

## 普天間飛行場代替施設建設事業に係る技術検討会

## 第1回

## 資料目次

1. 事業の概要	1
1.1 現埋立計画の概要	1
1.1.1 埋立地の土地利用計画	3
1.1.2 現埋立承認申請の概要	5
2. 設計条件	10
2.1 設計条件（総括）	10
2.2 地盤条件	12
2.2.1 土質調査の概要	12
2.2.2 土質調査結果の分析	28
2.2.3 土質定数の設定	36
2.3 波浪条件	47
2.3.1 波浪変形計算法の選定	47
2.3.2 波浪変形計算手順	47
3. 護岸構造形式の候補の提示	51
4. 地盤改良工法の候補の提示	52
5. 要求性能・性能規定	54
5.1 要求性能	54
6. 注釈説明集	55

## 1. 事業の概要

### 1.1 現埋立計画の概要

普天間飛行場代替施設建設事業は、普天間飛行場の代替施設をキャンプ・シュワブ辺野古崎地区(名護市)に建設する事業である。

現行の普天間飛行場及び移設先の位置関係を図 1.1-1 に示す。

また、移設先のキャンプ・シュワブ辺野古崎地区<sup>\*1</sup>の水深図を図 1.1-2 に示す。



【移設元】普天間飛行場（宜野湾市）

①施設面積：約480ha

②施設概要：滑走路約2,700m、格納庫、倉庫、隊舎等

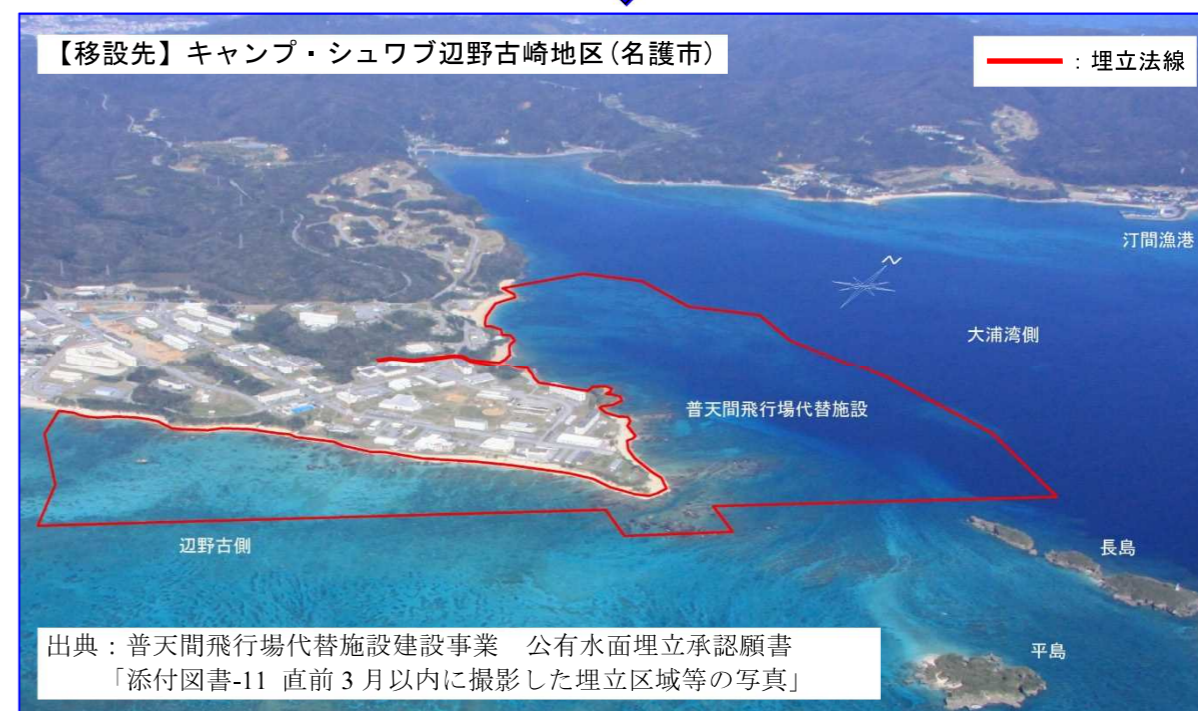
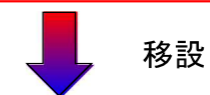


図 1.1-1 現行の普天間飛行場及び移設先

水深図

- 凡例
- 水深C.D.L 0.0m
  - 水深C.D.L -2.0m
  - 水深C.D.L -10.0m
  - 水深C.D.L -20.0m
  - 水深C.D.L -30.0m
  - 水深C.D.L -40.0m
  - 水深C.D.L -50.0m

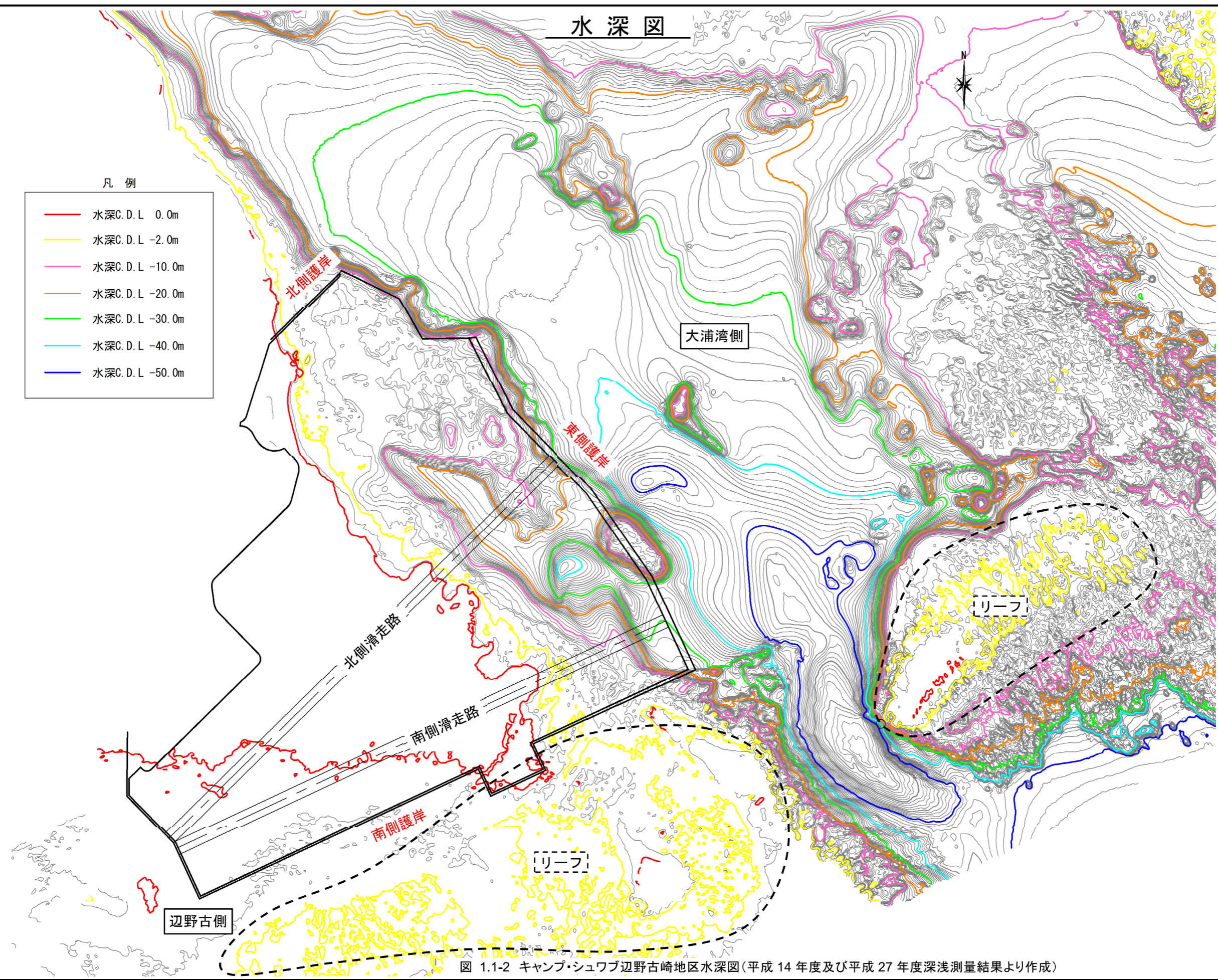
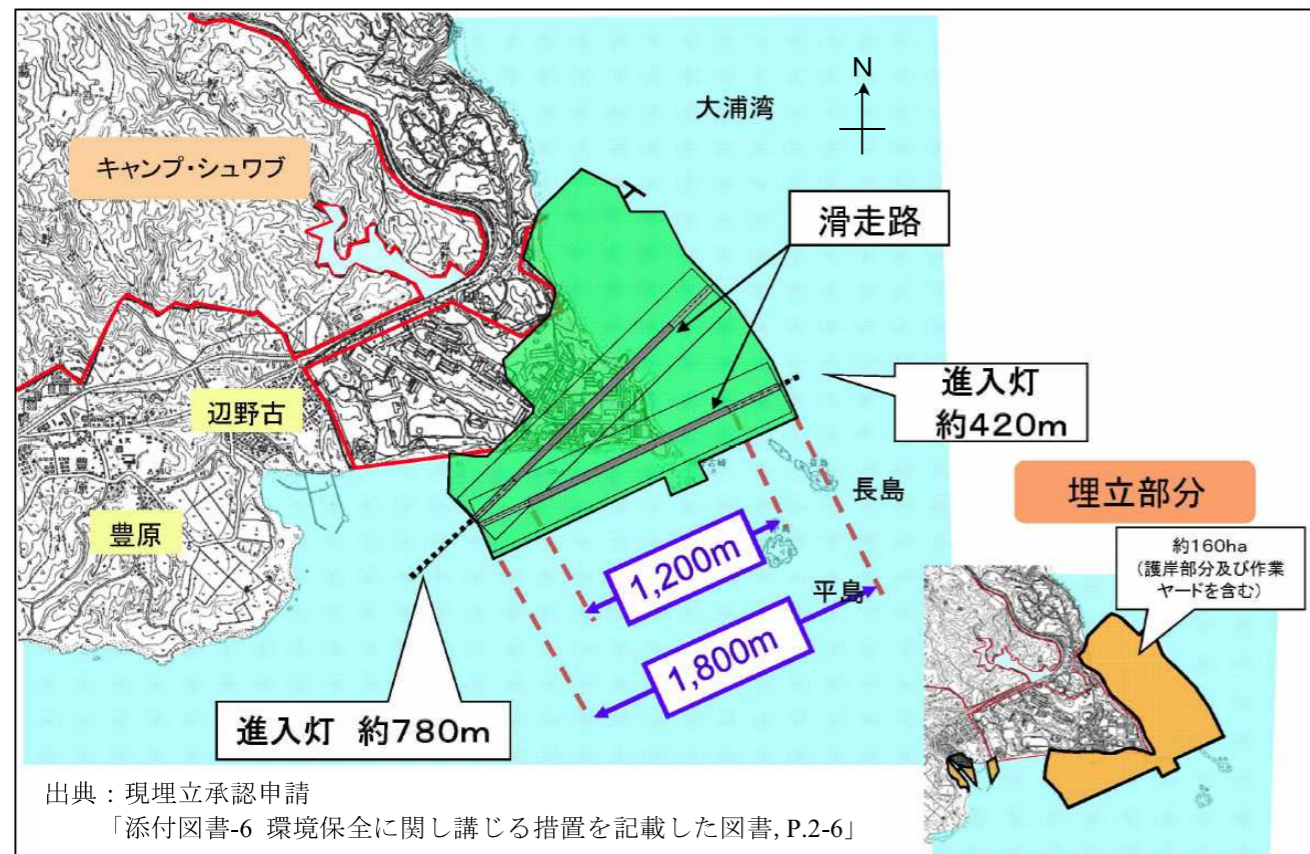


図 1.1-2 キャンプ・シュブ辺野古崎地区水深図(平成 14 年度及び平成 27 年度深浅測量結果より作成)

普天間飛行場代替施設建設事業の概要を図 1.1-3 に示す。



出典：現埋立承認申請  
「添付図書-6 環境保全に関し講じる措置を記載した図書, P.2-6」

図 1.1-3 普天間飛行場代替施設建設事業の概要

- 対象事業の名称 : 普天間飛行場代替施設建設事業
- 事業者の名称 : 沖縄防衛局
- 事業の概要
  - ・飛行場の規模 : 滑走路 1, 200m × 2本
  - ・飛行場区域の面積 : 約205ha (海域+陸域)
  - ・公有水面埋立面積 : 約157ha (作業ヤードを含む)
- 公有水面埋立の承認 : 平成25年(2013年)12月27日
- 変更承認(第1回) : 平成26年(2014年)12月5日

以降、埋立承認に変更承認(第1回)の内容を反映させたものを「現埋立承認申請」とする。

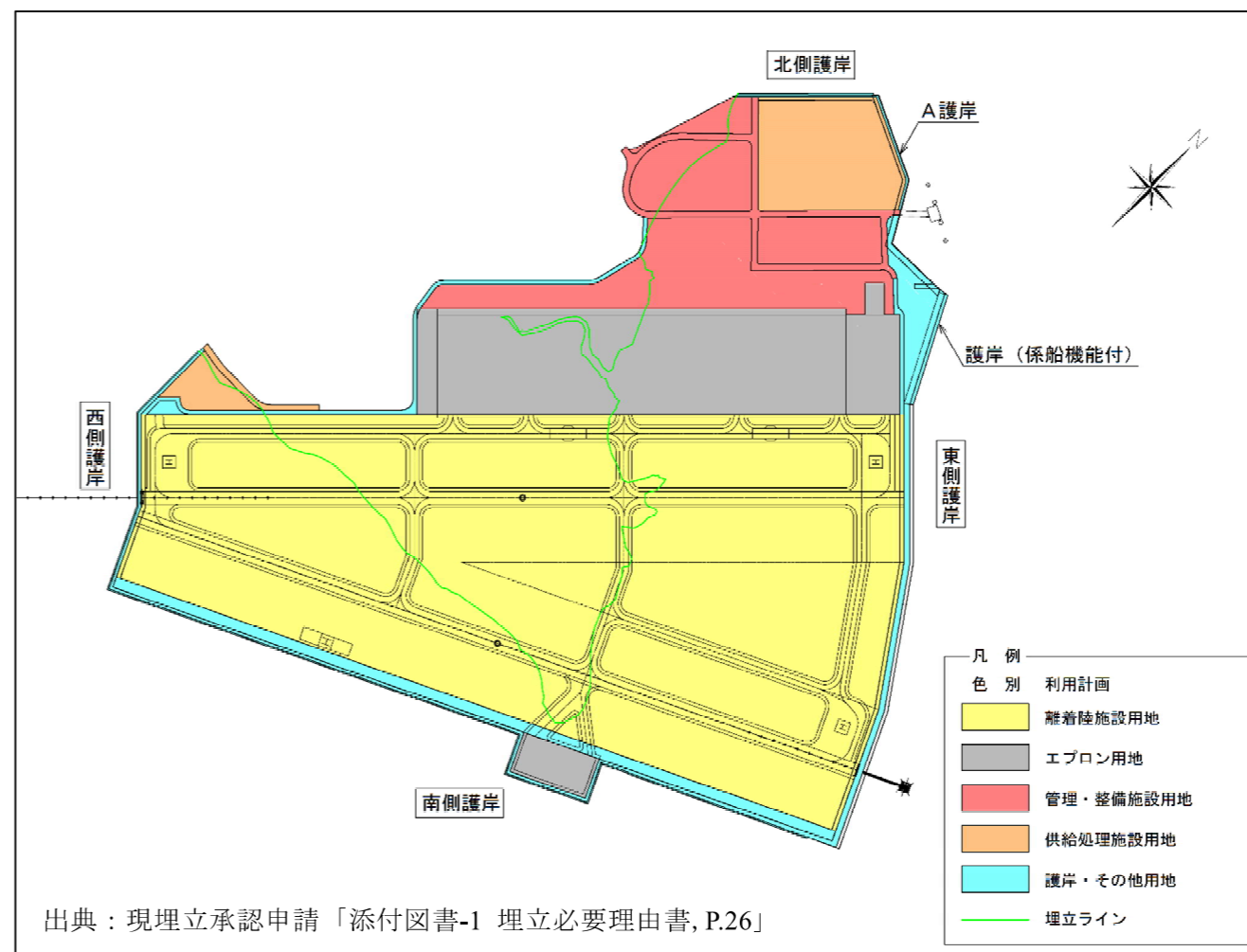
### 1.1.1 埋立地の土地利用計画

埋立地の土地利用計画を、現埋立承認申請の添付図書より抜粋して以下に示す。

表 1.1-1 土地利用計画の内訳

区分	主要施設	全体面積 (㎡)	埋立区域 (㎡)	埋立区域外 (㎡)
1) 離着陸施設用地	着陸帯, 滑走路, 誘導路 ヘリパッド, 航空保安施設	1,263,298	945,905	317,393
2) エプロン用地	駐機エプロン, 燃料給油エプロン 弾薬搭載エプロン, 洗機場	305,029	187,775	117,254
3) 管理・整備施設用地	管理棟, 管制塔, 格納庫 消防署, 工場, 等	233,437	165,919	67,518
4) 供給処理施設用地	航空機燃料施設, 汚水処理施設 倉庫, 等	106,992	101,204	5,788
5) 護岸・その他用地	外周護岸, 護岸(係船機能付) 場周道路	139,516	124,631	14,885
合計		2,048,272	1,525,434	522,838

出典：現埋立承認申請「添付図書-1 埋立必要理由書, P.25」



出典：現埋立承認申請「添付図書-1 埋立必要理由書, P.26」

図 1.1-4 土地利用計画図

## 1) 離着陸施設用地

## (a) 着陸帯

離陸時や着陸時に航空機が滑走路を逸脱した場合、あるいは航空機が進入に失敗して進入復行した場合などに、その安全性を確保するために設置される。なお、着陸帯の一部は4箇所のヘリパッドとして使用される部分を含む。

## (b) 滑走路

航空機の離陸あるいは着陸のために設置する。

(長さ1,200m、幅30mの滑走路を2本設置。オーバーランは滑走路両端に300m)

## (c) 誘導路

滑走路とエプロンを結ぶ航空機の通路として取付誘導路と平行誘導路を設置する。

## (d) 航空保安施設

航空機を安全かつ確実に滑走路へ着陸させるため、航空保安無線施設及び進入灯、滑走路灯等の航空灯火を設置する。

## 2) エプロン用地

## (a) 駐機エプロン

航空機が駐機し、兵員の乗降、資機材の積み降ろし、給油及び整備等を行うために設置する。

## (b) 燃料給油エプロン

航空機に給油作業を行うために設置する。

## (c) 弾薬搭載エプロン

航空機に弾薬を搭載又は降ろす作業を行うために設置する。

## (d) 洗機場

航空機の洗浄作業を行うために設置する。

出典：現埋立承認申請「添付図書-1 埋立必要理由書, P.27」

## 3) 管理・整備施設用地

## (a) 管理棟

飛行場及び航空機の運営・管理するため、及び航空機の運用に必要な機材等を保管するために設置する。

## (b) 管制塔

飛行場を離発着する航空機の安全性を確保するために設置する。

## (c) 格納庫

航空機の点検及び整備作業を行うために設置する。

## (d) 消防署

普天間代替施設及び航空機等の火災時に迅速な消火活動を行うために設置する。

## (e) 工場

航空機の部品等の修理等を行うために設置する。

## 4) 供給処理施設用地

## (a) 航空機燃料施設

航空機の燃料供給を行うために設置する。

## (b) 汚水処理施設

飛行場の汚水処理を行うために設置する。

## (c) 倉庫

普天間代替施設の運用・維持に必要な機材等を保管するために設置する。

## 5) 護岸・その他用地

## (a) 護岸

飛行場への越波等の影響を低減するため、飛行場の維持管理を行うために設置する。

## (b) 護岸（係船機能付）

故障機等の搬出等を行うために設置する。

## (c) 場周道路

飛行場の諸施設の定期的な保守・点検を行うために設置する。

出典：現埋立承認申請「添付図書-1 埋立必要理由書, P.28」

1.1.2 現埋立承認申請の概要

(1) 護岸等の構造の概要

現埋立承認申請の「添付図書-2 設計概要説明書,P.10~P.35」に記載されている代表的な護岸等の配置及び断面を図 1.1-5~図 1.1-6 に示す。

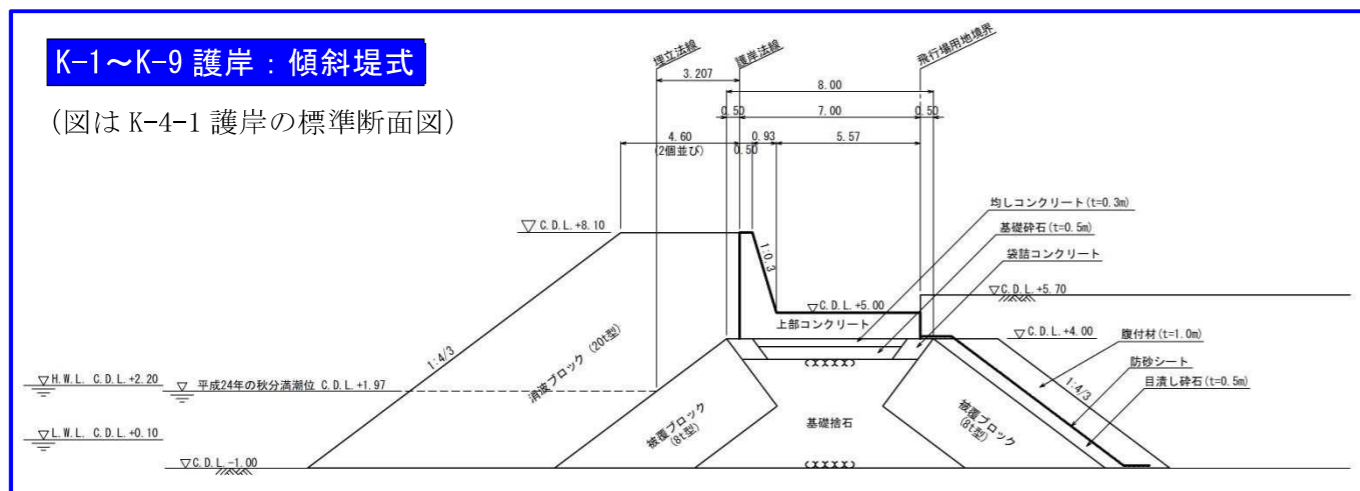
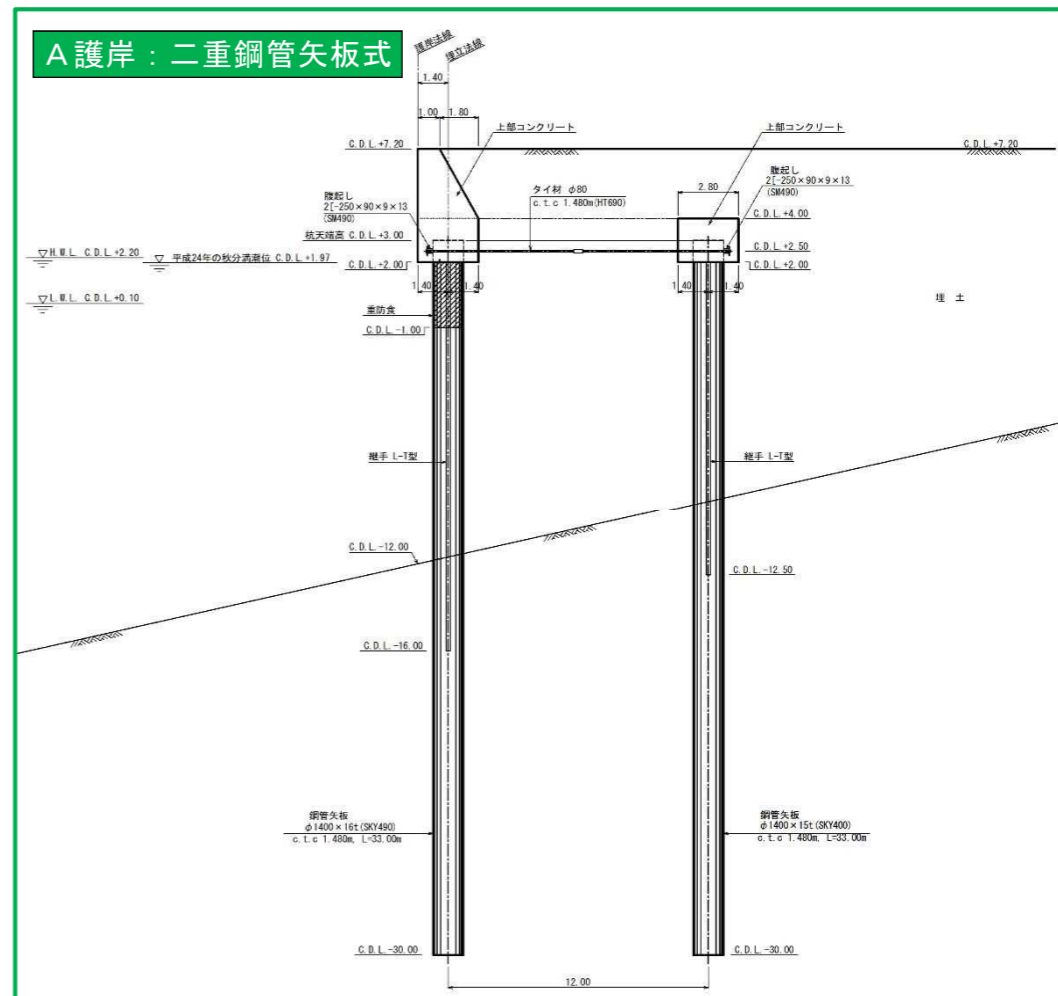
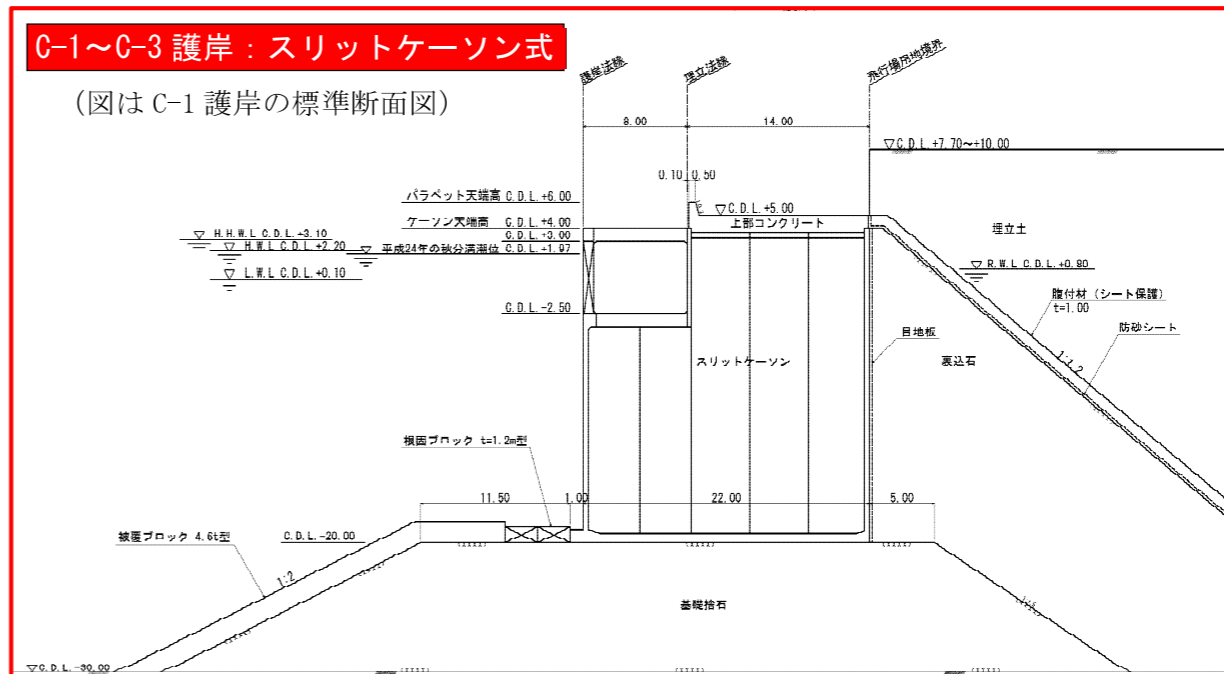
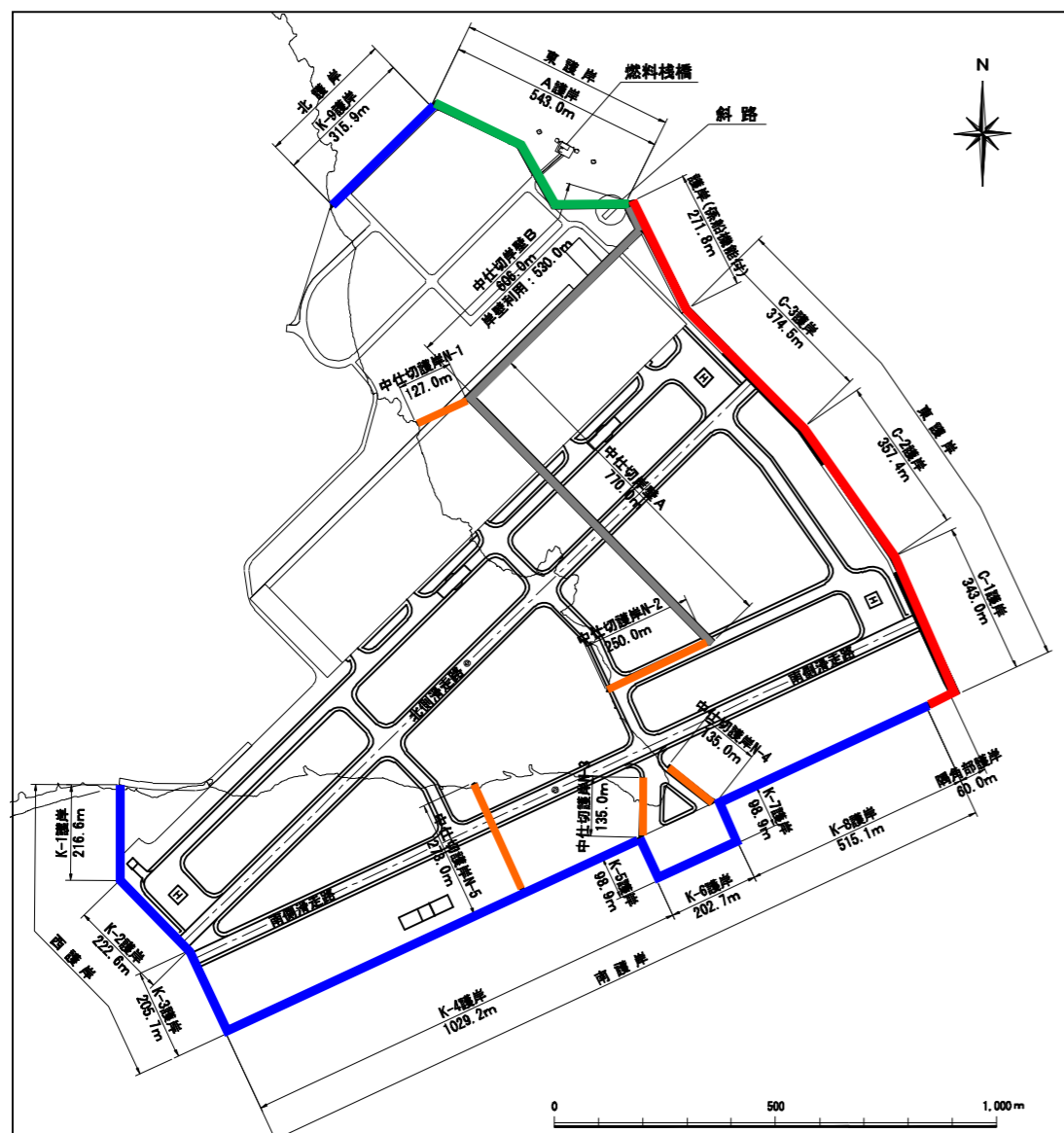


図 1.1-5 代表的な護岸等の配置及び断面(1)

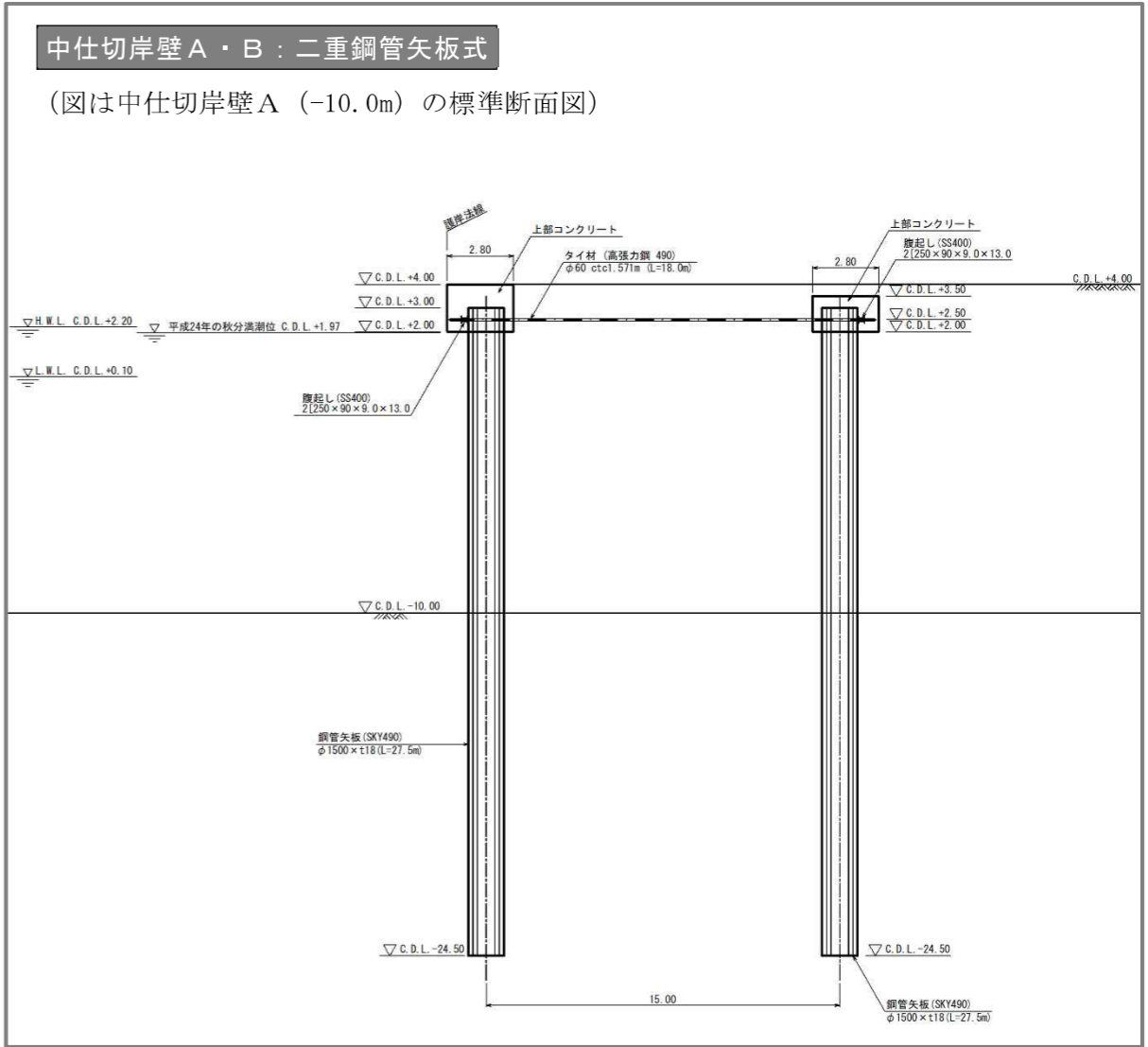
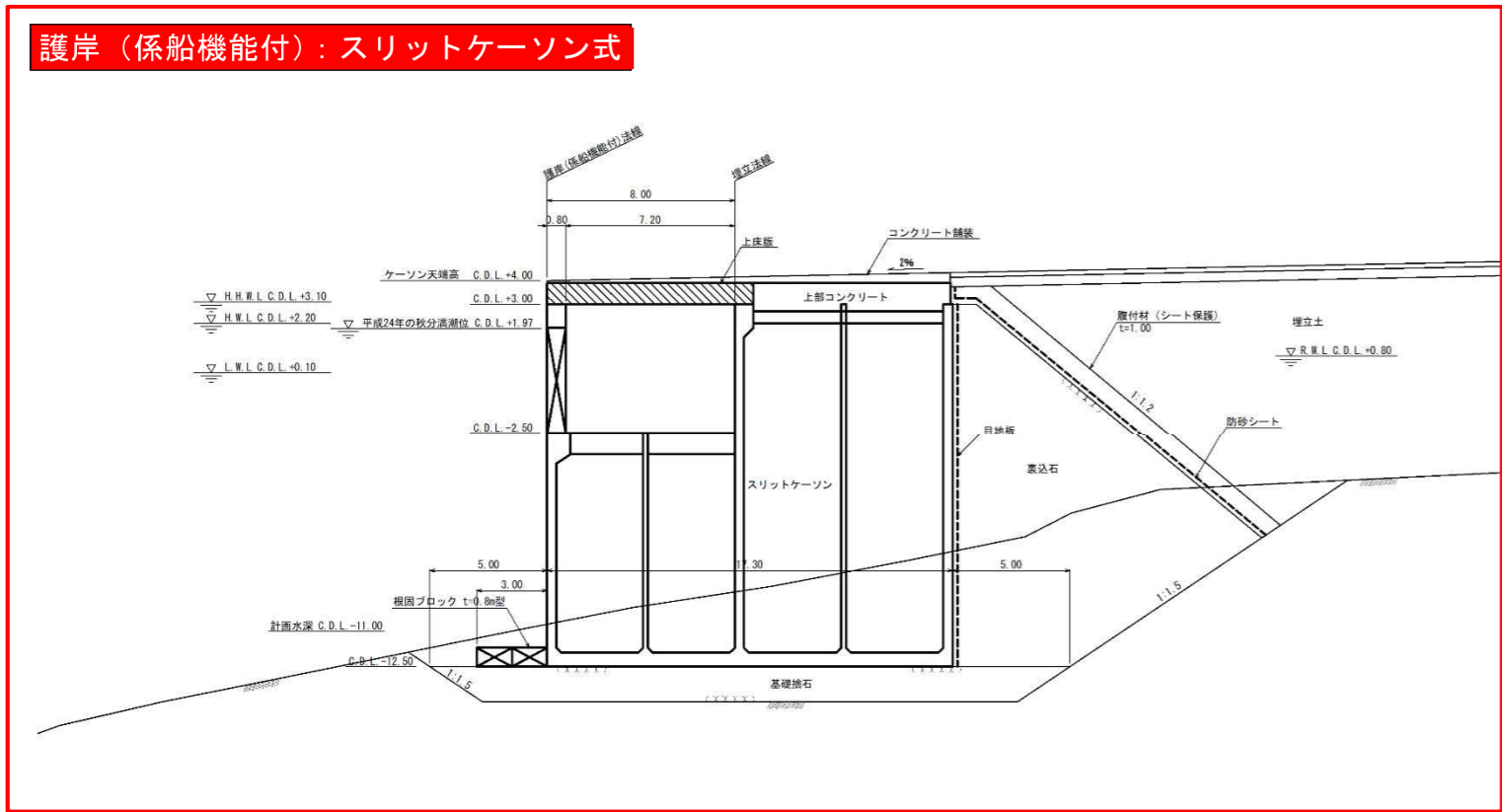
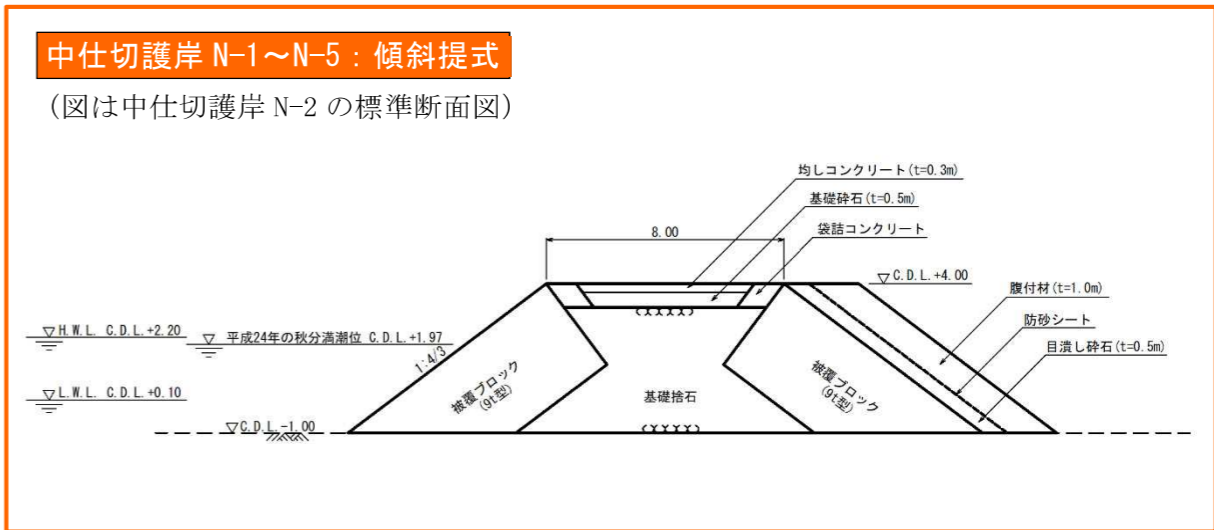
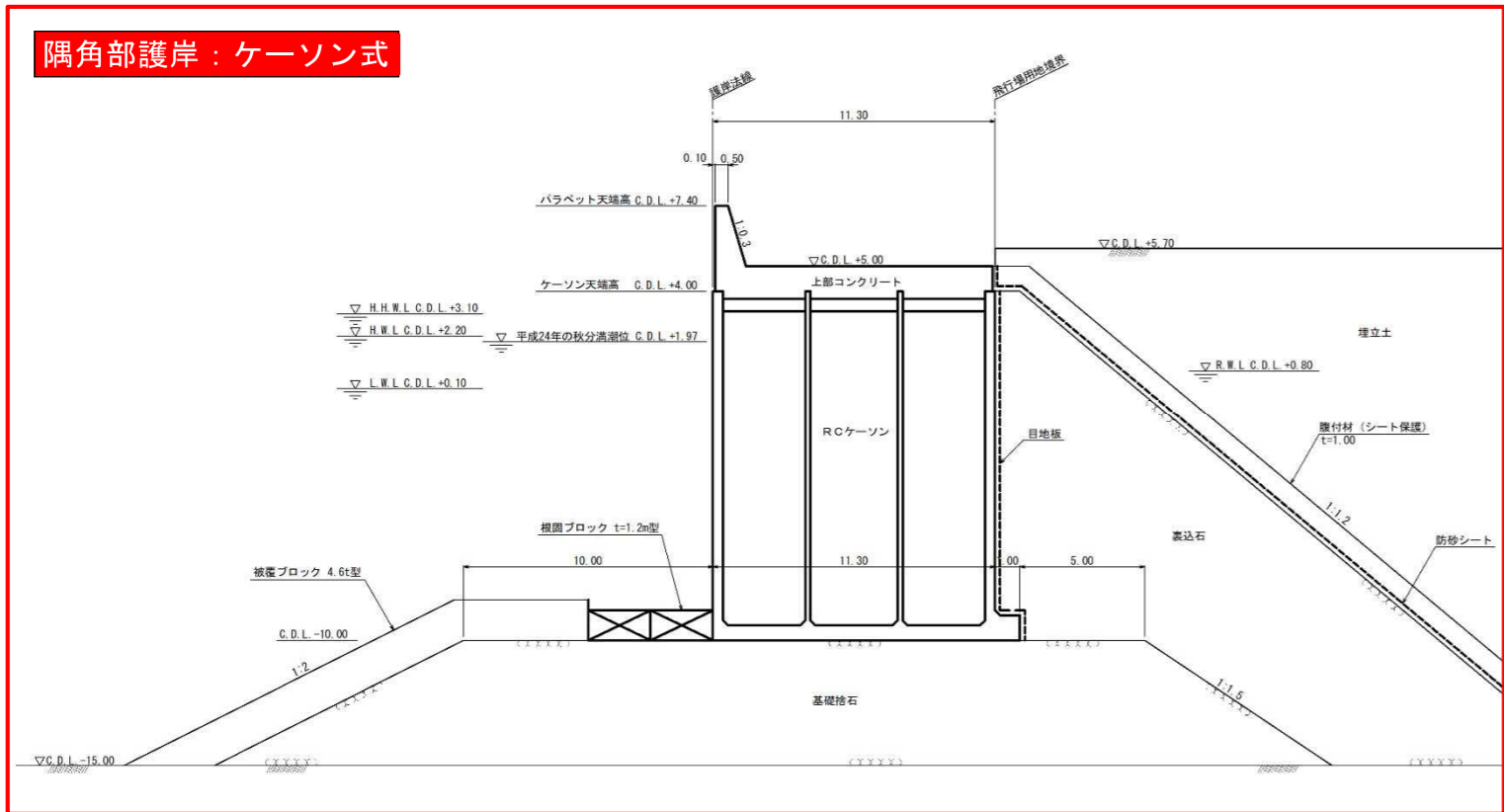


図 1.1-6 代表的な護岸等の配置及び断面(2)

**(2) 護岸等の構造選定理由**

現埋立承認申請の「添付図書-2 設計概要説明書,P.11～P.14」に記載されている各護岸等の選定理由を抜粋して以下に示す。

**① 西側護岸及び南側護岸(K-1護岸～K-8護岸)**

当該工区における護岸の構造形式の選定理由は次のとおりである。

当該構造とした理由は、当該地の水深は、概ね C. D. L. -1.0m～C. D. L. -2.0m程度(一部は C. D. L. -7.0m程度)と非常に浅く、海上から作業船を使用した施行が不可能なことから、陸上よりクローラクレーンを使用して、巻き出し方式で施行可能な構造とする必要があり、このことを特に考慮して決定した。  
また、本工作物背面には、滑走路が並走しており、本工作物の天端高は、滑走路の転移表面及び一部の進入表面以下に制限されたため、護岸背面への越波流量の低減を目的として、護岸前面に消波ブロックを設置することとした。

**② 北側護岸(K-9護岸)**

当該工区における護岸の構造形式の選定理由は次のとおりである。

当該構造とした理由は、当該地の水深は、概ね C. D. L. -2.0m～C. D. L. -5.0m程度と非常に浅く、海上から作業船を使用した施行が不可能なことから、陸上よりクローラクレーンを使用して、巻き出し方式で施行可能な構造とする必要があり、このことを特に考慮して決定した。  
また、本工作物背面には、重要な空港関連施設が配置されるため、護岸背面への越波流量の低減を目的として、護岸前面に消波ブロックを設置することとした。

**③ 東側護岸(C-1護岸～C-3護岸、隅角部護岸)**

当該工区における護岸の構造形式の選定理由は次のとおりである。

当該構造とした理由は、当該地の水深が非常に深く、①海上から作業船を使用して効率よくケーソン式護岸の施行が可能であること、②仮に他工区にて採用した傾斜堤護岸とした場合、基礎捨石及び消波ブロックの量は膨大となり、施工効率が大幅に低下し、また、海底の改変範囲が拡大し環境への影響が大きいこと、③更に他工区にて採用した二重鋼管矢板式護岸とした場合、水深が深く構造が成立しないことを特に考慮して決定した。

また、C-1護岸からC-3護岸の前面海域は、大浦湾奥に存在する漁港と外洋を結ぶ航路として利用されており、当該航路を航行する船舶への反射波の影響低減を目的として、本工作物のケーソンはスリットケーソンを採用した。

**(a) 東側護岸 (C-1護岸：大水深区間代表)**

本工作物は、施行効率の向上を目的として、ケーソン1函当りの長さを50mと長くできるハイブリットケーソンとした。ハイブリットケーソンは、島内での製作は不可能であり、島外にて製作したものを曳航・仮置・据付る計画とした。

このことにより、ケーソン函の据付個数を減じることができ、次に述べる島内で製作可能なRCケーソンの製作工程の圧迫を回避している。

**(b) 東側護岸 (C-2護岸、C-3護岸、隅角部護岸)**

本工作物は、RCケーソンである。RCケーソンは島内において、フローティングドック(以下、FDと称す)を用いて製作可能であるが、島内にて利用可能なバース数は限られており、全てのケーソンをRCケーソンとして島内において製作した場合、据付個数の増大も影響し、工期の延長を招くこととなる。

以上より、先述のハイブリットケーソンと、当該工区のRCケーソンを適切に組み合わせることにより、総合的に東側護岸の工期短縮を図っている。

**④ 東側護岸(A護岸)**

当該工区における護岸の構造形式の選定理由は次のとおりである。

本工作物背後地は、数多くの飛行場支援施設が建設されるエリアとなっており、早急に護岸を構築し、外周を閉合し、埋立を完了させる必要がある。当該構造は、施行に際し、基礎工事としての水中工事が不要であり、急速施工が可能であること、また複数の杭打船を使用することにより工期短縮が図れることなどの、他の構造には見られない利点の多い構造である。

以上を特に考慮して、本工作物の構造形式として二重鋼管矢板式構造を採用した。

**⑤ 護岸(係船機能付)**

当該工区における護岸(係船機能付)の構造形式の選定理由は次のとおりである。

当該構造とした理由は、船舶の接岸を考慮し、直立式構造でなければならないこと、本工作物前面海域は航路として利用されており、当該航路を航行する船舶への反射波の影響を低減する必要があることを特に考慮して決定した。

**⑥ 中仕切護岸**

当該工区における護岸の構造形式の選定理由は次のとおりである。

当該構造とした理由は、当該地の水深は、概ね C. D. L. -1.0m程度と非常に浅く、海上から作業船を使用した施行が不可能なことから、陸上よりクローラクレーンを使用して、巻き出し方式で施行可能な構造とする必要があり、このことを特に考慮して決定した。

また、本工作物は、埋立工事を実施する際の埋立区域を分割するための仮設構造物であり、埋立地内部に構築するため、外周護岸整備後は来襲する波浪の影響を受けにくく、K護岸に見られるような、消波ブロックの設置は不要とした。

**⑦ 中仕切岸壁**

当該工区における岸壁の構造形式の選定理由は次のとおりである。

本工作物は、各埋立区域の揚土岸壁となっており、早急に壁体を構築し、外周を閉合し、埋立を完了させる必要がある。当該構造は、施行に際し、基礎工事としての水中工事が不要であり、急速施工が可能であること、また複数の杭打船を使用することにより工期短縮が図れることなどの、他の構造には見られない利点の多い構造である。

以上を特に考慮して、本工作物の構造形式として二重鋼管矢板式構造を採用した。

(3) 設計条件

現埋立承認申請の「添付図書-2 設計概要説明書,P.38~P.44」に記載されている設計条件を抜粋して以下に示す（ただし、図表番号は除く）。

① 設計潮位

- ・既往最高潮位 (H.H.W.L.) : C.D.L.+3.10m
- ・朔望平均満潮位 (H.W.L.) : C.D.L.+2.20m
- ・朔望平均干潮位 (L.W.L.) : C.D.L.+0.10m
- ・平成24年秋分の日(平成24年9月22日)の満潮位 : C.D.L.+1.97m

② 残留水位(R.W.L.)

