

普天間飛行場代替施設建設事業に係る技術検討会

第4回

資料目次

1. 環境監視等委員会の報告	1
2. 動態観測の考え方	2
2.1 動態観測の目的	2
2.2 動態観測の実施範囲	2
2.3 動態観測の観測項目及び管理方法	2
2.3.1 外周護岸	2
2.3.2 埋立地	3
2.3.3 滑走路、エプロン	3
3. 隅角部護岸、K-8、K-9 護岸の安定性	4
3.1 設計条件の設定	5
3.2 安定性	6
3.2.1 検討断面位置の考え方	6
3.2.2 断面諸元	6
3.2.3 作用の評価・壁体の安定性能照査	7
3.2.4 地盤の安定性能照査	9
3.2.5 壁体の安定性能照査の結果	10
3.2.6 地盤の安定性能照査の結果	12
4. 付帯工作物等の構造	13
4.1 付帯工作物等の位置	13
4.2 付帯工作物等の構造	13
5. その他	23
6. 注釈説明集	24

1. 環境監視等委員会の報告

別添資料参照。

2. 動態観測の考え方

2.1 動態観測の目的

動態観測の目的は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1745～1746^{※2.1-1}を参考に、下記のとおりとした。

- ①仮設工を含む構造物の施工中の安全性の確認
- ②施工前に見込んでいた構造物の沈下量・変位量などの検証と設計・施工へのフィードバック
- ③構造物完成後の将来の沈下量・変位量などの予測と維持管理計画への反映

2.2 動態観測の実施範囲

動態観測の実施範囲は、地盤の圧密沈下や強度増加を考慮する中間土及び粘性土が分布する範囲を対象とする。

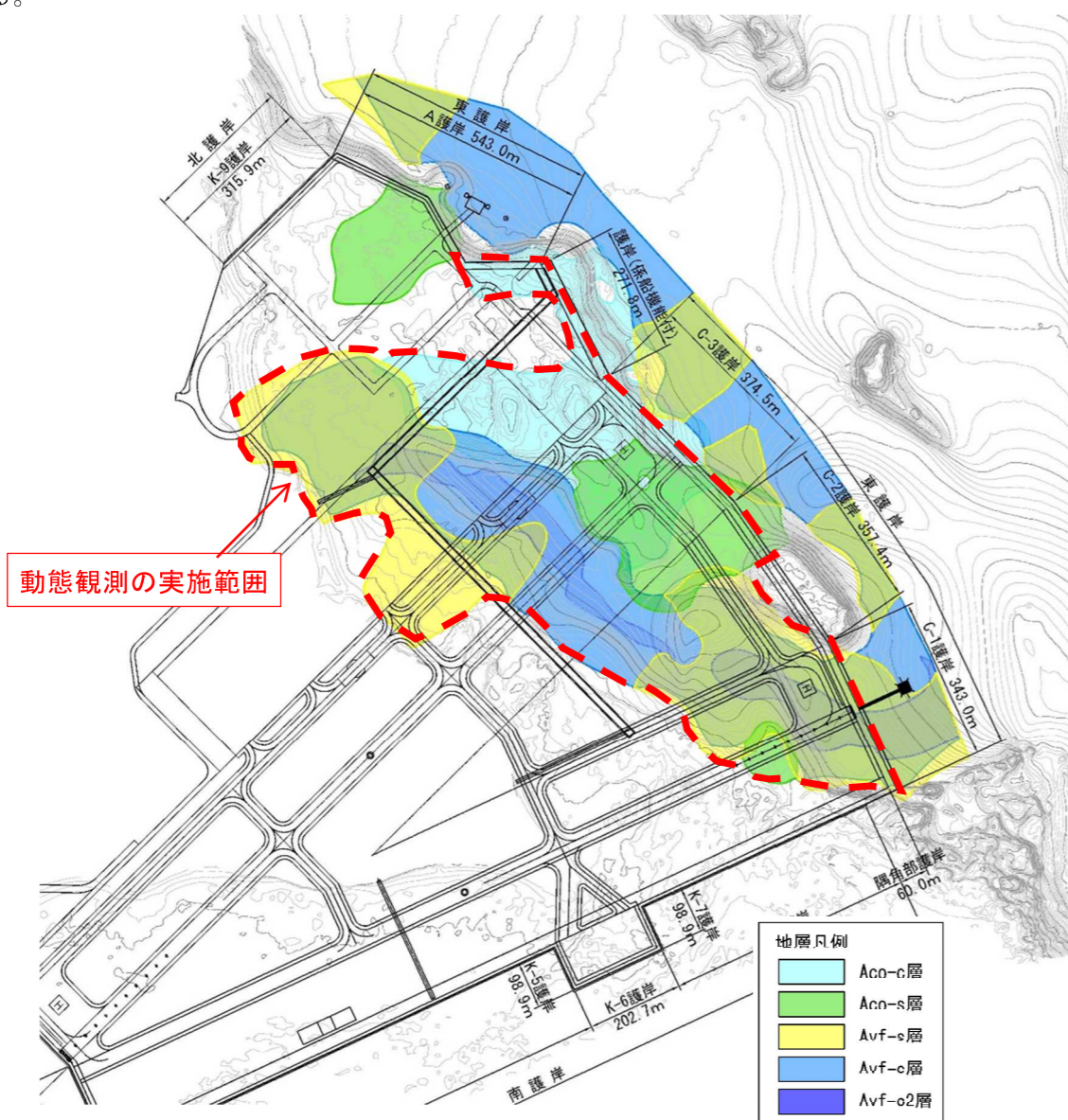


図 2.2-1 動態観測の範囲

2.3 動態観測の観測項目及び管理方法

2.3.1 外周護岸

外周護岸（C-1～C-3 護岸、護岸（係船機能付）及び A 護岸）を対象とした観測項目及び管理方法を表 2.3-1 に示す。

なお、観測に必要な計測機器の選定及び配置は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1759～1769^{※2.3-1}等を参考に、護岸の施工実施段階における施工への影響等も配慮し、決定する。

表 2.3-1 動態観測の主な観測項目及び管理方法【外周護岸】

観測項目	変位			応力	強度	潮位 ^{注1}	地下水 ^{注1}
	地表面沈下	層別沈下	水平変位				
目的	沈下計 （水圧式等）	層別沈下計	傾斜計 測量	間隙水圧計	土圧計	CPT	潮位計 水位計
観測結果を用いた 管理方法の例	沈下板	測量	傾斜計	測量	間隙水圧計	土圧計	CPT
① 仮設工を含む構造物の 施工中の安全性の確認	※2.3-2 安定管理図による管理	○		○			○
	地盤の強度増加の確認					○	
	安定解析による次施工盛土の施工可否判断	○	○		○	○	
② 施工前に見込んでいた構造物の沈下量・変位量などの検証と設計・施工へのフィードバック	設計値との比較、パラメータ同定解析 ^{注2}	○	○	○	○	○	○
	将来沈下量予測（双曲線法、logt法等） ^{※2.3-3}	○	○				○
③ 構造物完成後の将来の沈下量・変位量などの予測と維持管理計画への反映	将来沈下量予測（双曲線法、logt法等） ^{※2.3-3}	○	○				○

注1) 沈下観測は水圧から間接的に推定する方法を用いる場合、潮位、地下水位を併せて観測する。

注2) パラメータ同定解析には、地盤の挙動観測結果に加え、埋立順序の施工履歴が必要となるが、これは別途施工管理の中で実施するものと仮定し、上記の表には含めていない。

2.3.2 埋立地

埋立地内を対象とした観測項目及び管理方法を表 2.3-2 に示す。

観測に必要な計測機器の選定及び配置は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1759～1769^{※2.3-1}等を参考に、埋立の施工実施段階における施工への影響等も配慮し、決定する。

表 2.3-2 動態観測の主な計測項目及び管理方法【埋立地】

目的	計測項目	変位				応力		潮位 ^{注1}	地下水水位 ^{注1}
		地表面沈下		層別沈下	埋立材沈下	間隙水圧計	土圧計		
		沈下板	沈下計（水圧式等） 測量	層別沈下計	沈下計（クロスアーム式等）				
観測結果を用いた管理方法の例	観測する方法	沈下板	沈下計（水圧式等） 測量	層別沈下計	沈下計（クロスアーム式等）	間隙水圧計	土圧計	潮位計	水位計
② 施工前に見込んでいた構造物の沈下量・変位量などの検証と設計・施工へのフィードバック	設計値との比較、パラメータ同定解析 ^{注2}	○	○	○	○	○	○	○	○
	将来沈下量予測（双曲線法、logt法等） ^{※2.3-3}	○	○	○	○	○	○	○	○
	沈下量把握による土量管理	○	○	○	○	○	○	○	○
③ 構造物完成後の将来の沈下量・変位量などの予測と維持管理計画への反映	将来沈下量予測（双曲線法、logt法等） ^{※2.3-3}	○	○	○	○	○	○	○	○

注1) 沈下観測は水圧から間接的に推定する方法を用いる場合、潮位、地下水水位を併せて観測する。

注2) パラメータ同定解析には、地盤の挙動観測結果に加え、埋立順序の施工履歴が必要となるが、これは別途施工管理の中で実施するものと仮定し、上記の表には含めていない。

2.3.3 滑走路、エプロン

滑走路及びエプロンを対象とした観測項目及び管理方法を表 2.3-3 に示す。

観測に必要な計測機器の選定及び配置は、具体的な舗装構造の検討を踏まえた上で、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1759～1769^{※2.3-1}等を参考に、滑走路及びエプロンの施工実施段階における施工への影響等も配慮し、決定する。

表 2.3-3 動態観測の主な計測項目及び管理方法【滑走路、エプロン】

目的	観測項目	変位				応力		温度		支持力	空洞	基礎地盤（埋立地盤）			地下水水位		
		躯体		目地	躯体	躯体	平坦性	FWD調査	平板載荷試験			地中レーダー	FWD調査	沈下計		層別沈下計	空隙計
		埋設ひずみ計	鉄筋ひずみ計	亀裂変位計	測量	継ぎ目計											
観測結果を用いた管理方法の例	観測する方法 ^{※2.3-4}	埋設ひずみ計	鉄筋ひずみ計	亀裂変位計	測量	継ぎ目計	有効応力計	熱電対	平坦性	FWD調査	平板載荷試験	地中レーダー	FWD調査	沈下計	層別沈下計	空隙計	水位計
② 施工前に見込んでいた構造物の沈下量・変位量などの検証と設計・施工へのフィードバック	設計値との比較、パラメータ同定解析	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	将来沈下量予測（双曲線法、logt法等） ^{※2.3-3}																○
	支持力確認									○	○						
③ 構造物完成後の将来の沈下量・変位量などの予測と維持管理計画への反映	将来沈下量予測（双曲線法、logt法等） ^{※2.3-3}																○
	性能の確認（使用性、安全性の確認）	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	

3. 隅角部護岸、K-8、K-9 護岸の安定性

第2回技術検討会において提示した以外の隅角部護岸、K-8^{*}、K-9 護岸^{*}においても、地盤条件、波浪条件の見直し及び「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」の改訂等を踏まえ、安定性能照査を行い、護岸直下の地盤改良を行うことなく現埋立承認申請において設定した断面等で安定性が確保されていることを確認した。隅角部護岸、K-8 護岸（K-8-4、K-8-5）、K-9 護岸の位置を図3.1-1に、断面図を図3.1-2～図3.1-6に示す。

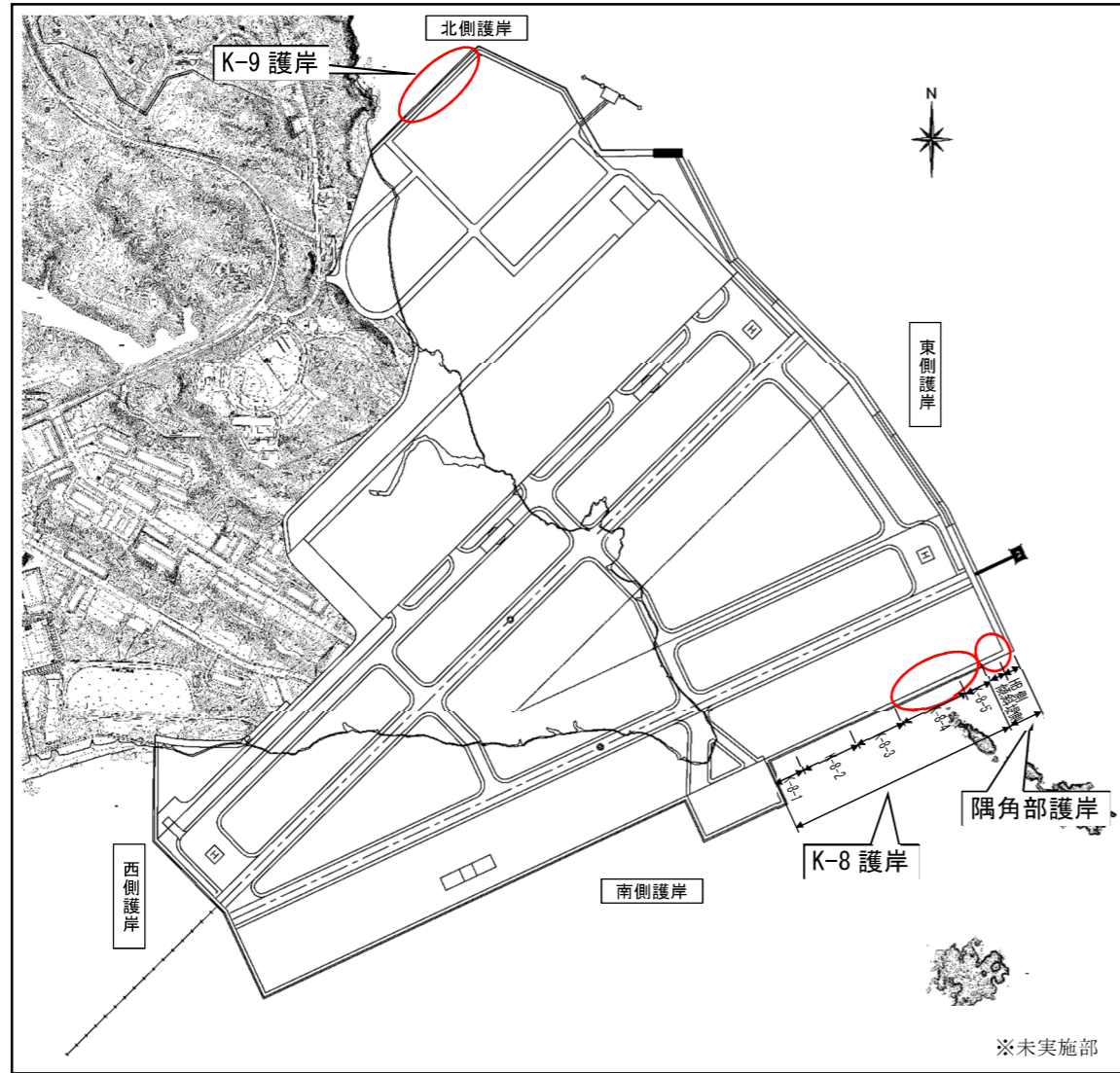


図 3.1-1 隅角部護岸、K-8、K-9 護岸の位置

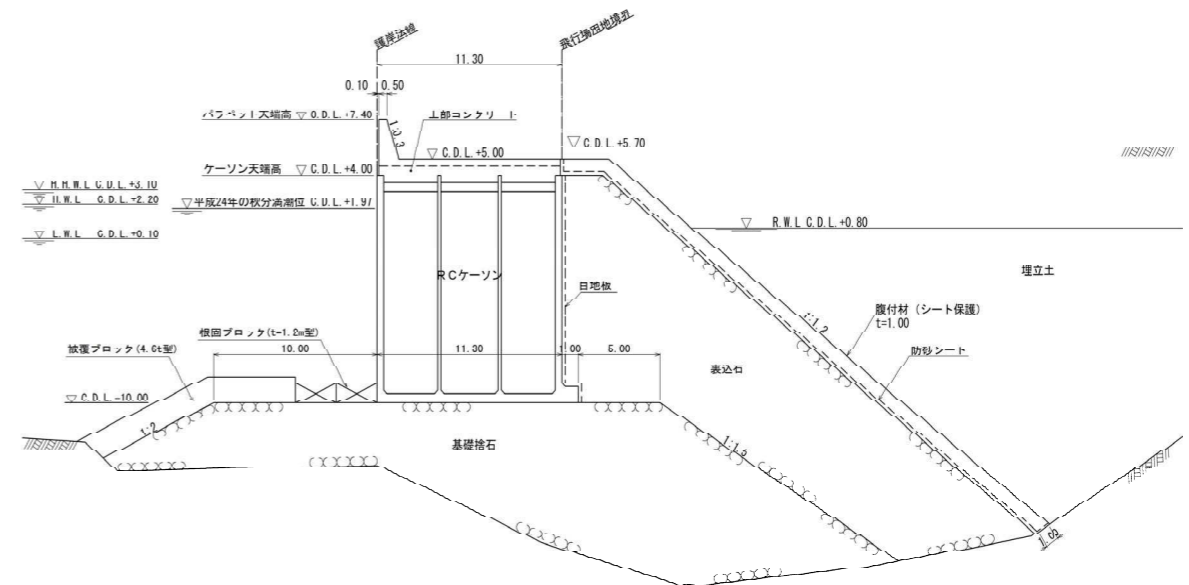


図 3.1-2 隅角部護岸 (HB 側)

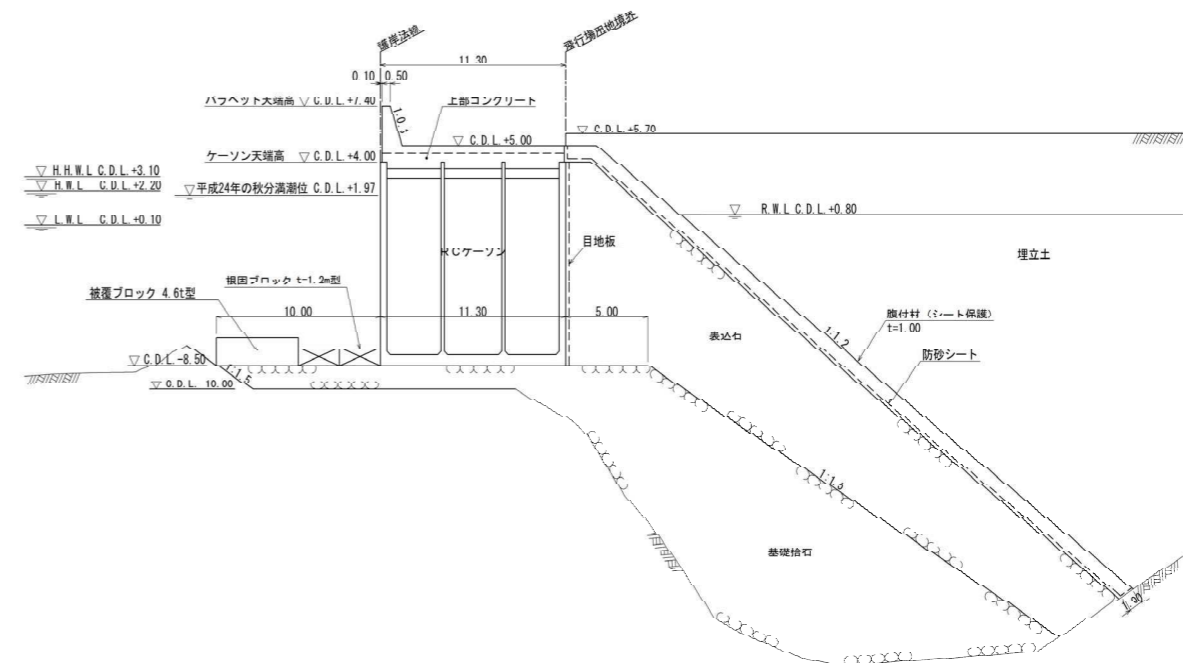


図 3.1-3 隅角部護岸 (傾斜堤側)

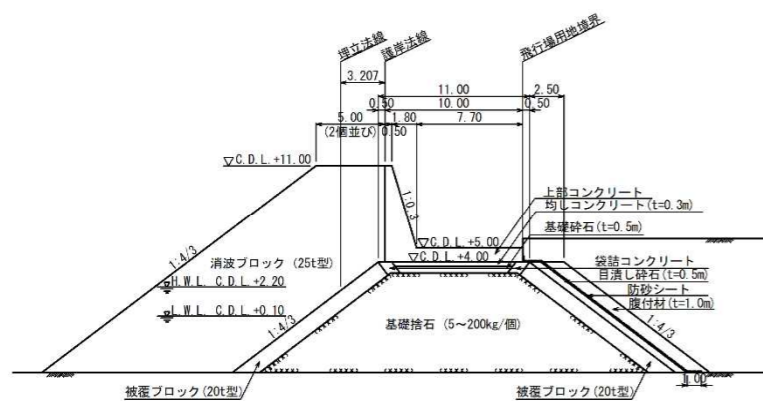


図 3.1-4 K-8 護岸 (K-8-4)

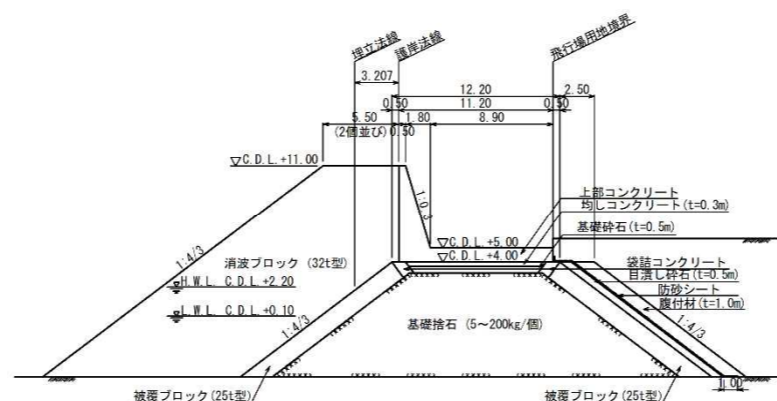


図 3.1-5 K-8 護岸 (K-8-5)

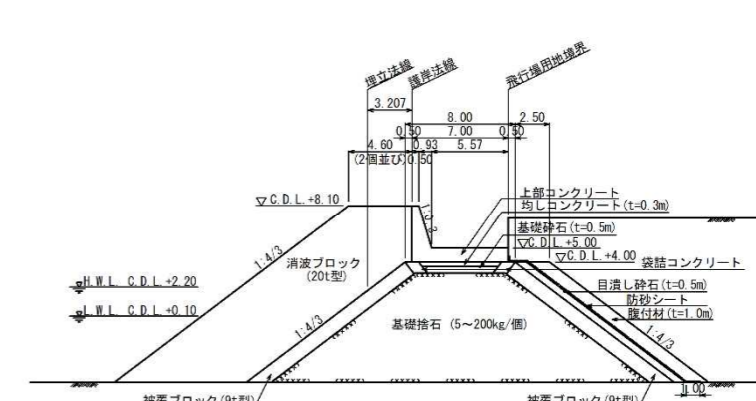


図 3.1-6 K-9 護岸

3.1 設計条件の設定

(1) 設計潮位

第1回技術検討会において提示。

(2) 残留水位(R.W.L.)

第1回技術検討会において提示。

(3) 許容越波流量

第1回技術検討会において提示。

(4) 上載荷重

第1回技術検討会において提示。

(5) 設計対象地震動(レベル1地震動)

第1回技術検討会において提示。

(6) 土質条件

第1回技術検討会において提示。

(7) 設計波高

第1回技術検討会で提示した確率波及び第2回技術検討会で提示した算出方法を基に算出^{※3.1-1}した結果を表3.1-1、表3.1-2に示す。

(8) 設計供用期間

第1回技術検討会において提示。

(9) 材料条件

第2回技術検討会において提示。

表 3.1-1 壁体の安定性能照査に使用した設計波高(隅角部護岸)

工区					波高		周期 (s)	補正後 入射角(°)
					有義波高 H _{1/3} (m)	最高波高 H _{max} (m)		
隅角部護岸	傾斜 堤側	10年確率波	H.W.L.	SE	1.9	3.5	14.9	44
			L.W.L.	SE	1.6	2.9	14.9	54
		50年確率波	H.W.L.	SSE	2.0	3.6	17.3	-
			L.W.L.	SE	2.0	3.6	17.0	-
	HB側	10年確率波	H.W.L.	SE	1.8	3.3	14.9	33
			L.W.L.	SE	1.5	2.7	14.9	47
50年確率波		H.W.L.	SE	1.9	3.5	17.0	-	
		L.W.L.	SE	1.8	3.3	17.0	-	

※50年確率波については、引波の照査を行うため、入射角θは設定しない。

表 3.1-2 壁体の安定性能照査に使用した設計波高(K-8,K-9護岸)

工区					波高		周期 (s)	補正後 入射角(°)
					有義波高 H _{1/3} (m)	最高波高 H _{max} (m)		
K-8護岸	K-8-4	10年確率波	H.W.L.	SSE	2.0	3.6	15.4	0
			L.W.L.	SE	2.1	3.8	14.9	67
		50年確率波	H.W.L.	SE	2.5	4.5	17.0	-
			L.W.L.	SE	2.5	4.5	17.0	-
	K-8-5	10年確率波	H.W.L.	SSE	1.8	3.3	15.4	29
			L.W.L.	SE	1.7	3.1	14.9	67
50年確率波		H.W.L.	SE	2.2	4.0	17.0	-	
		L.W.L.	SE	1.9	3.5	17.0	-	
K-9護岸	10年確率波	H.W.L.	SE	1.4	2.6	14.9	0	
		L.W.L.	SSE	1.1	2.0	15.4	0	
		50年確率波	H.W.L.	SE	1.5	2.7	17.0	-
			L.W.L.	SE	1.4	2.6	17.0	-

※50年確率波については、引波の照査を行うため、入射角θは設定しない。

3.2 安定性

3.2.1 検討断面位置の考え方

隅角部護岸（傾斜堤側、HB側）及びK-8（K-8-4、K-8-5）、K-9護岸の各設計工区の中で海底地形及び地層構成を考慮し、壁体の安定性能照査、地盤の安定性能照査に関する検討において、最も安全な設計を担保し得る護岸法線上の位置（設計工区の中で壁体や地盤の安定上最も危険となる位置）を検討断面の位置として設定する。

具体的には、地盤の円弧すべりに対する起動力が大きくなる（海底面と埋立地盤の高低差が大きくなる）海底面の深い箇所（各設計工区の東側）を検討断面位置と設定した。

なお、隅角部護岸（HB側）の延長は第2回技術検討会において提示したC-1-1-1護岸の堤体幅を踏まえ33.6mとした。

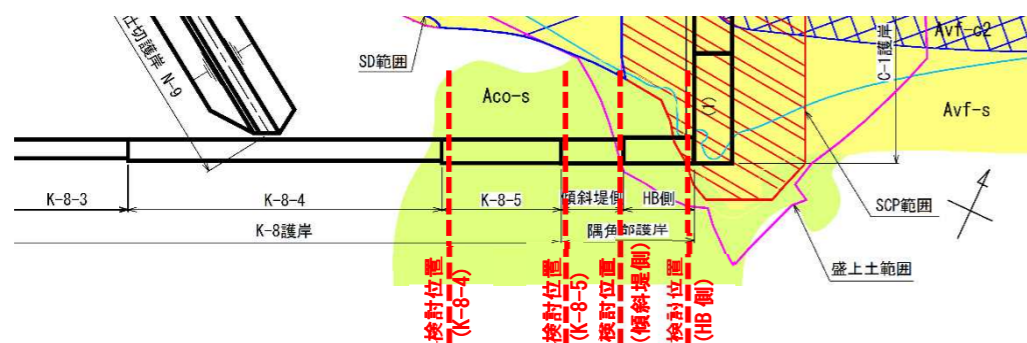


図 3.2-1 検討断面位置図①

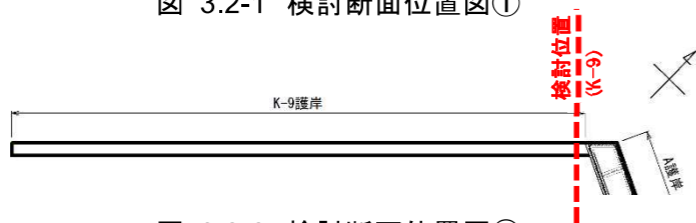


図 3.2-2 検討断面位置図②

3.2.2 断面諸元

(1) パラペット天端高

隅角部護岸及びK-8、K-9護岸のパラペット天端高は、第1回技術検討会において提示^{※3.2-1}した許容越波流量（ $q=0.02\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 以下）を満足することの確認を行った^{※3.2-2}。

その結果、許容越波流量を満足することを確認した。

計算結果を表 3.2-1、表 3.2-2 に示す。

表 3.2-1 越波流量の確認結果（隅角部護岸）

工区		パラペット天端高	越波流量	判定
隅角部護岸	傾斜堤側	C.D.L. +7.40m	$0.000048 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} < 0.02\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$	OK
	HB側	C.D.L. +7.40m	$0.000038 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} < 0.02\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$	OK

表 3.2-2 越波流量の確認結果（K-8、K-9護岸）

工区		パラペット天端高	越波流量	判定
K-8護岸	K-8-4	C.D.L. +11.00m	$0.000085 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} < 0.02 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	OK
	K-8-5	C.D.L. +11.00m	$0.000022 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} < 0.02 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	OK
K-9護岸		C.D.L. +8.10m	$0.000009 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} < 0.02 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	OK

(2) 被覆ブロック

隅角部護岸およびK-8、K-9護岸の被覆ブロックの所要質量は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.238^{※3.2-3}、P.239^{※3.2-4}に準拠し、算出した^{※3.2-5}。

その結果、設定した被覆ブロックの質量が、所要質量を満足することを確認した。

計算結果を表 3.2-3、表 3.2-4 に示す。

表 3.2-3 所要質量確認結果（隅角部護岸）

工区		被覆ブロック質量	所要質量	判定
隅角部護岸	傾斜堤側	4.60t (4.6t型)	0.11t	OK
	HB側		0.09t	OK

表 3.2-4 所要質量確認結果（K-8、K-9護岸）

工区		被覆ブロック質量	所要質量	判定
K-8護岸	K-8-4	19.93t (20t型)	0.75t	OK
	K-8-5	24.82t (25t型)	0.67t	OK
K-9護岸		8.96t (9t型)	0.17t	OK

(3) 消波ブロック

K-8、K-9護岸の消波ブロックの所要質量は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.238^{※3.2-3}、P.242^{※3.2-6}に準拠し、算出した^{※3.2-7}。

その結果、設定した消波ブロックの質量が、所要質量を満足することを確認した。

計算結果を表 3.2-5 に示す。

表 3.2-5 所要質量確認結果（K-8、K-9護岸）

工区		消波ブロック質量	所要質量	判定
K-8護岸	K-8-4	23.00t (25t型)	1.61t	OK
	K-8-5	28.75t (32t型)	1.10t	OK
K-9護岸		18.40t (20t型)	0.34t	OK

(4) 根固ブロック

隅角部護岸の根固ブロックの所要厚は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.938~P.939^{※3.2-8}に準拠し、算出した^{※3.2-9}。

その結果、設定した根固ブロックの厚さが、所要厚を満足することを確認した。

計算結果を表 3.2-6 に示す。

表 3.2-6 所要厚確認結果（隅角部護岸）

工区		根固ブロック厚	所要厚	判定
隅角部護岸	傾斜堤側	1.2m(4.0'×2.5b×1.2t(m))	0.37m(2.5'×1.5b×0.8t(m))	OK
	HB側		0.47m(2.5'×1.5b×0.8t(m))	OK

3.2.3 作用の評価・壁体の安定性能照査

(1) 壁体の安定性能照査の項目と作用の組合せ

各検討状態、各設計状態における安定性能照査の項目と作用の組合せを表 3.2-7 に、各設計状態のイメージを図 3.2-3、図 3.2-4 に示す。壁体の安定性能照査の項目は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.615～616^{*3.2-10}、P.920^{*3.2-11}、P.1000、P.1021、P.1023^{*3.2-12}、及び P.1062^{*3.2-13} に準拠し、設定した。施工時の主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態に対する安定性能照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.925^{*3.2-14} に準拠し、堤体幅及び水深の比、工学的基盤最大加速度の関係から省略した。

表 3.2-7 各検討状態、各設計状態における安定性能照査の項目と作用の組合せ

検討状態	設計状態	照査項目	潮位	作用（設計外力）の組合せ								備考				
				自重	波力・揚圧力		土圧	上載荷重	残留水圧	動水圧	慣性力		浮力			
					押波	引波										
隅角部護岸	施工時	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	L.W.L.	○												
		主たる作用が変動波浪である変動状態（押波時・引波時）	H.W.L. L.W.L.	○	○	○										
	完成時	主たる作用が土圧である永続状態	H.W.L.	○			○	○	○							
		主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態	L.W.L.	○			○	○	○	○	○					
K-8、K-9 護岸	施工時	主たる作用が変動波浪である変動状態（押波時・引波時）	H.W.L. L.W.L.	○	○										・傾斜堤の上部工は、潮位（H.W.L.）より上にあり、引波、残留水圧、動水圧、浮力は明らかに作用しないため作用の組み合わせから除いた。 ・上記より、施工時及び完成時の変動状態（引波時）の検討は省略した。	
		主たる作用が土圧である永続状態	H.W.L.	○			○	○								
	完成時	主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態	L.W.L.	○			○	○			○					
		主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）	L.W.L.	○			○	○								
			施工時	完成時												
隅角部護岸	ケーソン背後の埋立が行われていない状態として、変動波浪に対する安定性を照査した。ケーソンを海上ヤードへ仮置きする時、また海上ヤードから基礎捨石上へ曳航及び据え付する時は、ケーソンを浮遊させるため、浮遊しているケーソンの安定性に加え据付時の基礎捨石面からの余裕水深について照査した。			ケーソンの背後の埋立が行われた状態として、永続状態、変動状態のレベル 1 地震動及び変動波浪に対する安定性を照査した。												
K-8、K-9 護岸	傾斜堤背後の埋立が行われていない状態として、変動波浪に対する安定性を照査した。			傾斜堤背後の埋立が行われた状態として、永続状態、変動状態のレベル 1 地震動に対する安定性を照査した。												

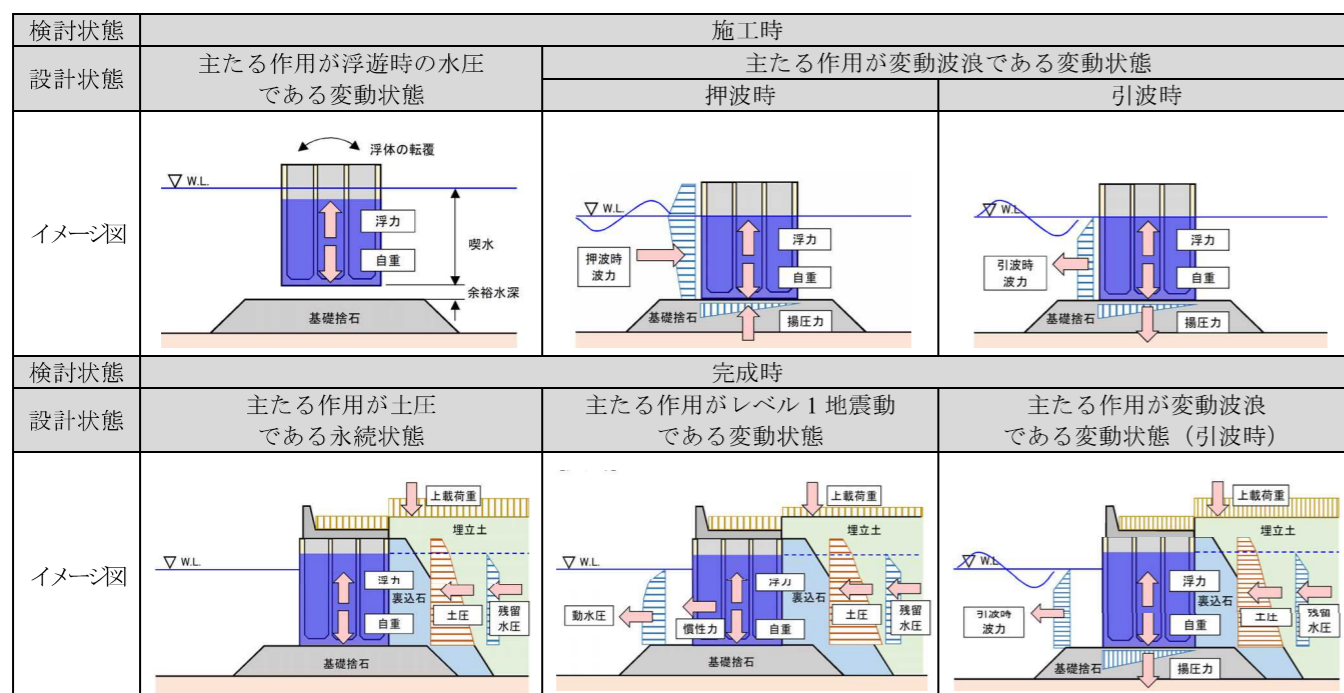


図 3.2-3 各設計状態のイメージ(隅角部護岸)

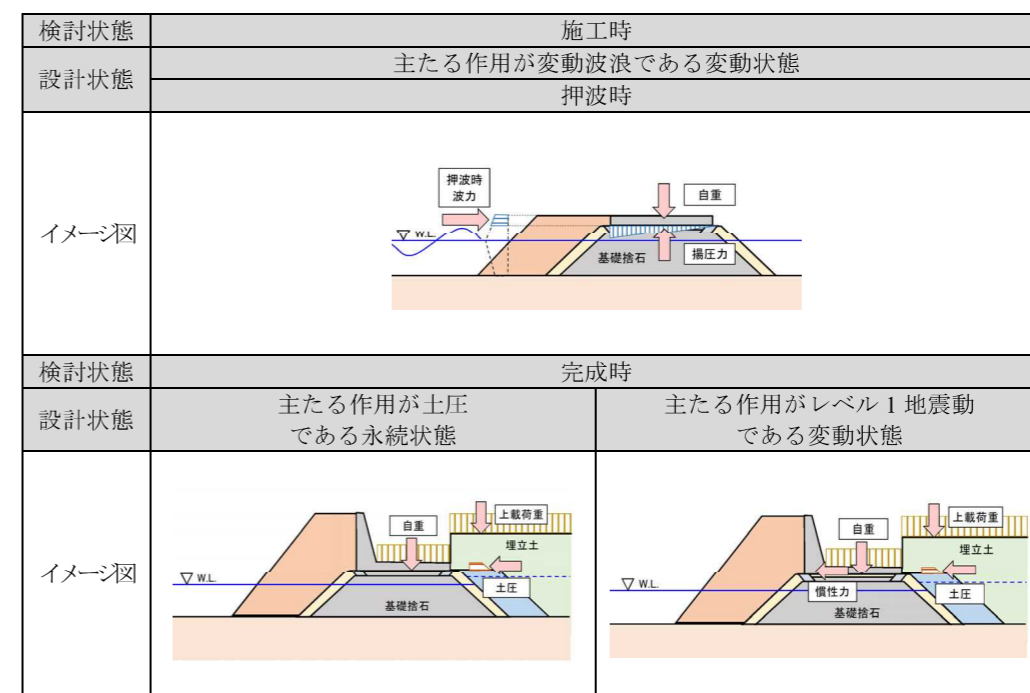


図 3.2-4 各設計状態のイメージ(K-8、K-9 護岸)

(2) 設計外力の算出

① 波力・揚圧力(施工時及び完成時)

ケーソンに作用する波力及び揚圧力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.213～215^{※3.2-15}に示される合田式で算出した。

傾斜堤に作用する波力及び揚圧力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.223等^{※3.2-16}に示される谷本・小島の式で算出した。

② 土圧(完成時)

壁体に作用する土圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.350～355^{※3.2-17}に準拠し、算出した。永続状態及び変動状態において、埋立土及び裏込石による土圧を算出した。

③ 上載荷重(完成時)

壁体上に作用する上載荷重は、パラペットを除く上部工に作用するものとして、永続状態及び変動状態において、上載荷重有りの場合と、無しの場合の両方を算出した。

④ 残留水圧(完成時)

壁体に作用する残留水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.358^{※3.2-18}に準拠し算出した。永続状態及び変動状態において、壁体前面と背面の水位差に応じて算出した。なお、傾斜堤上部工の設置高は H.W.L より高いため、残留水圧力は作用しないものとした。

⑤ 動水圧(完成時)

水中にある壁体に作用する地震時の動水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.359^{※3.2-19}に準拠し、主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態において算出した。

なお、傾斜堤上部工の設置高は H.W.L より高いため、動水圧は作用しないものとした。

⑥ 慣性力(完成時)

壁体に作用する地震動による慣性力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.404^{※3.2-20}に準拠し、壁体の重量に照査用震度^{※3.2-21}を乗じることにより算出した。

照査用震度は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.824、P.1904～1911^{※3.2-22}に準拠し、当該地のレベル 1 地震動及び土層構成・土質条件等を基に次元地震応答解析（FLIP）を行い設定した^{※3.2-21}。

⑦ 浮力(施工時及び完成時)

壁体に作用する浮力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.926、P.1067～1068^{※3.2-23}に準拠し、算出した。なお、傾斜堤上部工の設置高は H.W.L より高いため、浮力は作用しないものとした。

(3) 安定性能照査の考え方

<隅角部護岸>

① ケーソン浮遊時の余裕水深の考え方

ケーソンの据付時に余裕水深が確保されていることを照査した。据付時の余裕水深は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.617^{※3.2-24}に準拠し、設置高に対し 0.5m とした。なお、据付時の検討潮位は、据付が潮位により制限されないよう L.W.L. とした。

② 浮体の転覆に関する安定性能照査方法

浮体の転覆に関するケーソンの安定性能照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.617～618^{※3.2-25}に準拠して行った。

③ 施工時及び完成時のケーソンの安定性能照査方法

施工時のケーソンの滑動、転倒、及び基礎地盤の支持力照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.682、P.928～930^{※3.2-26}に準拠し、完成時のケーソンの滑動、転倒、及び基礎地盤の支持力照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.682、P.1070～1074^{※3.2-27}に準拠して行った。

④ 施工時及び完成時の部分係数・調整係数

施工時の安定性能照査における部分係数及び調整係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.928～929、P.931^{※3.2-28}に準拠し、設定した。完成時の安定性能照査における部分係数及び調整係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1071、P.1073～1074^{※3.2-29}に準拠し、設定した。

⑤ 施工時及び完成時の基礎地盤の支持力照査における強度定数

施工時及び完成時の基礎地盤の支持力照査における基礎捨石及び基礎地盤の強度定数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.684～685^{※3.2-30}に準拠し、表 3.2-8 に示すとおりとした。C-1 護岸直下の SCP 工法による地盤改良範囲がかかる箇所の地盤の強度定数については、第 2 回技術検討会において提示した C-1 護岸と同様とした^{※3.2-31}。

表 3.2-8 基礎地盤の支持力照査における強度定数

	せん断抵抗角 ϕ (°)	粘着力 C(kN/m ²)
基礎捨石	35	20
基礎地盤(砂杭)	40	0

<K-8、K-9 護岸>

① 施工時及び完成時の傾斜堤の安定性能照査方法

施工時の傾斜堤の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力照査は「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.682、P.946～947^{※3.2-32}に準拠し、完成時の傾斜堤の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.682、P.1070～1074^{※3.2-27}に準拠して行った。

② 施工時及び完成時の部分係数・調整係数

施工時の安定性能照査における部分係数及び調整係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.931、P.947^{※3.2-33}に準拠し、設定した。完成時の安定性能照査における部分係数及び調整係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1071、P.1073～1074^{※3.2-29}に準拠し、設定した。

③ 施工時及び完成時の基礎地盤の支持力照査における強度定数

施工時及び完成時の基礎地盤の支持力照査における基礎捨石及び基礎地盤の強度定数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.684～685^{※3.2-30}に準拠し、表3.2-9に示すとおりとした。

表 3.2-9 基礎地盤の支持力照査における強度定数

	せん断抵抗角 $\phi (^{\circ})$	粘着力 C(kN/m ²)
基礎捨石	35	20

3.2.4 地盤の安定性能照査

(1) 地盤の安定性能照査方法

- 地盤の安定性能照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1069～1070^{※3.2-34}に準拠し、円弧すべり計算（修正フェレニウス法）によって作用耐力比を計算し、照査した。
- 完成時の安定計算に用いる部分係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1069～1070^{※3.2-34}に準拠し、下表の値を用いた。

表-2.2.1 基礎地盤の円弧すべりの性能照査に用いる部分係数

照査対象	代表層に関する 粘性土の変動係数CV	抵抗項に乗じる 部分係数 γ_R	荷重項に乗じる 部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の 円弧すべり (永続状態)	円弧通過層に粘性土が 存在しない場合	0.83	1.01	— (1.00)
	0.10未満	0.86	1.05	— (1.00)
	0.10以上0.15未満	0.85	1.04	— (1.00)
	0.15以上0.25未満	0.80	1.02	— (1.00)
	0.25以上	— (1.00)	— (1.00)	1.30

- 施工時の安定計算に用いる部分係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.749^{※3.2-35}等を参考とし、 $\gamma_S=1.00$ 、 $\gamma_R=1.00$ 、 $m=1.10$ とした。

3.2.5 壁体の安定性能照査の結果

安定性能照査の結果、以下に示すとおり、施工時及び完成時ともに照査基準を満足し、現埋立承認申請において設定した断面等で十分施工可能であることを確認した。

(1) 隅角部護岸

<施工時>

工区	検討ケース		照査項目			
			喫水 d(m)	余裕水深(m)	浮体の転覆 GM(m)	
傾斜堤側	L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	据付時	7.16 < 8.60	1.44 ≥ 0.50	0.38 > 0.05d=0.36
HB側	L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	据付時	8.43 < 10.10	1.67 ≥ 0.50	0.49 > 0.05d=0.42

工区	検討ケース		壁体上の 上載荷重	照査項目			
				滑動	転倒	基礎地盤の 支持力	
傾斜堤側	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波	無	0.488 < 1.0	0.306 < 1.0	0.626 < 1.0
			引波	無	0.216 < 1.0	0.106 < 1.0	- < 1.0
	L.W.L.		押波	無	0.278 < 1.0	0.147 < 1.0	0.575 < 1.0
			引波	無	0.127 < 1.0	0.050 < 1.0	- < 1.0
HB側	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波	無	0.474 < 1.0	0.284 < 1.0	0.673 < 1.0
			引波	無	0.212 < 1.0	0.120 < 1.0	- < 1.0
	L.W.L.		押波	無	0.273 < 1.0	0.141 < 1.0	0.618 < 1.0
			引波	無	0.129 < 1.0	0.060 < 1.0	- < 1.0

※基礎地盤の支持力は作用の傾斜率が0.1未満のため、検討を省略した。 ※3.2-36

<完成時> (傾斜堤側)

工区	検討ケース		壁体上の 上載荷重	照査項目		
				滑動	転倒	基礎地盤の 支持力
傾斜堤側	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態	有	0.442 < 1.0	0.278 < 1.0	0.560 < 1.0
			無	0.461 < 1.0	0.291 < 1.0	0.566 < 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態	有	0.678 < 1.0	0.466 < 1.0	0.733 < 1.0
			無	0.690 < 1.0	0.472 < 1.0	0.745 < 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	有	0.469 < 1.0	0.307 < 1.0	0.546 < 1.0
			無	0.489 < 1.0	0.322 < 1.0	0.555 < 1.0
		主たる作用が土圧である永続状態	有	0.482 < 1.0	0.293 < 1.0	0.596 < 1.0
			無	0.502 < 1.0	0.306 < 1.0	0.601 < 1.0
主たる作用がレベル1地震動である変動状態	有	0.679 < 1.0	0.456 < 1.0	0.741 < 1.0		
	無	0.690 < 1.0	0.462 < 1.0	0.750 < 1.0		
主たる作用が変動波浪である変動状態	引波	有	0.469 < 1.0	0.291 < 1.0	0.551 < 1.0	
		無	0.488 < 1.0	0.304 < 1.0	0.560 < 1.0	

<完成時> (HB側)

工区	検討ケース		壁体上の 上載荷重	照査項目			
				滑動	転倒	基礎地盤の 支持力	
HB側	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態	有	0.425 < 1.0	0.262 < 1.0	0.756 < 1.0	
			無	0.442 < 1.0	0.273 < 1.0	0.757 < 1.0	
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態	有	0.668 < 1.0	0.454 < 1.0	0.902 < 1.0	
			無	0.679 < 1.0	0.459 < 1.0	0.905 < 1.0	
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波	有	0.452 < 1.0	0.293 < 1.0	0.720 < 1.0
				無	0.470 < 1.0	0.306 < 1.0	0.727 < 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態	有	0.467 < 1.0	0.281 < 1.0	0.801 < 1.0	
			無	0.485 < 1.0	0.292 < 1.0	0.807 < 1.0	
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態	有	0.673 < 1.0	0.450 < 1.0	0.925 < 1.0	
			無	0.683 < 1.0	0.454 < 1.0	0.928 < 1.0	
主たる作用が変動波浪である変動状態	引波	有	0.456 < 1.0	0.283 < 1.0	0.733 < 1.0		
		無	0.473 < 1.0	0.295 < 1.0	0.742 < 1.0		

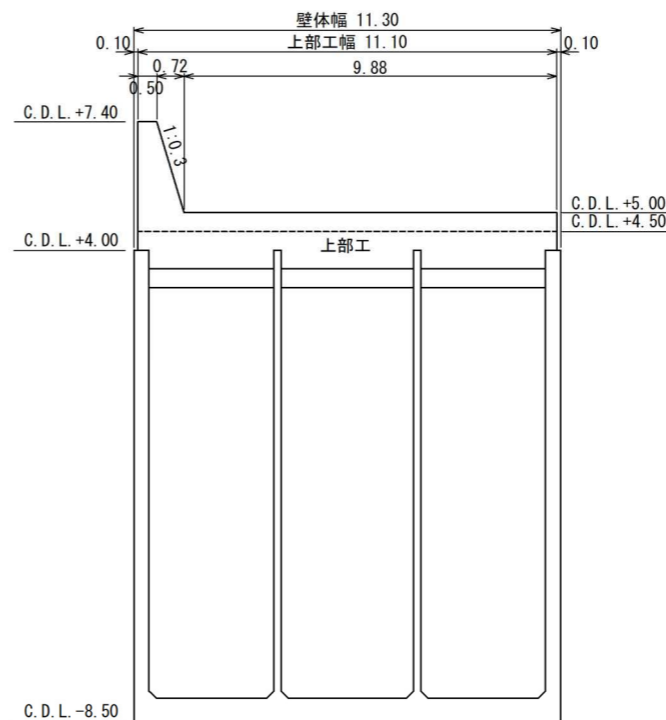


図 3.2-5 断面(隅角部護岸(傾斜堤側))

