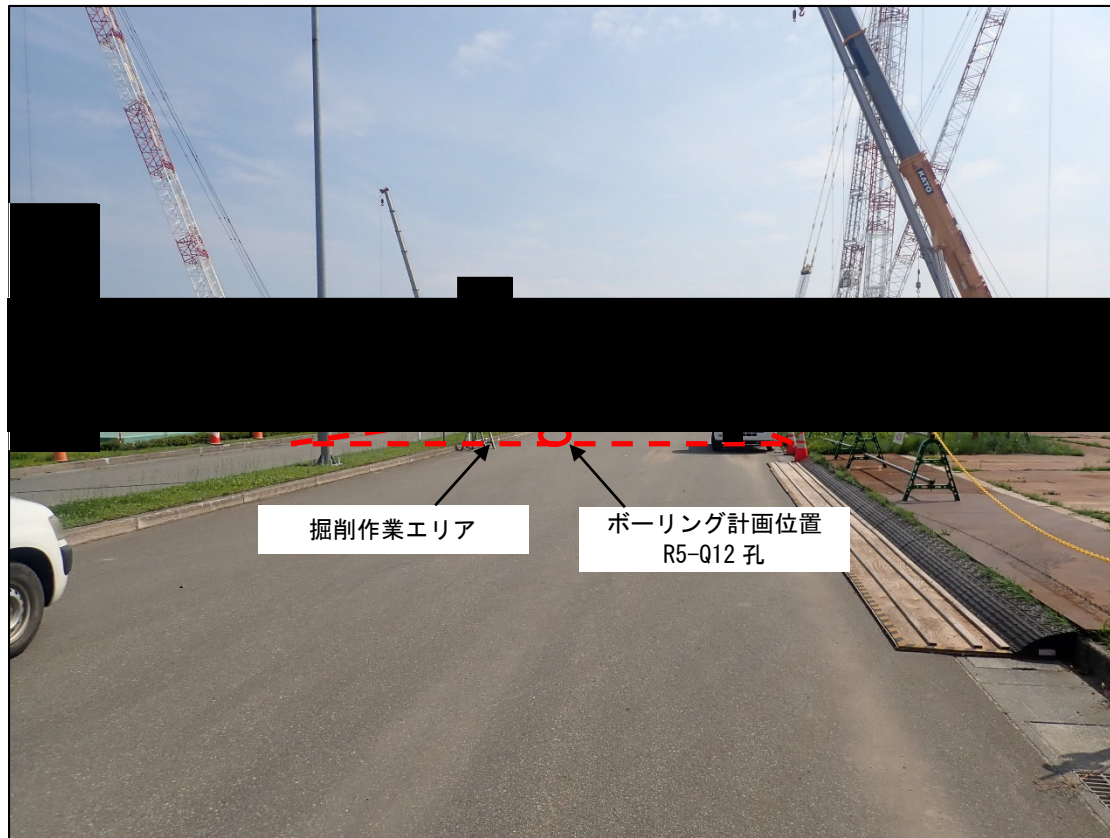


↑ : 矢視



参考 1-3-3 図 ボーリング位置詳細図 (12/12)

参考 1-3-1 表 ボーリング位置の状況

ボーリング孔	最寄り建屋及び その離隔距離	地表面の状況
R5-Q1	DA 建屋：47m DC 建屋：25m	原地山
R5-Q2	AB 建屋：41m KA 建屋：49m G10：37m	埋戻し土
R5-Q3	G14：102m	碎石舗装
R5-Q4	G14：130m	原地山
R5-Q5	KB(E) 建屋：26m	原地山
R5-Q6	AE 建屋：32m	原地山
R5-Q7	AC 建屋：43m	埋戻し土
R5-Q8	AZ 建屋：90m	アスファルト舗装
R5-Q9	FD 建屋：12m	碎石舗装
R5-Q10	AA 建屋：24m KA 建屋：19m	埋戻し土
R5-Q11	DA 建屋：10m	碎石舗装
R5-Q12	CB 建屋：34m	アスファルト舗装

(2) 調査方法

a. 孔内検層による Q 値測定

PS 検層（ダウンホール法）により地盤の減衰特性を測定し、Q 値を求める。

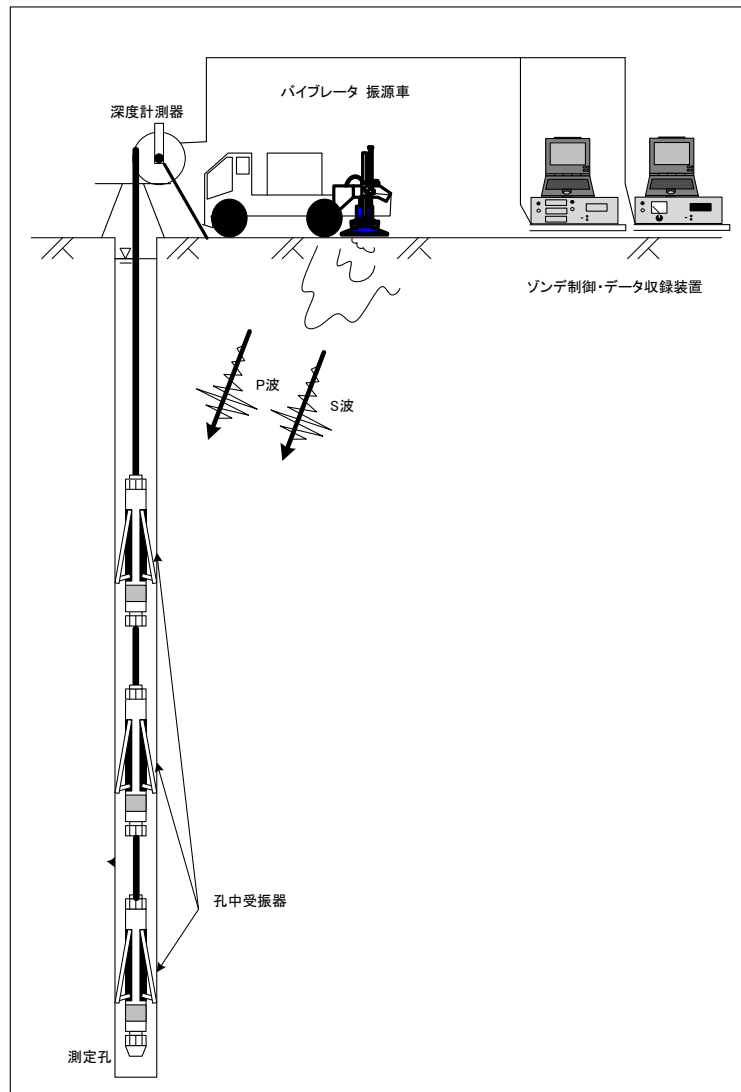
PS 検層（ダウンホール法）は、地表で発生させた弾性波（P 波・S 波）をボーリング孔内に設置した受振器で受振し、ボーリング孔沿いの地盤の弾性波速度分布の把握を目的に実施するものであり、ここでは、特に、地盤の減衰特性の把握を目的とした Q 値測定を実施する。PS 検層（ダウンホール法）の測定装置と測定システムの使用機器の一覧を参考 1-3-2 表に示し、模式図を参考 1-3-4 図に示す。

PS 検層（ダウンホール法）は、測定間隔を 1～2m とし、JGS 1122-2012「地盤の弾性波速度検層方法」を参考にして測定・解析を実施する。

測定系は、地表で弾性波を発生させる振源車、孔内に挿入するゾンデ、測定値の記録・表示を行う地上装置（ゾンデ制御・データ収録装置）から構成される。なお、ゾンデ数及び昇降方法については、現場の状況により設定する。

参考 1-3-2 表 PS 検層（ダウンホール法）に使用する機器の仕様等一覧表

孔中受振器	GSR-1 ASL社製
固有周波数	15Hz
受振器成分	3成分（上下動1成分，水平動2成分），速度型
適用孔径	50mm～140mm
長さ、直径及び重量	長さ 1135mm φ43mm，4.5kg
耐熱温度	200℃
耐圧	約 600 気圧
起振装置	振源車
最大出力荷重	27,000N
積載荷重 (Hold down mass)	44,000N
発振周波数帯	10Hz～550Hz
車両寸法（長さ，幅，高さ）	6.37m，2.13m，2.45m
車両重量	5,990kg

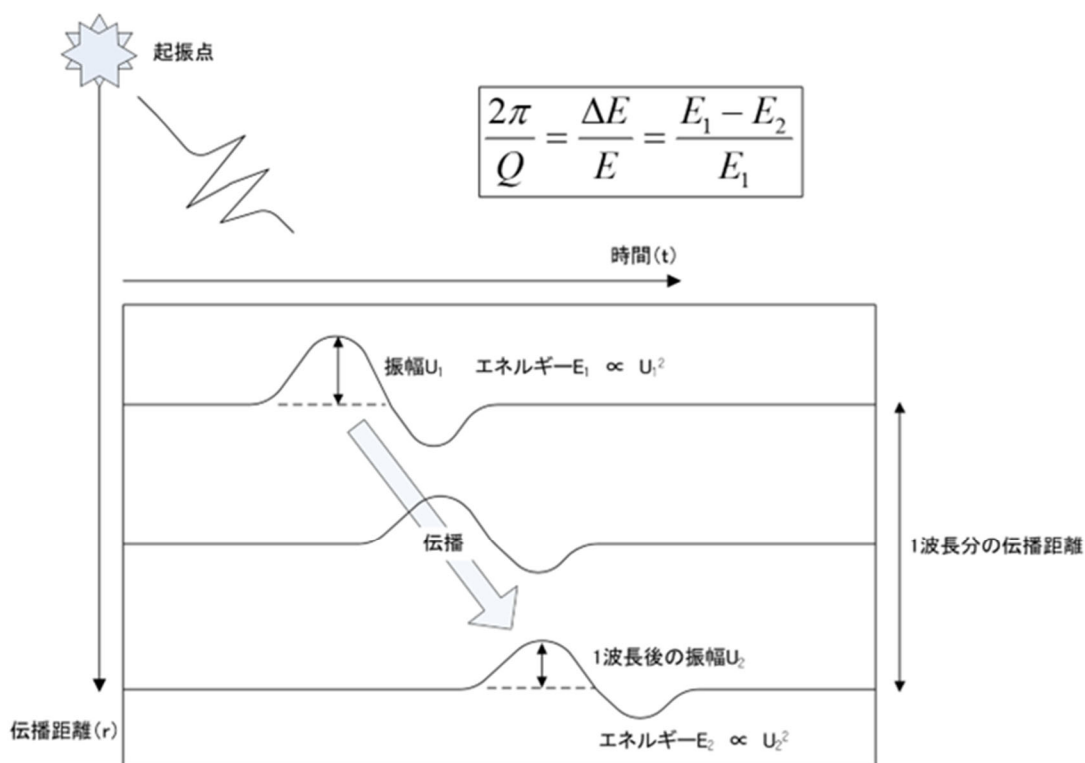


参考 1-3-4 図 P S 検層（ダウンホール法）の測定装置と測定システムの模式図

Q 値測定時のバイブレータ振源からの加振パターンは、10Hz ～80Hz の変調によるスイープ発振（10Hz から 8 秒程度で数段階変調）により実施する。

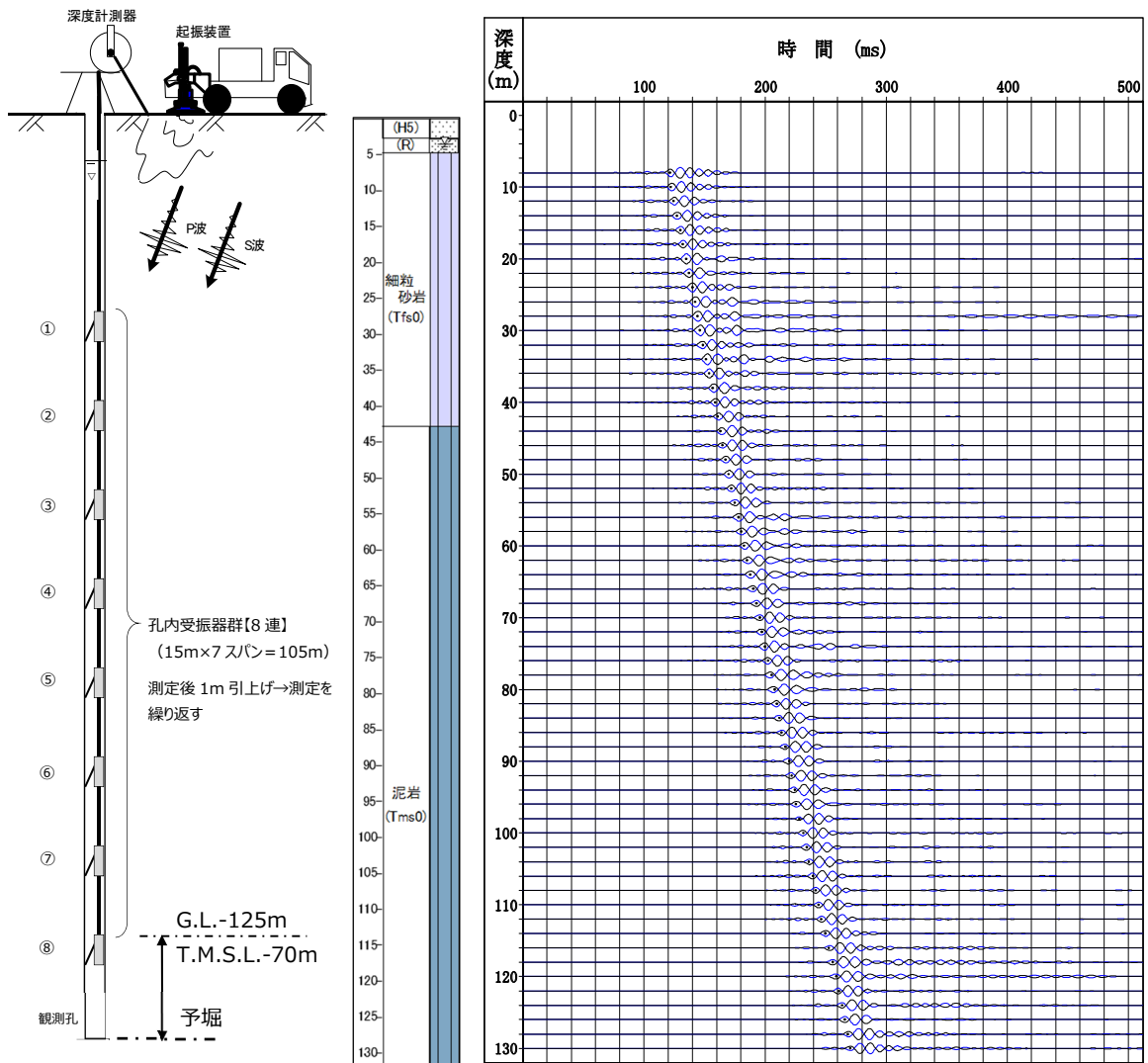
Q 値測定は、ボーリング孔内に設置した受振器に地表で発生させた弾性波（P 波・S 波）を受振させ、その波形の初動付近の振幅値の変化からボーリング孔沿いの地盤の減衰特性を把握する。

Q 値測定における振幅減衰の概念図を参考 1-3-5 図に示す。

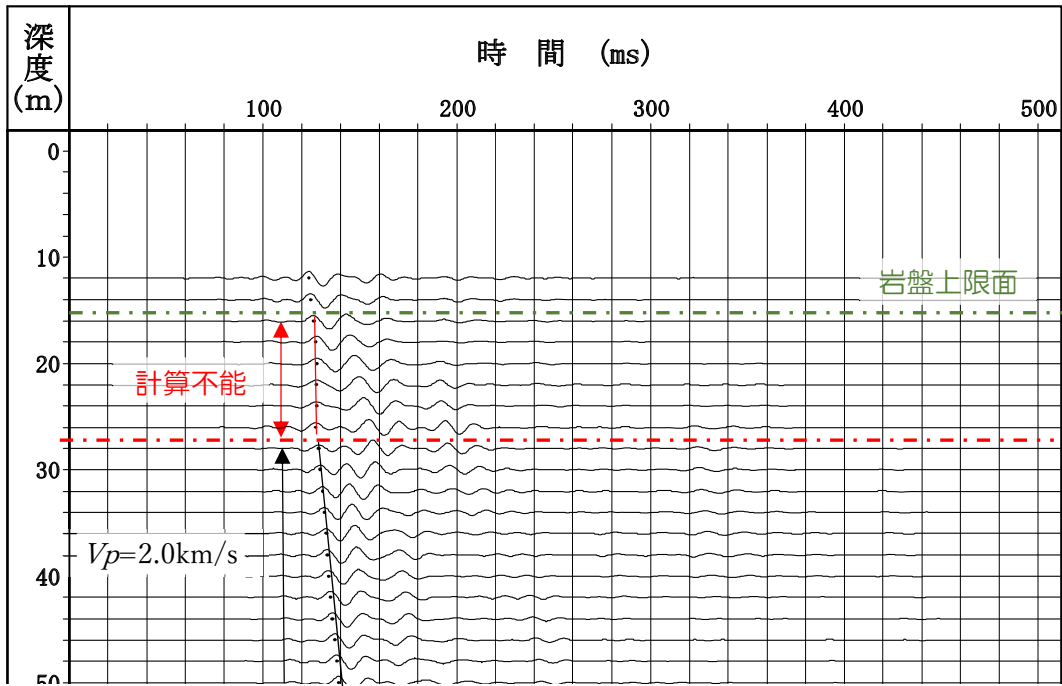


参考 1-3-5 図 振幅減衰の概念図

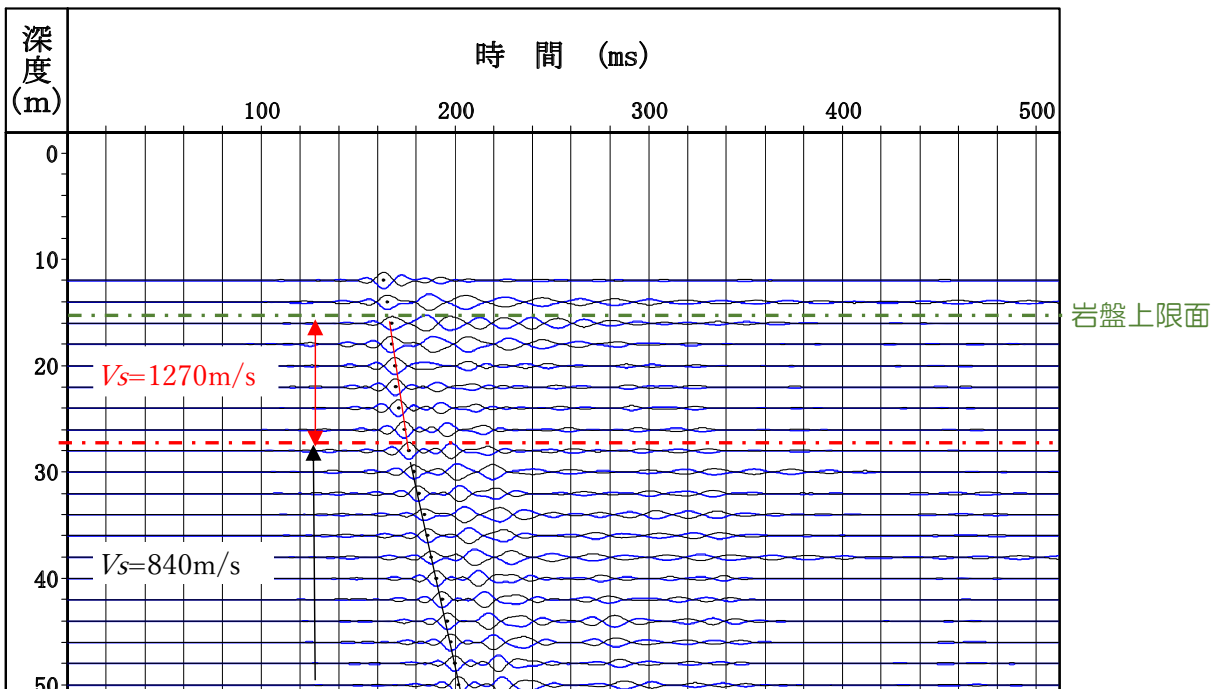
Q 値測定の正常な観測波形の一例として、参考 1-3-6 図に R5-Q6 孔の深度方向のコリレーション処理後の波形を示す。S 波測定の解析に用いる観測深度については、モニター波形との相似性等から判断した表層影響のない岩盤上限面からボーリング孔下端（GL-130m）を対象としている。岩盤上限面の観測波形における建屋近傍あるいは表層地盤の影響の要因については、計測位置と建屋構造及び表層物性・地形との関連を確認中であるが、その特徴として、参考 1-3-7 図、参考 1-3-8 図に示すようなコリレーション処理後の波形から得られる岩盤での P 波速度、S 波速度が対象岩盤の常識的な速度構造と異なることからモニター波形と異なる波形が観測されており、S 波測定の解析から棄却する。



参考 1-3-6 図 Q 値測定観測波形一例 (R5-Q6 孔: 観測深度 GL-8m~130m)



参考 1-3-7 図 表層の影響が考えられる観測波形 (R5-Q10 : コリレーション後 V_p)



参考 1-3-8 図 表層の影響が考えられる観測波形 (R5-Q10 : コリレーション後 V_s)

b. 室内岩石試験

(a) 対象とする岩石コア試料

当該地点の地質構造は、f-1 断層、f-2 断層を境界として大きく 3つのエリアに分けられる。また、東側地盤については、さらに東側に第 2 保管庫・貯水所(G14)が位置している。これらの地盤で出現する地質及び岩盤分類（岩種）を参考 1-3-3 表に示す。また、表中には、減衰定数として設定している双曲線近似のバイアスを最小減衰定数 $h(\%)$ として示した。

参考 1-3-3 表 地質区分、岩盤分類一覧表および岩種ごとの最小減衰定数

地盤範囲	地質区分		岩盤分類(層序)		最小減衰定数(%)
西側地盤	鷹架層上部層	泥岩層	泥岩	mss	1.42
		礫混り砂岩層	礫混り砂岩	ss	1.08
	鷹架層中部層	軽石混り砂岩	砂岩・凝灰岩互層	alst	2.04
			礫混り砂岩	ss	1.08
			砂岩・泥岩互層 ^{*1}	alsm	0.93
			軽石混り砂岩	ps	1.48
		砂質軽石凝灰岩	spt	1.48	
		軽石混り砂岩	ps	1.48	
		砂質軽石凝灰岩	spt	1.48	
		軽石混り砂岩	ps	1.48	
鷹架層下部層	細粒砂岩層	凝灰岩	tf	1.47	
		軽石凝灰岩	pt	1.34	
	泥岩層	軽石質砂岩	pps	0.83	
		礫岩 ^{*2}	cg	0.27	
中央地盤	細粒砂岩層	細粒砂岩	fs	1.29	
		粗粒砂岩 ^{*2}	cs	1.58	
	泥岩層	泥岩	ms	1.25	
		凝灰質砂岩 ^{*3}	pps	1.06	
		砂質軽石凝灰岩	spt	1.48	

