- 4. 耐震評価結果
- 4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布図」,「最大せん断ひずみ分布」,「最大過 剰間隙水圧分布」を記載する。なお,断面力分布について,逆T擁壁は単位奥行あた りの断面力を図示する。

耐震評価においては、表 4.1-1 に示すとおり、全ての基準地震動Ssに対して実施 するケース①において、曲げ・軸力系の破壊に対する照査、せん断破壊に対する照査、 グラウンドアンカに対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査の各照査項目の うち、照査値が 0.5を超える照査項目に対して、最も厳しい(許容限界に対する裕度が 最も小さい)地震動を用いて追加解析ケース②、③を実施する。

表 4.1-1 照査値が 0.5 を超える最も厳しい地震動

	評価項目					
断面	逆T擁壁		ガラウンドアンカ	甘林县船		
	曲げ・軸力系	せん断	99997720	苯 啶 地		
	S s - N 2 (EW) (-+)	S s - D ()	S s - N 1 (++)			
①一①町面	0.633 (曲げ引張)	0.583	0.859	0.5 5 1		
④-④断面	S s - D (+-)	S s - D (+-)	S s - N 1 (++)	05175		
	0.611 (曲げ引張)	0.538	0.879	0.5 5 1		
	S s - N 1 (++)	S s - D ()	S s - N 1 (++)			
0-0月田	0.682 (曲げ引張)	0.792	0.849	0.0以下		

	(1) -	①断面,	(4) -	-④断面,	(5) -	-⑤断面	j)
--	-------	------	-------	-------	-------	------	----

- 4.1.1 解析ケースと照査値
 - (1) 逆 T 擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査 表 4.1.1-1~表 4.1.1-6 に逆 T 擁壁における曲げ・軸力系の破壊に対する照査 の実施ケースと照査値を示す。

解析ケース		逆 T 擁壁のコンクリートの 曲げ圧縮照査		
地震動		1	2	3
	(++)	0.312		
S a – D	(-+)	0.282		
55 D	(+-)	0.319		
	()	0.289	0.289	0.289
S s - F 1 (EW)	(++)	0.282		
S s - F 2 (EW)	(++)	0.252		
S a N1	(++)	0.230	0.230	0.208
$S_{s} - NI$	(-+)	0.208		
S s - N2	(++)	0.260		
(NS)	(-+)	0.238		
S s - N 2 (EW)	(++)	0.252		
	(-+)	0.289	0.289	0.289

表 4.1.1-1 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査 における実施ケースと照査値(①-①断面)

解析ケース		逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査		
地震動		1)	2	3
	(++)	0.597		
S a – D	(-+)	0.597		
5 S - D	(+-)	0.577		
	()	0.588	0.586	0.597
S s - F 1 (EW)	(++)	0.577		
S s - F 2 (EW)	(++)	0.493		
$S_{0} = N1$	(++)	0.394	0.392	0.396
S S - NI	(-+)	0.411		
S s - N2 (NS)	(++)	0.536		
	(-+)	0.524		
S s - N2	(++)	0.560		
(EW)	(-+)	0.633	0.633	0.634

表 4.1.1-2 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査実施ケースと照査値(①-①断面)

:曲げ・軸力系の破壊に対する照査のうち,照査値

0.5を超える最も厳しい照査値

2.1.3-110

解析ケース		逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ圧縮照査		
地震動		1	2	3
	(++)	0.260		
	(-+)	0.245		
5 s - D	(+-)	0.289	0.289	0.289
	()	0.223		
S s - F 1 (EW)	(++)	0.238		
$\begin{array}{c} S s - F \ 2 \\ (E \ W) \end{array}$	(++)	0.238		
$S_{\alpha} = N1$	(++)	0.223	0.223	0.223
$S_s - NI$	(-+)	0.215		
$\begin{array}{c} S s - N2 \\ (NS) \end{array}$	(++)	0.223		
	(-+)	0.208		
S s - N2	(++)	0.245		
(EW)	(-+)	0.230		

表 4.1.1-3 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査 における実施ケースと照査値(④-④断面)

解析ケース		逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査		
地震動		1	2	3
	(++)	0.561		
S D	(-+)	0.495		
55 D	(+-)	0.611	0.607	0.616
	()	0.460		
S s - F 1 (EW)	(++)	0.470		
S s - F 2 (EW)	(++)	0.464		
$S_{\alpha} = M1$	(++)	0.463	0.464	0.462
3 s - N1	(-+)	0.460		
S s - N2	(++)	0.442		
(NS)	(-+)	0.426		
$S_s - N2$	(++)	0.454		
(EW)	(-+)	0.475		

表 4.1.1-4 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査実施ケースと照査値(④-④断面)

:曲げ・軸力系の破壊に対する照査のうち,照査値

0.5を超える最も厳しい照査値

表 4.1.1-5 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査 における実施ケースと照査値(⑤-⑤断面) 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧

世産動	解析ケース	逆 T 擁壁の	コンクリー 縮照査	トの曲げ圧
地展到		1)	2	3
	(++)	0.319		
S a - D	(-+)	0.282		
5 S - D	(+-)	0.319		
	()	0.297	0.297	0.297
S s - F 1 (EW)	(++)	0.252		
S s - F 2 (EW)	(++)	0.245		
$S_{\alpha} = N1$	(++)	0.326	0.326	0.319
$S_{s} - NI$	(-+)	0.245		
S s - N2 (NS)	(++)	0.275		
	(-+)	0.238		
S s - N2	(++)	0.223		
(EW)	$\overline{(-+)}$	0.260		

表 4.1.1-6 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査

		逆T擁壁の鉄筋の曲げ引張照		
解析ケース		查		
地震動		1)	2	3
	(++)	0.642		
S a – D	(-+)	0.598		
5 S - D	(+-)	0.642		
	()	0.598	0.601	0.604
S s - F 1 (EW)	(++)	0.541		
S s - F 2 (EW)	(++)	0.512		
$S_{0} = N1$	(++)	0.682	0.681	0.681
S S - NI	(-+)	0.620		
S s - N2 (NS)	(++)	0.521		
	(-+)	0.535		
$S_s - N2$	(++)	0.475		
(EW)	(-+)	0.561		

における実施ケースと照査値(⑤-⑤断面)

:曲げ・軸力系の破壊に対する照査のうち,照査値

0.5を超える最も厳しい照査値

(2) 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査

表 4.1.1-7~表 4.1.1-9 に逆 T 擁壁におけるせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-7 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査

解析ケース		逆 T 擁壁のせん断力照査 (①-①断面)		
地震動		1)	2	3
	(++)	0.553		
S c – D	(-+)	0.568		
55 D	(+-)	0.553		
	()	0.583	0.583	0.583
S s - F 1 (EW)	(++)	0. 568		
S s - F 2 (EW)	(++)	0.538		
	(++)	0.508	0.508	0.508
5 s - N I	(-+)	0.493		
S s - N2 (NS)	(++)	0.538		
	(-+)	0.508		
S s - N2	(++)	0.523		
(EW)	(-+)	0.553	0.553	0.553

における実施ケースと照査値(①-①断面)

: せん断破壊に対する照査のうち, 照査値 0.5

を超える最も厳しい照査値

解析ケース		逆 T 擁壁のせん断力照査 (④-④断面)		
地震動		1)	2	3
	(++)	0.478		
S a - D	(-+)	0.478		
5 S - D	(+-)	0.538	0.538	0.538
	()	0.478		
S s - F 1 (EW)	(++)	0.463		
S s - F 2 (EW)	(++)	0.478		
S a N1	(++)	0.448	0.448	0.448
5 s - N1	(-+)	0.448		
S s - N2 (NS)	(++)	0.448		
	(-+)	0.493		
S s - N 2	(++)	0.463		
(EW)	(-+)	0.478		

表 4.1.1-8 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査

における実施ケースと照査値(④-④断面)

: せん断破壊に対する照査のうち, 照査値 0.5 を

超える最も厳しい照査値

解析ケース		逆 T 擁壁のせん断力照査 (⑤-⑤断面)		
地震動		1)	2	3
	(++)	0.732		
S o - D	(-+)	0.717		
3 S - D	(+-)	0.777		
	()	0.792	0.777	0.777
S s - F 1 (EW)	(++)	0.523		
S s - F 2 (EW)	(++)	0.672		
C . N1	(++)	0.672	0.657	0.657
5 s - N I	(-+)	0.568		
S s - N2	(++)	0.538		
(NS)	(-+)	0.568		
S s - N 2 (EW)	(++)	0.538		
	(-+)	0.553		
: せん断破壊に対する照査のうち,照査値 0.5 を				

表 4.1.1-9 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査

超える最も厳しい照査値

における実施ケースと照査値(⑤-⑤断面)

(3) 逆 T 擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査

表 4.1.1-10~表 4.1.1-12 に逆 T 擁壁におけるグラウンドアンカの支圧に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-10 グラウンドアンカによる支圧照査

解析ケース		グラウンドアンカによる支圧照査		
地震動		1)	2	3
	(++)	0.584		
S a D	(-+)	0.584		
5 s - D	(+-)	0.584		
	()	0.578	0.578	0.578
S s - F 1 (EW)	(++)	0.573		
S s - F 2 (EW)	(++)	0.573		
C - N1	(++)	0.589	0.589	0.589
5 s - N I	(-+)	0.573		
S s - N2 (NS)	(++)	0.578		
	(-+)	0.573	0.573	0.573
S s - N2 (EW)	(++)	0.584		
	(-+)	0.573		

における実施ケースと照査値(①-①断面)

表 4.1.1-11 グラウンドアンカによる支圧照査

解析ケース		グラウンドアンカによる支圧照査		
地震動		1)	2	3
	(++)	0.489		
S a - D	(-+)	0.489		
5 S - D	(+-)	0.495	0.495	0.495
	()	0.489		
S s - F 1 (EW)	(++)	0.473		
S s - F 2 (EW)	(++)	0.473		
S = -N1	(++)	0.495	0.495	0.495
5 S - N1	(-+)	0.478		
S s - N2 (NS)	(++)	0.478		
	(-+)	0.473		
S s - N2	(++)	0.478		
(EW)	(-+)	0.473		

における実施ケースと照査値(④-④断面)

表 4.1.1-12 グラウンドアンカによる支圧照査

	解析ケース	グラウンドアンカによる支圧照査		支圧照査
地震動		1)	2	3
	(++)	0.678		
	(-+)	0.678		
5 s - D	(+-)	0.673		
	()	0.673	0.673	0.673
S s - F 1 (EW)	(++)	0.662		
S s - F 2 (EW)	(++)	0.667		
	(++)	0.684	0.684	0.684
S S = NI	(-+)	0.662		
S s - N2 (NS)	(++)	0.673		
	(-+)	0.662		
S s - N2	(++)	0.678		
(EW)	(-+)	0.662		

における実施ケースと照査値(⑤-⑤断面)

(4) グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査

表 4.1.1-13~表 4.1.1-15 にグラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査 の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-13 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査 における実施ケースと照査値(①-①断面)

	解析ケース	グラウンドアンカの発生アンカー力に対			
		する照査			
地震動		(1)	2	3	
	(++)	0.850			
S a D	(-+)	0.847			
5 s - D	(+-)	0.847			
	()	0.842	0.842	0.842	
S s - F 1 (EW)	(++)	0.832			
S s - F 2 (EW)	(++)	0.836			
$S_{a} = M1$	(++)	0.859	0.859	0.859	
SS = NI	(-+)	0.838			
$S_s - N2$	(++)	0.840			
(NS)	(-+)	0.838			
$S_s - N2$	(++)	0.847			
(EW)	(-+)	0.836	0.835	0.836	
: グラ	ラウンドアンナ	カの発生アンカ	ー力に対する!	照査のうち,照る	

0.5を超える最も厳しい照査値

表 4.1.1-14 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査 における実施ケースと照査値(④-④断面)

	解析ケース	グラウンドアンカの発生アンカー力に対				
			する照査			
地震動		1	2	3		
	(++)	0.870				
	(-+)	0.867				
5 s - D	(+-)	0.871	0.871	0.871		
	(— —)	0.864				
S s - F 1 (EW)	(++)	0.838				
S s - F 2 (EW)	(++)	0.837				
S a N1	(++)	0.879	0.879	0.879		
S S - NI	(-+)	0.848				
S s - N2	(++)	0.843				
(NS)	(-+)	0.835				
$S_s - N2$	(++)	0.848				
(EW)	(-+)	0.835				
: グラ	ラウンドアンカ	カの発生アンカ	ー力に対する!	照査のうち、照		

0.5を超える最も厳しい照査値

2.1.3-122

表 4.1.1-15 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査 における実施ケースと照査値(⑤-⑤断面)

	解析ケース	グラウンドアンカの発生アンカー力に対			
		する照査			
地震動			2	3	
	(++)	0.837			
S a D	(-+)	0.841			
5 S - D	(+-)	0.833			
	()	0.835	0.835	0.835	
S s - F 1 (EW)	(++)	0.821			
S s - F 2 (EW)	(++)	0.826			
$S_{\alpha} = N1$	(++)	0.849	0.849	0.849	
5 S - N I	(-+)	0.822			
S s - N2 (NS)	(++)	0.836			
	(-+)	0.821			
S s - N2	(++)	0.837			
(EW)	(-+)	0.818			

: グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査のうち,照査値 0.5を超える最も厳しい地震動

2.1.3-123

(5) 改良地盤のすべりに対する照査

表 4.1.1-16~表 4.1.1-18 に改良地盤のすべりに対する照査の実施ケースと照 査値を示す。

解析ケース		改良地盤のすべりに対する照査		
地震動		1)	2	3
	(++)	3.99		
S a D	(-+)	4.05		
55-D	(+-)	3.94		
	()	3.99	4.00	3.99
Ss-F1 (EW)	(++)	4.02		
$\begin{array}{c} S s - F 2 \\ (E W) \end{array}$	(++)	4.41		
$S_{a} = N1$	(++)	3.42	3.42	3.43
55-N1	(-+)	3.49		
Ss-N2 (NS)	(++)	4.30		
	(-+)	4.49		
Ss-N2	(++)	4.06		
(EW)	(-+)	4.20	4.19	4.20

表 4.1.1-16 改良地盤のすべりに対する照査 における実施ケースと照査値(①-①断面)

表 4.1.1-17 改良地盤のすべりに対する照査

解析ケース		改良地盤のすべりに対する照査		
地震動		1)	2	3
	(++)	2.88		
Sa-D	(-+)	2.73		
3 S - D	(+-)	2.95	2.95	2.95
	()	2.91		
Ss-F1 (EW)	(++)	4.34		
Ss-F2 (EW)	(++)	4.54		
$S_{a} = M_{1}$	(++)	2.50	2.49	2.50
55-N1	(-+)	2.71		
Ss-N2 (NS)	(++)	4.17		
	(-+)	3.71		
$S_s - N_2$	(++)	3.97		
(EW)	(-+)	3.66		

における実施ケースと照査値(④-④断面)

表 4.1.1-18 改良地盤のすべりに対する照査

細たたって		改良地盤のすべりに対する照査				
	解析ケース		(⑤-⑤断面)			
地震動		1)	2	3		
	(++)	3.37				
S a - D	(-+)	3.15				
5 S - D	(+-)	3.46				
	()	3.26	3.26	3.26		
Ss-F1 (EW)	(++)	4.94				
$\begin{array}{c} S s - F 2 \\ (E W) \end{array}$	(++)	4.28				
$S_{c} = N_{1}$	(++)	3.12	3.12	3.12		
5 S - N I	(-+)	3.21				
S s – N 2	(++)	4.25				
(NS)	(-+)	4.26				
$S_s - N_2$	(++)	3.89				
(EW)	(-+)	3.90				

における実施ケースと照査値(⑤-⑤断面)

(6) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.1.1-19~表 4.1.1-24 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと 照査値を示す。

	御作を一つ	基礎地盤	の支持性能に	こ対する照査		
解例クース		(1) - (1)	(①-①断面,改良地盤①~③)			
地震動		1)	2	3		
	(++)	0.358				
	(-+)	0.358				
S S - D	(+-)	0.358				
	()	0.358	0.358	0.358		
S s - F 1 (EW)	(++)	0.358				
S s - F 2 (EW)	(++)	0.358				
C N1	(++)	0.358	0.358	0.358		
5 s - N I	(-+)	0.358				
S s - N2	(++)	0.358				
(NS)	(-+)	0.358				
$S_s - N2$	(++)	0.358				
(EW)	(-+)	0.358	0.358	0.358		

表 4.1.1-19 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値 (①-①断面,改良地盤)

	韶析ケーマ	基礎地盤	基礎地盤の支持性能に対する照査			
	所作が1-7 ×		(①-①断面,岩盤)			
地震動		1)	2	3		
	(++)	0.113				
S a D	(-+)	0.113				
5 s - D	(+-)	0.123				
	()	0.123	0.123	0.123		
S s - F 1 (EW)	(++)	0.113				
S s - F 2 (EW)	(++)	0.103				
	(++)	0.103	0.103	0.103		
5 s - N I	(-+)	0.113				
S s - N2 (NS)	(++)	0.103				
	(-+)	0.103				
S s - N2	(++)	0.092				
(EW)	(-+)	0.103	0.103	0.103		

表 4.1.1-20 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値 (①-①断面,岩盤)

	韶析ケーマ	基礎地盤	基礎地盤の支持性能に対する照査		
牌例为一次		(④-④断面,改良地盤①~③)			
地震動		1)	2	3	
	(++)	0.358			
	(-+)	0.358			
5 s - D	(+-)	0.358	0.358	0.358	
	()	0.358			
S s - F 1 (EW)	(++)	0.286			
S s - F 2 (EW)	(++)	0.358			
	(++)	0.286	0.286	0.286	
5 s - N I	(-+)	0.358			
S s - N2	(++)	0.286			
(NS)	(-+)	0.358			
S s - N2	(++)	0.358			
(EW)	(-+)	0.358			

表 4.1.1-21 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値 (④-④断面,改良地盤)

	韶析ケーマ	基礎地盤	基礎地盤の支持性能に対する照査		
NF 101 19 X		(④-④断面,岩盤)			
地震動		1)	2	3	
	(++)	0.174			
S a D	(-+)	0.174			
5 s - D	(+-)	0.184	0.184	0.184	
	()	0.164			
S s - F 1 (EW)	(++)	0.133			
S s - F 2 (EW)	(++)	0.143			
C - N1	(++)	0.154	0.154	0.154	
5 s - N I	(-+)	0.194			
S s - N2	(++)	0.123			
(NS)	(-+)	0.143			
S s - N2	(++)	0.143			
(EW)	(-+)	0.164			

表 4.1.1-22 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値 (④-④断面,岩盤)

	解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査				
			(⑤-⑤断面,改良地盤①~③)				
地震動		1)	2	3			
	(++)	0.429					
S a D	(-+)	0.429					
5 s - D	(+-)	0.429					
	()	0.429	0.429	0.429			
S s - F 1 (EW)	(++)	0.429					
S s - F 2 (EW)	(++)	0.429					
S a N1	(++)	0.358	0.358	0.358			
5 s - N I	(-+)	0.429					
S s - N2	(++)	0.429					
(NS)	(-+)	0.429					
S s - N2	(++)	0.429					
(EW)	(-+)	0.429					

(⑤-⑤断面,改良地盤)

表 4.1.1-23 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

	解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査				
脾切クース		(⑤-⑤断面,岩盤)					
地震動		1)	2	3			
	(++)	0.385					
	(-+)	0.385					
5 s - D	(+-)	0.385					
	()	0.385	0.385	0.385			
S s - F 1 (EW)	(++)	0.385					
S s - F 2 (EW)	(++)	0.359					
C - N1	(++)	0.385	0.385	0.385			
S S = NI	(-+)	0.385					
S s - N2	(++)	0.359					
(NS)	(-+)	0.359					
S s - N2	(++)	0.359					
(EW)	(-+)	0.385					

表 4.1.1-24 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値 (⑤-⑤断面,岩盤)

4.1.2 断面力分布(逆T擁壁の曲げ・軸力系に対する照査)

逆 T 擁壁の曲げ・軸力系に対する照査において各解析ケースのうち最も厳しい 照査値となる結果を表 4.1.2-1~表 4.1.2-3に示す。また,該当する解析ケース の断面力図を図 4.1.2-1~図 4.1.2-3に示す。

表 4.1.2-1 逆 T 擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

	<i>477</i> 十二	発生断面力		曲げ引張	短期許容	四大体
地震動	弊 が ケース	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	応力度 σ _s (N/mm²)	応力度 σ _{sa} (N/mm ²)	照宜旭 σ _s /σ _{sa}
S s - N 2 (EW) 方向 (-+)	3	1606	279	186.3	294	0.634

における最大照査値(①-①断面)

表 4.1.2-2 逆 T 擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

	御井	発生断面力		曲げ引張	短期許容	昭木店
地震動	解析ケース	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	応力度 σ _s (N/mm²)	応力度 σ _{sa} (N/mm²)	照查値 σ _s /σ _{sa}
S s - D (+-)	3	1602	325	180. 9	294	0.616

·	~ 1	加重公司的	
に	おけ	る最大照査値	(④-④断面)

表 4.1.2-3 逆 T 擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

	御忙	発生断面力		曲げ引張	短期許容	四木店
地震動	地震動 解析 ケース 曲げモーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	応力度 σ _s (N/mm²)	応力度 σ _{sa} (N/mm ²)	照
S s - N 1 (++)	1)	-1924	128	200. 5	294	0.682

における最大照査値(⑤-⑤断面)



(竪壁)



(-:引張,+:圧縮)

注:逆T擁壁(底版)西端をゼロとする。

(底版)

図 4.1.2-1 逆 T 擁壁の曲げ・軸力系に対する照査における

最大照査値の評価時刻での断面力

(①-①断面, S s − N 2 E W方向 (-+), t=25.96s)

解析ケース③:地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース(平均値-1σ)



(竪壁)



(-:引張,+:圧縮)

注:逆T擁壁(底版)西端をゼロとする。

(底版)

図 4.1.2-2 逆 T 擁壁の曲げ・軸力系に対する照査における

最大照査値の評価時刻での断面力

(④-④断面, S s - D (+-), t=19.15s)

解析ケース③:地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース(平均値-1σ)



(竪壁)



(-:引張,+:圧縮)

注:逆T擁壁(底版)西端をゼロとする。

(底版)

図 4.1.2-3 逆 T 擁壁の曲げ・軸力系に対する照査における

最大照査値の評価時刻での断面力

(⑤-⑤断面, Ss-N1 (++), t=7.58s)解析ケース①:基本ケース

4.1.3 断面力分布(逆T擁壁のせん断破壊に対する照査)

逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査において各解析ケースのうち最も厳しい照 査値となる結果を表 4.1.3-1~表 4.1.3-3 に示す。また,該当する解析ケースの 断面力図を図 4.1.3-1~図 4.1.3-3 に示す。

表 4.1.3-1 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における最大照査値(①-①断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力 せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ _s (N/mm²)	短期許容 応力度 τ _{sa} (N/mm ²)	照査値 τ _s /τ _{sa}
S s - D ()	2	-575	0.39	0.67	0.583

表 4.1.3-2 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における最大照査値(④-④断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力 せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ _s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ _{sa} (N/mm ²)	照査値 τ _s /τ _{sa}
S s - D (+-)	3	-529	0.36	0.67	0.538

表 4.1.3-3 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における最大照査値(⑤-⑤断面)

	<i>格刀</i> 十二	発生断面力	せん断	短期許容	四大店
地震動	作り	せん断力 (kN)	応力度 _{て s} (N/mm ²)	応力度 _{て sa} (N/mm ²)	照宜値 τ _s /τ _{sa}
S s - D ()	1)	-786	0.53	0.67	0.792



(竪壁)



(-:引張,+:圧縮)

注:逆T擁壁(底版)西端をゼロとする。

(底版)

図 4.1.3-1 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における

最大照査値の評価時刻での断面力

(①-①断面, S s - D (--), t=19.18s)

解析ケース②:地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース(平均値+1σ)



(竪壁)



(-:引張,+:圧縮)

注:逆T擁壁(底版)西端をゼロとする。

(底版)

図 4.1.3-2 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における

最大照査値の評価時刻での断面力

(④-④断面, Ss-D(+-), t=8.61s)

解析ケース③:地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース(平均値-1σ)







(-:引張,+:圧縮)

注:逆T擁壁(底版)西端をゼロとする。

(底版)

図 4.1.3-3 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における

最大照査値の評価時刻での断面力

(⑤-⑤断面, Ss-D (--), t=28.12s)

解析ケース①:基本ケース

2.1.3-141

4.1.4 過剰間隙水圧分布

地盤の液状化対象層に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査 値のうち0.5を超える照査値で最大の照査値を示す解析ケースについて、地震応 答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布図を図4.1.4-1~図4.1.4 -8に示す。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表4.1.4 -1に示す。

表 4.1.4-1 最大照査値を示す解析ケースの一覧

	評価項目						
断面	逆Т擁壁		ガラウンドアンカ	甘 개나 나는 向다.			
	曲げ・軸力系	せん断	9 7 9 2 1 7 2 2	苯啶地盈			
	S s - N 2 (EW) (-+)	S s - D ()	S s - N 1 (++)				
①-①断面	解析ケース③	解析ケース②	解析ケース①	0.5以下			
	0.634 (曲げ引張)	0.583	0.859				
	S s - D (+-)	S s - D (+-)	S s - N 1 (++)				
④-④断面	解析ケース③	解析ケース③	解析ケース②	0.5以下			
	0.616 (曲げ引張)	0.538	0.879				
	S s - N 1 (++)	S s - D ()	S s - N 1 (++)				
⑤-⑤断面	解析ケース①	解析ケース①	解析ケース③	0.5以下			
	0.682 (曲げ引張)	0.792	0.849				

(①-①断面, ④-④断面, ⑤-⑤断面)



全体図






全体図







全体図







全体図



図 4.1.4-4 ④-④断面の過剰間隙水圧比最大値分布 (解析ケース③, Ss-D(+-))

> 2.1.3–146 220



全体図



図 4.1.4-5 ④-④断面の過剰間隙水圧比最大値分布 (解析ケース②, Ss-N1(++))



全体図



図 4.1.4-6 ⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比最大値分布 (解析ケース①, Ss-N1(++))



全体図



図 4.1.4-7 ⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比最大値分布 (解析ケース①, Ss-D(--))







図 4.1.4-8 ⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比最大値分布 (解析ケース③, Ss-N1(++))

4.1.5 最大せん断ひずみ分布

地盤の最大せん断ひずみ分布を確認するため,各施設の照査値のうち0.5を超 える照査値で最大の照査値を示す解析ケースについて,地震応答解析の全時刻に おける最大せん断ひずみ分布図を図4.1.5-1~図4.1.5-8に示す。最大照査値及 び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表4.1.5-1に示す。

VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき,改良地盤内の最大せん 断ひずみ分布を確認した結果,ひずみ依存特性の試験値範囲であるせん断ひずみ 1.0×10⁻³を超える要素が認められるが,せん断ひずみ1.4~1.6×10⁻³とわずかに 超える要素が大半であることから,VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」 に記載のひずみ依存特性を用いて問題ないと考えられる。

表 4.1.5-1 最大照査値を示す解析ケースの一覧 (①-①断面, ④-④断面, ⑤-⑤断面)

断面	逆T擁壁	ガニウンドマンカ	甘花林山山				
	曲げ・軸力系	せん断	9 7 9 2 1 7 2 2	奉碇地盔			
	S s - N 2 (EW) (-+)	S s - D ()	S s - N 1 (++)				
①-①断面	解析ケース③	解析ケース②	解析ケース①	0.5以下			
	0.634 (曲げ引張)	0.583	0.859				
	S s - D (+-)	S s - D (+-)	S s - N 1 (++)				
④-④断面	解析ケース③	解析ケース③	解析ケース②	0.5以下			
	0.616 (曲げ引張)	0.538	0.879				
	S s - N 1 (++)	S s - D ()	S s - N 1 (++)				
⑤-⑤断面	解析ケース①	解析ケース①	解析ケース③	0.5以下			
	0.682 (曲げ引張)	0.792	0.849				









226









2.1.3–153 **227**







全体図













230









232





4.2 逆 T 擁壁

4.2.1 曲げ・軸力照査

逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮に対する照査結果を表 4.2.1-1,表 4.2.1-3 及び 4.2.1-5 に,鉄筋の曲げ引張に対する照査結果を表 4.2.1-2,表 4.2.1-4 及び表 4.2.1-6 に示す。この結果から,逆 T 擁壁の主部材の発生応力が許容限界 以下であることを確認した。

表 4.2.1-1 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査

解析	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ。(kN)	短期許容 応力度 σ _{ca} (kN)	照査値 σ c/σ ca
		(++)	-1825	295	4.2	13.5	0.312
	6 - D	(-+)	1578	348	3.8	13.5	0.282
	5 s – D	(+-)	-1874	425	4.3	13.5	0.319
		()	1583	378	3.9	13.5	0.289
	S s - F 1 (EW)	(++)	1563	382	3.8	13.5	0.282
1	S s - F 2 (EW)	(++)	1379	382	3.4	13.5	0.252
	S s - N1	(++)	-1343	374	3.1	13.5	0.230
		(-+)	1151	320	2.8	13.5	0.208
	S s - N2 (NS)	(++)	1449	354	3.5	13.5	0.260
		(-+)	1306	204	3.2	13.5	0.238
	S s - N2	(++)	1388	211	3.4	13.5	0.252
	(EW)	(-+)	1604	281	3.9	13.5	0.289
	Ss-D	()	1579	379	3.9	13.5	0.289
2	S s - N1	(++)	-1338	375	3.1	13.5	0.230
-	S s - N 2 (EW)	(-+)	1605	281	3.9	13.5	0.289
	S s - D	()	1592	365	3.9	13.5	0.289
3	S s - N1	(++)	-1348	374	2.8	13.5	0.208
~	$S\overline{s-N2}$ (EW)	(-+)	1606	279	3.9	13.5	0.289

における最大照査値(①-①断面)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ引張 応力度 σ _s (kN)	短期許容 応力度 σ _{sa} (kN)	照査値 σ s/ σ sa
-		(++)	-1825	295	175.3	294	0.597
	8 a D	(-+)	1578	348	175.3	294	0.597
	2 S – D	(+-)	-1874	425	169.5	294	0.577
		()	1583	378	172.7	294	0.588
	S s - F 1 (EW)	(++)	1563	382	169.6	294	0.577
	S s - F 2 (EW)	(++)	1379	382	144.9	294	0.493
	S s - N1	(++)	-1343	374	115.7	294	0.394
		(-+)	1151	320	120.8	294	0.411
	S s - N2 (NS)	(++)	1449	354	157.3	294	0.536
		(-+)	1306	204	154.0	294	0.524
	S s - N2	(++)	1388	211	164.4	294	0.560
	(EW)	(-+)	1604	281	185.9	294	0.633
	S s - D	()	1579	379	172.2	294	0.586
2	S s - N1	(++)	-1338	375	115.1	294	0.392
	S s - N 2 (EW)	(-+)	1605	281	186.1	294	0.633
	S s - D	()	1592	365	175.3	294	0.597
(3)	S s - N1	(++)	-1348	374	116.4	294	0.396
	$\frac{S s - N2}{(EW)}$	(-+)	1606	279	186.3	294	0.634