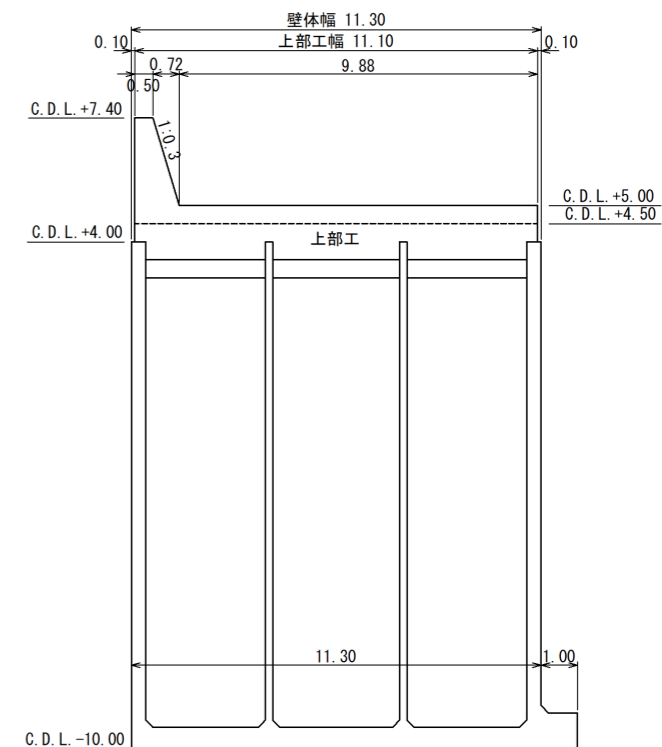


図 3.2-6 断面(隅角部護岸(HB側))

(2) K-8 護岸、K-9 護岸

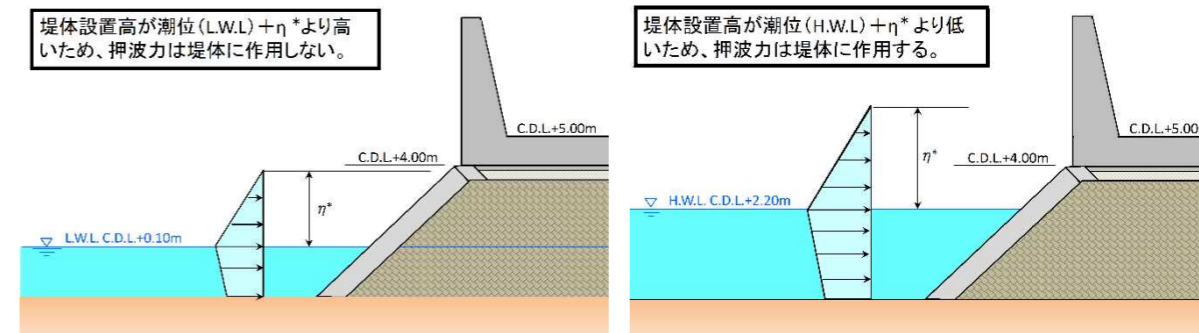
<施工時>

工区	検査ケース	壁体上の 上載荷重	照査項目				
			滑動	転倒	基礎地盤の 支持力		
K-8 護岸	K-8-4	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波 無 引波 無	0.095 < 1.0 — < 1.0	0.005 < 1.0 — < 1.0	—※2 < 1.0 — < 1.0
		L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波 無 引波 無	—※1 < 1.0 — < 1.0	—※1 < 1.0 — < 1.0	—※1 < 1.0 — < 1.0
	K-8-5	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波 無 引波 無	0.052 < 1.0 — < 1.0	0.002 < 1.0 — < 1.0	—※2 < 1.0 — < 1.0
		L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波 無 引波 無	—※1 < 1.0 — < 1.0	—※1 < 1.0 — < 1.0	—※1 < 1.0 — < 1.0
K-9 護岸	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波 無	0.028 < 1.0	0.001 < 1.0	—※2 < 1.0	
			引波 無	— < 1.0	— < 1.0	— < 1.0	
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波 無	—※1 < 1.0	—※1 < 1.0	—※1 < 1.0	
			引波 無	— < 1.0	— < 1.0	— < 1.0	

<完成時>

工区	検査ケース	壁体上の 上載荷重	照査項目				
			滑動	転倒	基礎地盤の 支持力		
K-8 護岸	K-8-4	H.W.L. L.W.L. 共通	主たる作用が土圧である永続状態	有 無	0.037 < 1.0 0.043 < 1.0	0.003 < 1.0 0.004 < 1.0	—※2 < 1.0 —※2 < 1.0
			主たる作用がレベル1地震動である変動状態	有 無	0.152 < 1.0 0.155 < 1.0	0.037 < 1.0 0.041 < 1.0	—※2 < 1.0 —※2 < 1.0
		H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	引波 有 無	— < 1.0 — < 1.0	— < 1.0 — < 1.0	— < 1.0 — < 1.0
		L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	引波 有 無	— < 1.0 — < 1.0	— < 1.0 — < 1.0	— < 1.0 — < 1.0
	K-8-5	H.W.L. L.W.L. 共通	主たる作用が土圧である永続状態	有 無	0.034 < 1.0 0.041 < 1.0	0.002 < 1.0 0.003 < 1.0	—※2 < 1.0 —※2 < 1.0
			主たる作用がレベル1地震動である変動状態	有 無	0.150 < 1.0 0.153 < 1.0	0.031 < 1.0 0.034 < 1.0	—※2 < 1.0 —※2 < 1.0
		H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	引波 有 無	— < 1.0 — < 1.0	— < 1.0 — < 1.0	— < 1.0 — < 1.0
		L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	引波 有 無	— < 1.0 — < 1.0	— < 1.0 — < 1.0	— < 1.0 — < 1.0
K-9 護岸	H.W.L. L.W.L. 共通	主たる作用が土圧である永続状態	有 無	0.098 < 1.0 0.122 < 1.0	0.008 < 1.0 0.011 < 1.0	—※2 < 1.0 —※2 < 1.0	
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態	有 無	0.190 < 1.0 0.201 < 1.0	0.029 < 1.0 0.032 < 1.0	—※2 < 1.0 0.635 < 1.0	
	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	引波 有 無	— < 1.0 — < 1.0	— < 1.0 — < 1.0	— < 1.0 — < 1.0	
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	引波 有 無	— < 1.0 — < 1.0	— < 1.0 — < 1.0	— < 1.0 — < 1.0	

※1 L.W.L.時は押波力が作用しないため、検討を省略した。(下記、図(a)参照。)
 ※2 基礎地盤の支持力は作用の傾斜率が0.1未満のため、検討を省略した。 ※3.2-36



図(a) L.W.L.時

図(b) H.W.L.時

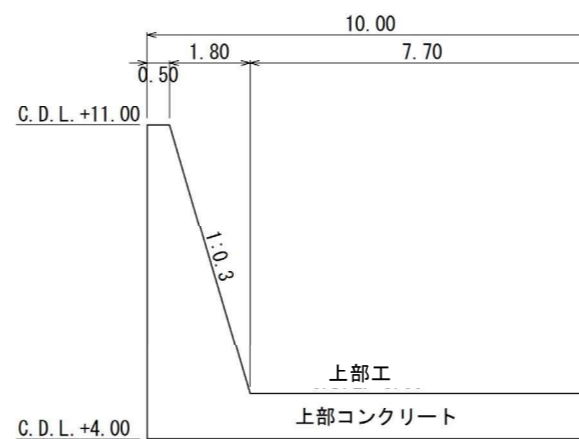


図 3.2-7 断面(K-8 護岸(K-8-4))

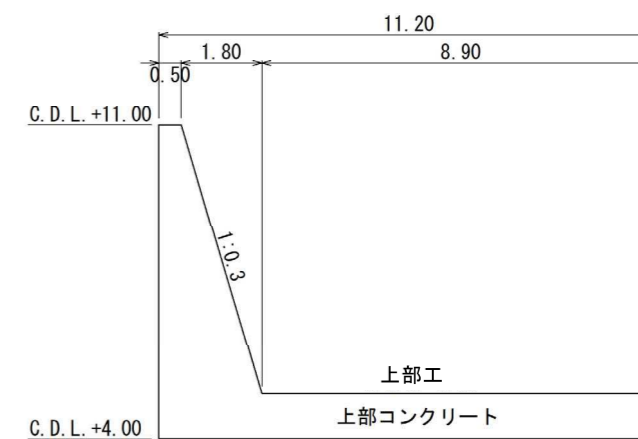


図 3.2-8 断面(K-8 護岸(K-8-5))

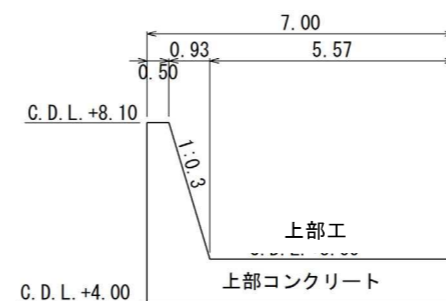


図 3.2-9 断面(K-9 護岸)

3.2.6 地盤の安定性能照査の結果

安定性能照査の結果、以下に示すとおり施工時及び完成時とも照査基準を満足し、現埋立承認申請において設定した断面等で十分施工可能であることを確認した^{※3.2-37}。これら護岸のうち、K-8 護岸については、第3回技術検討会で示した全体工程においても施工順序に制約がなく、現時点においても施工可能である。

施工時及び完成時の安定性の確認結果を以下に示す。

(1) 隅角部護岸

工区		作用耐力比		
		施工時		完成時
		海側	陸側	
隅角部護岸	傾斜堤側	0.679 < 1.0	0.892 < 1.0	0.919 < 1.0
	HB側	0.867 < 1.0	0.842 < 1.0	0.971 < 1.0

(2) K-8 護岸、K-9 護岸

工区		作用耐力比		
		施工時		完成時
		海側	陸側	
K-8 護岸	K-8-4	0.429 < 1.0	0.605 < 1.0	0.513 < 1.0
	K-8-5	0.807 < 1.0	0.702 < 1.0	0.923 < 1.0
K-9 護岸		0.582 < 1.0	0.565 < 1.0	0.713 < 1.0

4. 付帯工作物等の構造

4.1 付帯工作物等の位置

付帯工作物等の位置図を図 4.1-1 に、また、配置図を図 4.1-2～図 4.1-4 に示す。

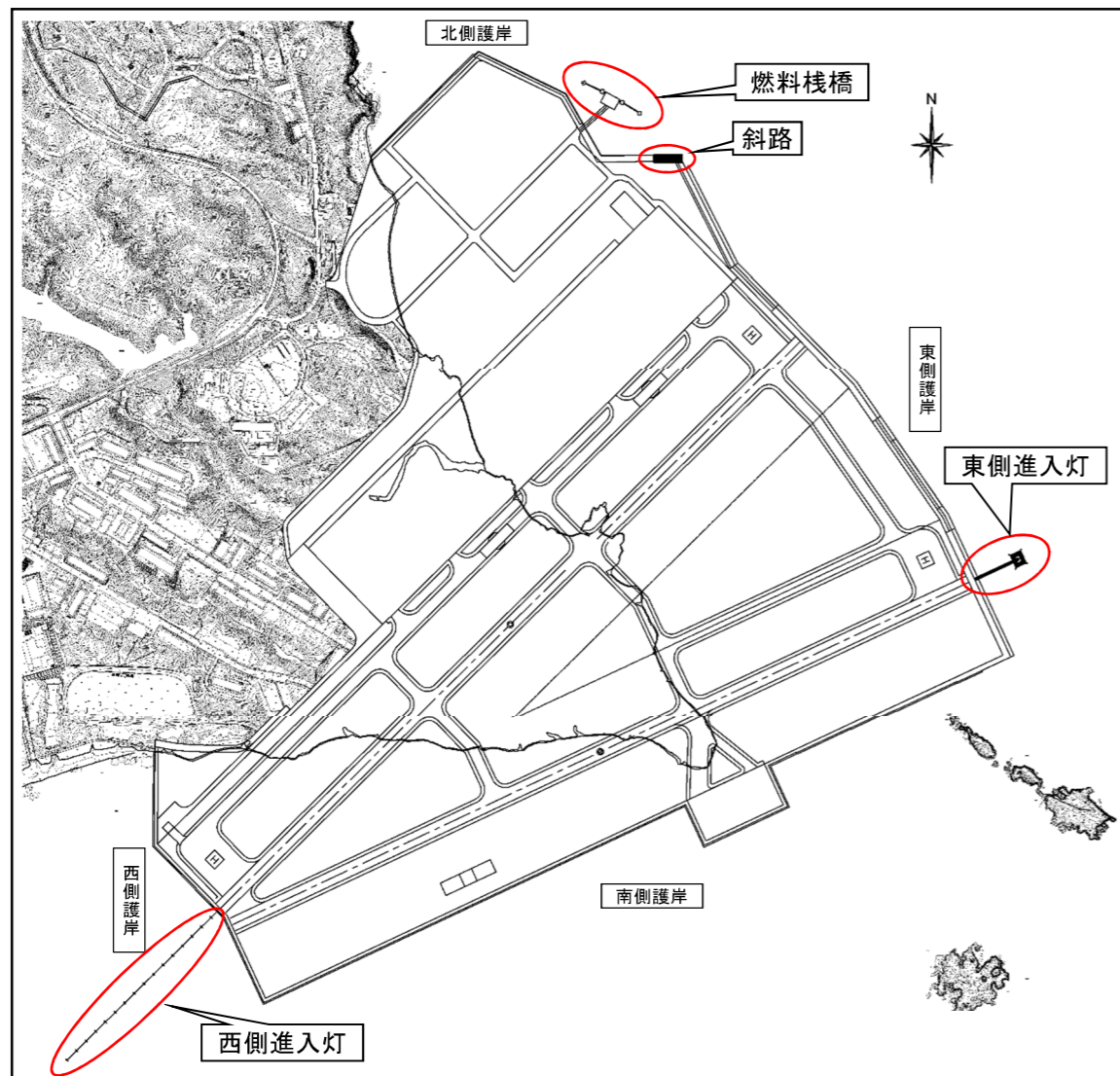


図 4.1-1 付帯工作物等の位置図

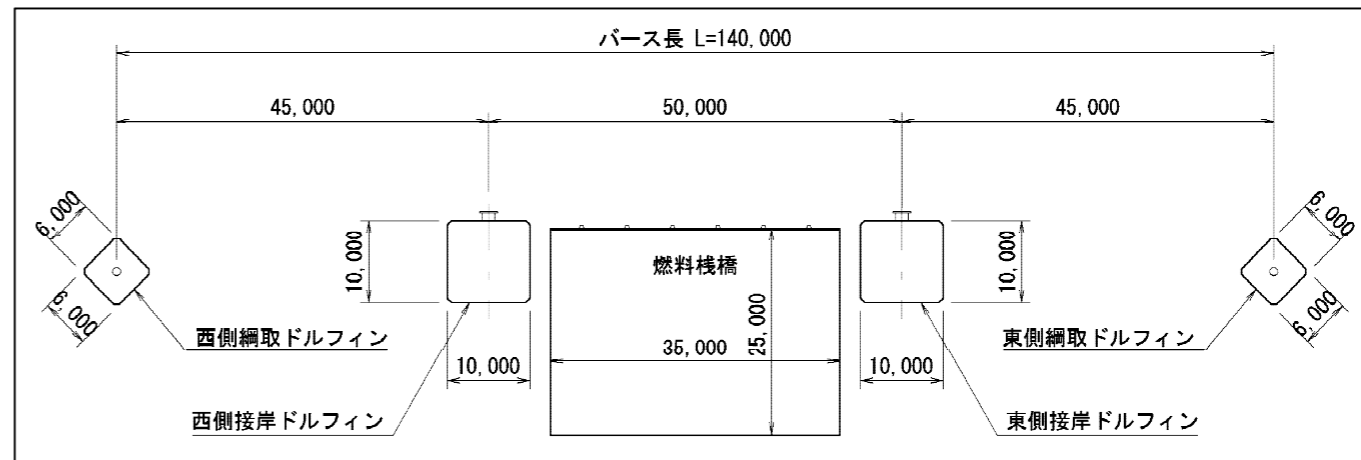


図 4.1-2 燃料棧橋、接岸ドルフィン、網取ドルフィンの配置図

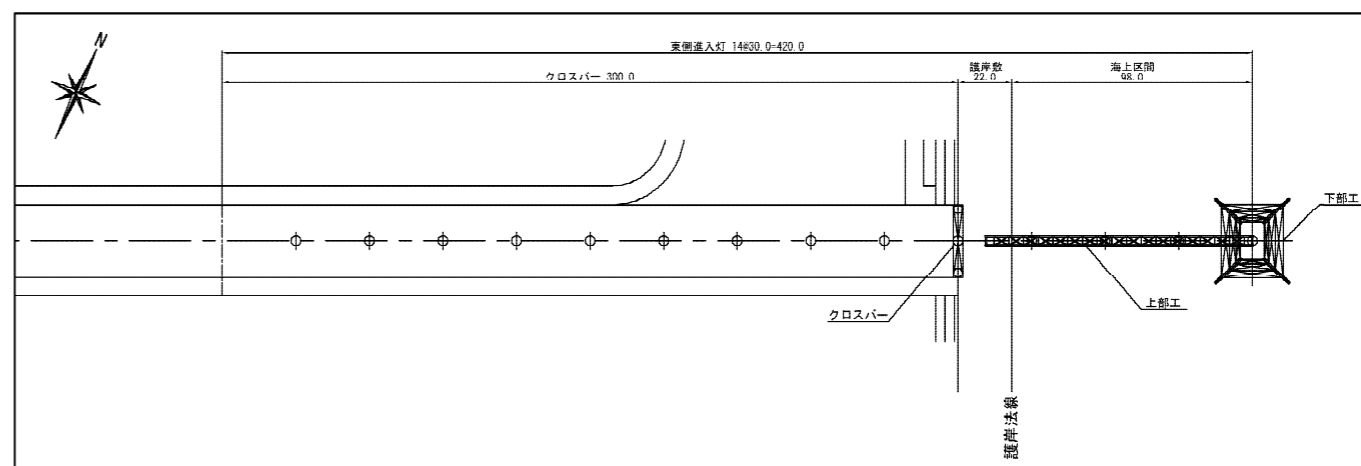


図 4.1-3 東側進入灯の配置図

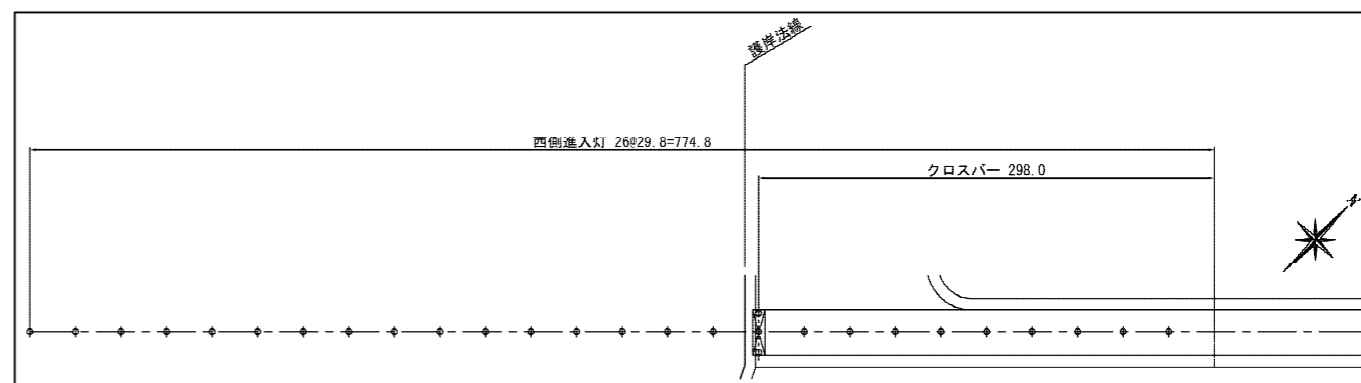


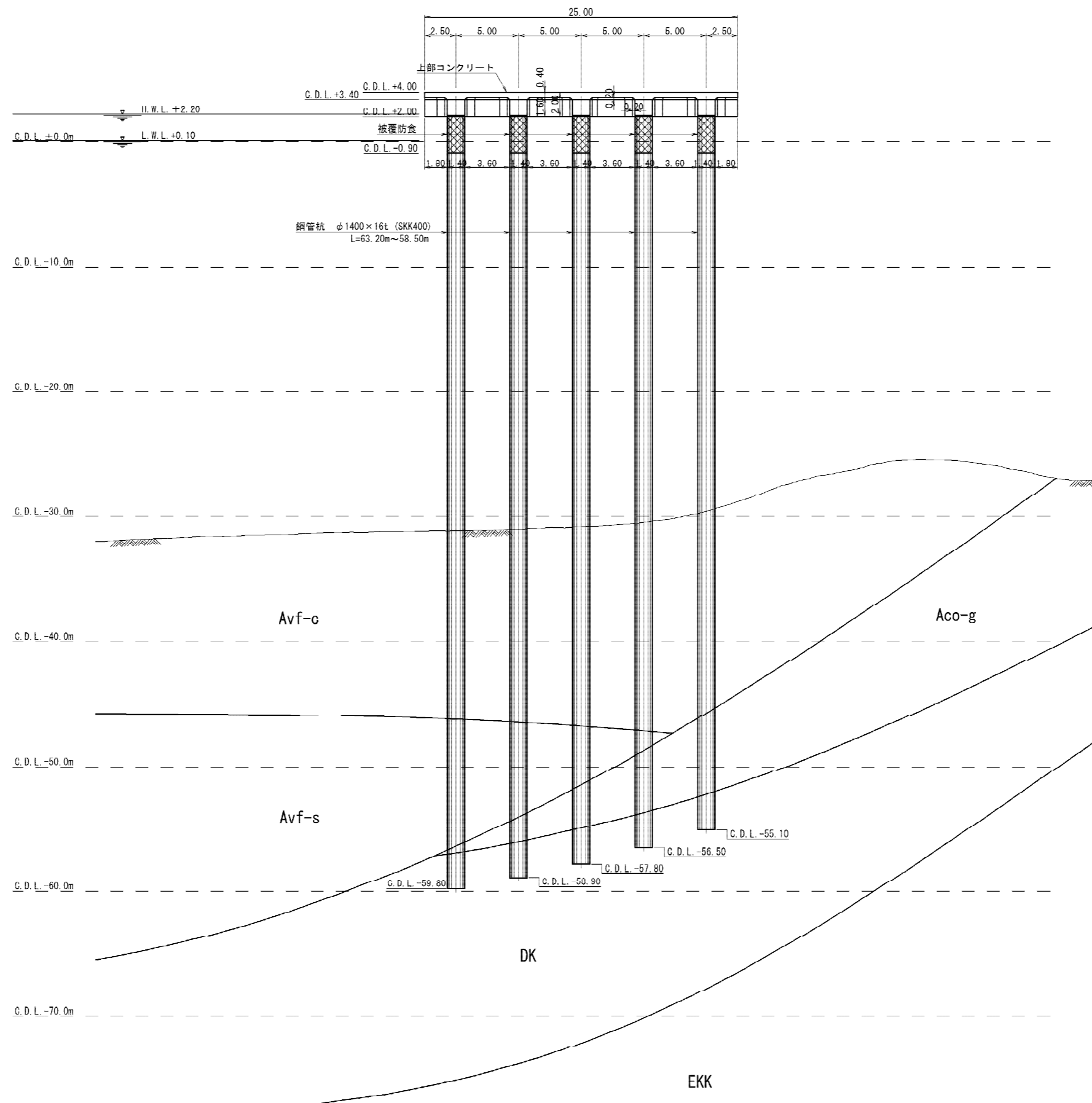
図 4.1-4 西側進入灯の配置図

4.2 付帯工作物等の構造

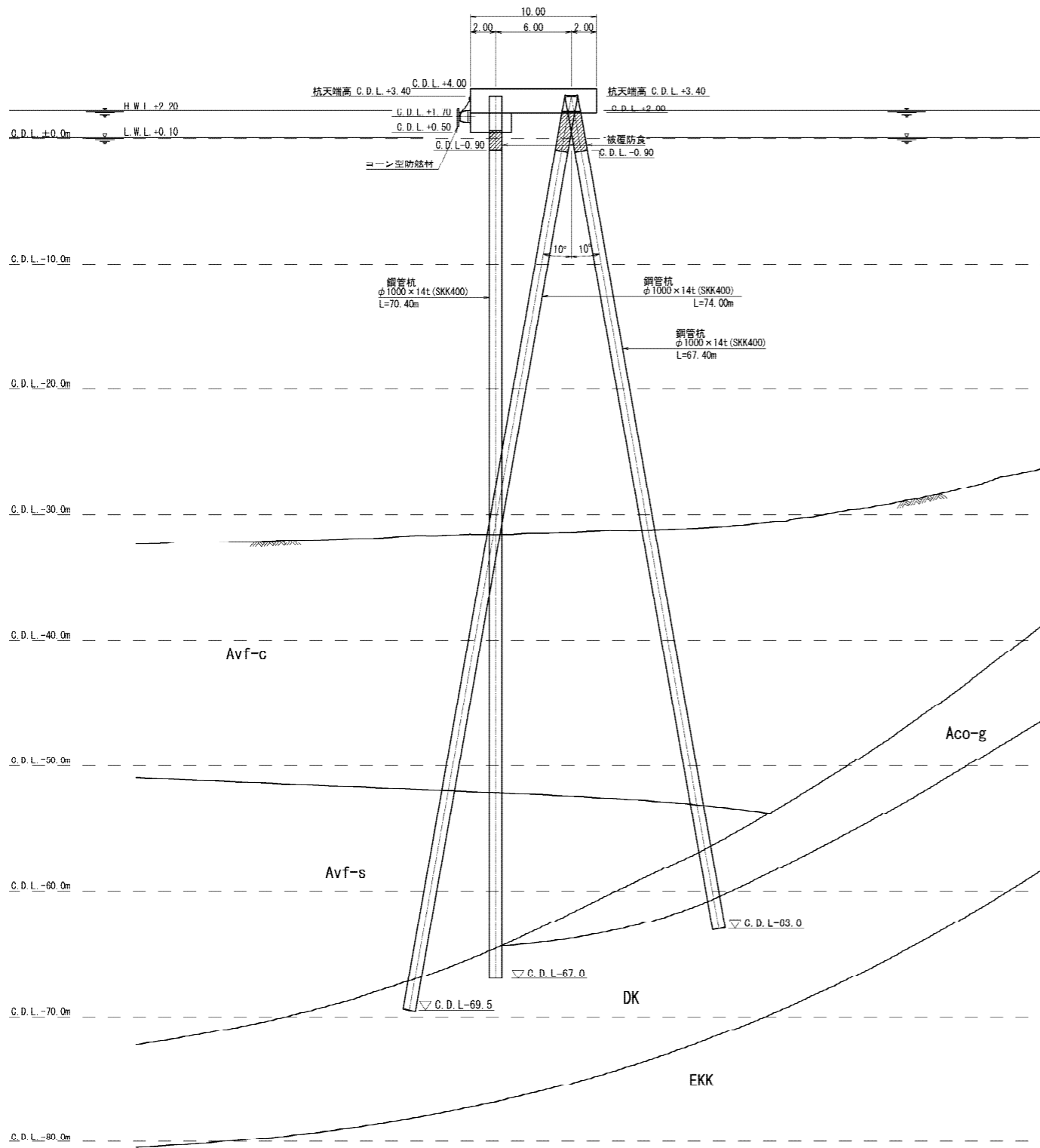
次頁以降に付帯工作物等の構造図を示す。

【燃料棧橋】

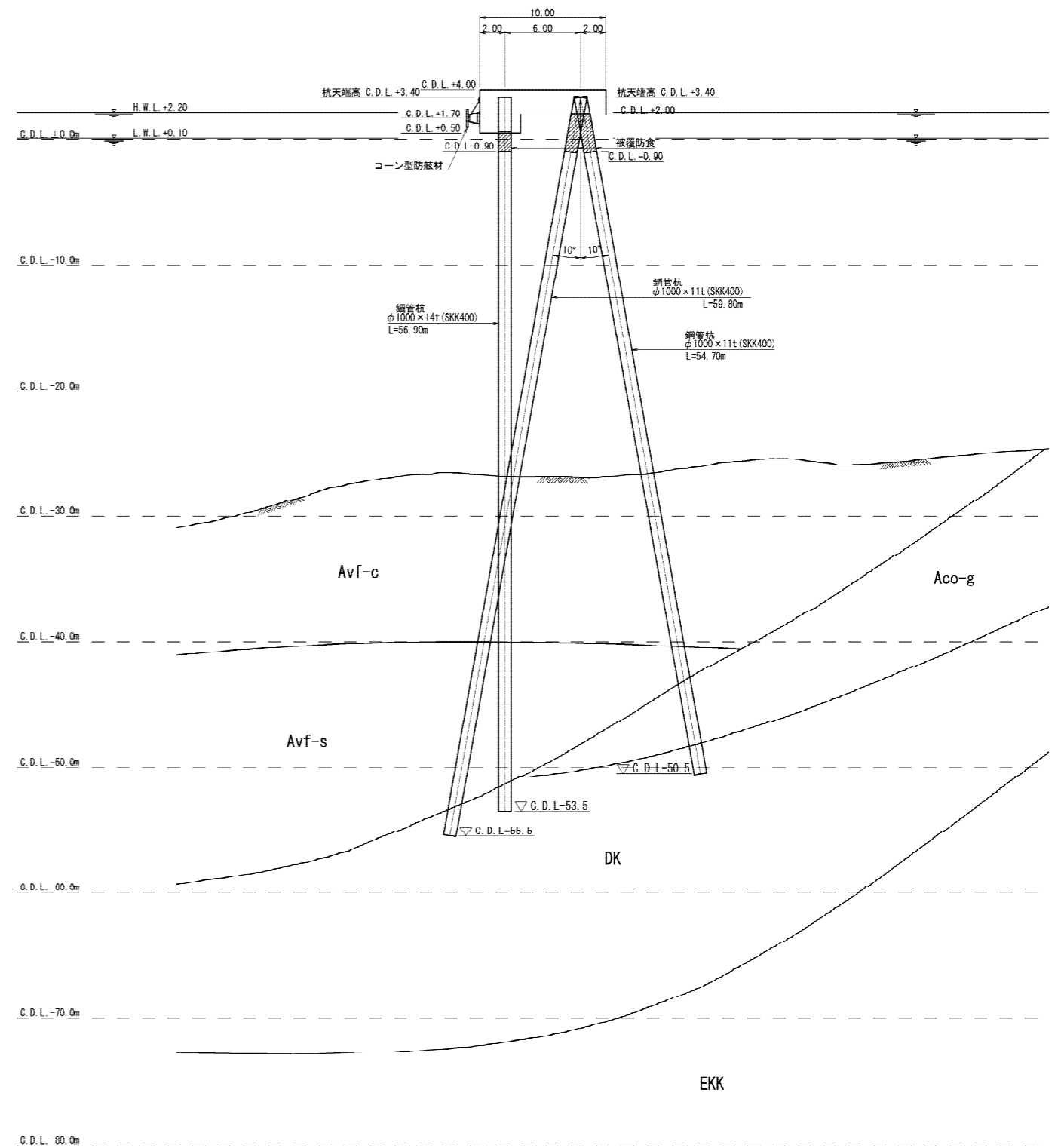
燃料棧橋 標準断面図



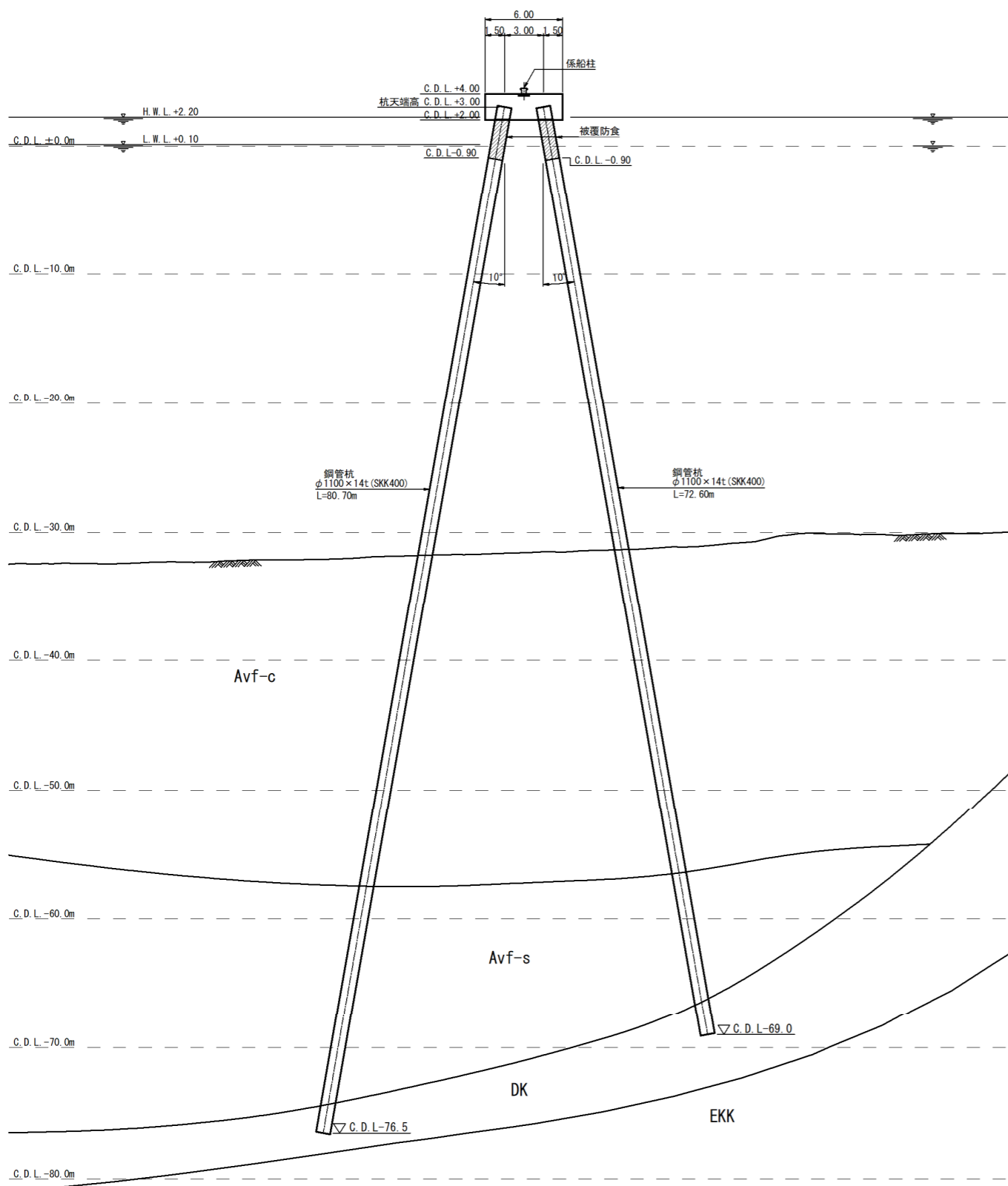
東側 接岸ドルフィン



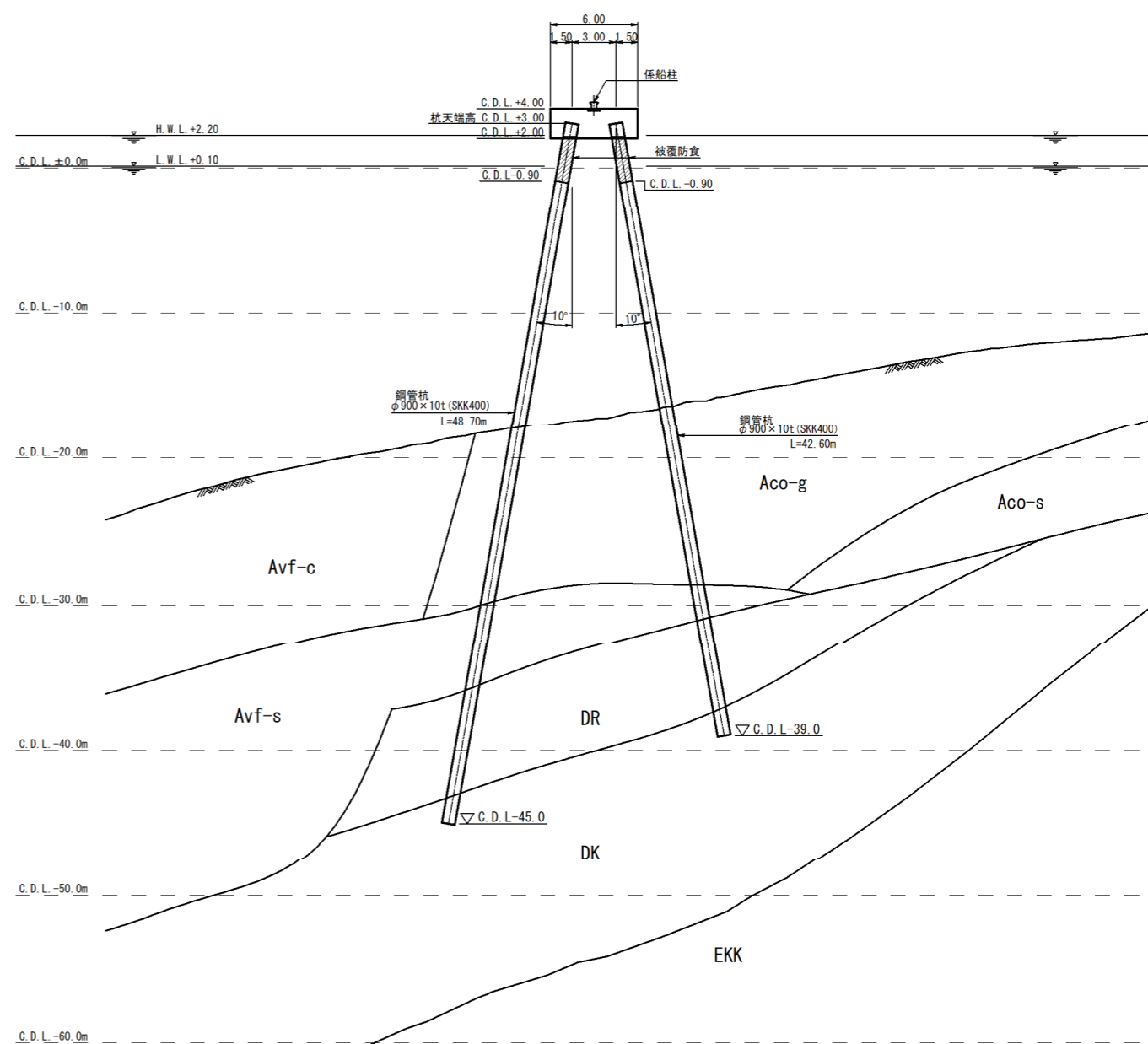
西側 接岸ドルフィン



東側 綱取ドルフィン



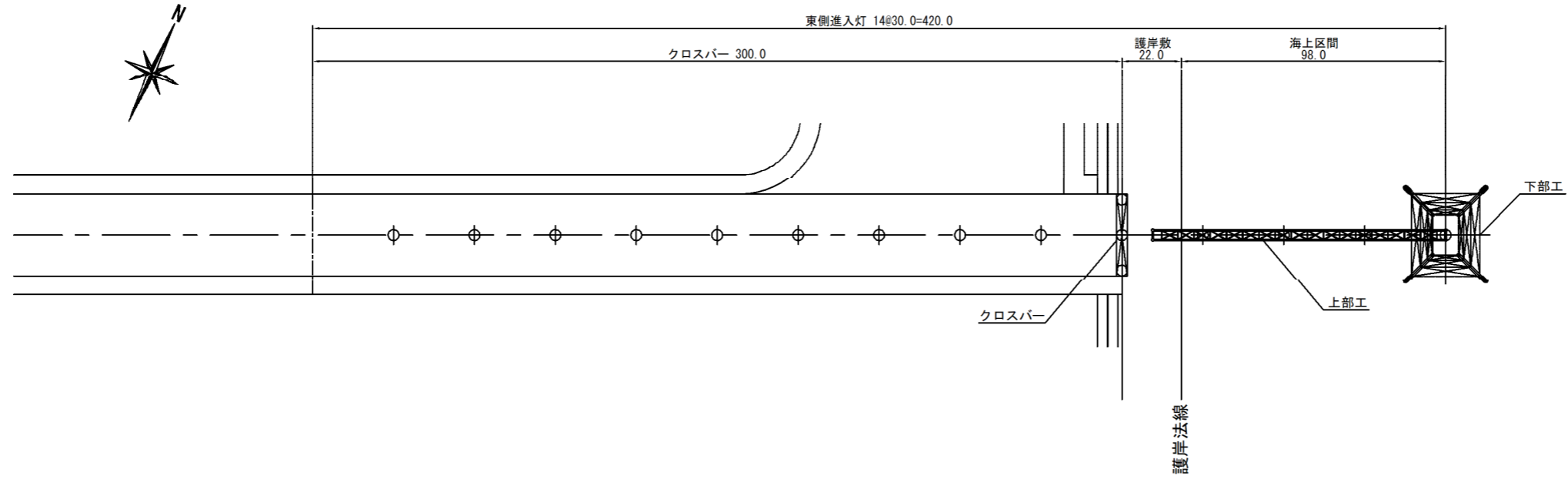
西側 綱取ドルフィン



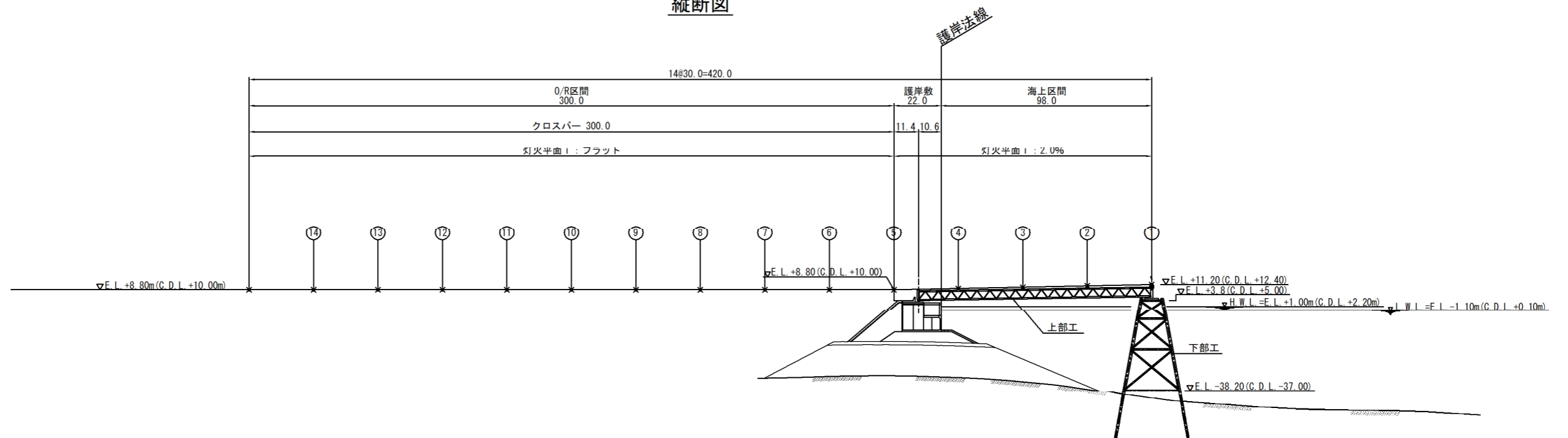
【東側進入灯】

東側進入灯平面縦断図 S=1/1000, u:m

平面図

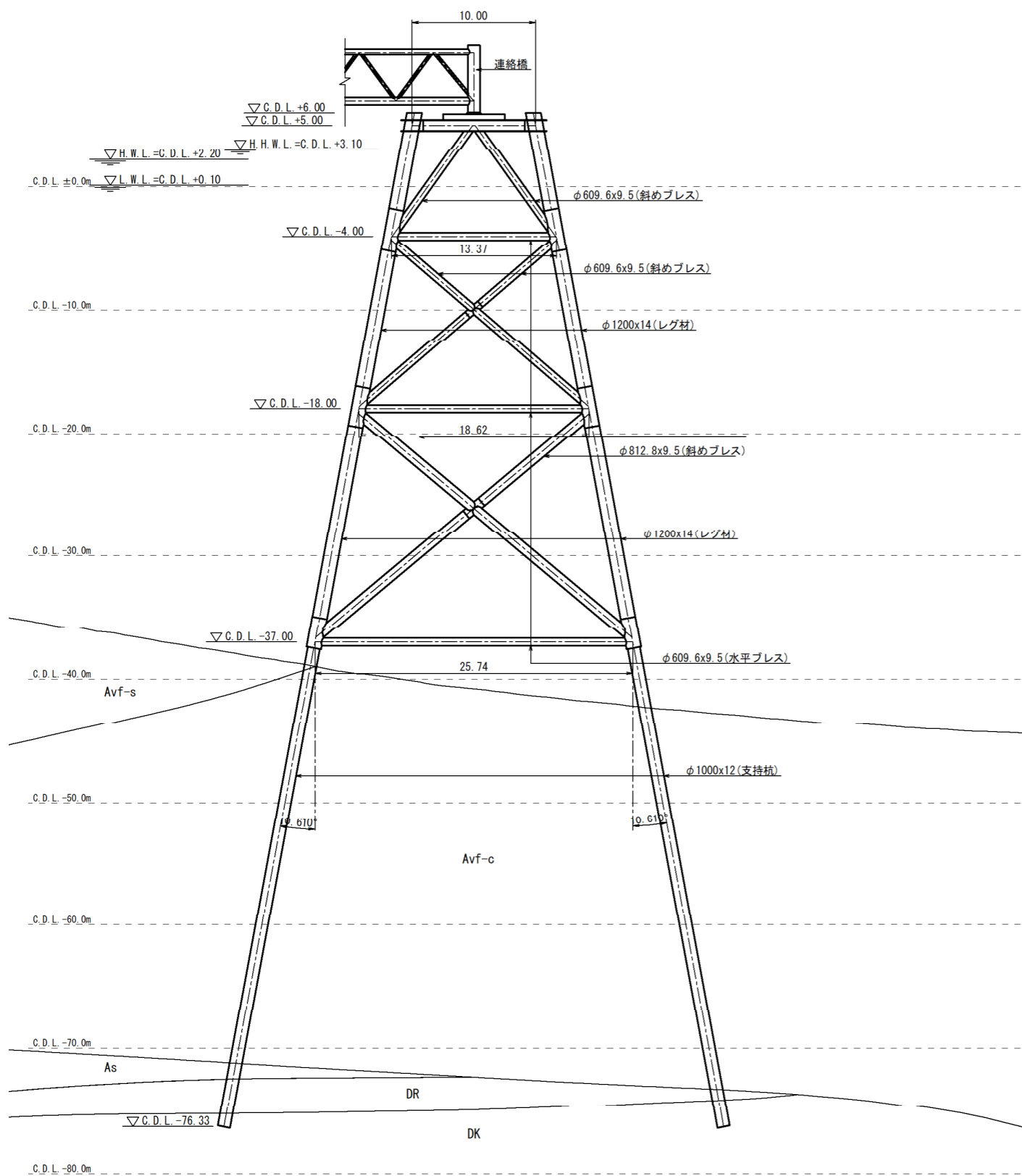


縦断図

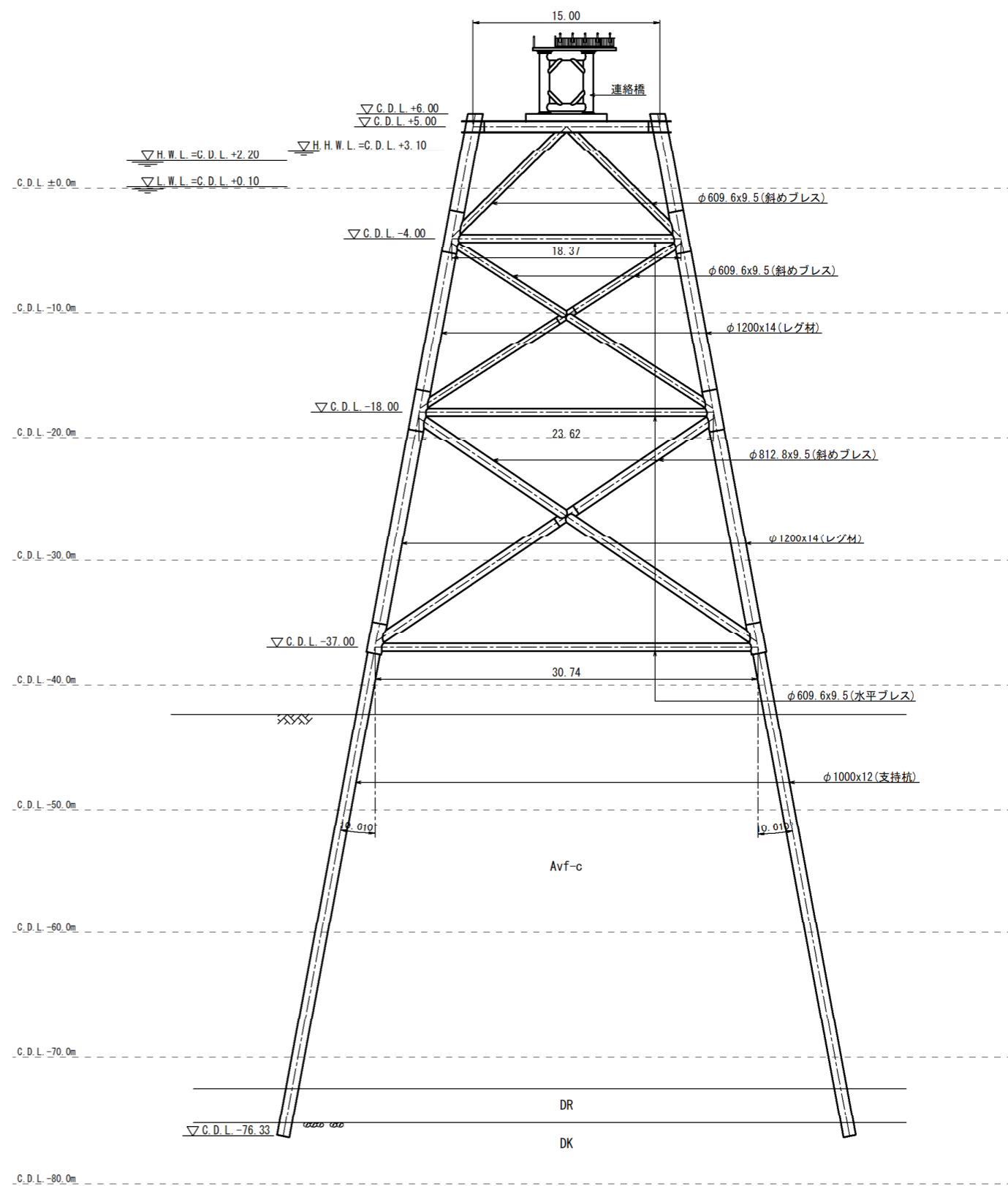


東側進入灯下部工構造図 S=1/200, u:m

側面図

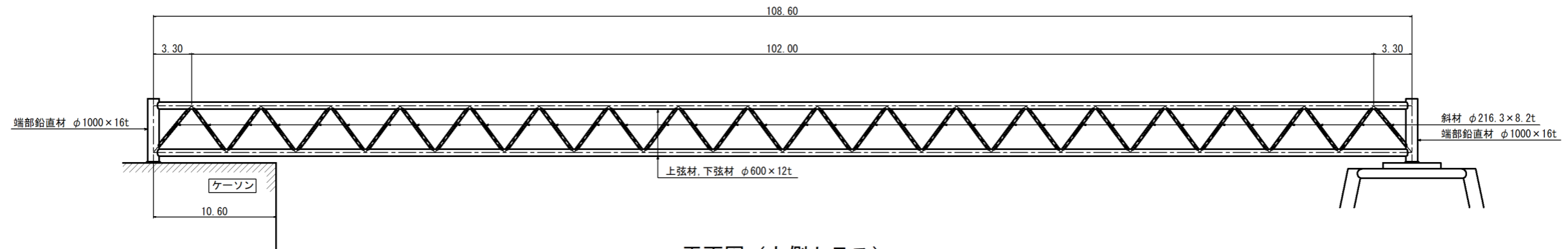


正面図

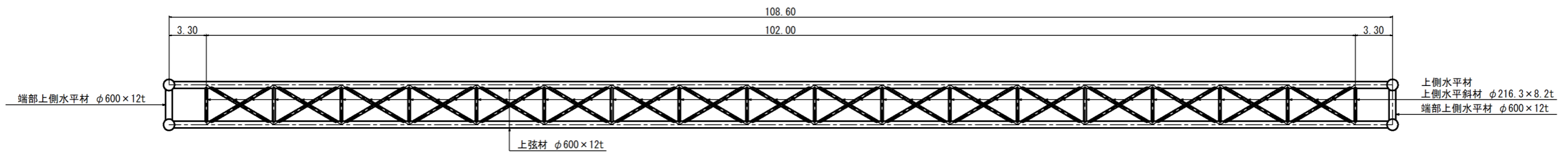


東側進入灯上部工構造図 (L=108.6m) S=1/200; u, mm

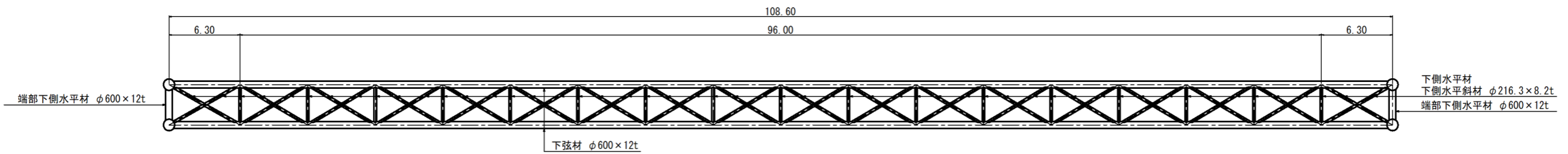
側面図



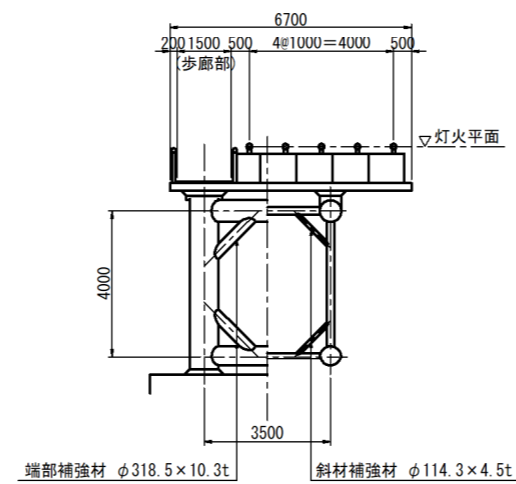
平面図 (上側トラス)