■ : 岩石コア試験対象岩種 *1: 薄層, *2: 限定箇所, *3: 深部

□ : 再出現岩種

■ : 試験非実施岩種

当該地点は、高角度の f-1 断層、f-2 断層を境に 3つのエリアで基盤からの地質層序が分かれ、解放基盤面 (T.M.S.L. -70m) までの各地盤の地質区分として、西側地盤は鷹架層上部層、鷹架層中部層、中央地盤は鷹架層下部層、東側地盤は鷹架層中部層、鷹架層下部層で構成されている。

各地盤における工学的性質を区分する岩盤分類については、参考 1-3-3 表に示す層序となっており、このうち、薄層の砂岩・泥岩互層、限定箇所にしか出現しない礫岩、粗粒砂岩及び中央地盤での解放基盤面下で出現する凝灰質砂岩を除く、主要な 10 岩種 (泥岩(上部層)、礫混り砂岩、砂岩・凝灰岩互層、軽石混り砂岩、砂質軽石凝灰岩、凝灰岩、軽石凝灰岩、軽石質砂岩、細粒砂岩、泥岩(下部層)) について、岩石コア供

試体による室内岩石試験を実施する。

(b) 試料の準備、供試体整形

試験対象となる鷹架層の主要 10 岩種のボーリングコア試料は、乱れの少ない状態の良いものを選定して所定の寸法の供試体に整形し、脱気水槽に入れて飽和化を図る。12 時間以上の水浸、飽和化後、直径、高さ、質量を測定し、密度を算定する。

(c) 弾性波速度測定

まず、スペクトル比法での Q 値算定に使用するため、JGS 2564-2020「岩石の弾性波速度計測方法」に準拠し、P 波速度と S 波速度を測定する。

測定により得られた P 波速度 V_p と S 波速度 V_s から、次式でポアソン比 ν_d 、剛性率 G_d 、ヤング率 E_d を求める。

$$\nu_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2(V_p/V_s)^2 - 2}$$

$$G_d = \rho_t \cdot V_s^2$$

$$E_d = 2(1 + \nu_d) \cdot G_d$$

(d) 拘束条件

当該地点は、軟岩地盤であり、有効応力の影響が考えられることから、室内試験時の拘束圧条件については、大気圧と封圧下の 2 種類を考慮する。

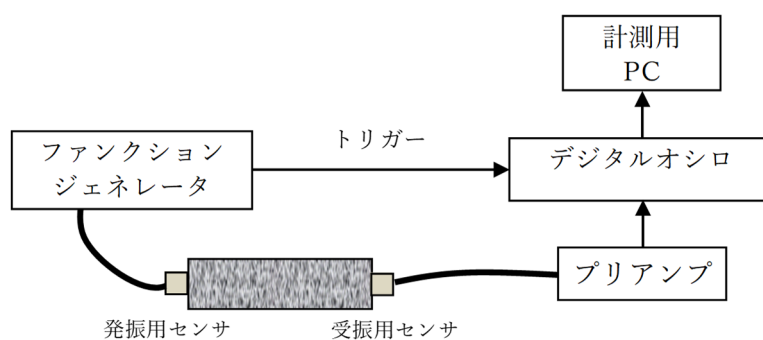
イ. 大気圧下における Q 値測定

コア Q 値測定装置の主な仕様を参考 1-3-4 表に示し、測定装置の概要図を参考 1-3-9 図に示す。超音波波形の収録は、JGS 2564-2020「岩石の弾性波速度計測方法」を参考にして大気圧下で行う。測定手順は以下のとおりである。

- ・ 供試体の上下端面に薄く石膏を塗布して振動子を接着する。
- ・ その際、上下の振動子の感度方向を一致させる。
- ・ S 波の伝播波形を収録する。S 波の発振、受振には同じ形式の振動子を用い、それぞれの透過波形の初動が明瞭になるよう励起電圧と波形収録時のゲインを調整する。

参考1-3-4表 大気圧下のQ値測定装置の主な仕様

名称	主な仕様	型番	メーカー
振動子	名称：横波垂直探触子 共振周波数：1 MHz 質量・寸法：約21g、15×15×20mm	PY 1Z	ジャパンプローブ
ファンクションジェネレータ	周波数範囲：1 μ Hz～20MHz 出力電圧：10mVp-p～20Vp-p 出力波形：正弦波、矩形波他	33220A	アジレント・テクノロジー
プリアンプA	増幅率：55dB (200kHz) 周波数帯域：10kHz～5MHz (-3dB以内) 最大出力電圧：約7Vp-p	A1002	富士セラミックス
プリアンプB	増幅率：20、30、40dB 周波数帯域：2kHz～1.2MHz 最大出力：2Vp-p以上	9917	エヌエフ回路設計ブロック
デジタルオシロ (波形収録)	サンプリング速度：100 MHz アナログ入力：2 CH 垂直分解能：8 bits	NR-350	キーエンス



参考1-3-9図 Q値測定装置の概要図

ロ. 封圧下における Q 値測定

Q 値測定装置の主な仕様を参考 1-3-5 表に示し、測定装置の概要図を参考 1-3-10 図に示す。

封圧はシリンジポンプによって制御する。キャップとペDESTALの中に振動子を組み込み、下端から超音波を発振し上端で透過波を受振する構造である。

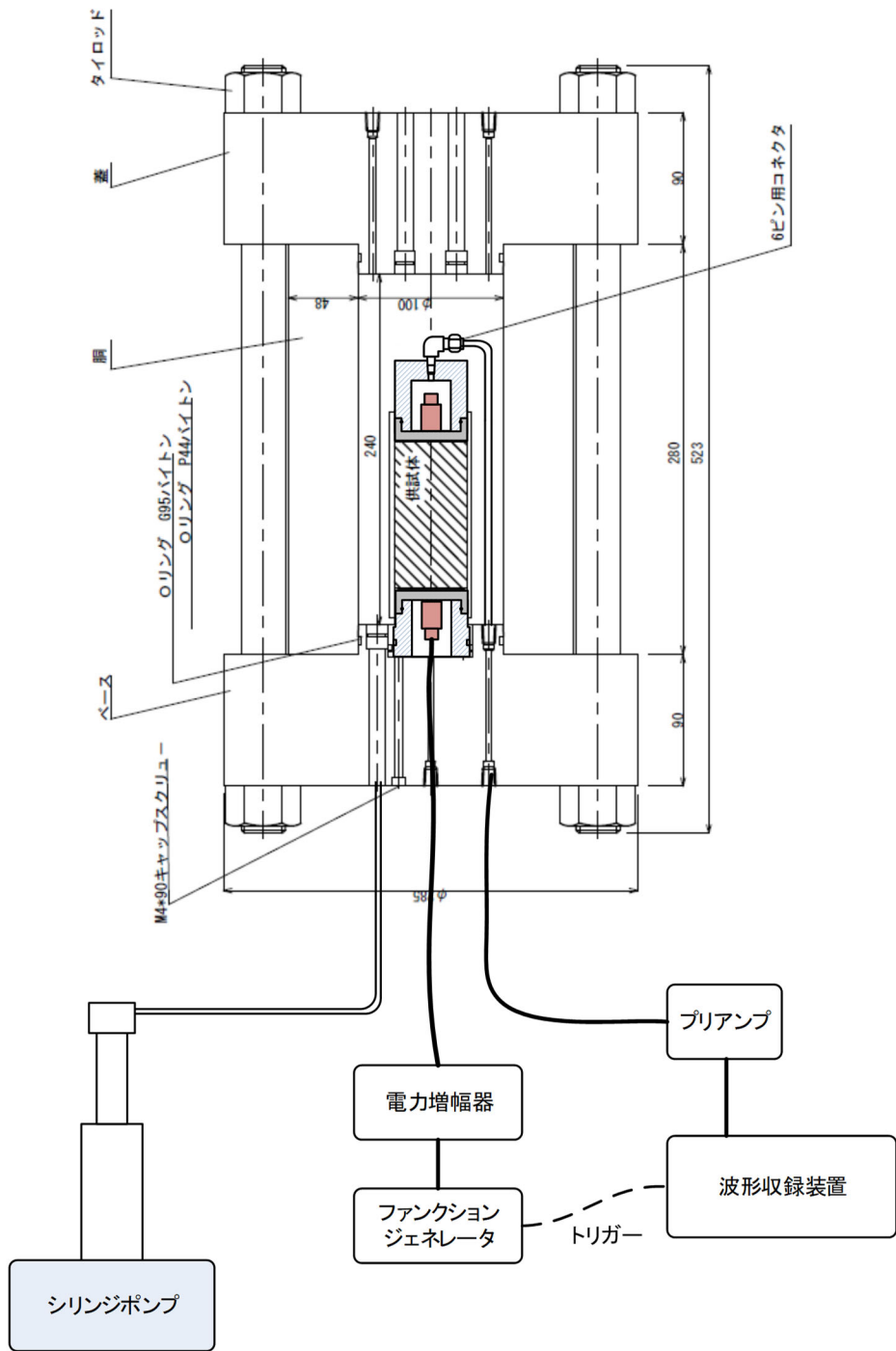
参考 1-3-5 表 封圧下の Q 値測定装置の主な仕様

名称	主な仕様	型番	メーカー
高圧セル	耐圧：150MPa 寸法（内）：φ100×h240mm シリンジポンプによる加圧	—	汎高圧工業
シリンジポンプ	最大加圧力：51.7MPa シリンダ容量：266ml 制御方式：定圧力，定流量	260D	ISCO
振動子	名称：横波垂直探触子 共振周波数：1 MHz 質量・寸法：約 21g, 15×15×20mm	PY 1Z	ジャパンプローブ
ファンクションジェネレータ	周波数範囲：1 μHz～20MHz 出力電圧：10mVp-p～20Vp-p 出力波形：正弦波，矩形波他	33220A	アジレント
電力増幅器	周波数帯域：DC～1 MHz 入力電圧：最大 10V 増幅率：10～100 倍	4005	NF 回路 設計ブロック
プリアンプ A	増幅率：55dB (200kHz) 周波数帯域：10kHz～5MHz (-3dB 以内) 最大出力電圧：約 7Vp-p	A1002	富士セラミックス
プリアンプ B	増幅率：20, 30, 40dB 周波数帯域：2kHz～1.2MHz 最大出力：2Vp-p 以上	9917	NF 回路設計ブロック
デジタルオシロ (波形収録)	サンプリング速度：100 MHz アナログ入力：2 CH 垂直分解能：8 bits	NR-350	キーエンス

測定手順は以下のとおりである。

- 供試体の上下端面はペDESTALとキャップに薄く石膏を塗布して接着する。
キャップ、ペDESTALともに、弾性波形測定のための振動子を組み込んでいる。
- 上下のセンサの感度方向（S波の発振方向と受信方向）を一致させる。
- 水圧により封圧するため、供試体との水の出入りを遮断するため、メンブレンを装着する。
- セル（耐圧中空円錐形容器）を組み立てて水を注入する。
- シリンジポンプ（微調整可能な注射器様のポンプ）により所定の拘束圧（採取深度の全応力）を加えて試験時は一定に保持する。
- S波の伝播波形を収録する。受信波形を増幅して、分析を実施する。

なお、S波の発振・受振には同じ振動子を用い、それぞれの透過波形の初動が明瞭になるよう励起電圧（最低の共鳴電圧）と波形収録時のゲインを調整する。



参考 1-3-10 図 封圧下の Q 値測定装置の概要

(d) スペクトル比法による Q 値測定 (拘束条件: 大気圧下, 封圧化下)

スペクトル比法は、減衰が小さい (Q 値が大きい) 標準試料と岩石試料を透過した超音波波形を比較し、両者の FFT スペクトルの比から Q 値を評価する方法である (Toksoz et al., 1979)。

標準試料と対象とする試料の平面波の振幅は次のように表される。

$$A_1(f) = U_0 \cdot e^{-\alpha_1(f)x} \cdot e^{i(2\pi ft - k_1 x)} \cdot G_1 \quad 1) \text{ 式}$$

$$A_2(f) = U_0 \cdot e^{-\alpha_2(f)x} \cdot e^{i(2\pi ft - k_2 x)} \cdot G_2 \quad 2) \text{ 式}$$

$A(f)$: 振幅
 U_0 : 初期振幅
 f : 振動数
 x : 距離, t : 伝播時間
 k : 波数 ($= 2\pi f / v$)
 v : 速度
 G : 拡散、反射等を含む幾何学的因子
 $\alpha(f)$: 振動数に依存する減衰係数
添字 1、2 : 標準試料(1)、対象試料(2)を表わす。

式中の $e^{-\alpha(f)x}$ が距離 x を伝播した波の減衰を示す。

いま、 α は振動数の線形関数であると考え、3)式で定義する。

$$\alpha(f) = \gamma f \quad 3) \text{ 式}$$

ここで γ は定数であり Q 値と次の関係がある。

$$Q = \pi / \gamma v \quad 4) \text{ 式}$$

対象試料と標準試料が幾何学的に同一 (同一寸法、同じ振動子、同じ配置) で、かつ G_1/G_2 が振動数に依存しないとすれば、フーリエ振幅比は 1)式を 2)式で除すことにより次式で示される。

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{G_1}{G_2} \cdot e^{-(\gamma_1 - \gamma_2) \cdot f \cdot x} \quad 5) \text{ 式}$$

上式の自然対数をとると次式となる。

$$\ln(A_1/A_2) = (\gamma_2 - \gamma_1) \cdot f \cdot x + \ln(G_1/G_2) \quad 6) \text{ 式}$$

6)式で振幅比 $\ln(A_1/A_2)$ を振動数に対してプロットしたときの直線の傾きから $(\gamma_2 - \gamma_1)$ を、切片から $\ln(G_1/G_2)$ を求めることができる。標準試料の Q 値が非常に大きければ γ_1 を 0 とみなせるので対象試料の γ_2 は傾きから直接求めることができ 4)式から Q 値を導くことができる。なお、 G_1/G_2 は測定試料の岩種によって変化し、同一岩種内ではおおむね同様の値を取ると考えられている。

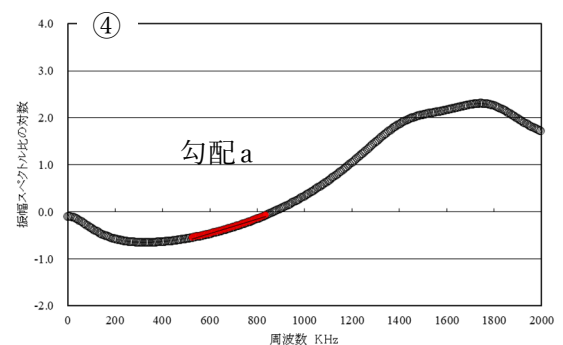
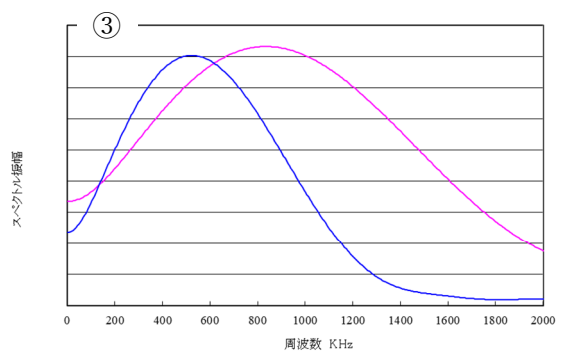
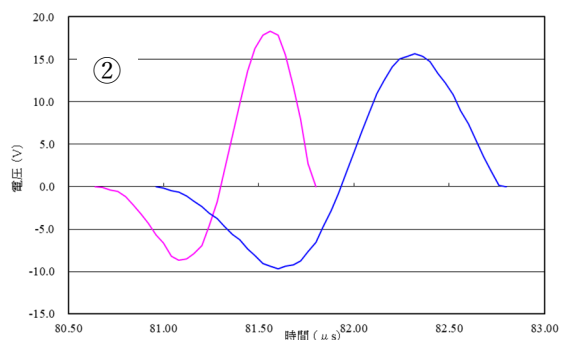
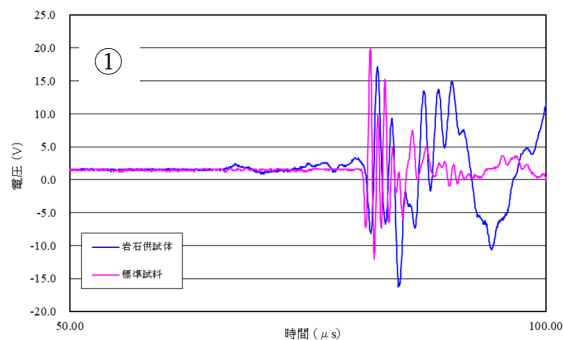
標準試料には岩石供試体と同じ形状のアルミ合金 (A5056) を用い、岩石供試体と同様の方法で透過波形を収録する。なお、Zemanek (1961)によれば、アルミの Q 値は 15×10^4 という大きな値となっているので、 γ_1 は 0 とみなしても誤差はないことになる。

スペクトル比法による Q 値の解析は以下の手順で行う (参考 1-3-11 図参照)。

- ① 標準試料と岩石供試体の波形データをそれぞれプロットし、全体傾向から外れるデータや異常なノイズなどがないことを確認する。その際、初動が到達する前の信号の平均値を DC 成分として差し引く。
- ② 原則として初動後の1波長分のデータを切り出し、Q 値解析対象とする。
- ③ FFT (Fast Fourier Transform) をかけてフーリエスペクトルを計算する。
- ④ 各周波数においてアルミの標準試料に対する岩石供試体のスペクトル振幅比の対数を求め、周波数との関係でプロットする。佐藤 (2012) を参考に、③で求めたフーリエスペクトルの振幅が、岩石供試体で最大となる周波数から標準試料で最大となる周波数までの区間の勾配 a を求め、次式で Q 値を解析する。(右図の着色プロット区間)

$$Q = \frac{\pi \cdot x}{a \cdot v} \quad 7) \text{ 式}$$

ここでは、 x には供試体の高さを、 v には弾性波速度測定で得られた S 波速度を用いる。



参考 1-3-11 図 スペクトル比法による Q 値の解析

(e) パルスライズタイム法による Q 値測定 (拘束条件 : 大気圧下, 封圧化下)

パルスライズタイム法は、岩石試料を透過した超音波パルス透過波形の立ち上がり時間(ライズタイム)から次式で Q 値を評価する方法である (Gladwin & Stacey, 1974)。

$$\tau = \tau_0 + \frac{C \cdot t}{Q} \quad 8) \text{ 式}$$

τ : 伝播波の初動のライズタイム

τ_0 : 入射波のライズタイム

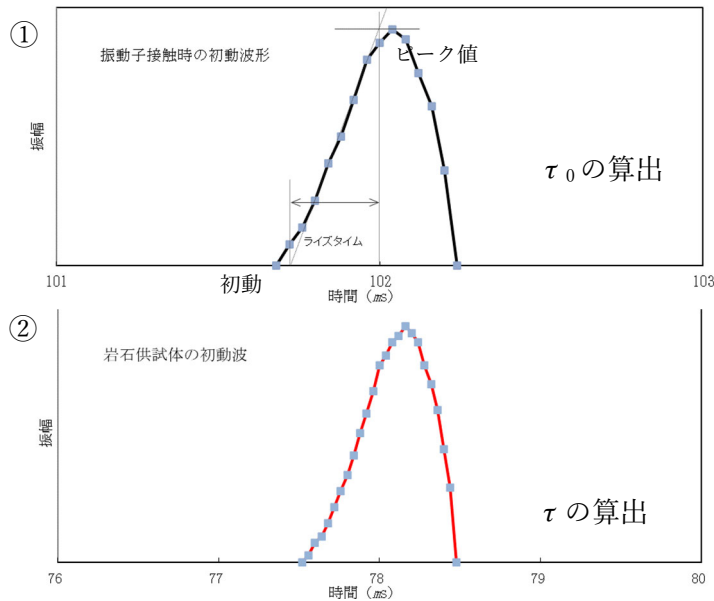
t : 伝播時間

C : 比例定数

比例定数 C については、Gladwin & Stacey (1974) は実験値として 0.53 ± 0.04 を提案しているが、今回は佐藤 (2012) が波形シミュレーションによって求めた 0.293 を採用する。

ライズタイム τ および τ_0 の算出方法については佐藤 (2012) を参考とする。伝播波の初動のライズタイム τ は、参考 1-3-12 図のように初動後のピーク値をピークに至るまでの最急勾配で除して求める。なお最急勾配は、ノイズによる波形の乱れを考慮して、初動からピーク値までの合計データ数の半分 (参考 1-3-9 図①の場合、5 データ) を範囲として求める。入射波のライズタイム τ_0 については、超音波振動子と受振子を直接接触させた場合の振源波形から τ と同様の方法で求める。

岩石試料を透過した伝播波のライズタイムは、前述のスペクトル比法で収録した超音波透過波の初動波形を用いる (参考 1-3-11 図②) に例を示す)。



参考 1-3-12 図 パルスライズタイム法による解析

参考文献

- 1) Gladwin M. T. and F. D. Stacey: : Anelastic degradation of acoustic pulses in rock, *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, No.2, pp. 133-151, 1974.
- 2) Toksoz M. N., D. H. Johnston, and A. Timur : Attenuation of seismic waves in dry and saturated rocks : I. Laboratory measurements, *GEOPHYSICS*. Vol.44, No.4, pp. 681-690, 1979.
- 3) Zemanek, J., Jr., and Rudnick, J : Attenuation and dispersion of elastic waves in a cylindrical bar, *J. Acoust. Soc. Am.*, Vol.33, No.10, pp. 1283-1288, 1961.
- 4) 佐藤浩章 : 地震動評価のための地表に近い岩盤における減衰の測定とそのモデル化, *物理探査* 第65巻第1&2号, pp. 37-51, 2012.