残留水位は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に準拠し、重力式構造の場合は R.W.L.=L.W.L.+[前面潮位差の1/3]、矢板式構造の場合は、R.W.L.=L.W.L.+[前面潮位差の2/3]として以下の通りとした。

- ・重力式構造 : C.D.L.+0.80m
- ・矢板式構造 : C.D.L.+1.50m

③ 設計波高

設計波高は、施工時を10年確率波高、完成時を50年確率波高として、別紙の通り設定した。(表1.1-4参照)

④ 許容越波流量

許容越波流量は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」及び米軍要望を考慮し、以下の通りとした。

- a.通常の場合 : 護岸法線位置において、 $0.02\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$  以下
- b.aの場合において護岸の天端高が、制限表面を超過する場合 :  
護岸法線位置において、 $0.2\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$  以下 かつ  
用地境界位置において、 $1.0 \times 10^{-4}\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$  以下

⑤ 上載荷重

上載荷重は、背後地の利用条件を基に、下表の通りとした。

表 1.1-2 上載荷重条件

形式	上載荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	
	永続状態	変動状態
K 護岸	10.00	5.00
C 護岸	10.00	5.00
A 護岸	10.00	5.00
護岸(係船機能付)	30.00	15.00
中仕切護岸	10.00	5.00
中仕切岸壁	35.00	17.50

⑥ 照査用震度

照査用震度は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に準拠し、当該地周辺(辺野古地先)の常時微動観測結果を基に補正した下記地震動、及び各設計工区の土層構成・土質条件を基に、一次元地震応答解析により設定した。(表1.1-4参照)

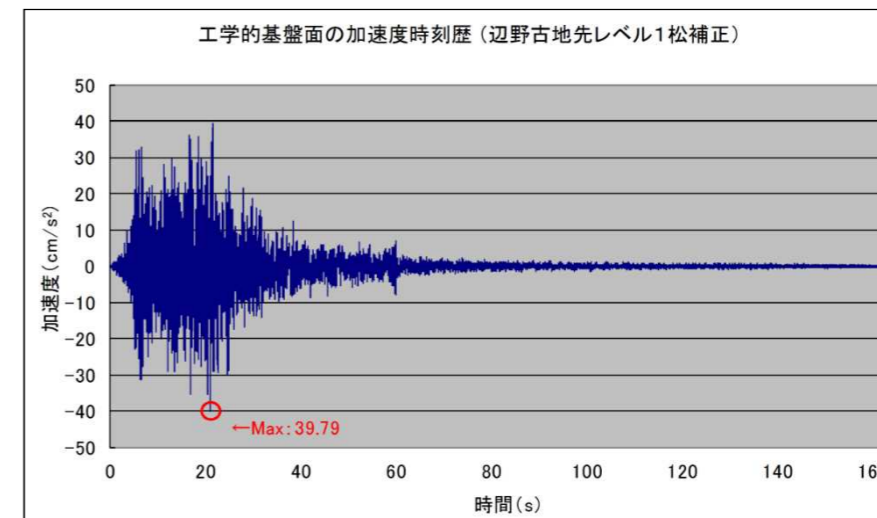


図 1.1-7 レベル1地震動の加速度時刻歴(辺野古地先)

⑦ 土質条件

当該埋立地周辺を対象として実施された既存土質調査結果を基に、土質条件を下表に示す通り設定した。

表 1.1-3 土質条件

土層	性状	N値	せん断抵抗角 φ (°)	単位体積重量 : γ (kN/m <sup>3</sup> )		
				湿潤	飽和	水中
埋立土	砂質土	—	30	18	20	10
沖積層	砂礫	11	34	19	20	10
国頭礫層	シルト質礫	3	28	19	20	10
琉球石灰岩	礫混じり砂 ~砂礫	50	40	19	20	10
嘉陽層	砂岩、礫岩	50	39	19	20	10

現埋立承認申請の「添付図書-2 設計概要説明書,P.44」に記載されている設計条件一覧表を以下に示す（ただし、表番号は除く）。

表 1.1-4 現埋立承認申請における設計条件一覧表

		西 護 岸				南 護 岸							北 護 岸					
		K-1護岸 K-2護岸	K-3護岸		K-4護岸			K-5, 6, 7 護岸	K-8護岸					K-9護岸				
			3-1	3-2	4-1	4-2	4-3		8-1	8-2	8-3	8-4	8-5	9-1	9-2	9-3	9-4	
標高	護岸背面高(C. D. L.)(m)	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00
	設計水深(C. D. L.)(m)	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-2.00	-1.00	-1.00	-2.00	-3.00	-4.00	-5.00	-7.00	-2.00	-3.00	-4.00	-5.00	
設計 波高	天端用	完成時(50年) Ho'	11.88	11.88	11.88	10.81	10.81	10.81	14.64	14.64	14.64	14.64	7.76	5.45	2.78	2.78	2.78	2.78
	波圧用	施工時(10年) Hmax	2.93	2.93	2.93	3.28	3.28	3.28	3.04	3.55	3.55	3.55	7.50	8.74	6.78	6.78	6.78	6.78
		完成時(50年) Hmax	3.10	3.10	3.10	3.55	3.55	3.55	3.47	4.00	4.00	4.00	7.92	9.05	8.06	8.06	8.06	8.06
設計 土層	沖積層厚(m)		13.50	10.50	16.50	22.50	18.00	11.00	—	6.50	9.00	11.50	11.50	11.00	14.00	13.00	42.00	26.50
	国頭礫層厚(m)		9.00	4.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	琉球石灰岩層厚(m)		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4.50	6.50	—	—	—	—
	嘉陽層表面高 C. D. L. (m)		-23.50	-16.00	-17.50	-23.50	-19.00	-12.00	-1.00	-8.50	-12.00	-15.50	-21.00	-25.50	-16.00	-16.00	-46.00	-30.50
照査用震度: kh		0.07	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.05	0.06	0.07	0.07	

		東 護 岸						斜路	仮設護岸				仮設岸壁			
		C-1	C-2	C-3	隅角部	A護岸	護岸(係船機能付)		中仕切護岸 N-1	中仕切護岸 N-2	中仕切護岸 N-3, 4	中仕切護岸 N-5	中仕切岸壁 A (-10m)	中仕切岸壁 A (-7.5m)	中仕切岸壁 B (-7.5m)	
標高	護岸背面高(C. D. L.)(m)	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+7.20	+4.00	+7.20	+4.00	+4.00	+4.00	+4.00	+4.00	+4.00	+4.00	+4.00
	設計水深(C. D. L.)(m)	-20.00	-6.00	-10.00	-10.00	-12.00	-12.50	-12.00	-1.50	-1.00	+1.00	±0.00	-10.00	-7.50	-7.50	
設計 波高	天端用	完成時(50年) Ho'	4.18	4.00	4.10	3.88	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	波圧用	施工時(10年) Hmax	6.33	6.48	6.83	6.16	5.20	7.37	5.20	1.90	4.30	5.40	5.40	6.04	5.93	7.65
		完成時(50年) Hmax	7.40	6.72	8.08	7.60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
設計 土層	沖積層厚(m)		15.00	30.50	22.00	3.50	22.00	18.50	22.00	23.50	24.00	8.00	10.00	8.00	10.50	10.50
	国頭礫層厚(m)		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	琉球石灰岩層厚(m)		13.00	12.50	12.00	9.50	—	—	—	8.00	—	—	—	6.00	6.00	6.00
	嘉陽層表面高 C. D. L. (m)		-57.00	-49.00	-45.00	-37.00	-32.00	-31.00	-32.00	-33.00	-25.00	-7.00	-10.00	-24.00	-24.00	-24.00
照査用震度: kh		0.09	0.07	0.08	0.07	0.09	0.08	0.09	—	—	—	—	0.11	0.11	0.11	

2. 設計条件

2.1 設計条件(総括)

(1) 設計潮位(現埋立承認申請と同様)

設計潮位は、太平洋に面した近隣の重要港湾であり、かつ、検潮所が設置されている港湾として最も近い中城湾港の潮位図<sup>※2</sup>により、以下のとおり設定した。

- ・ 既往最高潮位 (H.H.W.L.) : C.D.L.+3.10m
- ・ 朔望平均満潮位 (H.W.L.) : C.D.L.+2.20m
- ・ 朔望平均干潮位 (L.W.L.) : C.D.L.+0.10m
- ・ 平成 24 年秋分の日(平成 24 年 9 月 22 日)の満潮位 : C.D.L.+1.97m

(2) 残留水位(R.W.L.)(現埋立承認申請と同様)

残留水位は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」<sup>※3</sup>に準拠し、重力式構造の場合は、 $R.W.L.=L.W.L.+[前 面 潮 位 差 の 1/3]$ 、矢板式構造の場合は、 $R.W.L.=L.W.L.+[前 面 潮 位 差 の 2/3]$ とした。

- ・ 重力式構造 : C.D.L.+0.80m
- ・ 矢板式構造 : C.D.L.+1.50m

(3) 設計波高

設計波高は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」<sup>※4</sup>に準拠し、施工時を 10 年確率波高、完成時を 50 年確率波高とし、「2.3 波浪条件」に示す計算手法・手順を基に設定した。

(4) 許容越波流量(現埋立承認申請と同様)

許容越波流量は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」<sup>※5</sup>及び米軍要望<sup>※6</sup>を考慮し、以下のとおりとした。

a. 通常の場合 : 護岸法線位置において、 $0.02 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 以下

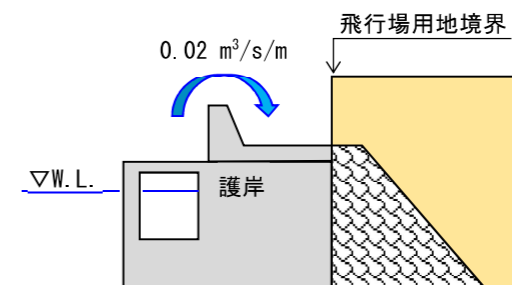


図 2.1-1 a.の場合の許容越波流量

b.a の場合において護岸の天端高が、制限表面を超過する場合(図 2.1-2 の左図の場合) :

護岸の天端高を制限表面以下とし、護岸法線位置において、 $0.2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 以下、かつ、用地境界位置において、 $1.0 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 以下(図 2.1-2 の右図のとおり)

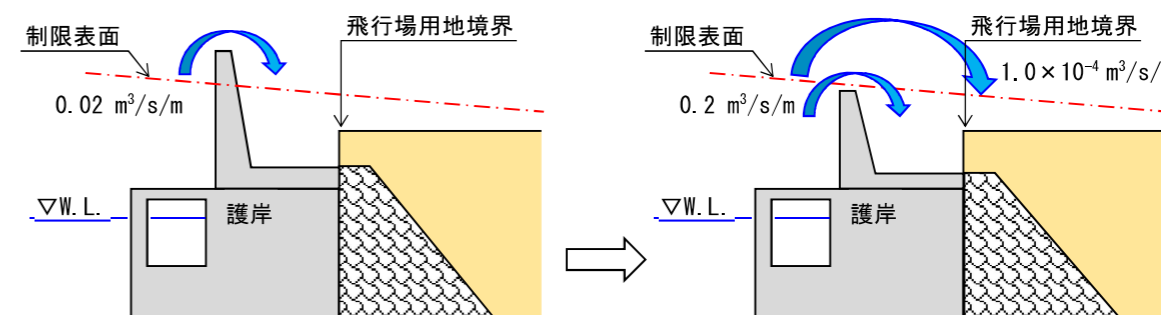


図 2.1-2 b.の場合の許容越波流量

(5) 上載荷重(現埋立承認申請と同様)

上載荷重は、「空港土木施設設計基準(平成 17 年 4 月)」<sup>※7</sup>、「UNIFIED FACILITIES CRITERIA(UFC)」<sup>※8</sup>及び「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」<sup>※9</sup>に準拠し、背後地の利用条件を基に、下表のとおり設定した。

表 2.1-1 上載荷重条件

形式	上載荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	
	永続状態	変動状態
K 護岸	10.00	5.00
C 護岸	10.00	5.00
A 護岸	10.00	5.00
護岸(係船機能付)	30.00	15.00

(6) 設計対象地震動(レベル 1 地震動)(現埋立承認申請と同様)

設計対象地震動(レベル 1 地震動)は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」<sup>※10</sup>に準拠し、当該地周辺の地震観測結果を基に補正した下記地震動とした。

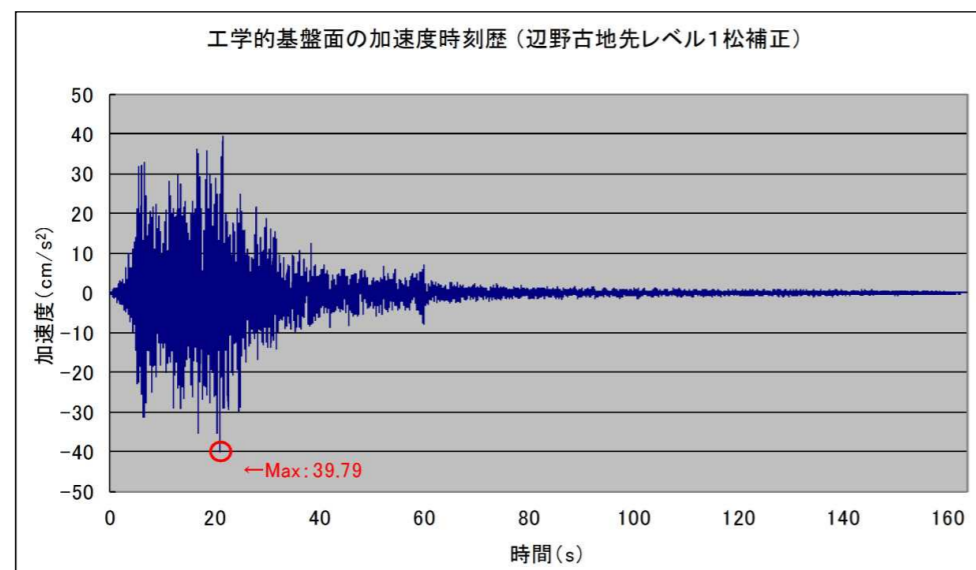


図 2.1-3 レベル1地震動の加速度時刻歴(辺野古地先)

(7) 土質条件

土質条件は、「2.2 地盤条件」に示すとおり設定した。

(8) 設計供用期間(現埋立承認申請と同様)

施設の設計上の供用期間は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」<sup>※11</sup>に記載されている設計供用期間の設定事例を参考に 50 年とした。

2.2 地盤条件

2.2.1 土質調査の概要

土質調査の実施箇所の概要を図 2.2-1、土質調査の基本的な考え方を表 2.2-1 に示す。

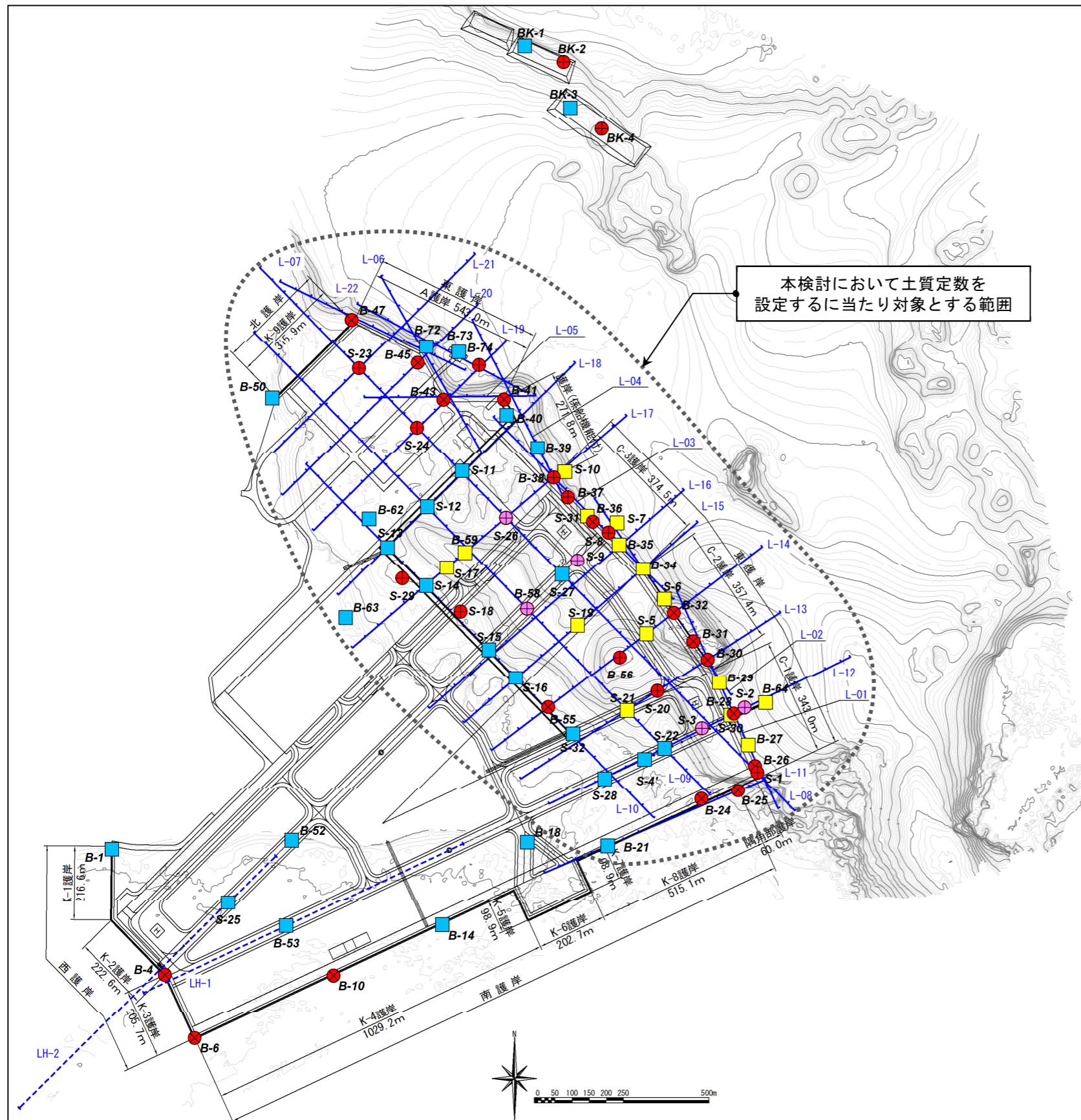


図 2.2-1 土質調査の実施箇所

表 2.2-1 大浦湾側の土質調査の基本的な考え方

■土質調査の基本的な考え方				
<ul style="list-style-type: none"> <li>護岸法線、海底地形を基に設定した図2.2-2に示す各調査エリアの両端部、中央部付近及び法線変化点等を対象として調査地点を設定し、土質調査を実施した。</li> <li>土質調査地点間の地層の成層状態を把握することを目的として音波探査を実施した。</li> <li>土質調査地点間及び音波探査において、地層境界が不明瞭な箇所の把握等を目的として、更なる土質調査を実施した。</li> </ul>				
■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	● (Red circle)	乱れの少ない試料 (3m毎に1m)	物理試験 力学試験	N値 (3m毎に2回)
	● (Pink circle)	乱された試料 (3m毎に2m)	物理試験	
	● (Blue circle)	乱された試料 (1m毎)	物理試験	N値 (1m毎に1回)
CPT※	■ (Yellow square)	乱された試料 (4m毎に1m)	物理試験	GPT (4m毎に3回)
音波探査	— (Blue line)	—	—	—
弾性波探査	— (Dashed blue line)	—	—	—

※「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.332より以下抜粋  
 「調査地点間のデータを補間するために多くの地点を必要とする場合等には、より簡便に調査を実施できる電気式コーン貫入試験は、有用な調査手法となる。」

( 白 紙 )

表 2.2-1 に示した大浦湾側の土質調査の基本的な考え方に基づき実施したボーリング、CPT、音波探査の結果を基に推定した、大浦湾側護岸法線位置における地層縦断面図を図 2.2-2 に示す。同図においては、護岸法線、海底地形を基に設定した調査エリアを示している。以降、調査エリア毎に土質調査の概要を示す。

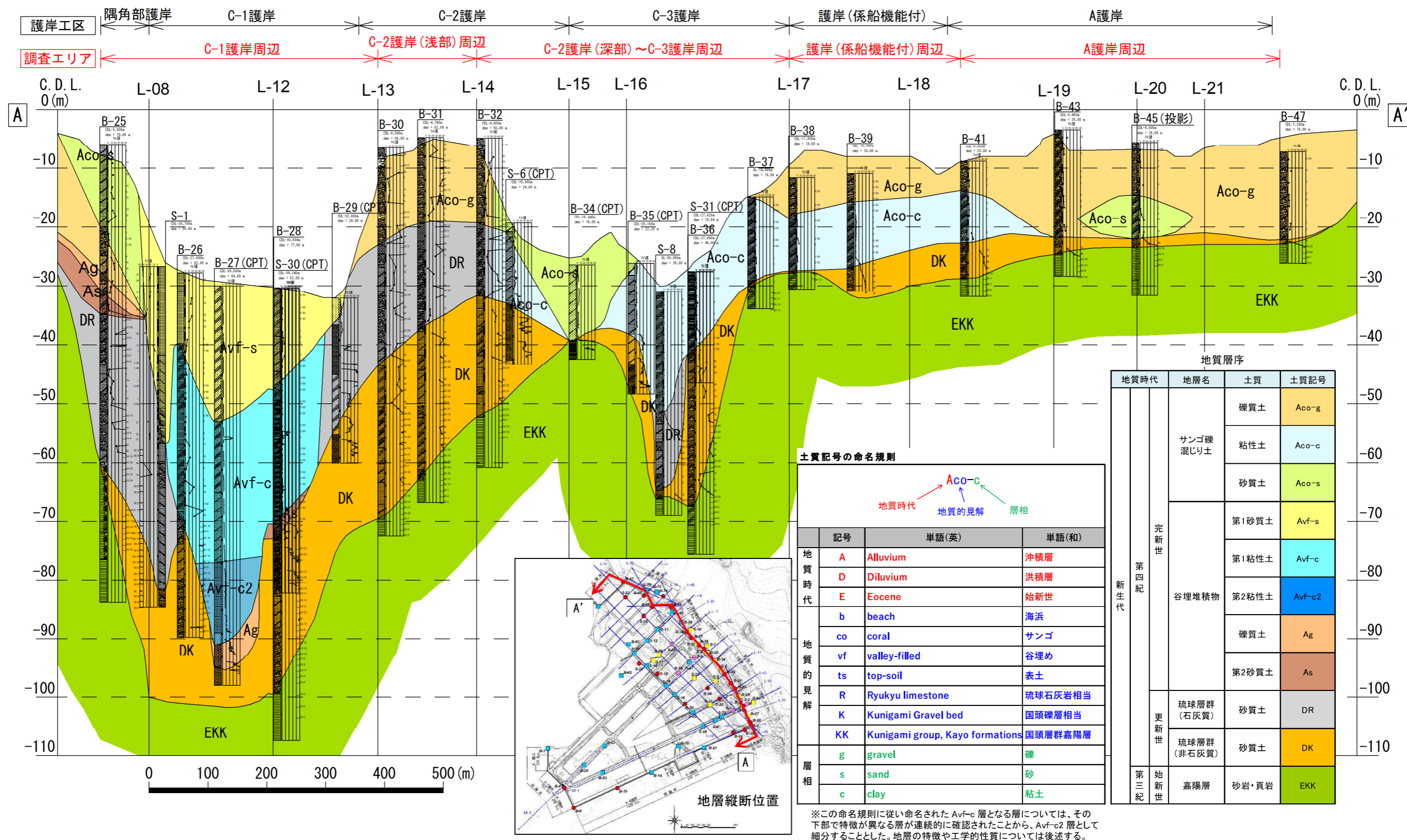


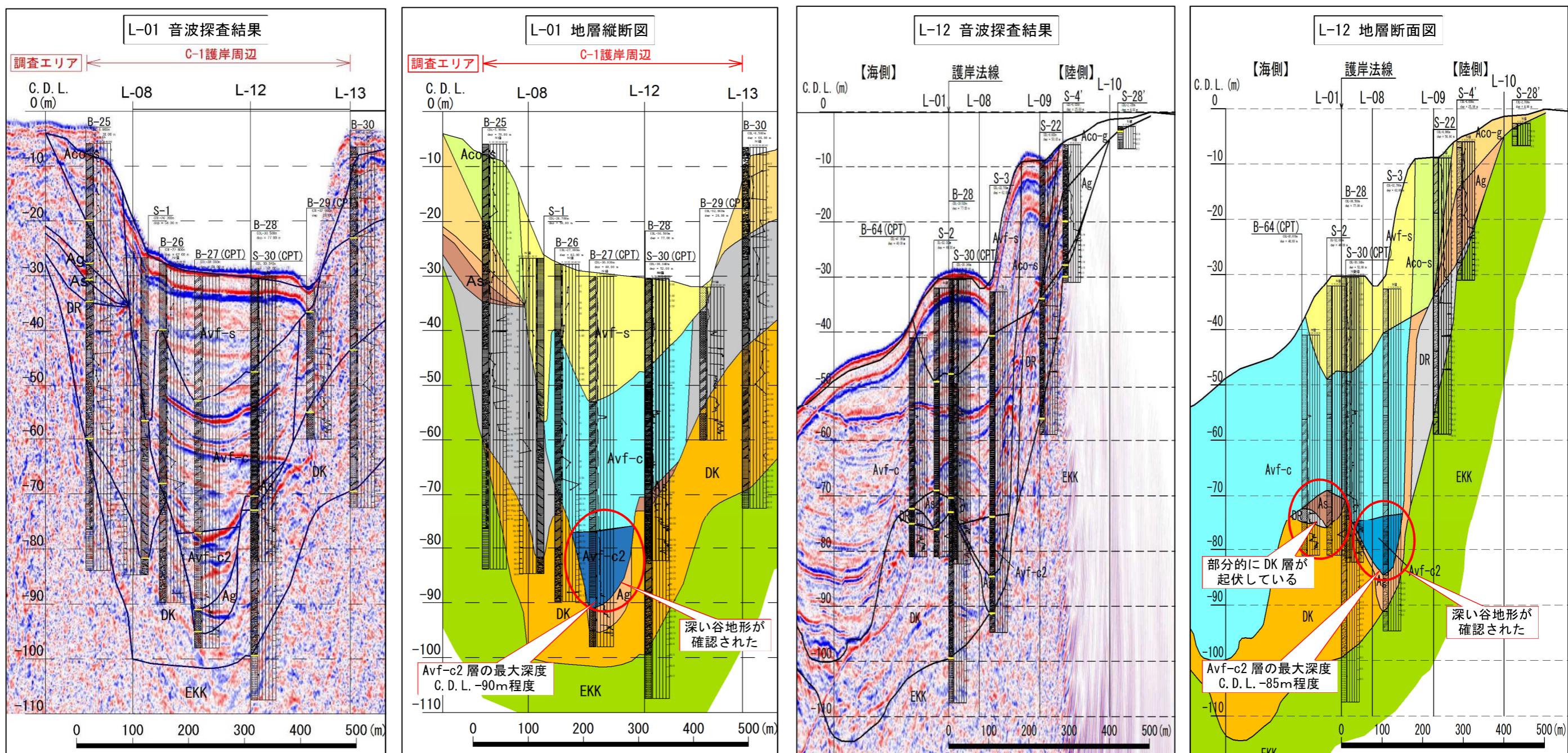
図 2.2-2 大浦湾側護岸法線位置における地層縦断面図

(1) C-1 護岸周辺の土質調査の概要

C-1 護岸周辺の土質調査の概要を表 2.2-2 及び図 2.2-3 に示す。

表 2.2-2 土質調査の概要【調査エリア C-1 護岸周辺】

項目		内容	調査位置																																		
調査地点の考え方	法線平行方向	<ul style="list-style-type: none"> <li>当該調査エリアの両端部及び中央部付近を対象として、B-25、B-26、B-28、B-30 の調査地点を設定した。</li> <li>当該調査エリアの法線平行方向の地層の成層状態を把握することを目的として、音波探査(測線 L-01)を設定した。</li> <li>B-25、B-26、B-28、B-30 の間を補間する調査地点として、B-27、B-29 の各地点を設定した。</li> <li>ボーリング調査と音波探査の結果から、地層境界が不明瞭な箇所の確認を目的として、S-1 の調査地点を設定した。</li> </ul>	<p>平面図【調査エリア C-1 護岸周辺】</p>																																		
	法線直角方向	<ul style="list-style-type: none"> <li>南側滑走路位置に当たる B-28 を基点として、法線直角方向の地層の成層状態を把握することを目的として、音波探査(測線 L-12)及び B-64、S-2、S-30、S-3、S-22、S-4'、S-28 の調査地点を設定した。</li> </ul>																																			
地層の概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>B-27 及び音波探査の結果により、C-1 護岸部の Avf-c2 層の分布深度は、護岸法線位置において最大 C.D.L.-90.0m 程度であることを確認した。</li> <li>B-27 で確認された深い谷地形は、S-3 及び音波探査(測線 L-12)においても確認された。</li> <li>部分的に DK 層が起伏している箇所を確認した。</li> </ul>		<p>■土質調査の内容</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>分類</th> <th>凡例</th> <th>サンプリング</th> <th>室内試験</th> <th>サウンディング</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">ボーリング</td> <td>●</td> <td>乱れの少ない試料(3m毎に1m)</td> <td>物理試験 力学試験</td> <td rowspan="2">N値(3m毎に2回)</td> </tr> <tr> <td>⊕</td> <td>乱された試料(3m毎に2m)</td> <td>物理試験</td> </tr> <tr> <td>⊗</td> <td>乱れの少ない試料(1m毎)</td> <td>物理試験 力学試験</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">CPT</td> <td>■</td> <td>乱された試料(1m毎)</td> <td>物理試験</td> <td>N値(1m毎に1回)</td> </tr> <tr> <td>■</td> <td>乱された試料(4m毎に1m)</td> <td>物理試験</td> <td>CPT(4m毎に3回)</td> </tr> <tr> <td>音波探査</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> </tbody> </table>				分類	凡例	サンプリング	室内試験	サウンディング	ボーリング	●	乱れの少ない試料(3m毎に1m)	物理試験 力学試験	N値(3m毎に2回)	⊕	乱された試料(3m毎に2m)	物理試験	⊗	乱れの少ない試料(1m毎)	物理試験 力学試験	—	CPT	■	乱された試料(1m毎)	物理試験	N値(1m毎に1回)	■	乱された試料(4m毎に1m)	物理試験	CPT(4m毎に3回)	音波探査	—	—	—	—
分類	凡例	サンプリング	室内試験	サウンディング																																	
ボーリング	●	乱れの少ない試料(3m毎に1m)	物理試験 力学試験	N値(3m毎に2回)																																	
	⊕	乱された試料(3m毎に2m)	物理試験																																		
	⊗	乱れの少ない試料(1m毎)	物理試験 力学試験	—																																	
CPT	■	乱された試料(1m毎)	物理試験	N値(1m毎に1回)																																	
	■	乱された試料(4m毎に1m)	物理試験	CPT(4m毎に3回)																																	
音波探査	—	—	—	—																																	



注) L-01 音波探査結果には、一部 L-11 の音波探査の結果を含む。

図 2.2-3 土質調査の概要【調査エリア C-1 護岸周辺】

(2) C-2 護岸(浅部)周辺の土質調査の概要

C-2 護岸(浅部)周辺の土質調査の概要を表 2.2-3 及び図 2.2-4 に示す。

表 2.2-3 土質調査の概要【調査エリア C-2 護岸(浅部)周辺】

項目		内容	調査位置																																					
調査地点の考え方	法線平行方向	<ul style="list-style-type: none"> <li>当該調査エリアは、海底地形が起伏した特異な箇所として調査を行った。</li> <li>当該調査エリアの両端部及び中央部付近を対象として、B-30、B-31、B-32 の調査地点を設定した。</li> <li>当該調査エリアの法線平行方向の地層の成層状態を把握することを目的として、音波探査(測線 L-02)を設定した。</li> </ul>	<p>平面図【調査エリア C-2 護岸(浅部)周辺】</p>																																					
	法線直角方向	<ul style="list-style-type: none"> <li>海底地形が急変する法線直角方向の地層の成層状態を把握することを目的として、音波探査(測線 L-13 及び L-14)及び S-20、S-21、S-5、B-56 の調査地点を設定した。</li> </ul>																																						
地層の概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>当該調査エリアにおいては、谷埋堆積物が分布していないことを確認した。</li> <li>C-1 護岸周辺で確認された深い谷地形は、S-20 及び音波探査(測線 L-13 及び L-14)においても確認された。</li> </ul>		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="5">■土質調査の内容</th> </tr> <tr> <th>分類</th> <th>凡例</th> <th>サンプリング</th> <th>室内試験</th> <th>サウンディング</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">ボーリング</td> <td rowspan="2">●</td> <td>乱れの少ない試料 (3m 毎に1m)</td> <td>物理試験 力学試験</td> <td rowspan="2">N 値 (3m 毎に2回)</td> </tr> <tr> <td>乱された試料 (3m 毎に2m)</td> <td>物理試験</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">⊕</td> <td>乱れの少ない試料 (1m 毎)</td> <td>物理試験 力学試験</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>乱された試料 (1m 毎)</td> <td>物理試験</td> <td>N 値 (1m 毎に1回)</td> </tr> <tr> <td>CPT</td> <td>■</td> <td>乱された試料 (4m 毎に1m)</td> <td>物理試験</td> <td>CPT (4m 毎に3回)</td> </tr> <tr> <td>音波探査</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> </tbody> </table>				■土質調査の内容					分類	凡例	サンプリング	室内試験	サウンディング	ボーリング	●	乱れの少ない試料 (3m 毎に1m)	物理試験 力学試験	N 値 (3m 毎に2回)	乱された試料 (3m 毎に2m)	物理試験	⊕	乱れの少ない試料 (1m 毎)	物理試験 力学試験	—	乱された試料 (1m 毎)	物理試験	N 値 (1m 毎に1回)	CPT	■	乱された試料 (4m 毎に1m)	物理試験	CPT (4m 毎に3回)	音波探査	—	—	—	—
■土質調査の内容																																								
分類	凡例	サンプリング	室内試験	サウンディング																																				
ボーリング	●	乱れの少ない試料 (3m 毎に1m)	物理試験 力学試験	N 値 (3m 毎に2回)																																				
		乱された試料 (3m 毎に2m)	物理試験																																					
	⊕	乱れの少ない試料 (1m 毎)	物理試験 力学試験	—																																				
		乱された試料 (1m 毎)	物理試験	N 値 (1m 毎に1回)																																				
CPT	■	乱された試料 (4m 毎に1m)	物理試験	CPT (4m 毎に3回)																																				
音波探査	—	—	—	—																																				

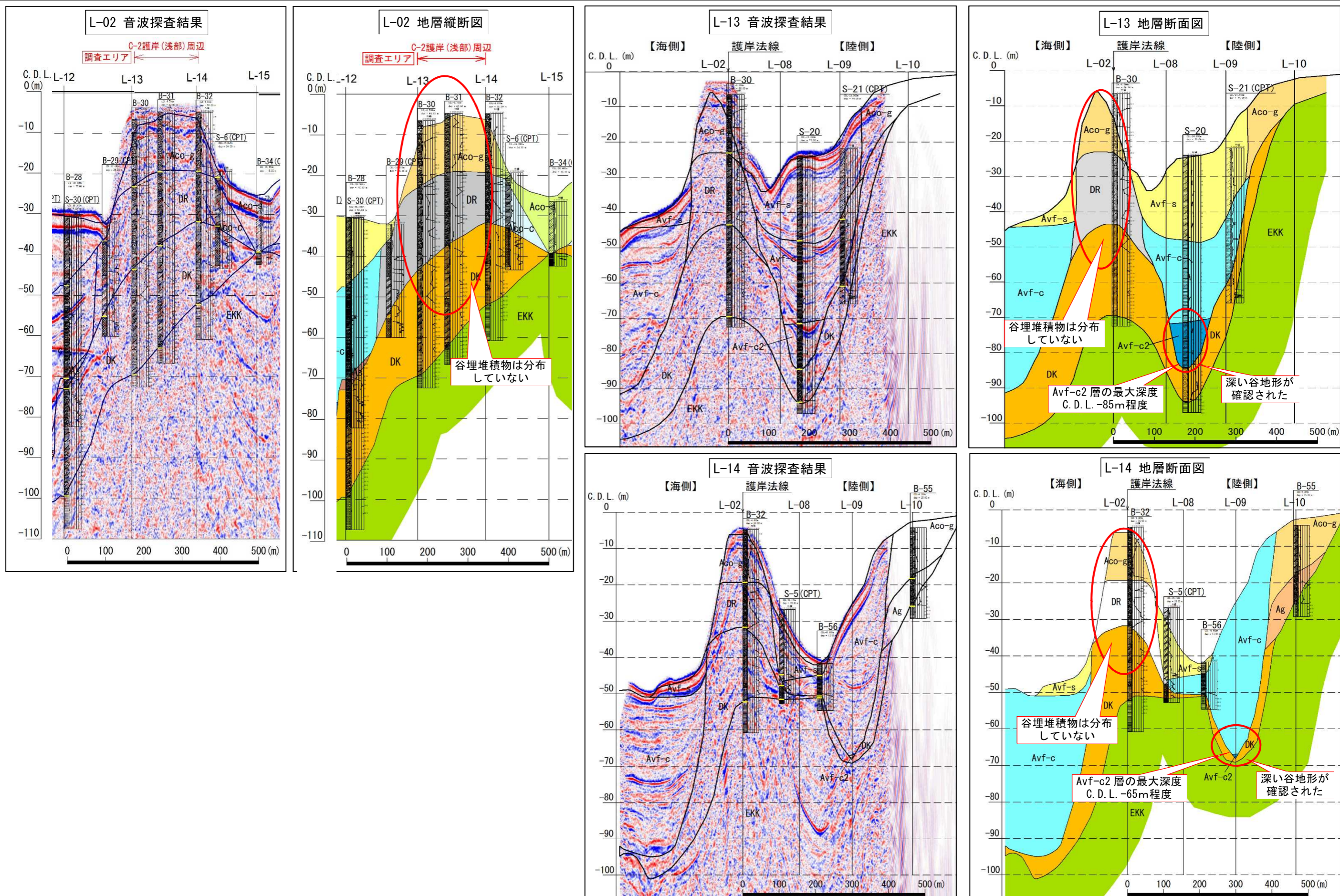


図 2.2-4 土質調査の概要【調査エリア C-2 護岸(浅部)周辺】



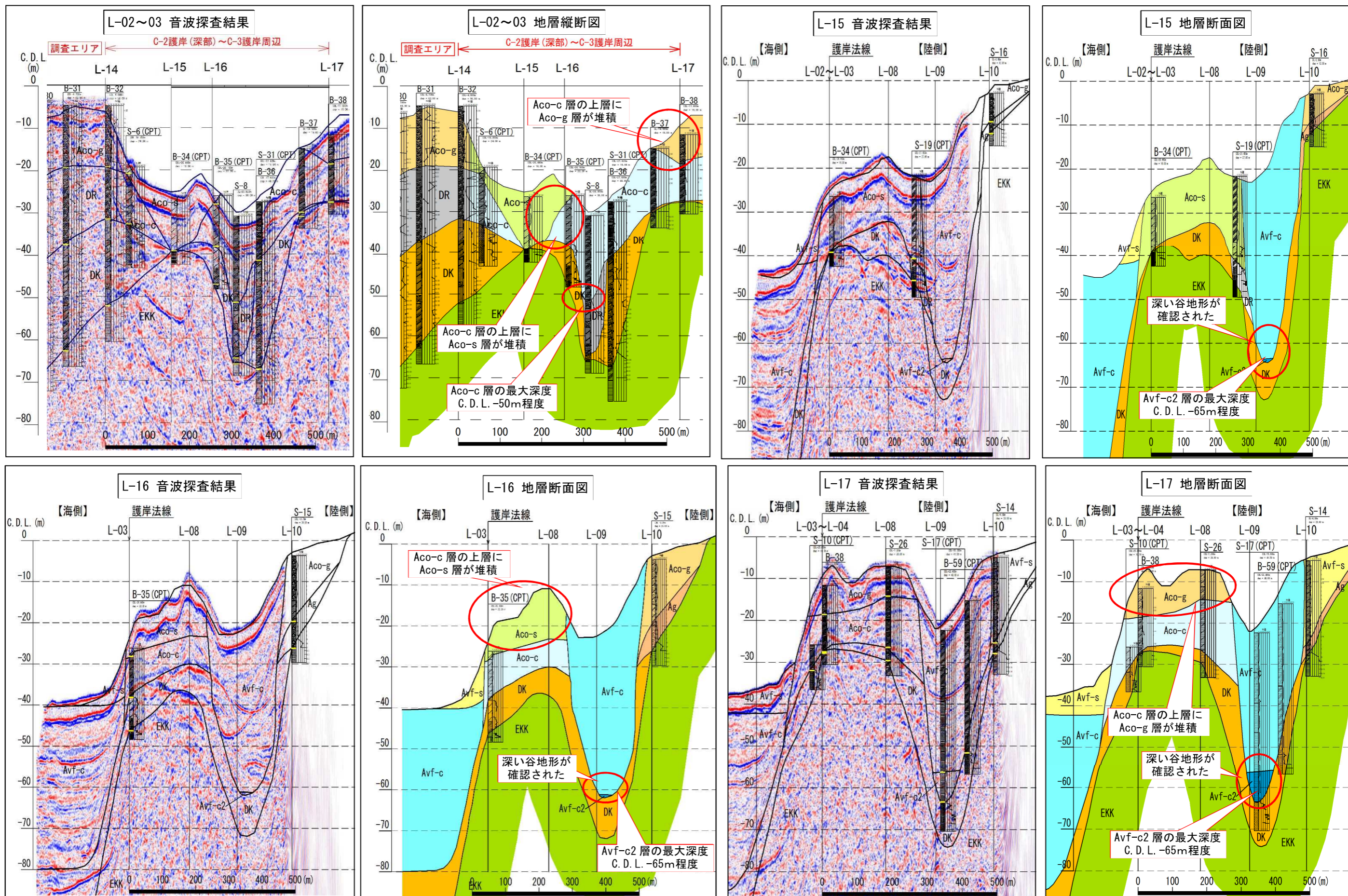


図 2.2-5 土質調査の概要【調査エリア C-2 護岸(深部)~C-3 護岸周辺】

(4) 護岸(係船機能付)周辺の土質調査の概要

護岸(係船機能付)周辺の土質調査の概要を表 2.2-5 及び図 2.2-6 に示す。

表 2.2-5 土質調査の概要【調査エリア 護岸(係船機能付)周辺】

項目		内容	調査位置																																		
調査地点の考え方	法線平行方向	<ul style="list-style-type: none"> <li>当該調査エリアの両端部を対象として、B-38、B-41 の調査地点を設定した。</li> <li>当該調査エリアの法線平行方向の地層の成層状態を把握することを目的として、音波探査(測線 L-04)を設定した。</li> <li>B-38 と B-41 の間を補間する調査地点として、B-39、B-40 の各地点を設定した。</li> </ul>	<p>平面図【調査エリア 護岸(係船機能付)周辺】</p>																																		
	法線直角方向	<ul style="list-style-type: none"> <li>法線直角方向の地層の成層状態を把握することを目的として、中仕切岸壁Bの法線上に音波探査(測線 L-18)及び S-11、S-12、S-13 の調査地点を設定した。</li> </ul>																																			
地層の概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>C-1 護岸周辺で確認された深い谷地形は、S-13 及び音波探査(測線 L-18)においても確認された。</li> <li>当該調査エリアでは、Aco-c 層の上層に Aco-g 層が堆積していることを確認した。</li> </ul>																																				
			<p>■土質調査の内容</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>分類</th> <th>凡例</th> <th>サンプリング</th> <th>室内試験</th> <th>サウンディング</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">ボーリング</td> <td rowspan="2">●</td> <td>乱れの少ない試料(3m毎に1m)</td> <td>物理試験 力学試験</td> <td rowspan="2">N値(3m毎に2回)</td> </tr> <tr> <td>乱された試料(3m毎に2m)</td> <td>物理試験</td> </tr> <tr> <td>⊕</td> <td>乱れの少ない試料(1m毎)</td> <td>物理試験 力学試験</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td></td> <td>■</td> <td>乱された試料(1m毎)</td> <td>物理試験</td> <td>N値(1m毎に1回)</td> </tr> <tr> <td>CPT</td> <td>■</td> <td>乱された試料(4m毎に1m)</td> <td>物理試験</td> <td>CPT(4m毎に3回)</td> </tr> <tr> <td>音波探査</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> </tbody> </table>				分類	凡例	サンプリング	室内試験	サウンディング	ボーリング	●	乱れの少ない試料(3m毎に1m)	物理試験 力学試験	N値(3m毎に2回)	乱された試料(3m毎に2m)	物理試験	⊕	乱れの少ない試料(1m毎)	物理試験 力学試験	—		■	乱された試料(1m毎)	物理試験	N値(1m毎に1回)	CPT	■	乱された試料(4m毎に1m)	物理試験	CPT(4m毎に3回)	音波探査	—	—	—	—
分類	凡例	サンプリング	室内試験	サウンディング																																	
ボーリング	●	乱れの少ない試料(3m毎に1m)	物理試験 力学試験	N値(3m毎に2回)																																	
		乱された試料(3m毎に2m)	物理試験																																		
	⊕	乱れの少ない試料(1m毎)	物理試験 力学試験	—																																	
	■	乱された試料(1m毎)	物理試験	N値(1m毎に1回)																																	
CPT	■	乱された試料(4m毎に1m)	物理試験	CPT(4m毎に3回)																																	
音波探査	—	—	—	—																																	

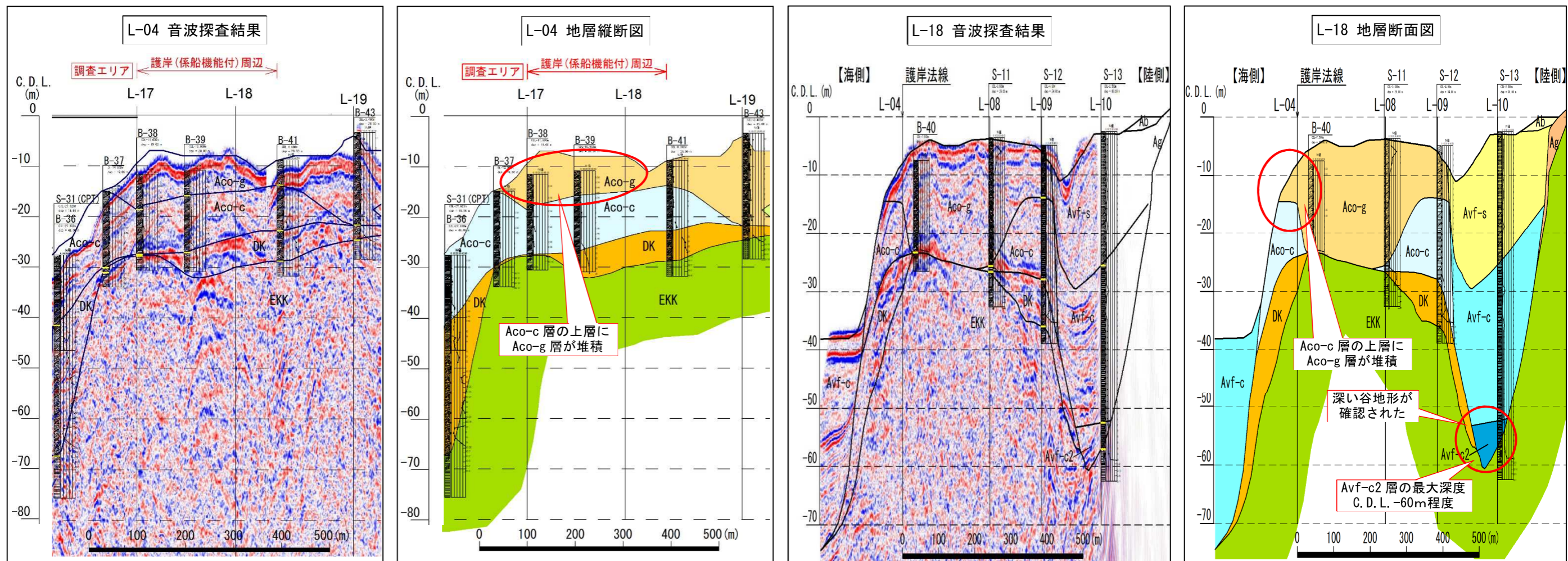


図 2.2-6 土質調査の概要【調査エリア 護岸(係船機能付)周辺】

(5) A護岸周辺の概要

A護岸周辺の土質調査の概要を表 2.2-6 及び図 2.2-7 に示す。

表 2.2-6 土質調査の概要【調査エリア A護岸周辺】

項目		内容	調査位置																																					
調査地点の考え方	法線平行方向	<ul style="list-style-type: none"> <li>当該調査エリアの両端部及び法線変化点付近を対象として、B-41、B-43、B-45、B-47 の調査地点を設定した。</li> <li>当該調査エリアの法線平行方向の地層の成層状態を把握することを目的として、音波探査(測線 L-05~L-07)を設定した。</li> <li>音波探査(測線 L-22)及び B-72、B-73、B-74 については、当該箇所に計画される燃料棧橋の設計に必要となる地層の成層状態を把握することを目的として設定した。</li> </ul>	<p>平面図【調査エリア A護岸周辺】</p>																																					
	法線直角方向	<ul style="list-style-type: none"> <li>法線直角方向の地層の成層状態を把握することを目的として、音波探査(測線 L-19~L-21)及び B-74、S-24、S-23 の調査地点を設定した。</li> </ul>																																						
地層の概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>当該調査エリアは、概ね Aco-g 層を主体とした良好な地盤であるが、Aco-s 層が部分的に堆積していることを確認した。</li> </ul>																																							
			<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="5">■土質調査の内容</th> </tr> <tr> <th>分類</th> <th>凡例</th> <th>サンプリング</th> <th>室内試験</th> <th>サウンディング</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">ボーリング</td> <td rowspan="2">●</td> <td>乱れの少ない試料(3m毎に1m)</td> <td>物理試験 力学試験</td> <td rowspan="2">N値(3m毎に2回)</td> </tr> <tr> <td>乱された試料(3m毎に2m)</td> <td>物理試験</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">⊕</td> <td>乱れの少ない試料(1m毎)</td> <td>物理試験 力学試験</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>乱された試料(1m毎)</td> <td>物理試験</td> <td>N値(1m毎に1回)</td> </tr> <tr> <td>CPT</td> <td>■</td> <td>乱された試料(4m毎に1m)</td> <td>物理試験</td> <td>CPT(4m毎に3回)</td> </tr> <tr> <td>音波探査</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> </tbody> </table>				■土質調査の内容					分類	凡例	サンプリング	室内試験	サウンディング	ボーリング	●	乱れの少ない試料(3m毎に1m)	物理試験 力学試験	N値(3m毎に2回)	乱された試料(3m毎に2m)	物理試験	⊕	乱れの少ない試料(1m毎)	物理試験 力学試験	—	乱された試料(1m毎)	物理試験	N値(1m毎に1回)	CPT	■	乱された試料(4m毎に1m)	物理試験	CPT(4m毎に3回)	音波探査	—	—	—	—
■土質調査の内容																																								
分類	凡例	サンプリング	室内試験	サウンディング																																				
ボーリング	●	乱れの少ない試料(3m毎に1m)	物理試験 力学試験	N値(3m毎に2回)																																				
		乱された試料(3m毎に2m)	物理試験																																					
	⊕	乱れの少ない試料(1m毎)	物理試験 力学試験	—																																				
		乱された試料(1m毎)	物理試験	N値(1m毎に1回)																																				
CPT	■	乱された試料(4m毎に1m)	物理試験	CPT(4m毎に3回)																																				
音波探査	—	—	—	—																																				

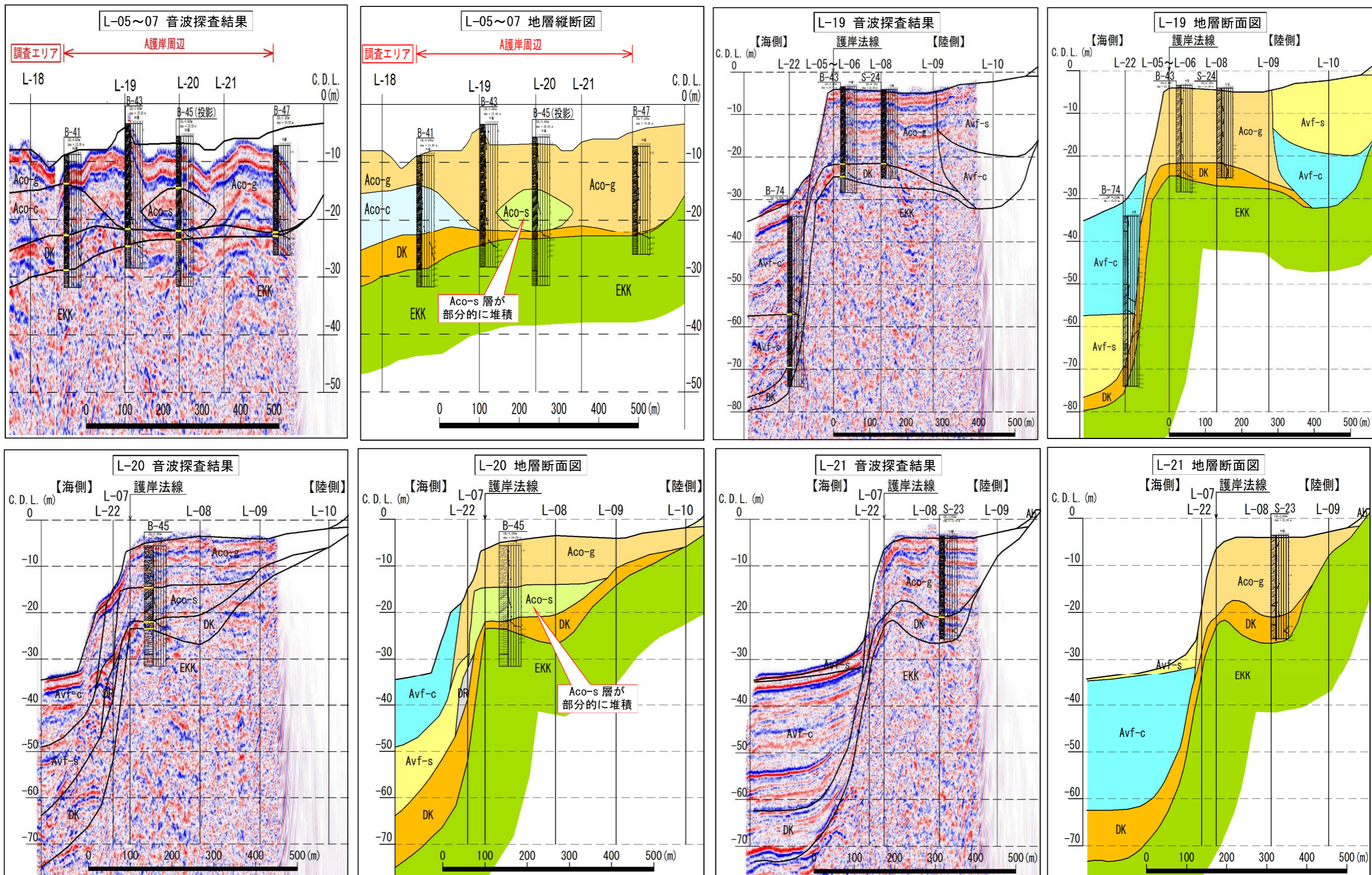
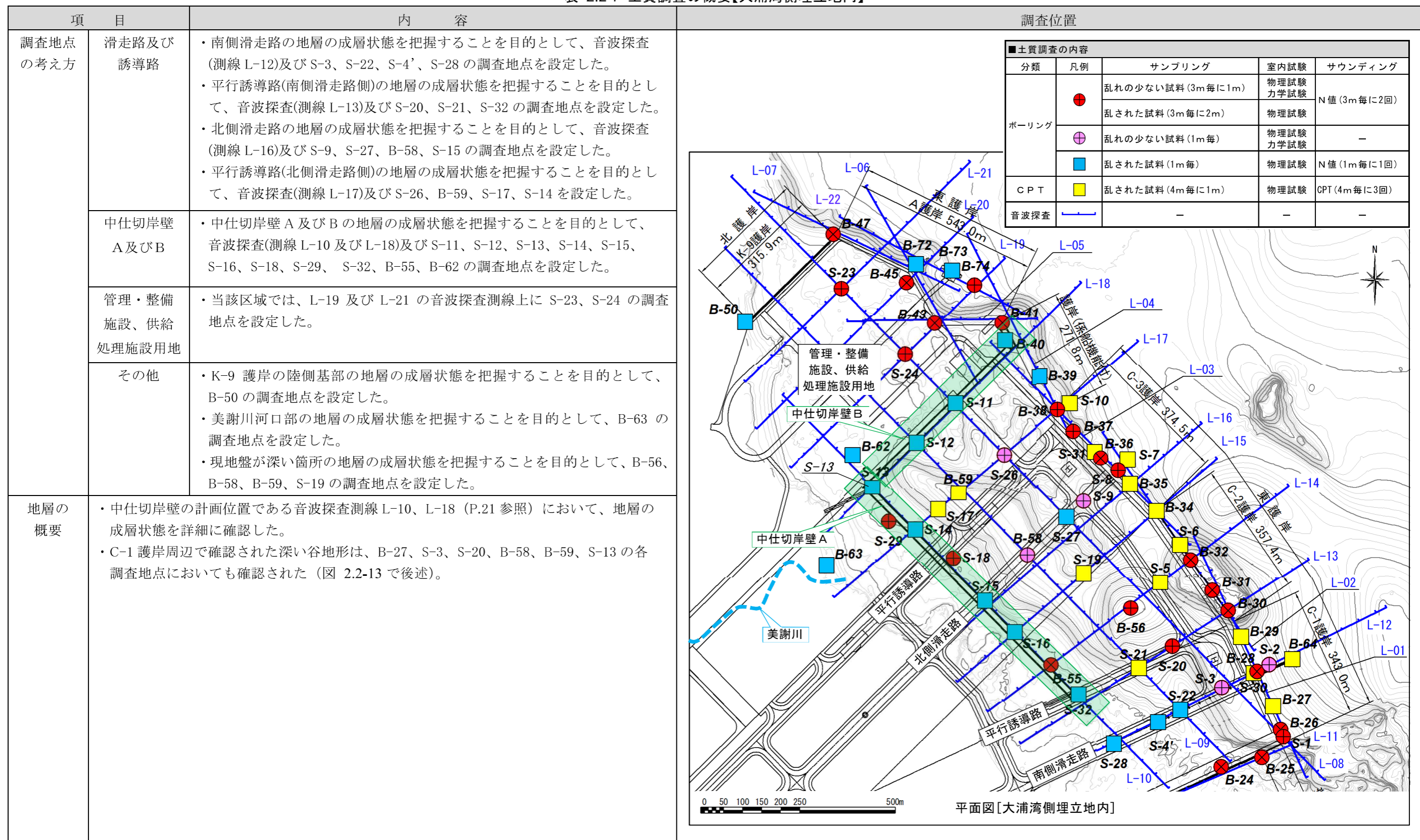