平面図 (下側トラス)



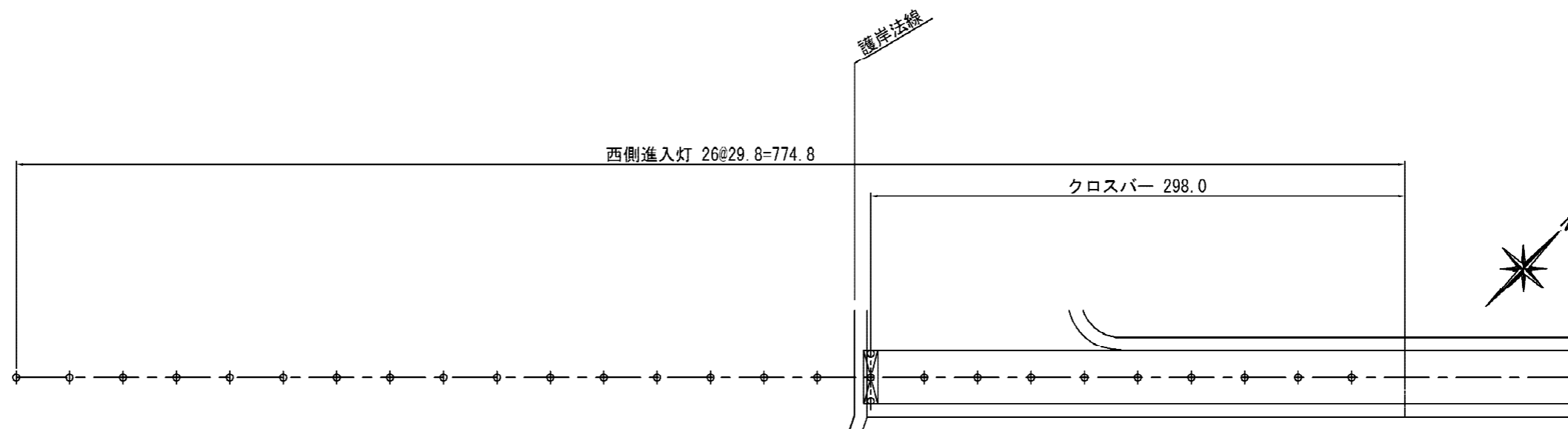
断面図 S=1/100; u, mm



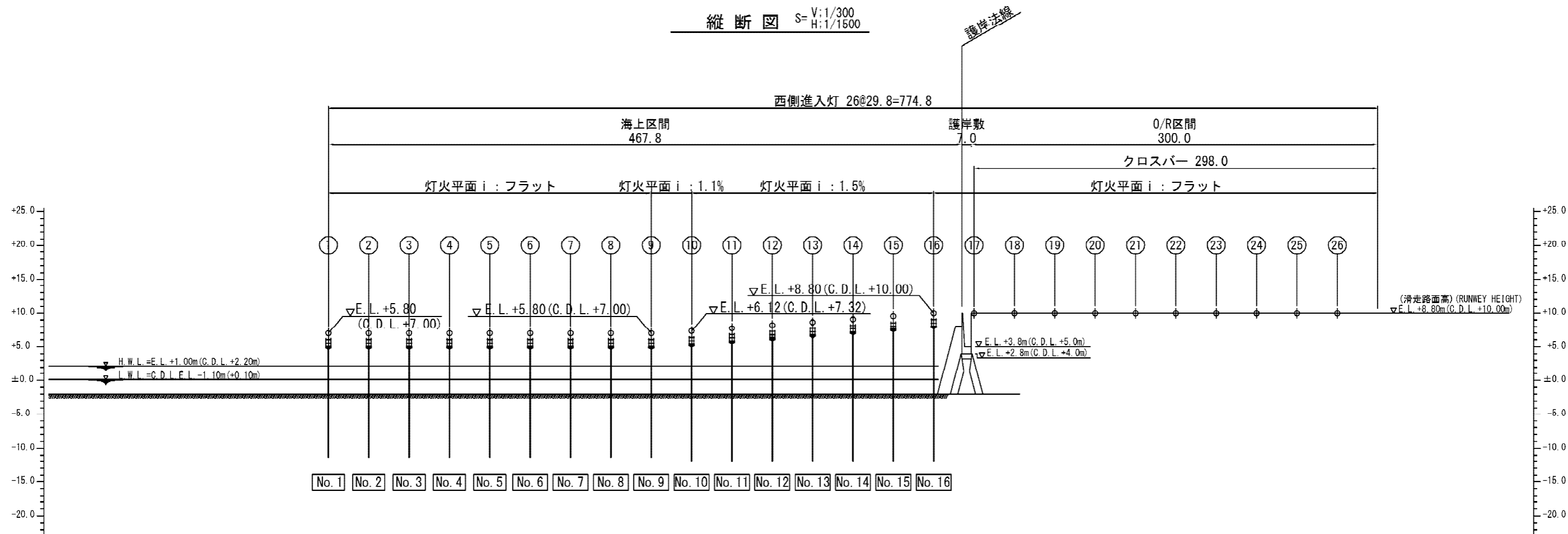
【西側進入灯】

西側進入灯平面縦断図

平面図 S=1/1500

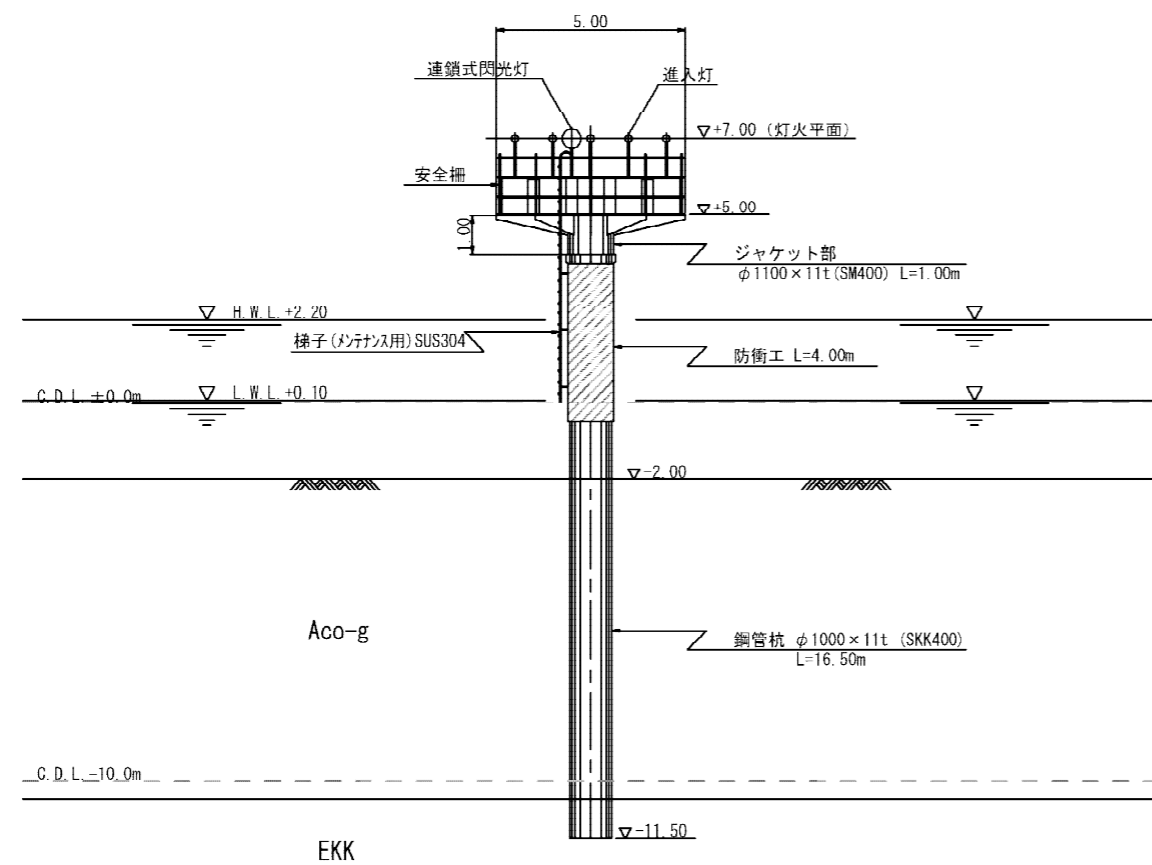


縦断図 S= V:1/300
H:1/1500

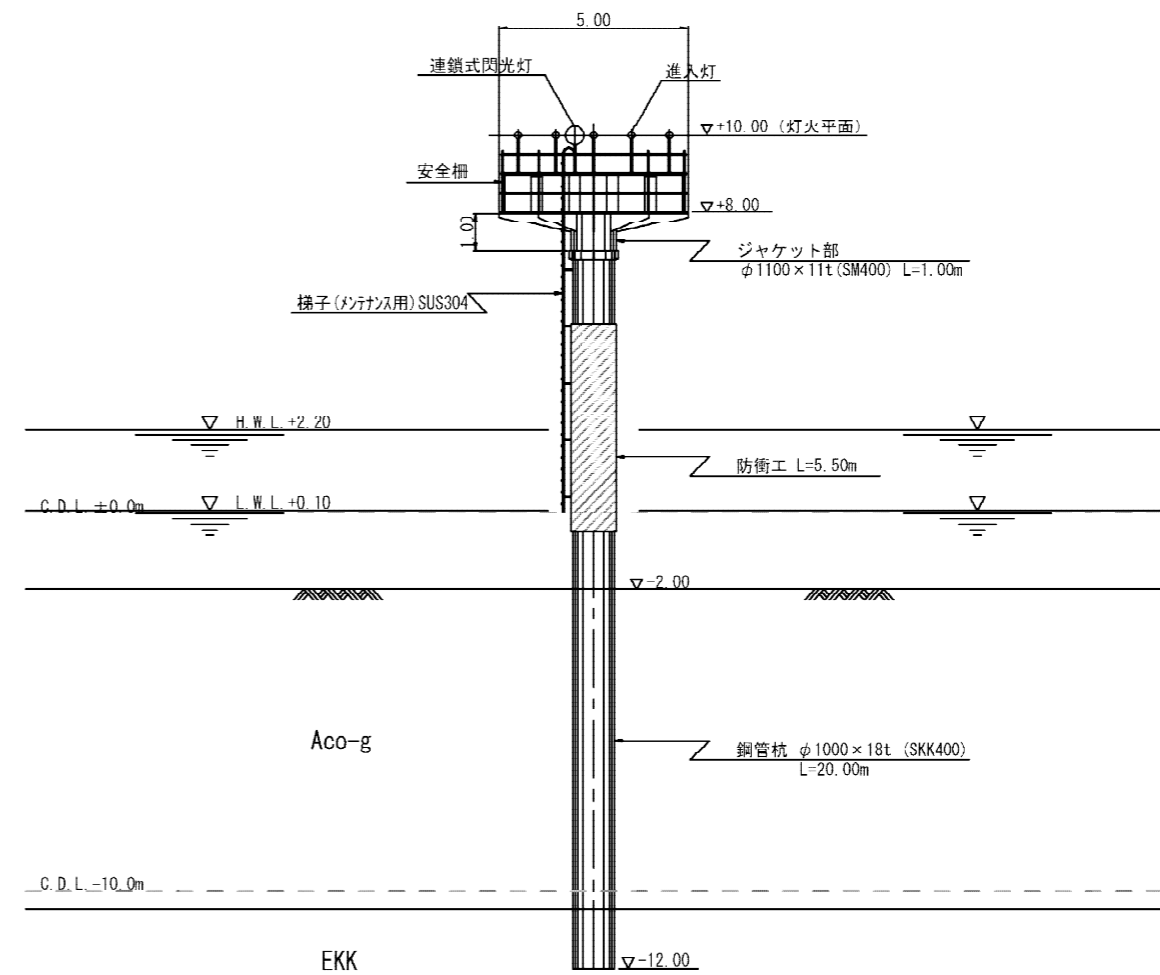


西側進入灯構造図 S=1/100;u,m

No. 1 基礎付近



No. 16 基礎付近



5. その他

第1回～第3回技術検討会における意見等を踏まえた資料の対応等を以下に示す。

技術検討会	資料頁	意見等	対応等
第1回	53	沖縄におけるサンドコンパクションパイル工法、サンドドレーン工法の施工実績の確認。	巻末資料（P75）に、沖縄におけるサンドコンパクションパイル工法、サンドドレーン工法の施工実績を掲載。
	53	4.地盤改良工法の候補の提示において、深層混合処理（CDM）工法の総合評価を「×」としている理由について、沖縄の気象特性等を踏まえた表現にしてはどうか。	第1回技術検討会資料の表4.1-2の当該地の特殊性において、SD工法及びSCP工法は「24時間連続作業は不要であり適用可」を「台風等により長期間作業が中断しても適用可。」、CDM工法は「24時間連続が必要であり適用は困難」を「台風等により長期間作業が中断した場合、セメントスラリーが固化し重複施工が困難となるため、台風が常襲する沖縄では不利。」と表現を改める。
第2回	26	2.5.5 地盤の安定性能照査・軽量盛土工法における「最小改良幅」の定義の明確化。	第2回技術検討会資料の2.5.5地盤の安定性能照査・軽量盛土工法における「最小改良幅」を「最小改良幅（構造物から荷重分散角30°を考慮した幅）」と定義を明確化。
第3回	56	7.1海上ヤード（ケーソン仮置マウンド）の検討 7.1.4検討条件(2)土質条件の設定にあたり、中間土・粘性土の簡易Cubar試験で極端に大きな負の間隙水圧が発生していないことの確認。	巻末資料（P76）に、簡易Cubar試験結果（応力～ひずみ）のグラフを掲載。
	68,74,76,77	8.3.2変形照査結果、10.3.1滑走路縦断の沈下の検討等における残留沈下量を示す位置の明確化。	第3回技術検討会資料の8.3FEM解析による変形照査 図8.3-3の縦軸を「残留沈下量[埋立天端](cm)、10.1埋立地における地盤改良の考え方 図10.2-1の縦軸を「沈下量S[埋立天端](cm)、10.3滑走路のメンテナンス方法の検討 図10.3-3及び図10.3-4の縦軸を「残留沈下量[埋立天端](cm)と位置を明確化。
	70	9.2.1壁体の安定性能照査において、ネガティブ・フリクションの検討対象となる地盤の特性の明確化。	第3回技術検討会資料の9.2.1壁体の安定性能照査の②軸方向力において、「中間土は、砂質土としての特性も有するが、粘性土としてより安全な検討を行った。」と対象となる地盤特性を明確化。
	79	11.埋立柱の液状化の検討において、「粒径加積曲線のうち極一部分が「液状化の可能性あり」の範囲に掛かることから、」との表現を変更してはどうか。	第3回技術検討会資料の11.埋立柱の液状化の検討における「粒径加積曲線のうち極一部分が「液状化の可能性あり」の範囲に掛かることから、」の表現を「念のため」と表現を改める。

6. 注釈説明集

2.1 動態観測の目的

※2.1-1

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1745～1746より抜粋

3.11 動態観測

3.11.1 一般

(1) 動態観測の定義

比較的やわらかい地盤上に盛土したり構造物を構築すると、構造物や盛土自体が沈下したり地盤が側方に移動するような現象が生じることがある。一方、やわらかい地盤を掘削すると、掘削面が孕み出したり、掘削した底面が盛り上がってくるなどの現象が起こることがある。

動態観測とは、以下の(2)に示す目的のために、施工中及び施工後の構造物本体・基礎地盤・周辺地盤・隣接構造物などの変位や応力を時系列的に把握するために行う観測のことをいう。

(2) 動態観測の目的

地盤上に構造物を構築する場合、あるいは地盤を掘削する場合、仮設工を含む構造物の安全性の確保を図ることはもとより、近接する構造物や施設に対する影響を最小限に抑えることが必要である。また、施工中の構造物の沈下量・変位量などを計測し、施工前に見込んでいた値と比較することにより、設計の見直しを行い、より確実な施工を行うことも必要である。さらに、施工中の構造物の沈下量・変位量などの計測結果をもとに、構造物完成後の将来の沈下量・変位量などをより正確に予測し、その結果を円滑な維持管理に役立てることも重要であり、経年変化等によって変状を生じている構造物や地震等による被災を受けた構造物の安全性の確認等の必要性も増している。

動態観測の目的としては次の事項が考えられる。

- ①仮設工を含む構造物の施工中の安全性の確認
- ②掘削や地盤改良などの施工時における近接構造物への影響把握
- ③施工前に見込んでいた構造物の沈下量・変位量などの検証と設計・施工へのフィードバック
- ④構造物完成後の将来の沈下量・変位量などの予測と維持管理計画への反映
- ⑤変状を生じている構造物の安全性の確認
- ⑥地震等による被災を受けた構造物の進行性破壊による二次災害の防止

ここで、地震等による被災を受けた構造物の進行性破壊としては、地震による被災を受けた岸壁が吸い出しを受け背後に陥没が生じる現象などがある。

(3) 動態観測の手法

動態観測は、施工中及び施工後の構造物本体・基礎地盤・周辺地盤・隣接構造物などの変位や応力を時系列で計測するものであり、構造物本体の沈下や地盤の沈下・側方移動などの変位に関する計測と、構造物に作用する土圧や構造物の応力などの計測がある。動態観測の主な観測項目と一般的な観測機器・手法を表-3.11.1に示す。

表-3.11.1 動態観測の主な観測項目と一般的な観測機器・手法

観測項目		観測機器・手法
構造物	変位	傾斜計（多段式、挿入式）、測量
	荷重・応力	荷重計、土圧計、水圧計、ひずみ計
地盤	変位	沈下板、沈下計（層別、水圧式）、傾斜計
	応力	土圧計、間隙水圧計
その他		水位計、振動計

(4) 動態観測計画

沿岸域での建設事業において動態観測が必要となる場合として例えば以下のような場合がある。

関西国際空港や東京国際空港D滑走路の建設工事のように短期間に大規模な埋立を伴う工事では、埋立護岸の築造や埋立地の造成に際し、構造物の安定を図るとともに将来に亘る沈下量を正確に予測するためにも動態観測が行われる⁶⁸⁾。特に、載荷重による圧密促進効果を期待した設計・施工を行う場合には、構造物建設過程での安定と沈下管理のために動態観測を行う必要性が高い。

海底トンネルの陸上取り付け部や換気塔の施工に際しては、陸上部を大規模に掘削して構造物を築造するため、必要に応じ動態観測が実施される。

新形式の岸壁や護岸の施工においては、構造物の安定性の確認及び設計法確立のための基礎資料の取得を目的として動態観測が実施されることが多い。例えば、釧路港東港区-9m耐震強化岸壁の施工に際しては、水際線で行われた地盤改良の固化改良体による自立土留壁の安定確認のために動態観測が実施された⁶⁹⁾。また、釧路港東港の水中ストラット式鋼製岸壁の施工に際しては、構造物の安定性の確認と設計法確立のための基礎資料の取得を目的とした計測が行われた⁷⁰⁾。ここでは岸壁の一部において、裏込部を含む地盤-鋼構造全体系としての力学的挙動の計測調査が実施された。さらに、東京港大井ふ頭のコンテナ棧橋に採用されたジャケット式棧橋に関しては、地震時の挙動を観測するための地震時動態観測計画が策定されている⁷¹⁾。

一方、棧橋の鋼管杭の間にマウンドとなる捨石などを施工する場合、杭の移動や変形などを監視するために動態観測が行われる場合がある。

以上のように、動態観測の実施場所、目的、手法、頻度、結果の判定方法等は様々であり、一律に規定できるものではなく、個々の事業に応じて適正に計画する必要がある。ただし、動態観測における一般的な注意事項としては以下の点を挙げることができる。

- ・近接施工の問題点の有無を早期に把握すること。
- ・施工に先立って監督・管理の計画を、事業者・設計者・施工者間で合意しておくこと。
- ・観測目的によってはあらかじめ変位や応力等の管理値を設け適正に管理を行っていくこと。
- ・管理値を超える値が観測された場合の対処方法をあらかじめ検討しておくこと。
- ・予測値と観測値にずれが生じた場合の設計・施工へのフィードバック方法をあらかじめ検討しておくこと。
- ・観測結果に基づいて柔軟に変更可能な観測計画を立案しておくこと。
- ・施工時に計測機器が損傷しやすい場合には、あらかじめ取付点数を増やしておくなどの対処を行うこと。

本章3.11.2 動態観測事例に動態観測が有効であった二つの事例を紹介し、動態観測がどのように計画され、活用されたかについて具体的に述べる。

2.3 動態観測の観測項目及び管理方法

※2.3-1

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1759～1769より抜粋

③動態観測の管理項目と計測機器

本事業における動態観測及び情報化施工は、

- ・ 施工中の沈下及び安定管理
- ・ 沈下予測に基づく埋立最終天端高さの設定
- ・ 供用開始後の維持管理計画の策定
- ・ 埋立/棧橋接続部の側方流動の計測

を目的として実施された。埋立地の供用開始時には圧密が完了していないため、供用開始後に0.7～1m程度の残留沈下が予測された。そのため、施工中の荷重履歴・沈下量を元に地盤定数を設定し、将来沈下量からかさ上げ量を決定する必要があった。また、供用後30年間の維持管理を含んだ契約であるため、維持管理計画策定のためのデータとして重要な位置づけがなされていた。これに加えて埋立/棧橋接続部背面の側方流動の計測・管理も行われた。

動態観測及び情報化施工による管理項目は

- 1) 地盤の沈下管理
- 2) 護岸の安定管理
- 3) 埋立層厚の履歴管理と長期沈下予測
- 4) 埋立/棧橋接続部の側方流動の管理
- 5) 盛土の圧縮量の管理

に大別される。管理項目及び計測機器の一覧を表-3.11.11に示す。図-3.11.13は、計測機器の配置平面図、図-3.11.14は計測機器の標準的な配置断面図である。計器の配置は、埋立部L=2,020mにわたり約500m間隔で重点観測区域を設定し、補完するように約250m間隔で簡易観測区域を設定した。また、埋立地中心には約250m間隔で水圧式沈下計を設置している。図-3.11.15は観測区域設定フローである。なお、各施工ステップでラジオアイソトープコーン貫入試験（以下、「RI-CPTTM」という。）による地盤調査を行い、地盤強度確認を行ってから次ステップに移る計画とした。

表-3.11.11 管理項目及び計測機器一覧

管理項目	内 容	計測機器等
地盤の沈下管理	<ul style="list-style-type: none"> ・ 施工中の圧密進行状況の把握と検証 ・ 沈下量に基づいた各盛土施工天端の設定 ・ 圧密地盤定数の設定 	C沈下板 ^{A)} CB沈下板 ^{B)} 水圧式沈下計 層別沈下計 間隙水圧計
護岸の安定管理	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地盤の強度増加の確認と安定解析による次施工盛土の施工可否判断 ・ 安定管理図表を用いた護岸の安定検討 ・ リアルタイムGPSを用いた盛土地盤挙動の常時観測 	RI-CPT 傾斜計 GPSによる変位計測
埋立層厚の履歴管理と長期沈下予測	<ul style="list-style-type: none"> ・ 埋立層厚の管理 ・ 土砂投入手順の管理と投入箇所のすべり破壊挙動の監視 ・ 長期沈下予測や強度増加量などの解析に利用 	GPS・深淺測量 HASP 土圧計
埋立/棧橋接続部の側方流動の管理	<ul style="list-style-type: none"> ・ 鋼管井筒基礎の変形計測・解析 ・ 接続部背面の地盤の変位管理 	CB沈下板 水圧式沈下計 傾斜計 間隙水圧計 層別沈下計
盛土の圧縮量の管理	<ul style="list-style-type: none"> ・ 盛土層の施工中、盛土完了後の圧縮量の計測 	クロスアーム式沈下計

注) A)：仮沈下板(④(a)参照)

B)：チェックボーリング用ガイドパイプ兼用沈下板(④(c)参照)

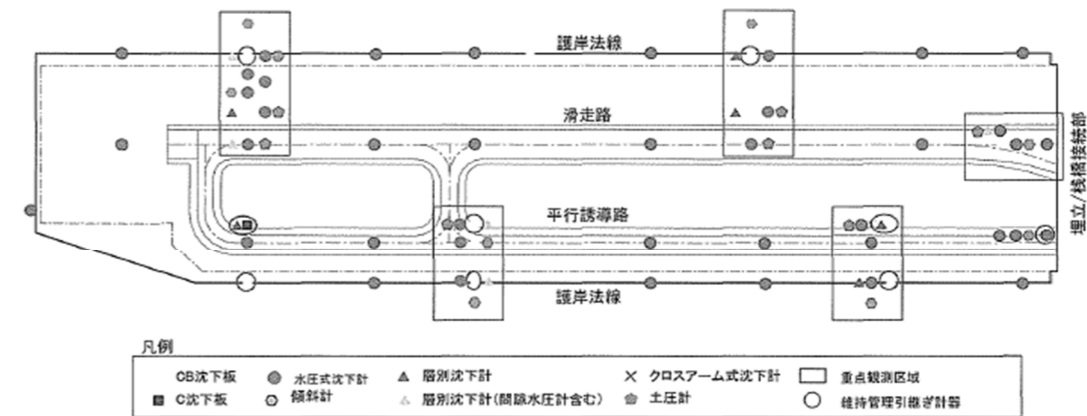


図-3.11.13 動態観測計器配置平面図

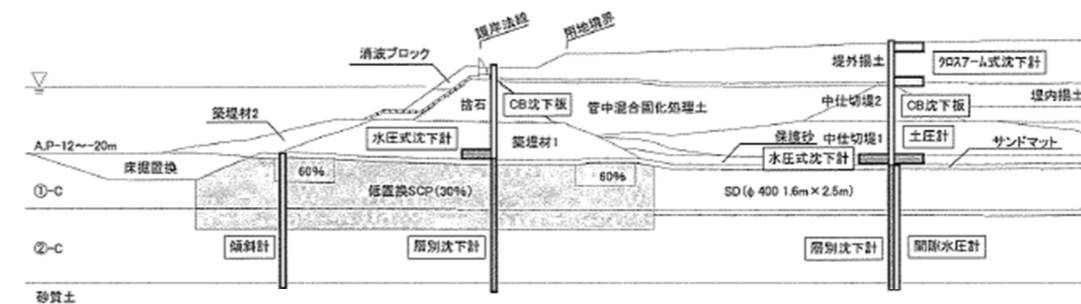


図-3.11.14 動態観測計器配置断面図

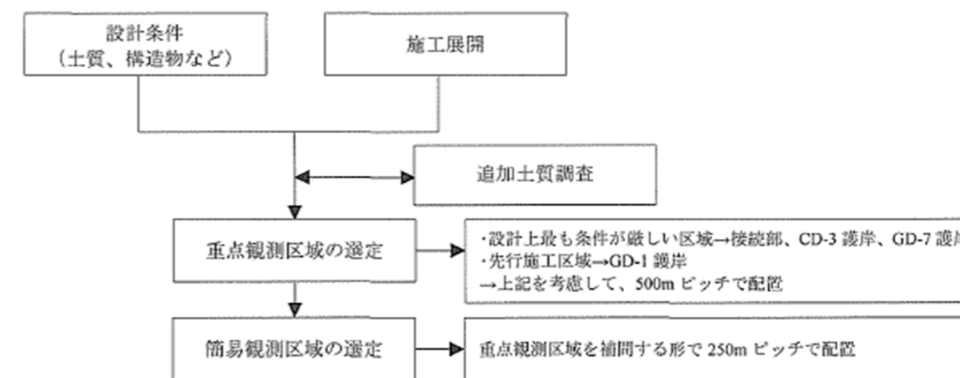


図-3.11.15 観測区域設定フロー

④地盤の沈下管理

埋立工事に伴う圧密沈下量は、工事開始から供用開始100年後までの期間で最大8.0mと予測されていた。また、供用開始から100年間の沈下量は0.7m～1m程度と予測されていた（工事完了時の再計算では0.5～0.7m）。沈下の計測には、従来から実績のあるCB沈下板（図-3.11.16）を採用したが、埋立地左右の護岸間隔が約500mしかなく、CB沈下板を多数設置すると作業船が稼働できない事態に陥ることが想定された。そのため、磁気伝送システム⁷⁸⁾と水圧式沈下計を工事区域内に細かく配置し、CB沈下板は水圧式沈下計のキャリブレーションを行う補完的な位置づけとした。CB沈下板の配置箇所は、計画時に施工が先行する箇所を選定した。また、圧密対象層が①層及び②層であるため、各層の圧密度を把握するために層別沈下計及び間隙水圧計を設置した。

(a) C沈下板

圧密沈下は地盤改良直後から始まっているが、海上には地盤改良作業船が展開しているためCB沈下板や水圧式沈下計を設置することは困難である。そのためサンドドレーン施工直後からC沈下板（図-3.11.17）を設置して初期の沈下量を計測した。計測方法は、C沈下板設置後、潜水士が手持ち型の水圧計でC沈下板の水深を計測し、潮位から標高に直し、これを正規の計測機器を設置するまで行った。

(b) 磁気伝送システム+水圧式沈下計

磁気伝送システムは、波長の長い磁気を利用してデータを伝送するもので、通信距離は100m程度と短い地中及び海水中の導電率の高い媒質中でも通信可能⁷⁸⁾であるため、無線で地盤中の各計測機器のデータ取得が可能である。そのため、沈下計だけでなくとどまらず、傾斜計・間隙水圧計・層別沈下計を同システムに接続しデータ回収を行った。図-3.11.18はデータ回収の概念図である。図は海上での回収を示したものであるが、気中まで埋立が進んだ場合は測量車などで当該箇所まで行きデータ回収を行った。水圧式沈下計の外観を図-3.11.19に示す。計測時の潮位を考慮し水圧から標高を求めた。

(c) CB沈下板

チェックボーリングの導管と沈下板を兼ねており、φ800の鋼管を複数本組合わせた構造となっている。図-3.11.16がCB沈下板の外観図である。沈下に合わせて鋼管を継いでいった。

(d) 層別沈下計

層別沈下計は、1本のボーリング孔にアンカーロード式の沈下計を挿入し、前述の磁気伝送システムでデータ伝送を行った。傾斜計及び層別沈下計にはプローブを挿入し手動によりデータ回収を行うタイプがあるが、計測用ガイドパイプが地盤変位により移動し、下部の挿入パイプを切断する障害リスクがあったため採用しなかった。層別沈下計の設置位置は図-3.11.20のように①-C-1～①-C-2層の中間、①②層境界、②層の粘土層・砂層の境界、②③層境界、③層の粘土層・砂層の境界、③-C-1～③-C-2層の中間、③-C-2～③-C-1層の中間、③④層境界の計8カ所とした。③④層の境界は不動点としての位置づけである。

(e) 間隙水圧計

間隙水圧計は、ボーリングを行ったのち現地盤の所定の深度に挿入する押し込み型の間隙水圧計を採用した。設置深度は、図-3.11.21に示した位置である。一計測機器毎に地盤に挿入するため、間隙水圧計の数と同じ本数のボーリングが必要となる。1カ所のボーリング孔に複数の間隙水圧計を設置する案が検討されたが、止水性を確保することができなかつたため採用せず、1本のボーリングに1計測器の設置とした。

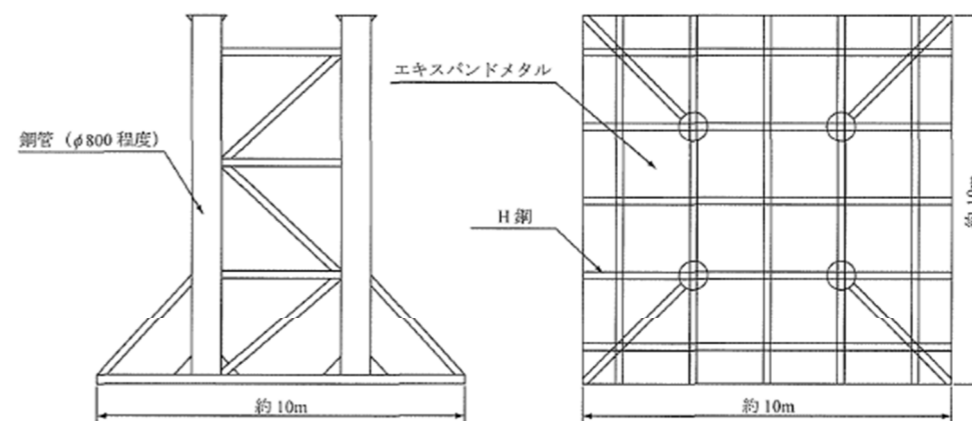


図-3.11.16 CB沈下板

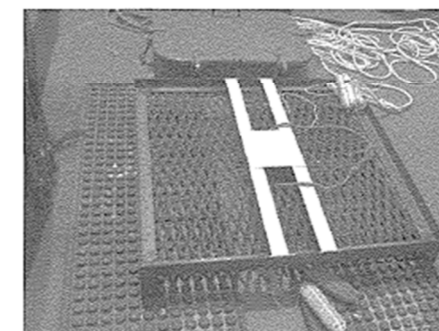


図-3.11.17 C沈下板

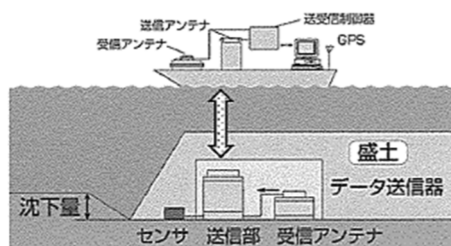


図-3.11.18 磁気伝送システムによるデータ回収（海上での場合）

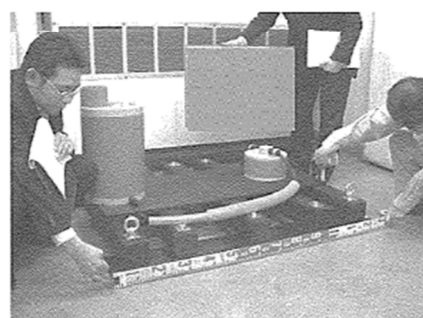


図-3.11.19 水圧式沈下計（磁気伝送式）

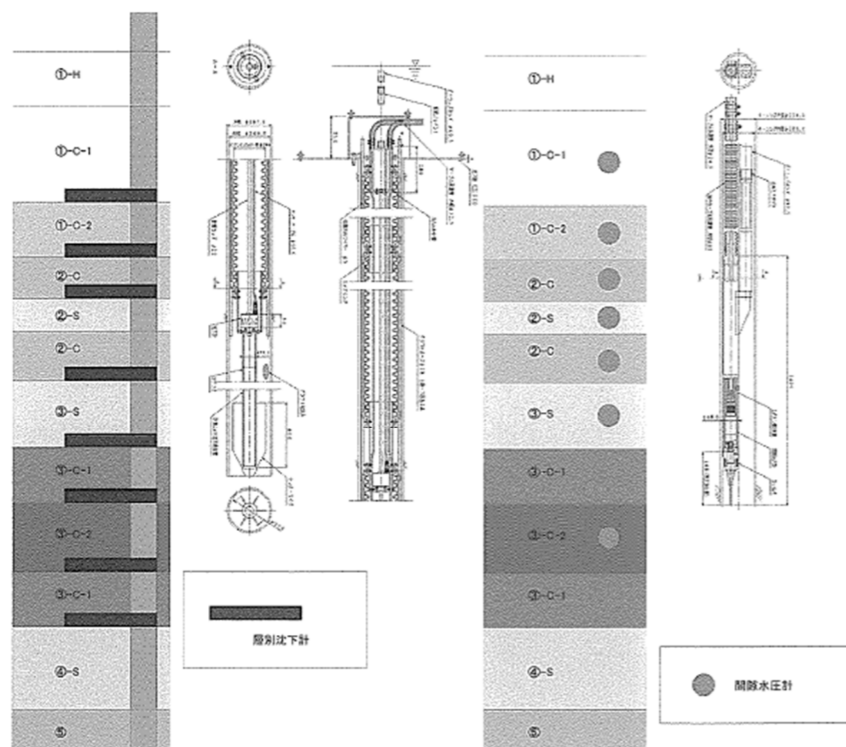


図-3.11.20 層別沈下計

図-3.11.21 間隙水圧計

⑤護岸の安定管理

本埋立工事では、施工期間の制約から、最小の圧密放置期間（施工後2ヶ月、圧密度U=50%）による粘性土の強度増加を考慮して護岸及び中仕切堤の設計を行った。参考までに関西国際空港の事例では放置期間は4ヶ月、圧密度はU=80%であった。安全率（本書における調整係数mに相当）は、完成時で円弧が複合地盤を切る場合 $F_s \geq 1.2$ 、円弧の大部分が粘性土層を切る場合は $F_s \geq 1.3$ とし、施工時は、施工ステップ毎に現地地盤の強度を原位置試験で確認する「RI-CPTによる非排水強度の推定」を用いることを前提として安全率を $1.1 \leq F_s \leq 1.3$ とし、護岸断面のカウンターを縮小と工程短縮を図った。護岸断面の施工中の安定管理のため、護岸には傾斜計を設置し、護岸完成後は護岸天端でGPSによる水平変位観測を常時行い安定管理を行った。護岸の安定管理のフローを図-3.11.22に示す。

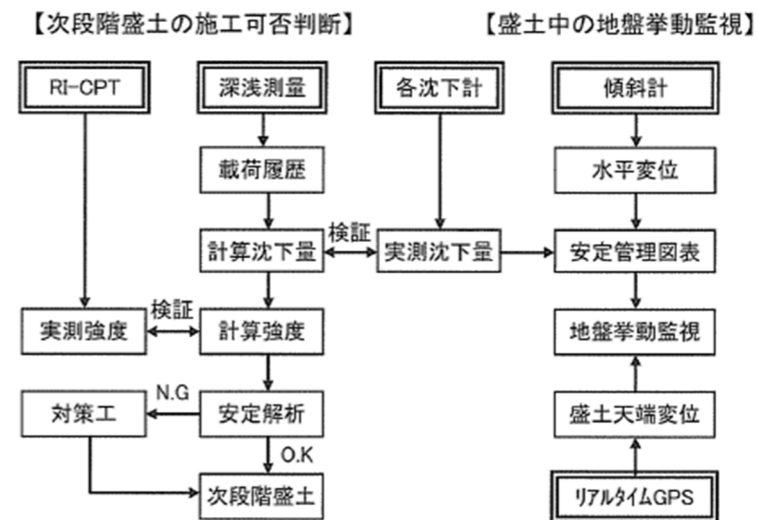


図-3.11.22 護岸の安定管理のフロー

(a) ラジオアイソトープコーン貫入試験 (RI-CPT) による非排水強度の推定

RI-CPTは、電気式静的コーン貫入試験と同様、コーン形状のプロープの先端に複数のセンサー（図-3.11.23）を搭載し低速度で地盤に貫入させる調査法である。電気式コーンと同様に先端抵抗、間隙水圧の測定ができることに加え、先端にラジオアイソトープを搭載し、地盤の湿潤密度を計測する。飽和した地盤では、あらかじめ求めた土粒子密度と湿潤密度から間隙比を算出できる。

本埋立工事では、事前の地盤調査時にRI-CPTの計測結果と定体積一面せん断試験結果との相関性を求めて土層の判別や地盤定数の設定を行った。施工段階ではRI-CPTを用いて先端強度より地盤のせん断強度を求める調査法^{79) 80)}を採用した。RI-CPTによる地盤調査は、図-3.11.22に示すように、施工可否判断が必要となる各盛土工種の前段階で実施した。これに間隙比の情報を加えて、多くの地盤情報から圧密の進行状況を把握し地盤の変形管理を行った。

(b) 傾斜計による護岸の安定管理

傾斜計は、水圧式沈下計及び層別沈下計と同様に磁気伝送システムを用いてデータ転送を行った。計測はあらかじめボーリング孔に傾斜計を設置（図-3.11.24）し、自動的に地盤変位を計測する方法をとった。護岸構築中は、護岸中央の沈下と法先部の水平変位から各種安定管理図（富永法、松尾・川村法、水平変位速度法）を用いた安定管理を行うものとした。ただし、安定管理図は無改良地盤上の道路のような台形帯状の盛土を対象としているため、護岸の安定管理を行う上では、精度及び適応性は高くない結果となった。

(c) GPSリアルタイム変位観測

護岸完成後、護岸の水平変位・沈下を把握するためGPSリアルタイム管理システムにより定時定点観測を行った。GPSリアルタイム管理システムは、無線LANを用いて監視センターにデータ転送をすることで、沈下量や水平変位量を連続的にモニタリングするものである。護岸前面の床掘時に護岸上部の変形挙動の常時監視を行った（図-3.11.25）。陸化後の計器配置であるため、精度が確保でき安定管理に適した管理法であった。

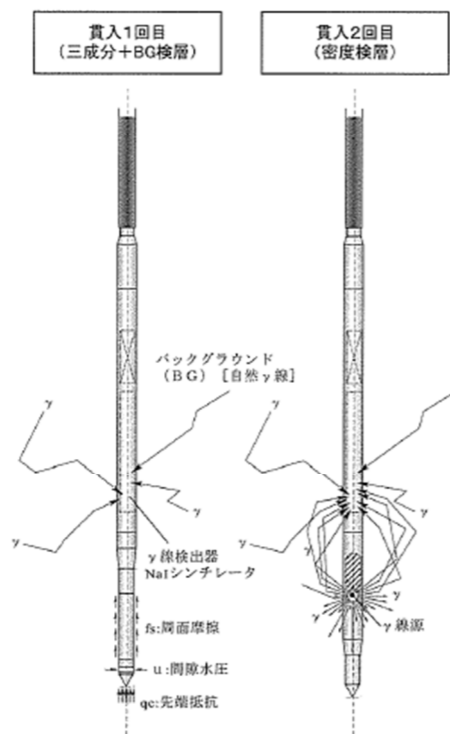


図-3.11.23 RI-CPTのプロープ

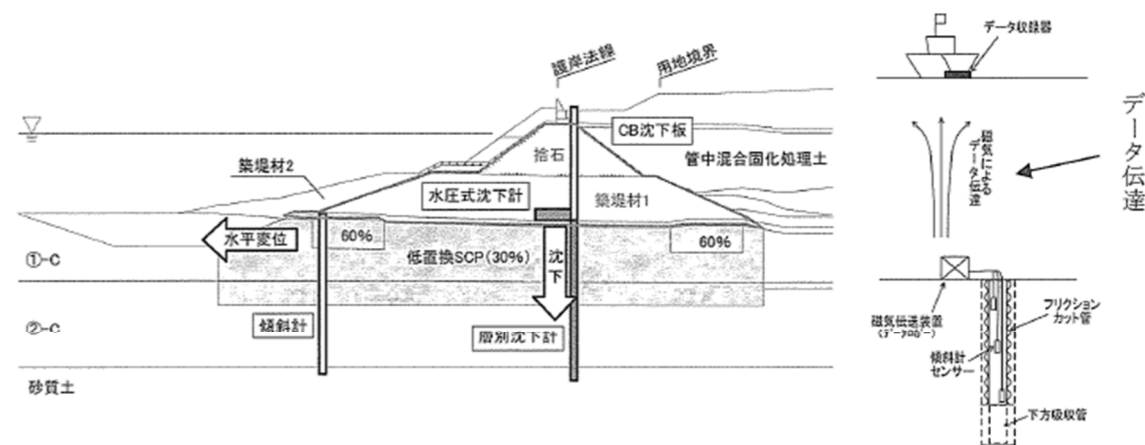


図-3.11.24 傾斜計と沈下計による安定管理

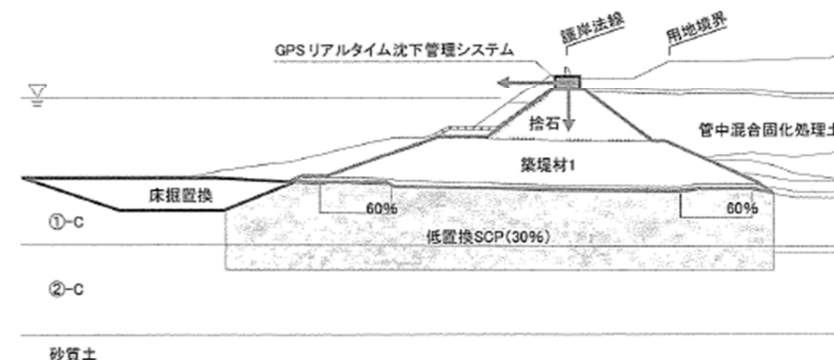


図-3.11.25 GPSによるリアルタイム安定管理

⑥埋立層厚の履歴管理と長期沈下予測

埋立による長期沈下予測や安定管理のため、埋立層厚の履歴情報を的確に把握することが重要である。本埋立工事では、GPS測量等による埋立履歴管理の情報より沈下計算プログラムから滑走路のかさ上げ高を設定した。

