本資料のうち，枠囲みの内容は営業秘密又は防護上の観点から公開できません。

東海第二発電所　工事計画審査資料	
資 料 番 号	補足-340　改 1

工事計画に係る補足説明資料

補足-340【耐震性に関する説明書の補足説明資料】

平成 30 年 10 月

日本原子力発電株式会社

補足-340-1【地盤の支持性能について】

目　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 1
3.　評価対象施設周辺の地質等 ····· 2
3.1　評価対象施設周辺の地質 ····· 2
3.2　評価対象施設周辺の地質状況整理結果 ····· 13
3.3　敷地の地下水位分布及び耐震評価における地下水位設定方針 ····· 15
3.3.1　敷地の地下水位分布 ····· 15
3.3.2　耐震評価における地下水位設定方針 ····· 17
4.1　設置変更許可申請書に記載された解析用物性値 ····· 18
4.2　設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値 ····· 26
4.2.1　有効応力解析に用いる解析用物性値 ····· 30
4.2.2　強制的に液状化させることを仮定した有効応力解析に用いる解析用物性値 ····· 113
4.2.3　その他の解析用物性値 ····· 117
4.2.4　地盤の物性のばらつきについて ····· 122
5.　極限支持力 ····· 123
5.1　直接基礎及びケーソン基礎の支持力算定式 ····· 123
5.2　杭基礎の支持力算定式 ····· 125
5.3　地中連続壁基礎の支持力算定式 ····· 128
5.4　極限支持力算定式における久米層の非排水せん断強度の適用性について ····· 128
5.5　杭の支持力試験について ····· 129
6.　地盤の速度構造 ····· 130
6.1　入力地震動の設定に用いる地下構造モデル ····· 130
6.2　地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル ····· 131
6.3　PS 検層結果の代表性及び網羅性について ····· 133
6.3.1　第四系における PS 検層の代表性及び網羅性について ····· 133
6.3.2　新第三系における PS 検層の代表性及び網羅性について ····· 140

参考資料１ ····· （参考）１-1
参考資料２ ····· （参考）２-1
参考資料３ ····· （参考）３-1
参考資料４ ····· （参考）４-1
参考資料５ ····· （参考）５-1
参考資料６ ····· （参考）６-1

1. 概要

本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-1　耐震設計の基本方針の概要」に基づき，設計基準対象施設並びに常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備，常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備が設定される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。）（以下「常設重大事故等対処施設」という。）の耐震安全性評価を実施するに当たり，対象施設を設置する地盤の物理特性，強度特性，変形特性等の地盤物性値設定及び支持性能評価で用いる地盤諸元の基本的な考え方を示したものである。

2. 基本方針

設計基準対象施設及び常設重大事故等対処施設において，対象施設を設置する地盤の物理特性，強度特性，変形特性等の解析用物性値については，各種試験に基づき設定する。また，全応力解析及び有効応力解析等に用いる解析用物性値をそれぞれ設定する。全応力解析に用いる解析用物性値は，設置変更許可申請書（添付書類六）に記載した値を用いることを基本とする。有効応力解析に用いる解析用物性値は，工事計画認可申請において新たに設定する。

対象設備を設置する地盤の地震時における支持性能評価については，設計基準対象施設及び常設重大事故等対処施設の耐震重要度分類又は施設区分に応じた地震力により地盤に作用する接地圧が地盤の極限支持力に基づく許容限界*以下であることを確認する。

極限支持力は，道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）（以下「道路橋示方書」という。）及び建築基礎構造設計指針（日本建築学会，2001）（以下「基礎指針」という。）の支持力算定式に基づき，対象施設の支持岩盤の室内試験結果（せん断強度等）等より設定する。また，杭の支持力試験を実施している場合は，極限支持力を支持力試験結果から設定する。

杭基礎の押込み力に対する支持力評価において，原地盤の地盤物性を考慮した耐震設計で保守的に配慮した支持力評価を行う場合，及び豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は，第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず，杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし，杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は，その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

杭基礎の引抜き力に対する支持力評価において，原地盤の地盤物性を考慮した耐震設計で保守的に配慮した支持力評価を行う場合，及び豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は，第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず，新第三系（久米層）の杭周面摩擦力により算定される極限支持力を考慮することを基本とする。ただし，杭周面地盤に地盤改良体がある場合は，その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

注記　＊：妥当な安全余裕を持たせる。

3. 評価対象施設周辺の地質等

3.1 評価対象施設周辺の地質

敷地の地質層序を表 3.1－1 に示す。敷地の地質は，下位から先白亜系の日立古生層(日立変成岩類)，白亜系の那珂湊層群，新第三系の離山層，新第三系鮮新統～第四系下部更新統の久米層，第四系更新統の東茨城層群及び段丘堆積物，第四系完新統の沖積層及び砂丘砂層からなる。

敷地の地質・地質構造評価に係る地質調査のうち，ボーリング調査位置図を図 3.1－1 に，敷地の地質平面図を図 3.1－2 に示す。敷地に分布する地層のうち，最下位の日立古生層(日立変成岩類)は硬質な泥岩，砂岩及び礫岩からなる。那珂湊層群は硬質な泥岩，砂岩及び礫岩からなる。離山層は泥岩，凝灰岩からなる。久米層は砂質泥岩を主としている。東茨城層群と段丘堆積物は砂礫，砂及びシルトからなり，沖積層は粘土を主として砂及び礫混じり砂を挟む。各層は不整合関係で接している。砂丘砂層は均質な細～中粒砂からなり，敷地全体に広く分布する。

敷地の第四系の主な層相及び代表的なコア写真の拡大を表 3.1－2 に示す。以降，敷地の第四系をこの層相に基づき区分する。

敷地の地質断面図を図 3.1－3 に示す。敷地には，敷地全域にわたって新第三系鮮新統～第四系下部更新統の久米層が分布し，その上位に第四系更新統の段丘堆積物，第四系完新統の沖積層及び砂丘砂層が分布する。

表 3.1－1　地質層序

年代層序区分			地層区分	地質記号		主な層相		備　　考
新生界	第四系	完新統	砂丘砂層	du		灰褐色～黄灰色の砂～中粒砂		敷地全体に広く分布する。
			沖積層	al	Ag2	砂礫	暗青灰色～灰褐色の粘土・砂 灰褐色～黄褐色の礫混じり砂	最上位の砂層は敷地全体に広く分布する。 久慈川が侵食した凹状の谷を埋めて分布する。
					Ac	粘土		
					As	砂		
					Ag1	砂礫		
		更新統	段丘堆積物	D2	D2c-3	シルト	黄褐色～青灰色の砂礫・砂・シルト	敷地南部に分布する。 敷地周辺のL1段丘堆積物に対比される。 シルト層中の炭物質の年代： 40,830±2,670年BP～48,330±年BPオーバー （14C年代測定法）
					D2s-3	砂		
					D2g-3	砂礫		
					D2c-2	シルト		
					D2g-2	砂礫		
				D1	lm	ローム		敷地南西部に分布する。 敷地周辺のM2段丘堆積物に対比される。 本層上部に分布する風化火山灰層に含まれる テフラの年代： ・赤城鹿沼テフラ　＞45,000年BP ・赤城水沼1テフラ　55,000年BP～60,000BP
					D1c-1	シルト		
					D1g-1	砂礫		
			東茨城層群	Hi		暗灰色～褐色の砂及びシルト 灰褐色～青灰色の砂礫		敷地西部のごく一部に分布する。
	新第三系	鮮新統	久米層	Km		暗オリーブ灰色の砂質泥岩		敷地全体に広く分布する。 原子炉建屋等の基礎岩盤である。
			離山層	Hn		泥岩・凝灰岩		敷地では北部を中心に久米層の下位に認められる。
白亜系			那珂湊層群	Nk		泥岩・砂岩		敷地全体で久米層，離山層の下位に認められる。
先白亜系			日立古生層 （日立変成岩類）	Hp		泥岩・砂岩・礫岩		1孔のボーリングで那珂湊層群の下位に認められる。

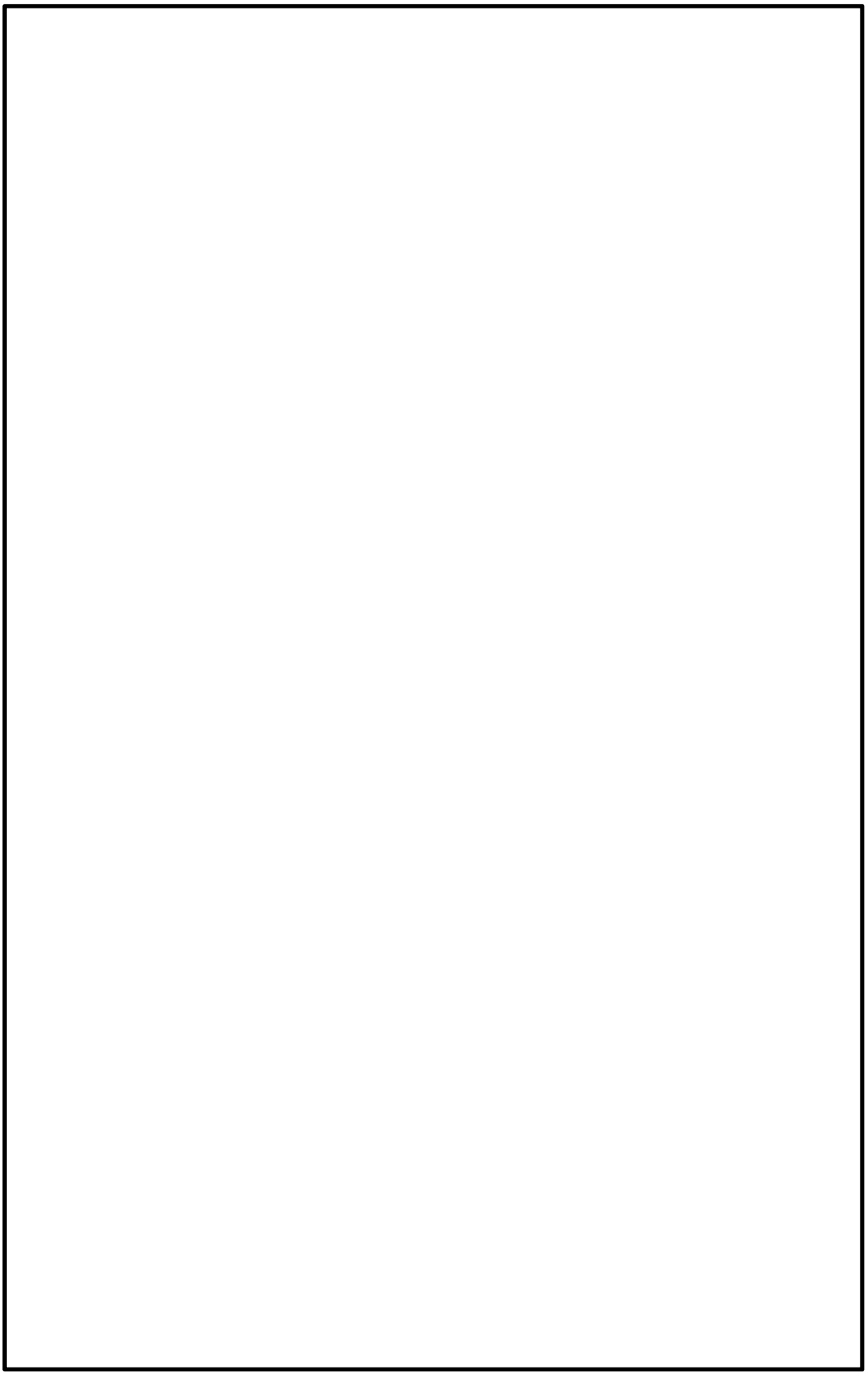


図 3.1－1　ボーリング調査位置図

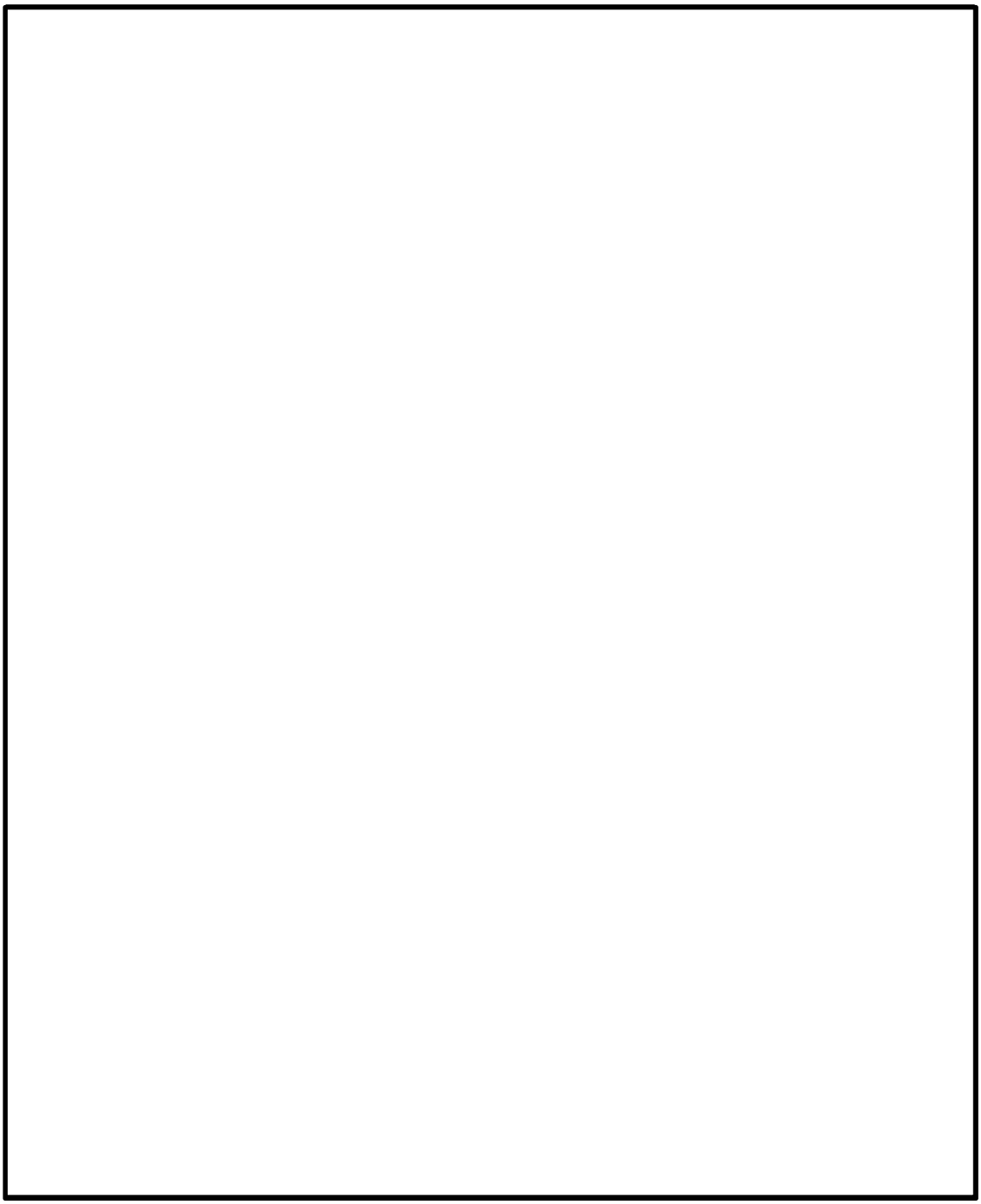
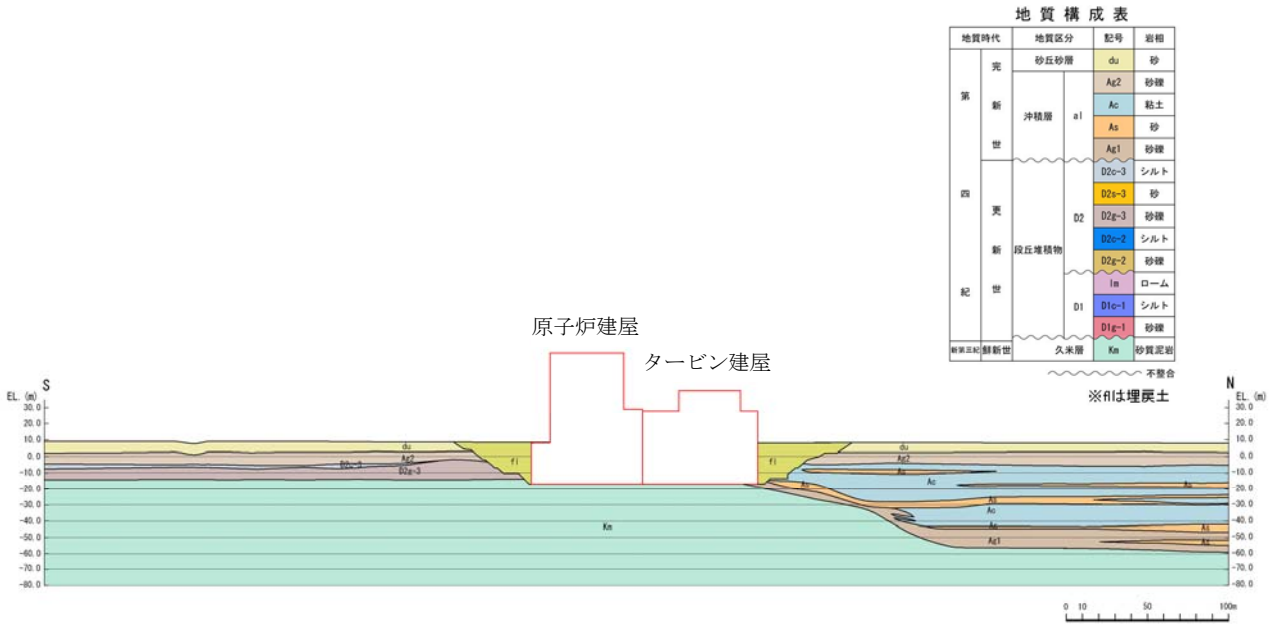


図 3.1－2　敷地の地質平面図

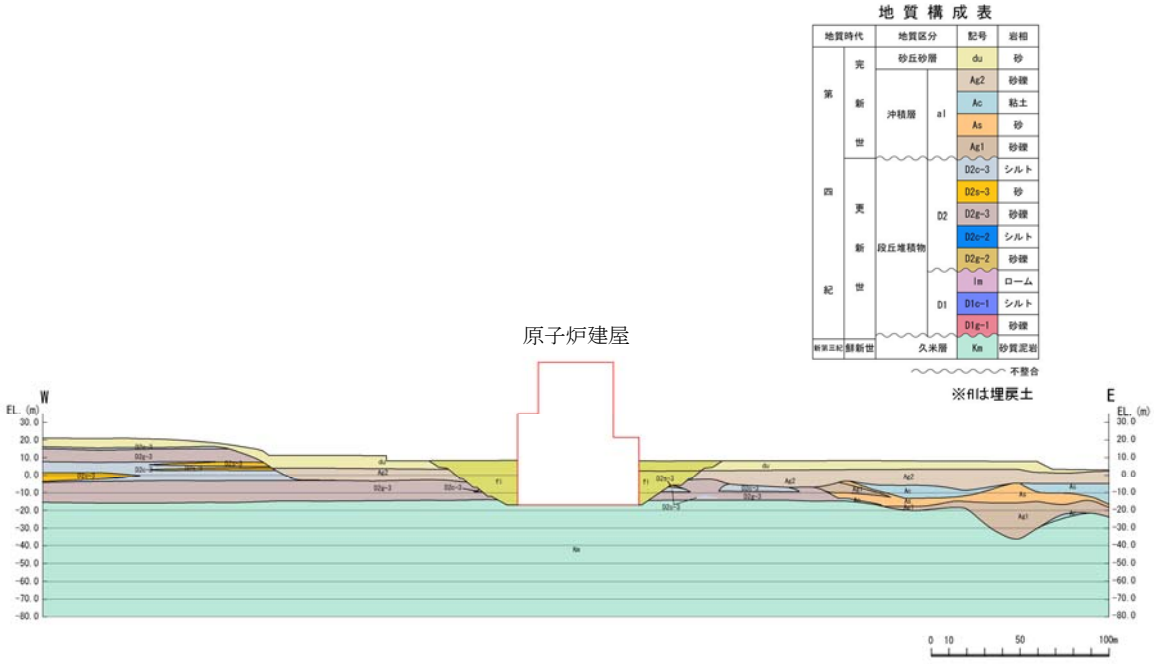
表 3.1－2　第四系の主な層相及び代表的なコア写真の拡大

年代層序区分			地層区分	地質記号		主な層相		代表的なコア写真
新生界	第四系	完新統	砂丘砂層	du		灰褐色～黄灰色の砂～中粒砂		
			沖積層	al	Ag2	砂礫	暗青灰色～灰褐色の粘土・砂 灰褐色～黄褐色の礫混じり砂	
					Ac	粘土		
					As	砂		
					Ag1	砂礫		
		更新統	段丘堆積物	D2	D2c-3	シルト	黄褐色～青灰色の砂礫・砂・シルト	
					D2s-3	砂		
					D2g-3	砂礫		
					D2c-2	シルト		
					D2g-2	砂礫		
				D1	lm	ローム		
					D1c-1	シルト		
					D1g-1	砂礫		

：不整合

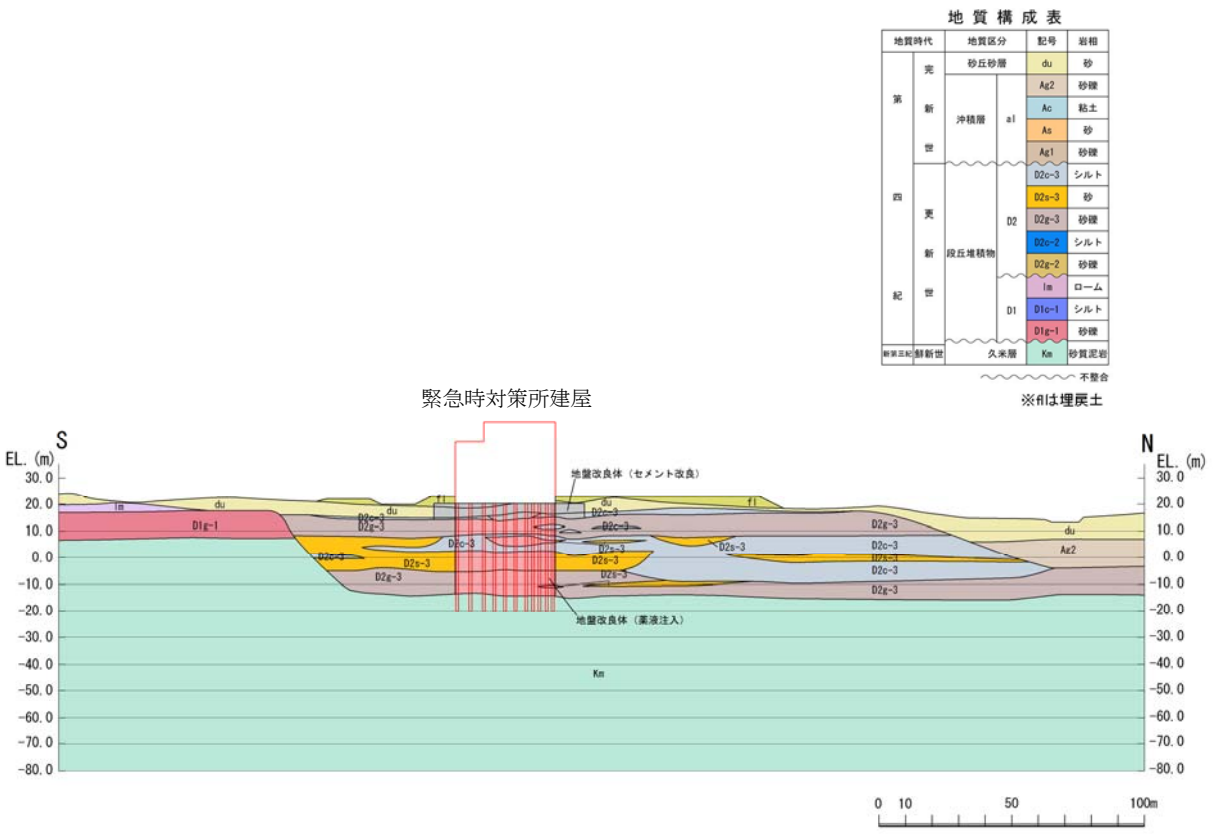


(1) 原子炉建屋周辺断面 (A－A 断面)

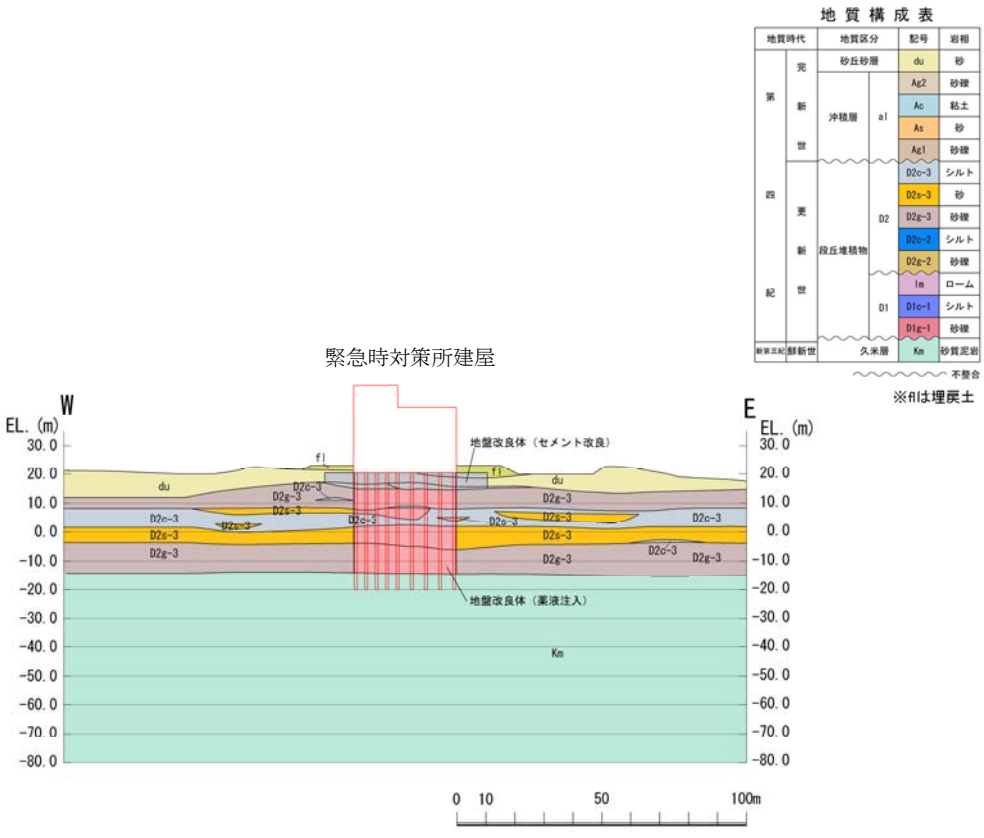


(2) 原子炉建屋周辺断面 (B－B 断面)

図 3.1－3 (1)　地質断面図 (1／6)

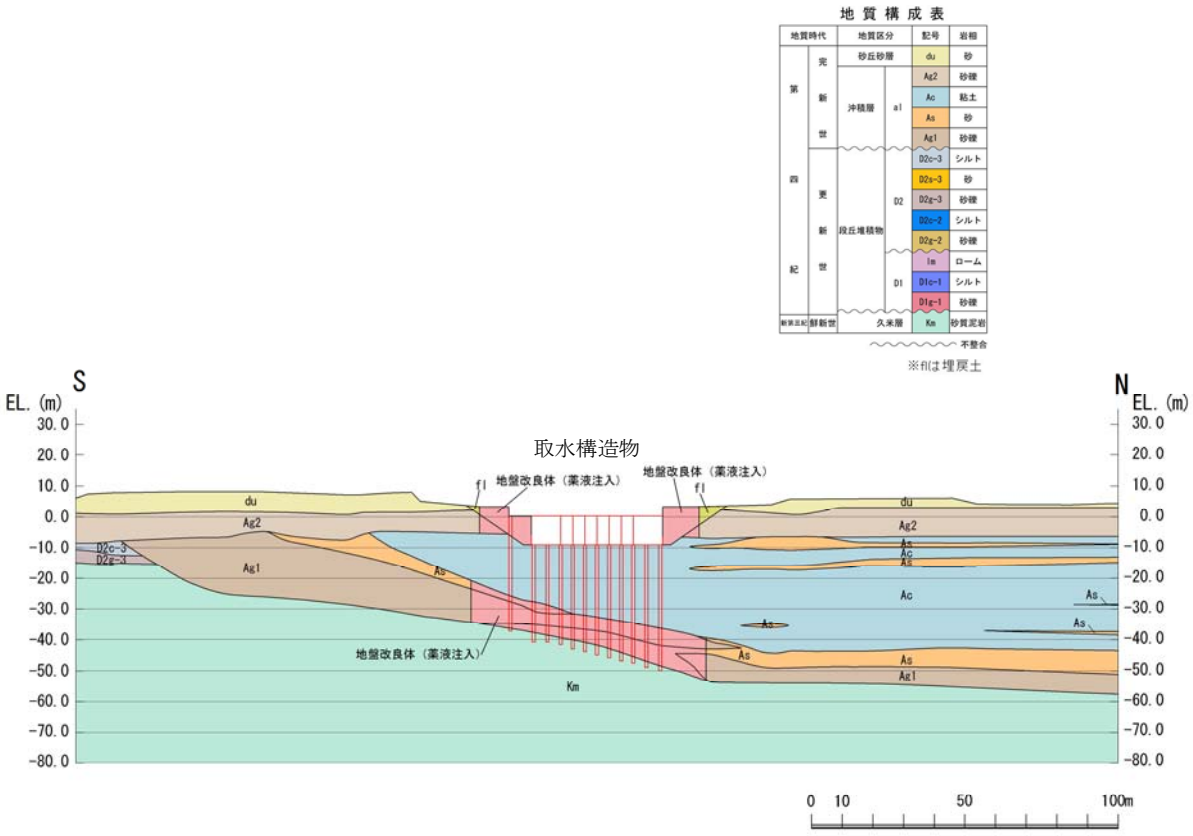


（3）緊急時対策所周辺断面（C－C 断面）

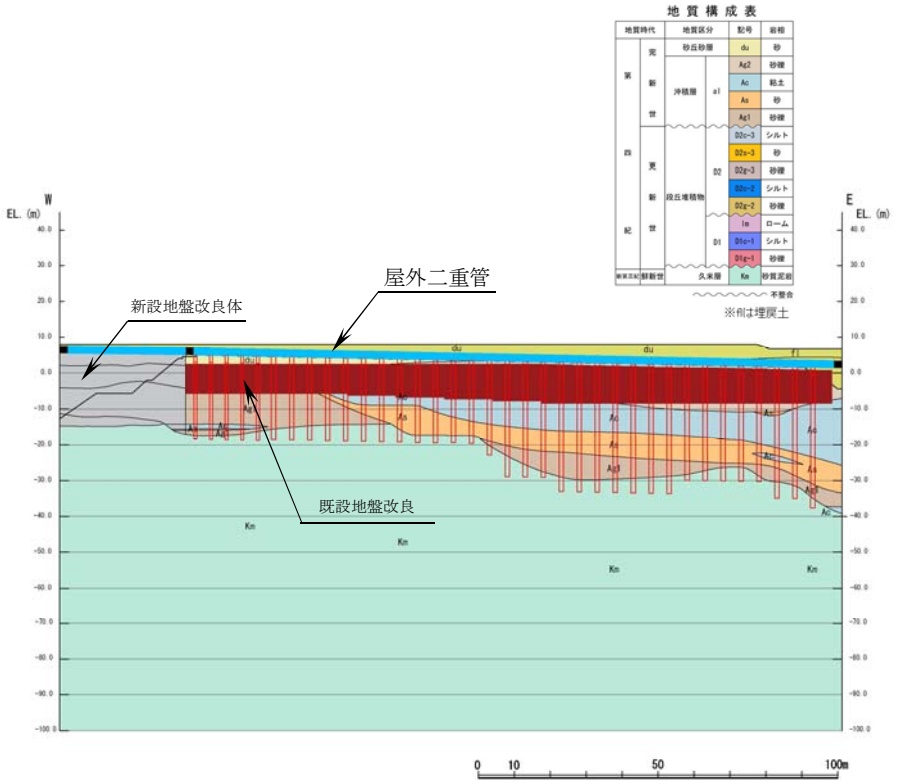


（4）緊急時対策所周辺断面（D－D 断面）

図 3.1－3（2）　地質断面図（2／6）



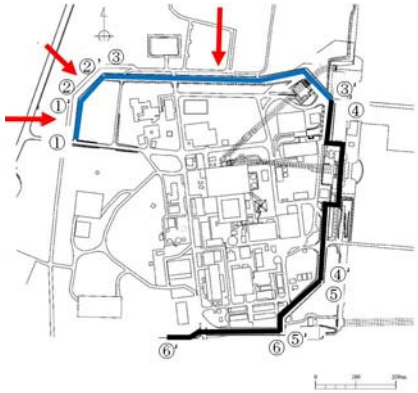
（5）取水構造物周辺断面（E－E 断面）

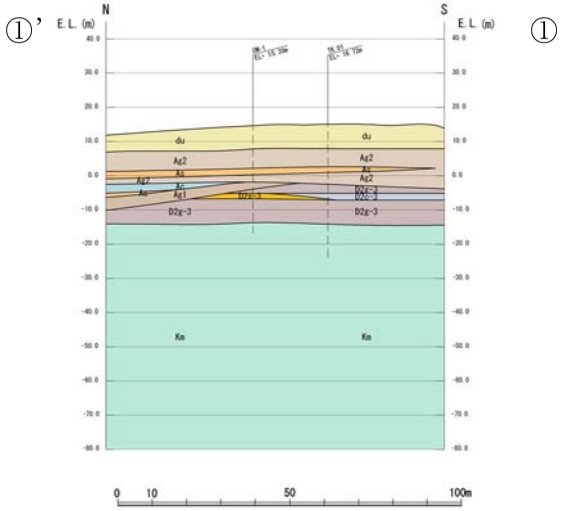


＊新設地盤改良体の範囲は詳細設計の進捗に応じて変更となる可能性がある。

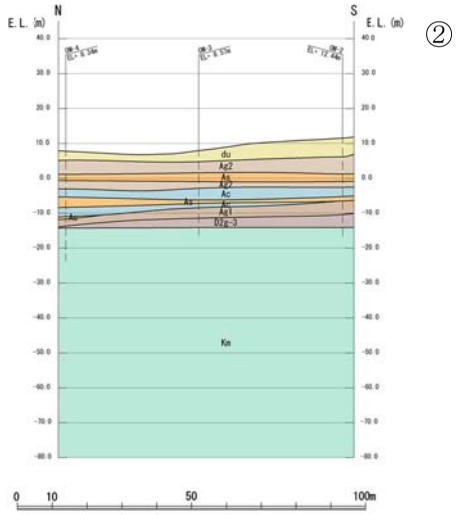
（6）屋外二重管周辺断面（F－F 断面）

図 3.1－3（3）　地質断面図（3／6）

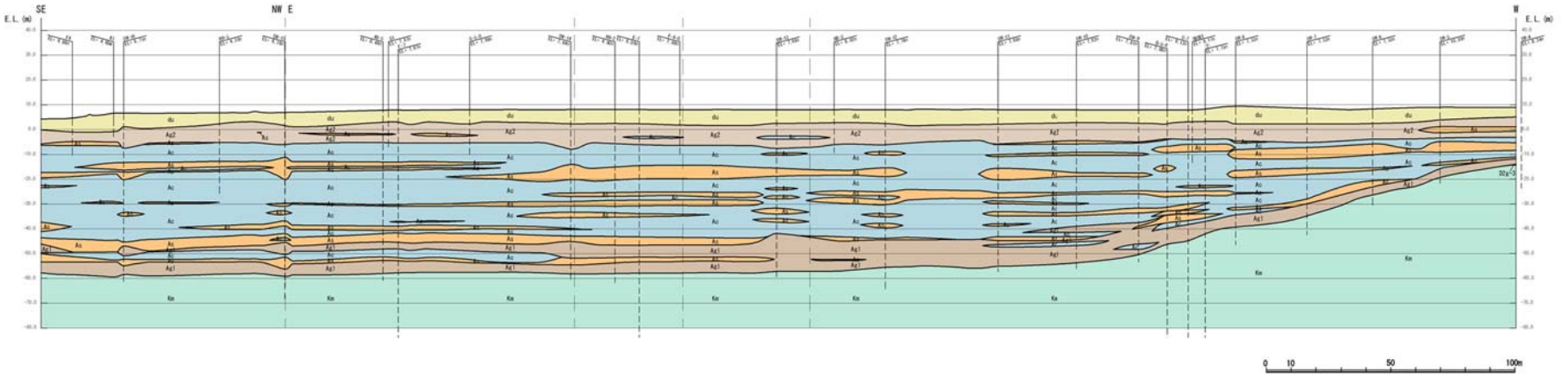




①－①’断面

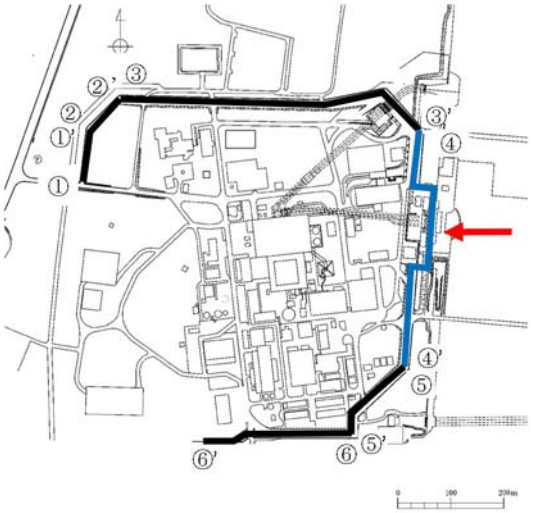


②－②’断面

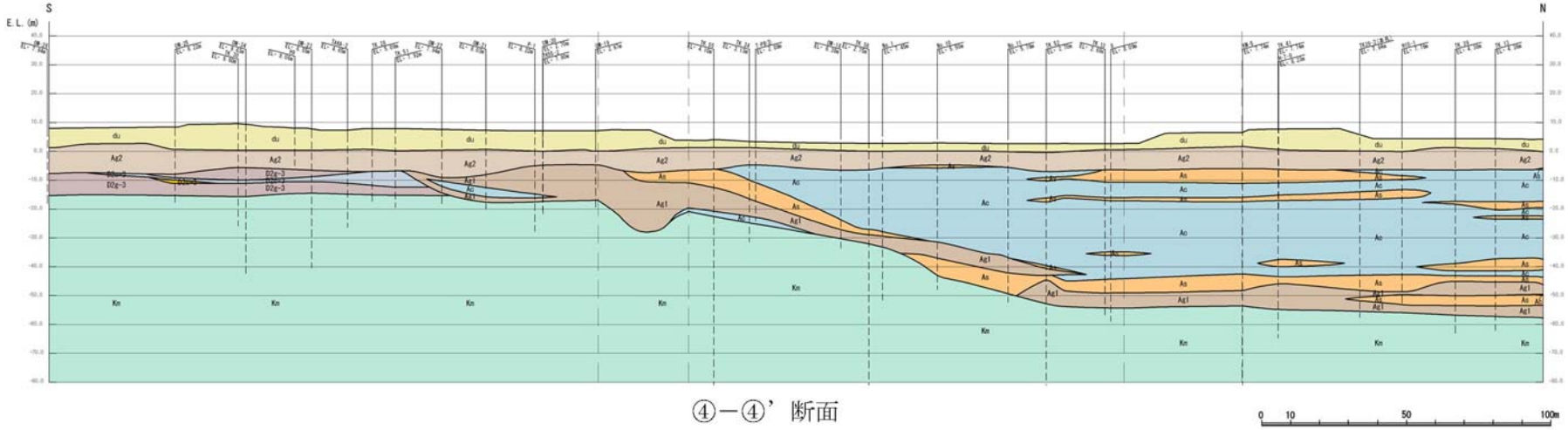


③－③’断面

図 3.1－3（4）　地質断面図（4／6）

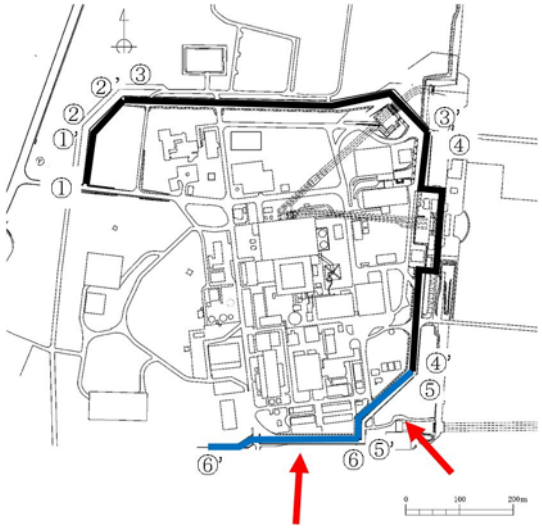


④'　　④

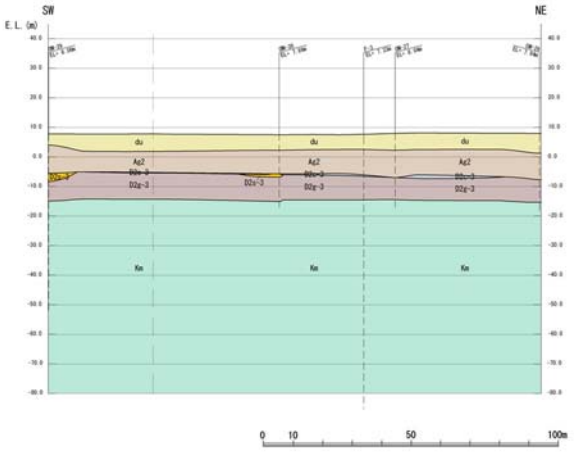


④－④'断面

図 3.1－3（5）　地質断面図（5／6）



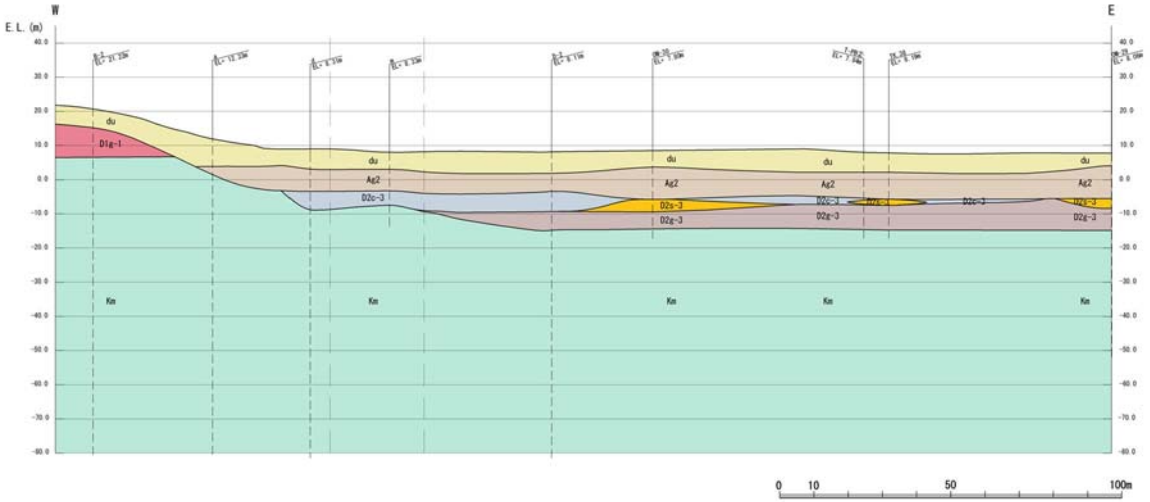
⑤'



⑤

⑤－⑤'断面

⑥'



⑥

⑥－⑥'断面

図 3.1－3（6）　地質断面図（6／6）

3.2　評価対象施設周辺の地質状況整理結果

「3.1　評価対象施設周辺の地質」において作成した地質断面図より，評価対象施設周辺の地質状況を整理した結果を表 3.2－1 に示す。これらの地質に対し，図 3.1－1 に示すような広範囲における調査結果等に基づき解析用物性値を設定した。

表 3.2－1　評価対象施設周辺の地質分布一覧

			原子炉建屋	緊急時対策所建屋	屋外重要土木構造物		津波防護施設・防潮堤・貯留堰 等	各解析用物性値の記載項及び設定概要			
					取水構造物	屋外二重管		4.1　設置変更許可申請書に記載された解析用物性値（全応力解析用）	4.2　設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値		
									4.2.1　有効応力解析に用いる解析用物性値	4.2.2　強制的に液状化させることを仮定した有効応力解析に用いる解析用物性値	4.2.3　その他の解析用物性値
埋戻土		f1	○	○	○	○	○	原位置試験及び室内試験に基づき設定	原位置試験及び室内試験に基づき設定	－	－
第四系	段丘砂層	du	○	○	○	○	○			－	－
	沖積層 a1	Ag2	○	○	○	○	○			－	－
		Ac	○	－	○	○	○			－	－
		As	○	－	○	○	○			－	－
		Ag1	○	－	○	○	○			－	－
	段丘堆積物 D2	D2c-3	○	○	(○) *1	－	○			－	－
		D2s-3	○	○	－	－	○			－	－
		D2g-3	○	○	(○) *1	○	○			－	－
	段丘堆積物 D1	lm	－	(○) *1	－	－	－			－	－
		D1c-1	－	－	－	－	－			－	－
		D1g-1	－	(○) *1	－	－	－			－	－
新第三系	久米層	Km	○	○	○	○	○			－	－
捨石			－	－	－	－	○	－	－	－	文献情報に基づき設定
豊浦標準砂			強制的に液状化させることを仮定する場合に適用					－	－	文献情報に基づき設定	－
人工岩盤			○	－	－	－	－	－	－	－	原位置試験，室内試験，文献情報に基づき設定
地盤改良体			－	○	○	○	○	－	－	－	

注記　＊1：施設直下及び直近には分布していないが，地質断面図内に現れる地層

3.3　敷地の地下水位分布及び耐震評価における地下水位設定方針

3.3.1　敷地の地下水位分布

敷地においては水位観測に基づき，水位コンターを設定している。地下水位については，平成 29 年 6 月時点でのデータを用いて取り纏めを行い，地下水位コンター図を作成した。

図 3.3－1 に観測最高水位コンター図，表 3.3－1 に観測最高地下水位一覧表を示す。

各地点における地下水位観測データを（参考資料１）に示す。

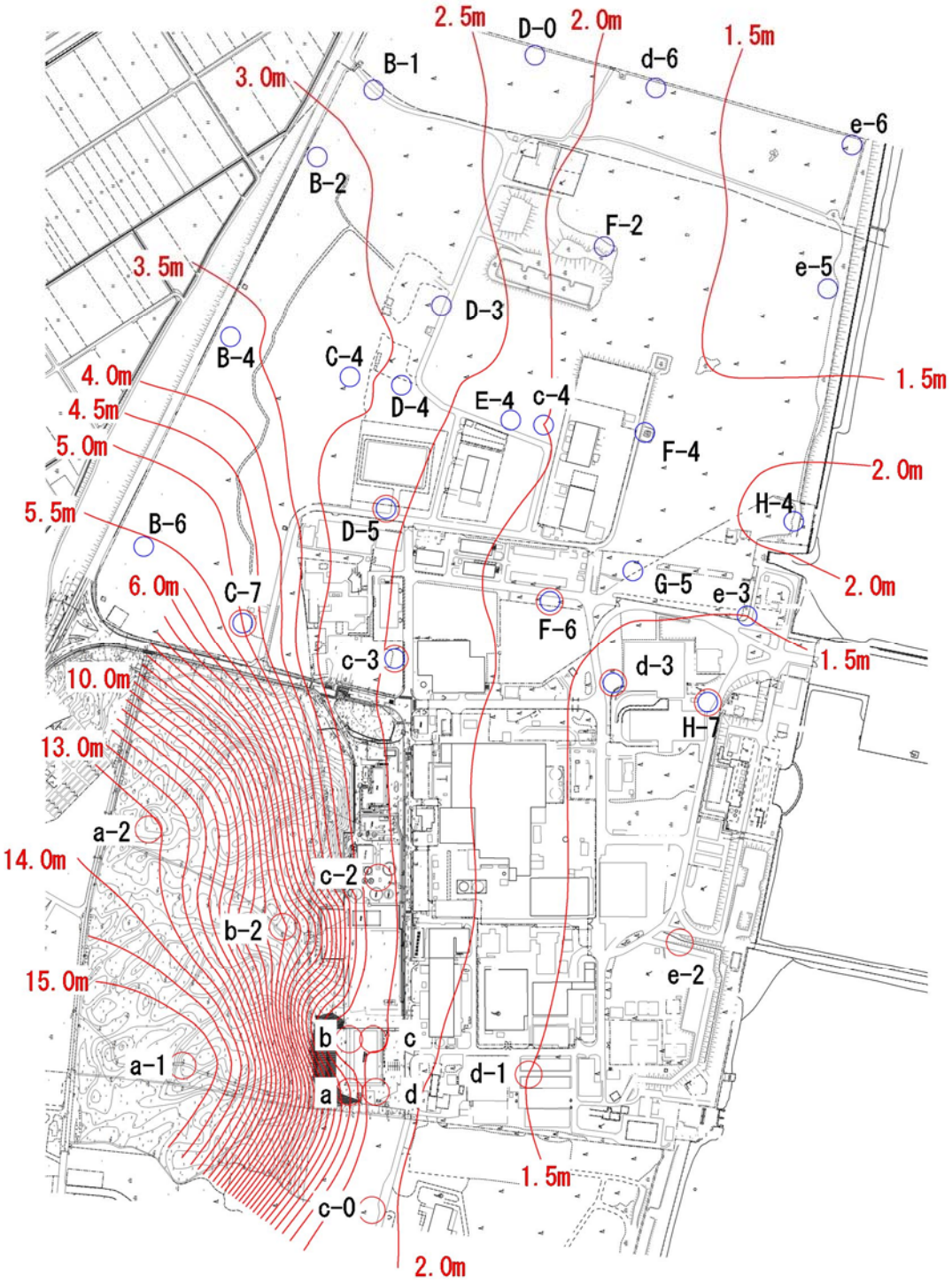


図 3.3－1　観測最高地下水位コンター図

表 3.3－1　観測最高地下水位一覧表

観測孔名	計測期間	観測最高地下水位 (T.P.＋m)	観測最高地下水位 計測時期
a	1995～1999	3.49	1998 年 10 月 8 日
b	1995～1999	2.52	1998 年 9 月 25 日
c	1995～1999	2.53	1998 年 9 月 22 日
d	1995～1999	2.28	1998 年 9 月 22 日
a-1	1995～1999, 2004～2009	15.42	2006 年 8 月 7 日
a-2	2004～2009	13.60	2006 年 7 月 28 日
b-2	2004～2009	9.06	2006 年 7 月 30 日
c-0	1995～1999, 2004～2009	2.05	1998 年 9 月 19 日
c-2	1995～1999, 2004～2017	2.58	2012 年 7 月 7 日
c-3	2004～2017	2.49	2012 年 7 月 7 日
c-4	2004～2017	2.00	2012 年 6 月 25 日
d-1	1995～1999, 2004～2009	1.50	1998 年 9 月 18 日
d-3	2004～2017	1.44	2013 年 10 月 27 日
d-6	2004～2017	1.58	2013 年 10 月 28 日
e-2	2004～2017	1.38	2006 年 10 月 8 日
e-3	2004～2017	1.50	2013 年 10 月 16 日
e-5	2004～2017	1.30	2013 年 10 月 21 日
e-6	2004～2017	1.26	2013 年 10 月 21 日
B-1	2005～2017	2.90	2006 年 7 月 30 日
B-2	2005～2017	3.09	2006 年 7 月 30 日
B-4	2005～2017	3.56	2006 年 7 月 31 日
B-6	2005～2017	5.51	2006 年 8 月 17 日
C-4	2005～2017	3.17	2012 年 6 月 27 日
C-7	2005～2017	4.99	2006 年 8 月 18 日
D-0	2006～2017	2.37	2012 年 6 月 22 日
D-3	2005～2017	2.88	2006 年 10 月 7 日
D-4	2006～2017	2.76	2012 年 6 月 25 日
D-5	2006～2017	2.54	2012 年 7 月 16 日
E-4	2006～2017	2.26	2012 年 6 月 25 日
F-2	2005～2015	1.74	2013 年 10 月 30 日
F-4	2005～2017	1.55	2013 年 10 月 27 日
F-6	2005～2017	1.77	2012 年 6 月 24 日
G-5	2005～2017	1.53	2013 年 10 月 27 日
H-4	2006～2017	2.13	2013 年 10 月 16 日
H-7	2005～2017	1.33	2013 年 10 月 27 日

3.3.2　耐震評価における地下水位設定方針

(1)　建物・構築物の耐震評価における地下水位設定方針

建物・構築物の耐震評価においては，敷地における将来の防潮堤設置による地下水位上昇の可能性を踏まえ，地下水位を地表面に設定する。ただし，原子炉建屋の地下水位については，原子炉建屋地下排水設備を設置することにより，地下水位を原子炉建屋基礎盤底面レベル以深に維持しているため，地下水位は原子炉建屋の基礎盤底面レベルより低い位置に設定する。

なお，原子炉建屋地下排水設備の設備概要及び耐震健全性については，添付書類「Ⅴ-2-2-2-1　原子炉建屋地下排水設備設置位置の地盤応答～Ⅴ-2-2-2-9　原子炉建屋地下排水設備集水管の耐震性についての計算書」に記載する。

(2)　土木構造物（津波防護施設等を含む）の耐震評価における地下水位設定方針

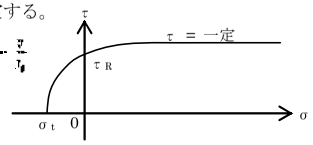
土木構造物（津波防護施設等を含む）の耐震評価においては，敷地における将来の防潮堤設置による地下水位上昇の可能性を踏まえ，地下水位を地表面に設定する。

4. 地盤の解析用物性値

4.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値

全応力解析に用いる解析用物性値として，設置変更許可申請書に記載された解析用物性値を表 4.1－1 及び図 4.1－1～図 4.1－10 に，設定根拠を表 4.1－2 に示す。設置変更許可申請書に記載された解析用物性値については，原位置試験及び室内試験から得られた各種物性値を基に設定した。

表 4.1－1　設置変更許可申請書に記載された解析用物性値

項目		f1層	第四系										新第三系
			du層	Ag2層	Ac層	As層	Ag1層	D2c-3層	D2s-3層	D2g-3層	lm層	D1c-1層	D1g-1層	Km層
物理特性	密度 ρ_t(g/cm³) *	1.82		1.89	—	—	—	1.77	1.92	2.15	1.43	1.77	1.89	—
		1.98		2.01	1.65	1.74	2.01				1.47		2.01	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot Z$
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm²)	4.00+199P		10.5+142P	11.4	21.1+14.8P	10.5+142P	32.3+5.46P	16.0+48.3P	83.4+160P	7.26+19.6P	32.3+5.46P	10.5+142P	221-2.23・Z
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm²) *	80.3		109	—	—	—	129	249	538	24.8	139	287	—
		87.3		116	$\rho_{sat}/1000\times Vs^2$ Vs=163-1.54z	$\rho_{sat}/1000\times Vs^2$ Vs=211-1.19z	246						306	$\rho_t/1000\times Vs^2$ Vs=433-0.771・Z
	動ポアソン比 ν_d*	0.385		0.286	—	—	—	0.488	0.465	0.462	0.494	0.487	0.382	—
		0.493		0.491	0.486	0.484	0.483						0.474	$0.463+1.03\times10^{-4}\cdot Z$
	せん断剛性のひずみ依存性 $G/G_0\sim\gamma$	$\frac{1}{1+1540\gamma^{1.04}}$		$\frac{1}{1+2520\gamma^{1.14}}$	$\frac{1}{1+269\gamma^{0.909}}$	$\frac{1}{1+422\gamma^{0.951}}$	$\frac{1}{1+1730\gamma^{1.11}}$	$\frac{1}{1+269\gamma^{0.862}}$	$\frac{1}{1+1100\gamma^{0.994}}$	$\frac{1}{1+237\gamma^{0.732}}$	$\frac{1}{1+222\gamma^{0.975}}$	$\frac{1}{1+269\gamma^{0.862}}$	$\frac{1}{1+2520\gamma^{1.14}}$	$\frac{1}{1+107\gamma^{0.824}}$
	減衰定数 $h\sim\gamma$	$\frac{\gamma}{(4.27\gamma+0.00580)}+0.0102$		$\frac{\gamma}{(4.10\gamma+0.00577)}+0.00413$	$\frac{\gamma}{(6.65\gamma+0.0104)}+0.0222$	$\frac{\gamma}{(4.40\gamma+0.0122)}+0.0144$	$\frac{\gamma}{(3.73\gamma+0.0102)}+0.00791$	$\frac{\gamma}{(6.62\gamma+0.00949)}+0.0205$	$\frac{\gamma}{(5.68\gamma+0.00560)}+0.0132$	$\frac{\gamma}{(9.70\gamma+0.00754)}+0.0233$	$\frac{\gamma}{(8.21\gamma+0.0261)}+0.0121$	$\frac{\gamma}{(6.62\gamma+0.00949)}+0.0205$	$\frac{\gamma}{(4.10\gamma+0.00577)}+0.00413$	$\frac{\gamma}{(4.41\gamma+0.0494)}+0.0184$
強度特性	ピーク強度 C_u(N/mm²)	0.491P +0.200	1.12P +0.670	1.40P+0.620	0.242P+0.090	1.42P+0.464	1.40P+0.620	0.274P+0.180	0.462P+0.230	0.770P+0.594	0.338P+0.050	0.274P+0.180	1.40P+0.620	備考参照
	残留強度 τ_0(N/mm²)	0.500P +0.195	1.00P +0.577	1.20P+0.548	0.220P+0.059	1.43P+0.430	1.20P+0.548	0.170P+0.141	0.310P+0.213	0.788P+0.582	0.280P+0.036	0.170P+0.141	1.20P+0.548	$\tau^2=0.632\cdot\sigma$ ($\sigma<0.572$N/mm²) $\tau=0.601$ ($\sigma\geqq0.572$N/mm²)
備　考		新第三系の強度特性は右図より設定する。 $\left(\frac{\tau}{\tau_R}\right)^2=1-\frac{\sigma}{\sigma_t}$ 												σ_t = 0.141-0.00114・Z τ_R = 0.364-0.00168・Z $C_{CUU}(\tau)$ = 0.837-0.00346・Z ϕ = 0° Z：標高EL.表示(m)

注記　＊：上段は地下水位面以浅，下段は地下水位以深に対する値を示す。

【各種記号の定義】Ｐ（N/mm²）：圧密圧力（有効上載圧）　　Ｇ／Ｇ０（－）：剛性低下率

ρ_{sat}（g/cm³）：飽和密度　　ｈ（－）：減衰定数

Ｖｓ（m/s）：せん断波速度　　γ（－）：せん断ひずみ

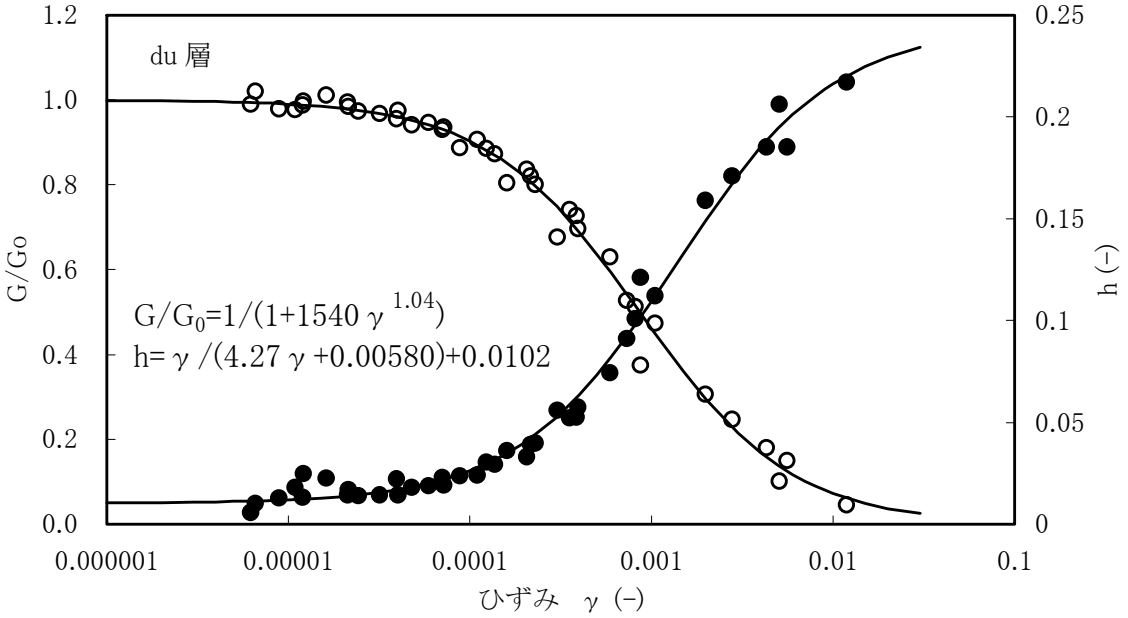


図 4.1－1　du 層のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

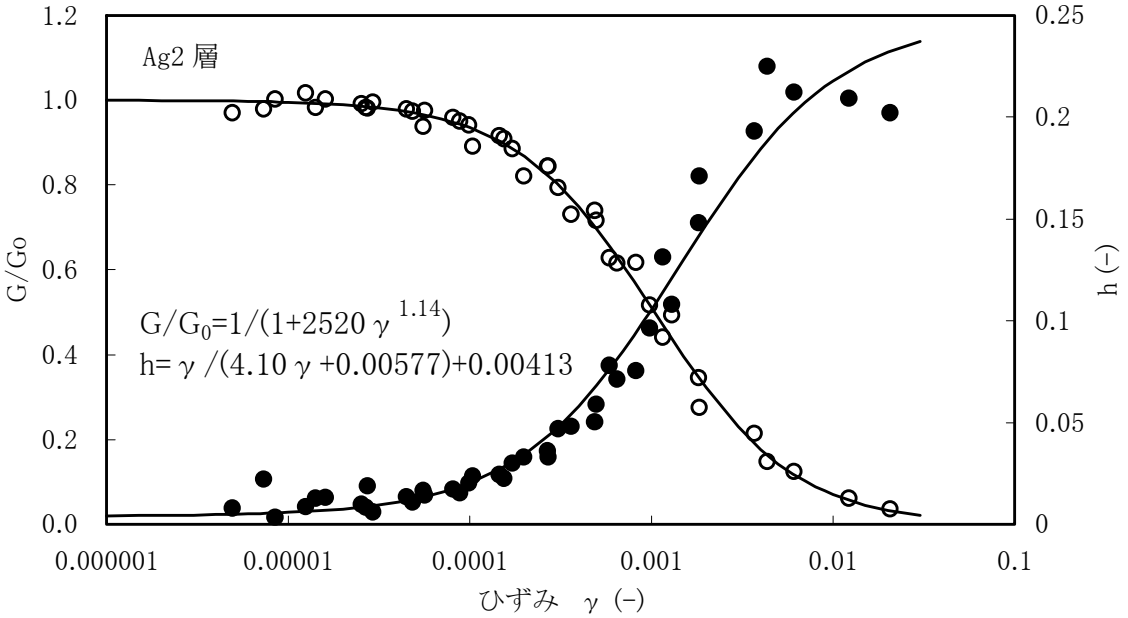


図 4.1－2　Ag2 層のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

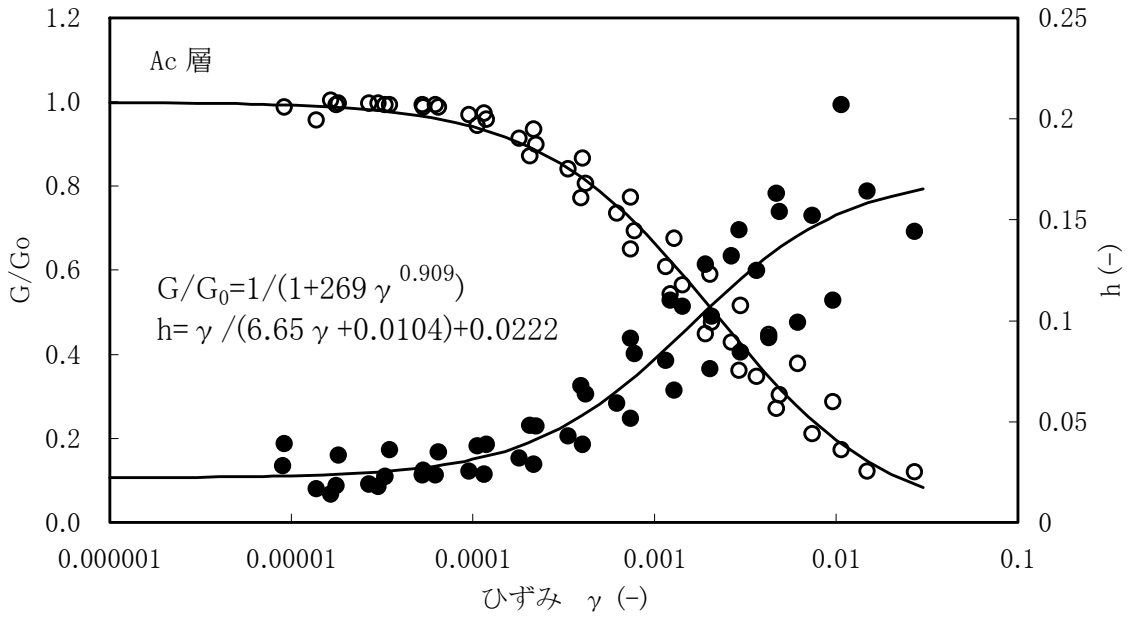


図 4.1－3　Ac 層のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

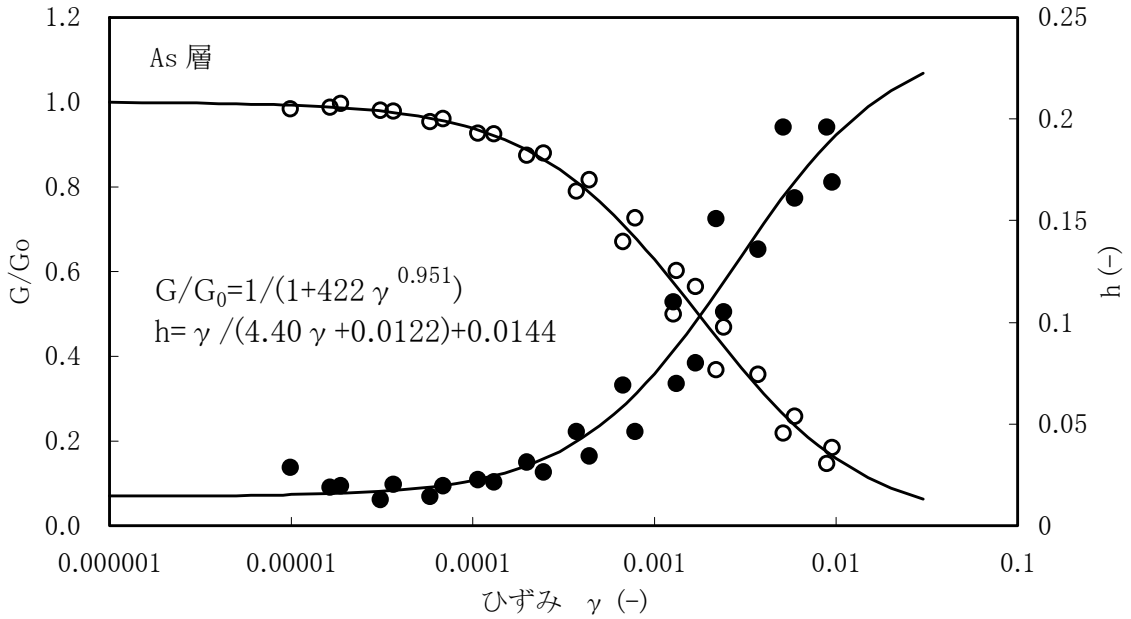


図 4.1－4　As 層のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

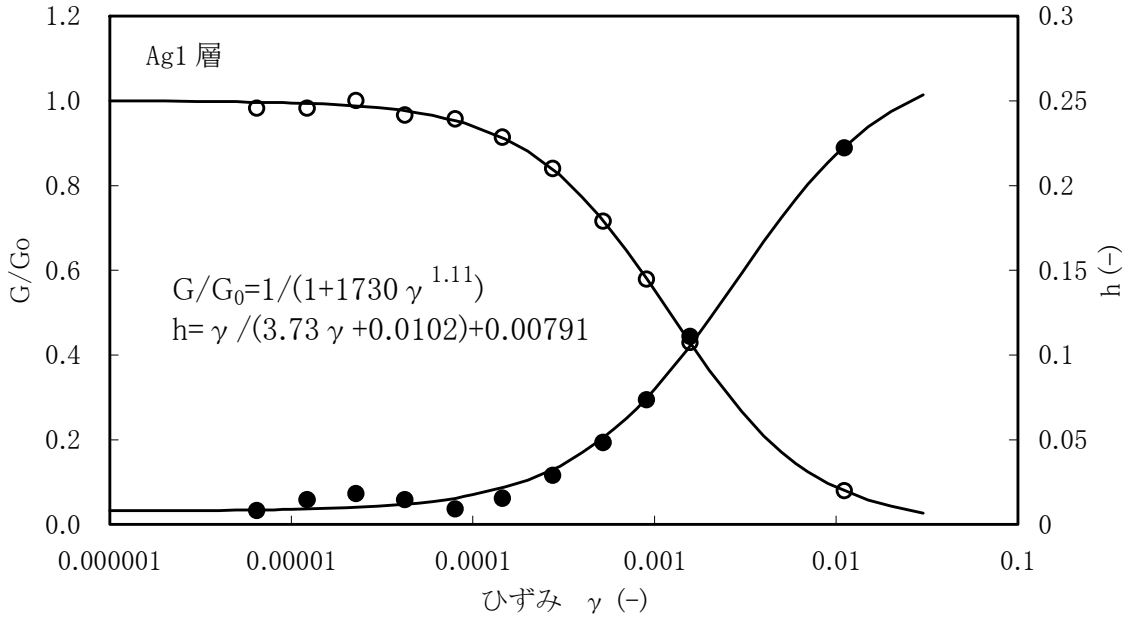


図 4.1－5　Ag1 層のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

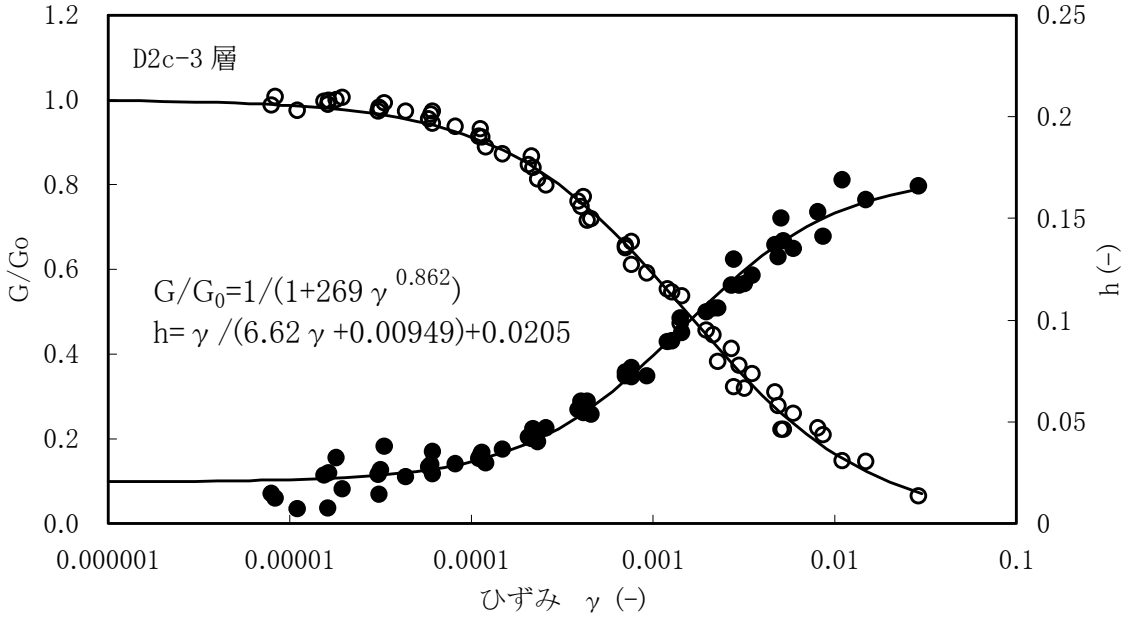


図 4.1－6　D2c-3 層のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

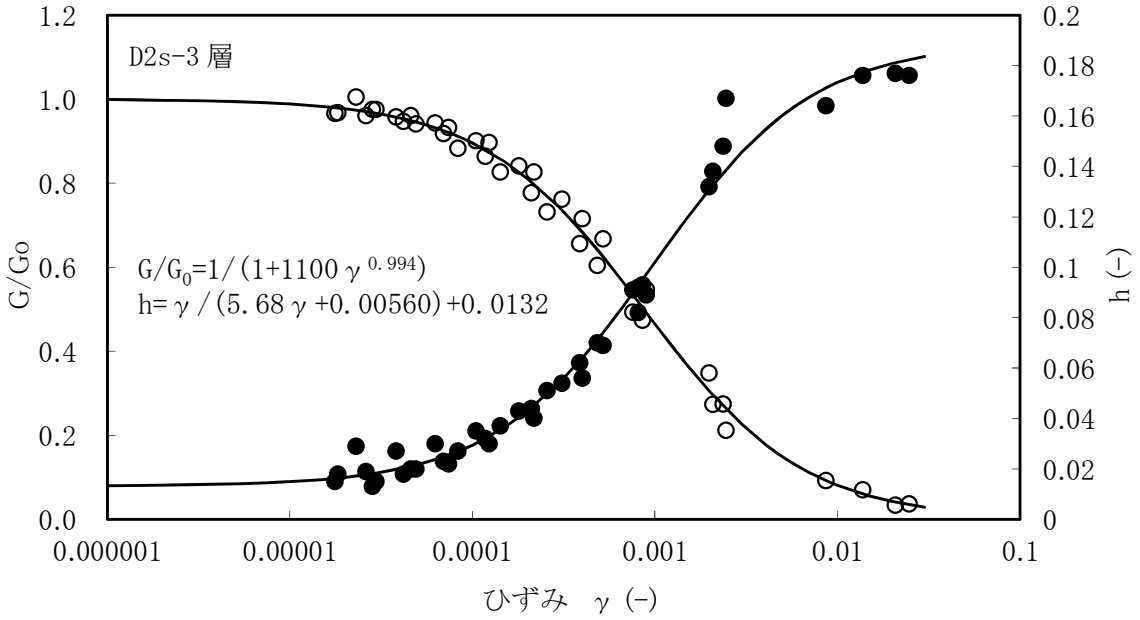


図 4.1－7　D2s-3 層のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

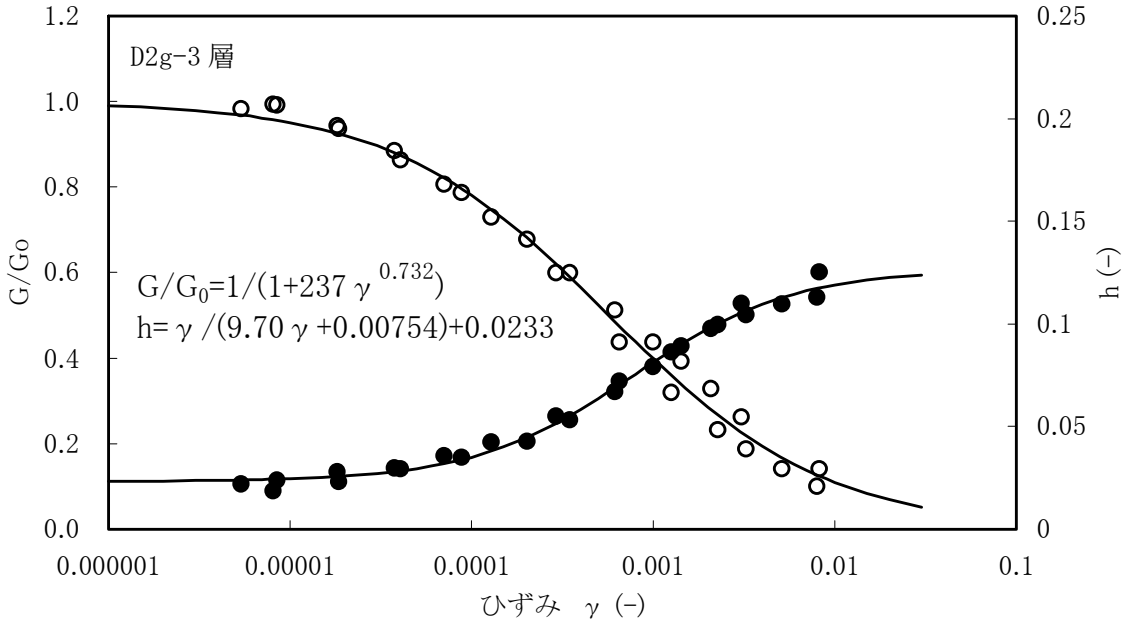


図 4.1－8　D2g-3 層のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

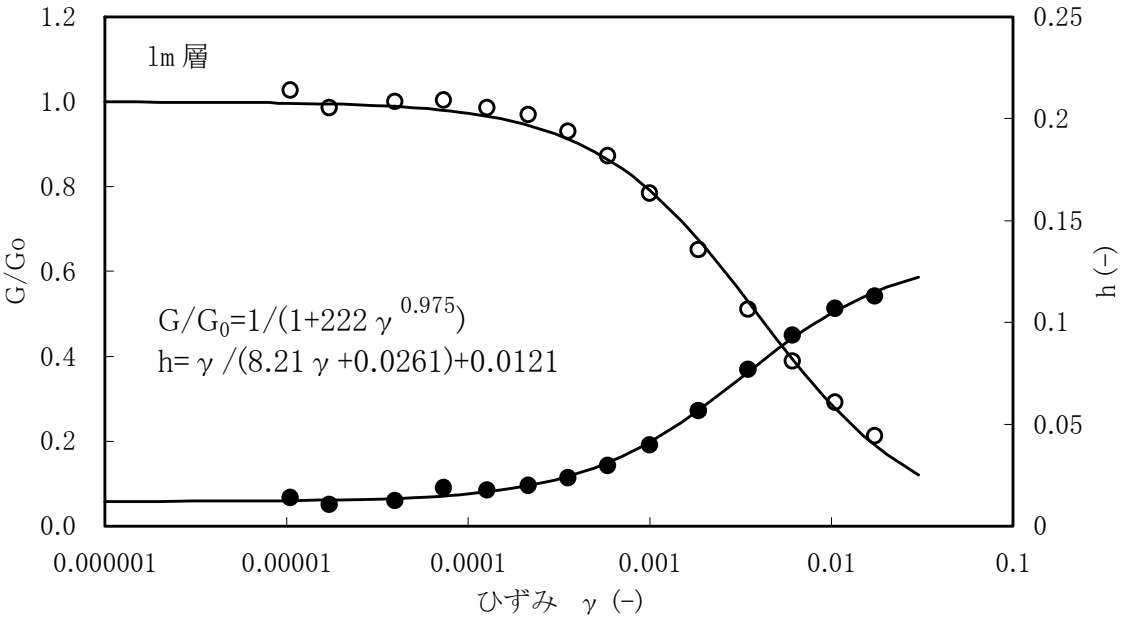


図 4.1－9　lm 層のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

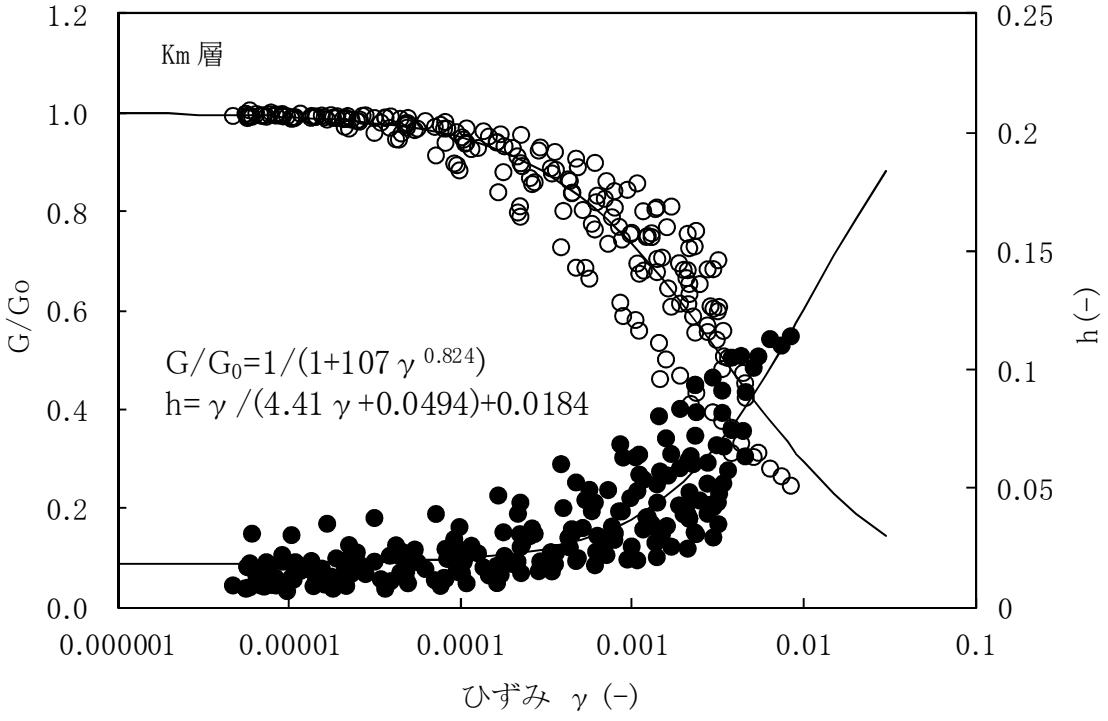


図 4.1－10　Km 層のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

表 4.1－2　解析用物性値の設定根拠

項目	埋戻土	第四系											新第三系
	f1層	du層	Ag2層	Ac層	As層	Ag1層	D2c-3層	D2s-3層	D2g-3層	lm層	D1c-1層	D1g-1層	Km層
密度	f1層の主要な構成材料はdu層であることから，du層で代用	室内物理試験	室内物理試験	室内物理試験	室内物理試験	強度特性等と併せてAg2層で代用	室内物理試験	室内物理試験	室内物理試験	室内物理試験	同じ洪積粘性土であるD2c-3層で代用	強度特性等と併せてAg2層で代用	室内物理試験
静弾性係数		三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験		三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験			三軸圧縮試験
初期せん断剛性		ＰＳ検層と密度より算出	ＰＳ検層と密度より算出	ＰＳ検層と密度より算出	ＰＳ検層と密度より算出	ＰＳ検層と密度より算出	ＰＳ検層と密度より算出	ＰＳ検層と密度より算出	ＰＳ検層と密度より算出	ＰＳ検層と密度より算出	ＰＳ検層と密度より算出	ＰＳ検層と密度より算出	ＰＳ検層と密度より算出
動ポアソン比		ＰＳ検層より算出	ＰＳ検層より算出	ＰＳ検層より算出	ＰＳ検層より算出	ＰＳ検層より算出	ＰＳ検層より算出	ＰＳ検層より算出	ＰＳ検層より算出	ＰＳ検層より算出	ＰＳ検層より算出	ＰＳ検層より算出	ＰＳ検層より算出
せん断剛性のひずみ依存性		繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	同じ洪積粘性土であるD2c-3層で代用	強度特性等と併せてAg2層で代用	繰返し三軸試験
減衰定数		繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験			繰返し三軸試験
強度特性	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	よりＮ値の小さいAg2層で代用	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験		よりＮ値の小さいAg2層で代用	三軸圧縮試験