図 2.2-7 土質調査の概要【調査エリア A護岸周辺】

(6) 大浦湾側埋立地内の概要

大浦湾側埋立地内の土質調査の概要を表 2.2-7 及び図 2.2-8 に示す。

表 2.2-7 土質調査の概要【大浦湾側埋立地内】



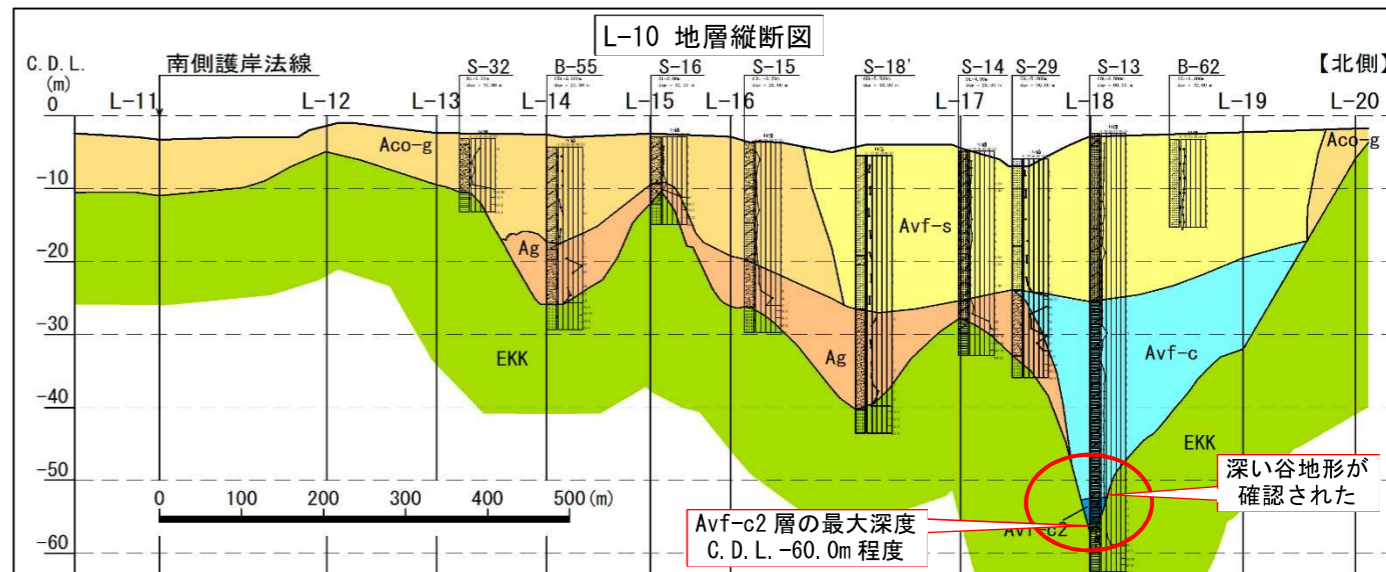
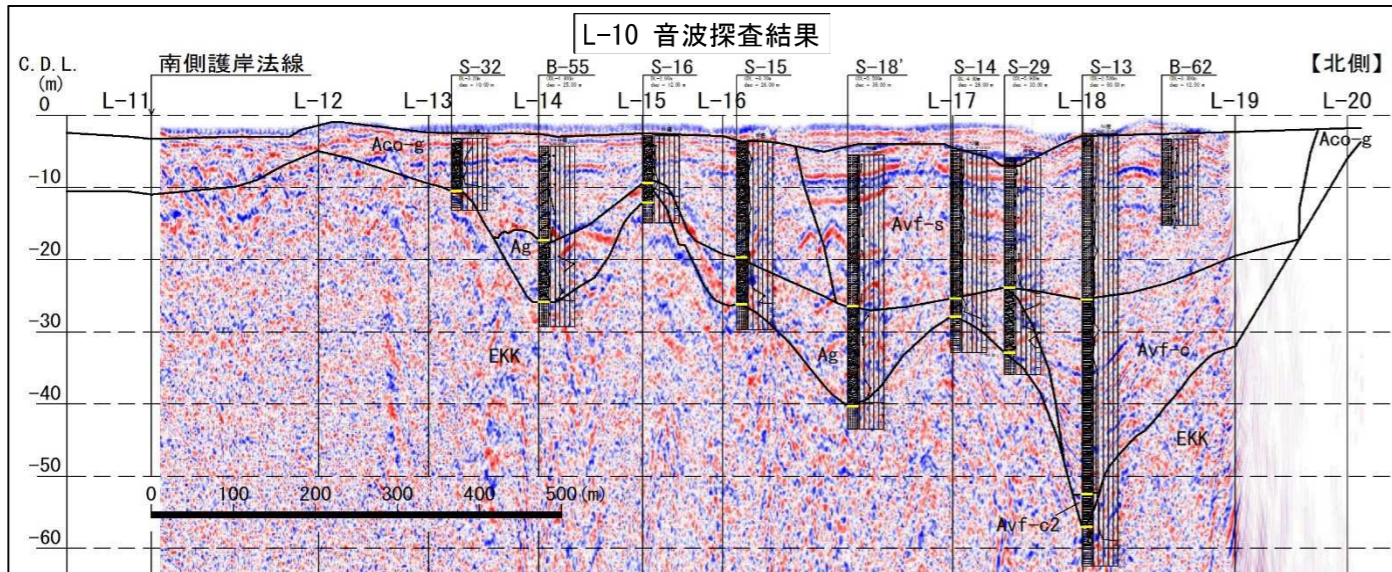
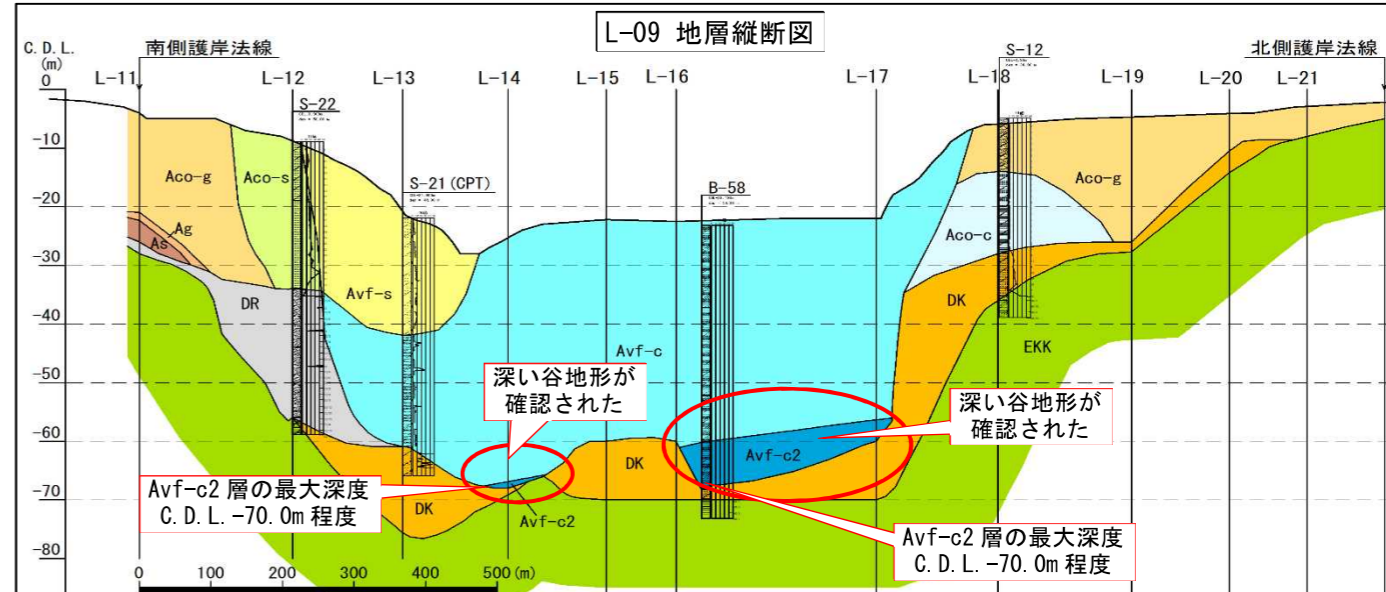
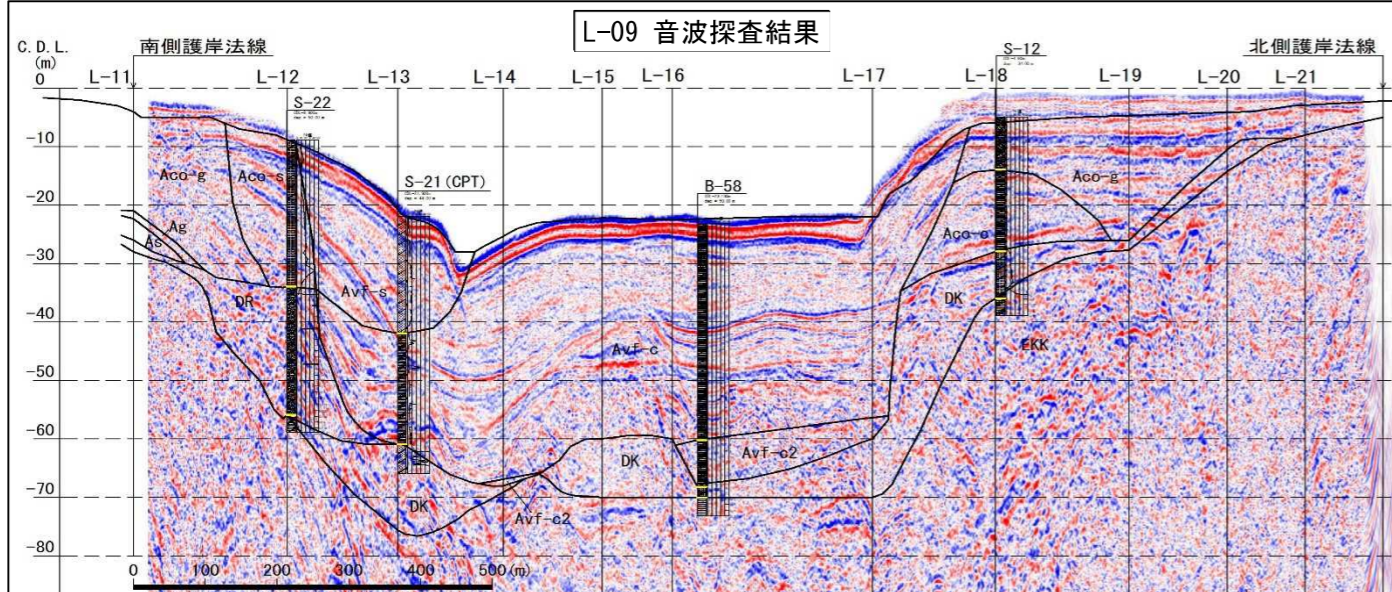
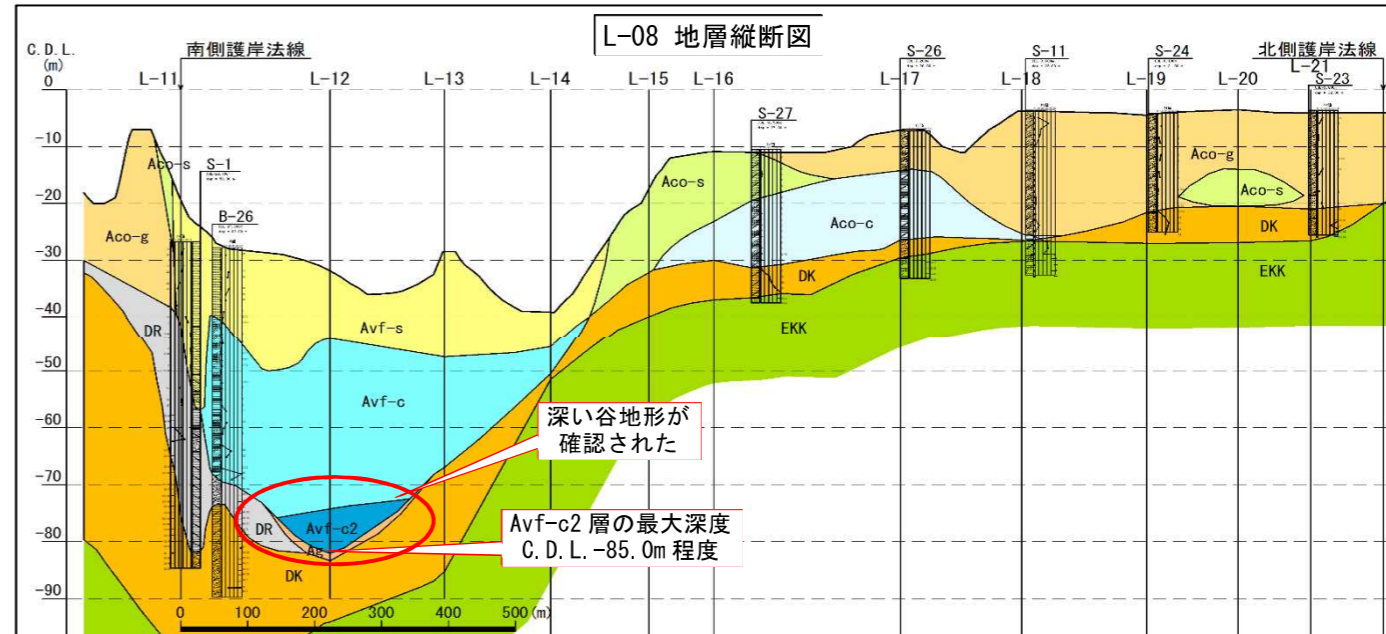
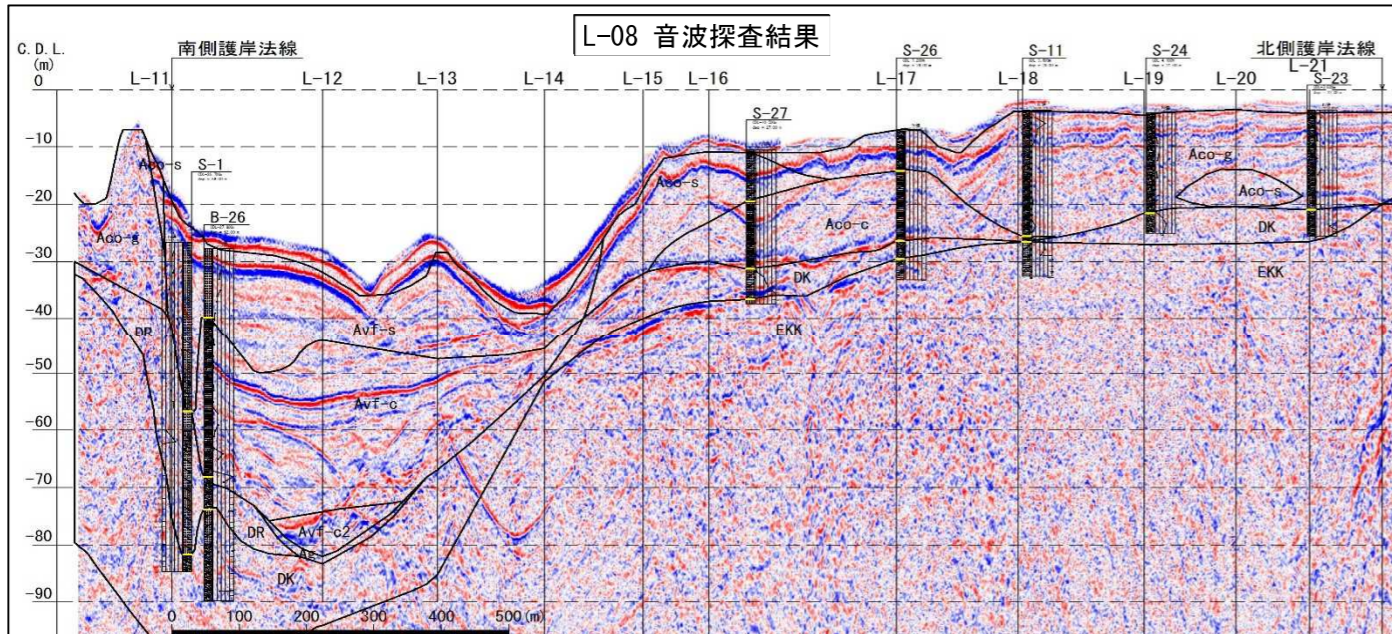


図 2.2-8 土質調査の概要【大浦湾側埋立地内】

(7) 土質試験の実施について

大浦湾側の土質調査地点における土質試験の実施内容を表 2.2-8 に示す。基本的な物理的特性、せん断特性、圧密特性、動的特性の把握を目的として、下表に示す土質試験を実施した。

表 2.2-8 土質試験の実施内容

区分	試験名	試験を実施した目的	区分	試験名	試験を実施した目的
原位置試験	PS検層	・ 地盤の液状化判定等のためのせん断波速度、粗密波速度等の算定	変形・強度試験	土の一軸圧縮試験	・ 地盤の安定検討等に用いるせん断強度の評価 砂質土は三軸CD試験を中心とし、粘性土はCU、CUbar、簡易CUbarを中心として実施。
	孔内水平載荷試験	・ 地盤の横方向の変形特性の評価		土の圧密非排水(CU)三軸圧縮試験	
	現場透水試験	・ 地盤の透水性の評価		土の圧密非排水(CUbar)三軸圧縮試験	
	標準貫入試験	・ 地盤の硬軟の把握、物理試験用試料の採取		土の圧密排水(CD)三軸圧縮試験	
	CPT	・ ボーリング地点間の推定地層線の補間		簡易CUbar試験	
物理試験	土粒子の密度試験	・ 地盤の工学的特性を評価するための基礎資料としての物理的な特性の把握		岩石の一軸圧縮試験	・ 基礎岩盤部の強度特性の把握
	土の含水比試験			土の繰返し非排水三軸試験	・ 地盤の液状化判定等のための液状化強度特性の評価
	土の粒度試験				
	土の液性限界・塑性限界試験	・ 地盤の安定や沈下計算等に用いる飽和単位体積重量の算定		地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験	・ 地盤の液状化判定等のための動的変形特性の評価
	土の湿潤密度試験				
	岩石の密度試験				
透水圧密試験	土の透水試験	・ 地盤の透水性の評価			
	土の段階載荷による圧密試験	・ 地盤の沈下の検討に用いる圧密特性の評価			
	土の定ひずみ速度載荷による圧密試験				
	土の長期圧密試験	・ 地盤の沈下の検討に用いる長期的な圧密特性の評価			

(8) 乱れの少ない試料採取(サンプリング)について

1) 基本的考え方

今回の調査では、力学試験に用いる試料を得ることを目的に、固定ピストン式シンウォールサンプラー(水圧式)及びロータリー式トリプルサンプラー(三重管サンプラー)により乱れの少ない試料を採取した。

シンウォールサンプラーは、サンプラーに組み込まれたピストンに水を送り、水圧の力でサンプリングチューブ(シンウォールライナー)を地盤に押し込んで土を採取する構造で、主にN値0~8程度の軟らかい粘性土又は細粒分を多く含むN値が10以下の緩い砂質土を対象に試料を採取する方法であり、実績が豊富で信頼度が高い。

一方、トリプルサンプラーは、外側の回転するアウターチューブで土を切削しながら、内側の回転しないインナーチューブを地盤に押し込むことで、インナーチューブ内に装着したライナー内に土を採取する三重構造で、主にN値4以上を目安とする硬さが中位以上の粘性土又はN値が10以上を目安とする締めり程度が中位以上の砂質土を対象に試料を採取する方法である。

各サンプラーの構造図を図 2.2-9 に示す。

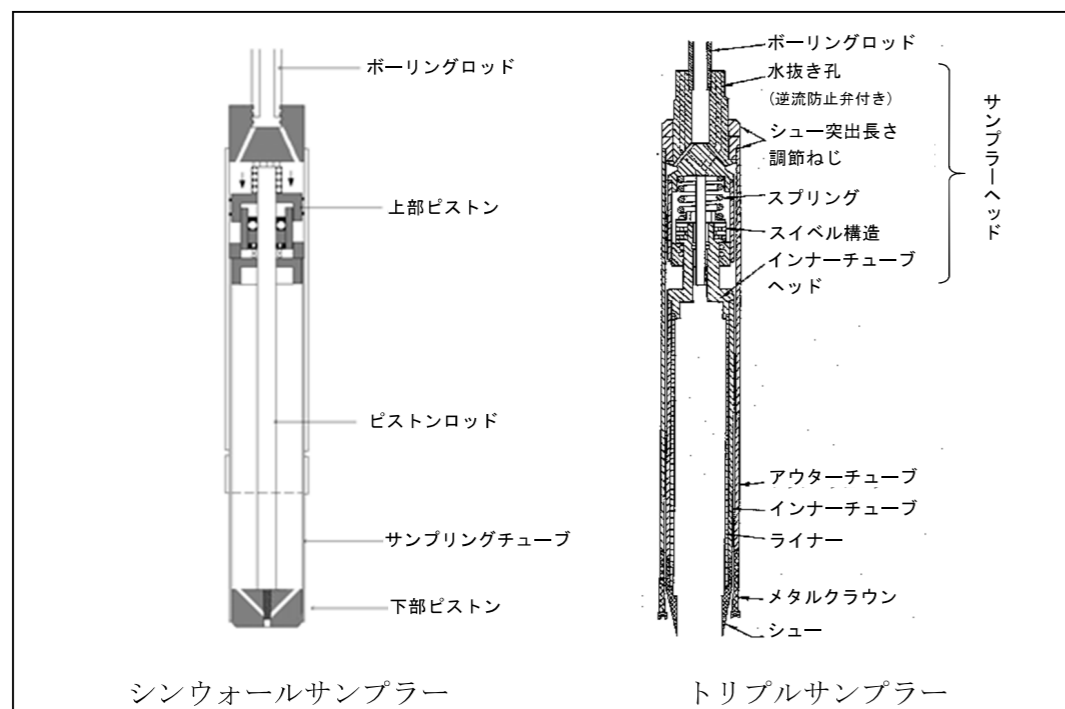
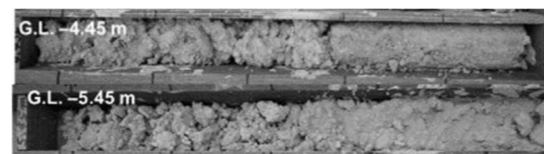


図 2.2-9 サンプラー構造図

2) サンゴ礫混じり土を対象とした乱れの少ない試料採取の工夫

①サンゴ礫混じり土を対象とした乱れの少ない試料採取

サンゴ礫混じり土は、細粒分からなるマトリックスの中に礫が介在した土である。乱れの少ない試料採取時には、その礫を切削する必要があるが、切削時に礫の回転や移動、細粒分からなるマトリックスの流出が生じる場合がある。そのため、乱れの少ない試料採取が難しい土である。



※【参考】一般的なサンプリング方法で採取されたサンゴ礫混じり土  
出典：「港湾空港技術研究所報告第55巻第3号 サンゴ礫混じり土の力学特性」P.7

②乱れの少ない試料採取時の工夫

乱れの少ない試料採取が難しいサンゴ礫混じり土において、採取試料の品質を高めるべく、トリプルサンプラーによる試料採取に際し、下記の工夫を行い、サンゴ礫混じり土の試料採取を実施した。

表 2.2-9 乱れの少ない試料採取時の工夫

項目	通常採取	工夫した採取
送水量	10L/min (ポンプ性能上の最小送水量)	1L/min (送水量の調整が可能なダイヤフラムポンプ及び電磁流量計を利用して送水量を少なくした)
回転数	80~100rpm	概ね60rpmとする
ビット	メタルクラウンビット	ダイヤモンドビット(礫を素早く、かつ動かないようにカットするビット)
掘削速度	一定速度	礫のカット中は遅く、土砂掘削中はやや速く掘削

③採取試料の品質

力学試験に用いる採取試料は、試験室で試料を抜き出した後に、採取試料の品質を確認して力学試験に適用可能かを判断した上で力学試験を実施した。採取試料の品質は、「細粒分の流失がないか」、「礫の回転や移動により、試料が攪乱された形跡がないか」を観察し、試験への適否を確認した上で力学試験を行った。力学試験に用いた採取試料及びX線CTスキャン画像の例<sup>\*12</sup>を図 2.2-10、図 2.2-11 に示す。

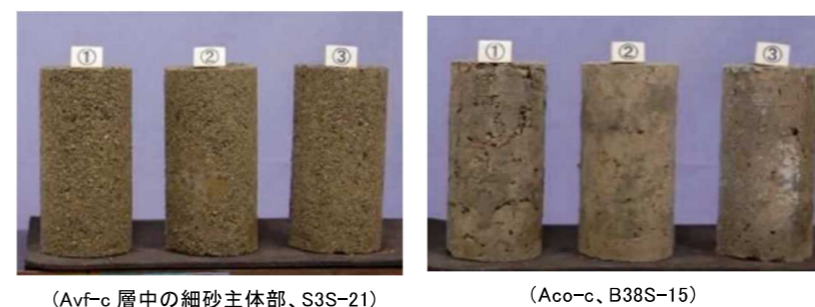


図 2.2-10 供試体の例  
トリプルサンプラーによる採取試料の試験供試体の例

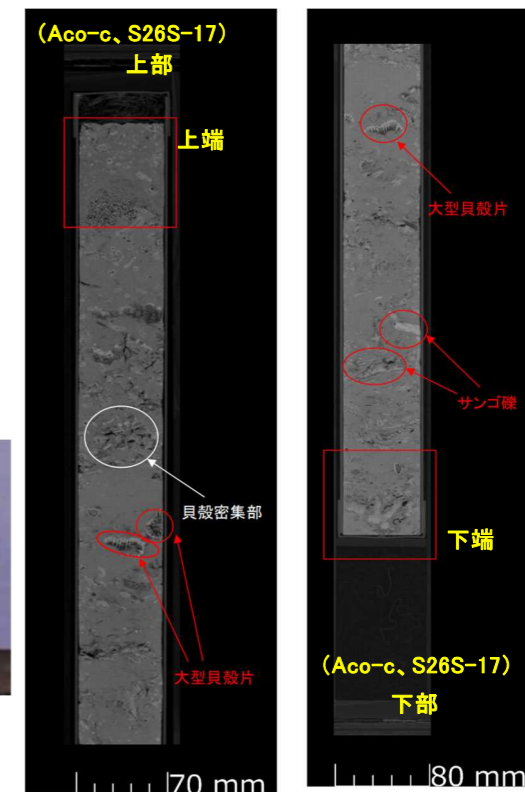


図 2.2-11 供試体の X線 CT スキャン画像の例  
トリプルサンプラーによる採取試料の試験供試体の例

④高品質サンプリングの試行

今回の調査では、近年開発された「高品質サンプリング」を試行した。高品質サンプリングの方法としては、微細気泡水ボーリング工法であるIFCS工法を用いた(図 2.2-12)。

採取した試料は、細粒分の採取率が非常に良く、礫もきれいに切断されてサンプリングチューブ内に納められており、礫の回転や移動、細粒分からなるマトリックスの流出が認められなかったことから、サンゴ礫混じり土のサンプリングとして効果があることが確認できた。

しかし、1mの採取に5~7時間程度が必要であり、トリプルサンプラーにおける採取方法での1~2時間程度より長くかかる。

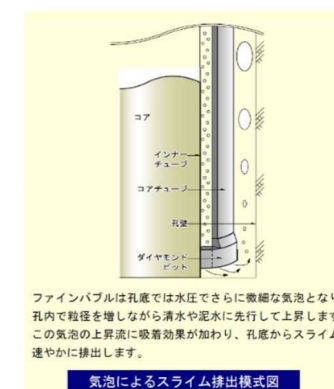


図 2.2-12 IFCS工法の概要  
出典：IFCS工法のカタログ

トリプルサンプラーにおける採取方法でも、上述のとおり工夫を行うことで、力学試験に用いる採取試料として十分な試料を確保できたことと、台風時、異常気象時における退避を少なくするなど安全性を考慮し、採取速度の速いトリプルサンプラーによる採取方法を基本的に用いることとし、「高品質サンプリング」は、一部の試行にとどめた。なお、高品質サンプリングで得られた試料は、P.12に示すB-4で採取されたものであり、その試料を用いた物理試験、力学試験は本検討では使用していない。

2.2.2 土質調査結果の分析

(1) 地層構成

ボーリング調査結果に基づいて地盤の地層分布に関する解析・整理を行い、地層の空間的な分布の把握が可能な三次元地盤モデルを作成した。図 2.2-13 に三次元地盤モデルをパネルダイアグラム表示したものを示す。

大浦湾の埋立計画地内には、図 2.2-13 中に示す A-A'測線に沿う形の埋没谷があり、それを埋める形で主要な沖積層が堆積している。

図 2.2-14 に埋没谷部の地質推定断面図を示す。埋没谷の下部には、有機物を含む黒色の粘性土が堆積している層が見られる<sup>\*13</sup>。同層は、有機物を含み、土粒子の密度や色調といった物理的な特性が上部の Avf-c 層と異なり、また、後に記載するとおり、工学的特性にも違いがあるため、Avf-c2 層として細分した。Avf-c と Avf-c2 層の地層境界は、土粒子の密度や色調の相違等を参考として図 2.2-14 に示すとおり定めた。埋没谷を埋める主要な沖積層の地層分布図を図 2.2-15 に、主要な沖積層の分布状況を図 2.2-16 に示す。

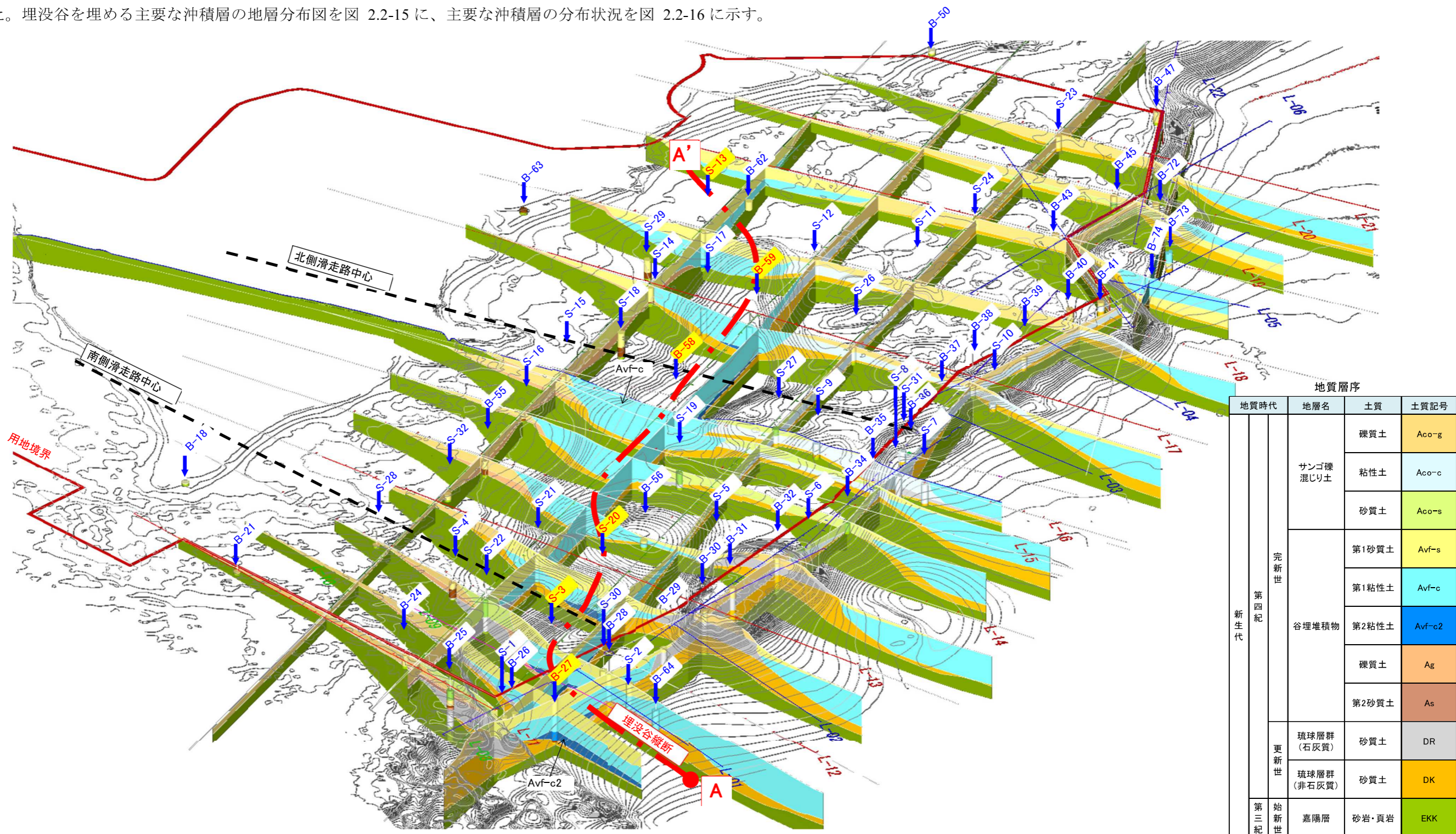


図 2.2-13 大浦湾側埋立計画地の三次元地盤モデル(パネルダイアグラム表示)

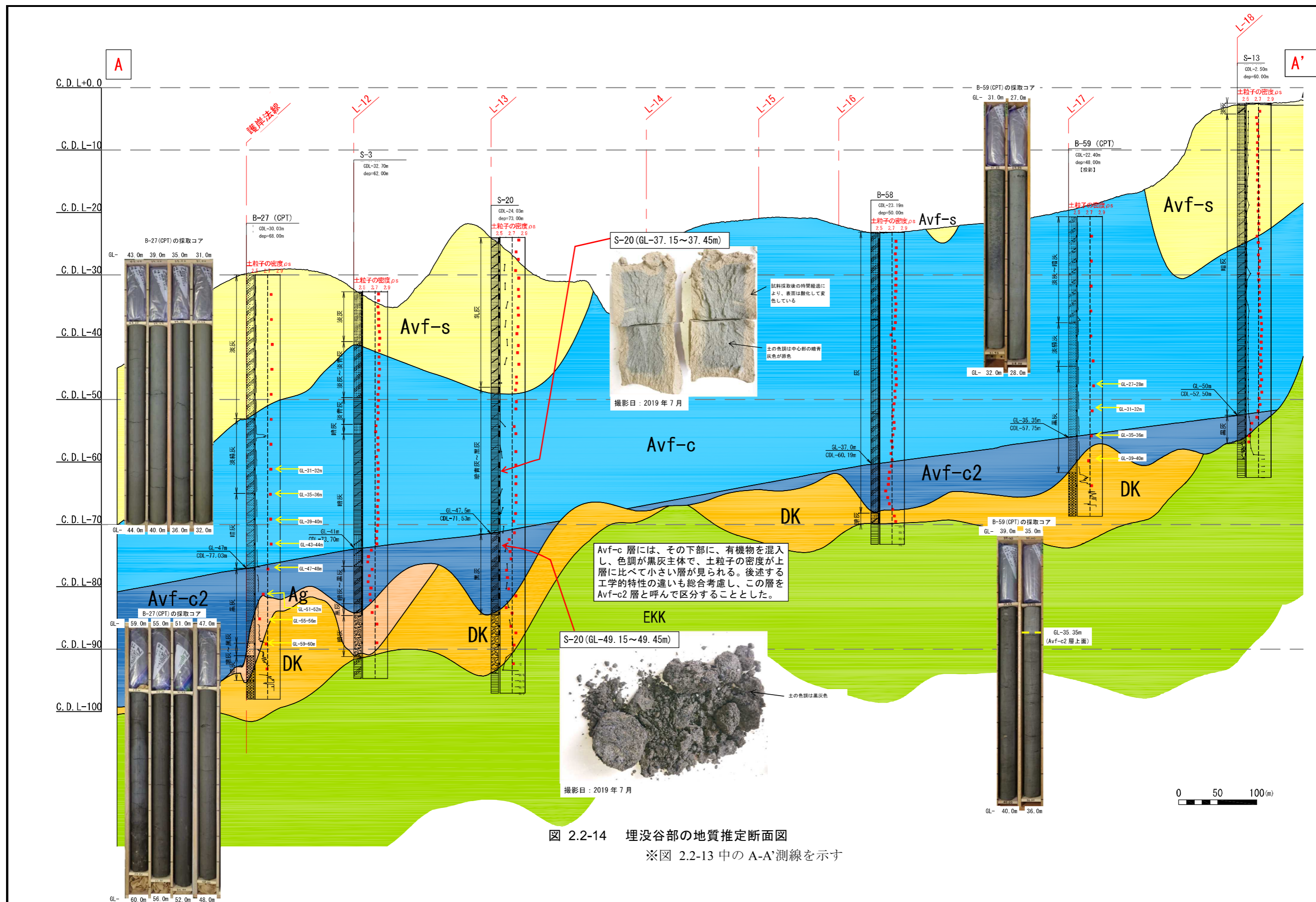


図 2.2-14 埋没谷部の地質推定断面図  
 ※図 2.2-13 中の A-A'測線を示す

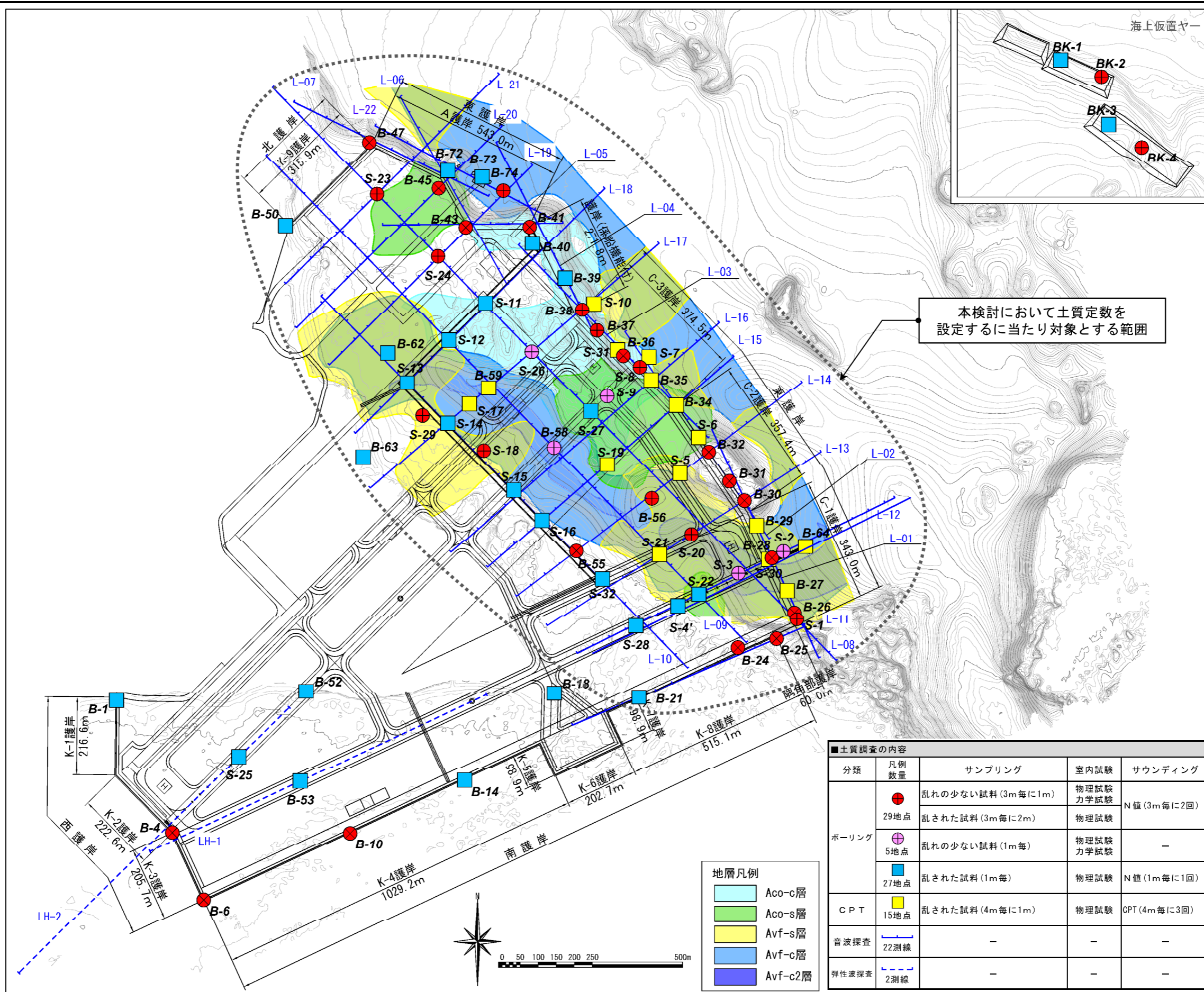


図 2.2-15 主要な沖積層の地層分布図

埋没谷を埋める主要な沖積層（Avf-c2、Avf-c、Avf-s、Aco-c、Aco-s）の分布状況を3Dで示すと図 2.2-16 のとおりである。

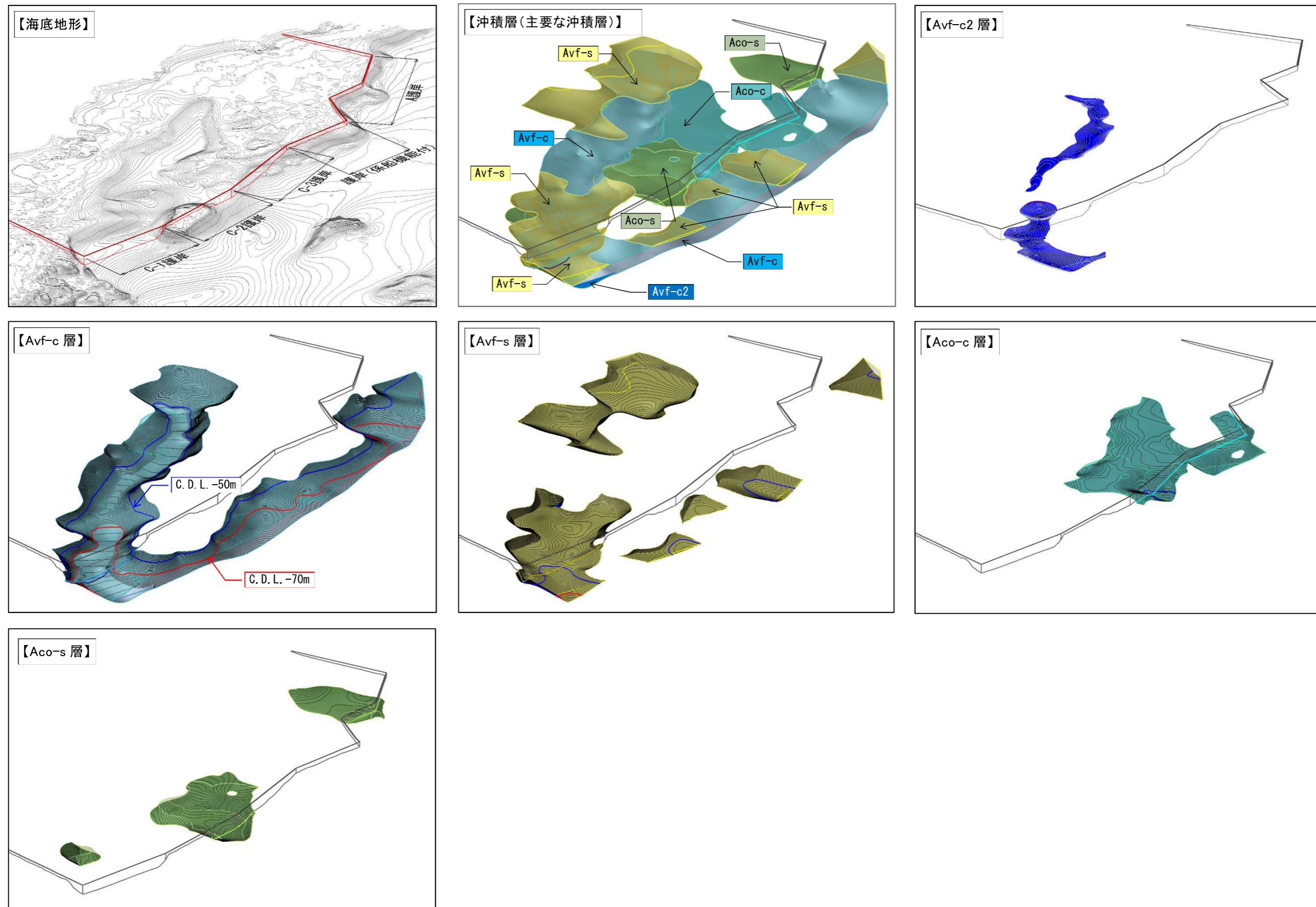


図 2.2-16 主要な沖積層の分布状況

(2) 土質試験結果の概要

大浦湾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 2.2-10 に示す。構成する地層のうち、考慮すべき主要な地層として、透水性が低く、排水がほとんど起こらないため、荷重の載荷直後に地盤の安定に配慮が必要となる粘性土と、粘性土と砂質土の中間的な性質をあわせ持つ中間土とがある。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」<sup>\*14</sup>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 (Fc≧50%) のもの）

- ・ 中間土地盤（砂の含有量が 50~80% (Fc=20~50%) 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

②砂質土地盤（砂の含有量が 80%以上 (Fc<20%) のもの）

これにより各地層を区分すると、粘性土に区分される層は、Aco-c、Avf-s、Avf-c、Avf-c2、砂質土に区分される層は、Aco-g、Aco-s、Ag、As、DR、DK となるが、後述する図 2.2-23 及び図 2.2-24 の簡易 CUbar 試験結果より、Aco-c、Avf-s は、粘性土の挙動と砂質土の挙動を示すことから、中間土として区分した。特に、Avf-s 層については、図 2.2-17 より砂分を多く含む部分があることから、砂質土と評価できる部分もあるが、強度設定においては、安全側に中間土として評価した。

表 2.2-10 地層別土質試験結果の概要

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 Fc(%)	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	
第四紀	サンゴ礫混じり土	Aco-g	1~22m 平均11m	0~750	2.658~3.168 平均=2.785	1.3~59.0 平均=23.9	4.0~42.4 平均=22.0	0.597~1.165 平均=0.867	(現場透水試験) $5.8 \times 10^{-2} \sim 2.9 \times 10^{-4}$ 平均値= $6 \times 10^{-3}$	砂質土	
		Aco-c	1~29m 平均12m	0~13	2.687~2.813 平均=2.766	7.6~98.5 平均=56.1	17.0~44.3 平均=30.6	0.615~1.524 平均=0.930	(室内透水試験) $5.7 \times 10^{-4} \sim 1.8 \times 10^{-6}$ 平均値= $2 \times 10^{-5}$	中間土	
		Aco-s	2~25m 平均10m	0~41	2.686~2.824 平均=2.780	4.0~50.4 平均=21.5	19.2~40.8 平均=26.6	0.745~1.069 平均=0.881	(現場透水試験) $4.5 \times 10^{-2} \sim 7.3 \times 10^{-4}$ 平均値= $4 \times 10^{-3}$	砂質土	
	谷堆積物	Avf-s	1~24m 平均14m	0~60	2.640~2.805 平均=2.736	1.5~85.2 平均=25.8	11.8~43.0 平均=29.0	0.743~1.418 平均=1.023	(室内透水試験) $8.5 \times 10^{-4} \sim 1.1 \times 10^{-5}$ 平均値= $6 \times 10^{-5}$	中間土	
		Avf-c	6~37m 平均24m	0~34	2.657~2.782 平均=2.743	2.7~99.5 平均=82.5	11.9~57.0 平均=36.6	0.602~1.458 平均=1.030	(室内透水試験) $6.2 \times 10^{-4} \sim 3.7 \times 10^{-7}$ 平均値= $3 \times 10^{-6}$	粘性土	
		Avf-c2	5~14m 平均8m	8~24	2.545~2.756 平均=2.639	24.2~97.6 平均=69.1	23.9~56.9 平均=41.8	0.697~1.654 平均=1.160	(室内透水試験) $4.6 \times 10^{-3} \sim 6.6 \times 10^{-7}$ 平均値= $1 \times 10^{-6}$	粘性土	
	更新世	琉球層群 (石灰質)	DR	2~31m 平均12m	0~750	2.669~3.220 平均=2.709	4.0~59.6 平均=24.4	3.6~40.6 平均=18.4	0.299~0.858 平均=0.627	(現場透水試験) $9.6 \times 10^{-3} \sim 2.6 \times 10^{-3}$ 平均値= $5 \times 10^{-3}$	砂質土
			DK	1~27m 平均7m	2~500	2.654~2.799 平均=2.703	3.0~69.1 平均=22.3	8.7~26.4 平均=17.4	0.369~0.915 平均=0.599	(現場透水試験) $6.8 \times 10^{-3} \sim 3.7 \times 10^{-4}$ 平均値= $2 \times 10^{-3}$	砂質土
		嘉陽層	EKK	-	13~1500	-	-	-	-	-	当該地の基盤岩 ※工学的基盤面相当
			第三紀	始新世	嘉陽層	EKK	-	13~1500	-	-	-

\* 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。

図 2.2-17 に土の工学的分類（三角座標）を示す。Aco-c は、細粒分含有率が 50%前後で、礫分を混入した細粒土が主体となる。Avf-s は、細粒分含有率が 15~50%前後の細粒分質砂が主体となる。Avf-c、Avf-c2 は、細粒分含有率が 50%を超え、細粒土と区分される土質が大半を占める。

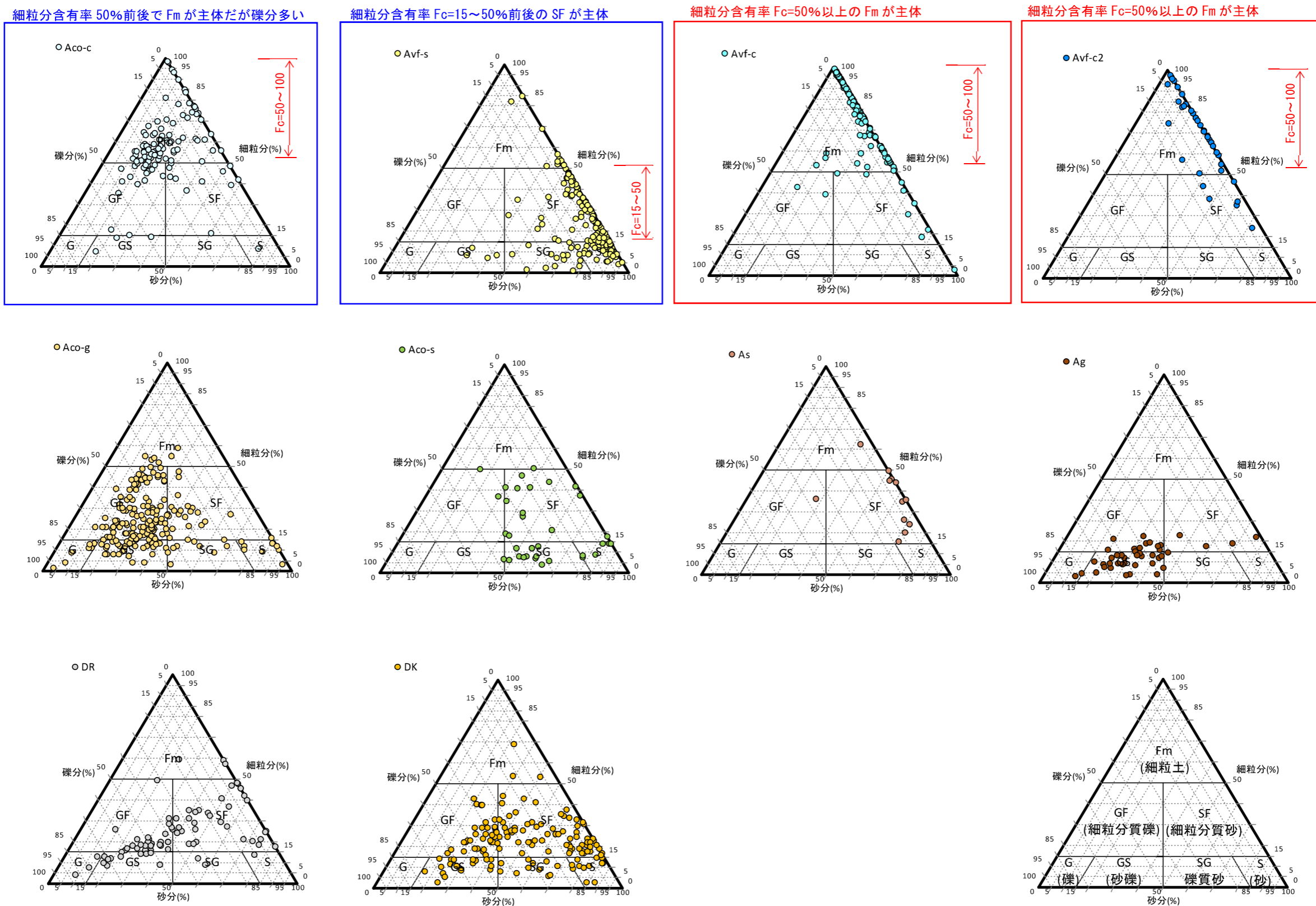


図 2.2-17 土の工学的分類(三角座標)