参考 2

初期モデルにおいて地震観測位置近傍の
地下構造を考慮しない場合と考慮した場合の
同定結果比較

目 次

	ページ
1. 概要	参考 2-1
2. 比較結果に関する考察	参考 2-2

1. 概要

「6.3.2 初期モデルの設定及び探索範囲」に示したとおり，西側地盤及び東側地盤においては，各地震観測点における PS 検層結果の S 波速度を初期モデルとして設定し，S 波速度及び減衰定数を同定した場合，同定結果と観測記録の伝達関数に差が見られたことを踏まえ，地震観測位置近傍の地下構造を踏まえ，初期モデルの見直しを行っている。

本資料では，地震観測位置の地下構造を考慮しない場合と考慮した場合それぞれにおける同定結果の比較結果を示す。

2. 比較結果に関する考察

2.1 西側地盤

参考 2-1 図及び参考 2-2 図に、西側地盤における各地震観測深さ間の伝達関数について、地震観測位置の地下構造を考慮せず PS 検層結果による速度構造をそのまま初期モデルとした場合の同定結果と、地震観測位置の地下構造を考慮した初期モデルを用いた場合の同定結果を比較して示す。

地震観測シミュレーション解析において地震動を入力する GL-200m と、GL-18m の間の伝達関数（図中⑤）に着目すると、水平方向及び鉛直方向ともに、周期 0.1 秒よりも短周期側において同定結果における理論伝達関数では極端に落ち込む周期が見られ、地震観測記録との適合に課題が見られた。

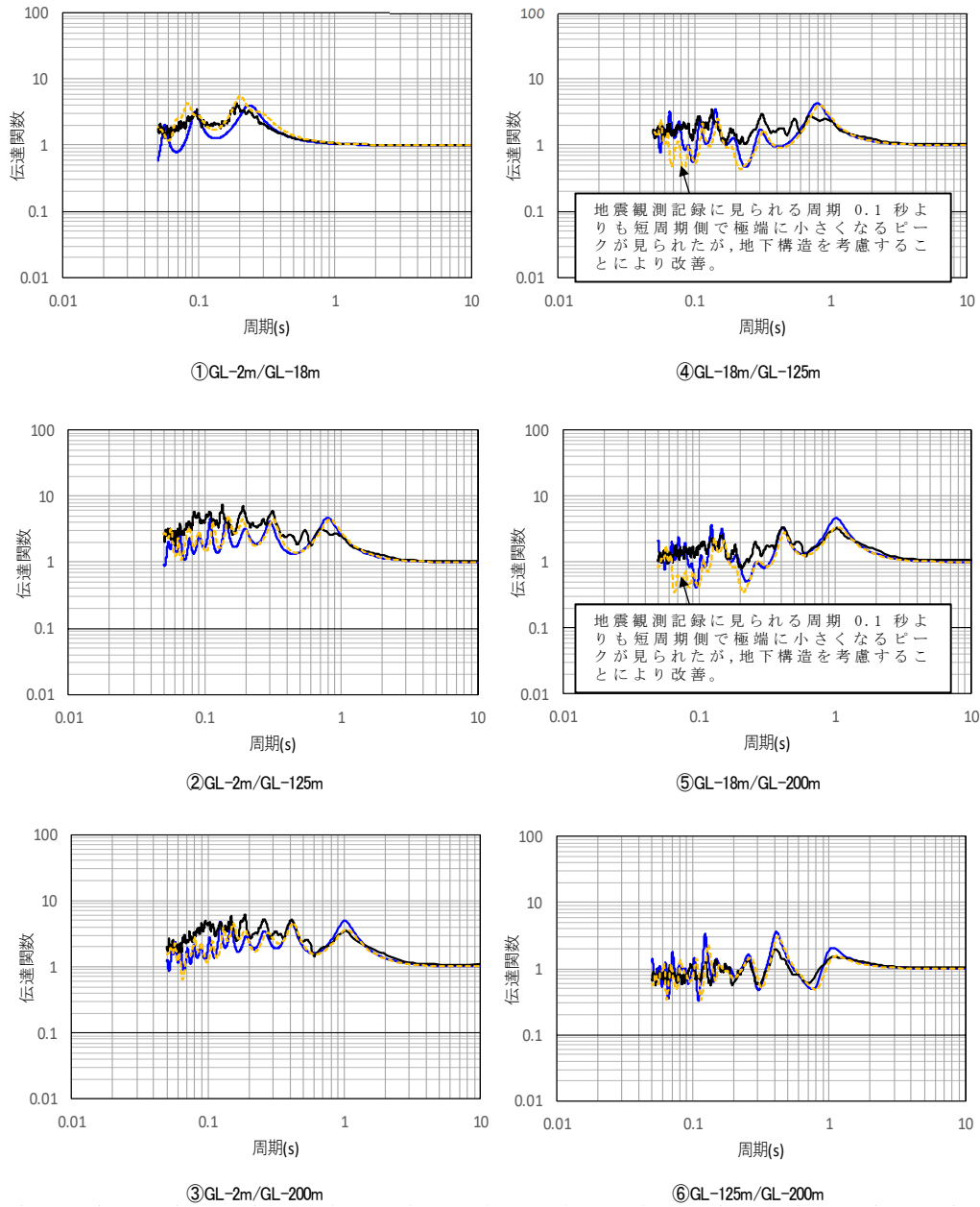
上記を踏まえ、「6.3.2 初期モデルの設定及び探索範囲」に示したとおり、初期地盤モデルについて、地震観測位置における地下構造を踏まえ、岩盤部分と表層地盤の層を分割して見直しを行い、再度同定を行った結果、見直し前と比較して鉛直方向においては見直しによる感度は小さい結果となったものの、水平方向においては、上記周期における伝達関数が地震観測記録と概ね整合する結果が得られた。

一方、GL-2m の地表に相当する地震観測地点を含む伝達関数（図中①～③）については、地震観測記録では短周期側においてピークの山は確認できるものの、谷となる周期が明瞭に表れておらず、同定結果における伝達関数の谷が、地震観測記録を下回る傾向がみられる。

この要因としては、西側地盤観測点については、「6.4 地震波干渉法による検討」にも示したとおり、この地点における特徴として、周辺に六ヶ所層以外の地盤が分布していることや、岩盤部分と表層地盤の境界面における傾斜構造が影響し、地表付近では複雑な地震波の伝播の傾向を示す可能性があることに起因していると考えられる。

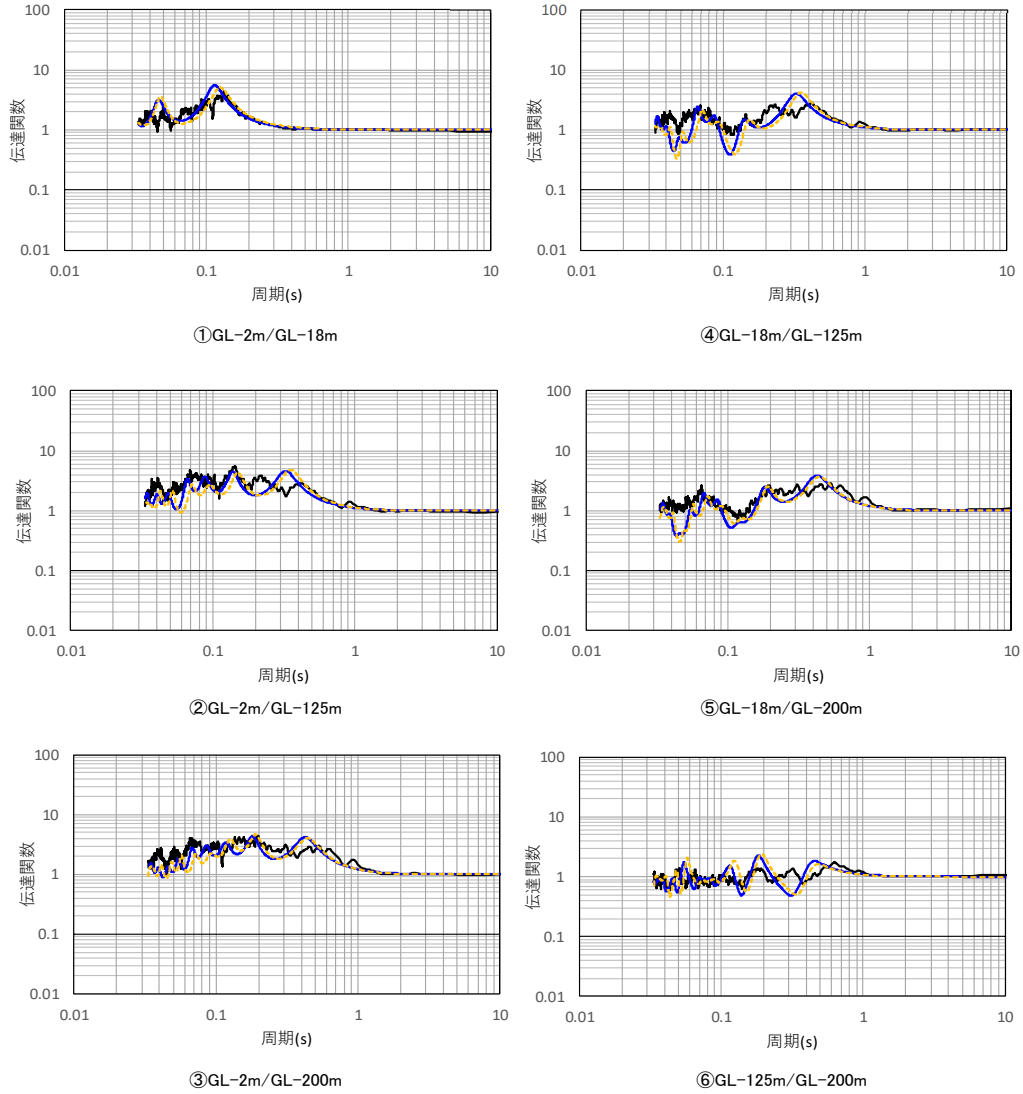
ただし、GL-2m の地震観測点を含まず、岩盤中の伝播経路が支配的な深さ間の伝達関数（④～⑥）ではこのような傾向が見られず、伝達関数の山谷が地震観測記録とよく整合していることを踏まえると、本同定解析において、岩盤中の速度構造及び減衰定数は適切に評価されていると考えられる。

— 目的関数（地震観測記録）
 - - - 地震観測位置近傍の地下構造を考慮しない場合の同定結果
 — 地震観測位置近傍の地下構造を考慮した場合の同定結果



参考 2-1 図 伝達関数の比較（西側地盤，水平方向）

— 目的関数（地震観測記録）
 - - - 地震観測位置近傍の地下構造を考慮しない場合の同定結果
 — 地震観測位置近傍の地下構造を考慮した場合の同定結果



参考 2-2 図 伝達関数の比較（西側地盤，鉛直方向）

2.2 東側地盤

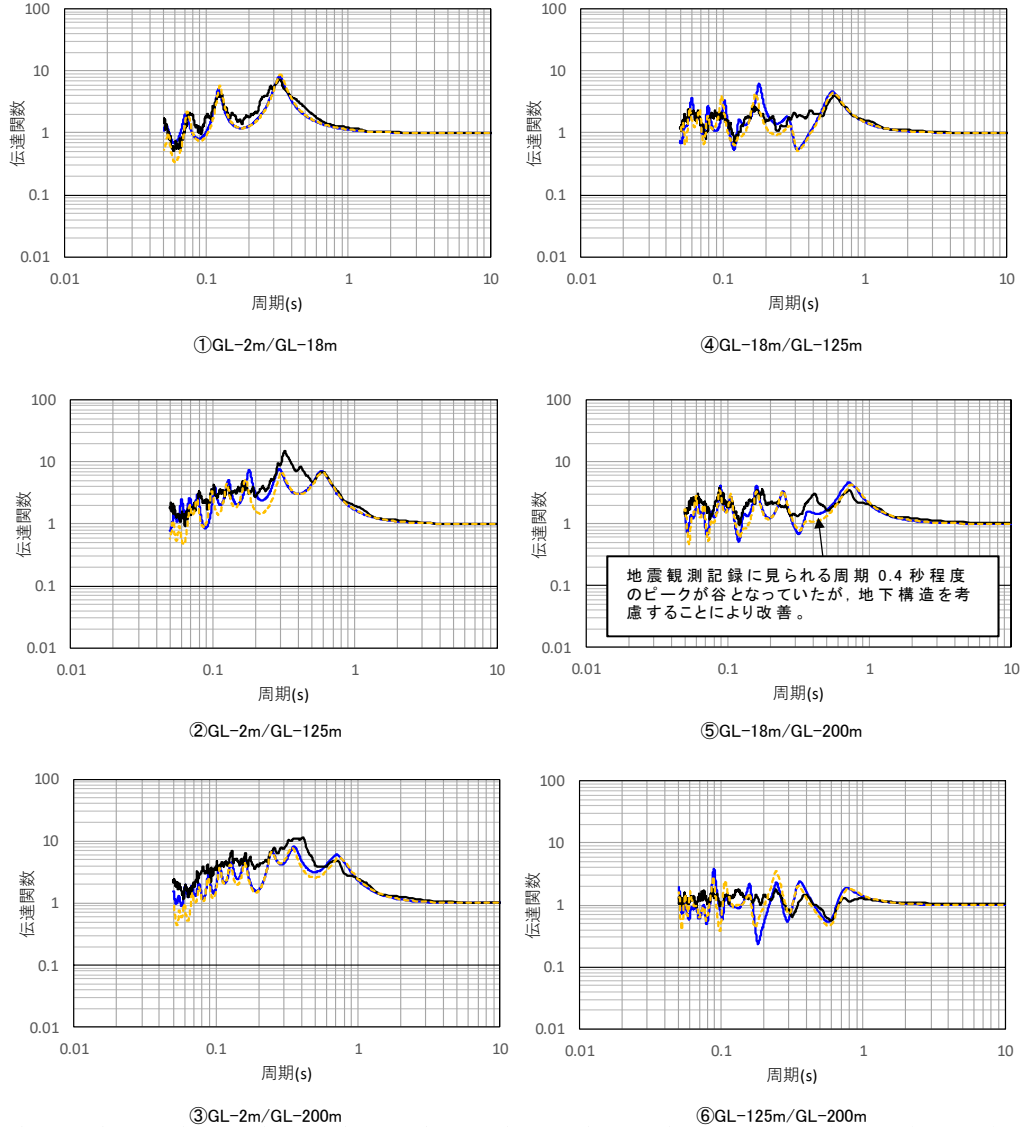
参考 2-3 図及び参考 2-4 図に、東側地盤における各地震観測深さ間の伝達関数について、地震観測位置の地下構造を考慮せず PS 検層結果による速度構造をそのまま初期モデルとした場合の同定結果と、地震観測位置の地下構造を考慮した初期モデルを用いた場合の同定結果を比較して示す。

地震観測シミュレーション解析において地震動を入力する GL-200m と、GL-18m の間の伝達関数（図中⑤）に着目すると、水平方向において、周期 0.4 秒程度において観測記録に見られる伝達関数のピークに対し、地震観測位置の地下構造を考慮しない場合、谷となるような傾向がみられた。

上記を踏まえ、「6.3.2 初期モデルの設定及び探索範囲」に示したとおり、初期地盤モデルについて、地震観測位置における地下構造を踏まえた見直しを行い、再度同定を行った結果、上記周期における伝達関数が山となる傾向が得られ、見直し前と比較して地震観測記録との整合性が改良された結果が得られた。

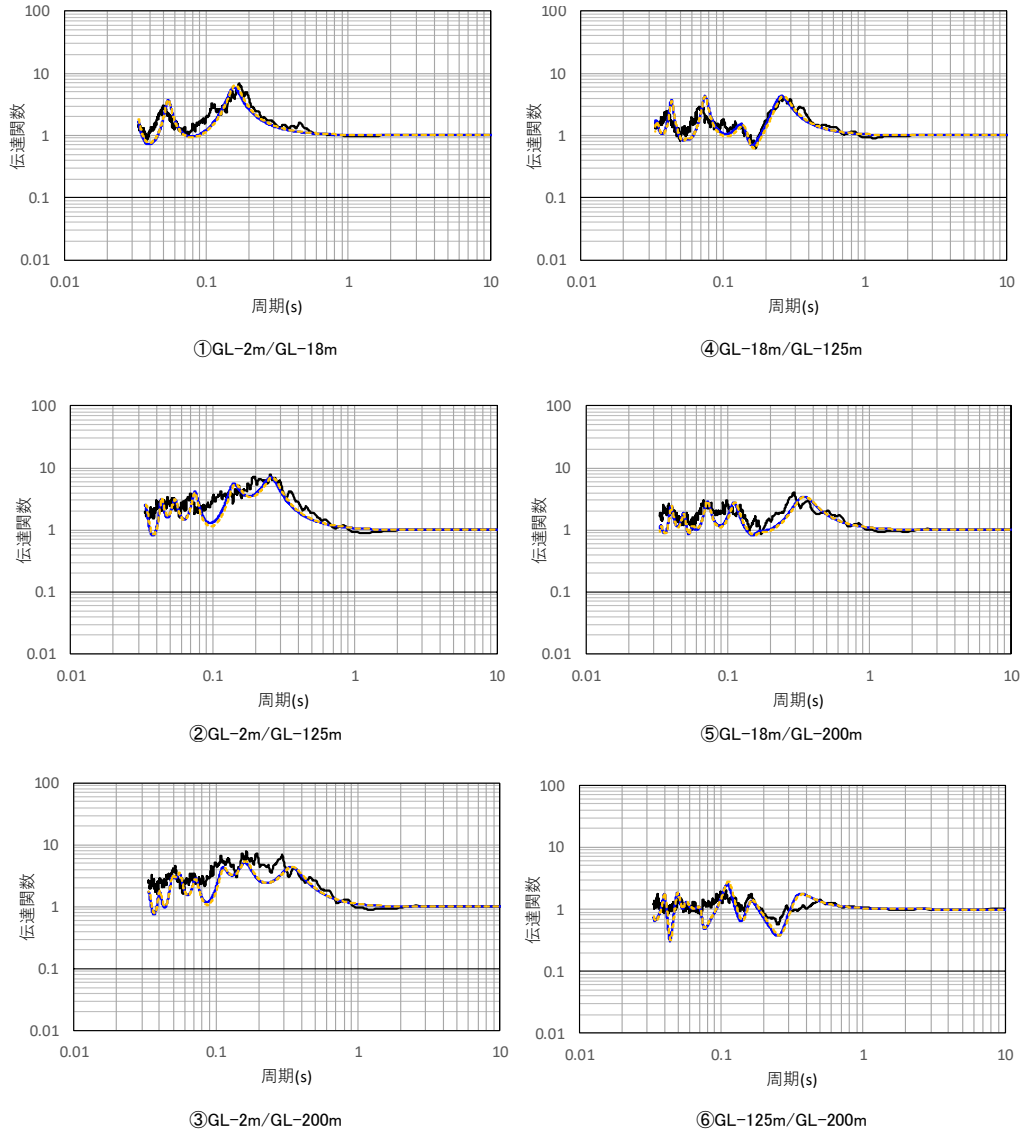
この見直しにより、いずれの深さ間における伝達関数（①～⑥）においても、伝達関数の山谷が地震観測記録とよく整合している結果が得られたことを踏まえると、本同定解析において、岩盤中の速度構造及び減衰定数は適切に評価されていると考えられる。

— 目的関数（地震観測記録）
 - - - 地震観測位置近傍の地下構造を考慮しない場合の同定結果
 — 地震観測位置近傍の地下構造を考慮した場合の同定結果



参考 2-3 図 伝達関数の比較（東側地盤，水平）

- 目的関数（地震観測記録）
- - - 地震観測位置近傍の地下構造を考慮しない場合の同定結果
- 地震観測位置近傍の地下構造を考慮した場合の同定結果



参考 2-4 図 伝達関数の比較（東側地盤，鉛直）

参考 3

敷地における地震観測記録を用いた減衰定数の
評価に関する補足図表等

目 次

	ページ
1. 地震数を増加させた場合の伝達関数への影響確認	1
2. 長周期側の減衰定数を一定条件とした場合のシミュレーション解析結果	12
3. シミュレーション解析結果のフーリエスペクトル	20

1. 地震数を増加させた場合の伝達関数への影響確認

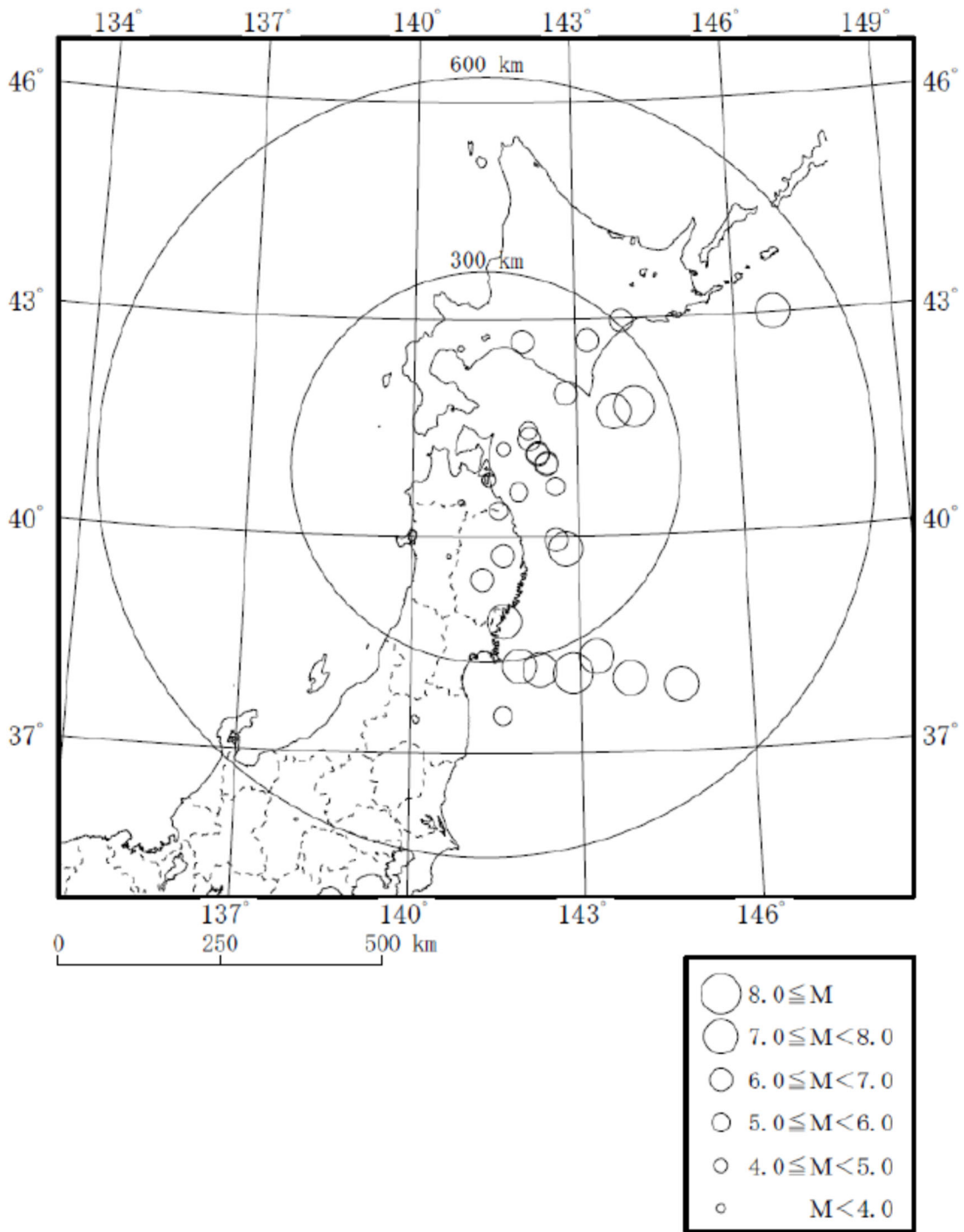
「6.3.3 目的関数の設定」に示したとおり，検討に用いる地震についての十分性及び妥当性を確認するために，選定時の最大加速度の閾値を考慮せず，地震数を倍程度の30地震に増加させた場合の伝達関数の平均値を算定した。