4.2　設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値

設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値を表 4.2－1～表 4.2－3 に，その設定根拠を表 4.2－4～表 4.2－6 に示す。以下の章に，各物性値の設定根拠を示す。

表 4.2－1（1）　設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値（液状化検討対象層）

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

表 4.2－1（2）　設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1*1	Km	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.65	1.77	1.47 (1.43)	－	1.72-1.03×10^{-4}・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	－	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	－	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	－	表4.1-1の 動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	－		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	－		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	－	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	－	23.2+0.0990・z	35

注記　＊1：施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから，解析用物性値として本表には記載しない。　　z：標高（m）

表 4.2－2　設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値
（人工岩盤（コンクリート））

	単位体積重量 (kN/m^3)	ポアソン比	せん断剛性 (N/mm^2)	減衰定数	ヤング係数 (kN/mm^2)
人工岩盤（新設） ($f'ck = 18\ N/mm^2$)	23.0	0.20	8580*1	0.05	20.6
人工岩盤（既設） ($f'ck = 13.7\ N/mm^2$)	23.0	0.20	7830*1	0.05	18.8

注記　＊1：人工岩盤のせん断剛性は以下の式から算出する。

（$G=\frac{E}{2(1+\nu)}$，E:ヤング係数，ν ：ポアソン比）

表 4.2－3　設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値
（地盤改良体（セメント改良））

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（≦8.5N/mm²の場合）	一軸圧縮強度（＞8.5N/mm²の場合）
物理特性	密度 ρ_t (g/cm^3)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm^2)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times Vs^2$ $Vs = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u：地盤改良体の一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0=\frac{1}{1+\gamma/0.000537}$ γ ：せん断ひずみ（－）	$G/G_0=\frac{1}{1+\gamma/0.001560}$ γ ：せん断ひずみ（－）
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h=0.152\frac{\gamma/0.000537}{1+\gamma/0.000537}$ γ ：せん断ひずみ（－）	$h=0.178\frac{\gamma/0.001560}{1+\gamma/0.001560}$ γ ：せん断ひずみ（－）
強度特性	ピーク強度 C (N/mm^2)	$C = q_u / 2$ q_u：地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm^2)	
	残留強度 τ_0 (N/mm^2)	粘着力 C = 0 (N/mm^2) 内部摩擦角 ϕ = 29.1（度）	
	引張強度 σ_t (N/mm^2)	下記の式を用いて，σ_t ($=s_t$) を求める。 $q_u=\frac{s_t \cdot q_u}{\sqrt{s_t \cdot (q_u-3s_t)}}$ s_t ($=\sigma_t$) ：地盤改良体の引張強度 (N/mm^2) q_u：地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm^2)	

表 4.2－4（2）　設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度	ρ	g/cm^3	du層で代用	室内物理試験	室内物理試験	室内物理試験	Ag2層で代用	室内物理試験	室内物理試験	Ag2層で代用	文献*1より
	間隙比	e	－									文献*2より
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－		三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	Ag2層で代用	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	Ag2層で代用	文献*1より
	基準平均有効主応力	σ'_{ma}	kN/m^2		第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	文献*1より引用した動的変形特性に基づき設定
	基準初期せん断剛性	G_{ma}	kN/m^2									
	最大履歴減衰率	h_{max}	－								Ag2層で代用	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2		三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	Ag2層で代用	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	Ag2層で代用	文献*1より
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度									
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－		液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション	Ag2層の液状化強度試験結果を代用した要素シミュレーション	液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション	文献*2より引用した液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション
	液状化パラメータ	S_1	－									
	液状化パラメータ	W_1	－									
	液状化パラメータ	P_1	－									
	液状化パラメータ	P_2	－									
	液状化パラメータ	C_1	－									

注記　＊1：二方向同時加振による液状化実験（第 28 回土質工学研究発表会 藤川他，1993）

＊2：CYCLIC UNDRAINED TRIAXIAL STRENGTH OF SAND BY A COOPERATIVE TEST PROGRAM[Soils and Foundations,JSSMFE.26-3.(1986)]

表 4.2－4（2）　設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1＊4	Km	
物理特性	密度	ρ	g/cm^3	室内物理試験	室内物理試験	室内物理試験	－	室内物理試験	文献*3より
	間隙比	e	－						
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）		三軸圧縮試験（CD）	
	基準平均有効主応力	σ'_{ma}	kN/m^2	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定		表4.1-1の動的変形特性に基づきz（標高）依存物性として設定	
	基準初期せん断剛性	G_{ma}	kN/m^2						
	最大履歴減衰率	h_{max}	－						
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）		三軸圧縮試験（CD）	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度						

注記　＊3：港湾構造物設計事例集（（財）沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）

＊4：施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから，解析用物性値として本表には記載しない。

表 4.2－5　設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠
（人工岩盤（コンクリート））

	単位体積重量	ポアソン比	せん断剛性	減衰定数	ヤング係数
人工岩盤（新設） （f'ck = 18 N/mm^2）	慣用値*1	慣用値*1	ヤング係数とポアソン比より算出	慣用値	慣用値*1
人工岩盤（既設） （f'ck = 13.7 N/mm^2）	慣用値*1	慣用値*1	ヤング係数とポアソン比より算出	慣用値	慣用値*1

注記　＊1：原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005）

表 4.2－6　設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠
（地盤改良体（セメント改良））

項目		設定根拠
物理特性	密度 ρ_t (g/cm^3)	既設改良体のコアによる密度試験に基づき係数（×1.1）を設定
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	既設改良体を模擬した再構成試料による一軸圧縮試験に基づき設定
	静ポアソン比 ν_s	文献*1より設定
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm^2)	文献*2より「一軸圧縮強度q_u～せん断波速度Vs」の関係式を引用し設定
	動ポアソン比 ν_d	既設改良体のPS検層に基づき設定
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 G/G_0～γ	既設改良体を模擬した再構成試料による動的変形試験に基づき，H-Dモデルにて設定
	減衰定数 h～γ	既設改良体を模擬した再構成試料による動的変形試験に基づき，H-Dモデルにて設定
強度特性	ピーク強度 C (N/mm^2)	一軸圧縮強度q_uと粘着力Cの関係に基づき設定
	残留強度 τ_0 (N/mm^2)	地盤改良体（セメント改良）を砕いて細粒化した試料を用いた三軸圧縮試験により求められた残留強度（文献*3に掲載）よりも十分に小さい値として，敷地の原地盤のうちAc層の内部摩擦角を採用
	引張強度 σ_t (N/mm^2)	文献*3に掲載の算定式に基づいて設定

注記　＊1：建築基礎のための地盤改良設計指針案（日本建築学会，2006）
＊2：地盤工学への物理探査技術の適用と事例（地盤工学会，2001），
わかりやすい土木技術 ジェットグラウト工法（鹿島出版社 柴崎他，1983）
＊3：改訂版　建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針
－セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法－（（財）日本建築センター）

4.2.1　有効応力解析に用いる解析用物性値

建物・構築物の動的解析において，地震時における地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮する場合は，有効応力解析を実施する。

地盤の液状化強度特性は，代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し，原地盤の液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差σを用いて，液状化強度を「回帰曲線－1σ」にて設定することを基本とする。

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

設置変更許可申請書における解析物性値は全応力解析用に設定しているため，液状化検討対象層の物理的及び力学的特性から，各層の有効応力解析に必要な物性値を設定する。

有効応力解析に用いる解析用物性値のうち一部の地盤材料については，同等若しくは保守的な他の地盤材料の試験結果を代用している。他の地盤材料の試験結果を代用しているものについて，物性設定の考え方を（参考資料２）に示す。

また，施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから有効応力解析に用いる解析用物性値としての記載を省略した D1c-1 層について，設置変更許可段階での記載内容や敷地における分布範囲等の詳細を（参考資料２）に示す。

なお，地盤の物理特性及び力学特性は，日本工業規格（JIS）又は地盤工学会（JGS）の基準に基づいた試験の結果から設定することとした。

(1)　液状化影響検討方針の概要

図 4.2－1　に液状化影響評価のフローを示す。

東海第二発電所の液状化影響評価については道路橋示方書を基本とし，道路橋示方書では液状化検討対象外とされている現地盤から－20m 以深及び更新統についても液状化検討対象層として扱う。

原地盤の各液状化検討対象層の試験結果に基づき，液状化強度特性を設定し，有効応力解析により構造物への影響評価を実施する。設定する原地盤の各液状化検討対象層の液状化強度特性は試験データのばらつきを考慮し，液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差を用いて適切に設定する。

液状化強度特性を設定する際に目標とする繰返し載荷回数について，原地盤においては各液状化強度試験データを保守側に評価するよう，繰返し回数 1～200 回までの範囲で要素シミュレーションを実施している。また，豊浦標準砂においては，液状化強度試験データを保守側に包含するよう，繰返し回数 0.1～200 回までの範囲で要素シミュレーションを実施している。なお，豊浦標準砂により地盤を強制的に液状化させることを仮定した有効応力解析においては，液状化強度特性の繰返し回数 0.1～200 回までの広い範囲が使用される。

設計基準対象施設，常設重大事故等対処施設及び波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震設計において液状化影響の検討を行う場合は，原地盤に基づく液状化強度特性を用いて基準地震動Ｓ$_s$に対する有効応力解析による検討（①）を行うことを基本とし，更に，当該検討において最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）解析ケースに対して，豊浦標準砂*の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した有効応力解析による検討（②）を行う。上記の検討の組合せは，個別の施設設置位置の液状化強度特性の信頼性を確認し，施設毎に設定する。

図 4.2－2 に原地盤に基づく液状化強度特性と豊浦標準砂を仮定した液状化強度特性の比較を示す。豊浦標準砂の液状化強度特性は原地盤に基づく液状化強度特性の全てを包含している。豊浦標準砂は，敷地に存在しないものであるが，極めて液状化しやすい液状化強度特性を有していることから，豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定した有効応力解析は，強制的に液状化させることを仮定した影響評価となる。

注記　＊：豊浦標準砂は，山口県豊浦で産出される天然の珪砂であり，敷地には存在しないものである。豊浦標準砂は，淡黄色の丸みのある粒から成り，粒度が揃い均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから，液状化強度特性に関する研究及びそれに伴う実験などで多く用いられている。

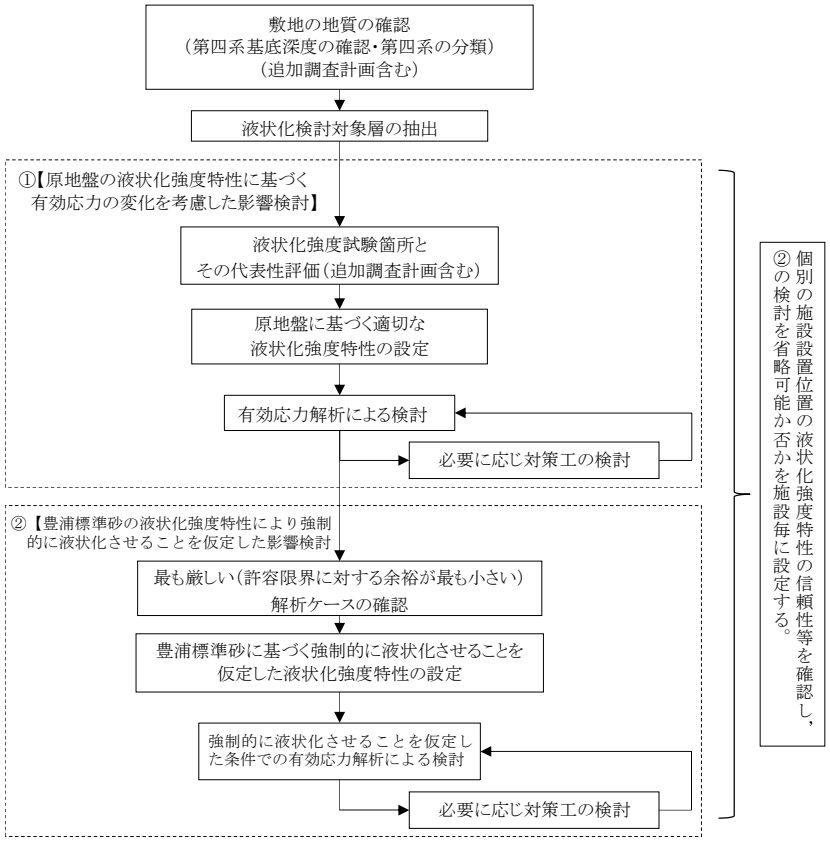


図 4.2－1　液状化影響評価のフロー

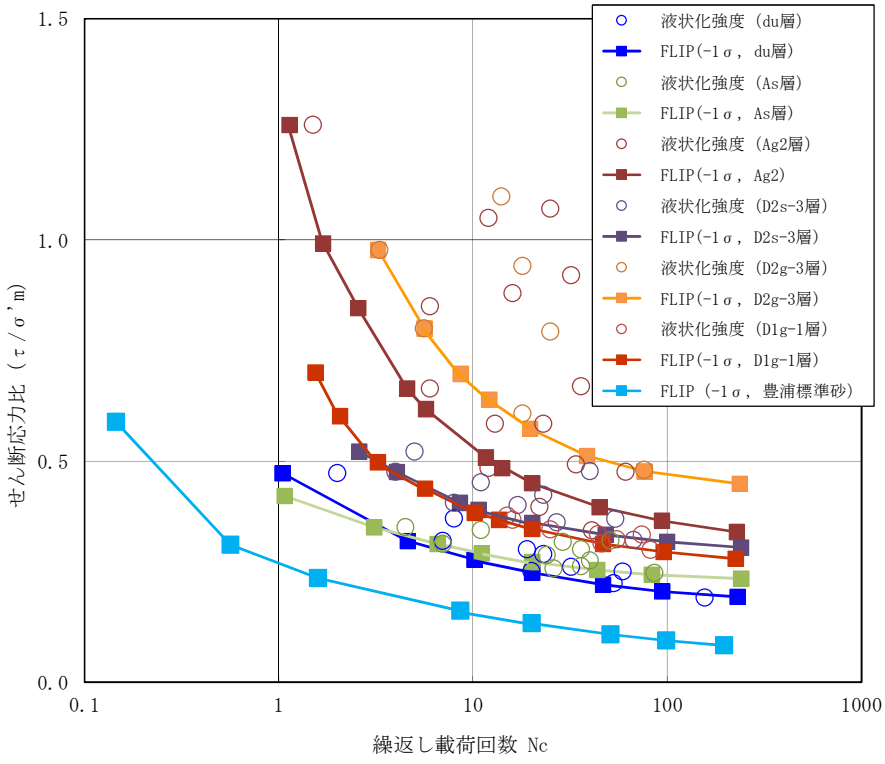


図 4.2－2　原地盤に基づく液状化強度特性と豊浦標準砂を仮定した液状化強度特性の比較

(2)　液状化検討対象層の抽出

道路橋示方書（道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成 24 年 3 月）では，液状化検討対象層を完新統の以下の条件全てに該当する土層と定めている。

①地下水位が現地盤面から－10 m 以内であり，かつ現地盤面から－20 m 以内の飽和土層

②細粒分含有率 FC が 35%以下，または FC が 35%をこえても塑性指数 I_p が 15 以下の土層

③平均粒径 D_{50} が 10 mm 以下で，かつ 10%粒径 D_{10} が 1 mm 以下である土層

上記の条件は指針類（鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編（平成 24 年 9 月），港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年））でほぼ共通している。

当該地での液状化検討対象層の抽出では，道路橋示方書で対象としている地層を基本とし，さらに，道路橋示方書では検討対象外としている更新統及び現地盤面から－20 m 以深の土層も抽出対象とする。

図 4.2－3 には敷地の液状化検討対象層抽出方針，表 4.2－7 には液状化検討対象層の抽出結果を示す。

以上より，敷地における液状化検討対象層は du 層，Ag2 層，As 層，Ag1 層，D2s-3 層，D2g-3 層及び D1g-1 層とする。

■道路橋示方書に基づく液状化検討対象層の抽出（Step①）

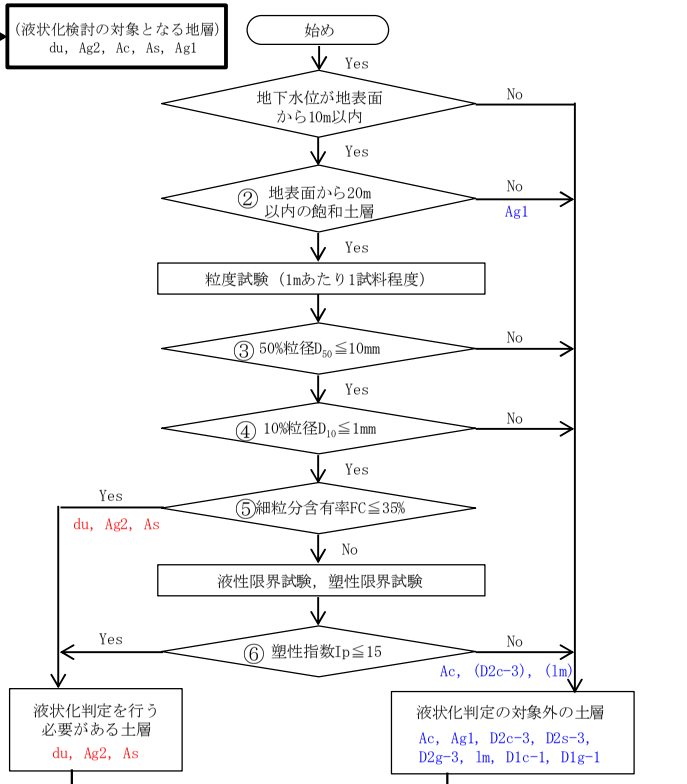
✓ 「道路橋示方書・同解説（Ⅴ耐震設計編）平成24年3月」のフローに基づき液状化検討対象層を抽出する。

液状化検討対象層の抽出根拠となる物理特性等

地層名	時代	地表面から20m以浅の分布の有無	細粒分含有率(%) 平均	細粒分含有率(%) 標準偏差	細粒分含有率(%) データ数	塑性指数Ip 平均	塑性指数Ip 標準偏差	塑性指数Ip データ数
du	沖積	有	5.2	2.5	48	－	－	－
Ag2	沖積	有	5.2	4.8	121	－	－	－
Ac	沖積	有	90.3	12.2	222	38.5	12.8	81
As	沖積	有	27.2	15.0	73	－	－	－
Ag1	沖積	無	12.3	9.2	27	－	－	－
D2c-3	洪積	有	79	16.0	63	24.5	5.8	38
D2s-3	洪積	有	26.5	17.4	39	－	－	－
D2g-3	洪積	有	8.1	5.8	45	－	－	－
lm	洪積	有	88.8	4.6	4	72.8	20.1	4
D1c-1	洪積	有	－	－	－	－	－	－
D1g-1	洪積	有	12.7	6.5	6	－	－	－

道路橋示方書における液状化検討対象層

道路橋に基づき液状化検討対象外とした根拠となるデータ



■保守的な液状化検討対象層の設定（Step②）

✓ 道路橋示方書においては，液状化検討対象層を地表面から20m以内の沖積層としているが，当社では以下のものも液状化検討対象層として考慮する。

⇒地表面から20m以深も考慮

⇒洪積層（D1層 ～D2層）についても考慮

※道路橋の抽出フローにて，**「洪積」と「20m以深」の項目で対象外と判定されているAg1，D2s-3，D2g-3，D1g-1を加える。**

当社の液状化検討対象層

du，Ag2，As，Ag1，D2s-3，D2g-3，D1g-1

図 4.2－3　液状化検討対象層抽出方針

表 4.2－7　液状化検討対象層の抽出結果

地質記号		層相	道路橋示方書における液状化検討対象層	当社における液状化検討対象層	備　考
du		砂	○	○	
al	Ag2	砂礫	○	○	
	Ac	粘土	—	—	
	As	砂	○	○	G.L.－20 m 以深に分布する範囲についても検討対象とする。
	Ag1	砂礫	—	□	G.L.－20 m 以深に分布するが検討対象とする。
D2	D2c-3	シルト	—	—	
	D2s-3	砂	—	□	更新統であるが検討対象とする。
	D2g-3	砂礫	—	□	更新統であるが検討対象とする。 G.L.－20 m 以深に分布する範囲についても検討対象とする。
D1	lm	ローム	—	—	
	D1c-1	シルト	—	—	
	D1g-1	砂礫	—	□	更新統であるが検討対象とする。

○:検討対象　　－:検討対象外

□:道路橋示方書では検討対象外だが検討対象とするもの

□:液状化検討対象とするもの

(3)　Ac 層の液状化強度試験結果

敷地の北部には砂層を間に挟在している過圧密粘土層（Ac 層）が厚く堆積している。Ac 層は細粒分含有率が 90%以上，塑性指数 I_P は 30～60 を示す高塑性粘土である。前節の液状化検討対象層の抽出では Ac 層は液状化検討対象層外と分類されるが，敷地における分布範囲が広く，液状化影響検討における重要度が高いことから液状化の可能性の有無を定量的に検討することを目的として室内液状化強度試験を実施した。

室内液状化強度試験は，砂・礫質土で実施した中空繰返しねじりせん断試験により実施した。以下に試験条件を示す。

【室内液状化強度試験の試験条件】

試験方法：中空繰返しねじりせん断試験

地盤材料試験の方法と解説（地盤工学会，2009）に基づき，繰返し回数 200 回を上限とし，両振幅せん断ひずみ 7.5%に達するまで試験を実施した。

せん断応力比は（繰返し回数 5～50 回を目安）0.36～0.80 の間で設定した。

供試体寸法：外形 70㎜×内径 30㎜×高さ 100㎜

載荷波形：正弦波（0.02Hz）

圧密圧力：供試体採取深度の有効上載圧を考慮して設定

図 4.2－4 に中空繰返しねじりせん断試験の概要及び図 4.2－5 に液状化強度試験試料採取箇所（Ac 層）を示す。図 4.2－6 に中空繰返しねじりせん断試験結果を示す。

試験を行った全ての供試体において，過剰間隙水圧比は 0.95 に達せず，Ac 層は液状化しないものであることが確認された。

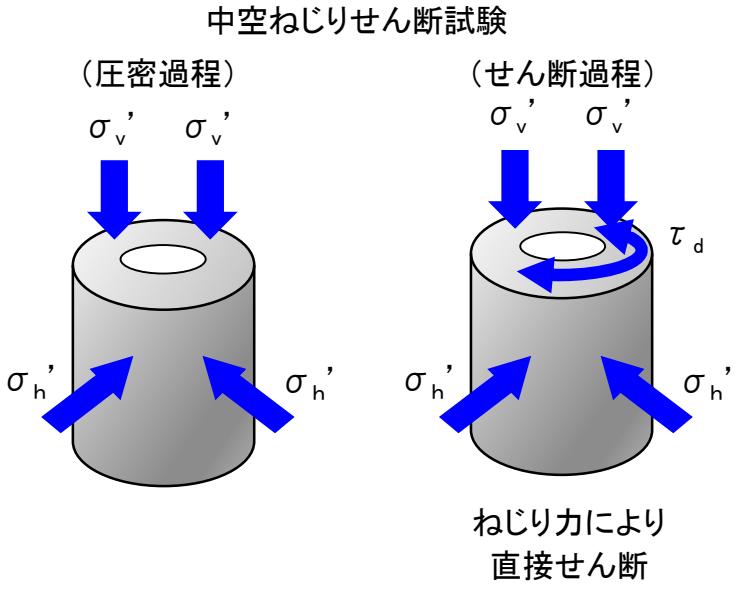


図 4.2－4　中空繰返しねじりせん断試験の概要

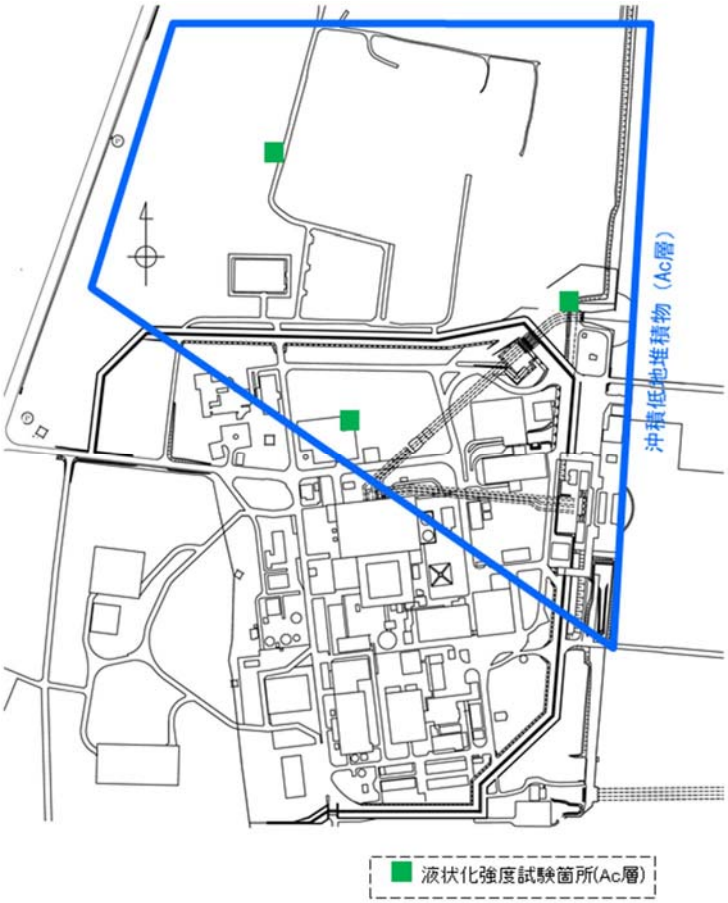
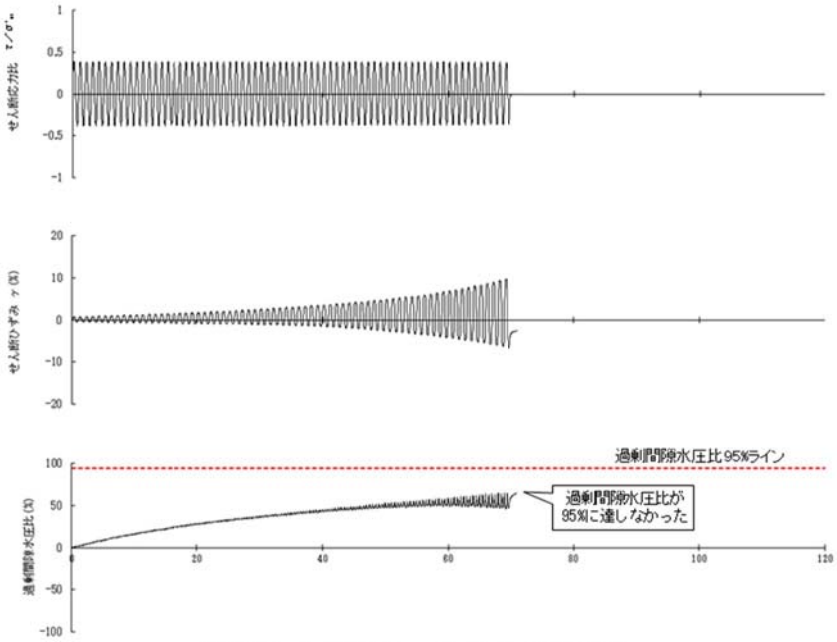


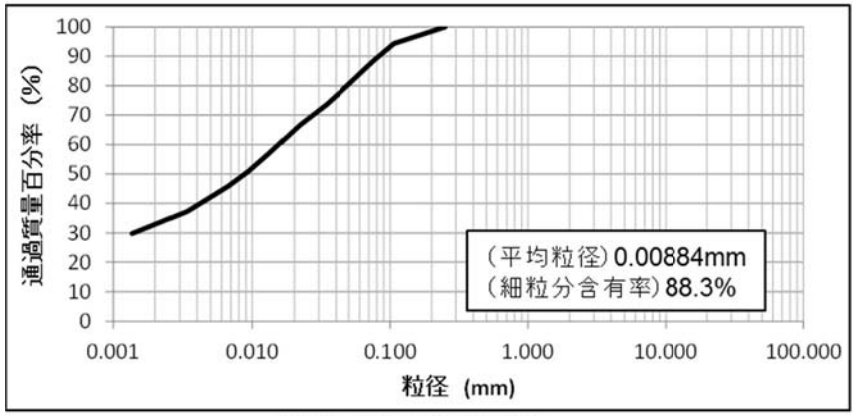
図 4.2－5　液状化強度試験試料採取箇所（Ac 層）

液状化強度試験実施位置図

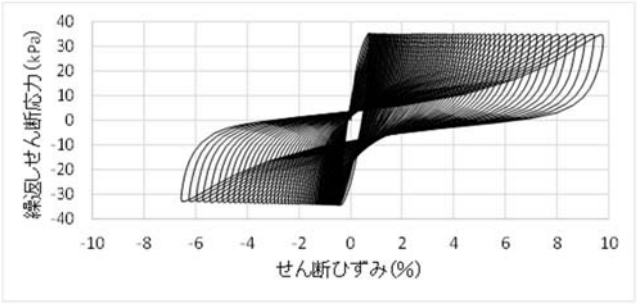
試料の写真



液状化強度試験における各計測値



試料の粒径加積曲線



繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係

図 4.2－6（1）　中空繰返しねじりせん断試験結果（Ac 層，SC－9－25(4)）

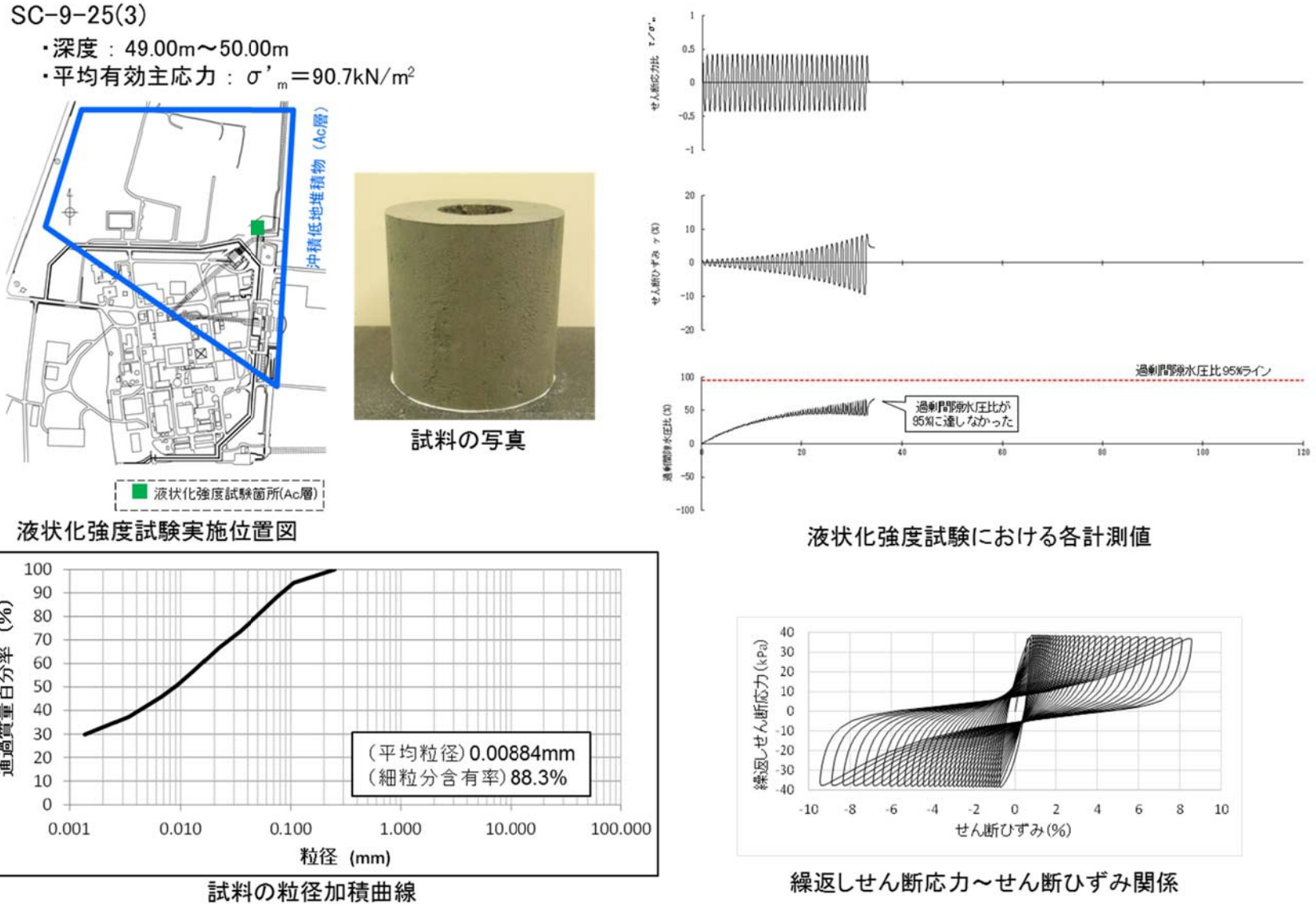
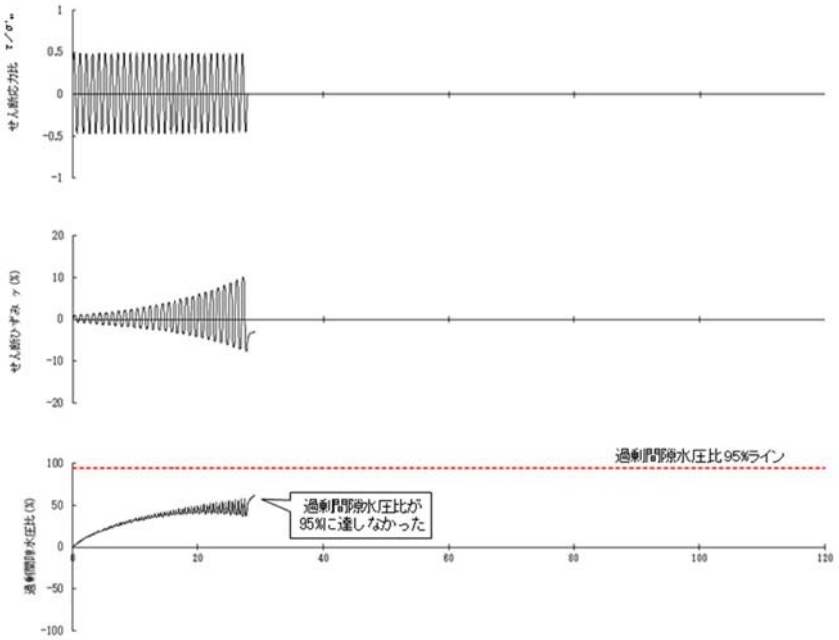


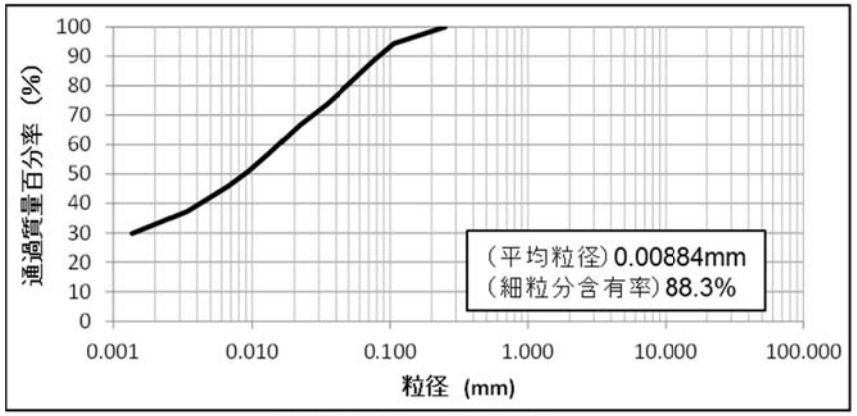
図 4.2－6 (2)　 中空繰返しねじりせん断試験結果（Ac 層，SC－9－25(3)）

液状化強度試験実施位置図

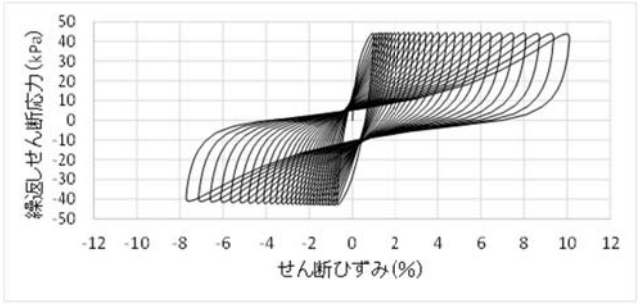
試料の写真



液状化強度試験における各計測値



試料の粒径加積曲線



繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係

図 4.2－6 (3)　 中空繰返しねじりせん断試験結果（Ac 層，SC－9－25(2)）

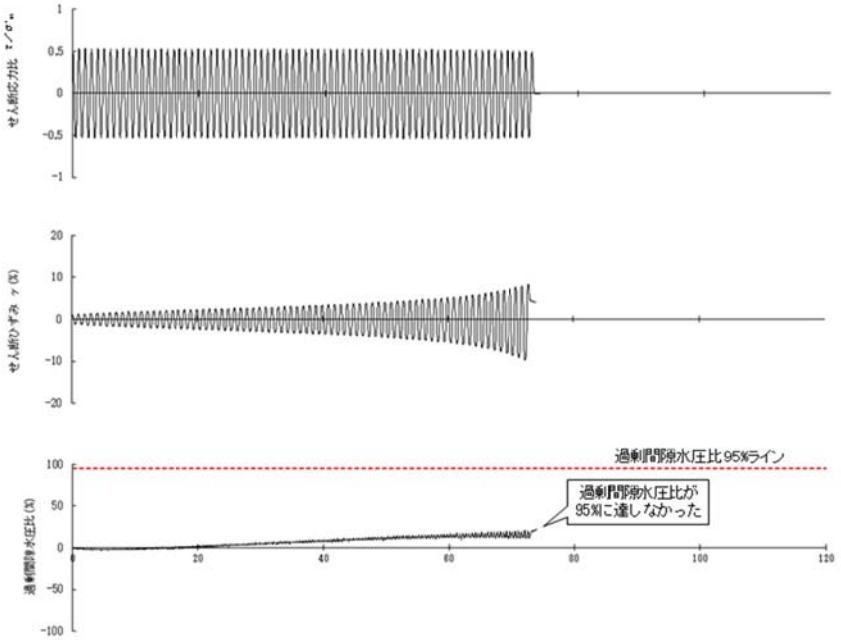
SC-7-23～24(1)

・深度 ： 28.20m～30.20m

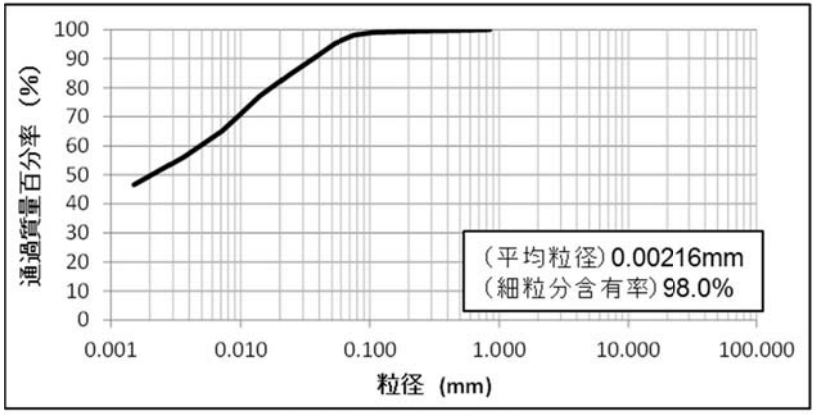
・平均有効主応力 ： σ'_m＝84.3kN/m^2

液状化強度試験実施位置図

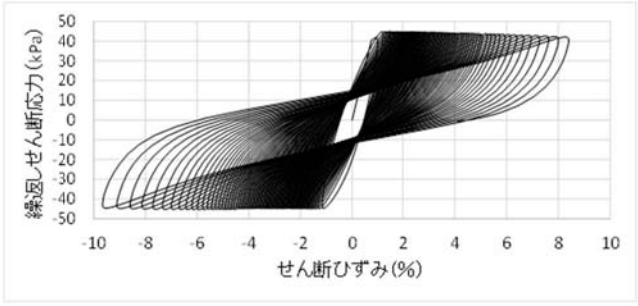
試料の写真



液状化強度試験における各計測値



試料の粒径加積曲線



繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係

図 4.2－6（4）　中空繰返しねじりせん断試験結果（Ac 層，SC－9－23～24(1)）

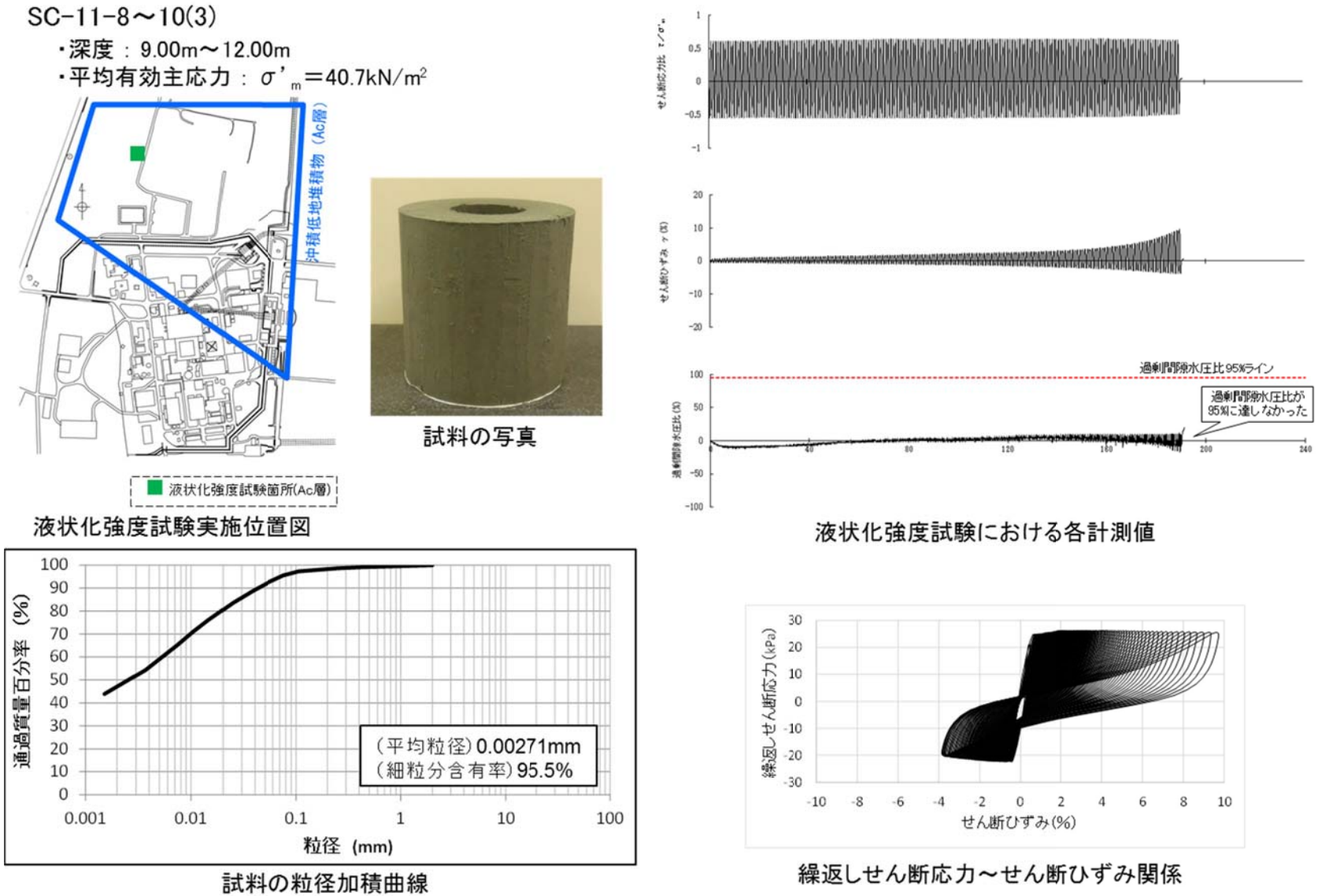


図 4.2－6（5）　中空繰返しねじりせん断試験結果（Ac 層，SC－11－8～10(3)）

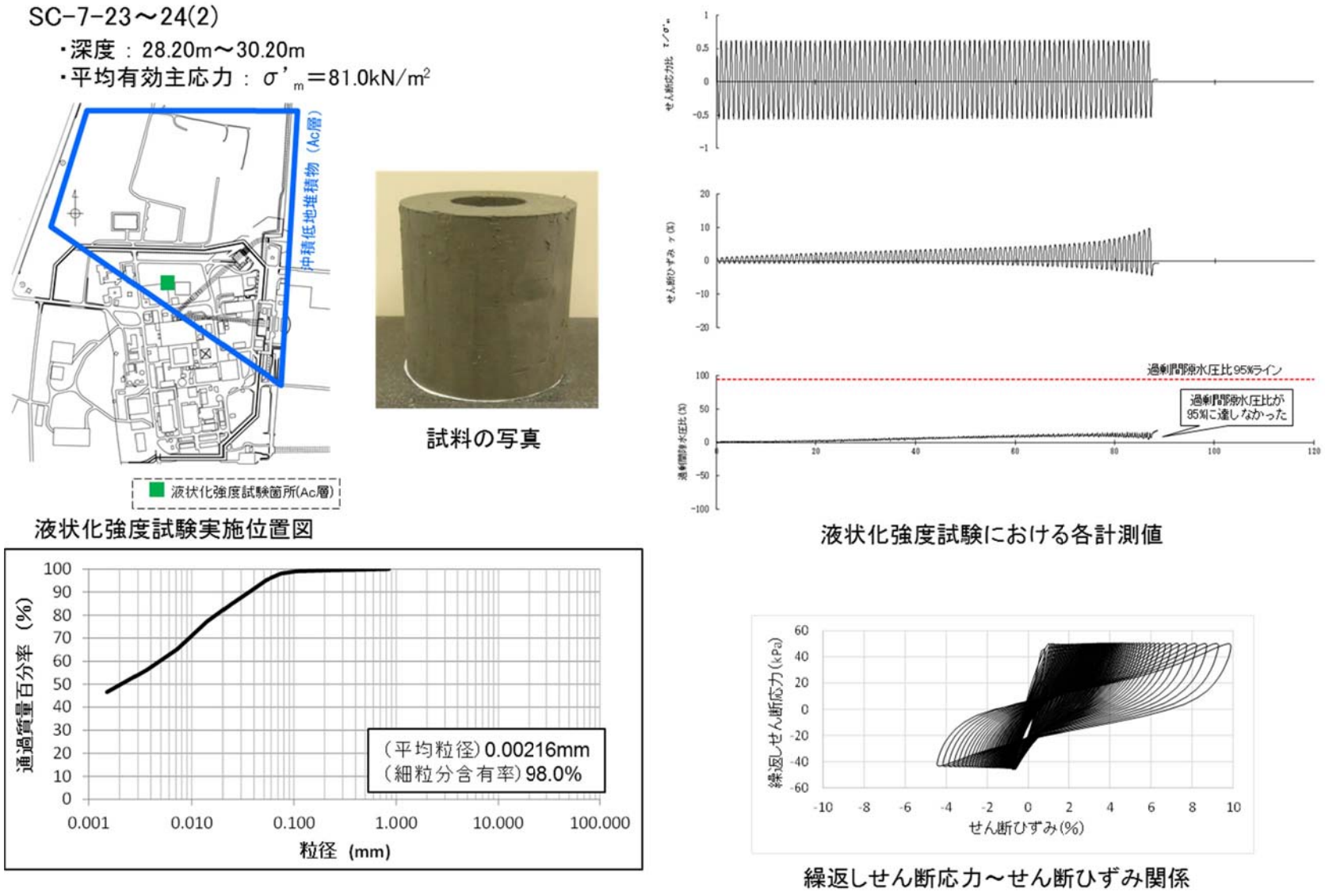


図 4.2－6（6）　中空繰返しねじりせん断試験結果（Ac 層，SC－7－23～24(2)）

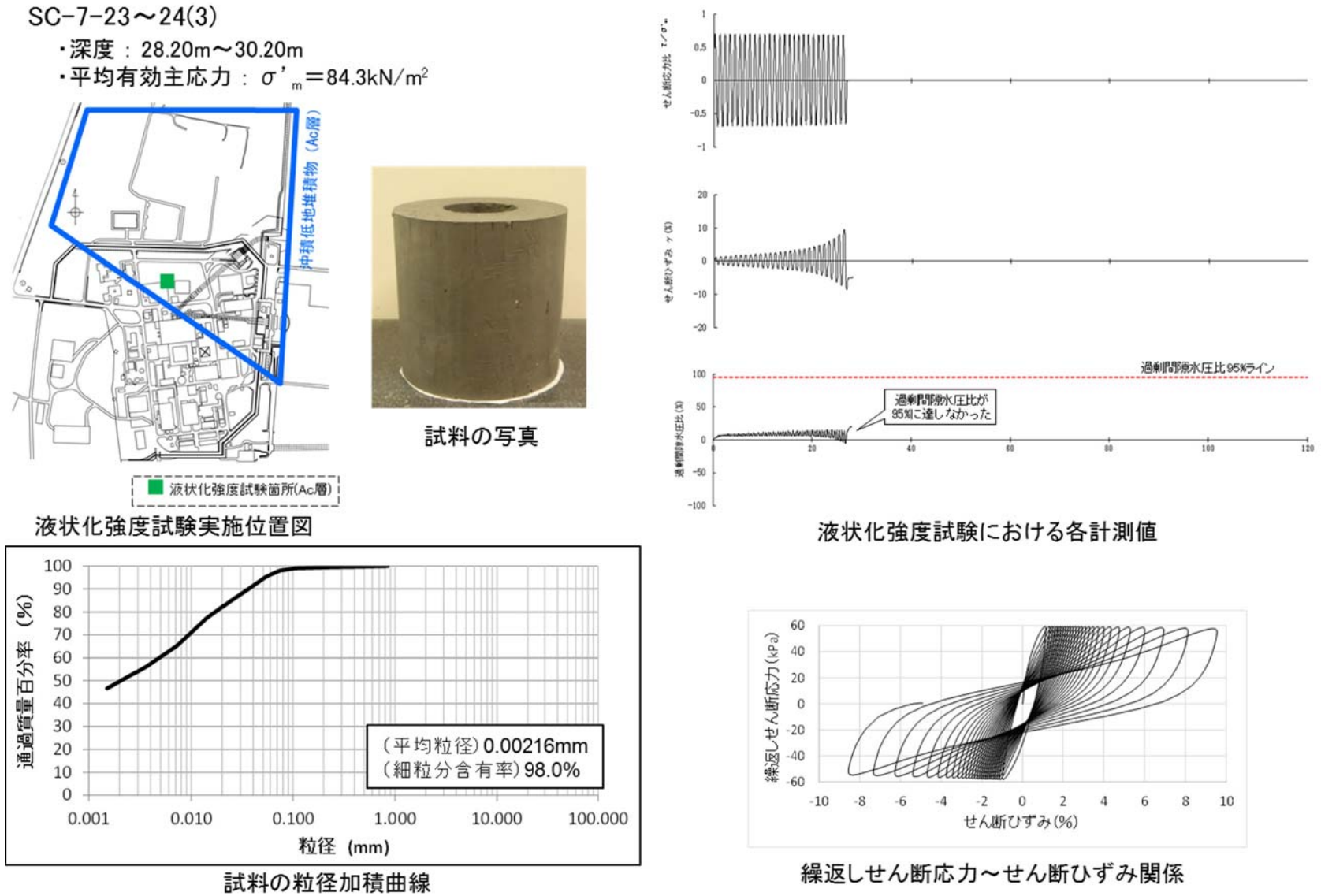


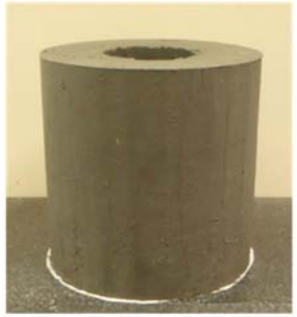
図 4.2－6（7）　中空繰返しねじりせん断試験結果（Ac 層，SC－7－23～24(3)）

SC-7-23～24(4)

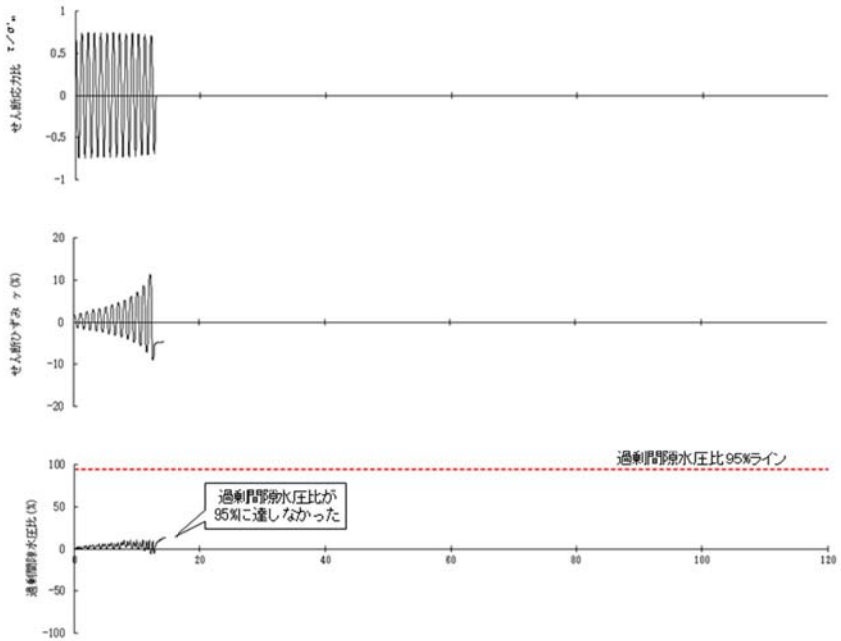
・深度 ： 28.20m～30.20m

・平均有効主応力 ： σ'_m＝84.3kN/m^2

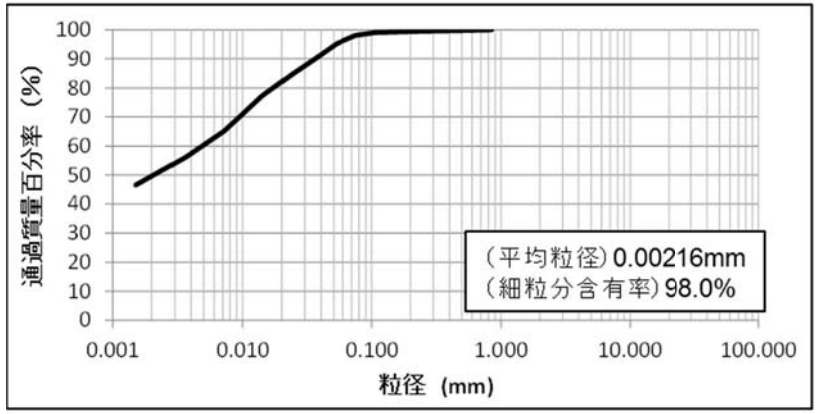
液状化強度試験実施位置図



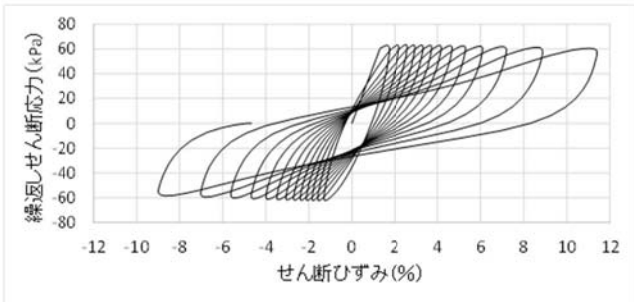
試料の写真



液状化強度試験における各計測値



試料の粒径加積曲線



繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係

図 4.2－6 (8)　中空繰返しねじりせん断試験結果（Ac 層，SC－7－23～24(4)）

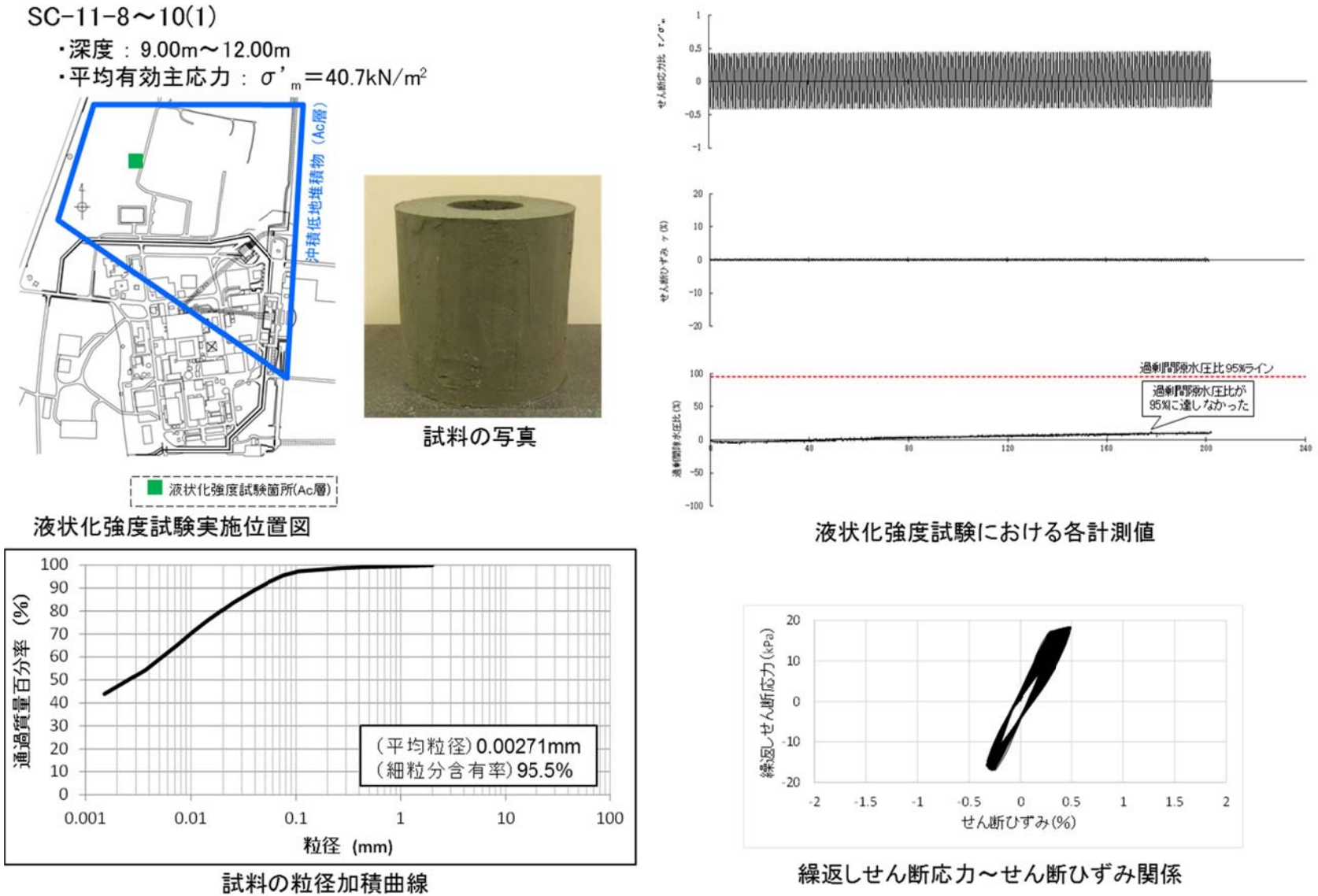


図 4.2－6（9）　中空繰返しねじりせん断試験結果（Ac 層，SC－11－8～10(1)）

(4)　液状化強度試験試料採取位置の選定とその代表性

a.　液状化強度試験箇所の選定

敷地の液状化検討対象層として，埋土（f1 層），完新世の砂・礫質土層（du 層，Ag2 層，As 層，Ag1 層）及び更新世の砂・礫質土層（D2s-3 層，D2g-3 層，D1g-1 層）を抽出した。抽出した液状化検討対象層の液状化強度特性を求めるために，液状化強度試験箇所を選定し，試料を採収して液状化強度試験を実施した。

液状化強度試験箇所は，既存の地質調査結果を基に，液状化強度試験箇所のＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書に基づき算定される液状化強度比 R_Lの平均値が敷地内調査孔（敷地で取得した全データ）のＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて算定される液状化強度比 R_Lの平均値と比較して小さいこと，及び試料が採取可能な層厚を有することを確認して選定した。

また，設置変更許可申請段階での液状化強度試験結果に基づき設定したＦＬＩＰ 原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可申請段階，－1σ）に対し，液状化検討対象層の分布状況を踏まえた平面及び深度方向のデータ拡充を目的とするとともに，液状化強度比 R_Lを指標とした保守的な試験箇所の選定による液状化強度試験結果の代表性向上を目的とし，追加液状化強度試験を実施した。追加液状化強度試験箇所は，設置変更許可申請段階の液状化強度試験箇所の選定条件に加え，

・液状化検討対象層の分布状況に対する液状化強度試験データの有無

・耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設近傍での液状化強度試験データの有無

について検討を行い，データ拡充が必要な液状化検討対象層と液状化強度試験箇所の選定を行った。図 4.2－7 に，敷地での設置変更許可申請段階の液状化強度試験箇所及び追加液状化強度試験箇所を示す。また，図 4.2－8～図 4.2－17 には，液状化強度試験箇所に近接する地質断面に液状化強度試験箇所の試料採取深度をプロットした。

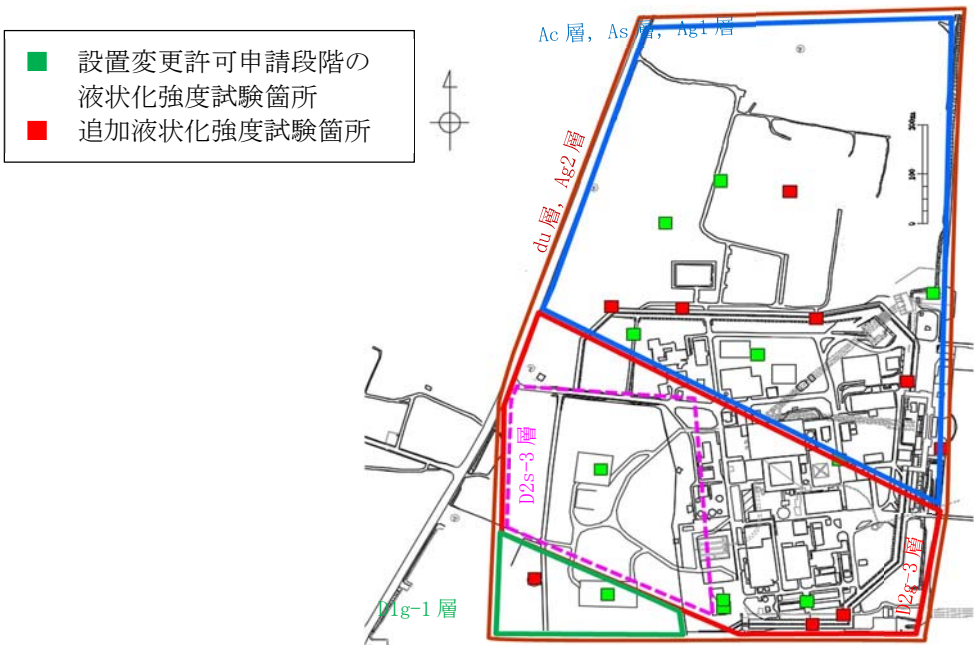
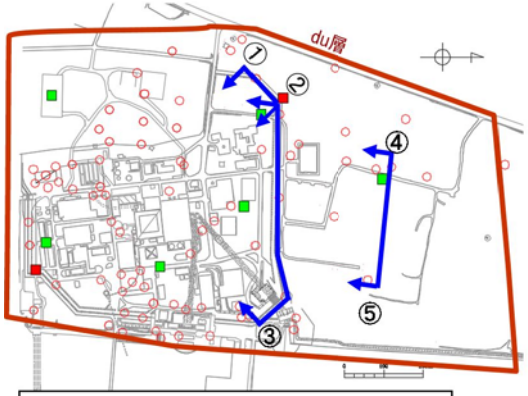


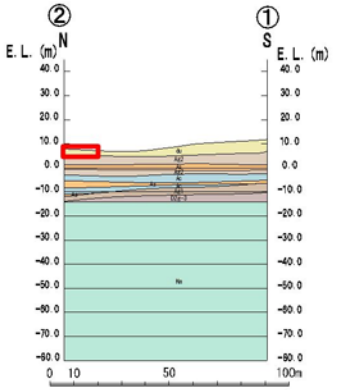
図 4.2－7　液状化強度試験箇所

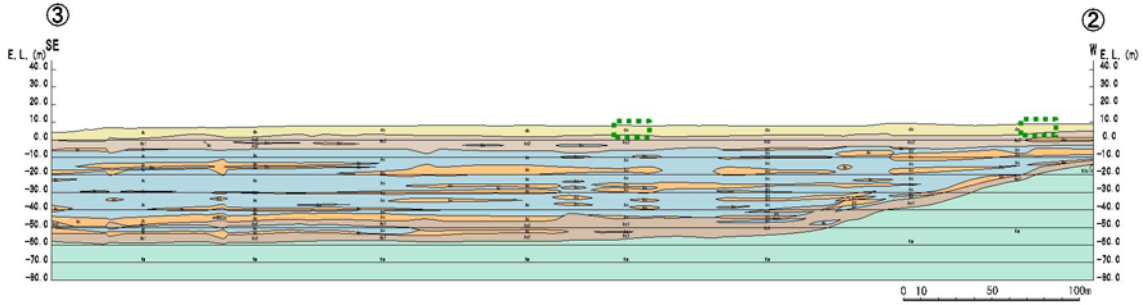


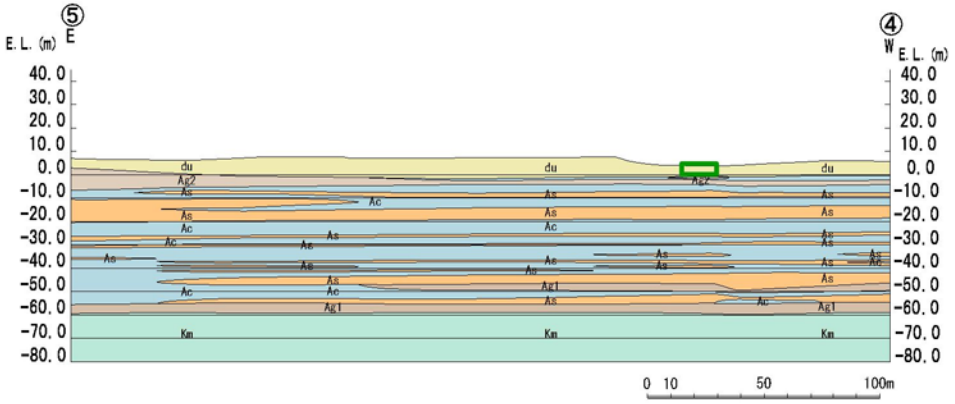
○ 調査孔
■ 設置変更許可申請時の液状化強度試験箇所
■ 追加液状化強度試験箇所

調査孔と液状化強度試験箇所（du層）

凡例
液状化強度試験箇所（設置変更許可申請段階）
液状化強度試験箇所（設置変更許可申請段階，投影）
液状化強度試験箇所（追加調査）
液状化強度試験箇所（追加調査，投影）





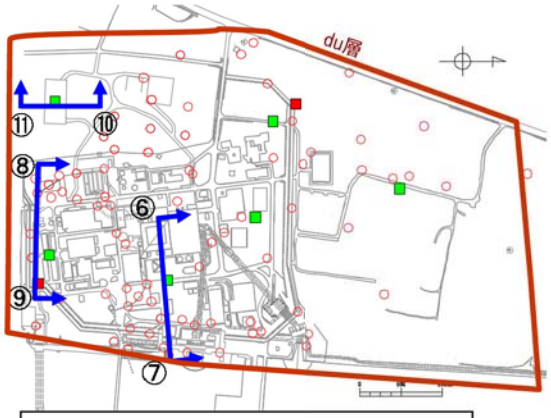


地 質 構 成 表

地質時代		地質区分			記号	岩相
第四紀	完新世	砂丘砂層			du	砂
		沖積層		a l	Ag2	砂礫
					Ac	粘土
					As	砂
					Ag1	砂礫
	更新世	段丘堆積物		D2	D2c-3	シルト
					D2s-3	砂
					D2g-3	砂礫
					D2c-2	シルト
					D2g-2	砂礫
				D1	lm	ローム
					D1c-1	シルト
					D1g-1	砂礫
新第三紀	鮮新世	久米層			Km	砂質泥岩

不整合

図 4.2－8　du 層の液状化強度試験試料採取位置①



調査孔と液状化強度試験箇所（du層）

地 質 構 成 表

地質時代		地質区分		記号	岩相
第四紀	完新世	砂丘砂層		du	砂
		沖積層	a1	Ag2	砂礫
				Ac	粘土
				As	砂
				Ag1	砂礫
	更新世	段丘堆積物	D2	D2c-3	シルト
				D2s-3	砂
				D2g-3	砂礫
				D2c-2	シルト
				D2g-2	砂礫
			D1	lm	ローム
				D1c-1	シルト
				D1g-1	砂礫
新第三紀	鮮新世	久米層		Km	砂質泥岩

不整合

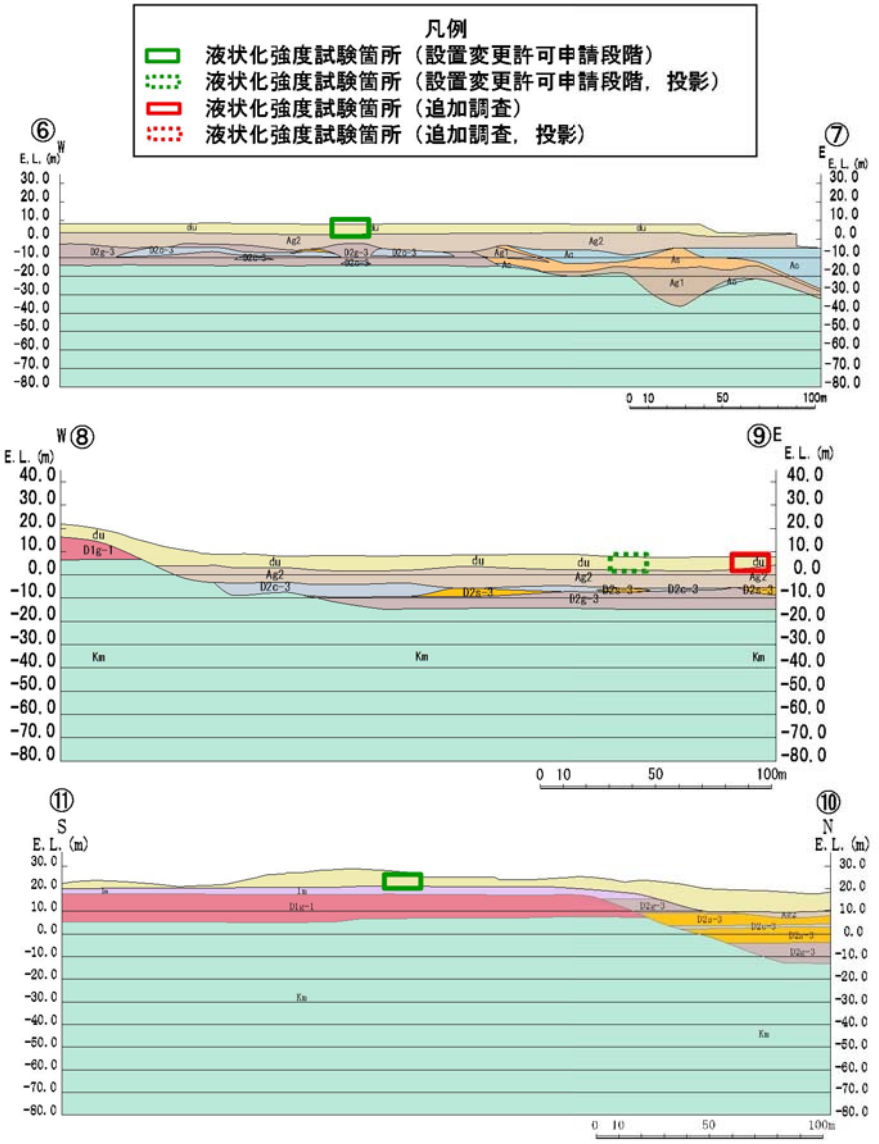
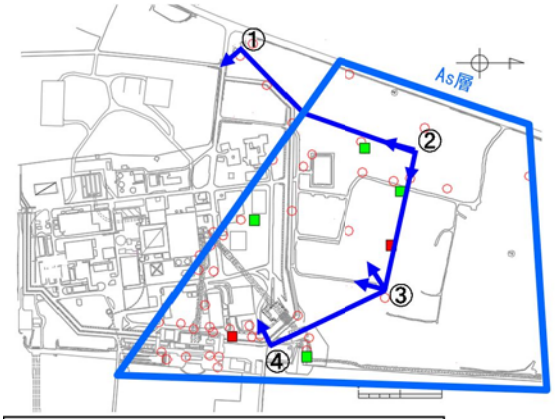


図 4.2－9　du 層の液状化強度試験試料採取位置②



○ 調査孔
■ 設置変更許可申請時の液状化強度試験箇所
■ 追加液状化強度試験箇所

調査孔と液状化強度試験箇所（As層）

地 質 構 成 表

地質時代		地質区分		記号	岩相
第四紀	完新世	砂丘砂層		du	砂
		沖積層	a1	Ag2	砂礫
				Ac	粘土
				As	砂
				Ag1	砂礫
	更新世	段丘堆積物	D2	D2c-3	シルト
				D2s-3	砂
				D2g-3	砂礫
				D2c-2	シルト
				D2g-2	砂礫
			D1	Im	ローム
				D1c-1	シルト
				D1g-1	砂礫
新第三紀	鮮新世	久米層		Km	砂質泥岩

不整合

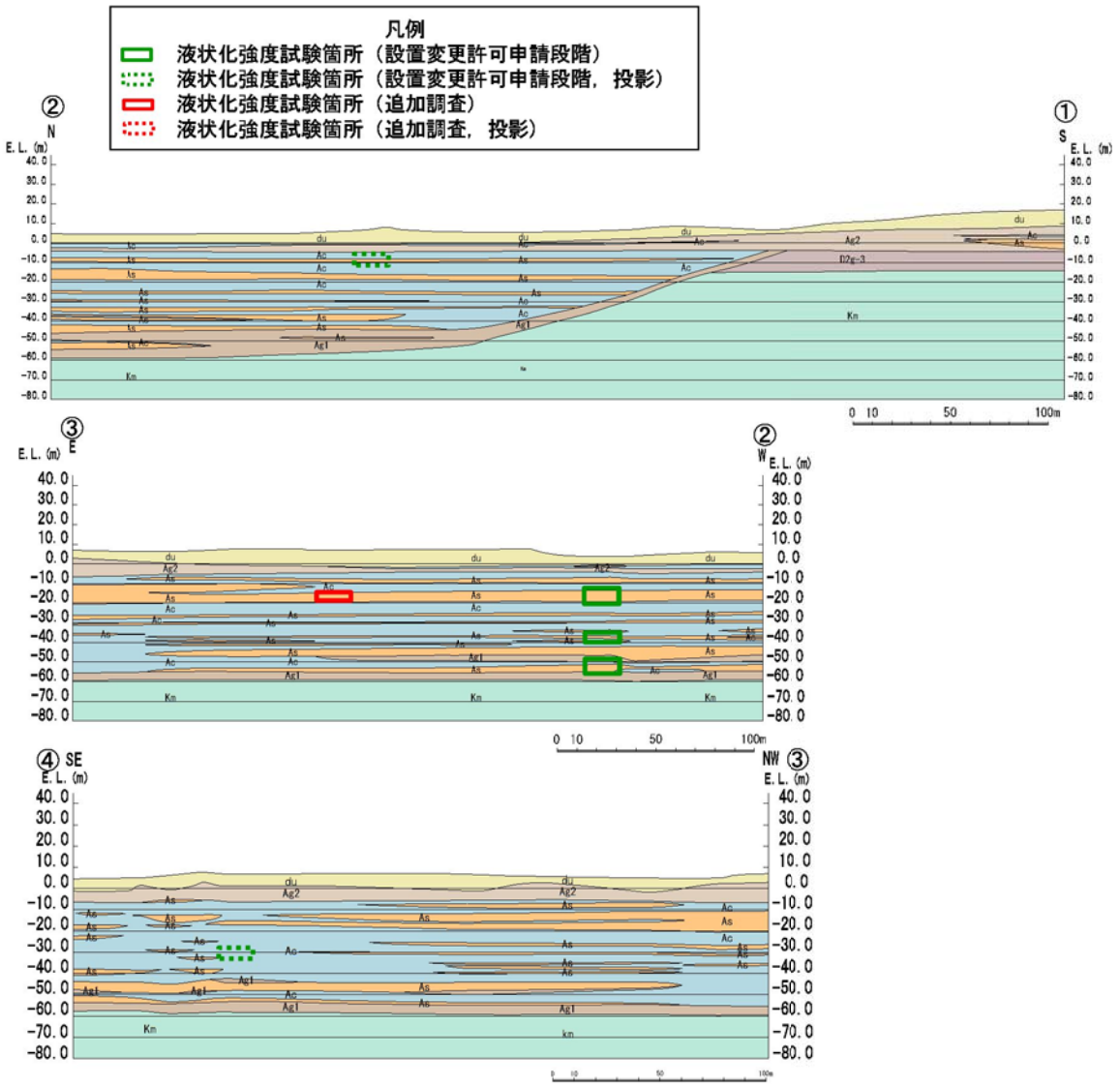
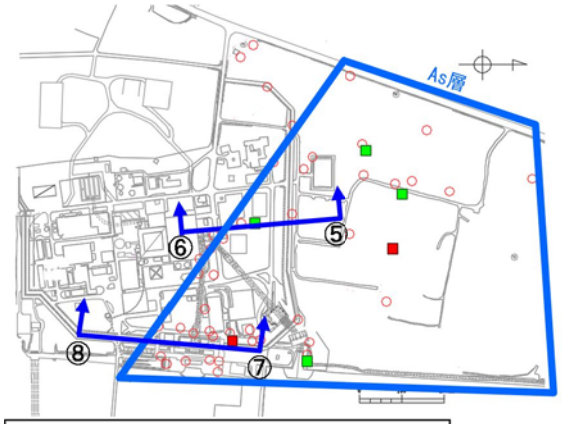
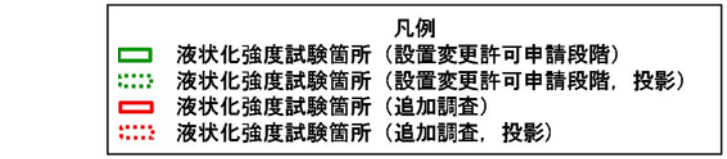
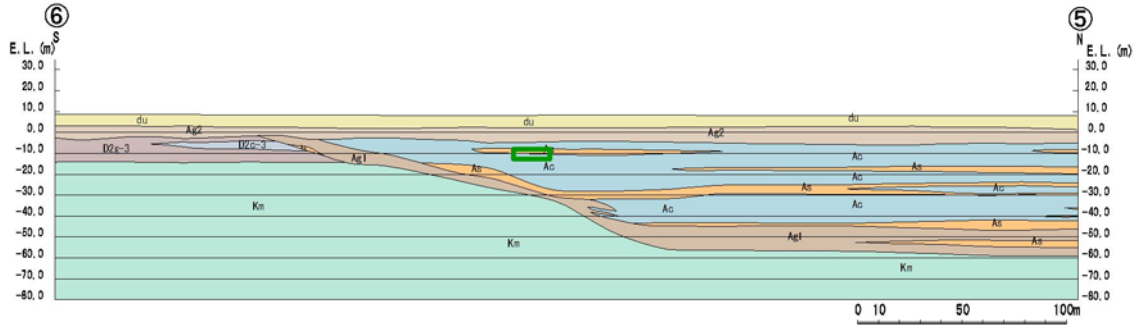


