																					
安定計算結果	<table><tr><th colspan="4">L.W.L. 0.000m 常時</th></tr><tr><th>種別</th><th>壁体上の上載荷重を考慮しない場合</th><th>壁体上の上載荷重を考慮した場合</th><th></th></tr><tr><td>滑動</td><td>a点 (+0.500m) 2.632 ≥ 1.200</td><td>2.996 ≥ 1.200</td><td></td></tr><tr><td></td><td>b点 (-3.500m) 2.350 ≥ 1.200</td><td>2.644 ≥ 1.200</td><td></td></tr><tr><td>転倒</td><td>a点 (+0.500m) 12.255 ≥ 1.200</td><td>13.423 ≥ 1.200</td><td></td></tr><tr><td></td><td>b点 (-3.500m) 3.183 ≥ 1.200</td><td>3.543 ≥ 1.200</td><td></td></tr><tr><td>支持力</td><td>壁体底面 (-3.500m) P₁ = 165.916 kN/m² P₂ = 7.584 kN/m² b = 6.200 m ≤ qa = 319.420 kN/m²</td><td>P₁ = 178.547 kN/m² P₂ = 16.243 kN/m² b = 6.200 m ≤ qa = 319.420 kN/m²</td><td></td></tr></table> <table><tr><th colspan="4">L.W.L. 0.000m 地震時</th></tr><tr><th>種別</th><th>壁体上の上載荷重を考慮しない場合</th><th>壁体上の上載荷重を考慮した場合</th><th></th></tr><tr><td>滑動</td><td>a点 (+0.500m) 1.295 ≥ 1.000</td><td>1.341 ≥ 1.000</td><td></td></tr><tr><td></td><td>b点 (-3.500m) 1.180 ≥ 1.000</td><td>1.230 ≥ 1.000</td><td></td></tr><tr><td>転倒</td><td>a点 (+0.500m) 4.857 ≥ 1.100</td><td>4.710 ≥ 1.100</td><td></td></tr><tr><td></td><td>b点 (-3.500m) 1.643 ≥ 1.100</td><td>1.672 ≥ 1.100</td><td></td></tr><tr><td>支持力</td><td>壁体底面 (-3.500m) P₁ = 291.105 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 3.708 m ≤ qa = 319.420 kN/m²</td><td>P₁ = 302.301 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 3.789 m ≤ qa = 319.420 kN/m²</td><td></td></tr></table> <table><tr><th colspan="4">津波水位(ⅡⅢ) -3.040m 津波引波時</th></tr><tr><th>種別</th><th>壁体上の上載荷重を考慮しない場合</th><th>壁体上の上載荷重を考慮した場合</th><th></th></tr><tr><td>滑動</td><td>a点 (+0.500m) 1.211 ≥ 1.200</td><td>1.336 ≥ 1.200</td><td></td></tr><tr><td></td><td>b点 (-3.500m) 1.209 ≥ 1.200</td><td>1.306 ≥ 1.200</td><td></td></tr><tr><td>転倒</td><td>a点 (+0.500m) 5.351 ≥ 1.200</td><td>5.732 ≥ 1.200</td><td></td></tr><tr><td></td><td>b点 (-3.500m) 1.771 ≥ 1.200</td><td>1.901 ≥ 1.200</td><td></td></tr><tr><td>支持力</td><td>壁体底面 (-3.500m) P₁ = 204.266 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 4.086 m ≤ qa = 319.420 kN/m²</td><td>P₁ = 203.532 kN/m² P₂ = 0.000 kN/m² b = 4.425 m ≤ qa = 319.420 kN/m²</td><td></td></tr></table>		L.W.L. 0.000m 常時				種別	壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合		滑動	a点 (+0.500m) 2.632 ≥ 1.200	2.996 ≥ 1.200			b点 (-3.500m) 2.350 ≥ 1.200	2.644 ≥ 1.200		転倒	a点 (+0.500m) 12.255 ≥ 1.200	13.423 ≥ 1.200			b点 (-3.500m) 3.183 ≥ 1.200	3.543 ≥ 1.200		支持力	壁体底面 (-3.500m) P ₁ = 165.916 kN/m ² P ₂ = 7.584 kN/m ² b = 6.200 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 178.547 kN/m ² P ₂ = 16.243 kN/m ² b = 6.200 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²		L.W.L. 0.000m 地震時				種別	壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合		滑動	a点 (+0.500m) 1.295 ≥ 1.000	1.341 ≥ 1.000			b点 (-3.500m) 1.180 ≥ 1.000	1.230 ≥ 1.000		転倒	a点 (+0.500m) 4.857 ≥ 1.100	4.710 ≥ 1.100			b点 (-3.500m) 1.643 ≥ 1.100	1.672 ≥ 1.100		支持力	壁体底面 (-3.500m) P ₁ = 291.105 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 3.708 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 302.301 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 3.789 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²		津波水位(ⅡⅢ) -3.040m 津波引波時				種別	壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合		滑動	a点 (+0.500m) 1.211 ≥ 1.200	1.336 ≥ 1.200			b点 (-3.500m) 1.209 ≥ 1.200	1.306 ≥ 1.200		転倒	a点 (+0.500m) 5.351 ≥ 1.200	5.732 ≥ 1.200			b点 (-3.500m) 1.771 ≥ 1.200	1.901 ≥ 1.200		支持力	壁体底面 (-3.500m) P ₁ = 204.266 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.086 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 203.532 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.425 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²		<table><tr><th colspan="4">前面矢板：φ1000.0 x t12.0 (P-P) 型</th></tr><tr><th>応力度 (N/mm²)</th><th>常時</th><th>地震時</th><th>津波時</th></tr><tr><td>根入れ深度 (m)</td><td>≤ 140.0 OK</td><td>≤ 210.0 OK</td><td>≤ 140.0 OK</td></tr><tr><td>施工根入れ深度 (m)</td><td>-6.576</td><td>-8.191</td><td>-8.823</td></tr></table> <table><tr><th colspan="4">タイロップ TR-144</th></tr><tr><th>引張荷重 (kN)</th><th>常時</th><th>地震時</th><th>津波時</th></tr><tr><td>タイ材長さ (m)</td><td>≤ 371.000 OK</td><td>≤ 564.000 OK</td><td>≤ 371.000 OK</td></tr><tr><td>施工タイ材長さ (m)</td><td>8.395</td><td>9.241</td><td>8.397</td></tr></table> <table><tr><th colspan="4">腹起し (前面矢板側) : 2[250×90×9.0×13.0</th></tr><tr><th>応力度 (N/mm²)</th><th>常時</th><th>地震時</th><th>津波時</th></tr><tr><td>根入れ深度 (m)</td><td>≤ 140.0 OK</td><td>≤ 210.0 OK</td><td>≤ 140.0 OK</td></tr></table> <table><tr><th