(a) GPS測量

本埋立地では、埋立層厚の履歴管理として、海中ではGPSを併用した深淺測量、気中では測量車（バギー）によるGPS計測により層厚を管理した。GPSを併用した深淺測量（図-3.11.26）は、測量船に動揺の少ない双胴船を採用し、計測方法はナローマルチビーム方式の深淺測量システムを採用した。GPSはRTK（リアルタイムキネマティック）方式を採用し、測量船の動揺補正装置を組み合わせることで測量精度を向上させた。気中は、RTK-GPSを搭載した測量車を車幅毎に毎日走行させて面的に高さを計測した。海中の計測結果の例が図-3.11.27である。毎日の計測を重ねることにより、埋立履歴に加え面的な沈下傾向を確認することができた。

⑧盛土の圧縮量の管理

埋立・盛土の施工層厚や荷重履歴は深淺測量等により把握できるが、埋立土そのものに生じる即時沈下・クリープを勘案し、表面沈下量と原地盤の沈下を分離するために埋立土の圧縮量の測定を行った。その方法として、盛土内にクロスアーム式沈下計を設置し盛土の圧縮量を測定した。原地盤の沈下と整合をとるため、クロスアーム式沈下計の直下に原地盤の沈下を計測するため水圧式沈下計を設置した。

図-3.11.31が設置の概略図である。クロスアーム式沈下計は、鉛直管に塩ビ管を使用し観測井を兼ね、埋立地内水位の観測も行った。図-3.11.32は盛土の圧縮量の経時変化であるが、盛土完了後(970日以降)の圧縮量は $\Delta \epsilon = 0.1 \sim 0.2\%$ となった。

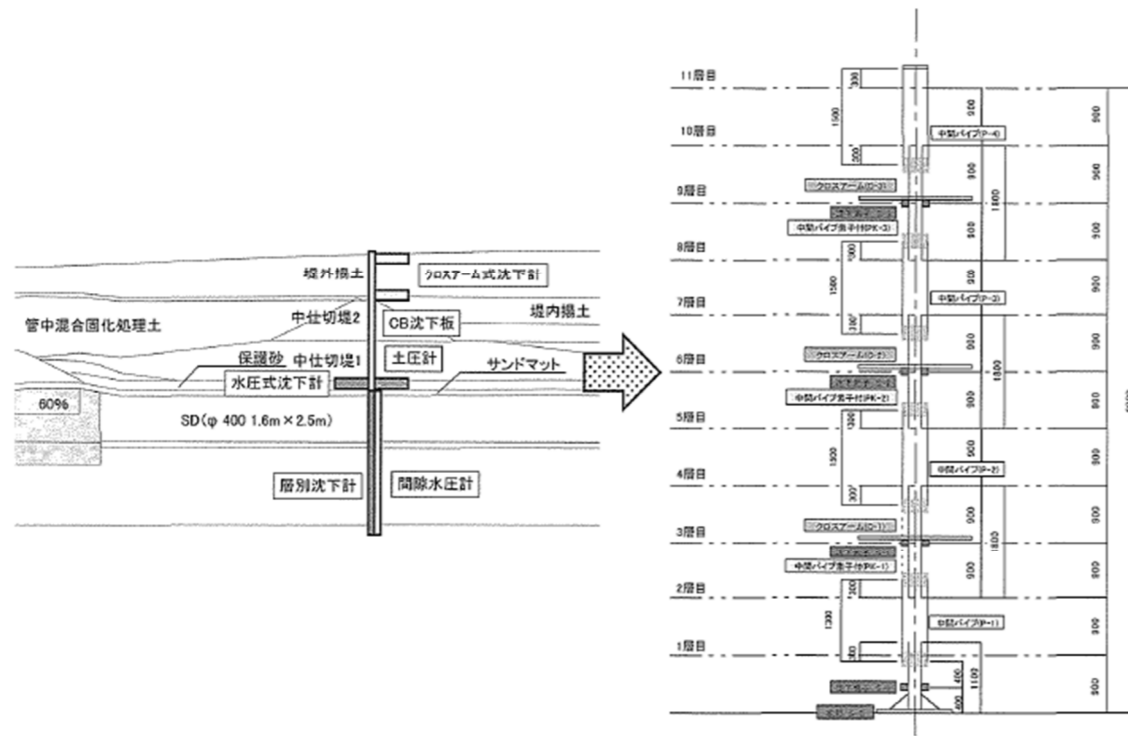
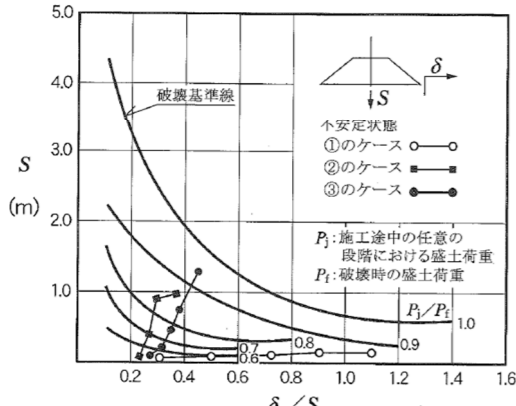
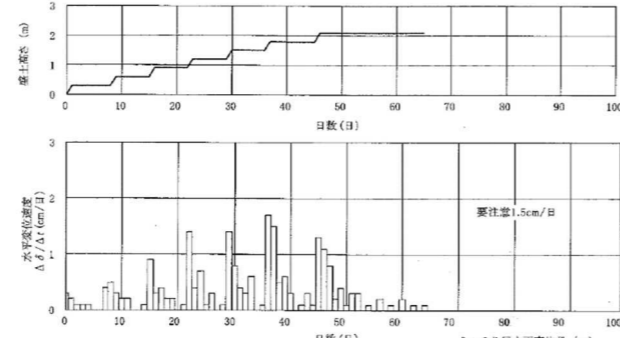
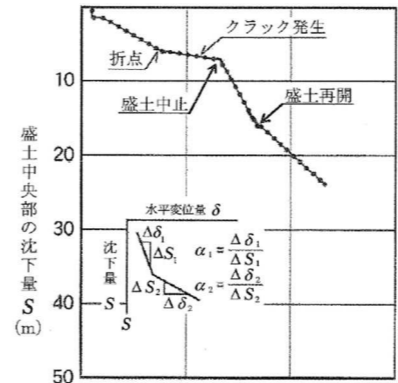
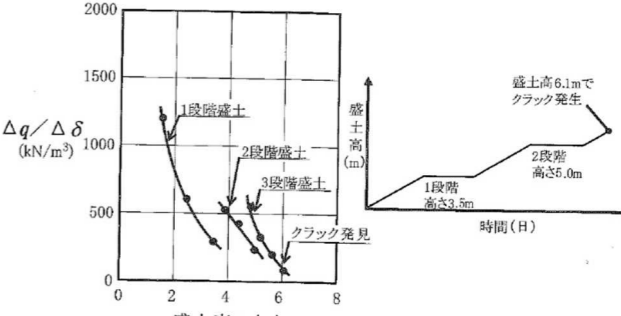


図-3.11.31 クロスアーム式沈下計配置図

※2.3-2

「道路土工—軟弱地盤対策工指針（平成24年8月）」P.379～384を抜粋して一覧表に編集

定量的な指標による安定管理方法

1) 松尾・川村の方法	2) 栗原・高橋の方法	3) 富永・橋本の方法	4) 柴田・関口の方法																														
<p>1) 「盛土中央沈下量 S とのり尻水平変位量 δ / 盛土中央沈下量 S の関係を用いる方法（松尾・川村の方法）³⁾」</p> <p>$S \sim \delta/S$ 管理図は、盛土施工全期間に渡って地盤の挙動を把握するのに有効な方法である。$S \sim \delta/S$ 管理図を解図7-11に示す。盛土施工に伴い地盤の水平変位が大きくなると、軌跡が右側に向かい、破壊基準線に近づく。逆に沈下が先行すると、軌跡は基準線から離れて左上へと向かい安定状態となる。この管理図を用いた場合、以下のケースに該当すると不安定状態とみなされる。</p>  <p>解図7-11 $S \sim \delta/S$ 管理図³⁾</p> <p>S: 盛土中央沈下量 (cm), δ: のり尻水平変位量 (cm)</p> <p>① $\delta/S \geq 0.6$ ② $P_f/P_i \geq 0.8$ で、軌跡が急に右へ動いた場合 ③ $\delta/S \geq 0.1$ で、$P_f/P_i \geq 0.90$</p> <p>なお、解図7-11の P_f/P_i のコンターは解表7-3の係数を用いる。</p> <p>解表7-3 P_f/P_i のコンター式³⁾</p> <table border="1" data-bbox="192 1323 801 1470"> <thead> <tr> <th>P_f/P_i</th> <th>a</th> <th>b</th> <th>c</th> <th>range of (δ/S)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1.0</td> <td>5.93</td> <td>1.28</td> <td>-3.41</td> <td>$0 < \delta/S \leq 1.4$</td> </tr> <tr> <td>0.9</td> <td>2.80</td> <td>0.40</td> <td>-2.49</td> <td>$0 < \delta/S \leq 1.2$</td> </tr> <tr> <td>0.8</td> <td>2.94</td> <td>4.52</td> <td>-6.37</td> <td>$0 < \delta/S \leq 0.8$</td> </tr> <tr> <td>0.7</td> <td>2.66</td> <td>9.63</td> <td>-9.97</td> <td>$0 < \delta/S \leq 0.6$</td> </tr> <tr> <td>0.6</td> <td>0.98</td> <td>5.93</td> <td>-7.37</td> <td>$0 < \delta/S \leq 0.6$</td> </tr> </tbody> </table> <p>$S = a \cdot \exp \{b(\delta/S)^2 + c(\delta/S)\}$</p>	P_f/P_i	a	b	c	range of (δ/S)	1.0	5.93	1.28	-3.41	$0 < \delta/S \leq 1.4$	0.9	2.80	0.40	-2.49	$0 < \delta/S \leq 1.2$	0.8	2.94	4.52	-6.37	$0 < \delta/S \leq 0.8$	0.7	2.66	9.63	-9.97	$0 < \delta/S \leq 0.6$	0.6	0.98	5.93	-7.37	$0 < \delta/S \leq 0.6$	<p>2) 「のり尻水平変位量 δ の速度に注目する方法（栗原・高橋の方法）⁴⁾」</p> <p>のり尻の水平変位速度 $\Delta\delta/\Delta t$ (cm/日) が一定の値を超えると、基礎地盤が不安定または破壊につながるから、簡便に定量的に破壊の兆候を知ることができる管理方法である。管理図の例を解図7-12に示す。この管理法を用いた場合、$\Delta\delta/\Delta t \geq 2.0$ cm/日となると不安定状態とみなされる。また、1.5 cm/日 $\leq \Delta\delta/\Delta t \leq 2.0$ cm/日の範囲を要注意ゾーンとし、盛土の施工速度を遅くするなど慎重に施工する場合がある。</p>  <p>解図7-12 $\Delta\delta/\Delta t$ 法での管理図の例⁵⁾</p>	<p>3) 「盛土中央沈下量 S とのり尻水平変位量 δ を用いる方法（富永・橋本の方法）⁵⁾」</p> <p>盛土中央部の沈下量 S と盛土のり尻部の水平変位量 δ の関係を用いて、管理する方法である。圧密変形とせん断変形のバランスが容易に分かり、破壊の兆候を比較的早い時期から読みとれる特長を持っている。管理の例を解図7-13に示す。上載荷重が小さく地盤が比較的安定な時期では、$S \sim \delta$ の勾配は α_1 となる。さらに、盛土施工を行い地盤が不安定化すると、勾配が α_2 へ変化する。この時の α_1 に対する α_2 の変化量をもって管理を行う。この管理図を用いた場合、以下のケースに該当すると不安定状態とみなされる。</p> <p>① $\alpha_2 \geq 0.7$ ② $\alpha_2 \geq \alpha_1 + 0.5$</p>  <p>解図7-13 $S \sim \delta$ 管理図の例⁵⁾</p>	<p>4) 「盛土荷重 q とのり尻水平変位量 δ の増分比 $\Delta q/\Delta\delta$ と盛土高 h の関係を用いる方法（柴田・関口の方法）⁶⁾」</p> <p>盛土荷重 q の増分 Δq と盛土のり尻部の水平変位量 δ の増分 $\Delta\delta$ の比 $\Delta q/\Delta\delta$ がゼロに近づくことと地盤の破壊に近づくことを利用し、限界盛土高を予測する方法である。解図7-14は、$\Delta q/\Delta\delta \sim h$ 関係をプロットした管理図の例である。$\Delta q/\Delta\delta \sim h$ 管理図は、ある程度の盛土高まで施工した時点で、それまでのデータを用いて、その地盤における限界盛土高を推定するのに有効な方法である。いろいろな事例について、盛土にクラック発生時の $\Delta q/\Delta\delta$ の値を検討した結果、$\Delta q/\Delta\delta \leq 100 \sim 150$ kN/m³ で不安定状態が発生するとされている。</p>  <p>解図7-14 $\Delta q/\Delta\delta \sim h$ 管理図の例⁶⁾</p>
P_f/P_i	a	b	c	range of (δ/S)																													
1.0	5.93	1.28	-3.41	$0 < \delta/S \leq 1.4$																													
0.9	2.80	0.40	-2.49	$0 < \delta/S \leq 1.2$																													
0.8	2.94	4.52	-6.37	$0 < \delta/S \leq 0.8$																													
0.7	2.66	9.63	-9.97	$0 < \delta/S \leq 0.6$																													
0.6	0.98	5.93	-7.37	$0 < \delta/S \leq 0.6$																													

※2.3-3

「道路土工—軟弱地盤対策工指針（平成24年8月）」P.373～377を抜粋して一覧表に編集

(2) 管理のための沈下予測方法

沈下量の経時的な測定結果から、将来の沈下挙動（沈下量及び沈下速度）を推定する手法はいくつかある。

このうち、双曲線法は盛土の完成後、ある程度の期間を経た後の短期間の推定に適用し、log t法は長期の沈下量を推定する場合に用いられている。また、差分式を用いる方法として浅岡の方法がある。

管理のための沈下予測方法

1) 双曲線法

1) 双曲線法による方法³⁾

双曲線法では、時間-沈下曲線について、沈下が式(解7-1)のような双曲線に沿って変化していくことを仮定している。

$$S_t = S_0 + \frac{t}{\alpha + \beta \cdot t} \dots \dots \dots (解7-1)$$

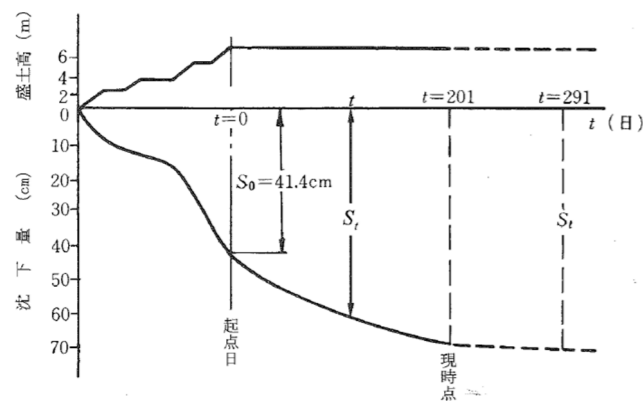
ここに、
 S_t : 時間 t における沈下量 (cm)
 S_0 : 起点日の沈下量 (cm)
 α, β : 沈下曲線のパラメータ
 t : 起点日(盛土完成日)からの経過時間 (日)

式(解7-1)は、式(解7-2)のように変換できることを用いて、[参考7-5-1]に示す手順でパラメータ α, β を算定し、盛土完成後の任意の時点での沈下量を推定する。

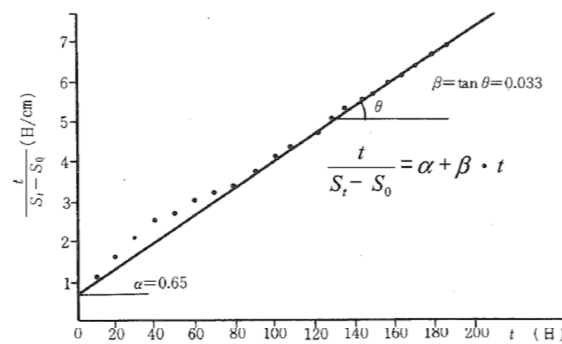
$$\frac{t}{S_t - S_0} = \alpha + \beta \cdot t \dots \dots \dots (解7-2)$$

[参考7-5-1] 双曲線法による沈下量の推定手順

- ① 参図7-1に示した実測時間-沈下曲線について起点日を決める(例えば、盛土終了日)。その時の沈下量を S_0 とする。
- ② 適切な時間 t ごとに沈下量の実測値 S_t を用い、 $t/(S_t - S_0)$ を計算し、参図7-2のように時間 t と $t/(S_t - S_0)$ の関係をプロットする。



参図7-1 実測沈下曲線と双曲線法による予測の例



参図7-2 双曲線法におけるパラメータの推定の例

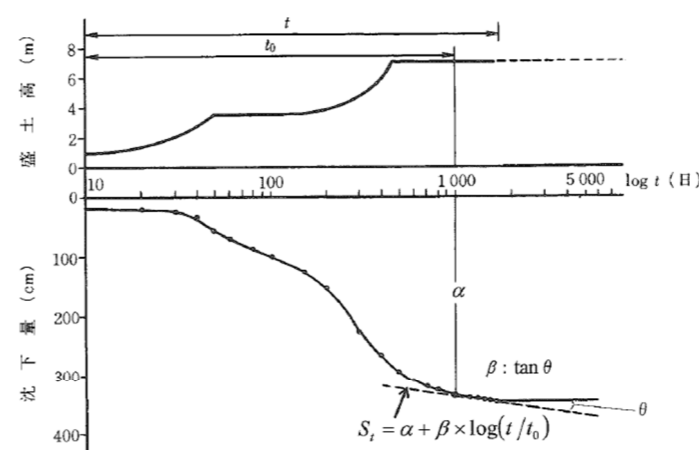
- ③ 実測値が式(解7-2)のように表わされるものとして、参図7-2のプロットから定数 α, β を求める。
 なお、軟弱地盤は単純な一層でなく、圧密速度の異なる数層の軟弱層から構成されていることが多い。このため、軟弱地盤の地表面で測定した沈下量に対して双曲線法を適用しても、よい精度で将来の沈下量を推定できるとは限らない。このような場合、層別沈下計によりできるだけ圧密特性の異なる土層ごとに分けて沈下量を測定し、それぞれの時間-沈下量ごとに双曲線法を適用し、その結果を合成することもある。

2) log t 法

2) log t 法による方法

「第5章」で示したとおり、有機質土や含水比の比較的大きい粘性土地盤では、二次圧密が卓越する場合がある。このような地盤において、一次圧密がほぼ収束し、沈下挙動が二次圧密領域に入ったと思われる場合は、式(解5-13)の考え方により、沈下が時間の対数に直線的に増加すると仮定して式(解7-3)により沈下量を推定できる(解図7-7)。ここでは、この方法を log t 法と呼ぶ。

$$S_t = \alpha + \beta \times \log \frac{t}{t_0} \dots \dots \dots (解7-3)$$



解図7-7 log t 法による沈下量の推定

ここに、

- S_t : 時間 t における沈下量 (cm)
- t_0 : 盛土開始日からの二次圧密計算の開始までの日数 (日)
- t : 盛土開始日からの二次圧密の計算日までの日数 (日)
- α : 二次圧密計算の開始時点での沈下量 (cm)
- β : 係数 ($\beta = \frac{\Delta S}{\Delta \log t}$)

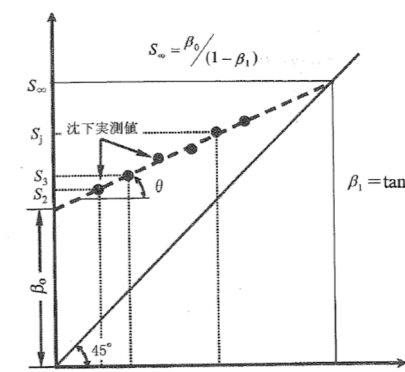
3) 浅岡の方法

[参考7-5-2] 浅岡の方法³⁾

浅岡の方法では、荷重が一定の時の沈下量を表す式として、以下のような差分式を用いる。

$$S_j = \beta_0 + \beta_1 \times S_{j-1} \dots \dots \dots (参7-1)$$

ここに、
 S_j : 時間 t を離散化して $t_j = \Delta t \times j (j=0, 1, 2, \dots)$ とした時の時点 t_j における沈下量 (cm)
 β_0 と β_1 : 係数



参図7-3 浅岡の方法による沈下量の推定

式(参7-1)はある時点 t_j における沈下量 S_j とそれより Δt だけ前の時点 t_{j-1} における沈下量 S_{j-1} の間に直線関係が成り立つことを表している。 Δt は任意に取ってよく、例えば $\Delta t=7$ 日とすると、横軸に S_{j-1} の測定値として荷重後1日、8日目、15日目、22日目の沈下量、縦軸に S_j の測定値として8日目、15日目、22日目、29日目の沈下量をプロットすると、 S_j と S_{j-1} の関係は参図7-3のように直線が得られ、その直線の切片と勾配から係数 β_0 と β_1 を求めることができる。参図7-3の45°の勾配の直線との交点が最終沈下量 S_∞ である。

※2.3-4 滑走路部で想定される計測機器の概要

(1) 埋設ひずみ計

埋設ひずみ計は、コンクリート内部のひずみを計測する計器である。埋設ひずみ計には、熱電対が付属しているものと付属していないものがある。下記の埋設ひずみ計の設置事例では、コンクリート板の断面方向の設置について、表面、中央の板の表面及び底面から埋設ひずみ計の中心位置まで、それぞれ30mmの深度で合計3箇所設置されている。

計測したひずみから、収縮応力、温度応力および荷重応力を算定することができる。埋設ひずみ計によるひずみの計測値から、沈下に伴う応力を算定した事例があるが、ひずみの解析やデータ処理に時間を要する。

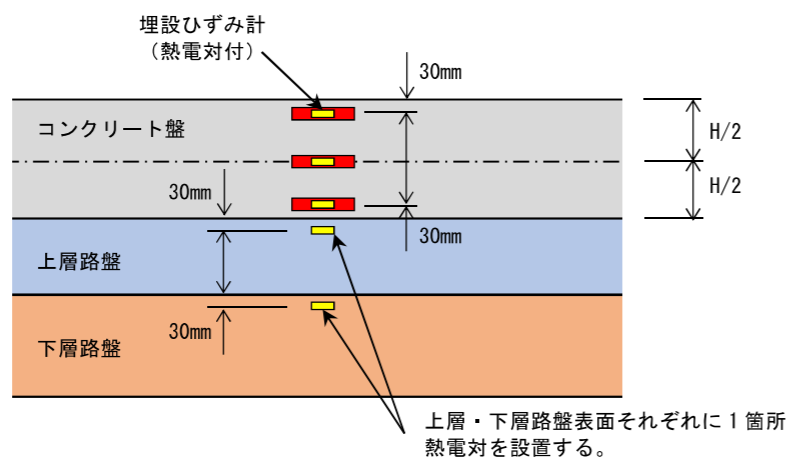


図-1 埋設ひずみ計の事例

(2) 鉄筋ひずみ計

連続鉄筋コンクリート（CRC）舗装の縦方向主鉄筋にひずみゲージを設置するものである。下記の鉄筋ひずみ計の設置事例では、異形鉄筋の上面側と下面側にそれぞれ5cmピッチで取り付け、1箇所につき、上面5点、下面5点の合計10点にひずみゲージが設置されている。

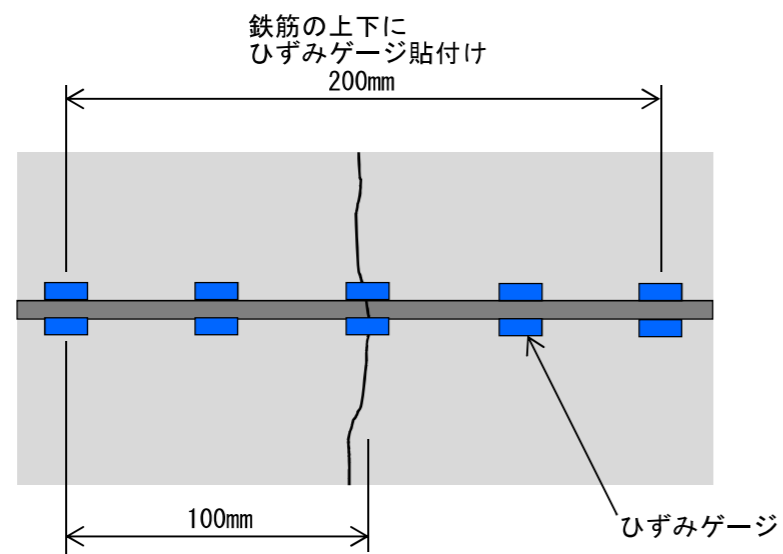


図-2 鉄筋ひずみ計の事例

(3) 亀裂変位計

下記の亀裂変位計の設置事例では、コンクリート舗装のひび割れ幅を計測するために、舗装の断面方向でCRC鉄筋と同じ高さ（版厚38cmでは12.5cm、版厚33cmでは11cm）で1箇所、底面部の埋設ひずみ計と同じ高さ（底面から30mmの深度）で1箇所設置されている。

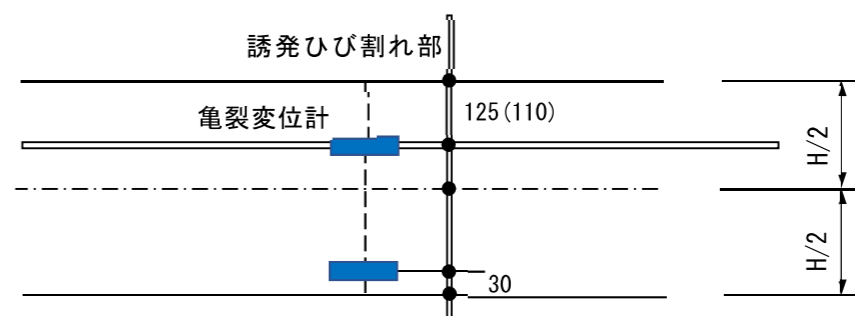


図-3 亀裂変位計の事例

(4) 継ぎ目計

継ぎ目計は、沈下に伴う縦方向目地（施工目地）の開きや、ひび割れの幅を把握することができる。下記の継ぎ目計の設置事例では、コンクリート舗装の目地の開きを把握するために、表面から60mmの深度で1箇所、底面から60mmの深度で1箇所設置しており、CRC鉄筋に接触しないように表面部の継ぎ目計が鉄筋と表面の中間位置に設置されている。

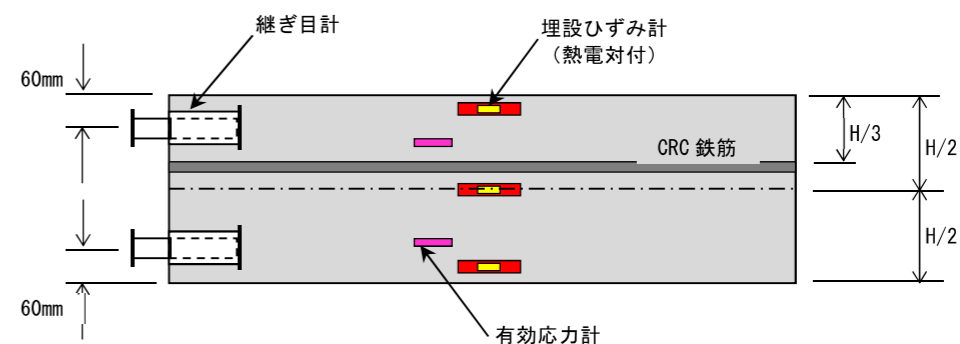


図-4 継ぎ目計の事例

(5) 有効応力計

コンクリート版に生じる応力の計測には、埋設ひずみ計で計測したひずみ計測値から算定する方法のほか、精度は劣るものの、直接応力を計測できる有効応力計による方法がある。下記の有効応力計の設置事例では、コンクリート板の表面から 50mm の深度で 1 箇所、底面から 50mm の深度で 1 箇所設置されている。

不同沈下に伴って、コンクリート版にそり・たわみが生じる場合があるが、そり・たわみによって生じる応力を比較的簡易的に把握できる。

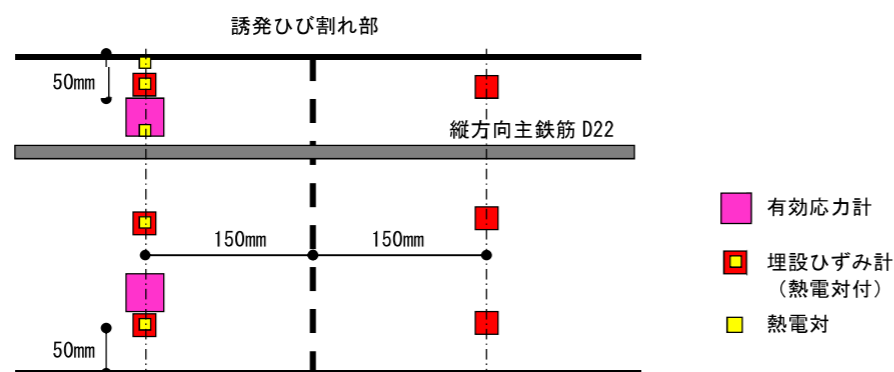


図-5 有効応力計の事例

(6) 熱電対

熱電対は、コンクリート版内の温度勾配を把握するための計器である。下記の熱電対の設置事例では、コンクリート版の表面から 10mm の深度で 1 箇所、そこから更に 90mm の離隔をとった深度で 1 箇所に設置されている。熱電対付の埋設ひずみ計でも、同様に温度勾配を計測できる。

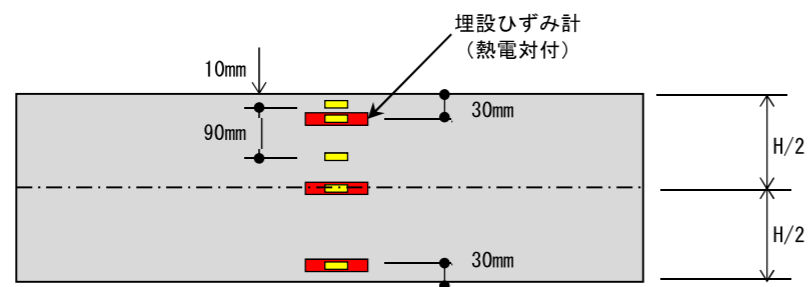


図-6 熱電対の事例

(7) 平坦性

平坦性測定方法の例として、マルチロードプロファイラがある。これは平坦性・テクスチャ・IRI（国際ラフネス指数）の同時測定が可能な方法である。

(8) FWD 調査

舗装構造評価装置（Falling Weight Deflectometer 以下「FWD」という。）とは、重りを落下させた衝撃荷重を載荷板を介して舗装表面に伝えたときに生じる舗装のたわみを測定する機械の一般名称で、主に舗装の支持力を測定・評価する目的で使用される。

FWD 調査は、「空港土木施設設計要領（舗装設計編）（平成 31 年 4 月）」P.109 において、舗装の非破壊調査方法として示されている。

V-2.3 構造の調査

V-2.3.1 非破壊調査

コンクリート舗装における非破壊調査の方法としては、FWD（フォーリング・ウエイト・デフレクトメータ）調査によるものとする。

- (1) 非破壊調査は、調査対象地点の舗装構成、当該地域での過去の調査例等を参考に、調査数量、配置等を計画する必要がある。
- (2) 非破壊調査は、舗装を損傷することなく短時間のうちに数多くの地点で行えるため、時間的制約の厳しい供用中の空港において有効な調査である。
- (3) FWD 調査^{63), 64), 65), 66)}は、舗装面のたわみより、目地部やひび割れ部の荷重伝達率等を調査することができる。調査方法は、重錘をコンクリート舗装表面に落下させ、舗装表面のたわみを計測し、舗装構造の健全度を非破壊で調査するものである。
- (4) FWD 調査は、通常 1 箇所にする測定時間は 5 分程度であるが、目地部やひび割れ部での調査では、FWD 載荷版の位置合わせ等にも時間を要することに留意する必要がある。
- (5) 使用する FWD には、空港用 FWD 及び道路用 FWD がある。空港用 FWD は、B747-400 の一輪の接地荷重及び接地面積を根拠として、載荷荷重は 49～245kN、載荷版直径は 450mm であり、舗装面のたわみを複数の計測点（載荷点から 0～250cm の範囲としている機種が多い）のセンサーによって検出するものである。また、道路用 FWD は、載荷荷重は 49～147kN、載荷版直径は 300mm であり、舗装面のたわみを複数の計測点（載荷点から 0～150cm の範囲としている機種が多い）のセンサーによって検出するものである。国内で稼働している FWD の一覧については、NPO 法人 舗装診断研究会のホームページにまとめられている。
- (6) 使用する FWD の載荷荷重は、表 V-2.2 を目安に選択するものとする。載荷荷重は 49kN、98kN、147kN、196kN、245kN、載荷版直径は 300mm 又は 450mm とするのが一般的であるが、計測されるたわみが小さくなると誤差が大きくなるため、載荷荷重は大きい方が望ましい。

表 V-2.2 FWD の載荷荷重の選択の目安

施設	載荷荷重
滑走路・誘導路・エプロンの本体	98kN 以上
ショルダー・過走帯等	49kN 以上

- (7) FWD 調査時には、必ず舗装表面温度を計測する。
- (8) FWD 調査の実施にあたっては、調査対象地点の舗装構成が均一かどうか、舗装履歴は一定かどうか、また当該区域の舗装強度の分布が過去の調査で把握されているか等により、調査数量と配置を設定する必要がある。しかし、FWD 調査は比較的簡便であるので、できるだけ多く調査を実施し、舗装強度の平面的な分布を把握することが望ましい。V-2.2.1 路面性状調査で示したデータユニットサイズに合わせて 1 データユニット 1 箇所での実施を標準とする。
- (9) コンクリート舗装の新設・補修後には、早期に FWD によるたわみの初期値を測定することを標準とする。初期値を測定することにより、次期の補修にあたっての評価参考値とすることが可能となる。
- (10) FWD 調査の詳細については、付録-20 に示す。

出典：「空港土木施設設計要領（舗装設計編）（平成 31 年 4 月）」P.109

(9) 地中レーダー

地中レーダーは、電磁波（電波）の地下物体からの反射を利用した地下計測方法である。舗装構造や不同沈下の傾向によっては、路面下に空洞が生じる可能性があるが、レーダー探査で空洞の調査が可能である。

(10) 沈下計

沈下計は、コンクリート版と路盤の間の距離の変化を計測することができる。

(11) 層別沈下計

層別沈下計は、コンクリート版の路盤付近での沈下に伴う鉛直方向の変異を計測できる。

直径 30cm の沈下板を上層路盤上面、下層路盤上面、路床上面及び路床下面に設置し、それぞれの層別の沈下量を計測できる。なお、平面配置は、対称位置（測線）に直径 30cm の沈下板の円周部が接する位置とされている。

(12) 空隙計

空隙計は、「継ぎ目計」を縦方向に用いたものであり、コンクリート版と路盤との間の空隙を測定できる。層別沈下計の値と連動させるため、その近傍に設置される。

(13) 水位計

水位計は、地下水位を計測するための計器である。

(14) 舗装面の測量による動態観測の事例

埋立地に立地している飛行場での動態観測の測量事例を示す。

・事例：岩国飛行場 沈下動態観測のための地上型レーザ測量（年 1 回）

岩国飛行場では、2010 年（平成 22 年）5 月に滑走路の運用が開始されている。

埋立地特有の沈下を観測するため、滑走路の運用開始後から毎年 1 回、滑走路のコンクリート舗装の表面の高さの測量が実施されている。

具体的には、地上型レーザ計測によって滑走路のコンクリート舗装面の面的な測量が実施されている。従来の測量に比べて、点群データとして面的に高さを計測でき、また、三次元 CAD ソフト等を利用することで、比較的容易に等高線を作成し確認できる利点がある。

※3.1-1

設計波は4方向のなかで、各工区内で大きくなるSE、SSE方向で比較を行った。
設計波算出ポイントを図1に、設計波を表1～表2に示す。

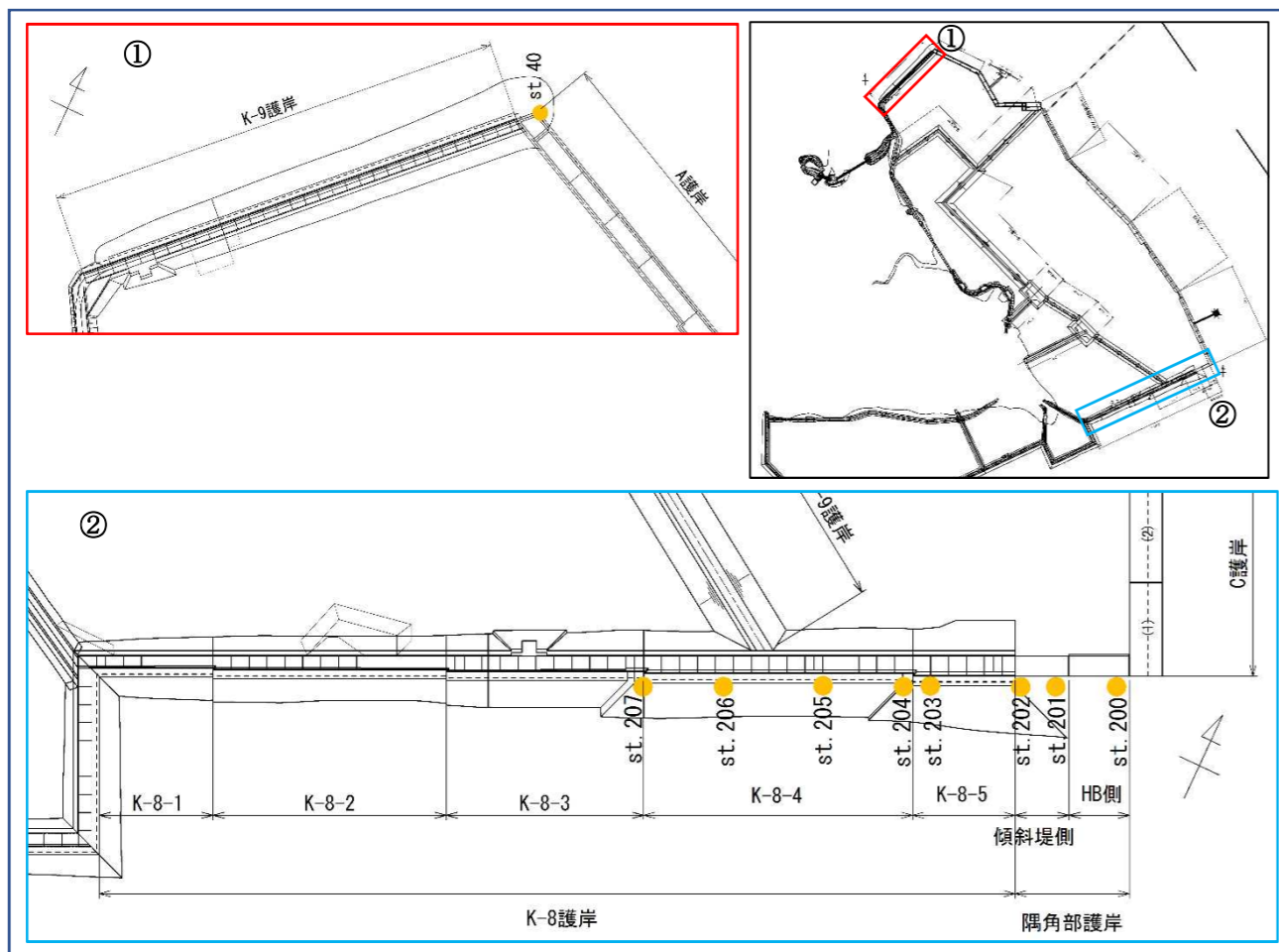


図1 設計波算出ポイント

表1 天端高の確認に使用した設計波

方向	確率波	工区	隅角部HB側		隅角部傾斜堤側		K-8-4				K-8-5			K-9	
			解析地点	st. 200	st. 201	st. 201	st. 202	st. 204	st. 205	st. 206	st. 207	st. 202	st. 203	st. 204	st. 40
SE	50年確率波	H W L	H0' (m)	2.0	1.8	1.8	1.5	1.9	1.6	1.7	1.7	1.5	1.9	1.9	1.3
			θ (°)	56	48	48	59	48	52	59	39	59	51	48	0
SSE	50年確率波	H W L	H0' (m)	2.0	1.9	1.9	1.4	1.8	1.5	1.7	1.7	1.4	1.8	1.8	1.1
			θ (°)	12	8	8	27	16	42	21	5	27	3	16	0

※波高が大きくなる波向きで、入射角 θ の小さい値を採用した。
※工区内で採用した諸元を着色した。

表2 壁体の安定性能照査に使用した設計波

方向	確率波	工区	隅角部HB側		隅角部傾斜堤側		K-8-4				K-8-5			K-9	
			解析地点	st. 200	st. 201	st. 201	st. 202	st. 204	st. 205	st. 206	st. 207	st. 202	st. 203	st. 204	st. 40
SE	10年確率波	H W L	H1/3 (m)	1.8	1.7	1.9	1.4	2.3	1.9	1.9	1.8	1.5	1.9	2.0	1.4
			Hmax (m)	3.3	3.1	3.5	2.6	4.2	3.5	3.5	3.3	2.7	3.5	3.6	2.6
			θ (°)	48.0	59	59.0	66	69	71	73	68	66	68	69	0
	50年確率波	H W L	H1/3 (m)	1.5	1.4	1.6	1.0	2.1	1.5	1.4	1.1	1.1	1.6	1.7	1.0
			Hmax (m)	2.7	2.6	2.9	1.8	3.8	2.7	2.6	2.0	2.0	2.9	3.1	1.8
			θ (°)	62.0	69	69.0	82	82.0	90	90	90	82	83	82	0
SSE	10年確率波	H W L	H1/3 (m)	1.9	1.8	2.0	1.5	2.5	2.0	2.1	2.0	1.6	2.0	2.2	1.5
			Hmax (m)	3.5	3.3	3.6	2.7	4.5	3.6	3.8	3.6	2.9	3.6	4.0	2.7
			θ (°)	47	65	65	66	80	71	78	62	66	78	80	0
	50年確率波	H W L	H1/3 (m)	1.8	1.7	2.0	1.2	2.5	1.7	1.7	1.4	1.3	1.8	1.9	1.4
			Hmax (m)	3.3	3.1	3.6	2.2	4.5	3.1	3.1	2.6	2.4	3.3	3.5	2.6
			θ (°)	74	81	81	90	90	90	90	90	90	90	90	0
SSE	10年確率波	H W L	H1/3 (m)	1.5	1.6	1.7	1.3	2.0	1.6	1.7	1.6	1.4	1.7	1.8	1.1
			Hmax (m)	2.7	2.9	3.1	2.4	3.6	2.9	3.1	2.9	2.6	3.1	3.3	2.0
			θ (°)	79	55	55	44	54	58	22	5	44	69	54	0
	50年確率波	H W L	H1/3 (m)	1.1	1.1	1.2	0.8	1.4	1.1	1.2	1.0	0.9	1.1	1.2	1.1
			Hmax (m)	2.0	2.0	2.2	1.5	2.6	2.0	2.2	1.8	1.7	2.0	2.2	2.0
			θ (°)	52	55	55	72	90	90	90	90	72	90	90	0
50年確率波	H W L	H1/3 (m)	1.8	1.8	2.0	1.4	2.2	1.6	2.0	1.9	1.5	1.9	1.9	1.4	
		Hmax (m)	3.3	3.3	3.6	2.6	4.0	2.9	3.6	3.5	2.7	3.5	3.5	2.6	
		θ (°)	37	45	45	22	23	46	23	10	22	13	23	0	
50年確率波	L W L	H1/3 (m)	1.3	1.3	1.5	1.0	1.7	1.4	1.5	1.3	1.1	1.4	1.4	1.3	
		Hmax (m)	2.4	2.4	2.7	1.8	3.1	2.6	2.7	2.4	2.0	2.6	2.6	2.4	
		θ (°)	85	84	84	87	90	90	90	90	87	90	90	0	

※波力が大きくなる波向きを採用した。
※安全側となる入射角 θ の小さい値を採用した。
※工区内で採用した諸元を着色した。
※傾斜堤の上部工は潮位(H.W.L.)より上にあり引波は作用しないため、50年確率波の設計波は設定しない。
※50年確率波については、引波の照査となるため、入射角 θ は設定しない。

※3.2-1

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.169～171より抜粋

④越波流量算定図表¹¹⁵⁾

根固めマウンド、頂部波返し工などを持たない単純な形状の直立及び消波護岸に対しては、図-4.4.23～図-4.4.26を用いて越波流量を推定してもよい。これらの図は不規則波実験に基づいて作成されたもので、越波流量曲線の精度は実験及び現地観測との対比結果から表-4.4.4に示されている範囲と想定される。消波護岸の場合の越波流量は天端上層2列並びの条件に対して求められたものである。

表-4.4.4 越波流量の推定値に対する真値の想定範囲

$q/\sqrt{2g(H_0')^3}$	直立護岸	消波護岸
10^{-2}	0.7～1.5倍	0.5～2倍
10^{-3}	0.4～2倍	0.2～3倍
10^{-4}	0.2～3倍	0.1～5倍
10^{-5}	0.1～5倍	0.05～10倍

なお、図-4.4.23～図-4.4.26を参考にして不規則波の越波流量の目安を得る場合、次のことを考慮する。

- (a) 海底勾配または沖波波形勾配がこれらの図中のものと一致しない場合は、最も近いものを用いるか、または内挿して求める。
- (b) 図中の消波ブロックとしては、2層積みテトラポッド（天端部上層2列並び）を用いているが、これと同じ消波ブロックを用いても、天端幅、積み方、法先形状などが異なる場合や他の消波ブロックを使用する場合には、越波流量が図の値と大きく異なる恐れがある。
- (c) 天端上の消波ブロックの列数が増加すると越波量は減少する傾向を有する¹¹⁶⁾。
- (d) 越波流量算定図を適用するのが困難な場合には、高山ら¹¹⁷⁾により、越波流量算定近似式が提案されており、参考にできる。

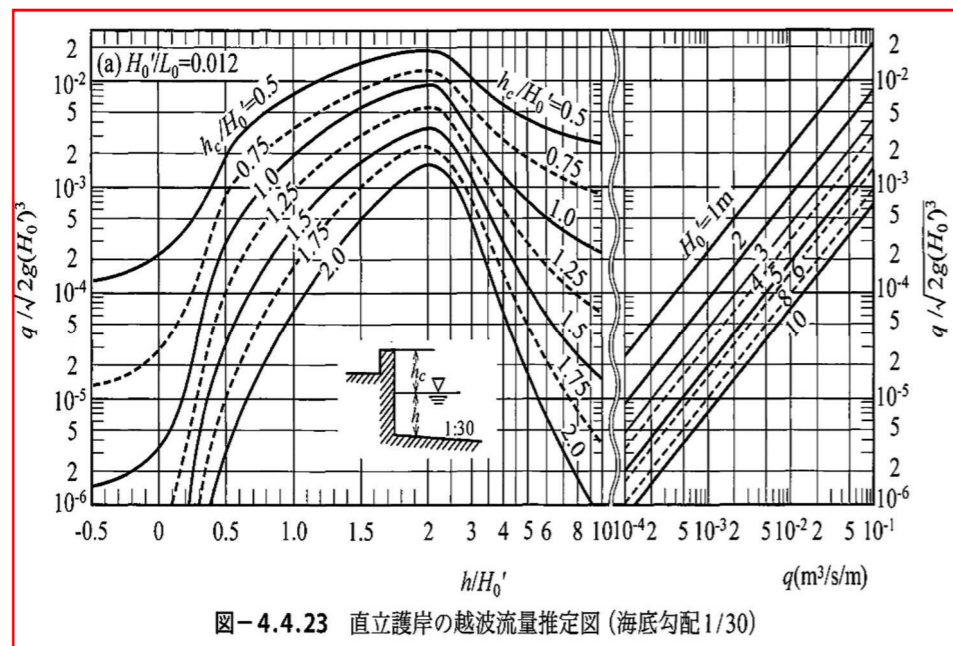


図-4.4.23 直立護岸の越波流量推定図（海底勾配1/30）

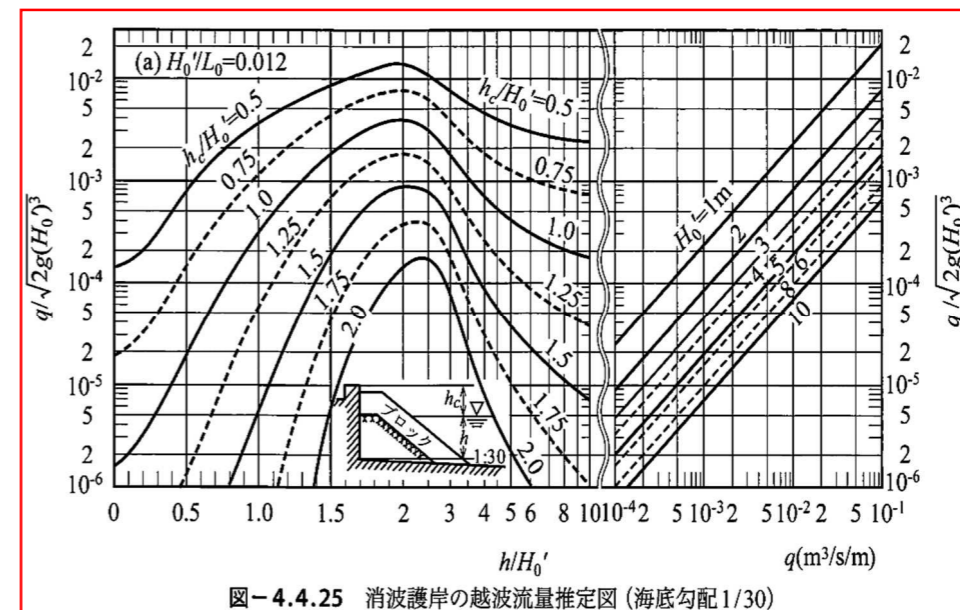


図-4.4.25 消波護岸の越波流量推定図（海底勾配1/30）

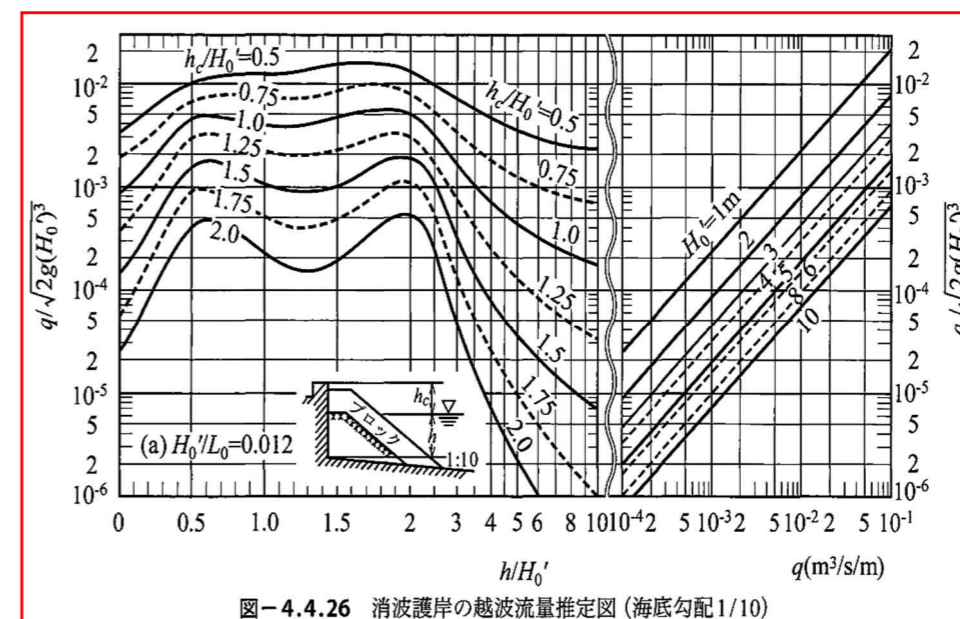


図-4.4.26 消波護岸の越波流量推定図（海底勾配1/10）

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.174より抜粋

⑤換算天端高係数

消波ブロック積み護岸や縦スリット型消波護岸の越波量を設定する目安として換算天端高係数を用いることができる。換算天端高係数は、同一の波と海底形状の条件において直立護岸を設置した場合を仮定して、同一の越波量となる時の対象護岸高さとの比である。換算天端高係数が1より小さい場合には、直立護岸と比較して低い護岸天端であっても同一の越波量となることを表し、その護岸形状が越波量低減に有効であることを示す。代表的な護岸形状の換算天端高係数βの参考値を以下に示す。