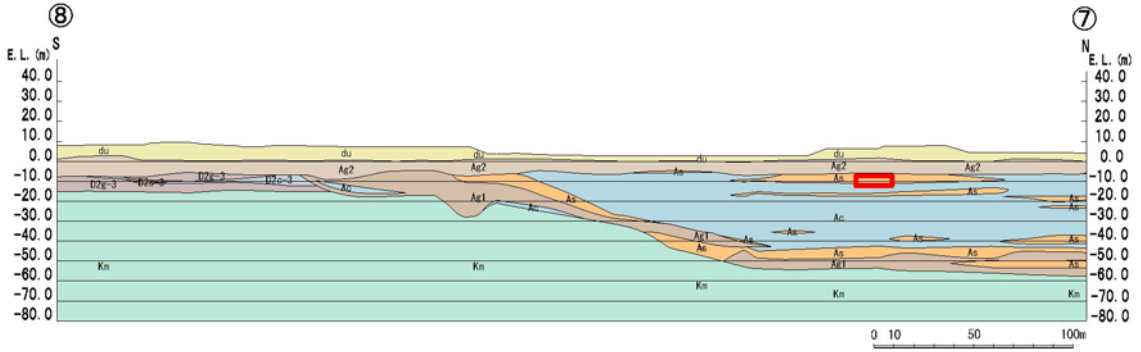
図 4.2－10　As 層の液状化強度試験試料採取位置①



調査孔と液状化強度試験箇所（As層）





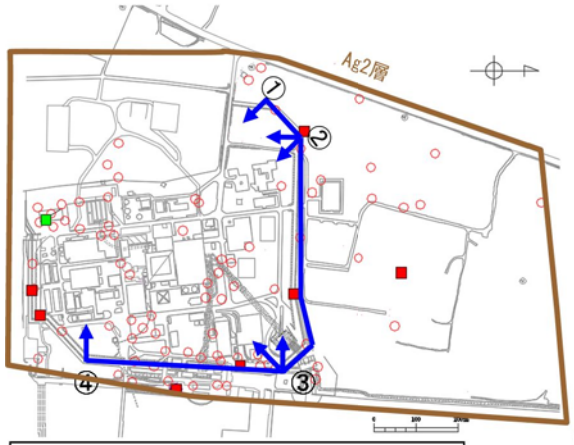


地 質 構 成 表

地質時代		地質区分		記号	岩相
第四紀	完新世	砂丘砂層		du	砂
		沖積層	a1	Ag2	砂礫
				Ac	粘土
				As	砂
				Ag1	砂礫
	更新世	段丘堆積物	D2	D2c-3	シルト
				D2s-3	砂
				D2g-3	砂礫
				D2c-2	シルト
				D2g-2	砂礫
			D1	Im	ローム
				D1c-1	シルト
				D1g-1	砂礫
新第三紀	鮮新世	久米層		Km	砂質泥岩

不整合

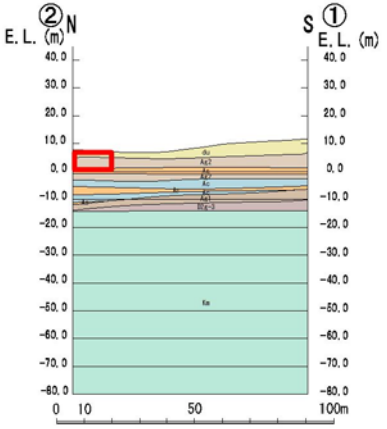
図 4.2－11　As 層の液状化強度試験試料採取位置②

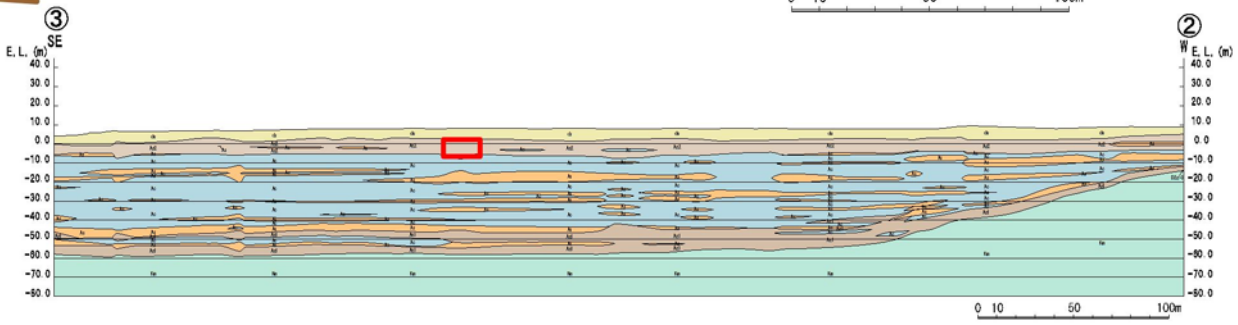


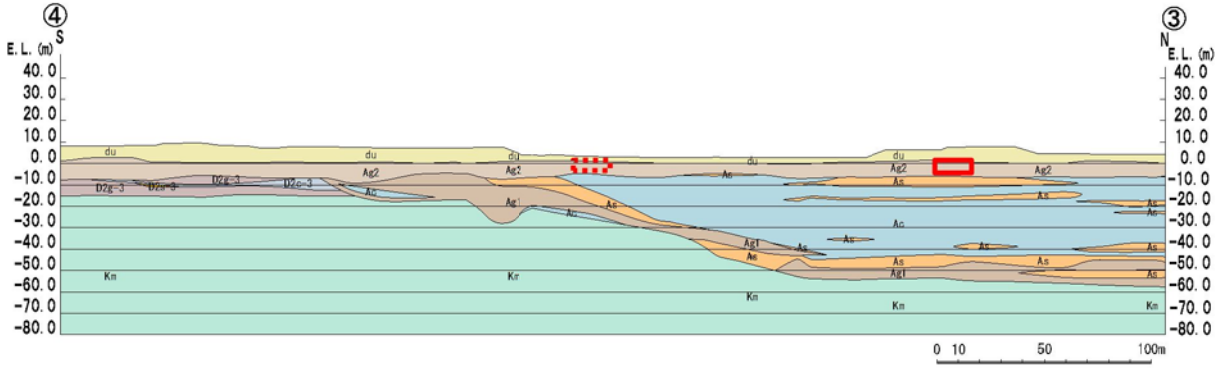
○ 調査孔
■ 設置変更許可申請時の液状化強度試験箇所
■ 追加液状化強度試験箇所

調査孔と液状化強度試験箇所（Ag2層）

凡例
液状化強度試験箇所（設置変更許可申請段階）
液状化強度試験箇所（設置変更許可申請段階，投影）
液状化強度試験箇所（追加調査）
液状化強度試験箇所（追加調査，投影）





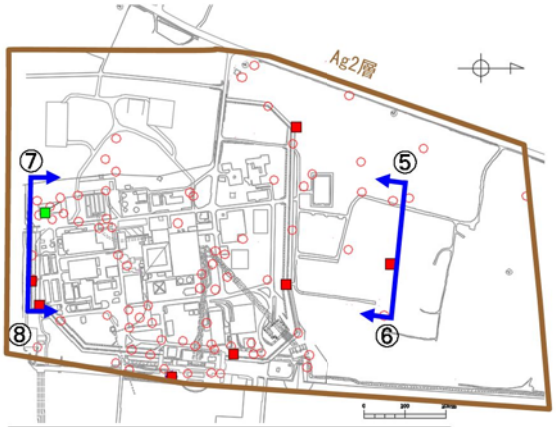


地 質 構 成 表

地質時代		地質区分			記号	岩相
第四紀	完新世	砂丘砂層			du	砂
		沖積層		a1	Ag2	砂礫
					Ac	粘土
					As	砂
					Ag1	砂礫
	更新世	段丘堆積物		D2	D2c-3	シルト
					D2s-3	砂
					D2g-3	砂礫
					D2c-2	シルト
					D2g-2	砂礫
				D1	lm	ローム
					D1c-1	シルト
					D1g-1	砂礫
新第三紀	鮮新世	久米層			Km	砂質泥岩

不整合

図 4.2－12　Ag2 層の液状化強度試験試料採取位置①



○ 調査孔
■ 設置変更許可申請時の液状化強度試験箇所
■ 追加液状化強度試験箇所

調査孔と液状化強度試験箇所（Ag2層）

地 質 構 成 表

地質時代		地質区分		記号	岩相
第四紀	完新世	砂丘砂層		du	砂
		沖積層	a1	Ag2	砂礫
				Ac	粘土
				As	砂
				Ag1	砂礫
	更新世	段丘堆積物	D2	D2c-3	シルト
				D2s-3	砂
				D2g-3	砂礫
				D2c-2	シルト
				D2g-2	砂礫
			D1	lm	ローム
				D1c-1	シルト
				D1g-1	砂礫
新第三紀	鮮新世	久米層		Km	砂質泥岩

不整合

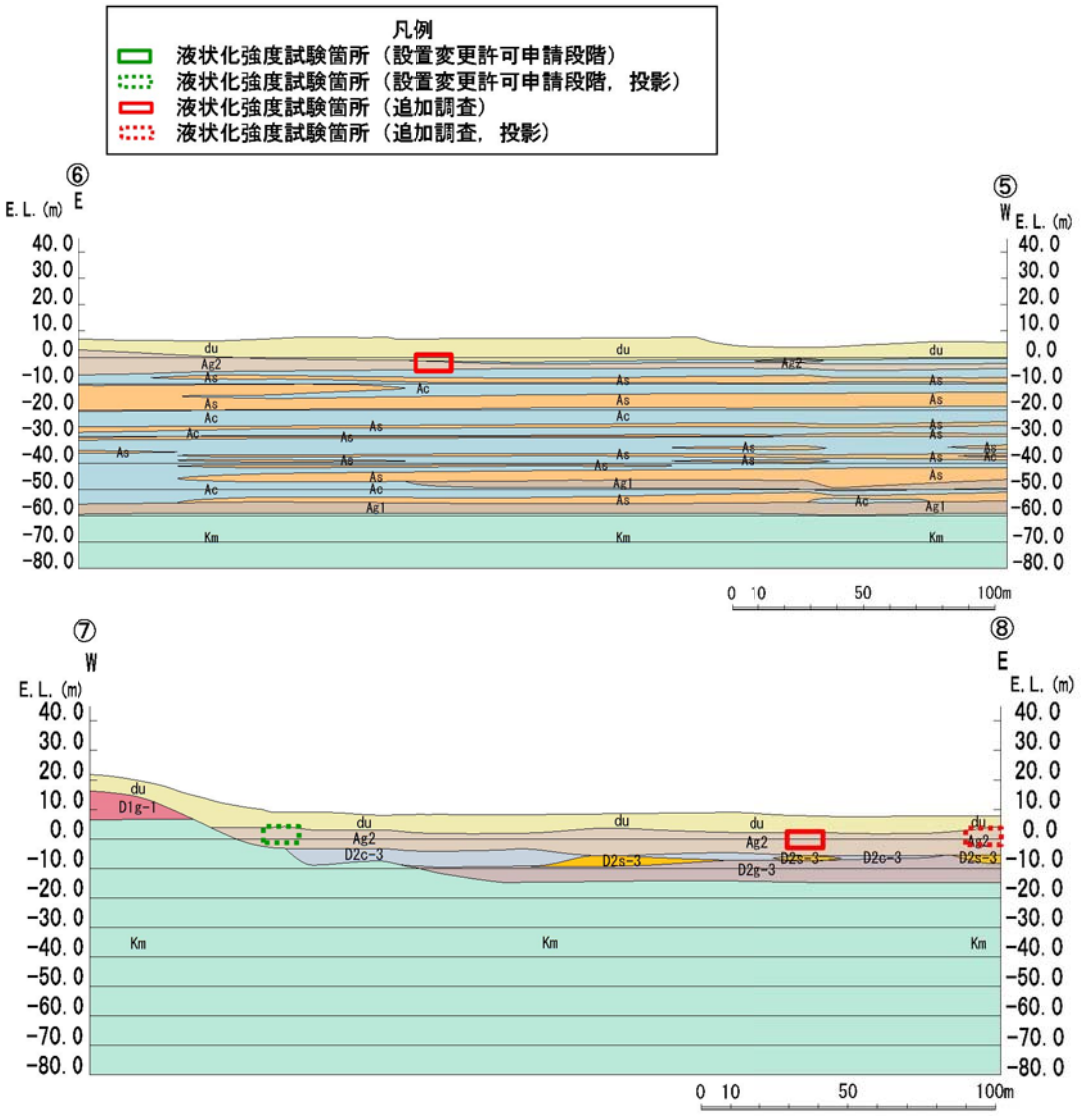
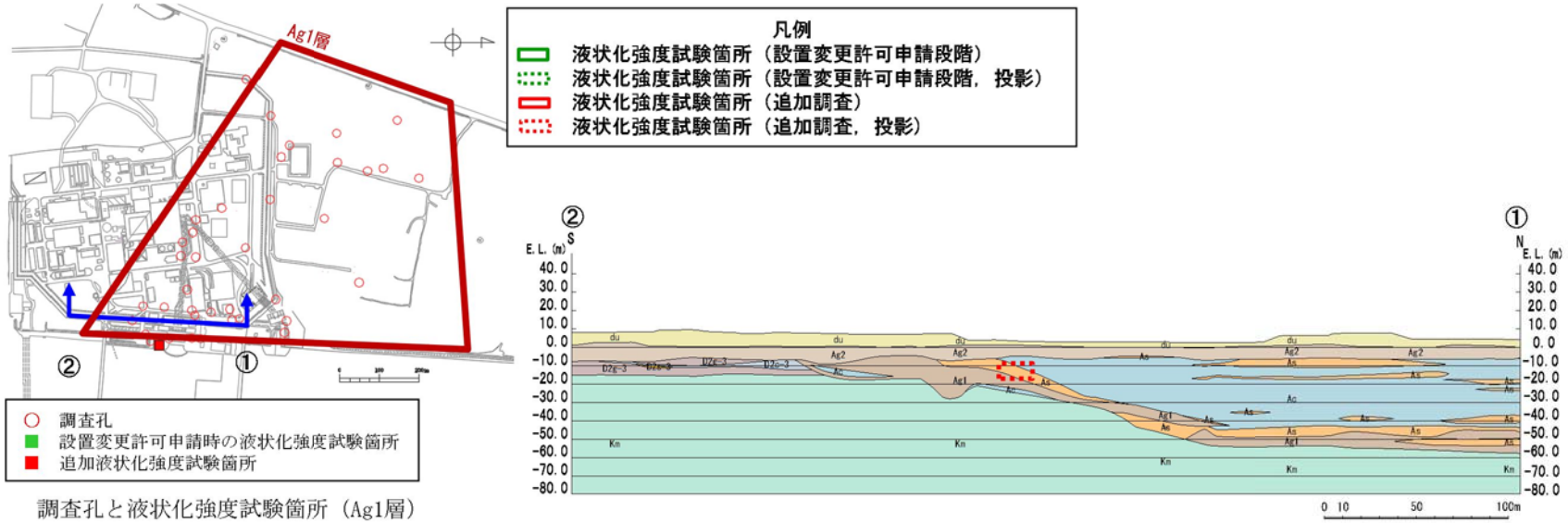


図 4.2－13　Ag2 層の液状化強度試験試料採取位置②

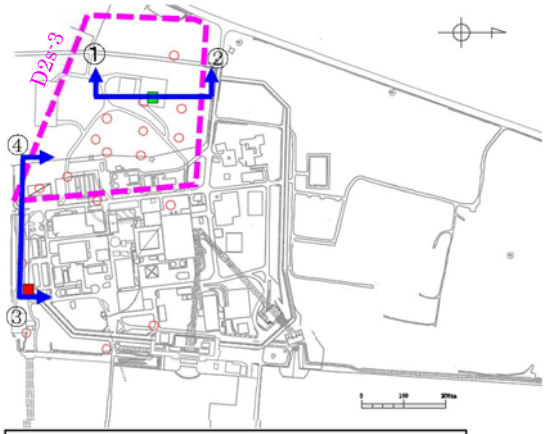


調査孔と液状化強度試験箇所（Ag1層）

地 質 構 成 表

地質時代		地質区分			記号	岩相
第四紀	完新世	砂丘砂層			du	砂
		沖積層		a1	Ag2	砂礫
					Ac	粘土
					As	砂
					Ag1	砂礫
	更新世	段丘堆積物			D2c-3	シルト
					D2s-3	砂
				D2	D2g-3	砂礫
					D2c-2	シルト
					D2g-2	砂礫
					Im	ローム
				D1	D1c-1	シルト
					D1g-1	砂礫
新第三紀	鮮新世	久米層			Km	砂質泥岩
						不整合

図 4.2－14　Ag1 層の液状化強度試験試料採取位置



○ 調査孔
■ 設置変更許可申請時の液状化強度試験箇所
■ 追加液状化強度試験箇所

調査孔と液状化強度試験箇所（D2g-3層）

地 質 構 成 表

地質時代		地質区分		記号	岩相
第四紀	完新世	砂丘砂層		du	砂
		沖積層	a1	Ag2	砂礫
				Ac	粘土
				As	砂
				Ag1	砂礫
	更新世	段丘堆積物	D2	D2c-3	シルト
				D2s-3	砂
				D2g-3	砂礫
				D2c-2	シルト
				D2g-2	砂礫
			D1	Im	ローム
				D1c-1	シルト
				D1g-1	砂礫
新第三紀	鮮新世	久米層		Km	砂質泥岩

不整合

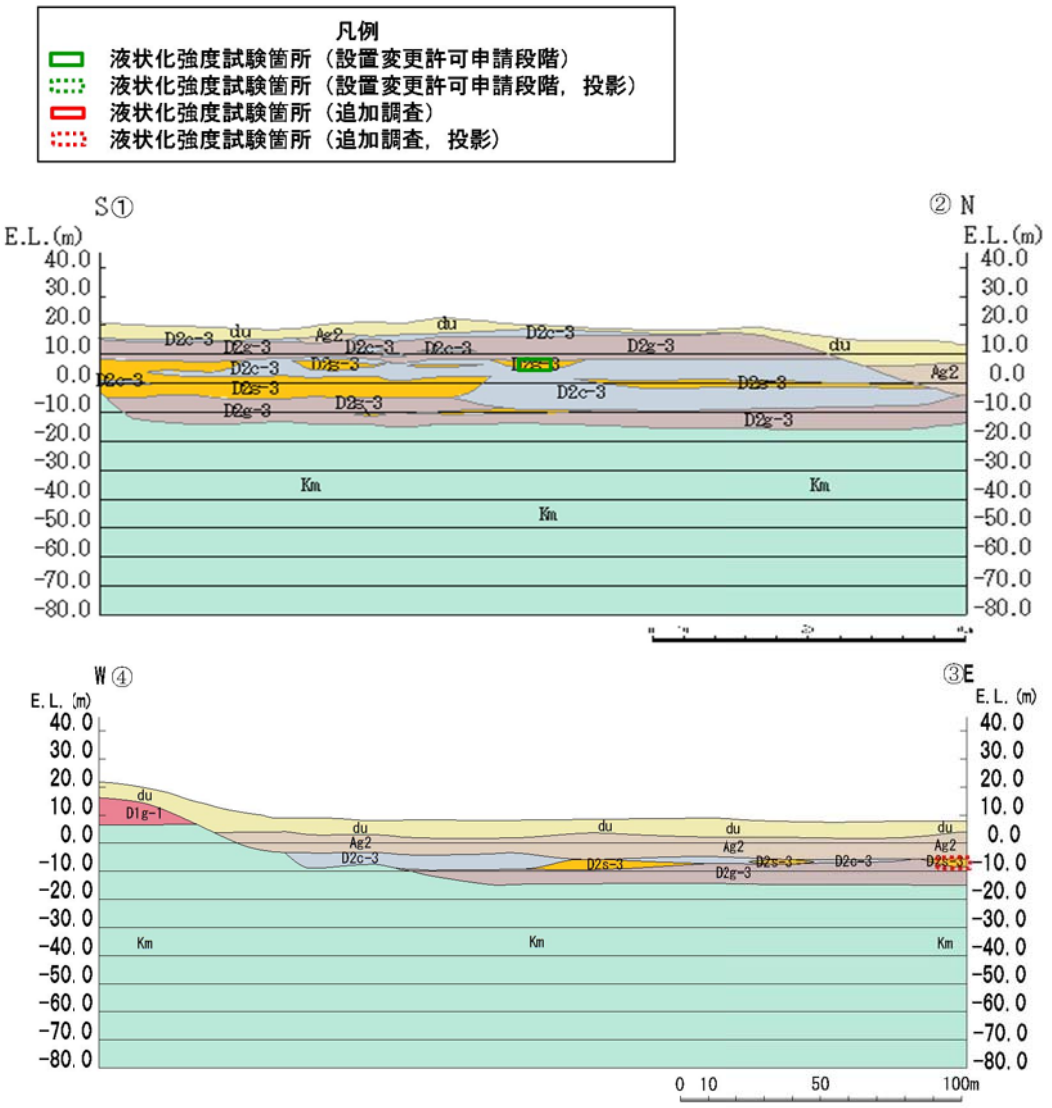


図 4.2－15　D2s-3 層の液状化強度試験試料採取位置

調査孔と液状化強度試験箇所（D2g-3層）

地 質 構 成 表

地質時代		地質区分		記号	岩相
第四紀	完新世	砂丘砂層		du	砂
		沖積層	a1	Ag2	砂礫
				Ac	粘土
				As	砂
				Ag1	砂礫
	更新世	段丘堆積物	D2	D2c-3	シルト
				D2s-3	砂
				D2g-3	砂礫
				D2c-2	シルト
				D2g-2	砂礫
			D1	lm	ローム
				D1c-1	シルト
				D1g-1	砂礫
新第三紀	鮮新世	久米層		Km	砂質泥岩

不整合

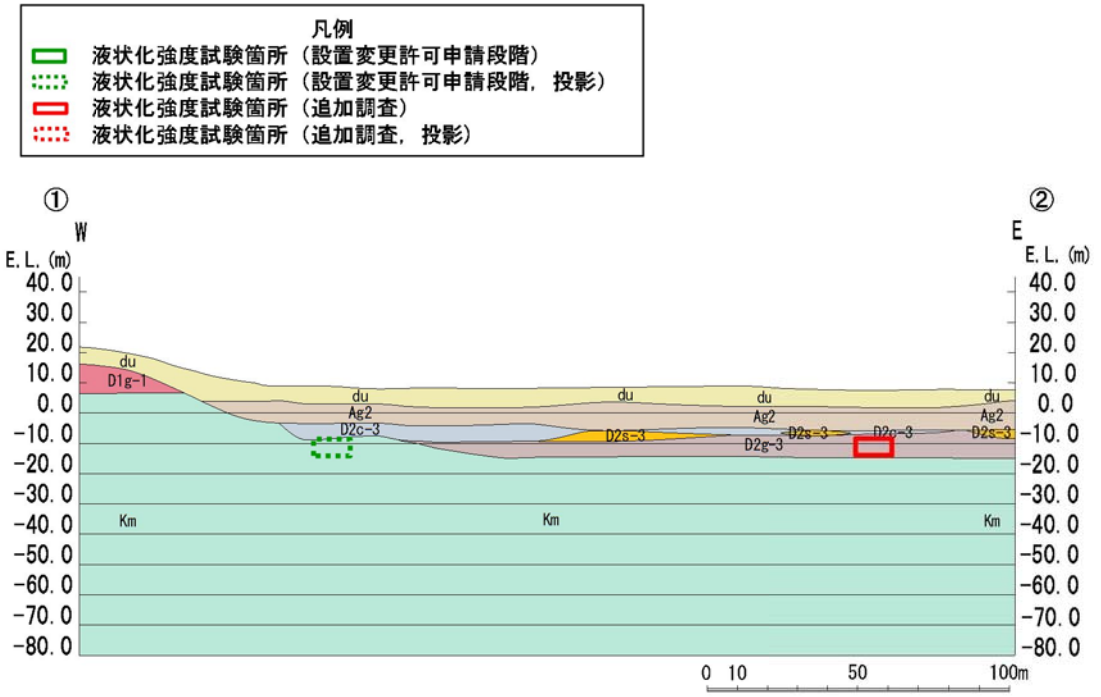
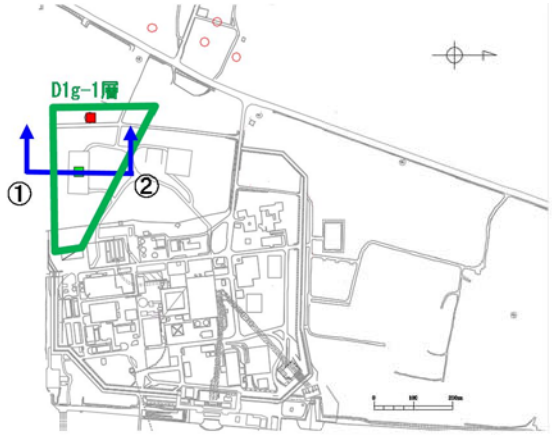
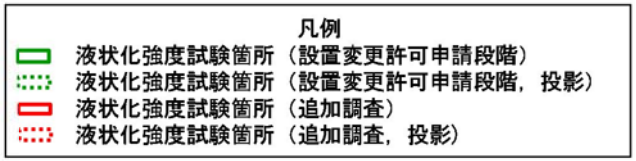


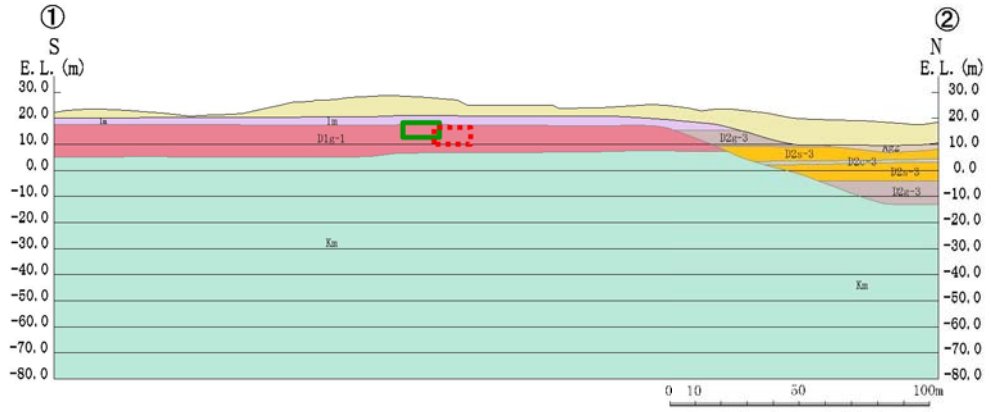
図 4.2－16　D2g-3 層の液状化強度試験試料採取位置



○ 調査孔
■ 設置変更許可申請時の液状化強度試験箇所
■ 追加液状化強度試験箇所

調査孔と液状化強度試験箇所（D1g-1層）





地 質 構 成 表

地質時代		地質区分		記号	岩相
第四紀	完新世	砂丘砂層		du	砂
		沖積層	al	Ag2	砂礫
				Ac	粘土
				As	砂
				Ag1	砂礫
	更新世	段丘堆積物	D2	D2c-3	シルト
				D2s-3	砂
				D2g-3	砂礫
				D2c-2	シルト
				D2g-2	砂礫
			D1	Im	ローム
				D1c-1	シルト
				D1g-1	砂礫
新第三紀	鮮新世	久米層		Km	砂質泥岩

不整合

図 4.2－17　D1g-1 層の液状化強度試験試料採取位置

b.　液状化強度試験箇所の代表性及び網羅性

道路橋示方書に基づく液状化強度比 R_Lの算定においては，標準貫入試験のＮ値を有効土被り圧 98 kN/m^{2}で基準化した換算Ｎ値（N_1値）を用いる。また，細粒分含有率 Fc 及び平均粒径 D_{50}を用いてN_1値を補正することにより，粒度による液状化強度比への影響を考慮する。各指針類における液状化強度比 R_Lの算定で用いる地盤物性を表 4.2－8 に示す。

液状化強度試験箇所の代表性及び網羅性の確認を目的に，液状化強度比 R_Lと良い相関関係を示すＮ値，細粒分含有率 Fc を指標とする。さらに，粒径加積曲線を参考指標として選定し，液状化強度試験箇所と敷地内調査孔の比較を実施する。

最後に，液状化強度試験箇所と敷地内調査孔におけるＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて算定される液状化強度比 R_Lの平均値を比較することで，液状化強度試験箇所の代表性及び網羅性を確認した。

表 4.2－8　指針類における液状化強度比 R_Lと地盤物性の関係

指針類名	液状化強度比 R_Lの算定に用いる主な地盤物性	液状化強度比 R_Lの補正に用いる地盤物性
道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，日本道路協会，平成 24 年 (下水道施設の耐震対策指針と解説，日本下水道協会，2014) (河川砂防技術基準(案)同解説，日本河川協会編，1997) (高圧ガス設備等耐震設計指針，高圧ガス保安協会，平成 24 年)	Ｎ値	細粒分含有率 Fc 平均粒径 D_{50}
港湾の施設の耐震設計に係る当面の借置(その 2)，日本港湾協会，平成 19 年(部分改正　平成 24 年)		細粒分含有率 Fc
建築基礎構造設計指針，日本建築学会，2001 (水道施設耐震工法指針・解説，日本水道協会，2009)		細粒分含有率 Fc
鉄道構造物等設計標準・同解説　耐震設計，(財)鉄道総合技術研究所，平成 24 年		細粒分含有率 Fc 平均粒径 D_{50}

・du 層

du 層は，敷地内全域に広く分布する，砂が主体の完新世の砂質土層である。図 4.2－18 に，du 層の敷地内調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の位置を示す。

図 4.2－19 に，du 層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の粒度試験による粒径加積曲線を示す。du 層の粒度分布のばらつきは小さく，液状化強度試験箇所の粒度分布は敷地内調査孔の粒度分布とおおむね同様である。

図 4.2－20 に，du 層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のＮ値，細粒分含有率 Fc 及びＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_Lの深度分布を示す。また，図中には，液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の各々の値の平均，平均±1σ の値を表記している。

液状化強度試験箇所近傍孔の平均Ｎ値は敷地内調査孔の平均Ｎ値より小さい。また，液状化強度試験箇所の平均細粒分含有率 Fc は敷地内調査孔の平均細粒分含有率 Fc よりやや大きめである。これは道路橋示方書式による液状化強度比 R_Lの算定において，細粒分含有率 Fc の影響を考慮しない範囲（0%≦Fc＜10%）の値である。

以上のＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_Lは液状化強度試験箇所の平均値が敷地内全調査孔の平均値よりも小さいことから，液状化強度試験箇所が敷地内の du 層に対して代表性及び網羅性を有していることを確認した。

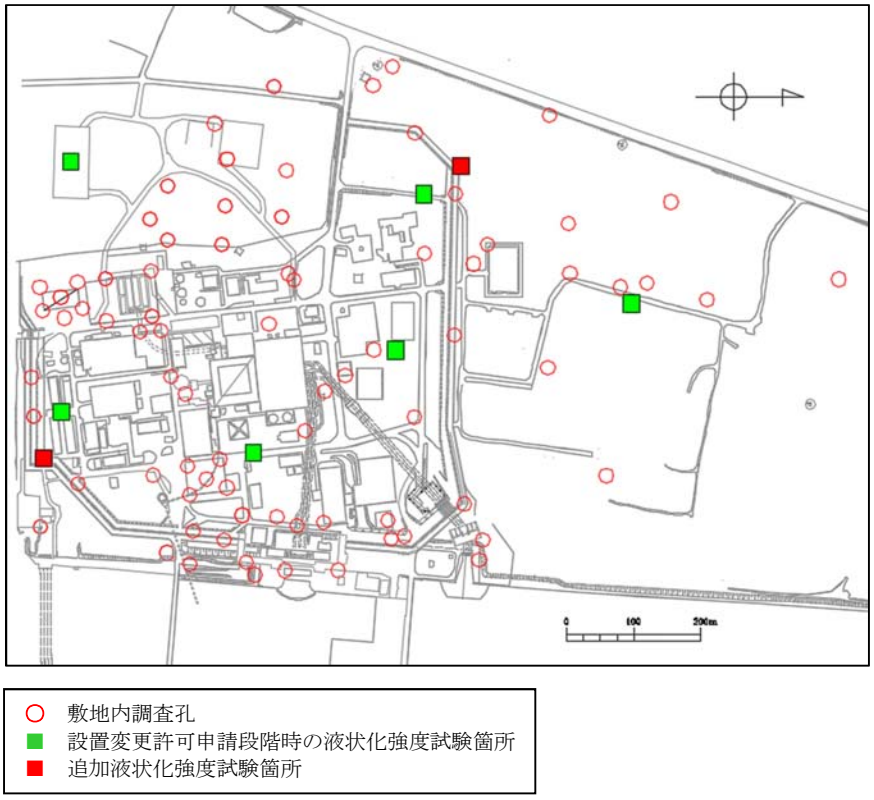


図 4.2－18　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔（du 層）

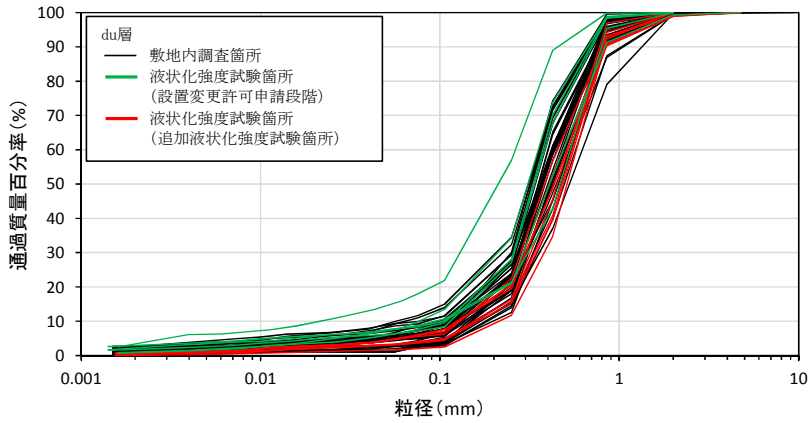
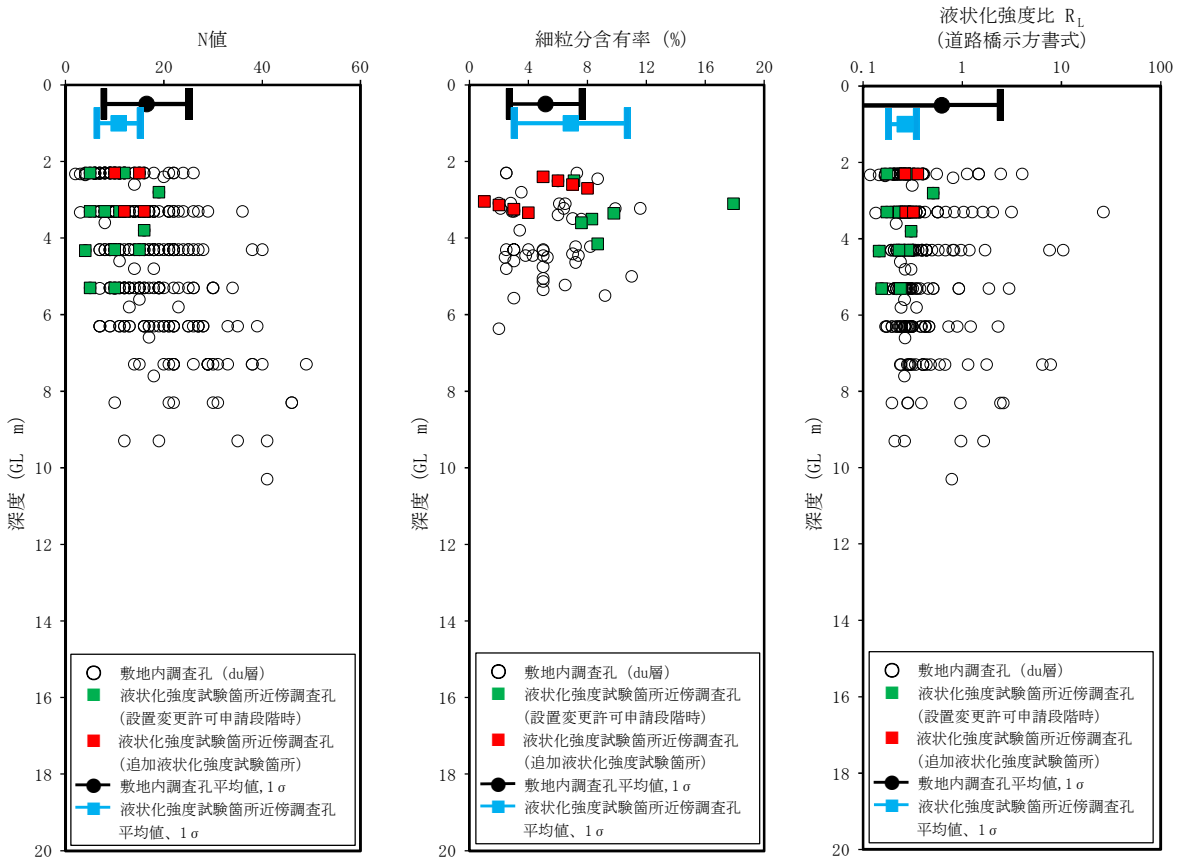


図 4.2－19　粒径加積曲線（du 層）



N 値　　細粒分含有率　　液状化強度比 R_L

（道路橋示方書式より算出）

図 4.2－20　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式による液状化強度比 R_L の比較（du 層）

・As 層

As 層は，敷地北部に沖積粘土層（Ac）に挟在する形で分布する，細粒分を多く含有する砂質土層である。図 4.2－21 に，As 層の敷地内調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の位置を示す。

図 4.2－22 に，As 層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の粒度試験による粒径加積曲線を示す。液状化強度試験箇所の粒径加積曲線は，敷地内調査孔の粒径加積曲線と比較し，より均一な粒径分布を示し，敷地内調査孔の試験結果の範囲内である。

図 4.2－23 に，As 層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のＮ値，細粒分含有率 Fc 及びＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_Lの深度分布を示す。また，図中には液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の各々の値の平均，平均±1σ の値を表記している。

液状化強度試験箇所近傍孔の平均Ｎ値は敷地内調査孔の平均Ｎ値より小さい。また，液状化強度試験箇所の平均細粒分含有率 Fc は，敷地内調査孔の平均細粒分含有率 Fc より小さく，敷地内調査孔の下限付近の値を示す。これは道路橋示方書式による液状化強度比 R_Lの算定において，細粒分含有率 Fc の影響を考慮する範囲（Fc≧10%）の値である。

以上のＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_Lは液状化強度試験箇所の平均値が敷地内調査孔の平均値よりも小さいことから，液状化強度試験箇所が敷地内の As 層に対して代表性及び網羅性を有していることを確認した。

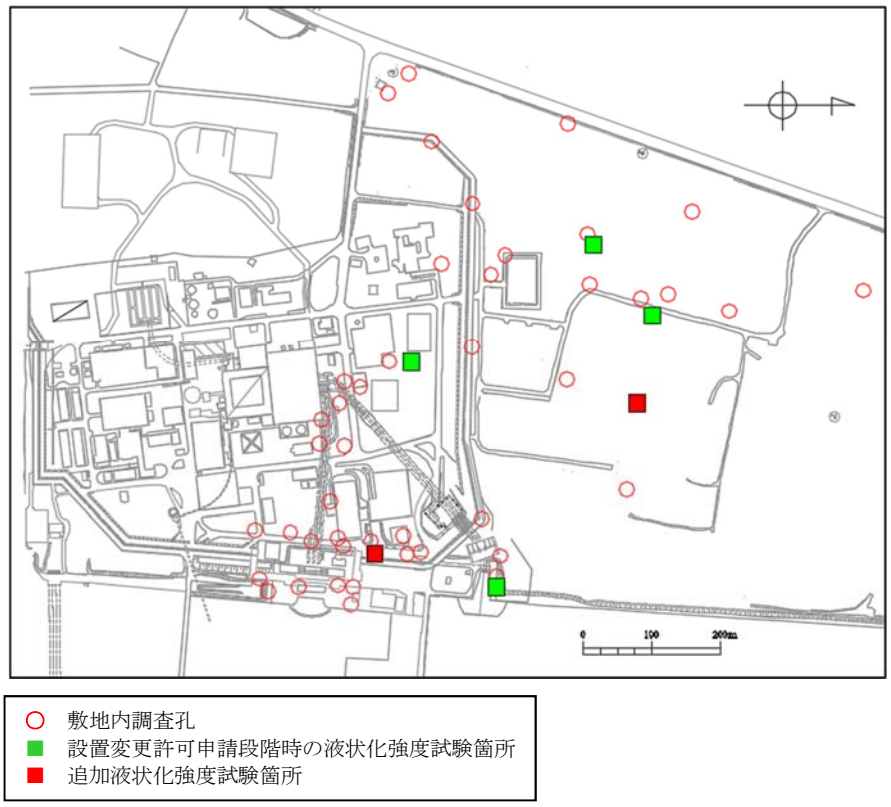


図 4.2－21　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔（As 層）

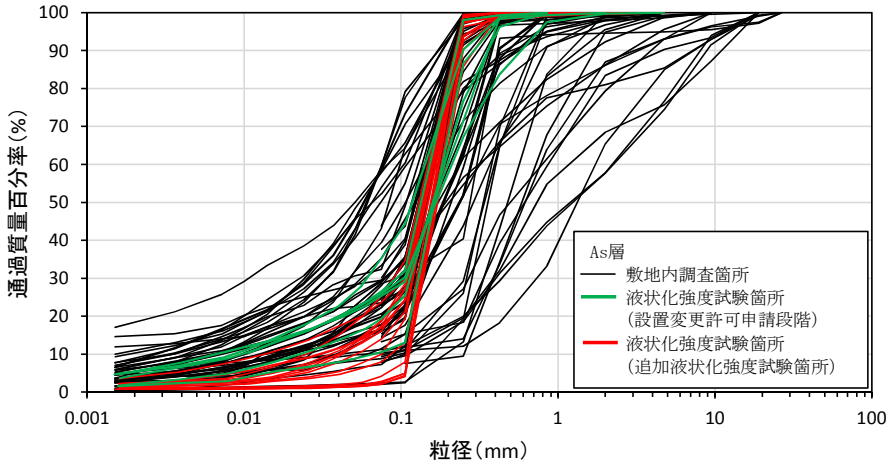
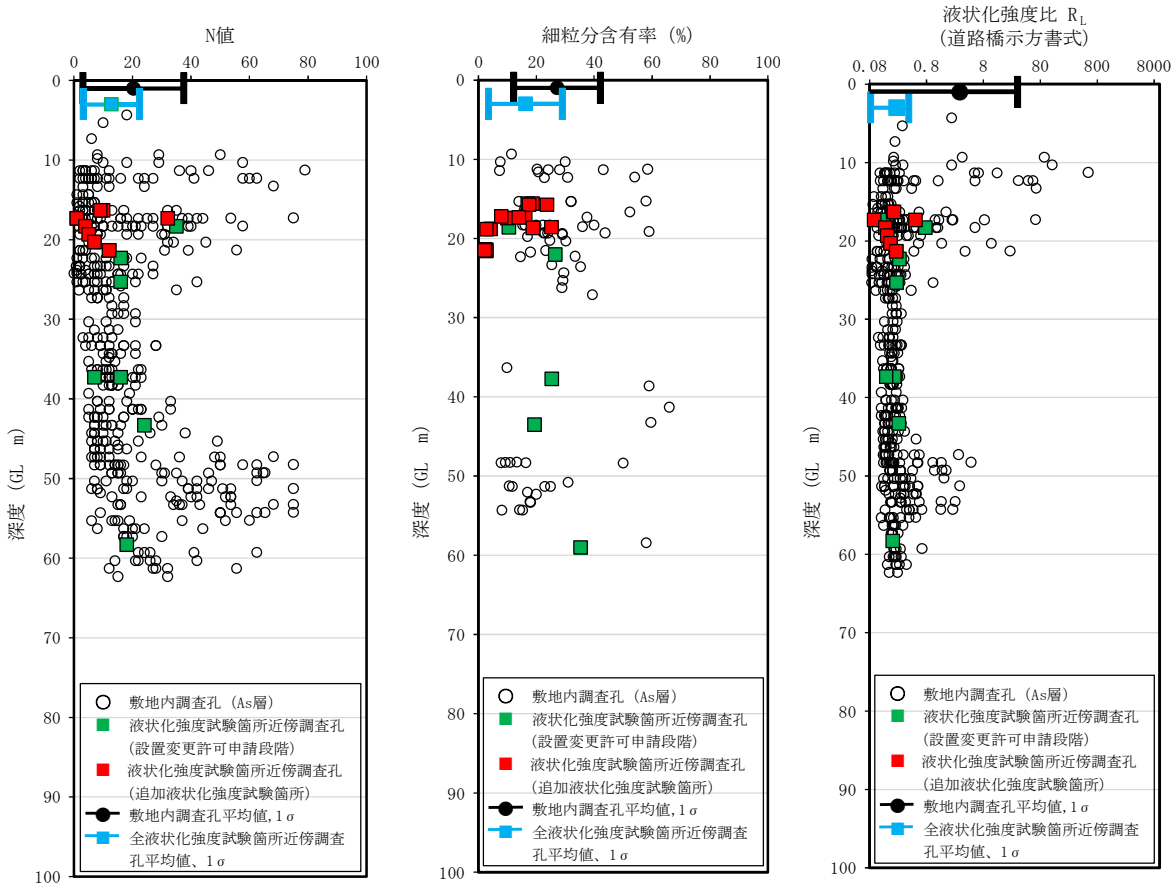


図 4.2－22　粒径加積曲線（As 層）



N 値　　細粒分含有率　　液状化強度比 R_L

（道路橋示方書式より算出）

図 4.2－23　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式による液状化強度比 R_L の比較（As 層）

・Ag2 層

Ag2 層は，敷地内全域に広く分布する，礫と砂を主体とする完新世の礫質土層である。図 4.2－24 に，Ag2 層の敷地内調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の位置を示す。

図 4.2－25 に，Ag2 層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の粒度試験による粒径加積曲線を示す。液状化強度試験箇所の粒径加積曲線は，敷地内調査孔の粒径加積曲線と比較し，より均一な粒径分布を示し，敷地内調査孔の試験結果の範囲内である。

図 4.2－26 に，Ag2 層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のＮ値，細粒分含有率 Fc 及びＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式により算定される液状化強度比 R_L の深度分布を示す。また，図中には液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の各々の値の平均及び平均±1σの値を表記している。

液状化強度試験箇所の平均Ｎ値は敷地内調査孔の平均Ｎ値より小さい。また，液状化強度試験箇所の平均細粒分含有率 Fc は敷地内調査孔の平均細粒分含有率 Fc より小さい。これは道路橋示方書式による液状化強度比 R_L の算定において，細粒分含有率 Fc の影響を考慮しない範囲（0%≦Fc＜10%）の値である。

以上のＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_L は液状化強度試験箇所の平均値が敷地内調査孔の平均値よりも小さいことから，液状化強度試験箇所が敷地内の Ag2 層に対して代表性及び網羅性を有していることを確認した。

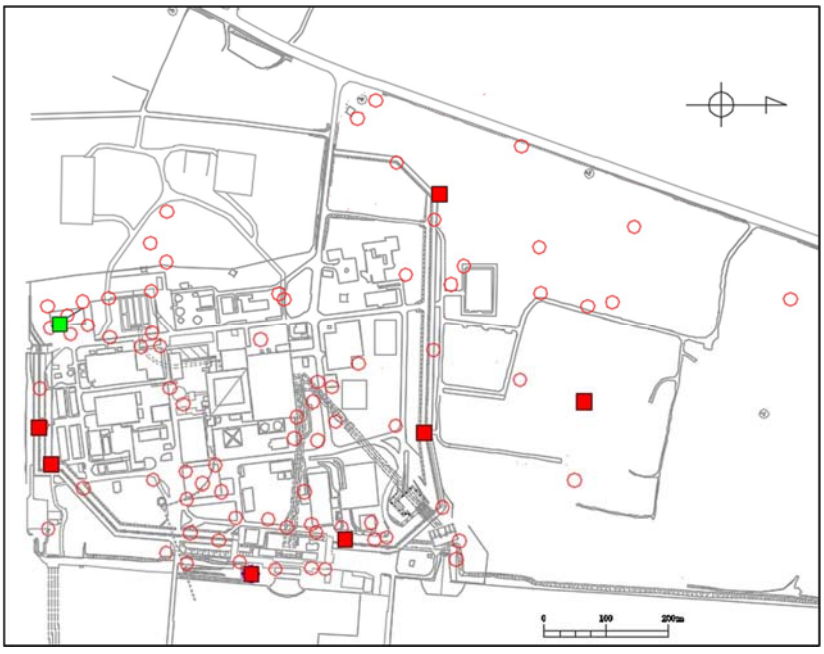


図 4.2－24　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔（Ag2 層）

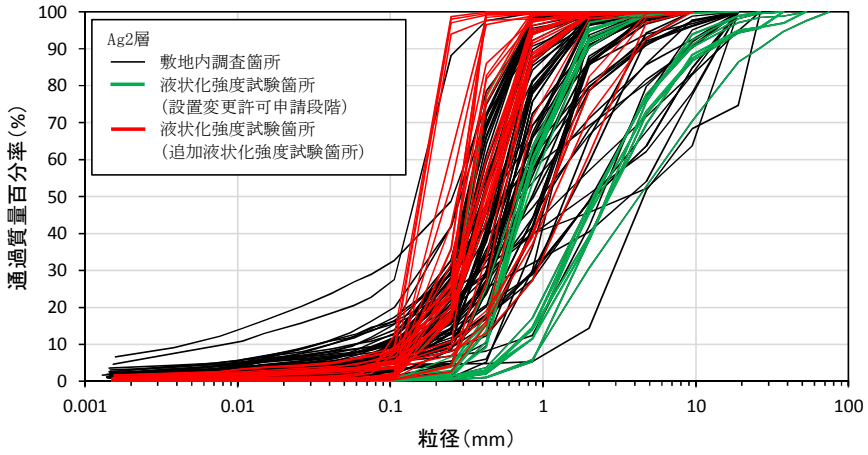
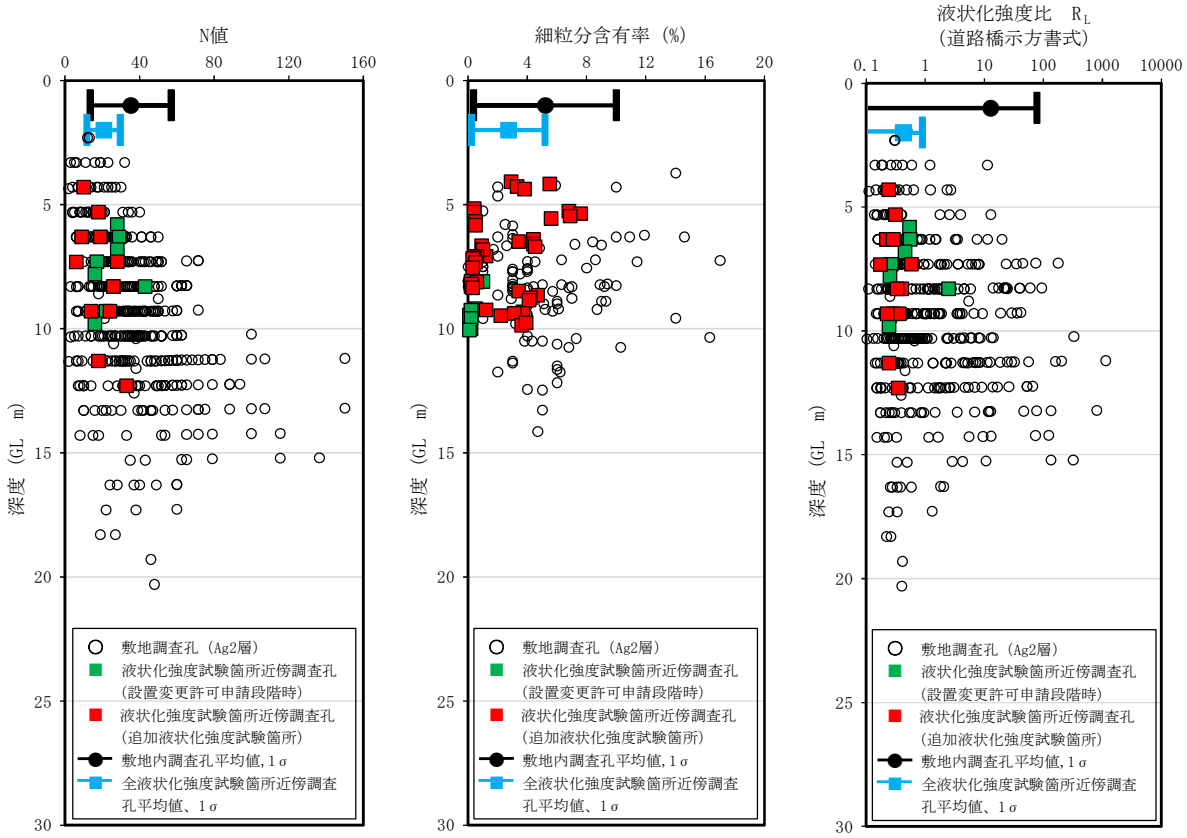


図 4.2－25　粒径加積曲線（Ag2 層）



N 値　　細粒分含有率　　液状化強度比 R_L

（道路橋示方書式より算出）

図 4.2－26　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式による液状化強度比 R_L の比較（Ag2 層）

・Ag1 層

Ag1 層は，敷地北部において，GL－60m 前後の深度に分布する，巨礫を含む硬質な完新世の礫質土層である。図 4.2－27 に，Ag1 層の敷地内調査孔及び追加液状化強度試験箇所の位置を示す。

図 4.2－28 に，Ag1 層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の粒度試験による粒径加積曲線を示す。液状化強度試験箇所は，礫から粘土までの広い粒度分布を示し，敷地内調査孔の試験結果とおおむね同様の粒度分布を示す。

図 4.2－29 に，Ag1 層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のＮ値，細粒分含有率 Fc 及びＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式により算定される液状化強度比 R_Lの深度分布を示す。また，図中には，液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の各々の値の平均，平均±1σの値を表記している。

液状化強度試験箇所近傍孔の平均Ｎ値は敷地内調査孔の平均Ｎ値より小さい。また，液状化強度試験箇所の平均細粒分含有率 Fc は，敷地内調査孔の平均細粒分含有率 Fc より小さい。これは道路橋示方書式による液状化強度比 R_L算定時において，細粒分含有率の影響を考慮しない範囲（0%≦Fc＜10%）の値である。

以上のＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_Lは液状化強度試験箇所の平均値が敷地内調査孔の平均値より小さいことから，液状化強度試験箇所が敷地内の Ag1 層に対して代表性及び網羅性を有していることを確認した。

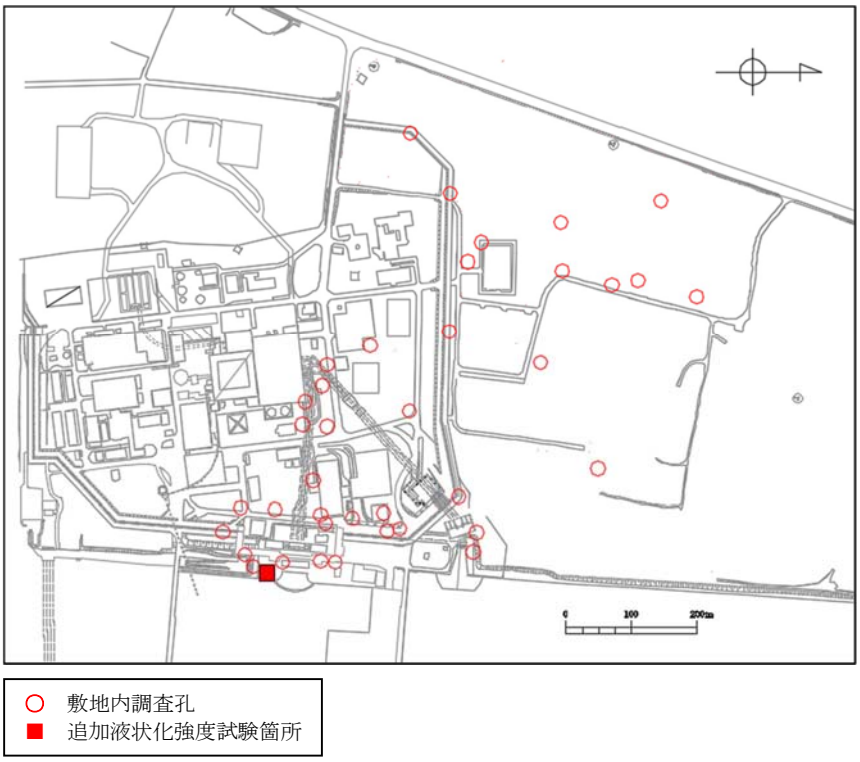


図 4.2－27　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔（Ag1 層）

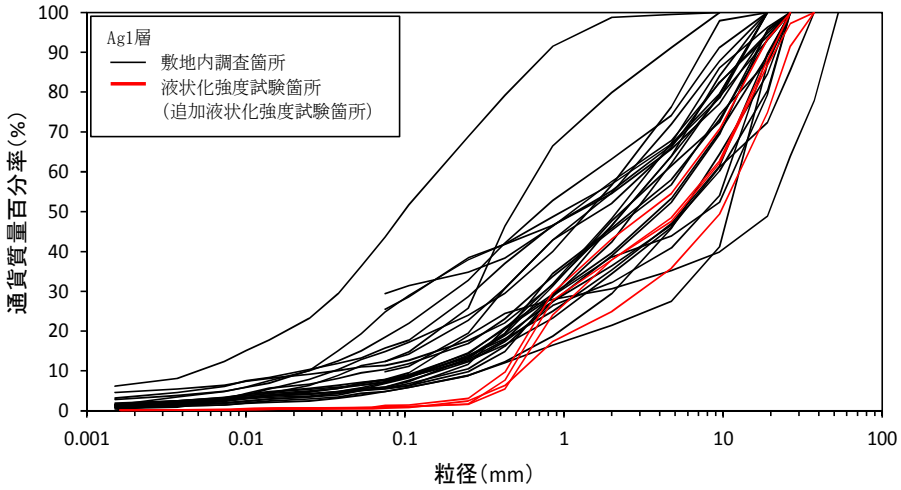
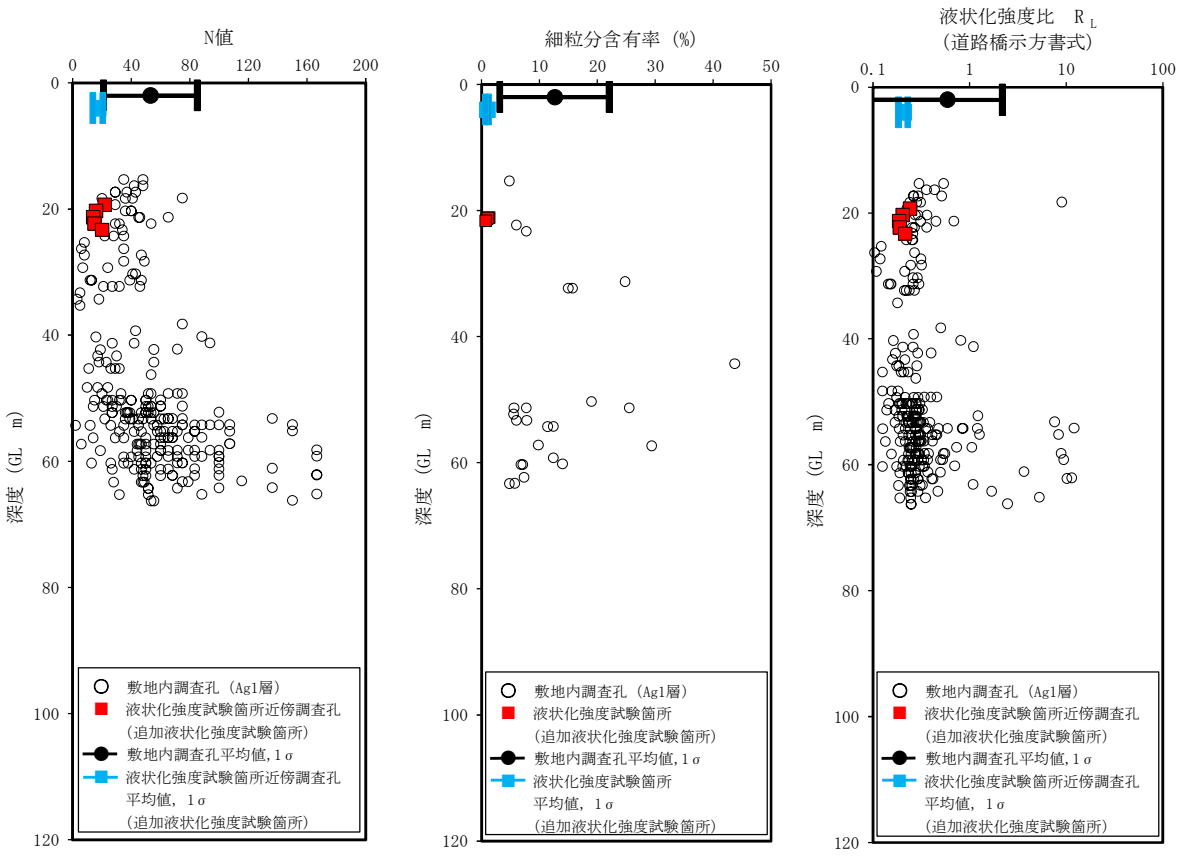


図 4.2－28　粒径加積曲線（Ag1 層）



N 値　　細粒分含有率　　液状化強度比 R_L

（道路橋示方書式より算出）

図 4.2－29　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のＮ値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式による液状化強度比 R_L の比較（Ag1 層）

・D2s-3 層

D2s-3 層は，敷地南西部の高台と海側の一部に局所的に分布する，砂が主体の細粒分を多く含有する更新世の砂質土層である。図 4.2－30 に，D2s-3 層の敷地内調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の位置を示す。

図 4.2－31 に，D2s-3 層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の粒度試験による粒径加積曲線を示す。液状化強度試験箇所は，おおむね均一な粒度分布を示し，敷地内調査孔の試験結果の範囲内である。

図 4.2－32 に，D2s-3 層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のＮ値，細粒分含有率 Fc 及びＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式により算定される液状化強度比 R_Lの深度分布を示す。また，図中には，液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の各々の値の平均，平均±1σの値を表記している。

液状化強度試験箇所近傍孔の平均Ｎ値は敷地内調査孔の平均Ｎ値より小さい。また，液状化強度試験箇所の平均細粒分含有率 Fc は，敷地内調査孔の平均細粒分含有率 Fc より小さい。これは道路橋示方書式による液状化強度比 R_Lの定時において，細粒分含有率 Fc の影響を考慮する範囲（10％≦Fc）の値である。

以上のＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_Lは液状化強度試験箇所の平均値が敷地内調査孔の平均値より小さいことから，液状化強度試験箇所が敷地内の D2s-3 層に対して代表性及び網羅性を有することを確認した。

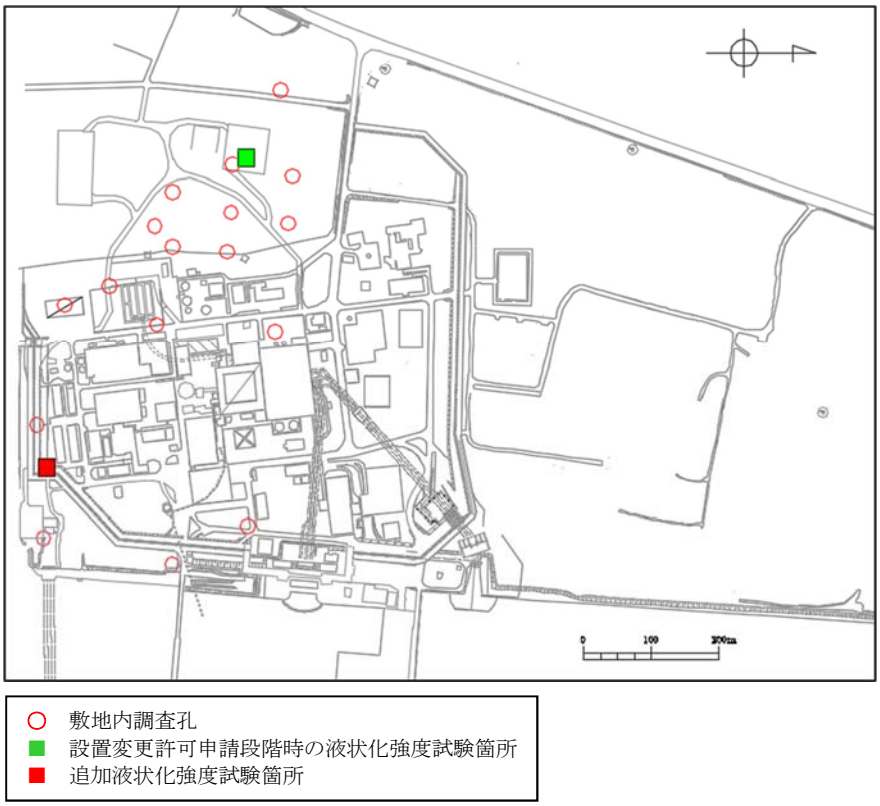


図 4.2－30　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔（D2s-3 層）

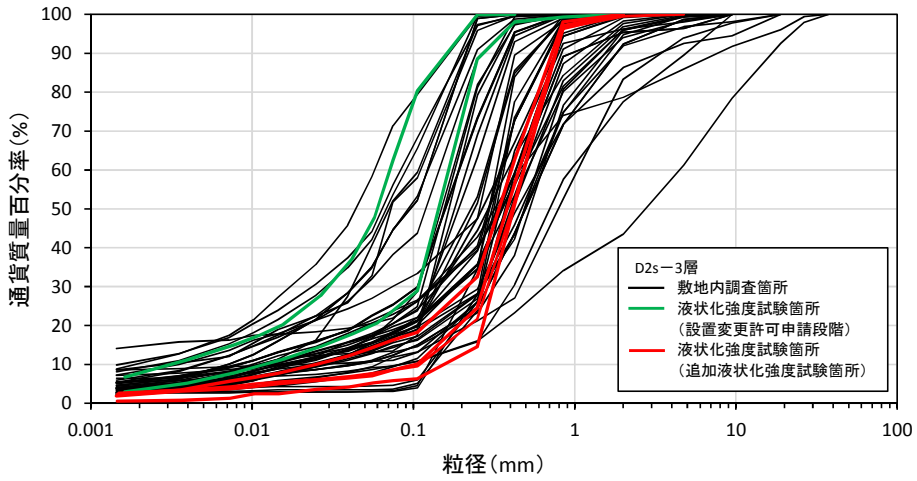
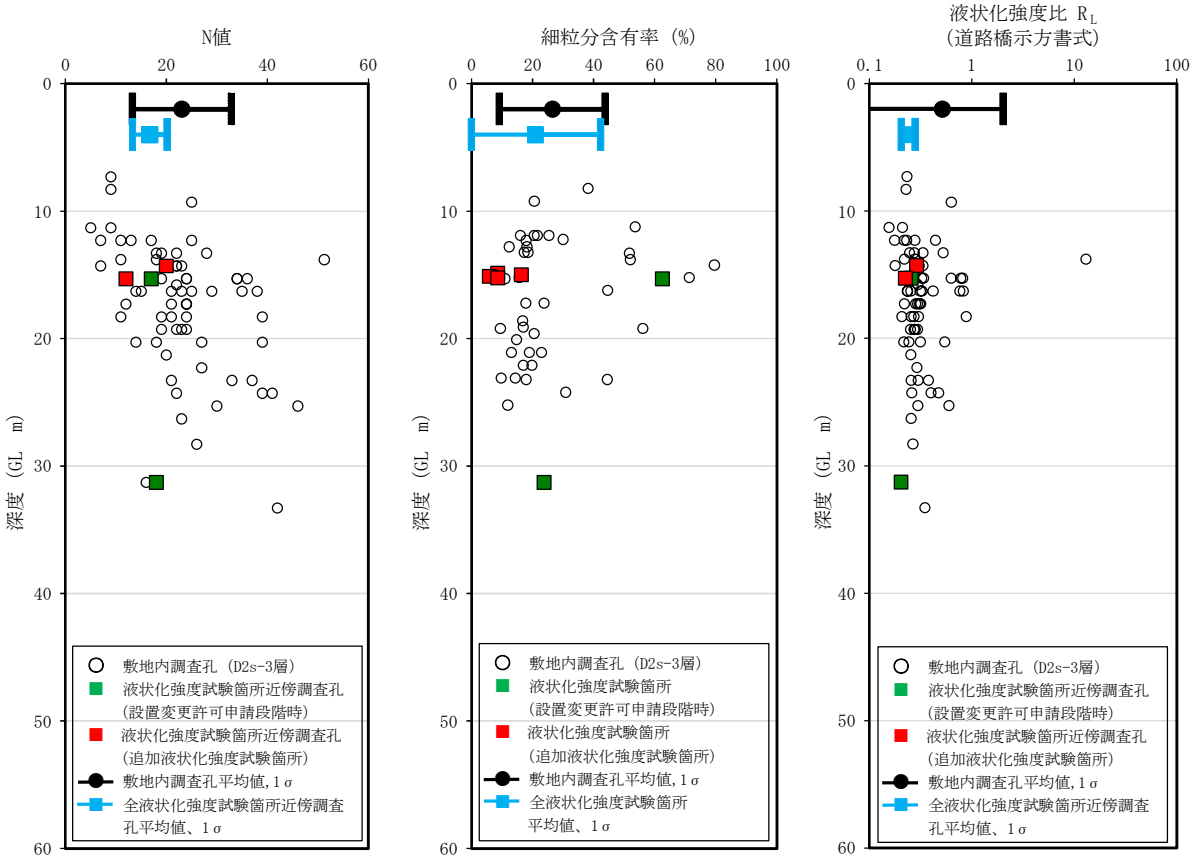


図 4.2－31　粒径加積曲線（D2s-3 層）



N 値　　細粒分含有率　　液状化強度比 R_L

（道路橋示方書式より算出）

図 4.2－32　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式による液状化強度比 R_L の比較（D2s-3 層）

・D2g-3 層

D2g-3 層は，敷地南部に分布する，巨礫を含有する硬質な更新世の礫質土層である。図 4.2－33 に，D2g-3 層の敷地内調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の位置を示す。

図 4.2－34 に，D2g-3 層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の粒度試験による粒径粒径加積曲線を示す。液状化強度試験箇所の粒径加積曲線は，広い範囲での粒径分布を示し，敷地内調査孔の試験結果の範囲内である。

図 4.2－35 に，液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のＮ値及び細粒分含有率 Fc の深度分布を示す。また，Ｎ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_Lの深度分布を示す。図中には，液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の各々の値の平均，平均±1σの値を表記している。

液状化強度試験箇所近傍孔の平均Ｎ値は敷地内調査孔の平均Ｎ値より小さい。また，液状化強度試験箇所の平均細粒分含有率 Fc は敷地内調査孔の平均細粒分含有率より小さい。これは道路橋示方書式による液状化強度比 R_Lの算定において，細粒分の影響を考慮しない範囲（0%≦Fc＜10%）の値である。

以上のＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_Lは液状化強度試験箇所の平均値が敷地内調査孔の平均値より小さいことから，液状化強度試験箇所が敷地内の D2g-3 層に対して代表性及び網羅性を有していることを確認した。

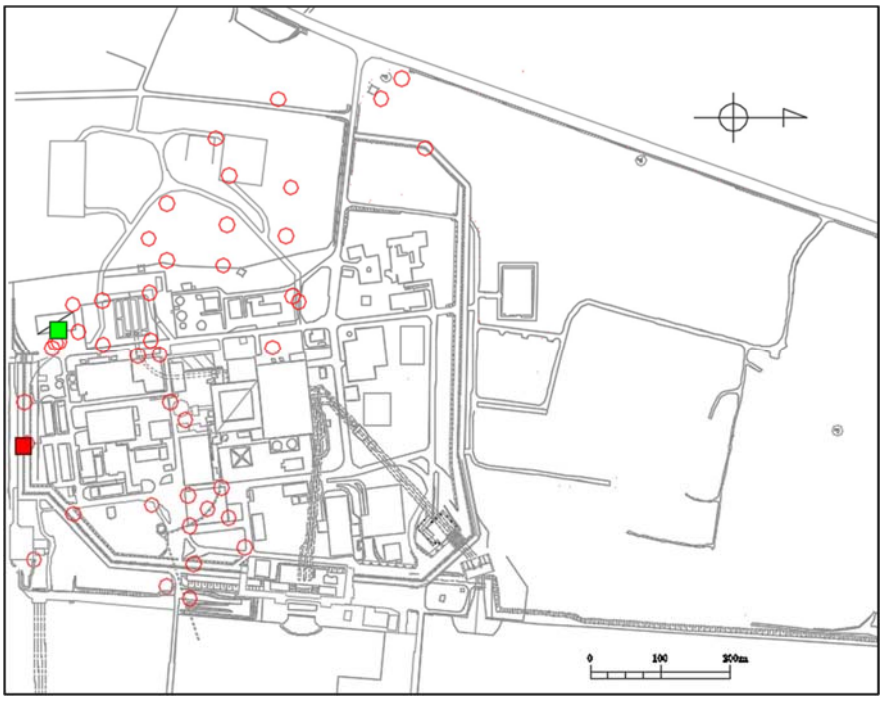


図 4.2－33　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔（D2g-3 層）

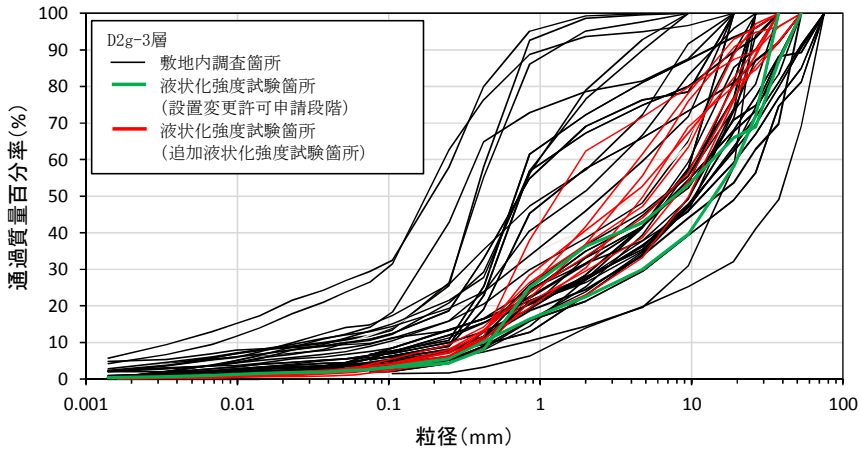
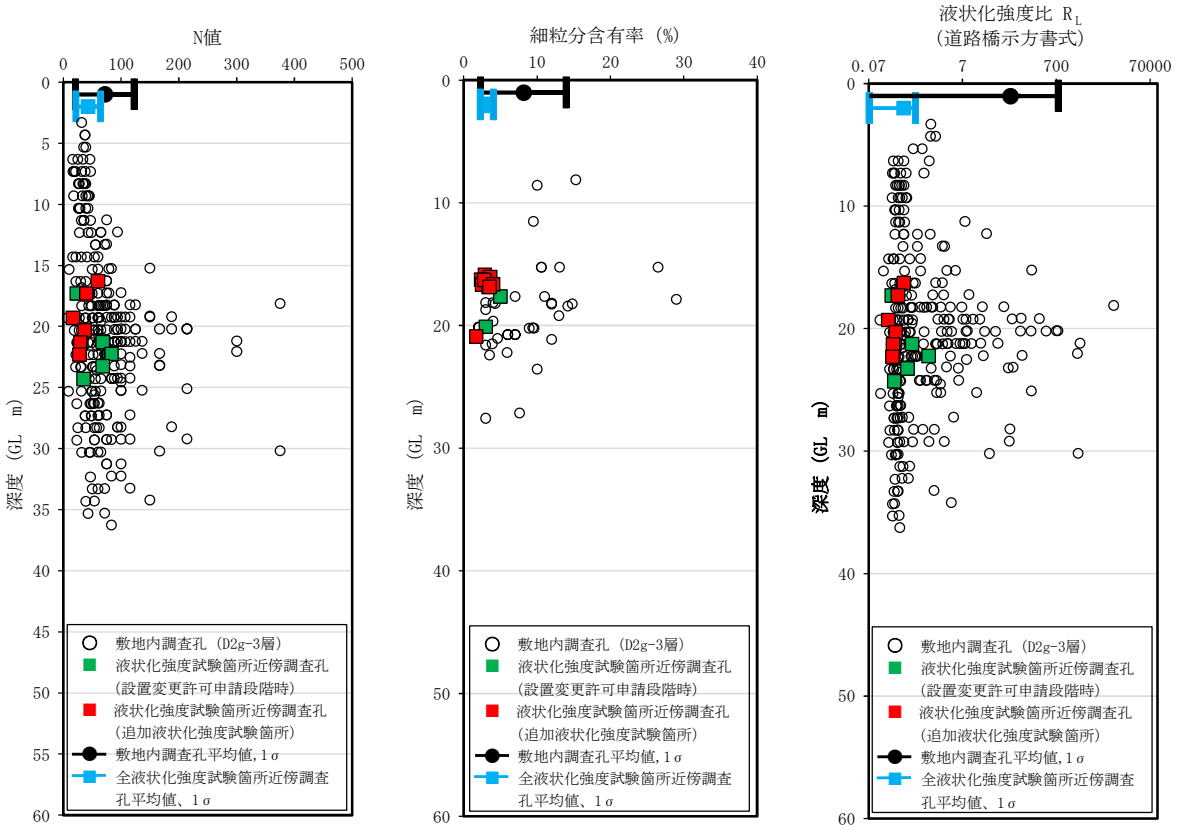


図 4.2－34　粒径加積曲線（D2g-3 層）



N 値　　細粒分含有率　　液状化強度比 R_L

（道路橋示方書式より算出）

図 4.2－35　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のＮ値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式による液状化強度比 R_L の比較（D2g-3 層）

・D1g-1 層

D1g-1 層は，敷地の南西部の高台に分布する，巨礫を含む硬質な更新世の礫質土層である。図 4.2－36 に，D1g-1 層の敷地内調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の位置を示す。

図 4.2－37 に，D1g-1 層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の粒度試験による粒径加積曲線を示す。設置変更許可申請段階の液状化強度試験箇所は砂が主体の粒径分布を示す。また，追加液状化強度試験箇所は，礫から粘性土までの広い範囲の粒径分布を示し，敷地内調査孔の試験結果と概ね同様の傾向を示す。

図 4.2－38 に，D1g-1 層の液状化強度試験箇所のＮ値，細粒分含有率 Fc 及びＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式に算定される液状化強度比 R_Lの深度分布を示す。図中には，液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の各々の値の平均，平均±1σの値を表記している。

液状化強度試験箇所近傍孔の平均Ｎ値は，敷地内調査孔の平均Ｎ値より若干大きくなっているが，液状化強度試験実施深度付近でのＮ値と比較すると小さい値を示す。また，液状化強度試験箇所の平均細粒分含有率 Fc は敷地内調査孔より小さい。これは道路橋示方書式による R_L算定時において，細粒分含有率 Fc の影響を考慮しない範囲（0%≦Fc＜10%）の値である。

以上のＮ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_Lは液状化強度試験箇所の平均値が敷地内調査孔の平均値より小さいことから，液状化強度試験箇所が敷地内の D1g-1 層に対して代表性及び網羅性を有していることを確認した。