地震数を増加させた場合の地震の諸元を参考 3-1.1 表に，震央分布を参考 3-1.1 図～参考 3-1.3 図に示す。また，地震数を増加させた場合の伝達関数の平均値と，今回評価に用いる目的関数を比較した図を参考 3-1.4 図～参考 3-1.9 図に示す。

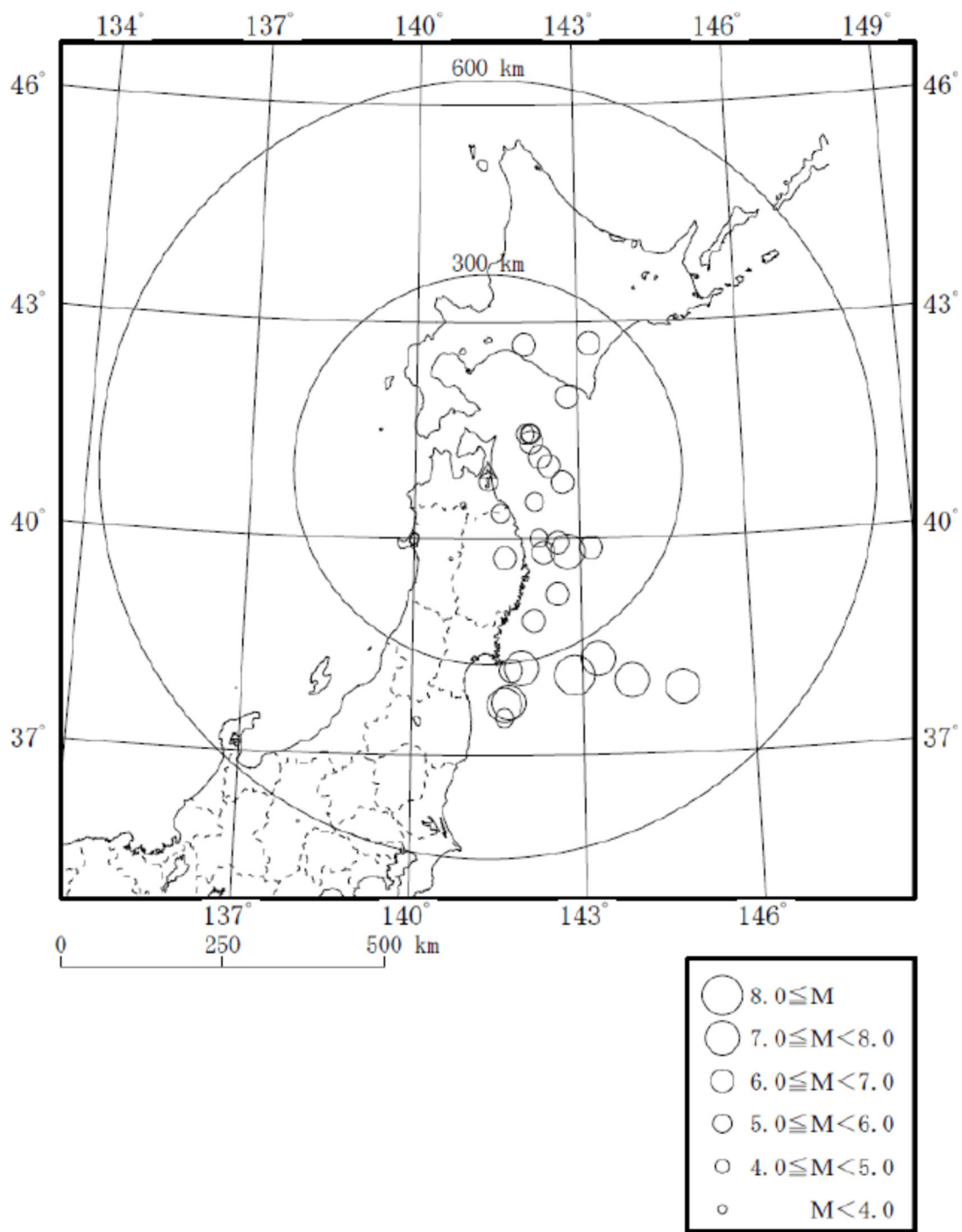
いずれの地点においても，地震数を増やした場合の伝達関数は，本評価に用いる伝達関数と有意な差は無いことを確認した。

参考 3-1.1 表 地震数を 30 地震とした評価に用いた地震の諸元

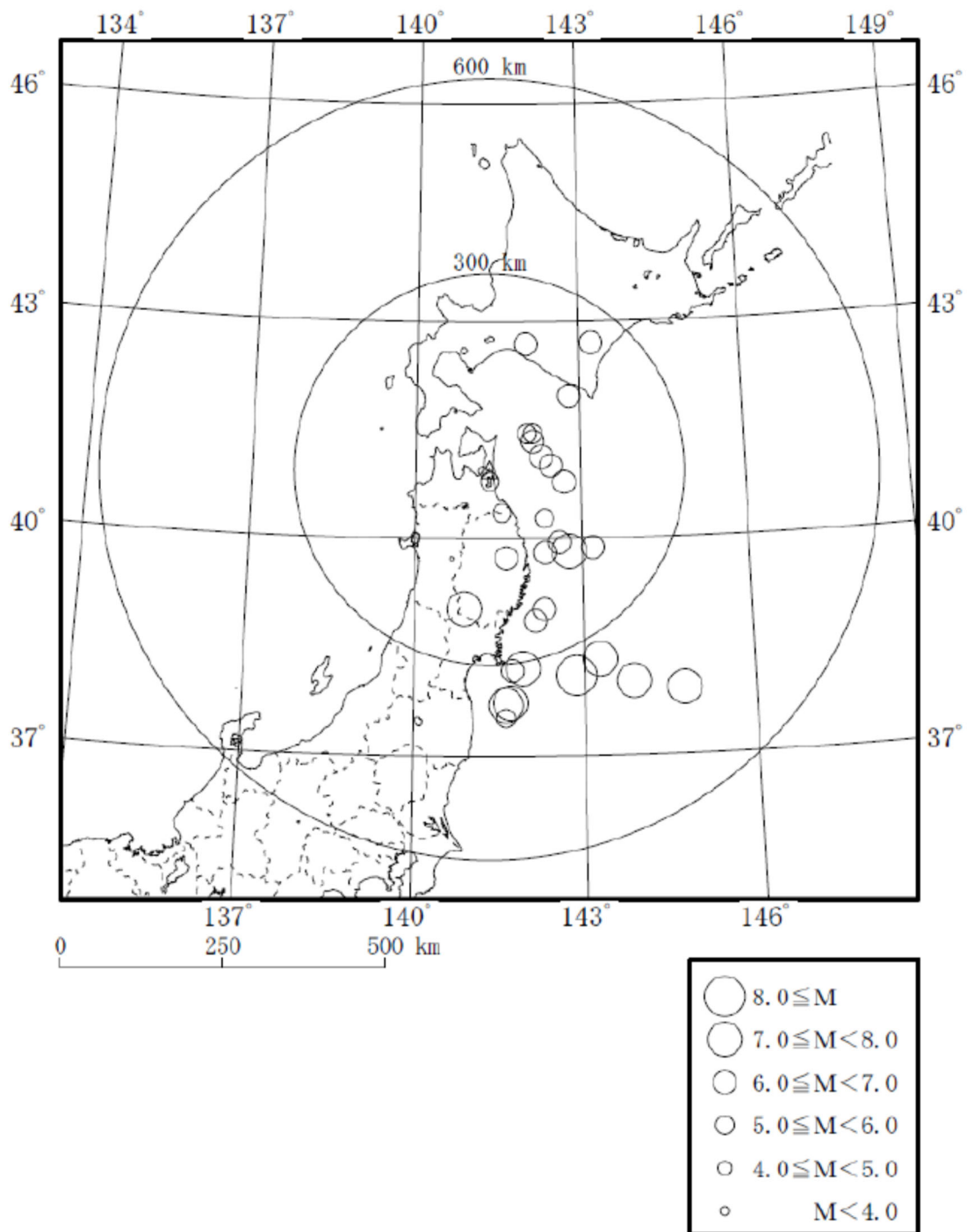
No.	年	月	日	時	分	震源地名	東経	北緯	M	深さ (m)	震央距 離 (m)	震源距 離 (m)	中央地盤	東側地盤	西側地盤		
1	1996	2	17	23	35	SHIMOKITA PENINSULA REG	141	22.8	40	46.69	4.3	15.25	21	26	○		
2	1999	5	13	2	59	KUSHIRO REGION	143	52.26	42	58.05	6.3	105.99	307	324	○		
3	2000	1	28	23	21	OFF NEMURO PENINSULA	146	44.66	43	0.49	7.0	58.51	503	506	○		
4	2001	4	3	4	54	E OFF AOMORI PREF	141	55.27	40	36.78	5.6	63.39	63	90	○		
5	2001	8	14	5	11	E OFF AOMORI PREF	142	26.19	40	59.73	6.4	37.69	93	101	○		
6	2001	12	2	22	1	SOUTHERN IWATE PREF	141	15.79	39	23.9	6.4	121.5	174	212	○		
7	2002	10	14	23	12	E OFF AOMORI PREF	142	16.85	41	9.11	6.1	52.71	83	98	○		
8	2003	5	26	18	24	NORTHERN MIYAGI PREF	141	39.04	38	49.26	7.1	72.03	239	250	○		
9	2003	9	26	4	50	SE OFF TOKACHI	144	4.71	41	46.71	8.0	45.07	247	251	○		
10	2003	9	26	6	8	SE OFF ERIMOMISAKI	143	41.49	41	42.59	7.1	21.41	215	216	○		
11	2005	2	26	21	37	E OFF AOMORI PREF	142	35.77	40	41.12	5.7	44.65	111	120	○		
12	2005	8	16	11	46	E OFF MIYAGI PREF	142	16.67	38	8.97	7.2	42.04	323	326	○		
13	2008	4	29	14	26	E OFF AOMORI PREF	142	6.5	41	27.78	5.7	61.68	86	106	○		○
14	2008	6	14	8	43	SOUTHERN IWATE PREF	140	52.84	39	1.79	7.2	7.77	218	218		○	
15	2008	7	24	0	26	NORTHERN IWATE PREF	141	38.12	39	43.92	6.8	108.08	139	176	○	○	○
16	2010	1	24	16	19	E OFF AOMORI PREF	141	38.71	41	12.59	4.5	13.63	38	41	○		
17	2010	9	13	14	47	E OFF AOMORI PREF	142	7.31	41	27.36	5.8	63.17	86	107		○	○
18	2011	3	9	11	45	FAR E OFF MIYAGI PREF	143	16.79	38	19.71	7.3	8.28	337	337	○	○	○
19	2011	3	11	14	46	FAR E OFF MIYAGI PREF	142	51.66	38	6.21	9.0	23.74	344	345	○	○	○
20	2011	3	11	15	5	E OFF FUKUSHIMA PREF	141	37.32	37	31.16	5.9	22.48	383	384	○	○	○
21	2011	3	11	15	8	E OFF IWATE PREF	142	46.01	39	49.24	7.4	32.02	176	179	○	○	○
22	2011	3	11	15	25	FAR E OFF NORTH HONSHU	144	45.06	37	54.86	7.5	11	449	449	○	○	○
23	2011	3	11	16	28	E OFF IWATE PREF	142	18.67	39	1.35	6.6	16.97	231	232		○	
24	2011	3	11	20	36	E OFF IWATE PREF	142	34.72	39	13.81	6.7	23.6	220	221			○
25	2011	4	7	23	32	E OFF MIYAGI PREF	141	55.21	38	12.25	7.2	65.89	310	317	○	○	○
26	2011	6	23	6	50	E OFF IWATE PREF	142	35.45	39	56.87	6.9	36.4	155	159	○	○	○
27	2012	3	27	20	0	OFF IWATE PREF	142	20	39	48.3	6.6	21	154	155		○	○
28	2012	5	24	0	2	E OFF AOMORI PREF	142	7.4	41	20.6	6.1	60	79	99	○	○	○
29	2012	12	7	17	18	OFF SANRIKU	143	52	38	1.1	7.3	49	393	396	○	○	○
30	2013	2	2	23	17	SOUTHERN TOKACHI REGION	143	13.6	42	42.1	6.5	102	249	269	○	○	○
31	2014	8	10	12	43	E OFF AOMORI PREF	142	16.7	41	8	6.1	51	82	97	○	○	○
32	2015	2	17	8	6	OFF SANRIKU	143	11.5	39	52.3	6.9	13	199	199		○	○
33	2015	5	13	6	12	OFF MIYAGI PREF	142	9	38	51.7	6.8	46	244	248		○	○
34	2015	6	8	15	1	E OFF AOMORI PREF	142	1.1	41	27.3	5.6	66	80	104		○	○
35	2015	7	10	3	32	NORTHERN INLAND OF IWATE PREF	141	33.5	40	21.2	5.7	88	70	112	○	○	○
36	2016	1	14	12	25	OFF URAKAWA	142	48	41	58.2	6.7	52	166	174	○	○	○
37	2018	1	24	19	51	E OFF AOMORI PREF	142	26.8	41	0.5	6.3	34	94	100	○	○	○
38	2018	8	3	23	39	MUTSU BAY REGION	141	12.7	40	56.2	3.2	9	10	13		○	
39	2018	9	6	03	07	MID-EAST IBURI REGION	142	0.4	42	41.4	6.7	37	200	203	○	○	○
40	2019	1	26	17	23	OFF IWATE PREF	142	19.6	40	16.8	5.6	38	114	120		○	
41	2019	8	15	14	32	SHIMOKITA PENINSULA REG	141	20.36	40	47.52	5.5	92.6	19	95		○	○
42	2019	12	19	15	21	E OFF AOMORI PREF	142	10.71	40	30.79	5.5	50.04	88	101			○
43	2020	12	21	2	23	E OFF AOMORI PREF	142	41.5	40	46.9	6.5	43	117	125		○	○
44	2021	2	13	23	7	OFF FUKUSHIMA PREF	141	41.9	37	43.7	7.3	55	360	364		○	○
45	2021	5	1	10	27	OFF MIYAGI PREF	141	44.4	38	10.4	6.8	51	312	316		○	○
46	2021	10	6	2	46	OFF IWATE PREF	142	15.2	40	0.4	5.9	56	132	143			○
47	2022	3	16	23	36	OFF FUKUSHIMA PREF	141	37.3	37	41.8	7.4	57	363	367		○	○
合計地震数													30	30	30		



参考 3-1.1 図 地震数を 30 地震とした評価に用いた地震の震央分布
(中央地盤)

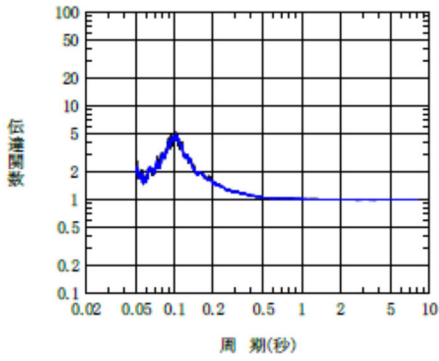


参考 3-1.2 図 地震数を 30 地震とした評価に用いた地震の震央分布
(西側地盤)

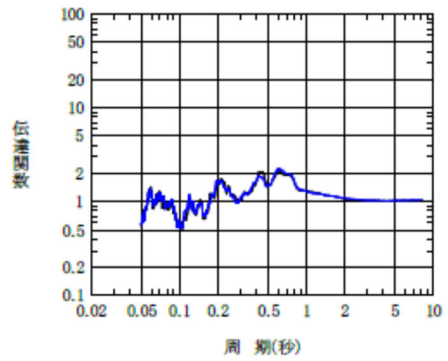


参考 3-1.3 図 地震数を 30 地震とした評価に用いた地震の震央分布
(東側地盤)

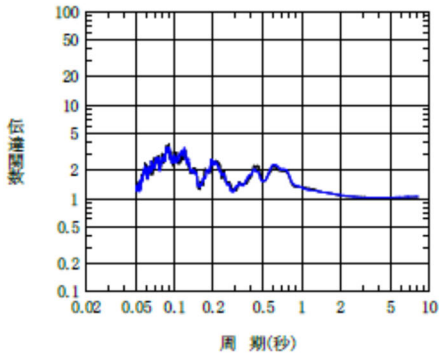
— 14 地震
— 30 地震



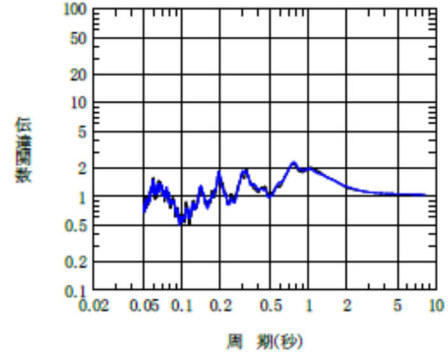
① GL-2m/GL-18m



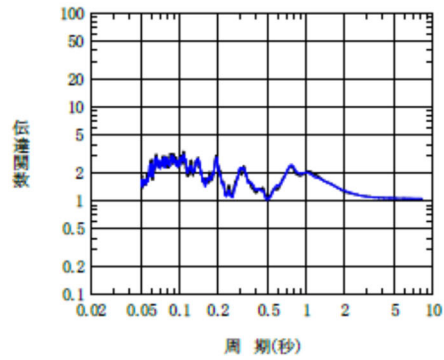
④ GL-18m/GL-125m



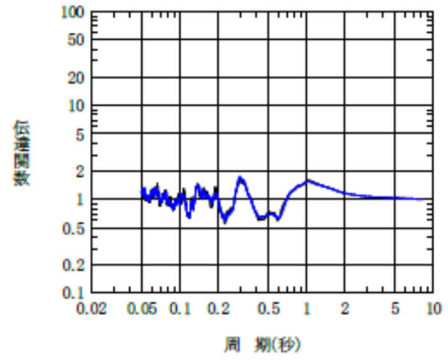
② GL-2m/GL-125m



⑤ GL-18m/GL-200m



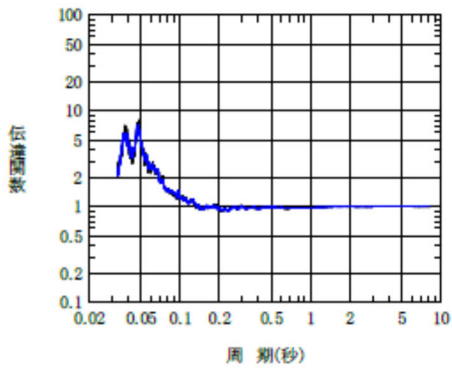
③ GL-2m/GL-200m



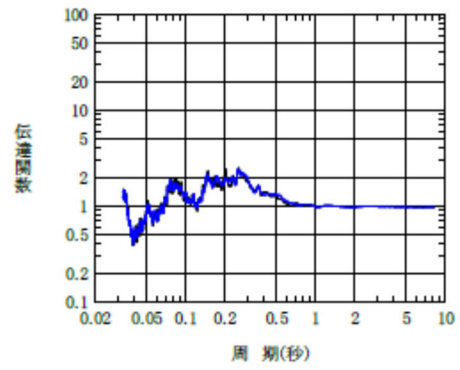
⑥ GL-125m/GL-200m

参考 3-1.4 図 地震数を増やした場合の目的関数の変動
(中央地盤観測点, 水平)

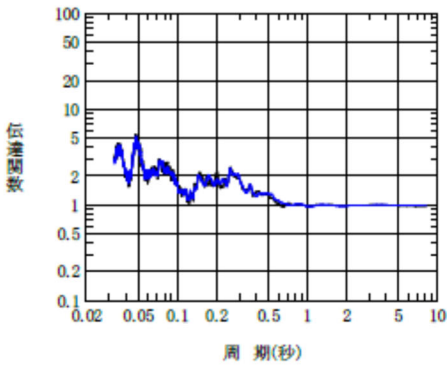
— 14 地震
— 30 地震



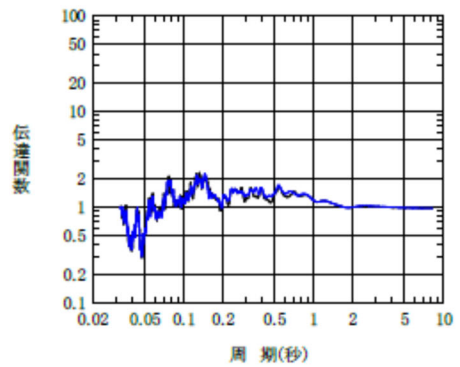
① GL-2m/GL-18m



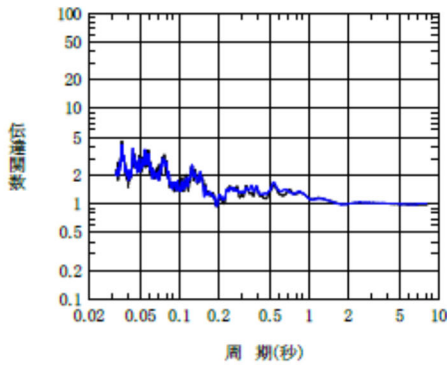
④ GL-18m/GL-125m



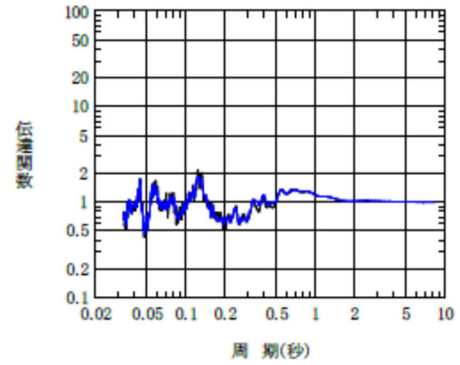
② GL-2m/GL-125m



⑤ GL-18m/GL-200m



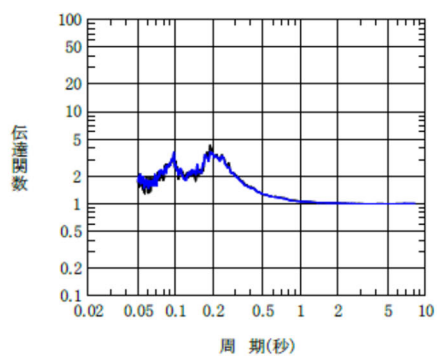
③ GL-2m/GL-200m



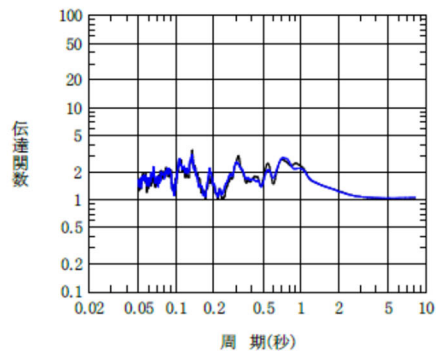
⑥ GL-125m/GL-200m

参考 3-1.5 図 地震数を増やした場合の目的関数の変動
(中央地盤観測点, 鉛直)