図 2.2-18 に土の工学的分類（塑性図）を示す。Aco-c、Avf-c は、大部分が低液性限界の粘土又はシルトに区分される。Avf-s は、大部分の試料が NP であったが低液性限界の粘土を示す部分がある。Avf-c2 については、大部分が高液性限界に区分される。

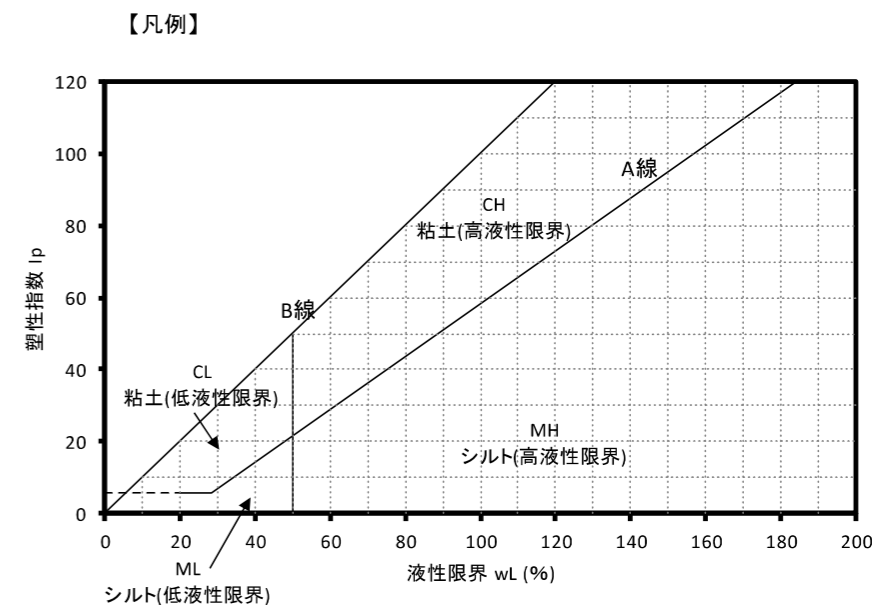
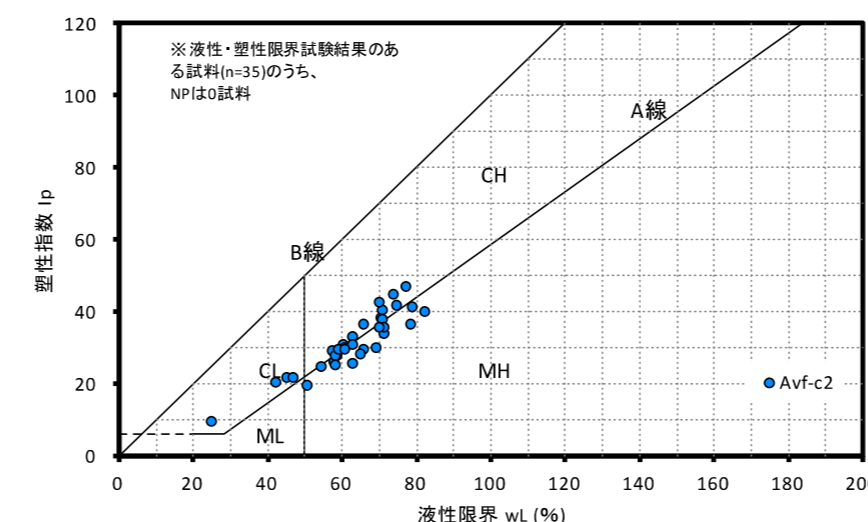
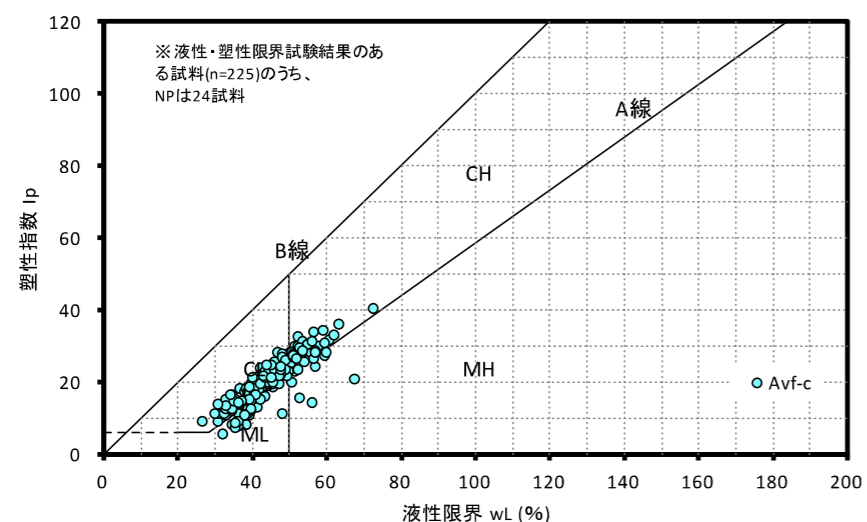
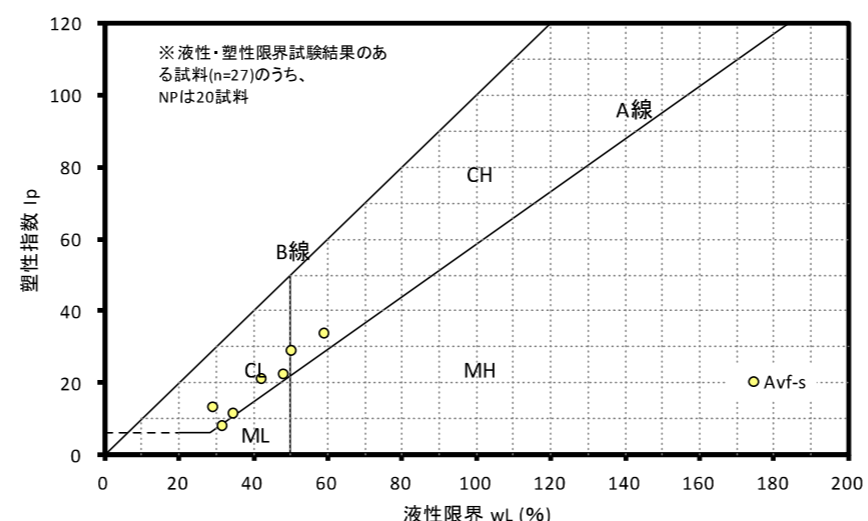
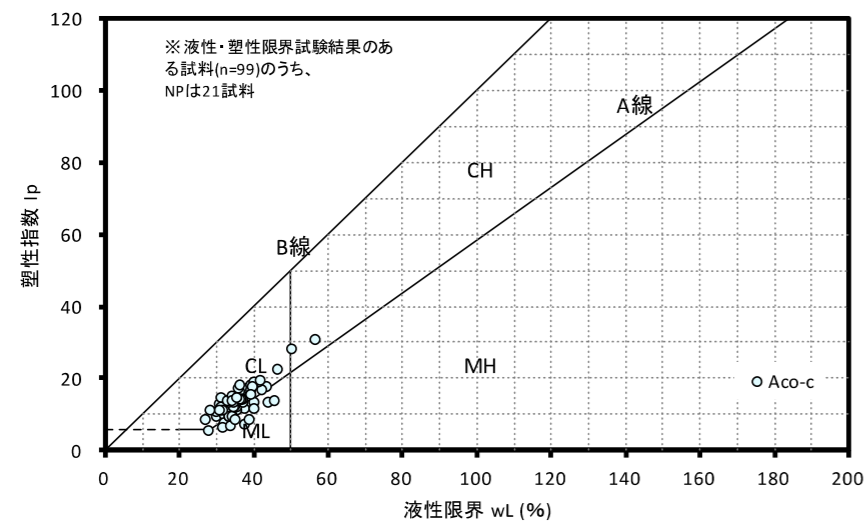


図 2.2-18 土の工学的分類(塑性図)

図 2.2-19 に Aco-c、Avf-s、Avf-c、Avf-c2 の物理・力学的特性を示す。「サンゴ礫混じり土調査・設計マニュアル（案）（平成7年3月）」<sup>\*15</sup>によれば、サンゴ礫混じり土の土粒子の密度は、2.65～2.88 の範囲に分布しており、通常の粘性土（2.6～2.7）よりかなり大きめの値を示すとされている。Aco-c、Avf-s、Avf-cの各地層は、土粒子の密度が上記のサンゴ礫混じり土の土粒子の密度範囲と概ね同じであり、飽和密度も大きいことから、サンゴ由来の土質であると想定される。しかし、Avf-cの下部にあるAvf-c2は、有機物を含んでいることから、土粒子の密度も上部と比べて小さい値を示している。

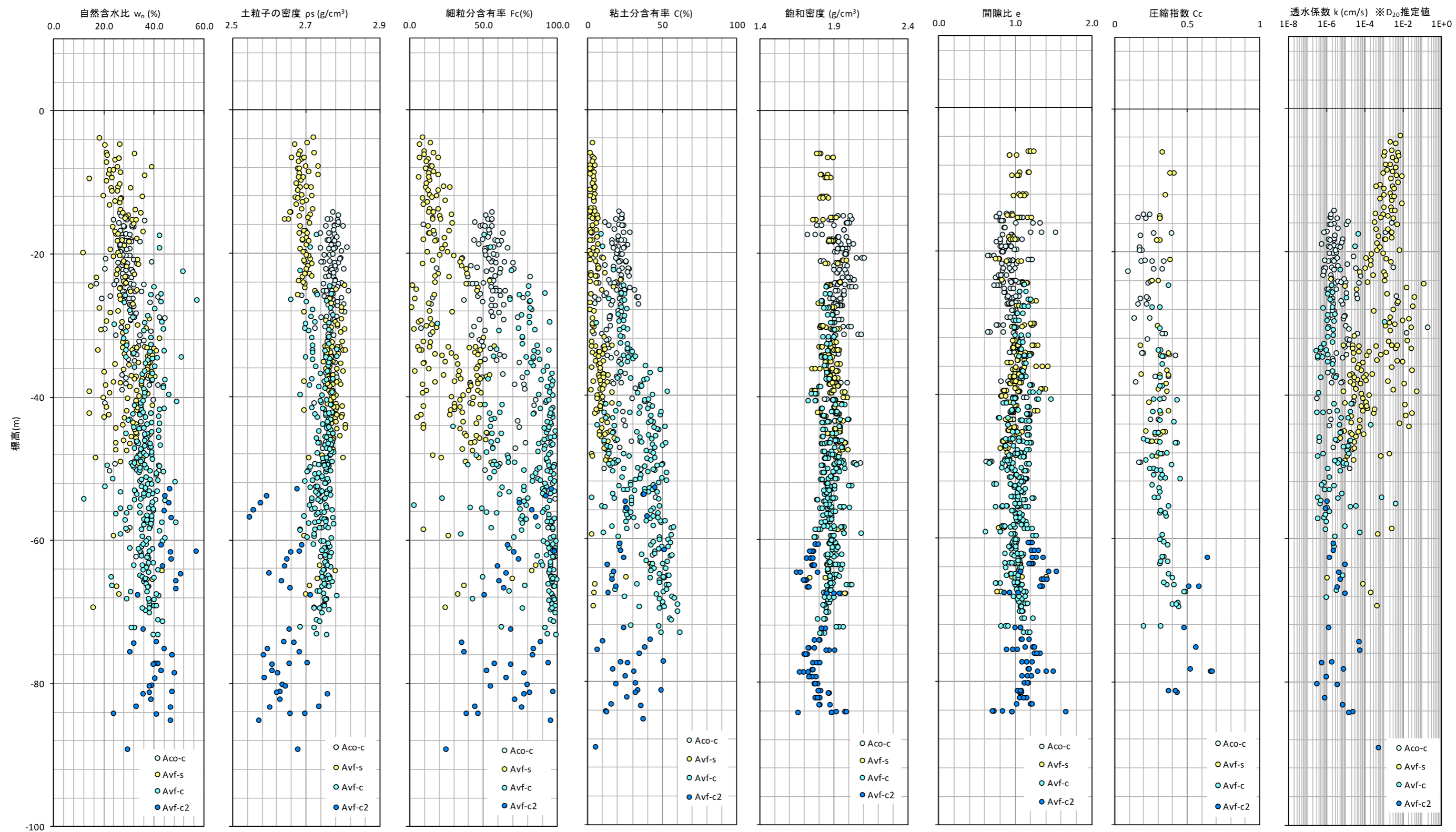
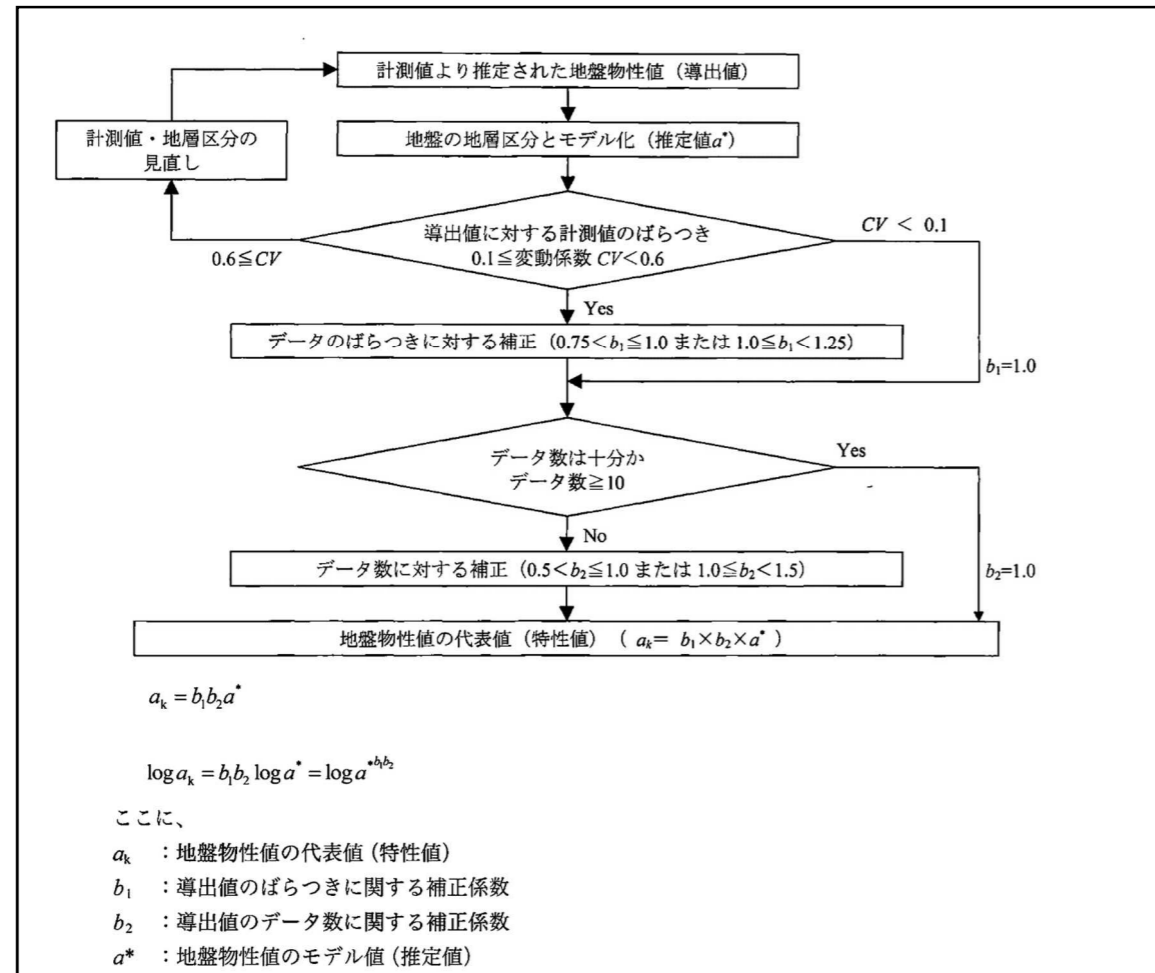


図 2.2-19 物理・力学的特性

2.2.3 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、地盤の安定及び沈下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、強度増加率)、圧密特性(e-logP 曲線、圧密係数、二次圧縮指数、過圧密比)とした。なお、設計に用いる土質定数は、図 2.2-20 に示す地盤物性値の特性値の設定手順の例、表 2.2-11 に示す補正係数の値、表 2.2-12 に示す補正の適用の考え方にに基づき設定した。



出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.305～306

図 2.2-20 地盤物性値の特性値の設定手順の例

表 2.2-11 補正係数の値

変動係数	補正係数 $b_1$	
	特性値を導出値よりも小さい値に補正する必要がある場合	特性値を導出値よりも大きい値に補正する必要がある場合
0 以上 0.10 未満	1.00	1.00
0.10 以上 0.15 未満	0.95	1.05
0.15 以上 0.25 未満	0.90	1.10
0.25 以上 0.40 未満	0.85	1.15
0.40 以上 0.60 未満	0.75	1.25
0.60 以上	結果の解釈やモデル化の再検討、あるいは再調査	

出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.307

表 2.2-12 補正の適用の考え方

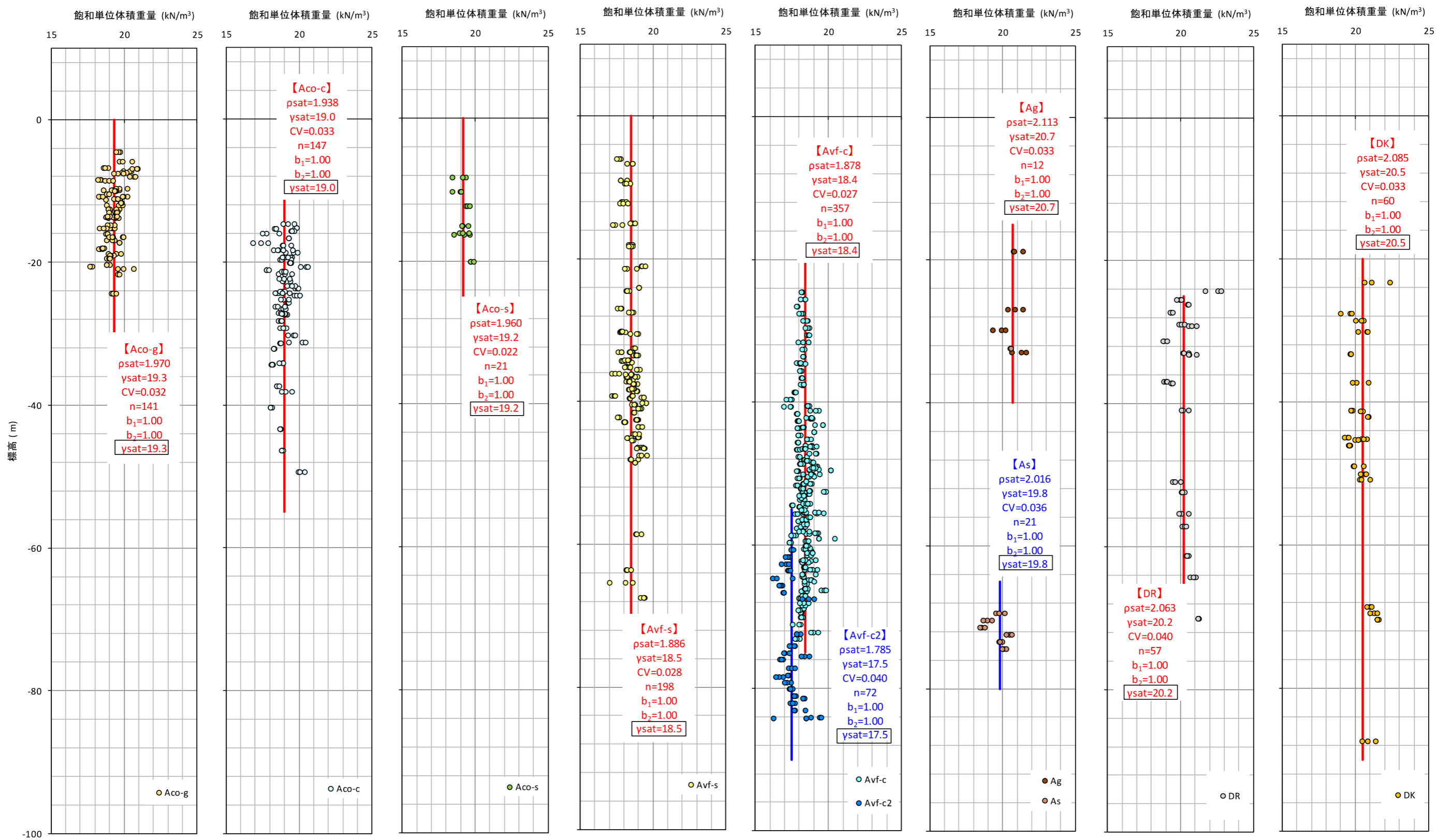
調査・試験方法	当該調査・試験で得られる地盤定数	記号	本手法の適用		理由等	
			有	無		
物理探査	弾性波探査	粗密波速度	$V_p$	○	原位置での実験的な調査・試験であって、地盤の複合的な特性を評価しているため、統計的処理には適さない。	
	速度検層	粗密波速度 せん断波速度	$V_p$ $V_s$	○ ○		
ボーリング	物理試験	湿潤密度(単位体積重量)	$\rho_t$	○	※	①性能照査において当該パラメータを直接用いる場合は補正の必要有り。 ②性能照査においてその他のパラメータを算出するために当該パラメータを用いる場合は補正の必要無し。
		含水比	$w$	○	※	
	粒度試験	土粒子密度	$\rho_s$	①	②	①性能照査において当該パラメータを直接用いる場合は補正の必要有り。 ②性能照査においてその他のパラメータを算出するために当該パラメータを用いる場合は補正の必要無し。
		粒度(通過質量百分率)	$D_{10}$ 等	○	○	
	コンシステンシー試験	液性限界	$w_L$	○	※	粒度は分布であり地盤定数ではないので、補正の対象ではない。
		塑性限界	$w_p$	○	※	
	一軸圧縮試験	一軸圧縮強度	$q_u$	○	※	非排水せん断強さ $c_u = q_u/2$ でも同様。
	三軸試験	粘着力	$c$	○	※	CU 試験の場合は非排水せん断強さ $c_u$ ばらつきは $\tan\phi$ で考える。CU 試験の場合は $\phi_u=0$
		せん断抵抗角	$\phi$	○	※	
	一面せん断試験	粘着力	$c$	○	※	ばらつきは $\tan\phi$ で考える。
せん断抵抗角		$\phi$	○	※		
圧密試験	圧縮指数	$C_c$	○	※		
	体積圧縮係数	$m_v$	○	※		
	圧密係数	$c_v$	○	※		
現地透水試験	透水係数	$k$	○	○	原位置での実験的な調査・試験であって、地盤の複合的な特性を評価しているため、統計的処理には適さない。	
室内透水試験	透水係数	$k$	○	※	原位置での密度・拘束圧等の条件を再現して実施される実験的な調査・試験であって、地盤の複合的な特性を評価しているため、統計的処理には適さない。ただし、十分な試験個数が確保できている場合は補正の必要有り。	
中空ねじり試験	せん断弾性係数、減衰定数	$G, h$	○	○		
繰返し三軸試験	せん断弾性係数、減衰定数	$G, h$	○	○		
サウンディング	標準貫入試験	N値	$N$	○	当該調査・試験で得られる値(計測値)をもとに算出される地盤定数の導出値は、経験式・相関式等でばらつきが考慮されているため、これらの導出値は、補正せずそのまま特性値として扱うことができる。	
	オランダ式コーン貫入試験	コーン貫入抵抗力	$q_c$	○		
	電気式静的コーン貫入試験	コーン先端の貫入抵抗力	$q_t$	○		
	ベーンせん断試験	ベーンせん断強さ	$\tau_v$	○		
	孔内水平載荷試験	変形係数	$E$	○		
試験荷	平板載荷試験	地盤反力係数	$K_v$	○	原位置での実験的な調査・試験であって、地盤の複合的な特性を評価しているため、統計的処理には適さない。	
		静的最大軸方向押し込み抵抗力	$P_u$	○		

※補正の必要性がある地盤定数であっても、3m 程度以下の薄層の場合等、取得可能なデータ個数に限りがある場合にあっては統計的処理に適さないこともある。

出典：「信頼性設計に基づく性能設計実現に向けた新しい地盤定数設定法の提案（港湾空港技術研究所報告第 48 巻第 2 号）」P.140

(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 2.2-21 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 2.2-21 飽和単位体積重量

(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 2.2-13 に示す。設定において参考とした透水係数は、表 2.2-14 に示す。

粘性土 (Avf-c、Avf-c2) のせん断強度の設定方法には、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成30年5月)」<sup>\*14</sup> に示されるように6種類の方法があり、一軸圧縮試験による強度設定 (qu 法) が一般的であるが、現地盤では、砂分を多く含んだ中間土的な性状を示す部分があることから、一軸圧縮試験では、強度を過小評価する恐れがある。そのため、現地盤の有効土被り圧相当まで圧密させた後に試験を行う再圧縮法<sup>\*16</sup> による簡易 CUbar 試験<sup>\*17</sup> により強度設定を行うこととした。ただし、硬質な粘性土の Avf-c2 については、比較的塑性のある細粒土で強度を過小評価する恐れが小さいことから qu 法も併用するものとし、破壊状況を確認の上、異常値と認められないものは、せん断強度として採用した。

中間土 (Avf-s、Aco-c) のせん断強度のうち非排水状態として設定する短期強度は、簡易 CUbar 試験において行ったが、供試体によっては、砂分等の混入の影響でダイレーションが生じて過大な強度となる場合があったため、強度の過大評価を避ける観点から、「工藤他、砂・シルト分を多く含む地盤の非排水せん断強度決定法について (その2)、第46回地盤工学研究発表会、2011.7」<sup>\*17</sup> の文献を参考に、図 2.2-22 に示す変相点 (間隙水圧最大時) の強度とした。排水状態として設定する長期強度は、三軸 CD 試験及び三軸 CUbar 試験結果より設定した。

砂質土 (Aco-s、Aco-g、As、Ag、DR、DK) 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)」<sup>\*14</sup> に示される三軸 CD 試験結果より設定した。

粘性土及び中間土において行った簡易 CUbar 試験の結果を図 2.2-23、図 2.2-24 に示す。試験結果から得られたせん断強度と、設計に用いる非排水せん断強度を図 2.2-25 に示す。

砂質土及び中間土において行った三軸 CD 試験及び三軸 CUbar 試験結果から得られたせん断強度と設計に用いる排水せん断強度を図 2.2-26 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 2.2-15 に示す。

表 2.2-13 せん断強度の設定の考え方

地層区分	強度設定区分	透水係数(cm/s)	強度設定方法	
			短期(非排水)	長期(排水)
Aco-g	砂質土	(現場)5.8×10 <sup>-2</sup> ~2.9×10 <sup>-4</sup>	三軸 CD	
Aco-c	中間土	(室内)5.7×10 <sup>-4</sup> ~1.8×10 <sup>-6</sup>	簡易 CUbar 試験	三軸 CD, 三軸 CUbar
Aco-s	砂質土	(現場)4.5×10 <sup>-2</sup> ~7.3×10 <sup>-4</sup>	三軸 CD	
Avf-s	中間土	(室内)8.5×10 <sup>-4</sup> ~1.1×10 <sup>-5</sup>	簡易 CUbar 試験	三軸 CD, 三軸 CUbar
Avf-c	粘性土	(室内)6.2×10 <sup>-4</sup> ~3.7×10 <sup>-7</sup>	簡易 CUbar 試験	強度増加率と圧密度で強度増加を考慮
Avf-c2	粘性土	(室内)4.6×10 <sup>-6</sup> ~6.6×10 <sup>-7</sup>	簡易 CUbar 試験, qu 法	
Ag	砂質土	(粒度)4.3×10 <sup>0</sup> ~3.9×10 <sup>-4</sup>	三軸 CD	
As	砂質土	(現場)9.0×10 <sup>-4</sup>	三軸 CD	
DR	砂質土	(現場)9.6×10 <sup>-3</sup> ~2.6×10 <sup>-3</sup>	三軸 CD	
DK	砂質土	(現場)6.8×10 <sup>-3</sup> ~3.7×10 <sup>-4</sup>	三軸 CD	

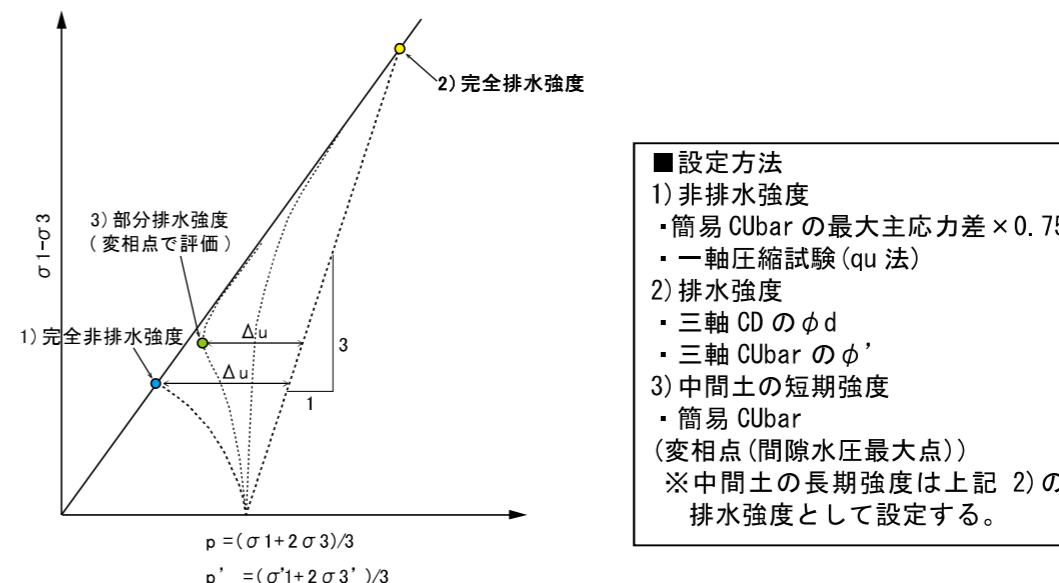


図 2.2-22 せん断強度の設定の概念図

表 2.2-14 透水係数

評価方法	統計値	土質									
		Aco-g	Aco-c	Aco-s	Avf-s	Avf-c	Avf-c2	Ag	As	DR	DK
粒度推定 (CreagerのD <sub>20</sub> からの推定)	平均	4.7E-04	5.5E-06	6.8E-04	4.7E-04	2.7E-06	4.2E-06	9.9E-03	5.2E-05	-	6.1E-04
	最大	4.4E+01	1.9E-01	5.2E-02	1.2E-01	4.1E-03	5.1E-04	4.3E+00	1.9E-03	-	2.6E-01
	最小	9.4E-07	3.2E-07	3.8E-06	1.1E-06	2.9E-07	2.9E-07	3.9E-04	6.6E-07	-	2.3E-06
	変動係数	0.41	0.18	0.40	0.31	0.14	0.14	0.50	0.22	-	0.33
	データ数	207	109	36	180	98	24	44	12	-	149
現場透水	平均	5.8E-03	-	4.4E-03	-	-	-	-	9.0E-04	4.6E-03	1.9E-03
	最大	5.8E-02	-	4.5E-02	-	-	-	-	9.0E-04	9.6E-03	6.8E-03
	最小	2.9E-04	-	7.3E-04	-	-	-	-	9.0E-04	2.6E-03	3.7E-04
	変動係数	0.35	-	0.29	-	-	-	-	0.00	0.17	0.22
	データ数	8	-	5	-	-	-	-	1	3	4
室内透水	平均	4.4E-06	2.0E-05	-	6.1E-05	3.4E-06	1.4E-06	-	-	1.6E-04	-
	最大	5.3E-06	5.7E-04	-	8.5E-04	6.2E-04	4.6E-06	-	-	1.6E-04	-
	最小	3.7E-06	1.8E-06	-	1.1E-05	3.7E-07	6.6E-07	-	-	1.6E-04	-
	変動係数	0.02	0.18	-	0.16	0.16	0.06	-	-	-	-
	データ数	2	10	-	12	39	5	-	-	1	-
圧密試験	平均	2.7E-05	2.3E-06	-	4.4E-05	3.9E-07	8.9E-08	-	-	-	1.3E-05
	最大	4.0E-04	5.1E-05	-	8.8E-05	2.3E-05	3.7E-07	-	-	-	2.5E-05
	最小	2.0E-06	1.7E-07	-	1.6E-05	4.7E-08	4.7E-08	-	-	-	6.9E-06
	変動係数	0.12	0.08	-	0.03	0.09	0.03	-	-	-	0.06
	データ数	11	25	-	19	45	8	-	-	-	2
<b>設定値</b>		<b>6E-03</b>	<b>2E-05</b>	<b>4E-03</b>	<b>6E-05</b>	<b>3E-06</b>	<b>1E-06</b>	<b>1E-02</b>	<b>9E-04</b>	<b>5E-03</b>	<b>2E-03</b>

\* 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 室内透水試験 : 室内の要素試験での透水係数の実測値であるため、現場透水試験に次ぐ優先順位として評価。
- ③ 圧密試験 : 圧密試験から得られる透水係数は、試験報告事項ではなく参考値であるため、透水試験に次ぐ優先順位とした。
- ④ 粒度推定 : 20%粒徑から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。

粘性土及び中間土の簡易 CUbar 試験結果を図 2.2-23、図 2.2-24 に示す。粘性土である Avf-c、Avf-c2 は、せん断中に正の間隙水圧を示すが、中間土である Avf-s、Aco-c は、せん断中に大半が間隙水圧の低下あるいは負の間隙水圧を示し、ダイレーションの影響を受けて最大主応力差が過大な値となっている。

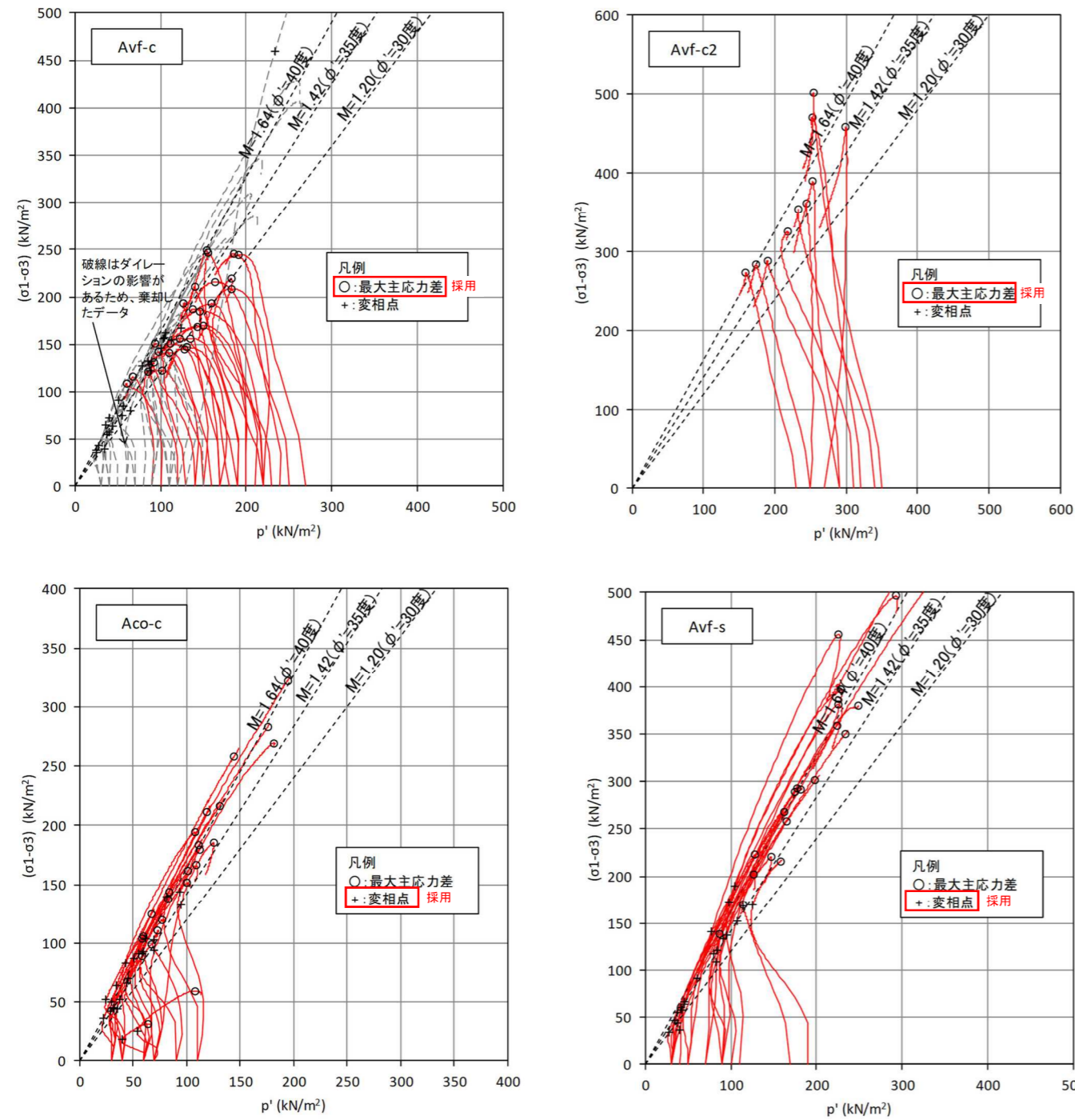


図 2.2-23 簡易 CUbar 試験結果(ストレスパス)

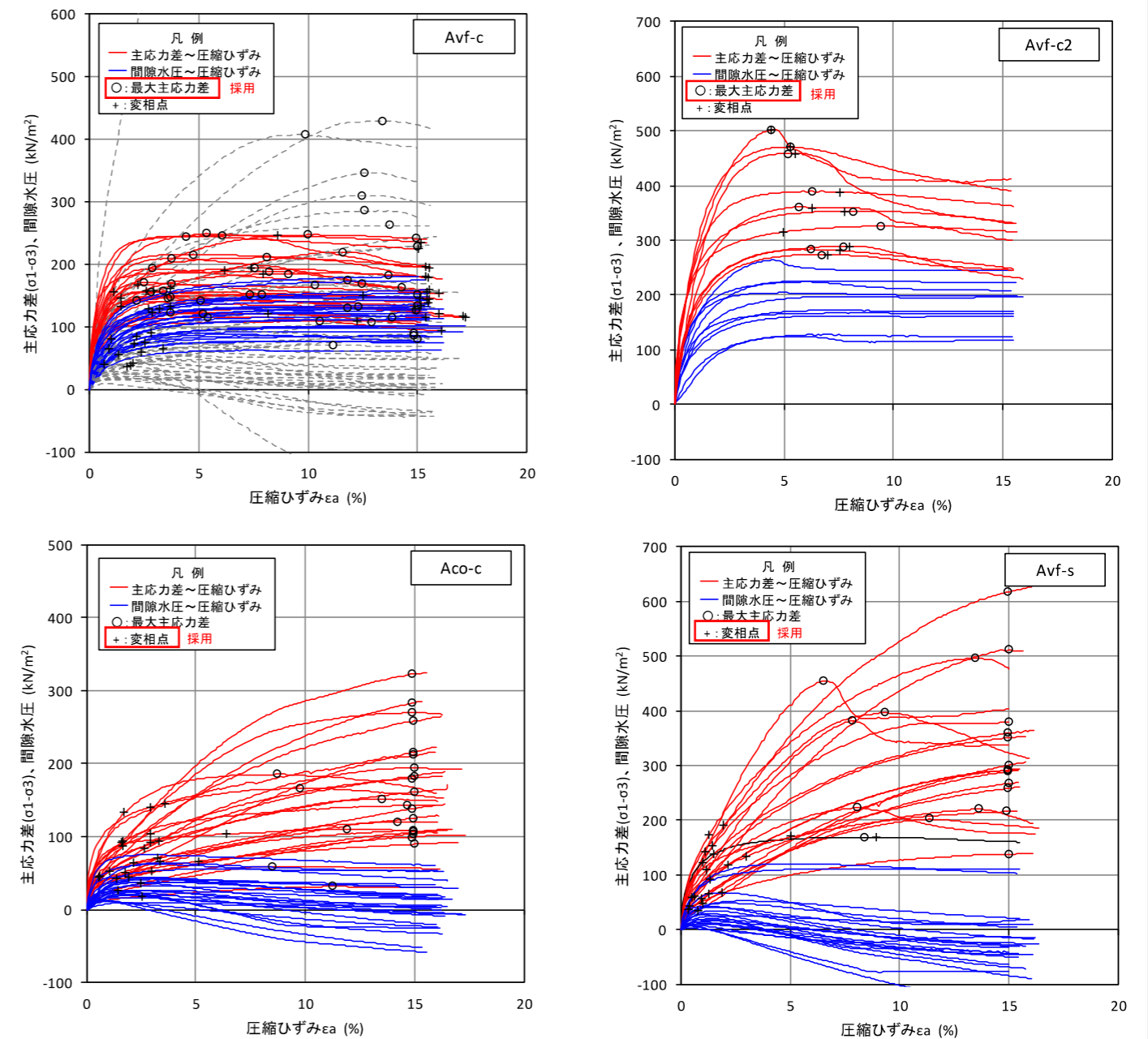
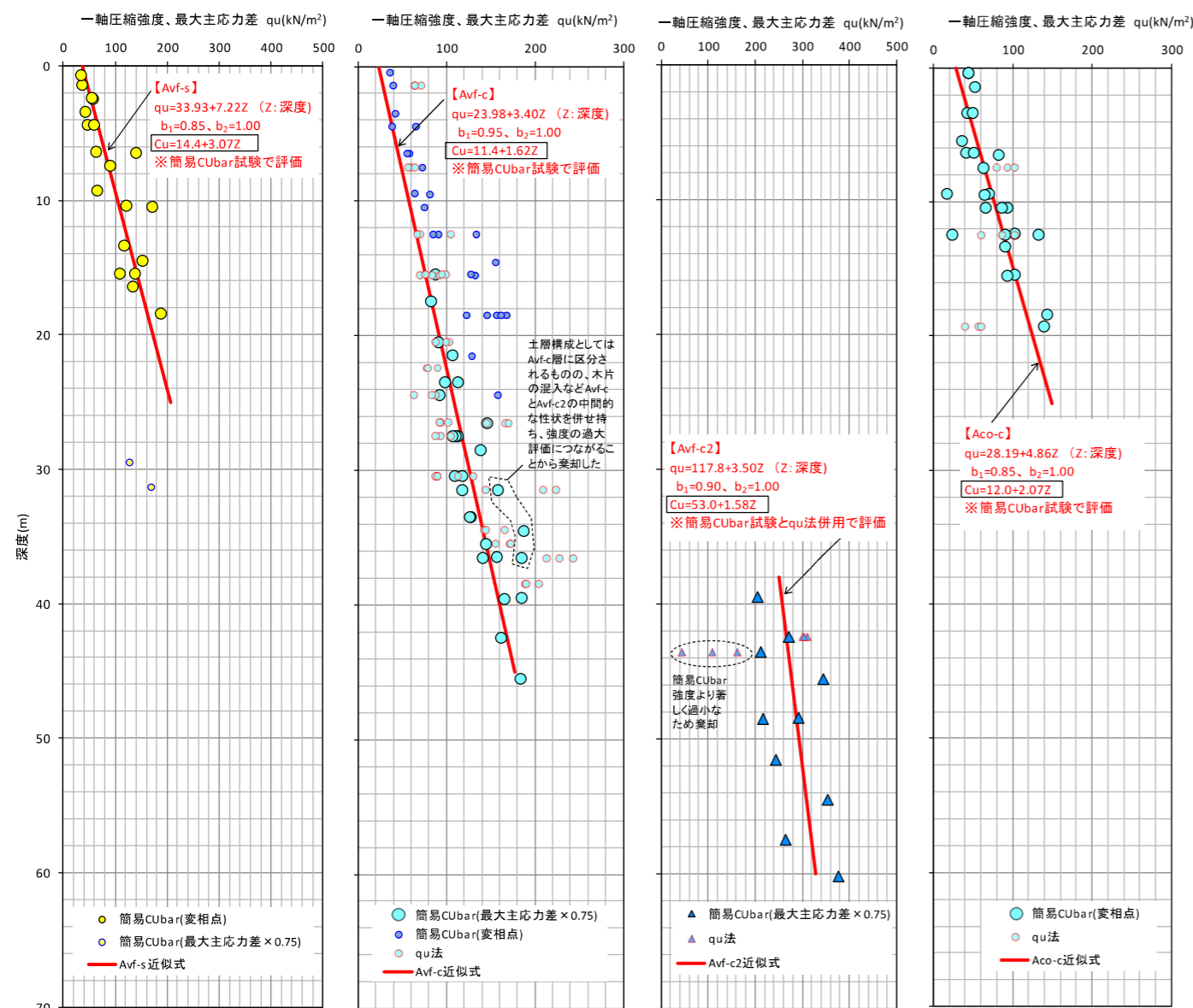


図 2.2-24 簡易 CUbar 試験結果(応力～ひずみ)



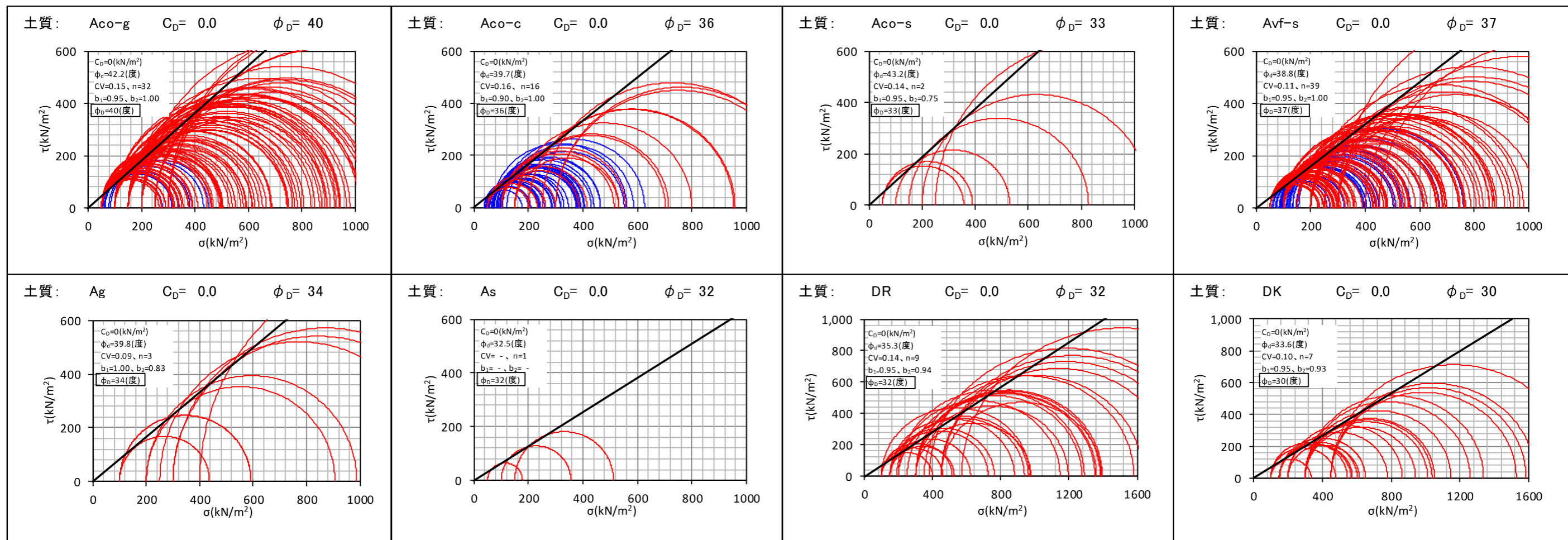
□ : 設計に用いる値

図 2.2-25 粘性土及び中間土のせん断強度(非排水)

表 2.2-15 地層別の設計に用いるせん断強度

土質区分	強度設定の区分	非排水強度			排水強度		
		$C_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (度)	設定の考え方	$C_D$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi_D$ (度)	設定の考え方
Avf-s	中間土	$14.4+3.07Z$ (Zの基準: GL±0.0)	0	簡易CUbar(変相点), ( $b_1=0.85, b_2=1.00$ ), CV=0.28, n=19	0	37	三軸CD試験による強度 ( $b_1=0.95, b_2=1.00$ ), CV=0.11, n=39
Avf-c	粘性土	$11.4+1.62Z$ (Zの基準: GL±0.0)	0	簡易CUbar (最大主応力差×0.75), ( $b_1=0.95, b_2=1.00$ ), CV=0.11, n=24	圧密による強度増加を考慮		強度増加率は、三軸圧縮試験 結果の平均値で設定
Avf-c2	粘性土	$53.0+1.58Z$ (Zの基準: GL±0.0)	0	簡易CUbar (最大主応力差×0.75), $q_u$ 法, ( $b_1=0.90, b_2=1.00$ ), CV=0.18, n=13	圧密による強度増加を考慮		強度増加率は、三軸圧縮試験 結果の平均値で設定
Aco-c	中間土	$12.0+2.07Z$ (Zの基準: GL±0.0)	0	簡易CUbar(変相点), ( $b_1=0.85, b_2=1.00$ ), CV=0.33, n=25	0	36	三軸CD試験による強度 ( $b_1=0.90, b_2=1.00$ ), CV=0.16, n=16
Aco-s	砂質土	—	—	—	0	33	三軸CD試験による強度 ( $b_1=0.95, b_2=0.75$ ), CV=0.14, n=2
Aco-g	砂質土	—	—	—	0	40	三軸CD試験による強度 ( $b_1=0.95, b_2=1.00$ ), CV=0.15, n=32
As	砂質土	—	—	—	0	32	三軸CD試験による強度 (1地点のデータ(n=1)であるため、 補正なし)
Ag	砂質土	—	—	—	0	34	三軸CD試験による強度 ( $b_1=1.00, b_2=0.83$ ), CV=0.09, n=3
DR	砂質土	—	—	—	0	32	三軸CD試験による強度 ( $b_1=0.95, b_2=0.94$ ), CV=0.14, n=9
DK	砂質土	—	—	—	0	30	三軸CD試験による強度 ( $b_1=0.95, b_2=0.93$ ), CV=0.10, n=7
EKK	基盤	—	—	—	—	—	—

CV: 変動係数



- 凡例
- 破壊規準線
  - CD試験
  - CUbar試験

☐ : 設計に用いる値  
 (tan  $\phi$  で補正を行い  $\phi$  の少数第1位を切り捨て算出)

図 2.2-26 砂質土及び中間土のせん断強度(排水)

(4) 強度増加率

せん断強度の設定において粘性土とした Avf-c、Avf-c2 については、圧密後の長期的なせん断強度を求めるため強度増加率を算出する<sup>\*14</sup>。強度増加率の算出には、下記の4つの方法が考えられる<sup>\*18</sup>。

- ① 一般値：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」において実績及び調査結果から記載されている範囲
- ② Cu/Pc：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」の方法
- ③ 三軸圧縮試験：「道路土工—軟弱地盤対策工指針（平成24年8月）」の方法（図 2.2-27）
- ④  $\Delta c/\Delta p$ ：「港湾構造物設計事例集 平成30年改訂版（平成30年12月）」の方法

各方法による強度増加率の算出結果を表 2.2-16 に示す。

①～④の方法とも概ね同等の強度増加率を示すが、②④が現状の土被り圧から求める強度増加率であるのに対し、③は、現状の土被り圧から実際に増加する荷重をかけてせん断試験を行い求めるもので、現状の地盤が過圧密状態であっても過小評価することなく、現地盤における圧密後のせん断強度の適切な評価が可能である。

表 2.2-16 強度増加率の算出結果

土質	①一般値	②Cu/Pc	③三軸圧縮試験 <sup>注1</sup> (Cu/σ'v)	④ <sup>注2</sup> Δc/Δp	設計に用いる値
Avf-c	0.2～0.25	0.23	0.18	0.22	0.18
Avf-c2	0.2～0.25	0.25	0.21	0.21	0.21

注1：せん断強度は、三軸圧縮試験結果の最大主応力差×1/2にφu=0法と同等の強度を用いるものとして0.75倍補正を行った強度として、Cu=(最大主応力差×1/2×0.75)を用いて整理した。試験時の圧密圧力σ3に相当するσ'vは、σ3=2/3σ'v(K0=0.5)より、σ'v=3/2σ3として換算した。試験結果のうち、過圧密領域に相当する拘束圧の試験結果は、棄却して整理した。