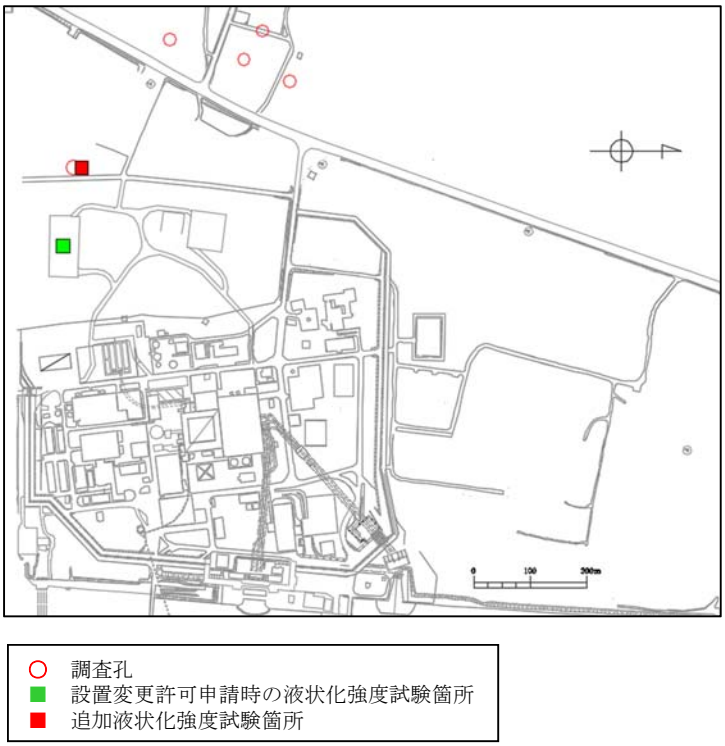


図 4.2－36　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔（D1g-1 層）

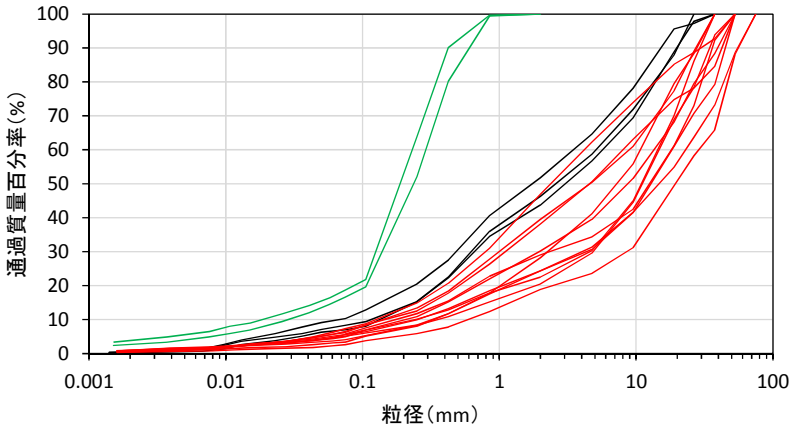
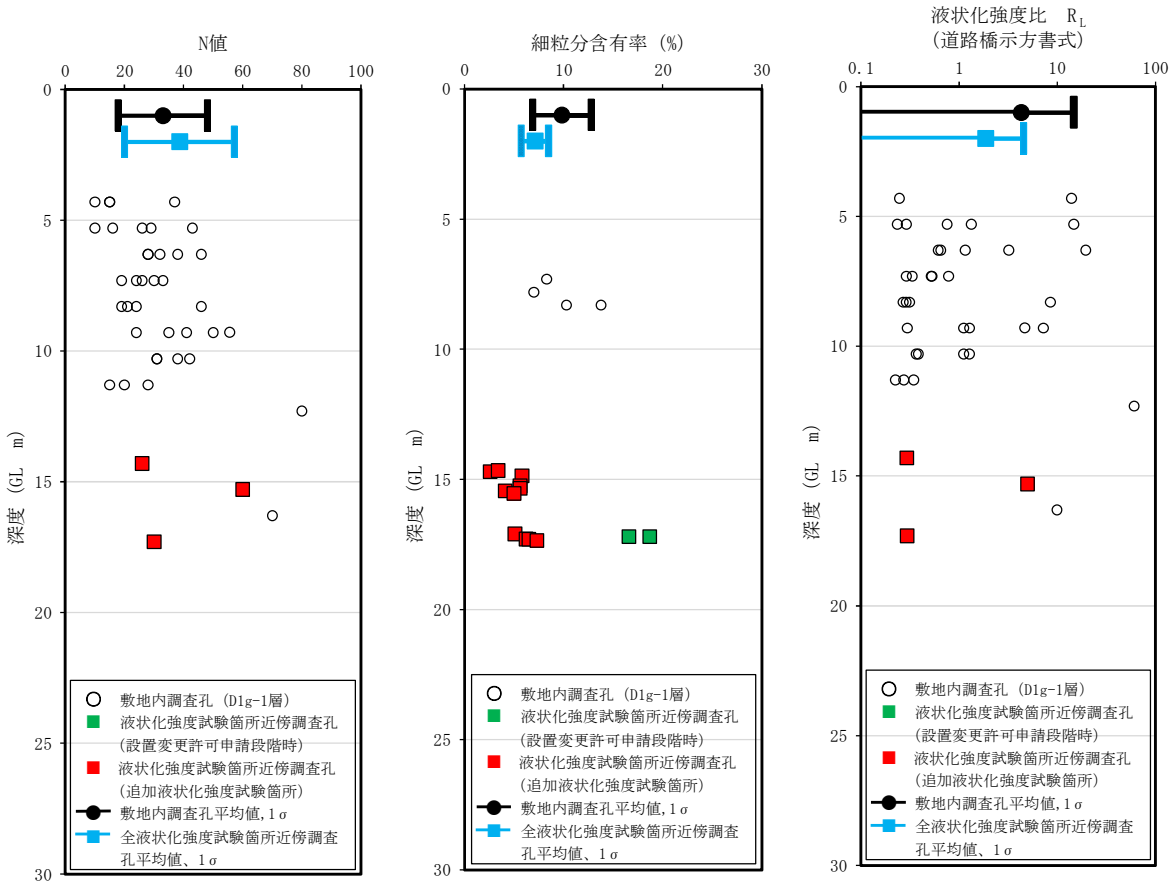


図 4.2－37　粒径加積曲線（D1g-1 層）



N 値　　細粒分含有率　　液状化強度比 R_L

（道路橋示方書式より算出）

図 4.2－38　液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式による液状化強度比 R_L の比較（D1g-1 層）

(5)　液状化強度試験結果

液状化検討対象層に対して，前節で代表性及び網羅性を有することを確認した液状化強度試験箇所から採取した試料を用いて実施した液状化強度試験結果を示す。

各液状化検討対象層の設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験の試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差σを用いて，液状化強度（平均，－1σ）を示し，各試験結果での液状化強度の差異について液状化強度と密接な関係を示す地盤の物性値であるＮ値，細粒分含有率Fc，平均粒径D_{50}を用いて考察を行う。

・du 層

設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験結果を図 4.2－39 に示す。図中には，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験結果より設定した液状化強度（平均，－1σ）を示している。追加液状化強度試験結果は，設置変更許可申請段階の液状化強度試験結果より，同じ繰返し載荷回数に対してのせん断応力比（τ／σ_m’）が大きい傾向を示す。

図 4.2－40 には，du 層の敷地内調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所のＮ値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_L の深度分布を示す。また，図中には敷地内全調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の各々の平均，平均±1σの値を表記している。

液状化強度試験箇所近傍孔のＮ値は，追加液状化強度試験箇所が設置変更許可段階よりやや大きい。平均細粒分含有率 Fc は，追加液状化強度試験箇所が設置変更許可申請段階より小さいが，両者とも道路橋示方書に基づく液状化強度比 R_L 算定時において，細粒分の影響を考慮しない範囲（0%≦Fc＜10%）の値であり，細粒分含有率 Fc の差による液状化強度への影響は少ない。Ｎ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_L の平均値は，追加液状化強度試験箇所が設置変更許可申請段階時より大きく，液状化強度試験結果と同様な傾向を示す。

また，図 4.2－41 に，敷地内調査孔及び液状化強度試験箇所の粒度試験結果を示す。du 層の粒度分布は，ばらつきが小さく，粒径が概ね均一な砂分が支配的である。また，追加液状化強度試験箇所の平均粒径 D_{50} は，設置変更許可申請段階の液状化強度試験箇所よりやや大きい。

粒径分布が均一な砂質土の液状化強度に及ぼす平均粒径 D_{50} の影響について既往の Wong ら*の知見に基づき，検討を行った。図 4.2－42 は，Wong らの試験結果に，du 層の設置変更許可申請段階の平均粒径 D_{50} の平均値（0.34）と追加液状化強度試験箇所の平均粒径 D_{50} の平均値（0.45）をプロットしたものである。図 4.2－42 から，du 層の平均粒径の差による液状化強度への影響は，追加液状化強度試験箇所が大きく，液状化強度は設置変更許可申請段階より約 7%増加する評価となった。

以上より，du 層の設置変更許可申請段階における液状化強度試験結果と追加液状化強度試験結果の差異は，Ｎ値と平均粒径 D_{50} の影響によるものであると考えられる。

注記　＊：Wong R.T., H.B.Seed and C.K.Chan.: Cyclic loading liquefaction of Gravelly Soils, ASCE, Vol.101, No.GT6, pp.571-583, 1975

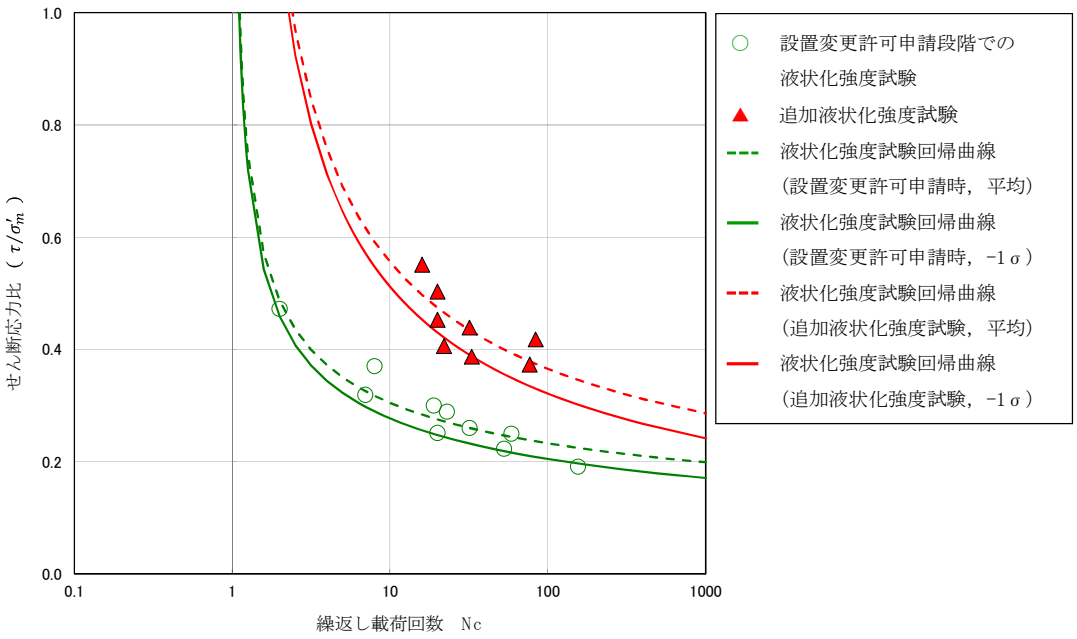
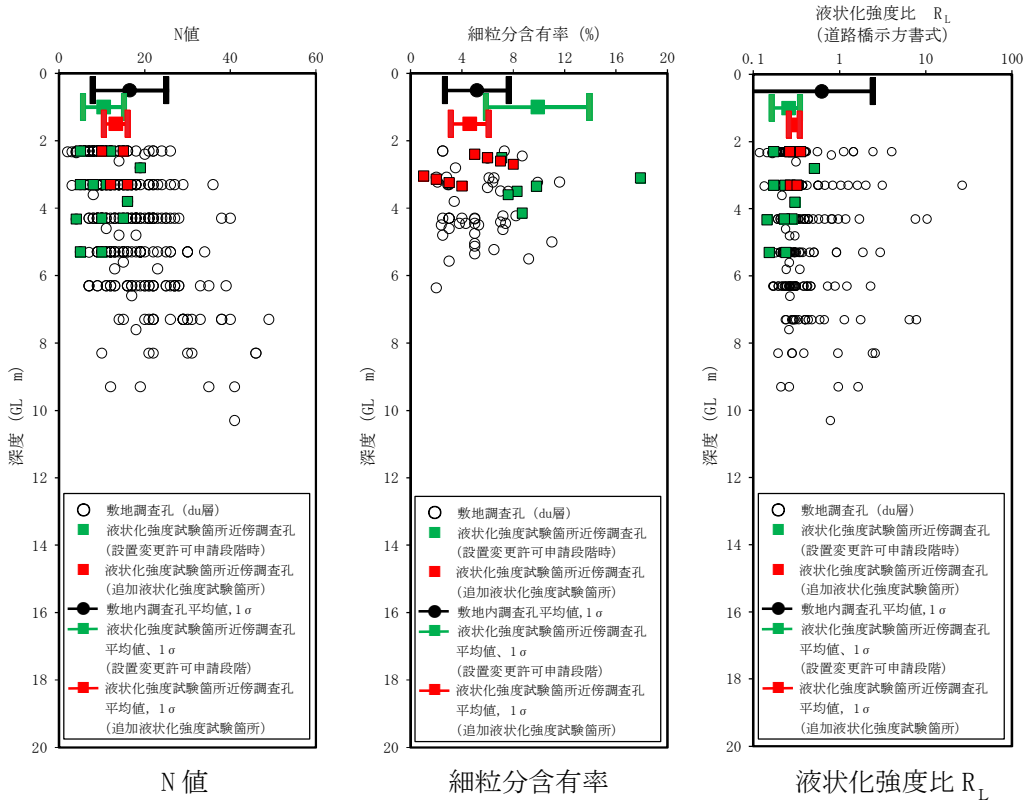


図 4.2－39　du 層の液状化強度試験結果



（道路橋示方書式より算出）

図 4.2－40　N値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式による R_L深度分布（du 層）

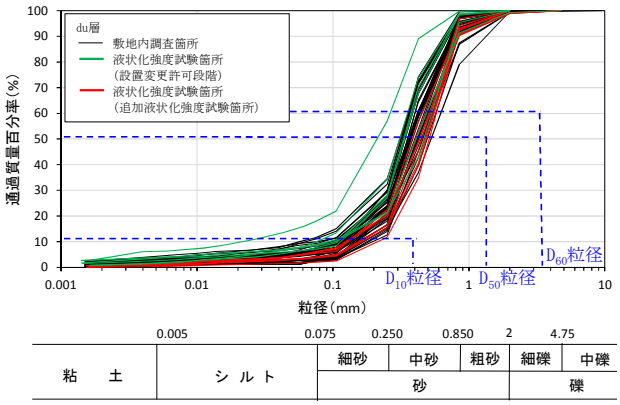


図 4.2－41　粒度試験結果（du 層）

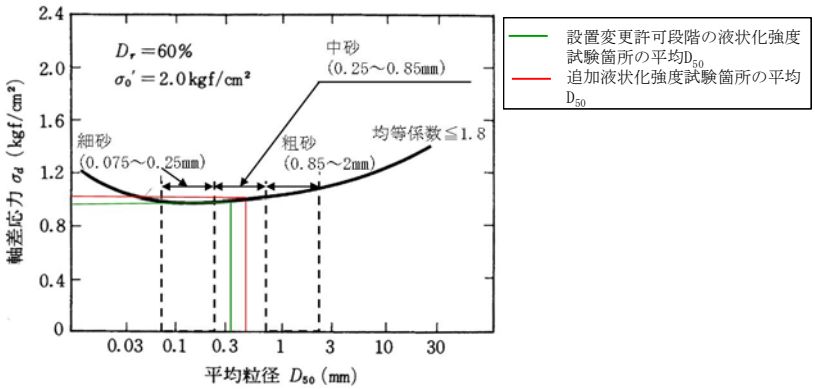


図 4.2－42　平均粒径 D_{50} が液状化強度に及ぼす影響*

注記　＊：Wong ら（1975）より抜粋（一部加筆）

・As 層

設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験結果を図 4.2－43 に示す。図中には，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験結果より設定した液状化強度（平均，－1σ）を示している。追加液状化強度試験結果は，設置変更許可申請段階の液状化強度試験結果より，同じ繰返し載荷回数に対してのせん断応力比（τ／σ_m’）が大きい傾向を示す。

図 4.2－44 には，As 層の敷地内調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所のＮ値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_Lの深度分布を示す。また，図中には敷地内全調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の各々の平均，平均±1σの値を表記している。

追加液状化強度試験箇所の平均Ｎ値及び平均細粒分含有率 Fc は，設置変更許可申請段階の平均Ｎ値及び平均細粒分含有率 Fc より小さい。また，Ｎ値及び細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される平均液状化強度比 R_Lは，追加液状化強度試験箇所の値が設置変更許可申請段階時よりやや小さく，液状化強度試験結果とは異なる結果となった。

図 4.2－45 には，敷地内全調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の粒度試験結果を示す。各液状化強度試験箇所の平均粒径 D_{50} の差は小さく，敷地内調査孔に比べ，おおむね均一な砂が主体の粒径分布を示す。

敷地内の As 層の液状化強度試験用試料採取は，設置変更許可申請段階ではトリプルチューブサンプリング方法を，追加液状化強度試験では凍結サンプリング方法を適用している。凍結サンプリング方法は，試料採取時の乱れの影響が小さく，原地盤の土粒子骨格そのままの状態に近い試料を用いた液状化強度試験が可能であるという吉見ら*の知見が得られている。図 4.2－46 に吉見らのサンプリング方法による液状化強度の比較結果を示す。

As 層の設置変更許可段階における液状化強度試験結果と追加液状化強度試験結果の差異は，凍結サンプリングとチューブサンプリングによる試料採取方法によるものと考えられる。

注記　＊：Yoshimi Y., Tokimatsu K. and Hosaka Y.: Evaluation of liquefaction resistance of clean sands based on high-quality undisturbed samples, JSSMFE Vol.29, No.1, pp.93-104, Mar.1989

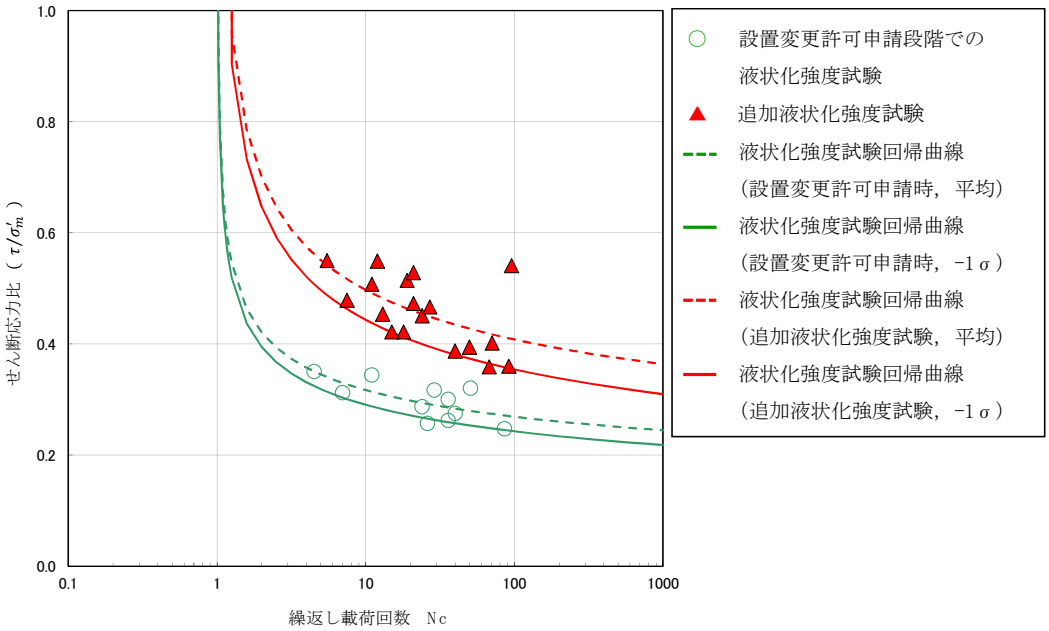
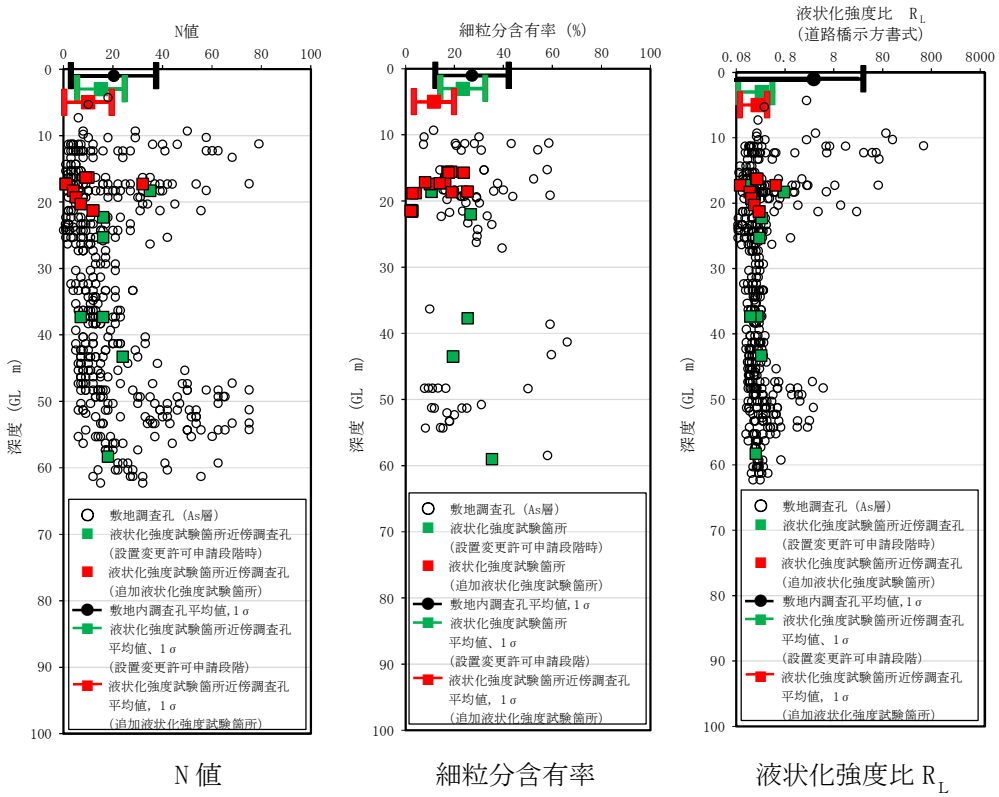


図 4.2－43　As 層の液状化強度試験結果



N 値　　細粒分含有率　　液状化強度比 R_L

（道路橋示方書式より算出）

図 4.2－44　N値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式による R_L深度分布（As 層）

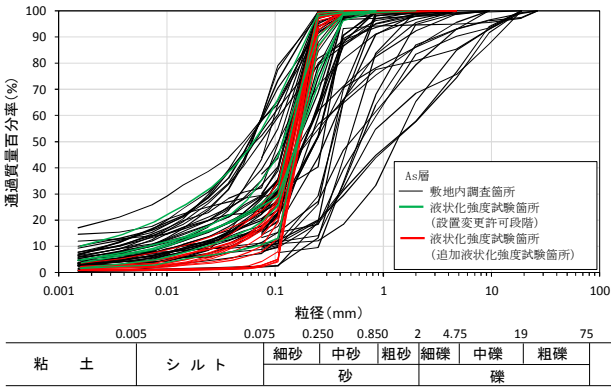


図 4.2－45　粒度試験結果（As 層）

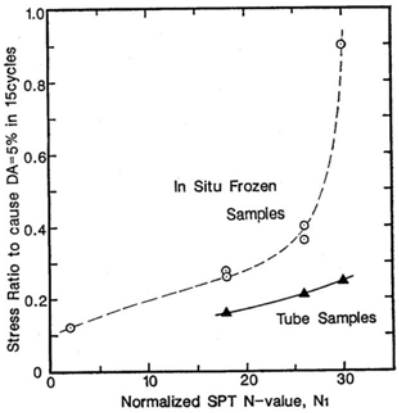


図 4.2－46　凍結サンプリングとチューブサンプリングによる液状化強度比の比較*

注記　＊：吉見ら（1989）より抜粋

・Ag2 層

設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験結果を図 4.2－47 に示す。図中には，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験結果より設定した液状化強度（平均，－1σ）を示している。追加液状化強度試験結果はばらつきが小さく，設置変更許可申請段階の液状化強度試験結果より，同じ繰返し載荷回数に対してのせん断応力比（τ／σm’）はやや小さい傾向を示す。しかし，不偏分散に基づく標準偏差σを用いて「回帰曲線－1σ」として設定した液状化強度（－1σ）については，設置変更許可申請段階と追加液状化強度試験結果の差は小さく，概ね同様の傾向を呈している。

図 4.2－48 には，Ag2 層の敷地内調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所のＮ値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_Lの深度分布を示す。また，図中には敷地内全調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の各々の平均，平均±1σの値を表記している。

追加液状化強度試験箇所近傍孔のＮ値は同一深度での設置変更許可申請段階の液状化強度試験箇所近傍孔のＮ値より小さく，平均Ｎ値も同様の結果となった。また，細粒分含有率 Fc は，追加液状化強度試験箇所が大きくなっているが，道路橋示方書に基づく液状化強度比 R_L算定時において，細粒分の影響を考慮しない範囲（0％≦Fc＜10％）の値であり，細粒分含有率 Fc の差による液状化強度への影響は小さい。Ｎ値と細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される平均液状化強度比 R_Lは，追加液状化強度試験箇所が設置変更許可申請段階よりやや小さい。

図 4.2－49 には，敷地内全調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の粒度試験結果を示す。設置変更許可申請段階の液状化強度試験箇所は礫～砂の粒径を示し，追加液状化強度試験箇所は粒径が概ね均一な砂が主体である。設置変更許可申請段階における液状化強度試験箇所及び追加液状化強度試験箇所の粒度試験による均等係数（$Uc=D_{60}/D_{10}$，D_{10}：粒径加積曲線での通過質量百聞率 10％での粒径，D_{60}：粒径加積曲線での通過質量百分率 60％での粒径）は 3.58 及び 3.55 であることから，粒径加積曲線は概ね同様な形状である。また，設置変更許可申請段階における液状化強度試験箇所の平均粒径の平均値（D_{50}＝1.67㎜）は追加液状化強度試験箇所の平均粒径の平均値（D_{50}＝0.44 ㎜）より大きい。

液状化強度に及ぼす平均粒径 D_{50} の影響について既往の Wong ら*の知見に基づき，検討を行った。図 4.2－50 は，Wong らの試験結果に，As 層の設置変更許可段階及び追加液状化強度試験箇所の平均粒径 D_{50} の平均値をプロットしたものである。図 4.2－50 から，Ag2 層の設置変更許可段階における液状化強度試験箇所と追加液状化強度試験箇所の平均粒径 D_{50} の差により，追加液状化強度試験による液状化強度が約 12％小さくなる評価結果となった。

以上より，Ag2 層の設置変更許可申請段階における液状化強度試験結果と追加液状化強度試験結果の差異は，Ｎ値と平均粒径 D_{50} の影響によるものであると考えられる。

注記　＊：Wong R.T., H.B.Seed and C.K.Chan.： Cyclic loading liquefaction of Gravelly Soils, ASCE, Vol.101, No.GT6, pp.571-583, 1975

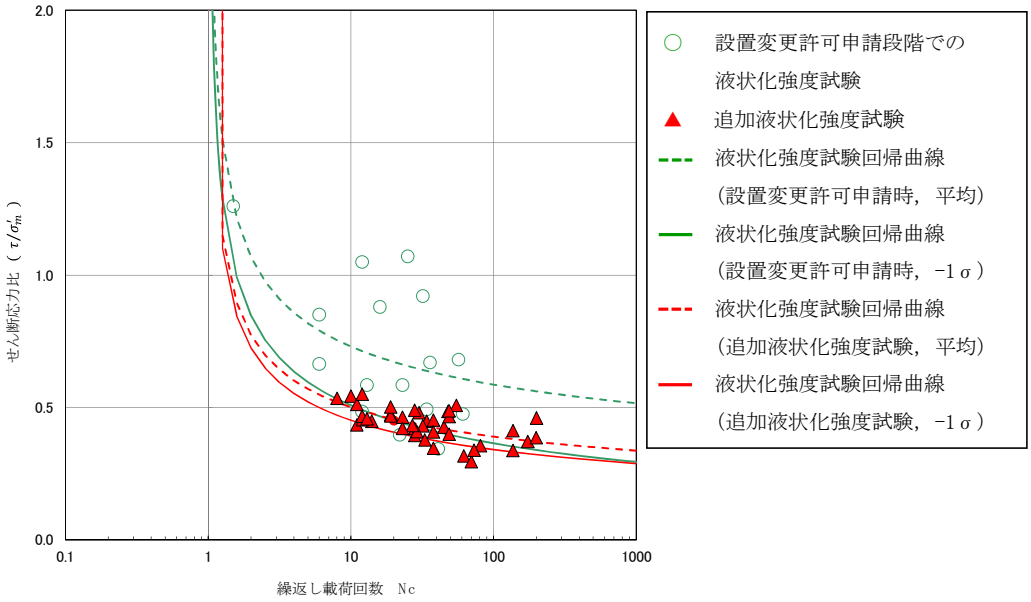
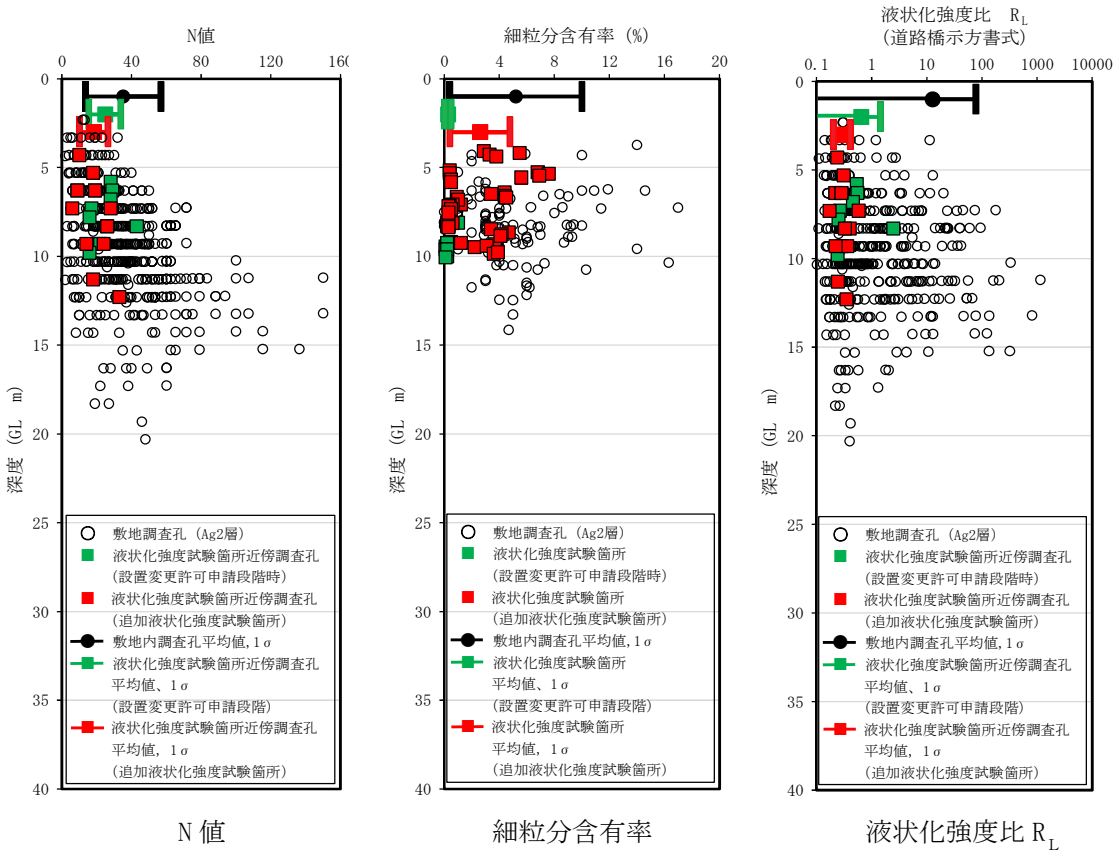


図 4.2－47　Ag2 層の液状化強度試験結果



N 値　　細粒分含有率　　液状化強度比 R_L

（道路橋示方書式より算出）

図 4.2－48　N値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式による R_L 深度分布（Ag2 層）

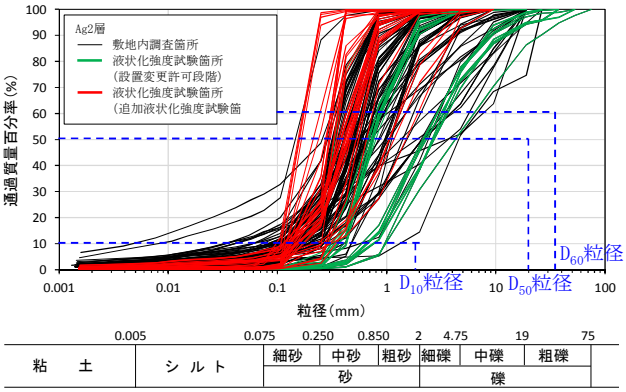


図 4.2－49　粒度試験結果（Ag2 層）

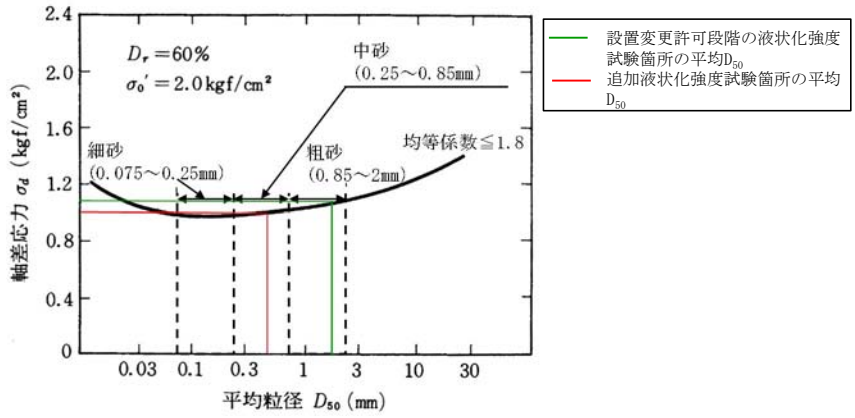


図 4.2－50　平均粒径 D_{50} が液状化強度に及ぼす影響*

注記　＊：Wong ら（1975）より抜粋（一部加筆）

・Ag1 層

設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験結果を図 4.2－51 に示す。追加液状化強度試験結果は，設置変更許可申請段階での液状化強度試験結果（Ag2 層の液状化強度試験結果にて代用）と概ね同様の傾向を呈している。

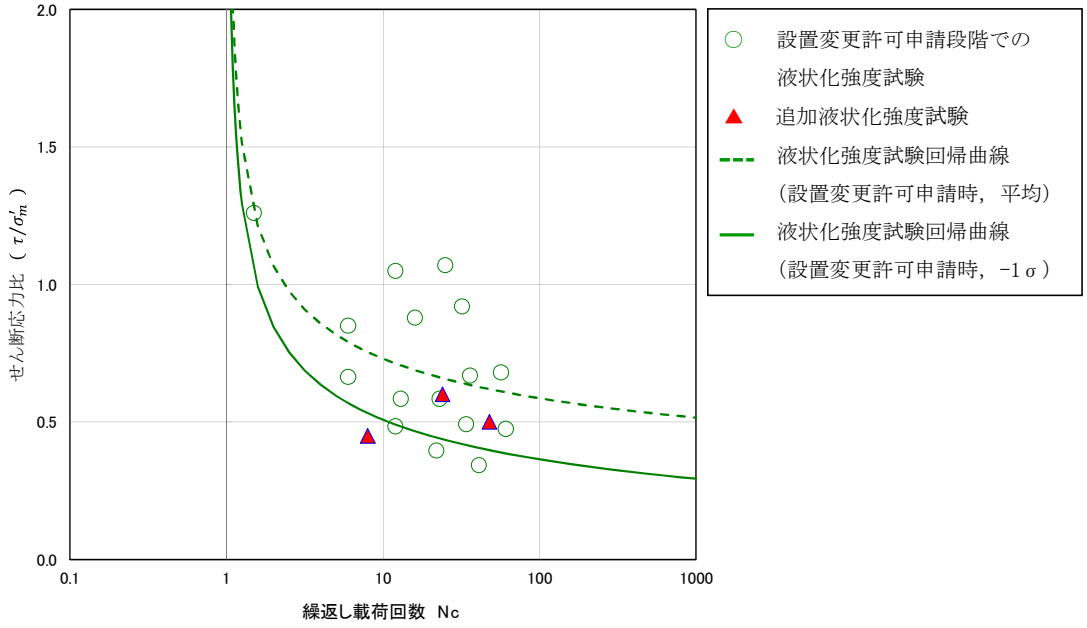


図 4.2－51　Ag1 層の液状化強度試験結果

・D2s-3 層

設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験結果を図 4.2－52 に示す。図中には，設置変更許可段階の液状化強度試験結果より設定した液状化強度（平均，－1σ）を示している。設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験結果には，明確な差は認められず，おおむね同様の傾向を示す。

図 4.2－53 には，D2s－3 層の敷地内調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所のＮ値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_L の深度分布を示す。また，図中には敷地内全調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の各々の平均，平均±1σの値を表記している。

追加液状化強度試験箇所近傍孔の平均Ｎ値は，設置変更許可申請段階の液状化強度試験箇所近傍孔の平均Ｎ値よりやや小さい。また，追加液状化強度試験箇所の平均細粒分含有率 Fc は設置変更許可申請段階より小さい。Ｎ値及び細粒分含有率 Fc を用いて道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_Lは，追加液状化強度箇所が設置変更許可申請段階の液状化強度試験箇所よりやや大きくなっているが，その差は小さい。

図 4.2－54 には，敷地内全調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の粒度試験結果を示す。粒度試験の結果，追加液状化強度試験箇所は細粒分を若干含有するものの，土粒子の粒径が 0.25～ 0.85 ㎜の中砂が主体の砂質土である。一方，設置変更許可段階の液状化強度試験箇所の細粒分含有率は 24～62％と多く，砂分については土粒子の粒径 0.075～0.25 ㎜の細砂が主体である。設置変更許可申請段階における液状化強度試験箇所の均等係数（$U_c=D_{60}/D_{10}$，D_{10}：粒径加積曲線での通過質量百聞率 10％での粒径，D_{60}：粒径加積曲線での通過質量百分率 60％での粒径）は 22.5～14.2，平均粒径 D_{50} は 0.06～0.149 ㎜であり，追加液状化強度試験箇所の均等係数の平均値は 6.66，平均粒径 D_{50} の平均値は 0.39 である。設置変更許可申請段階における液状化強度試験箇所と追加液状化強度試験箇所の均等係数の差は，細粒分含有率 Fc の差によるものと考えられる。

均等係数（$U_c=D_{60}/D_{10}$）がほぼ一定の砂質土の液状化強度は，平均粒径 D_{50} が 0.1 ㎜の細砂の場合において最も小さいとの知見がある。図 4.2－55 は，Wong ら*の試験結果に D2s－3 層の設置変更許可申請段階における液状化強度試験箇所及び追加液状化強度試験箇所の平均粒径 D_{50} をプロットしたものである。その結果，平均粒径 D_{50} による液状化強度への影響は約 5％と小さく，粒度による影響は支配的ではない。

以上のことより，D2s－3 層の追加液状化強度試験結果は設置変更許可段階における液状化強度とおおむね同様であり，粒度及びＮ値の差による液状化強度への影響が小さいことを示していると考えられる。

注記　＊：Wong R.T., H.B.Seed and C.K.Chan.： Cyclic loading liquefaction of Gravelly Soils, ASCE, Vol.101, No.GT6, pp.571-583, 1975

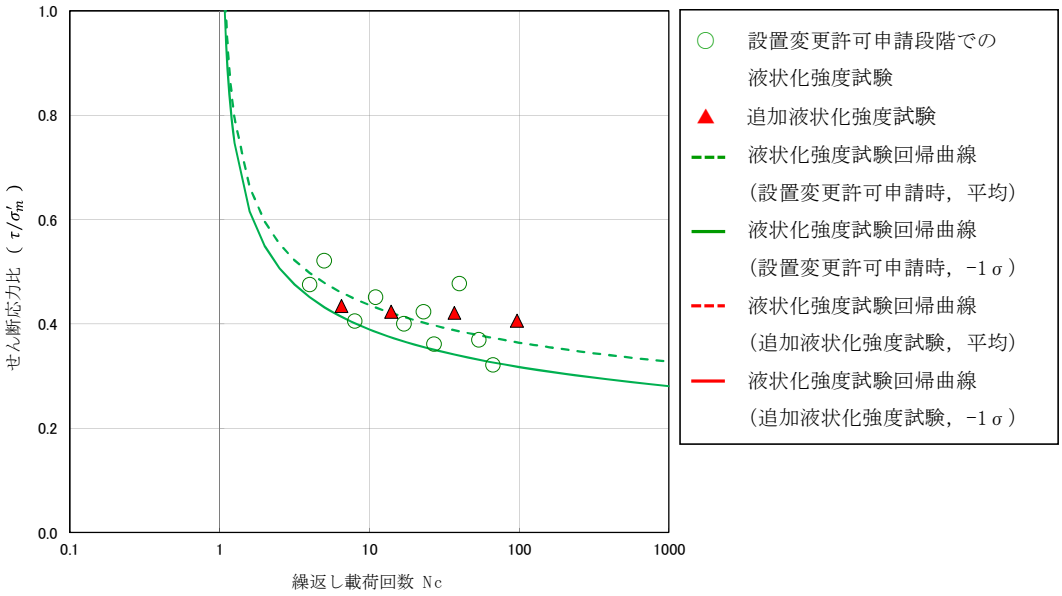
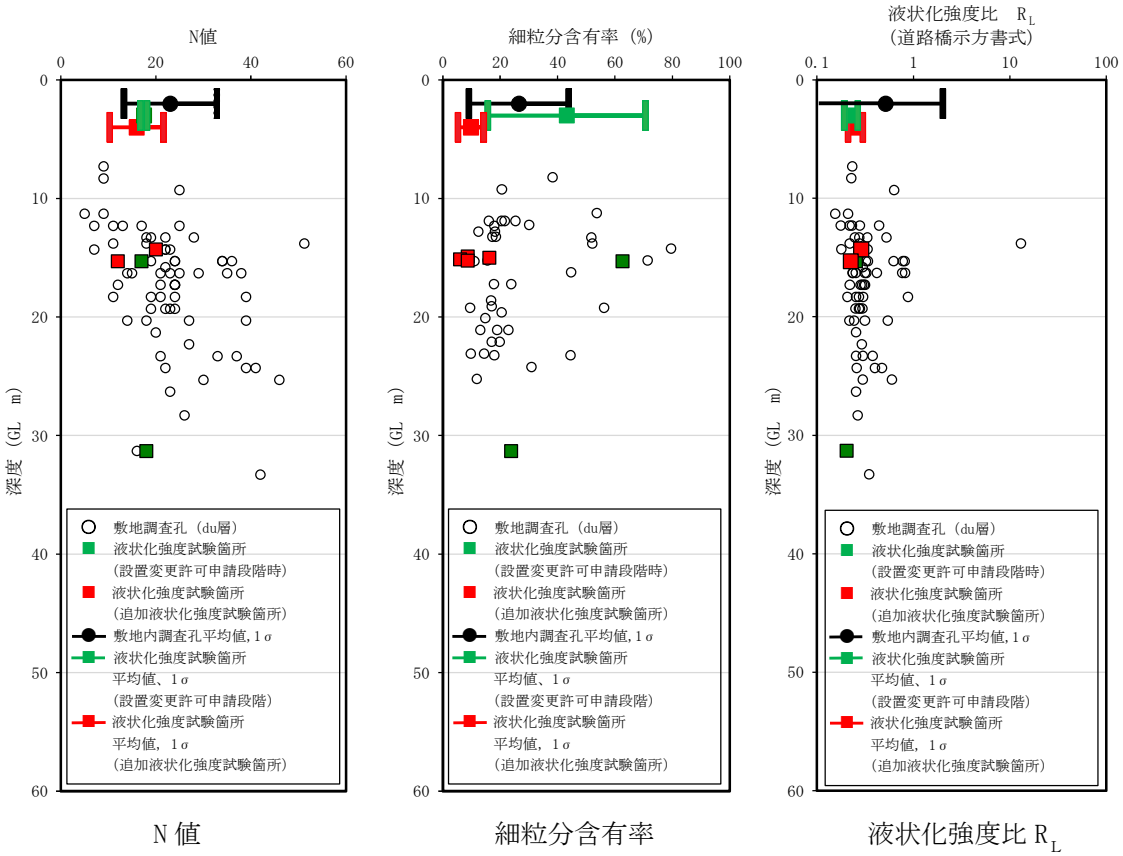


図 4.2－52　D2s－3 層の液状化強度試験結果



（道路橋示方書式より算出）

図 4.2－53　N値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式による R_L深度分布（D2s－3 層）

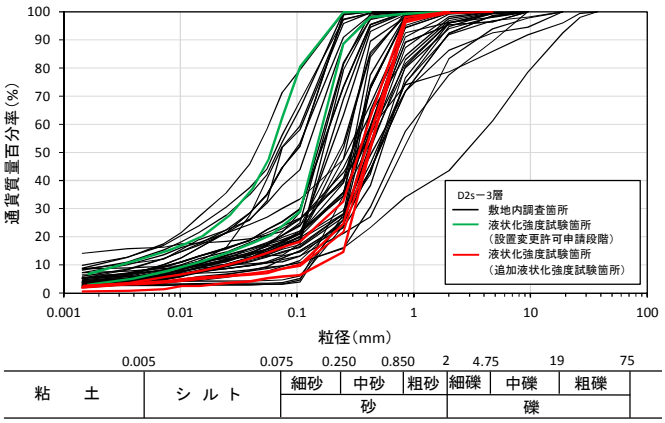


図 4.2－54　粒度試験結果（D2s－3 層）

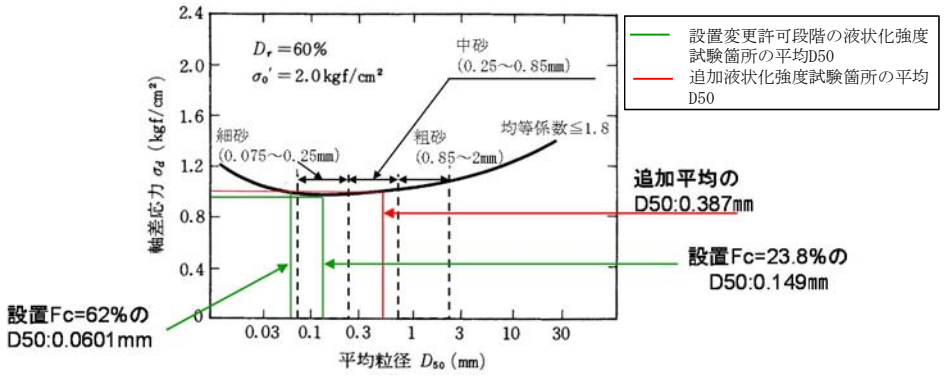


図 4.2－55　平均粒径 D_{50} が液状化強度に及ぼす影響*

注記　＊：Wong ら（1975）より抜粋（一部加筆）

・D2g－3 層

設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験結果を図 4.2－56 に示す。図中には，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験結果より設定した液状化強度（平均，－1σ）を示している。追加液状化強度試験結果は，設置変更許可申請段階の液状化強度試験結果より，同じ繰返し載荷回数に対してのせん断応力比（τ／σ$_m$’）はやや小さい傾向を示す。

図 4.2－57 には，D2g－3 層の敷地内調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所のＮ値，細粒分含有率 Fc 及び道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_L の深度分布を示す。また，図中には敷地内全調査孔，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験箇所の各々の平均，平均±1σの値を表記している。

追加液状化強度試験箇所近傍孔の平均Ｎ値は，設置変更許可申請段階の液状化強度試験箇所近傍孔の平均Ｎ値よりやや小さい。また，設置変更許可申請段階における液状化強度試験箇所及び追加液状化強度試験箇所の平均細粒分含有率 Fc は，道路橋示方書式による液状化強度比 R_L 算定時において，細粒分含有率 Fc の影響を考慮しない範囲（0％≦Fc＜10％）の値であり，液状化強度への影響は小さい。

D2g-3 層の粒度試験の結果を図 4.2－58 に示す。D2g－3 層は礫分が主体となっており，設置変更許可申請段階における液状化強度試験箇所及び追加液状化強度試験箇所の粒度試験結果による均等係数（$U_c=D_{60}/D_{10}$，D_{10}：粒径加積曲線での通過質量百聞率 10％での粒径，D_{60}：粒径加積曲線での通過質量百分率 60％での粒径）は 9.6～47.6，1.8～15.9 と幅広い粒径範囲を示している。礫分を主体とする礫質土の液状化強度は，国生ら*の礫質土の均等係数と液状化強度の関係を図 4.2－59 に示すが，均等係数（$U_c=D_{60}/D_{10}$）の影響は小さいことが知られている。

以上のことより，液状化強度試験結果の差異は，設置変更許可申請段階と追加液状化強度試験箇所のＮ値の差に起因するものと考えられる。

注記　＊:国生　剛治，原　忠：砂礫の液状化強度及び液状化後の非排水せん断強度に及ぼす粒度分布の影響，土木学会論文集 No.645，Ⅲ-50，pp.245～253，2000

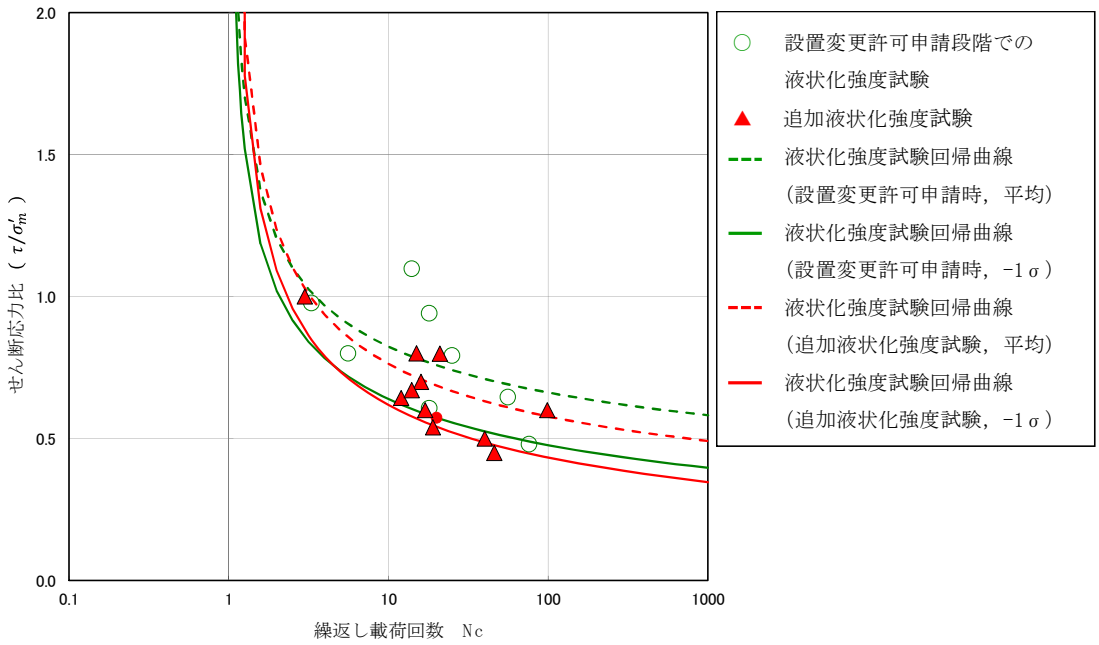
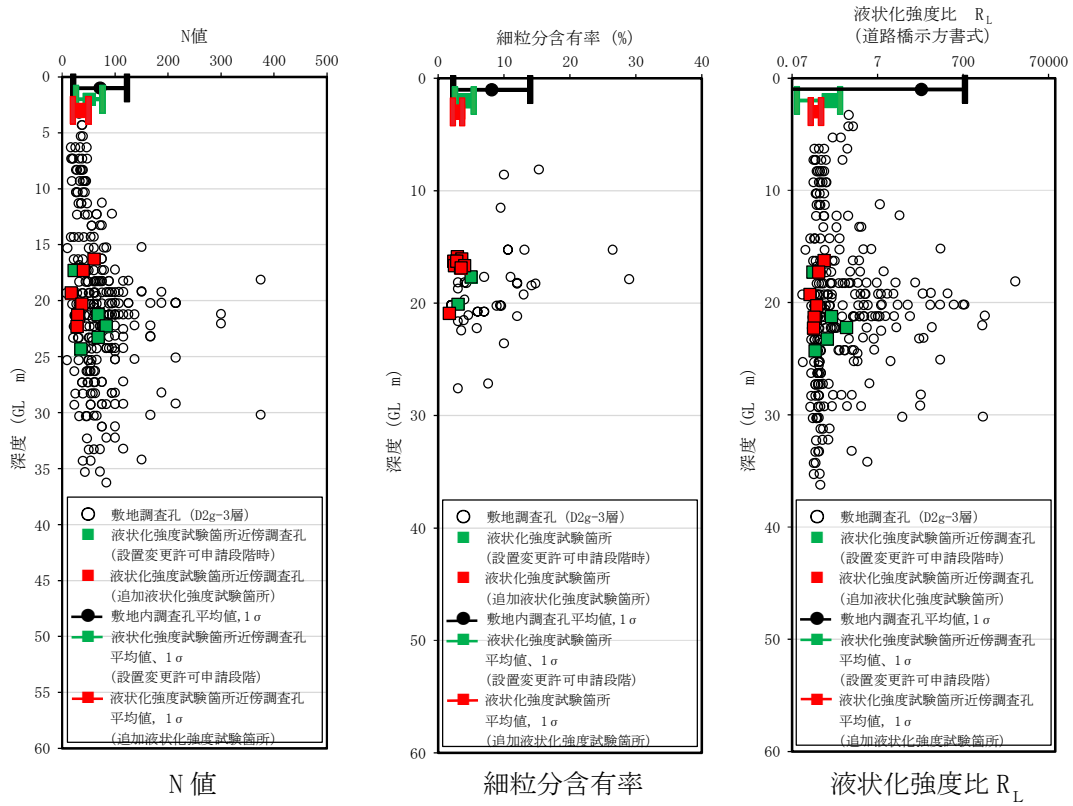


図 4.2－56　D2g－3 層の液状化強度試験結果



N 値　　細粒分含有率　　液状化強度比 R_L

（道路橋示方書式より算出）

図 4.2－57　N値，細粒分含有率及 Fc び道路橋示方書式による R_L深度分布（D2g－3 層）

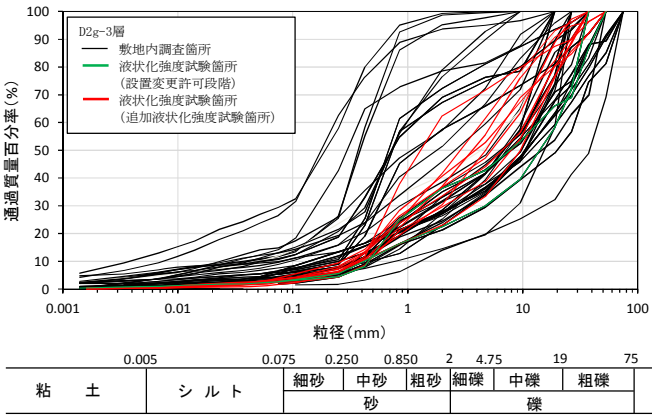


図 4.2－58　粒度試験結果（D2ｇ－3 層）

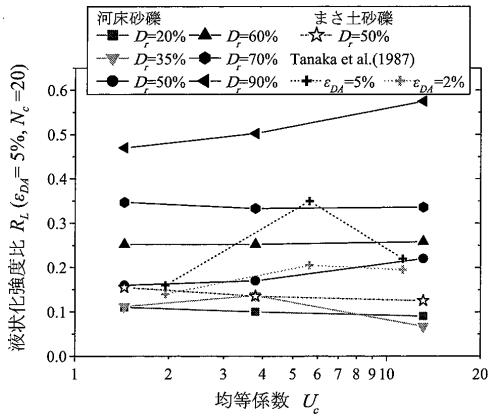


図 4.2－59　礫質土の均等係数が液状化強度に及ぼす影響*

注記　＊：国生ら（2000）より抜粋

・D1g－1 層

設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験結果を図 4.2－60 に示す。図中には，設置変更許可申請段階及び追加液状化強度試験結果より設定した液状化強度（平均，－1σ）を示している。追加液状化強度試験結果は，設置変更許可申請段階の液状化強度試験結果より，同じ繰返し載荷回数に対してのせん断応力比（τ／σ$_m$’）は大きい傾向を示す。

図 4.2－61 には，D2g－3 層の敷地内調査孔及び液状化強度試験箇所のＮ値，細粒分含有率 Fc と道路橋示方書式で算定される液状化強度比 R_Lの深度分布を示す。図中には，敷地内調査孔及び液状化強度試験箇所の各々の平均，平均±1σ の値を表記している。

追加液状化強度試験箇所の平均細粒分含有率 Fc は，設置変更許可申請段階の液状化強度試験箇所の細粒分含有率より小さい。

図 4.2－62 には，敷地内調査孔，設置変更許可段階及び追加液状化強度試験箇所の粒度試験結果を示す。設置変更許可申請段階での液状化強度試験箇所の試料は粒度試験の結果，砂分が支配的であったのに対し，追加液状化強度試験箇所の試料は粒度試験の結果，礫分が支配的であった。

同様のＮ値を有する土の液状化強度は，砂質土の液状化強度より礫質土の液状化強度が大きい傾向にある。また，礫質土の液状化強度は，図 4.2－63 の国生ら*により，粒度の影響よりＮ値の影響が大きいとされている。

以上のことより，D1g－1 層の追加液状化強度試験結果は，礫分が主体である粒度分布により，設置変更許可段階における液状化強度試験箇所の液状化強度より大きい傾向にあると考えられる。

注記　＊：国生　剛治，原　忠：砂礫の液状化強度及び液状化後の非排水せん断強度に及ぼす粒度分布の影響，土木学会論文集 No.645，Ⅲ-50，pp.245～253，2000

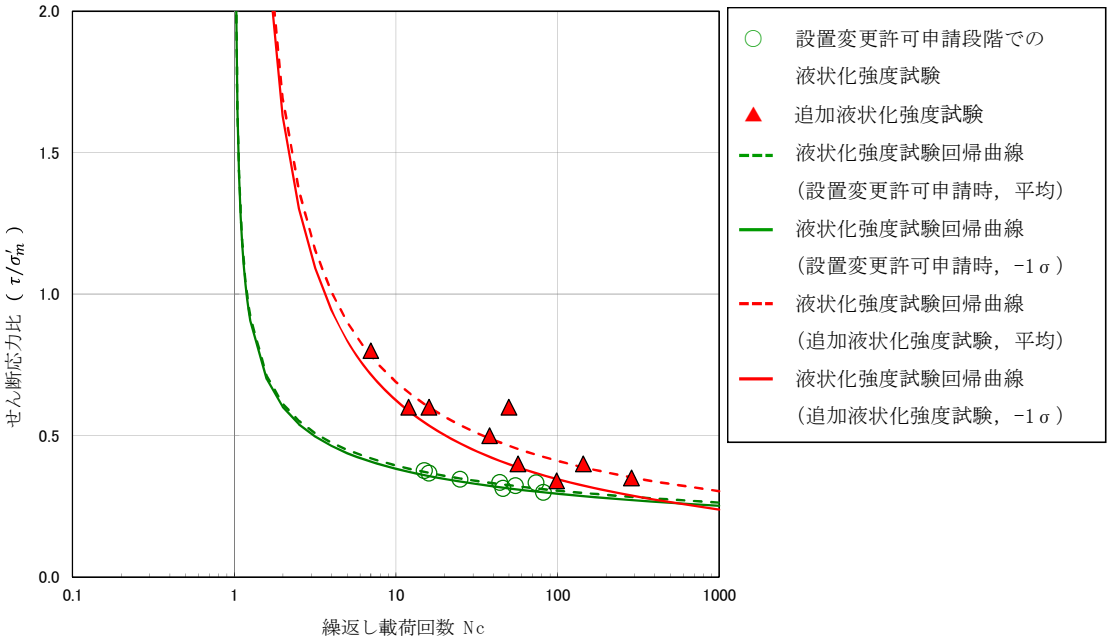
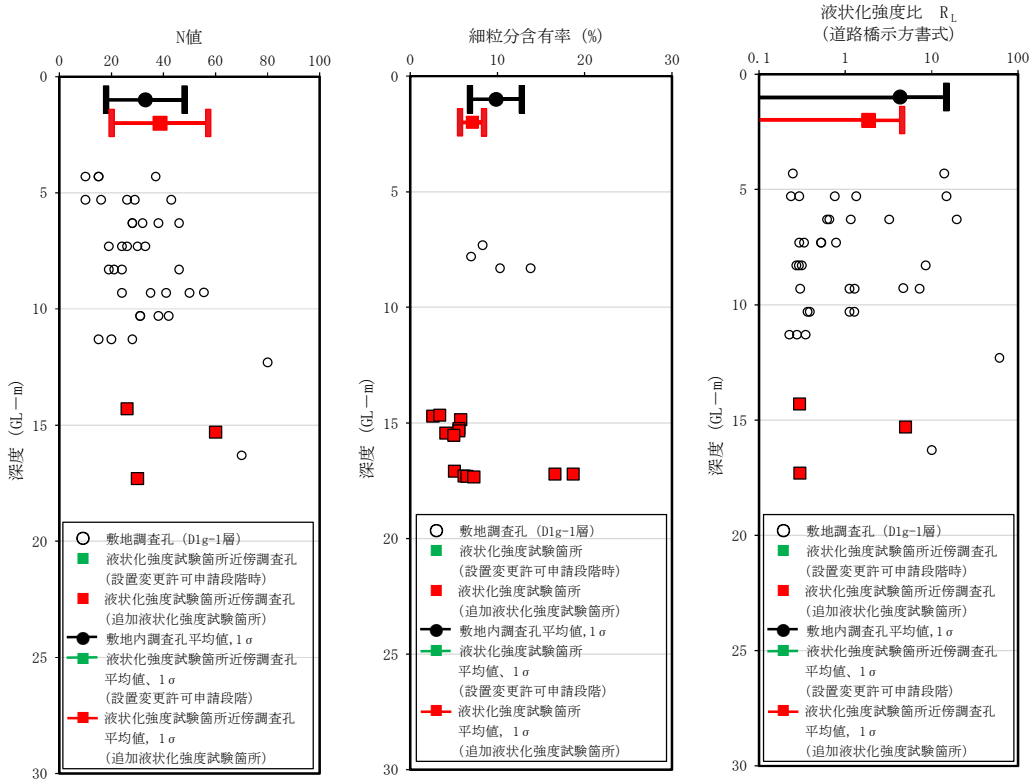


図 4.2－60　D1ｇ-1 層の液状化強度試験結果



N 値　　細粒分含有率　　液状化強度比 R_L

（道路橋示方書式より算出）

図 4.2－61　N値，細粒分含有率 Ｆｃ及び道路橋示方書式による R_L深度分布（D1ｇ－1 層）

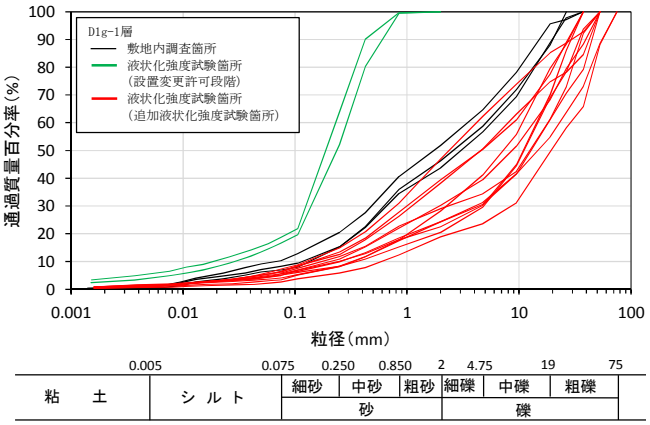


図 4.2－62　粒度試験結果（D1g－1 層）

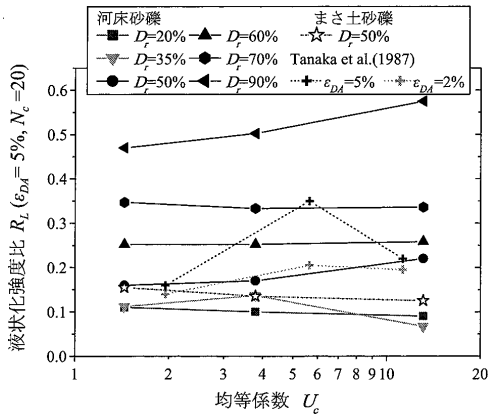


図 4.2－63　礫質土の均等係数が液状化強度に及ぼす影響*

注記　＊：国生ら（2000）より抜粋

(6)　液状化強度特性の妥当性

a.　基準地震動Ｓ$_s$に対する液状化強度試験の有効性

敷地で採取された試料を用いて実施した液状化強度試験結果が基準地震動Ｓ$_s$相当の地盤の状態（繰返し応力及び繰返し回数）を模擬していることを確認するため，累積損傷度理論を適用し，検討を行った。

図 4.2－64 に累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価フローを，第 4.2－65 図に累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価方法を示す。

液状化強度試験結果から各せん断応力比（Ｌ）に対して所定のせん断ひずみとなる繰返し回数を整理し，取水口南側・北側，取水構造物南側・北側の地盤モデルを用いて実施した一次元有効応力解析結果を累積損傷度理論に基づいて整理した最大せん断応力比（Ｌ$_{max}$）及び等価繰返し回数（Ｎ$_{eq}$）と比較検討を行った。

図 4.2－66～図 4.2－69 には，各土層の累積損傷度理論に基づく評価結果を示す。

du 層，Ag2 層及び Ag1 層の評価結果より，解析結果による最大せん断応力比（Ｌ$_{max}$）と等価繰返し回数（Ｎ$_{eq}$）は，試験で実施したせん断応力比と繰返し回数と同程度であり，概ね基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１相当の試験が実施出来ている。

As 層の評価結果より，液状化強度試験はせん断応力比が小さい（繰返し載荷回数　Ｎ$_c$が１００回以上）のデータを包含していないことから，全てのデータを十分に包含する豊浦標準砂のＦＬＩＰ解析用液状化強度特性を用いた有効応力解析を実施し，耐震評価を行うこととする。

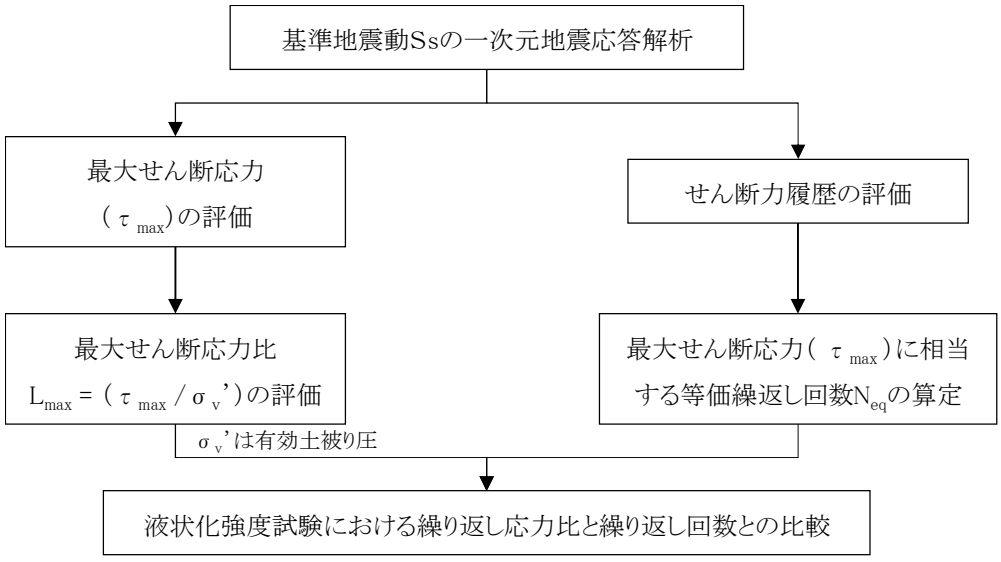


図 4.2－64　累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価フロー

◆累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価

・累積損傷度理論は，金属の疲労破壊の分野で提案されたものである。

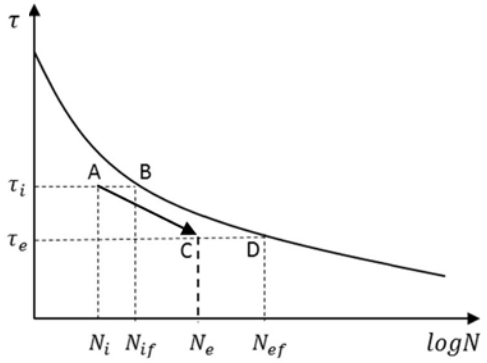
1回の荷重τ_iにより，損傷度$\{1/N_f(\tau_i)\}$が生じ，N_i回の繰返し荷重により損傷度が累積して

$$D = \frac{N_i}{N_{if}(\tau_i)} \geqq 1.0$$

で疲労破壊に達する。

・繰返し荷重τ_iがN_i回作用したことによるのと同等の効果を，別の応力レベルτ_eによって得るために必要な繰返し回数（**等価繰返し回数**）N_eは以下のように定義される。

$$N_e = \frac{N_i}{N_{if}} N_{ef}$$



ここに，

N_i ：せん断応力τ_iの繰返し回数

N_{if}：せん断強度τ_iでの繰返し回数

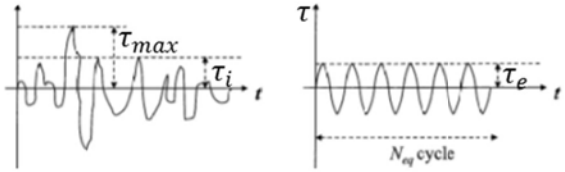
N_e ：せん断応力τ_eの繰返し回数

N_{ef}：τ_eなる等価振幅応力を加えた場合の破壊までの繰返し回数

・複数のτ_iを有する不規則波全体を等価一定せん断応力τ_eなる単一応力レベルでの当振幅繰返しせん断波で置き換えるための等価繰返し回数N_{eq}

$$\tau_e = 0.65 \times \tau_{max}$$

$$N_{eq} = \sum N_e = N_{ef} \sum \left(\frac{N_i}{N_{if}}\right)$$



・あるレベル未満のせん断応力は，N_{if}が大きいため$(N_i/N_{if}) \fallingdotseq 0$となり，ほとんど破壊に寄与しない。今回の検討では，液状化強度試験の最大繰返し回数200回に相当するせん断応力を設定し，そのせん断力以下は対象外とした。

図 4.2－65　累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価方法

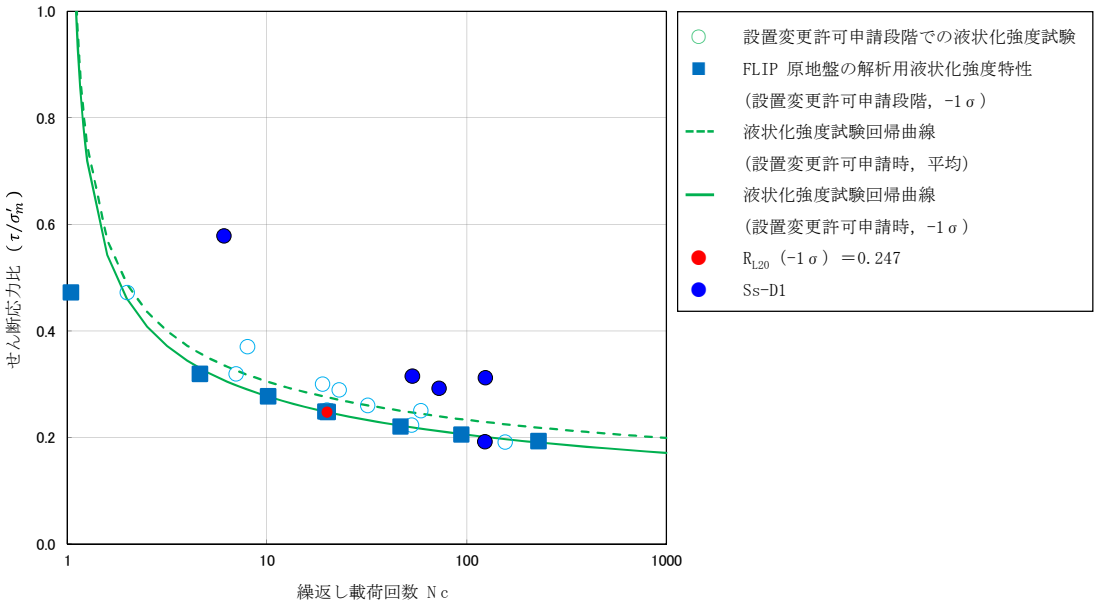


図 4.2－66　累積損傷度理論に基づく評価結果

（取水口・取水構造物，du 層）

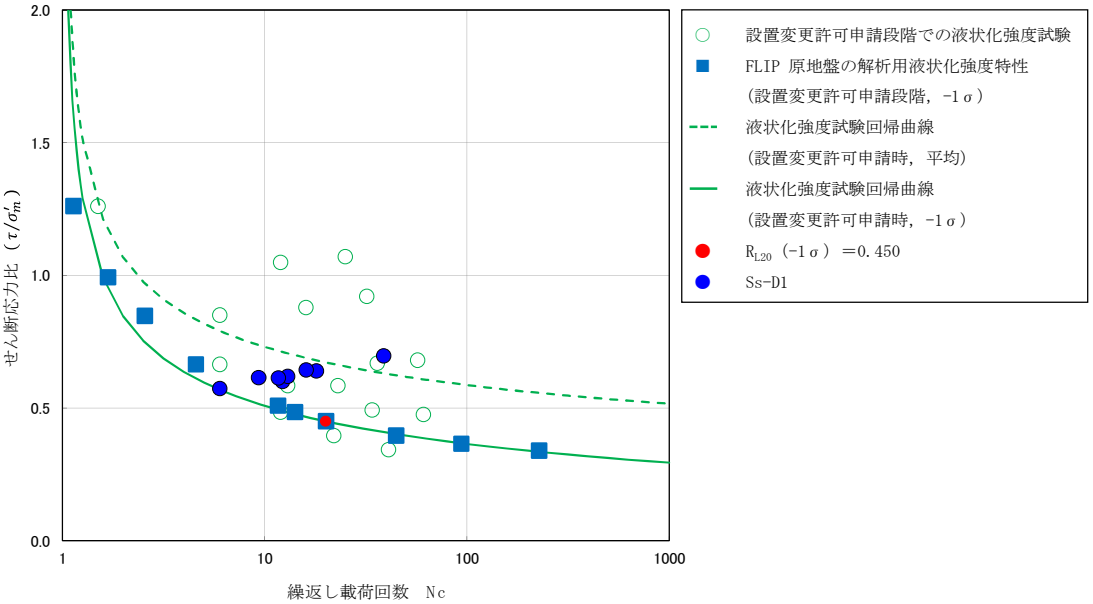
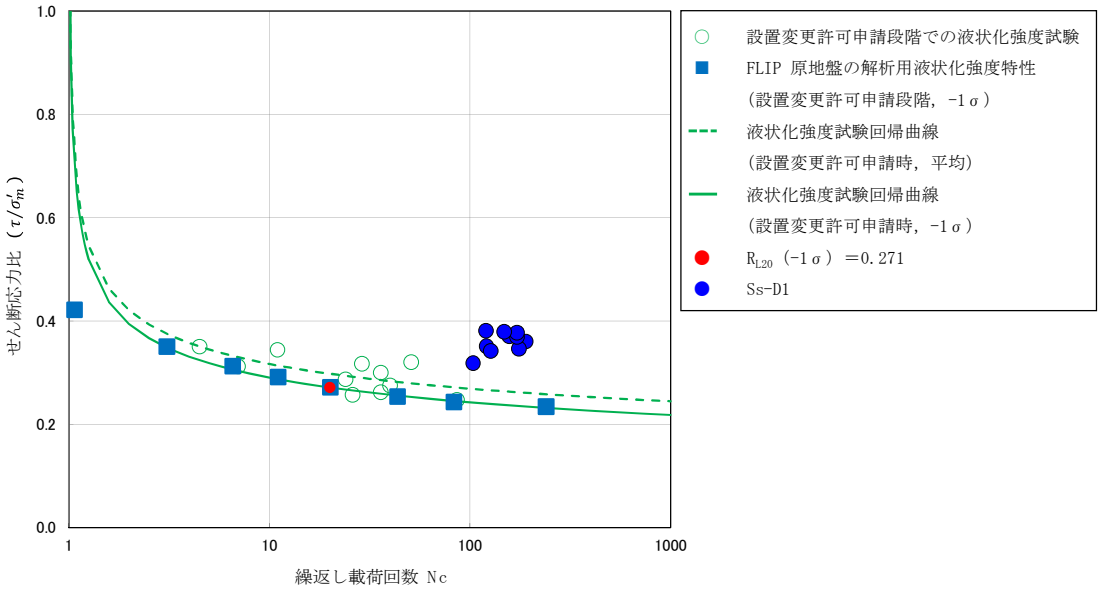
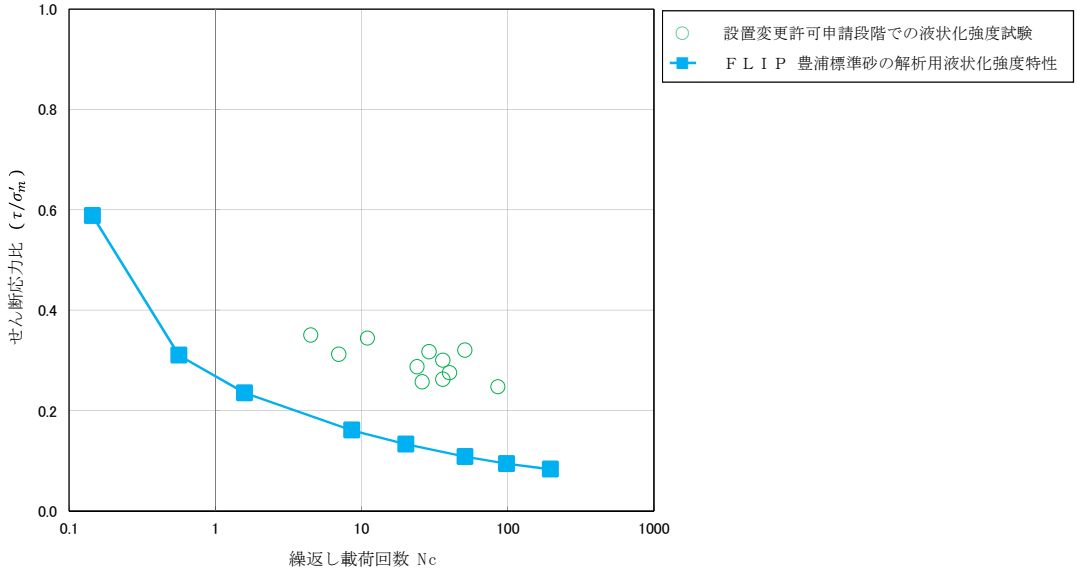


図 4.2－67　累積損傷度理論に基づく評価結果

（取水口・取水構造物，Ag2 層）



（As 層の液状化強度試験結果に対する累積損傷度理論に基づく評価結果）



（As 層の液状化強度試験結果と豊浦標準砂の解析用液状化強度特性の比較）

図 4.2－68　累積損傷度理論に基づく評価結果
（取水口・取水構造物，As 層）

b.　地盤の液状化強度特性の代表性及び保守性

設置変更許可申請段階の液状化強度試験結果に基づき設定したＦＬＩＰ解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）について，追加液状化強度試験結果との比較等を行うことでその代表性を確認する。

また，強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価のために用いる敷地に存在しない豊浦標準砂のＦＬＩＰ解析用液状化強度特性と，原地盤の液状化強度試験結果を比較することでその保守性を確認する。

・du 層

図 4.2－69 に，設置変更許可申請段階の液状化強度試験による du 層の解析用液状化強度特性(ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ））と液状化強度試験結果を示す。また，図中には，追加液状化強度試験結果及び豊浦標準砂の解析用液状化強度特性（ＦＬＩＰ　豊浦標準砂の解析用液状化強度特性）を併記している。

追加液状化強度試験結果が，ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）を上回っていること，及びＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）がおおむね液状化強度試験結果の下限を通っていることから，du 層の液状化強度特性における代表性を確認した。

また，強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価のために用いる敷地に存在しない豊浦標準砂の解析用液状化強度特性が全ての液状化強度試験結果よりも十分小さいことから，この保守性を確認した。

・As 層

図 4.2－70 に，設置変更許可申請段階の液状化強度試験による As 層の解析用液状化強度特性(ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ））と液状化強度試験結果を示す。また，図中には，追加液状化強度試験結果及び豊浦標準砂の解析用液状化強度特性（ＦＬＩＰ　豊浦標準砂の解析用液状化強度特性）を併記している。

追加液状化強度試験結果が，ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）を上回っていること，及びＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）がおおむね液状化強度試験結果の下限を通っていることから，As 層の液状化強度特性における代表性を確認した。

また，強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価のために用いる敷地に存在しない豊浦標準砂の解析用液状化強度特性が全ての液状化強度試験結果よりも十分小さいことから，この保守性を確認した。

・Ag2 層

図 4.2－71 に，設置変更許可申請段階の液状化強度試験による Ag2 層の解析用液状化強度特性(ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ））と液状化強度試験結果を示す。また，図中には，追加液状化強度試験結果及び豊浦標準砂の解析用液状化強度特性（ＦＬＩＰ　豊浦標準砂の解析用液状化強度特性）を併記している。

追加液状化強度試験結果の中には，ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）よりわずかながら小さいものもあったが，その差は小さく，同様の傾向を呈していること，及びＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）がおおむね液状化強度試験結果の下限を通っていることから，Ag2 層の液状化強度特性における代表性を確認した。

また，強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価のために用いる敷地に存在しない豊浦標準砂の解析用液状化強度特性が全ての液状化強度試験結果よりも十分小さいことから，この保守性を確認した。

・Ag1 層

図 4.2－72 に，設置変更許可申請段階の液状化強度試験*による Ag1 層の解析用液状化強度特性(ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ））と液状化強度試験結果を示す。また，図中には，追加液状化強度試験結果及び豊浦標準砂の解析用液状化強度特性（ＦＬＩＰ　豊浦標準砂の解析用液状化強度特性）を併記している。

追加液状化強度試験結果の中には，ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）よりわずかながら小さいものもあったが，その差は小さく，同様の傾向を呈していること，及びＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）がおおむね液状化強度試験結果の下限を通っていることから，Ag1 層の液状化強度特性における代表性を確認した。