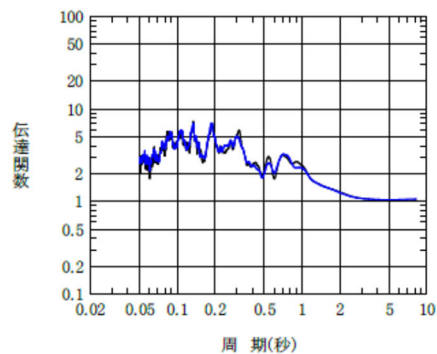
— 12地震
— 30地震



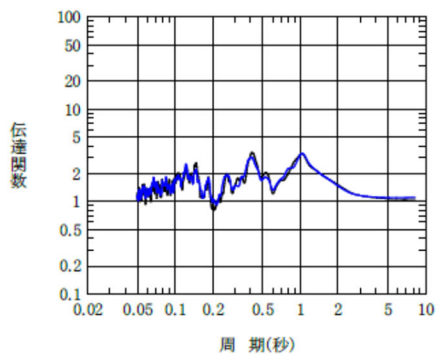
① GL-2m/GL-18m



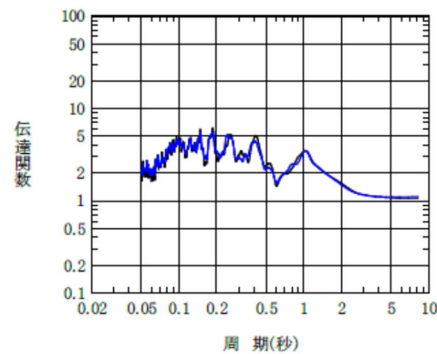
④ GL-18m/GL-125m



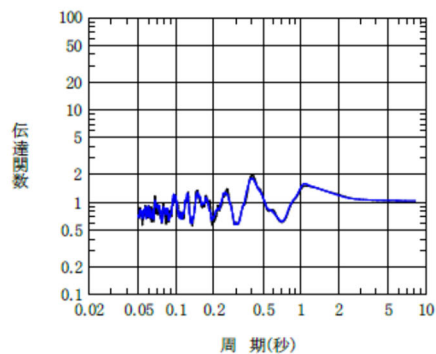
② GL-2m/GL-125m



⑤ GL-18m/GL-200m



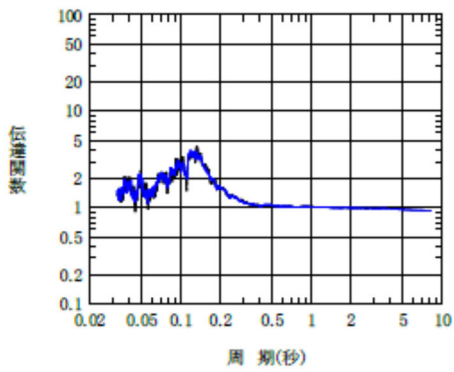
③ GL-2m/GL-200m



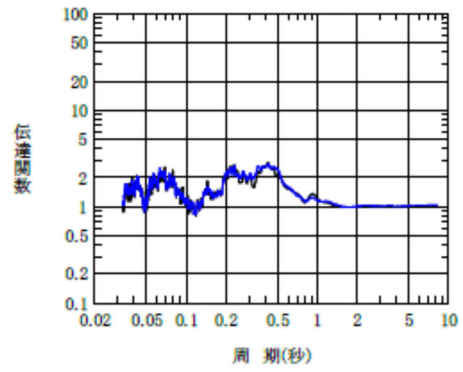
⑥ GL-125m/GL-200m

参考 3-1.6 図 地震数を増やした場合の目的関数の変動
(西側地盤観測点, 水平)

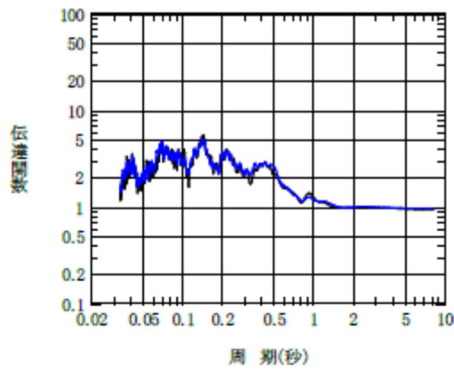
— 12地震
— 30地震



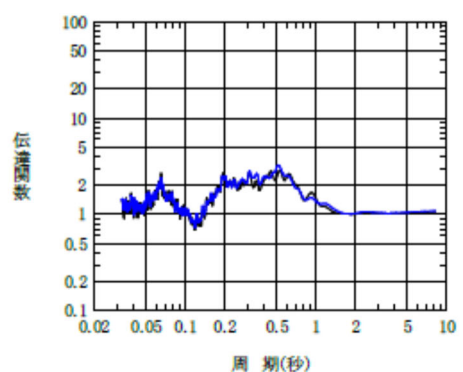
① GL-2m/GL-18m



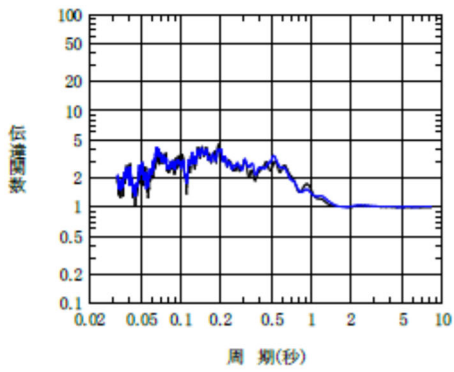
④ GL-18m/GL-125m



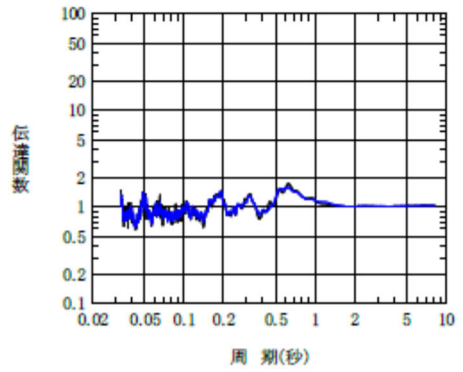
② GL-2m/GL-125m



⑤ GL-18m/GL-200m



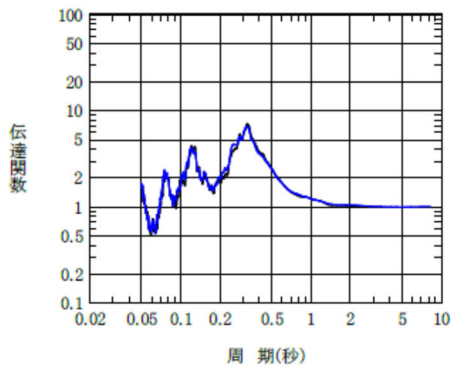
③ GL-2m/GL-200m



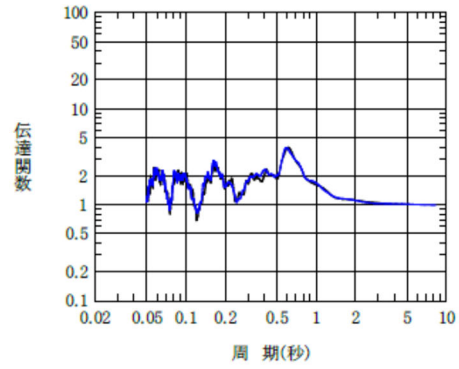
⑥ GL-125m/GL-200m

参考 3-1.7 図 地震数を増やした場合の目的関数の変動
(西側地盤観測点, 鉛直)

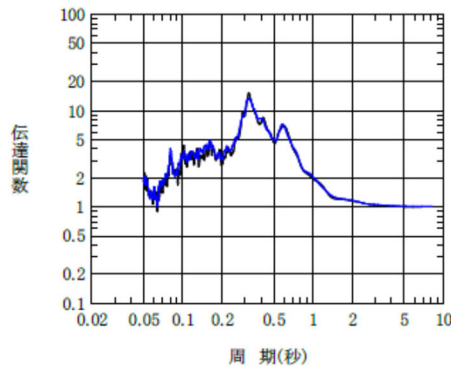
— 12 地震
— 30 地震



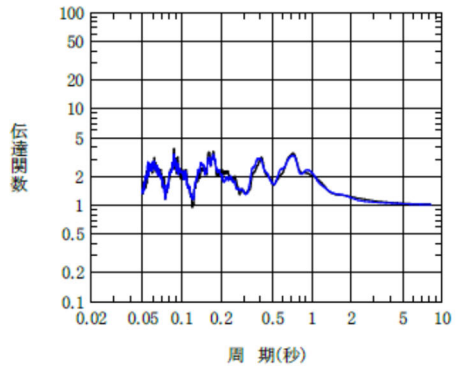
① GL-2m/GL-18m



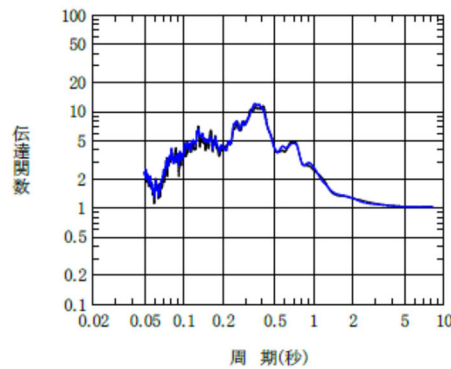
④ GL-18m/GL-125m



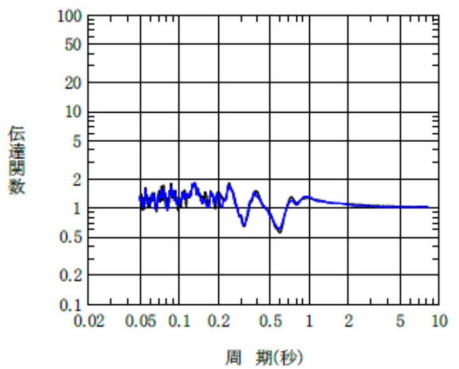
② GL-2m/GL-125m



⑤ GL-18m/GL-200m



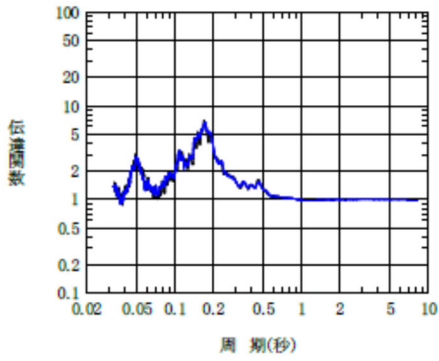
③ GL-2m/GL-200m



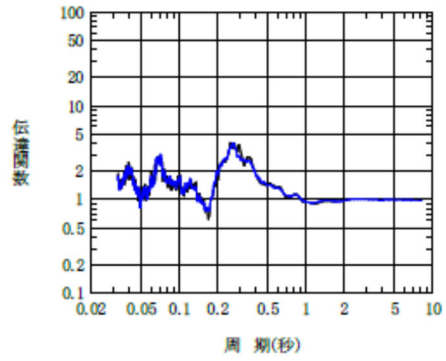
⑥ GL-125m/GL-200m

参考 3-1.8 図 地震数を増やした場合の目的関数の変動
(東側地盤観測点, 水平)

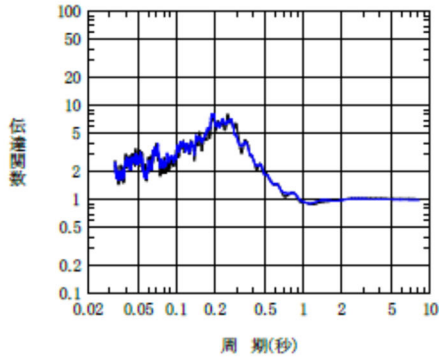
— 12 地震
— 30 地震



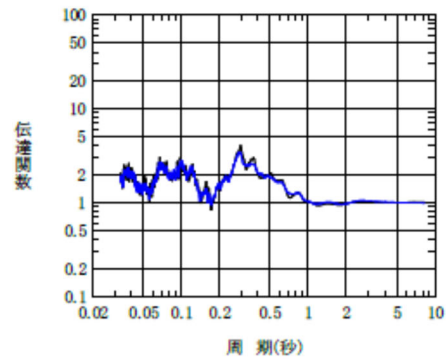
① GL-2m/GL-18m



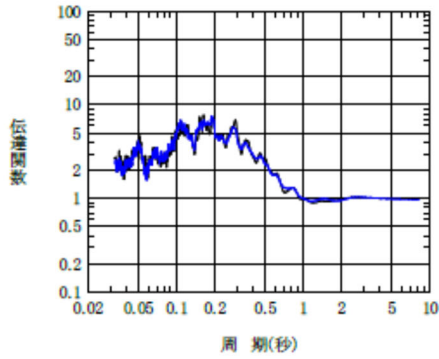
④ GL-18m/GL-125m



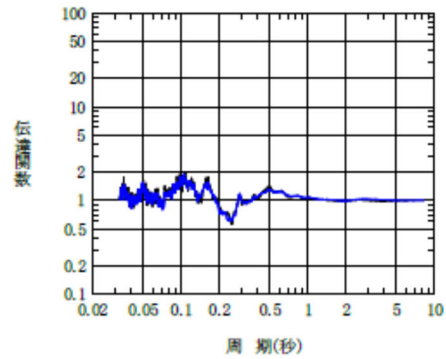
② GL-2m/GL-125m



⑤ GL-18m/GL-200m



③ GL-2m/GL-200m



⑥ GL-125m/GL-200m

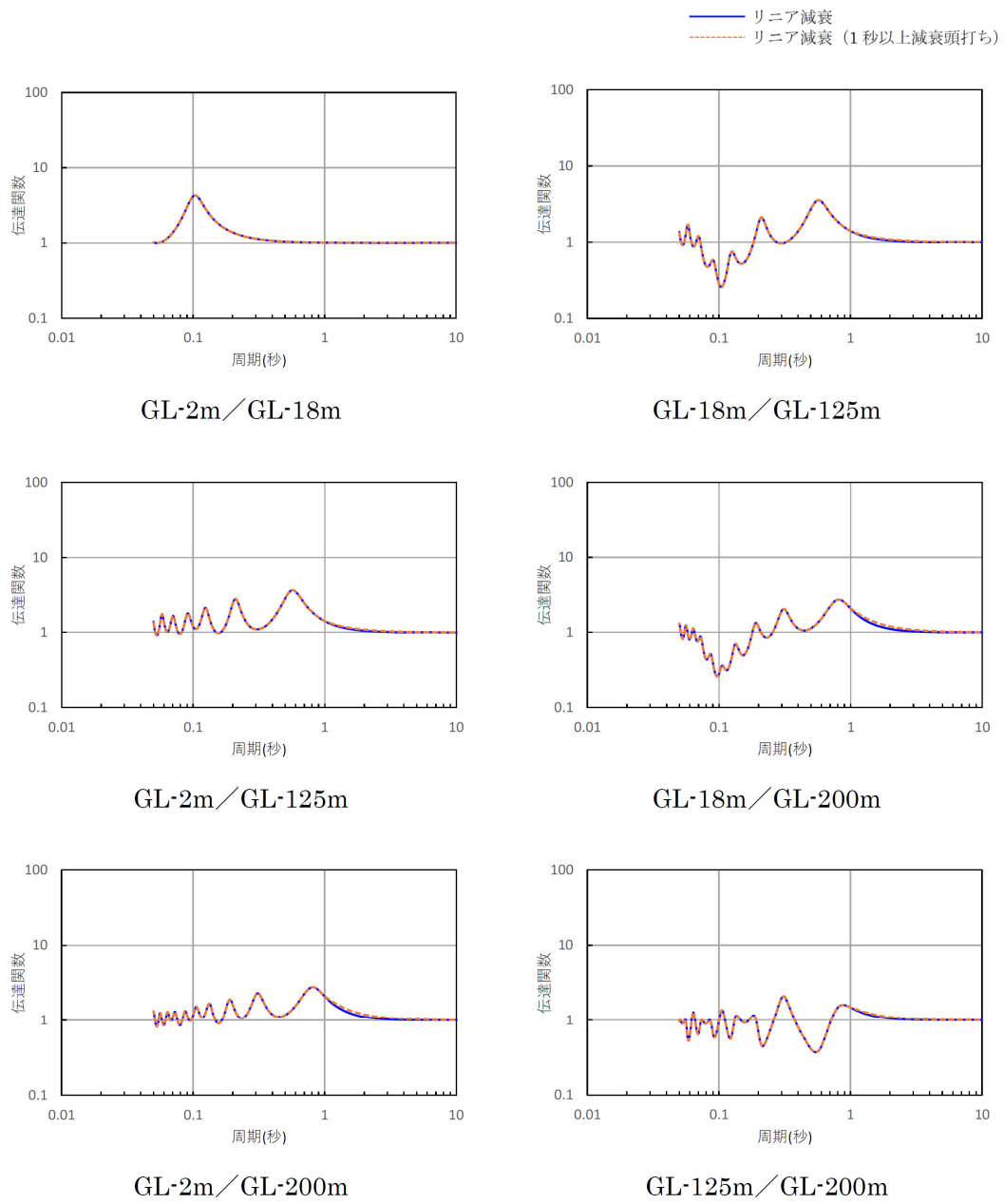
参考 3-1.9 図 地震数を増やした場合の目的関数の変動
(東側地盤観測点, 鉛直)

2. 長周期側の減衰定数を一定条件とした場合のシミュレーション解析結果

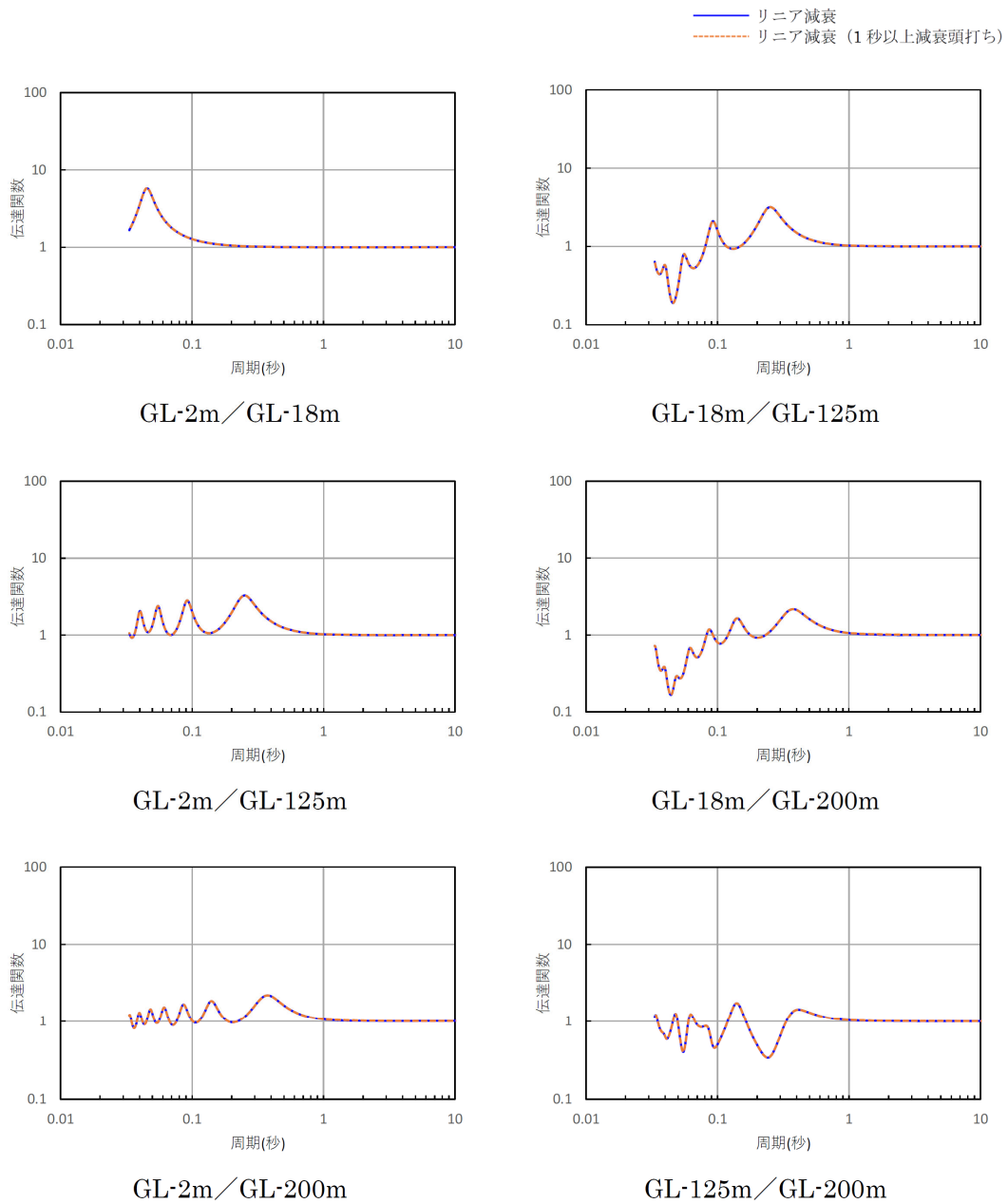
「6.3.5 評価方法及び条件」に示したとおり、減衰定数及びS速度構造の同定対象とする振動数範囲については、水平及び鉛直方向ともに0 Hz～としており。長周期側も対象として同定を実施している。既往知見に基づけば、地盤の1次固有周期よりも長周期側については同定の対象外としている例があるが、地盤の1次固有周期よりも長周期側の地震動については、地盤の速度構造による増幅による影響は小さく、さらに、長周期地震動は波長が長く、地中を伝播する地震波のサイクル数が短周期側と比較して少なくなることから、減衰定数の設定が伝達関数に及ぼす影響は非常に小さく、増幅率に相当する伝達関数の大きさが概ね1に収束することから、佐藤ほか(2006)の実績に対して外挿となる範囲においても適用範囲とすることに問題はないと判断している。