表 4.2.1-2 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査における最大照査値(①-①断面)

表 4.2.1-3	逆 T 擁壁のコンクリ	ートの曲げ圧縮照査
-----------	-------------	-----------

解析	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ _c (kN)	短期許容 応力度 σ _{ca} (kN)	照査値 σ c/ σ ca
-		(++)	1447	280	3.5	13.5	0.260
		(-+)	1347	336	3.3	13.5	0.245
	5 s – D	(+-)	1594	327	3.9	13.5	0.289
		()	1233	374	3.0	13.5	0.223
	S s - F 1 (EW)	(++)	1291	335	3.2	13.5	0.238
1)	S s - F 2 (EW)	(++)	1296	356	3.2	13.5	0.238
	S s - N1	(++)	1228	274	3.0	13.5	0.223
		(-+)	1206	253	2.9	13.5	0.215
	S s - N2	(++)	-1276	393	3.0	13.5	0.223
	(NS)	(-+)	1158	400	2.8	13.5	0.208
	S s - N2	(++)	-1445	300	3.3	13.5	0.245
	(EW)	(-+)	1255	275	3.1	13.5	0.230
0	Ss-D	(+-)	1585	329	3.9	13.5	0.289
4	S s - N1	(++)	1231	274	3.0	13.5	0.223
3	S s - D	(+-)	1602	325	3.9	13.5	0.289
(3)	S s - N1	(++)	1224	274	3.0	13.5	0.223

における最大照査値(④-④断面)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ引張 応力度 σ _s (kN)	短期許容 応力度 σ _{sa} (kN)	照査値 σ s/σ sa
		(++)	1447	280	164.8	294	0.561
	6 - D	(-+)	1347	336	145.4	294	0.495
	5 s – D	(+-)	1594	327	179.6	294	0.611
		()	-1099	144	135.2	294	0.460
$\begin{array}{c} S s - F \ 1 \\ (E \ W) \end{array}$ $\begin{array}{c} S s - F \ 2 \\ (E \ W) \end{array}$	(++)	1291	335	138.1	294	0.470	
	S s - F 2 (EW)	(++)	1296	356	136.4	294	0.464
	S s - N1	(++)	1228	274	136.0	294	0.463
		(-+)	1206	253	135.2	294	0.460
	S s - N2	(++)	-1029	102	129.9	294	0.442
	(NS)	(-+)	1019	136	125.1	294	0.426
	S s - N2	(++)	-1445	300	133.2	294	0.454
	(EW)	(-+)	1255	275	139.5	294	0.475
0	Ss-D	(+-)	1585	329	178.2	294	0.607
4	S s - N1	(++)	1231	274	136.4	294	0.464
3	Ss-D	(+-)	1602	325	180.9	294	0.616
(3)	S s - N1	(++)	1224	274	135.6	294	0.462

表 4.2.1-4 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査における最大照査値(④-④断面)

表 4.2.1-5 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ _c (kN)	短期許容 応力度 σ _{ca} (kN)	照査値 σ c/σca
		(++)	-1902	237	4.3	13.5	0.319
		(-+)	-1649	288	3.8	13.5	0.282
	5 s – D	(+-)	1770	467	4.3	13.5	0.319
		()	1641	443	4.0	13.5	0.297
	S s - F 1 (EW)	(++)	1397	429	3.4	13.5	0.252
1)	S s - F 2 (EW)	(++)	1356	423	3. 3	13.5	0.245
	S s — N1	(++)	-1924	128	4.4	13.5	0.326
		(-+)	1378	233	3.3	13.5	0.245
	S s - N2 (NS)	(++)	1499	458	3.7	13.5	0.275
		(-+)	1304	356	3.2	13.5	0.238
	S s - N2	(++)	1234	251	3.0	13.5	0.223
	(EW)	(-+)	1422	343	3.5	13.5	0.260
0	S s - D	()	1639	443	4.0	13.5	0.297
Ú	S s - N1	(++)	-1921	129	4.4	13.5	0.326
0	$S_s - D$	()	1642	443	4.0	13.5	0.297
(3)	S s - N1	(++)	-1921	128	4.3	13.5	0.319

における最大照査値(⑤-⑤断面)

解析	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ引張 応力度 σ _s (kN)	短期許容 応力度 σ _{sa} (kN)	照査値 σ _s /σ _{sa}
		(++)	-1902	237	188.7	294	0.642
	S a – D	(-+)	1067	-276	175.6	294	0.598
	2 2 - D	(+-)	1770	467	188.5	294	0.642
		()	1073	-269	175.7	294	0.598
	S s - F 1 (EW)	(++)	931	-294	159.0	294	0.541
1)	S s - F 2 (EW)	(++)	870	-292	150.5	294	0.512
	S a N1	(++)	-1924	128	200.5	294	0.682
	55 MI	(-+)	1130	-257	182.1	294	0.620
	S s - N2 (NS)	(++)	1499	458	153.0	294	0.521
		(-+)	931	-278	157.2	294	0.535
	S s - N2	(++)	1234	251	139.4	294	0.475
	(EW)	(-+)	988	-275	164.7	294	0.561
	S s - D	()	1080	-269	176.6	294	0.601
4	S s - N1	(++)	-1921	129	200.1	294	0.681
3	Ss-D	()	1074	-284	177.4	294	0.604
(3)	S s - N1	(++)	-1921	128	200.2	294	0.681

表 4.2.1-6 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査における最大照査値(⑤-⑤断面)

4.2.2 せん断力照査

逆 T 擁壁のせん断力に対する照査結果を表 4.2.2-1~表 4.2.2-3 に示す。この 結果から,逆 T 擁壁の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ(N/mm ²)	短期許容 応力度 τ _{sa} (N/mm ²)	照査値 τ / τ _{sa}
		(++)	-546	0.37	0.67	0.553
	S a – D	(-+)	-559	0.38	0.67	0.568
	55 D	(+-)	-553	0.37	0.67	0.553
		()	-575	0.39	0.67	0.583
	S s - F 1 (EW)	(++)	-567	0.38	0.67	0.568
1)	S s - F 2 (EW)	(++)	-539	0.36	0.67	0.538
	S s — N1	(++)	-502	0.34	0.67	0.508
		(-+)	-490	0.33	0.67	0.493
	S s - N2 (NS)	(++)	-531	0.36	0.67	0.538
		(-+)	-510	0.34	0.67	0.508
	S s - N2	(++)	516	0.35	0.67	0.523
	(EW)	(-+)	-545	0.37	0.67	0.553
	S s - D	()	-575	0.39	0.67	0.583
2	S s - N1	(++)	-500	0.34	0.67	0.508
	$\begin{array}{c} S s = N 2 \\ (E W) \end{array}$	(-+)	-545	0.37	0.67	0.553
	Ss-D	()	-574	0.39	0.67	0.583
(3)	S s - N1	(++)	-504	0.34	0.67	0.508
)	S s - N2 (EW)	(-+)	-545	0.37	0.67	0.553

表 4.2.2-1 逆 T 擁壁のせん断力照査における最大照査値(①-①断面)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ(N/mm ²)	短期許容 応力度 τ _{sa} (N/mm ²)	照査値 τ / τ _{sa}
		(++)	-476	0.32	0.67	0.478
		(-+)	-472	0.32	0.67	0.478
	5 s - D	(+-)	-528	0.36	0.67	0.538
		()	-468	0.32	0.67	0.478
	S s - F 1 (EW)	(++)	-462	0.31	0.67	0.463
1	S s - F 2 (EW)	(++)	-473	0.32	0.67	0.478
	S s - N1	(++)	-445	0.30	0.67	0.448
		(-+)	-453	0.30	0.67	0.448
	S s - N2	(++)	-442	0.30	0.67	0.448
	(NS)	(-+)	-488	0.33	0.67	0.493
	S s - N2	(++)	-467	0.31	0.67	0.463
	(EW)	(-+)	-474	0.32	0.67	0.478
0	Ss-D	(+-)	-527	0.36	0.67	0.538
4	S s - N1	(++)	-445	0.30	0.67	0.448
0	Ss-D	(+-)	-529	0.36	0.67	0.538
3	S s - N1	(++)	-444	0.30	0.67	0.448

表 4.2.2-2 逆 T 擁壁のせん断力照査における最大照査値(④-④断面)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ(N/mm ²)	短期許容 応力度 τ _{sa} (N/mm ²)	照査値 τ / τ _{sa}
		(++)	-726	0.49	0.67	0.732
	S a D	(-+)	-721	0.48	0.67	0.717
	5 s - D	(+-)	-772	0.52	0.67	0.777
		()	-786	0.53	0.67	0.792
	S s - F 1 (EW)	(++)	-534	0.35	0.67	0.523
1	S s - F 2 (EW)	(++)	-676	0.45	0.67	0.672
	S s — N1	(++)	676	0.45	0.67	0.672
		(-+)	-584	0.38	0.67	0.568
	S s - N2	(++)	-538	0.36	0.67	0.538
	(NS)	(-+)	-572	0.38	0.67	0.568
	S s - N2	(++)	548	0.36	0.67	0.538
	(EW)	(-+)	-554	0.37	0.67	0.553
0	Ss-D	()	-785	0.52	0.67	0.777
4	S s - N1	(++)	675	0.44	0.67	0.657
0	Ss-D	()	-785	0.52	0.67	0.777
3	S s - N1	(++)	676	0.44	0.67	0.657

表 4.2.2-3 逆 T 擁壁のせん断力照査における最大照査値(⑤-⑤断面)

4.2.3 グラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査

逆 T 擁壁のグラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査値を表 4.2.3-1~ 表 4.2.3-3に示す。この結果から,逆 T 擁壁の主部材の発生応力が許容限界以下 であることを確認した。

解析		- - 1	支圧	短期許容	照査値
ケース	地)	震動	応力度	応力度	$\sigma_{\rm b}/\sigma_{\rm ba}$
			$\sigma_{\rm b}({\rm N/mm^2})$	$\sigma_{\rm ba}({\rm N/mm^2})$	
	$S \circ - D$	(++)	10.5	18.0	0.584
		(-+)	10.5	18.0	0.584
	3 S - D	(+-)	10.5	18.0	0.584
		()	10.4	18.0	0.578
	S s - F 1 (EW)	(++)	10.3	18.0	0.573
1	S s - F 2 (EW)	(++)	10.3	18.0	0.573
	S s - N1	(++)	10.6	18.0	0.589
		(-+)	10.3	18.0	0.573
	S s - N2 (NS)	(++)	10.4	18.0	0.578
		(-+)	10.3	18.0	0.573
	S s - N2	(++)	10.5	18.0	0.584
	(EW)	(-+)	10.3	18.0	0.573
	S s - D	()	10.4	18.0	0.578
2	S s - N1	(++)	10.6	18.0	0.589
	S s - N2 (EW)	(-+)	10.3	18.0	0.573
	Ss-D	()	10.4	18.0	0.578
3	S s - N l	(++)	10.6	18.0	0.589
~	S s - N 2 (EW)	(-+)	10.3	18.0	0.573

表 4.2.3-1 グラウンドアンカによる支圧応力度に対する 照査における最大照査値(①-①断面)

表 4.2.3-2 グラウンドアンカによる支圧応力度に対する

解析	地)	震動	支圧 応力度 σ _b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ _{ba} (N/mm ²)	照査値 σ _b / σ _{ba}
		(++)	8.8	18.0	0.489
	8 - D	(-+)	8.8	18.0	0.489
	5 s – D	(+-)	8.9	18.0	0.495
		()	8.8	18.0	0.489
	S s - F 1 (EW)	(++)	8.5	18.0	0.473
1)	S s - F 2 (EW)	(++)	8.5	18.0	0.473
	S s - N1	(++)	8.9	18.0	0.495
		(-+)	8.6	18.0	0.478
	S s - N2 (NS)	(++)	8.6	18.0	0.478
		(-+)	8.5	18.0	0.473
	S s - N2	(++)	8.6	18.0	0.478
	(EW)	(-+)	8.5	18.0	0.473
0	Ss-D	(+-)	8.9	18.0	0.495
	S s - N1	(++)	8.9	18.0	0.495
0	Ss-D	(+-)	8.9	18.0	0.495
3	S s - N1 (++)		8.9	18.0	0.495

照査における最大照査値(④-④断面)

表 4.2.3-3 グラウンドアンカによる支圧応力度に対する

解析 <i>ケー</i> ス	地震動		支圧 応力度 σ _b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ _{ba} (N/mm ²)	照査値 σ _b / σ _{ba}
		(++)	12.2	18.0	0.678
	8 - D	(-+)	12.2	18.0	0.678
	5 s – D	(+-)	12.1	18.0	0.673
		()	12.1	18.0	0.673
	S s - F 1 (EW)	(++)	11.9	18.0	0.662
1)	S s - F 2 (EW)	(++)	12.0	18.0	0.667
	S s - N1	(++)	12.3	18.0	0.684
		(-+)	11.9	18.0	0.662
	S s - N2 (NS)	(++)	12.1	18.0	0.673
		(-+)	11.9	18.0	0.662
	S s - N2	(++)	12.2	18.0	0.678
	(EW)	(-+)	11.9	18.0	0.662
0	Ss-D	()	12.1	18.0	0.673
4	S s - N1	(++)	12.3	18.0	0.684
0	Ss-D	()	12.1	18.0	0.673
(3)	S s - N1	(++)	12.3	18.0	0.684

照査における最大照査値(⑤-⑤断面)

4.2.4 隣接する躯体同士の支圧照査

逆 T 擁壁の隣接する躯体同士の支圧応力度に対する照査においては, 躯体同士 の境界の天端に発生する慣性力により照査を行う。図 4.2.4-1 に躯体同士の天端 における節点の節点番号を示す。



また、隣接する躯体同士の接触面積を表 4.2.4-1 に示す。

図 4.2.4-1 躯体同士の境界における天端の節点の節点番号

表 4.2.4-1 天端の加速度が最大となる時刻の隣接する躯体同士の接触面積

	接触面積 (m ²)
北側躯体-中央躯体間	27.00
中央躯体一南側躯体間	17.25

逆 T 擁壁の隣接する躯体同士の支圧応力度に対する照査値を表 4.2.4-2 に示 す。この結果から,逆 T 擁壁の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確 認した。

また,隣接する躯体同士の挙動を確認するため,照査値が最大となるSs-D(--)の解析ケース①における南側躯体及び中央躯体間の天端の変位を確認した結果,図 4.2.4-2のとおり,それぞれの躯体は同位相で変位しており,逆位相による躯体同士の衝突は発生していないことから,片方の躯体の応答加速度を考慮しない表4.2.4-2の評価は保守的であることを確認した。



246

解析	地震動		節点 番号	慣性力 の向き	慣性力 F (kN)	支圧 応力度 σ _{cv} (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ _{ca} (N/mm ²)	照查値 σ _{cv} /σ _{ca}
			1866	南側	17368	0.643	10.80	0.060
			1000	中面	17477	0.647	10.80	0.060
			1865	南側	9927	0.575	10.80	0.054
		(++)		北側	20994	0.778	10.80	0.073
			2420	南側	9918	0.575	10.80	0.054
			2419	北側	17737	1 028	10.80	0.096
			1866	南側	18277	0.677	10.80	0.063
		(-+)	1865	北側	19754	0.732	10.80	0.068
				南側	9547	0. 553	10.80	0.052
			2420	北側	20827	0.771	10.80	0.072
				南側	9656	0, 560	10.80	0.052
	S s -		2419	北側	23396	1.356	10.80	0. 126
1	D	(+-)	1866	南側	17227	0.638	10.80	0.060
			1865	北側	20701	0.767	10.80	0.072
				南側	9122	0.529	10.80	0.049
				北側	20833	0.772	10.80	0.072
			2420	南側	9101	0.528	10.80	0.049
			2419	北側	20574	1.193	10.80	0.111
			1866	南側	16518	0.612	10.80	0.057
				北側	21271	0.788	10.80	0.073
			1865	南側	9970	0.578	10.80	0.054
		()		北側	23130	0.857	10.80	0.080
			2420	南側	9954	0.577	10.80	0.054
			2419	北側	23716	1.375	10.80	0.128

表 4.2.4-2(1) 隣接する躯体同士の支圧応力度に対する照査結果(1)

-	-			-		-		<u>.</u>
解析 ケース	地震動		節点 番号	慣性力 の向き	慣性力 F (kN)	支圧 応力度 σ _{cv} (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ _{ca} (N/mm ²)	照査値 σ _{cv} /σ _{ca}
			1866	南側	13932	0.516	10.80	0.048
				北側	17207	0.637	10.80	0.059
	S s - F 1		1865	南側	6934	0.402	10.80	0.038
	(NS)	(++)	9.490	北側	17759	0.658	10.80	0.061
			2420	南側	7001	0.406	10.80	0.038
			2419	北側	18918	1.097	10.80	0.102
			1866	南側	16935	0.627	10.80	0.059
		(++)	1005	北側	13191	0.489	10.80	0.046
	S s - F 2		1865	南側	7903	0.458	10.80	0.043
	(NS)		2420	北側	13003	0.482	10.80	0.045
				南側	7822	0.453	10.80	0.042
			2419	北側	17517	1.015	10.80	0.094
		(++)	1866	南側	12245	0.454	10.80	0.043
			1005	北側	10665	0.395	10.80	0.037
			1805	南側	9344	0.542	10.80	0.051
				北側	9674	0.358	10.80	0.034
			2420	南側	9351	0.542	10.80	0.051
			2419	北側	11535	0.669	10.80	0.062
	$S_s - NI$		1866	南側	13133	0.486	10.80	0.045
			1005	北側	14184	0.525	10.80	0.049
			1865	南側	8555	0.496	10.80	0.046
		(-+)	0.400	北側	15235	0.564	10.80	0.053
			2420	南側	8855	0.513	10.80	0.048
			2419	北側	16079	0.932	10.80	0.087

表 4.2.4-2(2) 隣接する躯体同士の支圧応力度に対する照査結果(2)

						支圧	短期許容	
解析	地震動		節点	慣性力	慣性力	応力度	応力度	照查值
ケース				の回き	F (kN)	σ _{cv}	σ ca	σ cv/ σ ca
						(N/mm^2)	(N/mm^2)	
			1866	南側	11740	0.435	10.80	0.041
			1865	北側	12112	0.449	10.80	0.042
		(++)	1005	南側	6697	0.388	10.80	0.036
			2420	北側	10042	0.372	10.80	0.035
			2420	南側	6672	0.387	10.80	0.036
	S s - N2		2419	北側	12555	0.728	10.80	0.068
	(NS)		1866	南側	11931	0.442	10.80	0.041
		(-+)	1005	北側	12345	0.457	10.80	0.043
			1805	南側	6607	0.383	10.80	0.036
			2420	北側	11336	0.420	10.80	0.039
				南側	6609	0.383	10.80	0.036
			2419	北側	11403	0.661	10.80	0.062
(I)		(++)	1866	南側	13102	0.485	10.80	0.045
			1865	北側	11233	0.416	10.80	0.039
				南側	10272	0.595	10.80	0.056
			2420	北側	11341	0.420	10.80	0.039
			2420	南側	10012	0.580	10.80	0.054
	S s - N2		2419	北側	14600	0.846	10.80	0.079
	(EW)		1866	南側	13854	0.513	10.80	0.048
			1005	北側	14385	0.533	10.80	0.050
			1805	南側	7878	0.457	10.80	0.043
		(-+)	2420	北側	12568	0.465	10.80	0.044
			2420	南側	7896	0.458	10.80	0.043
			2419	北側	21959	1.273	10.80	0.118

表 4.2.4-2(3) 隣接する躯体同士の支圧応力度に対する照査結果(3)

4.3 グラウンドアンカ

(1) グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査
 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査結果を表 4.3-1~表 4.3-3 に示
 す。この結果から、グラウンドアンカの発生アンカー力が許容限界以下であることを
 確認した。

表 4.3-1 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査

における照査値(①-①断面) 発生時 発生アン テンドンの 解析 照査値 地震動 刻 カー力 許容拘束力 ケース T/T_{ab} (s)T(KN) $T_{ab}(kN)$ (++)14.58 1498 17640.850 (-+)8.59 1493 1764 0.847 $S \ s - D$ (+-)14.63 1494 17640.847 (--)8.98 176414840.842 (++)S s - F1 (EW)7.93 1467 1764 0.832 S s - F2 (EW)(++)16.63 1473 1764 0.836 (1)(++)7.56 0.859 1514 1764 $S \ s - N1$ 7.33 (-+)1477 17640.838 (++)25.02 1480 1764 0.840 S s - N2 (NS)(-+)25.53 14771764 0.838 (++)25.98 1494 1764 0.847 S s - N2 (EW)(-+)25.97 147317640.836 S s - D(--)8.98 1484 17640.842 (2)S s - N1(++)7.56 1514 17640.859 S s - N2 (EW)(-+)25.97 1472 17640.835 S s - D(--)8.98 14841764 0.842 3 S s - N1(++)7.56 1514 17640.859

2.1.3-176

25.97

1473

1764

0.836

(-+)

S s - N2 (EW)

250

解析 ケース	地震動		発生時 刻 (s)	発生アン カーカ T(KN)	テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN)	照査値 T/T _{ab}
		(++)	34.40	1263	1453	0.870
		(-+)	9.01	1259	1453	0.867
	5 s – D	(+-)	34.39	1265	1453	0.871
		()	28.09	1255	1453	0.864
	S s - F 1 (EW)	(++)	8.20	1217	1453	0.838
	S s - F 2 (EW)	(++)	16.68	1215	1453	0.837
(I)	S - N1	(++)	7.65	1276	1453	0.879
	S s - N I	(-+)	7.43	1232	1453	0.848
		(++)	25.04	1224	1453	0.843
	5 s - N2 (N S)	(-+)	24.31	1212	1453	0.835
		(++)	26.02	1231	1453	0.848
	SS = NZ (EW)	(-+)	26.28	1213	1453	0.835
	Ss-D	(+-)	34.39	1265	1453	0.871
2	S s - N 1	(++)	7.65	1276	1453	0.879
0	S s - D (+-		34.39	1265	1453	0.871
(3)	S s - N 1 (++)		7.65	1276	1453	0.879

における照査値(④-④断面)

表 4.3-2 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査

解析 ケース	地震動	発生時 刻 (s)	発生アン カーカ T(KN)	テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN)	照査値 T/T _{ab}	
		(++)	34.36	1737	2076	0.837
		(-+)	8.92	1745	2076	0.841
	S s - D	(+-)	34.37	1728	2076	0.833
		()	8.90	1733	2076	0.835
	S s - F 1 (EW)	(++)	7.72	1704	2076	0.821
	S s - F2 (EW)	(++)	16.68	1714	2076	0.826
(])	C - N1	(++)	7.57	1762	2076	0.849
	5 s - N I	(-+)	7.36	1706	2076	0.822
		(++)	25.03	1735	2076	0.836
	5 s - N2 (N S)	(-+)	26.73	1704	2076	0.821
		(++)	24.91	1737	2076	0.837
	S S - NZ (EW)	(-+)	25.90	1698	2076	0.818
	Ss-D	()	8.90	1733	2076	0.835
2	S s - N 1	(++)	7.57	1762	2076	0.849
(Ss-D	()	8.90	1733	2076	0.835
(3)	S s - N 1 (++)		7.57	1762	2076	0.849

における照査値(⑤-⑤断面)

表 4.3-3 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査

(2) 逆 T 擁壁の滑動・転倒に対する耐力の確認

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査により確保されることを確認し た設計アンカー力を用い,逆T擁壁の滑動,転倒に対する耐力を確認する。

逆 T 擁壁の滑動,転倒に対する照査は逆 T 擁壁に作用する鉛直力,水平力により,それぞれの照査項目に対する耐力,作用力を算定し,安全率により照査を行う。逆 T 擁壁に作用する鉛直力を表 4.3-4~表 4.3-6 に,水平力を表 4.3-7 及び 表 4.3-8 に,逆 T 擁壁に作用する荷重イメージを図 4.3-1 に示す。

表 4.3-4 逆 T 擁壁の躯体重量(1m 当たり)(①-①断面, ④-④断面, ⑤-⑤断面)

		幅 (m)		高さ (m)		単位体積 重量 (kN/m ³)		重量 (kN/m)
	竪壁	2.0	\times	5.0	\times	24.0	=	240.0
史 I 推望	底版	8.5	\times	2.0	\times	24.0	=	408.0
積雪荷重		8.5	\times			0.7	=	6.0
漂流物対策工荷重								250.0
合言	ł							904.0
A 110 0(1)		- 215		/ (
------------	------------------------	-------	--------	-----	--------			
	設計アンカー力		アンカー間隔		緊張力			
	(kN)		(m)		(kN/m)			
海側	2880 (1440×2)	÷	4.0	=	720.0			
陸側	1440	÷	4.0	=	360.0			

表 4.3-5(1) グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (①-①断面)

表 4.3-5(2) グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (④-④断面)

	設計アンカー力		アンカー間隔		緊張力
	(kN)		(m)		(kN/m)
海側	2340 (1170×2)	÷	4.0	=	585.0
陸側	1170	÷	4.0	=	292.5

表 4.3-5(3) グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (⑤-⑤断面)

	設計アンカー力		アンカー間隔		緊張力
	(kN)		(m)		(kN/m)
海側	$3300 (1650 \times 2)$	÷	3.25	=	1015.4
陸側	1650	÷	3.25	=	507.7

照查用震度		躯体重量		慣性力
(a/g)		(kN/m)		(kN/m)
0.04	\times	904.0	=	36.2

表 4.3-6(1) 逆 T 擁壁に作用する慣性力(鉛直方向) (①-①断面)

表 4.3-6(2) 逆 T 擁壁に作用する慣性力(鉛直方向) (④-④断面)

照查用震度		躯体重量		慣性力
(a/g)		(kN/m)		(kN/m)
-0.06	×	904.0	=	-54.2

表 4.3-6(3) 逆 T 擁壁に作用する慣性力(鉛直方向)(⑤-⑤断面)

照查用震度		躯体重量		慣性力
(a/g)		(kN/m)		(kN/m)
0.20	×	904.0	=	180.8

	高さ		風荷重		風荷重
	(m)		(kN/m^2)		(kN/m)
竪壁	5.0	\times	2.117	=	10.6
底版	1.5	\times	2.117	=	3.2

表 4.3-7(1) 逆 T 擁壁に作用する風荷重(①-①断面)

表 4.3-7(2) 逆 T 擁壁に作用する風荷重(④-④断面)

	高さ		風荷重		風荷重
	(m)		(kN/m^2)		(kN/m)
竪壁	5.0	×	2.117	=	10.6
底版	1.5	\times	2.117	=	3.2

表 4.3-7(3) 逆 T 擁壁に作用する風荷重(⑤-⑤断面)

	高さ		風荷重		風荷重
	(m)		(kN/m^2)		(kN/m)
竪壁	5.0	×	1.805	=	9.0
底版	1.5	\times	1.805	=	2.7

照査用震度		躯体重量		慣性力
(a/g)		(kN/m)		(kN/m)
0.30	\times	904.0	=	271.2

表 4.3-8(1) 逆 T 擁壁に作用する慣性力(水平方向)(①-①断面)

表 4.3-8(2) 逆 T 擁壁に作用する慣性力(水平方向)(④-④断面)

照査用震度		躯体重量		慣性力
(a/g)		(kN/m)		(kN/m)
0.25	×	904.0	=	226.0

表 4.3-8(3) 逆 T 擁壁に作用する慣性力(水平方向)(⑤-⑤断面)

照查用震度		躯体重量		慣性力
(a/g)		(kN/m)		(kN/m)
0.22	×	904.0	=	198.9



図 4.3-1 逆 T 擁壁に作用する荷重イメージ

a. 滑動に対する照査

滑動に対する照査では、水平力の合計を滑動に対する作用力とし、鉛直力の合計に、港湾基準に示されるコンクリート同士の摩擦係数 0.5 を乗じたものを、滑動に対する耐力とする。

表 4.3-9 に逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果を示す。この結果から,安全率 1.0 以上であることを確認した。

表 4.3-9(1) 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果(①-①断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	2020.1(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	284.9(水平力の合計)
安全率	3. 544

表 4.3-9(2) 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果(④-④断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	1727.2(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	239.7(水平力の合計)
安全率	3.602

表 4.3-9(3) 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果(⑤-⑤断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	2607.8(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	210.6(水平力の合計)
安全率	6. 191

b. 転倒に対する照査

転倒に対する照査では、表 4.3-10 に示す各鉛直力によるモーメントの合計を 転倒に対する耐力とし、表 4.3-11 に示す各水平力によるモーメントの合計を転 倒に対する作用力とする。

表 4.3-12 に逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果を示す。この結果から,安全率 1.0 以上であることを確認した。

	鉛直力		アーム長		モーメント
	(kN/m)		(m)		$(kN \cdot m/m)$
躯体重量	904.0	\times	4.250		3841.8
グラウンドアンカに	720 0	V	7 975		5210 0
よる緊張力(海側)	720.0	×	1.375	_	5510.0
グラウンドアンカに		V	1 105		405 0
よる緊張力(陸側)	360.0	X	1.125	_	405.0
慣性力	36.2	\times	4.250	=	153.7
合計					9710.5

表 4.3-10(1) 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力(①-①断面)

	鉛直力		アーム長		モーメント
	(kN/m)		(m)		$(kN \cdot m/m)$
躯体重量	904.0	×	4.250		3841.8
グラウンドアンカに	ESE O	\sim	7 975	_	4914 4
よる緊張力(海側)	565.0	~	1.375	_	4014.4
グラウンドアンカに	202 5	~	1 195	_	220 1
よる緊張力(陸側)	292.0	~	1.125	_	329.1
慣性力	-54.2	\times	4.250	=	-230.5
合計					8254.7

表 4.3-10(2) 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力(④-④断面)

	鉛直力		アーム長		モーメント
	(kN/m)		(m)		$(kN \cdot m/m)$
躯体重量	904.0	×	4.250	=	3841.8
グラウンドアンカに	1015 4	N	1 105		1140.0
よる緊張力(海側)	1015.4	×	1.125	—	1142.3
グラウンドアンカに	507 7	X	7 975		0744 0
よる緊張力(陸側)	507.7	X	1.315	=	3744.2
慣性力	180.8	\times	4.250	=	768.4
合計					9496.7