また，強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価のために用いる敷地に存在しない豊浦標準砂の解析用液状化強度特性が全ての液状化強度試験結果よりも十分小さいことから，この保守性を確認した。

注記　＊：設置変更許可申請段階においては，Ag1 層の液状化強度試験結果を Ag2 層の液状化強度試験結果にて代用していた。

・D2s-3 層

図 4.2－73 に，設置変更許可申請段階の液状化強度試験による D2s-3 層の解析用液状化強度特性(ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ））と液状化強度試験結果を示す。また，図中には，追加液状化強度試験結果及び豊浦標準砂の解析用液状化強度特性（ＦＬＩＰ　豊浦標準砂の解析用液状化強度特性）を併記している。

追加液状化強度試験結果は，ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）とおおむね同様の傾向を呈していること，及びＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）がおおむね液状化強度試験結果の下限を通っていることから，D2s-3 層の液状化強度特性における代表性を確認した。

また，強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価のために用いる敷地に存在しない豊浦標準砂の解析用液状化強度特性が全ての液状化強度試験結果よりも十分小さいことから，この保守性を確認した。

・D2g-3 層

図 4.2－74 に，設置変更許可申請段階の液状化強度試験による D2g-3 層の解析用液状化強度特性(ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ））と液状化強度試験結果を示す。また，図中には，追加液状化強度試験結果及び豊浦標準砂の解析用液状化強度特性（ＦＬＩＰ　豊浦標準砂の解析用液状化強度特性）を併記している。

追加液状化強度試験結果の中には，ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）よりわずかながら小さいものもあったが，その差は小さく，同様の傾向を呈していること，及びＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）がおおむね液状化強度試験結果の下限を通っていることから，D2g-3 層の液状化強度特性における代表性を確認した。

また，強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価のために用いる敷地に存在しない豊浦標準砂の解析用液状化強度特性が全ての液状化強度試験結果よりも十分小さいことから，この保守性を確認した。

・D1g－1 層

図 4.2－75 に，設置変更許可申請段階の液状化強度試験による D1g-1 層の解析用液状化強度特性(ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ））と液状化強度試験結果を示す。また，図中には，追加液状化強度試験結果及び豊浦標準砂の解析用液状化強度特性（ＦＬＩＰ　豊浦標準砂の解析用液状化強度特性）を併記している。

追加液状化強度試験結果が，ＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）を上回っていること，及びＦＬＩＰ　原地盤の解析用液状化強度特性（設置変更許可段階，－1σ）がおおむね液状化強度試験結果の下限を通っていることから，D1g-1 層の液状化強度特性における代表性を確認した。

また，強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価のために用いる敷地に存在しない豊浦標準砂の解析用液状化強度特性が全ての液状化強度試験結果よりも十分小さいことから，この保守性を確認した。

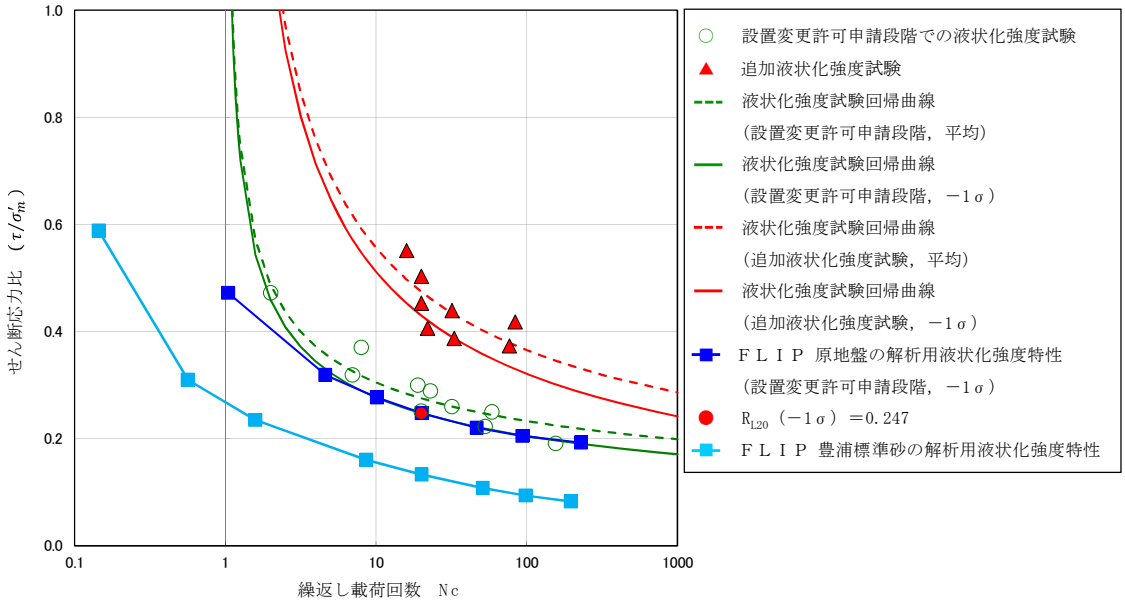


図 4.2－69　設置変更許可段階で示した液状化強度特性（-1σ）の代表性（du 層）

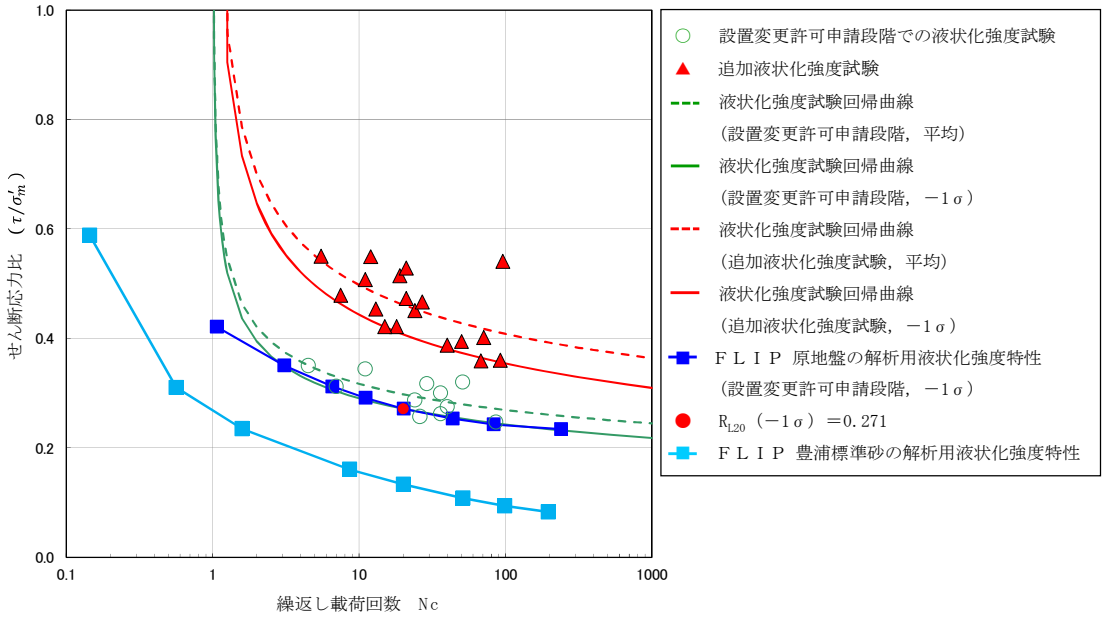


図 4.2－70　設置変更許可段階で示した液状化強度特性（-1σ）の代表性（As 層）

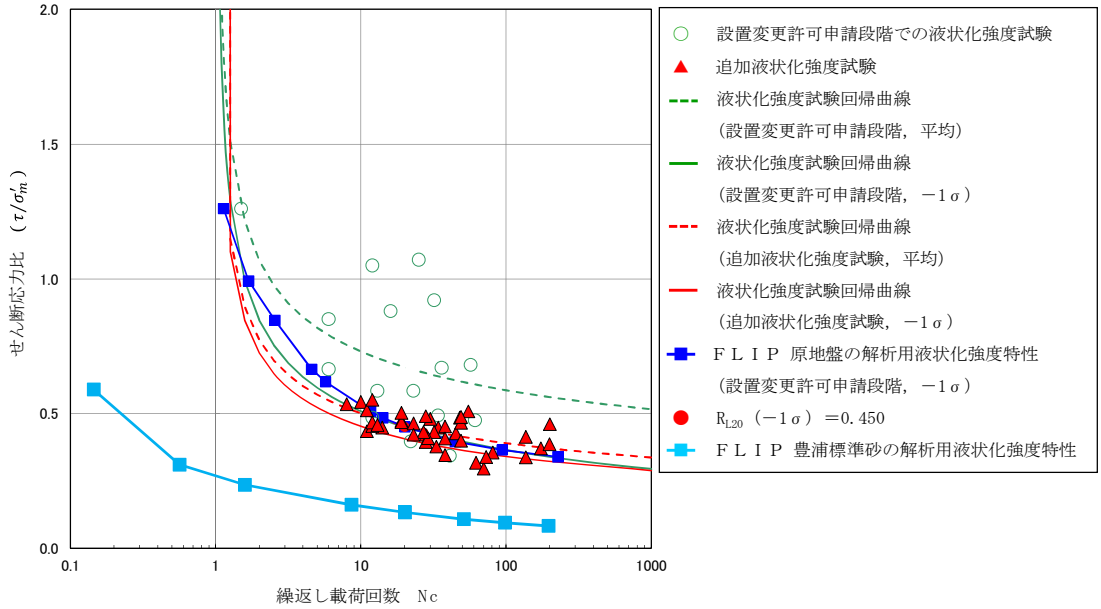


図 4.2－71　設置変更許可段階で示した液状化強度特性（-1σ）の代表性（Ag2 層）

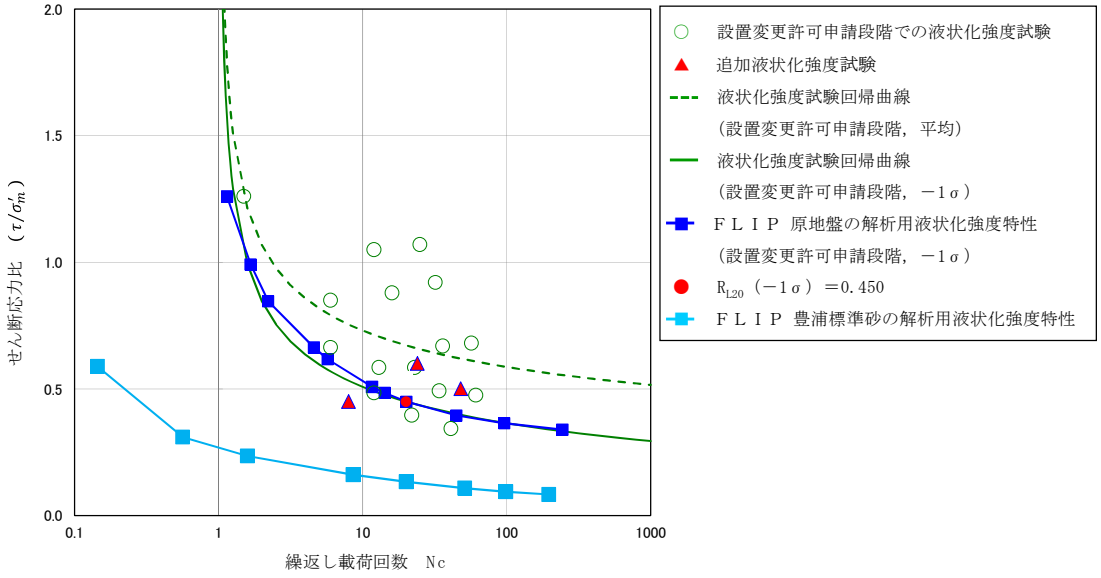


図 4.2－72　設置変更許可段階で示した液状化強度特性（-1σ）の代表性（Ag1 層）

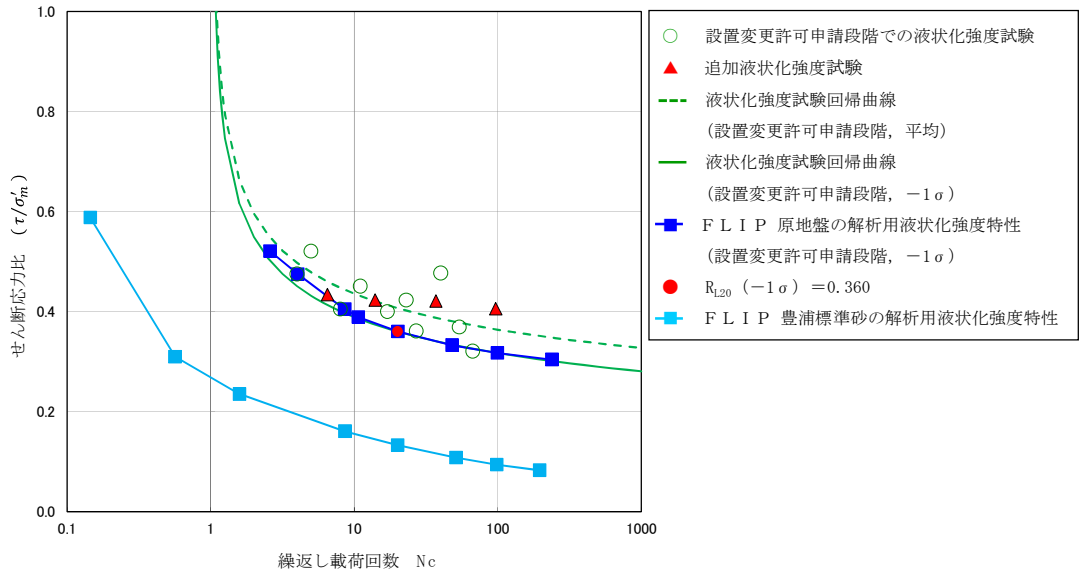


図 4.2－73　設置変更許可段階で示した液状化強度特性（-1σ）の代表性（D2s-3 層）

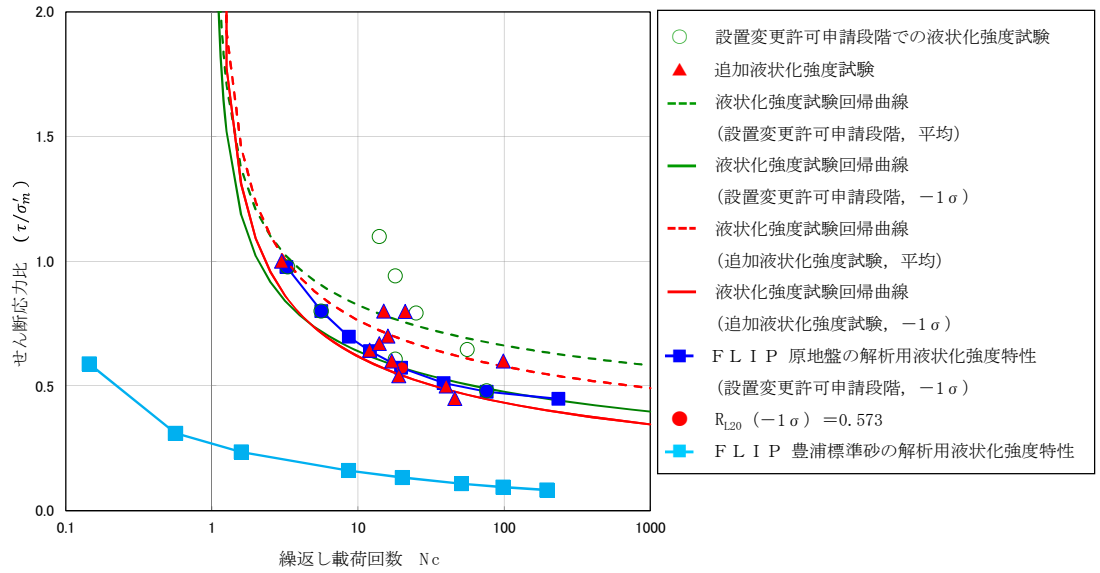


図 4.2－74　設置変更許可段階で示した液状化強度特性（-1σ）の代表性（D2g-3 層）

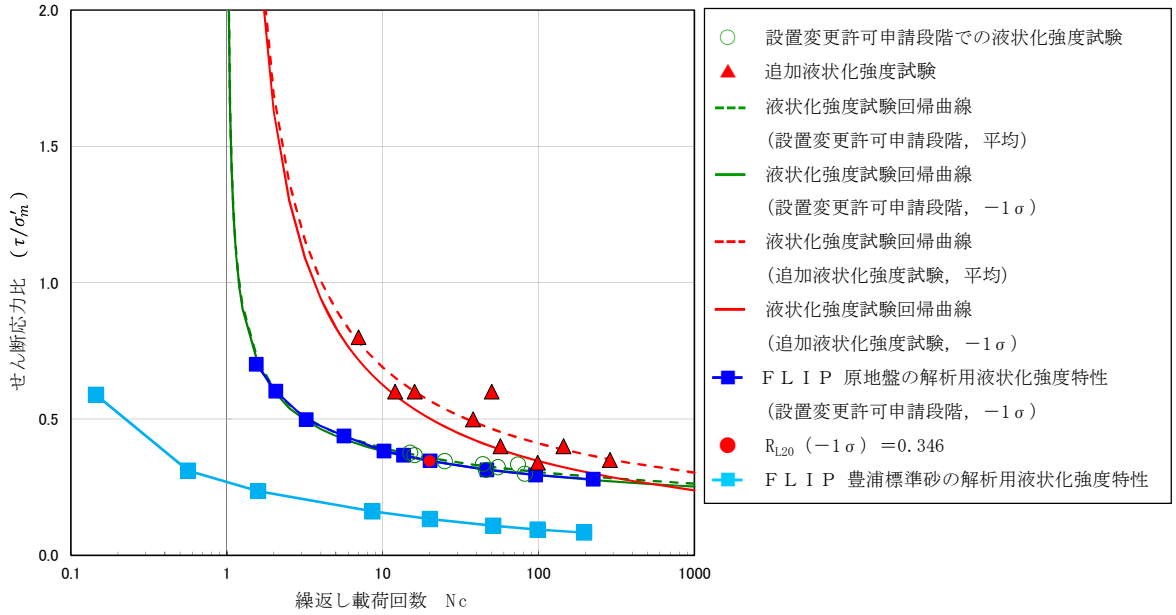


図 4.2－75　設置変更許可段階で示した液状化強度特性（-1σ）の代表性（D1g-1 層）

(7)　施設毎の有効応力解析による影響検討の組合せ

地震時における地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮する各施設に対し，有効応力解析による影響検討の組合せを設定する。

有効応力解析による影響検討の組合せの設定フローを図 4.2－76 に示す。

施設の詳細設計において，その周辺地盤に液状化検討対象層が存在しない場合は，有効応力解析による影響検討は不要とする。

上記に該当しない施設は，基準地震動Ｓ$_s$に対して，設置変更許可段階で示した原地盤の液状化強度試験結果に基づく原地盤のＦＬＩＰ解析用液状化強度特性（-1σ）を用いた有効応力解析による影響検討を行う（①）。

個別の施設設置位置の液状化強度特性について，信頼性を確認した上で，①の原地盤のＦＬＩＰ解析用液状化強度特性（-1σ）より大きいかの確認を行う。

個別の施設設置位置の液状化強度特性が①のＦＬＩＰ解析用原地盤の液状化強度特性（-1σ）より大きいことが確認できない場合は，①の検討において最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）解析ケースに対して，敷地に存在しない豊浦標準砂のＦＬＩＰ解析用液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した影響検討を行う（②）。

個別の施設設置位置の液状化強度特性が①のＦＬＩＰ解析用原地盤の液状化強度特性（-1σ）より大きいことの確認ができた場合は，個別の施設設置位置における液状化強度特性を考慮した影響検討を行うことを基本とする。

ただし，個別の施設設置位置の液状化強度特性が①の原地盤のＦＬＩＰ解析用液状化強度特性（-1σ）より大きいことから，保守性を考慮し，②の影響検討を採用する場合もある。

以下に建物・構築物及び土木構造物（津波防護施設等を含む。）の有効応力解析による影響検討方針について示す。

敷地の広い範囲に渡って設置される津波防護施設（防潮堤）及び施設数が多い屋外重要土木構造物の有効応力解析による影響検討では，設置変更許可申請段階で示した原地盤のＦＬＩＰ解析用液状化強度特性を用いて基準地震動Ｓ$_s$に対する有効応力解析を行う。また，屋外重要土木構造物及び津波防護施設（防潮堤）の上部構造及び下部構造それぞれに対し，許容限界に対する余裕が最も小さい解析ケースについて，原地盤の液状化強度試験結果よりも十分に小さい，敷地に存在しない豊浦標準砂のＦＬＩＰ解析用液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の影響検討を実施する。

建物・構築物のうち，使用済燃料乾式貯蔵建屋の有効応力解析検討にあたって，施設直下に分布する地層のうち Ag2 層（砂礫）及び D2g-3 層（砂礫）のＦＬＩＰ解析用液状化強度特性（-1σ）は，当該地点において取得した供試体による液状化強度試験を実施していることから，敷地に存在しない豊浦標準砂のＦＬＩＰ解析用液状化強度特性を用いた評価は実施しない。

使用済燃料乾式貯蔵建屋設置位置において D2g-3 層が確認されている調査孔と液状化強度試験箇所の位置を図 4.2－77 に示す。また，表 4.2－9 に，使用済燃料乾式貯蔵建屋設置

位置近傍の調査孔の D2g-3 層の柱状図の記事と標準貫入試験実施深度及びＮ値をまとめた。

D2g－3 層は，おおむね GL-17m～GL-25m 程度の深度に分布している。液状化強度試験箇所（ｎ孔）近傍のボーリングのコア観察記録では，D2g-3 層は数㎜～数十㎜の礫を含む砂礫層であり，一部でＮ値が 30 程度の箇所が認められるものの，概ねＮ値 50 以上の強硬な地層である。また，図 4.2－78 には，D2g－3 層の敷地内調査孔，液状化強度試験箇所ｎ孔と近傍調査孔ｃ孔の粒度試験結果を示すが，液状化強度試験箇所ｎ孔と近傍調査孔ｃ孔の粒度分布は概ね同様な傾向を示す。また，BV１孔のＮ値が 31 の箇所は，柱状図の記事によれば礫分が少なく，シルト分がやや多い箇所である。このように細粒分が多いことは，液状化強度が増加することに寄与する傾向の要因であるため，液状化強度特性下限値の設定への影響は小さい。

以上より，使用済燃料乾式貯蔵建屋設置位置における D2g-3 層は，地質的性状に大きい差異が認められないことから，当該位置で取得した D2g-3 層の液状化強度特性は，使用済燃料乾式貯蔵建屋の有効応力解析による影響検討のために使用する液状化強度特性として代表性を有することを確認した。

しかし，使用済燃料乾式貯蔵建屋設置位置における Ag2 層及び D2g-3 層のＦＬＩＰ解析用液状化強度特性の設定にあたっては，保守性に配慮し，Ag2 及び D2g－3 層の下限値を更に下回る D1g-1 層（砂礫）のＦＬＩＰ解析用液状化強度特性（-1σ）を適用し，有効応力解析による影響検討を実施する。

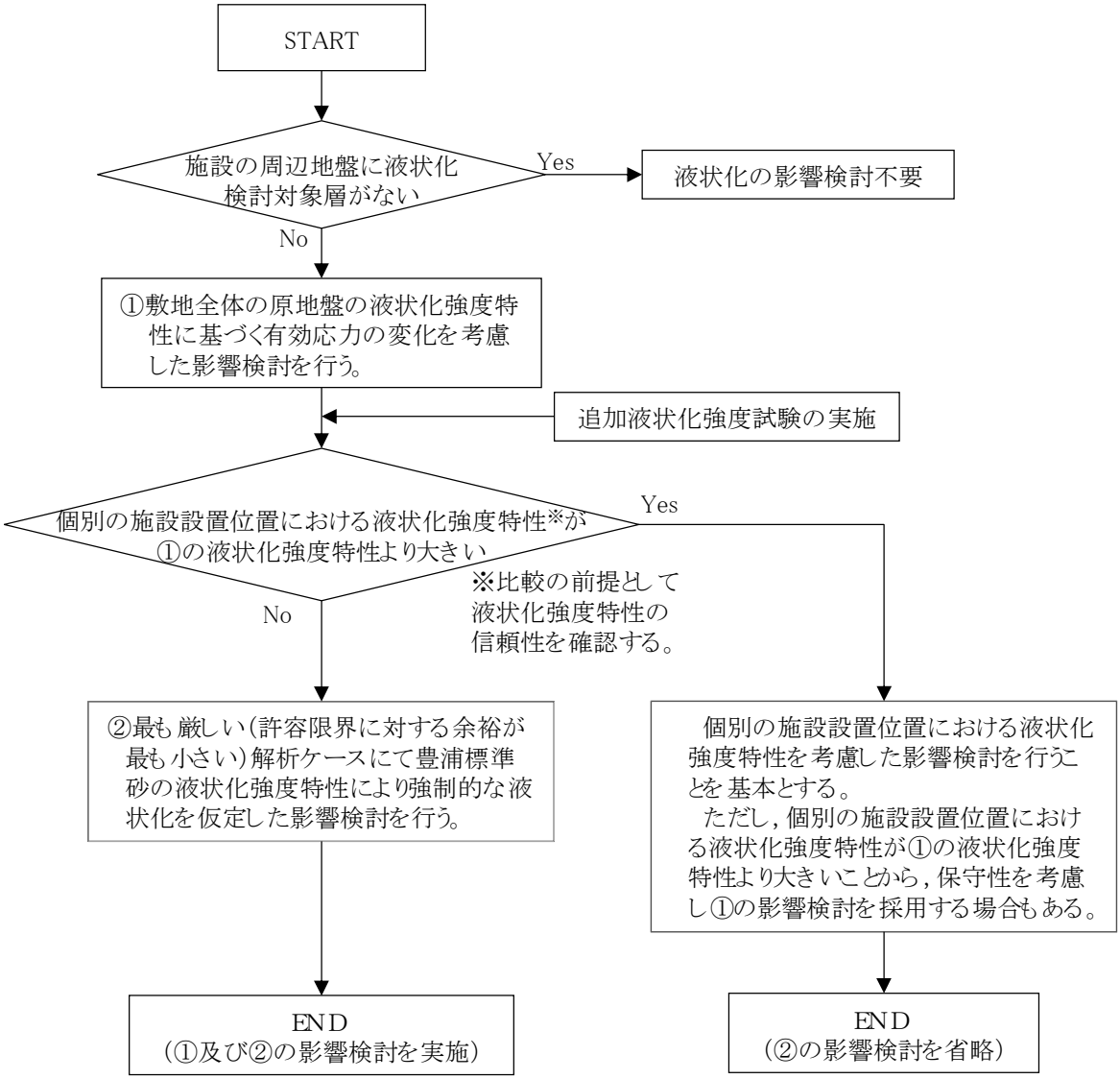


図 4.2－76　有効応力解析による影響検討の組合せ

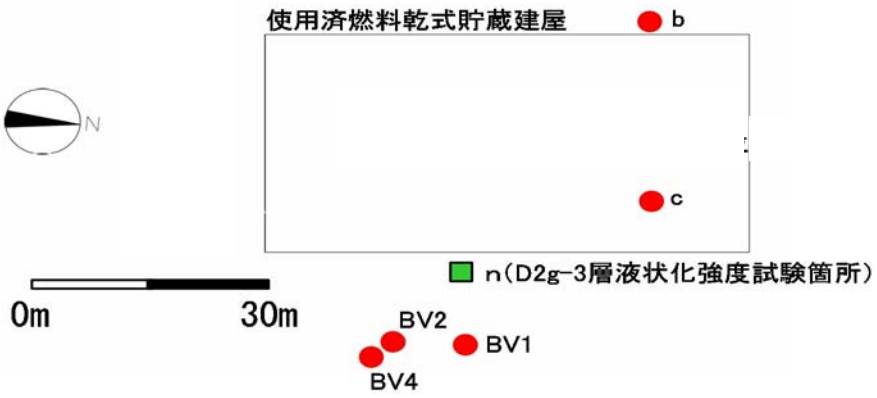


図 4.2－77　使用済燃料乾式貯蔵建屋設置位置における液状化強度試験箇所及び近傍調査孔位置（D2g－3 層）

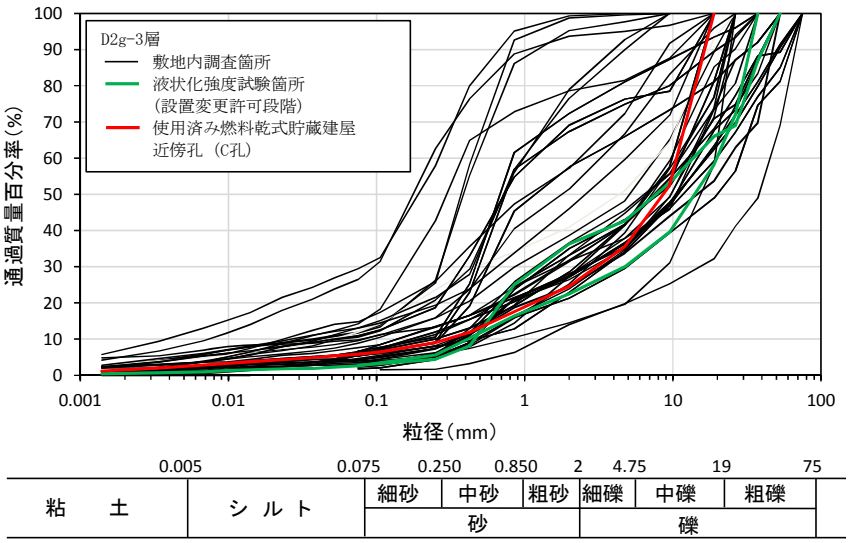


図 4.2－78　液状化強度試験箇所と近傍調査孔（ｃ孔）の粒度試験結果（D2g－3 層）

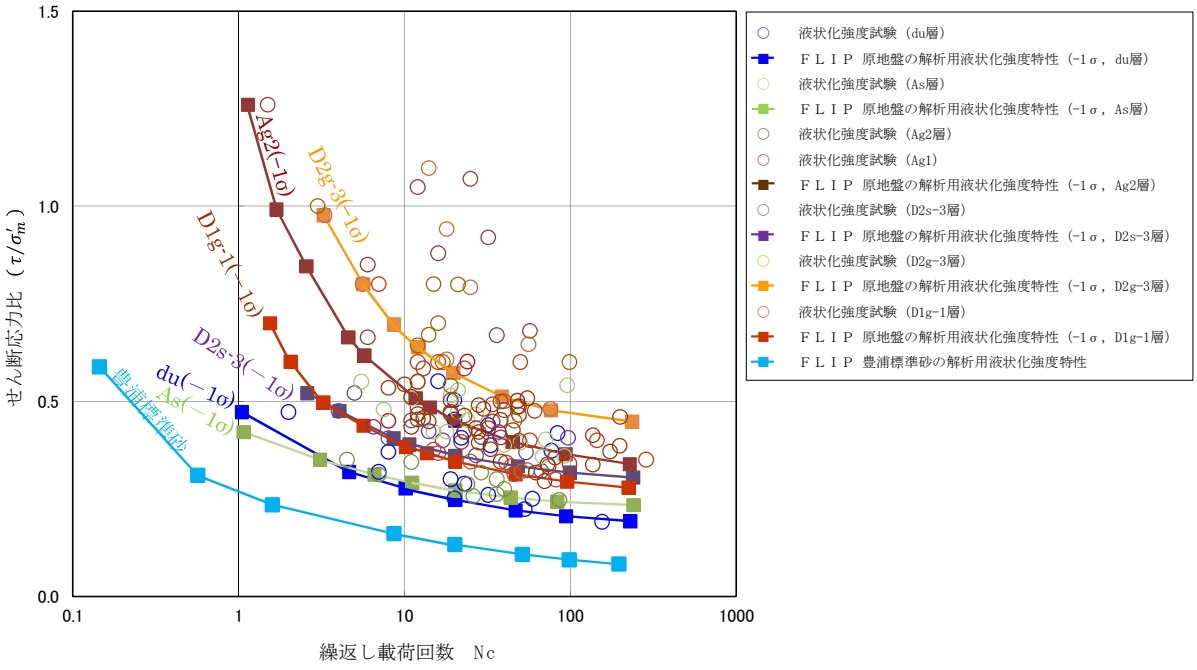


図 4.2－79　敷地内液状化検討対象土層の液状化強度特性の比較

表 4.2－9　使用済燃料乾式貯蔵建屋近傍調査孔 D2g-3 層分布深度，N値及び柱状図記事（設置変更許可申請段階）

孔番		b		c		BV1		BV2		BV4	
D2g-3層確認深度	上端	G.L.-22.85m		G.L.-21.15m		G.L.-17.90m		G.L.-17.64m		G.L.-17.25m	
	下端	G.L.-23.20m		G.L.-25.22m		G.L.-22.10m		G.L.-21.90m		G.L.-21.91m	
柱状図記載内容		• 礫は5～30㎜亜角礫 • 礫種は，砂岩，粘板岩，花崗岩類		• 基質は粗砂の砂礫 • 礫は10～60㎜の亜円礫～亜角礫 • 礫種は，砂岩，粘板岩，ひん岩，チャートと多種		• 基質は淘汰不良な細～粗砂であり，粘土分を含む • G.L.-21.50m付近は礫分少ない		• 基質は細～粗砂を主体とし，全体に淘汰不良 • 礫は2～60㎜の亜円～亜角礫 • 礫種は，砂岩，粘板岩，花崗岩からなる		• シルト混じり砂礫 • 基質は細～粗砂を主体とし，全体に淘汰不良 • 礫種は，砂岩，粘板岩，花崗岩からなる5～70㎜大の亜円～亜角礫	
標準貫入試験深度及びN値		G.L.-23.10m	N=167[注)]	G.L.-21.15m	N=68[注)]	G.L.-18.15m	N=88[注)]	G.L.-18.15m	N=75[注)]	G.L.-18.15m	N=65[注)]
				G.L.-22.15m	N=83[注)]	G.L.-19.15m	N=83[注)]	G.L.-19.15m	N=60[注)]	G.L.-19.10m	N=150[注)]
				G.L.-23.15m	N=68[注)]	G.L.-20.15m	N=125[注)]	G.L.-20.15m	N=214[注)]	G.L.-20.15m	N=60[注)]
				G.L.-24.15m	N=35	G.L.-21.15m	N=31	G.L.-21.15m	N=50	G.L.-21.15m	N=100[注)]

注）打撃回数50回において，貫入長が300㎜未満の標準貫入試験箇所は次式によりN値を算出した。

$$\text{換算N値} = \frac{300\text{mm}}{\text{打撃回数50回における打込み長(mm)}} \times 50$$

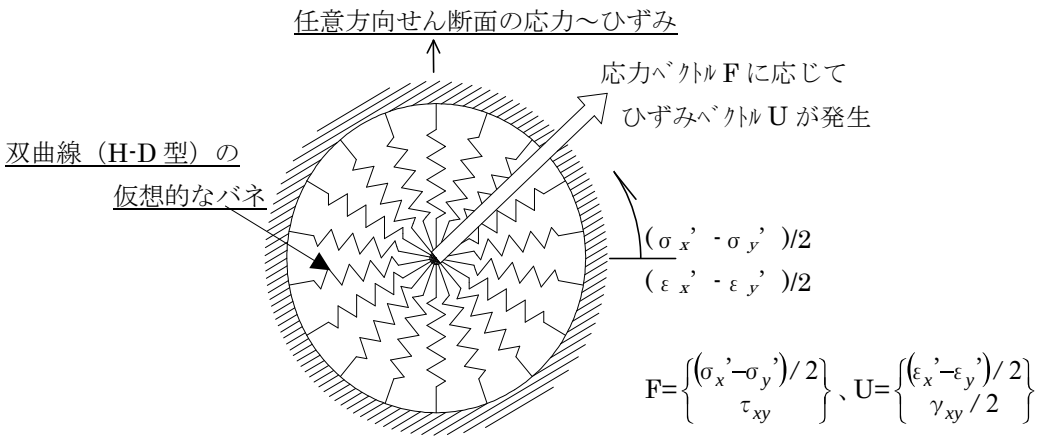
(8) 有効応力解析の検討方針

a. 有効応力解析コード「ＦＬＩＰ」について

有効応力解析コード「ＦＬＩＰ（Finite element analysis of Liquefaction Program）」は，1988 年に運輸省港湾技術研究所（現，（独）港湾空港技術研究所）において開発された平面ひずみ状態を対象とする有効応力解析法に基づく 2 次元地震応答解析プログラムである。ＦＬＩＰの主な特徴として，以下の 5 点が挙げられる。

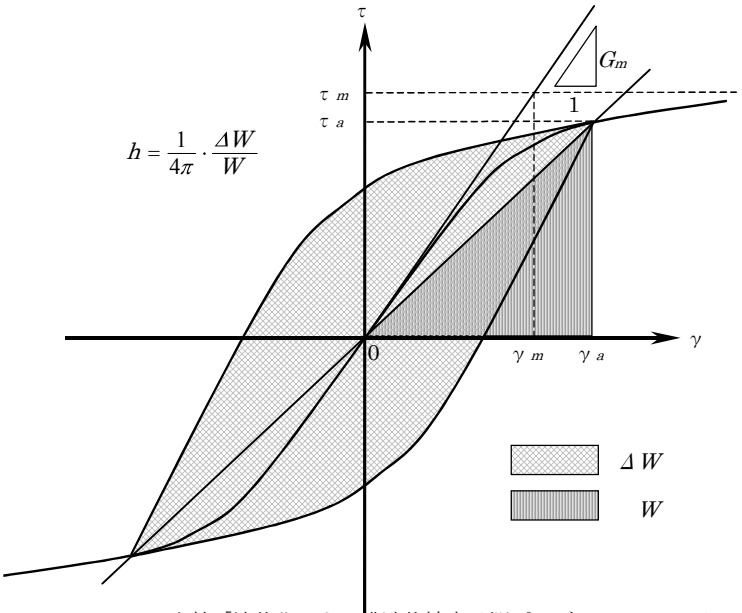
① 有限要素法に基づくプログラムである。
② 平面ひずみ状態を解析対象とする。
③ 地盤の有効応力の変化を考慮した地震応答解析を行い，部材の断面力や変形量を計算する。
④ 土の応力－ひずみモデルとしてマルチスプリングモデルを採用している。
⑤ 有効応力の変化は有効応力法により考慮する。そのために必要な過剰間隙水圧算定モデルとして井合モデルを用いている。

砂の変形特性を規定するマルチスプリングモデルは，任意方向のせん断面において仮想的な単純せん断バネの作用があるものとし，これらのせん断バネの作用により，土全体のせん断抵抗が発揮されるものである。土の応力－ひずみ関係は，このせん断バネの特性によって種々の表現が可能であるが，「ＦＬＩＰ」では双曲線（Hardin-Drnevich）型モデルを適用している。また，履歴ループについては，その大きさを任意に調整可能なように拡張した Masing 則を用いている。図 4.2－80 にマルチスプリングモデルの概念図を，図 4.2－81 に非排水条件での土の応力－ひずみ関係の概念図を示す。



＊文献「液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法（港湾空港技術研究所資料 No.869）を一部修正

図 4.2－80　マルチスプリングモデルの概念図



＊文献「液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法（港湾空港技術研究所資料 No.869）を一部修正

図 4.2－81　非排水条件での土の応力―ひずみ関係の概念図

b.　液状化判定に係る評価基準値について

有効応力解析コード「ＦＬＩＰ」での地震応答解析結果により算出される各地盤要素の間隙水圧に対し，液状化の定義を明確にした上で，評価基準値を以下のように設定し，液状化判定を行う。

レベル 2 地震動による液状化研究小委員会活動成果報告（土木学会，2003）では，地盤の液状化の事象の定義として，以下のように記載されている。

・地震の繰り返しせん断力などによって，飽和した砂や砂礫などの緩い非粘性土からなる地盤内での間隙水圧が上昇・蓄積し，有効応力がゼロまで低下し液体状となり，その後地盤の流動を伴う現象。

液状化判定の評価基準値を設定するにあたり，規格・基準における液状化と過剰間隙水圧に関する記載事例を調査した。地盤材料試験の方法と解説（地盤工学会，2009）では，液状化と関連する過剰間隙水圧について，以下のように記載されている。

・各繰り返しサイクルにおける過剰間隙水圧Δu の最大値が有効拘束圧 σ_0’の 95%になった時の繰り返し載荷回数 Nu_{95} を求める。（土の液状化強度特性を求めるための繰返し非排水三軸試験（p.703～749））

これらの知見を踏まえて，過剰間隙水圧を指標とした液状化の評価基準値について，“液状化の定義”及び“規格・基準における記載事例”に基づき，以下のように設定する。

・過剰間隙水圧Δu の最大値が有効拘束圧 σ_0’の 95%に達した状態を液状化と判定する。

図 4.2－82 に液状化パラメータ設定の流れを示す。液状化パラメータの設定は，室内試験（液状化強度試験，三軸圧縮試験（CD 条件），動的変形試験）及び原位置試験（PS 検層）により動的変形特性を求め，その後「ＦＬＩＰ」による要素シミュレーションにより液状化強度特性を求めている。以上のように設定した液状化パラメータを表 4.2－1 に示す。

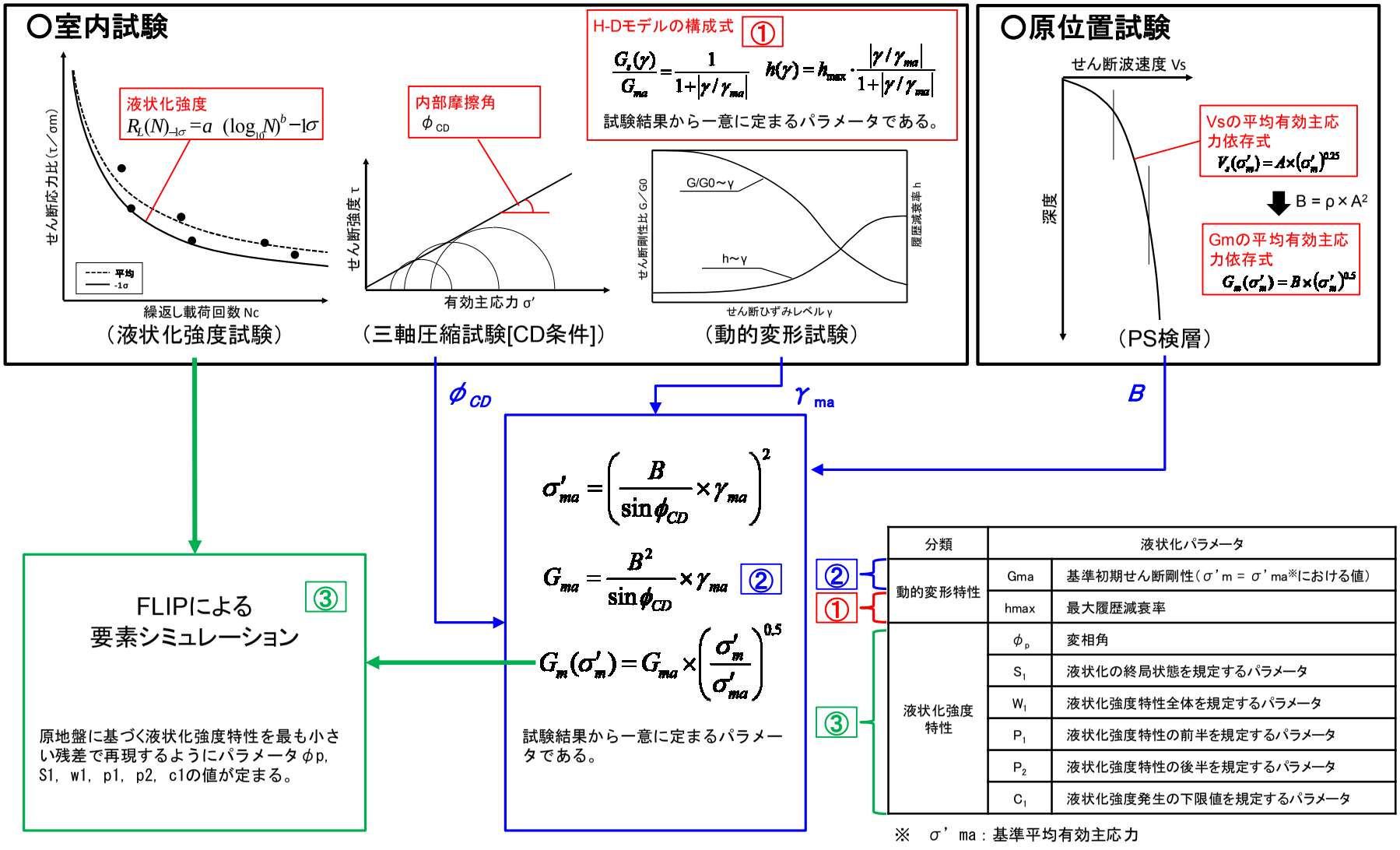


図 4.2－82　液状化パラメータ設定の流れ

4.2.2　強制的に液状化させることを仮定した有効応力解析に用いる解析用物性値

(1)　豊浦標準砂について

豊浦標準砂は，山口県豊浦で産出される天然の珪砂であり，敷地には存在しないものである。豊浦標準砂は，淡黄色の丸みのある粒から成り，粒度が揃い均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから，液状化強度特性に関する研究及びそれに伴う実験などで多く用いられている。

(2)　豊浦標準砂の液状化強度特性

豊浦標準砂の液状化強度特性は，文献（CYCLIC UNDRAINED TRIAXIAL STRENGTH OF SAND BY A COOPERATIVE TEST PROGRAM[Soils and Foundations,JSSMFE.26-3.(1986)]）から引用した相対密度 73.9～82.9%の豊浦標準砂の液状化強度試験データに対し，それらを全て包含する「ＦＬＩＰ」の液状化特性を設定する。

図 4.2－83 に豊浦標準砂の液状化強度試験データ，図 4.2－84 にＦＬＩＰによる豊浦標準砂の液状化強度特性を示す。

ＦＬＩＰを用いて，強制的に液状化を仮定した液状化影響評価を行うため，東海第二発電所の全地層の液状化強度試験データを包含する液状化強度特性（豊浦標準砂）をＦＬＩＰに仮定した有効応力解析を行い，耐震評価を実施する。図 4.2－85 に豊浦標準砂の液状化強度特性と原地盤の液状化強度特性の比較を示す。

豊浦標準砂と液状化検討対象層である du 層及び As 層の比較を実施した。表 4.2－10 に平均粒径と細粒分含有率の比較，図 4.2－86 及び図 4.2－87 に粒径加積曲線による比較を示す。豊浦標準砂と du 層及び As 層の粒度分布について比較した結果，豊浦標準砂は細粒分含有率が低く，均質な粒径を持つという特徴がある。

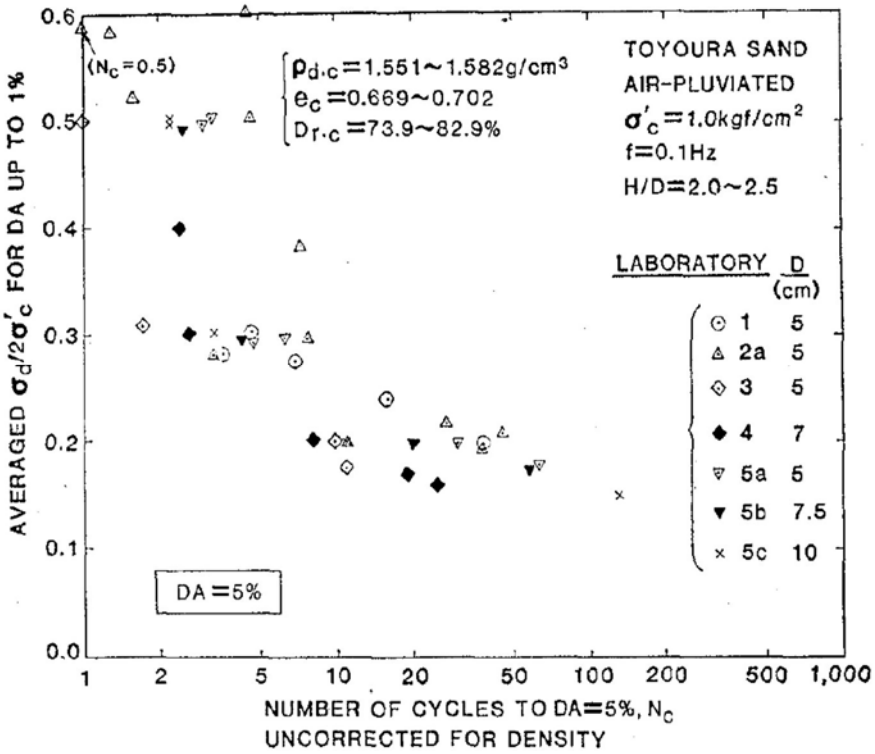


図 4.2－83　豊浦標準砂の液状化強度試験データ

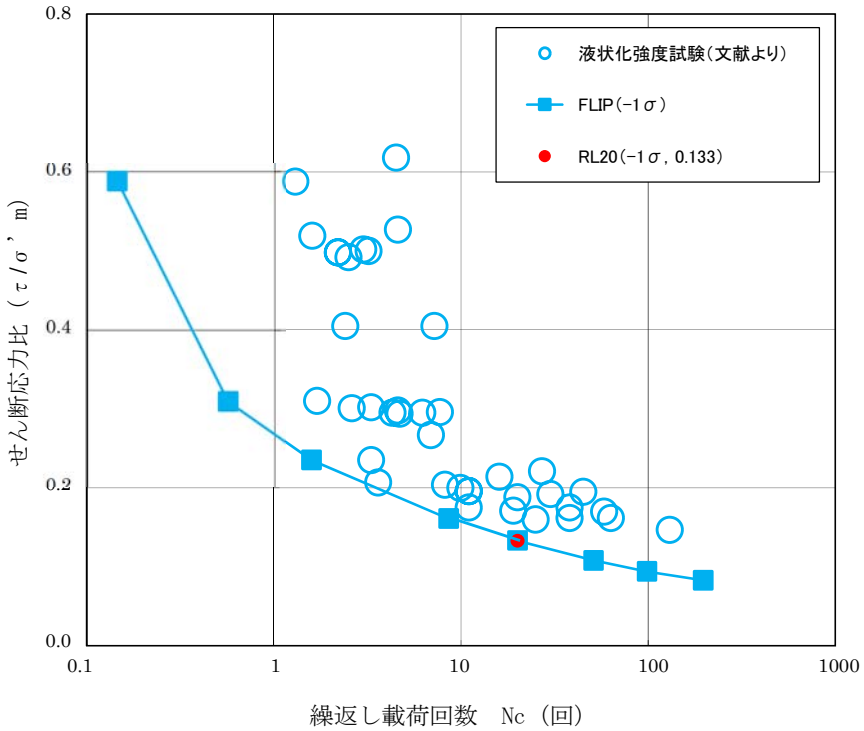


図 4.2－84　ＦＬＩＰによる豊浦標準砂の液状化強度特性（－1σ）

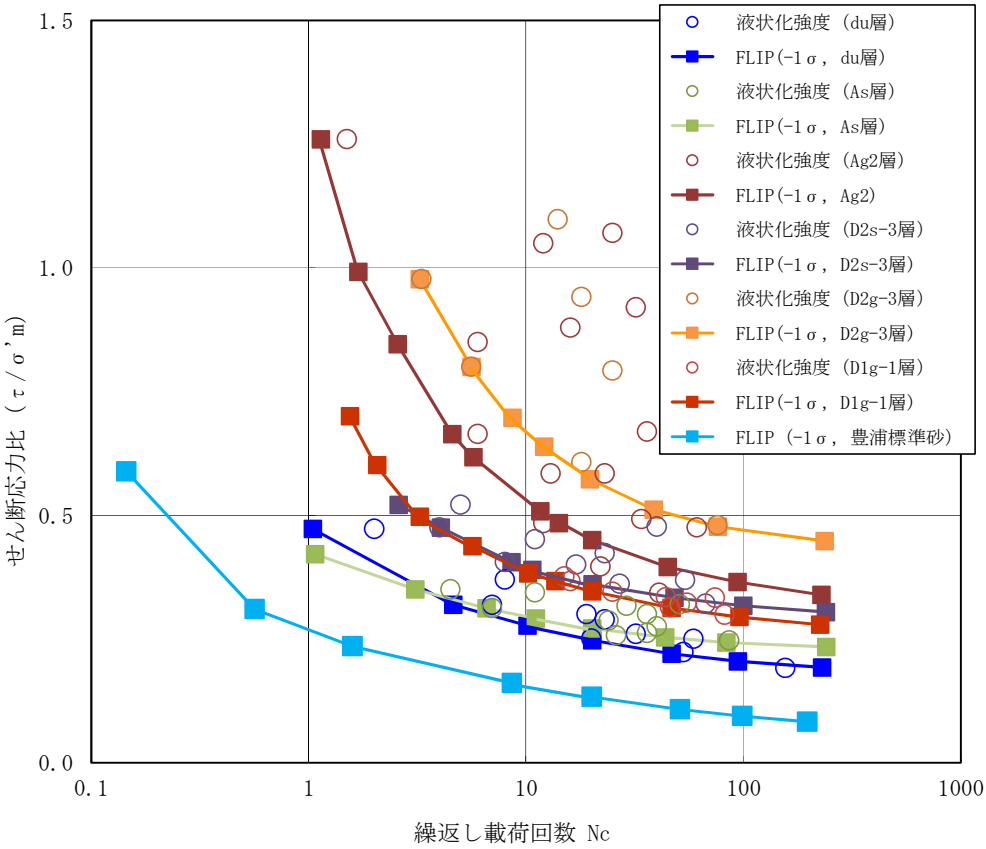
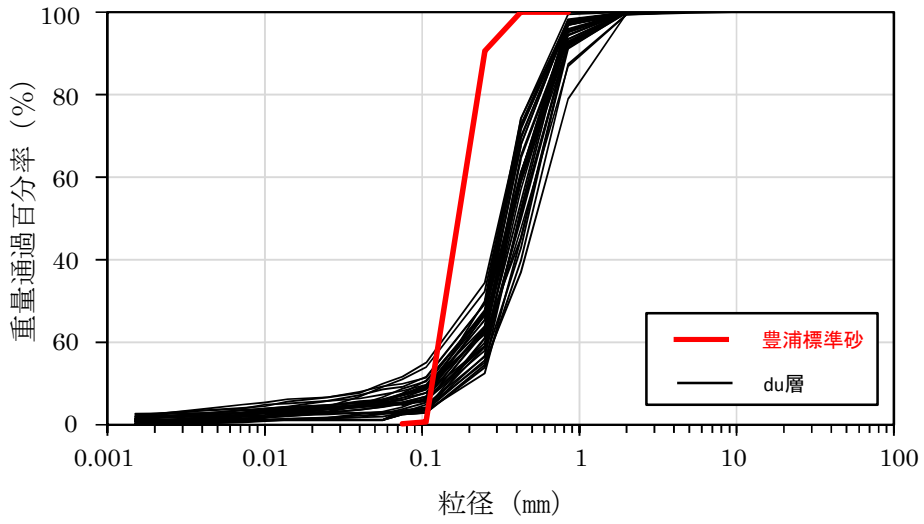


図 4.2－85　豊浦標準砂と原地盤の液状化強度特性の比較

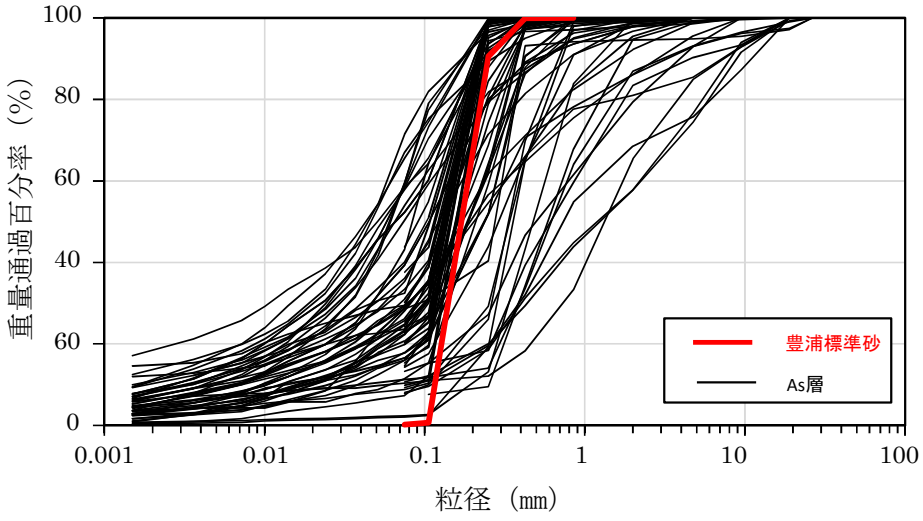
表 4.2－10　平均粒径と細粒分含有率の比較

	平均粒径（mm）	細粒分含有率（%）
豊浦標準砂	0.202	0.24
du 層	0.384	5.2
As 層	0.201	2.1～71.5



＊豊浦標準砂の粒度については，文献（豊浦砂の粒度分布（土木学会第 64 回年次学術講演会，平成 21 年 9 月））より引用

図 4.2－86　粒径加積曲線による比較（du 層）



＊豊浦標準砂の粒度については，文献（豊浦砂の粒度分布（土木学会第 64 回年次学術講演会，平成 21 年 9 月））より引用

図 4.2－87　粒径加積曲線による比較（As 層）

4.2.3　その他の解析用物性値

(1)　捨石

捨石については，「港湾構造物設計事例集（（財）沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」に基づき，表 4.2－1 の通り解析用物性値を設定する。捨石の解析用物性値の詳細については（参考資料３）に示す。

(2)　人工岩盤（コンクリート）

人工岩盤（コンクリート）については，「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005）」に基づき，表 4.2－2 の通り解析用物性値を設定する。

(3)　地盤改良体

地盤改良体（セメント改良）については，既設改良体又は既設改良体を模擬した再構成試料による試験結果及び文献（地盤工学への物理探査技術の適用と事例（地盤工学会，2001 年），わかりやすい土木技術ジェットグラウト工法（鹿島出版社 柴崎他，1983 年））等を参考に表 4.2－3 の通り解析用物性値を設定する。

地盤改良体（セメント改良）のせん断波速度は，図 4.2－88 に示す通り，一軸圧縮強度の増加に伴って増加する傾向があるため，各構造物で計画されている改良体の一軸圧縮強度に応じたせん断波速度を設定する方法を採用した。

地盤改良体（セメント改良）の動ポアソン比は，屋外二重管の底部地盤に施工されている既設地盤改良体（セメント改良）の PS 検層結果より設定した。既設改良体（セメント改良）の PS 検層実施位置を図 4.2－89 に，PS 検層結果を表 4.2－11 に示す。

地盤改良体（セメント改良）のひずみ依存特性を設定するにあたり，一軸圧縮強度を 2 水準（q_u=4.0N/mm^2，13.0N/mm^2）*とした再構成試料による動的変形試験を実施した。2 水準の一軸圧縮強度毎の動的変形試験結果と H-D モデルによる回帰式を図 4.2－90 に示す。

上記の文献情報及び試験結果と解析用地盤物性の対応を，表 4.2－12 にとりまとめる。また，地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの考え方及び物性設定の妥当性についての検討結果を（参考試料４）に示す。

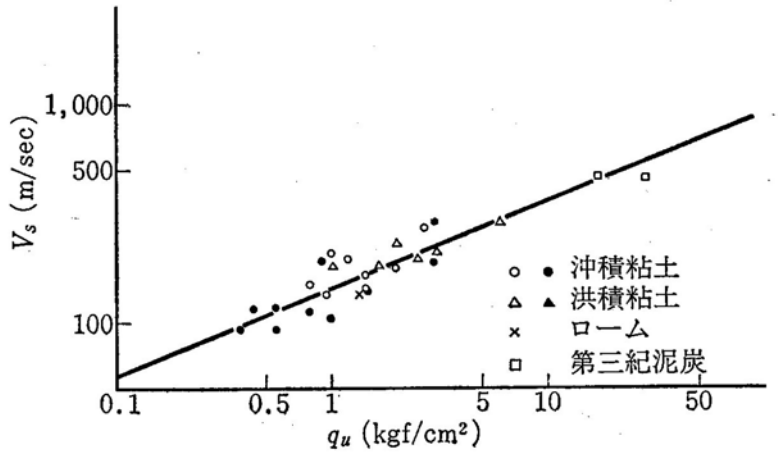
注記　＊：屋外二重管の底部地盤に施工されている既設地盤改良体（セメント改良）の一軸圧縮強度がおよそ 13.0N/mm^2 であったため，これを高強度側の目標一軸圧縮強度とし，一方で低強度側の目標一軸圧縮強度として 4.0N/mm^2 を採用した。

地盤改良体（セメント改良）の強度特性のうち残留強度については，東海第二発電所の原地盤の内部摩擦角のうちAc層の内部摩擦角（ϕ＝29.1°）を採用している。

一方，地盤改良体（セメント改良）の残留強度については，改訂版　建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針－セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法－（（財）日本建築センター）に述べられており，ここでは地盤改良体（セメント改良）を砕いて細粒化した試料を用いた三軸圧縮試験により，残留強度時に相当するとして求められた内部摩擦角（図 4.2－91）が示されている。最小破壊崩絡線の内部摩擦角はϕ＝37.6°であることから，上記にて設定した地盤改良体（セメント改良）の残留強度は，保守的な設定として妥当である。

また，地盤改良体（薬液注入）については，改良対象の原地盤の解析用物性値と同等の物性値を用いると共に，非液状化層とする。

なお，上記物性値とは別に，地盤改良試験施工を実施する主排気筒，非常用ガス処理系配管支持架構及び緊急時対策所建屋における地盤改良体（セメント改良）の解析用物性及びばらつきの設定については，各対象施設近傍にて実施した地盤改良試験施工結果を用いて設定する。詳細については，補足説明資料「主排気筒の耐震性評価に関する補足説明」，「非常用ガス処理系配管支持架構の耐震性評価に関する補足説明」，「緊急時対策所建屋の耐震性評価に関する補足説明」に示す。



＊文献（わかりやすい土木技術ジェットグラウト工法（鹿島出版社 柴崎他，1983 年））より引用

図 4.2－88　一軸圧縮強度とせん断波速度の関係

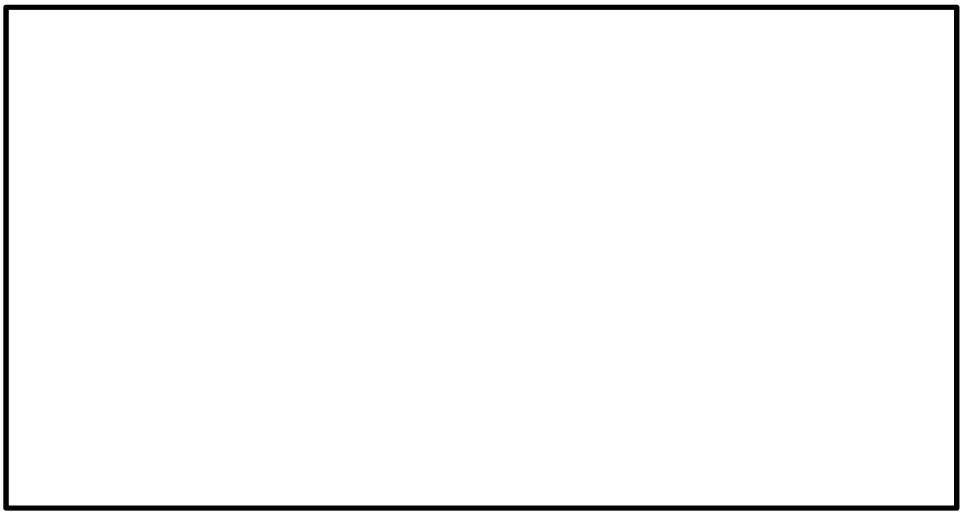
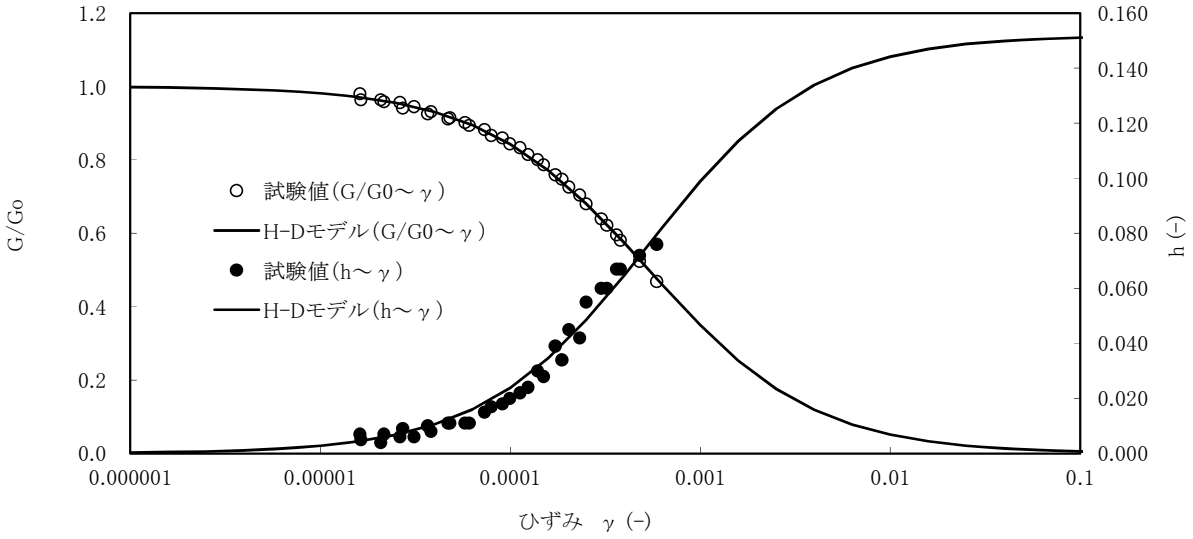


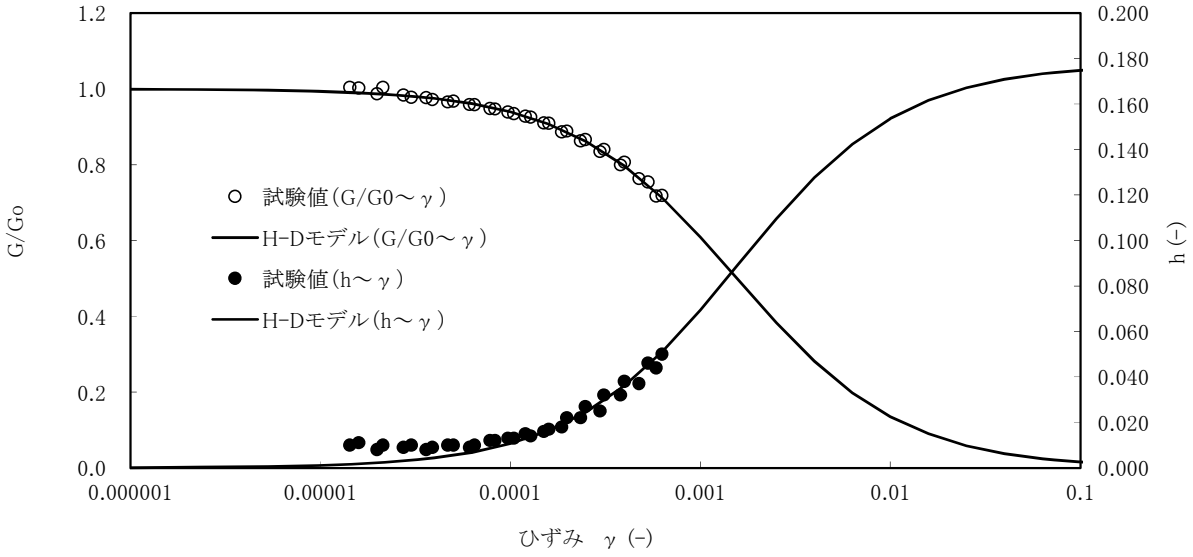
図 4.2－89　既設地盤改良体（セメント改良）の PS 検層実施位置

表 4.2－11　既設地盤改良体（セメント改良）の PS 検層結果

調査孔名		Vs (m/s)	Vp (m/s)	動ポアソン比
地盤改良体（セメント改良）	SJ-1	750	2006	0.419
	SJ-2	754	2357	0.443
平均値		752	2182	0.431



（目標一軸圧縮強度：4.0Nmm²）

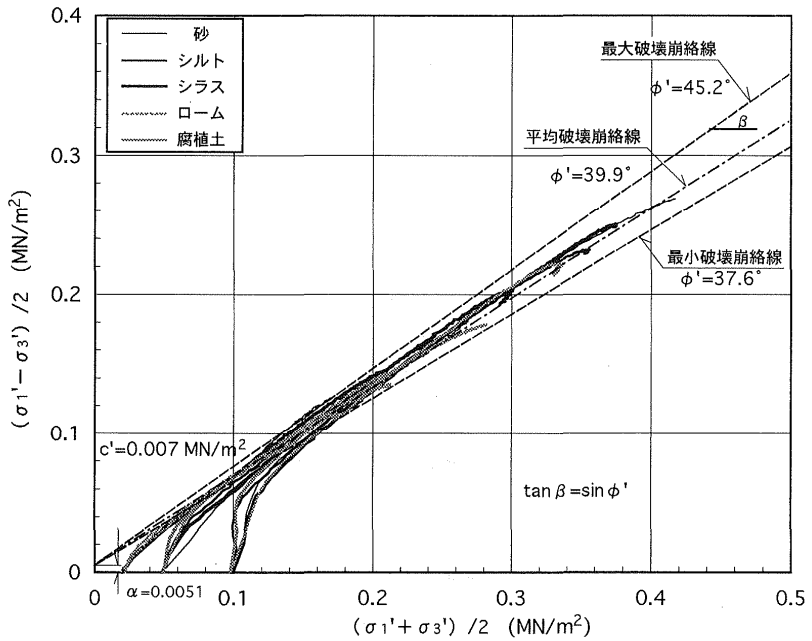


（目標一軸圧縮強度：13.0Nmm²）

図 4.2－90　再構成試料による動的変形試験結果

表 4.2－12　地盤改良体（セメント改良）の解析用地盤物性値
と文献情報及び室内試験の対応関係

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度 （≦8.5N/mm²の場合）	一軸圧縮強度 （＞8.5N/mm²の場合）
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times Vs^2$ $Vs = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u：一軸圧縮強度 (kgf/cm²)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \dfrac{1}{1+\gamma/0.000537}$ γ ：せん断ひずみ（－）	$G/G_0 = \dfrac{1}{1+\gamma/0.001560}$ γ ：せん断ひずみ（－）
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \dfrac{\gamma/0.000537}{1+\gamma/0.000537}$ γ ：せん断ひずみ（－）	$h = 0.178 \dfrac{\gamma/0.001560}{1+\gamma/0.001560}$ γ ：せん断ひずみ（－）



「改訂版　建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針－セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法－，日本建築センター」より

図 4.2－91　細粒化した地盤改良体の応力経路図

4.2.4　地盤の物性のばらつきについて

(1)　建物・構築物の地震応答解析に考慮する地盤の物性のばらつき

建物・構築物の地震応答解析においては地盤の物性のばらつきを考慮している。詳細については，補足説明資料「地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」に示す。

(2)　土木構造物（津波防護施設等を含む）の地震応答解析に考慮する地盤の物性のばらつき

土木構造物の地震応答解析においては地盤の物性のばらつきを考慮している。詳細については，補足説明資料「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す。

なお，地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつきについて，詳細を（参考資料５）に示す。

5.　極限支持力

極限支持力は，道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）（以下「道路橋示方書」という。）及び建築基礎構造設計指針（日本建築学会，2001）（以下「基礎指針」という。）の支持力算定式に基づき，対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

5.1　直接基礎及びケーソン基礎の支持力算定式

道路橋示方書及び基礎指針による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

・道路橋示方書による極限支持力算定式（直接基礎）

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

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

c ：地盤の粘着力（kN/m^2）＊

q ：上載荷重（kN/m^2）で，$q = \gamma_2 D_f$

A_e ：有効載荷面積（m^2）

γ_1，γ_2 ：支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量（kN/m^3）
ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。

B_e ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅（m）
$B_e = B - 2e_B$

B ：基礎幅（m）

e_B ：荷重の偏心量（m）

D_f ：基礎の有効根入れ深さ（m）

α，β ：基礎の形状係数

κ ：根入れ効果に対する割増し係数

N_c，N_q，N_γ ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c，S_q，S_γ ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数

注記　＊：c は表 4.1－1 における Km 層の非排水せん断強度

・道路橋示方書による極限支持力算定式（ケーソン基礎）

$$q_d = \alpha\, c\, N_c + \frac{1}{2}\beta\, \gamma_1\, B\, N_\gamma + \gamma_2\, D_f\, N_q$$

q_d ： 基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m^2）

c ： 基礎底面より下にある地盤の粘着力（kN/m^2）＊

γ_1 ： 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）
ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。

γ_2 ： 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量（kN/m^3）
ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。

α，β ： 基礎底面の形状係数

B ： 基礎幅（m）

D_f ： 基礎の有効根入れ深さ（m）

N_c，N_q，N_γ ： 支持力係数

注記 ＊：ｃは表 4.1－1 における Km 層の非排水せん断強度

・基礎指針による極限支持力算定式

$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

q_u ： 直接基礎の単位面積あたりの極限鉛直支持力度（kN/m^2）

N_c，N_γ，N_q ： 支持力係数

c ： 支持地盤の粘着力（kN/m^2）＊

γ_1 ： 支持地盤の水中単位体積重量（kN/m^3）

γ_2 ： 根入れ部分の土の水中単位体積重量（kN/m^3）

α，β ： 基礎の形状係数

η ： 基礎の寸法効果による補正係数

i_c，i_γ，i_q ： 荷重の傾斜に対する補正係数

B ： 基礎幅（m）

D_f ： 根入れ深さ（m）

注記 ＊：ｃは表 4.1－1 における Km 層の非排水せん断強度

5.2　杭基礎の支持力算定式

道路橋示方書及び基礎指針による杭基礎における各工法の支持力算定式を以下に示す。

杭基礎の押込み力に対する支持力評価において，原地盤の地盤物性を考慮した耐震設計で保守的に配慮した支持力評価を行う場合，及び豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は，第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず，杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし，杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は，その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

杭基礎の引抜き力に対する支持力評価において，原地盤の地盤物性を考慮した耐震設計で保守的に配慮した支持力評価を行う場合，及び豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は，第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず，新第三系（久米層）の杭周面摩擦力により算定される極限支持力を考慮することを基本とする。ただし，杭周面地盤に地盤改良体がある場合は，その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の支持力算定方法に関する補足を（参考資料６）に示す。

・極限支持力算定式（杭基礎[中堀り工法]）

$$R_u = q_d A + U \Sigma L_i f_i$$

R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

q_d ：杭先端における単位面積あたりの極限支持力度（kN/m^2）

$q_d = 3 \cdot q_u$

q_u：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m^2）＊

A ：杭先端面積（m^2）

U ：杭の周長（m）

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m^2）

注記　＊：q_uは表 4.1－1 における Km 層の非排水せん断強度×2

・道路橋示方書による極限支持力算定式（杭基礎[打込み工法]）

$R_u = P_u + U \Sigma L_i f_i$

R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

P_u ：杭先端の極限支持力（kN）

$P_u = 440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$

q_u：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m²）＊

A_t：鋼管杭の先端純断面積（m²）

A_i：鋼管杭の先端閉塞面積（m²）

A ：鋼管杭の先端面積（m²）

U ：杭の周長（m）

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

注記 ＊：q_uは表 4.1－1 における Km 層の非排水せん断強度×2

・道路橋示方書による極限支持力算定式（杭基礎[群杭]）

$Q_p = A_G q_d' - W$

Q_p ：群杭としての杭先端の極限支持力（kN）

A_G ：仮想ケーソン基礎の底面積（m²）

q_d' ：仮想ケーソン基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m²）＊

W ：仮想ケーソンで置き換えられる土の有効重量（kN）

注記 ＊：q_d'は道路橋示方書による極限支持力算定式（ケーソン基礎）から求まる極限支持力度

・基礎指針による極限支持力算定式

$R_u = R_p + R_f$

R_u ： 極限支持力（kN）

R_p ： 極限先端支持力（kN）

$R_p = q_u \cdot A_p$

q_u ：極限先端支持力度（kN/m^2）

$q_u = 6 c_u$

c_u：土の非排水せん断強さ（kN/m^2）＊

A_p ：杭先端の閉塞断面積（m^2）

R_f ： 極限周面摩擦力（kN）

$R_f = R_{fs} + R_{fc}$

R_{fs}：砂質土部分の極限周面摩擦力（kN）

$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$

τ_s ：砂質土の極限周面摩擦力度（kN/m^2）

L_s：砂質土部分の長さ（m）

ϕ ：杭の周長（m）

R_{fc}：粘性土部分の極限周面摩擦力（kN）

$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$

τ_c ：粘性土の極限周面摩擦力度（kN/m^2）

L_c ：砂質土部分の長さ（m）

注記 ＊：c_uは第 3-1 表における Km 層の非排水せん断強度

・基礎指針によるによる残留引抜き抵抗力算定式

$R_{TR} = （1／1．2）（\Sigma \tau_{sti} L_{si} + \Sigma \tau_{cti} L_{ci}）\phi + W$

R_{TR} ： 残留引抜き抵抗力（kN）

τ_{sti} ： 砂質土のｉ層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度（kN/m^2）*1

L_{si} ： 砂質土のｉ層における杭の長さ（m）

τ_{cti} ： 粘性土のｉ層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度（kN/m^2）

L_{ci} ： 粘性土のｉ層における杭の長さ（m）

ϕ ： 杭の周長（m）

W ： 杭の自重（kN）*2

注記 ＊1：押込み時の極限周面摩擦力度の 2/3 とする。

＊2：地下水位以下の部分については浮力を考慮する。

5.3　地中連続壁基礎の支持力算定式

道路橋示方書による地中連続壁基礎における支持力算定式を以下に示す。

・極限支持力算定式（地中連続壁基礎）

$R_u = q_d A$

R_u ： 基礎底面地盤の極限支持力（kN）

q_d ： 基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m^2）

$q_d = 3 \cdot q_u$

q_u：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m^2）

＊q_uは表 4.1－1 における Km 層の非排水せん断強度×2

A ： 基礎の底面積（内部土は含まない）（m^2）

5.4　極限支持力算定式における久米層の非排水せん断強度の適用性について

久米層に対して以下の力学特性を明らかにするため，CUU 試験を採用した。CUU 試験は，供試体を土被り圧相当で圧密した後，非排水状態で側圧を変化させた上で軸荷重を増加させ，非排水せん断強度を求めるものである。

なお，地震時のように間隙水の排水条件が非排水とみなされる期間の評価においては，非排水状態における強度特性を用いることが適切である。

・標高毎の非排水せん断強度を精緻に求める。

・非排水状態における内部摩擦角φを確認する。

上記試験の結果，久米層の非排水状態における内部摩擦角φはゼロであることを確認した。図 5.1－1 に E.L.－18m 付近にて採取した試料によるモール円を示す。

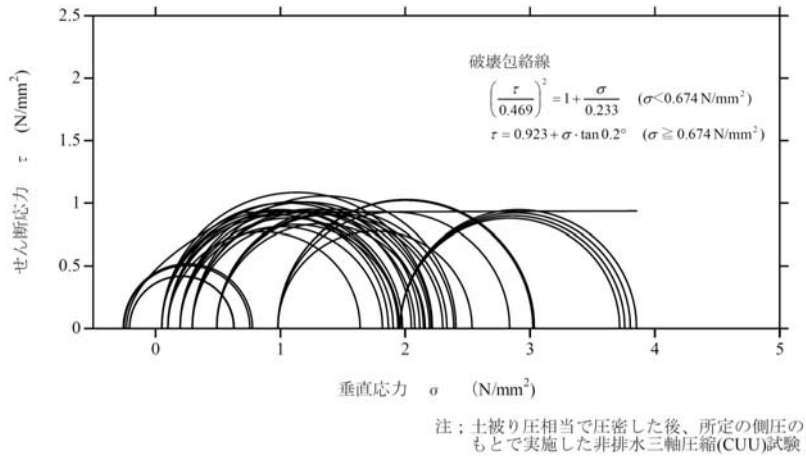


図 5.1－1　久米層の CUU 試験によるモール円

以上より，久米層の CUU 試験において，標高毎に取得されるせん断強度τは粘着力 c であることが分かる。久米層の解析用地盤物性値は，この粘着力 c を標高毎にとりまとめることで，標高依存式として非排水せん断強度を設定している。久米層の非排水せん断強度設定イメージを図 5.1－2 に示す。