- 消波ブロック積み護岸¹¹⁷⁾ : β=0.9～0.7
- 縦スリット型消波護岸¹¹⁷⁾ : β=0.6
- パラペット後退型護岸¹¹⁶⁾ : β=1.0～0.5
- 階段護岸¹¹⁶⁾ : β=1.7～1.0

$$\text{波が斜めから入射する場合}^{118)119)} : \beta = \begin{cases} 1 - \sin^2 \theta & |\theta| \leq 30^\circ \\ 1 - \sin^2 30^\circ = 0.75 & |\theta| > 30^\circ \end{cases}$$

(θは波の入射角で、護岸に直角入射する場合を0°とする。)

※3.2-2

パラペット天端高の算出結果

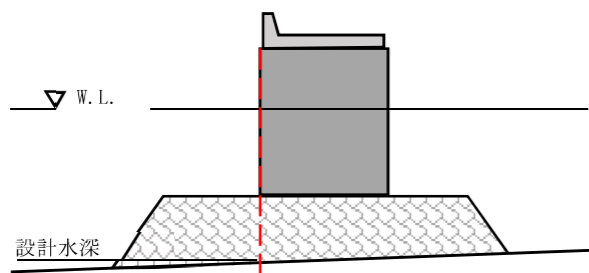
隅角部護岸、K-8、K-9 護岸のパラペット天端高の結果を以下に示す。

■パラペット天端高検討結果

ケーソンNo.		隅角部護岸		K護岸			
		HB側	傾斜堤側	K-8-4	K-8-5	K-9	
波向き		SSE	SSE	SE	SE	SE	
検討条件	潮位 (D.L.) H.H.W.L (m)	+3.10	+3.10	+3.10	+3.10	+3.10	
	換算沖波波高 H_0' (m)	2.00	1.90	1.90	1.90	1.30	
	周期 T (s)	17.3	17.3	17.0	17.0	17.0	
	入射角 θ (°)	8.0	8.0	39.0	48.0	0.0	
	沖波波長 L_0 (m)	466.9	466.9	450.8	450.8	450.8	
	海底勾配 i	1/30	1/30	1/30	1/30	1/10	
	天端高 (D.L.) (m)	+7.40	+7.40	+11.00	+11.00	+8.10	
	設計沈下量 (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	設計水深 (D.L.) ^{※1} (m)	-11.00	-8.50	-4.50	-6.50	-5.00	
	水深 h (m)	14.10	11.60	7.60	9.60	8.10	
越波流量算定結果	天端高～潮位までの高さ h_c (m)	4.3	4.3	7.90	7.90	5.00	
	換算天端高係数 ^{※2} β	0.98	0.98	0.75	0.75	1.00	
	補正後天端高	h_c' (m)	4.39	4.39	10.53	10.53	5.00
		D.L. (m)	+7.49	+7.49	+13.63	+13.63	+8.10
	H_0'/L_0	0.004	0.004	0.004	0.004	0.003	
	h_c/H_0'	2.19	2.31	5.54	5.54	3.85	
	h/H_0'	7.05	6.11	4.00	5.05	6.23	
	$q/\sqrt{(2gH_0' \cdot 3)}$	3.500E-06	4.500E-06	8.000E-06	2.100E-06	1.000E-06	
	越波流量 q	3.797E-05	4.759E-05	8.460E-05	2.221E-05	8.747E-06	
	許容越波流量	2.000E-02	2.000E-02	2.000E-02	2.000E-02	2.000E-02	
判定	OK	OK	OK	OK	OK		

※1；設計水深(D.L.)は壁体前面における水深(下図参照)

※2；換算天端高係数 $\beta = 1 - \sin^2 \theta$ ($\theta > 30^\circ$ の場合、 $\theta = 30^\circ$)



※3.2-3

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.238より抜粋

6.6 波浪に対する被覆石及びブロックの安定性

6.6.1 斜面の被覆石及びブロックの所要質量^{118) 119)}

(1) 一般

傾斜堤などの斜面被覆材は、内部の捨石を保護するものであり、それ自体が散乱しないように安定な質量を確保する必要がある。この安定な質量(所要質量)は、一般的に水理模型実験または適切な算定式によって求めることができる。

(2) 所要質量算定の基本式

波力を受ける傾斜構造物の表法面を被覆する捨石及びコンクリートブロックの所要質量の算定は、次式で示される安定数 N_s によるハドソン(Hudson)式を用いることができる¹²⁰⁾。

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (6.6.1)$$

ここに、

M : 捨石またはコンクリートブロックの所要質量 (t)

ρ_r : 捨石またはコンクリートブロックの密度 (t/m^3)

H : 安定計算に用いる波高 (m)

N_s : 安定数。主として被覆材の形状、勾配、被害率等によって決まる

S_r : 捨石またはコンクリートブロックの水に対する比重

※3.2-4

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.239より抜粋

(6) 安定数 N_s と K_D 値

ハドソンは、1959年にイリバレン-ハドソン(Iribarren-Hudson)式に代わるいわゆるハドソン式¹²⁰⁾を発表した。このハドソン式は、式(6.6.1)をハドソン自身が発展させたものであり、

$$N_s^3 = K_D \cot \alpha \quad (6.6.3)$$

として安定数 N_s の代わりに $K_D \cot \alpha$ を用いた式である。

ここに、

α : 斜面が水平面となす角 (°)

K_D : 主として被覆材の形状及び被害率などによって決まる定数

ハドソン式は、広範囲の室内実験の結果に基づいており、また現地における使用実績も高いので、斜面被覆材の所要質量の算定はこのハドソン式(K_D 値によるハドソン式)によって行われてきた。

ただし、式(6.5.1)の安定数によるハドソン式は、本章6.5.2波浪に対する混成堤マウンドの被覆石及びブロックの所要質量で述べるように、混成堤マウンド被覆材の算定式として以前から用いられており、また潜堤など他の施設の被覆材についても用いられているため、 K_D 値を用いた式よりも一般的な式である。

※3.2-5

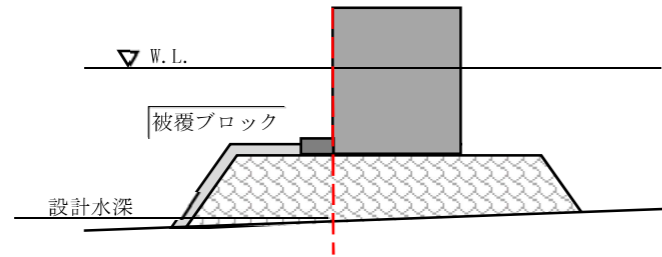
被覆ブロック所要質量の算出結果

隅角部護岸、K-8、K-9 護岸の被覆ブロック所要質量結果を以下に示す。

被覆ブロック設計条件一覧 (50年確率波)

【検討条件】				【検討結果】			
工区		単位	隅角部ケーソン (傾斜堤側)	隅角部ケーソン (HB側)		隅角部ケーソン (HB側)	
潮位	H.W.L.	m	+2.20	+2.20			
	L.W.L.	#	+0.10	+0.10			
コンクリートブロック密度 ρ_r		t/m ³	2.30	2.30			
SE	有義波高 $H_{1/3}$	H.W.L.	非砕波	2.0	非砕波	1.9	
		L.W.L.	非砕波	2.0	非砕波	1.8	
	周期	sec	17.0	17.0			
SSE	有義波高 $H_{1/3}$	H.W.L.	非砕波	2.0	非砕波	1.8	
		L.W.L.	非砕波	1.5	非砕波	1.3	
	周期	sec	17.3	17.3			
設計水深 ^{※1}		m	-8.5	-14.0			
水深 h (潮位-設計水深)	H.W.L.	m	10.7	16.2			
	L.W.L.	#	8.6	14.1			
水深(h) における 波長 L	SE	H.W.L.	169.7	206.1			
		L.W.L.	152.9	193.3			
	SSE	H.W.L.	172.9	210.0			
		L.W.L.	155.8	196.9			
(根固含む)ブロック天端幅 B		#	10.00	10.00			
備考							

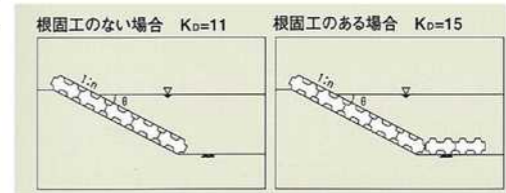
※1；設計水深は壁体前面における水深（下図参照）



被覆ブロック設計条件一覧 (10年確率波)

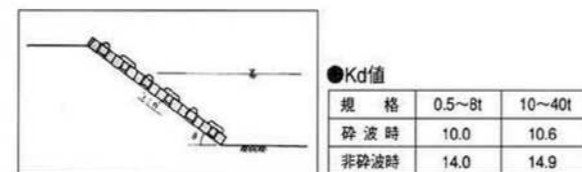
【検討条件】				【検討結果】				
工区		単位	K-8-5		K-8-5		K-8-5	
潮位	H.W.L.	m	+2.20					
	L.W.L.	#	+0.10					
コンクリートブロック密度 ρ_r		t/m ³	2.30					
SE	有義波高 $H_{1/3}$	H.W.L.	2.0					
		L.W.L.	1.7					
	周期	sec	14.9					
SSE	有義波高 $H_{1/3}$	H.W.L.	1.8					
		L.W.L.	1.2					
	周期	sec	15.4					
傾斜堤法勾配			1 : 4/3					
備考								

※ K_D 値は根固工（法止めブロック）のない場合を想定。



被覆ブロック設計条件一覧 (10年確率波)

【検討条件】				【検討結果】				
工区		単位	K-8-4		K-8-4		K-8-4	
潮位	H.W.L.	m	+2.20					
	L.W.L.	#	+0.10					
コンクリートブロック密度 ρ_r		t/m ³	2.30					
SE	有義波高 $H_{1/3}$	H.W.L.	非砕波	2.3				
		L.W.L.	非砕波	2.1				
	周期	sec	14.9					
SSE	有義波高 $H_{1/3}$	H.W.L.	非砕波	2.0				
		L.W.L.	非砕波	1.4				
	周期	sec	15.4					
傾斜堤法勾配			1 : 4/3					
備考								



被覆ブロック設計条件一覧 (10年確率波)

【検討条件】				【検討結果】				
工区		単位	K-9		K-9		K-9	
潮位	H.W.L.	m	+2.20					
	L.W.L.	#	+0.10					
コンクリートブロック密度 ρ_r		t/m ³	2.30					
SE	有義波高 $H_{1/3}$	H.W.L.	1.4					
		L.W.L.	1.0					
	周期	sec	14.9					
SSE	有義波高 $H_{1/3}$	H.W.L.	1.1					
		L.W.L.	1.1					
	周期	sec	15.4					
傾斜堤法勾配			1 : 4/3					
備考								

※ N_s 値は傾斜堤の法勾配から設定しているが、適用範囲が1:1.5~1:5であることより、1:1.5の値で検討した。

※3.2-6

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.242より抜粋

(9) 消波ブロック被覆堤のブロックの安定数算定式

消波ブロック被覆堤の消波ブロック部の断面には、種々のものがあるが、特に直立壁の前面がほぼ全断面にわたって消波ブロックを持つ場合には、その透水性の高さから、通常の傾斜堤の被覆ブロックの場合に比べ、高い安定性を有している。我が国では、多くの消波ブロック被覆堤の研究が行われており、谷本ら¹²⁶⁾、鹿島ら¹²⁷⁾、半沢ら¹²⁸⁾などが消波ブロックの安定性について系統的な研究を行っている。例えば、高橋ら¹²⁹⁾は、全断面乱積みの消波ブロックについて以下の式を提案している。

$$N_s = C_H \left\{ a \left(N_0 / N^{0.5} \right)^2 + b \right\} \quad (6.6.7)$$

ここに、

N_0 : 被災度(被害の程度を表す被害率の一種。防波堤法線方向の幅 D_n の範囲における移動したブロックの個数)

D_n : ブロックの代表径。 $D_n = (M/\rho_r)^{1/3}$ 、 M はブロックの質量

C_H : 砕波の効果を表す係数。 $C_H = 1.4 / (H_{1/20}/H_{1/3})$ 、非砕波領域では1.0

a, b : ブロックの形状や斜面勾配などによる係数。 K_D 値が8.3の異形ブロックで $\cot \alpha = 4/3$ のときは、 $a = 2.32$ 、 $b = 1.33$ 、 $\cot \alpha = 1.5$ では $a = 2.32$ 、 $b = 1.42$

また高橋ら¹²⁵⁾は、供用年数間累積被災度(期待被災度)の計算法も示しており、期待被災度を考慮した信頼性設計法もより高度な照査手法として重要である。なお、非砕波領域で、波数 N が1000波、被災度 N_0 が0.3の場合には、ほぼ従来の K_D 値による計算質量と同じとなる。この被災度 $N_0 = 0.3$ は通常の被害率で表すと、ほぼ1%程度である。

※3.2-7

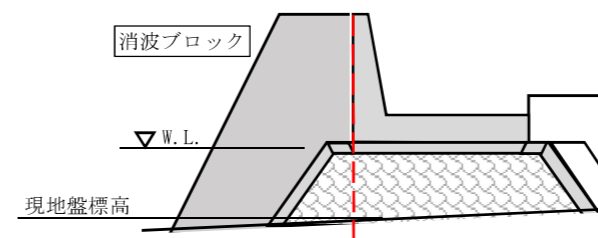
消波ブロック所要質量の算出結果

K-8、K-9 護岸の消波ブロック所要質量結果を以下に示す。

消波ブロック一覧 (50年確率波)

工区	単位	K-8-4				K-8-5				K-9(K-9-4)			
		SE		SSE		SE		SSE		SE		SSE	
		H.W.L	L.W.L	H.W.L	L.W.L	H.W.L	L.W.L	H.W.L	L.W.L	H.W.L	L.W.L	H.W.L	L.W.L
ブロック種別 【現行埋立承認申請時】 (下段は実質量)		25t型 (23.00 t)				32t型 (28.75 t)				20t型 (18.40 t)			
潮位条件	m	2.20	0.10	2.20	0.10	2.20	0.10	2.20	0.10	2.20	0.10	2.20	0.10
有義波高(50年確率) $H_{1/3}$	m	2.50	2.50	2.20	1.70	2.20	1.90	1.90	1.40	1.50	1.40	1.40	1.30
海底勾配		1/100	1/100	1/100	1/100	1/100	1/100	1/100	1/100	1/100	1/100	1/100	1/100
現地盤標高 ^{※1}	m	-4.50	-4.50	-4.50	-4.50	-6.50	-6.50	-6.50	-6.50	-5.00	-5.00	-5.00	-5.00
水深	h	6.70	4.60	6.70	4.60	8.70	6.60	8.70	6.60	7.20	5.10	7.20	5.10
換算沖波波高 H_0'	m	1.60	1.30	1.50	1.00	1.60	1.30	1.50	1.00	1.20	0.90	1.00	0.80
水深波高比	h/ H_0'	4.19	3.54	4.47	4.60	5.44	5.08	5.80	6.60	6.00	5.67	7.20	6.38
沖波周期 T_0	sec	17.0	17.0	17.3	17.3	17.0	17.0	17.3	17.3	17.0	17.0	17.3	17.3
沖波波長 L_0	m	450.84	450.84	466.89	466.89	450.84	450.84	466.89	466.89	450.84	450.84	466.89	466.89
波形勾配 H_0'/L_0		0.004	0.003	0.003	0.002	0.004	0.003	0.003	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002
算定図より $H_{1/20}/H_{1/3}$		1.375	1.320	1.361	1.350	1.375	1.361	1.361	1.350	1.361	1.350	1.350	1.350
砕波効果係数 C_H		1.02	1.06	1.03	1.04	1.02	1.03	1.03	1.04	1.03	1.04	1.04	1.04
ブロック勾配		1 : 4/3	1 : 4/3	1 : 4/3	1 : 4/3	1 : 4/3	1 : 4/3	1 : 4/3	1 : 4/3	1 : 4/3	1 : 4/3	1 : 4/3	1 : 4/3
係数 a		2.32	2.32	2.32	2.32	2.32	2.32	2.32	2.32	2.32	2.32	2.32	2.32
係数 b		1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33
被災度 N_0		0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
波数 N	波	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
安定数 N_{sk}		2.29	2.38	2.31	2.33	2.29	2.31	2.31	2.33	2.31	2.33	2.33	2.33
密度 ρ_r	t/m ³	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3
比重 S_r		2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23
ブロック所要質量 M	t	1.61	1.43	1.07	0.48	1.10	0.69	0.69	0.27	0.34	0.27	0.27	0.21
判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
備考													

※1: 現地盤標高は壁体前面の標高(下図参照)



※3.2-8

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.938～939より抜粋

(6) 根固ブロックの所要厚は、式(3.1.15)により求めることができる¹⁸⁾。

$$t/H_{1/3} = d_f (h'/h)^{-0.787} \quad (3.1.15)$$

ここに、

- t : 根固ブロックの必要厚さ (m)
 - d_f : 堤幹部では0.18、堤頭部では0.21 (m)
 - h : 設計水深 (m)
 - h' : マウンド天端水深(ブロック・方塊を含まない) (m)
- 適用範囲については $h'/h=0.4\sim 1.0$ とする。

(3.1.15)

(7) 根固ブロックの諸元は、式(3.1.15)によって所要厚を求め、表-3.1.10より求めることができる。図-3.1.10にブロック形状の諸元の例を示す。ただし、文献19)や水理模型実験等により、適切な形状の根固ブロックを選定することも可能である。

表-3.1.10 根固ブロックの所要厚と諸元(例)

根固ブロック 所要厚 t (m)	寸法 l (m) × b (m) × t (m)	質量 (t/個)	
		有孔型	無孔型
0.8以下	2.5 × 1.5 × 0.8	6.23	6.90
1.0以下	3.0 × 2.5 × 1.0	15.64	17.25
1.2以下	4.0 × 2.5 × 1.2	24.84	27.60
1.4以下	5.0 × 2.5 × 1.4	37.03	40.25
1.6以下	5.0 × 2.5 × 1.6	42.32	46.00
1.8以下	5.0 × 2.5 × 1.8	47.61	51.75
2.0以下	5.0 × 2.5 × 2.0	52.90	57.50
2.2以下	5.0 × 2.5 × 2.2	58.19	63.25

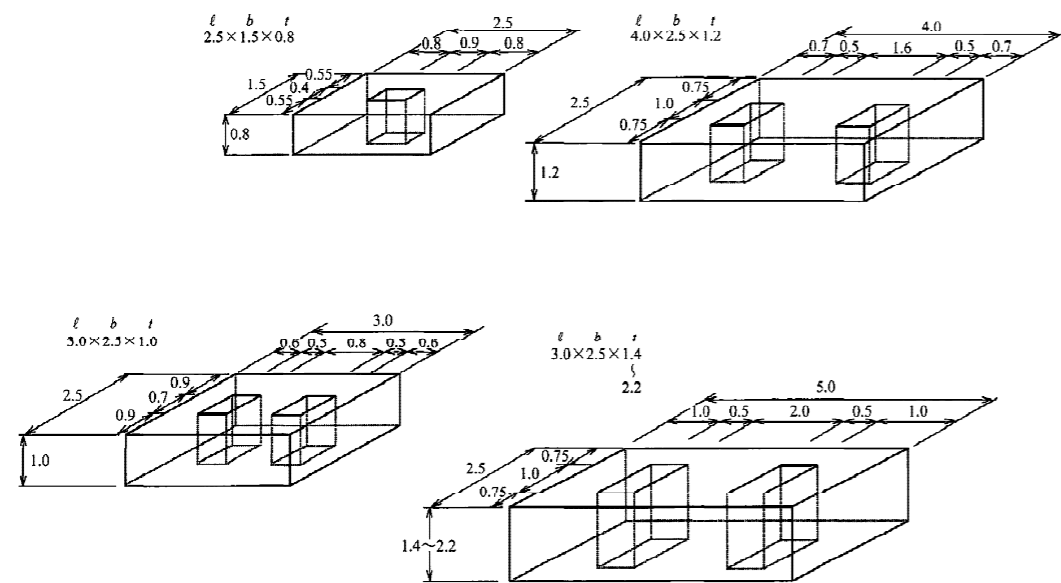


図-3.1.10 根固ブロックの形状(図中の単位:m)

※3.2-9

根固ブロック所要厚の算出結果

隅角部護岸の根固ブロック所要厚結果を以下に示す。

50年確率波

工区	波向	潮位		波高 $H_{1/3}$ (m)	海底地盤高 (m)	設置水深 h (m)	マウンド天端 (m)	マウンド水深 h' (m)	h'/h	堤幹部 d_f	所要厚 t (m)	根固方塊諸元(有孔型) 【現行埋立承認申請時】		判定
		(m)	(m)									(t/個)	l (m) × b (m) × t (m)	
隅角部ケーソン (凸側)	SE	H.W.L.	+2.20	1.90	-16.00	18.20	-10.00	12.20	0.67	0.18	0.47	24.84	4.0 × 2.5 × 1.2	採用の根固方塊厚さは所要厚より大きいことより、問題ない。
		L.W.L.	+0.10	1.80	-16.00	16.10	-10.00	10.10	0.63	0.18	0.47			
	SSE	H.W.L.	+2.20	1.80	-16.00	18.20	-10.00	12.20	0.67	0.18	0.44			
		L.W.L.	+0.10	1.30	-16.00	16.10	-10.00	10.10	0.63	0.18	0.34			
隅角部ケーソン (傾斜堤側)	SE	H.W.L.	+2.20	2.00	-9.00	11.20	-8.50	10.70	0.96	0.18	0.37	24.84	4.0 × 2.5 × 1.2	採用の根固方塊厚さは所要厚より大きいことより、問題ない。
		L.W.L.	+0.10	2.00	-9.00	9.10	-8.50	8.60	0.95	0.18	0.37			
	SSE	H.W.L.	+2.20	2.00	-9.00	11.20	-8.50	10.70	0.96	0.18	0.37			
		L.W.L.	+0.10	1.50	-9.00	9.10	-8.50	8.60	0.95	0.18	0.28			

表-3.1.8 根固方塊の所要厚と諸元

根固方塊所要厚 t (m)	寸法 (m) × b (m) × t (m)	質量 (t/個)	
		有孔型	無孔型
0.8以下	2.5 × 1.5 × 0.8	6.23	6.90
1.0以下	3.0 × 2.5 × 1.0	15.64	17.25
1.2以下	4.0 × 2.5 × 1.2	24.84	27.60
1.4以下	5.0 × 2.5 × 1.4	37.03	40.25
1.6以下	5.0 × 2.5 × 1.6	42.32	46.00
1.8以下	5.0 × 2.5 × 1.8	47.61	51.75
2.0以下	5.0 × 2.5 × 2.0	52.90	57.50
2.2以下	5.0 × 2.5 × 2.2	58.19	63.25

$$t/H_{1/3} = d_f (h'/h)^{-0.787}$$

ここに、

- t : 根固方塊の必要厚さ(m)
- d_f : 堤幹部では0.18、堤頭部では0.21(m)
- h : 設計水深(m)
- h' : マウンド天端水深(ブロックを含まない)(m)

適用範囲については、 $h'/h=0.4\sim 1.0$ とする。

※3.2-10

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.615より、主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態に対し、浮体の転覆について照査を行った。主たる作用である浮遊時の水圧は浮力とし、従たる作用である自重はケーソンの自重として照査を行った。

また「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.616より、ケーソンの喫水と据え付け場所の水深との余裕水深の照査を行った。この時、主たる作用と従たる作用は、浮体の転覆と同様とした。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.615より抜粋

別表8-9 浮遊させる必要があるケーソンに対する照査項目と限界値を定める標準的な指標

省令 条 項 号	告示 条 項 号	要求性能 状態	設計状態		照査項目	限界値を定める標準的な指標
			主たる作用	従たる作用		
7-1	23-4	使用性 変動状態	浮遊時の水圧	自重	浮体の転覆	-

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.616より抜粋

2.2.2 基本断面及び特性値の設定

(1) ケーソン各部材の形状寸法は、次の事項を考慮して設定する。

- ①ケーソンを製作する施設の能力
- ②ケーソンの喫水と据付け場所の水深（マウンド天端の水深）
- ③自力で浮遊するケーソンの場合は、浮遊時の安定
- ④曳航及び据付け時の作業条件（波浪、風及び水の流れなど）
- ⑤ケーソン据付け後の作業条件（中詰及び上部工の施工）
- ⑥ケーソンが受ける曲げ及びねじれ

※3.2-11

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.920より、主たる作用が変動波浪である変動状態に対し、ケーソン及び傾斜堤の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力について照査を行った。主たる作用である変動波浪は10年確率波による波力及び揚圧力とし、従たる作用である自重はケーソン又は傾斜堤上部工の自重、水圧は浮力として照査を行った。なお、施工時はケーソン背後の埋立が行われていない状態であることから、押波時と引波時の波力及び揚圧力を用いて照査を行った。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.920より抜粋

別表10-3 重力式防波堤（傾斜堤を除く）の性能照査項目及び限界値を定める標準的な指標

省令 条 項 号	告示 条 項 号	要求性能 状態	設計状態		照査項目	限界値を定める標準的な指標
			主たる作用	従たる作用		
14-1-2	35-	1 使用性 水統状態	自重	水圧	地盤の円弧すべり	円弧すべりに関する作用耐力比
		2 使用性 変動状態 [レベル1地震動]	変動波浪	自重、水圧	堤体の滑動、転倒、 基礎地盤の支持力	滑動に関する作用耐力比 転倒に関する作用耐力比 支持力に関する作用耐力比

※〔〕は設計状態について、主たる作用を置き換えていることを示す。

別表10-4 傾斜堤の性能照査項目及び限界値を定める標準的な指標

省令 条 項 号	告示 条 項 号	要求性能 状態	設計状態		照査項目	限界値を定める標準的な指標
			主たる作用	従たる作用		
14-1-2	35-	1 使用性 水統状態	自重	水圧	地盤の円弧すべり	円弧すべりに関する作用耐力比
		2 使用性 変動状態	変動波浪	自重、水圧	上部工の滑動・転倒	滑動に関する作用耐力比 転倒に関する作用耐力比
					基礎地盤の支持力	支持力に関する作用耐力比
		レベル1地震動	自重、水圧	基礎地盤の支持力	支持力に関する作用耐力比	

※3.2-12

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1000、P.1021、P.1023より、主たる作用が変動波浪である変動状態に対し、ケーソン及び傾斜堤の滑動、転倒、及び基礎地盤の支持力について照査を行った。主たる作用である変動波浪は50年確率波による波力及び揚圧力とし、従たる作用である自重はケーソン又は傾斜堤上部工の自重、土圧はケーソン又は傾斜堤上部工背後の埋立材による土圧、水圧は浮力及び残留水圧として照査を行った。なお、完成時はケーソン又は傾斜堤上部工背後の埋立が行われた状態であることから、引波時の波力及び揚圧力を用いて照査を行った。なお、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1062に示される設計状態を参考に、載荷重として上載荷重を考慮した。またケーソン又は傾斜堤上部工の上載荷重は、有る場合と、無い場合の両方について照査した。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1000より抜粋

別表10-7 防潮堤の性能照査項目及び限界値を定める標準的な指標（偶発状態を除く）

省令 条 項 号	告示 条 項 号	要 求 性 能	設 計 状 態		照 査 項 目	限 界 値 を 定 め る 標 準 的 な 指 標				
			主たる作用	従たる作用						
16	1	2	39	2	3	使用性 変 動 状 態 [レベル1地震動]	水圧	自重	地盤の浸透破壊	—
							変動波浪 [レベル1地震動]	自重、土圧、水圧	パラベットの滑動・転倒 ^{*)}	滑動に関する作用耐力比 転倒に関する作用耐力比

※〔 〕は設計状態について、主たる作用を置き換えていることを示す。

※1)：パラベットを有する構造の場合に限る。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1021より抜粋

14.6 性能照査

14.6.1 共通

(1) 護岸の性能照査については、防潮堤に関する記述（本章10 防潮堤）を参照することができる。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1023より抜粋

14.6.2 重力式護岸の性能照査

(1) 重力式護岸の構造形式には、ケーソン、L型ブロック、セルラーブロック、方塊などのプレキャストコンクリート部材を用いたものと、場所打ちコンクリートによるものがある。

(2) 護岸には、全ての護岸に共通する事項として定められる規定及び構造形式毎に定められる規定がある。前者の性能照査にあたっては、本章14.6 性能照査を、また、後者の性能照査にあたっては、[施]第5章2.2 重力式係船岸及び、[施]第5章2.11 直立消波式係船岸に準じることができる。

※3.2-13

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1062より、主たる作用が土圧である変動状態に対し、ケーソン及び傾斜堤の滑動、転倒、及び基礎地盤の支持力について照査を行った。主たる作用である土圧はケーソン又は傾斜堤上部工背後の埋立材による土圧とし、従たる作用である自重はケーソン又は傾斜堤上部工の自重、水圧は浮力及び残留水圧、載荷重はケーソン又は傾斜堤上部工上と背後地盤上の上載荷重として照査を行った。なお、ケーソン又は傾斜堤上部工の上載荷重は有る場合と無い場合の両方について照査を行った。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1062より抜粋

別表11-5 重力式係船岸の偶発状態を除く各設計状態における照査項目及び限界値を定める標準的な指標

省令 全 項 号	告示 全 項 号	要 求 性 能	状 態	設 計 状 態		照 査 項 目	限 界 値 を 定 め る 標 準 的 な 指 標			
				主たる作用	従たる作用					
26	1	2	49	-	2	使用性 永 続 状 態 変 動 状 態	自重	水圧、載荷重	地盤の円弧すべり	円弧すべりに関する作用耐力比
							土圧	自重、水圧、載荷重	壁体の滑動・転倒、基礎地盤の支持力	滑動、転倒、支持力に関する作用耐力比
							レベル1地震動	自重、土圧、水圧、載荷重	壁体の滑動・転倒、基礎地盤の支持力	滑動、転倒、支持力に関する作用耐力比

※3.2-14 主たる作用がレベル1地震動である変動状態の安定性能照査の必要性

主たる作用がレベル1地震動である変動状態の安定性能照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.925に準拠し、堤体幅と堤体設置水深の比と工学的基盤最大加速度の関係より、省略した。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.925より抜粋

3.1.3 作用

(1) 各設計状態に対して考慮すべき作用の種類

混成堤の安定性能照査においては、各設計状態について以下に示す作用を考慮する。なお、設計対象とする防波堤が偶発対応施設の防波堤でない場合は、偶発状態に対する性能照査は省略することができる。

① 永続状態

主たる作用として堤体の自重を考慮する。自重の設定に関しては、【作】第10章2 自重を参照することができる。

② 変動状態

(a) 主たる作用として変動波浪及びレベル1地震動を考慮する。変動波浪の設定に関しては、【作】第2章4.1 波浪条件の設定を、レベル1地震動の設定に関しては【作】第6章1.2 施設の性能照査に用いるレベル1地震動を参照することができる。

(b) レベル1地震動による滑動及び転倒に関しては、変動波浪に関する変動状態において定まる堤体の断面諸元とレベル1地震動の関係により、耐震性能照査の必要性を判定することができる²⁾³⁾。

(c) 耐震性能照査の必要性の判定は、フーチングを含まない堤体幅 B_w と堤体設置水深 h の比 B_w/h と工学的基盤最大加速度の関係より、図-3.1.4に基づいて行うことができる。図示した曲線より下に位置する場合は耐震性能照査を省略することができる。なお、この図はレベル1地震動に対する防波堤直立部の残留変形量の許容値を30cmとして作成されたものであり、それ以外の許容値を採用する場合には、具体的に変形量の検討を実施することが望ましい。

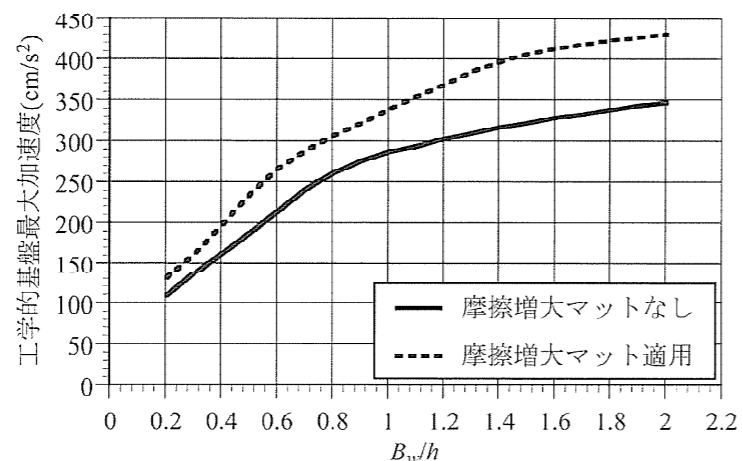


図-3.1.4 耐震性能照査の必要性判定図

工学的基盤面におけるレベル1地震動の加速度時刻歴は、第1回技術検討会において提示された図2を用いた。

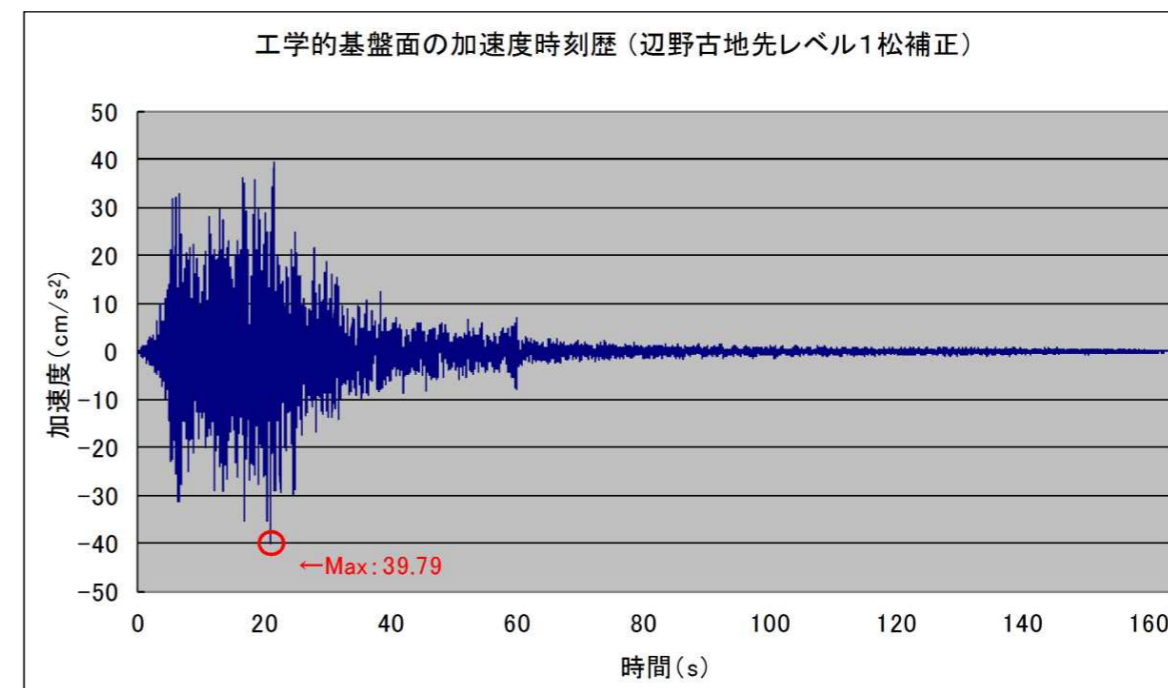


図2 レベル1地震動の加速度時刻歴(辺野古地先)

※3.2-15

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.213～215より抜粋

6.2.2 壁面に波の峰がある時の重複波及び砕波の波力

(1) 合田式（一般）

直立壁に作用する最大波力及びそのときの揚圧力は、一般的に以下で表される合田式で算定する。合田式は、合田⁹⁾が波圧実験結果及び現地防波堤に対する適用成果を勘案して提案した式に、波向きの効果などを修正したものである⁹⁾。これによって、重複波圧、砕波圧を区別することなしに、直立壁に働く波力を連続的に求めることができる。しかしながら、急勾配海底面上の直立壁や、高マウンド上の直立壁にあつて強大な衝撃砕波力が作用する条件に対しては、波力を過小に評価することがあり、衝撃砕波力の発生の危険性に留意して適用することが望ましい（本章6.2.4 衝撃砕波力参照）。本方式による波圧は静水時を基準とした波の作用による圧力を与えるものであり、波の作用以前の状態における静水圧については、必要に応じ別に考慮する。また、本方式による波力は直立壁体の安定性の検討のための波力を対象としたものであり、特に砕波が作用する場合には必ずしも各位置における最大波圧を表わすものではなく、部材としての検討などに際してはこうした点にも注意すべきである。

(2) 合田式による前面波圧

合田式における直立壁の前面に作用する波圧は、次の式(6.2.1)によって表される η^* の高さで0、静水面の高さで次の式(6.2.2)によって表される最大値 p_1 、海底面で次の式(6.2.3)によって表される p_2 となる直線的に変化する分布であり、直立壁底面から天端までの波圧を考慮する（図-6.2.1、図-6.2.2参照）。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D \quad (6.2.1)$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta) (\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) \rho_0 g H_D \quad (6.2.2)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (6.2.3)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (6.2.4)$$

この式において、 η^* 、 p_1 、 p_2 、 p_3 、 $\rho_0 g$ 、 β 、 λ_1 、 λ_2 、 h 、 L 、 H_D 、 α_1 、 α_2 及び α_3 は、それぞれ次の数値を表すものとする。

- η^* : 静水面上で波圧強度が0となる高さ (m)
- p_1 : 静水面における波圧強度 (kN/m²)
- p_2 : 海底面における波圧強度 (kN/m²)
- p_3 : 直立壁の底面における波圧強度 (kN/m²)
- $\rho_0 g$: 水の単位体積重量 (kN/m³)
- β : 波の主方向から $\pm 15^\circ$ の範囲内で最も危険な方向と直立壁の法線の垂線が成す角度 ($^\circ$)
- λ_1, λ_2 : 波圧の補正係数 (標準は、1.0)
- h : 直立壁の前面における水深 (m)
- L : 水深 h において計算に用いる次の(4)に示す波長 (m)
- H_D : 計算に用いる次の(4)に示す波高 (m)
- α_1 : 次式によって表される数値

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right\}^2 \quad (6.2.5)$$

α_2 : 次式によって表される数値

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (6.2.6)$$

α_3 : 次式によって表される数値

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right\} \quad (6.2.7)$$

この式において、 h_b 、 d 及び h' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

- h_b : 直立壁の前面から沖側へ有義波高の5倍の距離の地点における水深 (m)
- d : マウンドの根固め工または被覆工の天端のうち、いずれか浅い水深 (m)
- h' : 直立壁の底面の水深 (m)

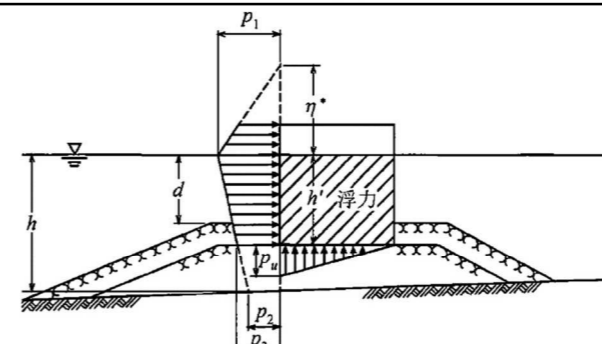


図-6.2.1 計算に用いる波圧分布

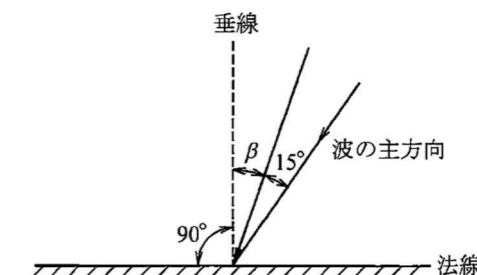


図-6.2.2 波の入射角 β のとりかた

(3) 直立壁の底面の揚圧力

合田式における直立壁底面の揚圧力は、直立壁の前趾において次式で与えられる p_u 、後趾において0となる三角形分布である。

$$p_u = 0.5(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \lambda_3 \rho_0 g H_D \quad (6.2.8)$$

この式において、 p_u 及び λ_3 は、それぞれ次の数値を表すものとする。

- p_u : 直立壁の底面に作用する揚圧力 (kN/m²)
- λ_3 : 揚圧力の補正係数 (標準は、1.0)

※3.2-16

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.223より抜粋

(4) 消波ブロックで十分に被覆された傾斜堤上部工に働く波力

傾斜堤上部工のように、基面が静水面付近にあって、かつ消波ブロックで十分に被覆されている場合の波圧の低減率 λ については、谷本・小島⁴⁰⁾が算定式を提案している。

「港湾技研資料 No.450 June1983 傾斜堤上部工およびブロック式混成堤に働く波力」P.16より抜粋

3.4 波力算定法の検討

以上、傾斜堤上部工に働く波力の実験結果について述べた。その結果では、消波工なしの場合には平均波圧強度で最大 $2.0w_0H$ を超える衝撃砕波力が働くことがあり、実際の設計ではそうした断面の採用は避けることが好ましいことが明らかとなった。そこで、消波工なしの場合の波力についてはそのままにして、ここでは傾斜堤の場合の好ましい断面として上部工前面に十分な消波工を設けた場合についていわゆる合田式を準用する方法に基づいて検討してみる。

基面水深の大きい通常の消波ブロック被覆堤の直立部に働く波力を合田式を準用して求める場合、静水面上の波圧の作用高さ η^* 、静水面および下端での水平波圧強度 p_1, p_3 、底面前端での揚圧力強度 p_u は波が直角に入射するとき次のように表される^{前出³⁾}。

$$\begin{aligned} \eta^* &= 1.5 \lambda H & (1) \\ p_1 &= \lambda \alpha_1 w_0 H & (2) \\ p_3 &= p_u = \alpha_3 p_1 = \lambda \alpha_1 \alpha_3 w_0 H & (3) \end{aligned}$$

ここに、

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \quad (4)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right] \quad (5)$$

であり、 H, L は設計計算に用いる波高および波長、 λ は消波ブロック被覆による波圧の低減率である。

消波工を十分に設けた場合の傾斜堤上部工に働く波力もこれと同様に扱う。ただし、特に基面が静水面上にあるときには、前述したように揚圧力が上部工底面の全幅にわたって働かず、前半部だけに作用していることが多い。したがって、このときの波圧分布を図-35のように考え、揚圧力は前端での p_u から距離 l_u までの0まで三角形分布で働くものとする。また、 $h' \leq 0$ のときの α_3 は次のように与える。

$$\alpha_3 = 1 + \frac{h'}{\eta^*}, \quad (h' \leq 0) \quad (6)$$

ここで問題となるのは、 λ と l_u をどのように与えるかということである。まず、 λ の値について実験結果に基づいて検討する。

λ の値は実験と計算による合波力が等しくなるように求める。このとき、 λ と実験による平均波力強度 \bar{p}_E との関係は、 λ が作用高さ l と波圧強度の両方に関係することを考慮して、次のように表される。

$$\begin{aligned} h' \geq 0: \\ \eta^* \leq h_c \text{ のとき,} \\ 0.75 \alpha_1 H \lambda^2 + 0.5 \alpha_1 (1 + \alpha_3) h' \lambda \\ - \frac{\bar{p}_E l}{w_0 H} = 0 \quad (7) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta^* > h_c \text{ のとき,} \\ \lambda = \frac{\bar{p}_E l / w_0 H + \alpha_1 h_c^2 / 3H}{0.5 \alpha_1 (1 + \alpha_3) h' + \alpha_1 h_c} \quad (8) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h' < 0: \\ \eta^* \leq h_c \text{ のとき,} \\ 0.75 \alpha_1 H \lambda^2 + \alpha_1 h' \lambda + \frac{\alpha_1 h'^2}{3H} \\ - \frac{\bar{p}_E l}{w_0 H} = 0 \quad (9) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta^* > h_c \text{ のとき,} \\ \lambda = \frac{(h_c - h')}{3H} + \frac{\bar{p}_E}{\alpha_1 w_0 H} \quad (10) \end{aligned}$$

ここに、 h_c は上部工の天端高、 l は上部工の高さである。

結果を図-36から図-38に示す。これらの図を見ると λ は波高や周期、および上部工の基面水深によって変化することがわかる。とくに周期の影響は明らかで、周期が小さいほど λ は小さくなる傾向にある。波高による変化は $h'/h = 0.167$ の条件で比較的顕著で、 $H/h = 0.5$ 付近で消波工の効果が小さいことがここでも認められる。また、基面水深による変化も見られ、この実験条件の範囲では基面水深が大きいほど λ が大きくなる傾向がある。

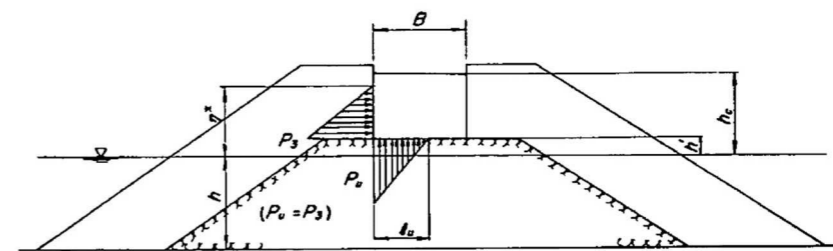


図-35. 波力算定に用いる揚圧力分布 ($h' < 0$ の場合)

2.3 地震時土圧

2.3.1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面となす角度は、次に掲げるところによって算定することができる。

(1) 主動土圧及び崩壊面が水平面となす角度

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (2.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (2.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面となす角度

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (2.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (2.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 p_{ai} 、 p_{pi} 、 K_{ai} 、 K_{pi} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_j 、 h_j 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、本章2.2 永続状態における土圧に準じて、本章2.2.1 砂質土の土圧の式(2.2.1)～(2.2.4)と同じものとする。また、地震合成角 θ は次の数値を表すものとする。

θ ：次の(a)または(b)で表される地震合成角(°)

(a) $\theta = \tan^{-1} k$

(b) $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、本章2.3.3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部¹⁾・岡部²⁾が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角

壁面摩擦角は±15°以下とすることを標準とし、裏込材のせん断抵抗角 ϕ の1/2程度を目安として用いることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求めることができ、残留水位以下においては各境界面において本章2.3.3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求めることができる。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-2.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析または模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