colspan="4">腹起し (控え工側) : 2[250×90×11.0×14.5</th></tr><tr><th>応力度 (N/mm²)</th><th>常時</th><th>地震時</th><th>津波時</th></tr><tr><td>根入れ深度 (m)</td><td>≤ 140.0 OK</td><td>≤ 210.0 OK</td><td>≤ 140.0 OK</td></tr></table> <table><tr><th colspan="4">控え工：φ 600.0 x t 9.0</th></tr><tr><th>応力度 (N/mm²)</th><th>常時</th><th>地震時</th><th>津波時</th></tr><tr><td>変位量 (cm)</td><td>≤ 140.0 OK</td><td>≤ 210.0 OK</td><td>≤ 140.0 OK</td></tr><tr><td>根入れ深度 (m)</td><td>≤ 140.0 OK</td><td>≤ 210.0 OK</td><td>≤ 140.0 OK</td></tr><tr><td>施工根入れ深度 (m)</td><td>-6.629</td><td>-6.629</td><td>-6.629</td></tr></table>		前面矢板：φ1000.0 x t12.0 (P-P) 型				応力度 (N/mm ²)	常時	地震時	津波時	根入れ深度 (m)	≤ 140.0 OK	≤ 210.0 OK	≤ 140.0 OK	施工根入れ深度 (m)	-6.576	-8.191	-8.823	タイロップ TR-144				引張荷重 (kN)	常時	地震時	津波時	タイ材長さ (m)	≤ 371.000 OK	≤ 564.000 OK	≤ 371.000 OK	施工タイ材長さ (m)	8.395	9.241	8.397	腹起し (前面矢板側) : 2[250×90×9.0×13.0				応力度 (N/mm ²)	常時	地震時	津波時	根入れ深度 (m)	≤ 140.0 OK	≤ 210.0 OK	≤ 140.0 OK	腹起し (控え工側) : 2[250×90×11.0×14.5				応力度 (N/mm ²)	常時	地震時	津波時	根入れ深度 (m)	≤ 140.0 OK	≤ 210.0 OK	≤ 140.0 OK	控え工：φ 600.0 x t 9.0				応力度 (N/mm ²)	常時	地震時	津波時	変位量 (cm)	≤ 140.0 OK	≤ 210.0 OK	≤ 140.0 OK	根入れ深度 (m)	≤ 140.0 OK	≤ 210.0 OK	≤ 140.0 OK	施工根入れ深度 (m)	-6.629	-6.629	-6.629	<table><tr><th colspan="4">使用矢板 φ1200.0 x t15.0 (P-P) 型</th></tr><tr><th>応力度 [N/mm²]</th><th>常時</th><th>許容値</th><th>地震時</th></tr><tr><td>腐食前</td><td>37.2</td><td>140.0</td><td>49.8</td></tr><tr><td>腐食後(海中部)</td><td>34.6</td><td>140.0</td><td>46.1</td></tr><tr><td>腐食後(泥層中)</td><td>40.8</td><td>140.0</td><td>54.8</td></tr></table> <table><tr><th colspan="4">(天端変位量[cm])</th></tr><tr><th>腐食前</th><th>常時</th><th>許容値</th><th>地震時</th></tr><tr><td>腐食後</td><td>1.615</td><td>5.000</td><td>2.530</td></tr><tr><td></td><td>1.695</td><td>5.000</td><td>2.656</td></tr></table> <table><tr><th colspan="4">(根入れ深度[m])</th></tr><tr><th>腐食前</th><th>常時</th><th>許容値</th><th>地震時</th></tr><tr><td>腐食後</td><td>-14.600</td><td>-15.629</td><td>-15.524</td></tr><tr><td></td><td>-14.422</td><td>-15.452</td><td>-15.347</td></tr></table> 上記の結果より、矢板はφ1200.0 x t15.0 (P-P)型を使用する。 その場合の施工根入れ深度及び、矢板長は次のようになる。 矢板長 L = 2.000 + 15.629 = 17.629 = 18.000 m 施工根入れ深度 EL = 2.000 - 18.000 = -16.000 m		使用矢板 φ1200.0 x t15.0 (P-P) 型				応力度 [N/mm ²]	常時	許容値	地震時	腐食前	37.2	140.0	49.8	腐食後(海中部)	34.6	140.0	46.1	腐食後(泥層中)	40.8	140.0	54.8	(天端変位量[cm])				腐食前	常時	許容値	地震時	腐食後	1.615	5.000	2.530		1.695	5.000	2.656	(根入れ深度[m])				腐食前	常時	許容値	地震時	腐食後	-14.600	-15.629	-15.524		-14.422	-15.452	-15.347
L.W.L. 0.000m 常時																																																																																																																																																																																																																										
種別	壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合																																																																																																																																																																																																																								
滑動	a点 (+0.500m) 2.632 ≥ 1.200	2.996 ≥ 1.200																																																																																																																																																																																																																								
	b点 (-3.500m) 2.350 ≥ 1.200	2.644 ≥ 1.200																																																																																																																																																																																																																								
転倒	a点 (+0.500m) 12.255 ≥ 1.200	13.423 ≥ 1.200																																																																																																																																																																																																																								
	b点 (-3.500m) 3.183 ≥ 1.200	3.543 ≥ 1.200																																																																																																																																																																																																																								
支持力	壁体底面 (-3.500m) P ₁ = 165.916 kN/m ² P ₂ = 7.584 kN/m ² b = 6.200 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 178.547 kN/m ² P ₂ = 16.243 kN/m ² b = 6.200 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²																																																																																																																																																																																																																								