表 4.3-10(3) 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力(⑤-⑤断面)

	鉛直力		アーム長		モーメント
	(kN/m)		(m)		$(kN \cdot m/m)$
風荷重 (竪壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重 (底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
慣性力	271.2	×	2.296	=	622.7
合計					674.3

表 4.3-11(1) 逆 T 擁壁の転倒に対する作用力(①-①断面)

表 4.3-11(2) 逆 T 擁壁の転倒に対する作用力(④-④断面)

	鉛直力		アーム長		モーメント
	(kN/m)		(m)		$(kN \cdot m/m)$
風荷重 (竪壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重 (底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
慣性力	226.0	\times	2.296	=	518.9
合計					570.5

	鉛直力		アーム長		モーメント
	(KN/M)		(m)		(KN • m/m)
風荷重 (竪壁)	9.0	×	4.500	=	40.6
風荷重 (底版)	2.7	\times	1.250	=	3.4
慣性力	198.9	\times	2.296	=	456.7
合計					500.7

表 4.3-11(3) 逆 T 擁壁の転倒に対する作用力(⑤-⑤断面)

転倒に対する耐力	$(kN \cdot m/m)$	9710.5
転倒に対する作用力	$(kN \cdot m/m)$	674.3
安全率		14.400

表 4.3-12(1) 逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果(①-①断面)

表 4.3-12(2) 逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果(④-④断面)

転倒に対する耐力 (kN・m/m)	8254.7
転倒に対する作用力 (kN・m/m)	570.5
安全率	14.468

表 4.3-12(3) 逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果(⑤-⑤断面)

転倒に対する耐力 (kN・	m/m) 9496.7
転倒に対する作用力(kN・	m/m) 500.7
安全率	18.968

(3) 逆 T 擁壁の底版の最大傾斜

グラウンドアンカによる変形抑制効果等を確認するため,逆T擁壁の底版の最大 傾斜を算出した結果を表 4.3-13~表 4.3-15 に示す。

解析 5-7	地震重	最大傾斜			
		(++)	1/1299		
		(-+)	1/1343		
	5 s - D	(+-)	1/1262		
		()	1/1366		
	S s - F 1 (EW)	(++)	1/1453		
	S s - F 2 (EW)	(++)	1/1743		
	S s - N1	(++)	1/1671		
		(-+)	1/1553		
	S s - N2 (NS)	(++)	1/1758		
		(-+)	1/1823		
	S s - N2 (EW)	(++)	1/1455		
		(-+)	1/1430		
	Ss-D	()	1/1372		
2	S s - N1	(++)	1/1671		
J)	S s - N2 (EW)	(-+)	1/1428		
	Ss-D	()	1/1359		
3	S s - N1	(++)	1/1672		
	S s - N2 (EW)	(-+)	1/1431		

表 4.3-13 逆 T 擁壁の底版の最大傾斜(①-①断面)

解析 ケース	地震重	最大傾斜	
		(++)	1/761
	S = D	(-+)	1/708
	5 s - D	(+-)	1/693
		()	1/695
	S s - F 1 (EW)	(++)	1/1132
1	S s - F 2 (EW)	(++) 1/931	
	S s — N1	(++)	1/654
		(-+)	1/699
	S s - N2	(++)	1/973
	(NS)	(-+)	1/1058
	S s - N2 (EW)	(++)	1/799
		(-+)	1/804
	Ss-D	(+-)	1/694
4	S s - N1	(++)	1/653
	Ss-D	(+-)	1/692
3	S s - N1	(++)	1/655

表 4.3-14 逆 T 擁壁の底版の最大傾斜(④-④断面)

解析	地震重	最大傾斜	
		(++)	1/889
		(-+)	1/965
	5 s - D	(+-)	1/899
		()	1/894
	S s - F 1 (EW)	(++)	1/1030
1	S s - F 2 (EW)	(++)	1/1076
	S s — N1	(++)	1/845
		(-+)	1/699
	S s - N2 (NS)	(++)	1/1103
		(-+)	1/1005
	S s - N2 (EW)	(++)	1/1049
		(-+)	1/914
	Ss-D	()	1/894
(2)	S s - N1	(++)	1/846
	Ss-D	()	1/894
(3)	$\overline{S s - N1}$	(++)	1/845

表 4.3-15 逆 T 擁壁の底版の最大傾斜(⑤-⑤断面)

なお,設置許可段階において 1/2000 を上回る傾斜を確認していた①-①断面にお いて,地震時の傾斜を確認した結果,表 4.3-16 のとおり,グラウンドアンカの変 形抑制効果等により,傾斜が小さくなっていることを確認した。

表 4.3-16 地震時の傾斜の算定結果の比較

グラウンドアンカ						
モデル化前	グラウンドアンカモデル化後(今回:詳細設計段階)					
(設置許可段階)						
①-①断面	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面			
1/446	1/1262	1/653	1/699			

266

4.4 改良地盤

(1) 評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.4-1~表 4.4-3 に示す。これ らの結果から,改良地盤のすべり安全率が 1.2以上であることを確認した。

解析 ケース	地震動		発生時刻(s)	最小すべり安全率
		(++)	14.58	3.99
		(-+)	14.63	4.05
	5 s - D	(+-)	14.59	3.94
		()	8.59	3.99
	Ss-F1 (EW)	(++)	7.94	4.02
\bigcirc	Ss-F2 (EW)	(++)	15.62	4.41
Û	S s – N 1	(++)	7.56	3. 42
		(-+)	7.56	3.49
	Ss-N2 (NS)	(++)	24.97	4.30
		(-+)	25.00	4.49
	Ss-N2 (EW)	(++)	25.96	4.06
		(-+)	25.98	4.20
	S s - D	()	8.59	4.00
2	S s - N 1	(++)	7.56	3.42
	Ss-N2 (EW)	(-+)	25.98	4.19
	Ss-D	()	8.59	3.99
3	S s - N 1	(++)	7.56	3. 43
	$S_{s-N2}(EW)$	(-+)	25.98	4.20

表 4.4-1 改良地盤のすべり安全率評価結果(①-①断面)

			× · _ · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
解析 ケース	地震動		発生時刻(s)	最小すべり安全率
		(++)	8.99	2.88
	S a - D	(-+)	8.98	2.73
	5 S - D	(+-)	8.98	2.95
		()	8.98	2.91
	Ss-F1 (EW)	(++)	7.98	4.34
\bigcirc	Ss-F2 (EW)	(++)	15.63	4.54
(I)	S s – N 1	(++)	7.61	2.50
		(-+)	7.62	2.71
	Ss-N2 (NS)	(++)	25.06	4.17
		(-+)	25.07	3.71
	S = N S (EW)	(++)	26.07	3.97
	55 N2 (EW)	(-+)	26.07	3.66
\bigcirc	S s - D	(+-)	8.98	2.95
Ŷ	S s - N 1	(++)	7.61	2.49
3	$S_s - D$	(+-)	8.98	2.95
(3)	S s - N 1	(++)	7.61	2.50

表 4.4-2 改良地盤のすべり安全率評価結果(④-④断面)

		-		
解析 ケース	地震動		発生時刻(s)	最小すべり安全率
		(++)	9.00	3.37
	S a - D	(-+)	8.99	3.15
	3 S - D	(+-)	8.97	3.46
		()	8.97	3.26
	Ss-F1 (EW)	(++)	8.69	4.94
\bigcirc	Ss-F2(EW)	(++)	15.62	4.28
Û	S s – N 1	(++)	7.61	3.12
		(-+)	7.62	3.21
	Ss-N2 (NS)	(++)	25.07	4.25
		(-+)	25.07	4.26
		(++)	26.05	3.89
	55 N2 (EW)	(-+)	26.05	3.90
0	S s - D	()	8.97	3.26
4	S s – N 1	(++)	7.61	3.12
3	S s - D	()	8.97	3.26
3	S s – N 1	(++)	7.61	3. 12

表 4.4-3 改良地盤のすべり安全率評価結果(⑤-⑤断面)

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認するため、①-①断面、④-④ 断面、⑤-⑤断面について、最小すべり安全率発生時刻において破壊が生じた要素 及び全時刻の破壊履歴に着目した改良地盤の健全性評価を実施する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

①-①断面, ④-④断面及び⑤-⑤断面について, 改良地盤の最小すべり安
 全率時刻における局所安全係数分布に検討すべり線を重ね合わせた図を図 4.4
 -1~図 4.4-2 に示す。

これにより,検討すべり線は,引張強度に達した要素をおおむね通過してい ることが確認できることから,改良地盤の最小すべり安全率時刻において,引 張強度に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認し た。



図 4.4-1 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と 検討すべり線の重ね合わせ(①-①断面,④-④断面)

2.1.3-196



図 4.4-2 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と 検討すべり線の重ね合わせ(⑤-⑤断面)

①-①断面,④-④断面及び⑤-⑤断面について,全時刻における破壊履歴
 図を図 4.4-3~図 4.4-4 に示す。

これにより, せん断破壊に達する要素はなく, 引張強度に達する要素は限定 的であるため, 難透水性の保持に影響するような流入経路は形成されず, 改良 地盤の健全性を確保していることを確認した。



図 4.4-3 全時刻における破壊履歴図

(①-①断面, ④-④断面)



2.1.3-199

b. 応力状態に着目した追加すべり検討

改良地盤に局所的な引張破壊が生じている断面(①-①,④-④断面,⑤-⑤断面)について、引張破壊している要素の応力状態に着目し、引張強度に達 した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加しすべり安全率照査を 行う。図4.4-5~図4.4-7に①-①断面、④-④断面及び⑤-⑤断面につい て、改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線を示 す。ここで、クラック方向は、引張強度に達した要素に生じている引張応力の 直交方向とする。

図4.4-5~図4.4-7に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 4.4-4に示す。この結果より、引張強度に達した要素を基点とした、クラック 方向のすべり線を追加した場合において、改良地盤のすべり安全率は、当初の すべり線でのすべり安全率と比較し同程度又は同等以上であり、許容限界であ る1.2以上であるため、健全であることを確認した。



図 4.4-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線

(①-①断面, S s − N1 (++), t=7.56s)



図 4.4-6 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線

(④-④断面, S s − N1 (++), t=7.61s)

解析ケース②



図 4.4-7 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線

(⑤-⑤断面, Ss-N1(++), t=7.61s)

解析ケース②

2.1.3-202

断面	追加すべり線	最小すべり 安全率	(参考)追加すべり線を 除く最小すべり安全率
①-①断面	すべり線①	15.94	3.42
④-④断面	すべり線②	2.28	2.49
⑤-⑤断面	すべり線⑤	3.05	3.12

表 4.4-4 追加すべり線における最小すべり安全率

c. まとめ

「a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ」及び「b. 応力状態に着目した追加すべり検討」より,改良地盤に発生している局所的な破壊が 津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

(3) 内的安定評価のまとめ

(1)及び(2)より,改良地盤のすべり安全率が許容限界である1.2以上であること,及び改良地盤に発生している局所的な破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

4.5 止水目地

地震時の止水目地の変位量に対する照査結果を表 4.5-1~表 4.5-5 に示す。 この結果から,変位量が許容限界以下であることを確認した。

解	地震動		防波壁天	端変位量
析 ケース			横断方向δx (cm)	鉛直方向δz (cm)
		(++)	4.197	1.071
		(-+)	4.160	1.075
	$S_s - D$	(+-)	4.231	1.065
		(— —)	4.061	1.027
	S s - F1 (EW)	(++)	2.406	0.278
	S s - F 2 (EW)	(++)	2.193	0.362
	S s - N1	(++)	3.296	0.323
		(-+)	3.249	0.314
	S s - N2 (NS)	(++)	2.607	0.410
		(-+)	2.574	0.336
	S s - N2 (EW)	(++)	2.611	0.343
		(-+)	2.575	0.333
	Ss-D	()	4.068	1.027
2	S s - N1	(++)	3.289	0.322
	S s - N2 (EW)	(-+)	2.577	0.333
	Ss-D	()	4.057	1.026
3	S s - N1	(++)	3.303	0.323
	S s - N2 (EW)	(-+)	2.574	0.333

表 4.5-1 地震時の止水目地の変位量(①-①断面)

:止水目地の変位量に対する照査に使用する変位量

2.1.3 - 205

解	地震動		防波壁天	端変位量
析 ケース			横断方向δx (cm)	鉛直方向δz (cm)
		(++)	6.961	1.069
		(-+)	6.208	1.177
	S s - D	(+-)	7.056	1.076
		()	5.940	0.980
	S s - F1 (EW)	(++)	3.582	0.280
	S s - F 2 (EW)	(++)	3.313	0.319
(])	S s - N1	(++)	6.685	0.403
		(-+)	6.035	0.408
	S s - N2 (NS)	(++)	3.375	0.462
		(-+)	3.804	0.320
	S s - N2 (EW)	(++)	4.724	0.392
		(-+)	4.669	0.332
	Ss-D	(+-)	7.042	1.075
4	S s - N1	(++)	6.709	0.405
	Ss-D	(+-)	7.068	1.077
3	S s - N1	(++)	6.661	0.401
	:止水目地の変位量に	対する照査に	こ使用する変位量	

表 4.5-2 地震時の止水目地の変位量(④-④断面)

解	地震動		防波壁天	端変位量				
析 ケース			横断方向δx (cm)	鉛直方向δz (cm)				
		(++)	6.471	1.268				
	$S \circ - D$	(-+)	7.844	1.344				
	3 S - D	(+-)	6.495	1.386				
		()	7.250	1.297				
	S s - F1 (EW)	(++)	3.148	0.490				
	S s - F 2 (EW)	(++)	3.217	0.581				
Û	S s - N1	(++)	5.649	0.563				
		(-+)	6.267	0.653				
	S s - N2 (N S)	(++)	3.730	0.579				
		(-+)	3. 583	0.494				
		(++)	4.633	0.518				
	5 s = N2 (EW)	(-+)	5.145	0.522				
0	Ss-D	(— —)	7.253	1.297				
4	S s - N1	(++)	5.647	0.562				
0	S s - D	()	7.250	1.297				
9	S s - N 1	(++)	5.650	0.563				
	:止水目地の変位量に	対する照査に	こ使用する変位量	└────────────────────────────────────				

表 4.5-3 地震時の止水目地の変位量(⑤-⑤断面)

解	地震動		防波壁天	端変位量
析 ケース			横断方向δy (cm)	鉛直方向δz (cm)
		(++)	0.315	0.170
	S a - D	(-+)	0.332	0.167
	5 S - D	(+-)	0.266	0.162
		()	0.282	0.159
	S s - F 1 (N S)	(++)	0.140	0.120
	S s - F 2 (N S)	(++)	0.231	0.115
(1)	S s — N1	(++)	0.237	0.144
		(-+)	0.227	0.199
	$S_{S} = N^{2} (NS)$	(++)	0.156	0.129
	5 s - N2 (N S)	(-+)	0.183	0.112
	S s - N2 (EW)	(++)	0.266	0.108
		(-+)	0.138	0.147
	:止水目地の変位量に対	対する照査に	使用する変位量	

表 4.5-4 地震時の止水目地の変位量(⑦-⑦断面)

七百	业電話	解析	地震時	許容限界		
万问	地展到	ケース	変位量(mm)	(mm)		
δ x: ①-①断面			40.01			
(横断方向)	S S = D (+-)	Û	42.31	—		
δy:⑦-⑦断面*		(-+) ①	3.32	_		
(縦断方向)	S S = D (-+)					
δ z:①-①断面			10.75			
(横断方向)	SS = D (-+)	(-+) (1)		_		
合成方向			07.07	449		
(3方向合成)			01.31	(ゴムジョイント)		

表 4.5-5(1) 止水目地設置箇所の地震時変位量(①-①断面)

注記*:保守的に⑤-⑤断面位置の縦断方向の断面である⑦-⑦断面を用いる。

七百	业雪乱	解析	地震時	許容限界	
万円	地展到	ケース	変位量(mm)	(mm)	
δ x: ④-④断面			70.00		
(横断方向)	S S = D (+-)	3	70.68	—	
δy:⑦-⑦断面*			3.32	_	
(縦断方向)	S s - D (-+)	(I)			
δ z: ④-④断面		1)	11.77		
(横断方向)	S S = D (-+)			—	
合成方向			1.40.05	449	
(3方向合成)			143.35	(ゴムジョイント)	

表 4.5-5(2) 止水目地設置箇所の地震時変位量(④-④断面)

注記*:保守的に⑤-⑤断面位置の縦断方向の断面である⑦-⑦断面を用いる。

七百	地電動	解析	地震時	許容限界	
力回	地展到	ケース	変位量(mm)	(mm)	
δx:⑤-⑤断面			70 44		
(横断方向)	S S = D (-+)	Û	78.44	—	
δy:⑦-⑦断面		1)	3. 32	_	
(縦断方向)	S S = D (-+)				
δz:⑤-⑤断面	$\mathbf{C} = \mathbf{D} (1)$		12.96		
(横断方向)	SS = D (+-)	Û	15.00	—	
合成方向			150.05	1960	
(3方向合成)	_		109.35	(シートジョイント)	

表 4.5-5(3) 止水目地設置箇所の地震時変位量(⑤-⑤断面)

4.6 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.6-1~表 4.6-6 に,支持地盤の接地圧分布図 を図 4.6-1~図 4.6-3 に示す。この結果から,防波壁(逆T擁壁)の基礎地盤に生 じる最大接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

解析	地)	震動	最大接地圧 P(N/mm ²)	極限支持力 Pu(N/mm ²)	照査値 P/Pu
		(++)	0.5	1.4	0.358
		(-+)	0.5	1.4	0.358
	2 2 – D	(+-)	0.5	1.4	0.358
		()	0.5	1.4	0.358
	S s - F 1 (EW)	(++)	0.5	1.4	0.358
	S s - F 2 (EW)	(++)	0.5	1.4	0.358
		(++)	0.5	1.4	0.358
	5 s - N I	(-+)	0.5	1.4	0.358
	S s - N2 (NS)	(++)	0.5	1.4	0.358
		(-+)	0.5	1.4	0.358
	S s - N2	(++)	0.5	1.4	0.358
	(EW)	(-+)	0.5	1.4	0.358
	S s - D	()	0.5	1.4	0.358
2	S s - N1	(++)	0.5	1.4	0.358
	S s - N 2 (EW)	(-+)	0.5	1.4	0.358
	S s - D	()	0.5	1.4	0.358
(3)	S s - N 1	(++)	0.5	1.4	0.358
9	S = N 2 $(E W)$	(-+)	0.5	1.4	0.358

表 4.6-1 基礎地盤の支持性能評価結果(①-①断面,改良地盤)

2.1.3 - 211

解析 ケース	地震動		最大接地圧 P(N/mm ²)	極限支持力 P _u (N/mm ²)	照査値 P/Pu
		(++)	1.1	9.8	0.113
	S = D	(-+)	1.1	9.8	0.113
	3 S - D	(+-)	1.2	9.8	0.123
		()	1.2	9.8	0.123
	S s - F 1 (EW)	(++)	1.1	9.8	0.113
1	S s - F 2 (EW)	(++)	1.0	9.8	0.103
;	0 N.I	(++)	1.0	9.8	0.103
	$S_s - NI$	(-+)	1.1	9.8	0.113
	S s - N2	(++)	1.0	9.8	0.103
	(NS)	(-+)	1.0	9.8	0.103
	S s - N2	(++)	0.9	9.8	0.092
	(EW)	(-+)	1.0	9.8	0.103
	S s - D	()	1.2	9.8	0.123
2	S s - N1	(++)	1.0	9.8	0.103
	S s - N2 (EW)	(-+)	1.0	9.8	0.103
	Ss-D	()	1.2	9.8	0.123
(3)	S s - N1	(++)	1.0	9.8	0.103
3	S s - N 2 (EW)	(-+)	1.0	9.8	0.103

表 4.6-2 基礎地盤の支持性能評価結果(①-①断面, 岩盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力 P _u (N/mm ²)	照査値 P/Pu
		(++)	0.5	1.4	0.358
		(-+)	0.5	1.4	0.358
	5 s – D	(+-)	0.5	1.4	0.358
		()	0.5	1.4	0.358
	S s - F 1 (EW)	(++)	0.4	1.4	0.286
1	S s - F 2 (EW)	(++)	0.5	1.4	0.358
	C N1	(++)	0.4	1.4	0.286
	5 s - NI	(-+)	0.5	1.4	0.358
	S s - N2	(++)	0.4	1.4	0.286
	(NS)	(-+)	0.5	1.4	0.358
	S s - N2	(++)	0.5	1.4	0.358
	(EW)	(-+)	0.5	1.4	0.358
0	Ss-D	(+-)	0.5	1.4	0.358
(2)	S s - N1	(++)	0.4	1.4	0.286
0	Ss-D	(+-)	0.5	1.4	0.358
(3)	S s - N1	(++)	0.4	1.4	0.286

表 4.6-3 基礎地盤の支持性能評価結果(④-④断面,改良地盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 P(N/mm ²)	極限支持力 P _u (N/mm ²)	照査値 P/Pu
		(++)	1.7	9.8	0.174
		(-+)	1.7	9.8	0.174
	5 s - D	(+-)	1.8	9.8	0.184
		()	1.6	9.8	0.164
	S s - F 1 (EW)	(++)	1.3	9.8	0.133
1	S s - F 2 (EW)	(++)	1.4	9.8	0.143
	C N1	(++)	1.5	9.8	0.154
	5 s - N1	(-+)	1.9	9.8	0.194
	S s - N2 (NS)	(++)	1.2	9.8	0.123
		(-+)	1.4	9.8	0.143
	S s - N2	(++)	1.4	9.8	0.143
	(EW)	(-+)	1.6	9.8	0.164
0	Ss-D	(+-)	1.8	9.8	0.184
4	S s - N1	(++)	1.5	9.8	0.154
Ø	Ss-D	(+-)	1.8	9.8	0.184
3	S s - N1	(++)	1.5	9.8	0.154

表 4.6-4 基礎地盤の支持性能評価結果(④-④断面, 岩盤)

解析 <i>ケー</i> ス	地震動		最大接地圧 P(N/mm ²)	極限支持力 Pu(N/mm ²)	照査値 P/Pu
		(++)	0.6	1.4	0.429
	S a D	(-+)	0.6	1.4	0.429
	5 s – D	(+-)	0.6	1.4	0.429
		()	0.6	1.4	0.429
	S s - F 1 (EW)	(++)	0.6	1.4	0.429
1	S s - F 2 (EW)	(++)	0.6	1.4	0.429
S s -		(++)	0.5	1.4	0.358
	5 S - N1	(-+)	0.6	1.4	0.429
	S s - N2	(++)	0.6	1.4	0.429
	(NS)	(-+)	0.6	1.4	0.429
	S s - N2	(++)	0.6	1.4	0.429
	(EW)	(-+)	0.6	1.4	0.429
0	Ss-D	()	0.6	1.4	0.429
(2)	S s - N1	(++)	0.5	1.4	0.358
0	Ss-D	()	0.6	1.4	0.429
(3)	S s - N1	(++)	0.5	1.4	0.358

表 4.6-5 基礎地盤の支持性能評価結果(⑤-⑤断面,改良地盤)
解析 ケース	地震動		最大接地圧 P(N/mm ²)	極限支持力 P _u (N/mm ²)	照査値 P/Pu
		(++)	1.5	3.9	0.385
	0 - D	(-+)	1.5	3.9	0.385
	S S - D	(+-)	1.5	3.9	0.385
		()	1.5	3.9	0.385
	S s - F 1 (EW)	(++)	1.5	3.9	0.385
1	S s - F 2 (EW)	(++)	1.4	3.9	0.359
	S s - N1	(++)	1.5	3.9	0.385
		(-+)	1.5	3.9	0.385
	S s - N2 (NS)	(++)	1.4	3.9	0.359
		(-+)	1.4	3.9	0.359
	S s - N2	(++)	1.4	3.9	0.359
	(EW)	(-+)	1.5	3.9	0.385
	Ss-D	()	1.5	3.9	0.385
2	S s - N1	(++)	1.5	3.9	0.385
0	Ss-D	()	1.5	3.9	0.385
(3)	S s - N1	(++)	1.5	3.9	0.385

表 4.6-6 基礎地盤の支持性能評価結果(⑤-⑤断面, 岩盤)

基礎地盤の支持性能評価において,各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結 果を表 4.6-7~4.6-9に示す。また,該当する解析ケースの支持地盤の接地圧分布図 を図 4.6-1~4.6-3に示す。

表 4.6-7(1) 基礎地盤の支持性能評価結果(①-①断面,改良地盤)

地震動	解析ケース	最大接地圧	極限支持力	照査値
		$P(N/mm^2)$	$P_u(N/mm^2)$	$\mathrm{P} / \mathrm{P}_{\mathrm{u}}$
S s - D ()	1	0.5	1.4	0.358

表 4.6-7(2) 基礎地盤の支持性能評価結果(①-①断面, 岩盤)

地震動	解析ケース	最大接地圧	極限支持力	照査値
		$P(N/mm^2)$	$P_u(N/mm^2)$	P / P_u
S s - D (+-)	1)	1.2	9.8	0.123

表 4.6-8(1) 基礎地盤の支持性能評価結果(④-④断面,改良地盤)

地震動	解析ケース	最大接地圧	極限支持力	照査値
		$P(N/mm^2)$	$P_u(N/mm^2)$	$\mathrm{P}/\mathrm{P}_{\mathrm{u}}$
S s - D (+-)	3	0.5	1.4	0.358

表 4.6-8(2) 基礎地盤の支持性能評価結果(④-④断面, 岩盤)

地震動 解析ケース		最大接地圧	極限支持力	照查值
		$P(N/mm^2)$	$P_u(N/mm^2)$	$\mathrm{P}/\mathrm{P}_{\mathrm{u}}$
S s $-$ N 1 ($-+$)	1)	1.9	9.8	0.194

表 4.6-9(1) 基礎地盤の支持性能評価結果(⑤-⑤断面,改良地盤)

地震動	解析ケース	最大接地圧	極限支持力	照查值
		$P(N/mm^2)$	$P_u(N/mm^2)$	$\mathrm{P} / \mathrm{P}_{\mathrm{u}}$
S s - N 2		0.6	1 4	0 490
EW方向 (-+)	Ú	0.0	1.4	0.429

表 4.6-9(2) 基礎地盤の支持性能評価結果(⑤-⑤断面,岩盤)

地震動	解析ケース	最大接地圧	極限支持力	照查值
		$P(N/mm^2)$	$P_u(N/mm^2)$	$\mathrm{P}/\mathrm{P}_{u}$
S s $-$ N 1 ($-+$)	1)	1.5	3.9	0.385



図 4.6-1(1) 支持地盤の接地圧分布図(①-①断面,改良地盤) (Ss-D(--)) 解析ケース①:基本ケース



図 4.6-1(2) 支持地盤の接地圧分布図(①-①断面,岩盤) (Ss-D(+-)) 解析ケース①:基本ケース

2.1.3-218



図 4.6-2(1) 支持地盤の接地圧分布図(④-④断面,改良地盤) (Ss-D(+-))

解析ケース③:地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース(平均値-1σ)



図 4.6-2(2) 支持地盤の接地圧分布図(④-④断面,岩盤) (Ss-N1(-+))

解析ケース①:基本ケース

2.1.3-219



図 4.6-3(1) 支持地盤の接地圧分布図(⑤-⑤断面,改良地盤)
 (Ss-N2EW方向(-+))
 解析ケース①:基本ケース



図 4.6-3(2) 支持地盤の接地圧分布図(⑤-⑤断面,岩盤) (Ss-N1(-+)) 解析ケース①:基本ケース 2.1.3-220

- 4.7 防波壁前面の施設護岸,基礎捨石等の損傷による不確かさの検討
 - (1) 概要

防波壁(逆T擁壁)の前面には,図4.7-1のとおり全線に渡って施設護岸が設置 されており,施設護岸の基礎には基礎捨石及び被覆石を設置している。

施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石の役割を表 4.7-1 に示す。

施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石は、その形状を適切にモデル化し防波壁(逆T 擁壁)の評価を実施する方針としているが、施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石は 耐震性が低いことから、施設護岸、基礎捨石等が損傷した場合の解析ケースを実施 する。

防波壁(逆T擁壁)の前面に耐震性の低い施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石が 設置される断面においては、これらが改良地盤の変形抑制に寄与する可能性がある ことから、不確かさケースとして施設護岸、基礎捨石等が損傷した場合を想定し、 これらがない場合の検討を実施する。



図 4.7-1 防波壁と施設護岸の配置(全体平面図)

部位	役割		
	役割に期待しない		
施設護岸	(解析モデルに取り込み、防波		
	壁への波及的影響を考慮する)		
	役割に期待しない		
基礎捨石及び被覆石	(解析モデルに取り込み、防波		
	壁への波及的影響を考慮する)		

表 4.7-1 施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石の役割

(2) 評価方針

改良地盤と施設護岸の間に分布する埋戻土は,液状化により傾斜方向(海側)に 流動化するため,改良地盤と施設護岸が離れている断面では,施設護岸,基礎捨石 等が改良地盤の変形抑制に寄与する可能性は低いと考えられる。

このため,評価対象断面については,改良地盤と施設護岸,基礎捨石等が近接し ており,施設護岸,基礎捨石等が改良地盤の変形抑制に寄与する可能性が高いと考 えられる⑤-⑤断面とする。

⑤-⑤断面の施設護岸,基礎捨石等が損傷した場合の地震応答解析モデルを図 4.7 -2に示す。



図 4.7-2 ⑤-⑤断面における施設護岸,基礎捨石等が損傷した場合の地震応答解析モデル

2.1.3-222

解析ケース④に用いる地震動及び地盤物性については、⑤-⑤断面の解析ケース ①~③において、照査値が最も厳しいことから、「Ss-N1(++),平均値-1σ」とする。

なお,表4.7-2に示すとおり,①-①断面,④-④断面及び⑤-⑤断面における 各評価項目の地震動,照査値等を確認したところ,以下の観点から,地震動の選定 は妥当と判断する。

- ・グラウンドアンカについては、いずれの断面においてもSs-N1(++)で照 査値が最大となっていること。
- ・⑤-⑤断面では、曲げ・軸力系の照査においても、Ss-N1(++)で照査値 が最大となっていること。

表 4.7-2 最大照査値を示す解析ケースの一覧(①-①断面,④-④断面,⑤-⑤断面)