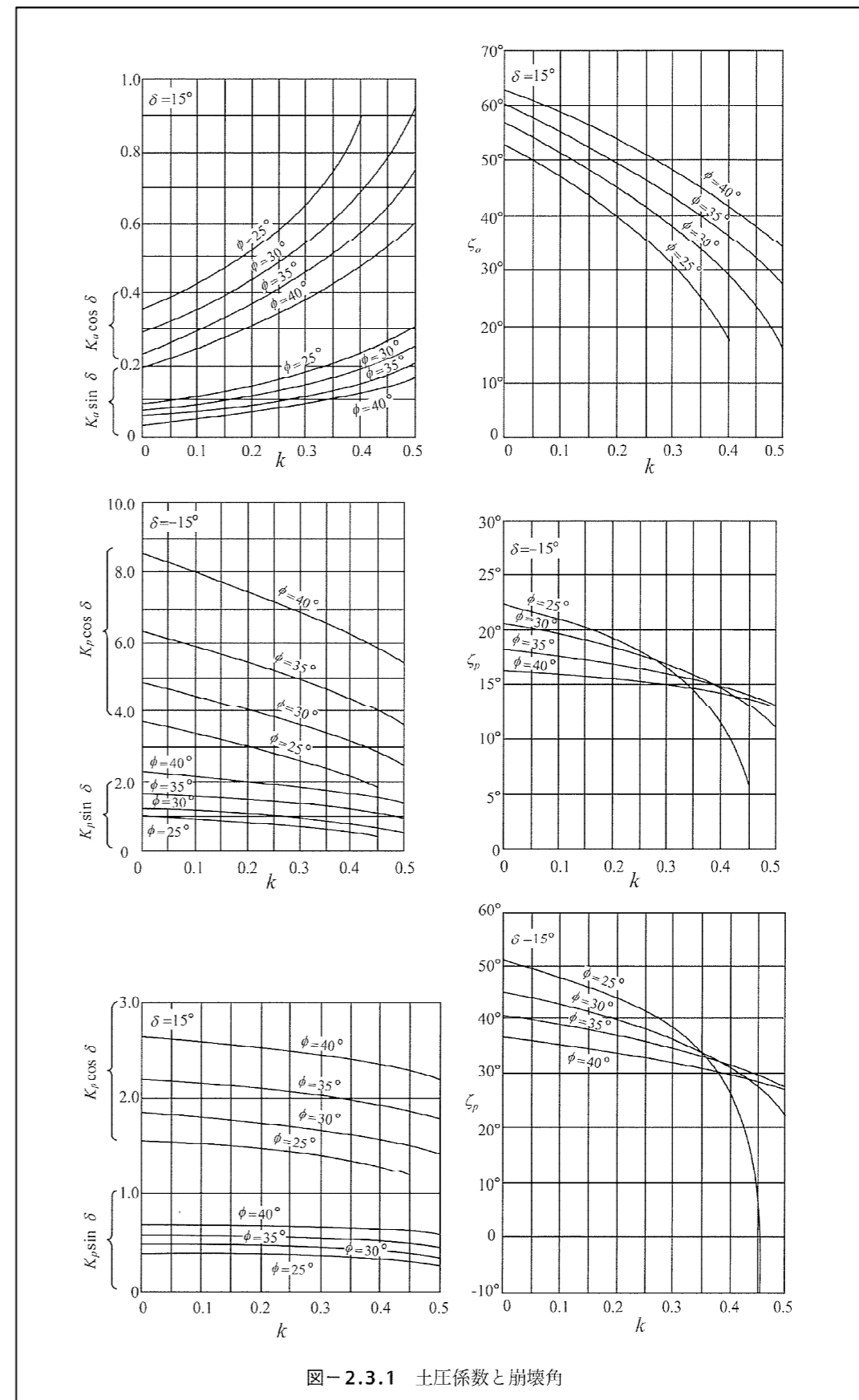


図-2.3.1 土圧係数と崩壊角

※3.2-18

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.358より抜粋

(2) 施設の背面の水位と施設の前面の水位の間に水位差が生じる場合の残留水圧の特性値は、次式によって算定することができる。(図-3.1.1参照)

① y が h_w 未満の場合

$$p_{w_k} = \rho_w g y \quad (3.1.1)$$

② y が h_w 以上の場合

$$p_{w_k} = \rho_w g h_w \quad (3.1.2)$$

ここに、

p_w : 残留水圧 (kN/m²)

$\rho_w g$: 水の単位体積重量 (kN/m³)

y : 施設の背面の残留水位から残留水圧を算定する面までの土層の深さ (m)

h_w : 施設の背面の残留水位が施設の前面の水位よりも高い場合のこれら水位の水位差 (m)

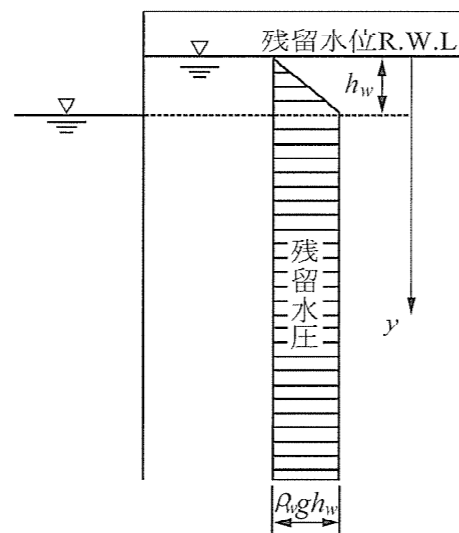


図-3.1.1 残留水圧

※3.2-19

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.359より抜粋

(3) 水中にある構造物の鉛直壁に地震時に作用する動水圧は次式によって算定することができる。

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} k_h \rho_w g \sqrt{Hy} \quad (3.2.1)$$

ここに、

p_{dw} : 動水圧 (kN/m²)

k_h : 震度

$\rho_w g$: 水の単位体積重量 (kN/m³)

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

H : 水深 (m)

また、動水圧の合力及び作用点の位置は次式によって算定することができる。

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k_h \rho_w g H^2 \quad (3.2.2)$$

$$h_{dw} = \frac{3}{5} H$$

ここに、 P_{dw} 及び h_{dw} は、それぞれ次の数値であり、 k_h 、 ρ_w 及び H は、それぞれ式 (3.2.1) における、 k_h 、 ρ_w 及び H と同じ数値を表すものである。

P_{dw} : 動水圧の合力 (kN/m)

h_{dw} : 水面から動水圧の合力の作用点までの距離 (m)

※3.2-20

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.404より抜粋

図-3.2.1に示すように、剛な地盤上に剛体状の物体がある場合を考える。物体の質量を m 、重量を $W (=mg)$ とする。ここに g は重力加速度である。いま、地盤が加速度 α で右向きに運動するとき、物体には左向きに $m\alpha$ なる慣性力が作用する。このとき、物体に滑動が生じないためには、底面に $m\alpha$ なる摩擦力が作用しなければならない。もしも底面の静止摩擦係数が十分大きくなければ、物体には滑動が生じ、多くの場合（加速度のその後の変化にもよるが）残留変位が生じる。このとき、滑動が生じるかどうかの検討は、物体に $m\alpha$ なる静的な力を作用させることにより行うことができる。これが震度法の基本的考え方である。

震度法で作用させる慣性力の大きさ F を式で書くと次のようになる。

$$F = (\alpha/g)W \quad (3.2.1)$$

α/g の代わりに k_h と書くと次式を得る。

$$F = k_h W \quad (3.2.2)$$

すなわち、施設の重量に係数 k_h を乗じると地震動による慣性力が求まる。この k_h を震度と呼ぶ。性能照査のために設定する震度を照査用震度と呼ぶ。ここでいう震度は、気象庁の発表する震度とは全く別物である。

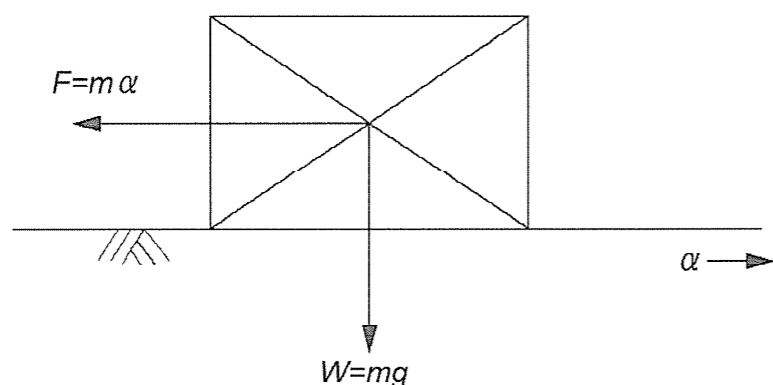


図-3.2.1 震度法 の概念

※3.2-21

各工区における照査用震度の算出結果を表3に、地層縦断図を図3に示す。

表3 照査用震度算定結果(隅角部護岸、K-8護岸及びK-9護岸)

照査用震度 k_h	K-8 護岸		K-9 護岸	隅角部護岸	
	K-8-4	K-8-5		傾斜堤側	HB 側
	0.06	0.06	0.05	0.08	0.08

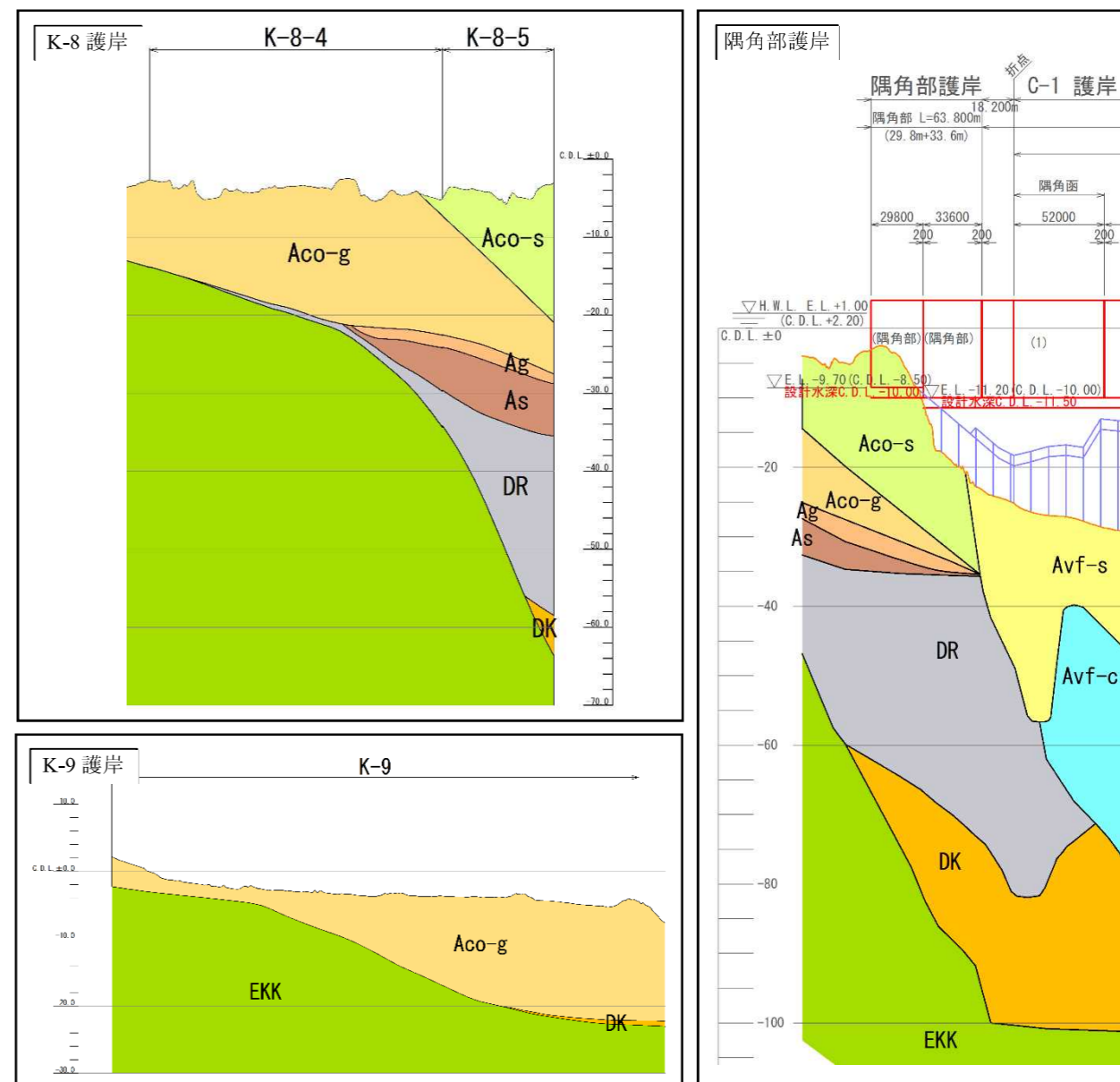


図3 地層縦断図

※3.2-22

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1904～1911より抜粋

1.2.1 グループ1の照査用震度の算出の手順

重力式係船岸（水深7.5m以深）を例に、レベル1地震動に関する変動状態において壁体の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力不足による破壊の照査に用いる照査用震度²⁾の算出の手續きについて示す。

(1) レベル1地震動に関する変動状態において壁体の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力不足による破壊に関する性能照査にあたっては、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量等を直接評価することが可能であるが、震度法等の簡易法によることもできる。この場合、性能照査に用いる照査用震度は、地震動の周波数特性や継続時間の影響等を考慮して、当該施設の変形量に対応した適切な震度とする必要がある。なお、一般的な照査用震度の算定方法の手順は、図-1.2.1に示すとおりである。

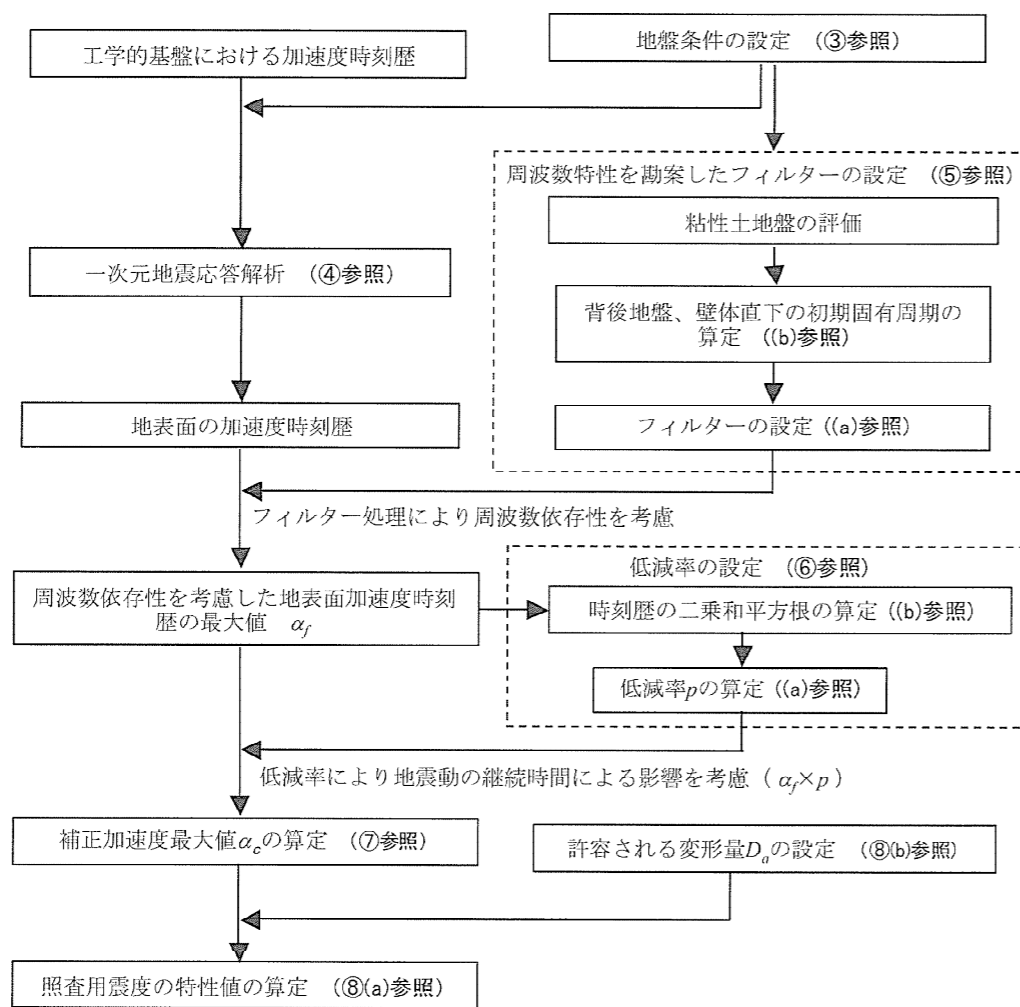


図-1.2.1 照査震度の算定手順の例

(2) 照査用震度の算定方法の概要を、図-1.2.2に示す。まず、工学的基盤におけるレベル1地震動を設定し、これを入力地震動として一次元地震応答解析により、背後地盤における地表面の加速度時刻歴を算定する。

得られた加速度時刻歴を離散時間フーリエ (Fourier) 変換し、地表面における加速度スペクトルを求め、これに対して重力式係船岸の変形に対応した周波数特性を勘案したフィルター処理を行う。ここで用いるフィルターは、周波数の異なる複数の正弦波に対して実施した地震応答解析の結果より、重力式係船岸の天端の水平残留変位が目標値となるような自由地盤地表面における加速度最大値を求めたものであり、地震動を構成する各周波数成分の波の岸壁の変形への寄与を評価したものである。よって、フィルター処理後のスペクトルは、一様変形スペクトルになるので、離散時間フーリエ逆変換後に得られる加速度最大値が周波数に関係なく一定の変形量と対応づけられる。次に、フィルター処理後の加速度時刻歴より加速度最大値 α_f を求め、地震動の継続時間を勘案した低減率 p を乗じ、地表面における補正加速度最大値 α_c を算出する。この補正加速度最大値 α_c と係船岸の天端において許容される変形量 D_a を用いて照査用震度の特性値を算出する。なお、深層混合処理工法及び置換率70%以上のサンドコンパクション (SCP) を用いて地盤改良を行う場合には、照査用震度の特性値の算出方法が異なるので、[施] 第2章5.5 深層混合処理工法及び、[施] 第2章5.10 サンドコンパクションパイル工法 (粘性土地盤を対象とする場合) を参照する必要がある。

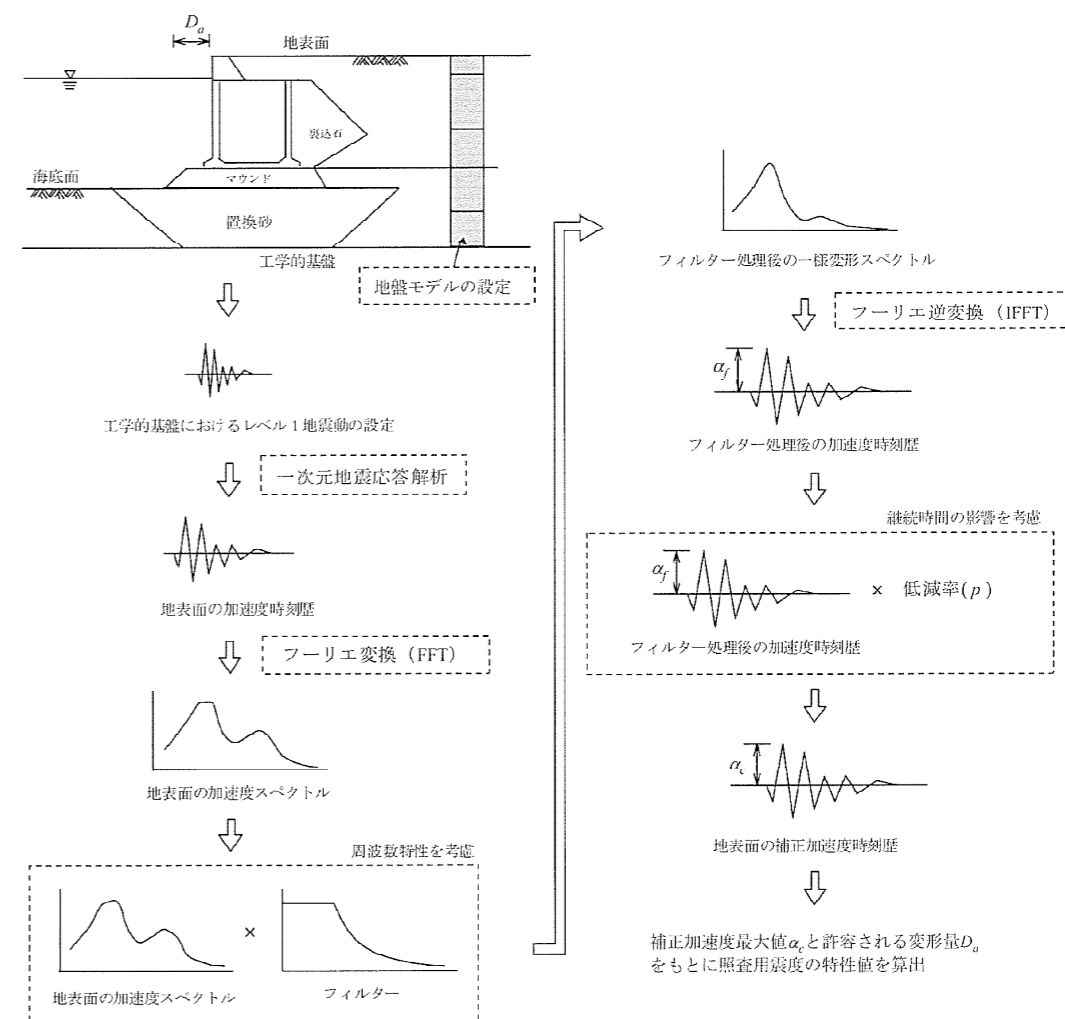


図-1.2.2 照査用震度の算定方法の概要

(3) 照査用震度の算定にあたっては、当該地点の地盤特性を適切に評価できるように地盤条件を設定する必要がある。なお、地盤条件の設定にあたっては、[作] 第3章 地盤条件、[作] 第6章 1.2.3 表層地盤の地震応答計算及び [参(施)] 第1章 2.3.5 地盤物性の設定を参照することができる。なお、一次元の地震応答解析に

あたっては、図-1.2.2に示す地盤モデルのように、マウンドや裏込石、砂置換等の局所的な地盤の影響を考慮せず、成層地盤を対象とする。

(4) 一次元地震応答解析

背後地盤における地表面の加速度時刻歴は、工学的基盤において設定されるレベル1地震動を入力地震動として、当該地点の地盤特性を適切に考慮できる一次元の地震応答解析により算定する。なお、一次元の地震応答解析については、[作]第6章1.2.3表層地盤の地震応答計算及び、[施]第5章2.2.2作用(2)(j)を参考に、適切な手法及び解析条件の設定に基づいて行うものとする。

(5) 周波数特性を勘案したフィルターの設定

①フィルターの設定

重力式係船岸の照査に用いる地震動の周波数特性を勘案したフィルターとしては、式(1.2.1)により与えられるものを用いることができる。これは、地盤条件及び水深の異なる岸壁モデルを用いて、複数の正弦波に対して実施した地震応答解析の結果より、重力式係船岸の天端の水平残留変位が目標値となるような自由地盤地表面における加速度最大値を求めたものであり、地震動を構成する各周波数成分の波の岸壁の変形への寄与を評価したものである。これによれば、周波数が大きくなると、壁体に変形を生じさせるためには非常に大きな入力地震動が必要となり、周波数が小さくなると、同程度の入力地震動により等量の変形が発生する。すなわち、大きい周波数帯では変形しにくく、小さい周波数帯では変形し易いので、フィルターは、図-1.2.3のとおり、1.0Hz以下の大きさ b のフラットな領域と、1.0Hz以上の値が急激に減衰する領域により構成されている。

$$a(f) = \begin{cases} b & (0 < f \leq 1.0) \\ \frac{b}{1 - [0.34(f - 1.0)]^2 + i6.8[0.34(f - 1.0)]} & (1.0 < f) \end{cases} \quad (1.2.1)$$

$$b = 1.05 \frac{H}{H_R} - 0.88 \frac{T_b}{T_{bR}} + 0.96 \frac{T_u}{T_{uR}} - 0.23$$

ここに、

- a : 地震動の周波数特性を勘案したフィルター
- f : 周波数 (Hz)
- H : 壁高 (m)
- H_R : 基準壁高 (=15.0m)
- T_b : 背後地盤の初期固有周期 (s)
- T_{bR} : 背後地盤の基準初期固有周期 (=0.8s)
- T_u : 壁体下の地盤の初期固有周期 (s)
- T_{uR} : 壁体下の地盤の基準初期固有周期 (=0.4s)
- i : 虚数単位

なお、 b の値については、壁体の壁高 H を用いて、式(1.2.2)に示される範囲の値として設定すること。ただし、式(1.2.2)において設定される範囲によらず、いかなる場合であっても下限値は0.28とする。

$$0.04H + 0.08 \leq b \leq 0.04H + 0.44$$

ただし、 $b \geq 0.28$ (1.2.2)

ここに、

- H : 壁高 (m)

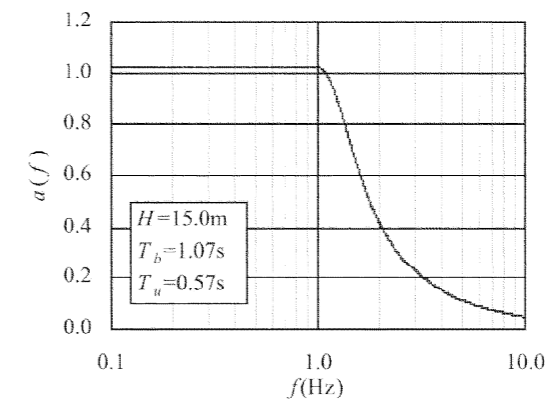


図-1.2.3 フィルターの一例

グループ1に分類されるその他の構造形式の b の値に関する関数やフィルターの式として、式(1.2.3)、(1.2.4)に表-1.2.1の係数を代入して用いることができる。なお、本項で照査用震度の算出例と示した重力式係船岸は水深-7.5m以深のものを想定しており、水深-7.5m未満の重力式係船岸については、表-1.2.1のうち、重力式係船岸(水産庁)の係数を参考にすることができる。

$$a(f) = \begin{cases} b & (0 < f \leq f_c) \\ \frac{b}{1 - [\xi_1(f - f_c)]^2 + i\xi_2\xi_1(f - f_c)} & (f_c < f) \end{cases} \quad (1.2.3)$$

$$b = \xi_3 \frac{H}{H_R} + \xi_4 \frac{T_b}{T_{bR}} + \xi_5 \frac{T_u}{T_{uR}} + \xi_6 \frac{k}{k_R} + \xi_7$$

$$\xi_8 H + \xi_9 \leq b \leq \xi_8 H + \xi_{10} \quad (1.2.4)$$

ただし、 $b \geq \xi_{11}$

ここに、

- ・自立矢板式係船岸
 - k : 地盤の横抵抗定数 (C型地盤: $\text{kN/m}^{2.5}$, S型地盤: $\text{kN/m}^{3.5}$)
 - k_R : 地盤の横抵抗定数の基準値 (C型地盤: $\text{kN/m}^{2.5}$, S型地盤: $\text{kN/m}^{3.5}$)
- ・根入れを有するセル式係船岸
 - k : 横方向地盤反力係数 (MN/m^3)
 - k_R : 横方向地盤反力係数の基準値 (MN/m^3)

表-1.2.1 フィルターに関する係数一覧

項目	重力式係船岸	重力式係船岸 (水産庁)	控え直杭式矢板式 係船岸	控え組杭式矢板式 係船岸	自立矢板式 係船岸	二重矢板式 係船岸	根入れを有する セル式係船岸
根拠資料	国総研資料 No. 310 ²⁾	漁港・漁場の施設の 設計参考図書 ³⁾	国総研資料 No. 310 ³⁾		国総研資料 No. 454 ⁴⁾		国総研資料 No. 562 ⁵⁾
対象水深 [m]	-7.5以深	-7.5未満	-		-		-
対象壁高 [m]	-		-		4.0以上	-	
f_c [Hz]	1.0	1.2	1.0		1.5	1.0	
ξ_1	0.34	0.099	-		0.34	-	
ξ_2	6.8	18.5	11.0		4.5	11.0	8.8
ξ_3	1.05	0.43	2.25		2.97	2.4	1.09
ξ_4	-0.88	1.33	-		-0.88	-	
ξ_5	0.96	-0.66	-		0.96	-	
ξ_6	-		-		0.32	-	-0.03
ξ_7	-0.23	0.32	-0.96	-0.76	-1.18	-0.97	-0.34
ξ_8	0.04	-	0.12		0.35	0.12	0.04
ξ_9	0.08	-	-0.78		-0.47	-0.66	-0.13
ξ_{10}	0.44	-	-0.24	-0.04	0.59	-0.17	0.39
ξ_{11}	0.28		0.41		-	0.41	0.30
H_R [m]	15.0		-		8.0	15.0	
T_{ms} [s]	-		0.8		-		
T_{ms} [s]	-		0.4		-		
k_R	-		-		C型地盤	S型地盤	-
	-		-		1000 [kN/m ²]	550 [kN/m ²]	12.65 [MN/m ²]

※「-」は、関連する項が存在しないことを意味する。

②背後地盤及び壁体直下の固有周期の算定

式(1.2.1)における固有周期の算定にあたっては、一次元地震応答解析で設定した工学的基盤上の各土層の層厚とせん断波速度を用いて、式(1.2.5)により算定することができる。また、地盤の固有周期は、線形の重複反射理論を用いて得られる周波数応答関数の1次固有周期としてもよい。この場合、せん断波速度が得られていない場合には、【作】第3章2.4 動的解析を参考に地盤のN値などから推定することができる。ただし、背後地盤の初期固有周期 T_b 、壁体下の地盤の初期固有周期 T_u の算定に当たり、裏込石及び壁体直下の捨石の部分については、そのままの物性値としてではなく、原地盤の物性値に置き換えて評価するものとする。また、正規圧密粘土層等を重力式係船岸の壁体のみ置換砂などで改良するような場合には、 T_b と T_u は、地盤改良前の状態で評価する必要がある。すなわち、図-1.2.4に示す位置における T_b 及び T_u を算定すればよい。なお、有効上載圧が異なるため、海底面下の地盤を対象とした固有周期を用いることはできない。

$$T = 4 \sum_i \frac{H_i}{V_{Si}} \quad (1.2.5)$$

ここに、

T : 地盤の固有周期 (s)

H_i : i 層の層厚 (m)

V_{Si} : i 層のせん断波速度 (m/s)

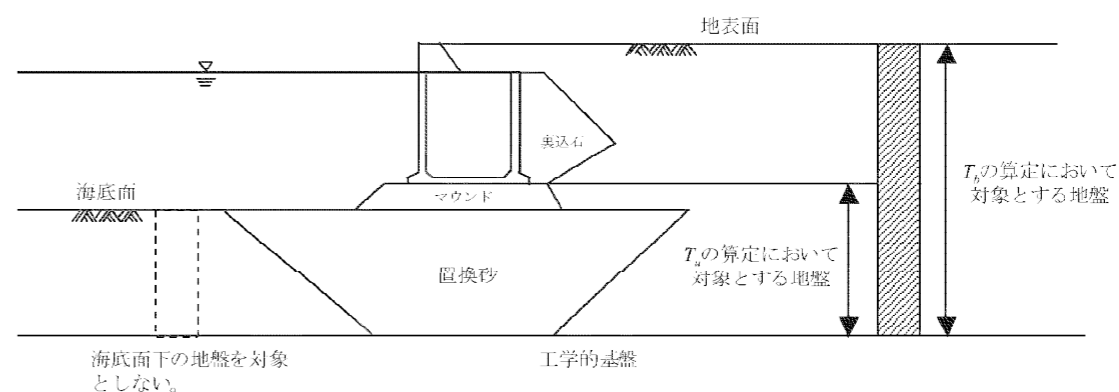


図-1.2.4 固有周期の算定において対象とする地盤

③低減率の設定

(a) 低減率の算定

地震動の加速度最大値が同じであっても地震動の継続時間によって施設に与える影響が異なる。地震動の継続時間の影響を考慮する低減率 p は、フィルター処理を行った地表面の加速度時刻歴の二乗和平方根 S 及び加速度最大値 α_f を用いて、式(1.2.6)より設定することができる。これは、上述の数値解析をもとに統計的に得られたものである。なお、低減率の上限値は、1.0とする。

$$p = 0.36 \ln \left(\frac{S}{\alpha_f} \right) - 0.29 \quad (1.2.6)$$

ここに、

p : 低減率 ($p \leq 1.0$)

S : フィルター処理後の加速度時刻歴の二乗和平方根 (cm/s²)

α_f : フィルター処理後の加速度最大値 (cm/s²)

グループ1に分類されるその他の構造形式の低減率の式として、式(1.2.7)に表-1.2.2の係数を代入して用いることができる。なお、水深-7.5m未満の重力式係船岸については、表-1.2.2の重力式係船岸(水産庁)に示すとおり、水深-7.5m以深の重力式係船岸の係数と同じ値を参考にすることができる。

$$p = \eta_1 \ln \left(\frac{S}{\alpha_f} \right) + \eta_2 \quad (1.2.7)$$

表-1.2.2 低減率の算定式に関する係数一覧

項目	重力式係船岸	重力式係船岸 (水産庁)	控え直杭式矢板式 係船岸	控え組杭式矢板式 係船岸	自立矢板式 係船岸	二重矢板式 係船岸	根入れを有する セル式係船岸
根拠資料	国総研資料 No. 310 ²⁾	漁港・漁場の施設の 設計参考図書 ³⁾	国総研資料 No. 310 ³⁾		国総研資料 No. 454 ⁴⁾		国総研資料 No. 562 ⁵⁾
対象水深 [m]	-7.5以深	-7.5未満	-		-		-
対象壁高 [m]	-		-		4.0以上	-	
η_1	0.36		0.31		0.39	0.35	0.31
η_2	-0.29		-0.20		-0.10	-0.42	-0.08

※「-」は、関連する項が存在しないことを意味する。

(b) 時刻歴の二乗和平方根の算定

低減率の算定に用いる加速度時刻歴の二乗和平方根 S は、フィルター処理を行った地表面の加速度時刻歴を用いて、式(1.2.8)により算定する。なお、二乗和平方根の算定は、地震動の全継続時間に対して行うものとし、地震動のサンプリング周波数は100Hzとする。

$$S = \sqrt{\sum acc^2} \quad (1.2.8)$$

ここに、

S : 加速度時刻歴の二乗和平方根 (cm/s²)

acc : 各時刻におけるフィルター処理後の加速度 (cm/s²)

(c) 補正加速度最大値の算定

補正加速度最大値 α_c は、地震動の周波数特性を考慮したフィルター処理後の地表面の加速度最大値 α_f と継続時間の影響を考慮して算定された低減率 p を用いて、式(1.2.9)により算定することができる。

$$\alpha_c = p \alpha_f \quad (1.2.9)$$

ここに、

α_c : 補正加速度最大値 (cm/s²)

α_f : フィルター処理後の加速度最大値 (cm/s²)

p : 低減率

④照査用震度の特性値の算定

(a) 照査用震度の特性値

重力式係船岸の性能照査に用いる照査用震度の特性値 k_{hk} は、③(c)において設定される補正加速度最大値 α_c 及び係船岸天端の許容される変形量 D_a を用いて、式(1.2.10)により算定することができる。なお、照査用震度は、小数点以下3けた目を四捨五入し、小数点以下2けたの数値で表すものとする。ただし、深層混合処理工法、置換率70%以上のサンドコンパクション(SCP)を用いて地盤改良を行う場合の照査用震度の算定にあたっては、それぞれ【施】第2章5.5.3改良体への作用条件(6)、【施】第2章5.10.5地盤改良を行った場合の重力式係船岸の照査用震度の特性値(1)を参照することができる。

$$k_{hk} = 1.78 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.55} \frac{\alpha_c}{g} + 0.04 \quad (1.2.10)$$

ここに、

k_{hk} : 照査用震度の特性値

α_c : 補正加速度最大値 (cm/s²)

g : 重力加速度 (=980 cm/s²)

D_a : 許容される係船岸天端における変形量 (=10 cm)

D_r : 基準変形量 (=10 cm)

グループ1に分類されるその他の構造形式の照査用震度の式として、式(1.2.11)に表-1.2.3の係数を代入して用いることができる。なお、水深-7.5m未満の重力式係船岸については、表-1.2.3の重力式係船岸(水産庁)に示すとおり、水深-7.5m未満の重力式係船岸の係数と同じ値を参考にすることができる。

$$k_{hk} = \zeta_1 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{\zeta_2} \frac{\alpha_c}{g} + \zeta_3 \quad (1.2.11)$$

表-1.2.3 照査用震度の算定式に関する係数一覧

項目	重力式係船岸	重力式係船岸(水産庁)	控え直杭式矢板式係船岸	控え組杭式矢板式係船岸	自立矢板式係船岸	二重矢板式係船岸	根入れを有するセル式係船岸
根拠資料	国総研資料 No. 310 ²⁾	漁港・漁場の施設の設計参考図書 ³⁾	国総研資料 No. 310 ²⁾		国総研資料 No. 454 ⁴⁾		国総研資料 No. 562 ⁵⁾
対象水深 [m]	-7.5以深	-7.5未満	-				
対象壁高 [m]	-				4.0以上	-	
D_a の標準値 [cm]	10		15		20	15	10
D_r [cm]	10						
ζ_1	1.78		1.91	1.32	1.40	1.91	1.62
ζ_2	-0.55		-0.69	-0.74	-0.86	-0.69	-0.58
ζ_3	0.04		0.03	0.05	0.06	0.03	0.04

※「-」は、関連する項が存在しないことを意味する。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成30年5月)」P.824より抜粋

5.10.5 地盤改良を行った場合の重力式係船岸の照査用震度の特性値

(1) SCP工法により地盤改良することで地震動作用時の本土工の変位は低減される傾向がある。このため、SCP工法により地盤改良を行った場合の本土工の照査用震度の設定に際しては、この低減効果を適切に評価した上で合理的な照査用震度を設定することが可能である。なお、照査用震度の算定にあたっての基本的な流れ及び留意事項等については、【参(施)】第1章1 照査用震度に関する詳細事項を参照することができる。

置換率70%以上のSCP工法により地盤改良を行う場合の重力式係船岸の照査用震度の特性値は、未改良地盤に対して求められた補正加速度最大値に低減係数を乗じることで、式(5.10.7)により算定することができる。未改良地盤に対する補正加速度最大値の算定にあたっては、【参(施)】第1章1 照査用震度に関する詳細事項を参照することができる。なお、この低減率は、重力式係船岸を対象に、未改良地盤と置換率70%の改良地盤に関する二次元の非線形有効応力解析の結果に基づいて求められたものである。

$$k_{hk}' = 1.78 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.55} \frac{\alpha_c c}{g} + 0.04 \quad (5.10.7)$$

ここに、

k_{hk}' : 照査用震度の特性値

α_c : 補正加速度最大値 (cm/s²)

g : 重力加速度 (=980 cm/s²)

D_a : 許容される変形量 (cm) (=10 cm)

D_r : 基準変形量 (cm) (=10 cm)

c : 改良地盤による震動特性の低減係数 ($c=0.75$)

※3.2-23

■施工時の浮力

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.926より抜粋

⑦静水面以下の堤体には、浮力を考慮する必要がある。また、堤内外の静水面に差がある場合は、その両側の水位を結んだ水面以下の堤体について浮力を考慮することができる。

■完成時の浮力

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1067～1068より抜粋

⑥浮力については、未確定な要因が多いため、当該施設にとって最も危険となるように設定することが望ましい。例えば、図-2.2.6に示すように、壁体のうち残留水位以下が水中に没しているものとして算定してよい。ただし、これによることができるのは、前面水位と残留水位の差が一般的な場合であって、水位差が著しい場合には、当該施設のおかれる自然状況等に応じて、適切に設定する必要がある。

※3.2-24

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.617より抜粋

(4) 据付け時の余裕水深については、ケーソンの喫水とマウンド天端との差を0.5m以上とすることが一般的である。これは、ケーソンの傾き、揺れ及び喫水計算の誤差等を見込んだものである。また、据付け時の潮位は、M.S.L.程度とするのが一般的である。

※3.2-25

■浮体の転覆に対する検討

浮体の転覆は、傾心と重心の距離GMにより照査を実施した。「港湾構造物設計事例集（平成30年改訂版）（平成30年12月）」P.15-17を参考に、GMは喫水の5%以上になるようにした。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.617～618より抜粋

(5) 自力で浮遊するケーソンについては、浮遊時の安定が確保できる断面を設定する。

①ケーソンの浮遊時の安定の検討は、式(2.2.1)により行うことができる(図-2.2.2参照)。ただし、この式は、ケーソン断面がほぼ左右対称で、ケーソンの傾きが比較的小さい場合に適用できる。

$$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0 \quad (2.2.1)$$

ここに、

V : 排水容積 (m³)

I : 喫水面の長軸に対する断面2次モーメント (m⁴)

C : 浮心

G : 重心

M : 傾心 (メタセンター)

\overline{CG} : 重心と浮心の距離 (m)

\overline{GM} : 傾心と重心の距離 (m)

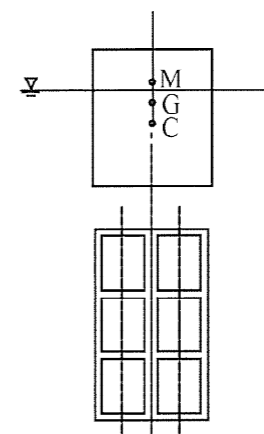


図-2.2.2 ケーソンの安定

②カウンターバラストを用いて曳航する場合の安定の検討は、式(2.2.2)または式(2.2.3)によることができる。

(a) カウンターバラストに水を用いるとき

$$\frac{1}{V'} (I' - \sum i) - \overline{C'G'} > 0 \quad (2.2.2)$$

(b) カウンターバラストに砂、石、コンクリートなどを用いるとき

$$\frac{I'}{V'} - \overline{C'G'} > 0 \quad (2.2.3)$$

ここに、

V' : カウンターバラストを用いた場合の排水容積 (m³)

- I' : カウンターバラストを用いた場合の喫水面の長軸に対する断面2次モーメント (m⁴)
- C' : カウンターバラストを用いた場合の浮心
- G' : カウンターバラストを用いた場合の重心
- $\overline{C'G'}$: カウンターバラストを用いた場合の重心と浮心の距離 (m)
- i : 各隔室内の水面の、ケーソンの回転軸に平行な中心線に関する断面2次モーメント (m⁴)

③片方だけにフーチングがあり、バラストを入れて平衡を保たせる場合は、式(2.2.4)による(図-2.2.3参照)。

$$W_1 l_1 + W l_w = F l_f \quad (2.2.4)$$

ここに、

- W_1 : バラスト重量 (kN)
- W : ケーソン重量 (フーチング重量を含む) (kN)
- F : ケーソン (フーチングを含む) に作用する浮力 (kN)
- l_1 : ケーソン側壁外側から W_1 の作用点までの距離 (m)
- l_w : ケーソン側壁外側から W の作用点までの距離 (m)
- l_f : ケーソン側壁外側から F の作用点までの距離 (m)

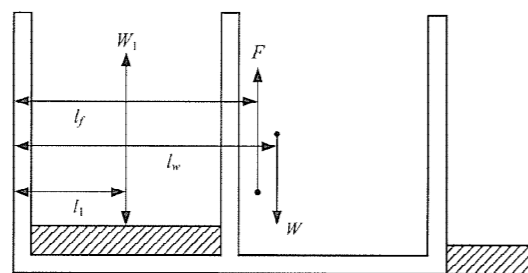


図-2.2.3 カウンターバラストを入れた場合の安定

「港湾構造物設計事例集 (平成30年 改訂版) (平成30年12月)」 P.15-17 より抜粋

f) 浮遊時安定性の照査

本ケーソンは、製作場所より現地まで曳航運搬した後に据付けを行うため、転覆あるいは傾斜しないように浮遊時安定性の照査を行う。

ケーソンの安定のためには式(15.25)を満足するものとする。なお、スリットケーソン断面は、左右非対称なので、バラストを用い、かつスリットの開口部に止水工を設けて曳航するものとする。

$$I/V - \overline{CG} = \overline{GM} > 0 \quad (15.25)$$

ここに

- V : 排水容量 (m³)
- I : 喫水面の長軸に対する断面2次モーメント (m⁴)
- C : 浮心
- G : 重心
- M : 傾心
- I : 各隔室内の水面の、ケーソンの回転軸に平行な中心線に関する断面2次モーメント (m⁴)

なお、安全のため \overline{GM} は喫水の5%以上にするこ
とが望ましい。

※3.2-26

■ケーソンの滑動に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成30年5月)」 P.928 より抜粋

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \quad (3.1.2)$$

$$R_k = \{f_k (W_k - P_{B_k} - P_{U_k})\}$$

$$S_k = P_{H_k}$$

ここに、

- f : 壁体底面と基礎との摩擦係数
- W : 堤体の重量 (kN/m)
- P_B : 浮力 (kN/m)
- P_U : 揚圧力 (kN/m)
- P_H : 水平波力 (kN/m)
- R : 抵抗項 (kN/m)
- S : 荷重項 (kN/m)
- γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数
- γ_S : 荷重項に乗じる部分係数
- m : 調整係数

■ケーソンの転倒に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成30年5月)」 P.929 より抜粋

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \quad (3.1.4)$$

$$R_k = (a_1 W_k - a_2 P_{B_k} - a_3 P_{U_k})$$

$$S_k = a_4 P_{H_k}$$

ここに、

- W : 堤体の重量 (kN/m)
- P_B : 浮力 (kN/m)
- P_U : 揚圧力 (kN/m)
- P_H : 水平波力 (kN/m)
- $a_1 \sim a_4$: 各作用のアーム長 (m) (図-3.1.5参照)
- R_k : 抵抗項 (kN・m/m)
- S_k : 荷重項 (kN・m/m)
- γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数
- γ_S : 荷重項に乗じる部分係数
- m : 調整係数

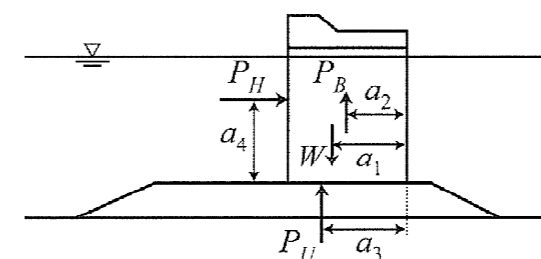


図-3.1.5 モーメント算出時のアーム長

■基礎地盤の支持力に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.682より抜粋

(2) 重力式係船岸及び重力式防波堤には、自重、土圧、波力、地震動による作用等を考慮するが、これらの合力は通常偏心しかつ傾斜している。このため基礎の支持力の検討においては偏心傾斜した作用に対する検討を行う必要がある。ここで、偏心傾斜した作用とは作用の傾斜率が0.1以上のものをいう。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.930より抜粋

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$F_f = \frac{R_k (F_f)}{S_k}$$

$$R_k = \sum \left[\frac{\{c'_k s + (w'_k + q_k) \tan \phi'_k\} \sec \theta}{1 + \tan \theta \tan \phi'_k / F_f} \right] \quad (3.1.5)$$

$$S_k = \sum \{(w'_k + q_k) \sin \theta\} + \frac{d P_{Hk}}{r}$$

ここに、

- P_H : 水平波力 (kN/m)
- c' : 粘性土地盤の場合においては、非排水せん断強さ、砂質土地盤の場合においては、排水条件における見掛けの粘着力 (kN/m²)
- s : 分割細片の幅 (m)
- w' : 分割細片の有効重量 (kN/m) (水面上で気中重量、水面下で水中重量)
- q : 分割細片に作用する上載荷重 (kN/m)
- ϕ' : 有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角 (°)
- θ : 分割細片の底面となす角 (°)
- F_f : 抵抗項と作用項の比を示す補助パラメータ
- d : 水平波力 P_H のアーム長 (円弧中心点から作用力ベクトルへの垂線の長さ)
- r : すべり円弧の半径 (m)
- R : 抵抗項 (kN/m)
- S : 荷重項 (kN/m)
- γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数
- γ_S : 荷重項に乗じる部分係数
- m : 調整係数

※3.2-27

■滑動に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1070～1071より抜粋

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = f_k (W_k + P_{V_k} - P_{B_k}) \quad (2.2.3)$$

$$S_k = P_{Hk} + P_{Wk} + P_{dWk} + P_{Fk}$$

- f : 壁体底面と基礎との摩擦係数
- W : 壁体を構成する材料の重量 (kN/m)
- P_V : 壁体に作用する鉛直土圧合力 (kN/m)
- P_B : 壁体に作用する浮力 (kN/m)
- P_H : 壁体に作用する水平土圧合力 (kN/m)
- P_w : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)
- P_{dw} : 壁体に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- P_F : 壁体に作用する慣性力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- R : 抵抗項 (kN/m)
- S : 荷重項 (kN/m)
- γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数
- γ_S : 荷重項に乗じる部分係数
- m : 調整係数

なお、主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）においては、上式の抵抗項 R に負の揚圧力を、荷重項 S に引波波力を考慮して検討を行った。

■ 転倒に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1072～1073より抜粋

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = (aW_k - bP_{Bk} + cP_{V_k}) \quad (2.2.7)$$

$$S_k = dP_{H_k} + eP_{W_k} + hP_{dw_k} + iP_{F_k}$$

ここに、

- W : 壁体を構成する材料の重量 (kN/m)
- P_R : 壁体に作用する浮力 (kN/m)
- P_V : 壁体に作用する鉛直土圧合力 (kN/m)
- P_H : 壁体に作用する水平土圧合力 (kN/m)
- P_w : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)
- P_{dw} : 壁体に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- P_F : 壁体に作用する慣性力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- a : 壁体重量合力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- b : 浮力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- c : 鉛直土圧合力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- d : 水平土圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- e : 残留水圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- h : 動水圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m) (地震動作用時の場合のみ)
- i : 慣性力の作用線から壁体底面までの距離 (m) (地震動作用時の場合のみ)

- R : 抵抗項 (kN・m/m)
- S : 荷重項 (kN・m/m)
- γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数
- γ_S : 荷重項に乗じる部分係数
- m : 調整係数

■ 基礎地盤の支持力に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.682より抜粋

(2) 重力式係船岸及び重力式防波堤には、自重、土圧、波力、地震動による作用等を考慮するが、これらの合力は通常偏心しかつ傾斜している。このため基礎の支持力の検討においては偏心傾斜した作用に対する検討を行う必要がある。ここで、偏心傾斜した作用とは作用の傾斜率が0.1以上のものをいう。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1073～1074より抜粋

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$F_f = \frac{R_k(F_f)}{S_k}$$

$$R_k = \sum \left[\frac{\{c'_k s + (w'_k + q_k) \tan \phi'_k\} \sec \theta}{1 + \tan \theta \tan \phi'_k / F_f} \right] \quad (2.2.8)$$

$$S_k = \sum \{(w'_k + q_k) \sin \theta\} + \frac{aP_{H_k}}{r}$$

ここに、

- P_H : 円弧滑りの滑り円内の土塊への水平作用の値 (kN/m)
- a : P_H の作用位置の円弧滑りの滑り円中心からの腕の長さ (m)
- c' : 粘性土地盤の場合においては、非排水せん断強さ、砂質土地盤の場合においては、排水条件における見掛けの粘着力 (kN/m²)
- s : 分割細片の幅 (m)
- w' : 分割細片の有効重量 (kN/m) (水面上で気中重量、水面下で水中重量)
- q : 分割細片に作用する上載荷重 (kN/m)
- ϕ' : 有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角 (°)