L.W.L. 0.000m 地震時																																																																																																																																																																																																																										
種別	壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合																																																																																																																																																																																																																								
滑動	a点 (+0.500m) 1.295 ≥ 1.000	1.341 ≥ 1.000																																																																																																																																																																																																																								
	b点 (-3.500m) 1.180 ≥ 1.000	1.230 ≥ 1.000																																																																																																																																																																																																																								
転倒	a点 (+0.500m) 4.857 ≥ 1.100	4.710 ≥ 1.100																																																																																																																																																																																																																								
	b点 (-3.500m) 1.643 ≥ 1.100	1.672 ≥ 1.100																																																																																																																																																																																																																								
支持力	壁体底面 (-3.500m) P ₁ = 291.105 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 3.708 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 302.301 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 3.789 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²																																																																																																																																																																																																																								
津波水位(ⅡⅢ) -3.040m 津波引波時																																																																																																																																																																																																																										
種別	壁体上の上載荷重を考慮しない場合	壁体上の上載荷重を考慮した場合																																																																																																																																																																																																																								
滑動	a点 (+0.500m) 1.211 ≥ 1.200	1.336 ≥ 1.200																																																																																																																																																																																																																								
	b点 (-3.500m) 1.209 ≥ 1.200	1.306 ≥ 1.200																																																																																																																																																																																																																								
転倒	a点 (+0.500m) 5.351 ≥ 1.200	5.732 ≥ 1.200																																																																																																																																																																																																																								
	b点 (-3.500m) 1.771 ≥ 1.200	1.901 ≥ 1.200																																																																																																																																																																																																																								
支持力	壁体底面 (-3.500m) P ₁ = 204.266 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.086 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²	P ₁ = 203.532 kN/m ² P ₂ = 0.000 kN/m ² b = 4.425 m ≤ qa = 319.420 kN/m ²																																																																																																																																																																																																																								
前面矢板：φ1000.0 x t12.0 (P-P) 型																																																																																																																																																																																																																										
応力度 (N/mm ²)	常時	地震時	津波時																																																																																																																																																																																																																							