注2：非排水せん断強度の深度分布の傾き C=C0+kz から k/γ' として求めた。

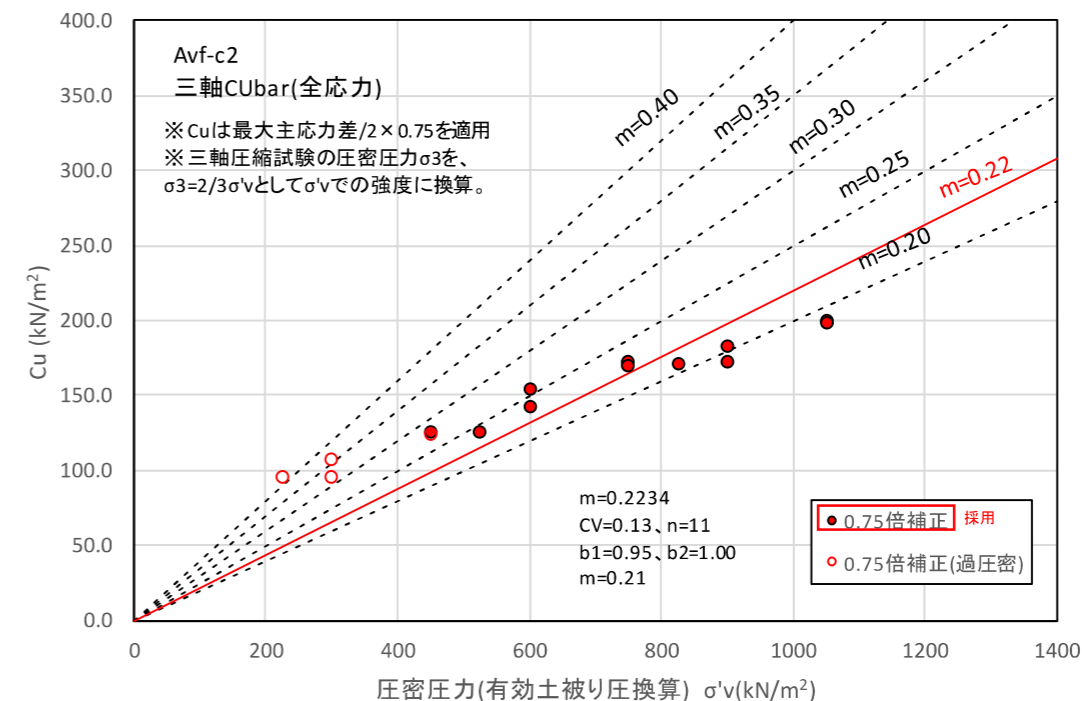
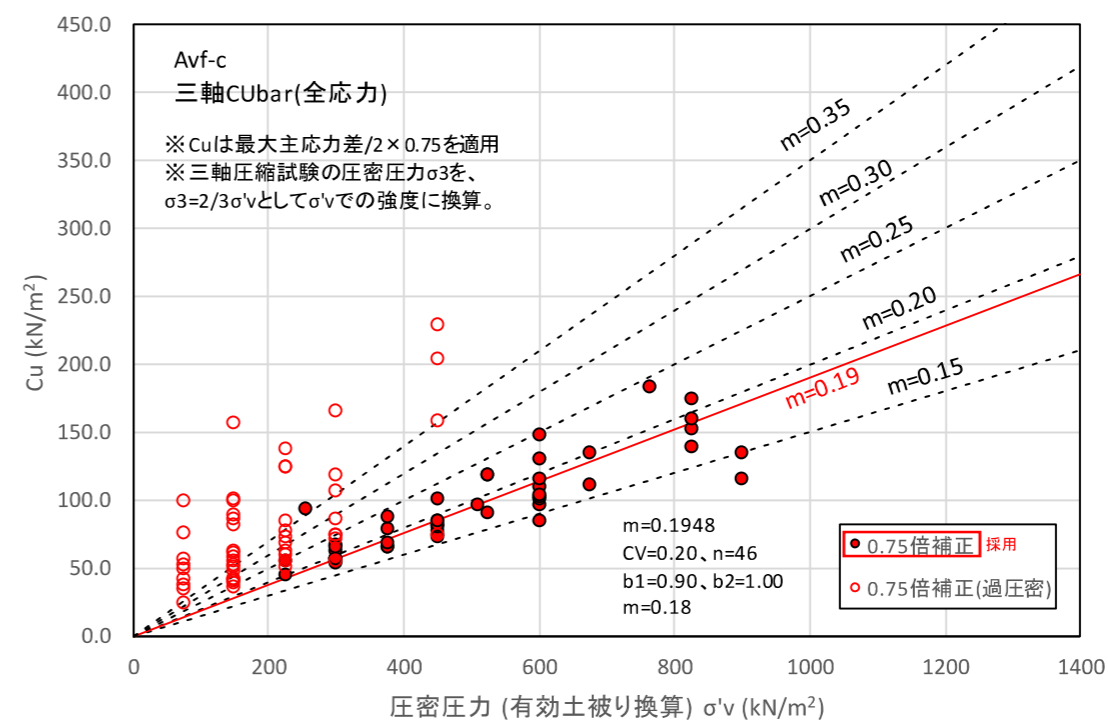


図 2.2-27 ③三軸(CUbar)圧縮試験から求める強度増加率

(5) 圧密特性

圧密特性は、一般に荷重荷重に伴う過剰間隙水圧の消散過程の一次圧密、クリープ的な挙動が長期にわたり生じる二次圧密に分類される。

1) 一次圧密特性

一次圧密の特性を表す e-logp 曲線及び logp-logCv 曲線は、対象土質が砂分含有量の多い土質や硬質粘土があることから、より試験の対象土質の適用範囲が広い「地盤材料試験の方法と解説(平成21年11月)」等<sup>19</sup>に示される定みずみ速度圧密試験の値より設定した。図 2.2-28 に e-logp 曲線、図 2.2-29 に logp-logCv 曲線の集積図を示す。

設計に用いる e-logp 曲線は、試験値の平均的な曲線として、段階荷重の試験荷重に相当する間隙比の平均として設定しているが、地盤の特性のバラツキにより沈下量は、±30%程度増減する可能性がある<sup>20</sup>。

圧密係数 Cv は、想定荷重範囲（現況土被り圧  $\sigma'v \sim \sigma'v + \Delta p$ ）内の平均的な圧密係数となるように、 $\sigma'v + \Delta p/2$  となる試験値の平均値とした<sup>21</sup>。図 2.2-30 には、計画地盤高と現況地盤高から埋立厚と埋立荷重による鉛直応力増分  $\Delta p$  を 50mメッシュで算定した結果を示す。同図より、 $\Delta p$  は、約 200~600(kN/m<sup>2</sup>)となる。よって、図 2.2-29 には、 $\Delta p$  を 200kN/m<sup>2</sup>単位で  $\Delta p=200, 400, 600$ (kN/m<sup>2</sup>)とした場合の圧密係数 Cv の値を示している。設計に用いる値は、具体的な応力増分が決定した段階で感度分析<sup>21</sup>も考慮し設定する。

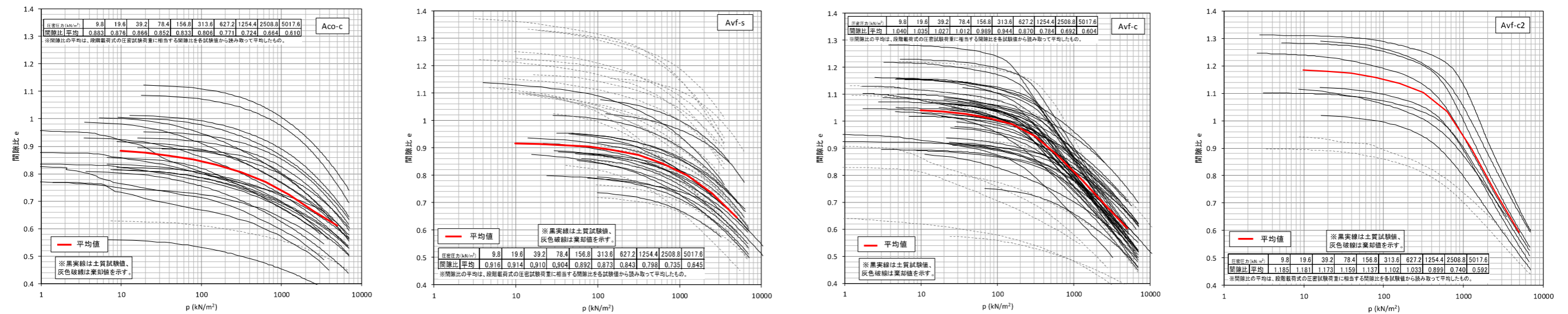


図 2.2-28 圧密特性(e-logp 曲線集積図)

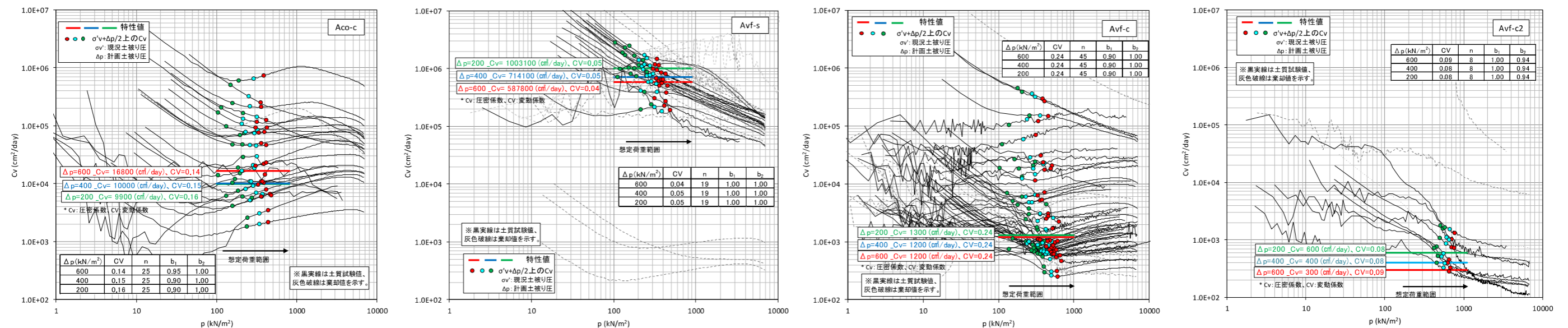
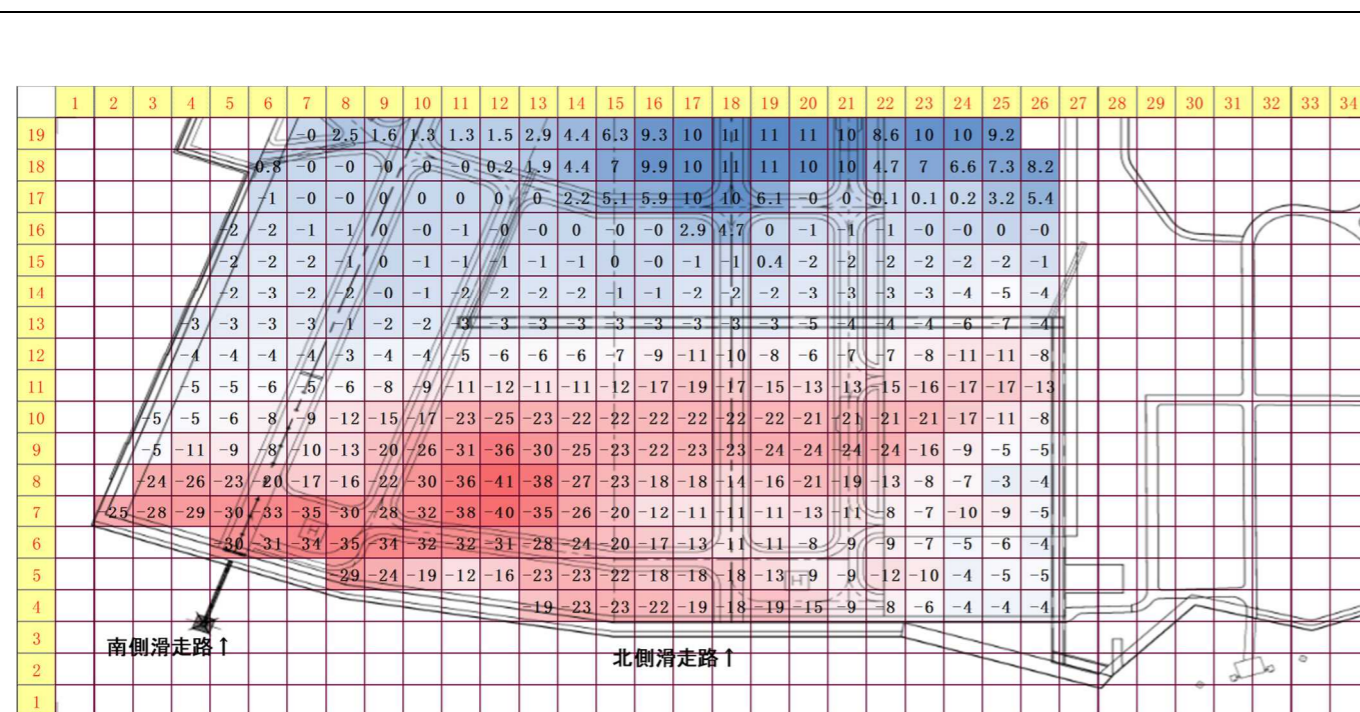
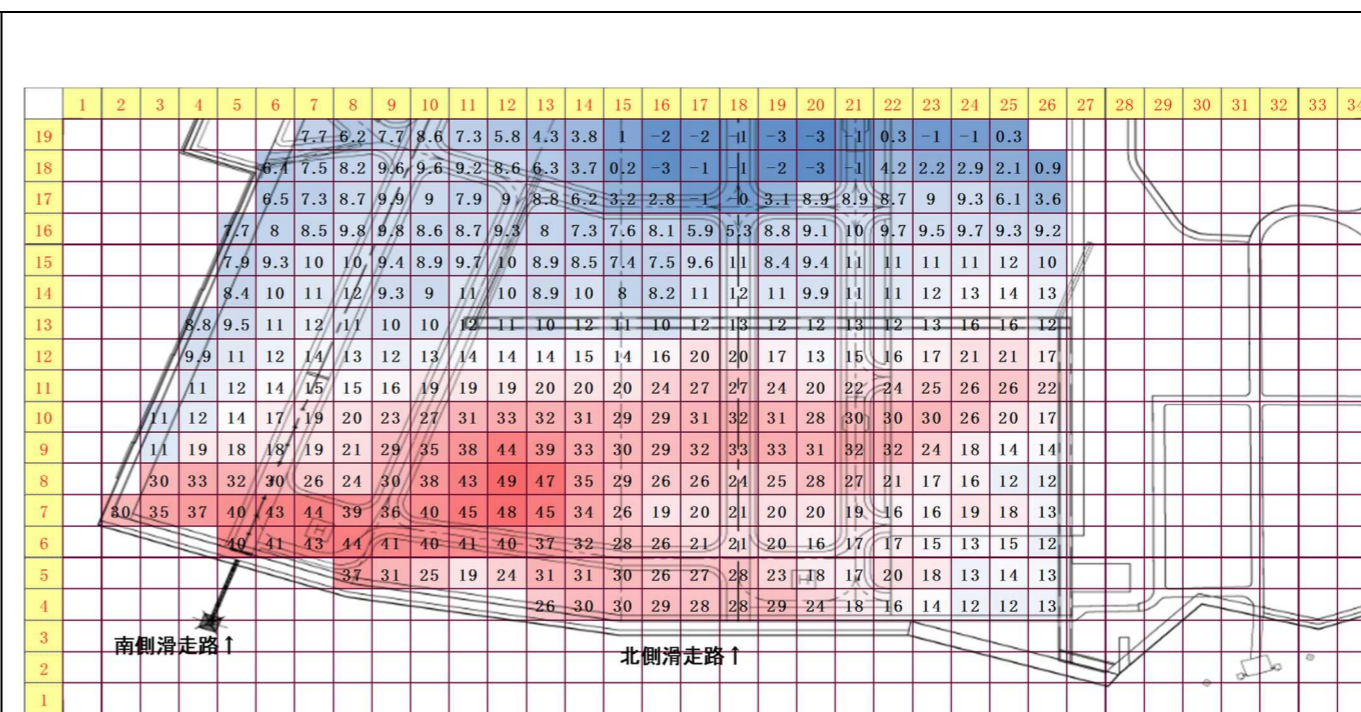


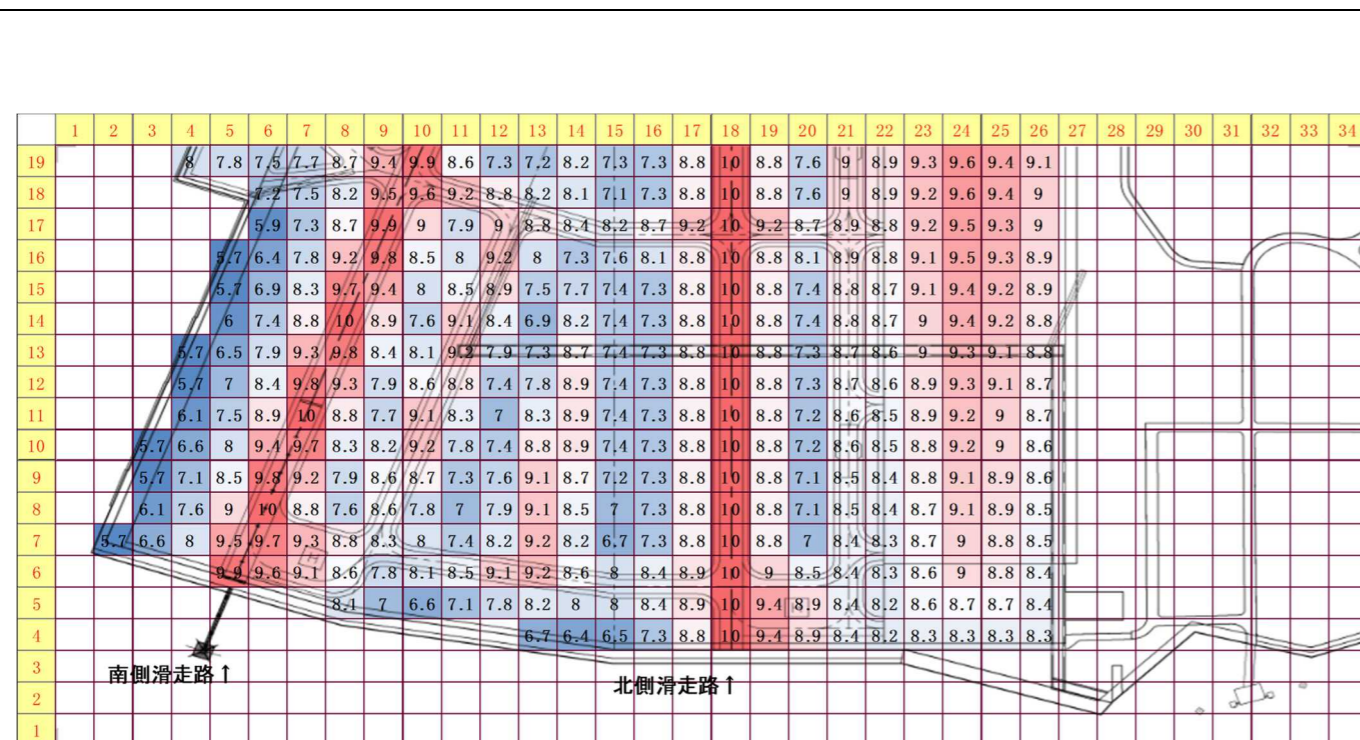
図 2.2-29 圧密特性(logp-logCv 曲線集積図)



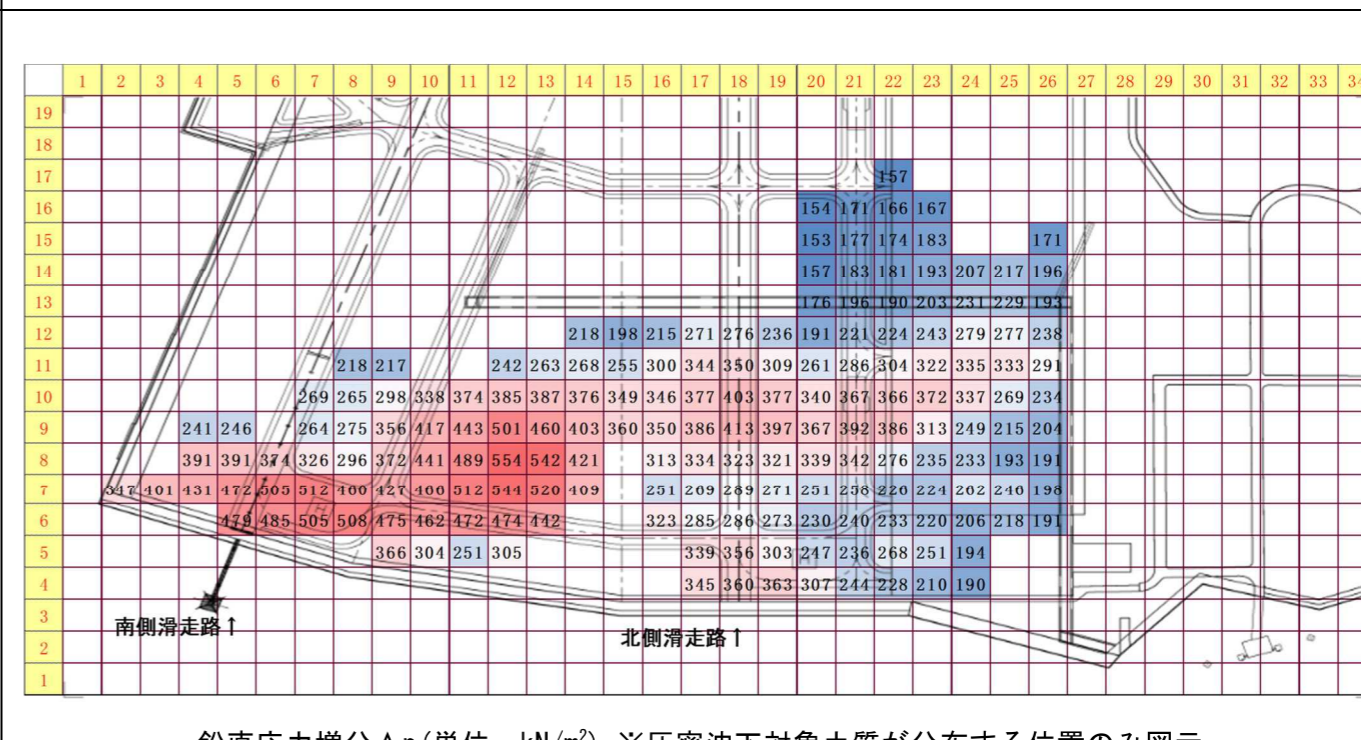
現況地盤高(単位: 標高 C.D.L. m)



計画埋立厚(単位: m)



計画地盤高(単位: 標高 C.D.L. m)



2) 過圧密比

過圧密比は、定ひずみ速度圧密試験結果を基に整理して設定した。圧密降伏応力  $P_c$  と試験供試体の有効土被り圧  $\sigma'_v$  の深度分布を図 2.2-31 に示す。

同図より過圧密比  $OCR=P_c/\sigma'_v$  を求めると図 2.2-32 に示すとおりとなる。なお、砂分の多い試料や透水性が高く、せん断試験時にダイレーションの影響がある試料での試験値は棄却し、 $e$ - $\log p$  曲線上で上に凸な部分が現れず、圧密降伏応力を求めにくい試験値<sup>\*19</sup>も棄却した。

また、定ひずみ速度圧密試験による圧密降伏応力は、試験時のひずみ速度に応じて変化し、ひずみ速度が速いと圧密降伏応力が大きく出るとされている<sup>\*22</sup>。よって、表 2.2-17 に示す試料の塑性指数に応じた試験時のひずみ速度毎に、図 2.2-33 圧密降伏応力のひずみ速度依存性から算出する補正係数を乗じ、段階荷重式の圧密試験による圧密降伏応力相当に補正した。

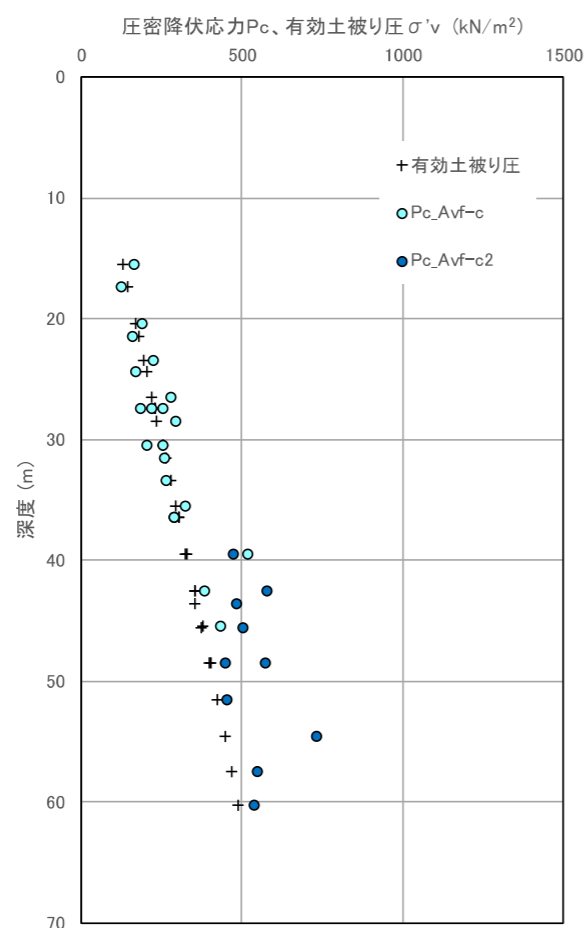
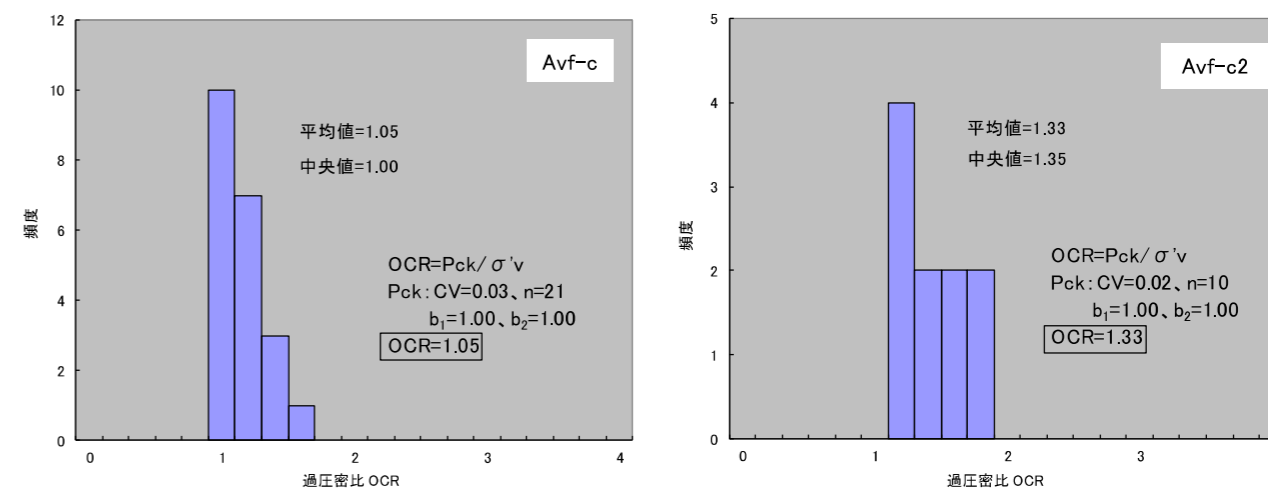


図 2.2-31 圧密降伏応力  $P_c$  と有効土被り圧  $\sigma'_v$  の深度分布図



□ : 設計に用いる値

図 2.2-32 頻度分布図(過圧密比 OCR)

表 2.2-17 ひずみ速度の参考値

塑性指数 $I_p$	ひずみ速度 %/min
10 未満	0.1
10~40	0.05
40 以上	0.01

出典：「地盤材料試験の方法と解説（平成 21 年 11 月）」P.502

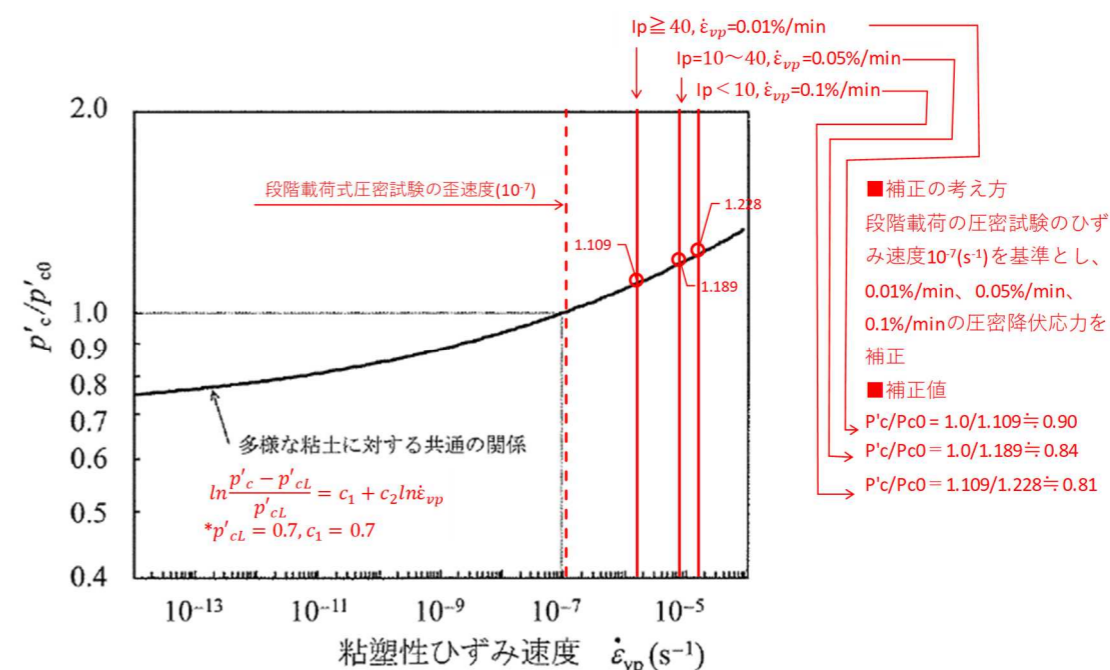


図 2.2-33 圧密降伏応力のひずみ速度依存性

出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.323 に赤字部を加筆

### 3) 二次圧密特性

二次圧密特性は、図 2.2-34 に示すように長期圧密試験結果を基にした二次圧縮指数  $C\alpha$  を用いて設定することが一般的である。Aco-c、Avf-s、Avf-c、Avf-c2 の長期圧密試験結果を図 2.2-35 に示す。二次圧縮指数  $C\alpha$  は、一定値として設定されることが一般的であるが、試験結果では二次圧密の後半で  $C\alpha$  が大きくなる現象が確認された。二次圧縮指数を試験結果の前半の傾き  $C\alpha 1$  と後半の傾き  $C\alpha 2$  に分けて設定し、各地層で整理した平均値を表 2.2-18 に示す。供用開始後の維持管理の検討のために、二次圧密沈下量の評価が重要である。

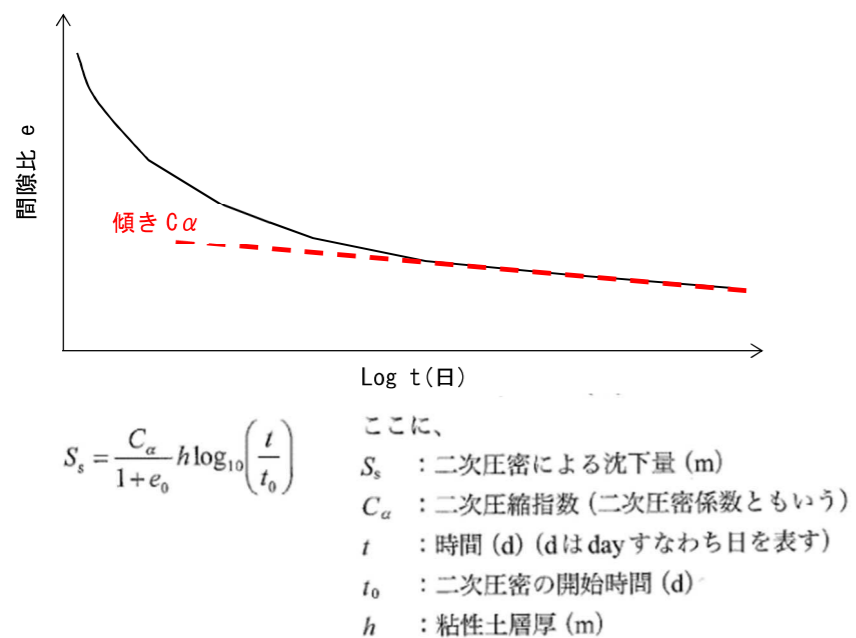


図 2.2-34 長期圧密試験結果と二次圧密沈下量の計算方法

表 2.2-18 長期圧密試験から算定した二次圧縮指数

データ数	圧縮指数 $C_c$	$C\alpha$ 推定値 (0.04 $C_c$ )	$C\alpha 1$	$C\alpha 2$	$C\alpha 2$	
			平均値	平均値	開始日	
Aco-c	5	0.24	0.010	<b>0.005</b>	<b>0.028</b>	<b>6.0</b>
Avf-s	5	0.31	0.012	<b>0.005</b>	<b>0.020</b>	<b>5.3</b>
Avf-c	25	0.33	0.013	<b>0.011</b>	<b>0.029</b>	<b>6.6</b>
Avf-c2	5	0.53	0.021	<b>0.015</b>	<b>0.030</b>	<b>3.5</b>

二次圧縮指数の考え方  
 $C\alpha 1$ 、 $C\alpha 2$ は、後半の勾配変化点前後の直線区間を用いて算定

時間 log t (日)

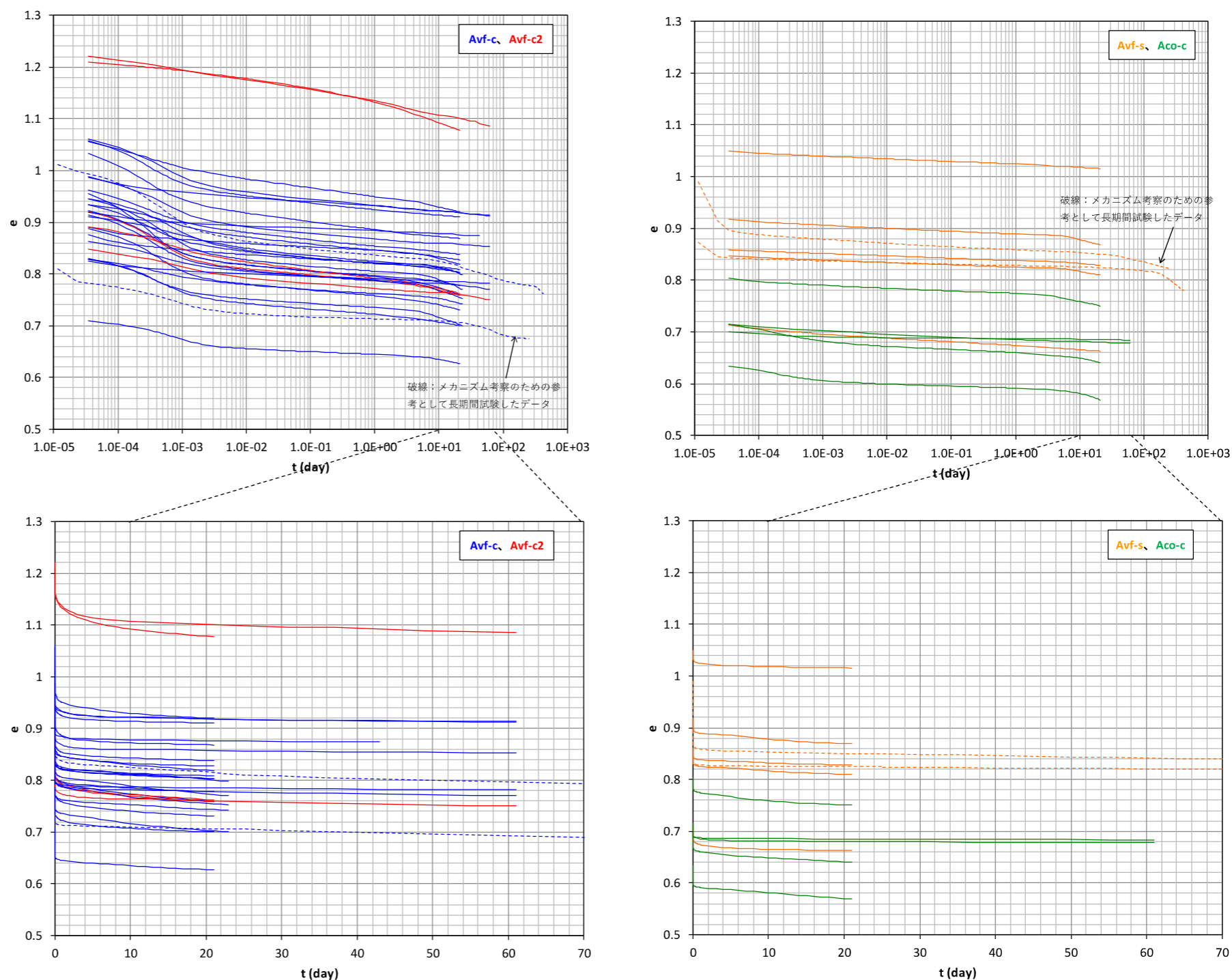


図 2.2-35 長期圧密試験結果(上段：時間軸を対数目盛表示、下段：時間軸を算術目盛表示)

## 2.3 波浪条件

### 2.3.1 波浪変形計算法の選定

複雑な海底地形における波浪変形計算では、近年、回折・屈折・浅水変形に加え、波の非線形性・分散性および不規則性・多方向性等を全て同時に計算可能なブシネスク方程式が波浪変形計算に適用されつつある。「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」<sup>\*23</sup>では、地形が複雑な浅い海域では非線形性を考慮することが望ましいとされ、波の非線形性をある程度考慮する場合には、消波工の反射特性も同時に解析できる弱非線形ブシネスク方程式を用いた波浪変形計算法等を用いることができるとされている。

よって、設計沖波から検討対象護岸等(図 2.3-6 に示す検討対象護岸及び海上ヤード)の周辺までの波浪変形計算は「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」<sup>\*24</sup>からエネルギー平衡方程式により行い、リーフ等複雑な地形の検討対象護岸等の周辺における波浪変形計算はブシネスク方程式<sup>\*25</sup>を用いて実施した。

### 2.3.2 波浪変形計算手順

波浪変形計算は、図 2.3-1 に示すフローに従い実施した。

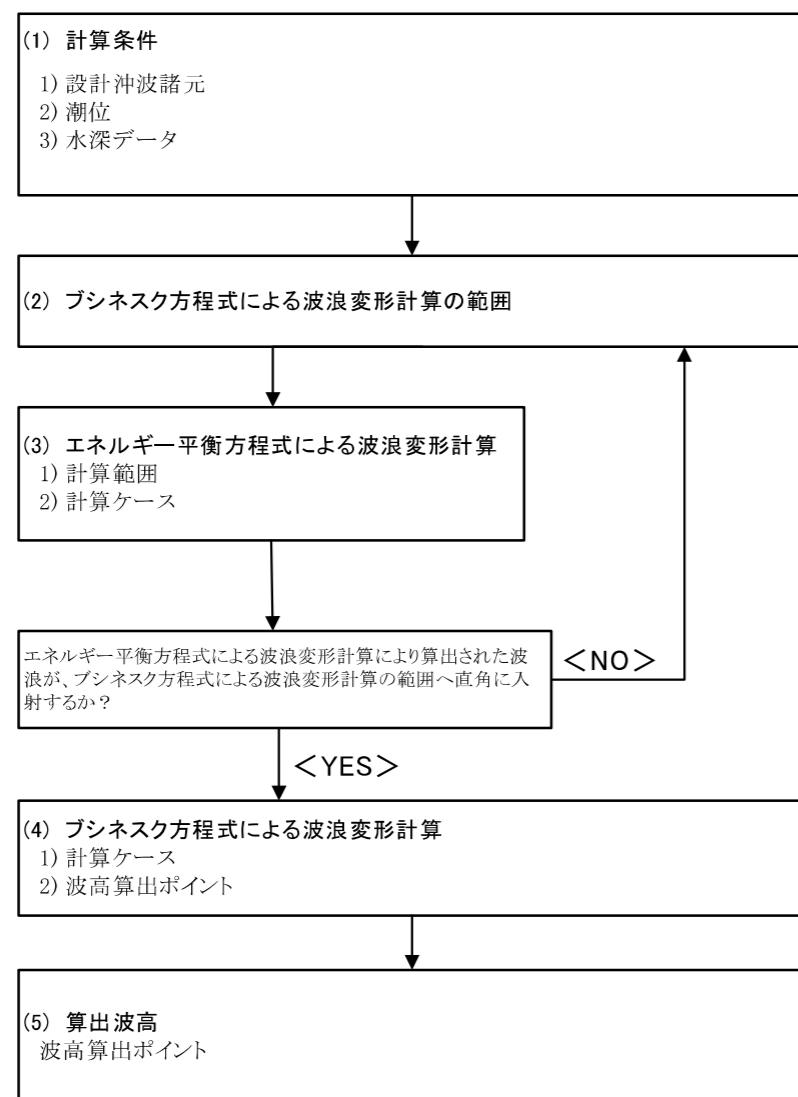


図 2.3-1 ブシネスク方程式による波浪変形計算のフロー

### (1) 計算条件

#### 1) 設計沖波諸元（現埋立承認申請と同様）

設計沖波は、中城湾のナウファス波浪観測データをエネルギー平衡方程式により中城湾沖に変換し、極値統計解析により中城湾沖の確率波を算出した後、これを中城湾沖からシュワブ沖の確率波へ変換を行った<sup>\*26</sup>。

表 2.3-1 に設計沖波諸元を示す。

表 2.3-1 設計沖波諸元

確率年	波向	波高 $H_0$ (m)	周期 $T_0$ (sec)
10年確率波	SE	11.0	14.9
	SSE	11.5	15.4
	S	12.0	15.6
	SSW	11.5	15.4
50年確率波	SE	13.5	17.0
	SSE	14.0	17.3
	S	14.5	17.6
	SSW	14.0	17.2

#### 2) 潮位

計算に用いる潮位は、「2.1(1) (P.10 参照)」に示す設計潮位より H.W.L.は C.D.L.+2.20m、L.W.L.は C.D.L.+0.10m とする。

#### 3) 水深データ

波浪変形計算に用いる水深データは、大浦湾の複雑な海底地形を反映するため、以下の手順で作成した。(図 2.3-2)

- ① 基本となる水深データは、以下に示すシングルビームで測量された広域の水深データを使用。  
海底地形デジタルデータ M7020 Ver2.1 沖縄本島海域(2017年3月) 出典：(財)日本水路協会
- ② 大浦湾周辺の水深データは、以下に示す、ナローマルチビームで詳細に測量された水深データを使用。  
平成14年度 大浦湾深浅測量結果
- ③ 検討対象箇所周辺の水深データは、以下に示す、ナローマルチビームで詳細に測量された最新の水深データを使用。  
平成27年度 大浦湾深浅測量結果

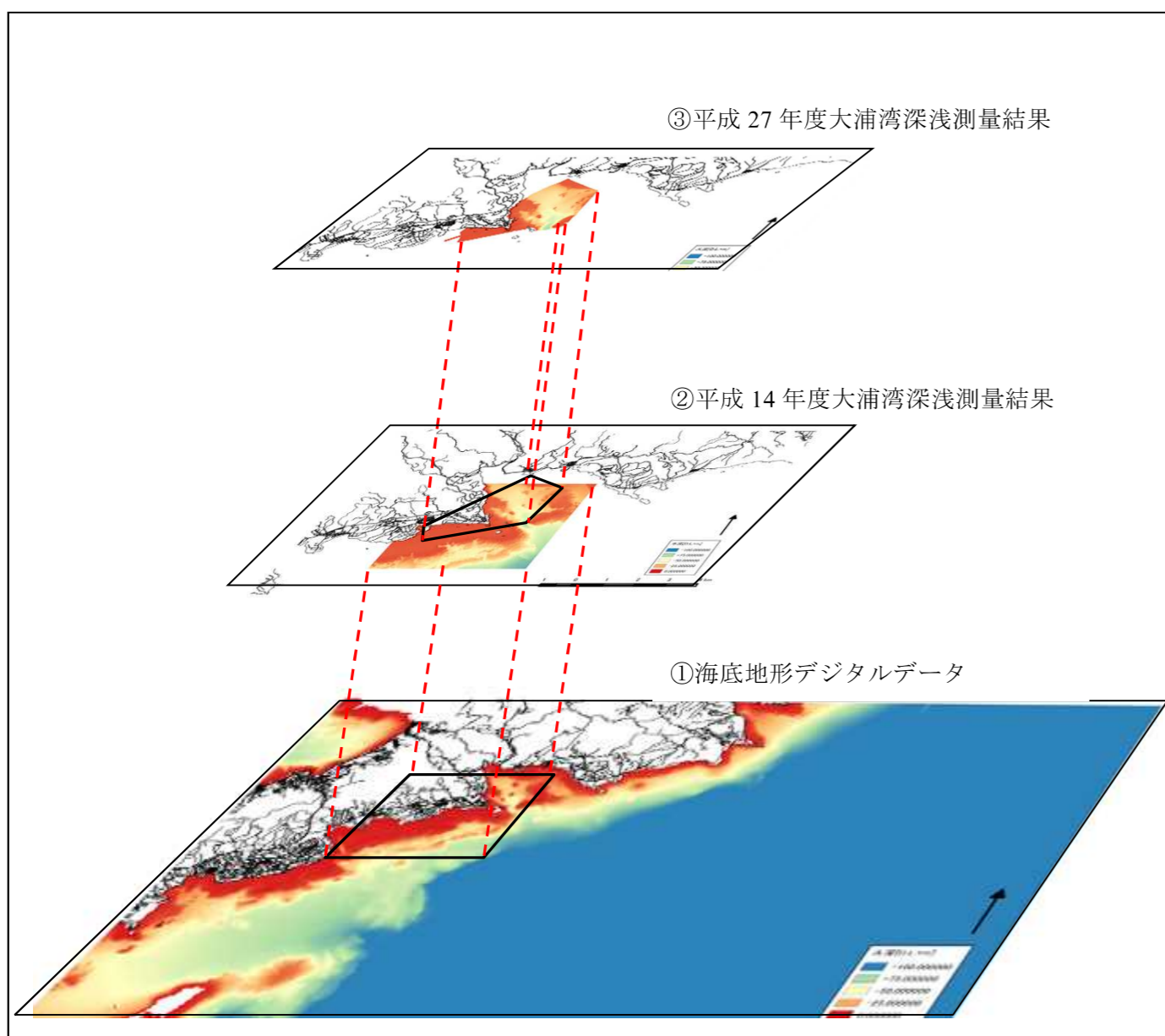


図 2.3-2 水深データ作成イメージ

(2) ブシネスク方程式による波浪変形計算の範囲

ブシネスク方程式<sup>※27</sup>による波浪変形計算の範囲は、検討対象護岸等が有効造波領域<sup>※28</sup>に含まれるよう設定した。なお、波浪変形計算の範囲の方向は、エネルギー平衡方程式による波浪変形計算により算出された波浪が、ブシネスク方程式による波浪変形計算の範囲へ直角に入射するよう設定した<sup>※29</sup>。ブシネスク方程式による波浪変形計算の範囲を図 2.3-3 に示す。

計算格子の間隔は、沖波の波長より 10m とした<sup>※30</sup>。

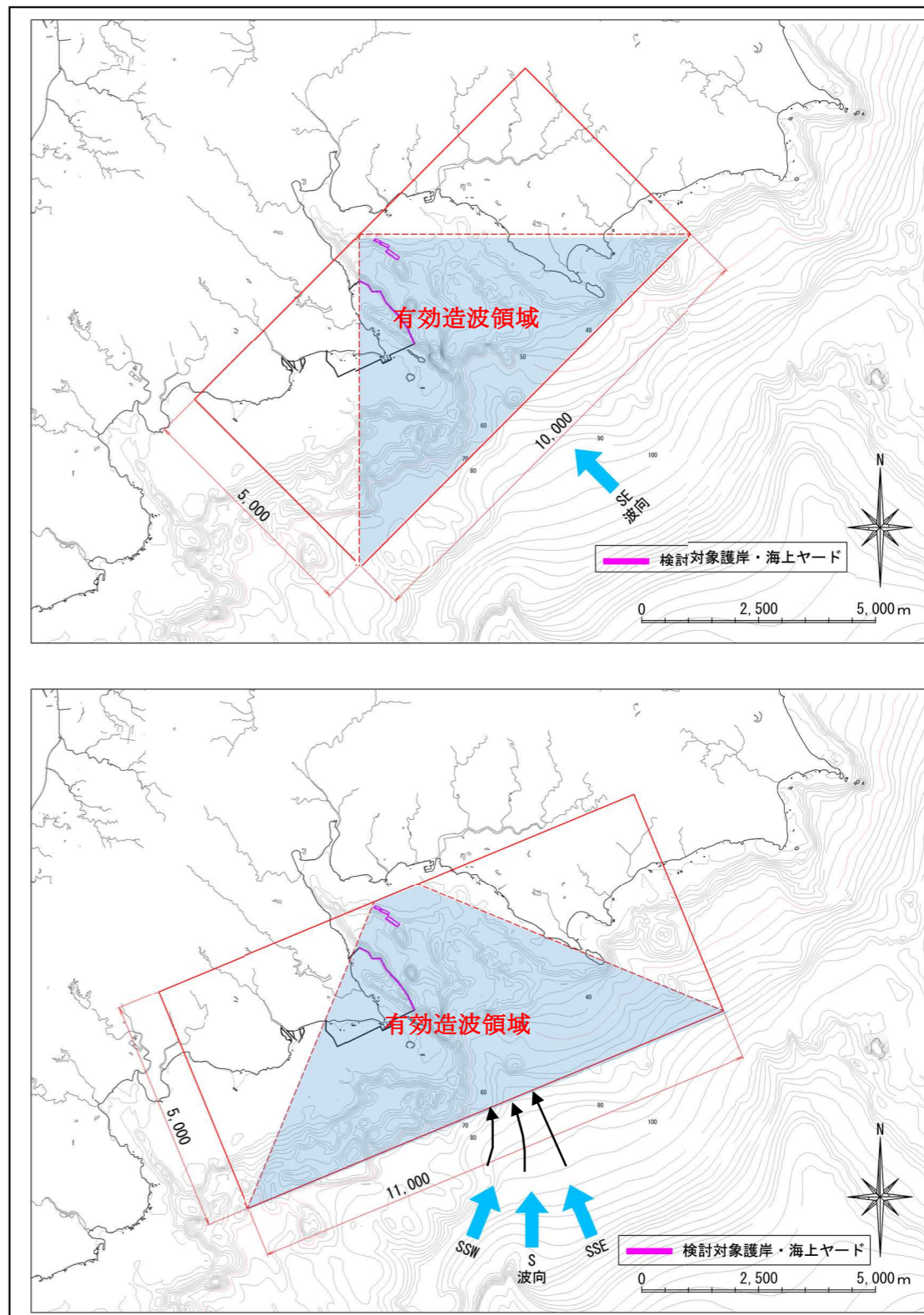


図 2.3-3 ブシネスク方程式による波浪変形計算の範囲(上:格子方向 SE, 下:格子方向 SSE)

(3) エネルギー平衡方程式による波浪変形計算

1) 計算範囲

エネルギー平衡方程式<sup>\*31</sup>による波浪変形計算の範囲は、波向SEの設計沖波を対象として図 2.3-4、波向 SSE、S、SSW の設計沖波を対象として図 2.3-5 に示すとおり、エネルギー平衡方程式による波浪計算結果をブシネスク方程式による波浪変形計算の範囲に引継ぐライン(ブシネスク引継ぎライン)において、波のエネルギーが十分入射するようにブシネスク引継ぎラインから、沖側方向へ海底地形が波浪に影響しない箇所<sup>\*32</sup>までの範囲を設定した。

計算格子の大きさは、図 2.3-4 および図 2.3-5 の第1領域では 100m、図 2.3-5 の第2領域では 200m<sup>\*33</sup>とした。

2) 計算ケース

計算ケースは、以下に示すケースの組み合わせで計算を行った。(計 16 ケース)

- ・ 確率波高 : 2 ケース (10 年確率波、50 年確率波)
- ・ 波向 : 4 ケース (SE、SSE、S、SSW)
- ・ 検討潮位 : 2 ケース (H.W.L.、L.W.L.)