- θ : 分割細片底面が水平面となす角 (°)
- F_f : 抵抗項と作用項の比を示す補助パラメータ
- r : すべり円弧の半径 (m)
- R : 抵抗項 (kN/m)
- S : 荷重項 (kN/m)
- γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数
- γ_S : 荷重項に乗じる部分係数
- m : 調整係数

※3.2-28

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.928～929より抜粋

表-3.1.2 堤体の滑動照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
堤体の滑動 (変動波浪による変動状態)	0.83	1.08	- (1.00)

表-3.1.3 堤体の転倒照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
堤体の転倒 (変動波浪による変動状態)	0.95	1.14	- (1.00)

港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.931より抜粋

表-3.1.4 堤体の支持力照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の支持力 (変動波浪による変動状態)	- (1.00)	- (1.00)	1.00

※3.2-29

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1071、P.1073～1074より抜粋

表-2.2.2 壁体の滑動の性能照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
壁体の滑動 (永続状態)	0.87	1.06	- (1.00)
壁体の滑動 (レベル1地震動に対する変動状態)	- (1.00)	- (1.00)	1.00

表-2.2.3 壁体の転倒の性能照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
壁体の転倒 (永続状態)	0.99	1.23	- (1.00)
壁体の転倒 (レベル1地震動に関する変動状態)	- (1.00)	- (1.00)	1.10

表-2.2.4 基礎地盤の支持力破壊の性能照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の支持力破壊 (永続状態)	- (1.00)	- (1.00)	1.20
基礎地盤の支持力破壊 (レベル1地震動に対する変動状態)	- (1.00)	- (1.00)	1.00

なお、主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）においては、部分係数が設定されていないため、レベル1地震動に関する変動状態の部分係数及び調整係数を用いるものとした。

※3.2-30

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.684～685より抜粋

①マウンド材

偏心傾斜した作用を受ける支持力の模型実験及び現地実験の結果によれば、三軸圧縮試験から求められた強度定数を用いて簡易ビショップ法による円弧すべり解析を行えば精度の高い結果が得られることが明らかになっている⁵⁾。また、碎石の大型三軸圧縮試験から、粒径の大きい粒状体の強度定数は、均等係数の等しい相似粒度の材料から求められる値にほぼ等しいことが確認されている⁶⁾。したがって、捨石の強度定数を正確に推定するには相似粒度の試料を用いた三軸圧縮試験を実施することが望ましいが、強度試験を行わない場合には、一般に用いられている通常の捨石に対する標準的な強度定数として粘着力 $c_D = 20 \text{ kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi_D = 35^\circ$ の値が特性値として用いられている。実際の捨石においては現地での捨石の充填密度に対応して強度に相違が生じることが予想されるが、現地での捨石の状態を把握することは非常に困難であるので、標準的な強度定数の値を用いることができる。

標準値は碎石の大型三軸圧縮試験の結果からやや安全側に求めた値であり、既存防波堤及び係留施設の解析結果からも妥当な値である。なお、強度定数として粘着力 $c_D = 20 \text{ kN/m}^2$ としているが、これは碎石のせん断抵抗角 ϕ_D の拘束圧による変化（拘束圧の増加に伴うせん断抵抗角の低下傾向）を考慮するための見掛けの粘着力である。図-3.2.8は、各種の碎石に関する三軸試験結果について $c_D = 0$ を仮定して求めた ϕ_D をまとめたもの⁷⁾であり、拘束圧が大きくなるとともに粒子破碎によって ϕ_D は減少している。図中に実線で示された値は見掛けの粘着力 $c_D = 20 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi_D = 35^\circ$ とした計算値であるが、見掛けの粘着力を考慮することによって ϕ_D の拘束圧依存性が反映されている。母岩の一軸圧縮強さと強度定数の関連を調べた結果によると、これらの標準値が適用できるのは母岩の一軸圧縮強さが 30 MN/m^2 以上の石材である。母岩の強度が 30 MN/m^2 以下である弱い石材をマウンドの一部として用いる場合、強度定数はほぼ $c_D = 20 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi_D = 30^\circ$ となる⁷⁾。

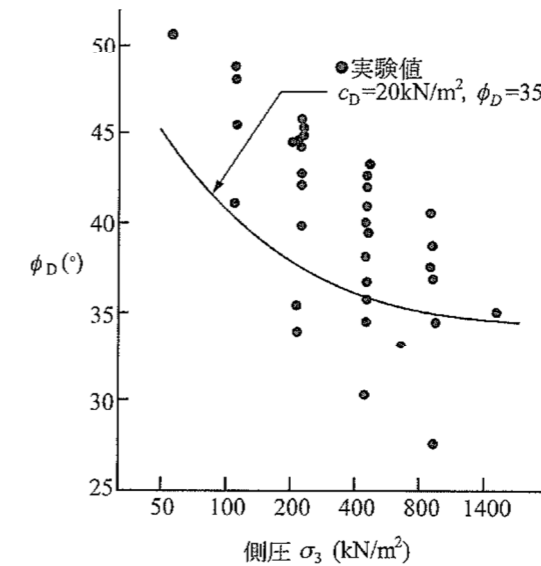


図-3.2.8 ϕ_D と側方拘束圧 σ_3 の関係と見掛けの粘着力

②基礎地盤

偏心傾斜した作用を受ける基礎の場合にはすべり面が浅い場合が多いので、基礎地盤の表面付近の強度が問題となる。基礎地盤が砂地盤の場合、通常はN値から強度定数 ϕ_D を推定するが、これまでの推定式では原位置の有効上載圧に関する補正が行われていないため、深度が浅い砂地盤においてN値から ϕ_D を求めると過小評価する傾向があった。

図-3.2.9は我が国における乱さない砂の三軸圧縮試験結果をまとめて従来の提案式と比較検討したものであるが、N値10以下の場合でも ϕ_D の値としては40°程度が得られている。また、これまでの被災例の逆解析結果や、多くの場合偏心傾斜した作用の支持力が永続状態ではなく、波浪や地震動などの動的な作用に対して性能照査上問題となることを考慮して、一般に、基礎地盤の ϕ_D については以下の値が特性値として用いられている。

N値が10未満の砂質土地盤 $\phi_D=40^\circ$

N値が10以上の砂質土地盤 $\phi_D=45^\circ$

地盤が粘性土の場合には、[作]第3章2.3.3せん断特性に述べられている方法で強度を設定することができる。

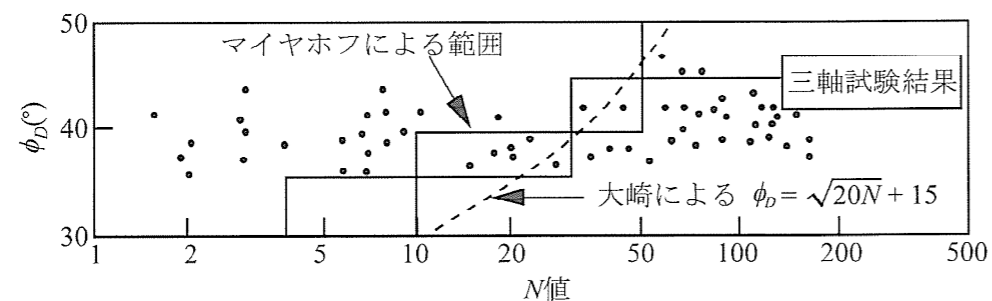


図-3.2.9 乱さない砂試料の三軸試験による ϕ_D と N 値の関係

※3.2-31

「港湾構造物設計事例集（平成30年改訂版）（平成30年12月）」P.1-46より抜粋

※SCP砂杭については、N値10以上相当とみなしてせん断抵抗角の特性値を $\phi^* = 45^\circ$ とする。よって、
 SCP改良地盤（80%改良）のせん断抵抗角 ϕ_k^*
 $\phi_k^* = \tan^{-1}(0.8 \times \tan 45^\circ) = 38.66^\circ$
 SCP改良地盤（20%未改良）の粘着力 c_k^*
 $c_k^* = 0.2(27.3 + 1.6Z) = 5.46 + 0.32Z$
 ($Z=0$ at 10.0m)

※3.2-32

■ 傾斜堤の滑動、転倒に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.946～947より抜粋

(a) 滑動照査

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = \{f_k(W_k - P_{B_k} - P_{U_k})\}$$

$$S_k = P_{H_k}$$

ここに、

f : 上部工と捨石部との摩擦係数

W : 上部工の重量 (kN/m)

P_B : 浮力 (kN/m)

P_U : 揚圧力 (kN/m)

P_H : 水平波力 (kN/m)

R : 抵抗項 (kN/m)

S : 作用項 (kN/m)

γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数

γ_S : 荷重項に乗じる部分係数

m : 調整係数

(3.3.1)

(b) 転倒照査

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = a_1 W_k - a_2 P_{B_k} - a_3 P_{U_k}$$

$$S_k = a_4 P_{H_k}$$

ここに、

W : 上部工の重量 (kN/m)

P_B : 浮力 (kN/m)

P_U : 揚圧力 (kN/m)

P_H : 水平波力 (kN/m)

$a_1 \sim a_4$: 各作用のアーム長 (m)

R : 抵抗項 (kN/m)

S : 作用項 (kN/m)

γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数

γ_S : 荷重項に乗じる部分係数

m : 調整係数

(3.3.2)

■ 基礎地盤の支持力に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.682より抜粋

(2) 重力式係船岸及び重力式防波堤には、自重、土圧、波力、地震動による作用等を考慮するが、これらの合力は通常偏心しかつ傾斜している。このため基礎の支持力の検討においては偏心傾斜した作用に対する検討を行う必要がある。ここで、偏心傾斜した作用とは作用の傾斜率が0.1以上のものをいう。

※3.2-33

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.947より抜粋

表-3.3.1 上部工の滑動照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
上部工の滑動 (変動波浪による変動状態)	(1.00)	(1.00)	1.20

表-3.3.2 上部工の転倒照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
上部工の転倒 (変動波浪による変動状態)	(1.00)	(1.00)	1.20

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.931より抜粋

表-3.1.4 堤体の支持力照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の支持力 (変動波浪による変動状態)	(1.00)	(1.00)	1.00

※3.2-34

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1069～1070より抜粋

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \quad (2.2.2)$$

$$R_k = \sum [c'_k s + (w'_k + q_k) \cos^2 \theta \tan \phi'_k] \sec \theta$$

$$S_k = \sum \{(w'_k + q_k + q_{RWL_k}) \sin \theta\}$$

ここに、

- c' : 粘性土地盤の場合においては、非排水せん断強さ、砂質土地盤の場合においては、排水条件における見掛けの粘着力 (kN/m²)
- s : 分割細片の幅 (m)
- w' : 分割細片の有効重量 (kN/m) (水面上で気中重量、水面下で水中重量)
- q : 分割細片に作用する上載荷重 (kN/m)
- q_{RWL} : 施設の背面の残留水位 (RWL) が施設の前面の潮位 (LWL) よりも高い場合、これらの水位差分の分割細片の水の重量 $\rho_w g$ (RWL-LWL) s (kN/m)
- ϕ' : 有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角 (°)
- θ : 分割細片底面が水平面となす角 (°) ([施] 第2章4 斜面の安定参照)
- R : 抵抗項 (kN/m)
- S : 作用項 (kN/m)
- γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数
- γ_S : 荷重項に乗じる部分係数
- m : 調整係数

※3.2-35

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」では、施工時の円弧すべり解析における部分係数及び調整係数は設定されていない。そのため、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.749に準拠し、従来法に準じて $\gamma_S=1.00$ 、 $\gamma_R=1.00$ と設定し、調整係数 m を従来の安全率相当の値に設定した。

安全率法を適用していた過去の「港湾の施設の技術上の基準・同解説」において、施工時の安全率は示されていない。施工時は短期間の安定性を確保すれば良いことから、仮設構造物の安全率を使用することとする。

なお、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」においては仮設構造物の安全率は示されていないことから、「道路土工 切土工・斜面安定工指針（平成21年6月）」P.297に示されている仮設 $F_{sp}=1.05\sim 1.10$ を準用するものとし、安全側を考慮して $m=1.10$ とした。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.749より抜粋

4.2.1 円弧すべり面による安定解析

(1) 斜面の安定の検討は、地盤の特性に応じて、次式の修正フェレニウス (Fellenius) 法による円弧すべり解析または本章3.2.5 偏心傾斜した作用に対する支持力に準じた適切な方法によって行うことができる。式(4.2.1)において、作用項に乗じる部分係数 γ_S 、抵抗項に乗じる部分係数 γ_R 、並びに調整係数 m は、施設の構造形式または改良地盤毎に提示されている部分係数を用いるものとする。なお、従来の安全率法による設計は $\gamma_S=1.00$ 、 $\gamma_R=1.00$ と設定することに相当し、安全率に相当する m について、永続状態に対しては1.30以上、同一の地盤における実績等から照査に用いる定数の信頼性が高いと考えられる場合や、施工中に地盤の変位及び応力を観測する計測施工を実施する場合には、1.10以上の値を用いることができるとしていた¹⁾。これに倣って、部分係数 γ_S と γ_R が設定されていない場合には、従来法に準じて $\gamma_S=1.00$ 、 $\gamma_R=1.00$ と設定し、調整係数 m を従来の安全率相当の値に設定して安定性を照査することができる。

「道路土工 切土工・斜面安定工指針（平成21年6月）」P.297より抜粋

[参考]

設計は、崩壊が軽微な場合に適用される経験的設計法とそれ以外の安定計算による設計法とに分けられる。経験的設計法は、崩壊対策として標準勾配で切土をしたときに、深さ2m程度の浅い崩壊または緩んだ岩塊の崩落が予測される場合に限って適用してよい。安定計算を省略した経験的設計諸元を参表8-18に示す。安定計算による場合は、内的及び外的安定を検討する必要があり、これらは極限つり合い法により実施する。円弧すべりの場合の安定計算式を次に示す。

$$F_{sp} \leq \frac{\sum c \cdot l + \sum (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi + P_r}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad \dots\dots\dots (参 8-6)$$

ここに、 F_{sp} : 計画安全率 (本設=1.2, 仮設=1.05~1.10)

- P_r : 補強材の抑止力
($= T_m \cdot \cos \beta + T_m \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi$)
- T_m : 補強材の設計引張り力 ($= \lambda \cdot T_{pa}$)
- β : 補強材とすべり面となす角度
- ϕ : すべり面の内部摩擦角
- λ : 補強材の引張り力の低減係数 ($= 0.7$)
- T_{pa} : 補強材の許容引張り耐力 ($= \min [T1_{pa}, T2_{pa}, T_{sa}]$)

※3.2-36

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.682より抜粋

(2) 重力式係船岸及び重力式防波堤には、自重、土圧、波力、地震動による作用等を考慮するが、これらの合力は通常偏心しかつ傾斜している。このため基礎の支持力の検討においては偏心傾斜した作用に対する検討を行う必要がある。ここで、偏心傾斜した作用とは作用の傾斜率が0.1以上のものをいう。

※3.2-37

各工区の地盤の安定性能照査結果を図4～図13に示す。

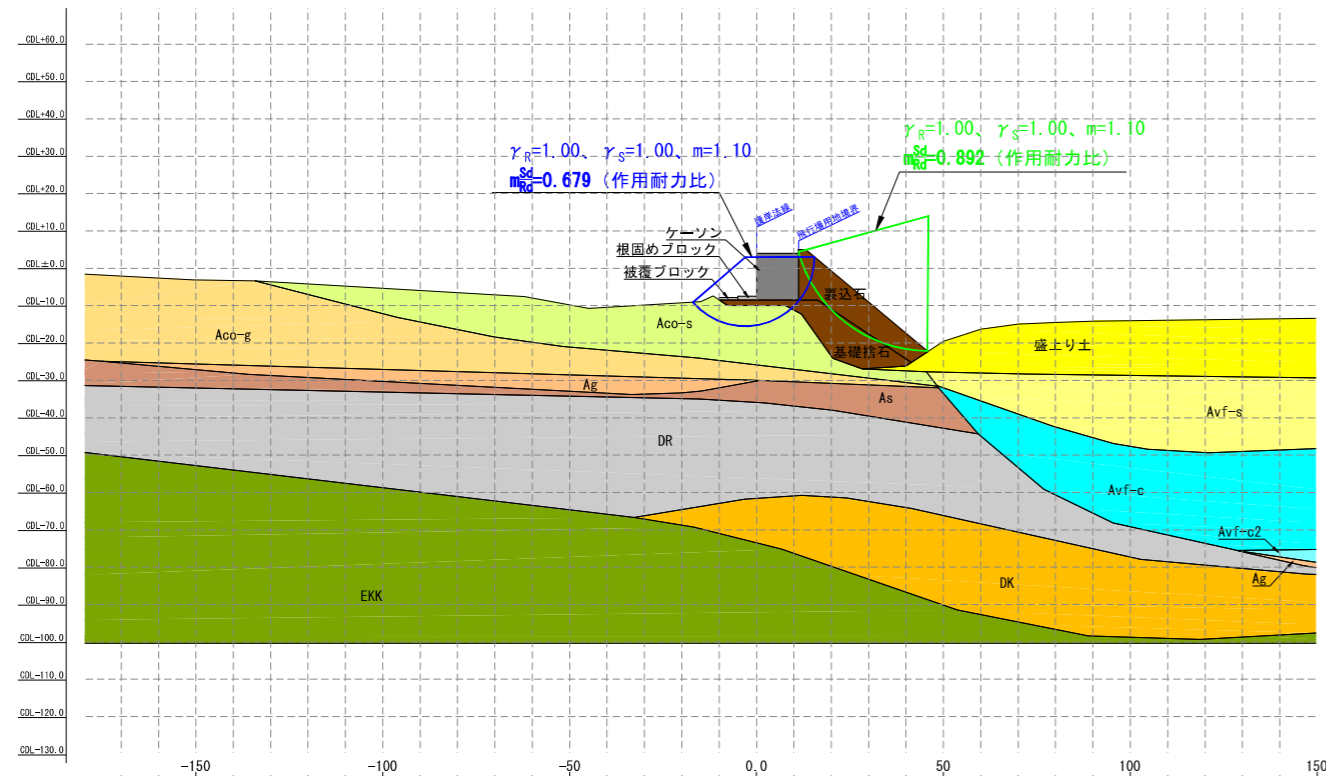


図4 隅角部護岸(傾斜堤側) 施工時

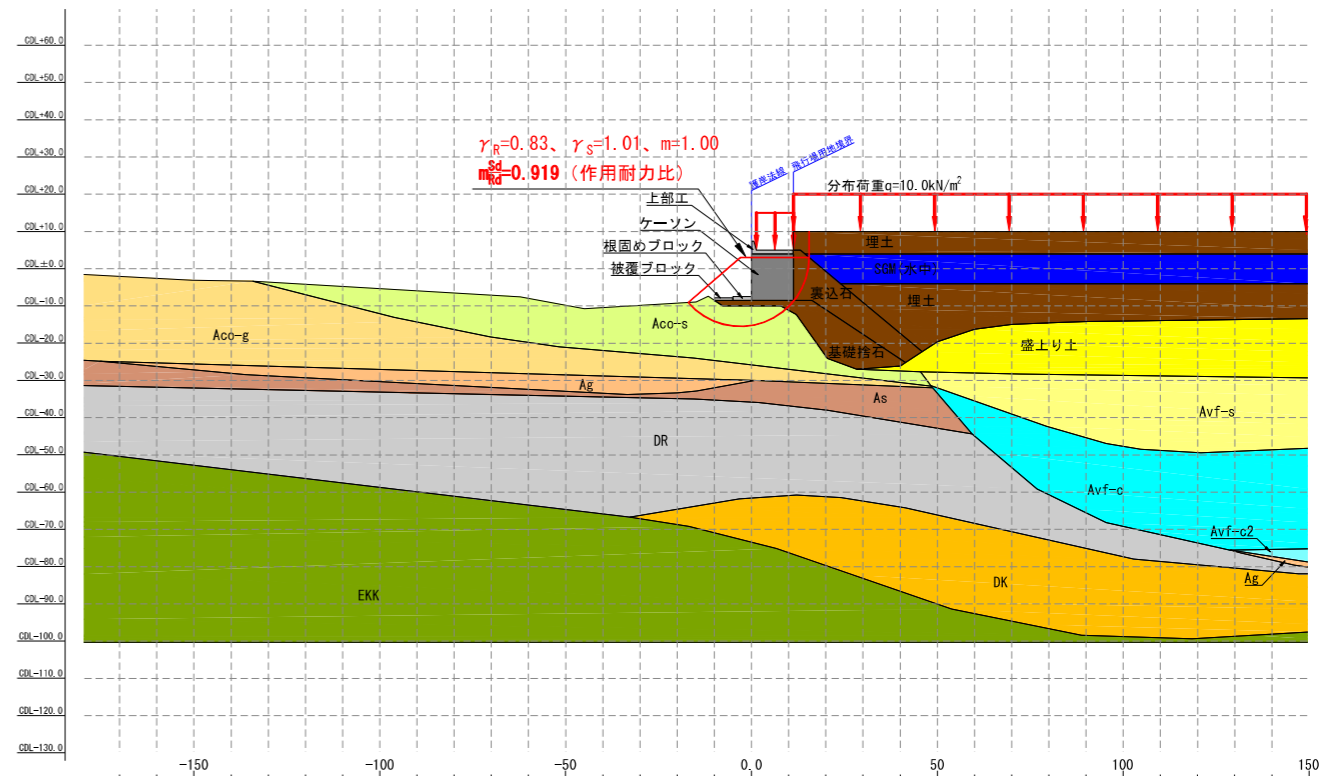


図6 隅角部護岸(傾斜堤側) 完成時

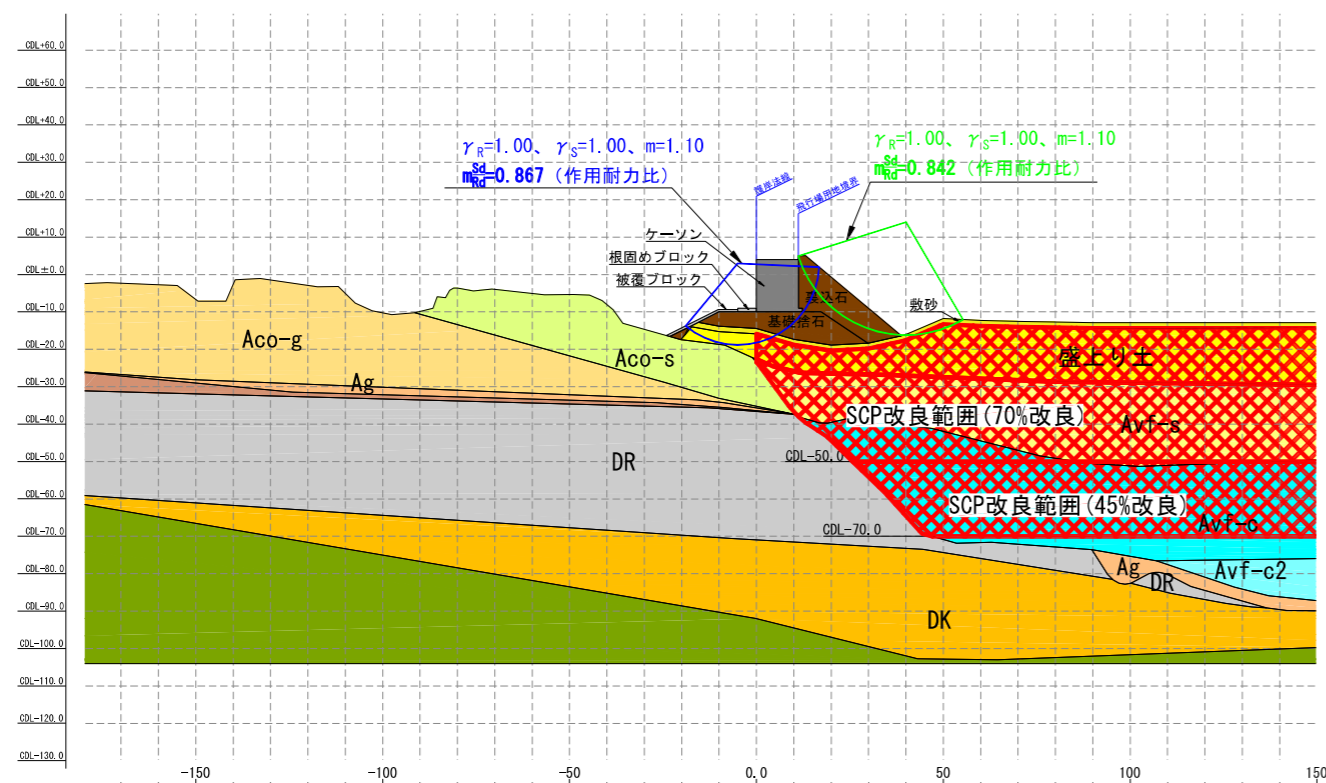


図5 隅角部護岸(HB側) 施工時

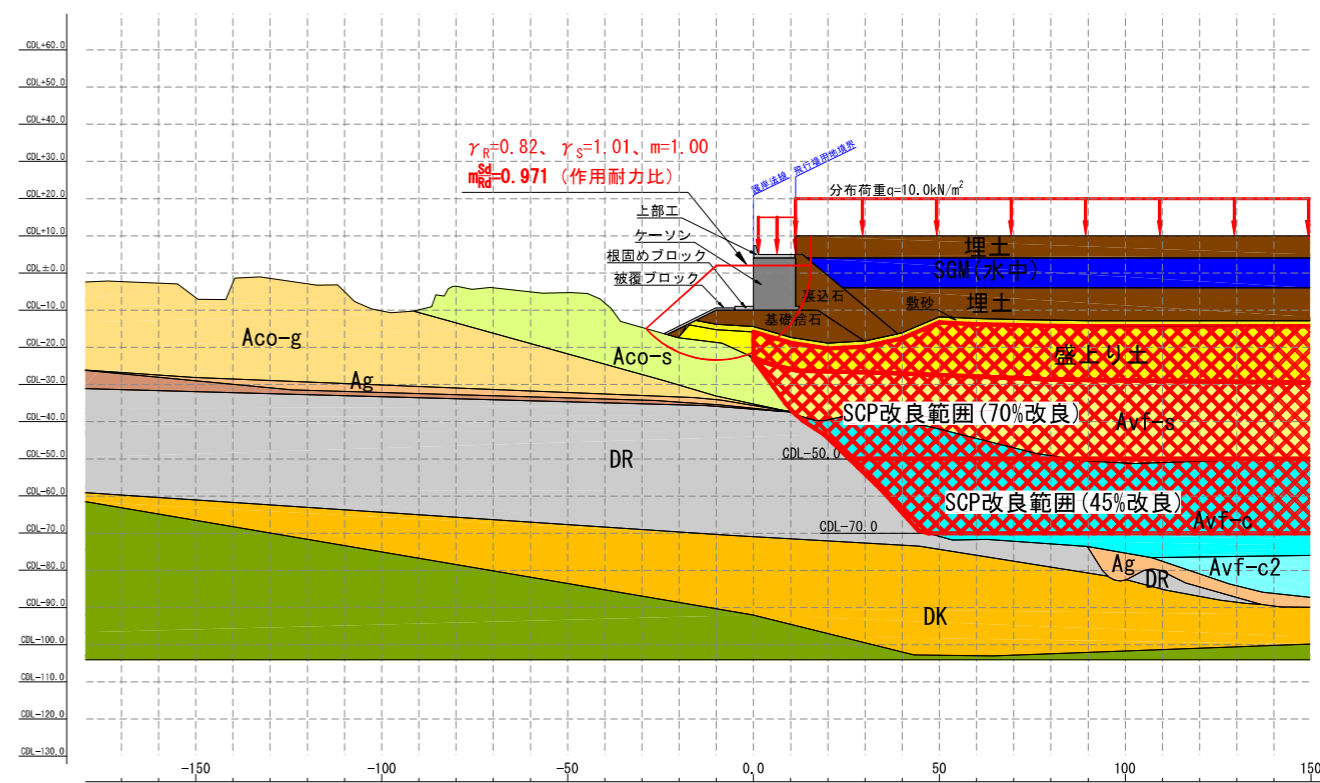


図7 隅角部護岸(HB側) 完成時

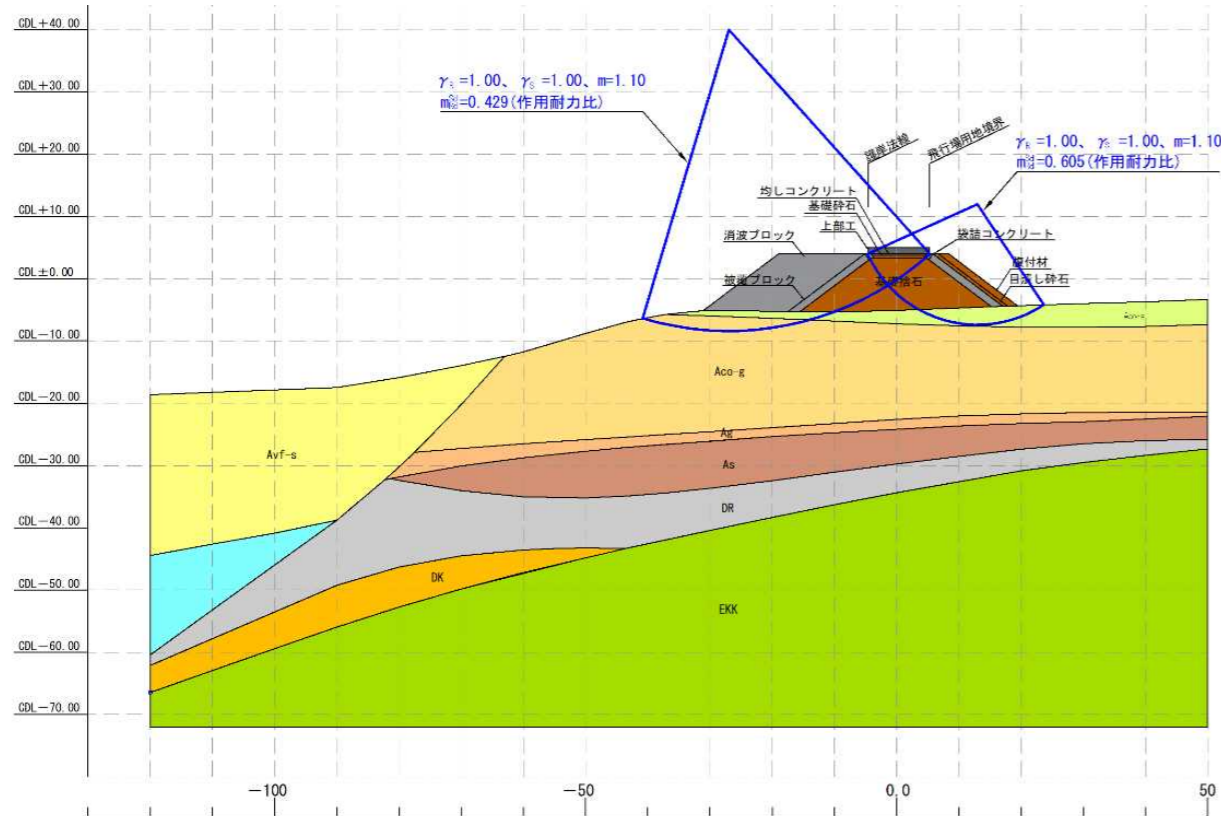


図8 K-8 護岸(K-8-4) 施工時

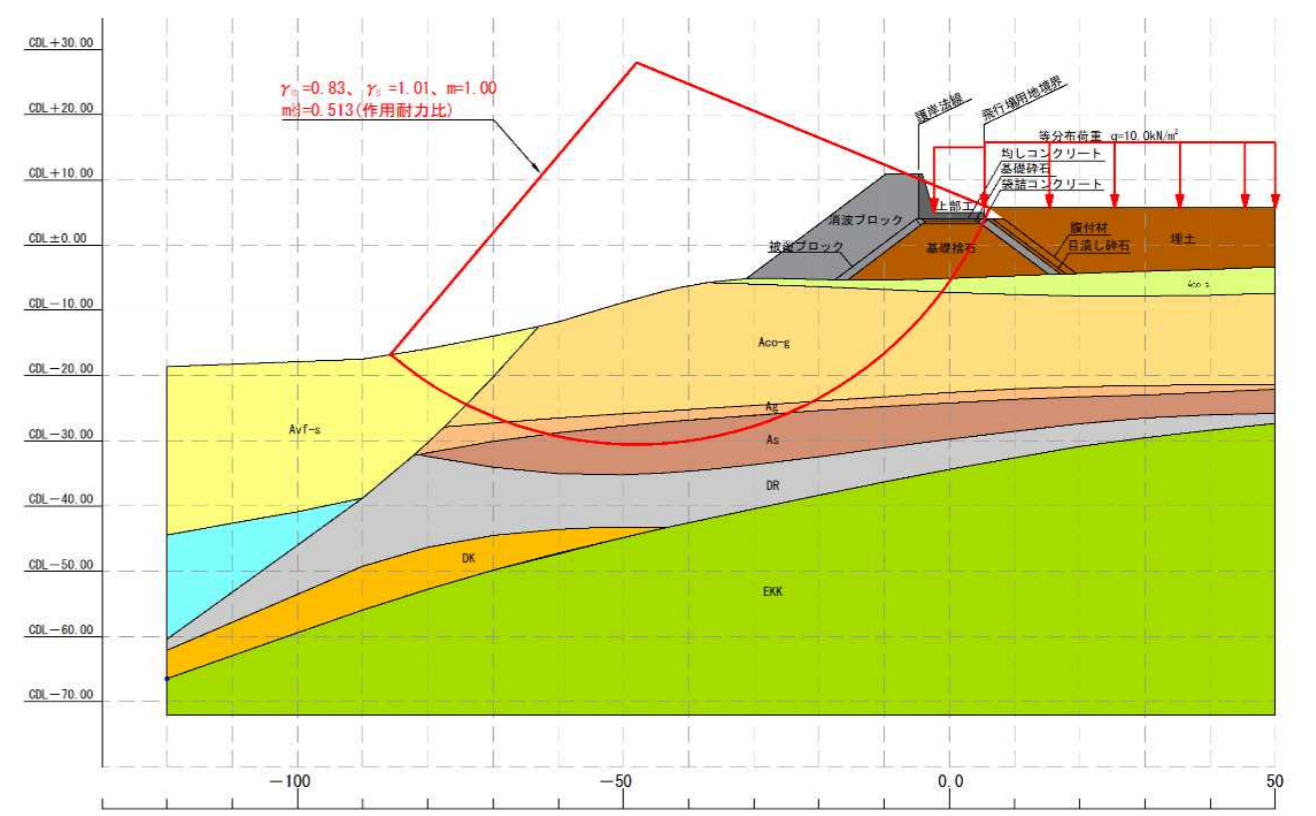


図10 K-8 護岸(K-8-4) 完成時

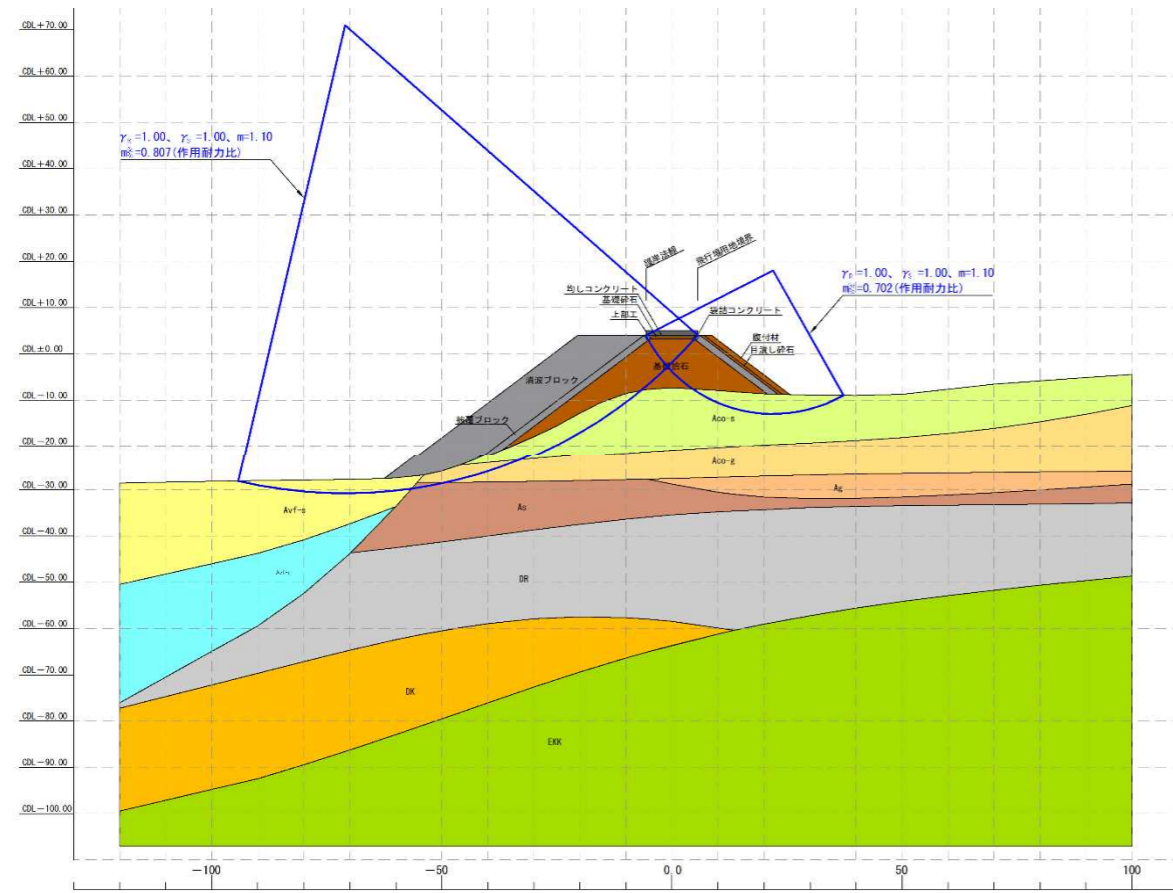


図9 K-8 護岸(K-8-5) 施工時

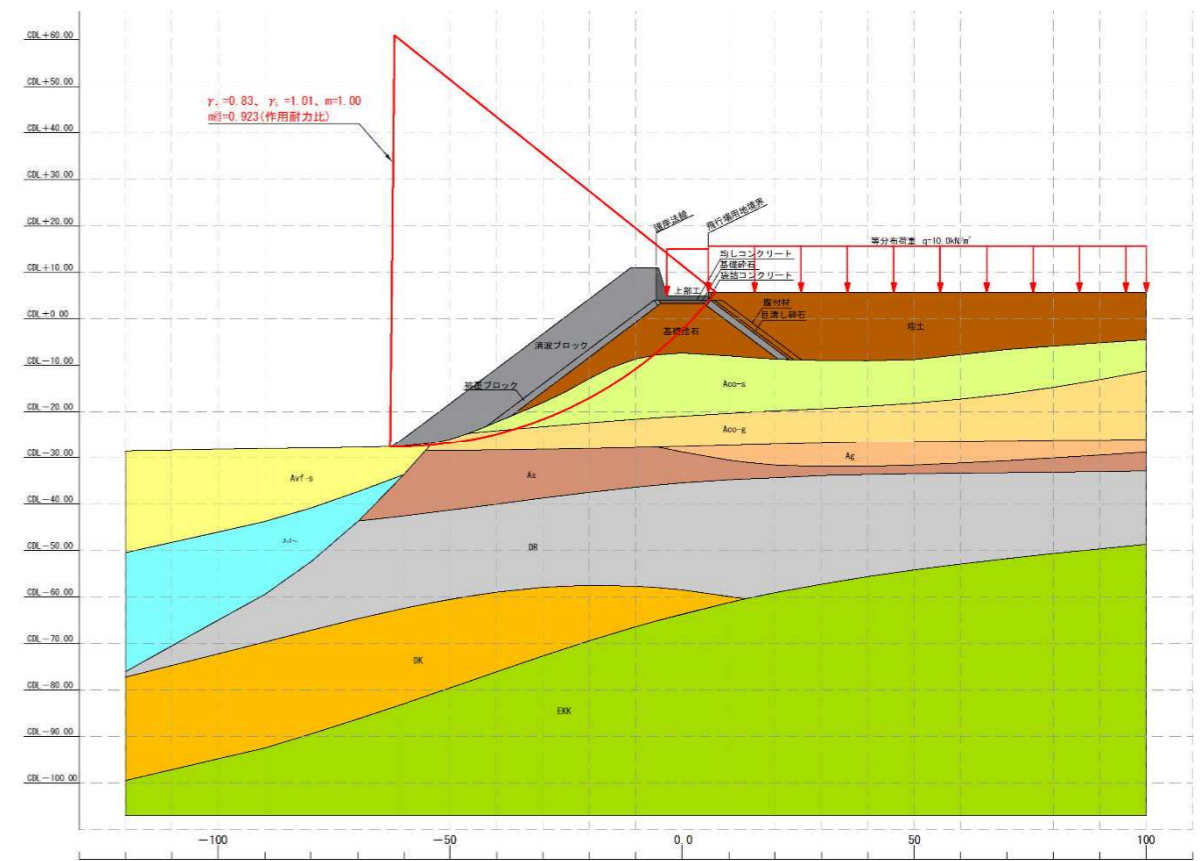


図11 K-8 護岸(K-8-5) 完成時

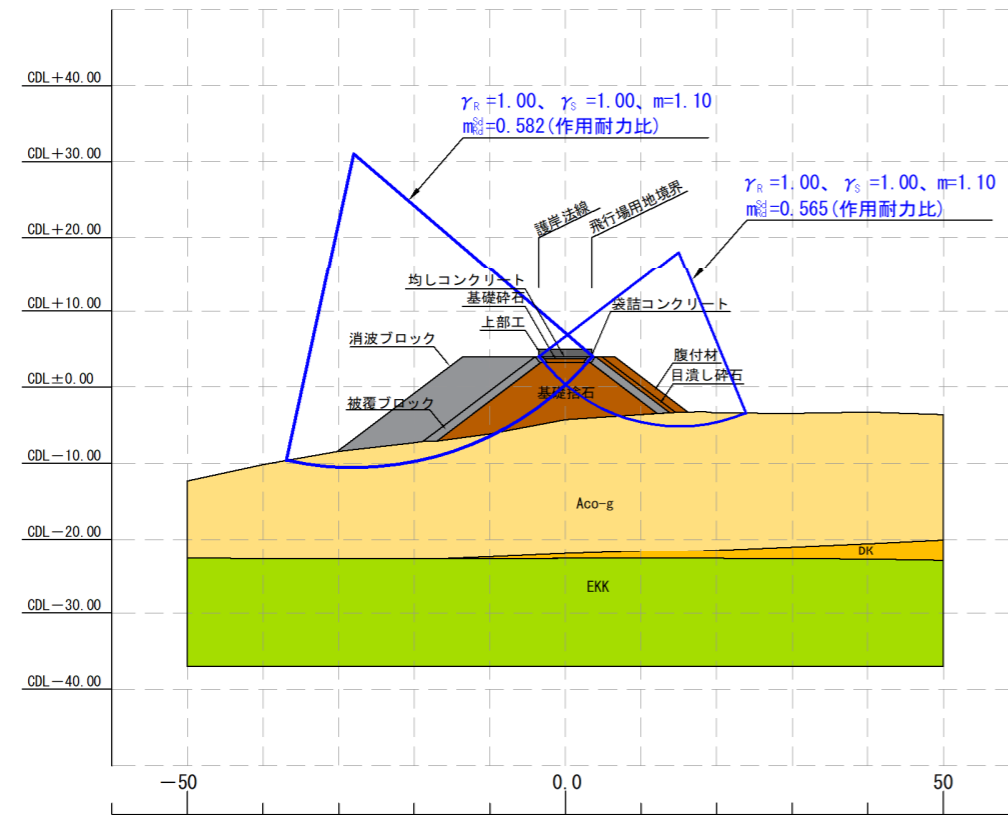


図 12 K-9 護岸 施工時

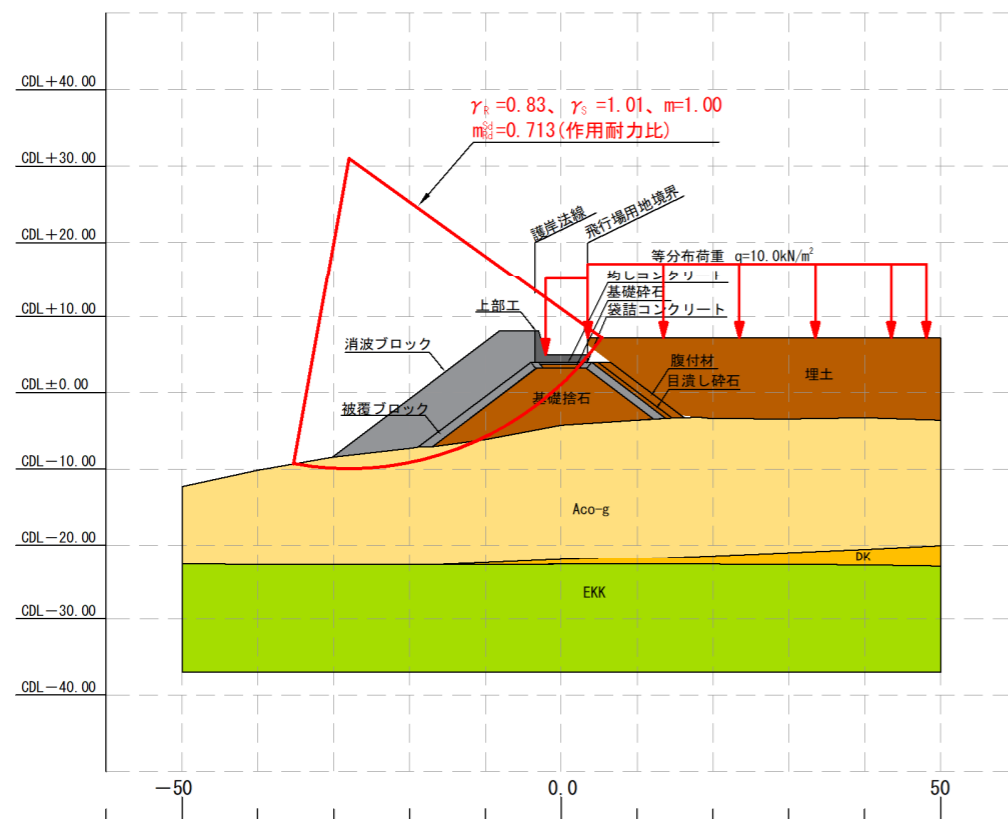


図 13 K-9 護岸 完成時

■付帯工作物等の安定性の確認

1. 斜路

1.1 設計条件の設定

(1) 設計潮位

第1回技術検討会において提示。

(2) 設計波高

第2回技術検討会において提示。

(3) 設計対象地震動(レベル1地震動)

第2回技術検討会において提示。

(4) 土質条件

第2回技術検討会において提示。

(5) 材料条件

第2回技術検討会において提示。

(6) 利用条件

利用条件は、表 1.1-1 のとおり。

表 1.1-1 斜路の利用条件

項目	設計条件
上載荷重	永続状態：30.00 kN/m ² 変動状態：15.00 kN/m ²
斜路の幅	13.6 m
斜路の勾配	15 %
斜路の天端高	先端部：C.D.L.-4.30 m 陸上部：C.D.L.+7.20 m

(7) 設計供用期間

第1回技術検討会において提示。

1.2 安定性の確認

斜路の壁体の安定性の確認は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1138～1146に準拠し行った。

1.2.1 安定性の確認結果

表 1.2-1 斜路の安定性の確認結果

<施工時の検討>

項目		主たる作用が変動波浪である変動状態（押波時）
鋼管 矢板	規格	φ1400×t16、SKY490、P-P型継手
	応力（作用耐力比）	0.791 ≤ 1.0
	矢板天端の変位量（cm）	39.25 ≤ 42.0
	根入れ深度 C.D.L.（m）	-35.50 ≤ -35.19

<完成時の検討>

項目		主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
鋼管 矢板	規格	φ1400×t16、SKY490、P-P型継手		
	応力（作用耐力比）	0.066 ≤ 1.0	0.105 ≤ 1.0	0.187 ≤ 1.0
	根入れ深度 C.D.L.（m）	-35.50 ≤ -25.69	-35.50 ≤ -25.83	-35.50 ≤ -28.14
杭 1列目	規格	φ1000×t17、SKK490		
	応力（作用耐力比）	0.366 ≤ 1.0	0.446 ≤ 1.0	0.466 ≤ 1.0
	根入れ深度 C.D.L.（m）	-26.50 ≤ -23.41	-26.50 ≤ -23.79	-26.50 ≤ -23.41
	支持力（作用耐力比）	0.615 ≤ 1.0	0.399 ≤ 1.0	0.612 ≤ 1.0
	初テイク・フリクション（支持力） （作用耐力比）	0.645 ≤ 1.0	—	—
杭 2列目	規格	φ1000×t17、SKK490		
	応力（作用耐力比）	0.467 ≤ 1.0	0.741 ≤ 1.0	0.965 ≤ 1.0
	根入れ深度 C.D.L.（m）	-26.50 ≤ -16.39	-26.50 ≤ -18.60	-26.50 ≤ -16.39
	支持力（作用耐力比）	0.190 ≤ 1.0	0.077 ≤ 1.0	0.159 ≤ 1.0
	初テイク・フリクション（支持力） （作用耐力比）	0.685 ≤ 1.0	—	—
杭 2列目	初テイク・フリクション（応力） （作用耐力比）	0.300 ≤ 1.0	—	—