	評価項目				
断面	逆T擁壁	ガラウンドアンカ	甘花树山		
	曲げ・軸力系	せん断	99997728	奉碇地盤	
	S s - N 2 (EW) (-+)	S s - D ()	S s - N 1 (++)		
①-①断面	解析ケース③	解析ケース②	解析ケース①	0.5以下	
	0.634 (曲げ引張)	0.583	0.859		
	S s - D (+-)	S s - D (+-)	S s - N 1 (++)		
④-④断面	解析ケース③	解析ケース③	解析ケース②	0.5以下	
	0.616 (曲げ引張)	0.538	0.879		
	S s - N 1 (++)	S s - D ()	S s - N 1 (++)		
⑤-⑤断面	解析ケース①	解析ケース①	解析ケース③	0.5以下	
	0.682(曲げ引張)	0.792	0.849		

注:解析ケース①;平均値,解析ケース②;平均値+1σ,解析ケース③;平均値-1σ

また,不確かさの検討を行う解析ケースについては,表4.7-3に示す解析ケースに対して施設護岸,基礎捨石等が損傷した場合を考慮する。

		地盤物性			
	施設護岸並びに	埋戻土	岩盤		
脾切クース	基礎捨石及び被覆石	(G₀: 初期せん断弾	(Gd:動せん断弾性		
		性係数)	係数)		
ケース③					
(「4. 評価結果」	有	平均值-1 σ	平均值		
にて評価済み)					
ケース④	無	平均值-1σ	平均值		

表 4.7-3(1) 解析ケース

表 4.7-3 (2)	耐震評価における解析ケース(参考)	

		ケース	ケース	ケース	ケース	
		\bigcirc	2	3	4	
			地盤物性のば	地盤物性のば	防波壁前面の施設	
解析ゲース			基本	らつき(+1	らつき(-1	護岸,基礎捨石等
			ケース	σ)を考慮し	σ)を考慮し	の損傷を考慮した
				た解析ケース	た解析ケース	解析ケース
	地盤物性		平均值	平均值+1σ	平均值-1σ	
		++*	0	基準地震動S	s (6 波) に位	改良地盤と施
	Ss-D	-+*	0	相反転を考慮	した地震動(6	設護岸,基礎捨 石等が近接し ており,施設護
		+-*	0	波)を加えた会 ケース①(基ス	E 12 波に対し, 	
		*	0	施し、曲げ・軸力系の破壊、		■ 岸, 基礎捨石等 が改良地盤の
地 震	S s - F 1	++*	0	┃ せん断破壊及 ┃ 支持力照査の		変形抑制に寄
動	S s - F 2	++*	0	とに照査値が		与する可能性 が高いと考え
位	0 - N 1	++*	0	(許容限界に)	(許容限界に対する裕度が	
相	5 s - N 1	-+*	0	最も小さい)は	最も小さい) 地震動を用いて た、スのみびのたまたナス	断面において, ケース①~③
	S s - N 2	++*	0	すべての照査	項目の照査値	のうち照査値
	(NS)	-+*	0	がいずれも 0	.5 以下の場合	か取も敵しく なるケースで
	S s - N 2	++*	0	■は、原重値加算 地震動を用い	てケース②及	実施する。
	(EW)	-+*	\bigcirc	び③を実施する	5.	[]

注記*:地震動の位相について、(++)の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

2.1.3-224

(3) 評価結果

施設護岸,基礎捨石等が損傷した場合の評価結果を表 4.7-4~表 4.7-10 に示 す。本検討の結果,施設護岸,基礎捨石等が損傷した場合においても,逆 T 擁壁の 主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

(⑤-⑤断面, Ss-N1 (++))

表 4.7-4 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査における照査値

			発生断面	力	まんに溶	短期許容	
	解析 ケース	発生時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m)	ー 軸力 (kN) m)	ー 曲り上稲 応力度 σ _c (N/mm ²)	応力度 σ _{ca} (N/mm ²)	照査値 σ c/ σ ca
施設護 岸等有	③ (「4. 評価結果」 にて評価済み)	7.58	-1921	128	4. 3	13. 5	0.319
施設護 岸等無	4	7.65	-1431	318	3.3	13.5	0.245

表 4.7-5 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査における照査値

			発生断面	力	따) 과 의 15E	短期許容	
	解析 ケース	発生時刻 (s) (kN・m) 発生時刻 曲げモー 軸 (k.	軸力 (kN)	m // 列張 応力度 σ _s (N/mm ²)	応力度 σ _{sa} (N/mm ²)	照查値 σ _s /σ _{sa}	
施設護 岸等有	③ (「4. 評価結果」 にて評価済み)	7.58	-1921	128	200. 2	294	0.681
施設護 岸等無	4	7.65	-1431	318	130.1	294	0.443

 $(⑤-⑤断面, S_{s}-N1(++))$

	布刀 十二	<u>惑</u> 中 時 却	発生断面力	せん断	短期許容	四木店
	脾切ケース	光王时刻 (s)	せん断力 (kN)	応力度 _{て s} (N/mm ²)	応力度 τ _{sa} (N/mm²)	τ _s /τ _{sa}
施設護 岸等有	③ (「4. 評価結果」 にて評価済み)	7.58	676	0.44	0.67	0.657
施設護 岸等無	4	7.56	552	0.36	0.67	0.538

表 4.7-6 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における照査値

(⑤-⑤断面,	S	s - N	1	(+	+))
---------	---	-------	---	----	----	---

表 4.7-7 逆 T 擁壁のグラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査における照査値 (⑤-⑤断面, Ss-N1(++))

	解析 ケース	発生時刻 (s)	支圧 応力度 σ _b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ _{ba} (N/mm ²)	照査値 σ b/σba
施設護岸等 有	③ (「4. 評価結果」 にて評価済み)	7.57	12.3	18.0	0.684
施設護岸等 無	4	7.56	12.4	18.0	0.689

表 4.7-8 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における照査値 (⑤-⑤断面, Ss-N1(++))

	解析 ケース	発生時刻 (s)	発生アンカー力 T(kN)	テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN)	照査値 T/T _{ab}
施設護岸等 有	③ (「4. 評価結果」 にて評価済み)	7.57	1762	2076	0.849
施設護岸等 無	4	7.56	1776	2076	0.856

表 4.7-9 基礎地盤の支持性能評価結果(改良地盤①~③)

	解析	最大接地圧	極限支持力	照査値
	ケース	$P (N/mm^2)$	$P_u(N/mm^2)$	P / P_u
施設護岸等 有	③ (「4. 評価結果」 にて評価済み)	0.5	1.4	0.358
施設護岸等 無	4	0.6	1.4	0.429

(⑤-⑤断面, Ss-N1 (++))

表 4.7-10 基礎地盤の支持性能評価結果(岩盤)

解析 最大接地圧 極限支持力 照査値 ケース $P (N/mm^2)$ $P_u(N/mm^2)$ P/P_u 3 施設護岸等 (「4. 評価結果」 1.53.9 0.385 有 にて評価済み) 施設護岸等 (4)1.5 3.9 0.385 無

(⑤-⑤断面, Ss-N1 (++))

(4) 解析ケース③と解析ケース④の照査値が同等となる原因の分析

解析ケース④(施設護岸等無)は、施設護岸等が無いことから、海側に大きく変 形し、照査値が厳しくなると想定されたが、解析ケース③(施設護岸等有)に比 べ、照査値が若干小さくなったことから、変形図等によりその原因を分析する。

照査値の最も厳しい照査項目である, グラウンドアンカの最大照査値発生時刻での解析ケース③(施設護岸等有)の変形図を図4.7-3に,解析ケース④(施設護 岸等無)の変形図を図4.7-4に示す。

- ・図 4.7-3 より,解析ケース③(施設護岸等有)では,逆T 擁壁及び改良地盤は 陸側に変形している。
- ・改良地盤には,逆T擁壁前面の施設護岸,基礎捨石等の主働土圧,及び逆T擁壁 背面の埋戻土の受働土圧が作用していると考えられる。



- ・図 4.7-4 より,解析ケース④(施設護岸等無)においても,逆T 擁壁及び改良 地盤は陸側に変形している。
- ・改良地盤には,逆 T 擁壁背面の埋戻土の受働土圧が作用していると考えられる。
- ・解析ケース④(施設護岸等無)の変形量は,解析ケース③(施設護岸等有)と比べ て小さくなっていることから,照査値が小さくなったものと考えられる。



解析ケース③(施設護岸等有)及び解析ケース④(施設護岸等無)のどちらも陸 側に変形していることから,図4.7-5より,グラウンドアンカの照査値最大時刻 における慣性力の作用方向を確認した。

- ・水平方向の加速度は海側に,慣性力は陸側に作用しており,これにより逆T擁壁 及び改良地盤は陸側に変形しているものと考えられる。
- ・鉛直方向の加速度はおおむねゼロとなっているが、当該時刻直前に発生した鉛直下向きの加速度のピークにより、鉛直上向きの慣性力が作用し、逆T擁壁底盤が上方に変位したため、グラウンドアンカの発生アンカー力及び照査値が大きくなっていると考えられる。



注:逆T擁壁の変位が大きい7.0s~8.0sにおいて傾斜方向を表示



2.1.3-230

逆 T 擁壁の曲げ・軸力系の照査値最大時刻における逆 T 擁壁の断面力図を図 4.7 -6 に,加速度を表 4.7-11 に示す。

- ・前述のとおり,解析ケース③(施設護岸等有)及び解析ケース④(施設護岸等
 無)はどちらも陸側に変形しており,変形モードが同様である。図4.7-6の断面
 力図でも,解析ケース③(施設護岸等有)及び解析ケース④(施設護岸等無)は
 同様の傾向を示している。
- ・表 4.7-11 に示すとおり、解析ケース③(施設護岸等有)は、解析ケース④(施設護岸等無)に比べ、水平加速度の絶対値が大きいことから、曲げモーメントの絶対値は大きくなっている。一方で、鉛直加速度が鉛直下向きに大きく、上向きの慣性力が大きくなることから、軸力が小さくなっている。これは上述の変形モード等が類似することを踏まえると、発生時刻の違い(解析ケース③:7.58s、解析ケース④:7.65s)によるものと考えられる。



(-:引張, +:圧縮) 注:逆T擁壁(底版)西端をゼロとする。
 (⑤-⑤断面,解析ケース③,Ss-N1(++),t=7.58s)



(-:引張, +: 圧縮) 注: 逆T 擁壁(底版) 西端をゼロとする。
 (⑤-⑤断面, 解析ケース④, Ss-N1(++), t=7.65s)
 図 4.7-6 逆T 擁壁の曲げ・軸力系の最大照査時刻での断面力

2.1.3-231

			発生断面	面力	峃 Т 擁 辟百 अ	峃 Т 擁 辟百 आ
	解析 ケース	発生時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)	近17種型項部 の水平加速度*1 (cm/s ²)	近1744重項部 の鉛直加速度*2 (cm/s ²)
施設護 岸等有	③ (「4. 評価結果」 にて評価済み)	7.58	-1921	128	-2302	-616
施設護 岸等無	4	7.65	-1431	318	-1701	-175

表 4.7-11 逆 T 擁壁の曲げ・軸力系の最大照査時刻での加速度

注記*1:+;陸向き,-;海向き

*2:+;鉛直上向き,-;鉛直下向き

2.1.3 - 232

なお、⑤-⑤断面において、逆T擁壁底版のせん断破壊に対する最大照査値発生 時刻での変形図を確認した結果、施設護岸及び改良地盤は陸側に変形しており、底 版のせん断についても、陸側変形時の方が厳しくなっていることを確認した。その 原因としては、陸側に変形する際に、陸側よりも大きな緊張力が作用している海側 のグラウンドアンカ周辺にせん断力が集中しているためと考えられる。



(⑤-⑤断面, 解析ケース①, Ss-D(--), t=28.12s)



(竪壁)



注:逆T擁壁(底版)西端をゼロとする。

(底版)

図 4.7-8 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における

最大照査値の評価時刻での断面力

(⑤-⑤断面, 解析ケース①, S s-D (--), t=28.12s)

また, ⑤-⑤断面において, 解析ケース③の施設護岸天端(陸側端部)の海側への変位が最大となる時刻での変形図を図 4.7-9 に, 施設護岸天端(陸側端部)及び改良地盤地表面(海側端部)における水平変位を図 4.7-10 に示す。

- ・施設護岸天端(陸側端部)の海側への変位が最大となる時刻において,施設護岸 天端(陸側端部)は、改良地盤地表面(海側端部)に比べ,海側に大きく変位し ているため、改良地盤には施設護岸,基礎捨石等の受動土圧が作用せず,改良地 盤の変形抑制に寄与していないと考えられる。
- そのため、解析ケース④(施設護岸等無)の照査値が、解析ケース③(施設護岸 有)と比べて厳しくならなかったものと考えられる。







図 4.7-10 施設護岸天端(陸側端部)及び改良地盤地表面(海側端部)の水平変位
 (⑤-⑤断面,解析ケース③,Ss-N1(++))

また, ⑤-⑤断面において, 逆 T 擁壁底版の傾斜最大時刻での変形図を図 4.7-11 に示す。

- ・図 4.7-11より,逆T 擁壁の底版の傾斜が最大となる時刻において,逆T 擁壁及 び改良地盤は海側に変形している。
- ・施設護岸天端(陸側端部)は、改良地盤地表面(海側端部)に比べ、海側に大きく変位しているため、改良地盤には施設護岸、基礎捨石等の受動土圧が作用せず、改良地盤の変形抑制に寄与していないと考えられる。



逆 T 擁壁底版の傾斜最大時刻において,逆 T 擁壁が海側に変形していることから,図 4.7-12 より,逆 T 擁壁底版の傾斜最大時刻における慣性力の作用方向を確認した。

- ・水平方向の加速度は陸側に,慣性力は海側に作用しており,これにより逆T擁壁 及び改良地盤は海側に変形しているものと考えられる。
- ・海側に変形した場合に傾斜が最大となる理由としては、以下が考えられる。
 - 逆T擁壁は、改良地盤の中心位置より海側に位置しており、逆T擁壁の自重 及びグラウンドアンカの初期緊張力が改良地盤の海側に作用していること。
 - 当該時刻において、施設護岸天端(陸側端部)は、改良地盤地表面(海側端部)に比べ、海側に大きく変位しているため、改良地盤には施設護岸、基礎 捨石等の受動土圧が作用せず、改良地盤の変形抑制に寄与していないと考え られること。
- ・陸側に変形した場合にグラウンドアンカの照査値が最大となる理由としては,以 下が考えられる。
 - 逆T擁壁底版の傾斜が最大となるSs-N1(-+)では、最大傾斜時に逆 T擁壁底版(改良地盤)は鉛直下向きに変位が生じており、発生アンカーカ が減少している。一方で、グラウンドアンカの照査値が最大となるSs-N 1(++)では、図4.7-5に示すとおり、傾斜最大時刻と同等の時刻にお いて、逆T擁壁底版(改良地盤)は鉛直上向きに変位しており、陸側に変形 した場合に発生アンカーカが増加し、グラウンドアンカの照査値が厳しくな っていると考えられる。



注:逆T擁壁の変位が大きい7.0s~8.0sにおいて傾斜方向を表示

図 4.7-12 逆 T 擁壁底版端部の鉛直変位と基準地震動 S s の比較
 (⑤-⑤断面,解析ケース②, S s - N 1 (-+))

- 5. 防波壁(逆T擁壁)の耐震性に関する影響検討
- 5.1 鋼管杭の影響検討

鋼管杭をモデル化した場合の影響検討を実施する。鋼管杭の影響検討フローを図 5.1-1に示す。



図 5.1-1 鋼管杭の影響検討フロー

5.1.1 評価方針

評価対象断面,評価部位および入力地震動については,耐震計算書の「4. 耐震 評価結果」のうち解析ケース①(基本ケース)において,照査結果が最も厳しい 「⑤-⑤断面,Ss-D(--)」とする。鋼管杭をモデル化し,鋼管杭による 地震時の耐震評価への影響を確認する。図 5.1.1-1に鋼管杭周辺の解析モデルを 示す。



図 5.1.1-1 鋼管杭周辺の解析モデル

- (1) 鋼管杭のモデル化
 - a. 杭頭結合部

「(参考資料2)2. 杭頭載荷実験」に示す実験結果及び「(参考資料2)3. 3次元静的 FEM 解析による実験の再現解析」に示す解析結果より,鋼管杭頭部は 地震時を想定した正負交番載荷重下では剛結合の挙動を示すため,杭頭結合部 は「剛結合」としてモデル化を行う。

一方, 杭頭載荷実験でプッシュオーバーした際には, ヒンジ結合への移行に 伴い, 杭頭結合部でのひび割れの発生を確認している。逆 T 擁壁の役割は「止 水性の保持」であり, 「おおむね弾性状態にとどまること」を性能目標にして いることから, 杭頭載荷実験結果と 2 次元 FEM 解析結果の杭頭結合部の応力と を比較することで, 鋼管杭の影響検討における杭頭結合部のモデルを「剛結 合」とした妥当性及び当該ひび割れが発生せず, 浸水防護機能が喪失しないこ とを確認する。

b. 杭支持部

表 5.1.1-1 のとおり,鋼管杭支持部は支持地盤への根入れが 0.5m と浅く, 水平力に対する支持性能を期待できないと考えられるため,岩盤からのせん断 抵抗に期待しないケースを実施する。

また、フーチング部への岩盤からの悪影響を考慮するため、X 方向(せん断 方向)にジョイント要素を設定したケースも実施する。ジョイント要素の力学 特性を図 5.1.1-2 に示し、ジョイント要素のばね定数及び物性値を表 5.1.1-2 に示す。ジョイント要素のばね定数は、解析上不安定な挙動を起さないよう十 分大きな値を設定し、ジョイント要素の物性値は、「VI-2-1-3 地盤の支持性能 に係る基本方針」にて設定している物性値のうち、岩盤(凝灰岩、C_H級)の物 性値を用いる。

ケース	X 方向	Y方向	
1		ジョイントB	
1	—	(剥離を考慮)	
9	ジョイントA	ジョイントB	
2	(すべりを考慮)	(剥離を考慮)	

表 5.1.1-1 杭支持部モデル化ケース



図 5.1.1-2 ジョイント要素の力学特性

表 5.1.1-2 杭支持部ジョイント要素のばね定数及び物性値

	せん断剛性	圧縮剛性	粘着力	内部摩擦角
	$k_{s} [kN/m^{3}]$	$k_n [kN/m^3]$	$c [kN/m^2]$	ϕ [°]
ジョイントA	1.0×10^{6}	_	1.54	55.00
ジョイントB	_	1.0×10^{6}	_	_

c. 鋼管杭本体

鋼管杭は線形はり要素でモデル化し,鋼管杭と埋戻土との間には,地震時に鋼管 杭の間を改良地盤がすり抜ける効果を考慮するため,杭-地盤相互作用バネ要素で モデル化する。当該要素は,図 5.1.1-3 に示すとおり,鋼管杭の線形はり要素の 節点と改良地盤の要素の節点を結ぶ非線形ばね要素であり,力~バネ変位関係を有 する。バネ力は,杭と地盤の相対変位と地盤の状態に基づき,時々刻々と算定され る。



図 5.1.1-3 杭-地盤相互作用バネ要素

鋼管杭の使用材料を表 5.1.1-3 に,材料の物性値を表 5.1.1-4 に示す。また,鋼管杭モデルを図 5.1.1-4 に示す。中詰めコンクリートの剛性については 考慮しない方が鋼管杭の変形が大きくなり,逆T擁壁の地震時応答加速度が大 きくなると考えられることから,保守的に剛性は考慮せず,単位体積重量のみ 考慮する。

材料	諸元
鋼管杭 φ 1300mm	t = 22 mm (SKK490)
	設計基準強度
中詰めコンクリート	f' _{ck} = 18N/mm ² (杭部)
	24N/mm ² (杭頭接合部)

表 5.1.1-3 使用材料

十十 兆1	単位体積重量*1	ヤング係数*2	ポマソンは*3	
竹科	(kN/m^3)	(N/mm^2)	「 ハノ ノン比**	
鋼管杭 (SKK490)	77.0	2. 0×10^5	0.3	
中詰めコンクリート	22.6	—	—	

表 5.1.1-4 材料の物性値

注記*1:港湾基準に記載の単位体積重量を用いる。

*2:示方書(2018) p.51よりヤング係数を2.0×10⁵ N/mm²とする。 *3:示方書(2018) p.43よりポアソン比を0.3とする。



(2) 解析ケース

鋼管杭の影響検討を行う解析ケースについては、「4. 評価結果」から解析ケース①~③の結果のうち、逆T擁壁における照査値が最も厳しい「⑤-⑤断面,解 析ケース①, Ss-D(--)」とする。表 5.1.1-5 に解析ケースを示す。

	鋼管杭	解析ケース	地盤物性		
			埋戻土	岩盤	
			(G ₀ :初期せ	(Gd:動せん断弾性	
			ん断弾性係数)	係数)	
		ケース①	亚坎库	亚坎库	
「4. 評価結果」	無	(基本ケース)	平均恒	平均恒	
にて評価済み		ケース2	平均值+1σ	平均值	
		ケース③	平均值-1σ	平均值	
影響検討	有	ケース①	平均值	平均值	

表 5.1.1-5 解析ケース

(3) 部材照查

鋼管杭による地震時の耐震評価への影響確認は,地震応答解析に基づいて算定 した発生応力が「3.5 許容限界」で設定したコンクリートの許容限界を満足する ことに加え,鋼管杭結合部に作用する押抜きせん断応力と支圧応力が許容限界以 下であることを確認する。

a. 許容限界

逆 T 擁壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土 木学会、2002 年制定)」に基づき、短期許容応力度とする。表 5.1.1-6 に逆 T 擁壁の許容限界を示す。

種別	許容応力度	短期許容応力度*2		
	(N/mm^2)	(N/mm^2)		
コンクリート	許容押抜きせん断応力度 τ _{a1}	0.90	0.90	
$(f'_{ck}=24N/mm^2)$	支圧応力度 σ _{ba} *1	7 9	10.8	
	(鋼管杭)	1.2		

表 5.1.1-6 逆 T 擁壁の許容限界

注記*1:コンクリート標準示方書 p.244 より支圧応力度の算出式 σ_{ba}=0.3*f*_{ck}を用いて求める。

*2:短期許容応力度は、コンクリート標準示方書より許容応力度に対し1.5 倍の割増を考慮する。(押抜きせん断応力度については割増を行わな い。)

b. 断面照查

鋼管杭の影響検討として、「杭基礎設計便覧(日本道路協会,2007年制 定)」に基づき、押込み力に対する照査及び水平力に対する照査を行う。 (a) 押込み力に対する照査

鋼管杭の押込み力に対する照査は、図 5.1.1-5 に示す算定される垂直支圧 応力σ_{ev}及び押抜きせん断応力度τ_vが許容限界以下であることを確認する。 押込み力に対する照査図を図 5.1.1-6 に示す。

 $\sigma_{cv} = P/(\pi D^2/4)$ $\tau_{v} = P/\pi (D+h) h$

ここに,

- σ_{cv} :杭頭結合部に発生する垂直支圧応力度(N/mm²)
- τ_v: 抗頭結合部に発生する垂直押抜きせん断応力度 (N/mm²)
- P : 杭頭結合部に作用する押込み力(N)
- D : 鋼管杭径 (mm) (=1300mm)
- h : 垂直方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効高(mm)
 (=1790mm)



(「杭基礎設計便覧 2007 年」より引用に一部加筆)

2.1.3-246

照杳図

(b) 水平力に対する照査

鋼管杭の水平力に対する照査は、図 5.1.1-7 に示す水平支圧応力 σ ch 及 び水平方向の押抜きせん断応力 τ_hが許容限界以下であることを確認する。 水平力に対する照査図を図 5.1.1-8 に示す。

 $\sigma_{\rm ch} = {\rm H/DL}$

 $\tau_{h} = H/h'(2L+D+2h')$

ここに,

- σ_{ch}:杭頭結合部に発生する水平支圧応力度(N/mm²)
- τ_h:杭頭結合部に発生する水平押抜きせん断応力度(N/mm²)
- H : 杭頭結合部に作用する水平力 (N)
- D :鋼管杭径 (mm) (=1300mm)
- L : 杭の埋込長 (mm) (=210mm)
- h': 水平方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効厚 (=975mm)



図 5.1.1-7 水平力に対する照査

(「杭基礎設計便覧 2007年」より引用に一部加筆)



- 5.1.2 評価結果
 - (1) 鋼管杭をモデル化した耐震評価
 - a. 逆 T 擁壁への影響について

杭頭部を剛結合とした2次元FEM解析結果に対する底版及び杭頭結合部の照査 結果を表5.1.2-1及び表5.1.2-2に示す。いずれの部材においても照査値が許 容値を満足しており,基準地震動Ssに対し鋼管杭を残置することによる防波壁 (逆T擁壁)の浸水防護機能を喪失するような悪影響はないことを確認した。

表 5.1.2-1 2次元 FEM 解析に対する部材照査結果

		応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値	
底版	曲げ・ 軸力	$(\sigma_{c}=)$ 2.5	$(\sigma_{ca}=)$ 13.5	σ _c /σ _{ca} 0.186	
		$(\sigma_{s}=)$ 89.9	$(\sigma_{sa}=)$ 294	σ _s /σ _{sa} 0.306	
	せん断	$(\tau =)$ 0.57	$(\tau_{a}=)$ 0.67	τ / τ a 0.851	
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	$(\sigma_{cv}=)$ 2.1	$(\sigma_{ba}=)$ 10.8	$\sigma_{\rm cv}/\sigma_{\rm ba}$ 0.195	
		$(\tau_{v}=)$ 0.16	$(\tau_{va}=)$ 0.90	τ v/τ va 0.178	
	水平力 に対する 照査	$(\sigma_{ch}=)$ 4.0	$(\sigma_{ba}=)$ 10.8	σ_{ch}/σ_{ba} 0.371	
		$(\tau_{\rm h}=)$ 0.31	$(\tau_{ha}=)$ 0.90	$\tau_{\rm h}/\tau_{\rm ha}$ 0.345	

(杭支持部:岩盤からのせん断抵抗に期待しないケース)

表 5.1.2-2 2 次元 FEM 解析に対する部材照査結果

		応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値	
底版	曲げ・ 軸力	$(\sigma_{c}=)$ 2.5	$(\sigma_{ca}=)$ 13.5	σ c/ σ ca	0.186
		$(\sigma_{s}=)$ 87.9	$(\sigma_{sa}=)$ 294	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$	0.299
	せん断	$(\tau =)$ 0.58	$(\tau_{a}=)$ 0.67	τ/τ _а	0.866
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	$(\sigma_{ev}=)$ 2.1	$(\sigma_{ba}=)$ 10.8	σ _{cv} / σ _{ba}	0.195
		$(\tau_v =)$ 0.16	$(\tau_{va}=)$ 0.90	τ _v /τ _{va}	0.178
	水平力 に対する 照査	$(\sigma_{ch}=)$ 4.0	$(\sigma_{ba}=)$ 10.8	σ _{ch} / σ _{ba}	0.371
		$(\tau_{\rm h}=)$ 0.31	$(\tau_{ha}=)$ 0.90	$ au_{ m h}/ au_{ m ha}$	0.345

(杭支持部:X方向(せん断方向)にジョイント要素を設定したケース)

(2) 改良地盤への影響について

鋼管杭の変位による改良地盤への影響を局所安全係数分布図により確認する。評 価時刻については,鋼管杭の変位が最大となる時刻において,改良地盤への影響が 最も大きくなると考えられるため,鋼管杭の杭頭部と杭支持部の相対変位が最大と なる時刻とした。

図 5.1.2-1 に示す鋼管杭の杭頭部と杭支持部の相対変位が最大となる時刻におけ る局所安全係数分布図より,引張強度に達した要素は局所的であり,おおむね健全 である。



図 5.1.2-1 鋼管杭をモデル化した改良地盤の局所安全係数分布 (杭頭部と杭支持部の変位が最大となる時刻)

図 5.1.2-2 に示す全時刻における破壊履歴図より, せん断破壊に達する要素はな く, 引張強度に達する要素は局所的であるため, 難透水性の保持に影響するような 流入経路は形成されないと考えられる。

以上より,鋼管杭を残置することによる防波壁(逆 T 擁壁)の浸水防護機能を喪 失するような悪影響はないと判断する。



図 5.1.2-2 鋼管杭をモデル化した改良地盤の全時刻における破壊履歴図
- 5.2 改良地盤⑧の影響検討
 - (1) 概要

防波壁(逆T擁壁)の近傍には,基礎地盤のすべり安定性の向上を目的として, 改良地盤⑧が施工されている。改良地盤⑧については,自主的な対策であることか ら,防波壁(逆T擁壁)の耐震評価では,当該改良地盤を考慮しないこととしてい るが,改良地盤⑧による逆T擁壁への影響を確認するため,改良地盤⑧をモデル化 した影響検討を実施する。

5.2.1 評価方針

評価対象断面については、改良地盤⑧の近傍に位置する①-①断面において評価を実施する。評価に用いる入力地震動については、「4. 耐震評価結果」において、照査結果が最も厳しいケースの「Ss-N1(++),解析ケース①」とする。

改良地盤⑧をモデル化し、改良地盤⑧による地震時の耐震評価への影響を確認 する。解析モデルを図 5.2.1-1 に示す。



図 5.2.1-1 改良地盤⑧をモデル化した①-①断面の解析モデル

(1) 改良地盤⑧の解析用物性値

改良地盤⑧における解析用物性値は「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方 針」に基づき設定し、改良地盤⑧の解析用物性値を表 5.2.1-1に示す。

解析用物性值 (改良地盤⑧) 物理 密度 ρ (g/cm³) 1.89 |特| |性| 間隙率 0.45 n 変 弾性係数 9.25 $\times 10^{6}$ $E (kN/m^2)$ 形 ル 特 性 ポアソン比 0.33 ν 強度特性 C' (kN/m²) 1550 粘着力 内部摩擦角 φ' 38.7°

表 5.2.1-1 改良地盤⑧における解析用物性値

(2) 解析ケース

改良地盤の影響検討を行う解析ケースについては、「4. 評価結果」から解析ケース①~③の結果のうち、逆 T 擁壁における照査値が最も厳しい「解析ケース
①、Ss−N1(++)」とする。表 5.2.1−2 に解析ケースを示す。

表 5.2.1-2 解析ケース

			地盤物性			
	お白地般の	破垢ケーフ	埋戻土	岩盤		
	以及地盤の	所がリクース	(G₀:初期せん	(Gd:動せん断弾性		
			断弹性係数)	係数)		
		ケース①	亚坎库	亚坎库		
「4. 評価結果」	ám.	(基本ケース)	平均恒	平均恒		
にて評価済み	***	ケース2	平均值+1σ	平均值		
		ケース③	平均值-1σ	平均值		
影響検討	有	ケース①	平均值-1σ	平均值		