上記を踏まえた念のための確認として、「伝達関数による評価結果(振動数依存性あり：リニア型及びバイリニア型)」に示す周波数依存性を考慮した減衰定数(リニア型)の同定結果に対し、周期1秒以降の長周期側を仮に一定値とした場合に、伝達関数及び地震観測記録のシミュレーション結果に与える影響を参考3-2.1図～参考3-2.7図に示す。

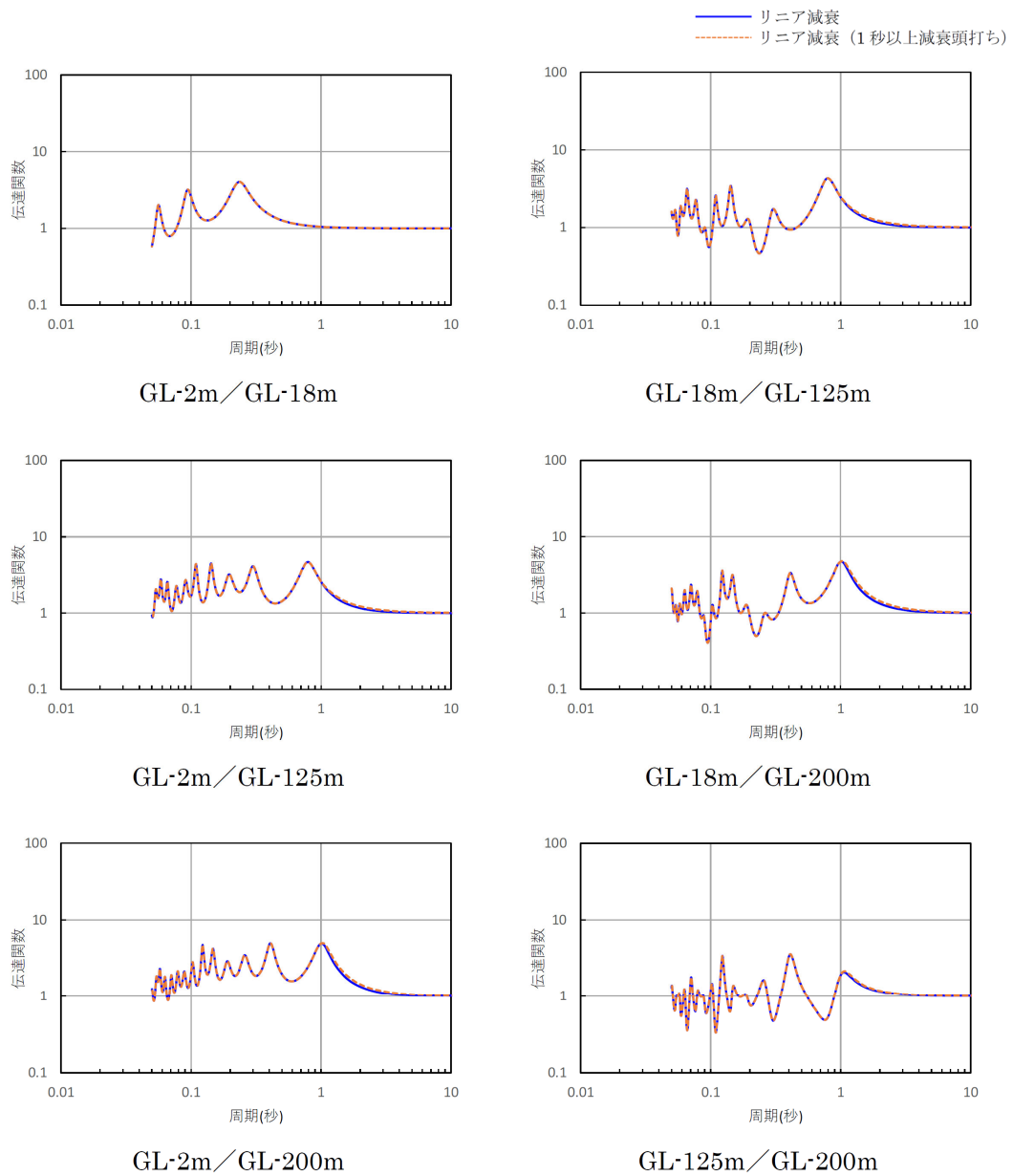
比較の結果、いずれの地震観測点、方向においても、長周期側の減衰定数を一定値とした場合、伝達関数及び地震観測記録のシミュレーション結果の応答スペクトルに差が生じないことを確認した。



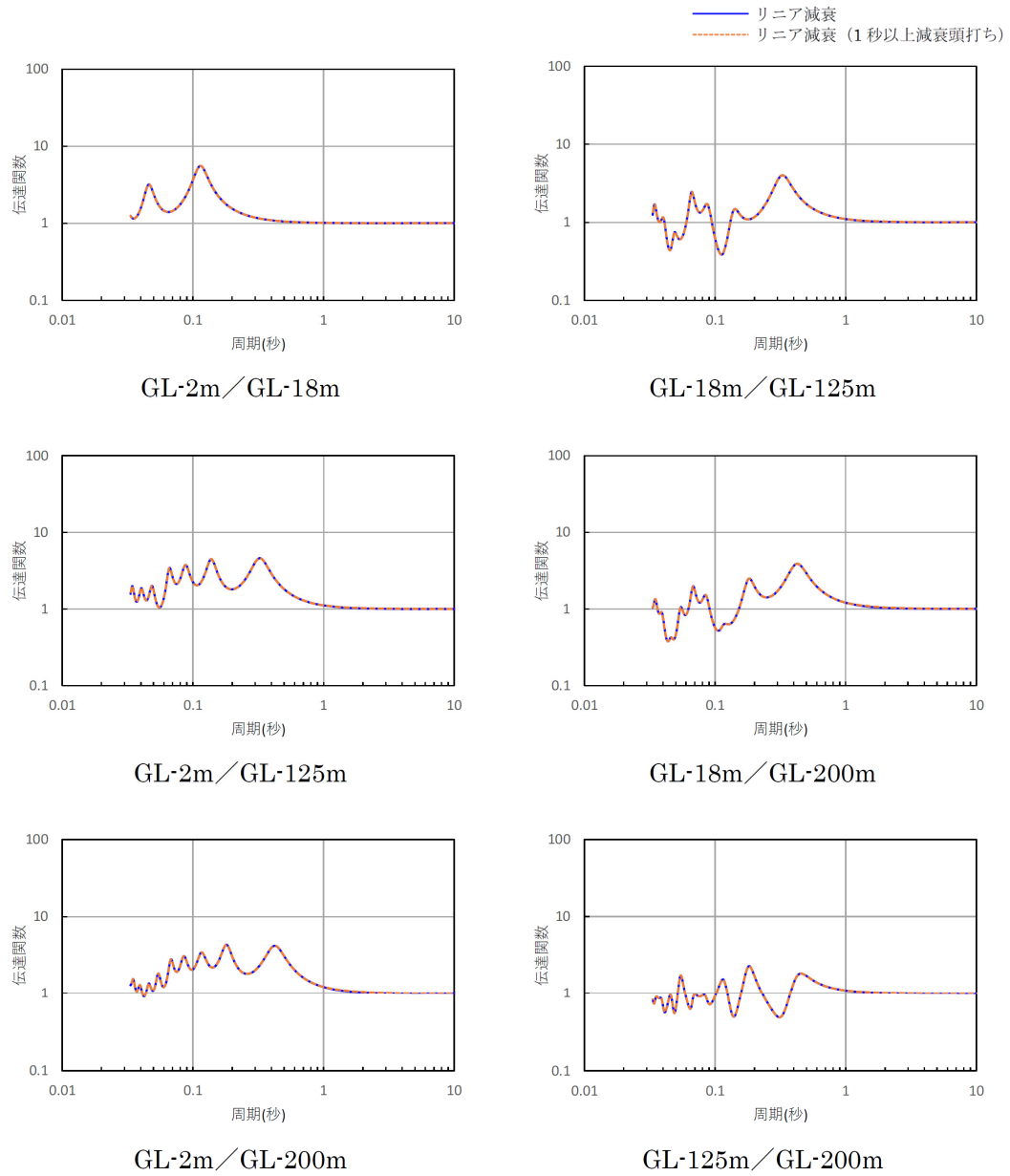
参考 3-2.1 図 伝達関数 (長周期側の減衰定数パラメータスタディ結果)
 (中央地盤 水平方向)



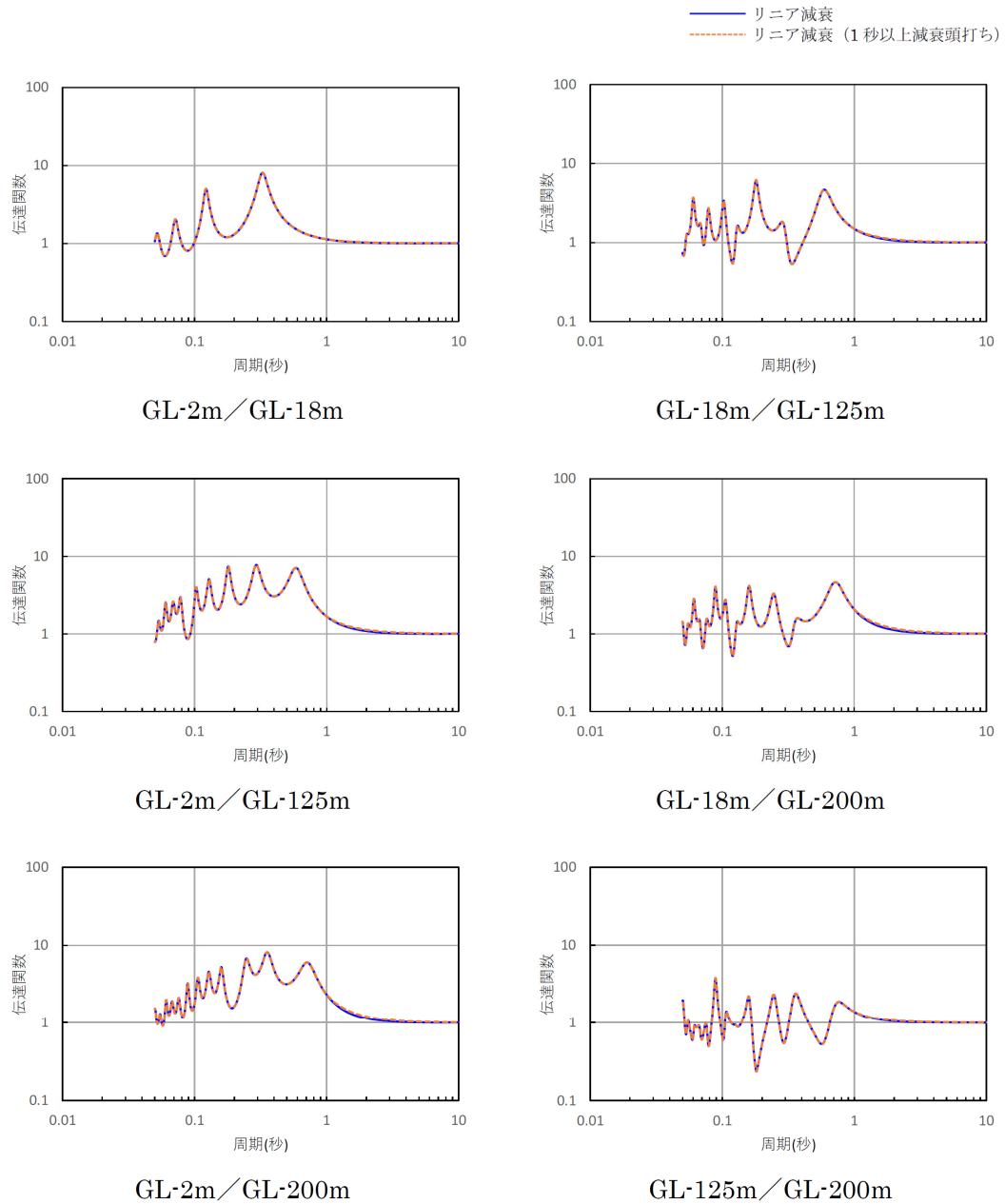
参考 3-2.2 図 伝達関数 (長周期側の減衰定数パラメータスタディ結果)
(中央地盤 鉛直方向)



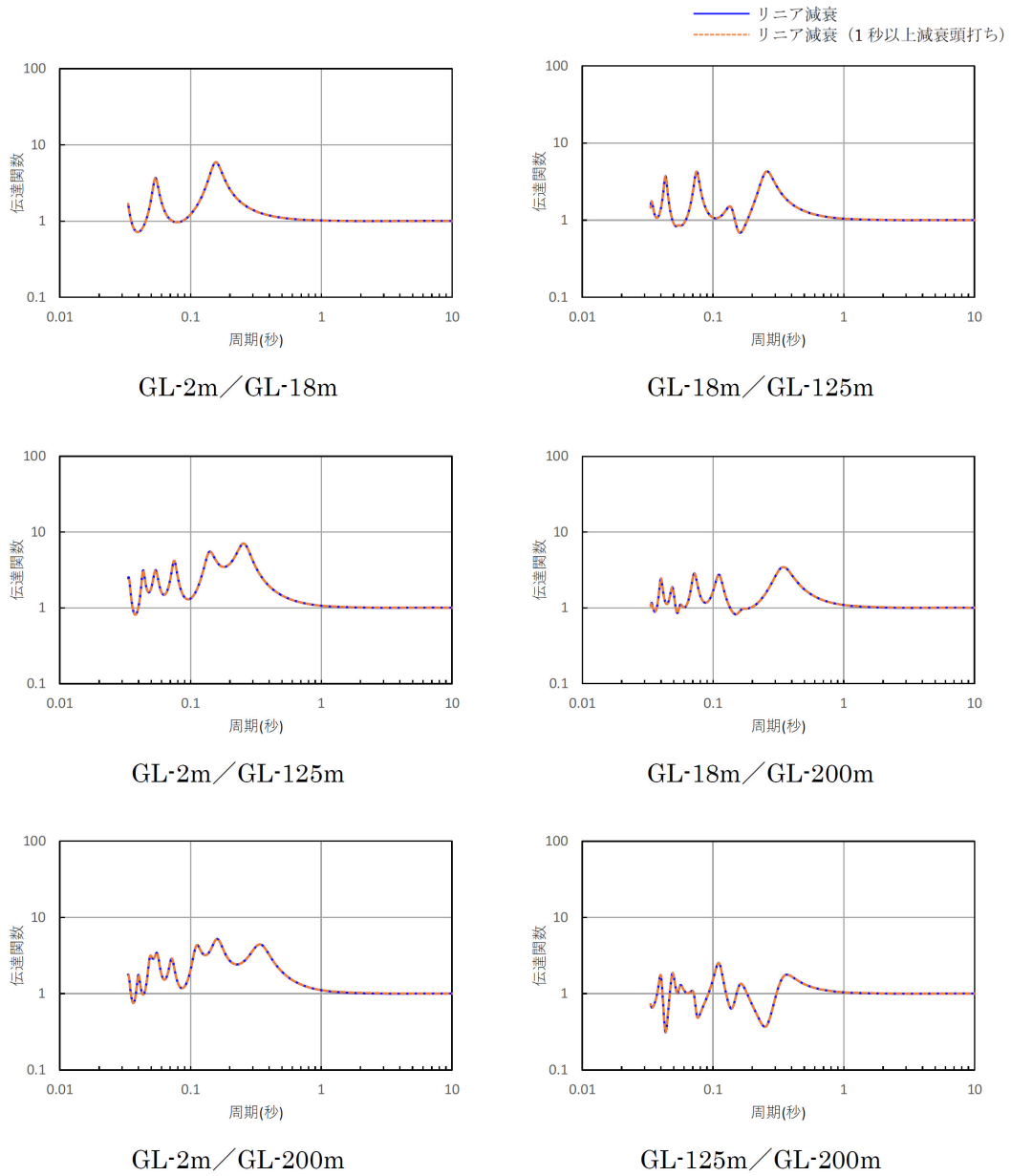
参考 3-2.3 図 伝達関数 (長周期側の減衰定数パラメータスタディ結果)
 (西側地盤 水平方向)



参考 3-2.4 図 伝達関数 (長周期側の減衰定数パラメータスタディ結果)
 (西側地盤 鉛直方向)

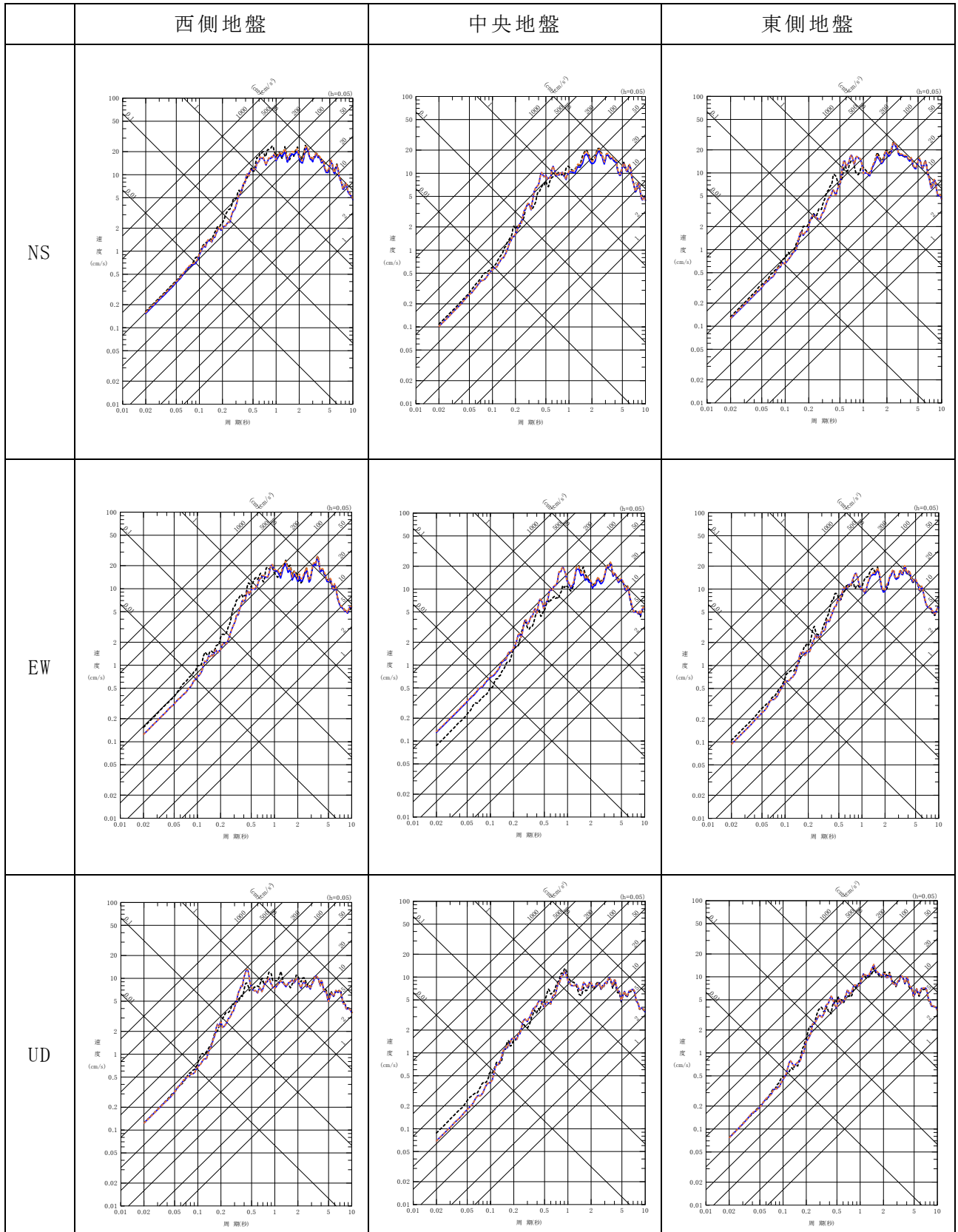


参考 3-2.5 図 伝達関数 (長周期側の減衰定数パラメータスタディ結果)
 (東側地盤 水平方向)



参考 3-2.6 図 伝達関数 (長周期側の減衰定数パラメータスタディ結果)
(東側地盤 鉛直方向)

- - - 観測記録
 — リニア減衰
 - - - リニア減衰 (1秒以上減衰頭打ち)



参考 3-2.7 図 シミュレーション解析結果 (長周期側に係るパラメータスタディ結果)

3. シミュレーション解析結果のフーリエスペクトル

「6.3.7.2 応答スペクトルによる評価結果（振動数依存性なし）」に示したシミュレーション解析結果について、減衰定数のちがいによる地盤応答の応答スペクトルを示しているが、参考に、フーリエスペクトル（Parzen ウィンドウ（0.2Hz）で平滑化）を比較した図を、参考 3-3.1 図～参考 3-3.3 図に示す。フーリエスペクトルについては、3 地盤共通で最大加速度が大きい 2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分の地震を代表として示すが、地震観測記録のシミュレーション解析は、用いる地震動の加速度を踏まえて線形条件の周波数応答解析として実施していることから、その傾向は地震動によらず変わらないと考えられる。