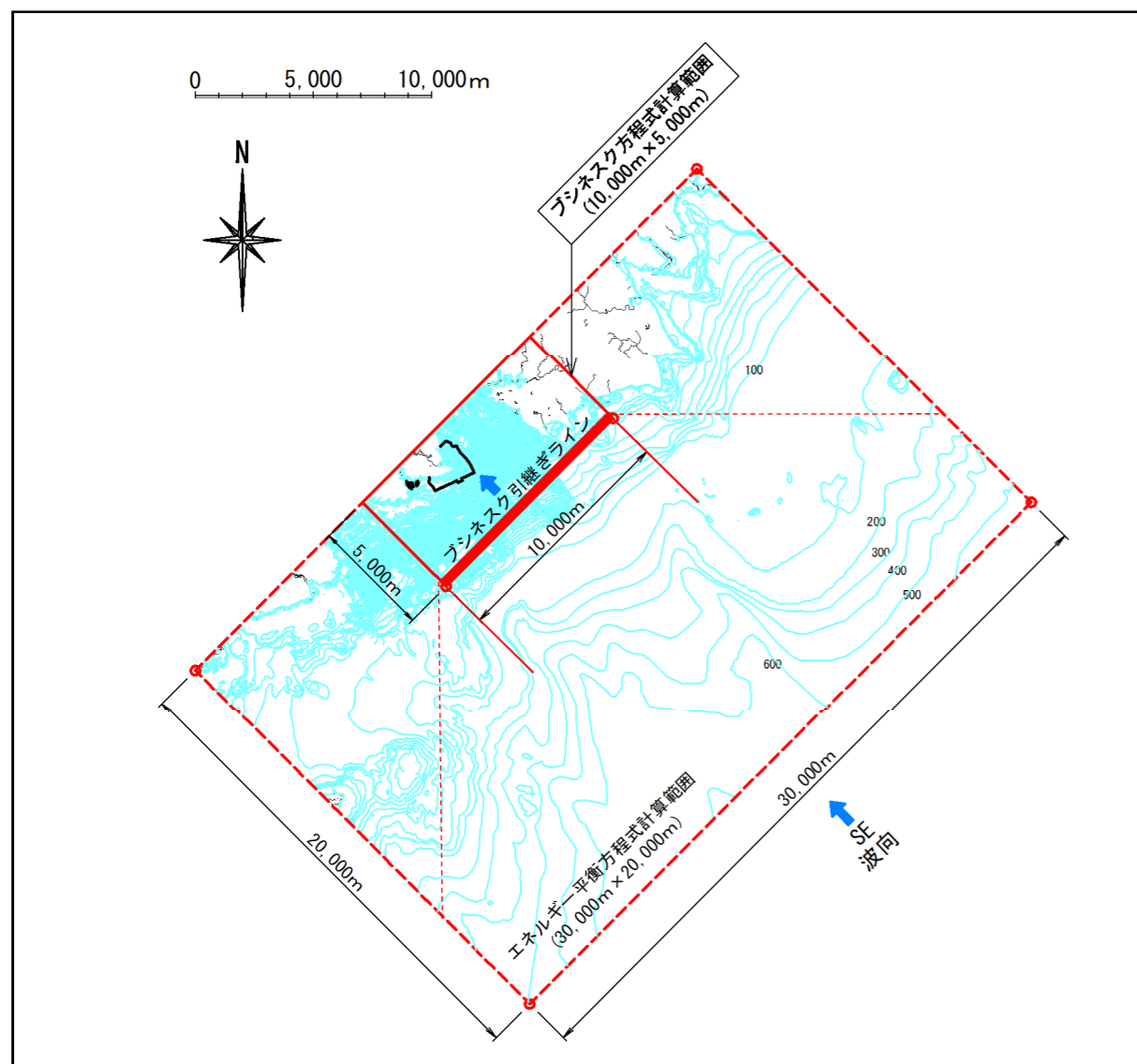


図 2.3-4 計算範囲図(格子方向 SE)

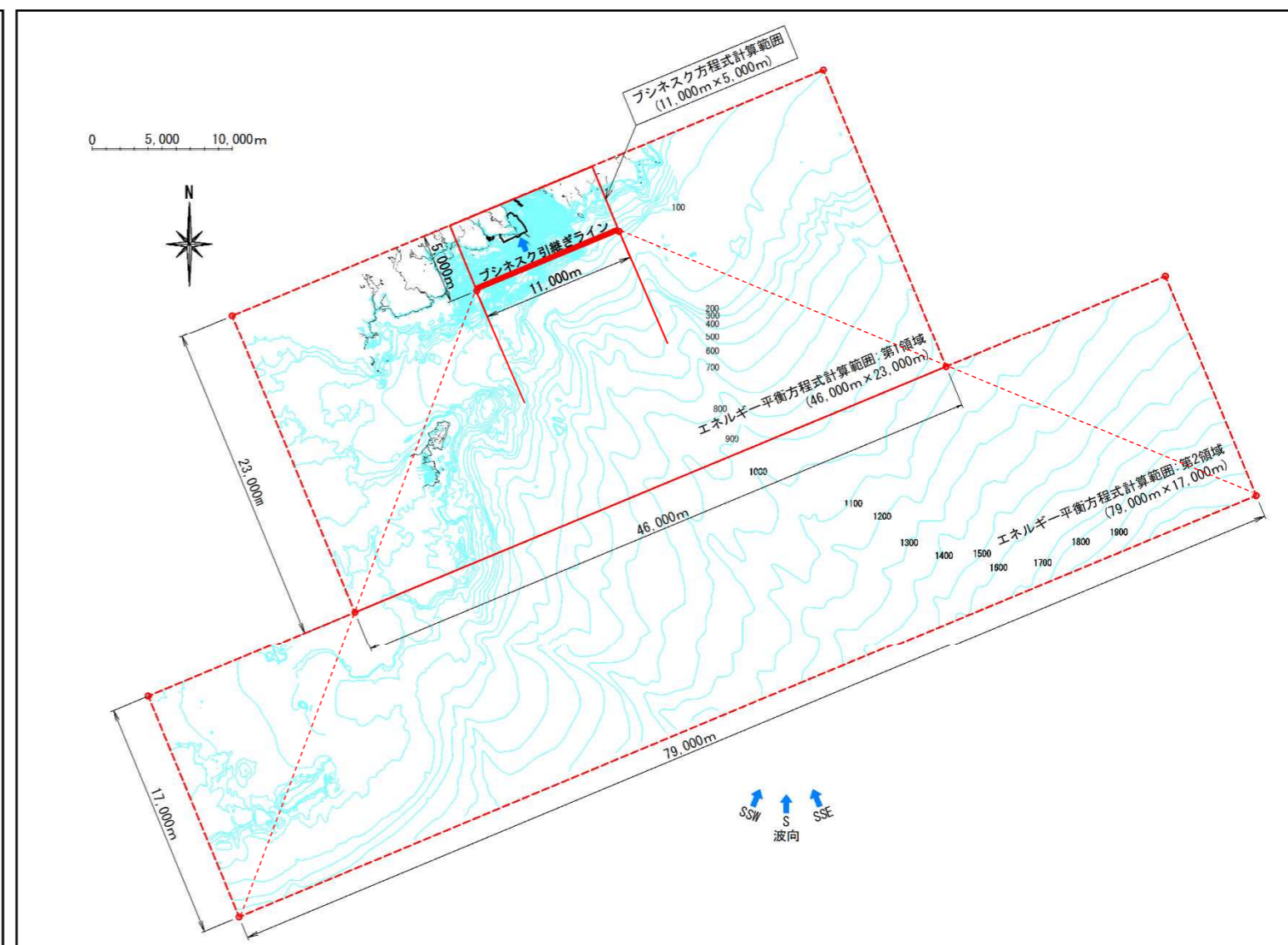


図 2.3-5 計算範囲図(格子方向 SSE)

(4) ブシネスク方程式による波浪変形計算

1) 計算ケース

(3)と同様に16ケースを行った。

2) 波高算出ポイント

波高算出ポイントは、検討対象の護岸前面に40点設定した。

海上ヤードの波高算出ポイントは、施工方法を検討する段階で適切な位置に設定する。

(5) 算出波高

図 2.3-6 に示す波高算出ポイントで得られた水位の時系列解析より、ゼロアップクロス法で処理し算出した有義波高( $H_{1/3}$ )を表 2.3-2 に示す。

なお、設計に用いる波高は、今後検討される護岸構造により、詳細な護岸前面水深が確定した段階で、有義波高( $H_{1/3}$ )を基に算出する。

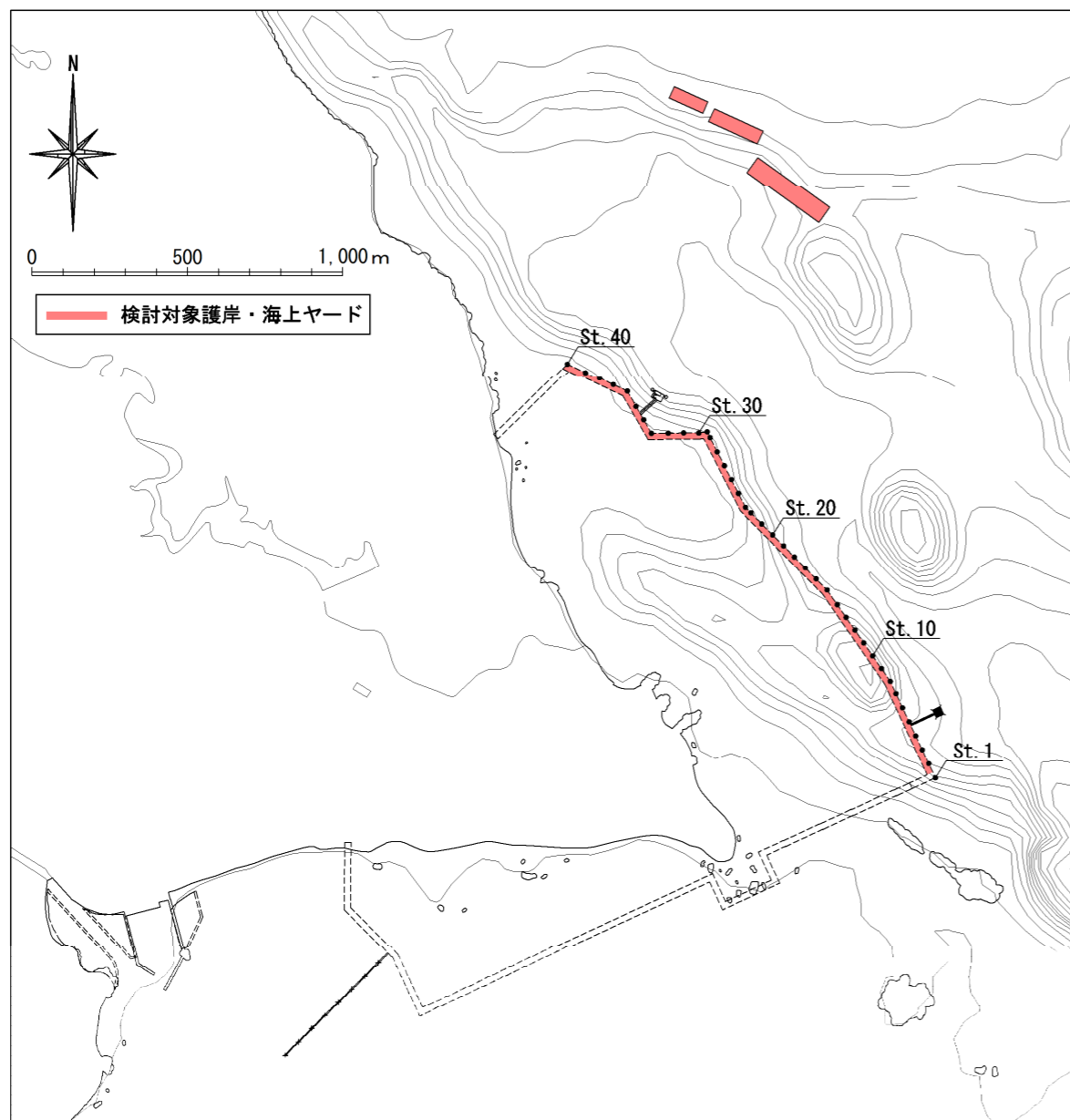


図 2.3-6 波高算出ポイント

表 2.3-2 有義波高算出結果

算出地点	確率年	10年確率波高								50年確率波高								
		潮位	L. W. L. +0.10				H. W. L. +2.20				L. W. L. +0.10				H. W. L. +2.20			
			SE	SSE	S	SSW	SE	SSE	S	SSW	SE	SSE	S	SSW	SE	SSE	S	SSW
		周期	14.9(s)	15.4(s)	15.6(s)	15.4(s)	14.9(s)	15.4(s)	15.6(s)	15.4(s)	17.0(s)	17.3(s)	17.6(s)	17.2(s)	17.0(s)	17.3(s)	17.6(s)	17.2(s)
St.1		2.01	1.24	0.99	0.62	2.07	1.43	1.27	0.86	2.15	1.39	1.20	0.89	2.28	1.72	1.51	0.96	
St.2		1.33	1.00	0.78	0.51	1.44	1.16	0.94	0.68	1.45	1.10	0.95	0.70	1.58	1.29	1.14	0.74	
St.3		1.64	1.12	0.89	0.61	1.66	1.34	1.07	0.76	1.68	1.18	1.05	0.74	1.81	1.40	1.14	0.81	
St.4		1.88	1.20	0.97	0.66	1.87	1.49	1.21	0.85	1.84	1.30	1.15	0.81	1.96	1.58	1.26	0.89	
St.5		1.95	1.22	1.00	0.68	1.94	1.55	1.30	0.86	1.90	1.31	1.14	0.87	2.05	1.65	1.25	0.95	
St.6		1.91	1.17	0.96	0.66	1.91	1.52	1.29	0.87	1.86	1.25	1.11	0.87	2.01	1.61	1.23	0.96	
St.7		1.76	1.10	0.93	0.62	1.83	1.48	1.21	0.82	1.75	1.20	1.05	0.83	1.97	1.55	1.22	0.91	
St.8		1.86	1.20	0.97	0.65	1.90	1.60	1.31	0.88	1.87	1.29	1.13	0.89	2.12	1.70	1.32	0.96	
St.9		2.56	1.85	1.48	0.97	2.67	2.36	1.96	1.31	2.74	2.19	1.75	1.25	3.01	2.53	1.91	1.46	
St.10		3.43	2.63	2.20	1.50	3.66	3.17	2.63	1.68	3.61	2.86	2.56	1.58	4.08	3.42	2.72	1.92	
St.11		2.17	1.77	1.45	0.99	2.97	2.62	2.20	1.46	2.47	2.12	1.73	1.57	3.41	2.85	2.17	1.78	
St.12		1.97	1.97	1.59	1.11	2.45	2.24	1.95	1.30	2.18	2.20	1.89	1.19	2.74	2.45	2.02	1.42	
St.13		1.32	1.25	1.01	0.71	1.96	1.73	1.47	1.08	1.41	1.33	1.12	0.98	2.06	1.78	1.49	1.17	
St.14		1.20	1.11	0.88	0.60	1.80	1.54	1.35	0.96	1.27	1.17	0.98	0.93	1.91	1.60	1.42	1.07	
St.15		1.19	1.07	0.80	0.57	1.68	1.43	1.27	0.88	1.27	1.15	0.94	0.90	1.85	1.49	1.35	1.02	
St.16		1.15	1.04	0.79	0.56	1.62	1.34	1.25	0.85	1.27	1.15	0.94	0.88	1.85	1.43	1.34	0.99	
St.17		1.13	1.05	0.75	0.54	1.56	1.38	1.20	0.83	1.25	1.14	0.90	0.83	1.79	1.41	1.34	0.95	
St.18		1.09	0.99	0.74	0.53	1.55	1.37	1.18	0.82	1.27	1.14	0.90	0.80	1.77	1.44	1.37	0.94	
St.19		1.06	0.95	0.73	0.56	1.56	1.38	1.19	0.85	1.30	1.15	0.92	0.82	1.75	1.47	1.37	0.94	
St.20		1.07	0.99	0.76	0.58	1.59	1.42	1.22	0.91	1.33	1.20	0.95	0.87	1.81	1.55	1.40	1.03	
St.21		1.07	1.03	0.78	0.59	1.65	1.44	1.24	0.94	1.32	1.23	0.96	0.89	1.86	1.58	1.49	1.07	
St.22		1.08	1.05	0.81	0.59	1.69	1.53	1.33	1.01	1.28	1.32	1.01	0.95	1.90	1.64	1.54	1.15	
St.23		1.13	1.16	0.85	0.63	1.81	1.62	1.41	1.07	1.38	1.41	1.08	0.99	1.99	1.73	1.63	1.23	
St.24		1.16	1.24	0.86	0.66	1.79	1.61	1.44	1.11	1.35	1.50	1.14	0.99	1.99	1.78	1.68	1.30	
St.25		1.08	1.22	0.81	0.61	1.68	1.48	1.38	1.05	1.30	1.45	1.08	0.94	1.89	1.75	1.63	1.25	
St.26		1.02	1.24	0.76	0.59	1.60	1.48	1.43	1.04	1.32	1.41	1.07	0.94	1.91	1.75	1.57	1.23	
St.27		1.10	1.32	0.78	0.61	1.76	1.54	1.47	1.06	1.42	1.50	1.11	0.97	2.06	1.80	1.52	1.23	
St.28		1.17	1.34	0.81	0.64	1.86	1.56	1.48	1.06	1.43	1.55	1.12	0.98	2.12	1.79	1.52	1.24	
St.29		1.20	1.31	0.81	0.65	1.88	1.55	1.46	1.03	1.42	1.50	1.10	0.97	2.14	1.77	1.51	1.22	
St.30		1.22	1.31	0.82	0.65	1.87	1.54	1.45	1.04	1.47	1.50	1.10	0.94	2.18	1.74	1.48	1.20	
St.31		1.00	1.13	0.73	0.60	1.61	1.39	1.34	0.96	1.18	1.28	0.98	0.87	1.83	1.55	1.41	1.10	
St.32		0.82	0.88	0.60	0.47	1.34	1.11	1.08	0.78	0.99	1.03	0.78	0.76	1.48	1.23	1.20	0.89	
St.33		0.76	0.88	0.59	0.46	1.09	1.00	0.96	0.69	0.95	1.06	0.75	0.70	1.20	1.13	1.04	0.81	
St.34		0.73	0.83	0.52	0.41	1.10	1.00	0.89	0.66	0.96	1.06	0.72	0.64	1.30	1.11	1.06	0.78	
St.35		0.79	0.93	0.58	0.45	1.21	1.04	0.95	0.70	1.06	1.17	0.75	0.68	1.43	1.21	1.10	0.82	
St.36		0.91	1.09	0.66	0.52	1.42	1.14	1.00	0.72	1.28	1.33	0.85	0.72	1.58	1.36	1.18	0.84	
St.37		0.90	1.03	0.62	0.52	1.35	1.09	0.99	0.70	1.22	1.22	0.82	0.74	1.53	1.29	1.12	0.82	
St.38		0.91	0.99	0.59	0.51	1.34	1.03	0.96	0.66	1.22	1.13	0.78	0.72	1.51	1.24	1.09	0.77	
St.39		0.89	1.01	0.63	0.55	1.31	1.05	1.02	0.70	1.16	1.16	0.82	0.74	1.47	1.28	1.09	0.79	
St.40		0.83	0.90	0.62	0.53	1.22	0.99	0.99	0.67	1.05	1.02	0.75	0.70	1.34	1.17	1.02	0.77	

### 3. 護岸構造形式の候補の提示

大浦湾側の護岸構造形式の選定に当たっての方針及び条件は、以下のとおりである。

[方針]

- 可能な限り施工効率の良い構造形式とする。
- 護岸築造による海底面の改変範囲を可能な限り小さくできる構造形式とする。

[条件]

- 護岸設置海域は、防波堤等の遮蔽物が存在しないため、護岸本体のみで一定期間、耐波安定性が求められる。
- C-1～C-3 護岸及び護岸(係船機能付)は、大浦湾奥の漁港を使用する船舶への反射波の影響を低減するため、消波機能が必要である。なお、船舶の離着岸が行われる護岸(係船機能付)は直立壁であることが必要である。(現埋立承認申請と同様)
- A護岸には消波機能は不要である。

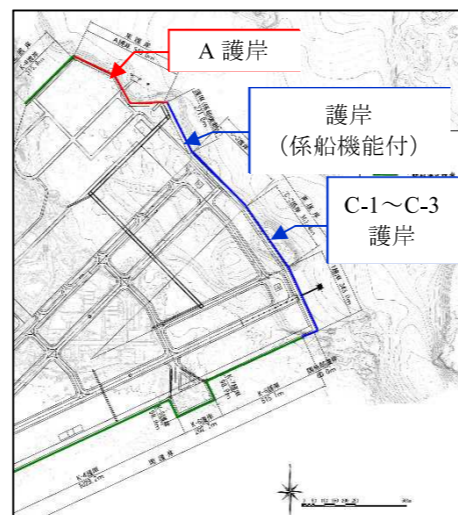


図 3.1-1 に、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成30年5月)」より、一般的な護岸構造形式を挙げる。このうち、L型ブロック式は本体内のみでの耐波安定性は確保できないこと、セル式については施工途中にセル本体が波浪により変形し、手戻りとなる可能性があることから、これらを除外した上で重力式、矢板式から候補の選定を行う。

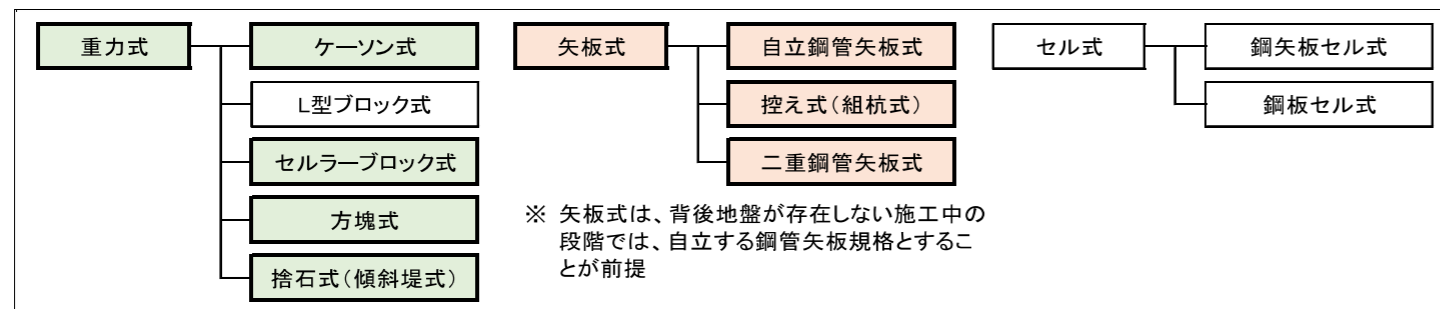


図 3.1-1 一般的な護岸構造形式(太枠ハッチングが候補)

護岸構造形式の候補としては、以下の理由により、C-1～C-3 護岸及び護岸(係船機能付)はスリットケーソン式、直立消波ブロック式、A護岸は鋼管矢板式(自立鋼管矢板式、控え式(組杭式)、二重鋼管矢板式)を選定した(図 3.1-2)。なお、最終的な護岸構造形式の候補の選定は、基本断面計算を検討した上で行う。

#### 【C-1～C-3 護岸及び護岸(係船機能付)の構造形式】

- 消波機能を持たせる方法としては、重力式、矢板式(鋼管矢板式)ともに消波ブロックを設置する方法があり、このほか護岸本体構造物に消波機能を持たせる方法として、ケーソンに透過壁と遊水室を設けたスリットケーソン式、方塊の一部を消波構造とした直立消波ブロック式がある。
- 消波ブロックを設置する場合、護岸築造による海底面の改変範囲が大きくなることから、護岸本体構造に消波機能を持たせることができ、断面をコンパクトにできるスリットケーソン式又は直立消波ブロック式を選定した。また、これらは直立壁構造であるため、係船機能付護岸にも適用可能である。

#### 【A護岸の構造形式】

- A護岸には消波機能は不要であるため、重力式に比べ施工効率が良く、護岸築造による海底面の改変範囲も小さくできる鋼管矢板式を選定した。
- 鋼管矢板式は、背後地盤が存在しない施工途中の段階において、自立状態にて耐波安定性を有する規格の鋼管矢板とすることを前提に、自立式、斜め控え式、二重鋼管矢板式を挙げた。

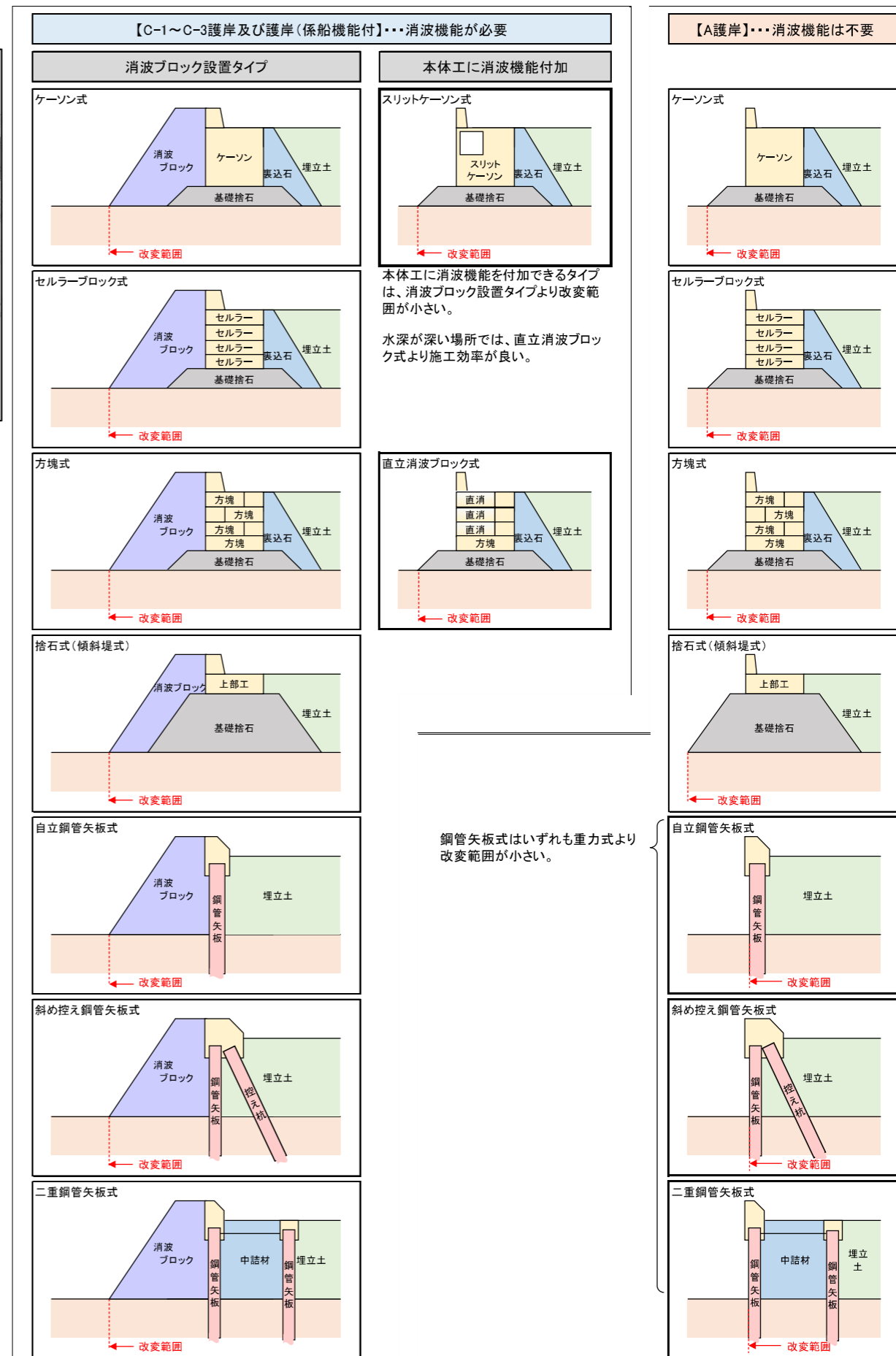


図 3.1-2 護岸構造形式の候補の選定

4. 地盤改良工法の候補の提示

地盤改良には、表 4.1-1 に示すような工法がある。

これらのうち、当該地における地盤改良の目的、条件を踏まえ地盤改良工法の分類・評価を行った上で、適用性を比較し、当該地に適した地盤改良工法の候補を選定した。

<当該地における地盤改良の目的、及び条件>

【目的】：①在来地盤の安定性の確保

②在来地盤の沈下量の低減

【条件】：①改良の対象は、海底面下の在来地盤であるため、海上施工が可能であること

②海上施工は、日の出1時間程度後から日没1時間程度前の間に作業を行うこと

表 4.1-1 地盤改良工法の分類

基本原理	工 法 名	工法の対象区分	評 価
置 換	置換工法	対象地盤が比較的浅く、層厚が薄い場合に適した工法	×
排 水	プレローディング工法・サーチャージ工法	対象地盤の圧密期間の短縮を目的とした工法であるが、一般的にバーチカルドレーン工法と併用され、単独で実施されない	△
	<b>バーチカルドレーン工法</b>	対象地盤の圧密期間の短縮を目的とした一般的な工法	○
	真空圧密工法	対象地盤の圧密期間の短縮を目的とした工法であるが、一般的にバーチカルドレーン工法と併用され、単独で実施されない	△
	地下水位低下工法(ウェルポイント工法、ディーブウェル工法)	地下構造物の建設にあたって、湧水処理を目的とした工法であるが、バーチカルドレーン工法と併用が可能	△
	間隙水圧消散工法	地震時に発生する間隙水圧を消散させることで液状化対策を目的とした工法	×
圧 縮	<b>サンドコンパクションパイル工法</b>	対象地盤の強度増加を目的とした一般的な工法、圧密期間の短縮も期待できる	○
	ロッドコンパクション工法	陸上施工を対象とした地盤改良工法	×
	バイプロフローテーション工法	陸上施工を対象とした地盤改良工法	×
	重錘落下締め固め工法	陸上施工を対象とした地盤改良工法	×
	静的締め固め工法	陸上施工を対象とした地盤改良工法	×
化学的 固 化	<b>深層混合処理工法</b>	対象地盤の強度増加を目的とした一般的な工法	○
	浅層混合処理工法	陸上施工を対象とした地盤改良工法	×
	事前混合処理工法	埋立材を対象とした地盤改良工法	×
	軽量混合処理工法	埋立材を対象とした地盤改良工法	×
	管中混合固化処理工法	埋立材を対象とした地盤改良工法	×
	高圧噴射攪拌工法	陸上施工を対象とした地盤改良工法	×
	薬液注入工法	陸上施工を対象とした地盤改良工法	×
生石灰杭工法	陸上施工を対象とした地盤改良工法	×	
熱処理	凍結工法	地下構造物の建設にあたって、湧水処理等を目的とした工法(一時的な固化が主流)	×
補 強	補強土工法(シート工法、ネット工法)	陸上施工を対象とした地盤改良工法	×

※「港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成30年5月」P.756より基本原理、工法名を抜粋し加筆

<地盤改良工法の候補>

- ① 排水工法 : サンドドレーン工法(SD)(バーチカルドレーン工法の代表として)、ただし併用工法については、施工検討等で選定を行う
- ② 圧縮工法 : サンドコンパクションパイル工法(SCP)
- ③ 化学的固化工法 : 深層混合処理工法(CDM)

表 4.1-2 地盤改良工法比較表

原理	排水		圧縮		化学的固化		
工法名称	サンドドレーン (SD) 工法 (バーチカルドレーン工法の代表として)		サンドコンパクションパイル (SCP) 工法		深層混合処理 (CDM) 工法		
工法概要	<p>粘性土地盤の圧密促進を目的に用いられるバーチカルドレーン工法で海上より施工される代表的な工法。 多連装の専用作業船により振動機(バイプロハンマ)を用いてケーシングを地盤中に貫入し引抜き時に砂を排出し砂柱を造成する。 砂柱により粘性土地盤中の間隙水を排水し圧密を促進する工法である。</p>  <p>写真出典：「現有作業船一覧 2017」</p>		<p>地盤中に振動機(バイプロハンマ)を用いてケーシングを貫入させ、所定の深度よりこれを引き抜き、材料である砂等を排出し、更にこれを打ち戻すことにより良く締め固めた砂杭を造成する。 緩い砂地盤に対しては密度の増加により地盤全体を締め固め、粘性土地盤に対しては粘性土と砂杭の複合地盤を形成し地盤を強化する。陸上及び海上等幅広く様々な環境において適用されている最も代表的な地盤改良工法である。</p>  <p>写真出典：「現有作業船一覧 2017」</p>		<p>安定材をミキシングプラントでスラリー状にし、スラリーポンプで攪拌翼先端まで圧送し、改良範囲の軟弱土を地盤中の現位置で攪拌混合し、所定の強度のパイルを造成する地盤改良工法である。</p>  <p>写真出典：「現有作業船一覧 2017」</p>		
適用地盤	粘性土、有機質土の地盤		砂質土、粘性土、有機質土等ほとんど全ての地盤		砂質土、粘性土、有機質土等ほとんど全ての地盤		
最大施工深度	70m 程度(水面下)(ヒアリング) 50m 程度(水面下)(実績)		70m 程度(水面下)(実績)		67m程度(水面下)(実績)		
一般的に使用される材料	砂		砂、碎石、リサイクル材(スラグ、再生碎石)等		セメントスラリー		
標準仕様	砂径 φ 400~800mm (標準は φ 400mm、SCP ケーシングパイプ使用時 φ 800mm)		ケーシング径 φ 800~1200mm 出来上がり径 φ 1600~2000mm		断面積 4.6m <sup>2</sup> タイプ:4 軸:φ 1,300mm×4 断面積 5.7m <sup>2</sup> タイプ:8 軸:φ 1,000mm×8、4 軸:φ 1,400mm×4		
特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>多連装の専用船を使用するため施工能率が高く、大量施工が可能である。</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>多連装の専用船による施工となるため施工能率が高い。</li> <li>ドレーン効果もあり、背後地のサンドドレーンとのなじみも良い。</li> <li>置換率 30%程度の低置換から 80%程度の高置換まで幅広い範囲で改良仕様の設定が可能である。</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント量を増加することで、高強度の改良体を造成することができる。</li> <li>地盤改良はラップ施工となり、固化体の性状に鑑み 24 時間の連続作業が必要。</li> </ul>		
適用性	対象	圧密期間の短縮を目的とした地盤に適用可	○	圧密期間の短縮及び強度増加を目的とした地盤に適用可	○	強度増加を目的とした地盤に適用可	○
	施工性	水面下 70m程度まで施工可能(ヒアリング)であり適用可	○	水面下 70m程度までの実績があり適用可	○	水面下 67m までの実績があり適用可	○
	当該地の特殊性	台風等により長期間作業が中断しても適用可	○	台風等により長期間作業が中断しても適用可	○	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	×
	総合評価	○ (主として圧密期間の短縮を目的とする埋立地等に適用)		○ (主として地盤強度の増加を目的とする護岸直下等に適用)		×	

5. 要求性能・性能規定

5.1 要求性能

護岸の主な要求性能を以下の①、②に、滑走路の主な要求性能を以下の③に示す。また、表 5.1-1 に性能規定と許容値を示す。

- ① 施工時(背後地盤が存在しないため、防波堤に近い状態)において、自重、変動波浪(10年確率波)の作用による損傷等が、当該施設の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこと。
- ② 完成時において、波浪及び高潮から当該護岸の背後地を防護できるよう、所要の要件を満たしていること。自重、土圧、変動波浪(50年確率波)、L1地震動の作用による損傷等が、当該施設の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこと。
- ③ 滑走路の勾配は、運用基準を満たすこと。

表 5.1-1 護岸及び滑走路の性能規定と許容値

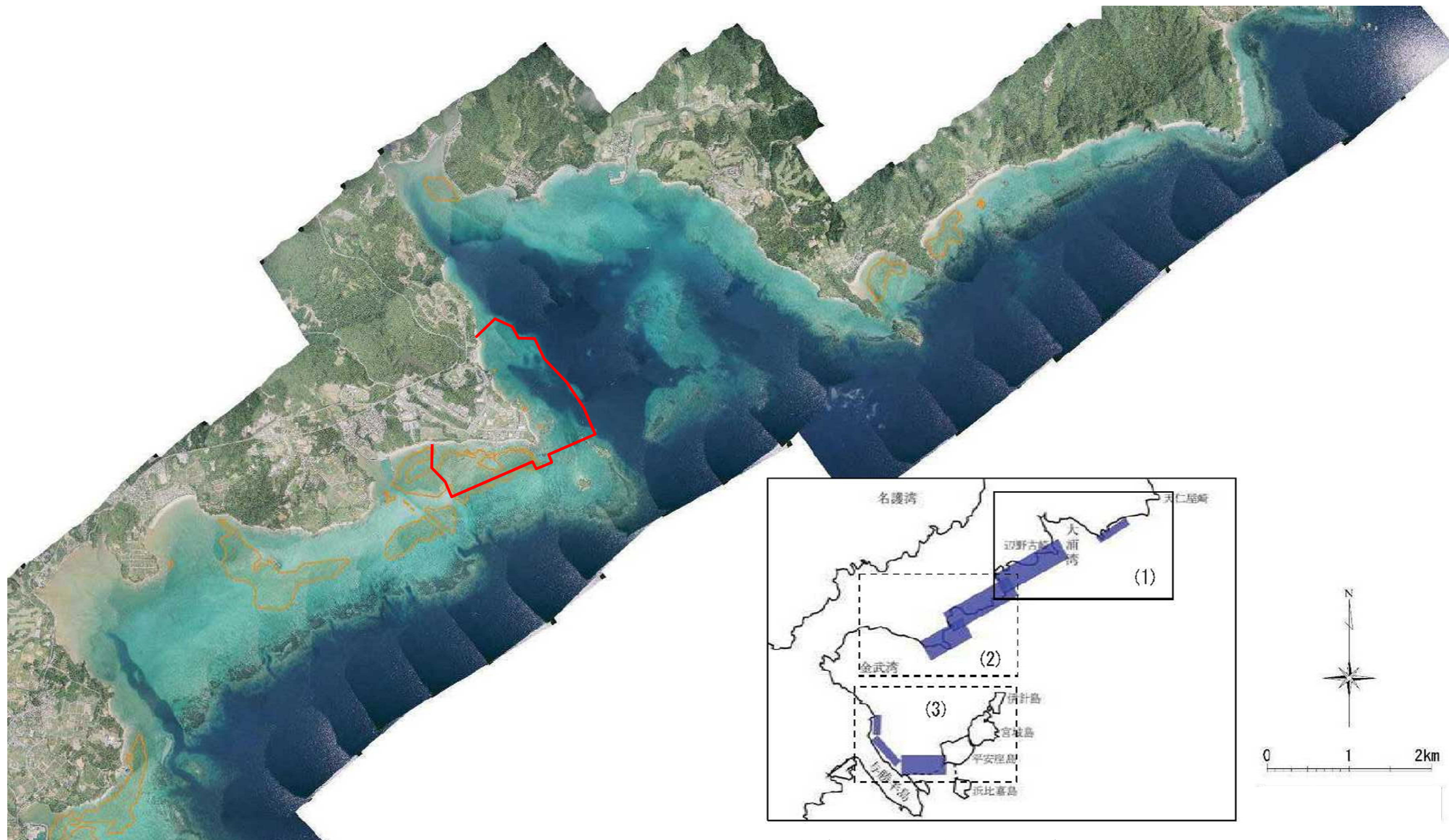
項目	性能規定	許容値の設定	備考	
護岸	天端高	<ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 護岸の完成時における越波流量が許容値以下となる天端高を有すること。</li> <li>➢ 上部工パラペット背面は管理車両が通行することから、パラペットは 車両用防護柵を兼ねるものとし、安全な高さを有すること。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 50年確率波及び潮位 H.H.W.L.に対して越波流量が 0.02m<sup>3</sup>/s/m 以下となる高さであること。</li> <li>➢ ただし、この条件に基づく天端高が制限表面を超過する場合には、天端高を制限表面以下とし、護岸法線位置における越波流量を 0.2m<sup>3</sup>/s/m 以下、かつ用地境界位置において 1.0×10<sup>-4</sup> m<sup>3</sup>/s/m 以下とすること。</li> <li>➢ 車両用防護柵としてパラペット高さは最低 1.0m を確保する。</li> </ul>	<p>「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」P.176 及び米軍要望</p> <p>「防護柵の設置基準・同解説(平成 28 年 12 月)」P.25</p>
	消波機能	<ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 消波構造を有する護岸にあっては、所要の消波性能を発揮できる諸元を有すること。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 護岸前面海域を航行する船舶への反射波の影響が十分低減されること。</li> </ul>	
	安定性	<p>【重力式構造】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 施工時は重力式構造の防波堤に準拠し、自重、変動波浪(10年確率波)の作用に対し、壁体が安定すること。</li> <li>➢ 完成時は重力式係船岸に準拠し、自重、変動波浪(50年確率波)、土圧、L1地震動の作用に対し、壁体が安定すること。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 施工時及び完成時における滑動、転倒、支持力、円弧すべりの作用耐力比が 1.0 以下であること。</li> </ul>	<p>「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」P.920、1062</p>
		<p>【矢板式構造】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 施工時は杭式防波堤に準拠し、自重、変動波浪(10年確率波)の作用に対し、壁体が安定すること。</li> <li>➢ 完成時は矢板式係船岸に準拠し、自重、変動波浪(50年確率波)、土圧、L1地震動の作用に対し、壁体が安定すること。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 壁体の安定に必要な根入れ長を有し、矢板壁応力、支持力、円弧すべりの作用耐力比が 1.0 以下であること。</li> </ul>	<p>「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」P.959、P.1083～1084</p>
	維持	<ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 設計供用期間(50年)にわたって要求性能を満足するよう、適切な維持管理計画等(点検に関する事項含む。)に基づき、維持されること。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 施設を構成する構造物又は部材が保有する性能が要求されるレベルを下回らないこと。</li> </ul>	<p>「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」P.70</p>
滑走路の不同沈下	<ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 滑走路の縦断方向の不陸により航空機の走行性が損なわれないこと。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 不同沈下量が 30mm/45m を超えないこと。</li> </ul>	<p>国際民間航空条約 第14付属書(参考)</p> <p>International Civil Aviation Organization (ICAO:国際民間航空機関)</p>	

※ここでは、特に施設利用面で重要な「護岸」と「滑走路」について整理した。

6. 注釈説明集

1. 事業の概要

※1 キャンプ・シュワブ辺野古崎地区周辺の航空写真



キャンプ・シュワブ辺野古崎地区周辺の航空写真

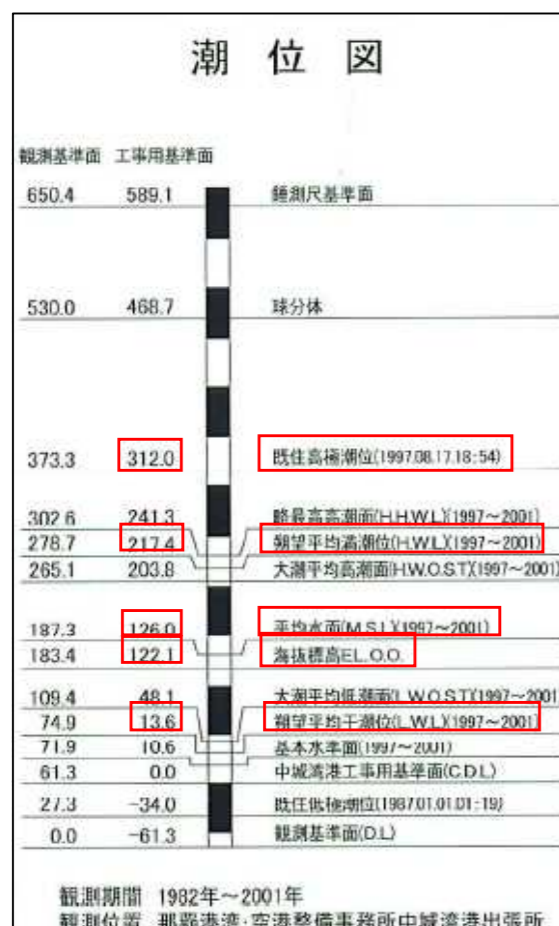
沖縄防衛局 HP より 平成 19 年 8 月～9 月撮影  
普天間飛行場代替施設建設事業に係る環境事業評価書の補正後の環境影響評価書より抜粋

2.1 設計条件

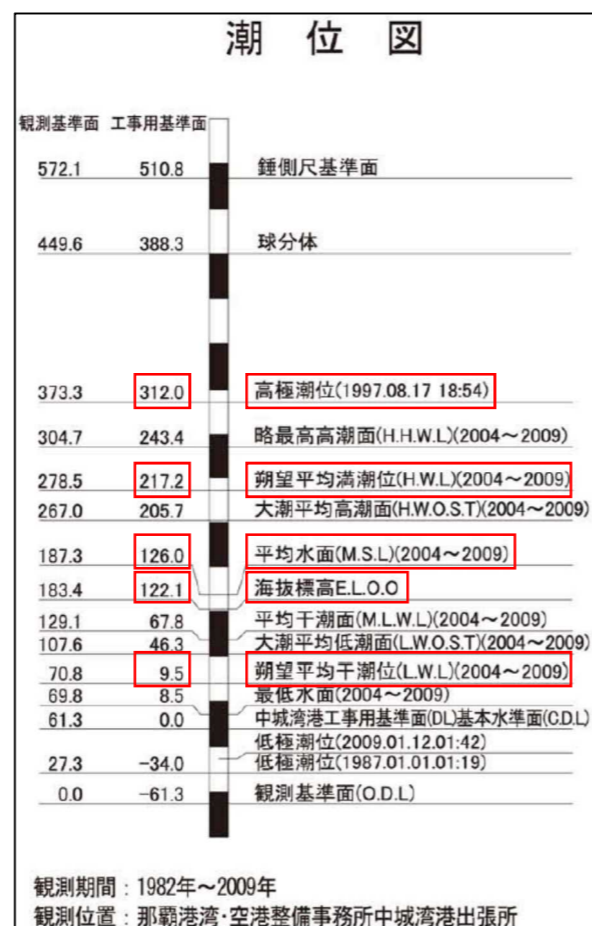
※2 中城湾港の潮位図

以下に示す中城湾港の潮位図を基に、小数点以下2位を四捨五入し設計潮位を設定した。

設計潮位	H19 中城湾港港湾計画図に記載の潮位図 (承認時)	H23 中城湾港港湾計画図に記載の潮位図 (最新版)
既往最高潮位 (H.H.W.L.)	3.120m → C.D.L.+3.1m	3.120m → C.D.L.+3.1m
朔望平均満潮位 (H.W.L.)	2.174m → C.D.L.+2.2m	2.172m → C.D.L.+2.2m
朔望平均干潮位 (L.W.L.)	0.136m → C.D.L.+0.1m	0.095m → C.D.L.+0.1m



出典：H19 中城湾港港湾計画図 (承認時)



出典：H23 中城湾港港湾計画図 (最新版)

※3 残留水位 (矢板式構造)

「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成30年5月)」P.1091より抜粋

⑧残留水位を求めるときの残留水位は、矢板の構造、土質条件等を踏まえ、適切に決定する。残留水位は、基礎地盤の性質、矢板の継手の状況等によって異なるが、鋼矢板壁の場合は、一般に、L.W.L.上、潮位差の2/3とすることが多い。しかし、粘性土地盤中に打込まれた鋼矢板では、残留水位がほぼ満潮面と一致している例もあるので注意すべきである。その他の材料の矢板を用いる場合は、類似構造物の調査に基づいて決定することが望ましい。

※4 確率波高

「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成30年5月)」P.133より抜粋

(6) 沖波の確率年  
設計波は、施設が完成した場合と、施工途中における安全性を照査する場合のそれぞれで設定することが望ましい。港湾の施設の供用時及び施工時の安全性の照査にあたっては、施設の重要度に応じて適切な再現期間を有する沖波を用いなければならない。一般的な港湾の施設は、設計供用期間が50年の場合には、50年確率波としてよい。ただし、施工時(未完成断面で、ある程度の期間、放置されるような場合)に作用する波浪としては、施設の施工期間や当該地点の自然状況等を考慮して適切に定める必要があるが、便宜的に、10年確率波程度のものを用いることができる。

※5 許容越波流量

「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成30年5月)」P.176より抜粋

表-4.4.8 背後地の重要度からみた許容越波流量 (m<sup>3</sup>/s/m)

背後に人家、公共施設等が密集しており、特に越波・しぶき等の侵入により重大な被害が予想される地区	0.01程度
その他の重要な地区	0.02程度
その他の地区	0.02~0.06

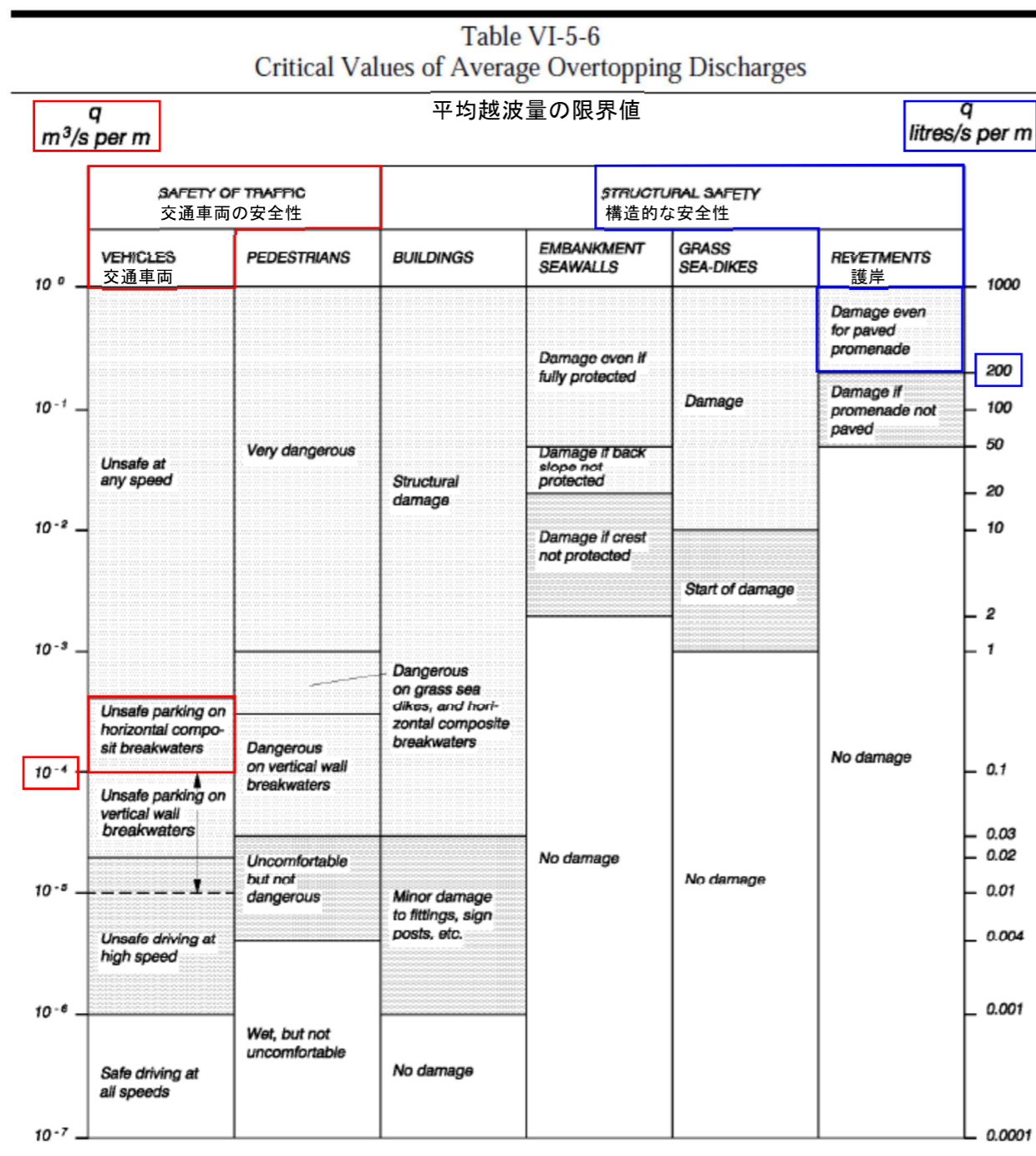
※3 残留水位 (重力式構造)

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

③残留水位は、朔望平均干潮面 (L.W.L.) に潮位差の1/3を加えた水位としてもよい。なお、設計潮位のとり方については【作】第2章3.6 設計潮位条件に準じることができる。残留水位差は一般に潮位差が大きいほど、また、壁体構成材料の透水性が悪いほど大きい。壁体背後の水は、壁体の目地、基礎捨石、裏込め捨石の間隙を通過して出入りするが、これらの材料の透水性をよくすると、残留水位差は小さくなり、一方、裏埋土砂が流出することになるので注意する必要がある。

※6 許容越波流量 (米軍要望)

「EM1110-2-1100 Coastal Engineering Manual-PartVI 2011.9.28,P.VI-5-24」より抜粋



10<sup>-4</sup>

10<sup>-7</sup>

青枠：構造的な安全性の項目の内、護岸の天端面が舗装されている場合については、構造物が被災しない限界値として、許容越波流量：0.2 m<sup>3</sup>/s/m が要求されている。

赤枠：交通車両の安全性の項目の内、護岸背後の平坦部（飛行場用地境界）については、車両を駐車できる限界値として、許容越波流量：1.0×10<sup>-4</sup> m<sup>3</sup>/s/m が要求されている。

※7 上載荷重

「空港土木施設設計基準(平成17年4月<sup>注1</sup>)」P.7-24より抜粋

(5) 完成時の上載荷重は、背後の土地利用状況にもよるが、道路敷には常時1t/m<sup>2</sup>、地震時0.5t/m<sup>2</sup>程度を考慮することを標準とする。  
施工時については、プレーディング、余盛、施工機械等を考慮し、適切に判断するものとする。

注) 最新版の基準は「空港土木施設設計要領及び設計例(施設設計編)平成31年4月」であるが、性能設計に対応して改訂された設計要領となっており、具体的な規定値が示されていないことから、本基準を参考として護岸の上載荷重を設定した。

※8 上載荷重

「UNIFIED FACILITIES CRITERIA(UFC) UFC4-152-01 24 Jan 2017,P.50」より抜粋

3-3.2 Uniform Loading.

See Table 3-2 for recommended uniform loadings for piers and wharves. Impact is not applied when designing for uniform loads.