5.2.2 評価結果

改良地盤⑧をモデル化した場合の評価結果を表 5.2.2-1~表 5.2.2-7 に示す。 本検討の結果,改良地盤⑧をモデル化した場合の評価は改良地盤⑧をモデル化 しない場合と比べて有意な差は無く,その影響は軽微であることを確認した。

表 5.2.2-1 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査における照査値

	御井	発生断面力		曲げ圧縮	短期許容	照査値 σ _c /σ _{ca}
	ケース	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	応力度 σ _c (N/mm²)	応力度 σ _{ca} (N/mm²)	
「4. 評価	1	-1343	374	3.1	13.5	0.230
結果」にて 評価済み	2	-1338	375	3.1	13.5	0.230
	3	-1348	374	2.8	13.5	0.208
影響検討	1)	-1227	374	2.9	13.5	0.215

(S s - N 1 (++))

	砌垢	発生断面力		曲げ引張	短期許容	昭木枯
	ケース	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	応力度 σ _s (N/mm²)	応力度 σ _{sa} (N/mm²)	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$
「4.評価	1	-1343	374	115.7	294	0.394
結果」にて 評価済み	2	-1338	375	115.1	294	0.392
	3	-1348	374	116.4	294	0.396
影響検討	1)	-1227	374	103.1	294	0.351

表 5.2.2-2 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査における照査値

 $(S \ s - N \ 1 \ (++))$

表 5.2.2-3 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における照査値

 $(S \ s - N \ 1 \ (++))$

	砌长	発生断面力	せん断	短期許容	四大店
	ケース	せん断力 (kN)	応力度 τ _s (N/mm²)	応力度 τ _{sa} (N/mm²)	択迫値 τ _s /τ _{sa}
「4. 評価	1	-502	0.34	0.67	0.508
結果」にて	2	-500	0.34	0.67	0.508
рт риј 174 - 70° Р.(Грциј Грц	3	-504	0.34	0.67	0.508
影響検討	1)	-451	0.30	0.67	0.448

表 5.2.2-4 逆 T 擁壁のグラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査における照査値

	解析 ケース	支圧 応力度 σ _b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ _{ba} (N/mm ²)	照査値 σ _b /σ _{ba}
「4. 評価結		10.6	18.0	0.589
果」にて評価 溶み	2	10.6	18.0	0.589
יייייייייייייייייייייייייייייייייייייי	3	10.6	18.0	0.589
影響検討	1)	10.4	18.0	0.578

(S s - N 1 (++))

表 5.2.2-5 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における照査値 (Ss-N1(++))

	解析 ケース	発生アンカー力 T(KN)	テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN)	照査値 T/T _{ab}
「4. 評価結	1)	1514	1764	0.859
果」にて評価 済み	2	1514	1764	0.859
何み	3	1514	1764	0.859
影響検討	1)	1492	1764	0.846

表 5.2.2-6 基礎地盤の支持性能評価結果(改良地盤)

$(S \ s - N \ 1 \ (++))$							
	解析	最大接地圧	極限支持力	照查值			
	ケース	$P(N/mm^2)$	$P_u(N/mm^2)$	P / P_u			
「4. 評価結	1	0.5	1.4	0.358			
果」にて評価	2	0.5	1.4	0.358			
済み	3	0.5	1. 4	0.358			
影響検討	1	0.5	1.4	0.358			

	(\mathbf{o})	S	-1	T		-	-	,
--	----------------	---	----	---	--	---	---	---

表 5.2.2-7 基礎地盤の支持性能評価結果(岩盤)

	解析	最大接地圧	極限支持力	照査値
	ケース	$P(N/mm^2)$	$P_u(N/mm^2)$	${\rm P} / {\rm P}_{u}$
「4. 評価結	1	1.0	9.8	0.103
果」にて評価	2	1.0	9.8	0.103
済み	3	1.0	9.8	0.103
影響検討	1	0.8	9.8	0.082

$$(S \ s - N \ 1 \ (++))$$

2.1.3-257

- 5.3 ⑤-⑤断面位置でのグラウンドアンカ仕様を反映した影響検討
 - (1) 概要

逆 T 擁壁の地震応答加速度等が厳しくなると考えられる⑤-⑤断面のモデル化に あたっては,更なる保守性を考慮するため,図 5.3-1 のとおり,岩盤上面深さがさ らに深い⑤'-⑤'断面位置での地質断面図及びアンカー仕様を用いている。

⑤-⑤断面位置(エリア5)のアンカー仕様は,⑤'-⑤'断面位置(エリア7) に比べ,グラウンドアンカの自由長及びアンカー体長が短く,設計アンカー力が小さ い仕様となっている。⑤-⑤断面位置(エリア5)はアンカー体長が短いことにより 許容アンカー力は小さくなるが,以下の理由から,グラウンドアンカの照査値は両断 面で同等になると考えられる。⑤-⑤断面位置と⑤'-⑤'断面の各諸元を表 5.3-1に示す。

- ・グラウンドアンカの照査に用いる発生アンカー力は、初期緊張力(設計アンカー 力)に地震時緊張力増分を加えたものであり、大半を初期緊張力が占め、地震時 増分は微小と考えられることから、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合は、 照査値と同等になる。
- ・初期緊張力については、耐津波評価において、逆T擁壁が転倒しないよう、エリ ア毎に異なる値を設定している。
- ・一方で、初期緊張力に応じてアンカー体長を変更することで、許容アンカー力に 占める初期緊張力の割合が 0.8 程度となるように設計している。

しかし,照査値が0.8以上と厳しくなると想定されることから,念のため実態に即 したアンカー仕様にすることによる影響を確認するため,⑤'-⑤'断面位置(エリ ア7)での地質断面図と⑤-⑤断面位置(エリア5)のアンカー仕様を用いた解析モ デルによる影響検討を実施する。

	⑤-⑤断面位置	⑤'一⑤'断面位置
構造物	逆 T 擁壁横断方向	逆 T 擁壁縦断方向
岩盤深さ	17.9m	18.5m
設計アンカー力 (A)	1170 kN(エリア5)	1650 kN(エリア7)
許容アンカー力 (B)	1453 kN(エリア5)	2076 kN(エリア7)
設計アンカー力/許	0.01	0.70
容アンカー力 (A/B)	0.81	0.79
発生アンカー力 (C)	1170 kN+ α	1650 kN+ α
グラウンドアンカ照	0 0 印 库 (井 宁)	0.0 印度(米字)
查值 (C/B)	0.8 栓皮(推走)	0.8 栓皮(推走)

表 5.3-1 ⑤-⑤断面位置と⑤'-⑤'断面の各諸元

注: □ ⑤-⑤断面の解析モデルに採用

2.1.3-258

EL (m) エリア1 -20 +→ ≥ エリア3 3-3 0 0 ŧ \pm J 7 1 9-9 @**†** 0 ♠ 0-0 ∱ ⊖ Θ @ ♠ t エリア4 4 \pm J \mathcal{F} 5 **)** ∢ ł S I 7 7) 1 ی و **Ξ IJ ℱ 6** 9 9 9 9 **≜** © ہ م 1 1 \pm J \mathcal{F} 5 EL (m) -20 0

	マンカーカ/ アンカーカ	0.82	0.82	0.80	0.77	0.81	0. 79	0.79
	ンド 設計 調福 許容							
7	 海側のグラウ アンカ設置間 (mm)	2000	1650	1535	2000	1625 (北側) 2000 (南側)	1650	1650
	許容アンカーナ (kN)	1764	2076	1868	1764	1453	1972	2076
	設計アンカーカ (kN)	1440	1700	1500	1360	1170	1550	1650
	テンドンの 見かけの周長 (mm)				138.4			
	テンドンの 降伏引張り力 (kN)	2400						
面図】	テンドンの 極限引張り力 (kN)	5800						
[Wi	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	8500	10000	9006	8500	2000	9500	10000
	テンドン自由長* (mm)	$8000 \sim 18000$	$11000 \sim 13500$	$12500 \sim 13000$	$7000 \sim 11500$	$10000 \sim 20500$	$17000 {\sim} 18500$	$17500 \sim 20000$
	PC鋼本数 (本)				11			
	PC鋼 φ (mm)				15.2			
	削孔径 (mm)	135						
	アンカー種別			小子 ISN	アンカー	(E6-12)		
		エリア1	エリア2	エリア3	エリア4	エリア5	エリア 6	エリア7

注記*:テンドン自由長部はアンカー体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合せて長さを調整している。

333

5.3.1 評価方針

評価対象断面については、⑤-⑤断面において評価を実施する。評価に用いる 入力地震動については、「4. 耐震評価結果」において、照査結果が最も厳しいケ ースの「S s - N1 (++),解析ケース③」とする。

⑤'-⑤'断面位置における地質断面図に⑤-⑤断面におけるグラウンドアン カの設計アンカー力及びアンカー体長を設定し、アンカー仕様による地震時の逆T 擁壁の照査への影響を確認する。解析モデルを図 5.3.1-1に示す。



図 5.3.1-1 ⑤'-⑤' 断面位置における地質断面図に⑤-⑤断面におけるグラウン ドアンカの仕様を反映した解析モデル

(1) 影響検討におけるグラウンドアンカの仕様
 影響検討におけるグラウンドアンカの仕様を表 5.3.1-1に示す。

	⑤-⑤断面	影響検討		
緊張時自由長 Lsf (m)	20.	72		
アンカー体長(テンドン拘束長) (m)	10.0	7.0		
設計アンカー力 (kN)	1650	1170		
許容アンカー力(kN)	2076	1453		
引張剛性(kN/m)	14064(陸側),28128(海側)			
テンドンの降伏引張り力 Tp(kN)	2400. 0			
アンカー本数	陸側1本,海側2本			

表 5.3.1-1 影響検討におけるグラウンドアンカの仕様

(2) 解析ケース

改良地盤の影響検討を行う解析ケースについては、「4. 評価結果」から解析ケース①~③の結果のうち、⑤-⑤断面のグラウンドアンカにおける照査値が最も厳しい「解析ケース③、S s - N 1 (++)」とする。表 5.3.1-2に解析ケースを示す。

	解析ケース	地盤状況	アンカー仕様
「4. 評価結果」に て評価済み	ケース③	⑤'-⑤'断面	⑤'-⑤'断面
影響検討	ケース③	⑤'-⑤'断面	⑤-⑤断面

表 5.3.1-2 解析ケース

5.3.2 評価結果

アンカー仕様を⑤-⑤断面とした場合の評価結果を表 5.3.2-1~表 5.3.2-8 に 示す。本検討の結果,アンカー仕様を⑤-⑤断面とした場合の評価はアンカー仕 様が⑤'-⑤'断面の場合と比べて有意な差は無く,その影響は軽微であること を確認した。

表 5.3.2-1 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査における照査値
 (⑤-⑤断面, S s - N 1 (++), 解析ケース③)

		発生断面	力	手もつる	短期許容	
	解析 ケース	曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)	囲り圧縮 応力度 σ _。 (N/mm ²)	応力度 σ _{ca} (N/mm²)	照查値 σ _c /σ _{ca}
「4. 評価結果」 にて評価済み	3	-1921	128	4.3	13.5	0.319
影響検討	3	-1707	165	3.9	13.5	0.289

表 5.3.2-2 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査における照査値

. –						
		発生断面	力	手を出言	短期許容	
	解析	曲げモー	ᆂᆎᆛ	曲りり張	応力度	照査値
	ケース	メント	甲田 / J	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm ²)	$\sigma_{\rm sa}$	σ $_{s}/$ σ $_{sa}$
		$(kN \cdot m)$	(KN)		(N/mm^2)	
「4. 評価結果」 にて評価済み	3	-1921	128	200.2	294	0.681
影響検討	3	-1707	165	173.5	294	0.591

(⑤-⑤断面, Ss-N1 (++), 解析ケース③)

	解析 ケース	発生断面力 せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ _s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ _{sa} (N/mm ²)	照査値 τ _s /τ _{sa}
「4. 評価結果」 にて評価済み	3	676	0.44	0.67	0.657
影響検討	3	512	0.34	0.67	0.508

表 5.3.2-3 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における照査値
 (⑤-⑤断面, Ss-N1(++),解析ケース③)

表 5.3.2-4 逆 T 擁壁のグラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査における照査値 (⑤-⑤断面, S s - N 1 (++),解析ケース③)

	解析 ケース	支圧 応力度 σ _b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ _{ba} (N/mm ²)	照査値 σ b/σba
「4. 評価結果」 にて評価済み	3	12. 3	18.0	0.684
影響検討	3	9.0	18.0	0.500

表 5.3.2-5 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における照査値 (⑤-⑤断面, Ss-N1(++),解析ケース③)

	解析 ケース	発生アンカー力 T(kN)	テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN)	照査値 T/T _{ab}
「4. 評価結果」 にて評価済み	3	1762	2076	0.849
影響検討	3	1279	1453	0.881

2.1.3-263

表 5.3.2-6 逆 T 擁壁底版の最大傾斜

	() ,	乃中のトラーク
	解析 ケース	最大傾斜
「4. 評価結果」 にて評価済み	3	1/845
影響検討	3	1/890

(⑤-⑤断面, Ss-N1 (++), 解析ケース③)

表 5.3.2-7 基礎地盤の支持性能評価結果(改良地盤①~③)

	解析	最大接地圧	極限支持力	照査値
	ケース	$P (N/mm^2)$	$P_u(N/mm^2)$	${\rm P} / {\rm P}_{ u}$
「4. 評価結果」	0	0.5	1 /	0.258
にて評価済み	3	0. 5	1.4	0.338
影響検討	3	0.5	1.4	0.358

表 5.3.2-8 基礎地盤の支持性能評価結果(岩盤)

(⑤-⑤断面, Ss-N1 (++), 解析ケース③)

	解析	最大接地圧	極限支持力	照查值
	ケース	$P (N/mm^2)$	${ m P}_{\rm u}({ m N/mm^2})$	$\mathrm{P} / \mathrm{P}_{\mathrm{u}}$
「4. 評価結果」		1 5	2 0	0 205
にて評価済み	3	1. 0	5.9	0.305
影響検討	3	1.5	3.9	0.385

グラウンドアンカの仕様の変更による影響確認において,全体的に照査値は小さ くなったものの,グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値は大きくなっ たことから(基本ケース:0.849,影響検討:0.881(基本ケースの1.04倍)),⑤ -⑤断面を対象とした「4.7防波壁前面の施設護岸,基礎捨石等の損傷による不確 かさの検討」においてもグラウンドアンカの仕様の変更による影響を確認した。(表 5.3.2-9参照)

その結果,「4.7 防波壁前面の施設護岸,基礎捨石等の損傷による不確かさの検 討」においても,照査値は1.0を下回っており,グラウンドアンカの機能を損なわ ないことを確認した。

	(A)	(B) =1.04 × (A)
	グラウンドアンカの発	⑤-⑤断面のアンカー
	生アンカー力に対する	仕様を用いたと想定し
	照查值	た照査値
「4.7 防波壁前面の施設		
護岸,基礎捨石等の損傷	0.856	0.890
による不確かさの検討」		

表 5.3.2-9 他の⑤-⑤断面を用いた影響検討におけるアンカー仕様による影響の確認

(参考資料1) グラウンドアンカの実態に即したモデル化,物性値及び許容限界の設定方法

1. 概要

グラウンドアンカについては、表 1-1 に記載のとおり、実態に即したモデル化、施工 後の品質保証試験等を踏まえた物性値・許容限界の設定及びグラウンドアンカを反映し た耐震評価が申し送り事項となっている。

上述を踏まえ、本資料では、「試験施工(基本調査試験)及び施工後の品質保証試験に より設定した設計アンカー力を用い、各部位の役割を踏まえて実態に即したモデル化、物 性設定及び許容限界の設定」を説明する。

グラウンドアンカを反映した耐震評価及び耐津波評価は、今後、「補足-027-08 浸水防 護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」のうち、「防波壁(逆 T 擁壁)の耐震性 についての計算書に関する補足説明」にて説明する。

申し送り事項	説明方針
 グラウンドアンカーについては、詳細設計段階に おいて逆T擁壁の転倒時の照査において見込むことを 説明する。 鋼管杭式逆T擁壁のモデル化方針について、実態 に即したグラウンドアンカーのモデル化方法を詳細 設計段階で説明すること。 グラウンドアンカーの津波時の解析手法につい ては、詳細設計段階で適切な手法を設定する方針であ ることが明確となるよう、まとめ資料において説明す ること。 	 ・グラウンドアンカについて、試験施工(基本 調査試験)及び施工後の品質保証試験により 設定した設計アンカーカを用い、各部位の役 割を踏まえて実態に即したモデル化、物性設 定及び許容限界の設定を行う。(左記の2~4 に対応) ・グラウンドアンカを反映した耐震評価を実 施し、部材照査、躯体同士の支圧の照査、 止水目地の変形量照査、グラウドアンカの 発生アンカーカに対する照査を実施し、い
 4. 詳細設計段階で検討するグラウンドアンカーの 許容限界(設計アンカー力)の設定根拠や安全率につ いては,施工後の品質保証試験によって設定すること 等を説明する。 5. グラウンドアンカーによる変形抑制効果を踏ま えた設計を行い,施設の安全機能に影響を及ぼさない ように設計すること。 	が傾斜しても,防波壁(逆T擁壁)の浸水 防護機能に影響がないことを確認する。(左 記の1,5に対応)

表1-1 グラウンドアンカに係る申し送り事項

グラウンドアンカの設計から評価までのフローを図1-1に示す。



図 1-1 グラウンドアンカの設計から評価までのフロー

- 2. グラウンドアンカの概要
 - (1) 構造及び設置状況

グラウンドアンカは、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説(2000,2012, 地盤工学会)」(以下 設計・施工基準)に基づき設計・施工されており、逆T擁壁の 1ブロックにおいて、海側では8本、陸側では4本設置し、緊張力を与えている。図 2-1に逆T擁壁におけるグラウンドアンカ配置図、図2-2に逆T擁壁の横断方向の 構造概要図、図2-3にグラウンドアンカの構造概要図、図2-4にグラウンドアン カの諸元を示す。











(拡大 C) 図 2-1 逆 T 擁壁のグラウンドアンカ配置図

(参考)1-4



(正面図)





(横断方向)図 2-2 逆 T 擁壁の構造概要図



図 2-3 グラウンドアンカの構造概要図



/				(4)		(mm)	(kN)	(kN)	(um)	(KIN)	(KIN)	(uuu)
x J 7 1					$8000\!\sim\!18000$	8500				1440	1764	2000
エリア2					$11000 \sim 13500$	10000				1700	2076	1650
Ξ J 7 3	H → TOV				$12500 \sim 13000$	0006				1500	1868	1535
エリア4	VoLが入 アンカー	135	15.2	11	$7000\!\sim\!11500$	8500	2800	2400	138.4	1360	1764	2000
<i>х</i>	(E6-12)				$10000 \sim 20500$	2000				1170	1453	1625(北側) 2000(南側)
エリア 6					$17000{\sim}18500$	9500				1550	1972	1650
エリア7					$17500 \sim 20000$	10000				1650	2076	1650
注記*:う	トンドン自由長部	いはアンカ	一体が岩盤	割に確実に	:定着するよう岩盤	ま上面深さに合せ	こて長さを調整	いている。				

0.82

0.820.80 0.77 0.81 0.79

0.79

å ł THXBMA <u>,</u>

逆T擁壁に設置されたグラウンドアンカの諸元 図 2—4

3. 試験施工(基本調査試験)

基本調査試験では,引抜き試験を実施し,設計アンカー力を設定するための諸元の確認 を行う。

以下の理由から,岩盤とアンカー体の周面摩擦抵抗が 1.0N/mm²以上であることを引抜 き試験により確認する。

- ・設計アンカー力は「4. 設計アンカー力の設定」に記載のとおり,許容アンカー力より小さい値とする。許容アンカー力は,①テンドンの許容引張り力,②テンドンの許容拘束力及び③アンカーの許容引抜き力のうちの最も小さい値とする。
- ・①テンドンの許容引張力は、「4.(1) テンドンの許容引張力の設定」に記載のとおり、VSL 永久アンカーのカタログ値により求まる。
- ・②テンドンの許容拘束力は、「4.(2) テンドンの許容拘束力の設定」に記載のとおり、テンドンの拘束長・周長及びテンドンとアンカー体間の許容付着応力度により 求まる。
- ・③アンカーの極限引抜き力は、「4.(3) アンカーの許容引抜き力の設定」に記載の とおり、岩盤とアンカー体周面の摩擦抵抗が必要であり、設計・施工基準に記載さ れている慣用値(保守的に軟岩との周面摩擦抵抗1.0N/mm²を採用)を用いている。
- ・島根サイトは、硬岩サイトに分類され、グラウンドアンカ設置場所の岩級は図 3-3 に示すとおりおおむね C_M級~C_H級であることから周面摩擦抵抗 1.0N/mm²は十分保守 的な設定と考えられるが、引抜き試験により、当該慣用値の妥当性を確認する。

- (1) 試験機器及び試験位置
 - a. 試験機器

試験装置は加力装置,反力装置,計測装置,試験アンカーからなる。試験装置を図 3-1 に示す。



試験に使用するアンカーの諸元を表 3-1 に,イメージを図 3-2 に示す。引抜き 試験は,岩盤とアンカー体の周面摩擦抵抗が 1.0 以上であることを確認する目的で 実施する。

	諸元
アンカー種別	VSL 永久アンカー(E5-3)
削孔径 (mm)	90
PC 鋼 φ (mm)	12.7
PC 鋼本数(本)	3
テンドン長 (mm)	12000
余長 (mm)	1000
緊張時自由長 (mm)	10410
アンカー体長(テンドン拘束長)(mm)	1000
テンドンの極限引張り力 (kN)	549
テンドンの降伏引張り力(kN)	468

表 3-1 引抜き試験使用アンカーの諸元



b. 試験位置

引抜き試験を実施する試験位置を図 3-3 に示す。

引抜き試験の実施位置については, 逆 T 擁壁の直下に広く C_M級岩盤が分布して おり,周辺地盤状況の観点から代表的な位置と考えられることから,図 3−3 に示 す位置を選定した。

なお,部分的に C_L 級岩盤が分布する範囲においても,逆 T 擁壁施工後の品質保 証試験において,グラウンドアンカの引き抜きが発生しないことを確認している。

 $\mathsf{N}\checkmark +$



(拡大)

凡例 ● 引抜き試験実施位置





【断面図】* 注記*:逆T擁壁設置前の試験施工であり,逆T擁壁設置予定位置にて実施。 図 3-3 引抜き試験実施位置

(2) 載荷方法と計測項目

引抜き試験の計画最大荷重は,設計・施工基準記載に基づき(図 3-4 及び図 3-5 参照),岩盤とアンカー体の極限周面摩擦抵抗の慣用値1.00N/mm²を用いて,下式によ り算定する。計画最大荷重でも引き抜かれないことを確認することで,岩盤とアンカ 一体の周面摩擦抵抗1.00N/mm²の妥当性を確認する。



図 3-4 計画最大荷重の設定方法

計画最大荷重=La× ϕ × π × τ /fs

 $=1000 \times 90 \times \pi \times 1.00 / (1000 \times 1.0)$

=282.74≒282.80 (kN)

La:アンカー体長 (=1000mm)

φ:削孔径 (=90mm)

τ: 岩盤とアンカー体の周面摩擦抵抗(図 3-4 により τ=1.00N/mm²と仮定。)

	炮	整の種	頬	摩擦抵抗(MN/m²)
岩	쓢	硬 軟 風 1 土	岩 岩 光 丹	1.50~2.50 1.00~1.50 ※1 0.60~1.00 0.60~1.20
砂	礫	N 他	10 20 30 40 50	$\begin{array}{c} 0.10{\sim}0.20\\ 0.17{\sim}0.25\\ 0.25{\sim}0.35\\ 0.35{\sim}0.45\\ 0.45{\sim}0.70\end{array}$
	砂	N值	10 20 30 40 50	$\begin{array}{c} 0.10{\sim}0.14\\ 0.18{\sim}0.22\\ 0.23{\sim}0.27\\ 0.29{\sim}0.35\\ 0.30{\sim}0.40 \end{array}$
粘	往 土			1.0c(cは粘着力)
注1) 注2) 注3)	加圧注フ 本解説ま 必要がま 値よりも	(アンカーに) をについては, ある。 第三紀泥岩 の更に小さい)	はするデータ 本解説を十 ・凝灰岩等の * 線抵抗しか	を統計的に整理したものである。 みに理解のうえ,取扱いに注意する 身合は,岩質区分から示される最小 得られない場合がある(付録 6-5 ま

図 3-5 設計施工基準記載の極限周面摩擦抵抗

図 3-6 に荷重サイクルを示す。各荷重サイクルでは、連続して荷重と変位を測定する。





図 3-7 引抜き試験実施状況写真(2011 年実施)

(3) 試験結果

引抜き試験における荷重-変位量図を図 3-8 に示す。

荷重-変位曲線は弾性的な挙動を示し、計画最大荷重でも引き抜きが発生しなかったため、設計上の単位面積当たりの周面摩擦抵抗が1.00N/mm²以上であることを確認した。



図 3-8 引抜き試験における荷重-変量図

4. 設計アンカー力の設定

設計アンカー力は,設計・施工基準(図4-1参照)に基づき,許容アンカー力を超 えない値として設定する。

また,許容アンカー力は,設計・施工基準(図4-1参照)に基づき,極限アンカー カに安全率を考慮して算定した①テンドンの許容引張力,②テンドンの許容拘束力,③ アンカーの許容引抜き力のうち,最も小さい値により設定する。③アンカーの許容引抜 き力は,「3. 試験施工(基本調査試験)」の試験結果を踏まえ算定する。

> 6.6 テンドンに鋼材を用いる場合のアンカーカ (1) 設計アンカー力 (T_d) は、許容アンカー力 (T_a) を超えないものとす る。 (2) 許容アンカー力(T_a)は、以下の3項目について検討を行い、最も 小さい値を採用する。 1) テンドンの許容引張り力(T_{as}) テンドンの許容引張り力 (T_{as}) は、テンドンの極限引張り力 (T_{us}) お よびテンドンの降伏引張り力(Tvs)に対して、安全率を考慮していず れか小さい値とする。 2) テンドンの許容拘束力(T_{ab}) テンドンの許容拘束力 (T_{ab}) は、テンドンの極限拘束力 (T_{ub}) に対し て、安全率を考慮して決定する。 3) アンカーの許容引抜き力(T_{ag}) アンカーの許容引抜き力 (T_{ag}) は、アンカーの極限引抜き力 (T_{ug}) に 対して、安全率を考慮して決定する。 図 4-1 設計アンカー力等の設定(設計・施工基準抜粋)

アンカーの破壊概念図を図4-2に示す。

①テンドンの破壊は、テンドン自体が破断する場合であり、これに抵抗する力がテンドンの極限引張力である。

②テンドンがアンカー体から引き抜かれることによる破壊は、テンドンとグラウトとの付着切れや、グラウトの拘束力不足によりグラウトが破壊した場合に発生する。これに抵抗する力がテンドンの極限拘束力である。

③アンカー体が岩盤から引き抜かれることによる破壊は、岩盤とアンカー体の摩擦切 れや、岩盤の支圧破壊・せん断破壊により発生する。このうち、岩盤とアンカー体の摩 擦切れに抵抗する力がアンカーの極限引抜き力である。



図 4-2 アンカーの破壊概念例(設計・施工基準に赤・緑・青線で加筆)



図4-3 グラウンドアンカイメージ図(設計・施工基準から抜粋)

(参考)1-15

354

(1) テンドンの許容引張力の設定

図 4-4 のとおり、テンドンの許容引張力は、地震時の低減率を考慮し、テンドン極限引張力の 0.8 倍またはテンドン降伏引張力の 0.9 倍のうち、いずれか小さい値を採用する。

角 军 記	表-6.1 テン	ドンの極限・降伏引張り力	に対する低減率 ⁹⁾
		テンドン極限引張り力	テンドン降伏引張り力
		(T_{us}) に対して	(T _{vs})に対して
仮設アン	/ カー	0.65	0.80
永久アンカー	(常時)	0.60	0.75
	(地震時)	0.80	0.90
 ① 仮設ア: 許容引張 る。 ここに, ② 永久ア: 	ンカー 長り力(T _{as})に T _{us} :テント T _{ys} :テント ンカー(常時	t, 0.65 T _{us} または 0.80 T 、ン極限引張り力 、ン降伏引張り力)	、 _{ys} のいずれか小さい方をと
許容引引	長り力(T _{as})は	t, 0.60 T _{us} または 0.75 T _y	_s のいずれか小さい方をと
る。			
③ 永久アン	ンカー(地震	時)	
一時的な	な荷重(地震	力)が作用するため低減	率を考慮し,許容引張りた
$(T_{\rm as})$ lt 0.	8 T _{us} または	0.90 T_{ys}のいずれか小さい	方をとる。
 ④ 初期緊張 	長時,試験時		
初期緊張	長時,試験時	に与える引張り力は 0.90	T _{ys} 以下とする。

図 4-4 テンドンの許容引張力の設定方法(設計・施工基準に赤枠で加筆)

上記を踏まえ、テンドンの許容引張力 T_{as} は、表 4-1のとおり、 T_{as} =2160kN に 設定した。

	(A)引張力(KN)	(B)乗率	$(A \times B)$
テンドン極限引張力	2800	0.8	2240
テンドン降伏引張力	2400	0.9	2160
採用値			2160

表 4-1 テンドンの許容引張力 Tas の設定

(2) テンドンの許容拘束力の設定

図 4-5 の赤枠で示した式に基づき,次式により算定する。グラウトとテンドン の許容付着応力度はグラウトのテストピースの一軸圧縮強度試験結果が 40N/mm² 以上であることから,図 4-5 の青枠に基づき 1.0N/mm²に設定する。グラウトの一 軸圧縮強度試験結果及びテストピース写真を表 4-2 及び図 4-7 に示す。

Tab=1a×U× τ ba×1.5*

=10000 (mm) ×138.4 (mm) ×1.0 (N/mm²) ×1.5= 2076 (kN) (⑤-⑤断面) 注記*: 地震時の割増係数



図 4-5 テンドンの許容拘束力の設定方法(設計・施工基準に赤・青枠で加筆)

逆 T 擁壁に施工されたグラウンドアンカは永久アンカーであるため,設計・施工基準に 基づきランク A のアンカーに分類される。(図 4-6 参照)。

供用期間 構造物の種類	2年未満	2年以上
一般の構造物	ランクB	ランクA

解説表-6.1 は、アンカーを、供用期間と構造物の置かれる条件により分類 したものである。一般的なアンカーのうち、供用期間が2年を超えるものにつ いてはランクAとしている。また、ケーブルクレーンの基礎のように常に繰 り返し荷重が作用する場合、あるいは温泉地帯や海岸沿いなどの高腐食条件下 で使用されるアンカーについては、供用期間によらずランクAに分類してい る。ランクAのアンカーに関しては、仕様や安全率などを、その重要度やア ンカーの使用方法などを勘案して設定する。