根入れ深度 (m)	≤ 140.0 OK	≤ 210.0 OK	≤ 140.0 OK																																																																																																																																																																																																																							
施工根入れ深度 (m)	-6.576	-8.191	-8.823																																																																																																																																																																																																																							
タイロップ TR-144																																																																																																																																																																																																																										
引張荷重 (kN)	常時	地震時	津波時																																																																																																																																																																																																																							
タイ材長さ (m)	≤ 371.000 OK	≤ 564.000 OK	≤ 371.000 OK																																																																																																																																																																																																																							
施工タイ材長さ (m)	8.395	9.241	8.397																																																																																																																																																																																																																							
腹起し (前面矢板側) : 2[250×90×9.0×13.0																																																																																																																																																																																																																										
応力度 (N/mm ²)	常時	地震時	津波時																																																																																																																																																																																																																							
根入れ深度 (m)	≤ 140.0 OK	≤ 210.0 OK	≤ 140.0 OK																																																																																																																																																																																																																							
腹起し (控え工側) : 2[250×90×11.0×14.5																																																																																																																																																																																																																										
応力度 (N/mm ²)	常時	地震時	津波時																																																																																																																																																																																																																							
根入れ深度 (m)	≤ 140.0 OK	≤ 210.0 OK	≤ 140.0 OK																																																																																																																																																																																																																							
控え工：φ 600.0 x t 9.0																																																																																																																																																																																																																										
応力度 (N/mm ²)	常時	地震時	津波時																																																																																																																																																																																																																							
変位量 (cm)	≤ 140.0 OK	≤ 210.0 OK	≤ 140.0 OK																																																																																																																																																																																																																							
根入れ深度 (m)	≤ 140.0 OK	≤ 210.0 OK	≤ 140.0 OK																																																																																																																																																																																																																							
施工根入れ深度 (m)	-6.629	-6.629	-6.629																																																																																																																																																																																																																							
使用矢板 φ1200.0 x t15.0 (P-P) 型																																																																																																																																																																																																																										
応力度 [N/mm ²]	常時	許容値	地震時																																																																																																																																																																																																																							