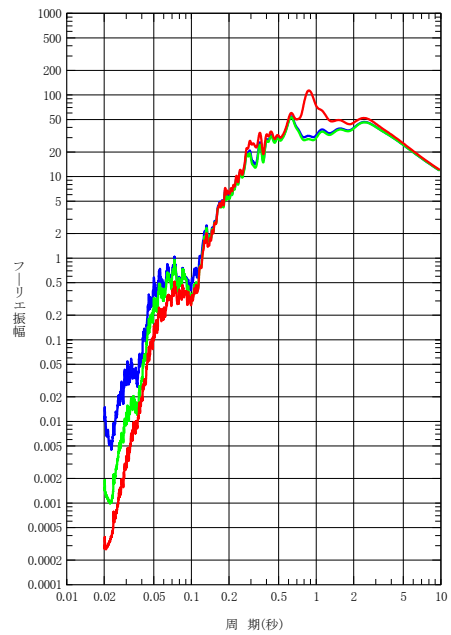
比較の結果、減衰定数の大小関係と対応するように、短周期側の地震動成分は周波数依存性あり（リニア型）>周波数依存性あり（バイリニア型）>周波数依存性なしとなっているが、長周期側と比較してフーリエ振幅は 10^2 ～ 10^3 オーダーで小さくなっているが、長周期側（特に地盤の 1 次に相当する水平では 0.5～1.0 秒、鉛直では 0.4 秒付近の卓越）では、逆に「周波数依存性なし」が最も大きくなっている。

応答スペクトルについては、卓越する周期成分による応答が短周期成分の応答まで影響を与えるため、フーリエスペクトルに見られるような差は直接現れず、むしろ短周期側の応答も「周波数依存性なし」の方が大きくなっている。このような応答スペクトルの特性に加えて、フーリエスペクトルの短周期側の振幅レベルが、長周期側の振幅レベルに対して 10^2 ～ 10^3 オーダーで小さくなっていることも、短周期側の応答が減衰定数の大小関係と一致しない要因となっている。

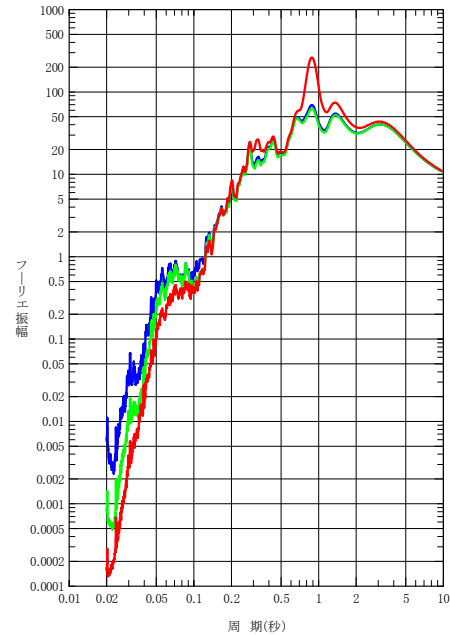
このような傾向は、佐藤ほか（1998）*に示されるように、フーリエスペクトルはその周波数成分のみの振幅を表現するが、応答スペクトルは相対的にフーリエ振幅の小さい周期領域では、卓越するほかの周期領域の影響を受けるとされていること、また、このような特徴を有する周期帯では、応答はフーリエよりも大きくなる場合が多いとの知見とも整合している。

注記 *：佐藤智美 ほか：地震観測記録の応答スペクトルとフーリエスペクトルの関係係数の違いとその解釈，日本建築学会構造系論文集，506，pp. 83-92，1998

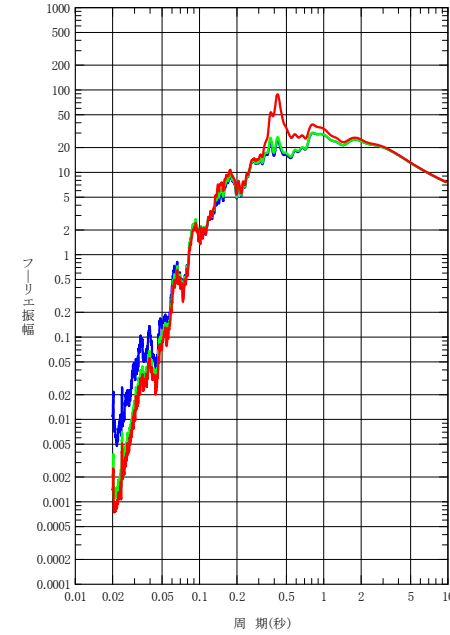
— リニア減衰
— バイリニア減衰
— 一定減衰



(a) NS 方向

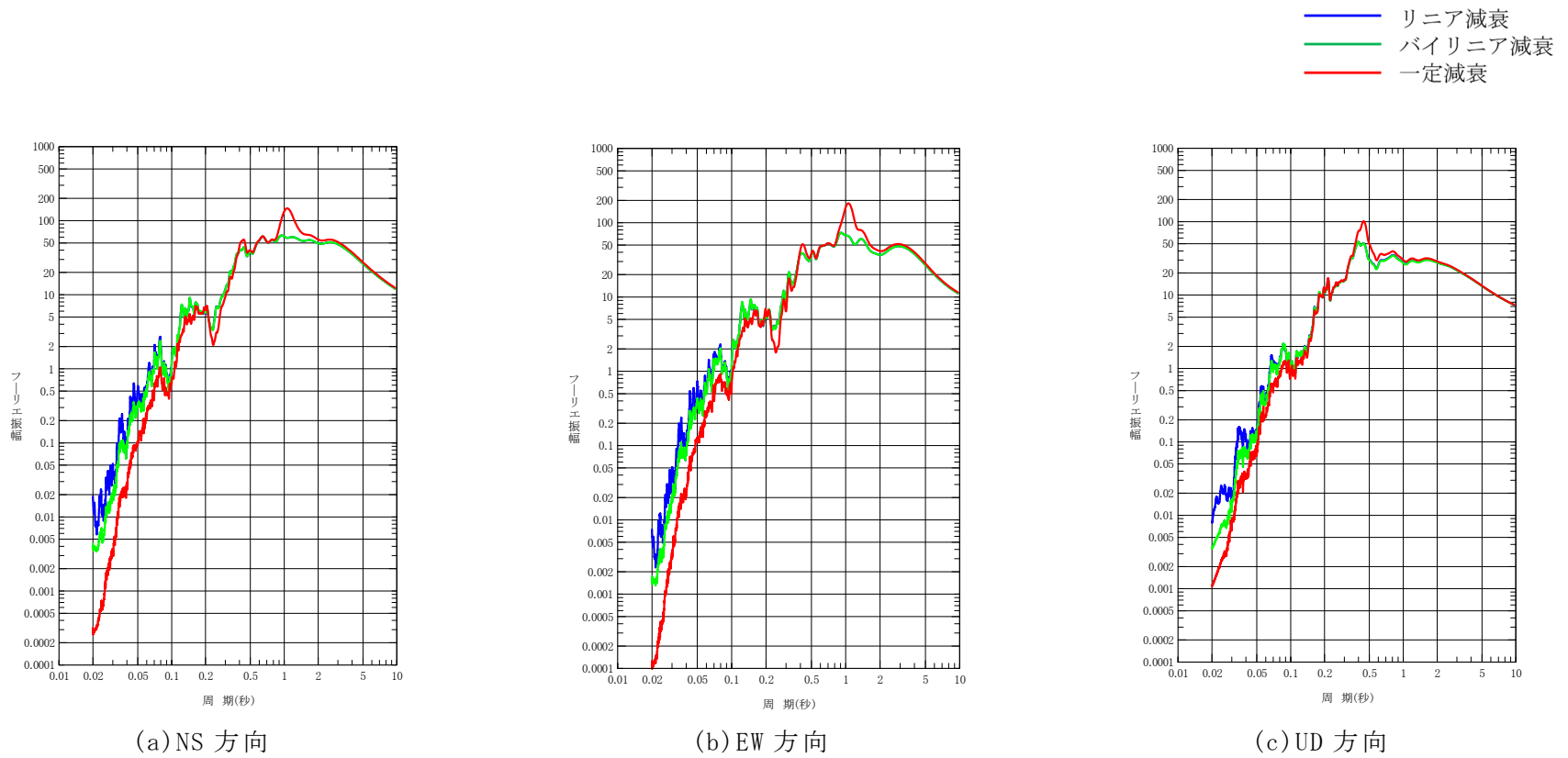


(b) EW 方向

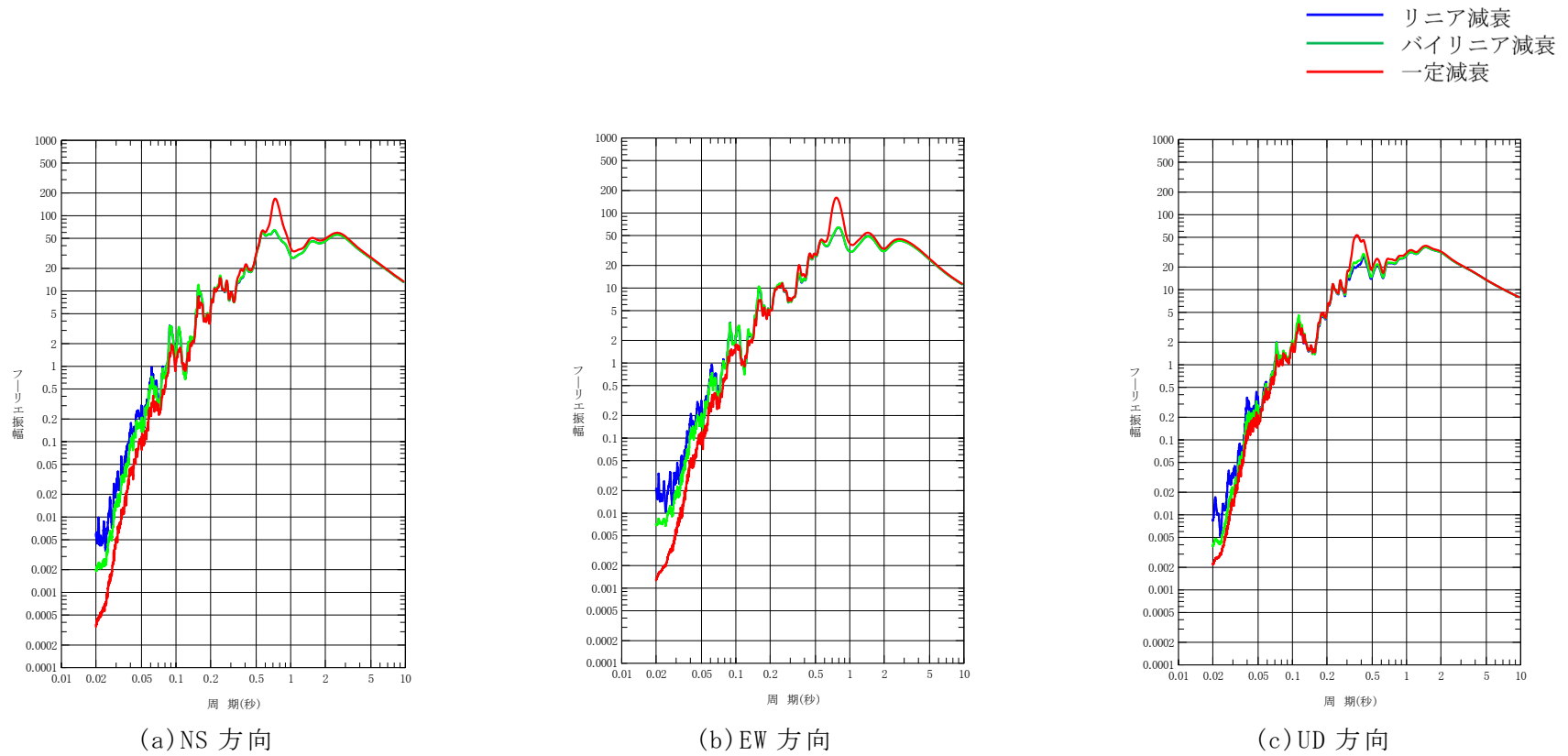


(c) UD 方向

参考 3-3.1 図 地震観測記録のシミュレーション解析結果のフーリエスペクトル (中央地盤)



参考 3-3.2 図 地震観測記録のシミュレーション解析結果のフーリエスペクトル (西側地盤)



参考 3-3.3 図 地震観測記録のシミュレーション解析結果のフーリエスペクトル (東側地盤)

別紙 2-4

表層地盤の物性値等に係る検討について

- ・ 文中の下線部は令和5年 10月 2日に提出した「表層地盤の物性値等に係る検討について」からの変更箇所を示す。

目 次

	ページ
1. はじめに	別紙 2-4-1
2. 地盤の実態を考慮したパラメータの評価方針	別紙 2-4-3
3. 埋戻し土の物性に係る検討	別紙 2-4-4
3.1 要求品質の整理	別紙 2-4-4
3.2 施工管理状況の確認	別紙 2-4-5
3.3 物性値のばらつきに係る検討	別紙 2-4-15
3.3.1 事業変更許可申請書における設定について	別紙 2-4-15
3.3.2 数値統計学に基づく物性値(G_0)の最尤モデル	別紙 2-4-17
3.3.3 施工年代別の整理について	別紙 2-4-21
3.4 物性値の設定(まとめ)	別紙 2-4-29
4. 流動化処理土の物性に係る検討	別紙 2-4-30
4.1 施工管理状況の確認	別紙 2-4-30
4.2 物性値のばらつきに係る検討	別紙 2-4-37
4.2.1 事業変更許可申請書における設定について	別紙 2-4-37
4.2.2 固化材添加量別の整理について	別紙 2-4-38
4.3 物性値の設定(まとめ)	別紙 2-4-39
5. まとめ	別紙 2-4-40
5.1 埋戻し土及び流動化処理土の物性値の設定について	別紙 2-4-40
5.2 表層地盤に埋め込まれている建屋の入力地震動算定について	別紙 2-4-40

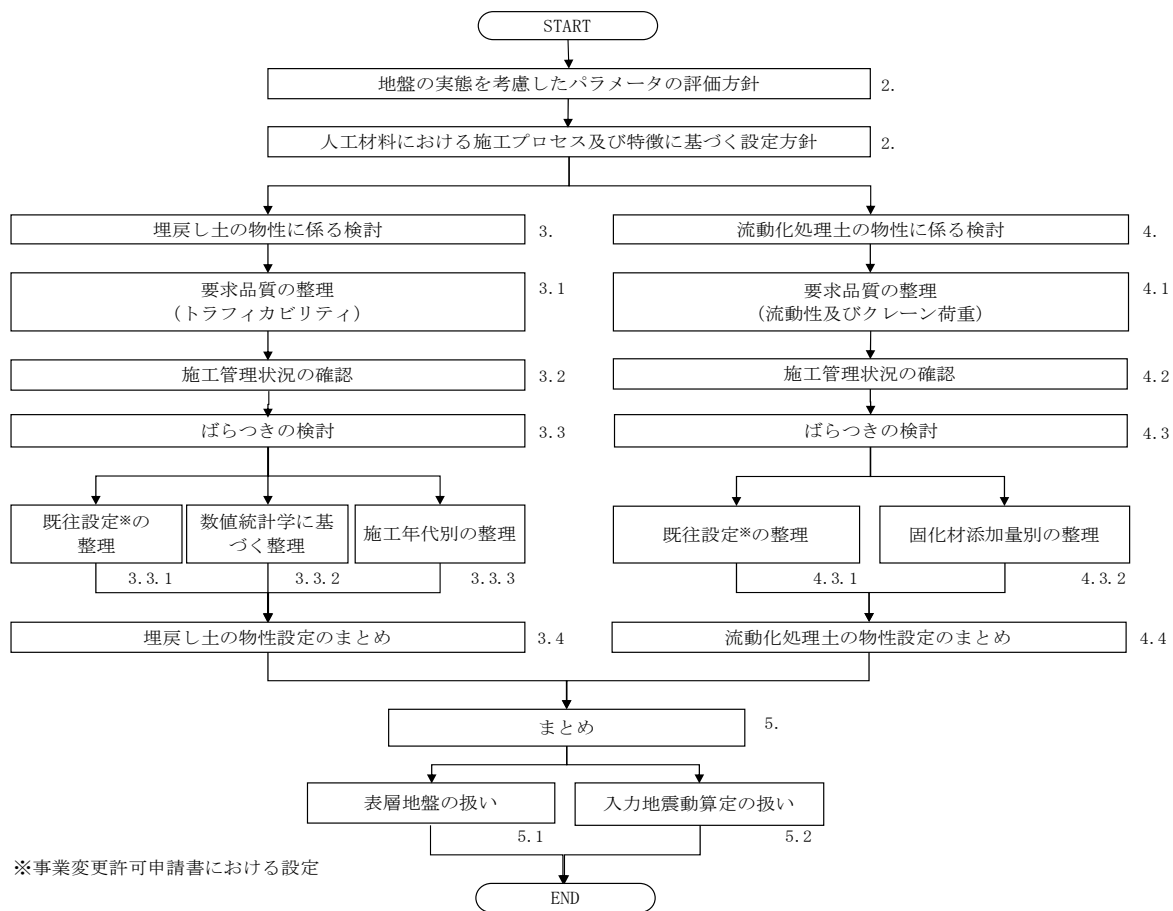
1. はじめに

本資料は、地盤モデルの設定パラメータとなる4因子のうち、表層地盤の物性値について、その設定の考え方を示すものである。

表層地盤の物性値については、本文「3. 入力地震動の算定に用いる地盤モデルの設定プロセス」に基づき、一般的・標準的な設定手法としてJEAG4601-1987の記載内容及び他サイトの新規制基準における審査実績を踏まえ、地盤の実態を考慮したパラメータとして、敷地で得られている埋戻し地盤の動的な特性を調べ、建物・構築物の地震応答解析に資するものとする。埋戻し地盤の動的な特性の把握については、弾性波速度試験によるものとする。

その上で解析の簡便性や設計上の保守性を考慮し、耐震設計上用いるパラメータを設定する。

上記の検討に係るフローを第1-1図に示す。



注記：図中に付す番号は本資料において対応する章番号を記載している。

第 1-1 図 検討フロー

2. 地盤の実態を考慮したパラメータの評価方針

建物・構築物の設計において表層地盤の動的な特性を設定する場合、当該地点近傍のボーリング試験により得られたデータに基づき設定することが一般的である。そのため、当該地点での表層地盤の物性値は、建物・構築物の近傍の物性値をボーリングデータに基づき設定する。この時、近傍の物性値の考え方として以下の理由により、あるエリアの埋戻し地盤の物性を一様なものとみなすことができる場合、当該エリア範囲のボーリング孔から得られるデータを踏まえて統一した1つの物性値として設定できるものと考えらる。

- ・埋戻し地盤に用いる材料は、自然の岩盤と相違した人工材料であり、一定の管理により施工されている。
- ・当該地点の特性として、複数の建物・構築物を同時期に構築していることから、広範囲な掘削、埋戻しが一定の管理項目により実施されている。

以上のことを踏まえ、本資料では、当該敷地における人工材料で構成される埋戻し地盤（埋戻し土及び流動化処理土）について、施工プロセス及びその特徴を踏まえ、ボーリングデータのグルーピングをどのように行うかについて検討を行う。

なお、管理項目については、耐震設計上用いるパラメータに影響を与える指標とし、埋戻し土については粒度及び強度、流動化処理土については強度（固化材の添加量）とする。

表層地盤（埋戻し土）の物性値の設定については、土質材料としての要求性能の整理を行い、管理基準及び施工管理状況を確認する。埋戻し土の物性値について既往の許可申請との整合を念頭に置き、数値統計理論により、物性値として与えるべき最適な統計的モデルについて説明する。そのうえで、施工管理された埋戻し土の力学特性に基づき、得られた物性値が一定のばらつきを有することを前提として、施工年代別の差異について検討し、埋戻し土の実態を考慮した物性値について検討を行う。

表層地盤（流動化処理土）の物性値の設定についても、埋戻し土と同様に、その施工プロセスの観点から検討を行い、物性値の設定について検討を行う。

3. 埋戻し土の物性に係る検討

3.1 要求品質の整理

建物・構築物の構築に合わせ、敷地造成当時に原地山を平坦に施された造成盛土又は原地山の六ヶ所層等を掘削し、構築完了まで仮置きヤードで現地発生土として仮置きされる。この現地発生土は建物・構築物の構築完了と共に建物・構築物の周囲を復旧する際の埋戻し土として使用される。埋戻しの施工範囲については、地表面から建物・構築物の基盤高さまで(深いものでGL-20m程度)及び構築する建物・構築物間の狭い狭隘部(重機施工ができない間隔)において施工される。埋戻し施工箇所については、ダンプトラックにより当該箇所まで埋戻し材料の運搬が行われるため、埋戻し土の施工については、この運搬するダンプトラックの通行性(トラフィカビリティー)の確保が要求される。このトラフィカビリティーの管理指標としては、一般にコーン指数があり、1999年以前の当該品質管理上では $qc=10\text{kgf/cm}^2$ を規定している。2000年以降には細粒分を含む六ヶ所層を活用した埋戻しに移行することから、締固め度による管理に移行しているが、コーン指数と締固め度についてはどちらも同じ地盤の強度を表す指標であり、同じ目的(トラフィカビリティーの確保)で管理されてきたものである。

上記のとおり、敷地全体が同じ目的で施工管理されている事実を踏まえ、以下では次の確認を行う。

- ① 施工管理方針・施工管理記録により敷地全体の埋戻し土が一定の管理基準の下で施工されていることを確認する。(3.2)
- ② ①で確認できた地盤について、施工管理基準の違い(トラフィカビリティーの管理指標の異なる1999年以前と2000年以降)によるばらつきが存在することを前提に、そのばらつきによる応答への影響を分析し、設計上のばらつきも含めた物性値の適用性について検討する。(3.3)
- ③ さらに、施工年代別のデータセットについて、平面的に採取されていない箇所やデータに偏りが認められる場合には、追加調査等を実施し、その結果により、母集団のばらつきを考慮した物性値の設定を検討する。(3.4)

3.2 施工管理状況の確認

埋戻し土の施工仕様及び管理基準について、施工仕様・基準一覧を第 3.2-1 表に、埋戻し工事の施工ブロック割位置図を第 3.2-1 図に示す。第 3.2-1 表には、主な施工実績として、各工事における施工期間、施工範囲、施工規模及び敷均し・転圧の仕様を示す。敷地内の埋戻し工事は、敷地内北側が 1999 年以前、敷地内中央部から南側にかけては 2000 年以降に施工している。また、第 3.2-2 表には、年代別の埋戻し土の材料基準及び力学特性に係る品質管理基準を示す。