Table 3-2 Vertical Live Loads for Pier and Wharf Decks

Classification	Uniform Loading (psf)	Mobile Crane (tons)	Rail-Mounted Crane (tons)	Other Handling Equipment (tons)
Ammunition	600	90	--	20-lift truck
Berthing (carriers)	800	140	--	20-lift truck
Berthing (all others)	600	90	--	20-lift truck
Berthing (submarines)	600	90	--	20-lift truck
Repair	600	140	60/151 Portal	20-lift truck
Fueling	300	50	--	10-lift truck
Supply (general cargo)	750	140	--	20-lift truck
Supply (containers)	1,000	140	40/50 (long tons) Container	20-lift truck 33-straddle carrier

1psf=0.048kN/m<sup>2</sup>として、600psf=28.8kN/m<sup>2</sup>→30.0kN/m<sup>2</sup>

※9 上載荷重

「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成30年5月)」P.448より抜粋

変動状態の上載荷重を永続状態の1/2とした理由

(2) 地震動作用時の積載荷重  
①変動状態及び偶発状態における地震動作用時の積載荷重の特性値は、設計条件で考慮した地震が将来発生する時点での積載荷重の存否状態を十分予測して決定することが望ましい。積載荷重の存否状態は、上屋、倉庫、野積場、エプロン等施設によって異なる。  
②地震動作用時の積載荷重は、上屋、倉庫、野積場等については利用形態に応じた積載荷重とするのがよい。一方、エプロンのように荷さばき施設として貨物が仮置きされるだけの施設の場合は、船舶が接岸して荷役が行われているときとそうでないときとは、積載荷重の大きさ及び状態が大きく変動することになる。森屋・長尾<sup>2)</sup>はエプロン上に積載されるバラ荷貨物の積載荷重の経時変化を評価するため現地観測を行い、地震動作用時の積載荷重の設計用値の評価を行っている。これによれば、ISO 2394及びEurocodesにしたがって地震動作用時の積載荷重の設計用値を算定すると0kN/m<sup>2</sup>となるが、地震動作用時の積載荷重の設計用値を0kN/m<sup>2</sup>とすることは、積載荷重を過小評価する結果となる<sup>2)</sup>。したがって、地震動作用時の積載荷重を永続状態における積載荷重の平均値を特性値とし、これに0.5を乗じた値を用いることが望ましい。

※10 地震動の設定

(1) レベル1地震動の補正

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.384より抜粋

1.2.4 レベル1地震動の補正

国土技術政策総合研究所のホームページ (<http://www.y.sk.nilim.go.jp/kakubu/kouwan/sisetu/sisetu.html>) で公開されているレベル1地震動の算定に用いられたサイト増幅特性と対象施設設置地点でのサイト増幅特性が同等でないとは判断される場合は、地震観測（本章1.2.2 サイト増幅特性の評価(1) 参照）または常時微動観測（本章1.2.2 サイト増幅特性の評価(2) 参照）に基づいて評価された対象施設設置地点でのサイト増幅特性を用い、公開されているレベル1地震動を補正してから用いる必要がある。ここではその方法について述べる。

まず、補正前の工学的基盤におけるレベル1地震動(①)を入手し、加速度フーリエスペクトル(②)に変換する。次に、同じ地点のサイト増幅特性（地震基盤～工学的基盤）(③)を入手し、②を③で除すことにより、地震基盤におけるレベル1地震動の加速度フーリエスペクトル(④)を求める。①と③はいずれも国土技術政策総合研究所のホームページから入手できる。

次に、地震基盤におけるレベル1地震動の加速度フーリエスペクトル(④)に、新たに評価した対象施設設置地点のサイト増幅特性（地震基盤～工学的基盤）を乗じ、対象施設設置地点の工学的基盤におけるレベル1地震動の加速度フーリエスペクトルを求める。

レベル1地震動の位相特性を決めるための地震波データは、対象施設設置地点の特性を考慮するため、対象施設設置地点のサイト増幅特性を地震観測結果に基づいて評価したときは、対象施設設置地点における中小地震観測記録から選定して使用する。複数のデータが利用可能な場合は、群遅延時間が平均的となるようなデータを選択する。選定した地震波を地震観測点での土質データにより工学的基盤の2E波に変換し、その位相特性を用いる。対象施設設置地点のサイト増幅特性を常時微動観測結果に基づいて評価したときは、もとのレベル1地震動の位相特性をそのまま用いても良い。

対象施設設置地点の工学的基盤におけるレベル1地震動の加速度フーリエスペクトルと上記の位相特性を組み合わせ、フーリエ逆変換し、工学的基盤におけるレベル1地震動の加速度波形を求める。

(2) 地震動の設定

辺野古地先のレベル1地震動を設定した概要を以下に示す。

1. 地震動の設定

1.1 レベル1地震動

レベル1地震動は、一般に、震源特性、伝播経路特性、サイト増幅特性（地震基盤～工学的基盤）を考慮した確率論的地震危険度解析により設定される。（下図参照）

国内の重要港湾等においては、上記を考慮したレベル1地震動が、国土技術政策総合研究所により設定されており、当該地におけるレベル1地震動は設定されていない。

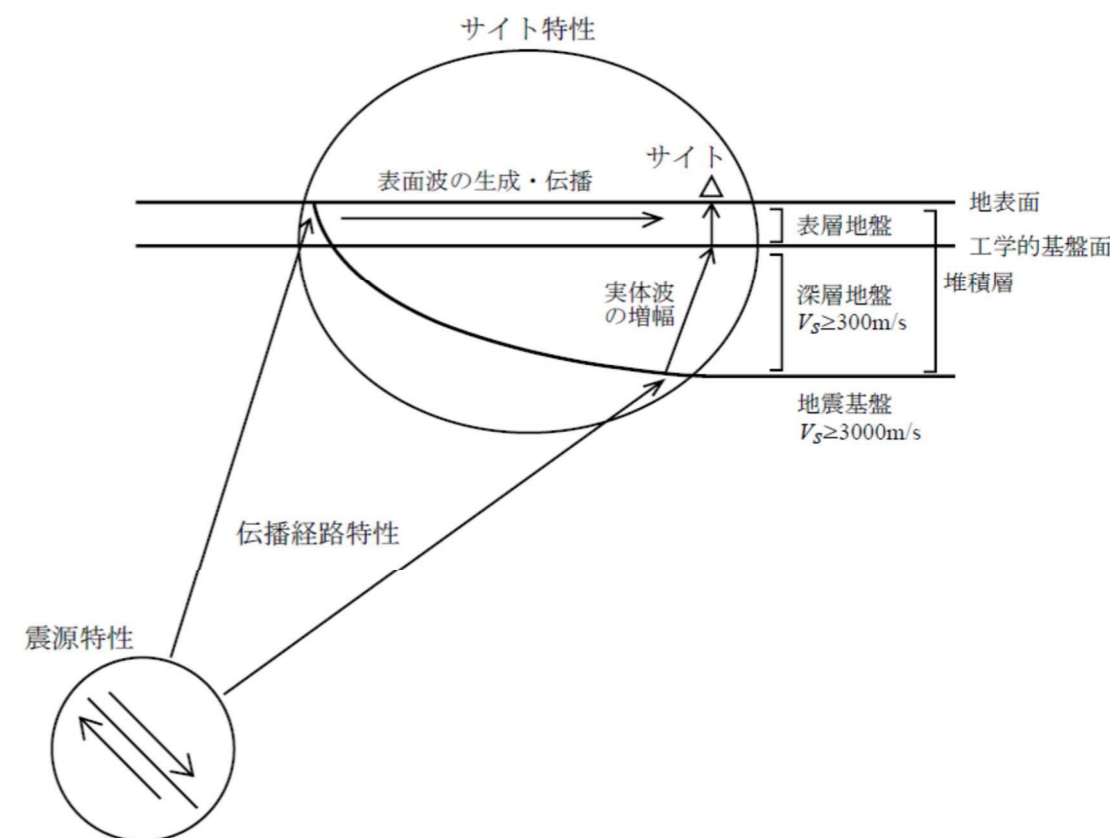


図 1-1 震源特性・伝播経路特性・サイト特性

出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.365

そこで、過年度に実施された業務において、当該地周辺を対象とした、常時微動計測、地震観測等を行い、適切に当該地（辺野古地先）におけるレベル1地震動を設定した。

## 1.2 レベル1地震動の設定

### 1.2.1 検討内容・フロー

辺野古地先におけるレベル1地震動の設定フロー、主な検討内容を以下に示す。

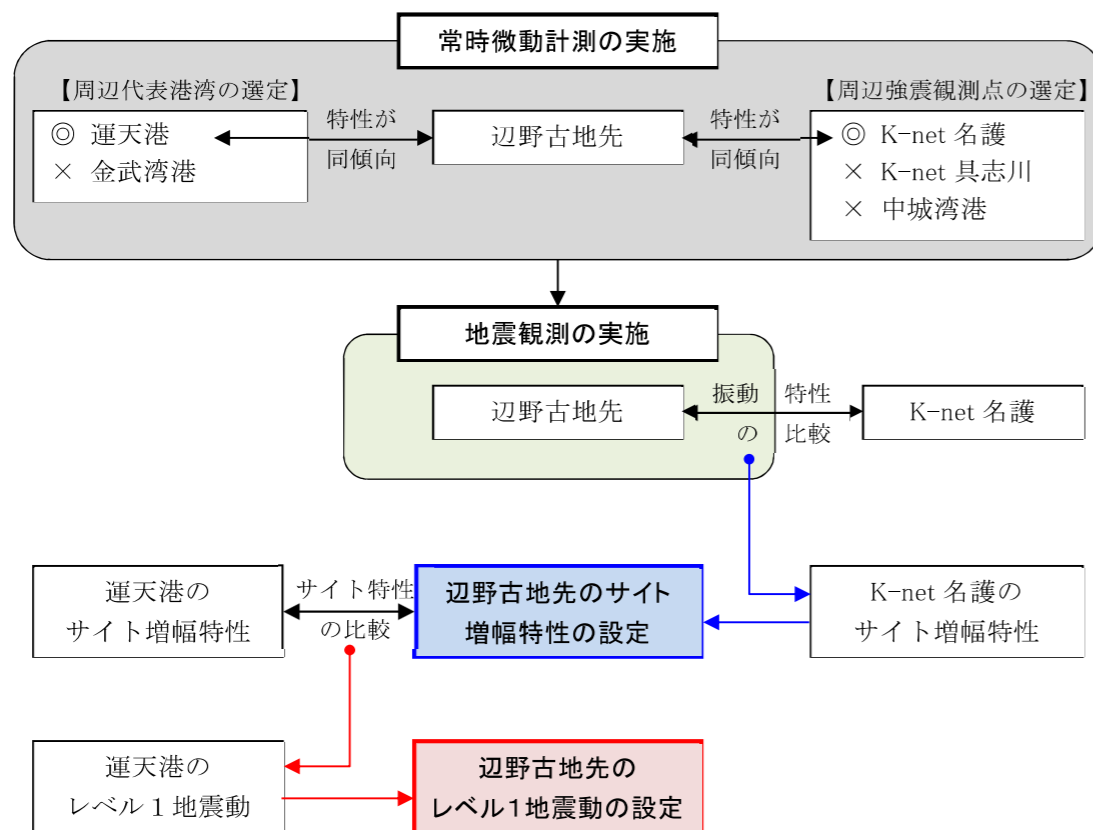


図 1-2 レベル1地震動の設定フロー

- ① 辺野古地先及び周辺港湾、強震観測点を対象に、「常時微動計測（現地観測）」を実施する。
- ② ①を基に、辺野古地先と振動特性が同傾向にある地点を選定する。  
（周辺代表港：運天港を選定、周辺強震観測点：K-net 名護を選定）
- ③ ②で選定した K-net 名護と辺野古地先を対象に、「地震観測（現地観測）」を実施する。
- ④ ③の振動特性の比較により、辺野古地先の「サイト増幅特性」を設定する。
- ⑤ 辺野古地先と運天港のサイト増幅特性の差異による補正により、辺野古地先の「レベル1地震動」を設定する。

### 1.2.2 常時微動計測

辺野古地先及びその周辺の強震観測点や代表港湾において常時微動計測を実施し、得られた計測結果に基づいて辺野古地先とその周辺における地盤震動特性を把握し、辺野古地先と同様の傾向を示す強震観測点及び代表港湾を選定した。

常時微動計測の対象箇所及び選定した強震観測点・代表港湾を下図に示す。

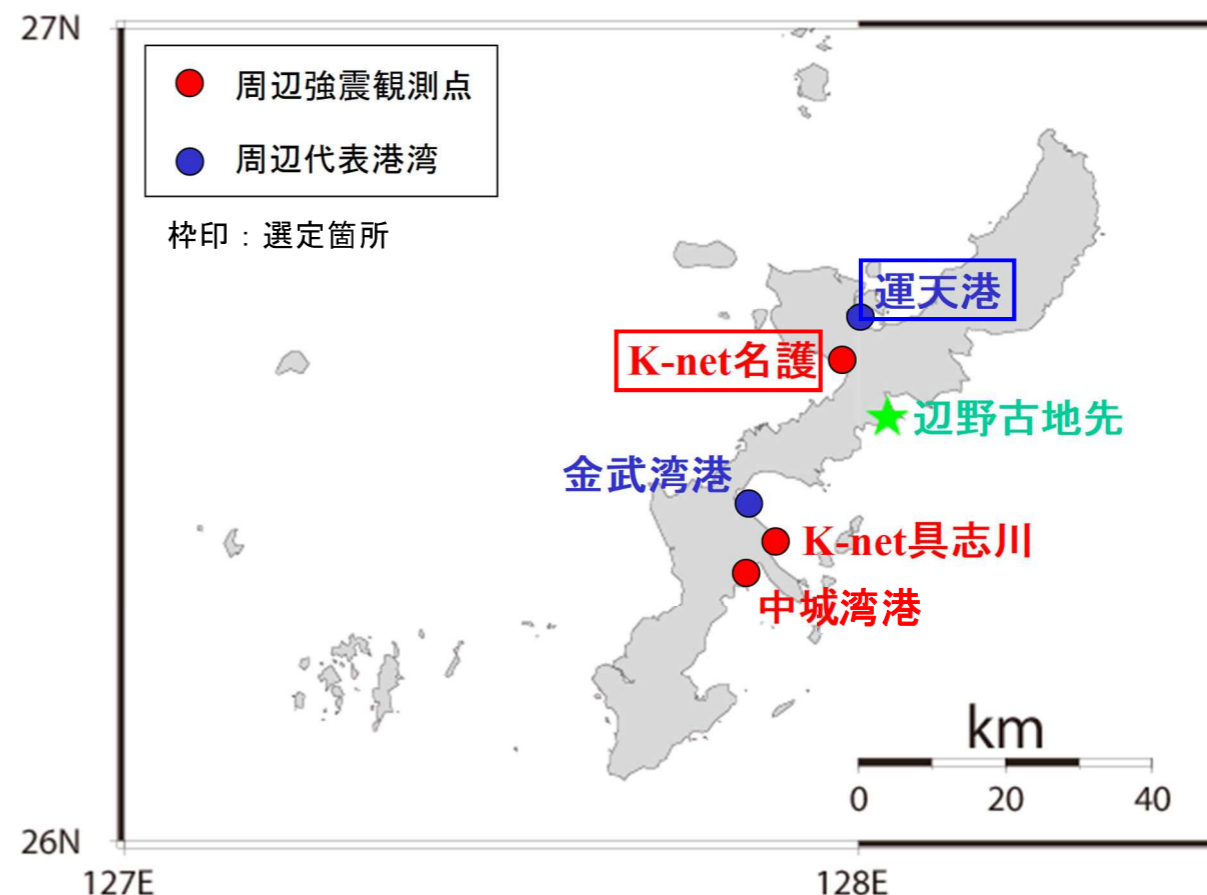


図 1-3 常時微動計測の対象箇所

### 1.2.3 地震観測

辺野古地先における地震動を想定するにあたり、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.374では、「公開されているレベル1地震動の算定に用いられたサイト増幅特性と対象施設設置地点でのサイト増幅特性が同等であるかは確認されていない場合もあり、その場合、これが同等であるかを常時微動観測結果に基づいて判断する必要がある。（～中略～）同等と判断される場合は公開されているレベル1地震動をそのまま使用できるが、同等でないとは判断される場合は、地震観測に基づいて対象施設設置地点でのサイト増幅特性を評価し、これに基づいて、公開されているレベル1地震動を補正してから用いる必要がある。」とされている。

辺野古地先は、上述の后者に当たることから、次頁の左図に示す箇所を対象として地震観測を実施し、辺野古地先におけるサイト増幅特性を設定することとした。



図 1-4 地震観測地点

辺野古地先における地震観測は、平成20年10月1日（水）から平成21年2月27日（金）までの約5ヶ月間であり、同期間に以下の地震を観測した。

表 1-1 地震観測記録

No.	観測年月日	観測地点	地震の規模 M	K-net 名護での観測 <sup>注1)</sup> の有無
①	2008年10月01日	宮古島北西沖	4.9	無し
②	2008年11月15日	沖縄本島近海	3.4	無し
③	2008年12月11日	沖縄本島近海	4.8	有り
④	2009年01月01日	沖縄本島近海	3.1	無し
⑤	2009年02月08日	沖縄本島北西沖	4.9	有り

注1) (独)防災科学技術研究所強震観測網(K-net.Kik-net)のホームページより

### 1.2.4 辺野古地先のサイト増幅特性

地震観測記録を基に、辺野古地先と K-net 名護の振動特性を比較し、振動特性の相違（比率）を K-net 名護のサイト増幅特性<sup>注2)</sup>に乗じることにより、辺野古地先のサイト増幅特性を以下のとおり設定した。

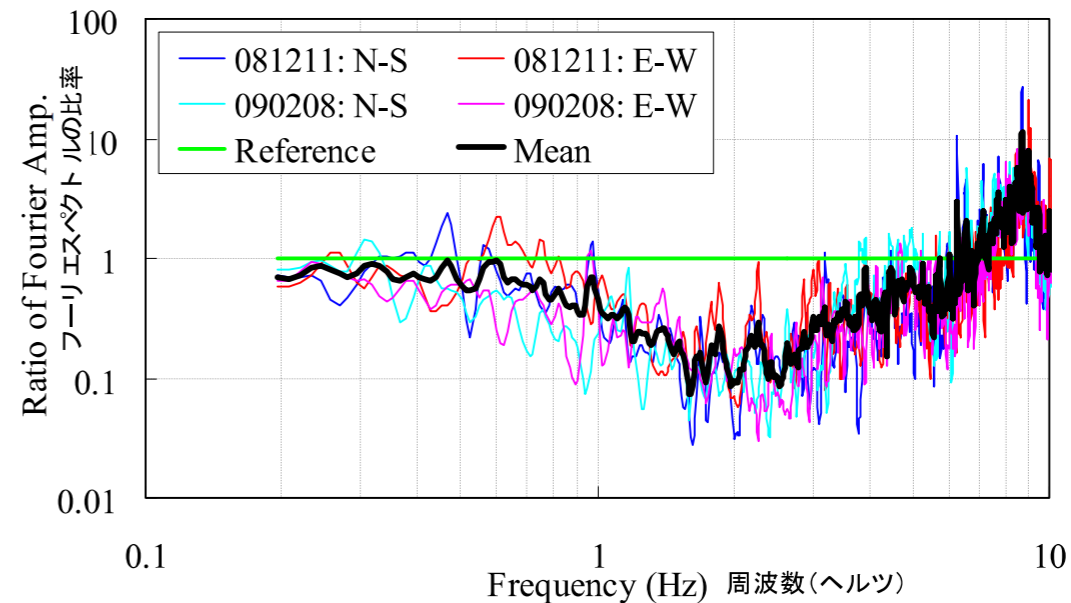


図 1-5 フーリエスペクトルの比率(辺野古地先/K-net 名護)

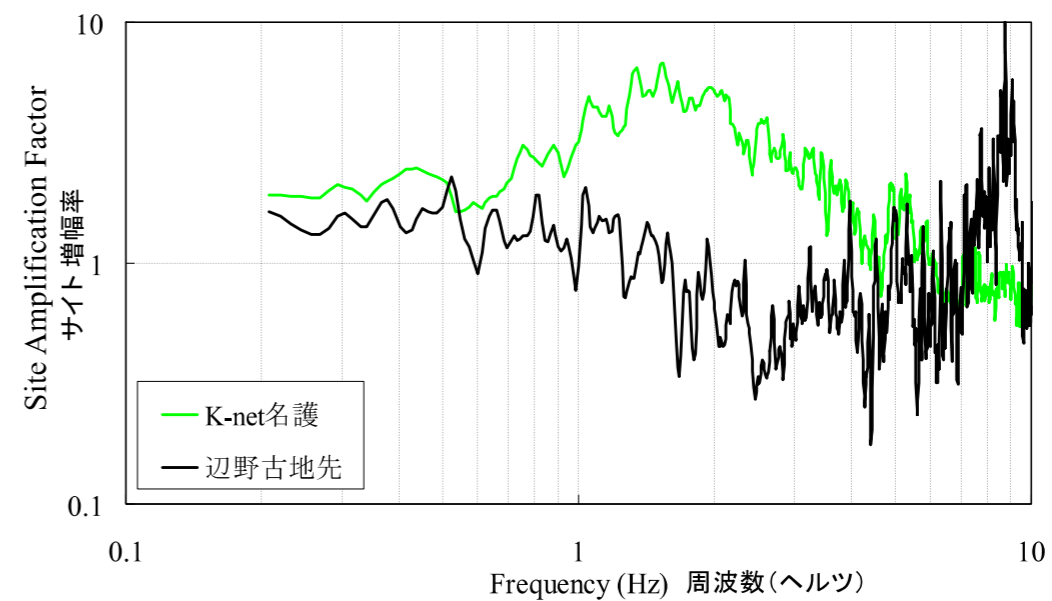


図 1-6 辺野古地先のサイト増幅特性の設定(地震基盤～地表)

注2) 国土技術政策総合研究所のホームページより

### 1.2.5 辺野古地先のレベル1地震動の設定

辺野古地先と運天港のサイト増幅特性<sup>注3)</sup>を比較し、両サイト増幅特性の差異により運天港のレベル1地震動<sup>注4)</sup>を補正することにより、辺野古地先のレベル1地震動を設定した。

その結果を以下に示す。

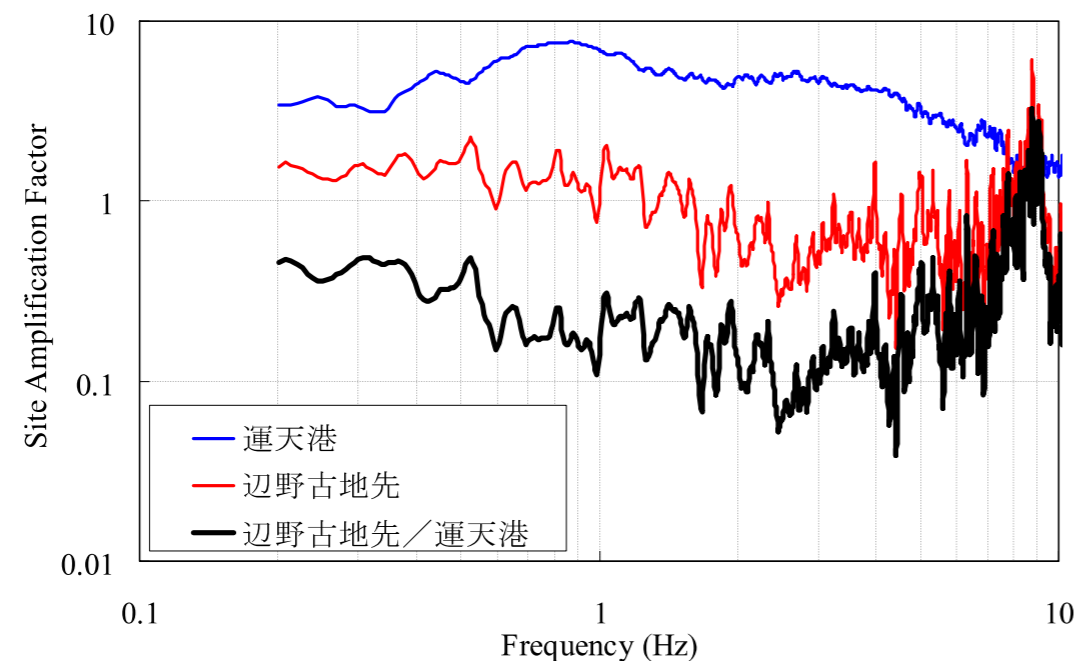


図 1-7 サイト増幅特性の比較(辺野古地先 — 運天港)

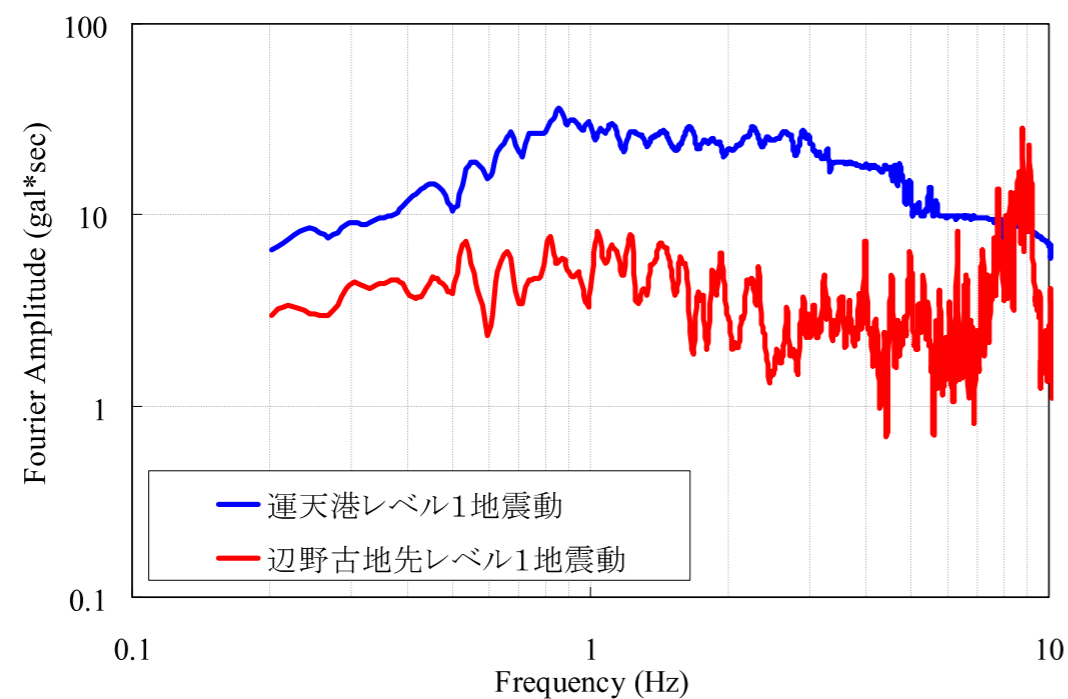


図 1-8 レベル1地震動のフーリエ振幅スペクトルの設定

注3) 国土技術政策総合研究所のホームページより

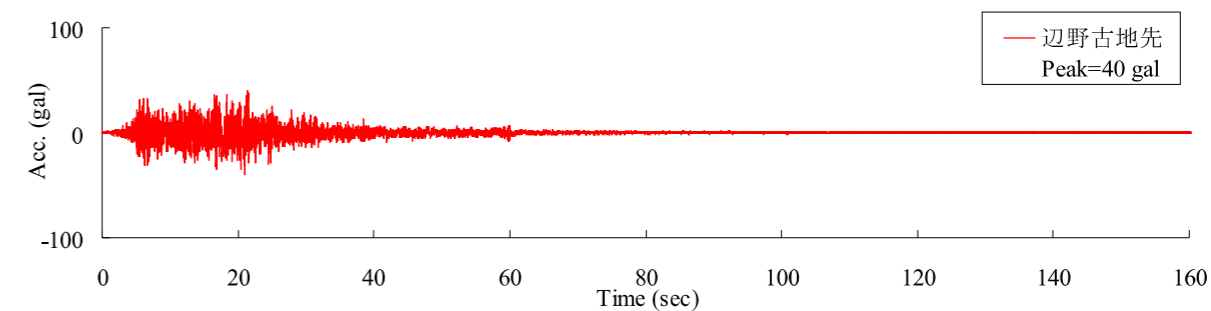
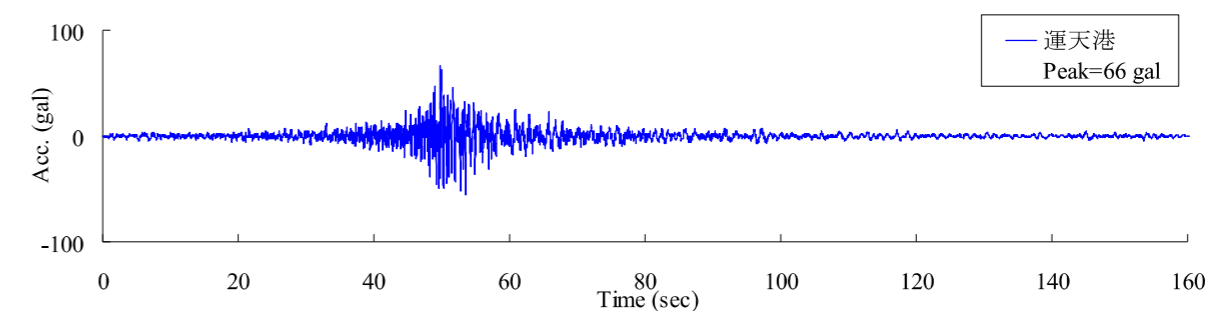


図 1-9 辺野古地先のレベル1地震動(加速度波形)



注4) 国土技術政策総合研究所のホームページより

図 1-10 運天港のレベル1地震動(加速度波形)参考

#### ※11 設計供用期間

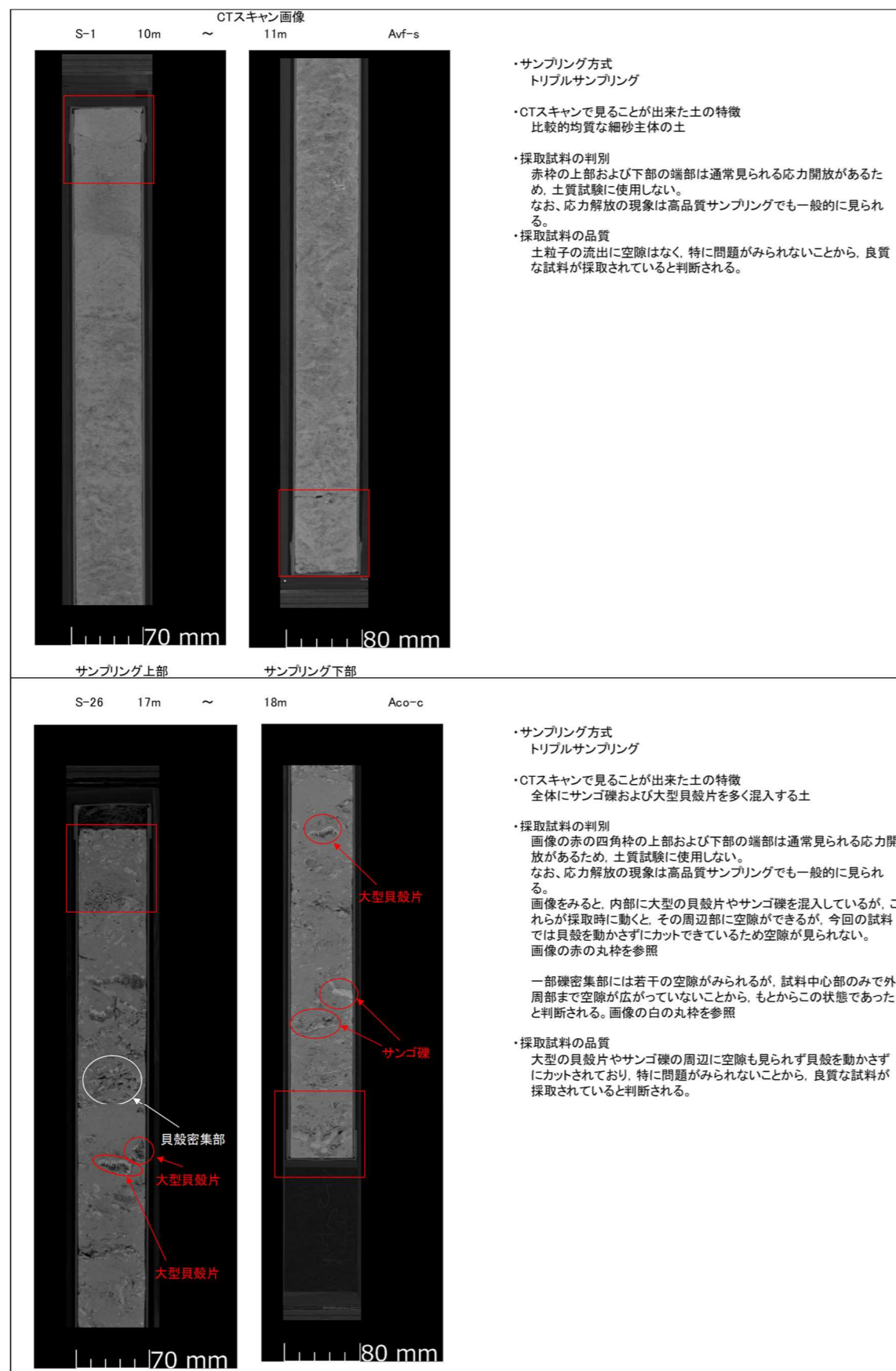
「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.40より抜粋

表-2.3.3 代表的な港湾施設における設計供用期間と変動作用の再現期間

事例	設計供用期間	主たる変動作用の再現期間
防波堤の事例	50年	・レベル1地震動：75年 ・設計波：50年
防波堤の事例	100年	・レベル1地震動：150年 ・設計波：100年
係留施設の事例	50年	・レベル1地震動：75年
沈埋トンネルの事例	100年	・レベル1地震動：150年
橋梁の事例	100年	・レベル1地震動：150年

2.2 地盤条件

※12 トリプルサンプリングで採取した試料の X 線 CT スキャン画像の例



※13 Avf-c と Avf-c2 の代表試料写真（撮影日：2019年7月 試料採取日とは異なる）



Avf-c の試料写真 (S-20, GL-37.15~37.45m)



Avf-c2 の試料写真 (S-20, GL-49.15~49.45m)

※14 地盤のせん断強度の設定について

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.326～334より抜粋

2.3.3 せん断特性

(1) 土のせん断強さは、一般に、砂質土と粘性土に分けて設定する。この場合において、砂質土のせん断強さは排水条件で設定し、粘性土のせん断強さは非排水条件で設定することができる。

(2) 一般に、砂質土の透水係数は粘性土の $10^3 \sim 10^5$ 倍あり、砂質土地盤においては施工中に間隙の水が完全に排水していると考えられる。したがって、砂質土地盤のせん断強さは、排水条件におけるせん断抵抗角 $\phi_D$ と粘着力 $c_D$ によって評価されるが、通常 $c_D$ は十分に小さいので $c_D=0$ とし、 $\phi_D$ のみを強度定数とする場合が多い。

一方、粘性土地盤では透水性が低いため施工中に排水が生じず、せん断強さは施工前後でほとんど変化しない。したがって、施工前における非排水せん断強さを強度定数として用いる。

砂と粘土の中間的な透水性を有する中間土地盤では、透水係数や施工の条件から砂質土あるいは粘性土とみなし、適切な試験方法でせん断強さを算定する。

1) 粘性土地盤（砂の含有量が50%未満のもの）

$$\tau = c_u \tag{2.3.18}$$

ここに、

$\tau$  : せん断強さ (kN/m<sup>2</sup>)

$c_u$  : 非排水せん断強さ (kN/m<sup>2</sup>)

2) 砂質土地盤（砂の含有量が80%以上のもの）

$$\tau = (\sigma - u) \tan \phi_D \tag{2.3.19}$$

ここに、

$\tau$  : せん断強さ (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma$  : せん断面上の直応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$u$  : 現位置における定常水圧（主に静水圧）(kN/m<sup>2</sup>)

$\phi_D$  : 排水条件におけるせん断抵抗角 (°)

なお、砂分が50～80%のものは砂質土と粘性土の中間的な性質を示すので中間土と呼ばれる。中間土のせん断強度の評価は砂質土や粘性土に比べて難しいので、最新の研究成果や調査・設計・施工事例を参考にして慎重に行うべきである。粘性土として取り扱える中間土の場合には、一軸圧縮強さからせん断強さを評価すると著しく過小評価してしまうことも多く、三軸CU試験等の結果を活用することが望ましい。ただし、後述するように、せん断に伴うダイレーション（体積膨張）が著しい場合には、強度の設定は慎重に行わなければならない。

(4) 砂のせん断強さ

砂地盤は透水性が高く完全排水条件であると考えられるので、砂のせん断強さは式(2.3.19)で表される。排水条件におけるせん断抵抗角 $\phi_D$ は、三軸CD（圧密排水）試験によって求められる。砂は間隙比が小さく密度が高いほど $\phi_D$ が大きいため、地盤中の間隙比 $e_0$ を正確に求める必要があり、乱れの少ない試料を採取して乱さない試料として試験するべきである。同一の密度を有する砂であってもせん断の条件によって求められる $\phi_D$ の値は多少異なってくるが、原位置から得た乱さない試料を用いて設計条件に合わせた拘束圧で実施した三軸CD試験によって求められた $\phi_D$ は、安定解析における特性値として使用することができる。ただし、基礎の支持力問題の場合は進行性破壊の影響が大きいため、三軸CD試験から求められる $\phi_D$ をそのまま特性値として使用すると支持力を過大に評価する恐れがある。

一般に、砂の乱れの少ない試料の採取は粘性土の場合に比べて技術的に難しく費用も高い。このため砂地盤のせん断抵抗角は、室内試験ではなく標準貫入試験のN値から求める場合が多い。N値から $\phi_D$ を求める式としては本章2.3.4(4) 砂質土地盤のせん断抵抗角を参照できる。

(5) 粘性土のせん断強さ

ここでは、粘性土として粘土分とシルト分の含有率が50%以上のものを考える。粘性土の非排水せん断強さ $c_u$ を求めるには以下のような方法があり、当該地盤での過去の経験、地盤の特性、施設の重要性等を総合的に判断して強度決定法を選択すべきである。

① $q_u$ 法：

乱さない試料から求めた一軸圧縮強さ $q_u$ を用いる方法であり、性能照査に用いる非排水せん断強さ $c_u$ は次式で表す。

$$c_u = q_u / 2 \tag{2.3.20}$$

②初期応力と異方性を考慮した三軸試験による強度を用いる方法：

③一面せん断試験による強度を用いる方法：

④一軸圧縮強さと三軸圧縮試験による強度を併用する方法：

一軸圧縮強さを併用する $q_u$ 法は試料採取時の乱れの影響を著しく受けるため、実績の無い地盤では信頼性が低いという問題がある。本手法は、この問題を解決するために乱さない試料から求めた $q_u$ と三軸CU試験の強度を組み合わせ、試料の品質の評価を行って強度を決定する方法である。この方法では、原位置の平均有効応力( $K_0=0.5$ を仮定して $2\sigma'_{v0}/3$ になる)で2時間だけ等方圧密した後、非排水圧縮する三軸CU試験を対象としており、得られた非排水せん断強さを経験的に0.75倍するといった補正が必要である。すなわち、当該三軸試験では、一面せん断試験の場合と同様に、計測値に対して一次処理を施して導出値を求める必要がある。この三軸試験は簡易三軸試験（簡易CU試験）と称されており、再圧縮法による三軸試験の実施が困難な場合に代用されることがある。本手法は自然地盤を対象としており、埋立地のような未圧密地盤には適用できない。簡易三軸試験では間隙水圧を計測しなくても良い。詳細は文献15) 16)を参照のこと。

⑤原位置ベーンせん断試験から求める方法：

⑥電気式コーン貫入試験から求める方法：

これら①～⑥の方法はそれぞれ特徴があるのでそれらに留意し、必要に応じて目的や対象とする土質により選択して用いなければならない。

(a) 粘性土地盤上に急速に荷重を行う場合：

時間の経過とともに圧密が進みせん断強さが増加するので、ほとんど排水が起こっていない荷重直後が最も危険である（これを短期安定問題という）。このときのせん断強さ  $\tau_f$  は、非圧密非排水 (UU) 試験によって求められる非排水せん断強さ  $c_u$  である。 $c_u$  は見掛けの粘着力ともいい、 $c_u$  を用いた解析は  $\phi_u=0$  法とも称される。軟弱粘性土地盤上での護岸、防波堤（掘削が無い場合）の建設、埋立て、盛土などが該当する。

(b) 地盤の透水性が高いかあるいは荷重が非常にゆっくりと行われるため、圧密による排水が施工中にほとんど終了する場合：

荷重と同時に地盤の排水が行われ荷重に伴う地盤の強度増加を期待できるので、圧密排水 (CD) 条件によって求めた  $c_D$ ,  $\phi_D$  を用いて性能照査を行う。砂質地盤における護岸、防波堤の建設、埋立て、盛土などが該当する。

(c) 段階施工により強度増加を見込む場合：

段階施工では、安定性を十分に確保できる程度の小さな荷重増分を作用させた後に、十分な圧密時間を確保して強度増加を期待し、その後、安定性を確保できる荷重増分を次の荷重段階として作用させることにより施工を進める。段階施工を実施する場合、荷重増分の作用は短時間で実施するために排水条件とはならないが、圧密期間中に強度増加を見込むことができる。このような状況に対応するのが圧密非排水 (CU) 条件であり、強度増加を期待した非排水せん断強さ  $c_u$  を使った設計を行う。

**(8) 中間土の強度**

砂分含有率が50～80%の範囲にある土は砂質土と粘性土の中間的な土であり<sup>21)</sup>、透水係数と設計条件等から判断して砂質土または粘性土としてせん断強さを算定する。砂分が多い中間土地盤の場合やサンゴ礫混じり土（ただしサンゴ礫含有率が低いもの）の場合は、圧密試験から求められる透水係数は試験条件の制約によって過小な値が得られる場合も多いので、試験の方法を工夫するとともに、原位置において、現場透水試験あるいは電気式コーン貫入試験により透水係数を確認することが望ましい<sup>22)</sup>。このような方法で求められた現地盤の透水係数が  $1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$  ( $1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ ) 以上である場合は、地盤を排水条件と考え、 $c_D=0$  として  $\phi_D$  は電気式コーン貫入試験あるいは三軸 CD 試験により求めた値を用いることができる。これまでの我が国の中間土に関する調査事例では、多くの場合  $\phi_D$  は  $30^\circ$  以上になっている<sup>23) 24) 25) 26) 27)</sup>。なお、電気式コーン貫入試験は礫分が含まれる地盤に対しては適用できないことがある。サンゴ礫混じり土に対する地盤調査については、「サンゴ礫混じり土調査・設計マニュアル」を参照できる。

透水係数が  $1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$  ( $1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ ) 以下の場合は粘性土地盤として性能照査を行うが、中間土地盤では乱れの少ない試料を採取する時の拘束圧の解除による影響が粘性土よりもはるかに大きいため、一軸圧縮試験 ( $q_v$ ) 法によるせん断強さは過小に評価されている。砂分の多い試料の一軸圧縮強度を粘土分含有量や塑性指数によって補正する方法が提案されているが<sup>28)</sup>、中間土地盤の強度評価法としては、再圧縮法による三軸試験が望ましく、それに準じる方法として一軸圧縮試験と三軸圧縮試験を併用する、あるいは定体積一面せん断試験の強度を用いることもできる<sup>29)</sup>。

一方で、シルト分や粗粒分が多くなると、せん断中にダイレーション（体積膨張）が生じる傾向が現れることが多く、このような場合に三軸 CU 試験を実施すると、ピーク強度が現れず、せん断の進行とともにせん断強度が増加するひずみ硬化の傾向が強くなるため、せん断強さを設定することが難しくなる。これはダイレーションに伴う負の過剰間隙水圧が発生するためであるが、実際の現場では三軸試験のような明確な非排水条件ではないことから、実際には発生し得ないような大きな負の過剰間隙水圧となっていることもある。この場合、せん断強さを過大評価してしまうことから、このような問題を避けるために、三軸 CD 試験を実施して求められる排水せん断強さを非排水せん断強さの上限として設定する方法もある。

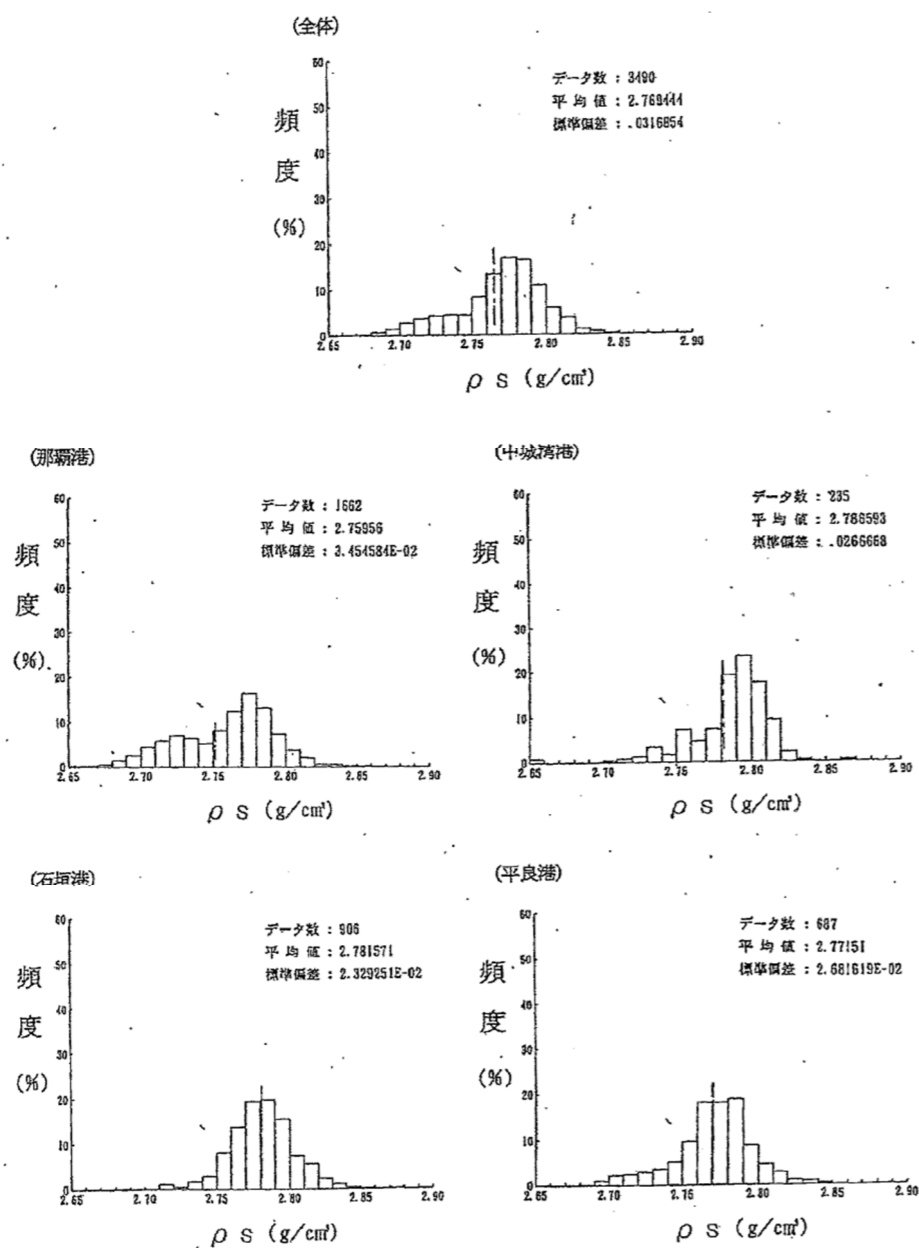
※15 サンゴ礫混じり土の土質特性について

「サンゴ礫混じり土調査・設計マニュアル(案)(平成7年3月)」P.35~36より抜粋

(1) 土粒子の密度 ( $\rho_s$ )

サンゴ礫混じり土の土粒子密度は、2.65~2.88の範囲に分布しており、通常の粘性土(2.6~2.7)よりかなり大きめの値となっている。

図一Ⅲ・2・1に、沖縄県全体(那覇港、中城湾港、石垣港、平良港)及び各港湾毎の頻度分布図を示す。



図一Ⅲ・2・1 土粒子密度 ( $\rho_s$ ) の頻度分布

「九州・沖縄の特殊土地盤の設計と施工(社)地盤工学会九州支部(平成7年8月)」P.49より抜粋

3.4.3 沖縄における珊瑚礫まじり土の土質工学的特性の概要

海成の珊瑚礫まじり土の工学的特性についての調査・研究例は少なく、その分布からしても沖縄の事例報告が卓越している。これらの報告等から得られている知見を以下に示す。

珊瑚礫まじり土の粒度構成をみると、細粒分が30%~70%程度のいわゆる中間土に分類されるが、わが国で良く見られる他の粘性土や中間土とは全く性質を異にする。例えば、標準貫入試験でN値が4程度出て、いざシンウォールからサンプルを抜き出すと、礫間の細粒土が液体状に流れることがある。また、現地盤にサンドコンパクションのような振動をかけた例では、N値0~1のものがN値5程度に、またポンプ浚渫でN値0~1の珊瑚礫混じり土を埋立地に吹き出し、覆土後ボーリングをしたところN値10程度に回復した例なども知られている。こうした現象は、礫分の骨格構造の形成と細粒土の関わりに起因することであろうが、そのメカニズムはよくわかっていない。

一方、珊瑚礫まじり土は珊瑚礫の混入量が鉛直方向・水平方向に大きな変動を示すために、ボーリングや力学試験の代表値としての正当性が大きな課題となる。極端な例ではボーリング地点が20m離れば、礫分混入量が80%から急にゼロに減少するところがある、といわれている。

このため、珊瑚礫混じり土の物理的力学的特性を一括して述べるのは困難なことではあるが、各種の試験結果から傾向をまとめた結果として、以下のような事柄が知られている。

(1) 物理的性質

珊瑚礫まじり土は大別するとシルト系の珊瑚礫まじり土と砂質系の珊瑚礫まじり土に分かれ、各々個別に特性を論ずるべきであるが、同一構造物の基礎地盤の中でも交互に現われることが多い。

土粒子の比重は平均2.8程度であり、砂(2.65~2.7)に近く、地域差はあまり見られない。自然含水比も比重と同様砂に近く、平均30%前後、細粒分が多いと40~50%程度で地域差はあまり見られない。また、深度方向にも変化がほとんどない。粒度分布は珊瑚礫の混入量の違いにより大きく異なるが、シルト系の珊瑚礫混じり土で細粒分が40~80%、礫分が10~30%、砂質系珊瑚礫混じり土では細粒分が10~40%、砂分20~40%、礫分20~70%程度、である。湿潤密度は1.8~2.0g/cm³であり、他の沖積粘土に比べ大きい。

圧縮試験や室内透水試験による透水係数は約 $1 \times 10^{-5}$ cm/secのオーダーであり、粘土( $10^{-6}$ ~ $10^{-7}$ cm/sec)よりはやや大きいものの、砂質土( $10^{-2}$ ~ $10^{-3}$ cm/sec程度)よりは小さい値を示す。さらに塑性指数 $I_p$ は20以下と小さく、一般の沖積性土と比べると低塑性な土である。

(2) 力学的性質

粘着力 $C$ は地域によってバラツキがあり、 $C = 1 \sim 3$ tf/m²程度のものが多いが、中には10tf/m²を超える過圧密なものもある。また、試料が自立せず試験のできないものもある。さらに、通常一般の沖積土では深度方向に粘着力が増加するが、珊瑚礫混じり土では明確な強度増加は認められない。一軸圧縮強度 $q_u$ は、三軸圧縮強度(UU)  $C_{uu}$ に比べかなり小さな値となる。三軸圧縮試験のうちUU試験時に間隙水圧を計って、有効応力で整理したストレスパスの勾配 $m$ ( $\phi$ に相当する)は約35°である(礫分50%程度の場合)。三軸圧縮試験CD法による $\phi_d$ が、二つの港湾でそれぞれ、約39°と約45°と異なる値を示した(礫分50%程度の場合)例がある。

体積圧縮係数 $m_v$ は各地域によってそれぞれ異なるが、概ね0.01~0.04cm²/kgf程度であり、一般の沖積土に比べ小さい。圧密係数 $C_v$ は平均800~3000cm²/dayであり、一般の沖積粘土より大きい。

このように比重、湿潤密度、含水比などの物性、土の内部摩擦角などの指標によれば、珊瑚礫まじり土は砂質土に近い性質を示している。ところが通常N値が1~5程度と小さく、透水係数も $10^{-5}$ のオーダーの粘性土と区分をつけにくい土質である。

更に、この土の力学的評価が不明確となっているのは、一つには礫の存在によりサンプルの採取時にそれを乱してしまい、信頼のできるサンプルが少なく、室内試験自体の信頼性が低いという面も無視できない。

※16 再圧縮法による三軸圧縮試験について

「地盤材料試験の方法と解説（平成21年11月）」P.598、599より抜粋

また、乱さない試料に対しては、原位置の有効応力を再現し乱れの影響を除去することを目的としてCU三軸試験を適用する場合がある。この場合の圧密を Recompression（再圧縮）と称するが、原位置において土の応力状態は一次元的であり、三軸試験で正確に有効応力状態を再現するには  $K_0$  圧密を行う必要がある。しかし、 $K_0$  圧密は試験手順が複雑でコストが大きくなるため、平均有効圧密圧力による等方圧密によって代用する方法が提案されている<sup>71)</sup>。

実務においては、粘土地盤の強度評価は一軸圧縮強さによって行われる場合が多いが、一般に  $q_u$  は試料採取時の攪乱の影響を敏感に受けるという問題がある。攪乱の影響を除去するには、試料を原位置における有効応力で圧密した後に強度試験を行うことが有効とされ、このような目的で乱さない試料を圧密することは「再圧縮」と呼ばれている。本来、再圧縮には原位置の条件に応じた  $K_0$  圧密が用いられるが、最近ではCU三軸試験により簡便に再圧縮を行う方法<sup>71)</sup>が提案されている。これは、CU三軸試験は圧密条件が等方であるので、圧密応力として平均有効応力を用い、さらに  $K_0$  を0.5程度と仮定して有効土被り圧力の約67%を再圧縮の圧密応力として用いる。さらに、圧密後0.1%/minのせん断速度で圧縮したときの最大せん断強さ（最大主応力差の1/2）について、強度異方性やせん断速度効果を考慮して、その75%を設計強度として用いるというものである。図-7.3.38は大阪湾の洪積粘土地盤において、このような試験で求めたCU三軸試験の最大せん断強さを深度に対してプロットしたものである<sup>73)</sup>。図のように、深度が50mから200mの範囲においてほぼ深度と直線的な関係を示す強度が得られ、ばらつきは小さくなっている。これは再圧縮により攪乱の影響が大幅に除去された効果である。

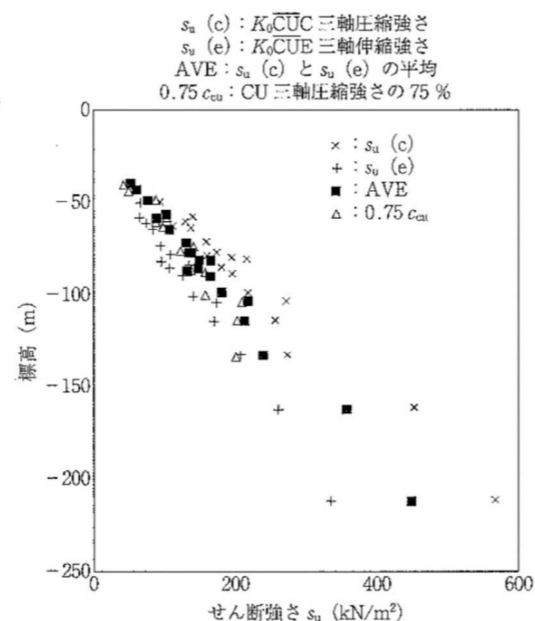


図-7.3.38 三軸試験による粘土地盤の強度測定例（渡部ら<sup>73)</sup>に加筆修正）

※17 変相点（間隙水圧最大時）での強度の採用について

「工藤他、砂・シルト分を多く含む地盤の非排水せん断強度決定法について（その2）、第46回地盤工学研究発表会、2011.7」より抜粋

2. 簡易  $\bar{c}_u$  試験方法の概要

筆者らが提案する簡易  $\bar{c}_u$  試験は、『原位置の平均主応力  $p=1/3(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)$  で試料を再圧縮(等方圧密)し、せん断中に間隙水圧を測定し、その最大値を示す軸ひずみに相当する主応力差を非排水せん断強さとする方法』である。せん断中に間隙水圧を測定し、有効応力経路における変相点に相当する強度を非排水せん断強さと定義している点が従来の簡易CU試験<sup>3)</sup>と大きく異なる点である。なお、簡易  $\bar{c}_u$  試験では、間隙水圧の最大値を示す軸ひずみに対する主応力差を「簡易  $\bar{c}_u$  強度」、主応力差のピークを「簡易CU強度」と定義した。ただし、主応力差のピーク後に間隙水圧の最大値が現れるようなケースでは、主応力差のピークを簡易  $\bar{c}_u$  強度(=簡易CU強度)とした。簡易  $\bar{c}_u$  試験結果の概念図を図-1に示した。