2. 燃料棧橋、東側及び西側進入灯

2.1 設計条件の設定

(1) 設計潮位

第1回技術検討会において提示。

(2) 設計波高

第1回技術検討会で提示した確率波及び第2回技術検討会で提示した算出方法を基に算出した結果を表2.1-1に示す。

表 2.1-1 壁体の安定性能照査に使用した設計波

工区	確率波高、潮位、波向き			波高		周期 (s)	入射角 θ (°)
				有義波高 $H_{1/3}(m)$	最高波高 $H_{max}(m)$		
燃料棧橋	50年確率波	H.W.L.	SE	1.6	2.9	17.0	44
東側進入灯	50年確率波	H.W.L.	SE	2.0	3.6	17.0	54
西側進入灯	50年確率波	H.W.L.	SSE	1.9	3.5	17.3	10

(3) 設計対象地震動(レベル1地震動)

第2回技術検討会において提示。

(4) 土質条件

第1回技術検討会において提示。

また、西側進入灯については、「4.土質条件」に示すとおり。

(5) 材料条件

第2回技術検討会において提示。

(6) 設計供用期間

第1回技術検討会において提示。

(7) 施設配置

付帯工作物の施設配置は、図2.1-1～図2.1-3のとおり。

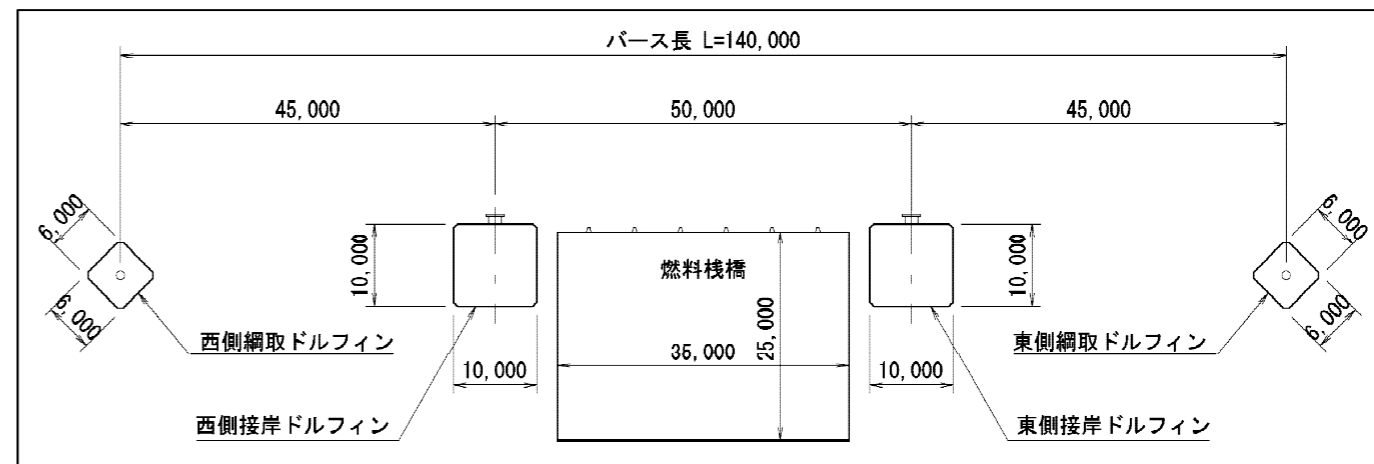


図 2.1-1 燃料棧橋、接岸ドルフィン、綱取ドルフィンの配置図

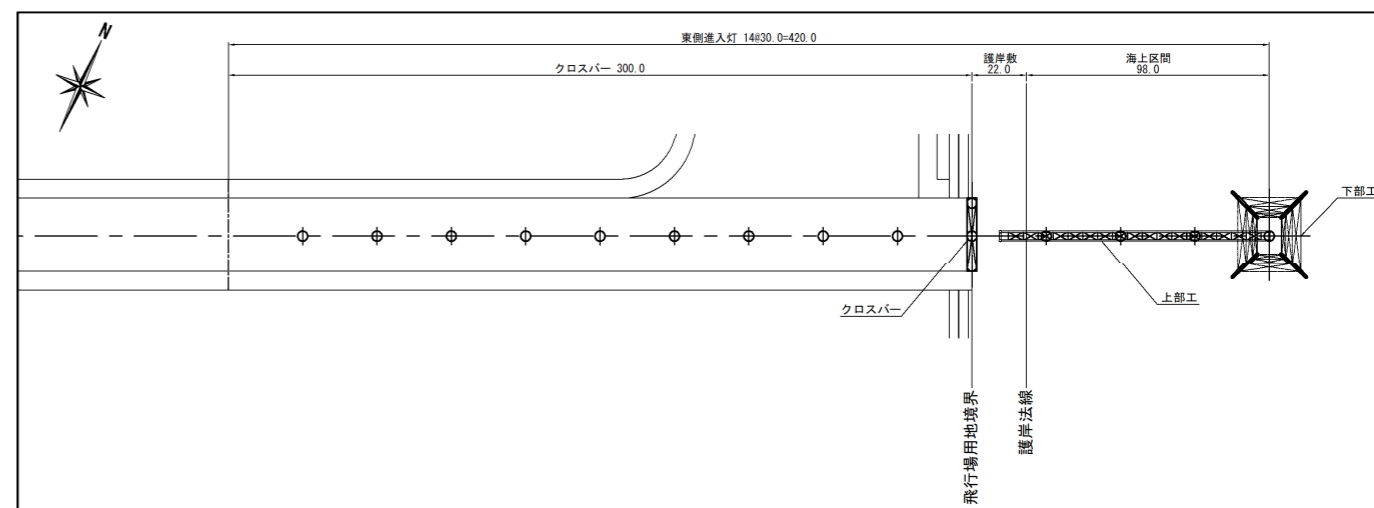


図 2.1-2 東側進入灯の配置図

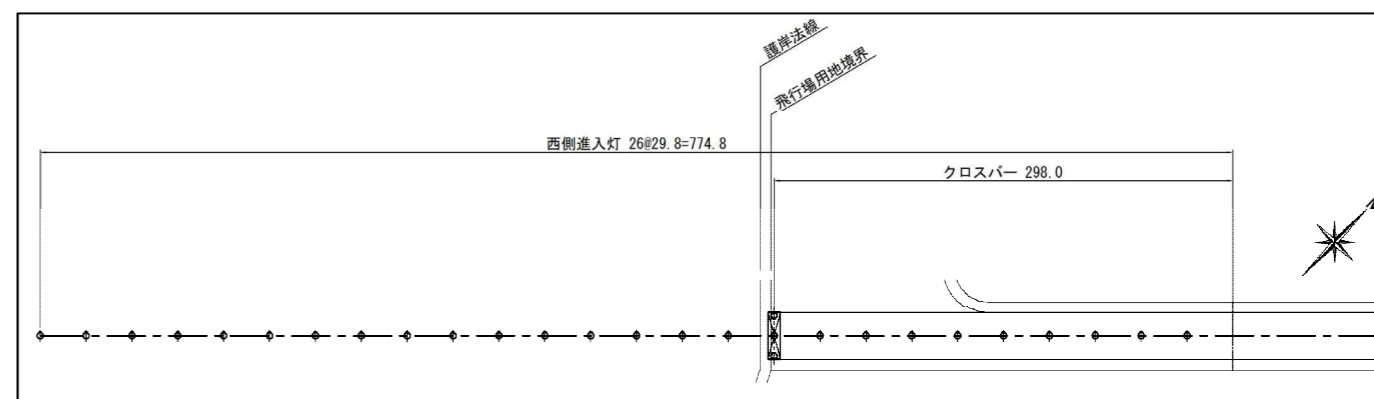


図 2.1-3 西側進入灯の配置図

2.2 安定性の確認

2.2.1 安定性の確認結果

表 2.2-1 燃料棧橋の安定性の確認結果(法線平行方向;主たる作用がレベル1地震動である変動状態)

項目	杭1列目	杭2列目	杭3列目	杭4列目	杭5列目	杭6列目	杭7列目
規格	φ1400×t16、SKK400						
応力度(作用耐力比)	0.265 ≤ 1.0	0.274 ≤ 1.0	0.280 ≤ 1.0	0.283 ≤ 1.0	0.285 ≤ 1.0	0.288 ≤ 1.0	0.296 ≤ 1.0
根入れ長(m)	26.80 ≥ 16.05	26.80 ≥ 16.05	26.80 ≥ 16.05	26.80 ≥ 16.05	26.80 ≥ 16.05	26.80 ≥ 16.05	26.80 ≥ 16.05
変位量(mm)	72.91 ≤ 75.0	72.91 ≤ 75.0	72.91 ≤ 75.0	72.91 ≤ 75.0	72.91 ≤ 75.0	72.91 ≤ 75.0	72.91 ≤ 75.0
支持力(作用耐力比)	0.067 ≤ 1.0	0.071 ≤ 1.0	0.074 ≤ 1.0	0.075 ≤ 1.0	0.077 ≤ 1.0	0.080 ≤ 1.0	0.086 ≤ 1.0

表 2.2-2 燃料棧橋の安定性の確認結果(法線直角方向;主たる作用がレベル1地震動である変動状態)

項目	杭1列目	杭2列目	杭3列目	杭4列目	杭5列目
規格	φ1400×t16、SKK400				
応力度(作用耐力比)	0.299 ≤ 1.0	0.289 ≤ 1.0	0.281 ≤ 1.0	0.272 ≤ 1.0	0.261 ≤ 1.0
根入れ長(m)	28.80 ≥ 16.05	27.90 ≥ 16.05	26.80 ≥ 16.05	25.50 ≥ 16.05	24.10 ≥ 16.05
変位量(mm)	73.99 ≤ 75.0	73.99 ≤ 75.0	73.99 ≤ 75.0	73.99 ≤ 75.0	73.99 ≤ 75.0
支持力(作用耐力比)	0.086 ≤ 1.0	0.079 ≤ 1.0	0.075 ≤ 1.0	0.073 ≤ 1.0	0.068 ≤ 1.0

表 2.2-3 東側接岸ドルフィンの安定性の確認結果(主たる作用が船舶の接岸である変動状態)

項目	杭1列目	杭2列目	杭3列目
規格	φ1000×t14、SKK400		
応力度(作用耐力比)	0.833 ≤ 1.0	0.314 ≤ 1.0	0.852 ≤ 1.0
根入れ長(m)	35.60 ≥ 11.84	38.685 ≥ 11.00	32.085 ≥ 12.77
変位量(mm)	47.71 ≤ 50.0	47.71 ≤ 50.0	47.71 ≤ 50.0
支持力(作用耐力比)	0.307 ≤ 1.0	0.015 ≤ 1.0	0.294 ≤ 1.0

表 2.2-5 東側綱取ドルフィンの安定性の確認結果(主たる作用が船舶の牽引である変動状態)

項目	杭1列目	杭2列目
規格	φ1100×t14、SKK400	
応力度(作用耐力比)	0.632 ≤ 1.0	0.372 ≤ 1.0
根入れ長(m)	45.389 ≥ 13.17	38.286 ≥ 11.35
変位量(mm)	47.68 ≤ 50.0	47.68 ≤ 50.0
支持力(作用耐力比)	0.166 ≤ 1.0	0.024 ≤ 1.0

表 2.2-4 西側接岸ドルフィンの安定性の確認結果(主たる作用が船舶の接岸である変動状態)

項目	杭1列目	杭2列目	杭3列目
規格	φ1000×t11、SKK400		
応力度(作用耐力比)	0.971 ≤ 1.0	0.397 ≤ 1.0	0.977 ≤ 1.0
根入れ長(m)	26.70 ≥ 11.88	29.146 ≥ 11.05	24.066 ≥ 12.81
変位量(mm)	48.55 ≤ 50.0	48.55 ≤ 50.0	48.55 ≤ 50.0
支持力(作用耐力比)	0.348 ≤ 1.0	0.059 ≤ 1.0	0.302 ≤ 1.0

表 2.2-6 西側綱取ドルフィンの安定性の確認結果(主たる作用が船舶の牽引である変動状態)

項目	杭1列目	杭2列目
規格	φ900×t10、SKK400	
応力度(作用耐力比)	0.963 ≤ 1.0	0.685 ≤ 1.0
根入れ長(m)	27.523 ≥ 12.59	29.946 ≥ 11.00
変位量(mm)	46.87 ≤ 50.0	46.87 ≤ 50.0
支持力(作用耐力比)	0.201 ≤ 1.0	0.013 ≤ 1.0

表 2.2-7 東側進入灯の安定性の確認結果(応力度)

部材	部材諸元	材質	決定ケース	応力度 (作用耐力比)
上部工	φ 600×12	STK400	永続状態	0.93 ≤ 1.0
下部工	支持杭	φ 1000×12	変動状態(暴風時+Y)	0.52 ≤ 1.0
	レグ材	φ 1200×14	変動状態(暴風時+Y)	0.23 ≤ 1.0
	水平ブレス	φ 609.6×9.5	永続状態	0.32 ≤ 1.0
	斜めブレス	φ 609.6×9.5	永続状態	0.25 ≤ 1.0

注) 暴風時とは、波圧及び風圧が構造物に作用した状態であり、作用の向きは図 2.2-1 のとおり。

表 2.2-8 東側進入灯の安定性の確認結果(支持力)

項目	永続状態	変動状態 (暴風時+Y)
規格	φ 1000×t12、SKK400	
支持力 (作用耐力比)	0.37 ≤ 1.0	0.32 ≤ 1.0

表 2.2-9 西側進入灯(No.1)の安定性の確認結果

項目	永続状態	主たる作用が 変動波浪である 変動状態
規格	φ 1000×t11、SKK400、L=16.5m	
応力度 (作用耐力比)	0.006 ≤ 1.0	0.685 ≤ 1.0
根入れ長 (m)	9.50 ≥ 8.50	9.50 ≥ 8.50
変位量 (cm)	—	6.25 ≤ 10.0
支持力 (作用耐力比)	0.054 ≤ 1.0	0.032 ≤ 1.0

表 2.2-10 西側進入灯(No.16)の安定性の確認結果

項目	永続状態	主たる作用が 変動波浪である 変動状態
規格	φ 1000×t18、SKK400、L=20.0m	
応力度 (作用耐力比)	0.004 ≤ 1.0	0.647 ≤ 1.0
根入れ長 (m)	10.00 ≥ 9.68	10.00 ≥ 9.68
変位量 (cm)	—	9.94 ≤ 10.0
支持力 (作用耐力比)	0.079 ≤ 1.0	0.047 ≤ 1.0

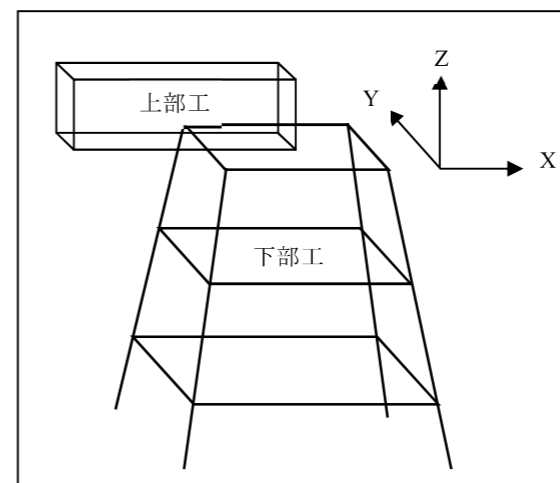


図 2.2-1 東側進入灯における作用の向き

3. 設計波

3.1 設計波一覧及び算出ポイント

設計波は、各工区内において最も大きい波高を採用した。設計波一覧及び設計波算出ポイントを表 3.1-1 及び図 3.1-1～図 3.1-2 に示す。

表 3.1-1 設計波一覧

SE	50年確率波	H W L	17s	L W L	θ (°)	東側進入灯			西側進入灯											燃料棧橋										
						東-1	東-2	東-3	西-1	西-2	西-3	西-4	西-5	西-6	西-7	西-8	西-9	西-10	西-11	燃-1	燃-2	燃-3	燃-4	燃-5	燃-6	燃-7	燃-8			
SSE <td rowspan="6">50年確率波</td> <td rowspan="3">H W L</td> <td rowspan="3">17s</td> <td rowspan="3">L W L</td> <td rowspan="3">θ (°)</td> <td>H_{1/2} (m)</td> <td>2.0</td> <td>2.0</td> <td>2.0</td> <td>0.7</td> <td>1.2</td> <td>1.3</td> <td>1.3</td> <td>1.5</td> <td>1.4</td> <td>1.4</td> <td>1.5</td> <td>1.5</td> <td>1.5</td> <td>1.4</td> <td>1.5</td> <td>1.4</td> <td>1.4</td> <td>1.6</td> <td>1.5</td> <td>1.5</td> <td>1.5</td> <td>1.5</td>	50年確率波	H W L	17s	L W L	θ (°)	H _{1/2} (m)	2.0	2.0	2.0	0.7	1.2	1.3	1.3	1.5	1.4	1.4	1.5	1.5	1.5	1.4	1.5	1.4	1.4	1.6	1.5	1.5	1.5	1.5		
						H _{max} (m)	3.6	3.6	3.6	1.3	2.2	2.4	2.4	2.7	2.6	2.6	2.7	2.7	2.7	2.6	2.7	2.6	2.9	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
						θ (°)	58	57	54	100	64	42	27	19	21	22	26	30	31	34	49	44	54	53	58	57	58	55		
		L W L	H _{1/2} (m)	1.9	1.9	1.9	0.4	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.6	0.7	0.7	0.7	1.2	1.0	1.1	1.2	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1				
			H _{max} (m)	3.5	3.5	3.5	0.8	1.3	1.3	1.3	1.3	1.1	1.3	1.3	1.3	1.3	2.2	1.8	2.0	2.2	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0				
			θ (°)	51	50	61	79	60	59	66	63	49	54	43	35	50	47	56	39	41	38	41	44	44	44	49				
	50年確率波	H W L	17s	L W L	θ (°)	H _{1/2} (m)	1.7	1.8	1.7	1.1	1.2	1.3	1.4	1.4	1.5	1.7	1.8	1.8	1.9	1.9	1.2	1.1	1.3	1.3	1.3	1.2	1.2	1.3		
						H _{max} (m)	3.1	3.3	3.1	2.0	2.2	2.4	2.6	2.6	2.7	3.1	3.3	3.3	3.5	3.5	2.2	2.0	2.4	2.4	2.4	2.2	2.2	2.2	2.4	
						θ (°)	70	67	39	10	65	66	67	62	64	59	51	47	38	36	31	31	44	37	42	41	39	35		
		L W L	H _{1/2} (m)	1.4	1.4	1.3	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	1.1	1.0	1.1	1.2	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1				
			H _{max} (m)	2.6	2.6	2.4	1.1	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.7	1.7	1.8	1.8	2.0	1.8	2.0	2.2	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0				
			θ (°)	70	72	52	0	72	70	70	73	67	66	55	55	57	56	20	33	37	39	38	34	36	39					

※設計波は波向 SE、SSE の波高が大きく支配的となるため、2 方向で比較した。
 ※構造物の安定性の照査検討は、安全側となる入射角 θ の小さい値を採用した。
 ※波高及び構造物に作用する波圧とも大きくなる H.W.L. 時の波高を採用した。
 ※採用した設計波は、赤で着色して示している。(工区内で数値が同じものは全て着色)

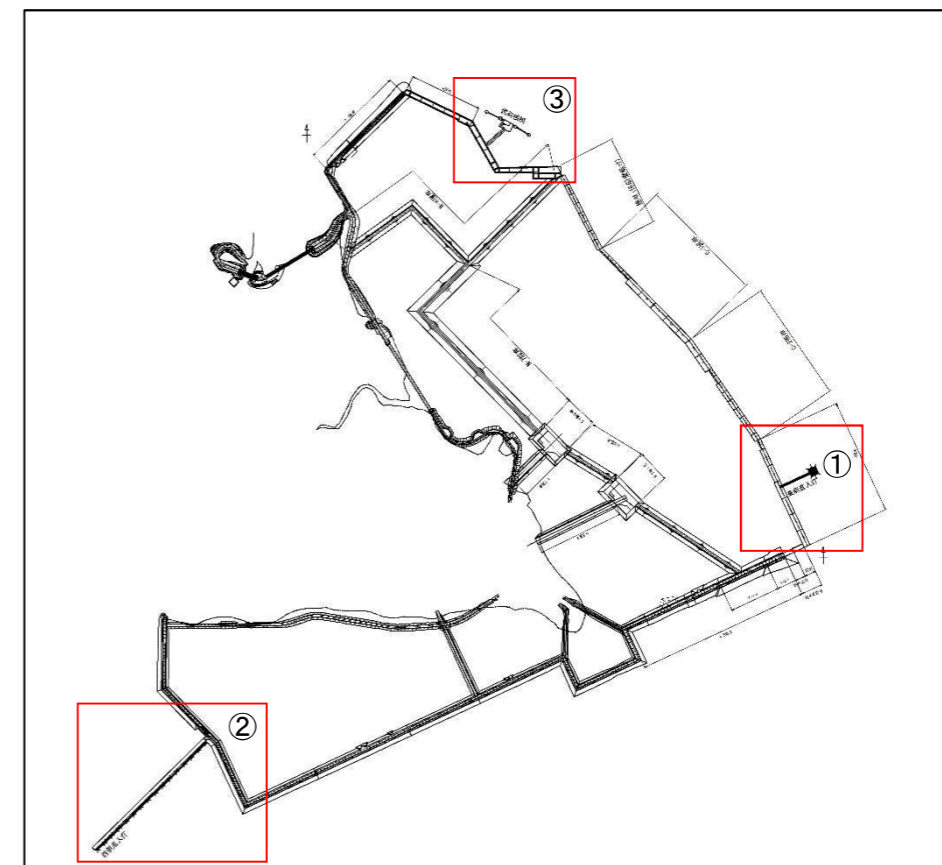


図 3.1-1 対象施設の位置

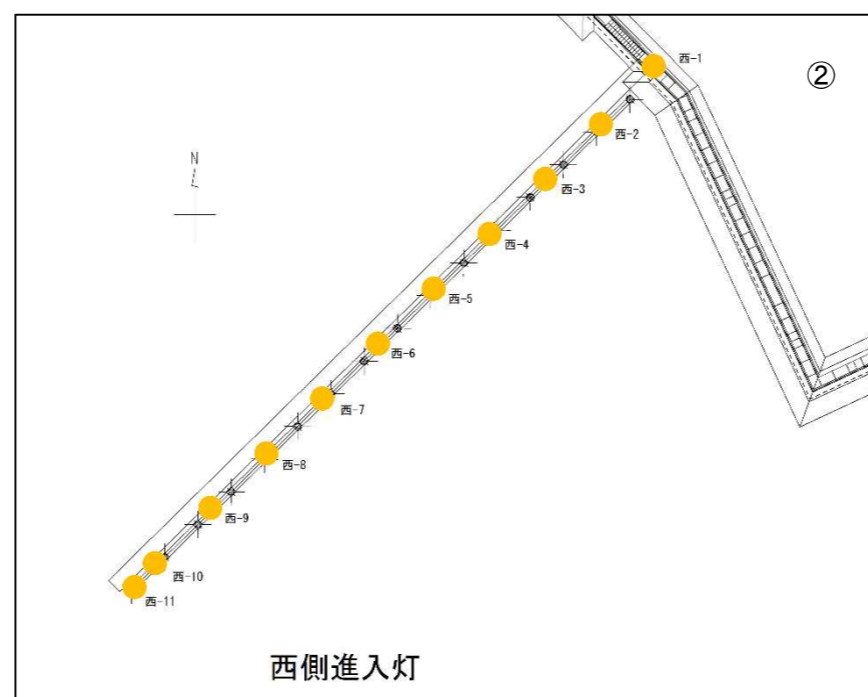


図 3.1-2 設計波算出ポイント

4. 土質条件

4.1 西側進入灯の土質条件

西側進入灯が計画される辺野古側の土質条件は、辺野古側で実施されている土質調査結果を基に設定した。
調査位置図及び推定した地層縦断面図を、図 4.1-1 及び図 4.1-2 に示す。

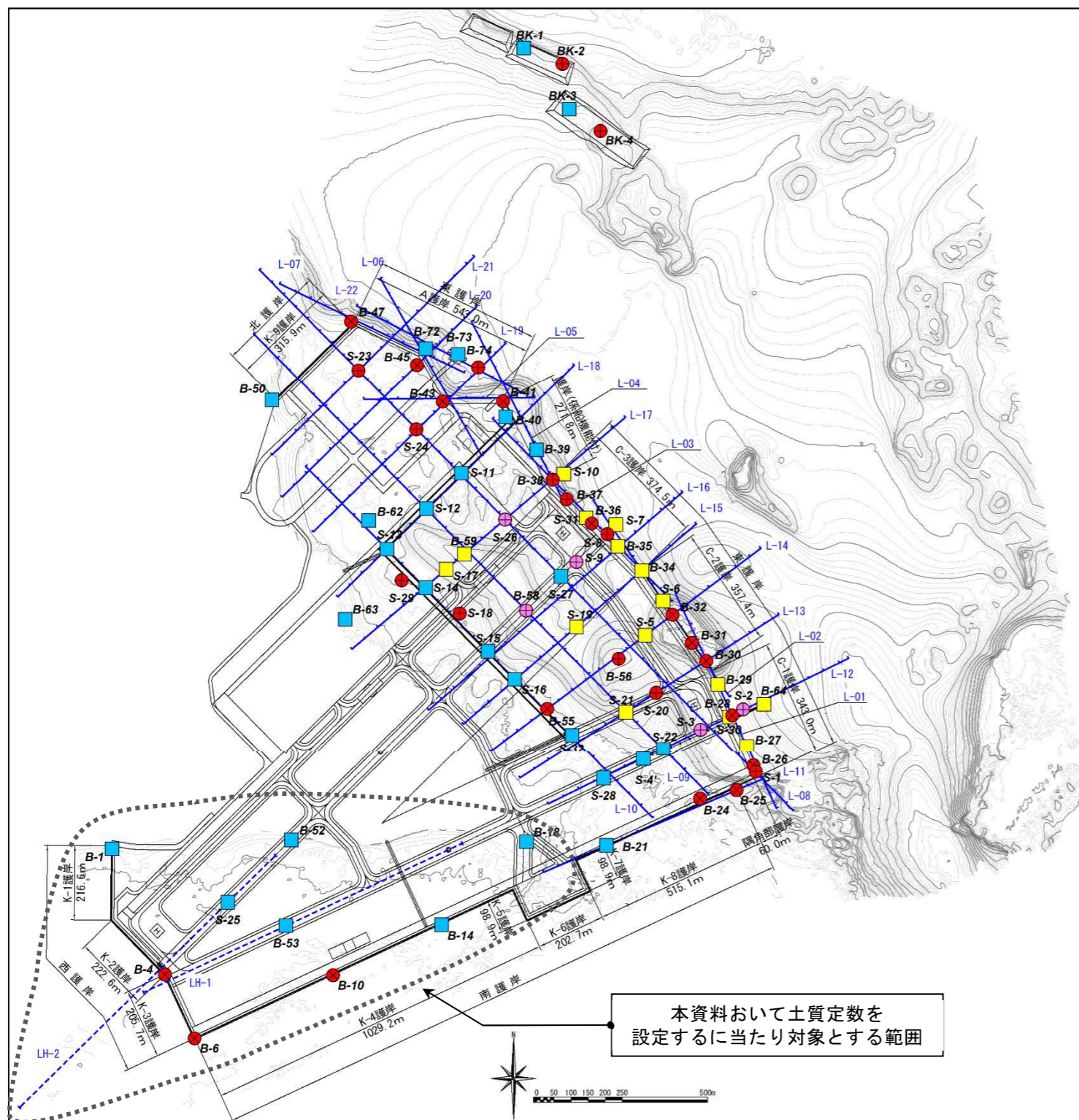
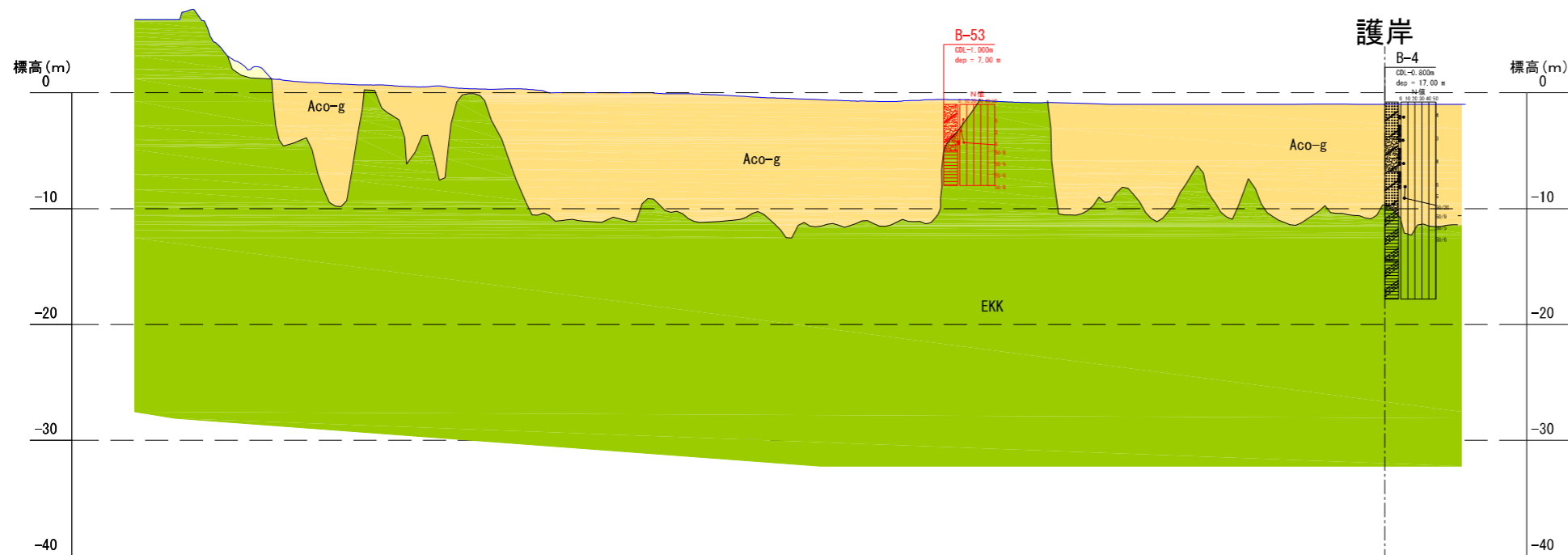


図 4.1-1 土質調査の実施箇所

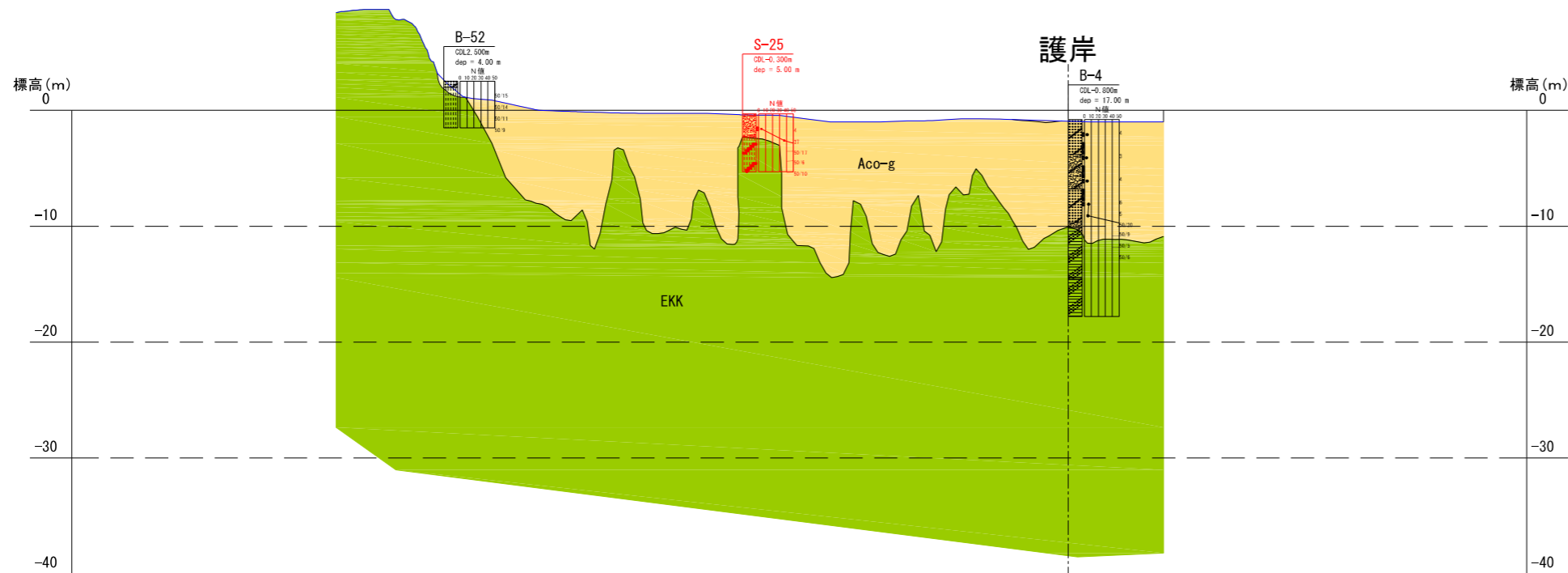
表 4.1-1 辺野古側の土質調査の内容

■ 土質調査の内容				
分類	凡例数量	サンプリング	室内試験	サウンディング
ボーリング	● 3地点	乱れの少ない資料 (3m毎に1m)	物理試験 力学試験	N値 (3m毎に2回)
		乱された資料 (3m毎に2m)	物理試験	
	■ 6地点	乱された資料 (1m毎)	物理試験	N値 (1m毎に1回)

LH-1 地質断面図



LH-2 地質断面図



土質記号の命名規則

記号	単語(英)	単語(和)
A	Alluvium	沖積層
D	Diluvium	洪積層
E	Eocene	始新世
b	beach	海浜
co	coral	サンゴ
vf	valley-filled	谷埋め
ts	top-soil	表土
R	Ryukyu limestone	琉球石灰岩相当
K	Kunigami Gravel bed	国頭礫層相当
KK	Kunigami group, Kayo formations	国頭層群嘉陽層
g	gravel	礫
s	sand	砂
c	clay	粘土

地質層序				
地質時代	地層名	土質	土質記号	
新生代	完新世	礫質土	Aco-g	
		サンゴ礫混じり土	粘性土	Aco-c
			砂質土	Aco-s
	第四紀	谷埋堆積物	第1砂質土	Avf-s
			第1粘性土	Avf-c
			第2粘性土	Avf-c2
			礫質土	Ag
			第2砂質土	As
	更新世	琉球層群(石灰質)	砂質土	DR
		琉球層群(非石灰質)	砂質土	DK
第三紀	始新世	嘉陽層	砂岩・頁岩	EKK

図 4.1-2 辺野古側の地層縦断面図

4.2 土質試験結果の概要

辺野古側の土質調査結果より整理した地層別の土質試験結果の概要を表 4.2-1 に示す。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.326～334 第 1 回技術検討会資料※14 では、以下のとおり、砂の含有量から粘性土地盤と砂質土地盤、中間土地盤が区分されており、中間土地盤については、さらに透水係数から粘性土地盤又は砂質土地盤に細分される。

せん断強度設定の区分

①粘性土地盤（砂の含有量が 50%未満 ($F_c \geq 50\%$) のもの）

②砂質土地盤（砂の含有量が 80%以上 ($F_c < 20\%$) のもの）

・ 中間土地盤（砂の含有量が 50～80% ($F_c = 20 \sim 50\%$) のもの）
 → 透水係数 $k = 1 \times 10^{-4}(\text{cm/s})$ 以下では粘性土地盤として評価
 → 透水係数 $k = 1 \times 10^{-4}(\text{cm/s})$ 以上では砂質土地盤として評価

これによると、Aco-g 層は砂質土に区分される。

図 4.2-1 に土の工学的分類（三角座標）を示す。Aco-g 層は、細粒分質礫～砂礫に区分されるものが大半を占める。

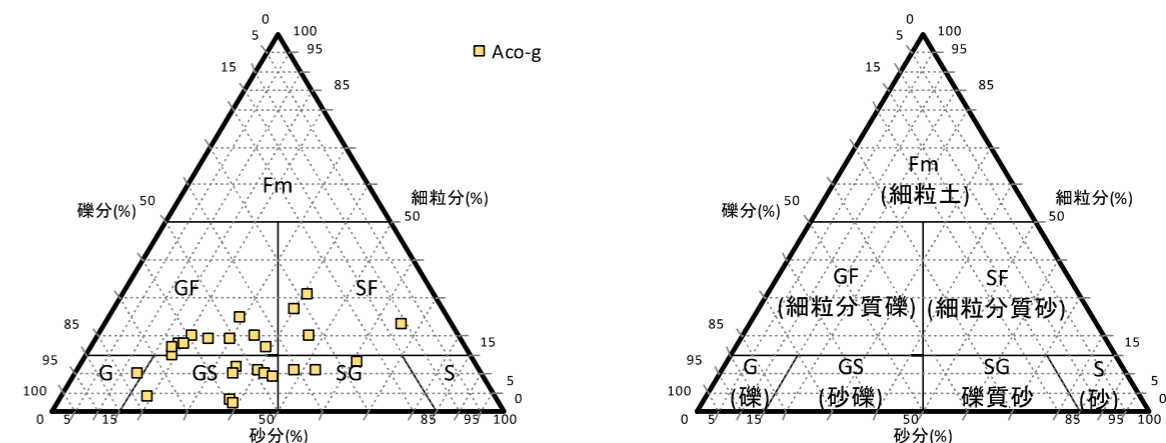


図 4.2-1 土の工学的分類(三角座標)(辺野古側)

表 4.2-1 地層別土質試験結果の概要(辺野古側)

地質時代	地層名	土質記号	層厚 (m)	N値 (換算N値*)	土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	細粒分含有率 $F_c(\%)$	自然含水比 $w_n(\%)$	間隙比 e	透水係数 $k(\text{cm/s})$	設計上の土質区分	
新生代	第四紀 完新世	サンゴ礫混じり土	Aco-g	2~14m 平均6m	1~38	2.732~2.820 平均=2.784	2.0~31.0 平均=15.2	13.6~27.9 平均=20.7	0.610~0.829 平均=0.735	(現場透水試験) $1.4 \times 10^{-3} \sim 2.9 \times 10^{-3}$ 平均値= 2×10^{-3}	砂質土
	第三紀 始新世	嘉陽層	EKK	-	37~375	-	-	-	-	-	当該地の基盤岩 ※工学的基盤面相当

* 換算N値は、標準貫入試験の貫入量が30cm未満又は30cmを超えた場合に、その打撃回数を貫入量30cm当たりの打撃回数に換算した値を指す。CPT調査から換算式によって推定したN値も換算N値と呼ぶが、推定値であるため上表には含んでいない。

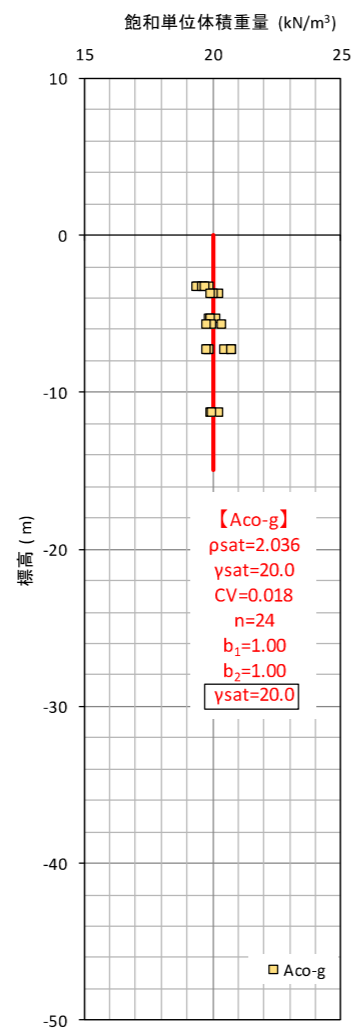
4.3 土質定数の設定

1) 土質定数の設定

本資料で整理した土質定数は、地盤の安定及解析に必要な飽和単位体積重量、せん断強度（粘着力、内部摩擦角）とした。設計に用いる土質定数は、第 1 回技術検討会資料（2.2.3 土質定数の設定）で提示した考え方にに基づき設定した。

2) 飽和単位体積重量

土質試験結果から得られた地層別の飽和単位体積重量と設計に用いる飽和単位体積重量を図 4.3-1 に示す。飽和単位体積重量は、密度に重力加速度を乗じ算出した。



□ : 設計に用いる値

図 4.3-1 飽和单位体積重量(辺野古側)

3) せん断強度

各地層に適用したせん断強度の設定の考え方を表 4.3-1 に、設定において参考とした透水係数を表 4.3-2 にそれぞれ示す。

砂質土 (Aco-g 層) のせん断強度は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成 30 年 5 月)」^{第1} 回技術検討会資料※14 に示される三軸 CD 試験結果より設定した。

砂質土の設計に用いる排水せん断強度を図 4.3-2 に示す。

地層別の設計に用いるせん断強度を一覧表としてまとめたものを表 4.3-3 に示す。

表 4.3-1 せん断強度の設定の考え方(辺野古側)

地層 区分	強度設定 区分	透水係数(cm/s)	強度設定方法	
			非排水	排水
Aco-g	砂質土	(現場透水) $1.4 \times 10^{-3} \sim 2.9 \times 10^{-3}$	三軸 CD	

表 4.3-2 透水係数(辺野古側)

	評価方法	統計値	土質
			Aco-g
透水係数 (cm/s)	粒度推定 (Creagerの D ₂₀ からの推 定)	平均	3.6E-03
		最大	5.8E-01
		最小	1.2E-04
		変動係数	0.37
		データ数	26
	現場透水	平均	2.1E-03
		最大	2.9E-03
		最小	1.4E-03
		変動係数	0.08
		データ数	2
設定値			2E-03

* 透水係数の評価における優先順位は、現場透水試験、室内透水試験、圧密試験、粒度による推定、の順番とした。

設定値は、有効数字1桁の指数表示として四捨五入した値で示す。

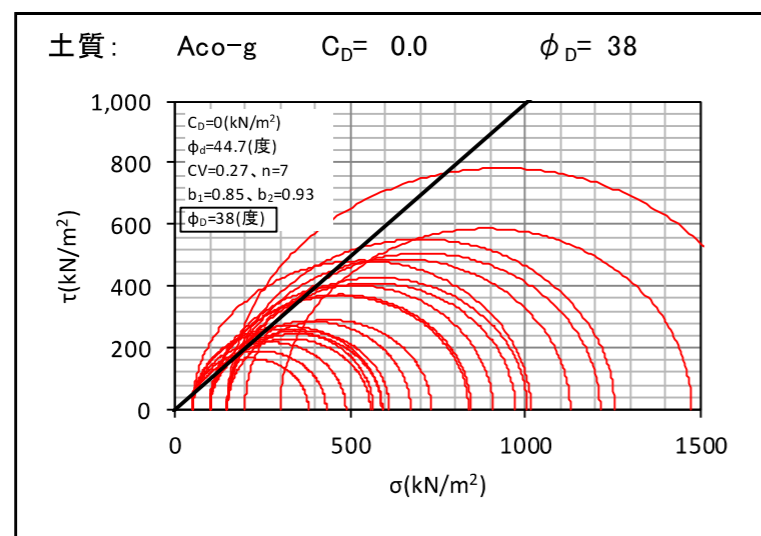
① 現場透水試験 : 現地でボーリングを利用して実施した試験で、最も地盤全体を含む透水性を正しく評価していると解釈。

② 粒度推定 : 20%粒径からCreagerによる方法を用いた推定値であるため、採用優先順位は最も低くした。

表 4.3-3 地層別の設計に用いるせん断強度(辺野古側)

土質区分	強度設定の区分	非排水強度			排水強度		
		Cu (kN/m ²)	φ (度)	設定の考え方	C _D (kN/m ²)	φ _D (度)	設定の考え方
Aco-g	砂質土	—	—	—	0	38	三軸CD試験による強度 (b ₁ =0.85, b ₂ =0.93), CV=0.27, n=7

CV:変動係数



凡例
 — 破壊規準線
 — CD試験

☐: 設計に用いる値

(tan φ で補正を行い φ の少数第 1 位を切り捨て算出)

図 4.3-2 砂質土のせん断強度(排水)(辺野古側)

■沖縄県内におけるサンドコンパクションパイル工法、サンドドレーン工法の施工実績

沖縄県内におけるサンドコンパクションパイル工法、サンドドレーン工法の施工実績（過去5年間）

地区	発注元	工種・工法	数量 (本)	工事件数 (件)
中城湾港（泡瀬地区）	県	サンドコンパクション パイル工法	2,508	4
		サンドドレーン工法	239	3
那覇港	国	サンドコンパクション パイル工法	1,115	2
那覇空港	国	サンドコンパクション パイル工法	405	1

※当該実績は「工事実績情報システム」の工事実績を基に編集したものの。

■海上ヤードの中間土・砂質土の簡易 CUbar 試験結果

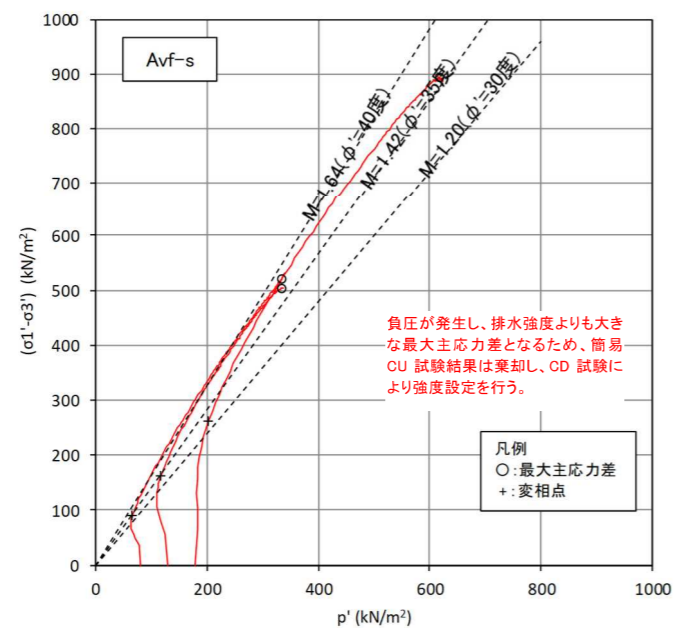
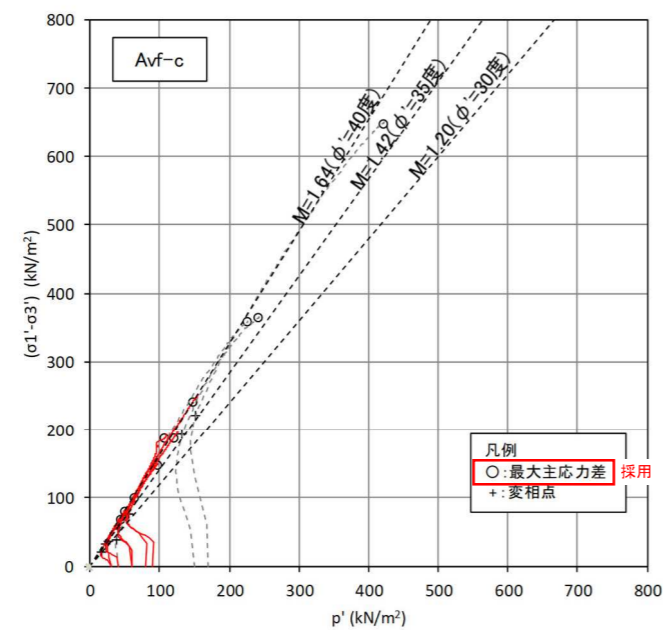


図-1 簡易 CUbar 試験結果(ストレスパス)(海上ヤード)

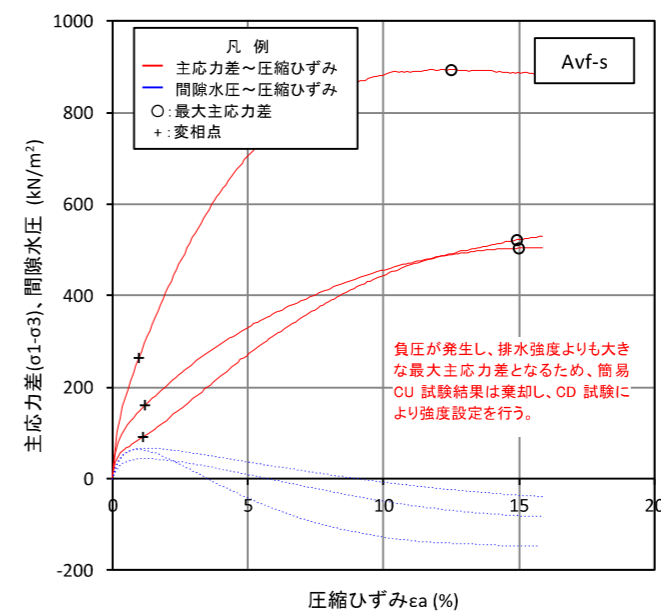
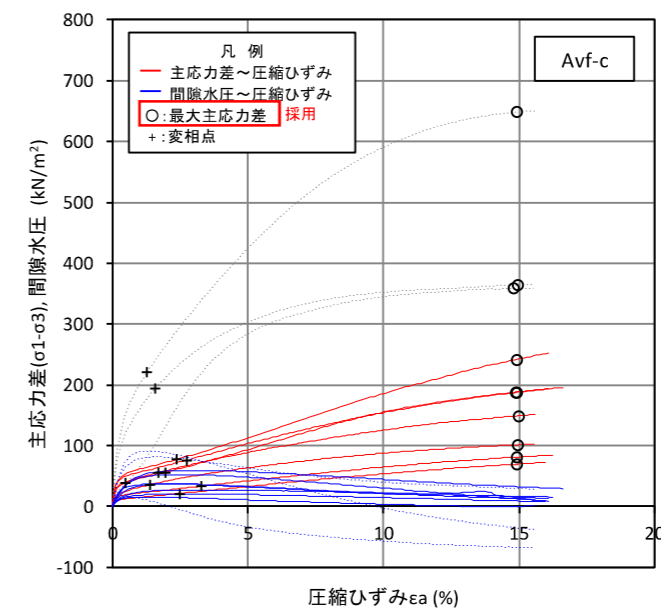


図-2 簡易 CUbar 試験結果(応力～ひずみ)(海上ヤード)