図 4-6 設計・施工基準記載のアンカーの分類

表 4-2 グラウトの一軸圧縮強度試験結果

供試体 No.	材齢(日)	一軸圧縮強度(N/mm ²)	平均強度(N/mm ²)
1		42.2	
2	7	45.2	43.8
3		44.0	



図 4-7 グラウトの一軸圧縮強度試験テストピース

上記を踏まえテンドンの許容拘束力 Tab は表 4-3 のとおり設定した。

	テンドンの許容引張力 T _{ab} (kN)
①-①断面	1764
④-④断面	1453
5-5断面	2076

表 4-3 テンドンの許容拘束力 Tab の設定

(3) アンカーの許容引抜き力の設定

アンカーの許容引抜き力は図4-8の青枠に示す次式により算定する。逆T擁壁 に施工されたグラウンドアンカは永久アンカーであり、ランクAのアンカーに分 類されるため、図4-8の赤枠で示すとおり、保守的に極限引抜き力に対する安全 率2.0を考慮する。また、アンカーの極限周面摩擦抵抗については、「3. 試験施 工(基本調査試験)」を踏まえ、保守的に軟岩の摩擦抵抗1.0N/mm²を採用する。

Tag=lsa $\times \pi \times da \times \tau / fs$

=10000 (mm) × π × 135 (mm) × 1.0 (N/mm²) / 2.0 = 2120 (kN) (⑤-⑤断面)



図 4-8 アンカーの許容引張力の設定方法(設計・施工基準に赤・青・緑枠で加筆)

上記のとおりアンカーの許容拘束力 Tag は表 4-4 のとおり,設定した。

	アンカーの許容引抜き力 T _{ag} (kN)
①一①断面	1802
④-④断面	1484
⑤-⑤断面	2120

表 4-4 アンカーの許容引抜き力 Tag の設定

なお、アンカーが密に設置されている場合、図4-9に示す設計・施工基準記載 のグループ効果により、アンカーの極限引抜き力が減少する場合があるが、逆T擁 壁に設置されているグラウドアンカは設計・施工基準に準拠し、設置間隔1.5m以 上で設置されており、グループ効果により極限引抜き力が減少するおそれはない。

(3) アンカー体設置間隔
アンカー体設置間隔は、設計アンカー力、アンカー体径、アンカー体長など
アンカー諸元を考慮して決定する。この場合、グループ効果によりアンカーの
極限引抜き力が減少する場合があることに注意しなければならない。
グループ効果の影響はアンカー体設置間隔、アンカー体長、アンカー体径、
地盤との関係により求まる。一般的には1.5m以上確保すればグループ効果
は考慮しなくてよいと考えられている。もし、間隔をこれより狭くして設置する場合には、アンカー傾角をずらした千鳥配置とすることによりアンカー体相
互の離隔を確保する方法もある。アンカー体設置間隔を設定するための影響円
錐の考え方の例、浮力に対する考え方、グループ効果を考慮した設計の考え方の例を付録6-2に示す。

図 4-9 設計・施工基準のアンカーのグループ効果に係わる記載

(4) 許容アンカー力及び設計アンカー力の設定

表4-5のとおり、テンドンの許容引張力、テンドンの許容拘束力、アンカーの 許容引抜き力を比較し、最も小さい値を許容アンカー力とする。設計アンカー力は 許容アンカー力を超えない値に保守的に設定した。また、⑤-⑤断面以外の箇所に 設置されているグラウドアンカの許容アンカー力は図4-10に示すとおりである。

	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面
テンドンの許容引張力(kN)		2160	
テンドンの許容拘束力(kN)	1764	1453	2076
アンカーの許容引抜き力(kN)	1802	1484	2120
許容アンカー力(kN)	1764	1453	2076
設計アンカー力 (kN)	1440	1170	1650

表 4-5 許容アンカー力及び設計アンカー力の設定



	アンカー種別	削孔径 (mm)	PC鋼 (mm)	Pc鍋本数 (本)	デンドン自由長* (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの 極限引張り力 (kN)	テンドンの 降伏引張り力 (kN)	テンドンの 見かけの周長 (mm)	設計アンカーカ (kN)	許容アンカーカ (kN)	海側のグラウンド アンカ設置間隔 (mm)	設計アンカー力, 許容アンカー力
\pm J 7 1					$8000 \sim 18000$	8500				1440	1764	2000	0.82
エリア2					$11000 \sim 13500$	10000				1700	2076	1650	0.82
エリア3	VCI 支 //				$12500 \sim 13000$	0006				1500	1868	1535	0.80
エリア4	アンカー	135	15.2	11	$7000 \sim 11500$	8500	2800	2400	138.4	1360	1764	2000	0.77
エリア5	(E6–12)				$10000 \sim 20500$	2000				1170	1453	1625(北側) 2000(南側)	0.81
エリア6					$17000\!\sim\!18500$	9500				1550	1972	1650	0.79
エリア7					$17500 \sim 20000$	10000				1650	2076	1650	0.79
注記*:う	テンドン自由長者	北はアンカ	一体が岩	盤に確実に	こ定着するよう岩	盤上面深さに合む	せて長さを調整	いている。					

図4-10 逆 1 擁壁に設置されたグラウンドアンカの諸元

5. 品質保証試験

実際に供用するグラウンドアンカを用い,設計・施工基準(図 5-1 参照)に示す,多 サイクル試験及び1サイクル試験を実施し,施工されているグラウンドアンカが設計ア ンカー力に対し十分な裕度を有していることを確認する。




- (1) 多サイクル試験
 - a. 試験機器及び試験位置

試験装置は加力装置,反力装置,計測装置は引抜き試験と同様のものを使用する。試験アンカーは実際に供用するアンカーを用いる。

設計・施工基準では、多サイクル試験における試験アンカー数は施工本数の 5%かつ3本以上と定められており、今回逆T擁壁全体でのグラウンドアンカの 本数が237本であることから、その5%の12本で実施する。

図 5-2 に多サイクル試験を実施するグラウンドアンカの位置を示す。このうち,図 5-2 に示す①のグラウンドアンカにおける試験諸元及び結果を示す。



(拡大A)



(拡大B)



図 5-2 多サイクル試験を実施したグラウンドアンカ位置

b. 載荷方法と計測項目

載荷方法は基本調査試験の引抜き試験と同様に5回の載荷と除荷を繰り返し, 連続して荷重と変位を測定する。

多サイクル試験の計画最大荷重は,設計・施工基準に基づき,図 5-2 に示す 各グラウンドアンカの設計アンカー力 Tp の 1.5 倍とした。荷重サイクルを図 5 -3 に示す。



c. 判定基準

設計・施工基準(図 5-4 参照)に基づき、以下の 3 つの判定基準により、施 工されているグラウンドアンカが適切に施工されていることを確認する。



解説図-8.9 荷重-変位量曲線,荷重-弾性変位量曲線,荷重-塑性変位量曲線

塑性変位量曲線によって, 当該アンカーが「弾性的な性質を有している」と責 任技術者が判断した場合,あるいは、計画最大荷重を載荷したのち 15 min 間 で荷重の低下が5%以内(もし5%以上のときには2サイクル繰り返してい ずれも5%以下)である場合には、これを供用して差し支えないとしている。 イギリスと日本では地盤種類が異なるが、対処の際の参考になると思われる。 iii) クリープ係数(Δ c)が適性かどうか。

クリープ係数(Δ c)が大きいと、6.7 に記述されているように、プレストレ ス力を与えた後の残存引張り力が小さくなり、構造物の安定が保てない恐れが ある。短い荷重保持時間の試験結果でこの値を評価することは多少大胆ではあ るが、短い時間内でもクリープ挙動は現れると考えた。

クリープ係数(Δ c)の判定の目安を以下に示す。載荷の初期段階において頭 部変位量が安定しない場合は、安定してからのデータで評価するとよい。

$1 \sim 10 \text{ min}$: $\Delta c < 1 \text{ mm}$

これを満足できれば、設計および施工が適性と判定する。

 $\Delta c < 1$ mm を満足できない場合には、クリープ係数(Δc)が1 mm 未満にな るまで試験を継続する。試験時間が長時間になると予想される場合には, 試験 を継続するかどうか、試験アンカーの品質をどう判定するかは責任技術者の判 断によるものとする。また、判定基準を満足できない場合の計画、設計の見直 しも責任技術者の判断による。

図 5-4 設計・施工基準記載の多サイクル試験における判定基準(赤線で追記)

①設計アンカー力に対して安全かどうか

設計アンカーカの 1.5 倍に設定された計画最大荷重を載荷しても,引抜 きが発生していないことを確認する。

②荷重-変位量関係が適正かどうか

載荷荷重に対する弾性変位が,設計上の理論伸び量δ_{et}の±10%の範囲に 収まっていることを確認する。載荷荷重に対する設計上の理論伸び量を設 計・施工基準(図 5-5 参照)に基づき下式により算定する。



図 5-5 設計・施工基準記載のテンドンの理論伸び量の算定方法

理論値: $\delta_{et} = ((Tp-T_0) \times Lsf) / (Es \times As)$ = ((1755.0-175.5) × 11220) / (191.0×1525.7) = 60.81mm 上限値: δ_{et} ' = $\delta_{et} \times 1.10$ = 66.89mm 上限値: δ_{et} ' = $\delta_{et} \times 0.90$ = 60.81 × 0.90

=54.73mm

- Tp:計画最大荷重1755.0kN
- T₀:初期荷重175.5kN(設計・施工基準に基づき計画最大荷重の0.1倍に設定:図5-6参照)
- Lsf:緊張時自由長 11220mm
- Es:テンドン弾性係数191.0kN/mm²
- As:鋼材断面積 1525.7mm²

荷重段階数	5段階以上		
サイクル数	5サイクル以上		
初期荷重	計画最大荷重の約	0.1 倍	
載荷速度 増荷重時: 計画最大荷重 10~20 kN/minの一定速度			
(日女)	減荷重時:増荷重時	寺の2倍程度	
北千 /11-11-11	新規荷重段階 10min 以上の一定時間		
何里保持時間 (目安) 履歴内の荷重段階 粘性土 : 2 min 以上の一定時 岩盤・砂質土: 1 min 以上の一定時			

図 5-6 設計施工基準における初期荷重の記載

③クリープ係数Δcが適正かどうか

計画最大荷重継続時において, クリープ係数 Δc は 1mm 以下であることを確認する。クリープ係数 Δc の算定方法は設計・施工基準に基づき(図 5-7 参照)算定する。



図 5-7 設計・施工基準におけるクリープ係数 Δ c の算定方法

d. 多サイクル試験結果

試験を実施したグラウンドアンカのうち,図 5-2 に示す①のグラウンドアン カの試験結果を示す。

図 5-8 に荷重-変位曲線を,図 5-9 に荷重-弾・塑性変位量曲線,図 5-10 に 時間-変位曲線を示す。

以下のとおり,試験結果は判定基準を満足しており,設計及び施工が適正であ ると判定した。

①設計アンカー力に対して安全かどうか

図 5-8 のとおり,設計アンカー力の 1.5 倍に設定された計画最大荷重を載 荷しても,引抜きが発生していないことを確認した。

②荷重-変位量関係が適正かどうか

図 5-9 のとおり、載荷荷重に対する弾性変位が設計上の理論伸び量の± 10%の範囲に収まっていることを確認した。

③クリープ係数Δcが適正かどうか

図 5-10 のとおり,計画最大荷重継続時において,頭部変位は変動しておらず,図 5-7 に基づき下式によりクリープ係数 Δc を算定すると, Δc は 0mm であり, 1mm 以下であることを確認した。

 $\Delta c = (\delta t2 - \delta t1) / (\log(t2/t1))$ $= (61-61) / (\log(10/1))$ = 0 (mm)

なお,ここで結果を示した以外の11本のグラウンドアンカについても同様 に試験結果が設計を満足していることを確認している。



図 5-8 荷重-変位曲線



(参考)1-29

- (2) 1サイクル試験
 - a. 試験機器及び試験位置

試験装置は加力装置,反力装置,計測装置は多サイクル試験と同様のものを使 用する。試験アンカーは実際に供用するアンカーを用いる。1サイクル試験は多 サイクル試験を実施したグラウンドアンカ以外の全てのグラウンドアンカにお いて実施する。図 5-11 に1サイクル試験を実施するグラウンドアンカの位置 を示す。このうち,図 5-11 に示す②のグラウンドアンカにおける試験諸元及び 結果を示す。



図 5-11 1 サイクル試験結果説明位置

b. 載荷方法と計測項目

1 サイクル試験の計画最大荷重は設計・施工基準に基づき,図 5-11 に示す各 グラウンドアンカの設計アンカー力の 1.2 倍とした。

1サイクル試験の載荷方法は,図 5-12 に示すように 1 サイクルの載荷 と 除荷を行い,その後,初期緊張力で定着する。計測項目は,多サイクル試験と同 様とする。



図 5-12 確認試験における荷重サイクル (図 5-11 の②のグラウンドアンカ:図 4-10 のエリア 4, 設計アンカー力 1360kN,計画最大荷重 1632kN)

c. 判定基準

設計・施工基準(図 5-13 参照)に基づき,以下に示す2つの判定基準により 施工されているグラウンドアンカが適切に施工されていることを確認する。



図 5-13 設計施工基準に記載の1サイクル試験における判定基準

①設計アンカー力に対して安全かどうか

設計アンカーカの 1.2 倍に設定された計画最大荷重を載荷しても,引抜 きが発生していないことを確認する。

②荷重-変位量関係が適正かどうか

載荷荷重に対する弾性変位が設計上の理論伸び量の±10%の範囲に収ま っていることを確認する。設計・施工基準に基づき(図 5-14 参照),設計 上の理論伸び量を下式により算定する。



図 5-14 設計・施工基準記載のテンドンの理論伸び量の算定方法

荷重段階数	4段階以上	
サイクル数	1サイクル	
初期荷重	計画最大荷重の約	0.1 倍
載荷速度 (目安)	增荷重時: 計ī	画最大荷重 10~20 kN/min の一定速度
	減荷重時:増荷重時	寺の2倍程度
荷重保持時間	新規荷重段階	1 min 以上の一定時間
(目安)	計画最大荷重時	5min以上の一定時間

解説表-8.8 載荷方法(1サイクル確認試験)

注)変位が安定しない場合には、荷重保持時間を安定するまで延長する。 安定の目安は、最後の3min間の変位量が1mm以下とする。

図 5-15 設計施工基準における初期荷重の記載

d. 1 サイクル試験結果

1サイクル試験を実施したグラウンドアンカのうち,図 5-11 に示す②のグ ラウンドアンカにおける試験結果を一例として示す。

図 5-16 に荷重-変位曲線を、図 5-17 に荷重-弾・塑性変位量曲線を示す。

以下のとおり,試験結果は判定基準を満足しており,設計及び施工が適正であ ると判定した。

設計アンカーカの 1.2 倍に設定された計画最大荷重を載荷しても,引抜きが 発生していないことを確認する。

①設計アンカー力に対して安全かどうか

図 5-16 のとおり,設計アンカーカの 1.2 倍に設定された計画最大荷 重 を載荷しても,引抜きが発生していないことを確認した。

②荷重-変位量関係が適正かどうか

図 5-17 のとおり、載荷荷重に対する弾性変位が設計上の理論伸び量の ±10%の範囲に収まっていることを確認した。

なお,ここで結果を示した以外のグラウンドアンカについても同様に試験結 果が設計を満足していることを確認している。



- 6. 解析モデル・解析用物性値の設定
 - (1) 解析モデルの設定

グラウンドアンカは、図 6-1の構造概要に示すとおり、その構造から、「頭部」、「自 由長部」及び「拘束長部」の3つに区分される。グラウンドアンカのモデル化は、各 部位の特徴及び役割を踏まえてモデル化を行った。グラウンドアンカのモデル化方法 及びその考え方を表 6-1、概念図を図 6-2、解析モデルを図 6-4 に示す。





(横断方向) 図 6-1 逆T 擁壁の構造概要図

部位	特徴及び役割	モデル化 方法	モデル化の考え方
頭部	鋼製のアンカーヘッド,ジョイントプレ ート及び支圧板で構成され,慣性力等に 伴う逆T擁壁からの力を引張力として自 由長部に伝達させるための部分。	節点共有	逆 T 擁壁の底盤(梁要素)の接 点とばね要素の端部接点を拘 束することで力が伝達できる ようモデル化した。
自由長部 (=引張 部)	PC 鋼線を組み立てたテンドンで構成され、テンドンの伸縮により、頭部からの 引張力を拘束長部に伝達する部分。 施工時にテンドンに初期緊張力を与え ることで、頭部及び拘束長部に常時、引 張力が作用する。 地震時は、慣性力による逆T擁壁からの 力が伝達し、テンドンの縮むとアンカー 力は減少し、テンドンの伸びるとアンカ ー力は増加する。	非線形 ばね	左記の自由長部の挙動(特に初 期緊張力)を表現できる「非線 形ばね要素」でモデル化した。
拘束長部 (アンカ 一体)	グラウト注入によりテンドンが堅硬な 岩盤に定着・一体化されて造成され,自 由長部からの引張力を地盤との摩擦抵 抗もしくは支圧抵抗によって地盤に伝 達する抵抗部分。	MPC (多点 拘束)	岩盤と一体挙動するように, 「MPC(多点拘束)」によりモ デル化し,非線形ばねとの節点 とその他の節点の鉛直方向の 変位が拘束され,同様の挙動を するように設定した。

表 6-1 グラウンドアンカのモデル化方法及びその考え方



図 6-2 モデル化概念図

また、モデル化したグラウンドアンカの緊張力は以下の図 6-3 のとおり与えて いる。



L







図 6-4(1) 解析モデル図



[5-5断面]



(2) 解析用物性値の設定

グラウンドアンカの解析用物性値を表 6-2 に示す。

また、グラウンドアンカ(自由長部)における非線形ばねモデルの概念図を図6 -4に示す。

グラウンドアンカは、逆T擁壁の1ブロックにおいて、海側では8本、陸側で は4本設置しており、引張剛性kの値は①-①断面及び⑤-⑤断面においてはモ デル化対象となる海側2本、陸側1本分、⑦-⑦断面においては海側と陸側の合 計1本もしくは3本分を記載している。

		引張剛性 k (kN/m)	テンドン降伏引張り力 (kN)	設計アンカー力 (kN)	初期変位量 (mm)
	陸側(アンカー1本)	20493		1440	70
	海側(アンカー2 本)	40986		2880	70
	陸側(アンカー1 本)	15567	2400(アンカー1 本)	1170	75
④ ^一 ④阿面	海側(アンカー2 本)	31134	4800(アンカー2本)	2340	75
6_6###	陸側(アンカー1 本)	14064		1650	117
0-0例面	海側(アンカー2 本)	28128		3300	117
	77(アンカー3本)	44331		4950	112
	78(アンカー1本)	14412		1650	114
	79(アンカー3本)	42192		4950	117
	80(アンカー3本)	41199		3510	85
	81 (アンカー3本)	42192	2400 (アンカー1 本) 7200 (アンカー3 本)	3510	83
⑦-⑦断面	82(アンカー3本)	46701		3510	75
	83(アンカー3本)	57438		3510	61
	84(アンカー3本)	68727		3510	51
	85(アンカー3本)	77916		3510	45
	86(アンカー3本)	71541		3510	49
	87(アンカー3本)	71541		3510	49

表 6-2 グラウンドアンカの解析用物性値



図 6-5 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

引張剛性は設計・施工基準記載の式(図 6-6 参照)に基づき下式により設定する。引張剛性の算定に必要な諸元を表 6-3 に示す。



図 6-6 設計・施工基準記載の引張剛性設定方法(赤で加筆)

図 6-6 の u= (T×Lsf) / (As×Es), また k=T/u より

k : 引張剛性

 $k = T / u = As \times Es / Lsf \times n$

T : テンドン自由長部の引張力(kN)

u : テンドン自由長部の伸び(mm)

As : 鋼材断面積(mm²)

Es : テンドンの弾性係数(kN/mm²)

Lsf: テンドンの自由長(m)

n :アンカー本数

k =1525. 7 \times 191 $/$ 14. 22 \times 1	≒ 20493	(①-①断面,	陸側)
=1525.7×191/14.22×2	≒ 40986	(①-①断面,	海側)
=1525.7×191/18.72×1	\Rightarrow 15567	(④-④断面,	陸側)
=1525.7×191/18.72×2	≒31134	(④-④断面,	海側)
=1525.7×191/20.72×1	≒ 14064	(⑤-⑤断面,	陸側)
=1525.7×191/20.72×2	≒28128	(⑤-⑤断面,	海側)
=1525.7×191/19.72×3	≒ 44332	(⑦-⑦断面,	77)
=1525.7×191/20.22×1	≒ 14412	(⑦-⑦断面,	78)
=1525.7×191/20.72×3	≒ 42192	(⑦-⑦断面,	79)
=1525.7×191/21.22×3	≒ 41199	(⑦-⑦断面,	80)
=1525.7×191/20.72×3	≒ 42192	(⑦-⑦断面,	81)
=1525.7×191/18.72×3	≒46701	(⑦-⑦断面,	82)
=1525.7×191/15.22×3	≒57438	(⑦-⑦断面,	83)
=1525.7×191/12.72×3	≒68727	(⑦-⑦断面,	84)
=1525.7×191/11.22×3	≒77916	(⑦-⑦断面,	85)
=1525.7×191/12.22×3	≒71541	(⑦-⑦断面,	86)
=1525.7×191/12.22×3	≒71541	(⑦-⑦断面,	87)

	諸元			
	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面	⑦-⑦断面
緊張時自由長 Lsf (m)	14.22	18.72	20.72	11.22~21.22
テンドンの降伏引張り力	2400.0			
Tp (kN)	2400.0			
テンドン弾性係数		10	21	
Es (kN/mm^2)	191			
テンドン断面積 As (mm ²)	1525. 7			
初期変位量 u0(mm)	70	75	117	49
アンカー本数	陸側1本,海側2本			

表 6-3 ①-①断面, ⑤-⑤断面及び⑦-⑦断面における グラウンドアンカの引張剛性設定諸元

- 7. グラウンドアンカのモデル化方法の妥当性確認
 - (1) 基本調査試験の再現解析による確認

グラウンドアンカの解析モデルの妥当性を確認するため,「3. 試験施工(基本 調査試験)」で示した,引抜き試験を再現した解析を実施し,解析により得られた 荷重-変位関係と引抜き試験結果の荷重-変位関係を比較することで,グラウンド アンカのモデル化方法が妥当であることを確認する。

- a. 解析条件
 - (a) 解析モデルの設定

解析モデルは図7-3に示す引抜き試験実施位置の速度層構造を考慮し、図7-1のとおり解析モデルを作成した。

引抜き試験は、逆T擁壁設置前に実施した試験であるため、逆T擁壁はモデ ル化しない。図7-2に引抜き試験実施時の状況写真を示す。また、引抜き試験 実施位置は、図7-3に示すとおり評価候補断面の⑥-⑥断面近傍に位置し、図 7-4の⑥-⑥断面の地質断面図に示すとおり、当該位置の速度層構造はおおむ ね東西水平成層であることから、速度層の分布は水平でモデル化した。



図 7-1 解析モデル図



図 7-2 引抜き試験実施状況写真(2011年実施)



注:逆T擁壁設置前の試験施工であり,逆T擁壁設置予定位置にて実施

図 7-3 引抜き試験実施位置



(b) 解析用物性值

再現解析に使用する解析用物性値を表 7-1 に示す。再現解析で使用する改 良地盤の物性値は,引抜き試験実施当時(2011年)に実施した PS 検層の結果 より設定した。改良地盤の物性値設定に使用した PS 検層実施位置を図 7-5 に 示す。

また、グラウンドアンカの諸元及び物性値を表 7-2 及び表 7-3 に示す。

	密度 p (g/cm³)	せん断波速度 Vs(m/s)	静弾性係数 E(N/mm ²)	ポアソン比ぃ
改良地盤①	2.11	440	1087000	0.33
改良地盤②	2.11	400	898000	0.33
改良地盤③	2.11	610	2088000	0.33

表 7-1 再現解析に使用する改良地盤の解析用物性値



図 7-5 改良地盤の物性値設定に使用した PS 検層実施位置

	諸元
アンカー種別	VSL 永久アンカー(E5-3)
削孔径 (mm)	90
PC 鋼φ (mm)	12.7
PC 鋼本数(本)	3
テンドン弾性係数(kN/mm ²)	191. 0
鋼材断面積(mm ²)	296. 1
テンドン長 (mm)	12000
余長 (mm)	1000
緊張時自由長(mm)	10410
アンカー体長(テンドン拘束長)(mm)	1000
テンドンの極限引張り力 (kN)	549
テンドンの降伏引張り力 (kN)	468

表 7-2 引抜き試験使用アンカーの諸元

表 7-3 再現解析におけるグラウンドアンカの物性値

	引張剛性 k	テンドン降伏引張り力
	(kN/m)	(kN)
引抜き試験	5433.0	468



図 7-6 再現解析におけるグラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

(c) 載荷パターン

荷重載荷パターンは引抜き試験の載荷パターンを再現し、動的に載荷することで引抜き試験を再現する。再現解析における載荷パターンを図 7-7 に示す。



b. 評価結果

図 7-8 に示す引抜き試験結果の荷重-変位関係と再現解析による荷重変位関係に より,再現解析による荷重-変位関係は引抜き試験結果と同等であること,再現解析 による荷重-変位関係が弾性的な挙動を示していることからモデル化方法が妥当で あることを確認した。



図 7-8 引抜き試験と再現解析による荷重-変位関係の比較

(2) 常時応力によるモデルの妥当性確認

図 7-9 に示す⑤—⑤断面の常時応力分布図により, グラウンドアンカの初期緊 張力により地盤応力の高まりを確認したことからモデル化方法が妥当であること を確認した。



【グラウンドアンカなし】



【グラウンドアンカあり】 図 7-9 ⑤-⑤断面の常時応力分布図

非線形ばね及び MPC によるグラウンドアンカのモデル化は,「4.3(2) 逆 T 擁壁 の転倒・滑動に対する照査」において,逆 T 擁壁が転倒・滑動しないことを確認し たため,改良地盤の変形によりグラウンドアンカのテンドンが伸縮することで発 生アンカーカが増減すると想定されることから,逆 T 擁壁底版の鉛直変位の時刻 歴と,グラウンドアンカの発生アンカーカの時刻歴を対比することで,地震時の動 的解析においてこれらの現象が再現されているか検証する。

使用するケースはグラウンドアンカの照査値が最も厳しくなるSs-N1(+ +)の解析ケース③とする。変位の出力位置は逆T擁壁底版両端とする。

図 7-10 及び図 7-11 に⑤-⑤断面における逆 T 擁壁の底版端部の変位とグラ ウンドアンカの発生アンカー力を示す。



図 7-10 逆 T 擁壁底版端部の鉛直変位とグラウンドアンカの発生アンカー力との挙動の 比較



図 7-11 逆 T 擁壁底版端部の鉛直変位とグラウンドアンカの発生アンカー力との挙動の 比較(拡大)

図 7-10 及び図 7-11 より,海側,陸側のグラウンドアンカともに,逆T 擁壁底 版の変位が増大した際に,それを抑えるようにグラウンドアンカの発生アンカー 力が増大する挙動を確認したことから,改良地盤の変形によりグラウンドアンカ のテンドンが伸縮することで発生アンカー力が増減する現象が再現されているこ とを検証した。

8. 許容限界の設定

設計・施工基準に基づき,試験施工(基本調査試験)等を踏まえ,「4. 設計アン カーカの設定」に記載のとおり設定する。許容アンカーカの設定結果を表 8-1 に再 掲する。

なお,許容アンカー力は,おおむね設計アンカー力の1.2倍であり,品質保証試験 において設計アンカー力の1.2倍もしくは1.5倍の載荷でも引き抜かれないことを確 認していることから,その妥当性を確認している。

		• 12 • . =	
	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面
テンドンの許容引張力(kN)		2160	
テンドンの許容拘束力(kN)	1764	1453	2076
アンカーの許容引抜き力(kN)	1802	1484	2120
許容アンカー力(kN)	1764	1453	2076
設計アンカー力 (kN)	1440	1170	1650

表 8-1 許容アンカー力の設定

9. 評価方法

グラウンドアンカの耐震評価は、地震応答解析に基づいて算定した発生アンカー力が 許容限界以下であることを確認する。

10. 評価結果

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値を補足説明資料本編「4. 耐震評価 結果」に示す。この結果から、グラウンドアンカの発生アンカー力が許容限界以下であ ることを確認した。 (参考資料2) 鋼管杭の影響検討について

1. 概要

逆 T 擁壁における設計の経緯を図 1-1 に示す。

当初設計時は、杭頭部の結合方式を剛結としていたが、杭頭部の曲げモーメントが降 伏モーメントを超える結果となったため、おおむね弾性範囲内となるよう、杭頭部の結 合方式をヒンジ結合に変更した。その際に、鋼管杭の変形を抑制するため、杭周辺にお いて薬液注入工法による地盤改良を実施した。

第870回審査会合(令和2年6月30日)において,鋼管杭については,支持地盤への 根入れが0.5mと浅いため,杭先端のせん断抵抗に期待できない旨の指摘を受け,以降の 審査では,鋼管杭の役割に期待しない(モデル化しない)設計に変更し,耐震評価及び 耐津波評価を実施している。

一方で,鋼管杭自体は施工されていることから,表1-1に記載のとおり,鋼管杭と逆 T 擁壁との接続部について,道路土工擁壁工指針及び道路橋示方書の記載を踏まえ,杭 頭載荷実験及び3次元静的 FEM 解析による再現解析を実施し,上記の力学挙動を確認す ることが申し送り事項の説明方針となっている。

また,鋼管杭を残置することによる逆T擁壁への悪影響の有無を確認するため,杭頭 載荷実験等を踏まえて鋼管杭をモデル化した影響検討を実施し,基準地震動Ssに対 し,防波壁(逆T擁壁)の浸水防護機能が喪失しないことを確認することが申し送り事 項の説明方針の2つ目となっている。