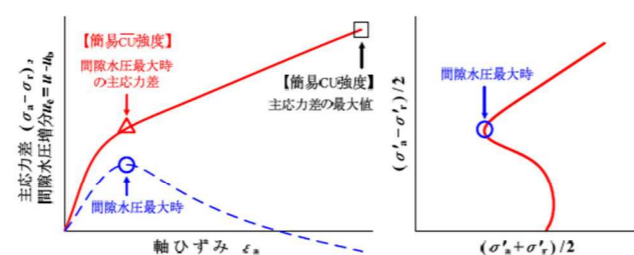


図-1 簡易  $\bar{c}_u$  試験結果の概念図

5. おわりに

再構成粘性土と自然堆積粘性土を用いた一連の試験結果から、簡易  $\bar{c}_u$  試験は、砂・シルト分を多く含む試料の非排水せん断強さを簡便かつ高品質に決定する試験法として有効であることが検証できた。簡易  $\bar{c}_u$  試験は、粒度構成の影響を受けないため、中間土を含めた広範な地盤材料の非排水せん断強さを統一的に評価する手法として期待できる。

※18 地盤の強度増加率の設定について

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.333より抜粋

(6) 粘性土の圧密による強度増加

粘性土の非排水せん断強さは圧密の進行に伴って増大する。パーカルドレーン工法などの地盤改良工法では、地盤の圧密による排水を促進することによって強度を増加させるので、圧密による強度増加率  $c_u/p$  が重要な定数となる。自然堆積粘性土地盤は、やや過圧密状態（実際は次に述べる疑似過圧密による）になっていたり、応力履歴的には正規圧密であったとしても、年代効果により圧密降伏応力  $p_c$  が有効土被り圧  $\sigma'_{v0}$  より大きな見かけの過圧密状態になっていたりする。このため、圧密圧力に相当する有効土被り圧  $\sigma'_{v0}$  で非排水せん断強さ  $c_u$  を正規化するのではなく、圧密降伏応力  $p_c$  で正規化 ( $m=c_u/p_c$ ) することによって、強度増加率はその粘性土固有の定数となる。パーカルドレーン工法による強度増加を見込む場合などに用いられる地盤物性値である  $c_u/p_c$  の値が大きいほど強さの増加割合が大きく改良効果を期待できることになるが、これまでの実績及び調査結果から我が国の海成粘土では、塑性によらず、次式のような範囲にある。

$$c_u/p_c = 0.2 \sim 0.25 \quad (2.3.25)$$

自然堆積粘性土の過圧密比OCR ( $=p_c/\sigma'_{v0}$ ) が1.0~1.5であることが多いことを考えると、 $\sigma'_{v0}=p_c/OCR$  であるので、(図-2.3.16参照)<sup>18)</sup>のデータは式(2.3.25)を裏付けている。

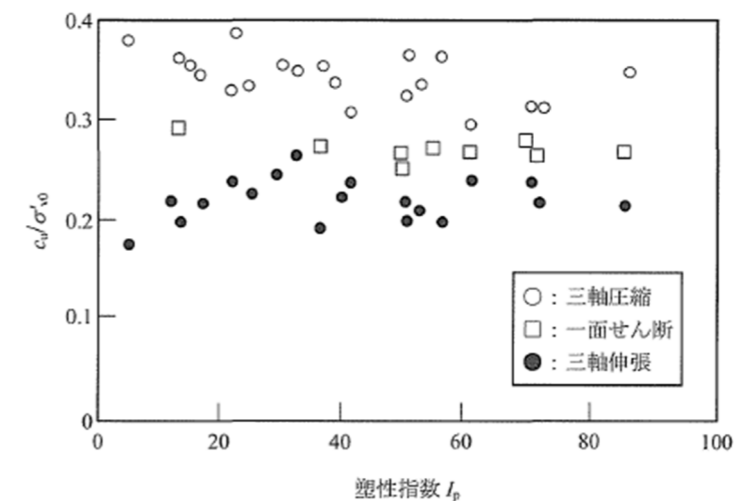


図-2.3.16 塑性指数と  $c_u/\sigma'_{v0}$  の関係<sup>18)</sup>

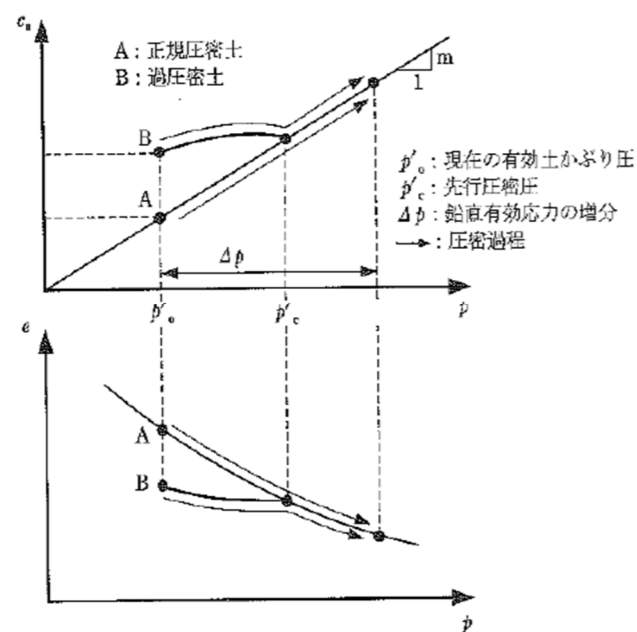
「道路土工—軟弱地盤対策工指針（平成24年8月）」P.82～83より抜粋

④ 強度増加率  $m$

土は圧密されることによって密度を増し、その強度が増加する。従来、強度増加率  $m$  は以下の諸方法で求められている。

(i) 圧密非排水条件の三軸圧縮試験または一面せん断試験による方法

正規圧密土の強度増加率  $m$  は、解図3-17に示したように自然状態の非排水せん断強度  $c_u$  と受けている有効土かぶり圧  $p'_0$  の比、すなわち  $c_u/p'_0$  で表される。しかしながら、実際に軟弱地盤を対象とした設計を行う場合に、軽く過圧密された軟弱地盤の強度増加率  $m$  を知らなければならぬことも少なくない。この場合、注意しなければならないのは過圧密地盤の強度増加は、同図に示



解図3-17  $c_u-p$  及び  $e-p$  の関係

したように圧密有効応力が先行圧  $p'_c$  に達するまでは極めて小さいことである。したがって、過圧密地盤については、先行圧以下の圧密有効応力に対しては圧密による非排水せん断強度の増加を無視するか、先行圧に対する圧密荷重の大きさに応じて適切な増加係数を選ぶようにしなければならない。なお、土質試験でこれらを求めるに当たって、一面せん断試験は現場の応力状態 ( $K_0$  圧密状態) に近いが、等方圧密条件での三軸圧縮試験は原位置強度を過大評価するおそれがあり、適当な補正等を行うのがよい<sup>6)</sup>。

「港湾構造物設計事例集（平成30年改訂版）（平成30年12月）」P.1-50～1-51より抜粋

表-1.45 基礎地盤の円弧すべり照査時の地盤条件の特性値

	飽和重量 $w$ (kN/m <sup>3</sup> )	湿潤重量 $w$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中重量 $w'$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断抵抗角 $\phi_k$ (°)	粘着力	
					$c_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力の1/2係数
基礎捨石	20.00	18.00	10.00	40.00	0.00	0.00
沖積粘性土	16.00	16.00	6.00	0.00	27.30	1.60
S C P 砂杭	20.00	18.00	10.00	35.00	0.00	0.00
洪積粘性土	17.00	17.00	7.00	40.00	146.00	0.00
壁体	20.93	20.93	10.93	40.00	0.00	0.00
上部工	22.60	22.60	-	40.00	0.00	0.00
裏込石	20.00	18.00	10.00	40.00	0.00	0.00
裏埋土	20.00	18.00	10.00	40.00	0.00	0.00

$\Delta c / \Delta p$ ; 原地盤の強度増加率

$$(\Delta c / \Delta p = k/w' = 1.6/6.00 = 0.27)$$

$c_0 + kz$ ; 原地盤の非排水せん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)

※19 定ひずみ速度圧密試験の特徴について

「地盤材料試験の方法と解説（平成21年11月）」P.500、503より抜粋

4.1.2 定ひずみ速度載荷による圧密試験の特徴

土の定ひずみ速度載荷による圧密試験方法は、土を片面排水条件の下、一定のひずみ速度で連続的に載荷し、軸方向に加えた圧力と供試体非排水面の間隙水圧の変化から土の圧縮性、透水性および圧密速度に関する定数を求める試験方法である。この試験方法の長所は、①試験時間が短縮できる。②連続的なデータが得られる。③土の圧縮性と透水性を土骨格の応力へひずみ関係を仮定することなく独立して求めることができる。④超軟弱粘土から硬質粘土まで、また有機質土から砂質粘土まで適用範囲が極めて広い。⑤試験の自動化が容易である。⑥載荷に衝撃を伴わない、ことなどである。一方、短所として、①二次圧密に関する情報が得られない。②ひずみ速度の違いによる時間効果を受ける。③連続的な載荷と計測を高精度で実施できる試験装置が必要である、などが挙げられる。これまで、この試験方法は、試験時間を短縮するための簡便法として利用されてきた。しかし、超軟弱粘土に衝撃を与えないで載荷を行うためや硬質粘土の圧密降伏応力付近の圧密特性を連続的に得るためなど、定ひずみ速度載荷方式を取らざるを得ない場合も多い。したがって、定ひずみ速度載荷による圧密試験方法と段階載荷による圧密試験方法との関係は、二者択一ではなく、並列の関係にあると考えられる。

d) 圧密降伏応力  $p_c$  (kN/m<sup>2</sup>) は、次の方法によって求める(図3参照)。ただし、 $p_c$  を求めにくい場合は、 $p_c$  を算術目盛にとって  $e-p$  曲線又は  $f-p$  曲線を描き、それが上に凸な部分をもたなければ  $p_c$  を求めなくてもよい。

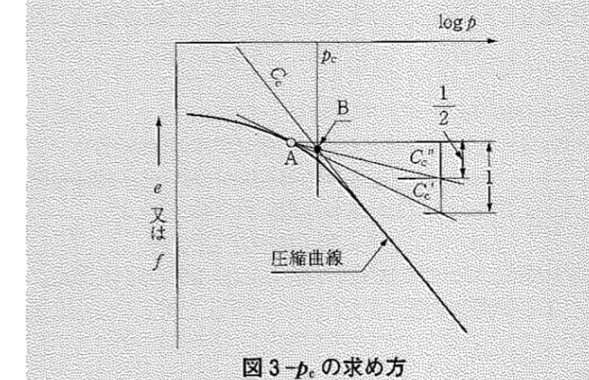


図3- $p_c$  の求め方

※20 圧密沈下量に及ぼすパラメータの感度

地盤の物性値のバラツキが沈下量に及ぼす影響について試算した結果を表1-1に示す。圧縮指数  $C_c$ 、間隙比  $e_0$  が変化した場合、沈下量は平均的な値に比べて20~30%前後増減する。

表 1-1 圧密沈下量に及ぼす設計定数の感度

土層	採用値区分	圧縮指数		初期間隙比		感度3 (感度1×感度2)	沈下計算に及ぼす 影響 (%)	備考
		$C_c$	感度1※1	$e_0$	感度2※2			
Avf-c	平均値+1σ	0.39	1.18	1.14	0.95	1.12	-20 ~ +20	
	平均値	0.33	1.00	1.03	1.00			
	平均値-1σ	0.27	0.82	0.92	1.06	0.86		
	標準偏差	0.06		0.11				
Avf-c2	平均値+1σ	0.63	1.19	1.33	0.93	1.10	-20 ~ +20	
	平均値	0.53	1.00	1.16	1.00			
	平均値-1σ	0.43	0.81	0.99	1.09	0.88		
	標準偏差	0.10		0.17				
Avf-s	平均値+1σ	0.37	1.17	1.16	0.94	1.10	-20 ~ +20	
	平均値	0.31	1.00	1.02	1.00			
	平均値-1σ	0.26	0.83	0.89	1.07	0.88		
	標準偏差	0.05		0.13				
Aco-c	平均値+1σ	0.31	1.31	1.07	0.93	1.22	-30 ~ +30	
	平均値	0.24	1.00	0.93	1.00			
	平均値-1σ	0.17	0.69	0.79	1.08	0.75		
	標準偏差	0.07		0.14				

②  $C_c$  から求める場合：

この方法の適用は、主に正規圧密領域の圧密が対象となる場合に限られる。

$$S = h \frac{C_c}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta p}{\sigma'_{v0}} \quad (3.5.14)$$

ここに、

$S$  : 圧力増分  $\Delta p$  による最終圧密沈下量 (m)

$h$  : 層厚 (m)

$C_c$  : 圧縮指数

$e_0$  : 初期間隙比

$\sigma'_{v0}$  : 載荷前の有効土被り圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\Delta p$  : 圧力増分 ( $\text{kN/m}^2$ )

計算式の出典:「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成30年5月)」P.740より抜粋

※1:感度1は、 $h$ 、 $\sigma'_{v0}$ 、 $\Delta p$ 、 $e_0$ が固定で、地盤のバラツキにより $C_c$ が変動するとして、上記の $C_c$ 法の計算式を基に、 $C_c$ が平均値の時の沈下量を1とした場合に対して、平均値±1σとした場合の沈下量の比を示す。

※2:感度2は、 $h$ 、 $\sigma'_{v0}$ 、 $\Delta p$ 、 $C_c$ が固定で、地盤のバラツキにより $e_0$ が変動するとして、上記の $C_c$ 法の計算式を基に、 $e_0$ が平均値の時の沈下量を1とした場合に対して、平均値±1σとした場合の沈下量の比を示す。

※21 圧密沈下速度に及ぼすパラメータの感度と圧密係数  $C_v$  の設定

(1) 無対策地盤：Terzaghi の式

圧密係数  $C_v$  と圧密度90%到達時間の関係について、両面排水条件として層厚別に試算した結果を下図に示す。

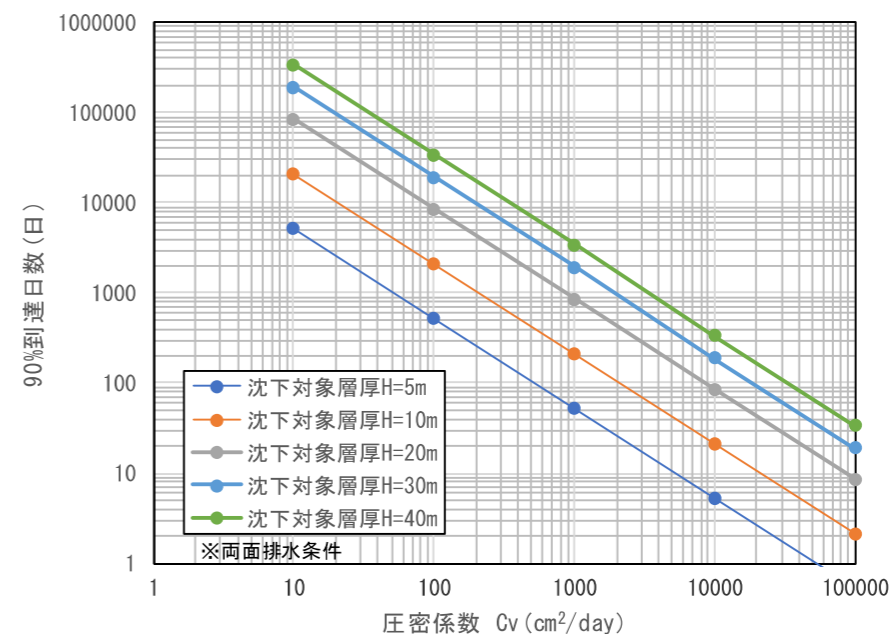


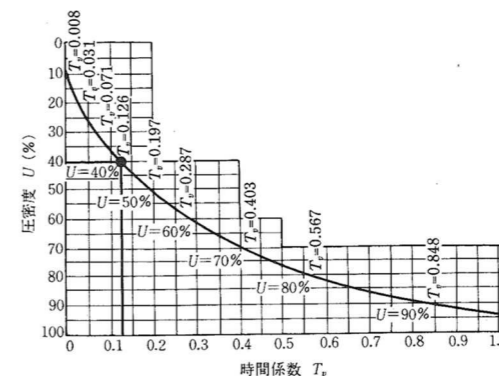
図 1-1 圧密係数  $C_v$  の値別の90%圧密到達日数(無対策地盤)

$$t = \frac{(H_0/2)^2}{c_v} \cdot T_v = \frac{D^2}{c_v} \cdot T_v \quad \text{..... (解5-8)}$$

ここに、

$T_v$  : 時間係数で、鉛直有効応力の増分  $\Delta p$  の瞬間載荷により圧密層で一定値として発生する過剰間隙水圧  $\Delta u_0 (= \Delta p)$  の経時的な消散を表し、圧密層全体での平均圧密度  $U$  に応じて、解図5-8に示した値を用いることができる。

$c_v$  : 圧密層の代表  $c_v$



解図 5-8 圧密層全体での平均圧密度  $U$  と時間係数  $T_v$  の関係 (載荷直後間隙水圧  $\Delta u_0 = \text{一定}$ )

図 1-2 無対策地盤での圧密時間の計算方法

「道路土工—軟弱地盤対策工指針(平成24年8月)」P.128より抜粋



## ※22 定ひずみ速度圧密試験の補正について

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.324～325 より抜粋

超軟弱粘性土の圧密定数を推定するために、変位を連続的に与える定ひずみ速度荷による圧密試験法<sup>11)</sup>が規格化されている（JIS A 1227）。同試験法は、連続的な $e$ - $\log p$  曲線を得られる試験法であることから、超軟弱粘土の圧密特性を試験することにとどまらず、年代効果が大きい粘性土など、圧密降伏後に急激な沈下が見られる粘性土に対して圧密降伏応力を求める場合にも大変有利な方法であり、幅広く適用できる試験法である。しかし、 $e$ - $\log p$  曲線はひずみ速度の影響を強く受け、同試験から得られる $e$ - $\log p$  曲線は、一般に荷速度が高いために、段階荷による圧密試験（JIS A 1217）から得られる $e$ - $\log p$  曲線より大きな圧密圧力側にシフトした結果になる。そのため、定ひずみ速度圧密試験では圧密降伏応力が大きくなることに留意し、段階荷圧密試験を併用して適切な圧密降伏応力を設定することが望ましい。

2.3 波浪条件

※23 ブシネスク方程式適用について

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.133より抜粋

(7) 波浪変形計算法の活用

相対水深が沖波波長の概ね1/2未満の海域での性能照査では、一般に観測や波浪推算で設定された沖波の条件から施設の設計波を算定する。波浪変形計算法を用いる際には、施設が設置される海域の地形や施設の重要度に応じて計算モデルを適切に選択するのがよい<sup>23)</sup>。平行等深線海岸で近似できる海域では、代表波を規則波と仮定する図式解法を用いてもよいが、複雑な地形を有する海域では、エネルギー平衡方程式法<sup>24)</sup>、緩勾配方程式法<sup>25)</sup>等を用いることができる。さらに、水深変化が大きい海域や屈折と回折が同時に起こる現象を考慮しなければならない海域における計算には適切な数値計算法を用いるのがよい。例えば、波の非線形性を無視できる場合や別途取り扱う場合には、回折を考慮した微小振幅波理論に基づくエネルギー平衡方程式法<sup>26)</sup>、波の非線形性をある程度考慮する場合には、消波工の反射特性も同時に解析できる弱非線形ブシネスク (Boussinesq) 方程式を用いた波浪変形計算法<sup>27)</sup>等を用いることができる。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.134より抜粋

⑤設計波の算定には、適切な数値計算モデルを用いる。

- (a) 比較的深い海域……………線形計算モデル
- (b) 地形が複雑な浅い海域……………非線形性を考慮することが望ましい。
- (c) 砕波や反射波が顕著に生じる……………水理模型実験が望ましい。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.153より抜粋

不規則波の屈折と回折を同時に考慮できる計算法としては、回折を考慮したエネルギー平衡方程式<sup>26)</sup>のほか、非定常緩勾配不規則波動方程式を用いた方法<sup>76)</sup>、ブシネスク (Boussinesq) 方程式を差分法で解く手法<sup>77)</sup>や灘岡らによる多成分連成法<sup>78)</sup>が活用できる。また、その他の計算法についても解説した文献がある<sup>79)</sup>。ブシネスク方程式を用いた波浪変形計算モデルは、改良を重ねられ、現地港湾で活用できるモデルの一つとして、NOWT-PARI (港湾空港技術研究所型非線形波浪変形モデル) が提案されている<sup>27)</sup>。さらに、浅海域での遡上や護岸の越波も同時に考慮できる改良バージョンが提案されている<sup>80)</sup>。設計者は、海域の特性やプログラムの適用限界を考慮して適切な数値計算法を用いることが望ましい。

※24 ブシネスク方程式の入射波条件をエネルギー平衡方程式で算出する理由

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1625より抜粋

以上のことから、ブシネスク方程式による数値計算においては沖合いの条件としては実務的には水深20m～30m程度以下とすることが必要となる。もし深海域からの計算が必要な場合は、大水深域を含む広領域はエネルギー平衡方程式により計算を行い、水深20m～30mの地点以浅の狭領域においてエネルギー方程式による計算によって得られた方向スペクトルを入射波条件としてブシネスク方程式に引き継ぐ手法を用いることによって、計算精度の向上が見込まれる<sup>136)</sup>。なお、広領域と狭領域の接続水深は当然波浪条件や地形の条件に依存することに注意が必要である。

※25 使用した計算プログラム：NOWT-PARI ver.5.3 ((独)港湾空港技術研究所, ブシネスクモデル)

※26 現埋立承認申請時の沖波条件について

確率波高は「シュワブ(H15)技術業務 報告書(1/2) (平成16年3月)那覇防衛施設局建設部」P.3-55,56において算出されている。

表-3.28 0.5m単位で切り上げ操作後のシュワブ沖の確率波高

WEIBULL(k=1.40)		E	ENE	NE	NNE	SW	SSW	S	SSE	SE	ESE	ALL
50年		12.0	11.0	9.0	7.5	11.0	14.0	14.5	14.0	13.5	12.5	14.5
		15.5	14.9	13.1	11.4	15.0	17.2	17.6	17.3	17.0	16.0	17.7

表-3.29 シュワブ沖の100年および10年確率沖波

波向	10年確率波	
E	H <sub>1/3</sub> = 9.5 (m)	T <sub>1/3</sub> = 13.7 (s)
ENE	H <sub>1/3</sub> = 9.0 (m)	T <sub>1/3</sub> = 13.0 (s)
NE	H <sub>1/3</sub> = 7.5 (m)	T <sub>1/3</sub> = 11.4 (s)
NNE	H <sub>1/3</sub> = 5.5 (m)	T <sub>1/3</sub> = 9.6 (s)
SW	H <sub>1/3</sub> = 9.5 (m)	T <sub>1/3</sub> = 13.4 (s)
SSW	H <sub>1/3</sub> = 11.5 (m)	T <sub>1/3</sub> = 15.4 (s)
S	H <sub>1/3</sub> = 12.0 (m)	T <sub>1/3</sub> = 15.6 (s)
SSE	H <sub>1/3</sub> = 11.5 (m)	T <sub>1/3</sub> = 15.4 (s)
SE	H <sub>1/3</sub> = 11.0 (m)	T <sub>1/3</sub> = 14.9 (s)
ESE	H <sub>1/3</sub> = 10.0 (m)	T <sub>1/3</sub> = 14.2 (s)
ALL	H <sub>1/3</sub> = 12.0 (m)	T <sub>1/3</sub> = 15.6 (s)

上表に示された確率波高の算出方法を図1-1、図1-2に示す。

設計波の算出に用いた波浪データは、中城湾のナウファス波浪観測データをエネルギー平衡方程式により中城湾沖に変換し、極値統計解析により中城湾沖の確率波を算出した後、中城湾沖からシュワブ沖への変換を行っている。

なお、中城湾沖からシュワブ沖への変換は、「平成14年度管内波浪推算（平成15年3月）」（沖縄総合事務局）で実施した波浪推算データから、波高、周期について中城湾沖とシュワブ沖の相関分析を行って算出した変換係数を用いて行っている。

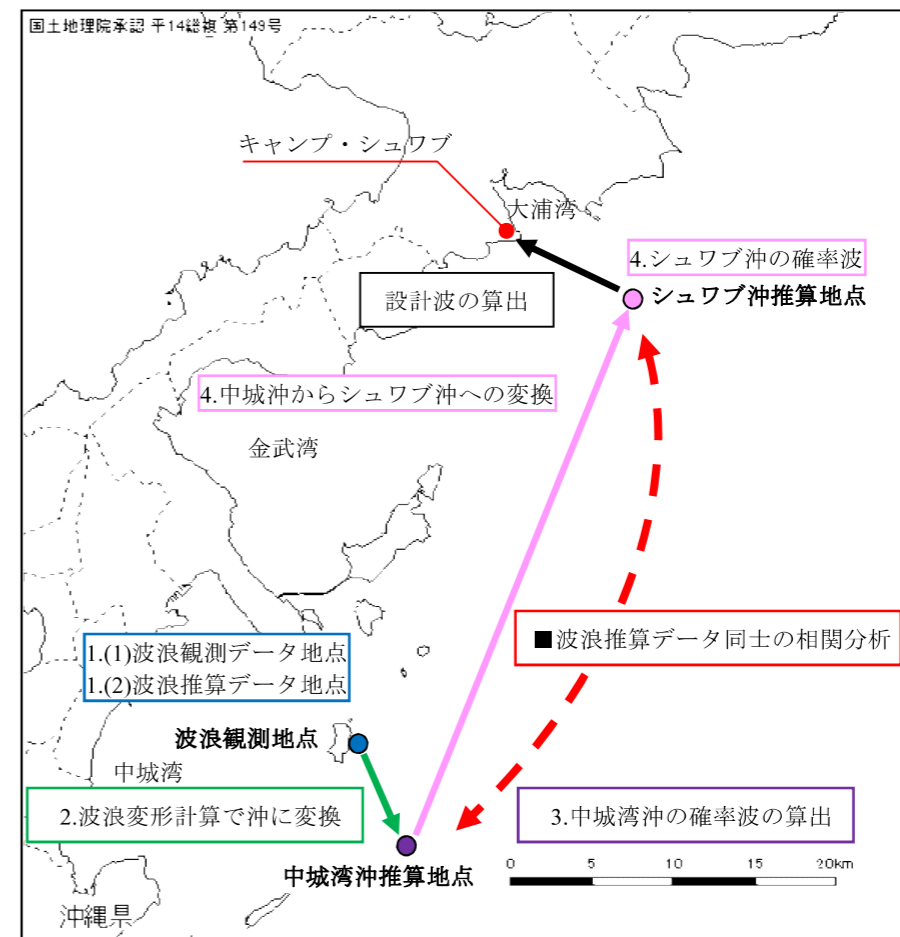


図1-1 検討地点位置図

図 1-2 の設計沖波算出フローの各色枠は、図 1-1 の各算出地点での検討事項を示している。

設計沖波の算出

1. 使用波浪データの整理

中城湾港の波浪観測データを基本とし、欠測期間については波浪推算データで補完。

(1) 波浪観測データ

観測地点: 中城湾 (ナウファス)

統計期間: 1974年1月 ~ 2002年12月 (約29年分)

※波向は観測されていないため、風向より設定

(2) 波浪推算データ

「平成14年度管内波浪推算」(沖縄総合事務局)の中城湾沖の波浪推算データに屈折・回折係数、浅水係数をかけた中城湾港の波浪推算データ

2. 中城湾沖の波浪データの作成

中城湾の波浪データについて、エネルギー平衡方程式による波浪変形計算を実施し、中城湾沖(水深約300mの地点)の波浪データに変換

3. 中城湾沖の確率波の算出

中城湾沖の波浪データから気象擾乱を抽出し、極値統計解析を実施して中城湾沖の確率波を算出

■ 中城湾沖からシュワブ沖への変換係数の算出

「平成14年度管内波浪推算 平成15年3月」の中城湾沖の波浪推算データとシュワブ沖の波浪推算データの相関分析を行い、変換係数を算出  
相関係数R=0.99,波高変換係数0.97,周期変換係数0.99

変換係数

4. シュワブ沖の確率波の算出

中城湾沖の確率波に変換係数をかけ、シュワブ沖の確率波を算出

図 1-2 既存設計沖波算出フロー

※27 ブシネスク方程式

計算モデルの基礎方程式は、水深を場所の関数とした修正ブシネスク方程式 (Madsen and Sorensen, 1992) である。数値計算は ADI 差分法によって実施する。基礎方程式を以下に記す。

ブシネスク方程式は、弱非線形・弱分散性の方程式であり、屈折、回折、反射、浅水変形等波の変形を同時に考慮出来る計算法である。この方程式はもともと長波近似を用いて導出された方程式であるため波の分散性を表現できる範囲が長波領域近傍に限定されるが、修正ブシネスク方程式ではその範囲が浅海波領域にまで拡張されている。また、非線形性もある程度表現できるので、波の基本的な変形および分散性・非線形性がすべて表現できる計算法になる。

連続の式

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} = 0 \tag{1.1}$$

x 方向運動量方程式

$$\begin{aligned} & \frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{P^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{PQ}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} - \nu \left( \frac{\partial^2 P}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial y^2} \right) + \frac{f}{2D^2} P \sqrt{P^2 + Q^2} \\ & + \sigma(x) \left\{ P - \mu^2 \left[ \left( B + \frac{1}{3} \right) h^2 \left\{ \frac{\partial^2 P}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 Q}{\partial x \partial y} \right\} + \left\{ \frac{h}{6} \frac{\partial h}{\partial x} \left( 2 \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} \right) + \frac{h}{6} \frac{\partial h}{\partial y} \frac{\partial Q}{\partial x} \right\} \right] \right\} \\ & = \left( B + \frac{1}{3} \right) h^2 \left( \frac{\partial^3 P}{\partial x^2 \partial t} + \frac{\partial^3 Q}{\partial x \partial y \partial t} \right) + Bgh^3 \left( \frac{\partial^3 \eta}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 \eta}{\partial x \partial y^2} \right) \\ & + h \frac{\partial h}{\partial y} \left\{ \frac{1}{6} \frac{\partial^2 Q}{\partial x \partial t} + Bgh \frac{\partial^2 \eta}{\partial x \partial y} \right\} + h \frac{\partial h}{\partial x} \left\{ \frac{1}{3} \frac{\partial^2 P}{\partial x \partial t} + \frac{1}{6} \frac{\partial^2 Q}{\partial y \partial t} + 2Bgh \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + Bgh \frac{\partial^2 \eta}{\partial y^2} \right\} \end{aligned} \tag{1.2}$$

y 方向運動量方程式

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{Q^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{PQ}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} - \nu \left( \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 Q}{\partial y^2} \right) + \frac{f}{2D^2} Q \sqrt{P^2 + Q^2} \\ & + \sigma(y) \left\{ Q - \mu^2 \left[ \left( B + \frac{1}{3} \right) h^2 \left\{ \frac{\partial^2 P}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 Q}{\partial y^2} \right\} + \left\{ \frac{h}{6} \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial P}{\partial y} + \frac{h}{6} \frac{\partial h}{\partial y} \left( \frac{\partial P}{\partial x} + 2 \frac{\partial Q}{\partial y} \right) \right\} \right] \right\} \\ & = \left( B + \frac{1}{3} \right) h^2 \left( \frac{\partial^3 Q}{\partial y^2 \partial t} + \frac{\partial^3 P}{\partial x \partial y \partial t} \right) + Bgh^3 \left( \frac{\partial^3 \eta}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 \eta}{\partial x^2 \partial y} \right) \\ & + h \frac{\partial h}{\partial x} \left\{ \frac{1}{6} \frac{\partial^2 P}{\partial y \partial t} + Bgh \frac{\partial^2 \eta}{\partial x \partial y} \right\} + h \frac{\partial h}{\partial y} \left\{ \frac{1}{6} \frac{\partial^2 P}{\partial x \partial t} + \frac{1}{3} \frac{\partial^2 Q}{\partial y \partial t} + Bgh \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + 2Bgh \frac{\partial^2 \eta}{\partial y^2} \right\} \end{aligned} \tag{1.3}$$

ここで、 $x, y$  は平面座標、 $t$  は時間、 $\eta$  は水位、 $P$  は  $x$  方向線流量、 $Q$  は  $y$  方向線流量、 $h$  は静水深、 $D$  は全水深 ( $=h+\eta$ )、 $f$  は底面摩擦係数である。 $\nu$  は碎波によって生じる乱れによる運動の混合を表す渦動粘性係数、 $\sigma$  はエネルギー吸収帯の減衰係数である。

「非線形波浪変形モデル (Ver.4.6) プログラム 使用説明書 (平成 24 年 2 月)」(独立行政法人 港湾空港技術研究所 海洋研究領域 波浪研究チーム)より抜粋

※28 ブシネスク方程式の計算範囲の設定について

「非線形不規則波浪を用いた数値計算の港湾設計への活用に関する研究 港湾空港技術研究所資料, No.1036, 2002.12」より抜粋

ば  $S_{max}=10$  の多方向不規則波の成分波の波向は、主波向を中心に  $\theta=\pm 45^\circ$  の範囲で造波されれば良いと考えることができる。 先程の主波向が  $\theta_p=30^\circ$  の場合で考えると、造波すべき成分波の波向は  $-15^\circ$  から  $+75^\circ$  の範囲に分布するので、有効造波領域が定義できるようになる。さらに主波向を  $\theta_p=60^\circ$  とした場合には、成分波の波向の範囲は  $+15^\circ$  から  $+105^\circ$  となり、やはり造波困難な波向が生じるようになる。この場合には再現される波エネルギーが 80%に満たないので、有効造波領域は定義されない。

規則波の成分波の波向が、主波向を中心にそれぞれ  $\theta=\pm 30^\circ$  ,  $\theta=\pm 15^\circ$  の範囲で造波されれば、図-5.1 に示した水槽内に有効造波領域が定義できるものとする。 し

同様に図-2.4 より、 $S_{max}=25$  および  $S_{max}=75$  の多方向不

※29 ブシネスク方程式の計算格子方向の設定について

図 1-3 及び図 1-4 はエネルギー平衡方程式で算出した、ブシネスク引継ぎラインでの波向算出結果である。(図 1-3、1-4 に示す算出地点は図 1-5、1-6 を参照)

図 1-3 は 10 年確率波高の沖波 4 波向(SE,SSE,S,SSW)の結果で、沖波波向 SE は引継ぎラインでは SE 方向(青色ハッチング部 :  $135.0^\circ \pm 11.25^\circ$  )、沖波波向 SSE~SSW は引継ぎラインでは SSE 方向(オレンジ色ハッチング部 :  $157.5^\circ \pm 11.25^\circ$  )の範囲内に概ね入ることを確認した。

図 1-4 は 50 年確率波高の沖波 4 波向(SE,SSE,S,SSW)の結果で、沖波波向 SE は引継ぎラインでは SE 方向(青色ハッチング部 :  $135.0^\circ \pm 11.25^\circ$  )、沖波波向 SSE~SSW は引継ぎラインでは SSE 方向(オレンジ色ハッチング部 :  $157.5^\circ \pm 11.25^\circ$  ) の範囲内に概ね入ることを確認した。

これらの結果よりブシネスク方程式の計算格子方向は SE および SSE に設定した。

※30 ブシネスク方程式の計算格子の大きさの設定について

「非線形波浪変形モデル(Ver.4.6)プログラム 使用説明書 (平成 24 年 2 月)」P.17 より、計算格子幅は代表波長の 1/10~1/20 を目安とするとされている。

本検討における計算格子について、対象する沖波周期は 14.9s~17.6s であり、最も短い波長は 14.9s の 346.3m となる。計算格子幅は波長の 1/10~1/20 を目安とするので、35m~17m 必要となる。このため、計算格子は 10m と設定した。

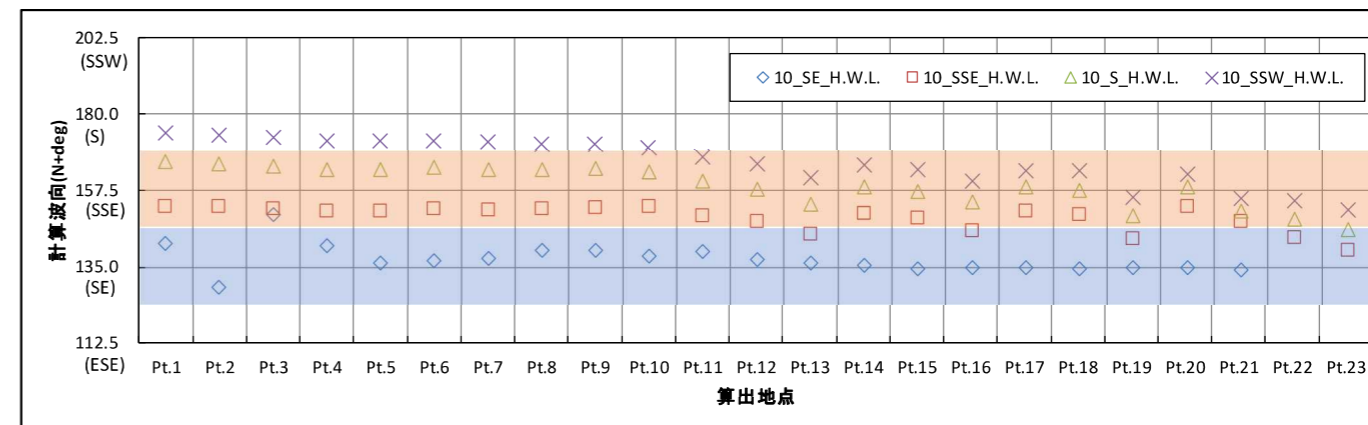


図 1-3 入射境界における波向 (10 年確率波高)

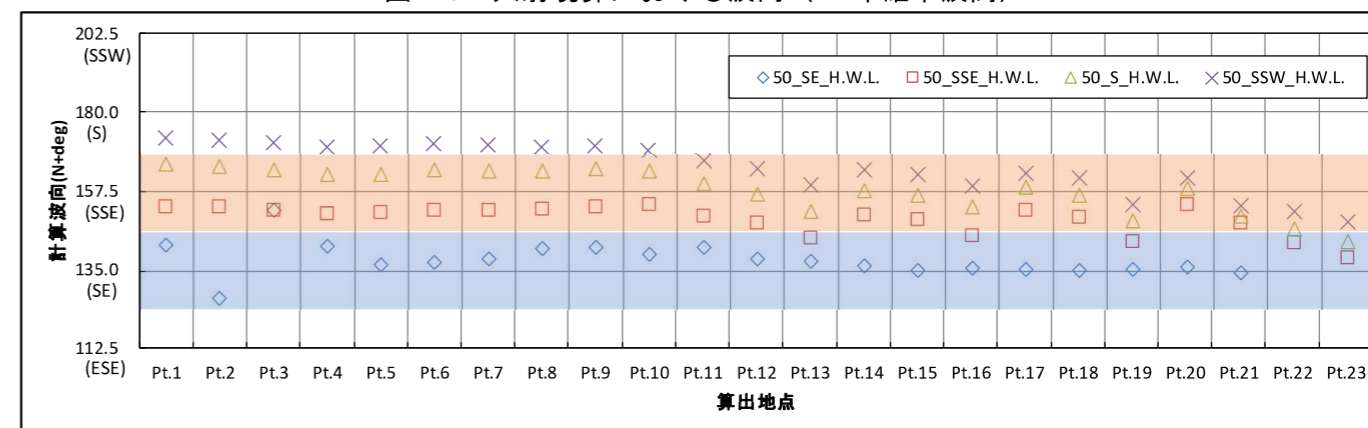


図 1-4 入射境界における波向 (50 年確率波高)

※31 エネルギー平衡方程式

エネルギー平衡方程式とは、成分波の屈折計算を解析的に重ね合わせるにより、直接的に不規則波の屈折計算ができるようにしたものである。この方法は、多方向不規則波の屈折及び浅水変形を同時に解くことができる方法で、従来から多くの研究者によって、その有用性が指摘させている。改良型エネルギー平衡方程式による波浪変形計算方法（高山、池田、平石：砕波および反射を考慮した波浪変形計算、港湾技研報告書第30巻、第1号、1991.3）による方式はさらにこれを改良したもので、多方向不規則波の浅水変形、屈折は勿論のこと、砕波及び構造物、島、海岸等からの回折、反射の影響を考慮出来る実用的な計算法である。

この方法では、砕波によって失われる波のエネルギーは、個々の成分波が持っているエネルギーに比例すると仮定して、次式で示すようなエネルギー平衡方程式を数値的に解いている。

ここに、 $S$ 、 $C$ および $C_g$ は、それぞれ、波の方向スペクトル密度、波速および波の群速度を示す。

$$\frac{\partial}{\partial x}(SC_g \cos \theta) + \frac{\partial}{\partial y}(SC_g \sin \theta) + \frac{\partial}{\partial \theta} \left[ \frac{SC_g}{C} \left\{ \frac{\partial C}{\partial x} \sin \theta - \frac{\partial C}{\partial y} \cos \theta \right\} \right] = -\varepsilon'_b S$$

$\varepsilon'_b$ は、単位時間内に砕波によって失われるエネルギー逸散率を示す。 $\varepsilon'_b$ の値としては、計算格子内に進入した波ができるまでに要する平均時間に反比例すると仮定して次式を与える。

$$\varepsilon'_b = \varepsilon b C / \sqrt{\delta x \delta y}$$

ここに、 $\delta x$ および $\delta y$ は、 $x, y$ 方向の計算格子間隔である。無次元量 $\varepsilon b$ は、格子内において砕波する波のエネルギーの割合を示しており、砕波後であっても、波高は Rayleigh 分布に近い分布形を示すと仮定すると、計算格子内にはいるときの砕波波高  $H_{bi}$  と計算格子からでるときの砕波波高  $H_{bo}$  から、次式で求められる。

$$\varepsilon b = \frac{\int_0^{H_{bi}/H_{1/3}} PE(H_s^*) dH_s^* - \int_0^{H_{bo}/H_{1/3}} PE(H_s^*) dH_s^*}{\int_0^{H_{bi}/H_{1/3}} PE(H_s^*) dH_s^*} = 1 - \frac{1 - \left\{ 1 + \frac{\pi}{4} \left( \alpha \frac{H_{bo}}{H_{1/3}} \right)^2 \right\} \exp \left[ -\frac{\pi}{4} \left( \alpha \frac{H_{bo}}{H_{1/3}} \right)^2 \right]}{1 - \left\{ 1 + \frac{\pi}{4} \left( \alpha \frac{H_{bi}}{H_{1/3}} \right)^2 \right\} \exp \left[ -\frac{\pi}{4} \left( \alpha \frac{H_{bi}}{H_{1/3}} \right)^2 \right]}$$

ここで、 $PE(H)$ は、波のエネルギーの分布で波高の2乗分布で与えられ、次式で示される。

$$PE(H_s^*) = \frac{\pi^2}{8} \alpha 4 H_s^{*3} \exp \left[ -\frac{\pi}{4} (\alpha H_s^*)^2 \right]$$

ここに、 $H_s^* = H/H_{1/3}$ 、 $\alpha = H_{1/3}/H_a$ で、 $H_a$ は平均波高である。砕波波高  $H_{bo}, H_{bi}$  の算定においては、合田(1970)の提案した砕波指標を用いるものとしている。

※32 エネルギー平衡方程式の計算範囲の設定について

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.131より抜粋

(3) 沖波（深海波）と浅海波

波長に対する水深の比： $h/L$ を相対水深と呼ぶことがある。相対水深が1/2程度以上の水域では、波は海底の影響をほとんど受けず、変形することなく進行する。しかし、相対水深が1/2程度未満の水域に進入すると次第に海底の影響を受けて、波速は遅くなり、波長が縮まり、波高も変化する。このことから相対水深が1/2程度以上の海域を伝播する波を深海波といい、これよりも浅い海域を伝播する波を浅海波という。

【計算範囲の設定】

計算格子方向 SE の計算範囲の設定

① 計算範囲沖側境界の水深の設定

対象波浪で周期が長いのは 50 年確率波(周期  $T=17s$ )であり、周期より算出される沖波波長は  $L_0=450.84m$  となり、沖側境界の必要水深は  $226m(L_0=450.84$  の  $1/2=225.42m$ )以深となる。

② 計算範囲の設定

ブシネスク方程式の境界(ブシネスク引継ぎライン)に十分なエネルギーが入ることを目的として、ブシネスク引継ぎラインから沖側に必要水深(-226m 以深)を包含するまで延伸した範囲を設定した。(図 1-5 参照)

計算格子方向 SSE の計算範囲の設定

① 計算範囲沖側境界の水深の設定

対象波浪で周期が長いのは 50 年確率波であり、各波向の周期(SSE:17.3s、S:17.6s、SSW:17.2s)より算出される沖波波長は(SSE: 66.89m、S:483.23m、SSW:461.51m)となり、沖側境界の必要水深は  $242m(S:L_0=483.23$  の  $1/2=241.62m$ )以深となる。

② 計算範囲の設定

ブシネスク方程式の境界(ブシネスク引継ぎライン)に十分なエネルギーが入ることを目的として、ブシネスク引継ぎラインから沖側に必要水深(-242m 以深)を包含するまで延伸した範囲を設置した。(図 1-6 参照)

なお、計算範囲が広範となるため、2領域を設定した。

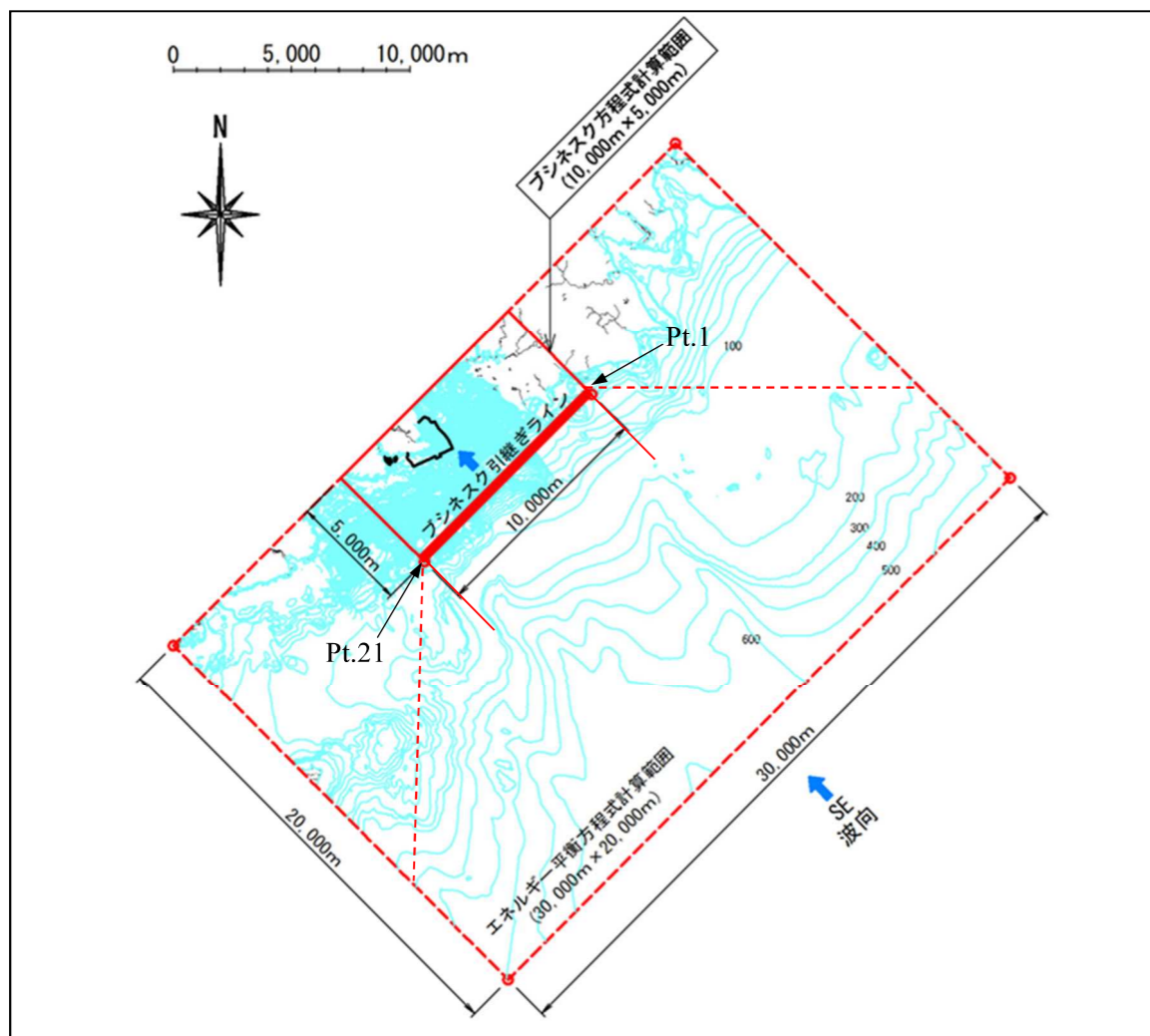


図 1-5 エネルギー平衡方程式の計算範囲の設定

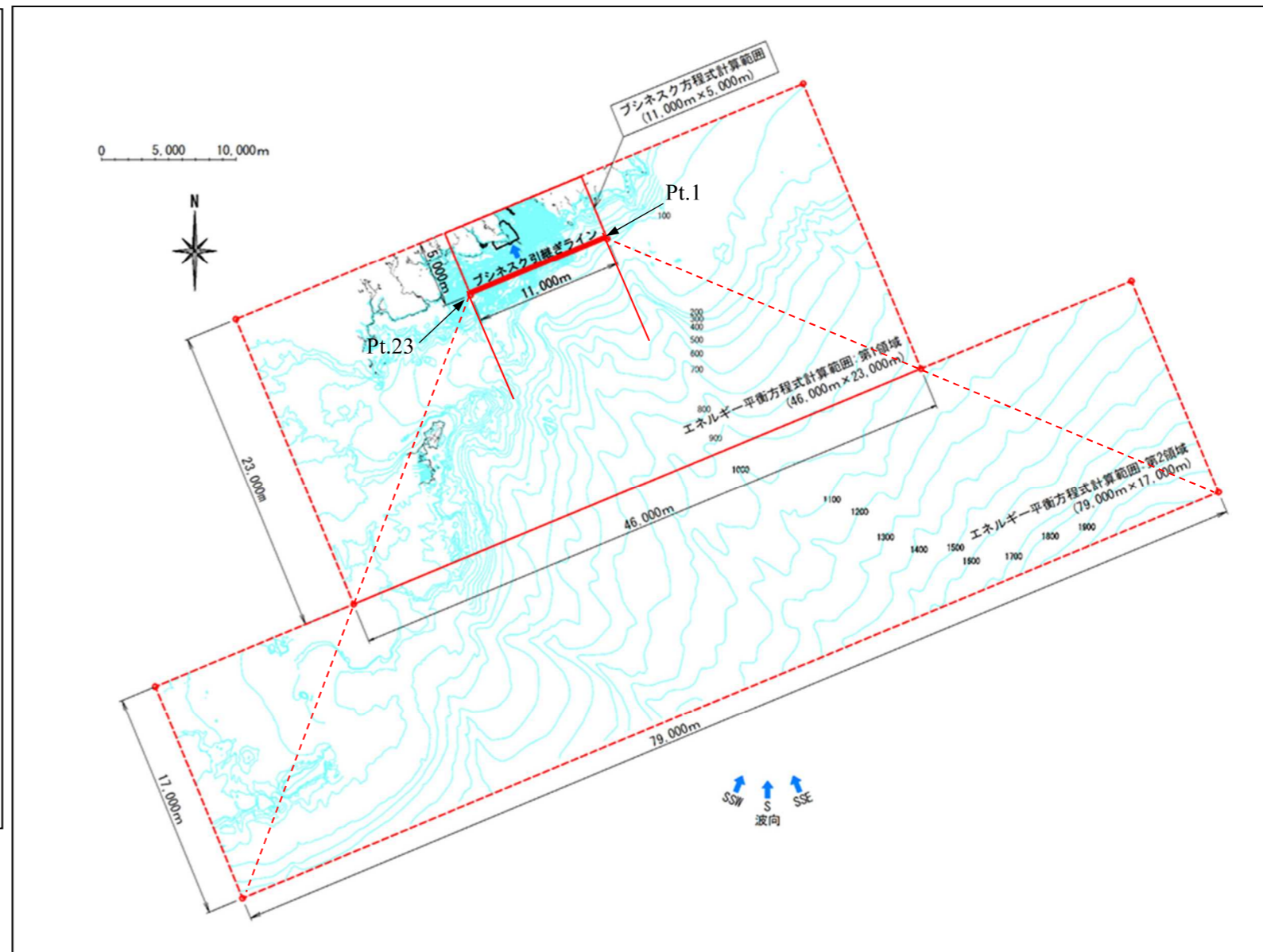


図 1-6 エネルギー平衡方程式の計算範囲の設定

## ※33 エネルギー平衡方程式の計算格子の大きさの設定について

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1621より抜粋

エネルギー平衡方程式では、種々の周波数と波向について計算結果を重ね合わせることによって方向スペクトルの伝播変形を考慮することができる。また、エネルギー平衡方程式は、時々刻々の水位変動などを計算せずにエネルギーとフラックスの方向という平均量の変化を追うため、水深変化の比較的顕著な場所でも計算格子間隔は波長の1/10程度でよく、計算に要する時間は短い。ただし、エネルギー平衡方程式は、位相

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1623より抜粋

エネルギー平衡方程式は、隣り合う計算格子上で波の方向スペクトルという統計量のみを地形変化に合わせて少しずつ変化させながら受け渡すため、隣り合う格子の間に位置する方向スペクトルを内挿によって推定してもデータの劣化の影響が小さい。このため沖合いでは格子サイズを大きく取り、ある場所から岸側で格子サイズを1/2あるいは1/3として領域を接続して計算を行っても、計算精度に悪影響を及ぼしにくい。

⇒対象する沖波周期は14.9s～17.6sであり、最も短い波長は14.9sの346.3mである。これより水深変化の顕著な場所では計算格子は34m( $346.3 \times 1/10$ )が必要となる。今回対象とするエネルギー平衡方程式結果の引継ぎラインは水深変化が顕著となる部分より沖側に設定していることより、計算格子の大きさは34mの2倍から3倍としても計算精度は確保可能であることより100mとした。（沖側から岸側へ格子サイズを1/2から1/3としても計算精度に悪影響を及ぼしにくいことから、岸側から2倍、3倍としても計算精度に悪影響を及ぼしにくい。）