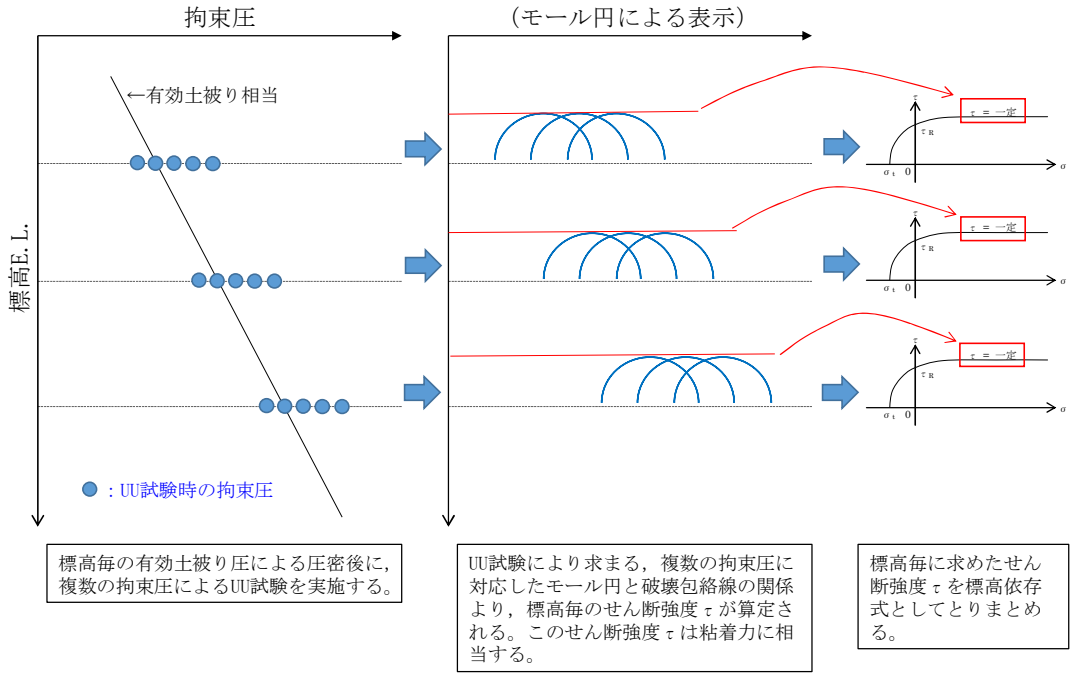


図 5.1－2　久米層の非排水せん断強度設定イメージ

以上により，久米層の非排水せん断強度における内部摩擦角はゼロであり，CUU 試験により得られる久米層の非排水せん断強度は粘着力に相当することが明らかであることから，道路橋示方書に記載されている軟岩や土丹に対する強度設定の考え方である「粘着力 c＝一軸圧縮強度 $q_u/2$」に基づき，極限支持力の入力パラメータである粘着力及び一軸圧縮強度を，久米層の非排水せん断強度から設定することは妥当である。

5.5　杭の支持力試験について

杭の支持力試験を実施している使用済燃料乾式貯蔵建屋については，極限支持力を支持力試験結果から設定する。詳細については，補足説明資料「使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性評価に関する補足説明」に示す。

6.　地盤の速度構造

6.1　入力地震動の設定に用いる地下構造モデル

入力地震動の設定に用いる地下構造モデルについては，解放基盤表面（EL.－370 m）から解析モデル底面位置の久米層をモデル化する。地下構造モデルの概要を表 6.1－1 に示す。入力地震動算定の概念図を図 6.1－1 示す。

なお，繰返し三軸試験により，久米層はせん断剛性及び履歴減衰のひずみ依存特性を有していることを確認していることから，久米層のモデル化においては，繰返し三軸試験による久米層のひずみ依存特性を解析用地盤物性値として用いる。

表 6.1－1　入力地震動の策定に用いる地下構造モデル

地層	新第三系 （Km層）	基盤*1
標高	解析モデル入力位置 ～ EL.－370 m	EL.－370 m以深
P波速度 Vp （m/s）	$Vp = Vs\sqrt{\frac{2(1-\nu_d)}{1-2\nu_d}}$	1988 （z=－370 m）
S波速度 Vs （m/s）	Vs=433－0.771・z z：標高（m）	718 （z=－370 m）
動ポアソン比 ν_d	ν_d=0.463＋1.03×10^{-4}・z z：標高（m）	0.425 （z=－370 m）
密度 ρ （g/cm^3）	ρ=1.72－1.03×10^{-4}・z z：標高（m）	1.76 （z=－370 m）
せん断剛性の ひずみ依存性 G/G_0～γ	$\frac{1}{1+107\gamma^{0.824}}$ γ：せん断ひずみ（－）	－
減衰定数 h～γ	$\frac{\gamma}{(4.41\gamma+0.0494)}+0.0184$ γ：せん断ひずみ（－）	0.03

注記　＊1：入力地震動作成モデルにおける解放基盤表面以深の半無限地盤

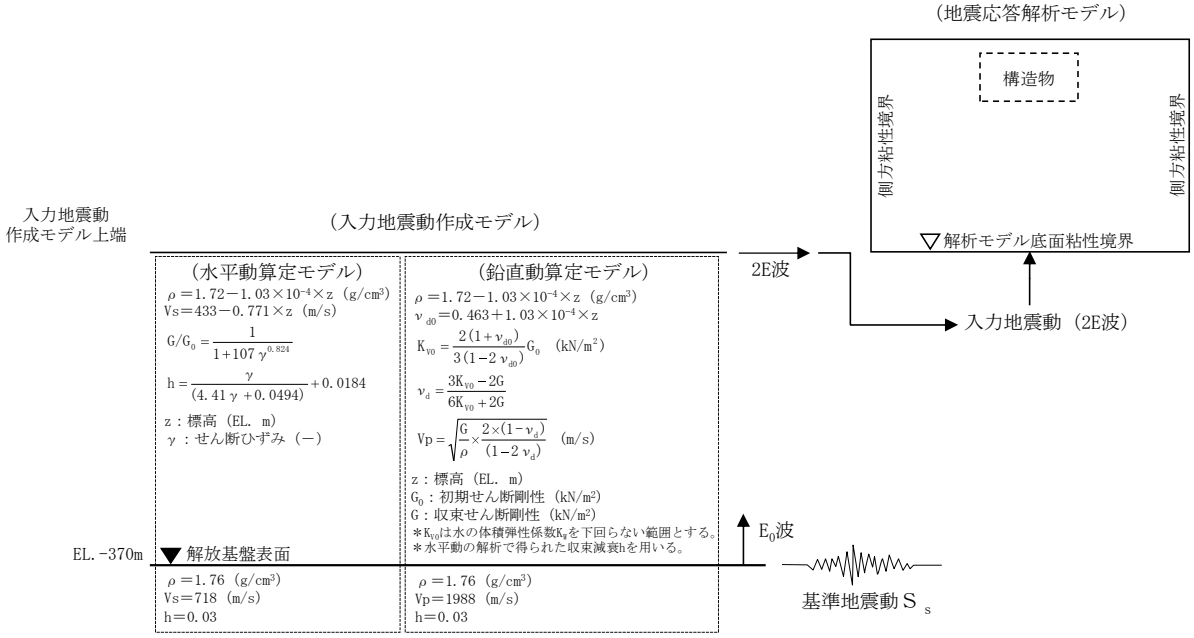


図 6.1－1　入力地震動算定の概念図

6.2　地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル

地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデルとして，図 6.2－1 に示す位置で実施した PS 検層の結果に基づく地層ごとのせん断波速度 Vs 及び粗密波速度 Vp を表 6.2－1 に示す。

表 6.2－1 では，PS 検層結果を 2 種類の速度構造モデルとして取り纏めている。表 6.2－1 のうち平均値として記載した速度構造モデルは，全応力解析に適用する。

また，有効応力解析コード「ＦＬＩＰ」では，「図 4.2－9　液状化パラメータ設定の流れ」に示すように，平均有効主応力の関数式にて動的変形特性をモデル化する必要がある。よって，表 6.2－1 のうち平均有効主応力依存式として記載した速度構造モデルは，有効応力解析に適用することを基本とする。ただし，一部の全応力解析に対しては，平均有効主応力の関数式にてせん断波速度 Vs をモデル化する場合がある。

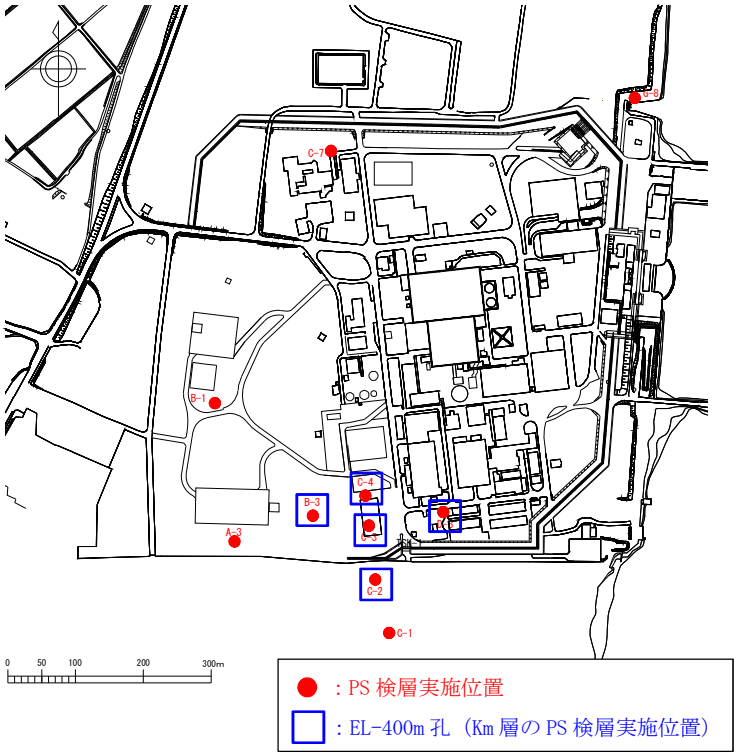


図 6.2－1　PS 検層実施位置図

表 6.2－1　PS 検層結果

地層			平均値		平均有効主応力依存式 $Vs=A\times(\sigma'_m)^{0.25}$
			Vs (m/s)	Vp (m/s)	係数A
第四系	du層	不飽和	210	482	82.8598
		飽和		1850	82.2410
	Ag2層	不飽和	240	446	71.5266
		飽和		1801	78.7716
	Ac層	飽和	163－1.54・z	1240－1.93・z	58.0616
	As層	飽和	211－1.19・z	1360－1.78・z	65.1014
	Ag1層	飽和	350	1950	82.6980
	D2c-3層	飽和	270	1770	78.1556
	D2s-3層	飽和	360	1400	104.4247
	D2g-3層	飽和	500	1879	136.1685
	lm層	不飽和	130	1160	40.9503
	D1c-1層	飽和	280	1730	－
	D1g-1層	不飽和	390	903	110.6364
		飽和		1757	107.0330
新第三系	Km層	飽和	433－0.771・z	1650－0.910・z	－

z：標高（m）
σ'_m：平均有効主応力（kN/m^2）
A：最小二乗法の回帰係数

6.3　PS 検層結果の代表性及び網羅性について

設計基準対象施設及び常設重大事故等対処施設が敷地全体に点在しているが，既往の PS 検層の取得場所には偏りがあることから，その代表性及び網羅性について検討した。

6.3.1　第四系における PS 検層の代表性及び網羅性について

第四系における PS 検層の代表性及び網羅性については，敷地全体の広範囲で取得している N 値により検討した。道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）には，N 値によるせん断波速度 Vs の推定式が示されており，この相関関係を考慮して，N 値による比較検討を実施する。

(1)　平面的な地層分布を考慮したブロック区分による比較

東海第二発電所における主な地層の平面的な分布を図 6.3－1 に示す。敷地中央部の基盤（久米層）傾斜部を境界にして南北方向に地層が分かれていることから，それらをより多くのブロックに分割するため東西方向のブロック区分を考える。具体的には，図 6.3－1 に示す東西 4 つのブロックに区分し，各ブロックで取得された平均 N 値を比較することで，各地層が工学的に同等の特性を持って平面的に分布していることを確認する。

図 6.3－2 に各ブロックにおける平均 N 値の比較結果を示す。各地層の平均 N 値を領域毎に比較した結果，有意な差が無いことを確認した。よって，既往の PS 検層は代表性及び網羅性を有している。

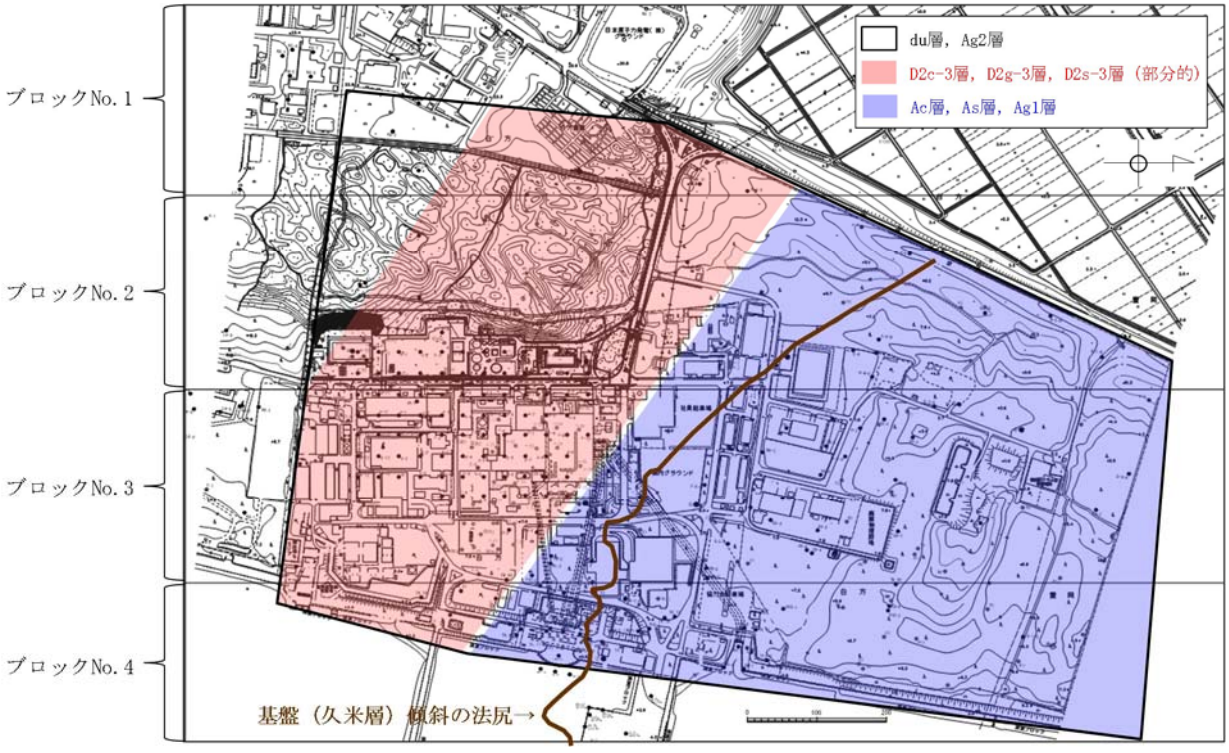
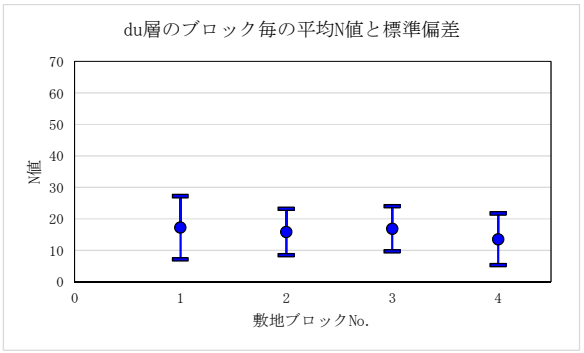
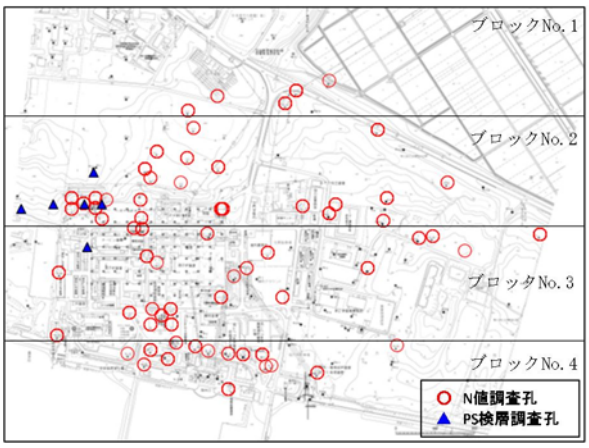


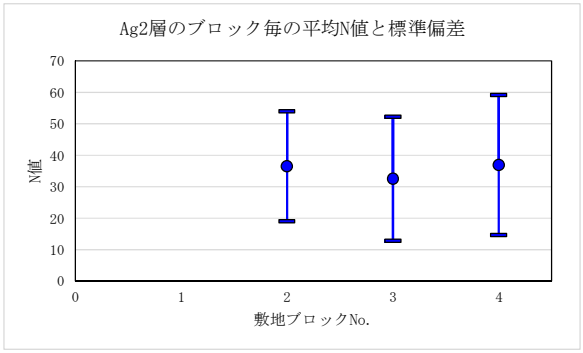
図 6.3－1　主な地層の平面的な分布とブロック区分の考え方

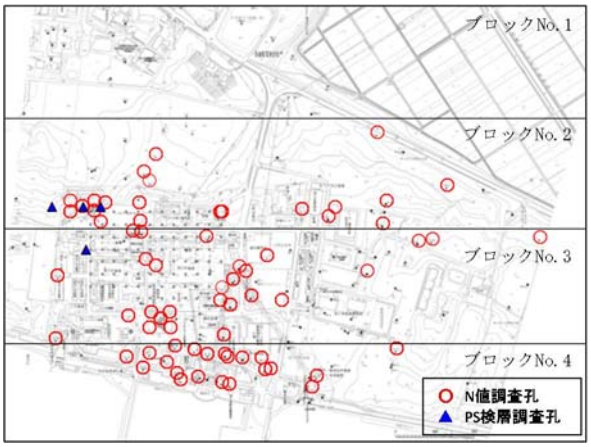




（ブロック区分とN値の採取位置）

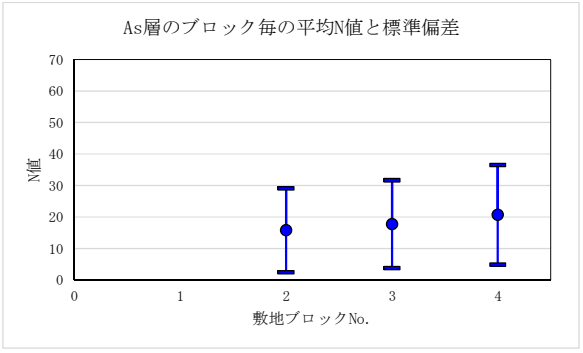
図 6.3－2（1）　各ブロックにおけるN値の比較結果（du層）

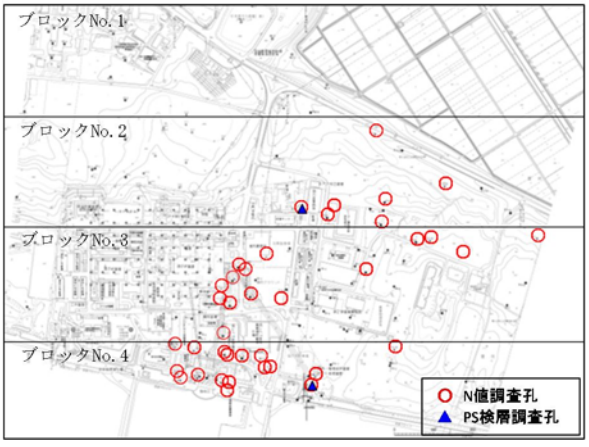




（ブロック区分とN値の採取位置）

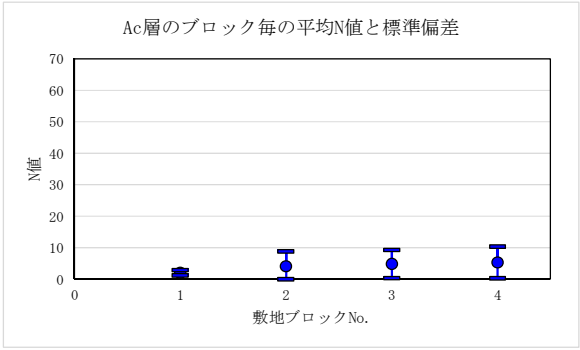
図 6.3－2（2）　各ブロックにおけるN値の比較結果（Ag2層）

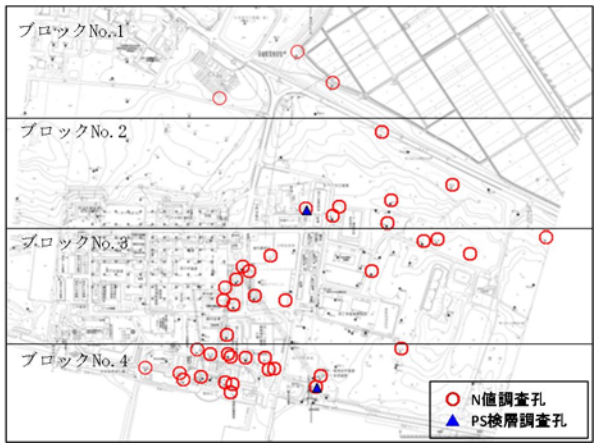




（ブロック区分とN値の採取位置）

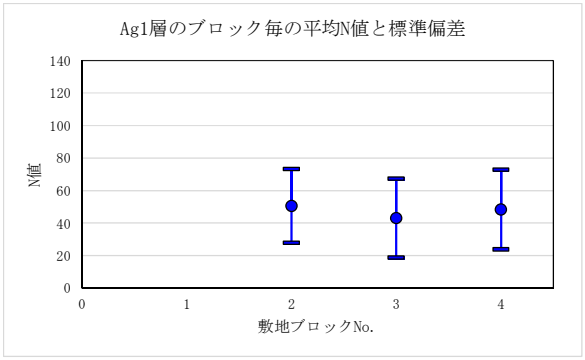
図 6.3－2（3）　各ブロックにおけるN値の比較結果（As層）

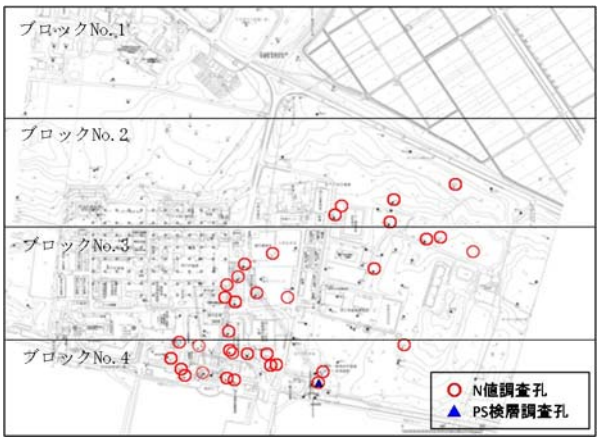




（ブロック区分とN値の採取位置）

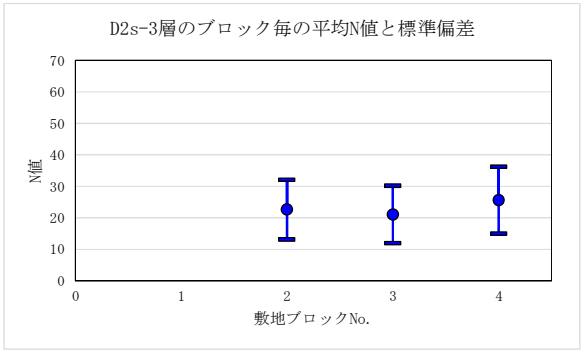
図 6.3－2（4）　各ブロックにおけるN値の比較結果（Ac層）

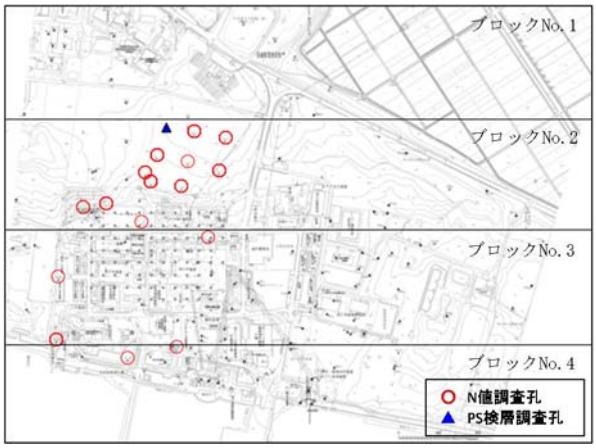




（ブロック区分とN値の採取位置）

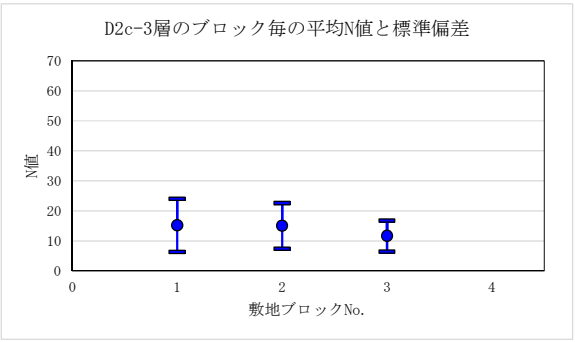
図 6.3－2（5）　各ブロックにおけるN値の比較結果（Ag1層）

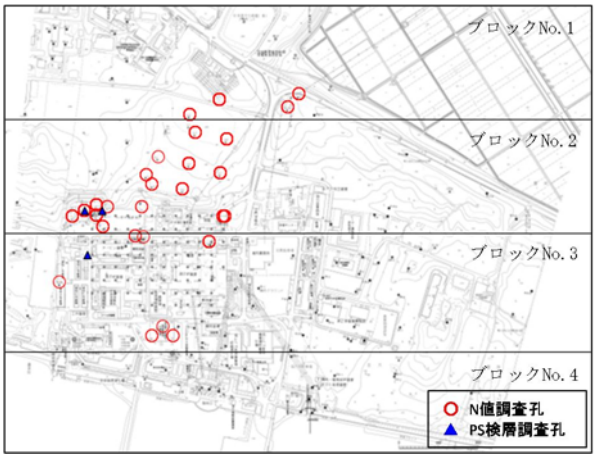




（ブロック区分とN値の採取位置）

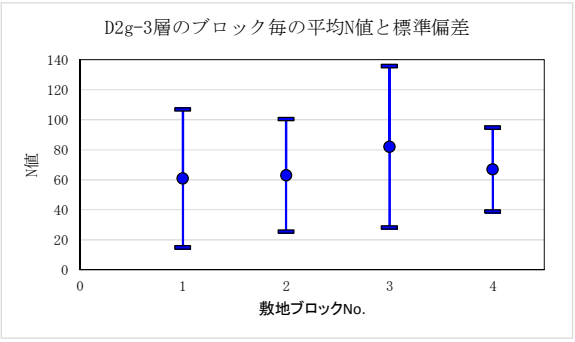
図 6.3－2（6）　各ブロックにおけるN値の比較結果（D2s-3層）

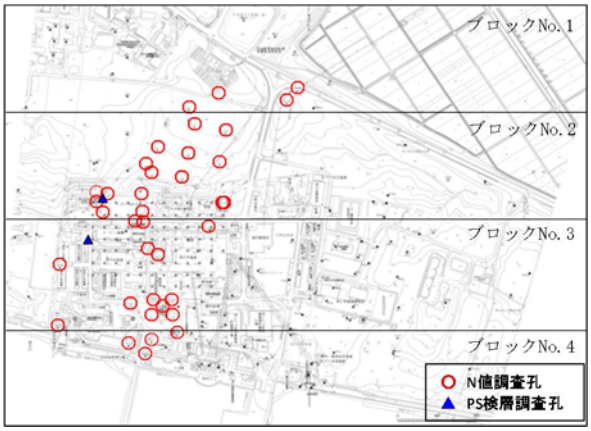




（ブロック区分と N 値の採取位置）

図 6.3－2（7）　各ブロックにおける N 値の比較結果（D2c-3 層）





（ブロック区分と N 値の採取位置）

図 6.3－2（8）　各ブロックにおける N 値の比較結果（D2g-3 層）

(2)　地層の堆積状況を考慮したブロック区分による比較

(1)の検討に加え，基盤（久米層）の傾斜による地層の堆積状況の違いに着目したN値の比較を行う。図6.3－3に地層の堆積状況の違いに着目したブロック区分の考え方を示す。

堆積状況として基盤（久米層）傾斜の影響を受けているAc層，As層，Ag1層に対し，堆積状況の差異に着目したブロック区分として，基盤（久米層）の傾斜部と平坦部での比較を考える。

図6.3－4に各ブロックにおける平均N値と，以下の式*によりN値から換算したVsの比較結果を示す。

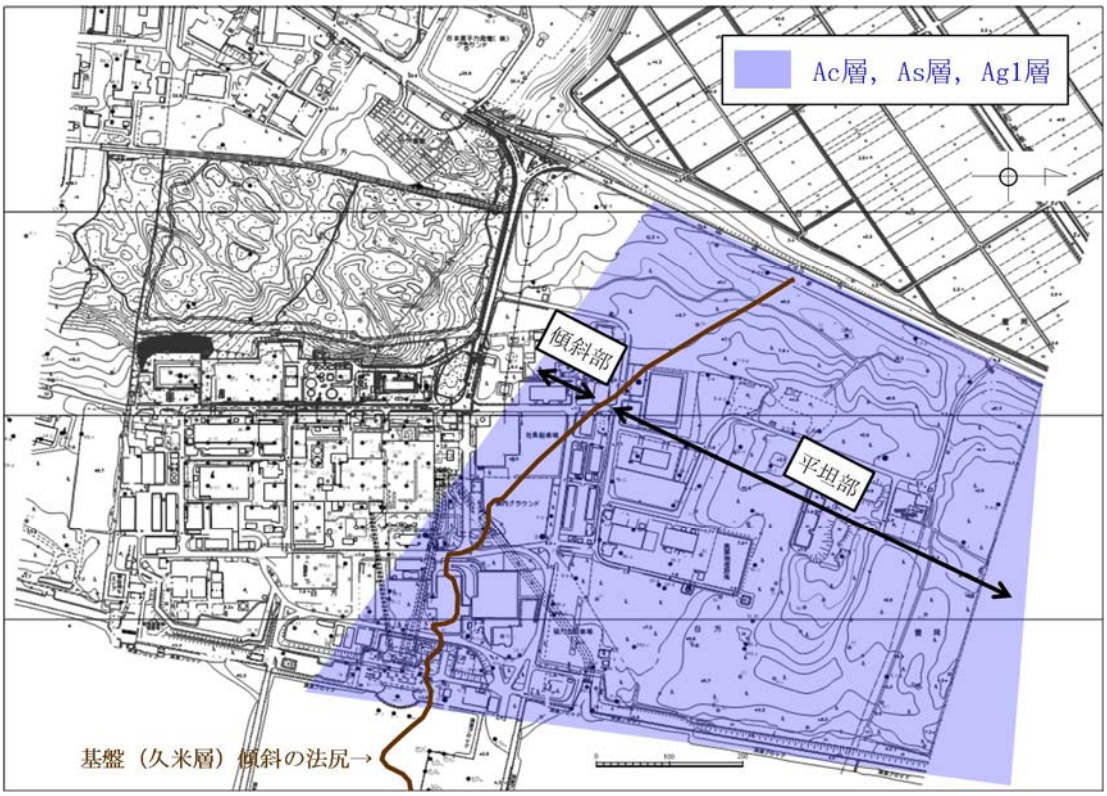
・$Vs=100\times N^{1/3}$（粘性土層の場合）

・$Vs=80\times N^{1/3}$（砂質土層の場合）

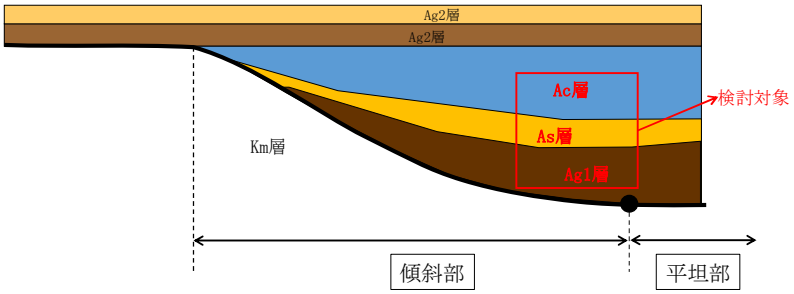
＊　道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）

Ac層及びAs層については，傾斜部と平坦部で平均N値に有意な差が無いことを確認した。また，Ag1層については，傾斜部の平均N値がやや低い傾向を示したが，換算Vsによる比較においては，傾斜部と平坦部にそれほど大きな差が無いことを確認した。

以上より，既往のPS検層についての代表性及び網羅性を確認した。

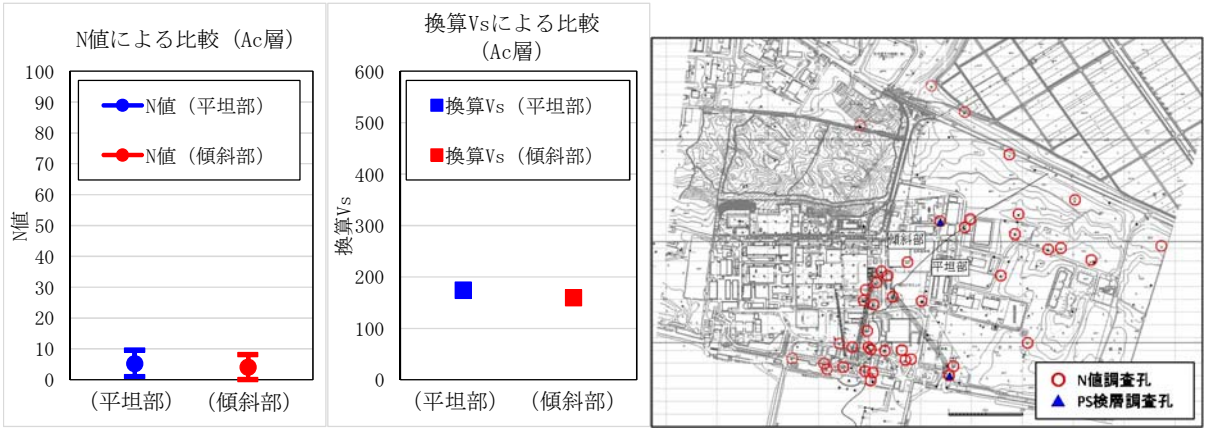


（平面図）



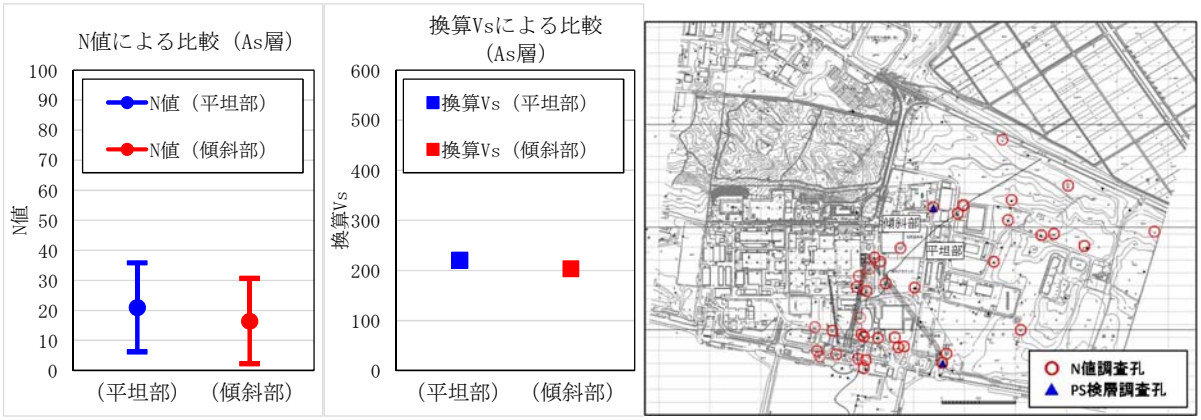
（断面イメージ）

図 6.3－3　地層の堆積状況の違いに着目したブロック区分の考え方



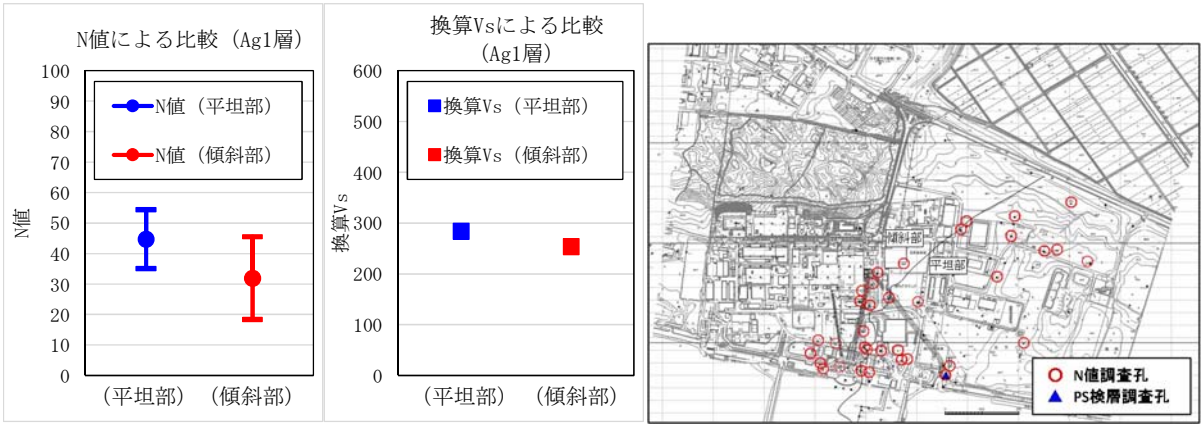
（ブロック区分と N 値の採取位置）

図 6.3－4（1）　傾斜部と平坦部における N 値及び換算 Vs の比較結果（Ac 層）



（ブロック区分と N 値の採取位置）

図 6.3－4（2）　傾斜部と平坦部における N 値及び換算 Vs の比較結果（As 層）



（ブロック区分と N 値の採取位置）

図 6.3－4（3）　傾斜部と平坦部における N 値及び換算 Vs の比較結果（Ag1 層）

6.3.2　新第三系における PS 検層の代表性及び網羅性について

新第三系については，解析用地盤物性値（地盤の速度構造モデル）の基となっている PS 検層に加え，敷地の地質・地質構造検討用に敷地の広範囲で複数の PS 検層を実施している。図 6.3－5 に地質・地質構造検討用も含めた PS 検層実施位置を示す。

図 6.3－5 には解析用地盤物性値の基となっている PS 検層を併せて記載しているが，解析用地盤物性の基となっている PS 検層は敷地の南側に偏っているのに対し，他の地質・地質構造検討用の PS 検層は敷地内の広範囲をカバーしている。

解析用地盤物性値の基となっている PS 検層と，敷地内の広範囲をカバーしている地質・地質構造検討用の PS 検層を比較し，これらの差異を確認することで，解析用地盤物性値の基となっている PS 検層の代表性及び網羅性について検討した。

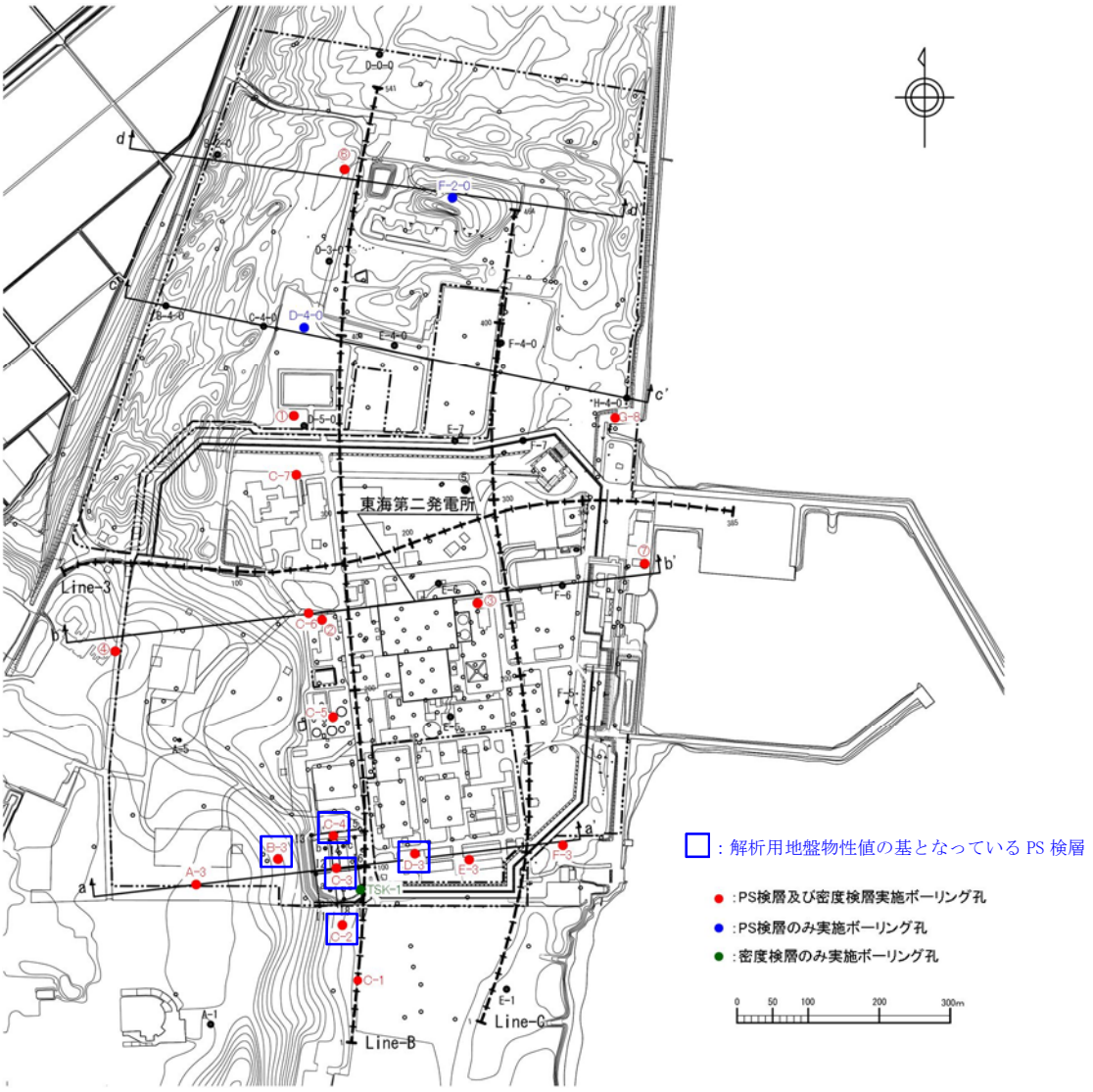


図 6.3－5　PS 検層実施位置図（敷地の地質・地質構造検討用）

図 6.3－6 に地質・地質構造検討用の PS 検層（黒）と，解析用地盤物性値の基となっている PS 検層（赤）の回帰式を比較した結果を示す。解析用地盤物性値の基となっている PS 検層（赤）は，敷地内の広範囲をカバーしている地質・地質構造検討用の PS 検層（黒）と概ね同等の傾向を有して深度方向に分布している。

以上の比較結果より，解析用地盤物性値の基となっている PS 検層は，敷地内の広範囲をカバーした PS 検層と概ね同等であり，代表性及び網羅性を有していることを確認した。

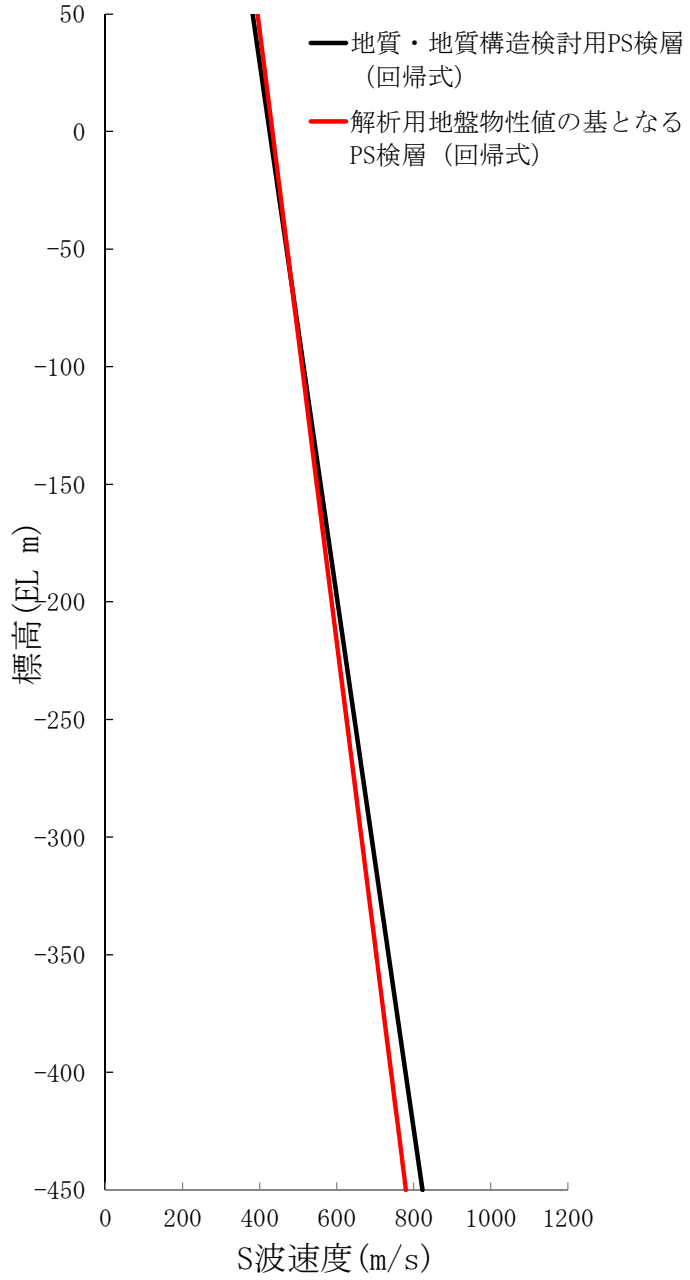


図 6.3－6　各 PS 検層の比較

地盤の支持性能についての参考資料

（参考資料１）地下水位観測データについて
（参考資料２）解析用物性値の代用等の考え方
（参考資料３）捨石の解析用物性値について
（参考資料４）地盤改良体における補足
（参考資料５）地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき
（参考資料６）杭基礎の支持力評価方法に関する補足

（参考資料１）地下水位観測データについて

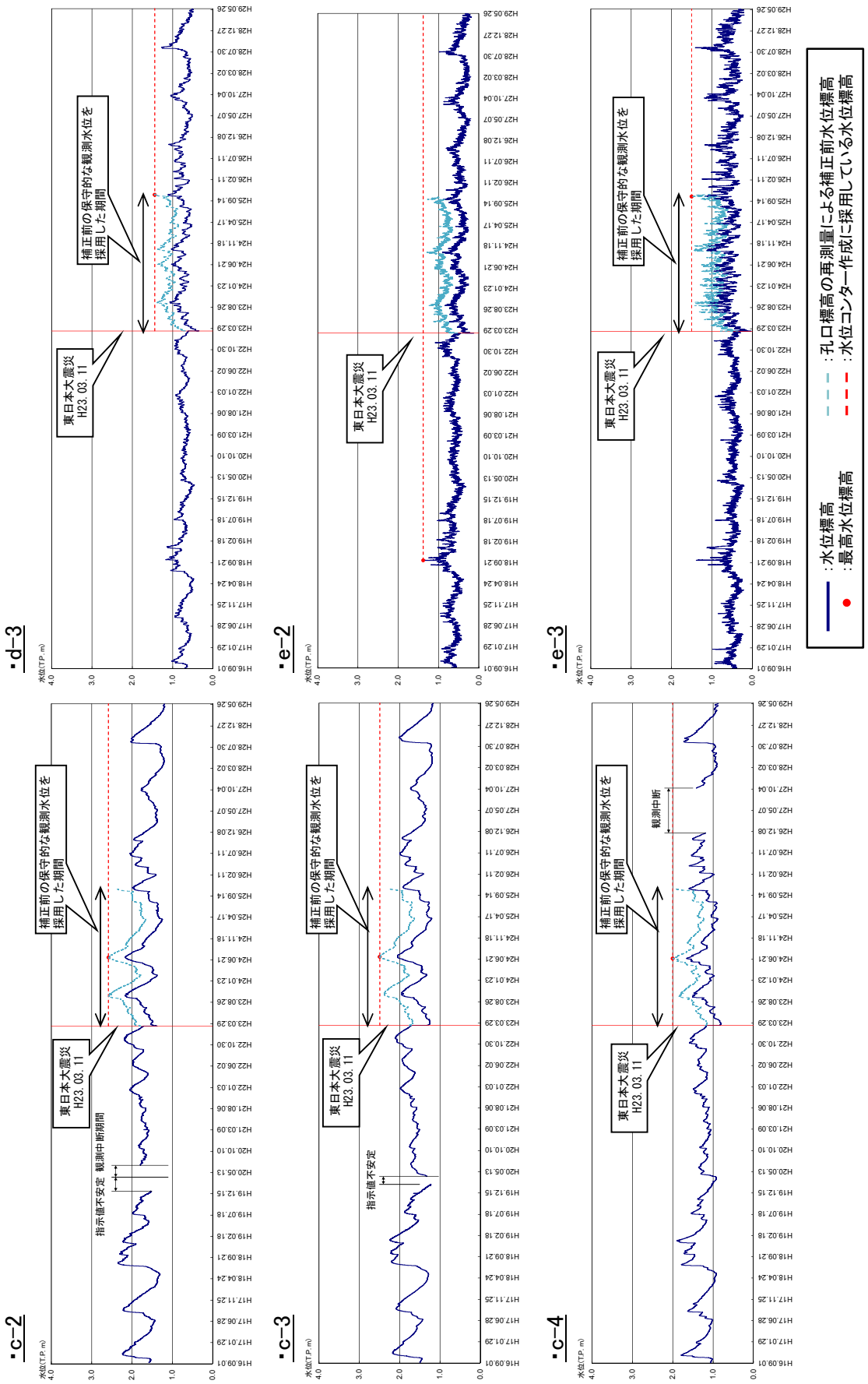


図１（１）　地下水位観測記録（1/3）

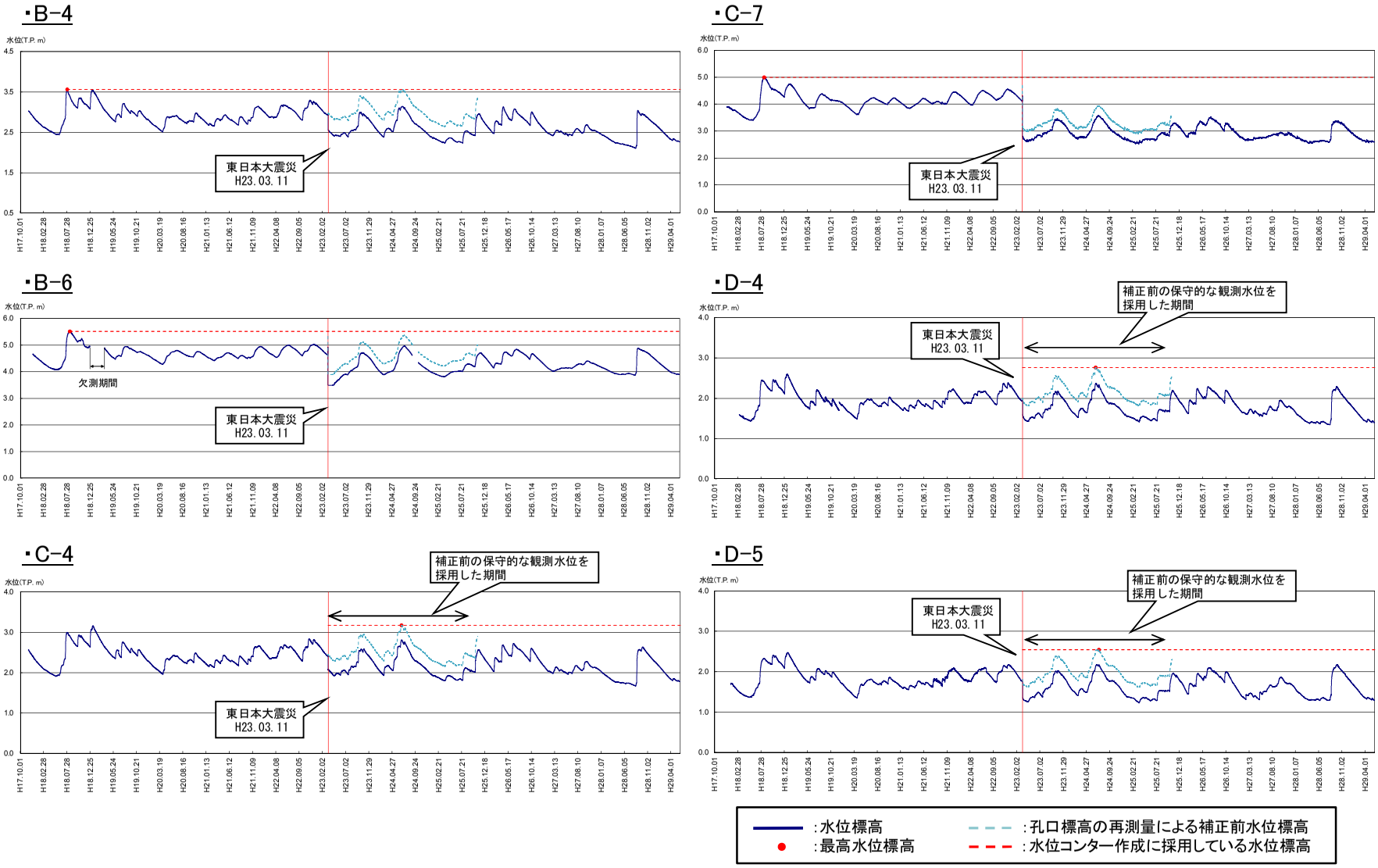


図１（2）　地下水位観測記録（2/3）

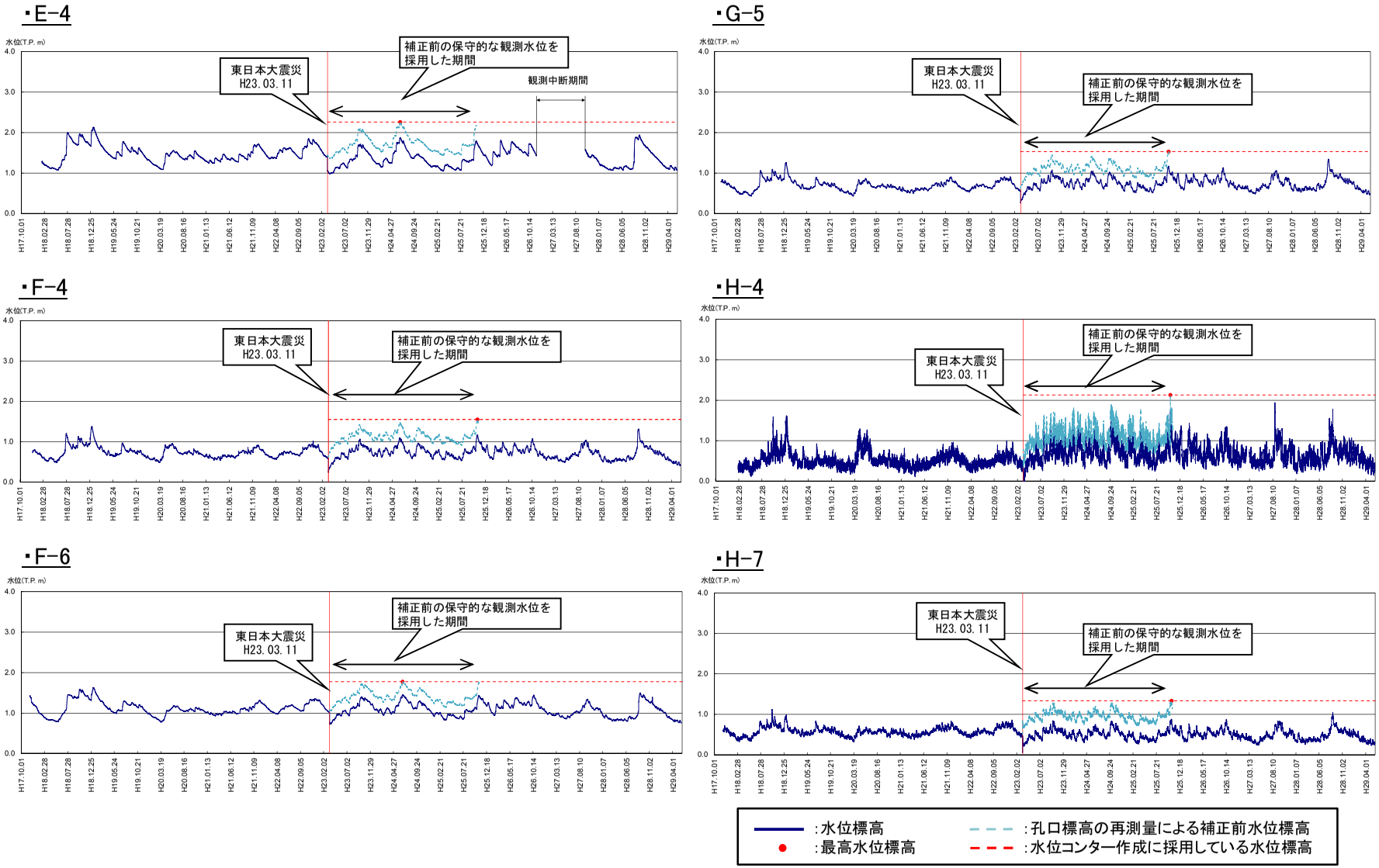


図１（3）　地下水位観測記録（3/3）

（参考資料２）解析用物性値の代用等の考え方

1. 概要

表１に設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠一覧を示す。これらの解析用物性値のうち，他の地盤材料の試験結果で代用しているものについて物性設定における考え方を示す。

表１（1） 解析用物性値の設定根拠（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度	ρ	g/cm^3	du層で代用	室内物理試験	室内物理試験	室内物理試験	Ag2層で代用	室内物理試験	室内物理試験	Ag2層で代用	文献*1より
	間隙比	e	－									文献*2より
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－		三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	Ag2層で代用	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	Ag2層で代用	文献*1より
	基準平均有効主応力	σ'_{ma}	kN/m^2		第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	文献*1より引用した動的変形特性に基づき設定
	基準初期せん断剛性	G_{ma}	kN/m^2									
	最大履歴減衰率	h_{max}	－								Ag2層で代用	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2		三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	Ag2層で代用	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	Ag2層で代用	文献*1より
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度									
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－		液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション	Ag2層の液状化強度試験結果を代用した要素シミュレーション	液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション	文献*2より引用した液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション
	液状化パラメータ	S_1	－									
	液状化パラメータ	W_1	－									
	液状化パラメータ	P_1	－									
	液状化パラメータ	P_2	－									
	液状化パラメータ	C_1	－									

注記 ＊1：二方向同時加振による液状化実験（第 28 回土質工学研究発表会 藤川他，1993）

＊2：CYCLIC UNDRAINED TRIAXIAL STRENGTH OF SAND BY A COOPERATIVE TEST PROGRAM[Soils and Foundations,JSSMFE.26-3.(1986)]

表１（2） 解析用物性値の設定根拠（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1＊4	Km	
物理特性	密度	ρ	g/cm^3	室内物理試験	室内物理試験	室内物理試験	－	室内物理試験	文献*3より
	間隙比	e	－						
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）		三軸圧縮試験（CD）	
	基準平均有効主応力	σ'_{ma}	kN/m^2	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定	第4-1表の動的変形特性に基づき設定		表4.1-1の動的変形特性に基づきz（標高）依存物性として設定	
	基準初期せん断剛性	G_{ma}	kN/m^2						
	最大履歴減衰率	h_{max}	－						
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）	三軸圧縮試験（CD）		三軸圧縮試験（CD）	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度						

注記 ＊3：港湾構造物設計事例集（（財）沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）

＊4：施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから，解析用物性値として本表には記載しない。

1.1　他の地盤材料の試験結果で代用している地盤材料の設定根拠

(1)　埋戻土（fl 層）の解析用地盤物性値全般

埋戻土は人工的に締固められた地盤材料であるが，その主要な構成材料は敷地に分布する du 層である。よって，全ての解析用地盤物性値を du 層で代用する方針としている。

fl 層の基礎物理特性を表 2 に示す。表 2 には du 層の基礎物理特性を併記しているが，fl 層は du 層と比べて，湿潤密度はより重く，含水比及び間隙比はより小さい結果となっている。これは，fl 層が du 層を主要な構成材料としながらも，多少の礫分を含んでいることによると考えられる。

また，有効応力解析に用いる解析用地盤物性値の設定根拠として主要な調査結果及び試験結果であるせん断波速度，せん断強度及び液状化強度特性について，fl 層と du 層の比較を行い，解析用地盤物性値を代用することの妥当性を確認した。PS 検層及び室内試験の試料サンプリングについては，fl 層が厚く分布する原子炉建屋周辺地盤にて実施した。PS 検層及び室内試験試料採取位置を図1に示す。せん断波速度についての比較結果を図2に，せん断強度についての比較結果を図 3 に，液状化強度特性についての比較結果を図 4 に示す。

これらの比較結果より，fl 層と du 層のせん断波速度，せん断強度及び液状化強度特性に有意な差が無いことを確認した。また，強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価のために用いる敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性は，fl 層の液状化強度特性よりも，十分に小さいことを確認した。

よって，fl 層の解析用地盤物性値を du 層で代用することは妥当である。

表 2　fl 層の基礎物理特性

地層	湿潤密度 ρ_t(g/cm^3)		含水比 w(%)		間隙比 e	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
fl層	2.08	0.08	15.2	3.9	0.48	0.10
【参考】du層	1.82	0.08	17.4	3.1	0.75	0.05

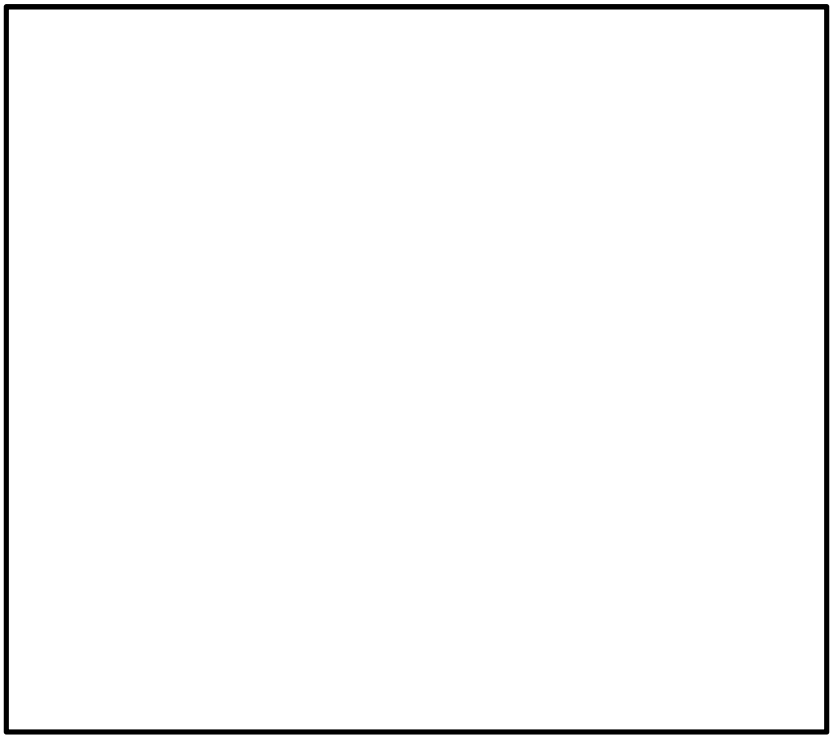


図１　f1 層の PS 検層及び試料採取位置

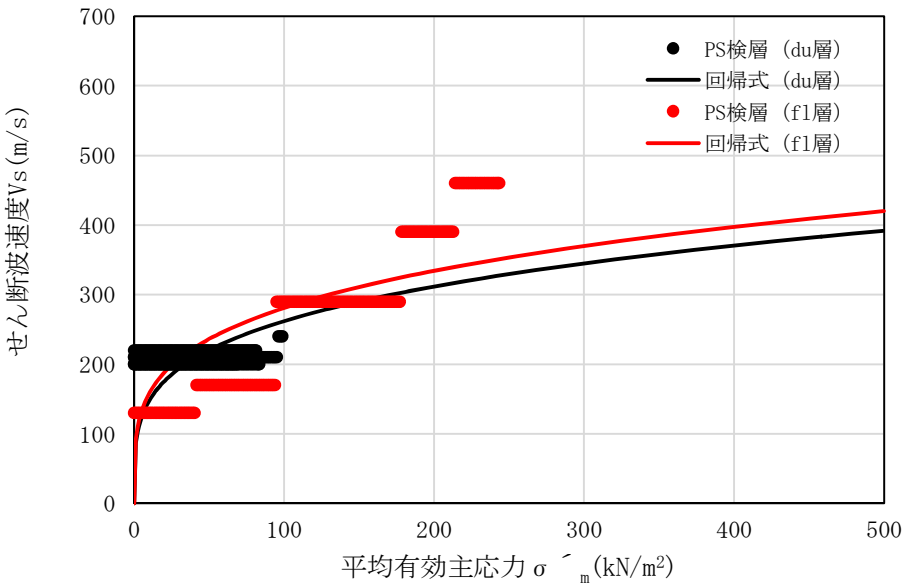


図２　f1 層と du 層の PS 検層の比較

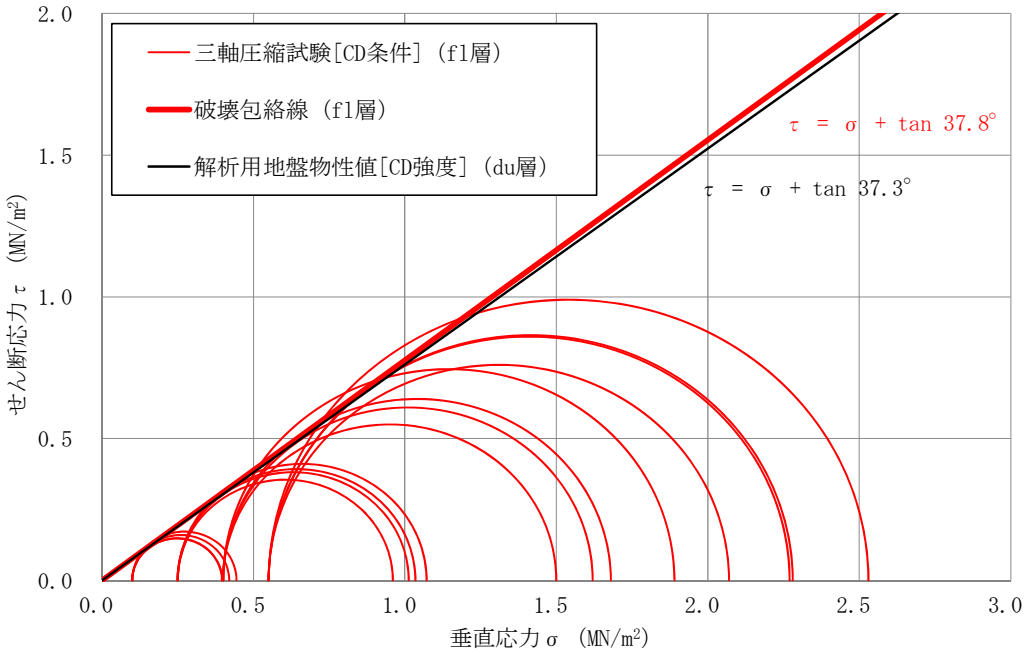


図 3　f1 層と du 層の三軸圧縮試験結果[CD 条件]の比較

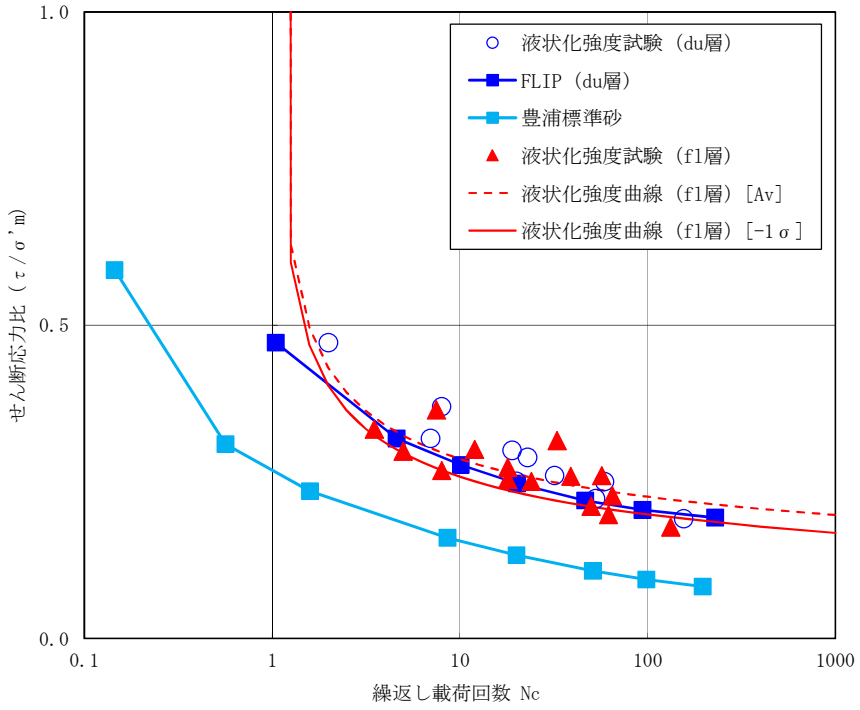


図 4　f1 層と du 層の液状化強度試験の比較

(2)　Ag1 層の物理特性，変形特性，強度特性及び液状化特性

Ag1 層は完新統の沖積層であり，分布深度が深く，硬質な巨礫を含む砂礫層である。

同時代に堆積した Ag2 層にて，有効応力解析に用いる解析用地盤物性値の一部を代用する方針としている。

Ag2 層で代用する Ag1 層の解析用地盤物性値を表 3 に示す。また，設定（Ag1 層を Ag2 層で代用すること）の妥当性について，併せて記載する。

以上より，Ag1 層の解析用地盤物性値を Ag2 層で代用することは，特に地中構造物の耐震評価に影響の大きい強度特性及び液状化強度特性の観点において保守的な物性設定であると考えられる。

表 3　Ag2 層で代用する Ag1 層の解析用地盤物性値

Ag2 層で代用する 解析用地盤物性値	試験	設定の妥当性
物理特性（密度，間隙比）	各種物理試験	同じく敷地内に分布する砂礫層である Ag2 層で代用する。
変形特性（ポアソン比）	三軸圧縮試験 （CD 条件）	内部摩擦角 ϕ と相関性のある N 値に着目し，保守的な設定として，Ag1 層の強度特性（c－ϕ）を，より平均 N 値の小さい Ag2 層で代用する。（図 4） また，同試験から取得される変形特性（ポアソン比）についても，Ag2 層で代用する。
強度特性（c－ϕ）		
液状化強度特性	液状化強度試験	液状化強度特性と相関性のある N 値及び粒度分布に着目し，保守的な設定として，Ag1 層の液状化強度特性を，より平均 N 値が小さく（図 4），より細粒な（図 5）Ag2 層で代用する。

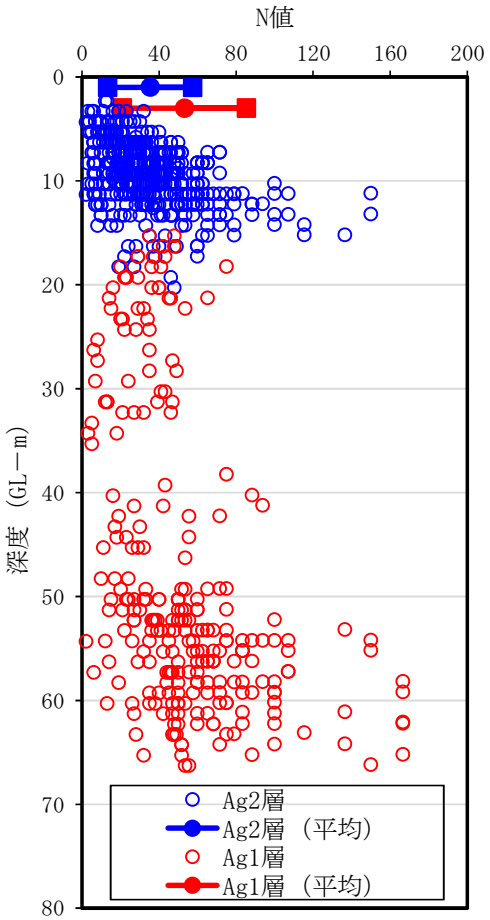


図 4　Ag1 層と Ag2 層の N 値の比較

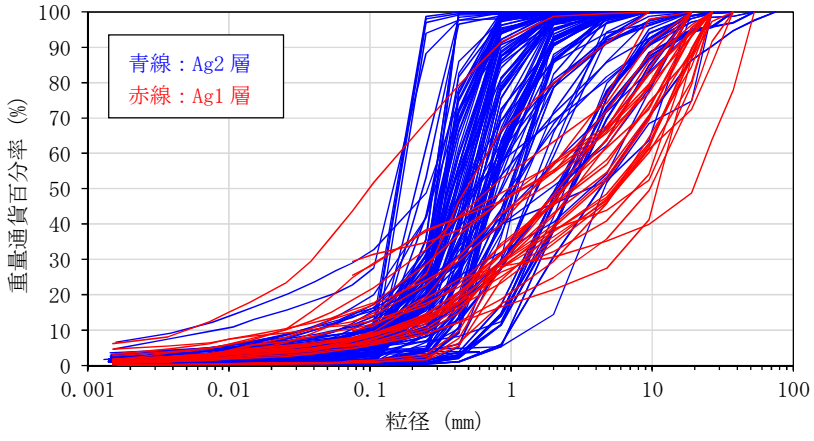


図 5　Ag1 層と Ag2 層の粒度分布の比較

さらに，敷地内で実施した液状化強度試験により，Ag1 層の液状化強度特性を直接的に確認した。液状化強度試験における Ag1 層の試料は，代表性及び網羅性の観点での説明性向上のため，より N 値が小さい箇所にて採取されたものである。

Ag1 層と Ag2 層の液状化強度特性に有意な差が無いことから，液状化強度による直接的な比較においても，Ag1 層の解析用地盤物性値を Ag2 層で代用することの妥当性を確認した。また，強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価のために用いる敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性は，Ag1 層の液状化強度特性よりも，十分に小さいことを確認した。

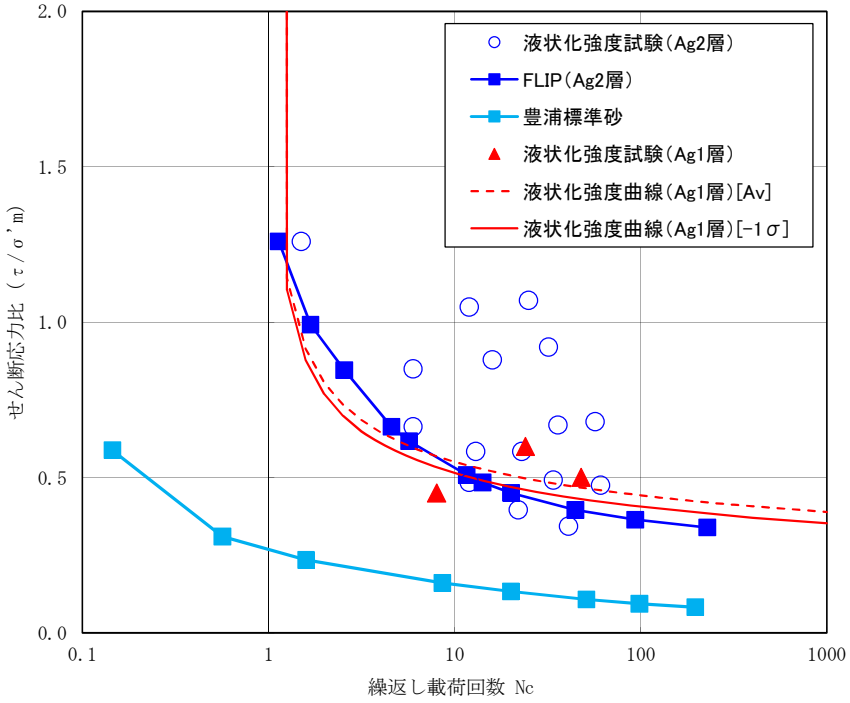


図 6　Ag1 層と Ag2 層の液状化強度試験の比較

(3)　D1g-1 層の物理特性，変形特性及び強度特性

D1g-1 層は更新統の段丘堆積物であり，硬質な巨礫を含む砂礫層である。

より新しい時代に堆積した Ag2 層にて，有効応力解析に用いる解析用地盤物性値の一部を代用する方針としている。

Ag2 層で代用する D1g-1 層の解析用地盤物性値を表 4 に示す。また，設定（D1g-1 層を Ag2 層で代用すること）の妥当性について，併せて記載する。

以上より，D1g-1 層の解析用地盤物性値を Ag2 層で代用することは，特に地中構造物の耐震評価に影響の大きい強度特性において保守的な物性設定であると考えられる。

表 4　Ag2 層で代用する D1g-1 層の解析用地盤物性値

Ag2 層で代用する 解析用地盤物性値	試験	設定の妥当性
物理特性（密度，間隙比）	各種物理試験	同じく敷地内に分布する砂礫層である Ag2 層で代用する。
変形特性（ポアソン比）	三軸圧縮試験 （CD 条件）	内部摩擦角 φ と相関性のある N 値に着目し，保守的な設定として，D1g-1 層の強度特性（c－φ）を，より平均 N 値の小さい Ag2 層で代用する。（図 7） また，同試験から取得される変形特性（ポアソン比）についても，Ag2 層で代用する。
強度特性（c－φ）		
動的変形特性 （G/G0～γ，h～γ）	繰返し三軸試験	砂礫層の動的変形特性と相関性のある拘束圧に着目すると，D1g-1 層と Ag2 層は概ね同様の深度に分布しており（図 7），従って有効上載圧及び拘束圧も同様の傾向を示している。 また，土木研究所資料*には，洪積砂質土，礫質土の動的変形特性が沖積の同層と類似していることが述べられている。 これらのことから，D1g-1 層の動的変形特性を Ag2 層の動的変形特性で代用することは妥当であると判断している。

注記　＊：地盤地震時応答特性の数値解析法―SHAKE：DESRA―，土研資料第 1778 号（建設省土木研究所，1982 年）

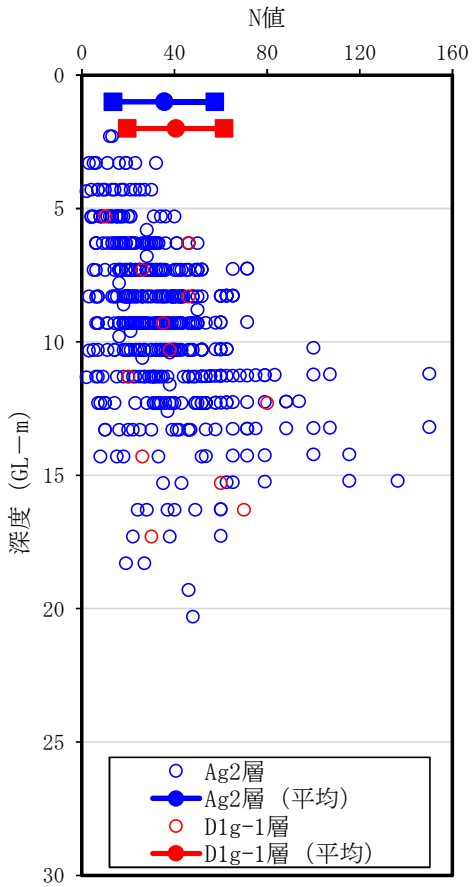


図 7　D1g-1 層と Ag2 層の N 値の比較

1.2　耐震評価に影響しない解析用地盤物性値

(1)　D1c-1 層の解析用地盤物性値

D1c-1 層は更新統の段丘堆積物であり，細粒分を多く含む粘性土である。敷地内において，極めて狭い範囲に，局所的かつ薄く分布している地層であり，試料採取が困難であることから，設置変更許可申請書に記載された解析用物性値の設定においては，同時代の段丘堆積物である D2c-3 層にて物性値全般を代用する方針としている。D1c-1 層の分布範囲を図 8 に示す。また，D1c-1 層の分布範囲において作成した地質断面図を図 9 に示す。

D1c-1 層は，設計基準対象施設及び常設重大事故等対処施設の周辺には分布しておらず，耐震評価に用いる解析断面にも出てこないことから，本解析用地盤物性値は施設の耐震評価に影響を与えるものではない。よって，有効応力解析に用いる解析用物性としては記載しない方針とする。

なお，図 9 で示したＡ－Ａ断面は，可搬型重大事故等対処設備保管場所及びアクセスルートの耐震評価に用いる地質断面であることから，これらのＳＡ設備の耐震評価においても D1c-1 層は影響を与えるものではない。

左図に示す範囲に分布するが，同範囲で分布する砂礫層（D1g-1 層）の中の極めて狭い範囲に局所的に分布する地層であり，耐震評価用の地質断面図には出てこない。

図 8　D1c-1 層の分布範囲

図 9　D1c-1 層の分布範囲にて作成した地質断面図（Ａ－Ａ断面）

【Ag1 層の N 値データについての確認】

Ag1 層において N 値が低く出ている箇所について，その要因を特定するためにボーリング柱状図を確認した。確認箇所を下図に示す。浅部と深部のそれぞれのデータの中で，最も N 値が低い箇所を確認対象とした。