上記を踏まえ、杭頭載荷実験及び3次元静的 FEM 解析による再現計算を説明する。

(参考)2-1

Name Match A Match A <th< th=""><th></th><th></th><th>当初設計時</th><th>第870回 会合(令和2年6月30日)時点</th><th>第870回 会合以降(設置許可時)</th></th<>			当初設計時	第870回 会合(令和2年6月30日)時点	第870回 会合以降(設置許可時)
関管抗 期待する 期待する 期待しない 6 6 第 1 1 1 1 6 6 1 1 1 1 1 1 6 1	設樹	。 一般 一般	北藤鹿 北藤鹿 小 加	山原街町 小市橋崎 小市橋崎 小市橋 小市 小市 小市 小市 小市 小市 小市 小市 小市 小市	山殿尚重 が1様疑 がうウンドアンカ 単原土 (規削ズ)
ビンジ油 ビンジ油 <	14	鋼管抗 の役割	期待する	期待する	期待しない
地版 本し あり あり あり メッカ 期待しない 期待しない 期待する あり メッカ 期待しない 朝待しない 期待しない 期待しない メッカ ・杭頭部の結合方式を剛結とすると杭頭部の曲げモーメ • 杭頭部の名前合方式を剛結とすると杭頭部の曲げモーメ • 杭西部の名前の名前台方式を剛結とすると杭頭部の曲げモーメ • 栃頭部における曲げモーメントを減めさせるため、杭 前待する メットが降伏モーメントを超え、杭が降代する結果と • 杭西部におけて本が、新会報用した。 • 新の四会合におい、市 • 第570回会合におい、モーズい、モデル化しない ドロ * たいのでも、新聞者におりたモーメントを減めさせるため、杭 • 新た端のそ創に期待しない • 第570回会合におい、モデル化しない 市 * たった。 • 七回 • 前頭部にのっては、作用する曲げモーメントが小ない • 第570回会とおいで、市の粗入れがの、モンジ 評価 * たった。 • 七回 • 市町市市市 * 第570回会とにおい、市 • 第570回会とにおい 評価 * たった。 • 七回 • 市町市市 * * 10,1000 * 10,1000 評価 * ためで「回 * 10,1000 * 10,1000 • 10,1000 * 10,1000 評価 * 市 * 10,1000 * 10,1000 * 10,1000 * 10,1000 評価 * 10,1000 * 10,1000 * 10,1000 * 10,1000 * 10,1000 評価 * 10,1000 * 10	tz v é	杭頭結 合部	剛結合	トンジ結合	(ヒンジ結合)
7^{70}_{77} 期待しない 期待しない 期待しない 期待しない 期待する > 、ドア ・ 杭頭部の結合方式を剛結とすると杭頭部の曲げモーメ ・ 杭頭部における曲げモーメントを減少させるため、杭 第870回会合において、杭の根入れがの、師と浅い > 、トが頭部の結合方式を剛結とすると杭頭部の曲げモーメ ・ 杭頭部により「本」のた ・ 熊都の役割に期待しない (モデル化しない) > 、トが頭部のモーメントを超え、杭が降伏する結果と ・ 七ごぶ給合を採用した。 ・ 第870回会合において、モデル化しない) (モデル化しない) こ ・ たい部によいて家夜注入において家夜注入工法による地盤は ・ 第870回会合において、モデル化しない (モデル化しない) たった。 ・ たい部体にモーメントを超え、杭が降伏する結果と ・ たい部価指示を ・ 第870回会合において、モデル化しない アッカ: ・ たい部体にモーメントを超え、杭が降代です。 ・ 第86枚の変船に期待しない ・ 市町都香 かった。 ・ 木頭部にこっいては、作用する曲げモーメントが増加する ・ 主に以下の2つか設工部帯重なの申し送り事項 た。 ・ 木頭部については、作用する曲げモーメントが増加する ・ たい第 ・ たい た。 評価 ・ たい部体にありたするとおさいたの ・ たいい た。 市 ・ たい頭部の目をした。 ・ 市町都市実施設しておいで ・ たい間 評価 ・ たいきっかたい ・ 市町都市実施設 ・ 第加速報告 た ・ 市 ・ たいきっがたい ・ た。 市 ・ た。 ・ た。 ・ た。 市 ・ た。 ・ た。 ・ た。 <th><u> </u></th> <td>地盤改 良</td> <td>なし</td> <td>6) Q</td> <td>6 Q2</td>	<u> </u>	地盤改 良	なし	6) Q	6 Q2
 ・ 抗頭部の結合方式を剛結とすると杭頭部の曲げモーメ ・ 抗頭部の結合方式を剛結とすると杭頭部の曲げモーメ ・ たが降伏モーメントを超え、杭が降伏する結果と * とレン結合への変更に伴い、鋼管杭の変形を抑制する * ビンジ結合への変更に伴い、鋼管杭の変形を抑制する * ビンジ結合への変更に伴い、鋼管杭の変形を抑制する * ビンジ結合への変更に伴い、鋼管杭の変形を抑制する * ビンジ結合への変更に伴い、鋼管杭の変形を抑制する * ビンジ結合への変更に伴い、鋼管杭の変形を抑制する * ビンジは * ビンジ結合への変更に伴い、鋼管杭の変形を抑制する * ビンジボはついては、作用する曲げモーメントが小さい * 航頭部については、作用する曲げモーメントが小さい * 抗頭・ボースの中し送り事項 * 抗頭・ボースの中し送り * 「たい「アク2つが設工認審査への申し送り事項 * 抗頭・ボースの中し送り * 「たい「アク2つが設工認審査への申し送り事項 * 「たい「アク2つが設工認審査への申し送り事項 * 「たい「アク2つが設工認審査への申し送り事項 * 「「「「「「」」 * 「「「」」 * 「「「」」 * 「「」 * 「」 * 「「」 * 「「」 * 「」 * 「」 * 「」 * 「 * 「」 * 「」	L 1	ダンンレビ	期待しない	期待しない	期待する
	該計の考え方	埠 社	 ・杭頭部の結合方式を剛結とすると杭頭部の曲げモーメントが降伏モーメントを超え、杭が降伏する結果となった。 	 ・ 杭頭部における曲げモーメントを減少させるため、杭 頭部にヒンジ結合を採用した。 ・ ヒンジ結合への変更に伴い、鋼管杭の変形を抑制する ため、鋼管杭周辺において薬液注入工法による地盤改 良を実施した。 ・ 杭頭部については、作用する曲げモーメントが小さい 状態では剛として挙動し、曲げモーメントが増加する と杭頭補強鉄筋周辺のコンクリートにクラックが発生 し、 にンジ状態に移行すると考えられることから、模 型実験により杭頭部の力学的特性について確認するこ ととした。 	 ・第870回会合において、杭の根入れが0.5mと浅い 杭先端のせん断抵抗に期待できない旨の指摘を3 鋼管杭の役割に期待しない(モデル化しない) 該要した。 ・主に以下の2つが設工認審査への申し送り事項 た。 1) 杭環載荷実験及び3次元静的FEM解析による 解析を実施して力学挙動を確認する。 2) 鋼管杭を残置することによる防波壁(逆T擁握 の悪影響の有無を確認するため、杭頭載荷実験の 準勤を踏まえて鋼管杭をモデル化した影響検討 し、基準地震動Ssに対し、防波壁(逆T擁壁)

(参考)2-2

申し送り事項	説明方針
1. 杭頭接合部の構造について,道路橋示方書	・ 鋼管杭と逆 T 擁壁との接続部について,道路土
で剛結合を原則としている規定や剛結合以外の	工擁壁工指針及び道路橋示方書の記載を踏まえ,
結合方法の実験等による力学特性検証等,道路	杭頭載荷実験及び3次元静的FEM解析による再
橋示方書の記載内容との対応を踏まえて整理す	現解析を実施し、上記の力学挙動を確認する。
ること。	(左記の1,3に対応)
2. 鋼管杭式逆 T 擁壁の底盤について,詳細設	・ 鋼管杭を残置することによる逆 T 擁壁への悪影
計段階で杭頭部がピン結合に移行する力学挙動	響の有無を確認するため、杭頭載荷実験等を踏ま
を模型実験と解析により検証する際に、底盤が	えて鋼管杭をモデル化した影響検討を実施し,基
おおむね弾性域内に留まることを説明するこ	準地震動Ssに対し,防波壁(逆T擁壁)の浸水
と。	防護機能が喪失しないことを確認する。(左記の
2 - 細答だ式道 T 擦 降の坊 萌 如の といいジ は 今 に	2, 4, 5に対応)
3. 酒音化氏を「確全の化頭部のこう」が出日に ついて 准珈才る道路十丁擁辟丁指針の滝田桃	
シャーで、 キレビ うって ロエエ 推 生 エ 旧 町 シ 過 川 正 を 説 明 オ ス ~ レ	
4. 防波壁(鋼管杭式逆 T 擁壁)の杭頭結合条	
件について, 杭頭部のヒンジ形成過程と防波壁	
の損傷の関係性を踏まえた上で、杭頭をピン結	
合として評価する場合の設計の考え方を説明す	
ること。	
5. 鋼管杭式逆 T 擁壁の鋼管杭の根入れ部につ	
いて、支持地盤への根入れが浅く、水平力に対	
する支持性能を期待できない可能性があるた	
め、杭先端のせん断抵抗に期待しない設計方針	
を検討し、構造成立性を説明すること。	
設計方針は、杭周辺の地盤改良及びグラウンド	
アンカーの効果に期待して実態に即した内容と	
し、地盤改良がない区間について地盤改良の追	
加を検討すること。	

表 1-1 鋼管杭に係る申し送り事項

(参考)2-3
(4) 杭頭と底版の結合方法

杭頭と底版の結合方法は,一般に剛結合とヒンジ結合があり,擁壁への適用に あたっては,重要度,変位に対する制約,杭本体の強度,経済性などを考慮して 結合方法を決定しなければならない。

一般の擁壁では杭本体を経済的に設計できるヒンジ結合を採用するものとする。 ただし、地震時の設計を行なう場合や、変位量を小さくする必要のある場合、軟 弱地盤上に擁壁を設置する場合などには剛結合とすることが望ましい。

杭頭結合部の設計方法は、剛結合の場合「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」 に準じるものとする。ヒンジ結合の場合は「剛結合の方法B」の考え方を適用し、 表2-7に示すように杭頭での押し込み力、引き抜き力、水平力に対して抵抗で きるように設計する。

表 2-7 杭頭ヒンジ結合部における支持力分担

鉛声	押込 <i>み</i>	を力	杭頭部の底版コンクリートの支圧および押し抜きせん断抵抗
员	引抜き	き 力	杭頭鉄筋の引張り抵抗
水	平	力	杭前面の底版コンクリートの支圧抵抗

図 1-2 杭とフーチングの接合部についての規定

(道路土工擁壁工指針((社)日本道路協会,1999年3月)p.116より引用)

10.8.7 杭とフーチングの接合部

(1) 杭とフーチングの接合部は,杭が限界状態3に達したときの断面力も含
めて,部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。
(2) 杭基礎を10.6.1(2)1)に従ってモデル化する場合には、杭とフーチング
の接合部は剛結とみなせる構造としなければならない。
(3) 1)から3)に従う場合には,(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
1) フーチングの厚さについて,7.7.2(2)を満足する。
2) 最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離を杭径以上とすることを
標準とする。

3) 杭とフーチングの接合部は、鉄筋により十分に結合する。

(2) 杭とフーチングとの接合部は、原則として剛結とすることが規定されている。杭頭部 を剛結として設計した方が水平変位によって設計が支配される場合には有利であり、ま た、不静定次数が大きいため耐震上の安全性が高いとみなし得る。

なお、10.6に規定される杭反力等の計算モデルにおいても杭とフーチングの接合部を 剛結と仮定することを標準としている。このため、<u>剛結としない場合には、接合方法の</u> 力学特性等を実験等により検証したうえで、個別にモデル化等について検討する必要が ある。

図 1-3 杭とフーチングの接合部についての規定

(道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編) ((社) 日本道路協会 2017年12月)p.284より引用)

(参考)2-4

398

上述を踏まえ、図 1-4 のフローに基づき、鋼管杭をモデル化した場合の影響検討を実施する。



図 1-4 鋼管杭の影響検討フロー

(参考)2-5

- 2. 杭頭載荷実験
- 2.1 試験概要

杭頭部をおおむね 1/2 スケールで模擬し,杭頭結合部に曲げモーメントを作用させた際の力学特性を把握する。

逆 T 擁壁の概要図(実構造物)を図 2.1-1 に示す。赤枠内で示した範囲について杭 頭部を模擬した試験体を製作する。杭頭載荷実験では,鋼管杭及びフーチングコンク リートで構成される試験体に,地震力の作用方向を考慮した正負交番載荷を実施す る。図 2.1-2 に実験概要図を示す。



図 2.1-1 逆 T 擁壁の概要図(実構造物)



図 2.1-2 実験概要図

2.2 試験方法

2.2.1 試験体

試験体はフーチング部と鋼管杭から成り,試験体の各寸法や実験時の載荷重等 については,鋼管杭径の縮尺を基準に設計する。試験体に用いた鋼管杭の径はφ 600mm,実構造物の鋼管杭はφ1300mmであることから,試験体の縮尺αはα= 600/1300=6/13,荷重比はα²=(6/13)²となる。表 2.2.1-1に実験の縮尺を示 し,表 2.2.1-2に実構造物及び試験体の使用材料を示す。実験の縮尺は「橋の耐 震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)(橋脚の正負交番載荷実 験方法及び振動台実験方法)(土木研究所 2006 年 8 月)」に記載の相似則(図 2.2.1-1参照)を準用する。

物理量	縮小率
長さ	S_{L}
時間	$S_L^{0.5}$
振動数	S _L -0.5
応 力	1
弾性係数	1
力	S_L^2
曲げモーメント	' S _L ³
曲率	S_L^{-1}
加速度	1
質量	S_L^2
重量	S_L^2

図 2.2.1-1 相似則の整理例

(橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)より抜粋)

表 2.2.1-1 実験の縮尺

	長さ	荷重	モーメント
	α	α^2	α^3
縮尺	6/13	$(6/13)^2$	$(6/13)^{3}$

表 2.2.1-2 実構造物及び試験体の使用材料

++ 北1	仕	備考		
11 11 11	実構造物	試験体	(縮尺の考え方)	
フーチング	・設計基準強度 24N/mm	・設計基準強度 24N/mm	$2000 \text{mm} \times (6/13) = 923.077$	
コンクリート	・厚さ:2000mm	・厚さ:923mm	≒923mm	
拉面如從欲	・主筋:SD345 D25	・主筋:SD345 D13	$D25 \times (6/13) = 11.538 \Rightarrow D13$	
州 與 即	・フープ:SD345 D13	・フープ筋:SD345 D6	$D13 \times (6/13) = 6.000 \Rightarrow D6$	
御答告	• SKK490	• SKK490	$1200 \text{mm} \times (6/12) - 600 \text{mm}$	
"判"官"们	D=1300mm, t=22mm	D=600mm, t=12mm	1300mm × (6/13)=600mm	

図 2.2.1-2 に杭頭載荷実験試験体を示す。また,図 2.2.1-3 に試験体構造図 及び杭頭部詳細図を示す。



図 2.2.1-2 杭頭載荷実験試験体 (2020 年実施)



図 2.2.1-3 試験体構造図及び杭頭結合部配筋図

2.2.2 載荷方法

載荷実験は試験体のフーチング部をテストフロアにボルトで固定し,鋼管杭に 軸力を与えながら水平方向に正負交番載荷を実施する。図 2.2.2-1 に載荷実験の 概要図を,図 2.2.2-2 に載荷実験状況を示す。



杭頭部の鉄筋

図 2.2.2-1 載荷実験の概要図



図 2.2.2-2 載荷実験状況

2.2.3 水平加力パターン

水平加力パターンを図 2.2.3-1 に示す。「橋の耐震性能の評価に活用する実験 に関するガイドライン(案)(橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法) (2006)」を準用し、図 2.2.3-1 のように 0.25 $P_{y0} \rightarrow 0.5P_{y0} \rightarrow 0.75P_{y0}$ の正負予備 加力の後、1 δ_y で3回の正負交番載荷を実施する。その後、杭頭結合部がヒンジ に移行するまで1方向に加力(プッシュオーバー)する。

- ここに,
 - *P_{y0}*:計算上の初降伏荷重(材料の実強度を用い,鉄筋が絞られた部分での RC断面計算により算出する。)
 - 1 *δ_y*:鉄筋が絞られている部分の最外縁鉄筋が降伏する時(初降伏時)の
 変位。最外縁鉄筋の降伏は、実験中に計測している鉄筋ひずみが降伏ひずみ(材料試験から1,815μ)に達した時と判定する。



図 2.2.3-1 水平加力パターン

2.2.4 試験ケース

杭頭結合部に発生する曲げモーメントの大きさは軸力の影響を受けると考えら れることから,表 2.2.4-1に示す4ケースの軸力について試験を行う。

		水平力(kN)				備考	
実験ケース	軸力(kN)	0. $25P_{y0}$	0. $5P_{y0}$	0.75 P_{y0}	$1P_{y0}$	(軸力の設定)	
(1)	0	10.5	21.1	31.6	42.1	軸力が作用しないケース	
2	500	22.5	45.0	67.5	90.0	実験ケース④の軸力 1500kN	
3	1,000	32.7	65.3	98.0	130.6	を踏まえ、政陷的に設定した。	
(4)	1,500	41.8	83.6	125.5	167.3	基準地震動 Ss-D による最大 軸力(6,995kN)相当*1	

表 2.2.4-1 試験ケース

注記*1: 杭頭結合部を剛結合とした地震時の解析結果の軸力 6,995kN に, 模型縮尺

(6/13)²を考慮した値 6,995kN^{*2}×(6/13)²=1,490kN≒1,500kN

*2:設置変更許可時のモデルを用いた2次元 FEM 解析における鋼管杭に作用する軸力 の最大値

- 2.3 試験結果
 - 2.3.1 水平荷重一水平変位

実験ケース①~④の水平荷重(水平載荷によるロードセル反力値)と水平変位 (載荷部水平変位計による計測値)の関係を図2.3.1-1に示す。実験の結果及び 考察は以下のとおりであり、当初の設計通り、大きな曲げモーメントが作用する 際に剛結合からヒンジ結合に移行する力学特性を確認した。

- (a) 最大水平荷重までの区間(正負交番載荷~プッシュオーバー)
 - ・結果:各ケースともに変位の増減に伴い、載荷水平荷重も増減している。
 - ・考察:杭頭結合部が剛結合の挙動を示し、回転が拘束されているため発生する
 モーメント(以下、拘束モーメントとする)が増加することで、水平変位を与
 えた際に載荷水平荷重が増加したと考えられる。
- (b) 最大水平荷重以降の区間(プッシュオーバー)
 - ・結果:各ケースともに一定区間,荷重を保持したまま変位が進行している。
 - ・考察:杭頭結合部がヒンジ結合の挙動を示し、回転が自由となり、拘束モーメントが増加していないため、変位の進行に対して載荷水平荷重が増加していないと考えられる。



2.3.2 杭頭結合部におけるひび割れ状況

杭頭載荷実験により杭頭結合部に発生したフーチング上面のひび割れ状況を図 2.3.2-1~図2.3.2-3に示す。フーチング上面に生じたひび割れは、1δyまでの 載荷では載荷側(北側)に対し90°及び270°方向(東西方向)に数本のひび割 れを確認し、その後のプッシュオーバー時には載荷側(北側)を中心にひび割れ を確認した。



図 2.3.2-1 フーチング上面のひび割れ 状況 (ケース④)

図 2.3.2-2 フーチング上面のひび割れ 状況図 (ケース④)



図 2.3.2-3 荷重変位関係とひび割れ状況

実験後に試験体をワイヤーソーで図 2.3.2-4 に示す方向で輪切りにし, 杭頭内 部のひび割れ状況を確認した。写真及びひび割れイメージ図を図 2.3.2-5 及び図 2.3.2-6 に示す。杭頭内部では,鉄筋くびれ部から鋼管下端に向かう水平方向の ひび割れと鋼管下端からフーチング表面の固定プレートに向かう斜め方向のひび 割れを確認した。



図 2.3.2-4 試験体輪切り方向



図 2.3.2-5 杭頭内部のひび割れ状況 図 2.3.2-

図 2.3.2-6 杭頭内部のひび割れ状況図

図 2.3.2-7 に杭頭結合部の載荷側のひび割れ進展状況を示す。プッシュオーバー時に初めて載荷側にひび割れが発生し、杭頭内部ではその他の損傷は認められないことから、杭頭結合部の鉄筋が降伏する荷重下において、載荷側のひび割れによる損傷により、杭頭部が剛結合からヒンジ結合に移行したと考えられる。





図 2.3.2-7 杭頭結合部のひび割れ進展状況

2.4 杭頭載荷実験まとめ

最大水平荷重発生までは,鉄筋が絞られている部分の最外縁鉄筋が降伏(1δ_ν時) した以後も剛結合の挙動を示し,変位の増加に伴い水平荷重の増加がみられるが,こ れは鋼管杭がフーチングコンクリートに拘束されていることによるものと考えられ る。

最大水平荷重発生以降では,載荷側のひび割れ発生に伴い,おおむね鉄筋降伏荷重 レベルまで水平載荷重が低下しており,これは載荷側のひび割れにより,フーチング コンクリートが抵抗できなくなったためと考えられる。

ヒンジ結合への移行に伴い,杭頭結合部でのひび割れの発生を確認しており,逆T 擁壁の役割は「止水性の保持」であり,「おおむね弾性状態にとどまること」を性能目 標にしていることから,杭頭載荷実験結果と2次元 FEM 解析結果の杭頭結合部の応力 とを比較することで,基準地震動Ssに対しては当該ひび割れが発生せず,浸水防護 機能が喪失しないことを確認する。

- 3. 3 次元静的 FEM 解析による実験の再現解析
- 3.1 概要

杭頭載荷実験の試験体に対してモデルを作成し、3次元静的 FEM 解析により再現解 析を実施することで、杭頭載荷実験における杭頭部の挙動を確認する。また、杭頭載 荷実験の結果と再現解析の結果を比較し、実験の再現性及び結果の妥当性について検 証する。表 3.1-1 に再現解析対象の試験体を示す。

		H TOTI
解析ケース	実験ケース	軸力(kN)
i	1)	0
ï	2	500
iii	3	1,000
iv	4	1,500

表 3.1-1 再現解析対象の試験体

3.2 評価フロー

杭頭載荷実験の試験体モデルを用いて3次元 FEM 解析を実施し,杭頭載荷実験結果 と比較することで実験の妥当性を評価する。

3次元 FEM 解析の評価フローを図 3.2-1 に示す。



図 3.2-1 3 次元 FEM 解析の評価フロー

3.3 解析用物性値の設定

3.3.1 コンクリート

表 3.3.1-1にコンクリートの解析用物性値を示す。圧縮強度は試験体打設時に 採取した供試体の強度試験結果を用い、コンクリートのヤング係数については表 3.3.1-2に示す値を線形補間して求める。その他の物性値は「コンクリート標準 示方書[設計編]((社)土木学会、2018年3月)」(以下「示方書(2018)」とい う。)により求める。

_							
	解析 ケース	部材	単位 重量* ¹ (N/mm ³)	ポアソ ン比* ² v	ヤング 係数 (N/mm ²)	圧縮強度 f _c (N/mm ²)	引張強度 f _t *3 (N/mm ²)
		杭部	23. 0×10^{-6}		26550	27.1	2.075
	i	杭頭部	23. 0×10^{-6}		29560	35.2	2.470
		フーチング	24. 5×10^{-6}		29620	35.4	2.480
		杭部	23. 0×10^{-6}		26950	27.9	2.116
	ü	杭頭部	23. 0×10^{-6}		30280	37.6	2.581
		フーチング	24. 5×10^{-6}	0.2	30430	38.1	2.604
		杭部	23. 0×10^{-6}		27600	29.2	2.181
	iii	杭頭部	23. 0×10^{-6}		30490	38.3	2.613
		フーチング	24. 5×10^{-6}		28690	32.3	2.333
		杭部	23. 0×10^{-6}		27950	29.9	2.216
	iv	杭頭部	23. 0×10^{-6}		30670	38.9	2.641
		フーチング	24.5×10^{-6}		20050	33 5	2 390

表 3.3.1-1 コンクリートの解析用物性値

注記*1:示方書(2018) p.58 に記載の単位重量表のうち,杭部及び杭頭部は無筋コン クリートの単位重量を用い,フーチング部は鉄筋コンクリートの単位重量を 用いる。

*2:示方書(2018) p.43よりポアソン比を 0.2とする。

*3:示方書(2018) p.39より引張強度の算出式 f_t=0.23 f_c^{2/3}を用いて求める。

表 3.3.1-2 コンクリートのヤング係数(示方書(2018)p.43より引用)

		f'_{ck} (N/mm ²)	18	24	30	40	50	60	70	80
F	(kN/mm^2)	普通コンクリート	22	25	28	31	33	35	37	38
<i>L_c</i>		軽量骨材コンクリート*	13	15	16	19	-	-	-	-

* 骨材を全部軽量骨材とした場合

412

(1) 圧縮応カーひずみ関係

コンクリートの圧縮応力ーひずみ関係には、図 3.3.1-1 に示す G_c/h より圧縮 軟化曲線が定義される Feenstra の放物線型モデルを用い、引張応力ーひずみ関係 には図 3.3.1-2 に示す G_f/h より引張軟化曲線が定義される Hordijk モデルを用 いる。ここで、圧縮破壊エネルギー G_c 、引張破壊エネルギー G_f 及び要素の等価長 さ hは以下により算定する。

> ・圧縮破壊エネルギーG_c $G_c = 8.77 \sqrt{f_c}$ (N/mm) ここに、 $f_c : コンクリートの圧縮強度$ (N/mm²)

・引張破壊エネルギーG_f

$$G_f = 1/100 \cdot d_{\max}^{-1/3} \cdot f_c^{-1/3}$$
 (N/mm)
ここに、 d_{\max} : 粗骨材最大寸法 (mm) (=13mm)

・要素の等価長さh $h = \sqrt[3]{V}$ ここに、V: 要素の体積 (mm³)



図 3.3.1-1 圧縮応力-ひずみ関係 (Feenstra の放物線型モデル)



図 3.3.1-2 引張応力-ひずみ関係(Hordijkモデル) (参考)2-19

(2) ひび割れ面でのせん断伝達

ひび割れ発生後のひび割れ面でのせん断伝達モデルには,図 3.3.1-3 に示す Al-Mahaidi モデルを用いる。



図 3.3.1-3 ひび割れ面でのせん断伝達モデル (Al-Mahaidi モデル)

(3) ひび割れによる圧縮強度低減

ひび割れたコンクリートの圧縮強度低減モデルには、図 3.3.1-4 に示す、低減 係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮 する。



(「コンクリート標準示方書 2012」より引用)

3.3.2 鋼材

表 3.3.2-1 に鋼材の解析用物性値を示す。鉄筋及び鋼管のモデルには図 3.3.2 -1 に示す von Mises の降伏規準を適用したバイリニアモデルを用い,降伏強度は 試験体の製作に用いた鋼材の材料試験結果を用いる。

	単位重量*1	ヤング係数 E*2	降伏強度	断面積*3
	(N/mm^3)	(N/mm^2)	f_y	(mm^2)
鋼管	77. 0×10^{-6}	2. 0×10^{5}	435	_
D6	_	2. 0×10^{5}	421	31.67
D13	_	2. 0×10^{5}	363	126.7
D19	_	2. 0×10^{5}	369	286.5
D25	_	2. 0×10^{5}	379	506.7

表 3.3.2-1 鋼材の解析用物性値

注記*1:示方書(2018) p.58に記載の鋼の単位重量を用いる。

*2:示方書(2018) p.51より鋼材のヤング係数を 2.0×10⁵ N/mm²とする。 *3:JIS G 3112 に記載されている公称断面積を用いる。



図 3.3.2-1 von Mises の降伏規準を適用したバイリニアモデル

3.3.3 鋼管とコンクリート間

鋼管とコンクリート間の解析用物性値を表 3.3.3-1 に示す。鋼管とコンクリート間の要素には、クーロン摩擦モデルを適用し、図 3.3.3-1 に示す「複合構造標準示方書[設計編]((社)土木学会、2015 年 5 月)」より引用した鋼管柱と充填コンクリート間要素の物性値を設定する。鋼管とコンクリート間のクーロン摩擦モデルを図 3.3.3-2 に示す。

せん断付着強度 c	引張付着強度 ft	摩擦角々
(N/mm^2)	(N/mm^2)	(摩擦係数)
0.7	0.7	20. 0°
0.7	0.7	(0.364)

表 3.3.3-1 鋼管とコンクリート間の解析用物性値

柱と充填コンクリートの間の摩擦応力は、式(解 12.4.3)のクーロンの破壊基準に従うものとして算定してよい。

$$\tau_{max} = c + \sigma_n \cdot \tan \phi$$

o_n:界面に作用する直応力

♦ : 摩擦角

なお、式(解 12.4.3)に用いる粘滑力<u>cおよび際擦角φは、</u>平鍋管を用いる場合、c = 0.7N/mm²、 $\phi = 20^{\circ}$ 、 既製のリブ付き圧延網管を用いる場合には、c = 8.0N/mm²、 $\phi = 0^{\circ}$ としてよい.