腐食前	37.2	140.0	49.8																																																																																																																																																																																																																							
腐食後(海中部)	34.6	140.0	46.1																																																																																																																																																																																																																							
腐食後(泥層中)	40.8	140.0	54.8																																																																																																																																																																																																																							
(天端変位量[cm])																																																																																																																																																																																																																										
腐食前	常時	許容値	地震時																																																																																																																																																																																																																							
腐食後	1.615	5.000	2.530																																																																																																																																																																																																																							
	1.695	5.000	2.656																																																																																																																																																																																																																							
(根入れ深度[m])																																																																																																																																																																																																																										
腐食前	常時	許容値	地震時																																																																																																																																																																																																																							
腐食後	-14.600	-15.629	-15.524																																																																																																																																																																																																																							
	-14.422	-15.452	-15.347																																																																																																																																																																																																																							
施工性	背後地盤の掘削範囲は広い。本体工築造に必要となる工種は地盤改良と上部工打設であり案2に比べ少ない。	○	背後地盤の掘削範囲が広く、本体工築造にあたり様々な部材、工種が必要となる。	△	背後地盤の掘削範囲が狭く、本体工の施工は矢板の打設のみとなるため施工性は良好である。	◎																																																																																																																																																																																																																				
経済性 (諸経費55%含む)	1,685,000 円/m	◎	1,949,000 円/m	○	2,270,000 円/m	△																																																																																																																																																																																																																				
評価	経済性に優れる構造であるため採用する。 L1 津波地震に対する FLIP 解析を実施して安定性を確認する。	◎	経済性に劣るため不採用とする。	○	経済性に劣るため不採用とする。	△																																																																																																																																																																																																																				

安定計算結果（耐震設計による決定断面）



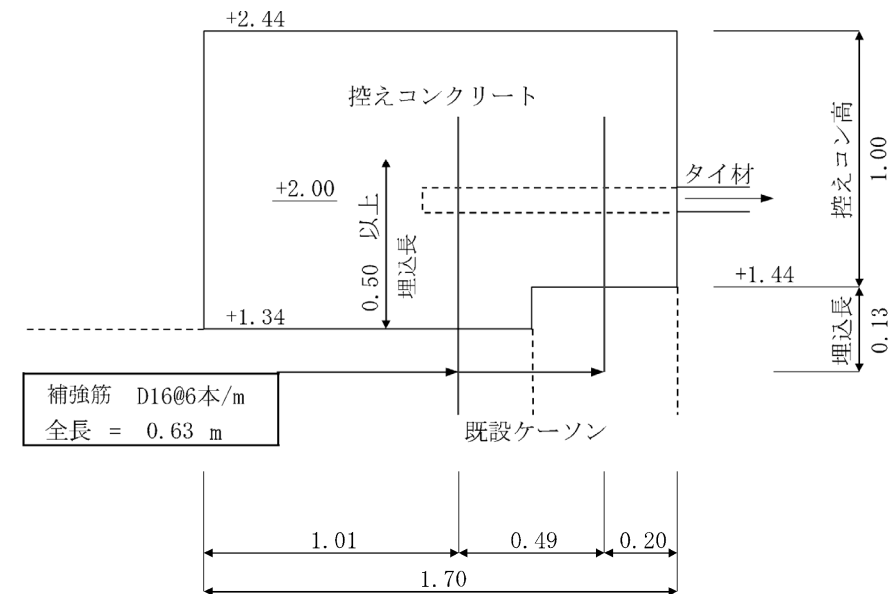
設 計 計 算							
		常 時	地震時			常 時 P61	地震時 P65
安 全 率	滑 動	P48 1. 748	P49 1. 203	端趾圧	P1	314. 217 kN/㎡	348. 575 kN/㎡
	転 倒	P48 2. 112	P49 1. 617		P2	— kN/㎡	— kN/㎡
	偏心傾斜	P50 1. 250	P54 1. 020	捨石底面 地盤反力	P1'	P62 235. 502 kN/㎡	P66 239. 913 kN/㎡
	直線すべり	—	—		P2'	P62 15. 000 kN/㎡	P66 15. 000 kN/㎡
	円弧すべり	P29 —	—	基礎地盤 支持力の算定	$q_a = 596. 650$		$q_a = 585. 366$
			P62 kN/㎡		P66 kN/㎡		
備 考	・ 安全率[常時] 滑動:1. 2以上、転倒:1. 2以上、偏心傾斜:1. 2以上 P19 [地震時] 滑動:1. 0以上、転倒:1. 1以上、偏心傾斜:1. 0以上 P19 ・ 控え工の検討						
	検 討	常 時			地震時		
	タイ材耐力	50. 00kN/本 ≤ 150. 70kN/本 P67			225. 00kN/本 ≤ 229. 20kN/本 P67		
	控え杭曲げ応力度	35. 80N/mm ² ≤ 140. 0N/mm ² P72			161. 0N/mm ² ≤ 210. 0N/mm ² P74		
	控え杭変位量	1. 025 cm ≤ 3. 0 cm P72			4. 611 cm ≤ 5. 0 cm P74		

【コンクリート単塊の安定照査】 ※差し筋無は OUT

差し筋による補強後の安全率（地震時）

検計項目	安定計算結果	補強筋の仕様
滑動	1.38 > 1.0 OK!	D16 @ N=6本/m
転倒	1.15 > 1.1 OK!	ARケミカルセッター HP-16

断面図



【コンクリート単塊の配筋検討】