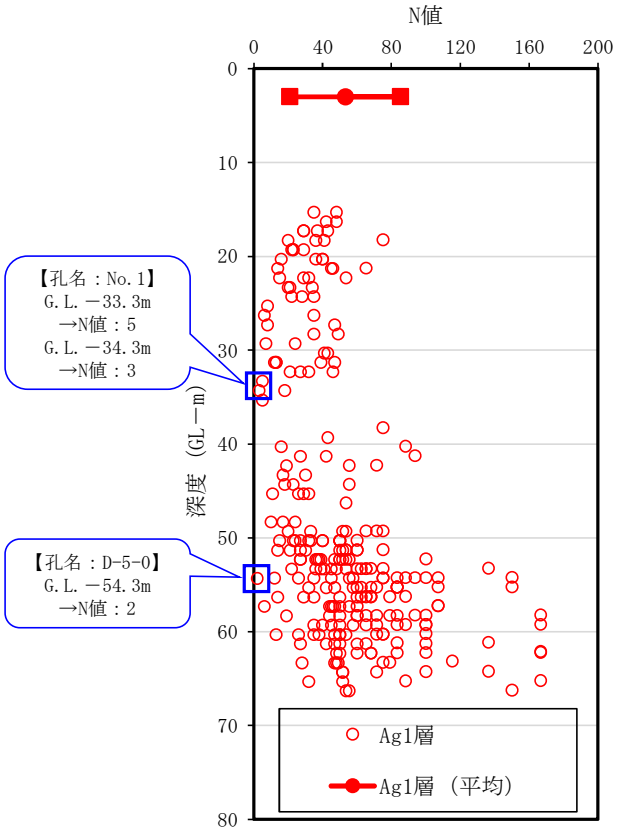
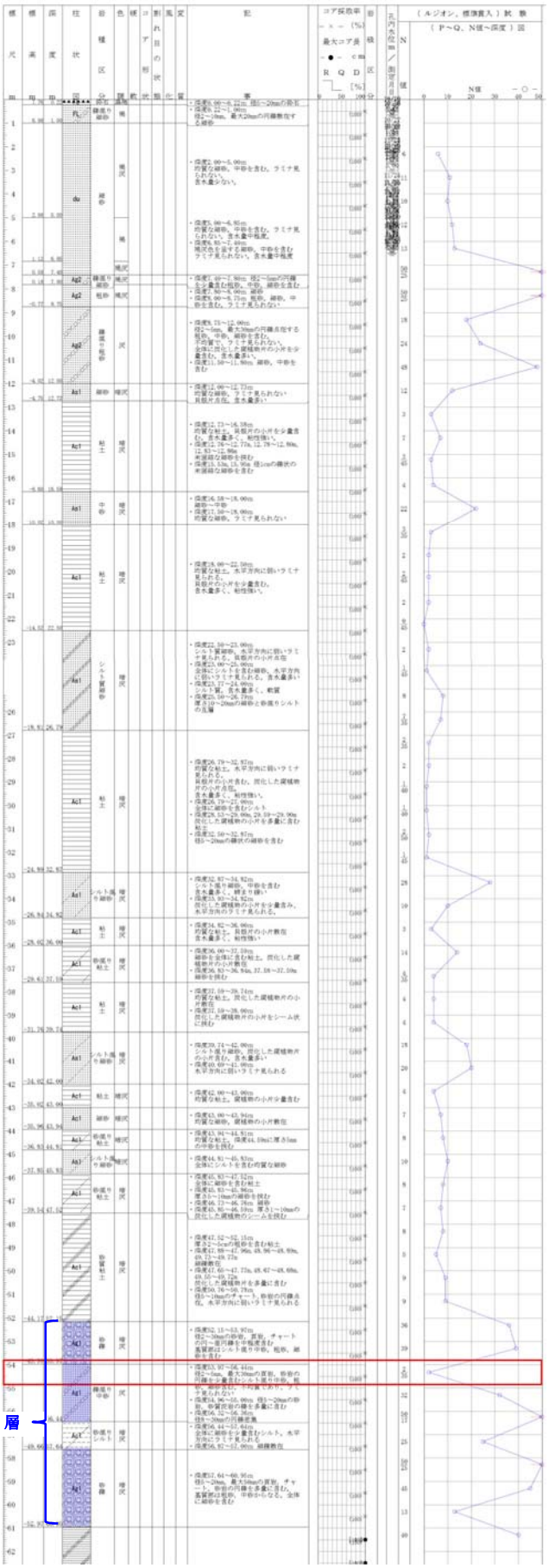


図　Ag1 層の N 値分布

次頁以降にボーリング柱状図における確認結果を掲載する。Ag1 層は硬質な巨礫を含む砂礫分を主体とした沖積層であるが，ボーリング柱状図によると，シルト混り（マトリクスに細粒分が多い）の箇所が挟み層として局所的に存在しており，N 値が低く出ている要因は，この局所的な挟み層であることが判明した。

挟み層により N 値が低く出ている範囲は，概ね 1～2m と局所的であり，その上下においては，平均的な N 値が計測されている。また，当該範囲はシルト混り砂が主体であることから，細粒分含有率が比較的高い状態にあり，これが液状化強度に寄与していると推察される。以上より，Ag1 層の当該範囲（N 値が局所的に低い範囲）が構造物の耐震評価に与える影響は小さいと考えられる。

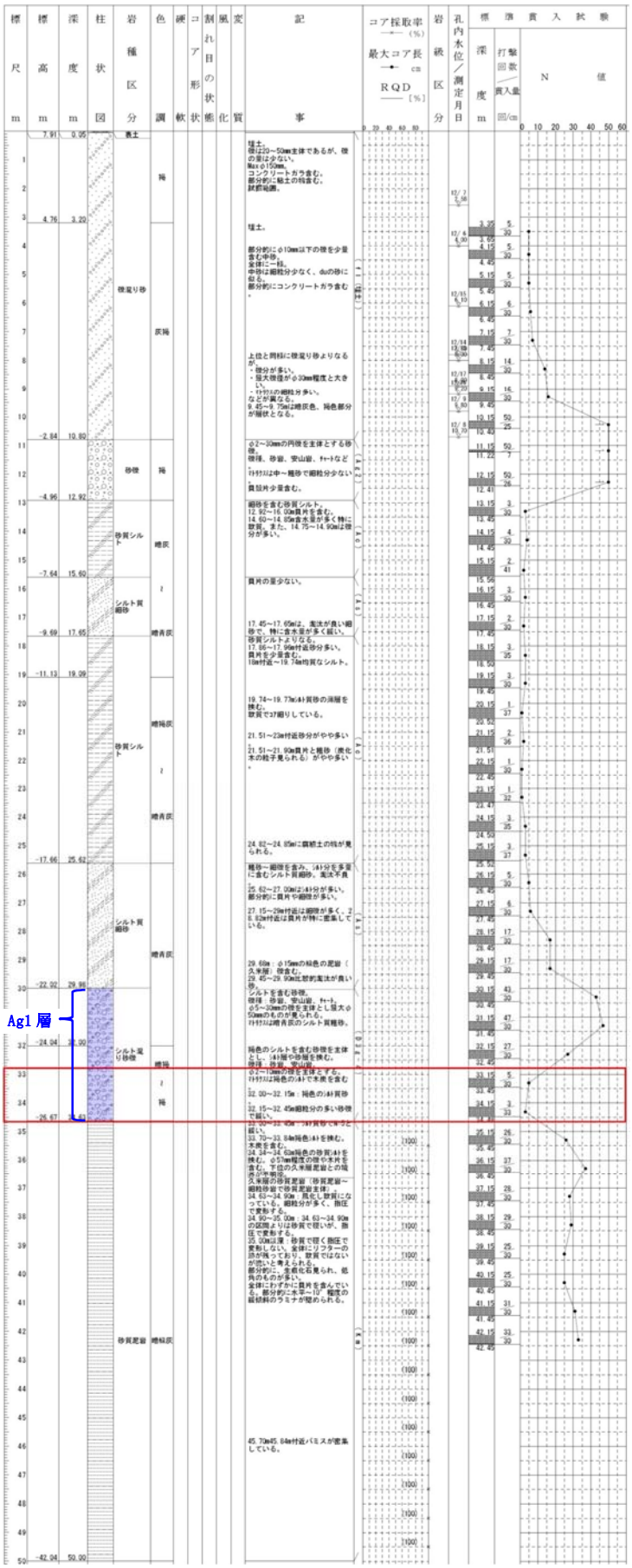
孔名：D-5-0



シルト混り中砂であり，マトリクスの細粒分が多い箇所が局所的に分布していると考えられる。

図　Ag1 層の N 値取得位置におけるボーリング柱状図（D-5-0 孔）

孔名：No.1



Ag1 層の中で，特にマトリクスに細粒分が多い箇所で，局所的に N 値が小さくなっている。

図　Ag1 層の N 値取得位置におけるボーリング柱状図（No.1 孔）

（参考資料３）捨石の解析用物性値について

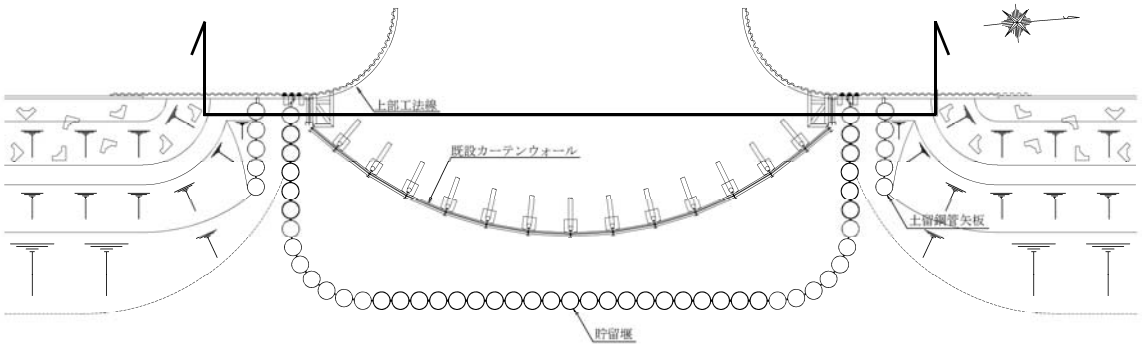
1.　東海第二発電所における捨石について

捨石は，護岸や傾斜堤等の港湾構造物に広く用いられる材料である。東海第二発電所の護岸部に分布する捨石は主に 100kg～500kg/個 程度の質量を有しており，捨石の規格としては標準的なものである。

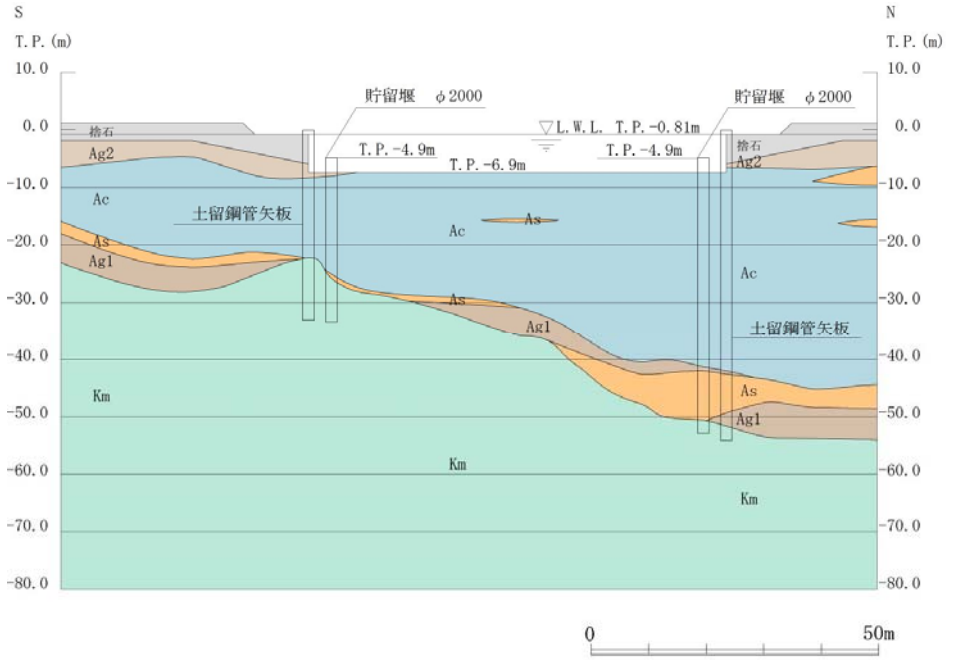
耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設のうち津波防護施設である貯留堰の周囲にも捨石が分布しており，解析断面にモデル化する必要があることから，適切な解析用物性値を設定する。

貯留堰の周辺地盤における捨石の施工状況を図１に示す。

捨石は，津波防護施設である貯留堰への波及影響について考慮すべき施設である土留鋼管矢板の側方に分布しているが，その分布範囲は浅部に限定的であり，耐震評価における影響は軽微であると考えられる。



（平面図）



（断面図）

図１　貯留堰の周辺地盤における捨石の施工状況

2. 捨石の解析用物性値

2.1 解析用物性値の設定方針

捨石の解析用物性値については，現地の捨石での試験が非常に困難であることから，通常，標準的なパラメータを用いて解析が実施されている。東海第二発電所においては，捨石の標準的なパラメータとして，「港湾構造物設計事例集（（財）沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「設計事例集」という）に記載される値を用いるものとする。

2.2 捨石の解析用物性値

捨石の解析用物性値を表 1 に示す。また，参考として「設計事例集」に記載の解析用物性値を表 2 に示す。

表 1　捨石の解析用物性値

パラメータ				捨石
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	2.04 (1.84)
	間隙比	e	－	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	98
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	35

表２　引用した捨石の解析用物性値（設計事例集，p.1-69 より）

表-1.65　FLIP 入力パラメーター一覧

区分	材料番号	材　料	土質記号	現地試験結果		FLIP簡易設定				土層条件及び応力状態						基準有効拘束圧	S波速度	P波速度	基準初期せん断弾性係数	Gmaの指数定数	基準体積弾性係数	Kmaの指数定数	ポアソン比	単位体積重量		空隙率	水の体積弾性係数	最大減衰定数	粘着力	せん断抵抗角	液状化特性					
				N値	細粒分含有率	N_{65}	N_{131}	Dr	φ	上端	下端	層厚	層中心深度	有効上載圧力	有効拘束圧									飽和	水中						変相角	液状化パラメータ				
				N	Fc	$(\sigma_v'=65)$	$(\sigma_v'=131)$	$(\sigma_v'=131)$	$(\sigma_v'=131)$	A.P. +(m)	A.P. +(m)	(m)	Z (m)	σ_v' (kN/m²)	σ_{ma}' (kN/m²)	σ_{ma}' (kN/m²)	V_s (m/s)	V_p (m/s)	G_{ma} (kN/m²)	m_G	K_{ma} (kN/m²)	m_K	ν	w (kN/m³)	w' (kN/m³)	n	Kw (kN/m²)	h_{max}	C (kN/m²)	ϕ_f (°)	ϕ_p (°)	sl	wl	pl	$p2$	cl
海側	12	沖積粘性土	Ac1_12	－	－	－	－	－	－	-14.6	-26.0	11.4	-20.30	34.2	25.7	25.7	96	190	15,000	0.5	39,100	0.5	0.33	16.0	6.0	0.55	2.2E+06	0.20	44	－						
	11	洪積粘性土	Dc1_11	－	－	－	－	－	－	-26.0	-30.0	4.0	-28.00	82.4	61.8	61.8	169	336	49,600	0.5	129,300	0.5	0.33	17.0	7.0	0.55	2.2E+06	0.20	146	－						
		基盤層	Dg1							-30.0							300	1600																	
護岸部（ケーソン）	53	上部工コンクリート		－	－	－	－	－	－	3.3	1.5	1.8	2.40	20.3	15.2	－	－	－	－	－	－	－	－	22.6	－	－	－	－	－	－						
	52	ケーソン（気中）		－	－	－	－	－	－	1.5	0.6	0.9	1.05	50.1	37.6	－	－	－	－	－	－	－	－	21.0	－	－	－	－	－	－						
	51	ケーソン（水中）		－	－	－	－	－	－	0.6	-15.0	15.6	-7.20	145.4	109.1	－	－	－	－	－	－	－	－	21.0	11.0	－	－	－	－	－						
	23	捨石	suteishi	－	－	－	－	－	－	-15.0	-19.0	4.0	-17.00	251.2	188.4	98.0	300	596	180,000	0.5	469,400	0.5	0.33	20.0	10.0	0.45	2.2E+04	0.24	20	35						
	22	SCP(80%改良)沖積粘性土	Scp_80%	－	－	－	－	－	－	-19.0	-26.0	7.0	-22.50	303.4	227.6	227.6	293	582	168,400	0.5	439,200	0.5	0.33	19.2	9.2	0.47	2.2E+06	0.23	－	40						
	21	洪積粘性土	Dc1_21	－	－	－	－	－	－	-26.0	-30.0	4.0	-28.00	349.6	262.2	262.2	169	336	49,600	0.5	129,300	0.5	0.33	17.0	7.0	0.55	2.2E+06	0.20	146	－						
		基盤層	Dg1							-30.0							300	1600																	
埋土部	34	裏埋土（気中）	As1_a	9	14	8	11.4	50	39	3.5	0.6	2.9	2.05	26.1	19.6	98.0	201	398	73,800	0.5	192,500	0.5	0.33	18.0	－	0.45	－	0.24	－	39						
	33	裏埋土（水中）	As1_w	9	14	8	11.4	50	39	0.6	-10.0	10.6	-4.70	105.2	78.9	98.0	190	378	73,800	0.5	192,500	0.5	0.33	20.0	10.0	0.45	2.2E+06	0.24	－	39	28	0.005	6.0	0.5	0.94	2.8
	32	沖積粘性土	Ac1_32	－	－	－	－	－	－	-10.0	-26.0	16.0	-18.00	206.2	154.7	154.7	127	252	26,200	0.5	68,300	0.5	0.33	16.0	6.0	0.55	2.2E+06	0.20	(77)	30						
	31	洪積粘性土	Dc1_31	－	－	－	－	－	－	-26.0	-30.0	4.0	-28.00	268.2	201.2	201.2	169	336	49,600	0.5	129,300	0.5	0.33	17.0	7.0	0.55	2.2E+06	0.20	146	－						
		基盤層	Dg1							-30.0							300	1600																	
裏込石	41	裏込石（水中）	uragome_a	－	－	－	－	－	－	1.5	0.6	－	－	－	－	98.0	300	596	180,000	0.5	469,400	0.5	0.33	20.0	10.0	0.45	2.2E+04	0.24	20	35						
	43	裏込石（気中）	uragome_w	－	－	－	－	－	－	0.6	-19.0	－	－	－	－	98.0	300	596	180,000	0.5	469,400	0.5	0.33	18.0	－	0.45	－	0.24	20	35						

注1;③埋土部の沖積粘性土(材料番号32)は正規圧密状態にありせん断強度は ϕ_f=30° で与える.粘着力Cを( )で併記する.

3　捨石の解析用物性値の妥当性について

3.1　FLIP における捨石の物性に関する検討状況

FLIP における捨石の物性については，「捨石のモデル化に関する検討報告書（FLIP 研究会企画委員会捨石作業部会，平成 13 年 5 月）」（以下「捨石のモデル化に関する検討報告書」という。）において，「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 年版）」，「埋立地の液状化ハンドブック（改訂版）（（財）沿岸技術研究センター，平成 9 年）」及び様々な文献（表 3）を基に，神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁の捨石に着目した簡易モデルによる検討やパラメトリックスタディーを踏まえ，第 4 表に示すパラメータを捨石の標準的なパラメータとして提案している。

表 3　捨石に係る文献一覧*

資料	・港湾の施設の技術上の基準（平成 11 年） ・埋立地の液状化対策ハンドブック（ ・小林,寺師,高橋,中島,捨石マウンドの支持力の新しい計算法,港湾技術研究所報告 Vol.26,No.2,1987 年 ・荘司,大型三軸試験による捨石材のせん断特性に関する考察,港湾技術研究所報告 Vol.22,No.4,1938 年 ・水上,小林,マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性,港湾技術研究所資料,Vol.699,1991 年 ・上部,土田,倉田,大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析,港湾技術研究所報告 Vol.22,No.2,1983 年 ・工藤,西,田中,国生,護岸基礎捨石マウンドの沈下予測（その 1）－捨石マウンド材料の物理的特性ならびに静力学的特性,電力中央研究所報告 384030,1985 年 ・工藤,西,田中,国生,護岸基礎捨石マウンドの沈下予測（その 2）－捨石マウンド材料の繰り返しせん断特性,電力中央研究所報告 384031,1985 年 ・運輸省港湾技術研究所資料 No.857,1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告

注記＊：捨石のモデル化に関する検討報告書，p3 より抜粋

表 4　捨石の標準的なモデル化（案）*

モデル化の項目	モデル化の方法
せん断強度定数	c＝20（kN/m²），φ＝35（°）
最大減衰定数	h_{max}＝0.2～0.3
初期せん断剛性	マウンド　Ｖｓ＝300（m／ｓ），裏込石　Ｖｓ＝225（m／ｓ）
水の体積弾性係数	Kf＝2.2×10^4　（kPa）以下の小さな値
対象範囲	捨石マウンドおよび裏込石

注記＊：捨石のモデル化に関する検討報告書，p9 より抜粋（一部修正）

また，このパラメータを適用した事例検証として，3 地点（神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁，神戸港第七防波堤，釧路港北埠頭岸壁）において事例検証を行い，各地点において，観測値に近い結果が得られることを確認している。以下に，各事例検証の概要を示す。

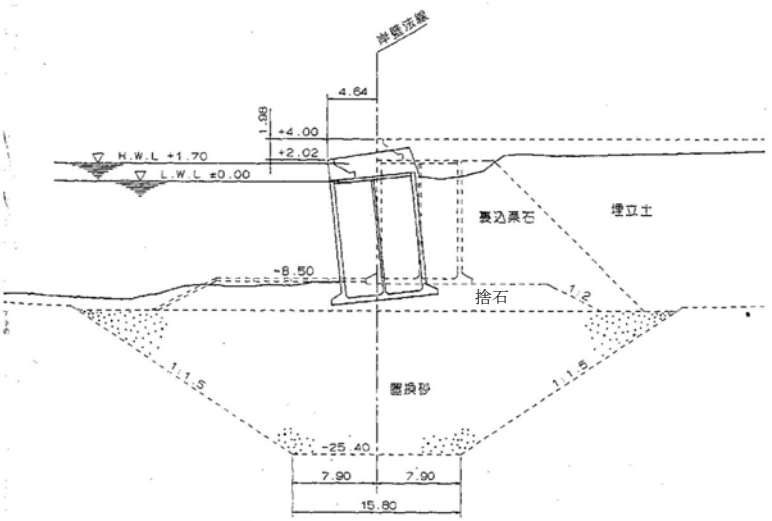
(1)　神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁

1995 年兵庫県南部地震における神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁の被災断面を検討対象としている。検討ケースを表 5 に，検討対象断面を図 1 に示す。また，主要な応答結果を表 6 に示す。表 6 より，表 4 に示されている捨石の標準的なモデル化案を用いた CASE4 が，より観測値に近い結果を与えていることが確認されている。

表 5　検討ケース一覧表（神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁）*

検討ケース	せん断強度特性 c，φ	水の体積弾性係数 K_f	備考
ＣＡＳＥ１	c＝0（kPa），φ＝40（°）	2.2×10^6(kPa)	従来設定方法
ＣＡＳＥ２	c＝20（kPa），φ＝35（°）	2.2×10^6(kPa)	－
ＣＡＳＥ３	c＝0（kPa），φ＝40（°）	0　(kPa)	－
ＣＡＳＥ４	c＝20（kPa），φ＝35（°）	0　(kPa)	提案方法

注記＊：捨石のモデル化に関する検討報告書，p10 より抜粋



注記＊：捨石のモデル化に関する検討報告書，p10 より抜粋（一部加筆）

図 1　検討対象断面（神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁）*

表 6　主要な応答結果一覧表（神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁）*

検討	ケーソン残留変位量			ケーソン最大応答加速度		備考
	δ_H(m)	δ_V(m)	θ（°）	α_H(Gal)	α_V(Gal)	
CASE1	2.83	1.06	2.64	278	306	従来方法
CASE2	3.82	1.80	3.71	274	309	－
CASE3	6.10	2.11	10.6	315	387	－
CASE4	4.33	2.00	4.69	364	317	提案方法
実測値	4.1～4.6	1.7～2.0	4.1～5.1	－	－	

注記＊：捨石のモデル化に関する検討報告書，p10 より抜粋

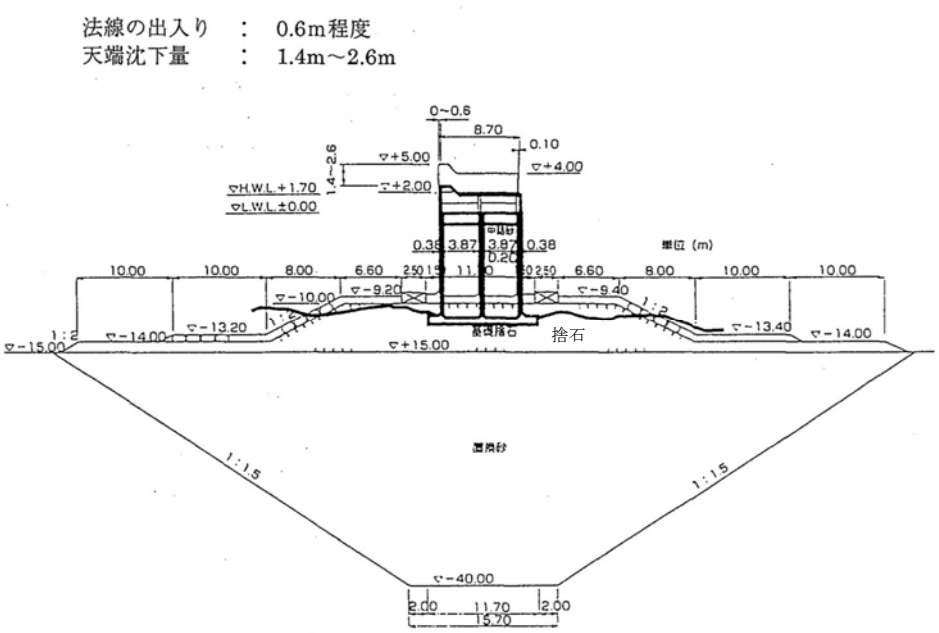
(2)　神戸港第七防波堤

常時土圧の作用を受けない構造物として，1995 年兵庫県南部地震における神戸港第七防波堤の被災断面を検討対象としている。検討ケースを表 7 に，検討対象断面を図 2 に示す。また，主要な応答結果を表 8 に示す。表 4 に示されている捨石の標準的なモデル化案を用いた CASE4 も含めて，CASE2 以外は観測値に近い結果を与えていることが確認されている。

表 7　検討ケース一覧表（神戸港第七防波堤）*

	水の Kf	c （kPa）	ϕ （° ）	備考
CASE1	100%	0	40	従来設定
CASE2	1%	0	40	Kf を低下
CASE3	100%	20	35	Kf そのままで c, ϕ 指定
CASE4	1%	20	35	c, ϕ 指定かつ Kf 低下

注記＊：捨石のモデル化に関する検討報告書，p14 より抜粋（一部修正）



注記＊：捨石のモデル化に関する検討報告書，p14 より抜粋（一部加筆）

図 2　検討対象断面（神戸港第七防波堤）*

表 8　主要な応答結果一覧表（神戸港第七防波堤）*

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
水平変位(m)	0.07	0.04	0.04	0.00
鉛直変位(m)	2.00	4.39	1.84	2.26

観測データ：（鉛直変位）1.4～2.6m

（水平変位）　　－

注記＊：捨石のモデル化に関する検討報告書，p14 より抜粋（一部修正）

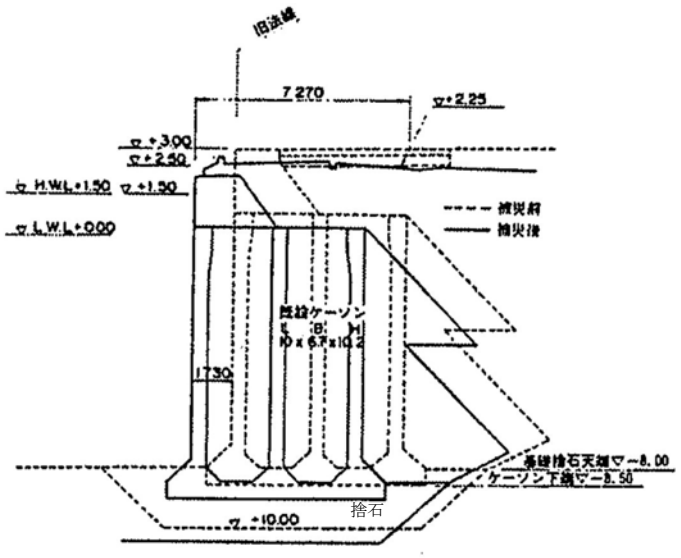
(3)　釧路港北埠頭岸壁

1993 年釧路沖地震における釧路港北埠頭岸壁の被災断面を検討対象としている。検討ケースを表 9 に，検討対象断面を図 3 に示す。また，主要な応答結果を表 10 に示す。表 4 に示されている捨石の標準的なモデル化案を用いた CASE3 も含めて，観測値に近い結果を与えていることが確認されている。

表 9　検討ケース一覧表（釧路港北埠頭岸壁）*

検討ケース	モデル化の概要	備考
CASE0	c＝0, ϕ＝40°, Kf＝100%	従来のモデル化
CASE1	c＝20（kN/m²）, ϕ＝35°, Kf＝100%	Kf をそのままにしたケース
CASE2	c＝20（kN/m²）, ϕ＝35°, Kf＝0	Kf を低下したケース

注記＊：捨石のモデル化に関する検討報告書，p15 より抜粋



注記＊：捨石のモデル化に関する検討報告書，p15 より抜粋（一部加筆）

図 3　検討対象断面（神戸港第七防波堤）*

表 10　主要な応答結果一覧表（神戸港第七防波堤）*

	ケーソン残留変位(m)		最大応答加速度(Gal)	
	水平	鉛直	ケーソン天端水平	背後地表面水平
実測値	0.8～1.6	0.2～0.5	－	－
CASE0	0.89	0.21	247	
CASE1	1.20	0.21	219	161
CASE2	1.28	0.22	229	159

注記＊：捨石のモデル化に関する検討報告書，p14 より抜粋（一部修正）

3.2　捨石の解析用物性値の妥当性

表 4 に示す捨石の標準的なモデル化案については，3.1 に示す神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁，神戸港第七防波堤及び釧路港北埠頭岸壁における事例検証結果より，観測値と適合性が高いことが確認されており，これは FLIP での解析にて一般的に使用されているものである。捨石の規格は 1 個の石の質量にて定義されることが一般的であるが，3.1 の事例検証では，神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁の捨石は平均 300kg/個 程度，神戸港第七防波堤の捨石は平均 105kg/個 程度と，様々な規格の捨石に対して検証を行い，観測値と適合性が高いことが確認されている。東海第二発電所の捨石は平均 300kg/個 程度であることから，3.1 で事例検証が行われている捨石の規格（質量）と概ね同等の規格である。

以上を踏まえ，表 4 に示す捨石の標準的なモデル化案を東海第二発電所の捨石に対して適用することは妥当であると考える。以下に，表 4 に示す捨石の標準的なモデル化案における主要な解析用物性値（解析上のパラメータである「捨石の間隙水の体積弾性係数」を含む。）を踏まえて，東海第二発電所における捨石の解析用物性値について考察する。

(1)　せん断強度定数

せん断強度定数は，表 4 に示す捨石の標準的なモデル化案では内部摩擦角 ϕ ＝35°，粘着力 c＝20kN/m^2 が提案されている。

工藤ら（1985）*は，既往のケーソン式防波堤基礎捨石の粒度とほぼ相似な，均等係数 Uc＝2.3 の 3 種類（15mm，25mm，30mm）の相似粒度の試料を用いて三軸圧縮試験を実施し，図 4 に示すように，内部摩擦角 ϕ はゆる詰めでも密詰めでも 35°～36°，粘着力 c はゆる詰めで 0.2kgf/cm^2（約 20kN/m^2）～密詰めで 0.6kgf/cm^2（約 60kN/m^2）との結果を得ている。

捨石の標準的なモデル化案である内部摩擦角 ϕ ＝35°，粘着力 c＝20kN/m^2 は図 4 において間隙比 e_i＝0.9 程度のかなり空隙の多い状態を想定したせん断強度となっており，保守的な設定となっていることが分かる。なお，東海第二発電所の捨石は施工から年月を経ており，ある程度締まった密な状態であると考えられることからも，このせん断強度定数を適用することは妥当であると考える。

注記＊：工藤康二，西好一，田中幸久，国生剛治：護岸基礎捨石マウンドの沈下予測（その１）　捨石マウンド材料の物理特性ならびに静的力学特性，電力中央研究所報告，研究報告 384030，1985 年

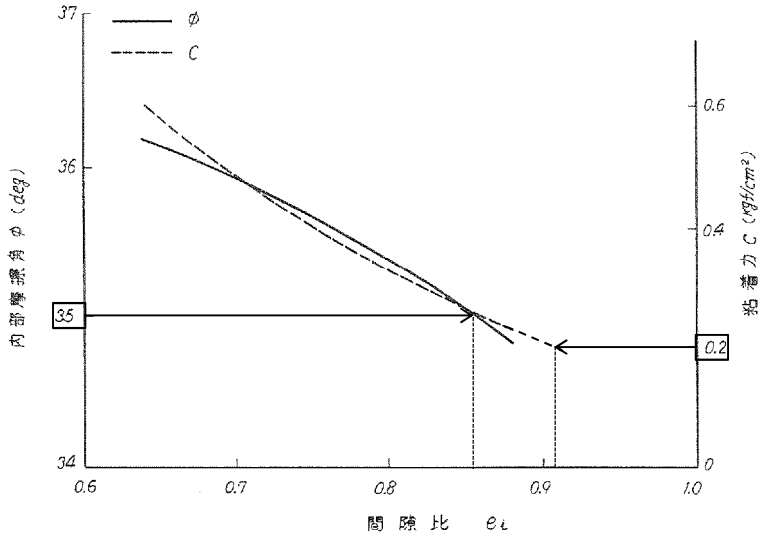


図 4　間隙比 e_i に対する粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の推定図表*

注記＊：工藤ら（1985）P31 より抜粋（一部加筆）

(2)　最大履歴減衰率

最大履歴減衰率は，表 4 に示す捨石の標準的なモデル化案では解析結果への影響が小さいことから，h_{max}＝0.2～0.3 が提案されており，一方で設計事例集では，その内数である h_{max}＝0.24 が設定されている。以上を踏まえ，東海第二発電所の捨石では，h_{max}＝0.24 を採用する。

(3)　初期せん断剛性

初期せん断剛性を設定するためのせん断波速度は，表 4 に示す捨石の標準的なモデル化案では，基礎マウンドの捨石に対して Vs＝300（m/s）が提案されている。液状化ハンドブックには，「混成防波堤における地震観測結果から得られた算定式により水深－10m 程度の大型岸壁における捨石のせん断波速度として Vs＝300（m/s）を用いる。」との記載があり，算定式については，上部ら（1983）*1 に記載されている表 11 を指していると考えられる。表 11 は沢田ら（1977）*2 による国内の複数のロックフィルダムにおける弾性波測定結果から得られた速度分布モデルであり，ロック材における深さ 0～10m の S 波速度 Vs の平均値が約 300（m/s）となる（図 5）。

東海第二発電所における捨石の分布範囲は，図 1 に示すとおり概ね深さ 10m の範囲内であることから，表 4 に示す捨石の標準的なモデル化案におけるせん断波速度 Vs＝300（m/s）を採用することは妥当であると考える。

注記＊1：上部達生，土田肇，倉田栄一，国生剛治：大型混成式防波堤の強震記録に基づく水－構造物連成系の地震応答解析，港湾技術研究所報告，第 22 巻，第 2 号，1983 年，pp289-326

＊2：沢田義博，高橋忠，桜井彰雄，矢島浩：ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的特性－弾性波動に基づく考察－，電力中央研究所報告，研究報告 377008，1977 年

表 11　ロックフィルダムの一般的物性値を与える速度分布モデル*

物性値の種類	堤体のゾーン / 材料の状態 / 深さ (m)	ロック 不飽和	ロック 飽和	コア S波速度の大きい材料の分布	コア S波速度の小さい材料の分布
S波速度	0－5	$V_s=245$		$V_s=210$	
	5－30	$V_s=250Z^{0.20}$	$V_s=250Z^{0.20}$	$V_s=180Z^{0.35}$	$V_s=140Z^{0.34}$
	30－	$V_s=200Z^{0.315}$			
ポアソン比	全体	$\nu=0.375-0.006Z^{0.58}$	$\nu=0.49-0.01Z^{0.95}$	$\nu=0.45-0.006Z^{0.60}$	

V_s：S 波速度（m/s）
ν：ポアソン比
Z：深さ（m）

注記＊：上部ら（1983）P311 より抜粋（一部加筆）

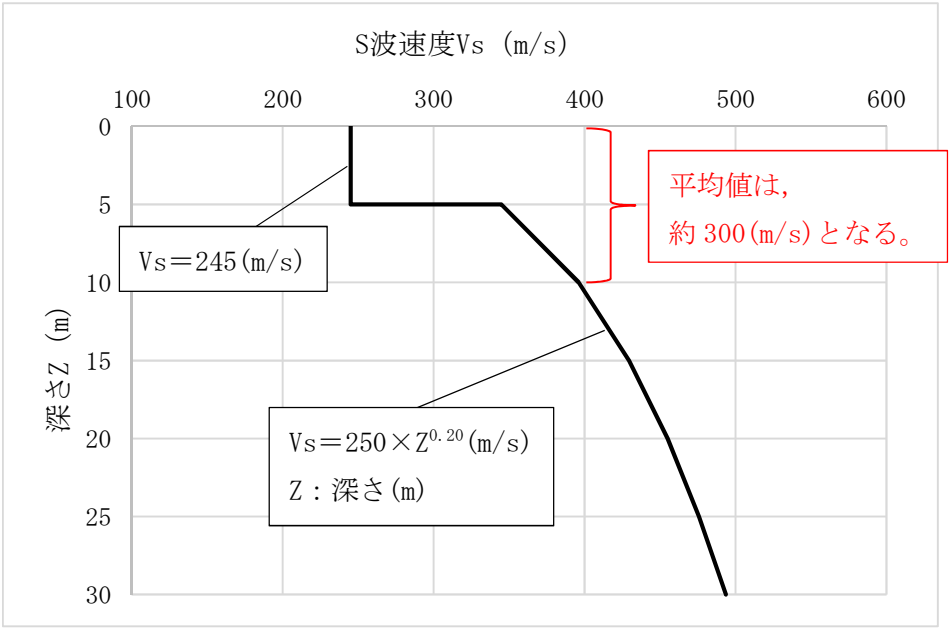


図 5　ロック材の S 波速度について*
（表 11 におけるロック材の S 波速度をグラフ化）

(4)　捨石の間隙水の体積弾性係数

FLIP では，地下水位又は海水位以下のマルチスプリング要素に対して間隙水要素を設定しており，間隙水の体積弾性係数については慣用値（$K_f=2.2\times10^6$kPa）を設定している。

捨石の間隙水の体積弾性係数は，表 4 に示す捨石の標準的なモデル化案では，非排水条件での解析を前提とする FLIP による解析における工夫として，捨石の高透水性を再現するため，通常の間隙水の体積弾性係数（慣用値である $K_f=2.2\times10^6$kPa）の 1%程度以下の値とすることが提案されていることを踏まえ，東海第二発電所の捨石の間隙水の体積弾性係数は $K_f=2.2\times10^4$kPa とする。

4　捨石の解析用物性値におけるばらつきについて

捨石の解析用地盤物性値におけるばらつきについては，耐震評価における各照査結果への感度を検討した上で，その要否を判断するものとする。

（参考資料４）地盤改良体における補足

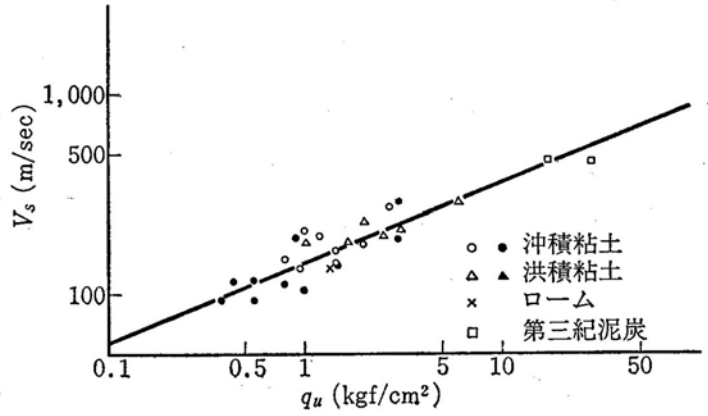
1. 地盤改良体（セメント改良）における物性設定の適用性について

地盤改良体（セメント改良）の平均せん断波速度 Vs の算定については，下式を適用する。

$Vs = 147.6 \times q_{ud}^{0.417}$ (m/s)　　（式 1）

ここに，q_{ud}：設計基準一軸圧縮強度（kgf/cm²）

（式 1）は図 1 に示した複数の c 材（粘性土）の q_u～Vs 関係から求められているが，本項では，東海第二発電所に分布する地層を対象とした地盤改良体（セメント改良体）に対する（式 1）の適用性を検討した。



＊文献（わかりやすい土木技術ジェットグラウト工法（鹿島出版社 柴崎他，1983 年））より引用

図 1　一軸圧縮強度とせん断波速度の関係*

東海第二発電所における地盤改良体（セメント改良）への（式 1）の適用性を検討するにあたって，東海第二発電所敷地内にて実施した下記の地盤改良体試験施工における取得データ（一軸圧縮強度及びせん断波速度）を使用した。図 2 に，（式 1）と PS 検層結果の比較を示す。

・排気筒_地盤改良体試験施工（H28 年度）

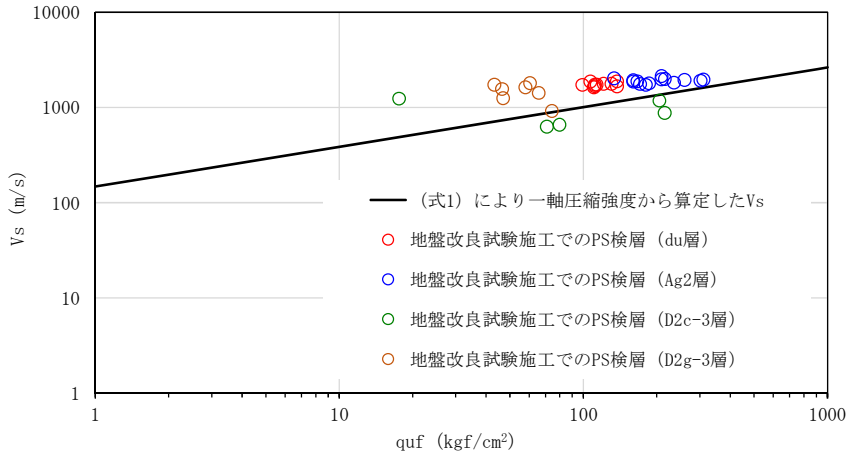


図 2　（式 1）と PS 検層結果の比較

地盤改良体試験施工により取得したせん断波速度及び対応するコア供試体の一軸圧縮強度を用いて，（式1）との対応を確認した結果，砂礫層（du層，Ag2層，D2g-3層）に対しては（式1）は現地改良体のVsをやや小さく評価する傾向があり，粘性土（D2c-3層）に対しては，（式1）と現地改良体のVsが概ね整合する結果となった。

（式 1）は，東海第二発電所に分布する砂礫層を対象とした地盤改良体（セメント改良）に対して，Vs をやや小さく評価する傾向はあるが，耐震評価においては，地盤の変形特性の観点で，より保守的な設定であると考えられることから，物性設定としては妥当であると考える。

以上より，東海第二発電所に分布する地層を対象とした地盤改良体（セメント改良）に対する（式1）の適用性を確認した。

2.　地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの考え方

地盤改良体（セメント改良）の平均せん断波速度 Vs については，（式 1）に基づき，構造物毎に計画している地盤改良体（セメント改良）の設計基準一軸圧縮強度より算定する。

設計基準一軸圧縮強度に対し，実施工時には不良率を低水準に抑えることを目的とした施工目標一軸圧縮強度を設定する。施工目標一軸圧縮強度は，設計基準一軸圧縮強度を大きく上回ることが一般的であるため，地盤改良体（セメント改良）においては，この施工目標一軸圧縮強度を基準としてばらつきを設定する。

設計基準一軸圧縮強度と施工目標一軸圧縮強度及び標準偏差の関係については，「建築基礎のための地盤改良設計指針案（（社）日本建築学会，2006 年）」に基づき，図 3 のように設定する。

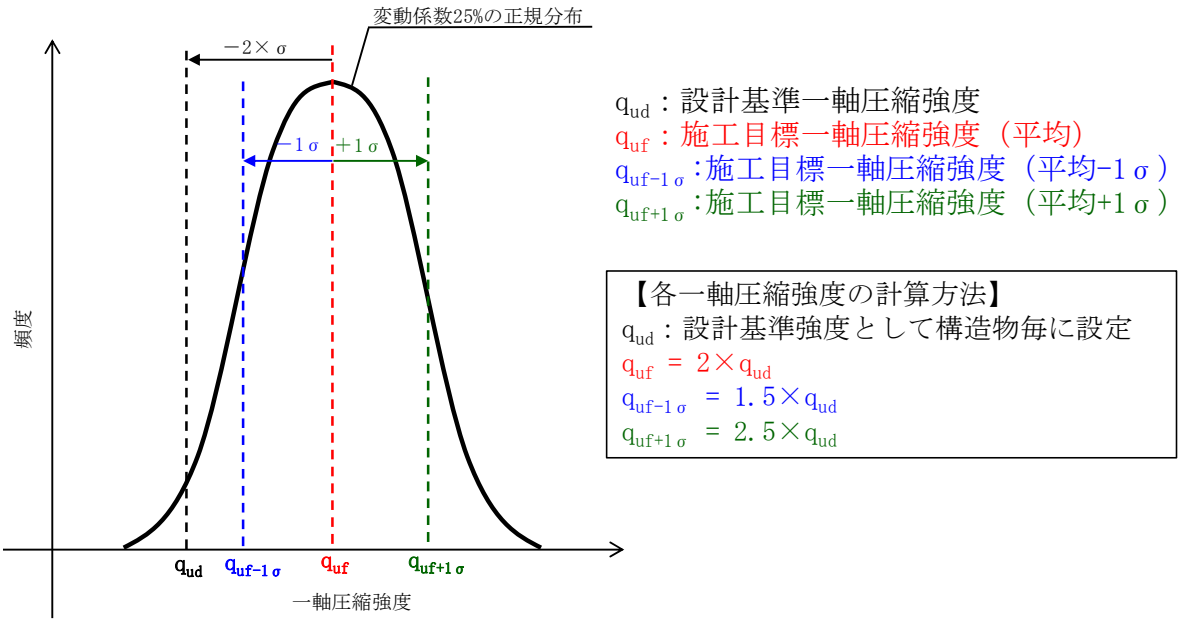


図 3　設計基準一軸圧縮強度と施工目標一軸圧縮強度及び標準偏差の関係

これを踏まえ，地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきを考慮した Vs を以下のように設定する。

平均 Vs：q_{ud} により（式 1）にて算定した Vs

平均−1 σ Vs：$q_{uf-1\sigma}$ により（式 1）にて算定した Vs

平均＋1 σ Vs：$q_{uf+1\sigma}$ により（式 1）にて算定した Vs

また，地盤改良体（セメント改良）の各 Vs と各構造物の耐震設計における検討ケースとの対応関係を表 1 に示す。

表１　地盤改良体（セメント改良）の各 Vs と各構造物の耐震設計における検討ケースとの対応関係

耐震設計における検討ケースの例	地盤改良体（セメント改良）の Vs
①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	平均 Vs
②地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース	平均＋1σ Vs
③地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース	平均－1σ Vs
④地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	平均 Vs
⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	平均 Vs
⑥地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース	平均＋1σ Vs

3.　地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの設定の妥当性

地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの設定の妥当性を確認するため，下記に示す既設地盤改良体に対して実施した PS 検層結果との比較を行った。図 4 に，既設地盤改良体の設計基準一軸圧縮強度から（式 1）にて設定した平均 Vs，平均－1σ Vs，平均＋1σ Vs と PS 検層結果の比較を示す。

・屋外二重管_既設地盤改良体（H20 年度）＊

＊既設地盤改良体の設計基準一軸圧縮強度 q_{ud} は約 30 kgf/cm^2 である。

設計基準一軸圧縮強度約 30 kgf/cm^2 にて施工された既設地盤改良体の PS 検層は，地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの設定（－1σ Vs～＋1σ Vs）の範囲内に収まっていることを確認した。

以上の施工実績を踏まえ，地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの設定は妥当であると考える。

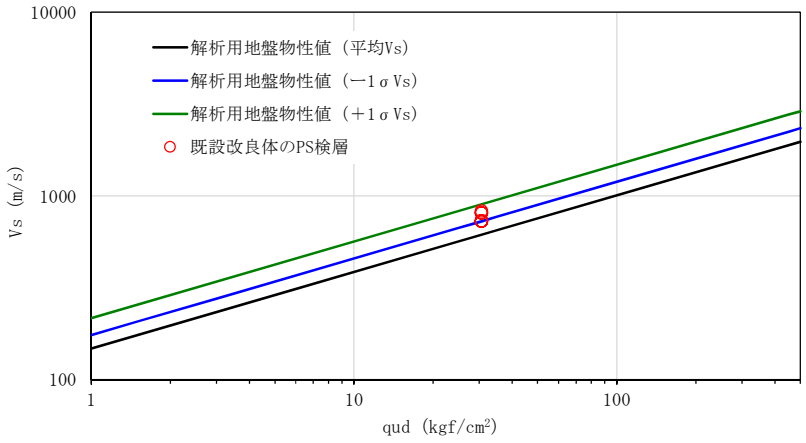


図 4　既設改良体の PS 検層と地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの関係

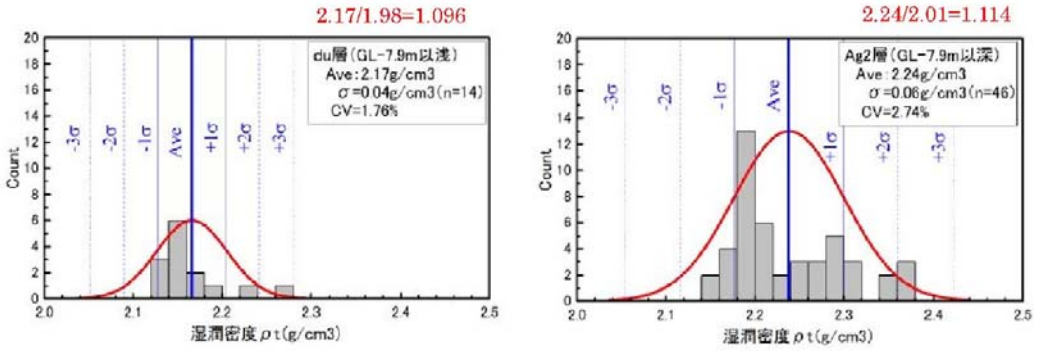
4.　地盤改良体（セメント改良）における密度の設定根拠

地盤改良体（セメント改良）における密度は，既設地盤改良体（屋外二重管_既設地盤改良（H20 年度））のコア試料を採取して実施した密度試験結果に基づき表 2 のように設定している。

表 2　地盤改良体（セメント改良）の解析用物性値のうち密度

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（≦8.5N/mm²の場合）	一軸圧縮強度（＞8.5N/mm²の場合）
物理特性	密度 ρ_t(g/cm³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	

本物性の設定根拠である密度試験結果を図 5 にヒストグラムで示す。改良対象地盤は表層付近に分布する du 層と Ag2 層であり，密度試験の結果は，du 層で 2.17g/cm³，Ag2 層で 2.24g/cm³ であり，原地盤の密度（du 層で 1.98g/cm³，Ag2 層で 2.01g/cm³）に対し，概ね 1.1 倍の比率となった。以上を根拠として，地盤改良体（セメント改良）における密度を設定している。



（du 層）　　（Ag2 層）

図 5　地盤改良体（セメント改良）の解析用物性値のうち密度

5.　地盤改良体において未改良部が発生した場合の対応方針

新設地盤改良体の施工時においては，施工後の確認試験により，未改良部が発生していないことを確認する。確認試験の結果，未改良部が発生した場合は，未改良部に対して再施工及び再試験を実施する。

【既設地盤改良体の PS 検層データについての確認】

1. はじめに

屋外二重管の直下に施工されている既設地盤改良体（セメント改良）の PS 検層結果を確認した結果，設計基準一軸圧縮強度に対して，せん断波速度が相対的に低い箇所があったことから，その原因，データの取扱い及び対応方針について検討した。

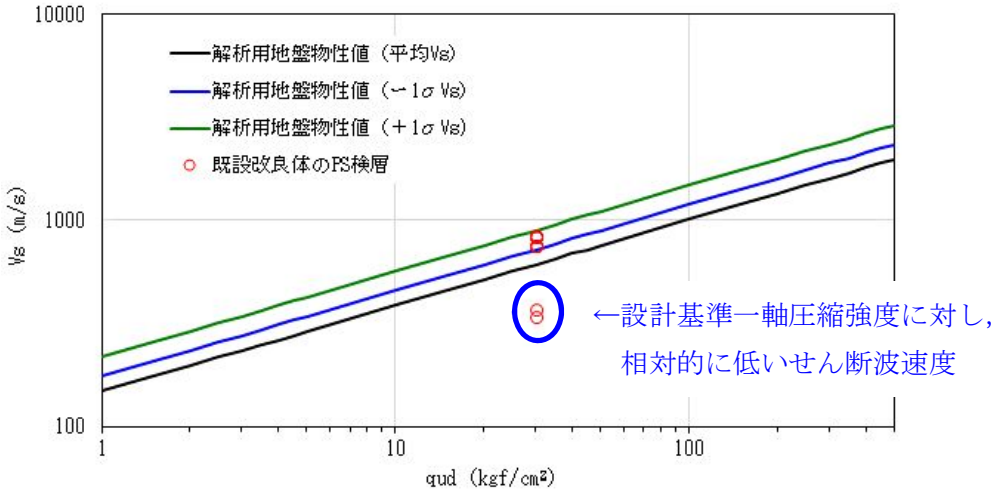


図　既設地盤改良体の PS 検層と地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの関係

2. 当該データの原因について

上記の地盤改良体（セメント改良）に対する PS 検層は，2 つのボーリング孔において下記の深度にて実施したものである。

・SJ-1 孔：深度 7.0m ～ 17.0m

・SJ-2 孔：深度 6.0m ～ 16.0m

これらの PS 検層データのうち，相対的に低いせん断波速度が取得されたのは，SJ-1 孔における深度 7.0m～8.0m，SJ-2 孔における深度 6.0m～8.0m であり，改良体の最上部に該当する。

改良体最上部は上部地盤が崩落して改良不良となることが懸念されることから，既設地盤改良体施工当時の状況を確認した結果，地盤改良体（セメント改良）の施工後に，改良体上部地盤の沈下が生じ事後対策した事例があり，このことから改良体最上部のセメントミルクの液位が低下し，未改良部が生じていたと推定した。

相対的に低いせん断波速度は，上記未改良部の PS 検層データである可能性が高い。

3. 対応方針

今後新設する地盤改良体（セメント改良）においては，上記のような未改良部の発生を防止するため，セメントミルクの液位を確実に管理し，理想的な施工状態を確保する。

具体的には，「施工完了後にガイドホール孔にセメントミルクを充填する」ことにより，改良体上部地盤の沈下を防止し，未改良部の発生を防止する計画である。

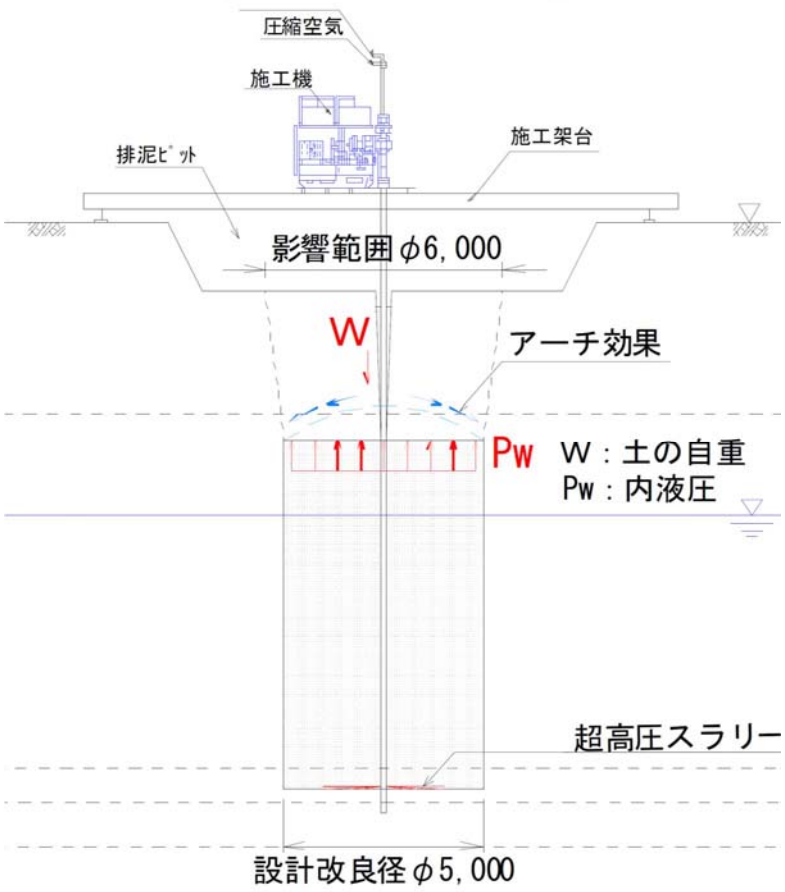


図　地盤改良体（セメント改良）の理想的な施工状態

4.　当該データの取扱いについて

当該データは未改良部において取得された特異点であり，3.の対応方針により，今後の新設地盤改良体（セメント改良）においては発生する可能性が低いことから，既設地盤改良体の PS 検層データとして採用しないこととする。

（参考資料５）地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき

1　土木構造物の地震応答解析における地盤物性のばらつき

1.1　せん断波速度 Vs のばらつき

屋外重要土木構造物の耐震評価にあたっては，構造物の周囲に分布する第四系に対し，Vs のばらつきを考慮した耐震評価を実施する。

(1) Vs のばらつきの設定方法

PS 検層による Vs の深度分布に基づき，Vs のばらつきを考慮する。

各土質材料の Vs の深度分布に応じた平均有効主応力σ’$_m$依存の回帰式を（式 1）に示す。

$$V_s(\sigma'_m) = A \times (\sigma'_m)^{0.25} \qquad \text{(式 1)}$$

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} = \frac{\sigma'_v + K_0 \times \sigma'_v}{2} = \frac{1 + K_0}{2} \cdot \sigma'_v \qquad \text{(式 2)}$$

$$K_0 = \frac{\nu_{CD}}{1 - \nu_{CD}} \qquad \text{(式 3)}$$

ν_{CD}：静ポアソン比

各土質材料の解析用物性値の元になっている地盤調査結果のVs～σ’$_m$関係データがN個の$\sigma'_{m\,i}\ (i=1,2,.....,N)$に対応して与えられているものとし，これらを$V_s(\sigma'_{m\,i})_{investigation}$と表記し，最小二乗法による（式1）のせん断波速度回帰式の出力を$V_s(\sigma'_{m\,i})$と表記する。この時，回帰係数Aは（式4）が成立する値として求める。

$$\sum_{i=1}^{N} \left\{ V_s(\sigma'_{m\,i}) - V_s(\sigma'_{m\,i})_{investigation} \right\}^2 \rightarrow \text{minimum} \qquad \text{(式 4)}$$

また，各土質材料の標準偏差σは（式 5）により求められる。

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^{N} \left\{ V_s(\sigma'_{m\,i}) - V_s(\sigma'_{m\,i})_{investigation} \right\}^2} \qquad \text{(式 5)}$$

よって，Vs の±1σを考慮した Vs～σ’$_m$関係式は，各 N 個の$\sigma'_{m\,i}\ (i=1,2,.....,N)$に対応して，最小二乗法による平均的な曲線を示す（式 1）に基づき，（式 6）により表される。

$$V_S(\sigma'_m) = A \times (\sigma'_m)^{0.25} \pm 1\sigma \qquad \text{(式 6)}$$

（式 6）により，Vs の±1σ側の各 N 個のデータ$V_s(\sigma'_{m\,i})_{+1\sigma}$及び$V_s(\sigma'_{m\,i})_{-1\sigma}$を生成する。

（式 6）により生成された各 N 組の$V_s(\sigma'_{m\ i})_{+1\sigma} \sim \sigma'_{m\ i}$及び$V_s(\sigma'_{m\ i})_{-1\sigma} \sim \sigma'_{m\ i}$関係データを対象に（式 7）及び（式 8）で最小二乗法により回帰する。

$$V_S(\sigma'_m)_{+1\sigma} = A_{+1\sigma} \times (\sigma'_m)^{0.25} \qquad \text{（式 7）}$$

$$V_S(\sigma'_m)_{-1\sigma} = A_{-1\sigma} \times (\sigma'_m)^{0.25} \qquad \text{（式 8）}$$

(2) Vs のばらつきを考慮した初期せん断剛性 G_m の設定方法

Vs の平均的な深度分布に対応する$G_m(\sigma'_m) \sim \sigma'_m$関係は（式 9）で表される。密度 ρ と係数 A の値を用いれば，各土質材料の解析用物性値の元になっている地盤調査結果の Vs～σ'_m関係データに対応する G_m についても，（式 9）の係数 B が求められる。

$$G_m(\sigma'_m) = \rho \times \left\{A \times (\sigma'_m)^{0.25}\right\}^2 = \rho \times A^2 \times (\sigma'_m)^{0.5} = B \times (\sigma'_m)^{0.5} \qquad \text{（式 9）}$$

したがって，Vs の±1σ側に対応する$G_m(\sigma'_m) \sim \sigma'_m$関係は，（式 10）及び（式 11）で表される。

$$G_m(\sigma'_m) = \rho \times \left\{A_{+1\sigma} \times (\sigma'_m)^{0.25}\right\}^2 = \rho \times (A_{+1\sigma})^2 \times (\sigma'_m)^{0.5} = B_{+1\sigma} \times (\sigma'_m)^{0.5} \qquad \text{（式 10）}$$

$$G_m(\sigma'_m) = \rho \times \left\{A_{-1\sigma} \times (\sigma'_m)^{0.25}\right\}^2 = \rho \times (A_{-1\sigma})^2 \times (\sigma'_m)^{0.5} = B_{-1\sigma} \times (\sigma'_m)^{0.5} \qquad \text{（式 11）}$$

上記で示した G_m の σ'_m 依存の関係式設定イメージを図 1.1－1 に示す。

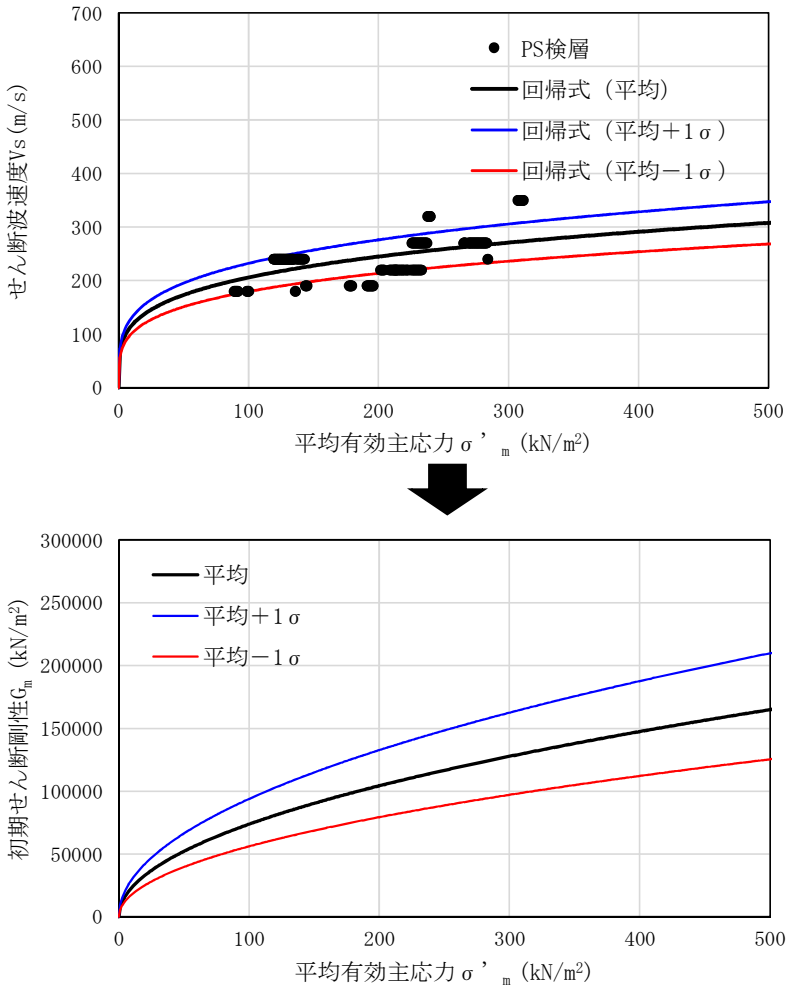


図 1.1－1　Vs のばらつきを考慮した G_m の σ'_m 依存の関係式設定イメージ

(3) Vs のばらつきの設定結果

PS 検層結果と，（1）の設定方法により算定した Vs の深度分布に応じた σ’$_m$依存式（平均及び±1σ）を図 1.1－2 に示す。また，液状化検討層については豊浦標準砂の Vs 算定式を比較する。

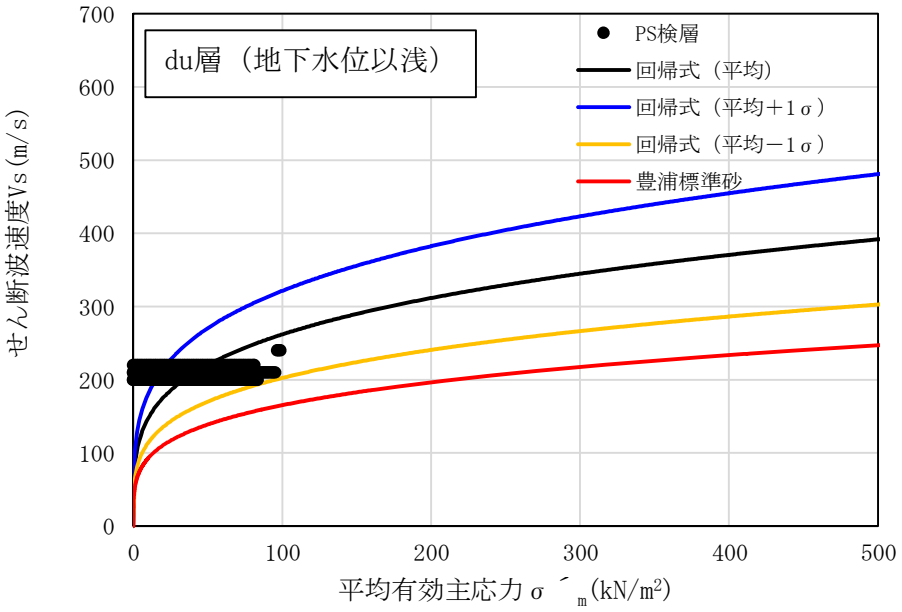


図 1.1－2（1）　Vs のσ’$_m$依存式（du 層（地下水位以浅））

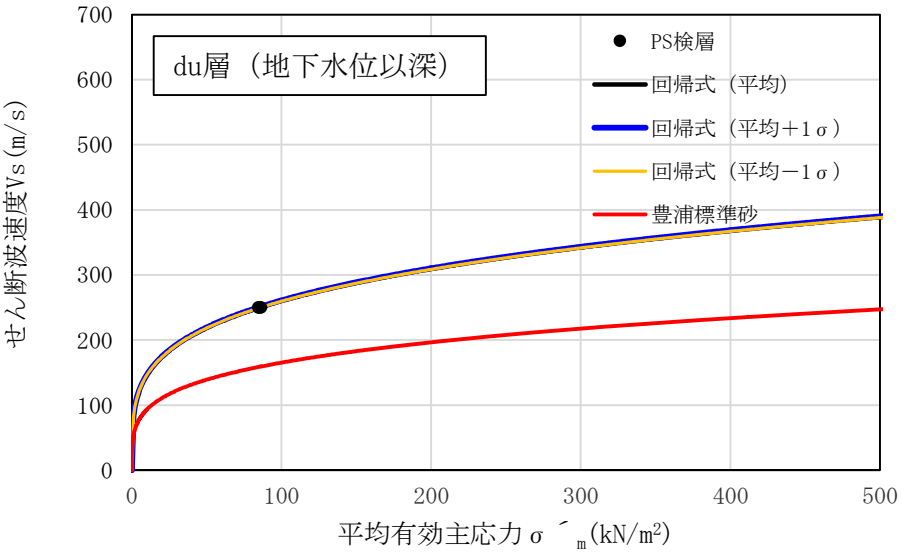


図 1.1－2（2）　Vs のσ’$_m$依存式（du 層（地下水位以深））

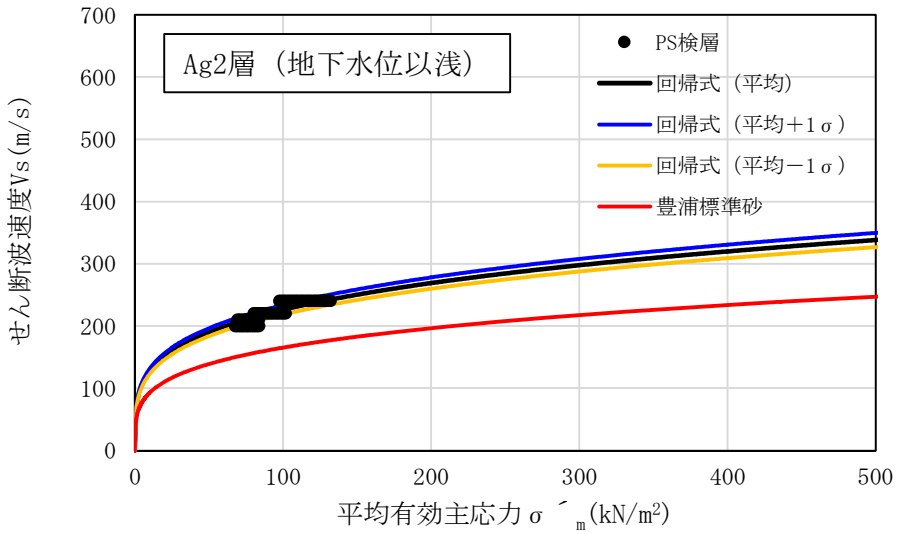


図 1.1－2（3）　Vs のσ’m依存式（Ag2 層（地下水位以浅））

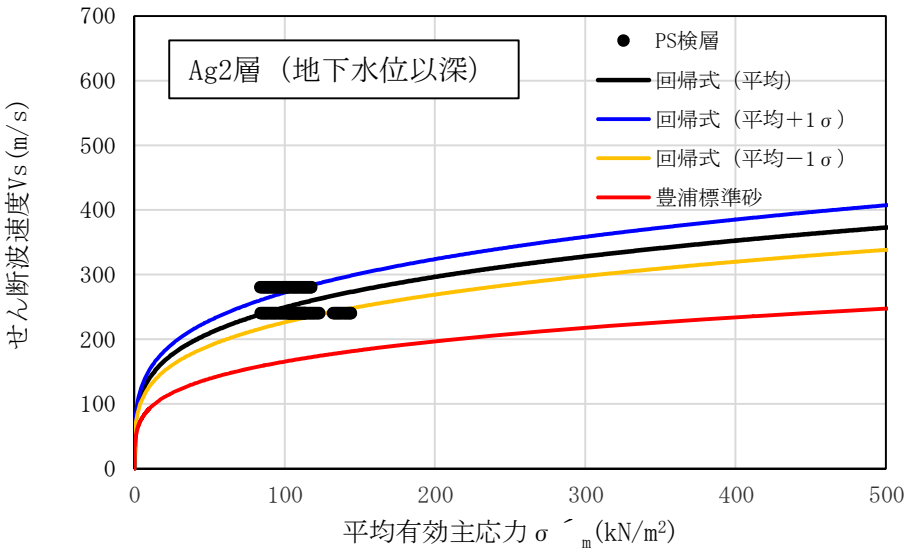


図 1.1－2（4）　Vs のσ’m依存式（Ag2 層（地下水位以深））

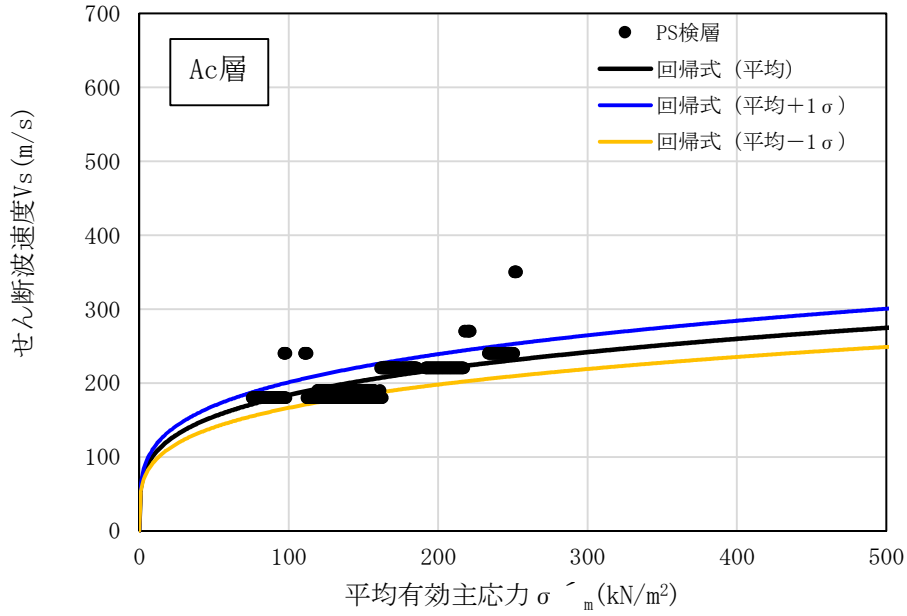


図 1.1－2（5）　Vs のσ’m依存式（Ac 層）

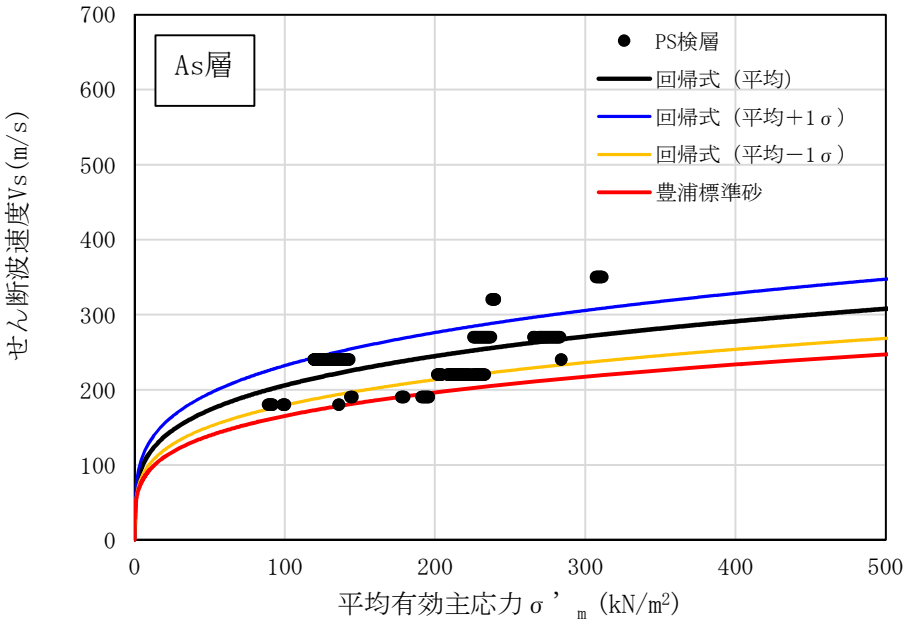


図 1.1－2（6）　Vs のσ’m依存式（As 層）

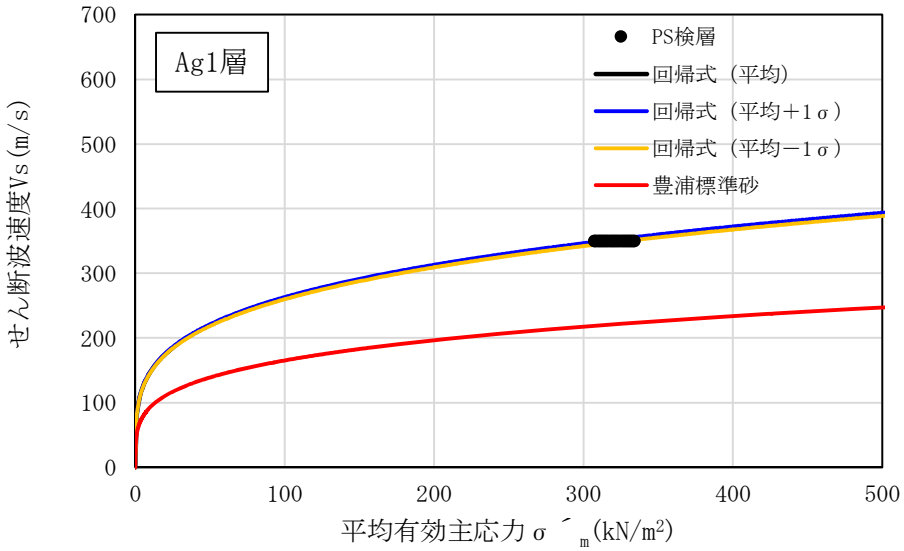


図 1.1－2（7）　Vs のσ’m依存式（Ag1 層）

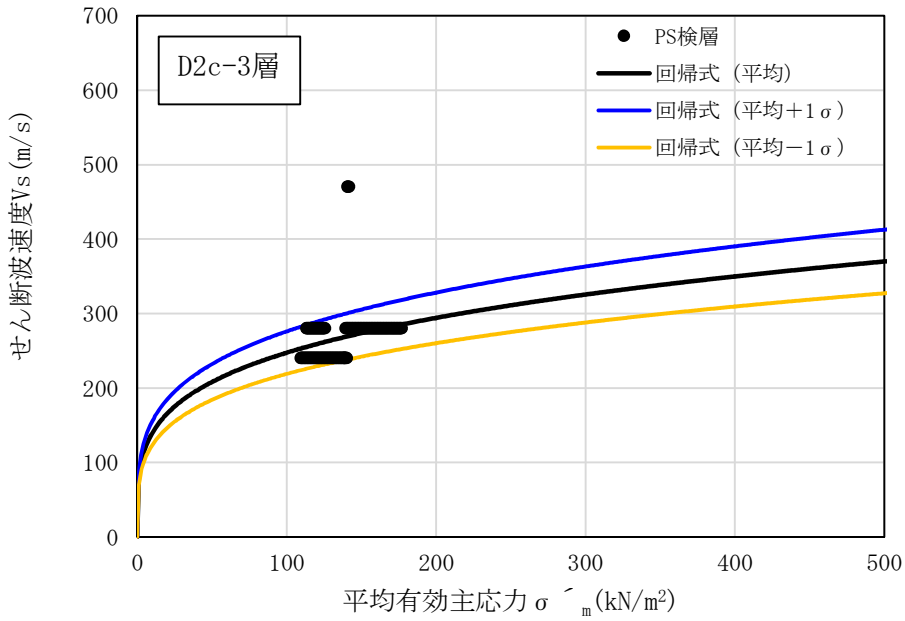


図 1.1－2（8）　Vs のσ’m依存式（D2c-3 層）

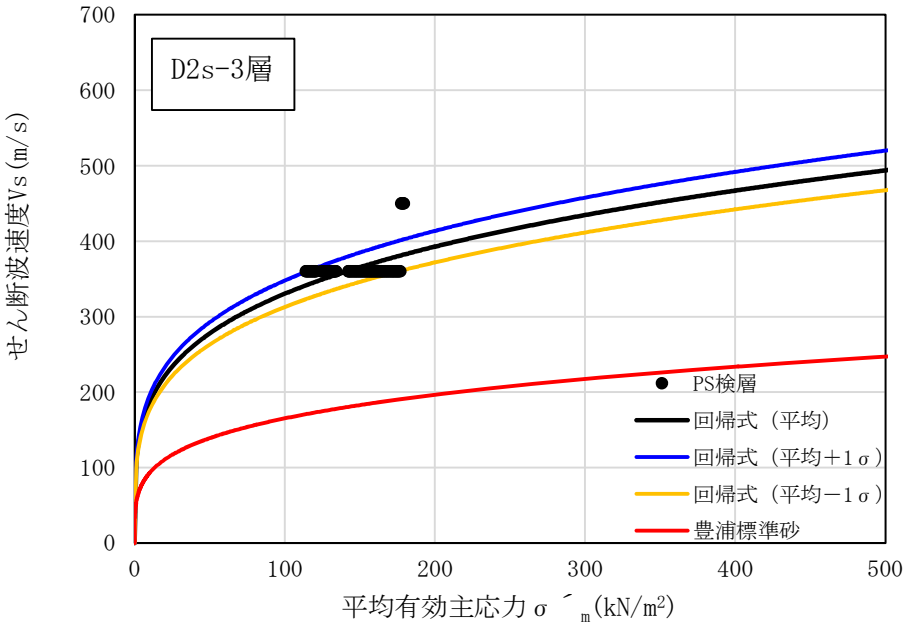


図 1.1－2（9）　Vs のσ’m依存式（D2s-3 層）

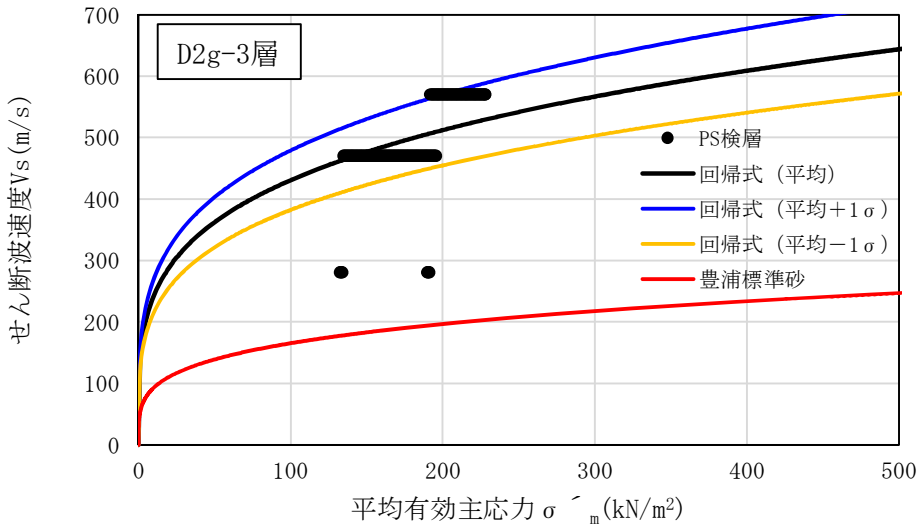


図 1.1－2（10）　Vs のσ’m依存式（D2g-3 層）

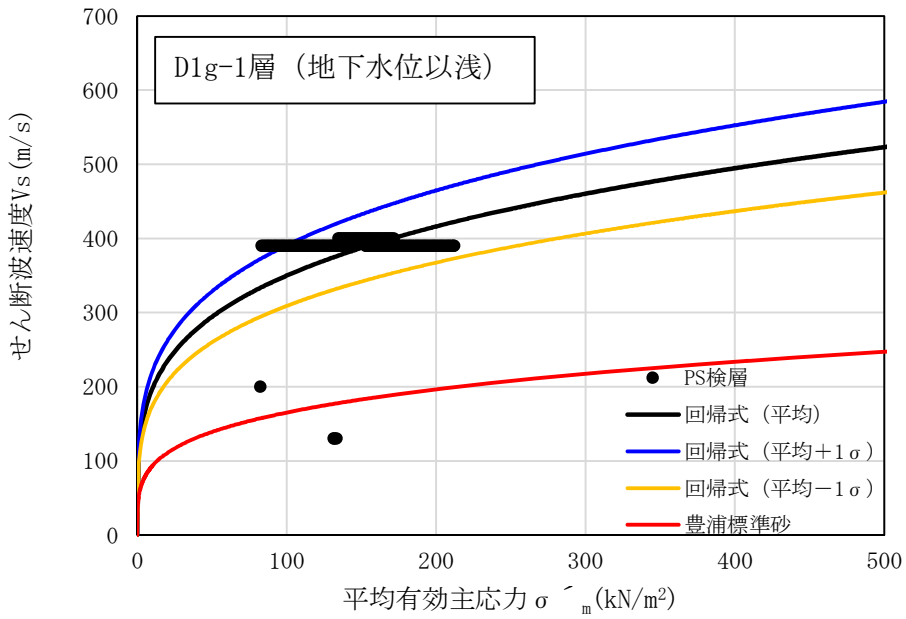


図 1.1－2（11）　Vs のσ’m依存式（D1g-1 層（地下水位以浅））

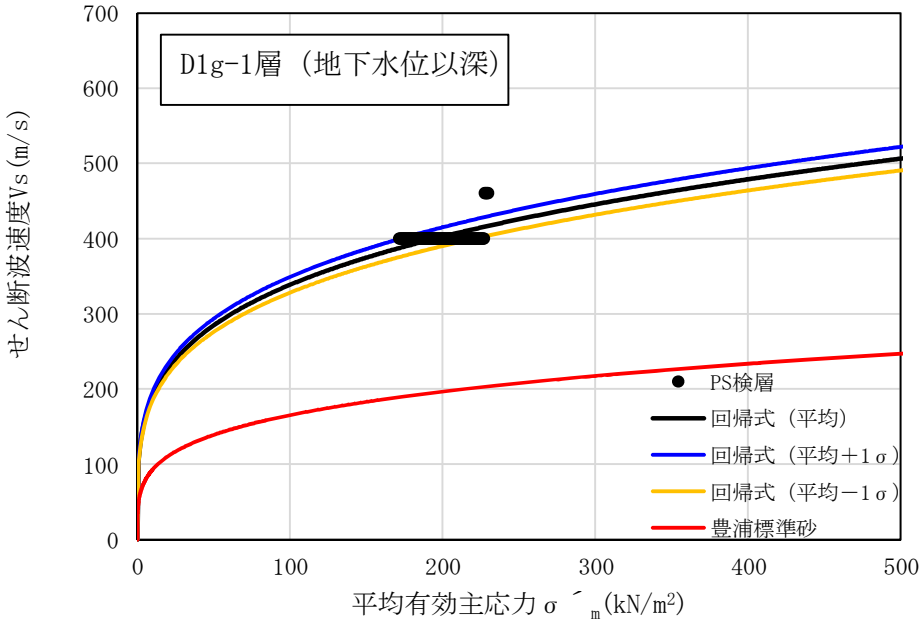


図 1.1－2（12）　Vs のσ’m依存式（D1g-1 層（地下水位以深））

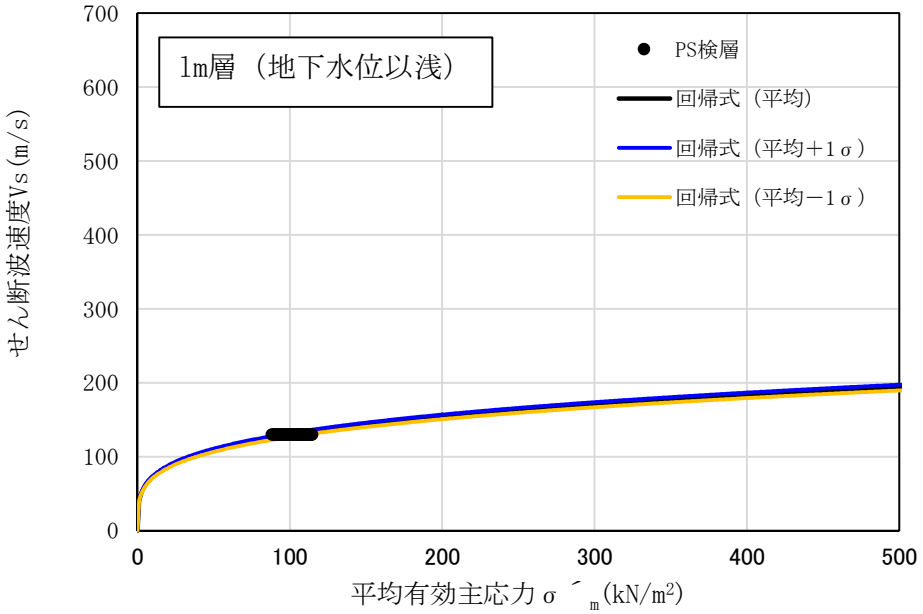


図 1.1－2（13）　Vs のσ’m依存式（lm 層（地下水位以浅））

以上のように求めた平均Vsの場合及び±1σを考慮した場合の係数Aをまとめて表1.1－1に，また，（式7）～（式9）にて求めたG_mのσ'_mとの関係式における係数Bを表1.1－2に示す。