図 3.3.3-1 鋼管柱と充填コンクリート間要素の物性値

(「複合構造標準示方書 [設計編]」より引用に一部加筆)



図 3.3.3-2 鋼管とコンクリート間のクーロン摩擦モデル

(参考)2-22

416

(解12.4.3)

3.3.4 鉄筋とコンクリート間

鉄筋とコンクリート間の付着特性には図 3.3.4-1 に示す付着応力-すべり-ひずみ関係を適用する。

$$\begin{aligned} \tau_{d} &= 0.73 f_{cd}^{'} \frac{(\ln(1+5000 \ S/\phi))^{3}}{1+10^{5} \times \varepsilon} \\ \text{ここに,} \quad \tau_{d} &: 鉄筋軸に沿った各点における局所付着応力 (N/mm2) \\ f_{cd}^{'} &= f_{ck}^{'} / \gamma_{c} \\ f_{ck}^{'} &: \exists \lambda \neq 0 \text{ J} - \text{トの圧縮強度の特性値 (N/mm2)} \\ \gamma_{c} &: \exists \lambda \neq 0 \text{ J} - \text{トの时料係数} \\ S &: 検討する点における鉄筋と \exists \lambda \neq 0 \text{ J} - \text{トの相対変位 (mm)} \\ \phi &: 鉄筋の直径 (mm) \\ \varepsilon &: 検討する点における鉄筋のひずみ \end{aligned}$$

図 3.3.4-1 付着応力-すべり-ひずみ関係

(「コンクリート標準示方書 2012」より引用)

- 3.4 3次元解析モデル作成
 - 3.4.1 解析領域の設定

杭頭載荷実験の試験体に対して3次元モデルを作成する。この解析モデルのメ ッシュは4ケース共通とし、対称性を考慮して試験体の半分をモデル化する。図 3.4.1-1に3次元 FEM 解析モデルの概形を、表3.4.1-1に使用要素を示す。



 部材
 使用要素

 市詰めコン,フーチングコンクリート 鋼管杭,載荷板
 8節点ソリッド要素

 鉄筋
 埋め込み鉄筋要素(トラス要素)

 鋼管杭-コンクリート間
 インターフェース要素

表 3.4.1-1 解析モデル使用要素

- 3.4.2 境界条件及び荷重条件以下の条件で設定した境界条件及び荷重条件を図 3.4.2-1 に示す。
 - ① 境界条件

モデル底面は完全拘束とし,対称面は Y 方向拘束とする。

② 荷重条件

自重+軸力+フーチング上面プレートの鉛直荷重を載荷した後,水平荷重を変 位制御で漸増載荷する。



図 3.4.2-1 境界条件及び荷重条件

3.5 再現解析

実験の再現性及び結果の妥当性について検証するため、3次元静的 FEM 解析による 再現解析を実施する。解析コードは「DIANA Ver.10.4」を使用する。実験と同じ高さ で X 方向に強制変位を与えた際の反力を水平荷重として取り出す。このとき、解析モ デルが半分であることを考慮し反力を2倍した値を水平荷重としている。

3.5.1 杭頭載荷実験との比較

図 3.5.1-1 に実験と 3 次元 FEM 解析の荷重-変位関係の比較を示す。荷重-変 位関係は、実験の最大荷重レベルまでの範囲で、実験結果とおおむね同じ挙動を していると考えられる。

一方で,最大荷重レベル以降は再現できていない。「2.3.2 杭頭結合部におけ るひび割れ状況」に示すように,実験では載荷側にひび割れが発生し,おおむね 杭頭結合部の鉄筋降伏荷重まで荷重低下している。この載荷側のひび割れによる 不連続面の形成が解析上では再現されておらず,解析上で鉄筋が降伏していても 載荷側のフーチングコンクリートが拘束し続けるため,荷重が増加し続けると考 えられる。



(参考)2-26

420

3.6 再現解析結果

3次元静的 FEM 解析による再現解析結果は、実験結果とおおむね同じ挙動をしていると考えられることから、杭頭載荷実験の力学的に想定される事象がおおむね再現されていると判断する。

逆 T 擁壁の役割は「止水性の保持」であり、「おおむね弾性状態にとどまること」 を性能目標にしていることから、杭頭載荷実験結果と 2 次元 FEM 解析結果の杭頭結合 部の応力とを比較することで、当該ひび割れが発生せず、浸水防護機能が喪失しない ことを確認する。

4. 評価方針

評価対象断面,評価部位および入力地震動については,耐震計算書の「4.耐震評価結 果」のうち解析ケース①(基本ケース)において,照査結果が最も厳しい「⑤-⑤断 面,Ss-D(--)」とする。鋼管杭をモデル化し,鋼管杭による地震時の耐震評価 への影響を確認する。



図 4-1 鋼管杭周辺の解析モデル

- 4.1 鋼管杭のモデル化
 - 4.1.1 杭頭結合部

「2. 杭頭載荷実験」に示す実験結果及び「3. 3次元静的 FEM 解析による実験 の再現解析」に示す解析結果より,鋼管杭頭部は地震時を想定した正負交番載荷 重下では剛結合の挙動を示すため,杭頭結合部は「剛結合」としてモデル化を行 う。

一方, 杭頭載荷実験でプッシュオーバーした際には, ヒンジ結合への移行に伴い, 杭頭結合部でのひび割れの発生を確認している。逆T擁壁の役割は「止水性の保持」であり, 「おおむね弾性状態にとどまること」を性能目標にしていることから, 杭頭載荷実験結果と2次元 FEM 解析結果の杭頭結合部の応力とを比較することで, 鋼管杭の影響検討における杭頭結合部のモデルを「剛結合」とした妥当性及び当該ひび割れが発生せず, 浸水防護機能が喪失しないことを確認する。

(参考)2-28

422

4.1.2 杭支持部

表 4.1.2-1 のとおり,鋼管杭支持部は支持地盤への根入れが 0.5m と浅く,水 平力に対する支持性能を期待できないと考えられるため,岩盤からのせん断抵抗 に期待しないケースを実施する。

また、フーチング部への岩盤からの悪影響を考慮するため、X 方向(せん断方向)にジョイント要素を設定したケースも実施する。ジョイント要素の力学特性を図4.1.2-1に示し、ジョイント要素のばね定数及び物性値を表4.1.2-2に示す。ジョイント要素のばね定数は、解析上不安定な挙動を起さないよう十分大きな値を設定し、ジョイント要素の物性値は、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値のうち、岩盤(凝灰岩、C_H級)の物性値を用いる。

ケース	X 方向	Y 方向
1		ジョイントB
1	—	(剥離を考慮)
0	ジョイントA	ジョイントB
2	(すべりを考慮)	(剥離を考慮)

表 4.1.2-1 杭支持部モデル化ケース



図 4.1.2-1 ジョイント要素の力学特性

表4.1.2-2 杭支持部ジョイント要素のばね定数及び物性値

	せん断剛性	圧縮剛性	粘着力	内部摩擦角
	$k_s[kN/m^3]$	$k_n[kN/m^3]$	$c [kN/m^2]$	ϕ [°]
ジョイントA	1.0×10^{6}	—	1.54	55.00
ジョイントB	_	1.0×10^{6}	_	_

4.1.3 鋼管杭本体

鋼管杭は線形はり要素でモデル化し,鋼管杭と埋戻土との間には,地震時に鋼管 杭の間を改良地盤がすり抜ける効果を考慮するため, 杭-地盤相互作用バネ要素で モデル化する。当該要素は、図4.1.3-1に示すとおり、鋼管杭の線形はり要素の 節点と改良地盤の要素の節点を結ぶ非線形ばね要素であり, カーバネ変位関係を有 する。バネカは、杭と地盤の相対変位と地盤の状態に基づき、時々刻々と算定され る。



図 4.1.3-1 杭-地盤相互作用バネ要素

鋼管杭の使用材料を表 4.1.3-1 に、材料の物性値を表 4.1.3-2 に示す。ま た、鋼管杭モデルを図4.1.3-2に示す。中詰めコンクリートの剛性については考 慮しない方が鋼管杭の変形が大きくなり,逆T擁壁の地震時応答加速度が大きく なると考えられることから、保守的に剛性は考慮せず、単位体積重量のみ考慮す る。

材料	諸元
耷杭φ1300mm	t=22mm(SKK490)

表 4.1.3-1 使用材料

鋼管杭φ1300mm	t=22mm(SKK490)		
	設計基準強度		
中詰めコンクリート	f' _{ck} = 18N/mm ² (杭部)		
	24N/mm ² (杭頭結合部)		

++ *1	単位体積重量*1	ヤング係数*2	ポアソン比*3	
竹科	(kN/m^3)	(N/mm^2)		
鋼管杭 (SKK490)	77.0	2. 0×10^5	0.3	
中詰めコンクリート	22.6	—	—	

表 4.1.3-2 材料の物性値

注記*1:港湾基準に記載の単位体積重量を用いる。

*2:示方書(2018) p.51 よりヤング係数を 2.0×10⁵ N/mm²とする。 *3:示方書(2018) p.43 よりポアソン比を 0.3 とする。



4.2 解析ケース

鋼管杭の影響検討を行う解析ケースについては、「4. 評価結果」から解析ケース①
~③の結果のうち、逆T擁壁における照査値が最も厳しい「⑤-⑤断面,解析ケース
①、Ss-D(--)」とする。

			地盤物性		
	鋼管杭	解析ケース	埋戻土	岩盤	
			(G ₀ :初期せ	(Gd:動せん断弾性	
			ん断弾性係数)	係数)	
「4. 評価結果」		ケース①	亚坎荷	亚坎库	
にて評価済み	無	(基本ケース)	平均恒	平均恒	
		ケース②	平均值+1σ	平均值	
		ケース③	平均值-1σ	平均值	
影響検討	有	ケース①	平均值	平均值	

表 4.2-1 解析ケース

(参考)2-31

425

4.3 部材照查

鋼管杭による地震時の耐震評価への影響確認は,地震応答解析に基づいて算定した 発生応力が「3.5 許容限界」で設定したコンクリートの許容限界を満足することに加 え,鋼管杭結合部に作用する押抜きせん断応力と支圧応力が許容限界以下であること を確認する。

4.3.1 許容限界

逆 T 擁壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木 学会、2002 年制定)」に基づき、短期許容応力度とする。

種別	許容応力度		短期許容応力度*2
	(N/mm^2)	(N/mm^2)	
コンクリート	許容押抜きせん断応力度 τ _{a1}	0.90	0.90
(f' $_{ck}=24N/mm^2$)	支圧応力度 σ _{ba} *1	7 9	10.9
	(鋼管杭)	1.2	10. 8

表 4.3.1-1 逆 T 擁壁の許容限界

注記*1:コンクリート標準示方書 p.244 より支圧応力度の算出式 σ_{ba}=0.3*f*_{ck}を用 いて求める。

*2:短期許容応力度は、コンクリート標準示方書より許容応力度に対し1.5 倍の割増を考慮する。(押抜きせん断応力度については割増を行わな い。)

4.3.2 断面照查

鋼管杭の影響検討として、「杭基礎設計便覧(日本道路協会,2007年制定)」 に基づき,押込み力に対する照査及び水平力に対する照査を行う。 (1) 押込み力に対する照査

鋼管杭の押込み力に対する照査は、図4.3.2-1に示す算定される垂直支圧応力 σ_{cv}及び押抜きせん断応力度τ_vが許容限界以下であることを確認する。 押込み 力に対する照査図を図4.3.2-2に示す。

$$\sigma_{cv} = P/(\pi D^2/4)$$

$$\tau_{v} = P/\pi (D+h)h$$

ここに,

- σ_{cv}: 杭頭結合部に発生する垂直支圧応力度 (N/mm²)
- τ_v: 抗頭結合部に発生する垂直押抜きせん断応力度 (N/mm²)
- P: 抗頭結合部に作用する押込み力(N)
- D :鋼管杭径 (mm) (=1300mm)
- h : 垂直方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効高(mm)
 (=1790mm)



図 4.3.2-1 押込み力に対する照査 (「杭基礎設計便覧 2007 年」より引用に一部加筆)

図 4.3.2-2 押込み力に対する 照査図

(2) 水平力に対する照査

鋼管杭の水平力に対する照査は、図4.3.2-3に示す水平支圧応力σch及び水平 方向の押抜きせん断応力τhが許容限界以下であることを確認する。 水平力に対 する照査図を図4.3.2-4に示す。

 $\sigma_{ch} = H/DL$ $\tau_{h} = H/h'(2L+D+2h')$

ここに,

- σ_{ch}:杭頭結合部に発生する水平支圧応力度(N/mm²)
- τ_h : 杭頭結合部に発生する水平押抜きせん断応力度 (N/mm²)
- H : 杭頭結合部に作用する水平力 (N)
- D :鋼管杭径 (mm) (=1300mm)
- L : 杭の埋込長 (mm) (=210mm)
- h':水平方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効厚(=975mm)



図 4.3.2-3 水平力に対する照査

(「杭基礎設計便覧 2007年」より引用に一部加筆)



図 4.3.2-4 水平力に対する照査図

5. 評価結果

- 5.1 鋼管杭をモデル化した耐震評価
 - (1) 逆 T 擁壁への影響について

杭頭部を剛結合とした2次元 FEM 解析結果に対する底版及び杭頭結合部の照査結 果を表5.1-1及び表5.1-2に示す。いずれの部材においても照査値が許容値を満 足しており、基準地震動Ssに対し、鋼管杭を残置することによる防波壁(逆T擁 壁)の浸水防護機能を喪失するような悪影響はないことを確認した。

表 5.1-1 2 次元 FEM 解析に対する部材照査結果

		応力度 (N/mm²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値		
底版	曲げ・ 軸力	$(\sigma_{c}=)$ 2.5	$(\sigma_{ca}=)$ 13.5	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$	0.186	
		$(\sigma_{s}=)$ 89.9	$(\sigma_{sa}=)$ 294	σ s/ σ sa	0.306	
	せん断	$(\tau =)$ 0.57	$(\tau_{a}=)$ 0.67	τ / τ a	0.851	
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	$(\sigma_{cv}=)$ 2.1	$(\sigma_{ba}=)$ 10.8	σ cv/ σ ba	0.195	
		$(\tau_{v}=)$ 0.16	$(\tau_{va}=)$ 0.90	τ _v /τ _{va}	0.178	
	水平力 に対する 照査	$(\sigma_{ch}=)$ 4.0	$(\sigma_{ba}=)$ 10.8	σ _{ch} / σ _{ba}	0.371	
		$(\tau_{\rm h}=)$ 0.31	$(\tau_{ha}=)$ 0.90	$\tau_{\rm h}/\tau_{\rm ha}$	0.345	

(杭支持部:岩盤からのせん断抵抗に期待しないケース)

表 5.1-2 2 次元 FEM 解析に対する部材照査結果

	応力度 許容応力度 (N/mm ²) (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)	照査値	
底版	曲げ・ 軸力	$(\sigma_{c}=)$ 2.5	$(\sigma_{ca}=)$ 13.5	σ c/ σ ca	0.186
		$(\sigma_{s}=)$ 87.9	$(\sigma_{sa}=)$ 294	σ_{s}/σ_{sa}	0.299
	せん断	$(\tau =)$ 0.58	$(\tau_{a}=)$ 0.67	τ/τ _а	0.866
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	$(\sigma_{cv}=)$ 2.1	$(\sigma_{ba}=)$ 10.8	σ cv/ σ ba	0.195
		$(\tau_{v}=)$ 0.16	$(\tau_{va}=)$ 0.90	τ _v /τ _{va}	0.178
	水平力 に対する 照査	$(\sigma_{ch}=)$ 4.0	$(\sigma_{ba}=)$ 10.8	σ _{ch} / σ _{ba}	0.371
		$(\tau_{\rm h}=)$ 0.31	$(\tau_{ha}=)$ 0.90	au h/ $ au$ ha	0.345

(杭支持部:X方向(せん断方向)にジョイント要素を設定したケース)

(2) 改良地盤への影響について

鋼管杭の変位による改良地盤への影響を局所安全係数分布図により確認する。評 価時刻については,鋼管杭の変位が最大となる時刻において,改良地盤への影響が 最も大きくなると考えられるため,鋼管杭の杭頭部と杭支持部の相対変位が最大と なる時刻とした。

図 5.1-1 に示す鋼管杭の杭頭部と杭支持部の相対変位が最大となる時刻における 局所安全係数分布図より,引張強度に達した要素は局所的であり,おおむね健全で ある。



図 5.1-1 鋼管杭をモデル化した改良地盤の局所安全係数分布 (杭頭部と杭支持部の変位が最大となる時刻)

図 5.1-2 に示す全時刻における破壊履歴図より, せん断破壊に達する要素はな く, 引張強度に達する要素は局所的であるため, 難透水性の保持に影響するような 流入経路は形成されないと考えられる。

以上より,鋼管杭を残置することによる防波壁(逆T擁壁)の浸水防護機能を喪 失するような悪影響はないと判断する。



図 5.1-2 鋼管杭をモデル化した改良地盤の全時刻における破壊履歴図

5.2 杭頭結合部での応力比較

「2. 杭頭載荷実験」に示す試験結果と2次元 FEM 解析結果の杭頭結合部の応力と を比較することで,鋼管杭の影響検討において杭頭結合部のモデルを「剛結合」とし た妥当性及びヒンジ結合への移行に伴うひび割れが発生せず,浸水防護機能が喪失し ないことを確認する。応力の比較に用いる杭頭拘束モーメントの算定方法を以下に示 す。

(1) 杭頭拘束モーメントの算定方法

2次元 FEM 解析結果(FLIP)から得られる杭頭部の断面力から杭頭部の状態を評価するために、載荷実験結果から「軸力-杭頭拘束モーメント関係」について整理する。ここで「杭頭拘束モーメント」とは、載荷実験における水平荷重に図 5.2-1に示す載荷点と杭頭部間のアーム長 2.097m を乗じ、軸力による付加モーメント(軸力×水平変位)を加算することで算出したモーメントを指す。

杭頭拘束モーメント=水平荷重×2.097m+軸力×水平変位


杭頭部がヒンジ結合に移行した際の杭頭拘束モーメントは,図 5.2-2 に示す杭 頭載荷実験結果のうち,保守的に水平荷重が低下し荷重を保持したまま変位が進 行し始めた時(①)と,実験終了時(②)の水平荷重及び水平変位の平均値を用 いて算出するものとする。ヒンジ結合移行時の杭頭拘束モーメントの算出結果を 表 5.2-1 に示す。



図 5.2-2 杭頭載荷実験結果(水平荷重-水平変位関係) ヒンジ結合移行時

		①水平荷重低下時		②実験終了時		平均			杭頭拘束
クース	靼 刀	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位) ーム長	モーメント
		kN	mm	kN	mm	kN	mm	m	kN•m
1	0	95.2	17.87	80.9	35.29	88.1	26.58	2.097	185
2	500	146.9	24.49	145.6	29.93	146.3	27.21	2.097	320
3	1000	216.0	17.56	212.8	30.11	214.4	23.84	2.097	473
4	1500	294.0	20.24	279.5	35.68	286.8	27.96	2.097	643

表 5.2-1 ヒンジ結合移行時の杭頭拘束モーメント(実験値)

(参考)2-40

434

試験では軸力を引張方向に載荷していないことから,軸方向引張側の「軸力-杭 頭拘束モーメント関係」を補完する。

図 5.2-3 に軸方向耐力と曲げ耐力の関係(M-N曲線)を示す。試験で求めた軸 カ(圧縮)-曲げモーメント関係は、杭頭結合部の耐力を現す曲線であることか ら、図 5.2-3の関係を用い、M=0の時の軸力耐力を算定し、軸方向引張側の軸力 (引張)-曲げモーメント関係の補完を行う。

軸引張耐力の算定式を以下に示す。このとき、コンクリートの引張強度を0としており、算定対象断面は杭頭載荷実験の試験体の杭頭結合部としている。図 5.2-4 に対象断面とする杭頭部断面の模式図を示す。





図 5.2-3 軸方向耐力と曲げ耐力の関係 (コンクリート標準示方書「設計編」2012より抜粋に加筆)

(参考)2-41 **435** 表 5.2-1 で求めた杭頭載荷実験値の軸力,杭頭拘束モーメント及び軸引張耐力 を実構造物のスケールに換算する。表 5.2-2 に軸力及び杭頭拘束モーメントを示 す。杭頭載荷実験の縮尺 $\alpha = 6/13$ より,実構造物換算値の軸力は実験値の $\alpha^2 =$ $(13/6)^2$ 倍とし,モーメントは $\alpha^3 = (13/6)^3$ 倍としている。図 5.2-5 に換算した 軸力-杭頭拘束モーメント関係を示す。

	実懸	検値	実構造物	勿換算値
ケース	軸力	杭頭拘束	軸力	杭頭拘束
	(LN)	モーメント	(LN)	モーメント
		(kN • M)		(kN • M)
(縮尺)	$\times 1$	$\times 1$	\times (13/6) ²	$ imes$ (13/6) 3
1	0	185	0	1882
2	500	320	2347	3255
3	1000	473	4697	4811
4	1500	643	7042	6540
_	-552	0	-2591	0

表 5.2-2 軸力及び杭頭拘束モーメント



図 5.2-5 軸力-杭頭拘束モーメント関係 (実構造物換算)

(参考)2-42 **436** (2) 解析結果との比較による応力状態の確認

「2. 杭頭載荷実験」に示す試験結果と2次元 FEM 解析結果の杭頭結合部の応 カとを比較することで,鋼管杭の影響検討において杭頭結合部のモデルを「剛結 合」とした妥当性及びヒンジ結合への移行に伴うひび割れが発生せず,浸水防護 機能が喪失しないことを確認する。

実験結果におけるヒンジ結合移行時の杭頭結合部の曲げモーメントを図 5.2-6 に示す。解析結果を図 5.2-6 にプロットした結果,2次元動的 FEM 解析結果から 得られた軸力及び発生モーメントは,実験結果から得られたヒンジ結合に移行す る応力状態に達していないため,杭頭部はヒンジ結合に移行していないと考えら れる。



曲げモーメント(kNm)

図 5.2-6 杭頭載荷実験結果と 2 次元 FEM 解析結果の応力比較

5.2.3 杭頭結合部の応力比較結果

杭頭載荷実験結果と2次元動的 FEM 解析結果の杭頭結合部の発生応力を比較し た結果,2次元動的 FEM 解析結果から得られた軸力及び発生モーメントは,実験結 果から得られたヒンジ結合に移行する応力状態に達していないことを確認したた め,鋼管杭の影響検討における杭頭結合部のモデルを「剛結合」としたことは妥 当であり,鋼管杭を残置することによる防波壁(逆T擁壁)の浸水防護機能が喪 失するような悪影響はないと判断する。

(参考)2-43

437

5.3 まとめ

鋼管杭をモデル化した2次元動的 FEM 解析による耐震評価を実施した結果,照査値 が許容値を満足しており,鋼管杭を残置することによる防波壁(逆T擁壁)の浸水防 護機能を喪失するような悪影響はないことを確認した。

また, 杭頭載荷実験結果と2次元動的 FEM 解析結果の杭頭結合部の発生応力を比較 した結果,2次元動的 FEM 解析結果から得られた軸力及び発生モーメントは,実験結 果から得られたヒンジ結合に移行する応力状態に達していないことを確認したため, ヒンジ結合への移行に伴うひび割れが発生せず,浸水防護機能が喪失するような悪影 響はないと判断する。 (参考資料3) 改良地盤①~③の物性値の設定方法について

1. 概要

防波壁(逆T擁壁)の耐震評価に必要な地盤の物性値は,添付書類「VI-2-1-3 地盤の 支持性能に係る基本方針」において説明している。

防波壁(逆T擁壁)の耐震評価の前提となる改良地盤①~③の内的安定評価に必要な 物性値について,室内試験の結果を踏まえ新たに設定したことから,説明を行う。 2. 地盤の物性値

地盤の物性値は,添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定して いる物性値を用いる。改良地盤①~③の物性値のうち,引張強度及び残留強度(粘着力, 内部摩擦角)については,室内試験の結果等を踏まえて設定する。

本章では、当該試験結果及び物性値の設定について説明する。図 2-1 及び図 2-2 に改 良地盤①~③の配置図を示す。



図 2-1 改良地盤①~③の平面配置図





図 2-2 改良地盤①~③の配置図 (防波壁(逆T擁壁), A-A断面)

(参考)3-2

- 2.1 室内試験を踏まえた解析用物性値の設定
 - 2.1.1 試験方法

室内試験は、地盤工学会(JGS)の試験基準に基づき実施する。供試体は添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」で示した室内配合試験によって作成されたものを用いる。

表 2.1.1-1 改良地盤①~③の改良地盤の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
引張強度	岩石の圧裂引張り試験 方法	JGS 2551	3以上
残留強度 (粘着力,內部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧 縮試験方法	JGS 0523	3以上

- 2.1.2 解析用物性値の設定方法
 - (1) 残留強度

残留強度については、Ⅵ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のせん断強度の設定に用いた三軸圧縮試験結果において、せん断破壊後のせん断強さを用いて設定を行う。

(2) 引張強度 σ_t

引張強度については,文献調査を実施し,圧裂引張試験結果と比較検討して保 守的な物性値を設定する。 「薬液注入工法における施工管理に関する研究(その3)(1984)」(以下「川地ら(1984)」という。)によると、引張強度 σ_t と一軸圧縮強度 q_u の関係にはバラツキはあるものの一定の相関性が認められるとされている。また、固結砂の特性に関する検討をする中で、表 2.1.2-1に示すように注入材によって固結された砂の特性値が示されており、引張強度と一軸圧縮強度の関係は $\sigma_t = q_u \times 0.11 \sim 0.28$ となっている。

6.*1i i.i)1[砂	硅	砂
		瞬 結	报 秸	瞬 結	授 秸
	圧縮強度 qukgf/car	1.60	1.80	1.75	4.23
圧縮	破壊ヒズミ ε%	1.2	1.1	1.4	0.8
試 験	変形係数Eso kgf/cs	118	310	295	547
試三 軸	粘着力Ckgf/cer	0.33	0.1~1.1	0.33~0.57	0.33~0.70
圧 験縮	内部摩擦角 ø	34*~41*50'	42°10' ~49°50'	34°20'~41°50'	41*50' ~52*30'
圧裂	引張強度 σr kgf/œr	$0.45 = 0.28 \times q_u$	0.46 = 0.25×a	$0.25 = 0.14 \times q_{\rm H}$	0.46 = 0.11×a.
注;	入前の間隙率	3	2.1%	37.5	%

表 2.1.2-1 水ガラス濃度 50%の固結砂についての特性値 (「川地ら(1984)」より引用に一部加筆修正)

「弾性波試験を用いた薬液注入材による改良土の強度発現機構に関する検討 (2020)」(以下「佐々木ら(2020)」という。)では、その検討の中で、表 2.1.2 -2に示すように薬液注入による砂層の改良地盤の引張強度や一軸圧縮強度等の特 性値を示している。引張強度と一軸圧縮強度の関係はσ_t=q_u×0.1~0.12となって いる。

(「佐々木	ら(2020)	」より弓	用に一部	3加筆修正)	
$C_{\rm s}$	day	$ ho_{ m tsg}$	$q_{ m usg}^{*1}$	Efsg	E_{50sg}	σ_{tsg}^{*2}	
	1	1.91	209	1.28	19.8	21.6	
	3	1.91	214	1.28	18.8	26.9	
6	7	1.91	220	1.25	19.5	28.1	
	14	1.90	237	1.34	21.1	32.3	
	28	1.91	253	1.42	21.2	31.4	= 0.12 \times q _{usg}
	1	1.90	279	1.37	23.2	33.4	
	3	1.91	323	1.41	28.6	39.8	
9	7	1.90	352	1.44	30.7	43.3	
	14	1.90	373	1.44	33.6	43.8	
	28	1.91	374	1.23	38.2	43.5	= 0. $12 \times q_{usg}$
	1	1.93	389	1.35	31.8	48.7	
	3	1.93	465	1.18	42.2	46.6	
12	7	1.93	512	1.21	49 .1	47.7	
	14	1.93	569	1.56	40.5	57.5	
	28	1.93	580	1.39	52.6	57.7	= 0. $10 \times q_{usg}$

表 2.1.2-2 珪砂 6 号を用いたサンドゲルの物理・力学特性

注記 $*1: q_{usg} \rightarrow -$ 軸圧縮強度 (= q_u)

*2: σ_{tsg} ⇒ 引張強度 (= σ_t)

これらの文献を踏まえ、保守的に $\sigma_t = q_u \times 0.1$ の関係を用いて一軸圧縮強度から引張強度を算定する。一軸圧縮強度の算定に用いる地盤の物性値は保守的になるよう、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している解析用物性値を用い、 $q_u = 2c \times tan(45^\circ + \phi/2)$ より算定する。

また,この文献による算定値と試験値を比較し,保守的な値を引張強度に採用す る。

- 2.1.3 解析用物性値の設定
 - (1) 試験結果

改良地盤①~③の室内試験における試験数量を表 2.1.3-1 に示す。また, 試験結果を表 2.1.3-2, 図 2.1.3-1 及び図 2.1.3-2 に示す。

残留強度については、図 2.1.3-1 に示す三軸圧縮試験により得られた軸差応 カー軸ひずみ関係において、せん断破壊・ひずみ軟化後の残留強さを用い、図 2.1.3-2 に示すモールの応力円を描き、粘着力及び内部摩擦角を求めた。

		-		
			試験数量	
項目	規格・基準名称	試験規格	供試体 1 (W/C=200%) 改良地盤③	供試体 2 (W/C=300%) 改良地盤 ①・②
引張強度	岩石の圧裂引張り試験 方法	JGS 2551	3	3
残留強度 (粘着力,内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧 縮試験方法	JGS 0523	3	3

表 2.1.3-1 改良地盤①~③の室内試験における試料数量

地盤	引張強さ σ _t [kN/m ²]	平均值
	775	
改良地盤①·2	1170	998
	1050	
	1340	
改良地盤③	1540	1460
	1490	

表 2.1.3-2 改良地盤①~③における圧裂引張試験結果









(2) 改良地盤③の三軸圧縮試験結果図 2.1.3-2 改良地盤①~③における三軸圧縮試験結果

(参考)3-8

(2) 解析用物性値の設定

[残留強度]

室内試験の結果を踏まえた残留強度の物性値を表 2.1.3-3に示す。

	粘着力	内部摩擦角
	c'[kN/m^2]	ϕ '[°]
改良地盤①・2	91	46.08
改良地盤③	205	42.71

表 2.1.3-3 残留強度の物性値

[引張強度 σ_t]

文献による算定値と圧裂引張試験における試験値の比較を表 2.1.3-4 に示 す。引張強度が小さいほうが保守的になることから,引張強度は文献による 算定値を採用する。

表 2.1.3-4 文献による算定値と圧裂引張試験における試験値の比較(引張強度)

		文献による	算定値		試験値
	解析用物性值		一動工統改度	引張強度	引張強度
	粘着力 c [kN/m²]	内部摩擦角φ [°]	中的工作的投及 q _u [kN/m ²]	$\sigma_{\rm t} [kN/m^2]$	$\sigma_{\rm t} [{\rm kN/m^2}]$
改良地盤①・2	628	38.00	2580	258 採用	998
改良地盤③	1140	40.54	4950	495 採用	1460

2.2 改良地盤の物性値

以上を踏まえ,改良地盤①~③の物性値を表 2.2-1 に,その設定根拠を表 2.2-2 に示す。

		解析用物	性值	
		改良地盤①・②	改良地盤③	
	粘着力	0.1	205	
改员 34 英	c'[kN/m ²]	91	200	
戏笛强度	内部摩擦角	46 09	42.71	
	φ'[°]	40.08		
引張強度	$\sigma_{\rm t} \; [{\rm kN/m^2}]$	258	495	

表 2.2-1 改良地盤①~③の解析用物性値

		設定根拠 (改良地盤①・②及び改良地盤③は共通)
残留強度	粘着力 c'[kN/m²]	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 φ'[°]	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	σ _t [kN/m²]	薬液注入による改良地盤に関する文献より, 保守的に設定した算定式から求まる引張強度 と比較して,圧裂引張試験における引張強度 が上回ることから,文献による算定値を設定

表 2.2-2 改良地盤①~③における解析用物性値の設定根拠