表1.1－1　Vsのばらつきを考慮した係数A

地層			密度 ρ (g/cm^3)	V_sのσ'_mに対する依存式 $V_s=A\times(\sigma'_m)^{0.25}$ (m/s)		
				係数A (平均のV_s)	係数A (平均+1σのV_s)	係数A (平均-1σのV_s)
第四系	du層	不飽和	1.82	82.8598	101.6984	64.0212
		飽和	1.98	82.2410	82.4428	82.0391
	Ag2層	不飽和	1.89	71.5266	73.9462	69.1071
		飽和	2.01	78.7716	86.0654	71.4778
	Ac層	飽和	1.65	58.0616	63.5317	52.5915
	As層	飽和	1.74	65.1014	73.4333	56.7694
	Ag1層	飽和	2.01	82.6980	83.2301	82.1659
	D2c-3層	飽和	1.77	78.1556	87.1758	69.1353
	D2s-3層	飽和	1.92	104.4247	109.9760	98.8734
	D2g-3層	飽和	2.15	136.1685	151.4711	120.8660
	lm層	不飽和	1.43	40.9503	41.7688	40.1318
		飽和	1.47			
	D1g-1層	不飽和	1.89	110.6364	123.5713	97.7014
		飽和	2.01	107.0330	110.3465	103.7195

σ'_m ： 平均有効主応力 (kN/m^2)

表1.1－2　Vsのばらつきを考慮したG_mの係数B

地層			G_mのσ'_mに対する依存式 $G_m=B\times(\sigma'_m)^{0.5}$ (kN/m^2)		
			係数B (平均のV_s)	係数B (平均+1σのV_s)	係数B (平均-1σのV_s)
第四系	du層	不飽和	12496	18823	7460
		飽和	13392	13458	13326
	Ag2層	不飽和	9669	10335	9026
		飽和	12472	14889	10269
	Ac層	飽和	5562	6660	4564
	As層	飽和	7374	9383	5608
	Ag1層	飽和	13746	13924	13570
	D2c-3層	飽和	10812	13451	8460
	D2s-3層	飽和	20937	23222	18770
	D2g-3層	飽和	39865	49328	31408
	lm層	不飽和	2398	2495	2303
		飽和	2465	2565	2368
	D1g-1層	不飽和	23134	28860	18041
		飽和	23027	24474	21623

σ'_m ： 平均有効主応力 (kN/m^2)

(4) 豊浦標準砂の Vs 算定式との比較

液状化検討対象層の Vs のばらつきを考慮した σ'_m 依存式（－1σ）と，豊浦標準砂の Vs 算定式を比較する。豊浦標準砂の Vs 算定式は，全ての液状化検討対象層の－1σの回帰式を包含し，さらに小さく設定されている。

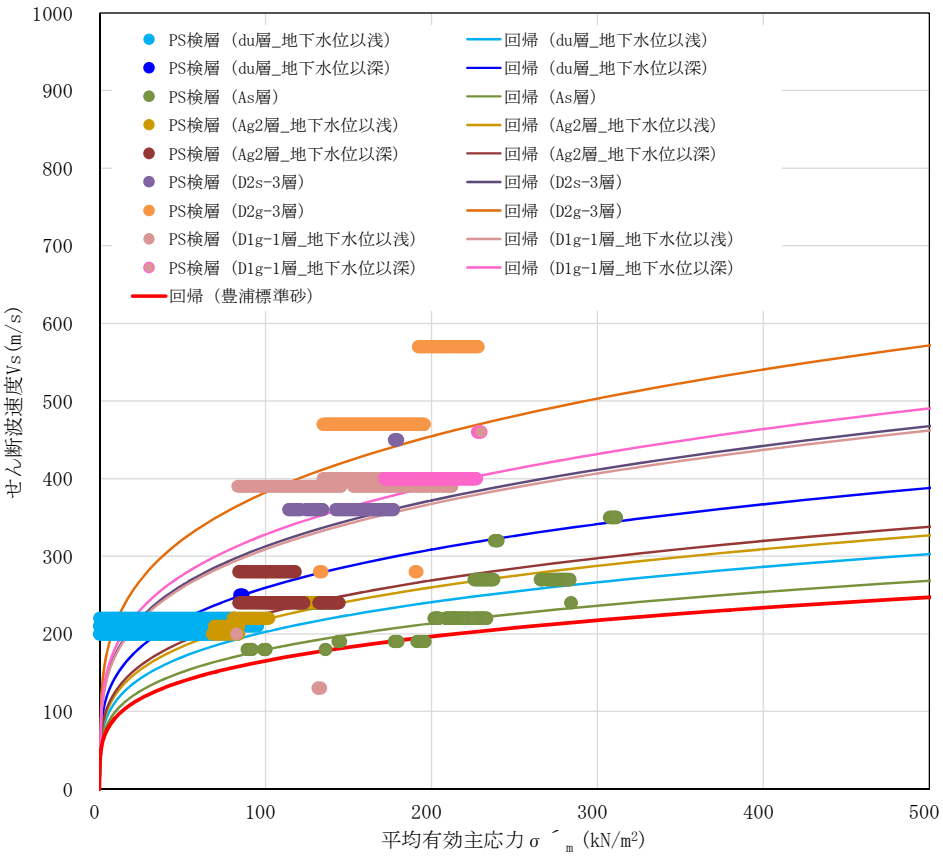


図 1.1－3　Vs の平均有効主応力依存式（－1σ）と豊浦標準砂の Vs 算定式の比較

以上により，±1σによる原地盤の Vs のばらつきの設定方法及び設定結果を示すとともに，Vs のばらつきに基づく初期せん断剛性 G_m の設定方法を示した。また，強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合に用いる豊浦標準砂の Vs 算定式は，原地盤の液状化検討対象層の－1σの回帰式を全て包含していることを確認した。

1.2　液状化強度特性のばらつき

屋外重要土木構造物の耐震評価にあたっては，地震時の有効応力の変化に応じた影響を適切に評価できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は，敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。設定する原地盤の各液状化検討対象層の液状化強度特性は試験データのばらつきを考慮し，液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差を用いて適切に設定することを基本とする。

液状化強度試験データの回帰式として，回帰係数 a,b を用いた常用片対数の指数関数を（式 12）に示す。

$$R_L(N) = a \times (\log_{10} N)^b \qquad \text{（式 12）}$$

各土質材料の解析用物性値の元になっている液状化試験結果のせん断応力比 τ/σ'_m（＝R_L）と繰返し載荷回数 N の関係のデータが K 個の繰返し載荷回数 $N_j \quad (j=1,2,.....,K)$ に対応して与えられているものとし、これらの実測値を $R_L(N_j)_{experiment}$ と表記し、最小二乗法により係数 a、b の値が定められた（式 12）の液状化強度回帰式の出力を $R_L(N_j)$ と表記すると、各土質材料の液状化強度特性の標準偏差 σ は（式 13）で求められる。

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{K-2}\sum_{j=1}^{K}\left\{R_L(N_j) - R_L(N_j)_{experiment}\right\}^2} \qquad \text{（式 13）}$$

（式 12），（式 13）より，各土質材料の液状化強度試験データのばらつきを考慮した保守側の液状化強度近似曲線は，（式 14）により求められる。

$$R_L(N)_{-1\sigma} = a \times (\log_{10} N)^b - 1\sigma \qquad \text{（式 14）}$$

屋外重要土木構造物の耐震評価では，（式 14）による原地盤の液状化強度特性（－1σ）を適用した有効応力解析を実施することを基本とする。

また，屋外重要土木構造物の耐震評価においては，以下の解析を実施する場合がある。

地中土構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として，地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は，原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を設定する。豊浦標準砂の液状化強度特性を原地盤の液状化強度特性（－1σ）と比較した結果を図 1.2－1 に示す。

上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として，地盤の非液状化の影響を考慮する場合は，原地盤において非液状化の条件（最も液状化強度が大きい場合に相当）を仮定した解析を実施する。

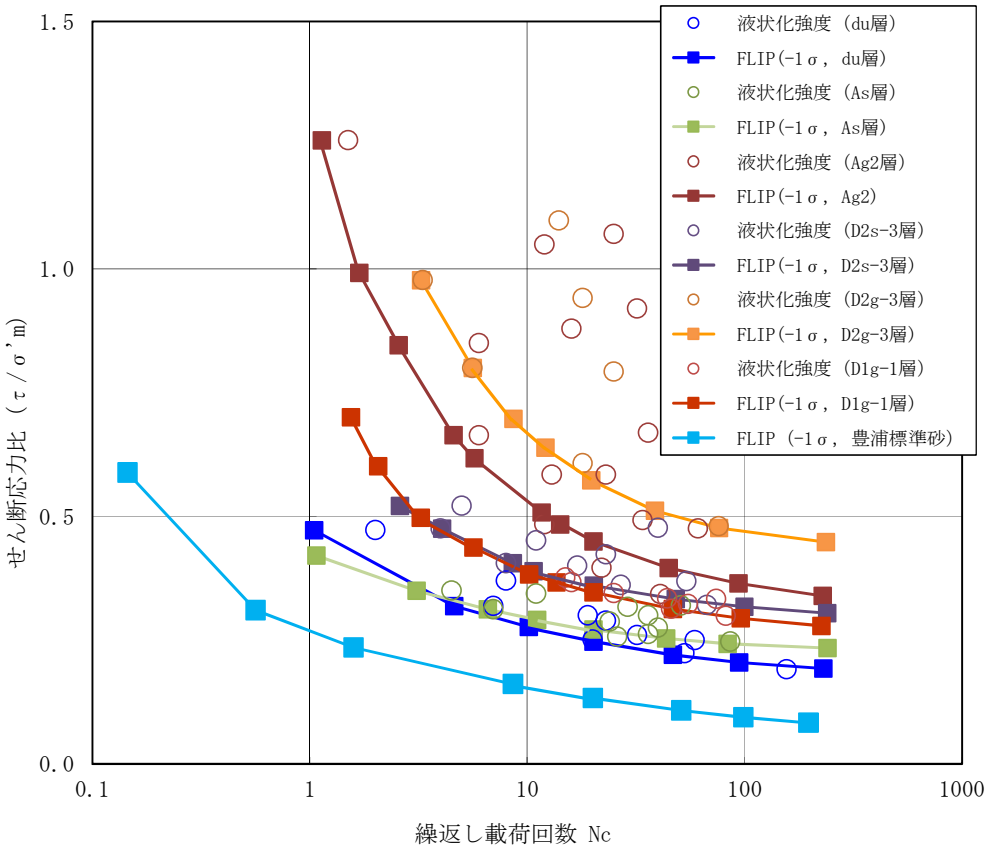


図 1.2－1　原地盤の液状化強度特性（－1σ）と豊浦標準砂の液状化強度特性の比較

以上より，屋外重要土木構造物の耐震評価においては，地盤の液状化強度特性のばらつきを以下のように考慮する。

・原地盤の液状化強度特性（－1σ）の適用を基本とする。
・地中土構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として，強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は，原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を設定する。
・上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として，非液状化の影響を考慮する場合は，原地盤において非液状化の条件（最も液状化強度が大きい場合に相当）を仮定した解析を実施する。

1.3　地盤剛性及び液状化強度特性のばらつきを考慮した解析ケース

土木構造物における有効応力解析では，「1.1　せん断波速度 Vs のばらつき」と「1.2　液状化強度特性のばらつき」を以下のように組み合わせた解析ケースを設定する。

表 1.3－1　有効応力解析における解析ケース

解析ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（＋1σ）	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（－1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（＋1σ）
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（－1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（－1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（－1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため，原地盤におけるせん断波速度の原位置試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差σを用いて，せん断波速度を「回帰曲線＋1σ」（以下「＋1σ」という。）とする解析ケース（解析ケース②，⑥）及び「回帰曲線－1σ」（以下「－1σ」という。）とする解析ケース（解析ケース③）を設定する。

地盤の液状化強度特性は，代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し，原地盤の液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差σを用いて，液状化強度特性を（－1σ）にて設定することを基本とする（解析ケース①，②，③）。

また，構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として，敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースを設定する（解析ケース④）。さらに，構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として，地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する（解析ケース⑤，⑥）。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組合せた解析ケース（①～⑥）を実施することにより，地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

(1)　耐震評価における解析ケース

耐震評価においては，全ての基準地震動Ｓ$_s$に対し基本として実施する①の解析ケースにおいて，各照査値が最も厳しい地震動を用い②～⑥の解析ケースを実施する。

(2)　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための解析ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における全ての基準地震動Ｓ$_s$に対し基本として実施する⑤の解析ケースにおいて，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い④及び⑥の解析ケースを実施する。

2　建物・構築物の地震応答解析における地盤物性のばらつき

建物・構築物の地震応答解析においては，構造物の周囲に分布する第四系及び支持層である新第三系に対し，Vs のばらつきを考慮した耐震評価を実施する。

以下に，PS 検層結果に基づく平均 Vs 及び変動係数を示す。また，図 2－1 に PS 検層結果とばらつきを示す。

ここで，第四系については，当該地層のせん断波速度と分布層厚を孔毎に抽出し，層厚に応じた加重平均として Vs をとりまとめている。また，ばらつきの評価においては，層厚を確率分布と見て標準偏差及び変動係数を算定している。

表 2－1　PS 検層結果に基づく平均 Vs 及び変動係数

地層		せん断波速度 Vs 平均値（m/s）	変動係数
第四系	du 層	210	0.04
	Ag2 層	240	0.10
	D2c-3 層	270	0.11
	D2s-3 層	360	0.04
	D2g-3 層	500	0.13
新第三系	Km 層	433－0.771・z	0.07

z：標高（m）

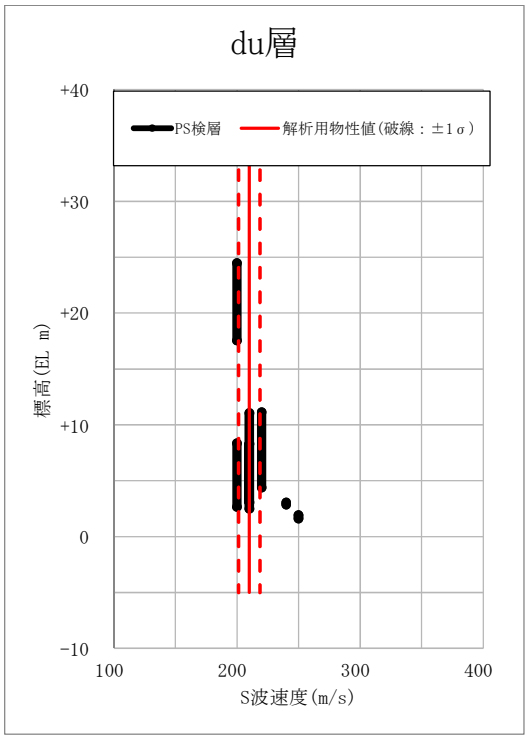


図 2－1（1）　PS 検層結果（du 層）

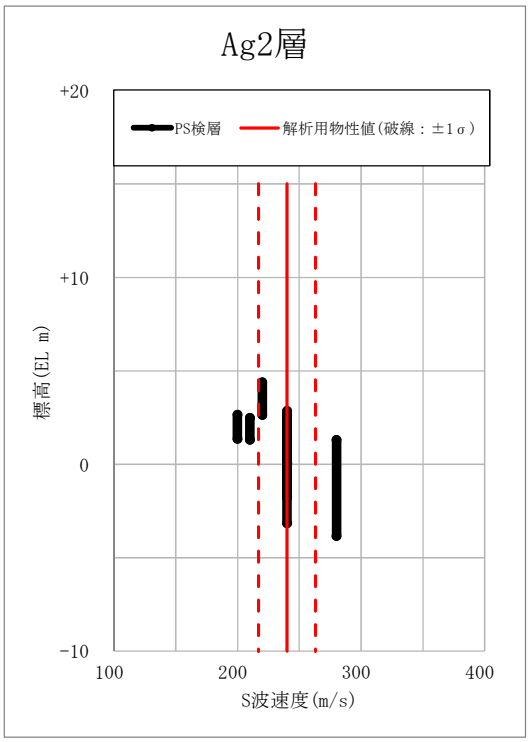


図 2－1（2）　PS 検層結果（Ag2 層）

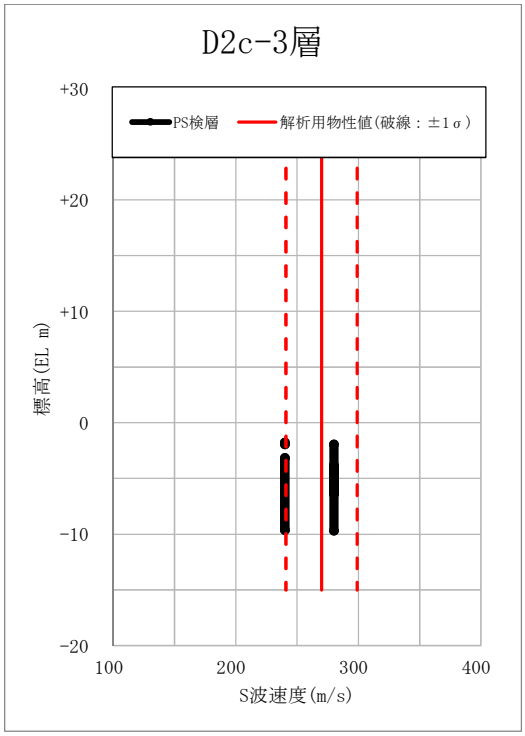


図 2－1（3）　PS 検層結果（D2c-3 層）

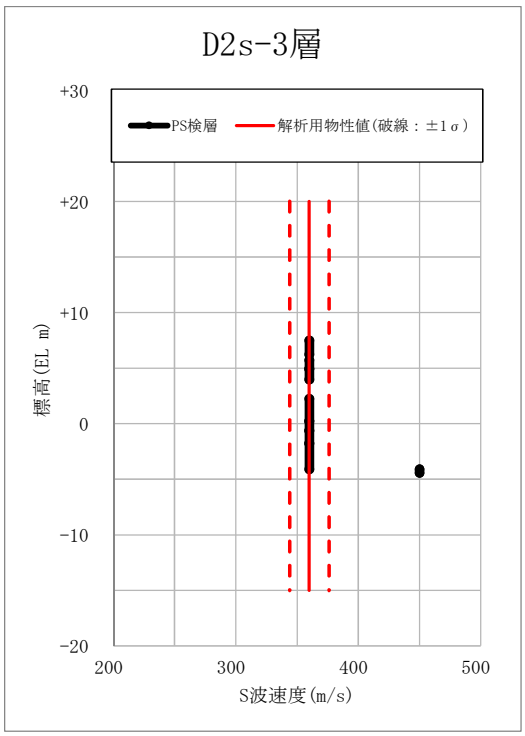


図 2－1（4）　PS 検層結果（D2s-3 層）

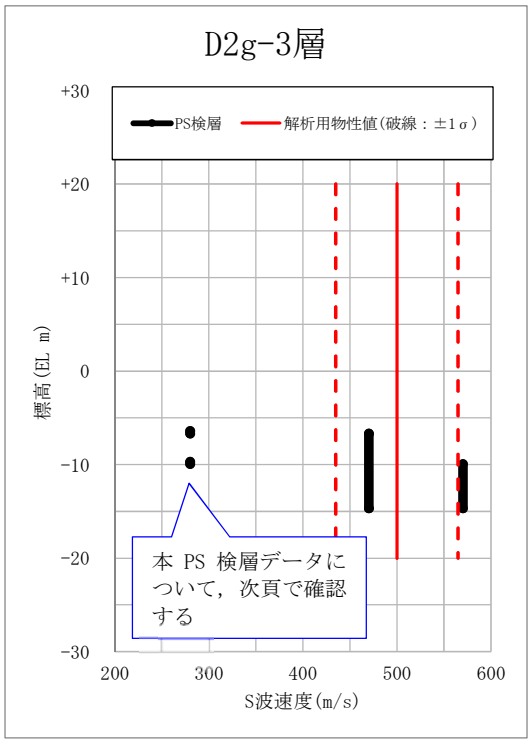


図 2－1（5）　PS 検層結果（D2g-3 層）

【D2g-3 層の PS 検層データについての確認】

D2g-3 層の PS 検層データのうち，平均値よりも相対的に小さい 2 点について，ボーリング柱状図を確認した。PS 検層実施位置は D2g-3 層に分類されており，いずれも上層との地層境界に相当するが，D2g-3 層のばらつきの範囲内に該当すると考えている。

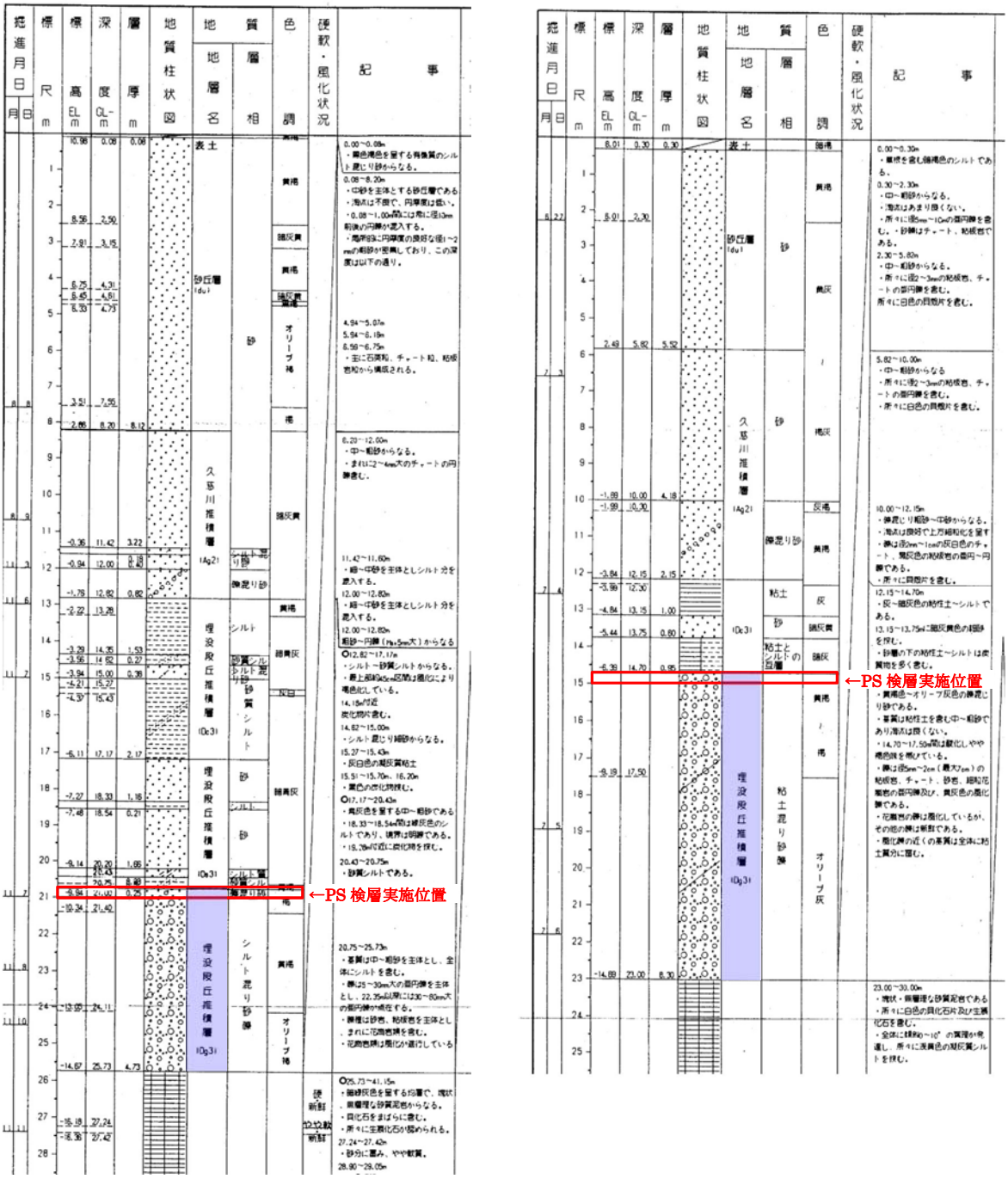


図　PS 検層実施位置のボーリング柱状図（D2g-3 層）

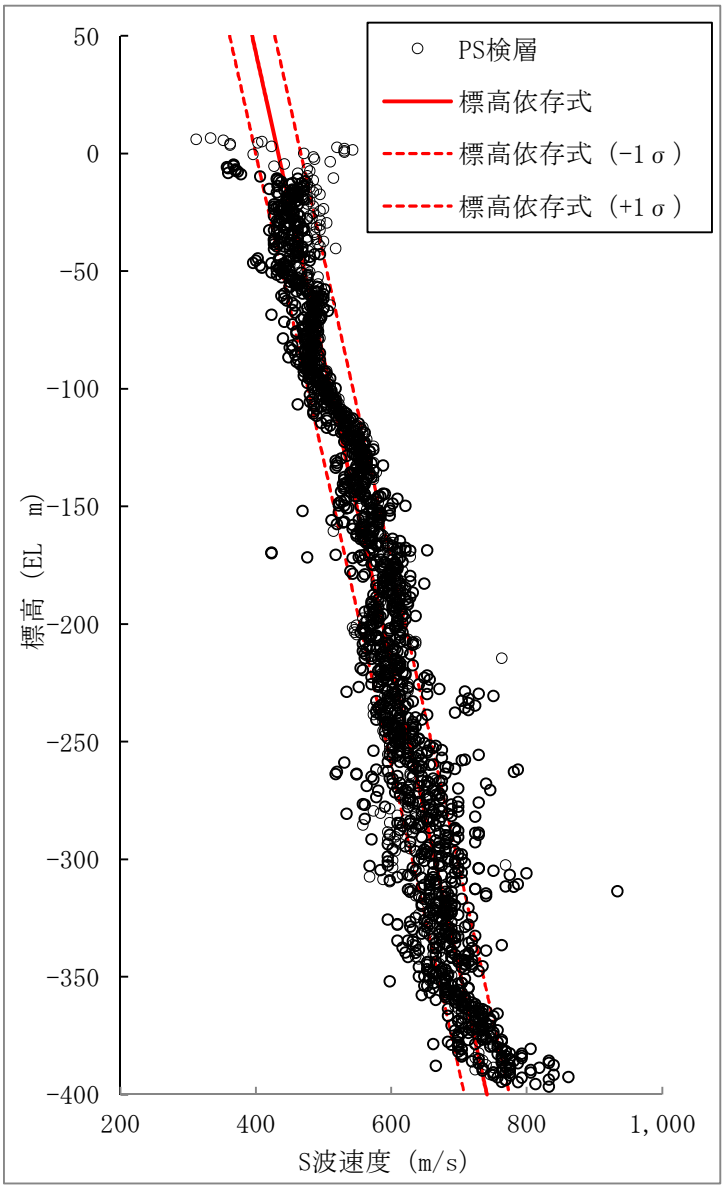


図 2－1（6）　PS 検層結果（Km 層）

（参考資料６）杭基礎の支持力評価方法に関する補足

1.　押込み力に対する杭基礎の支持力評価方法

杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設について，豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は，第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず，杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。図１に上記支持力評価の概要を示す。

また，上記支持力評価を行う際は，有効応力解析における最大接地圧発生時刻の杭周面摩擦力の合力が，接地圧を増加させる側に作用していることを確認する。なお，最大接地圧発生時刻の杭周面摩擦力の合力が接地圧を減少させる側に作用している場合は，当該合力を杭先端の接地圧に加算した上で支持力評価を行うこととする。

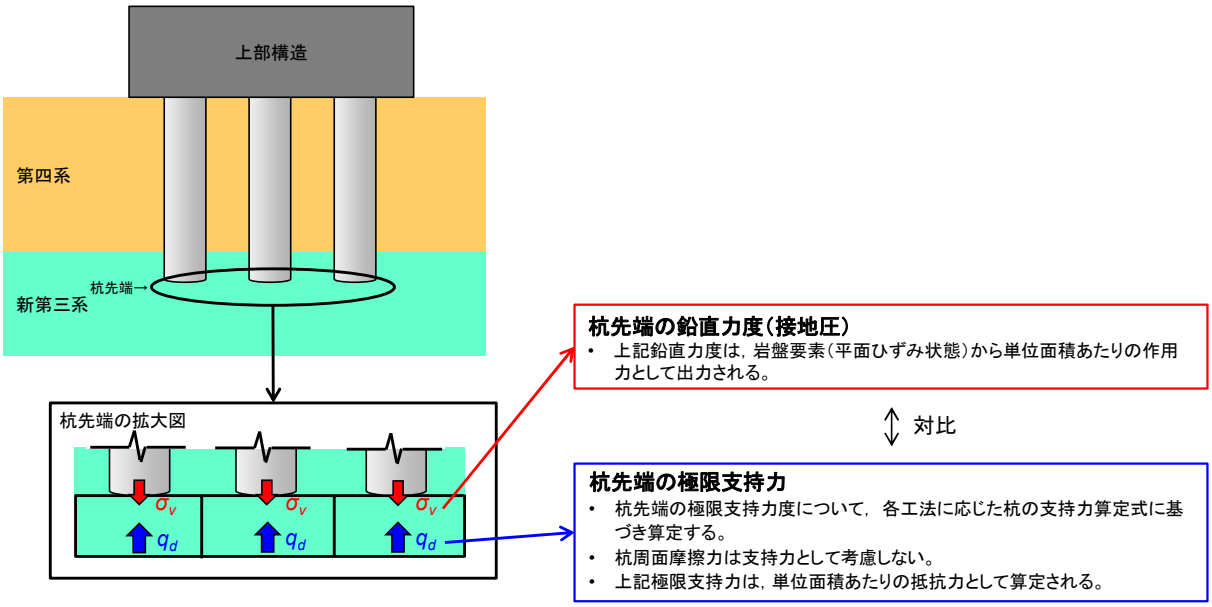


図１　押込み力に対する杭基礎の支持力評価
（押込み力に対し杭周面摩擦力を支持力として考慮しない場合）

ただし，押込み力に対する支持力評価において，杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は，その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。図２に上記支持力評価の概要を示す。

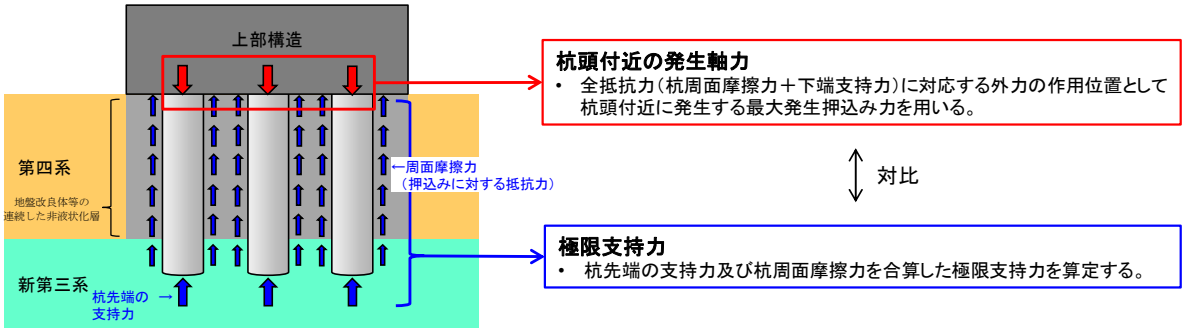


図２　押込み力に対する杭基礎の支持力評価
（押込み力に対し杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合）

2.　引抜き力に対する杭基礎の支持力評価方法

杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設について，豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は，第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず，新第三系（久米層）の杭周面摩擦力により算定される極限支持力を考慮することを基本とする。図 3 に上記支持力評価の概要を示す。

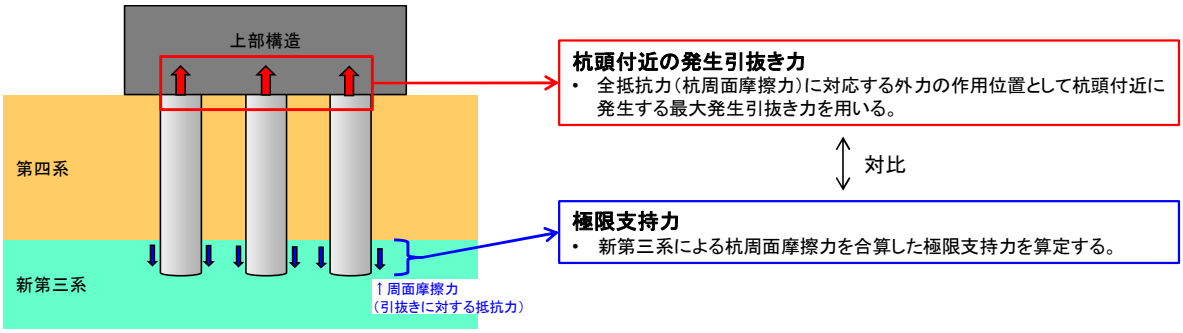


図 3　引抜き力に対する杭基礎の支持力評価

（引抜き力に対し第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮しない場合）

ただし，引抜き力に対する支持力評価において，杭周面地盤に地盤改良体がある場合は，その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。図 4 に上記支持力評価の概要を示す。

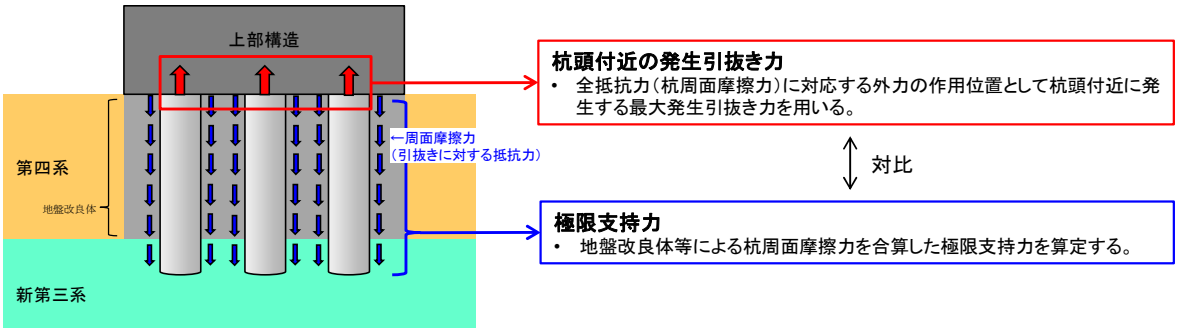


図 4　引抜き力に対する杭基礎の支持力評価

（引抜き力に対し地盤改良体の杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合）

3.　有効応力解析における杭と地盤との境界条件について

3.1　杭－地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより，地盤と杭の接合面における，強震時の相互作用の 3 次元効果を 2 次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 5 に杭－地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお，せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。ｃ，φは周辺地盤のｃ，φとする。

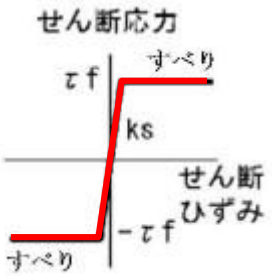
$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　：せん断強度

ｃ　：粘着力

φ　：内部摩擦角



杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 5　杭－地盤相互作用ばねの考え方

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，表 1 のとおり設定する。

また，杭－地盤相互作用ばねの杭軸直交方向のばね定数については，杭径及び杭間隔より設定される*。

注記　＊ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 1　杭－地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
杭軸方向	1.0×10^6

3.2　杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントばねを設けることにより，杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，表 2 のとおり設定する。杭下端ジョイントばね設定の考え方を図 6 に示す。

表 2　杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^{6}

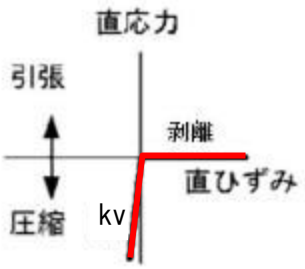


図 6　杭下端ジョイントばね設定の考え方

【杭－地盤相互作用ばねの杭軸直交方向のばね定数について】

本項では，FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」に記載されている杭－地盤相互作用ばねの杭軸直交方向のばね定数の考え方を示すとともに，東海第二発電所の構造物への適用性について説明する。

1. 杭－地盤相互作用ばねについて

1.1 杭－地盤相互作用ばねの概要

杭－地盤相互作用ばねのばね定数は，杭周辺地盤のせん断応力－せん断ひずみ関係に基づく杭と地盤の相対変位及び杭と地盤相互のばね力を以下のように設定するものである。

①杭周辺地盤のせん断ひずみγより，（式 1）を用いて，杭と地盤の相対変位 u を求める。

杭と地盤の相対変位 u ＝ D×β_p×せん断ひずみγ　　（式 1）

D：杭径

β_p：地盤のせん断ひずみから杭と地盤の相対変位を求めるための係数

②杭周辺地盤のせん断応力τより，（式 2）を用いて杭と地盤相互のばね力 F を求める。

杭と地盤相互のばね力 F ＝ L×D×α_p×せん断応力τ　　（式 2）

D：杭径

L：ばね鉛直方向支配長

α_p：地盤のせん断応力から杭と地盤相互のばね力を求めるための係数

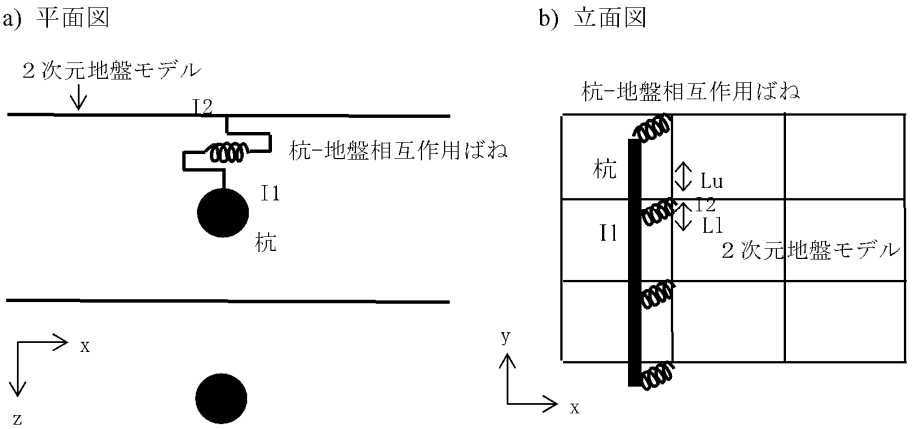


図 4-11-19　杭－地盤相互作用ばねによる２次元一体解析の杭モデルと地盤モデルの連結方法（模式図）

※ I1 は杭－地盤相互作用ばね要素の杭側節点，I2 は地盤側節点，Lu はばねの上側支配長（隣接する上側のばねまでの半分の長さ），Ll はばねの下側支配長を表す.

注記　＊：FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」より抜粋

図 1　杭－地盤相互作用ばねのモデル化イメージ

1.2　係数β_p及び係数α_pの設定について

杭－地盤相互作用ばねの設定に係る下記の係数について，その設定方法を記載する。

β_p：地盤のせん断ひずみから杭と地盤の相対変位を求めるための係数

α_p：地盤のせん断応力から杭と地盤相互のばね力を求めるための係数

杭－地盤系の３次元的挙動を分析するため，杭１本分の水平断面と加振直交方向に隣接する杭との中間地点までの地盤からなる単位厚さの水平断面モデルによる解析を実施し，地盤ばねの荷重－変位関係としてモデル化している。図２に解析モデルの概念を，図３に杭間隔 5D の場合の水平断面モデルを示す。

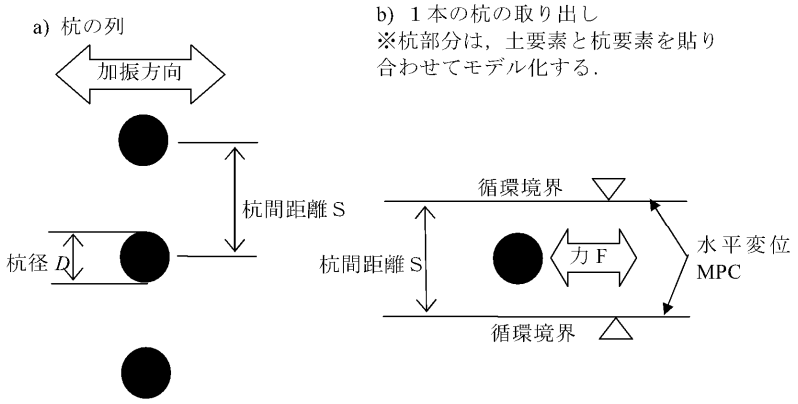
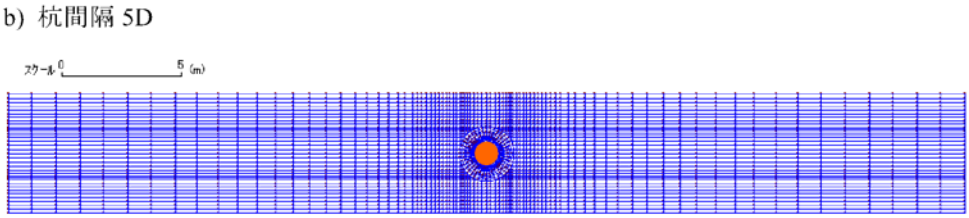


図 4-11-1　杭荷重－相対変位関係を調べるための水平断面モデル[1)]

注記　＊ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」より抜粋

図２　水平断面モデルの概念



注記　＊：FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」より抜粋

図３　水平断面モデル（杭間隔 5D）

上記の解析モデルを用いて，複数の杭間隔及び地盤条件に対して圧密解析と杭の水平載荷解析を実施し，地盤ばねの荷重－変位関係を求めている。杭の水平載荷解析により求めた各係数を図４及び図５に掲載する。

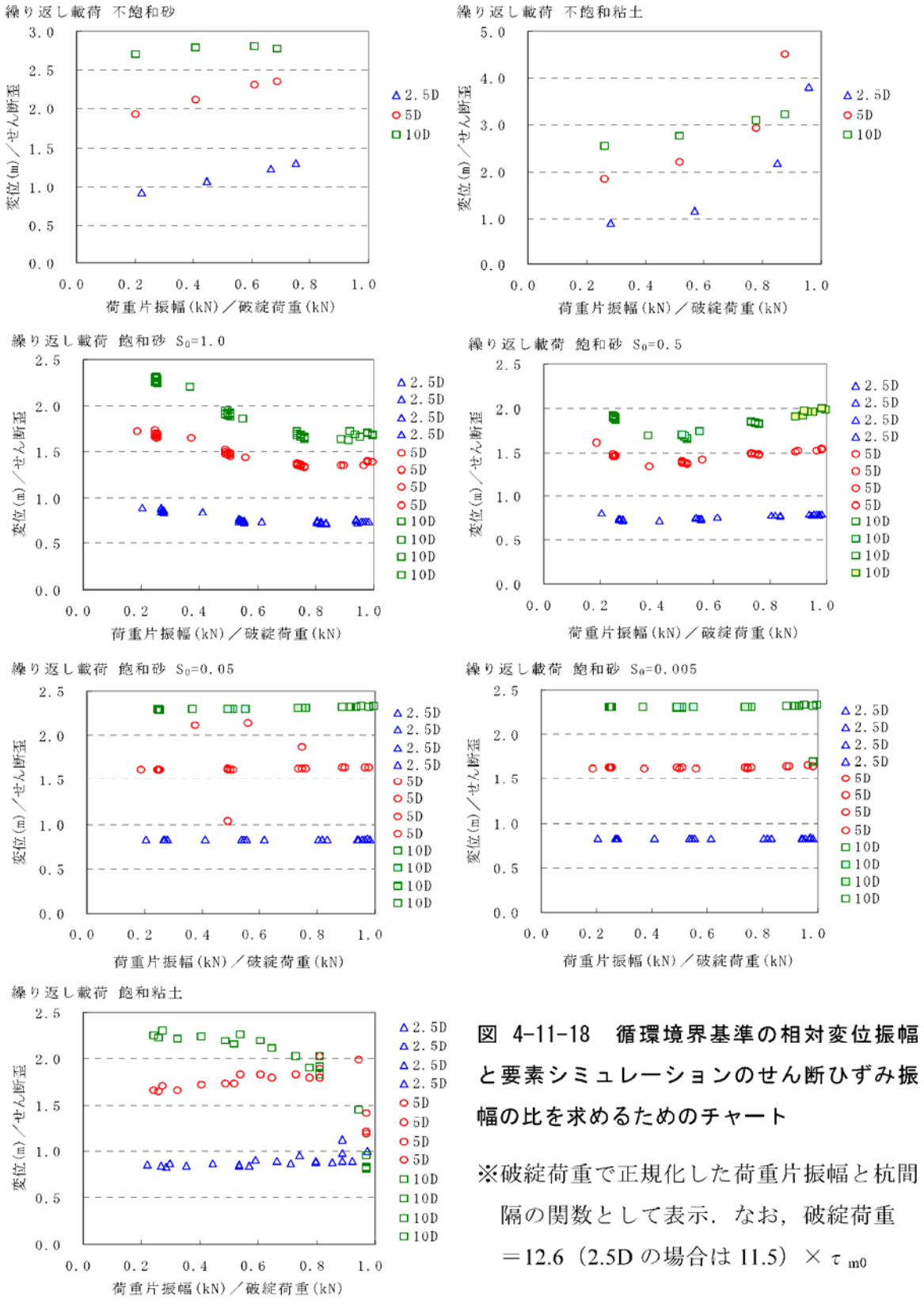


図 4-11-18 循環境界基準の相対変位振幅と要素シミュレーションのせん断ひずみ振幅の比を求めるためのチャート

※破綻荷重で正規化した荷重片振幅と杭間隔の関数として表示．なお，破綻荷重＝12.6（2.5D の場合は 11.5）× τ_{m0}

注記 ＊1：グラフの Y 軸である“変位(m)／せん断歪”が係数 β_p に相当する。

＊2：FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」より抜粋

図 4 杭の水平載荷解析により求めた係数 β_p の例

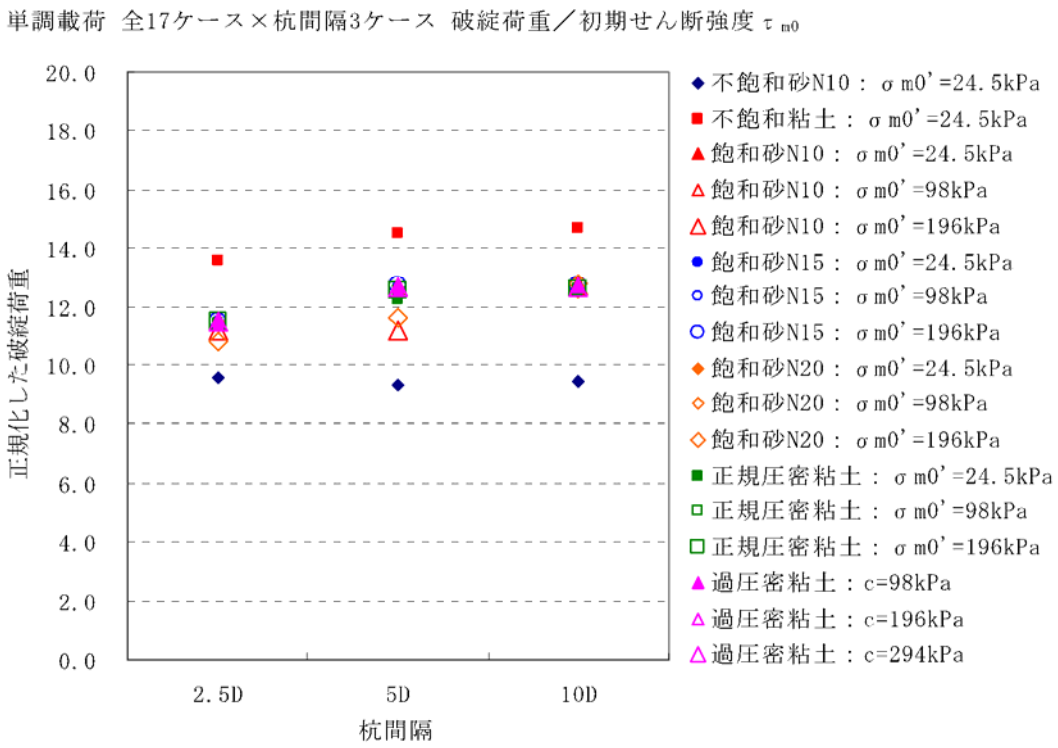


図 4-11-9　単調載荷時の（破綻荷重／初期せん断強度 τ_{m0}）の分布

注記　＊1：グラフの Y 軸である“正規化した破綻荷重”が係数 α_p に相当する。

＊2：FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」より抜粋

図 5　杭の水平載荷解析により求めた係数 α_p の例

2.　杭－地盤相互作用ばねの東海第二発電所への適用性について

2.1　水平載荷解析における地盤条件について

杭－地盤相互作用ばねの設定に係る水平載荷解析にて検討対象とした地盤条件を表 1 に示す。東海第二発電所の原地盤に対応する砂層（飽和状態）や，過圧密粘土（飽和状態）が対象として含まれていることが分かる。

表 1　水平載荷解析における検討対象地盤

表 4-11-1　検討対象とする土質および土の状態の一覧[1)]

間隙水	土質	地盤物性		初期有効拘束圧 σ_{m0}'	過剰間隙水圧比
		等価 N 値 (N_{65})	せん断剛性およびせん断強度	(kPa)	(%)
地下水以浅 (不飽和状態)	砂	10 相当	等価 N 値より設定	24.5	－
	正規圧密粘土	－	排水正規圧密強度 ϕ_f=30°	24.5	－
地下水以下 (飽和状態)	砂	10 相当	等価 N 値より設定	24.5	0, 50, 95, 99.5
				98.0	0, 50, 95, 99.5
				196.0	0, 50, 95, 99.5
		15 相当	等価 N 値より設定	24.5	0, 50, 95, 99.5
				98.0	0, 50, 95, 99.5
				196.0	0, 50, 95, 99.5
		20 相当	等価 N 値より設定	24.5	0, 50, 95, 99.5
				98.0	0, 50, 95, 99.5
				196.0	0, 50, 95, 99.5
	正規圧密粘土	－	排水正規圧密強度 ϕ_f=30°	24.5	－
				98.0	－
				196.0	－
	過圧密粘土	－	粘着力 c （小）	196.0	－
			粘着力 c （中）	196.0	－
			粘着力 c （大）	196.0	－

【東二の原地盤との対応】

（飽和砂及び砂礫層）
du 層，Ag2 層，As 層，
Ag1 層，D2s-3 層
D2g-3 層，D1g-1 層

（飽和粘性土）
Ac 層，D2c-3 層，lm 層

※1 等価 N 値（N_{65}）は，有効上載圧が 65kPa の場合に換算した N 値．

※2 初期有効拘束圧（σ_{m0}'）は，土の想定深度に応じて設定したもので，圧密解析では，この欄で指定の拘束圧で地盤を等方圧密した．

※3 地下水位以下の砂地盤の場合，等方圧密後，過剰間隙水圧比欄が 0%, 50%, 95%, 99.5% に応じて液状化フロントパラメータ S_0 をそれぞれ 1.0, 0.5, 0.05, 0.005 に設定し，過剰間隙水圧を所定の値まで上昇させ，その分，有効応力を減じた．この状態から始めて，S_0 の値を保ったまま，杭への水平載荷解析を行った．

注記　＊：FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」に一部加筆

2.2　水平載荷解析における杭間隔についての検討

杭の水平載荷解析では杭間隔 2.5D～10D の範囲を検討対象としている。

これに対して，有効応力解析による耐震評価を実施する東海第二発電所の杭基礎構造物について，その平均杭間隔を表 2 に掲載する。平均杭間隔は約 2D～約 5D のものが多く，おおむね水平載荷解析の検討範囲内であると考えられるが，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁については，例えば杭径 2.0m に対し，杭間隔が 2.3m（1.15D）で，杭間隔が非常に狭い設計となっている。このような狭い杭間隔において，杭－地盤相互作用ばねが適切な設定となっていることを検証した。

表 2　東海第二発電所の杭基礎構造物における平均杭間隔

施設区分	施設名称		平均杭間隔 （断面奥行方向）
屋外重要 土木構造物	取水構造物		約5D
	屋外二重管		約2D
	常設代替高圧電源装置用カルバート	（水・電気）	約2.5D
		（軽油）	約4.2D
	緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎		約2.5D
	可搬型設備用軽油タンク基礎		約2.65D
津波防護施設	鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁	（φ2.5m区間）	約1.12D
		（φ2m区間）	約1.15D
	貯留堰（土留鋼管矢板との杭間隔をモデル化）		約2D
建築物	使用済燃料乾式貯蔵建屋		約2.5D
	緊急時対策所		約4D

2.2.1　検証方針

杭間隔が狭い条件において，杭－地盤相互作用ばねが適切な設定として考慮されていることを確認するため，以下の方針に基づき比較解析を実施した。

杭間隔が狭くなり 1.0D に近くなると，杭－地盤は一体挙動に近い状態となることが想定される。杭間隔が狭い条件における杭－地盤相互作用ばねが一体挙動に近い相互作用をモデル化出来ていることを確認するため，狭い杭間隔で杭－地盤の一体挙動を模擬できるジョイント要素を用いた解析を実施し，杭－地盤相互作用ばねによる解析結果との比較を実施する。

杭－地盤相互作用ばねとジョイント要素による，各モデル化の概念図を図 6 に示す。

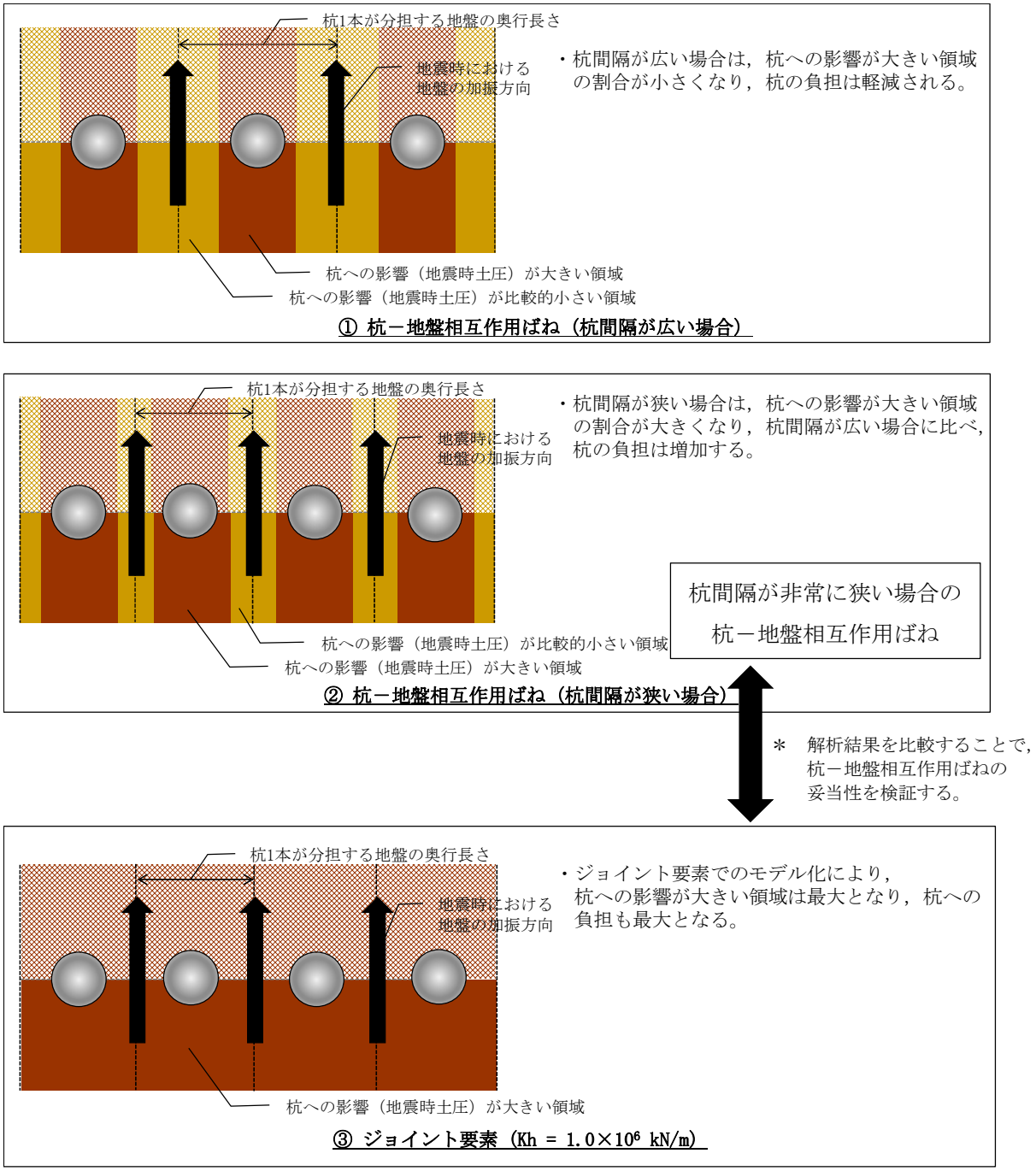


図 6　各モデル化の概念図

(1) 比較検討用の解析モデル

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁における断面④を対象に，比較解析を実施する。図 7 に断面④の地震応答解析モデルを示す。また，断面④における鋼管杭の仕様を以下に示す。

・杭径：2.0m

・断面奥行き方向の杭間隔：2.3m（1.15D）

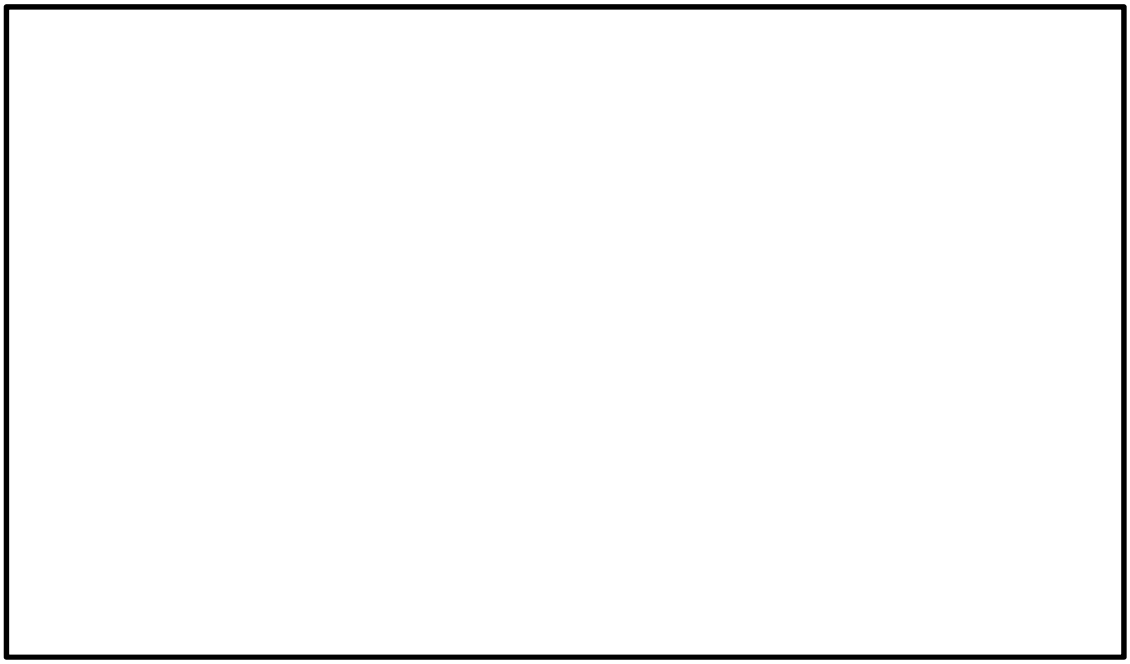


図 7　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析モデル（断面④）

(2) 解析条件

比較解析の条件を以下に示す。

・入力地震動：S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋）

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

・杭軸直交方向のばね設定：（ケース１）杭－地盤相互作用ばね

（ケース２）ジョイント要素（Kh = 1.0×10^6 kN/m）

・杭軸方向のばね設定：（ケース１）下記の図 8，表 3 に基づき設定

（ケース２）下記の図 8，表 3 に基づき設定（ケース１と同様）

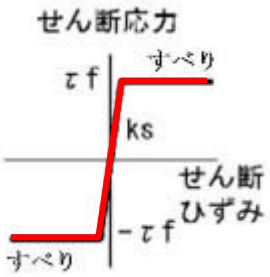


図 8　杭軸方向ばねの力学特性

表 3　杭軸方向ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
杭軸方向	1.0×10^6

2.2.2　検討結果

杭軸直交方向に杭－地盤相互作用ばねを適用したケース１，ジョイント要素を適用したケース２における曲げ軸力及びせん断力に対する照査結果を表４に示す。また，各照査値に対応した断面力分布を図９に示す。

ケース１とケース２で，照査値と断面力分布に有意な差が無いことを確認した。杭間隔が狭い条件での杭軸直交方向の杭－地盤相互作用ばねは，ジョイント要素とおおむね同等のモデル化となっており，杭と地盤の挙動が一体に近くなる様を適切にモデル化できていることを確認した。

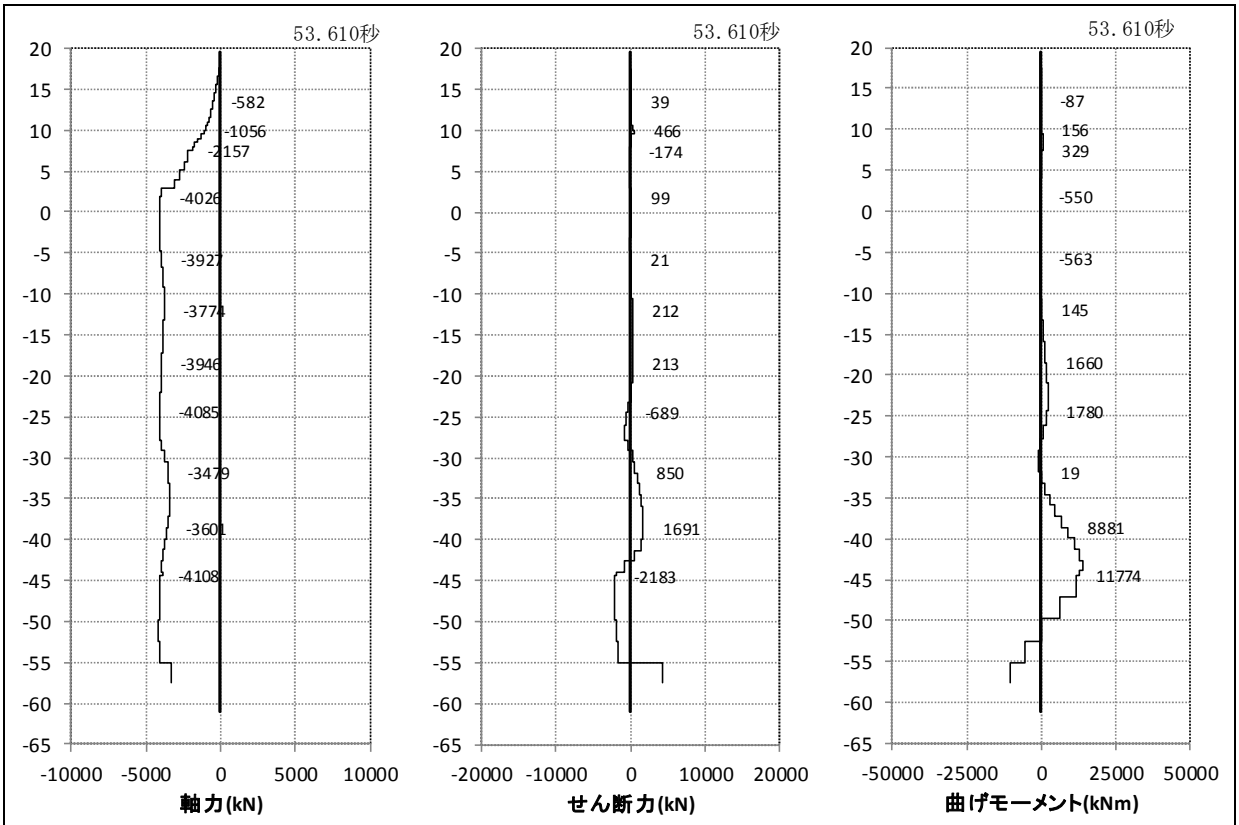
以上より，東海第二発電所の構造物に対する，杭－地盤相互作用ばねの適用性を確認した。

表４（1）　曲げ軸力に対する照査結果

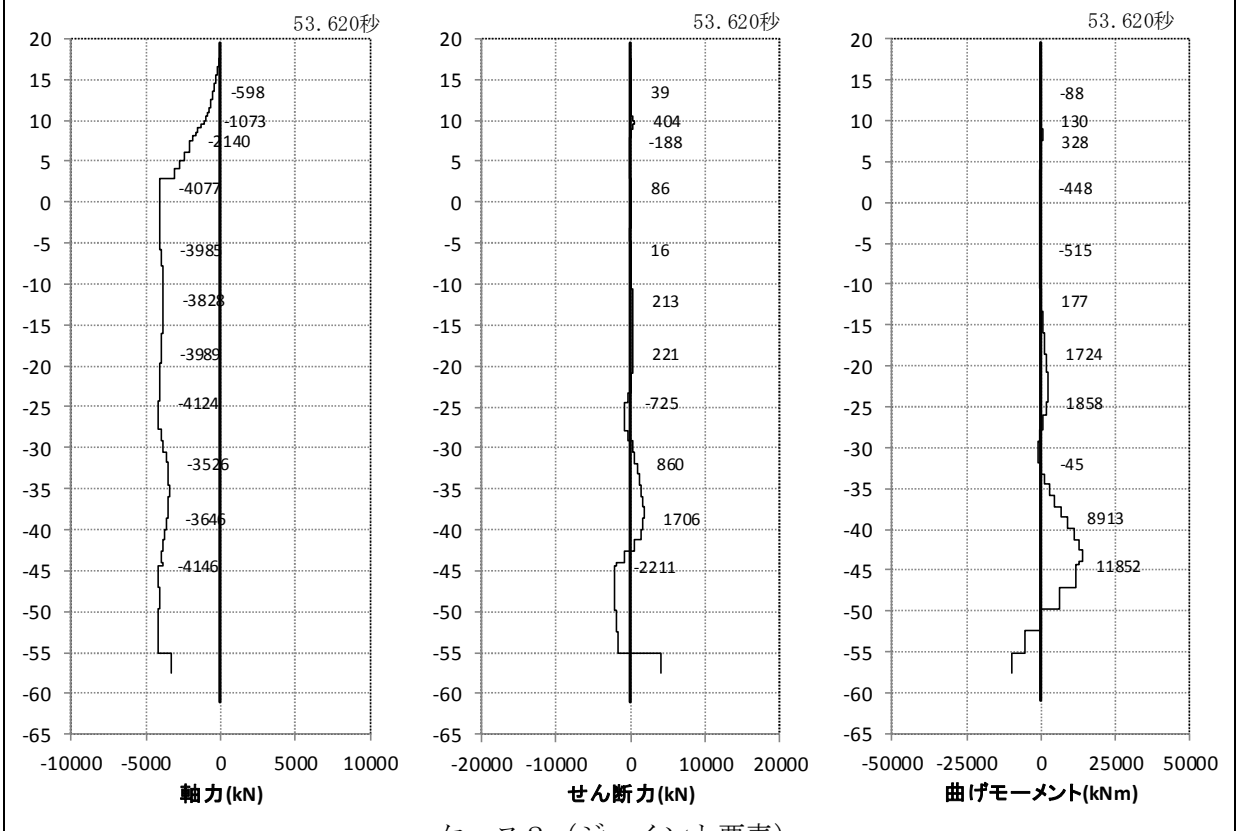
ケース	評価位置	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
1（杭－地盤相互作用ばね）	TP-42.606m	13699.56	3944.74	215.23	382.5	0.56
2（ジョイント要素）	TP-42.606m	13779.70	3984.45	216.60	382.5	0.57

表４（2）　せん断力に対する照査結果

ケース	評価位置	発生せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
1（杭－地盤相互作用ばね）	TP-55.104m	4253.84	32.33	217.5	0.15
2（ジョイント要素）	TP-55.104m	4135.45	31.43	217.5	0.14

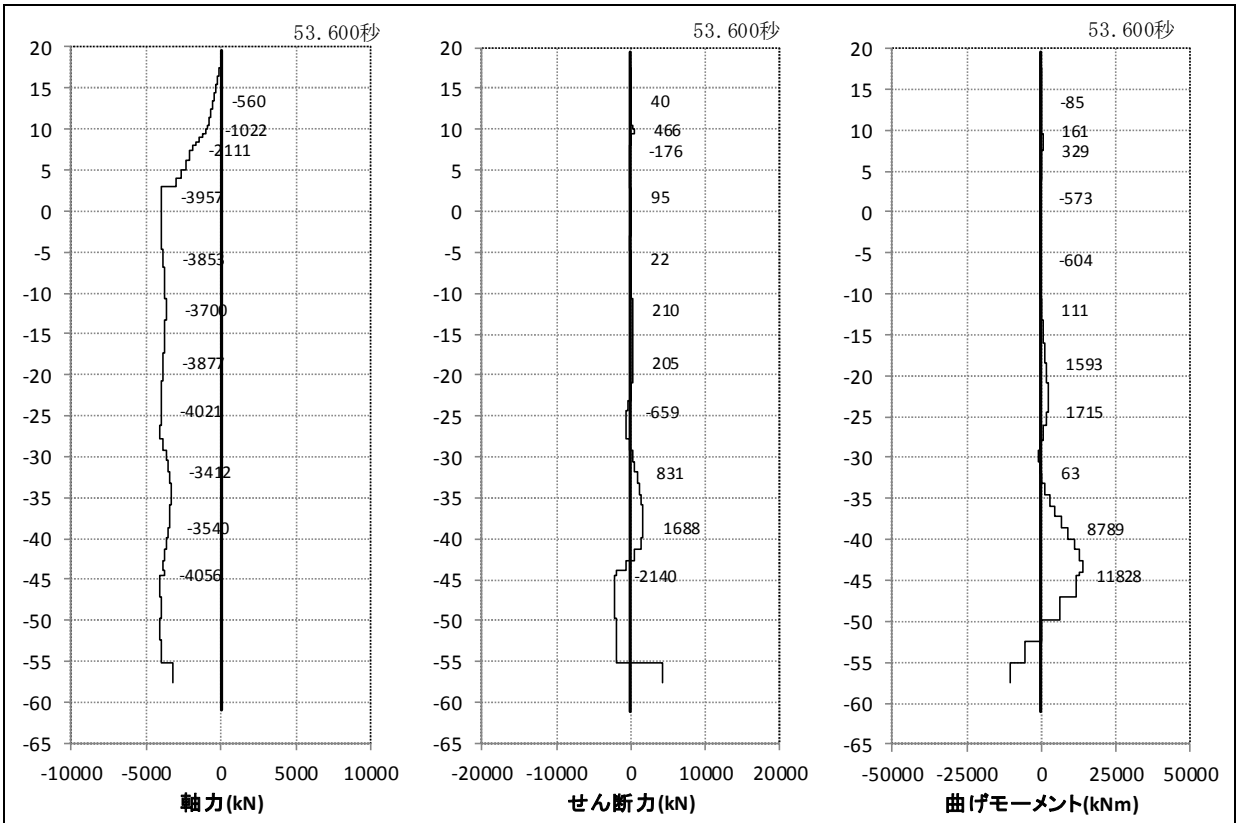


ケース１（杭-地盤相互作用ばね）

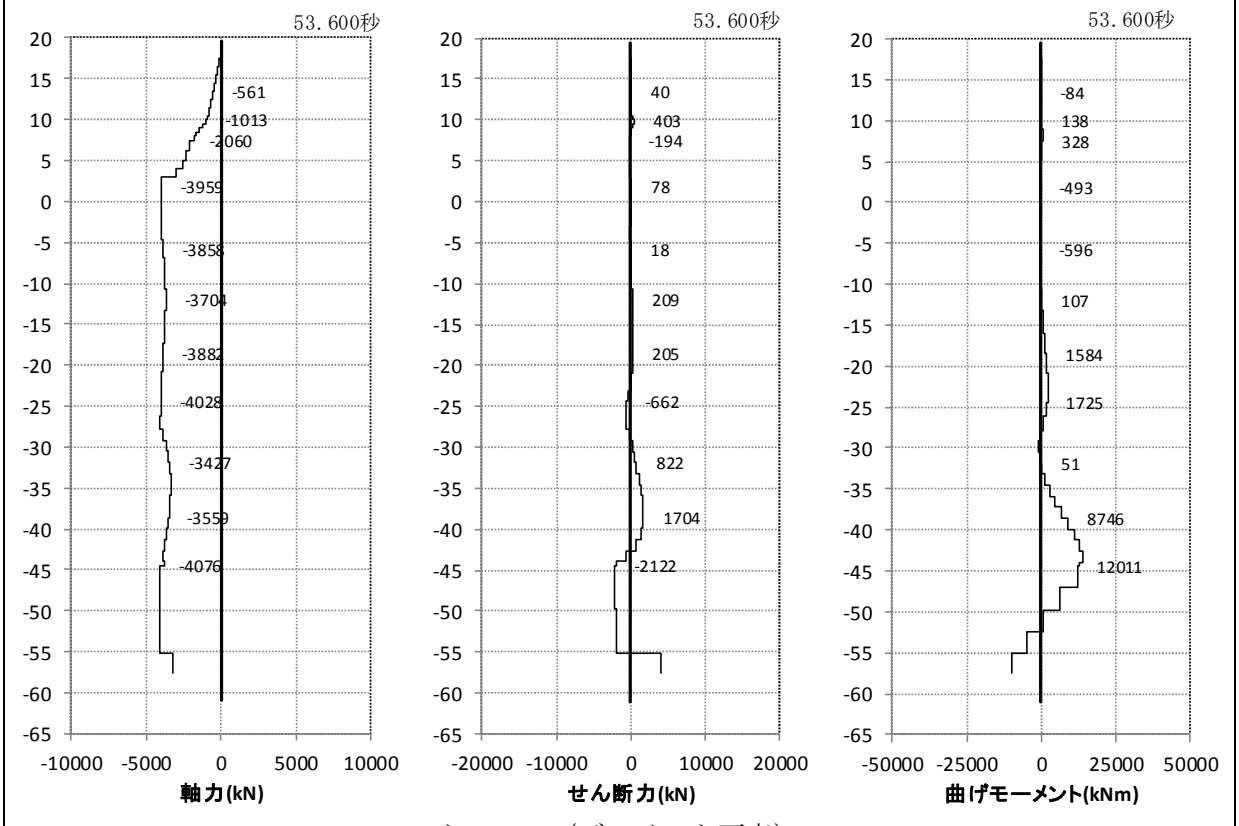


ケース２（ジョイント要素）

図９（1）　曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力分布



ケース１（杭-地盤相互作用ばね）



ケース２（ジョイント要素）

図９（2）　せん断力照査が最も厳しい時刻の断面力分布