埋戻し土の材料基準については、原地山の掘削土として段丘堆積砂、六ヶ所層及び鷹架層の岩ズリの現地発生土をブレンドして埋戻すことから、これらを所定の場所へ運搬する車両のトラフィカビリティーを確保するため、埋戻し施工前の材料の粒度のばらつきが低減するように設定する。また、埋戻し材料の品質性担保にあたっては、埋戻し土が最もよく締まる含水比を確保する必要がある。そのため、自然含水比の高い材料については、ストックパイルヤードにおいて、バックホウにより材料の大きさや混ざり具合に偏りがないように混合し、粒度調整を行う。また、この粒度調整に併せ、締固め度を満足するために必要な含水比となるようバックホウによる機械攪拌（エアレーション効果）や置土による天日乾燥により曝気することで含水比調整を行う。この粒度及び含水比調整した埋戻し土については、建物・構築物の建設工事の進捗に応じ、対象箇所付近に運搬・仮置きし、場内小運搬により当該所定の場所に設置され、撒出し及び転圧までの間、養生される。撒出し及び転圧にあたっては、各工事の着手前に実施する試験施工によって施工管理基準を定めたうえで施工している。この試験施工においては、各工事で分別した掘削土毎に最もよく締まる含水比の確認を行い、得られた最大乾燥密度及び最適含水比から所定の強度及び締固め度を満足する撒出し厚さ、転圧機械及び回数として施工管理基準を定める。

施工管理基準については、第 3.2-1 表に示すとおり、近隣施設との配置に基づく施工幅等による制約で使用する重機等の施工方法が異なるが、両者とも最大乾燥密度と最適含水比による締固め材料基準に基づき、締固めエネルギーに応じて撒出し厚さ（20～50 cm/層）や転圧回数（3～6 回転圧）を変動させており、敷地全体の埋戻し土の強度及び締固め状態について、埋戻し施工後のトラフィカビリティー及び締固め度を確保するため、可能な限り締固めができるように定めている。ストックパイルヤードにおける材料基準及び施工管理基準の設定方法を参考 1 に示す。

施工プロセスは上記のとおりであるが、品質管理においては、1999 年以前はポータブルコーン試験による貫入抵抗、2000 年以降は締固め度により、施工結果を確認している。施工年代別の品質管理要領を第 3.2-2 図及び第 3.2-3 図に示す。また、その基準をもとに得られた品質管理記録として、1999 年以前におけるコーン貫入抵抗 qc を第 3.2-4 図に、2000 年以降における締固め度 Dc を第 3.2-5 図に示す。1999 年以前について、一

部データはないものの管理目標値である $qc=10\text{kgf/cm}^2$ ($\approx 0.1\text{MPa}$) を満足しており、2000年以降についても基準値である締固め度 $Dc=90\%$ 以上を満足している。

埋戻し土の粒度分布図を第 3.2-6 図に示す。敷地内の埋戻し土全域の粒度については、第 3.2-7 図に示す地盤工学会に基づく基準により、通過質量百分率が 75mm を超える石分がないこと、細粒分 (0.075mm 未満) が 50%未満であり粗粒土に分類されること及びレキ下限値の 2mm の通過質量百分率によれば、95%以上 (2mm の通過質量百分率において細粒分 20%を除いた 60%の以上の通過割合 (65/68)) の砂分 (0.075mm 以上、2mm 未満) が、れき分 (2mm 以上、75mm 未満) を上回ることから、埋戻し土は砂質土に分類される。また、図中には、青線と赤線で施工年代別に粒度分布を示す。図によれば、赤線で示す 2000 年以降の粒度分布と青線で示す 1999 年以前の粒度分布は、施工年代に関わらず同程度の粒度分布範囲に収まっており、品質管理データがない埋戻し工事 B の KT-3 及び KT-9 の粒度分布にも偏りや明瞭な傾向の違いは認められない。一部データがない範囲 (埋戻し工事 B、対象となるボーリング孔：KT-3 及び KT-9) について N 値によりデータの補足をする。第 3.2-8 図によれば、施工年代別の N 値の平均値及びばらつきは、同程度の範囲に収まっており、品質管理データがない埋戻し工事 B の KT-3 及び KT-9 についてもばらつきの範囲内にあることを確認した。

なお、事業変更許可申請書における強度特性との関連を考察すると、土の締固め管理として 1999 年以前はポータブルコーン試験により、一軸圧縮強度 $qu \geq 0.2\text{MPa}$ を目標に管理を行っており、せん断強度は、 $\tau = qu/2 = 0.2/2 = 0.1\text{MPa}$ である。第 3.2-9 図に埋戻し土の強度特性として 1999 年以前と 2000 年以降を合わせた非排水せん断強度 (地震時 (圧密非排水状態) における有効拘束圧依存のせん断強度) と圧密応力の関係を示す。埋戻し土の非排水せん断強度は、第 3.2-9 図より埋戻し土の平均的深さ 10m 相当で 0.11MPa 程度の値が得られている。また、埋戻し土の強度については、第 3.2-9 図に示すとおり、1999 年以前 (第 3.2-1 図の No.7,8) と 2000 年以降 (第 3.2-1 図の No.9) で同程度の値となっている。特に、内部摩擦角 ϕ が一致することにより、拘束圧の増加 (第 3.2-9 図の横軸圧密応力 p の増加) に伴う強度増加は、深さ方向の応力増加と同等であることから施工年代別の物性値及び深さ依存特性は同等と考えられる。

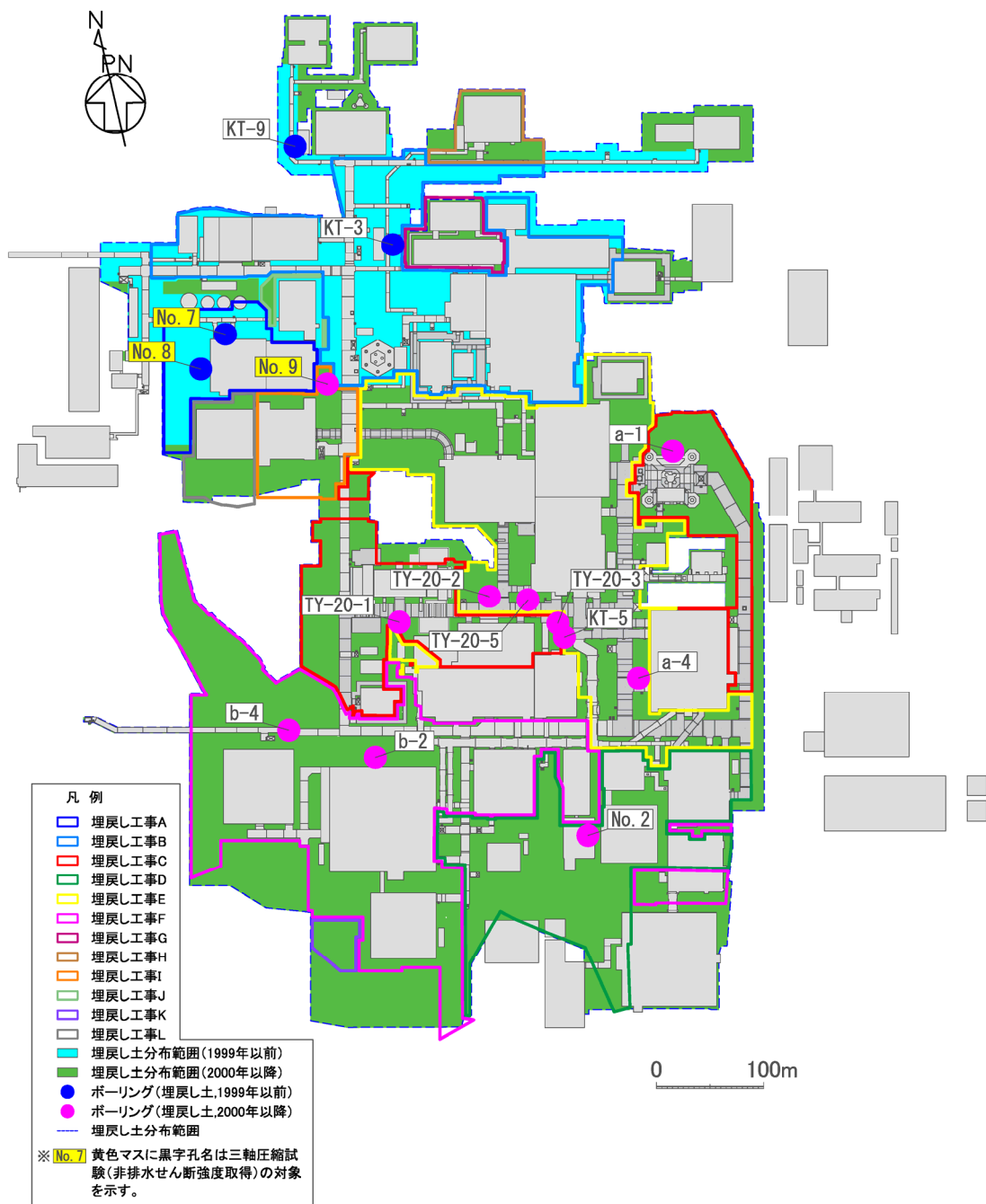
以上のことから、敷地内すべての埋戻し工事における施工プロセスはほぼ同等であり、埋戻し土は一定の管理基準を満足するように施工管理されている。

第 3.2-1 表 再処理施設の主な埋戻し工事における施工基準一覧（埋戻し土）

工事名	時期	施工範囲 (主要な近傍施設)	ボーリング 孔	数量概数 (m ³)	割合	仕様※1※2			品質管理	
						施工方法	敷均し	転圧	管理指標	記録有無
埋戻し工事A	1994年5月～1994年12月	EA, EB	No.7 No.8	133,000	8.0%	大・中規模 BD-21t 50cm/層	BD-21t 4回転圧	コーン貫入抵抗 qc	あり	
埋戻し工事B	1995年3月～1996年12月	AE, FI(A), FOK, FCM, FA, FB, FI(B), A2, AQ	KT-3 KT-9	222,000	13.3%	大・中規模 BD-21t 50cm/層	BD-21t 4回転圧	コーン貫入抵抗 qc	なし	
埋戻し工事C	2000年4月～2002年3月	GA, G10, A4, AG, AH, AK, A1, AP, AA, AC	KT-5 a-1 TY20-1 TY20-2 TY20-3 TY20-5	335,000	20.1%	中規模 BH-0.6m ³ BD-3t 30cm/層	BD-3t 4回転圧	締固め度Dc	あり	
埋戻し工事D	2000年8月～2002年3月	DA, DC, AD, BA, BB, CA, CB	No.2	308,000	18.4%	小規模 BH-0.35m ³ CS-0.6m ³ 人力 30cm/層	HV-0.8～1.1t TP-60～100kg 4回転圧	締固め度Dc	あり	
埋戻し工事E	2000年4月～2003年10月	KA, AA, AB, AK, AR, AC, BA, CA	a-4	301,000	18.0%	大規模 BD-21t BH-0.6m ³ 40cm/層	SV-11t 6回転圧	締固め度Dc	あり	
埋戻し工事F	2002年4月～2003年12月	DA, DB, DC, A4, AD, AH, AK, BA, BB, CA, CB	b-2 b-4	290,000	17.4%	中規模 BD-3t 40cm/層	SV-12t 4回転圧	締固め度Dc	あり	
埋戻し工事G	2002年4月～2002年10月	F3, FCK, FCT	—	4,000	0.2%	小規模 CS-0.2m ³ 人力 30cm/層	HV-0.8～1.1t TP-60～100kg 4回転圧	締固め度Dc	あり	
埋戻し工事H	2003年5月～2003年11月	AE	—	35,000	2.1%	中規模 BD-21t 30cm/層	SV-4t 4回転圧	締固め度Dc	あり	
埋戻し工事I	2004年5月～2004年10月	KBE	No.9	17,000	1.0%	中・小規模 BH-0.8m ³ BD-7t 30cm/層	SV-3t 4回転圧	締固め度Dc	あり	
埋戻し工事J	2009年2月～2010年10月	EB2	—	1,000	0.1%	中・小規模 BD-3t 30cm/層	SV-3t 4回転圧	締固め度Dc	あり	
埋戻し工事K	2012年7月～2012年9月	DC	—	11,000	0.7%	大規模 BH-0.25m ³ , BH-0.7m ³ BD-6t, BD-21t 40cm/層	BD-21t SV-3.5t 4回転圧	締固め度Dc	あり	
埋戻し工事L	2015年3月～2015年12月	KBW	—	13,000	0.8%	中・小規模 BH-0.8m ³ BD-7t 30cm/層	SV TP 4回転圧	締固め度Dc	あり	
				1,670,000	100%					

※1 施工方法 大規模:施工上の制約がない平地(施工幅W≧10m), 中規模:建物・構造物及び山留壁近傍(5m≦施工幅W<10m), 小規模:建物・構造物及び山留壁近傍の狭隘部(施工幅W<5m)

※2 使用機械 BD:ブルドーザ, BH:バックホウ, CS:グラブシユエル, HV:ハンドガシ式振動ローラ, TP:タンパ, SV:振動ローラ



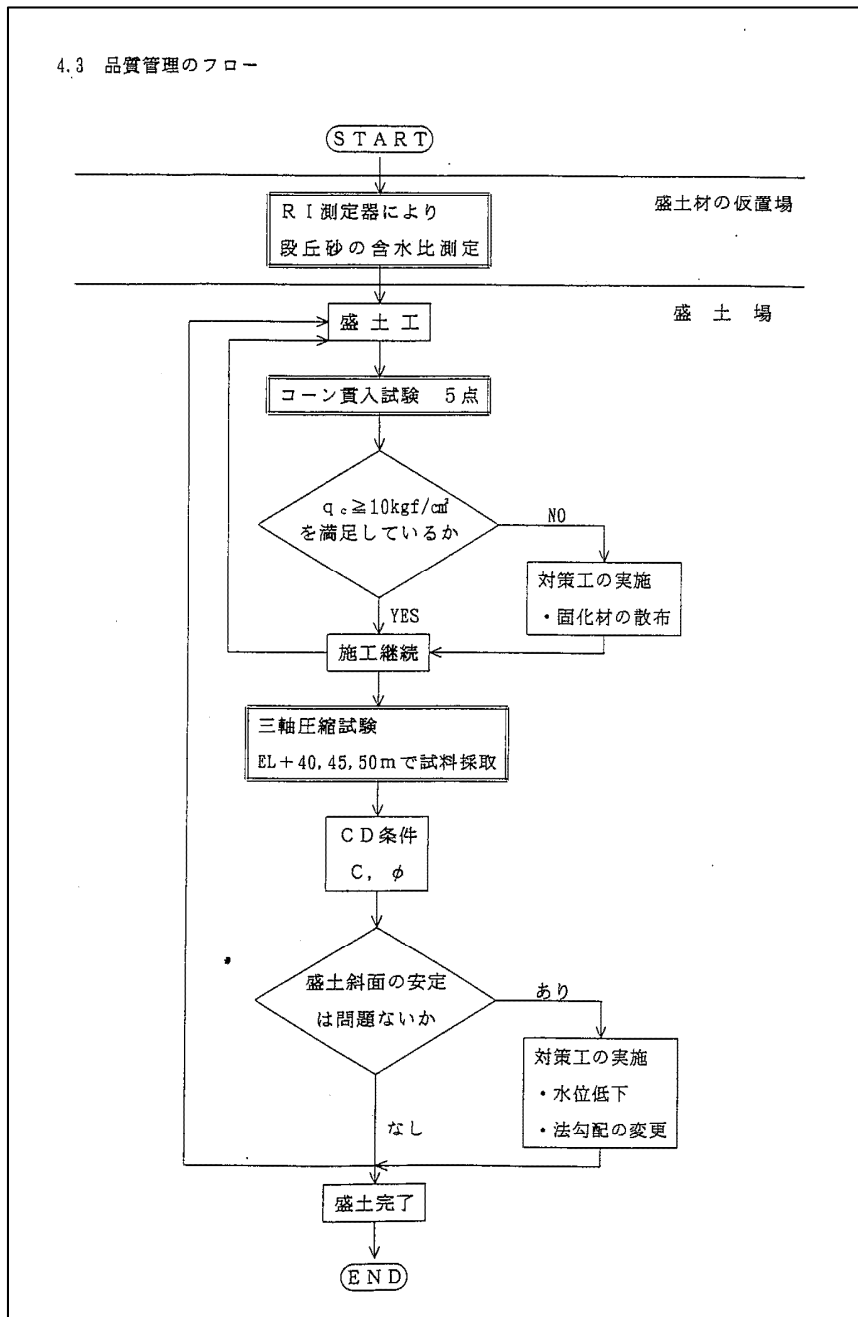
第3.2-1図 施工ブロック割位置図

第 3.2-2 表 埋戻し土の材料基準及び力学特性に係る品質管理一覧
 (設工認に係る補足説明資料 耐震設計の基本方針に関する地盤の支持性能
 について[耐震地盤 01]から引用して加筆)

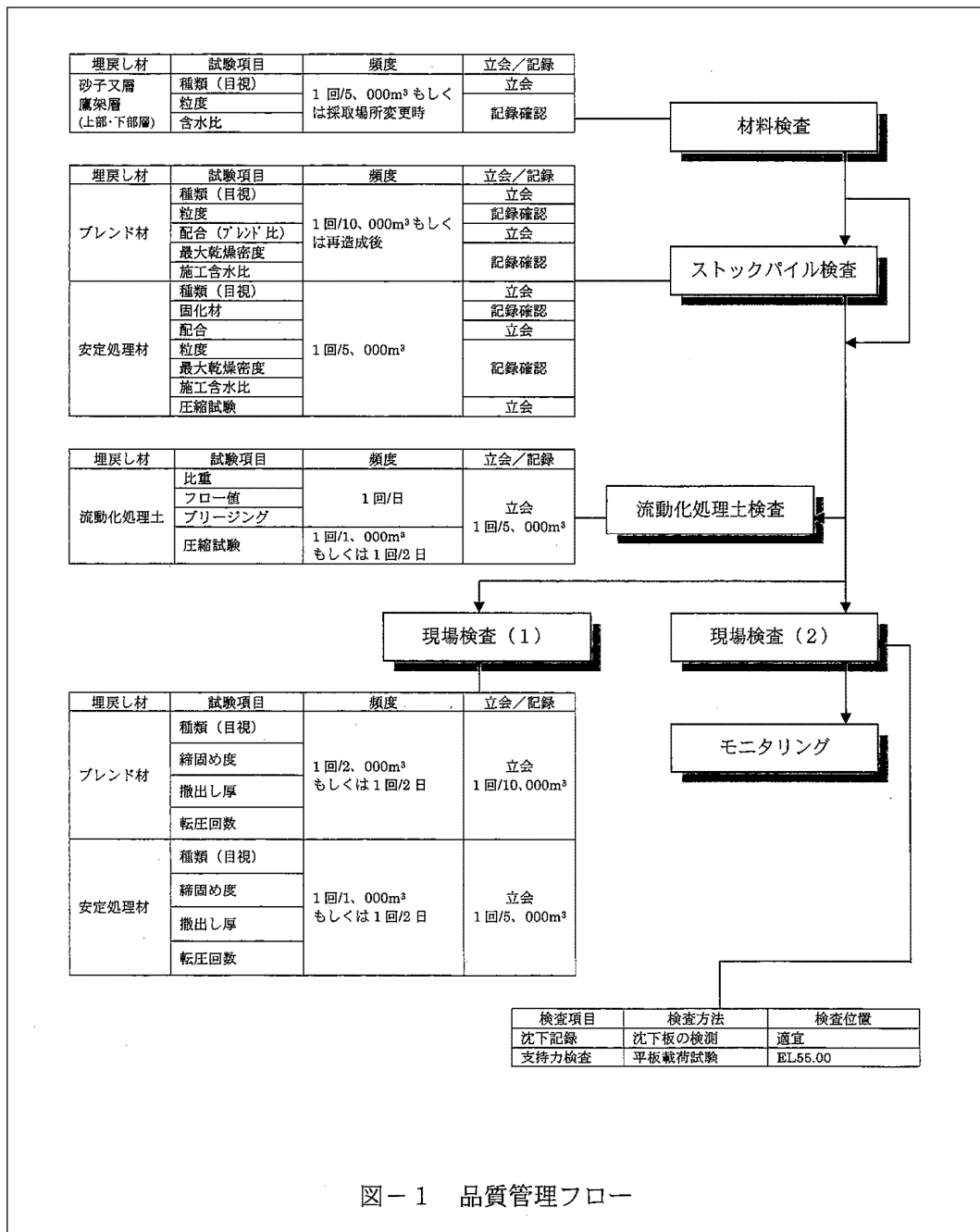
	1999 年以前	2000 年以降
材料基準	段丘砂(中位段丘) 最大乾燥密度, 最適含水比	ブレンド材(鷹架層及び六ヶ所層) 最大乾燥密度, 最適含水比
施工手順	<p>ストックパイルヤード</p> <pre> graph TD A[混合・攪拌 (バックホウ)] --> B[積込・運搬 (バックホウ・ダンプ)] B --> C[埋戻し箇所付近] C --> D[現場仮置き] E["(品質管理) 最大乾燥密度 最適含水比"] --> D D --> F[小運搬 (バックホウ、ダンプ)] F --> G[投入 (バックホウ・クラムシェル)] G --> H[撒出し・数均し (ブルドーザ)] I["(品質管理) 撒出し厚さ"] --> H H --> J[転圧 (振動ローラ、タンバ)] K["(品質管理) ポータブルコーン貫入試験 転圧回数"] --> J J --> L[次工程引渡し] </pre>	<p>ストックパイルヤード</p> <pre> graph TD A[混合・攪拌 (バックホウ)] --> B[積込・運搬 (バックホウ・ダンプ)] B --> C[埋戻し箇所付近] C --> D[現場仮置き] E["(品質管理) 細粒分含有率Fc = 30%以下 最大粒径:150mm以下 最大乾燥密度 最適含水比"] --> D D --> F[小運搬 (バックホウ、ダンプ)] F --> G[投入 (バックホウ・クラムシェル)] G --> H[撒出し・数均し (ブルドーザ)] I["(品質管理) 撒出し厚さ"] --> H H --> J[転圧 (振動ローラ、タンバ)] K["(品質管理) 締固め度 転圧回数"] --> J J --> L[次工程引渡し] </pre>
管理基準	コーン貫入抵抗 $q_c \geq 1.0\text{MPa}$ (目標値) $q_u = 0.2 \times q_c = 0.2 \times 1.0 = 0.2\text{MPa}^{*1}$	締固め度 $D_c \geq 90\%$

※1 再処理施設, 廃棄物管理施設及び MOX 燃料加工施設の事業変更許可申請書における埋戻し土の強度特性のうち, 非排水せん断強度 $s_u = 0.049 + 0.761p$ (MPa) より, $\rho = 1.8\text{g/cm}^3$ と仮定した深度 10m 相当の圧密応力 $p = 0.08\text{MPa}$ のとき, $s_u \approx 0.11\text{MPa}$ となる。

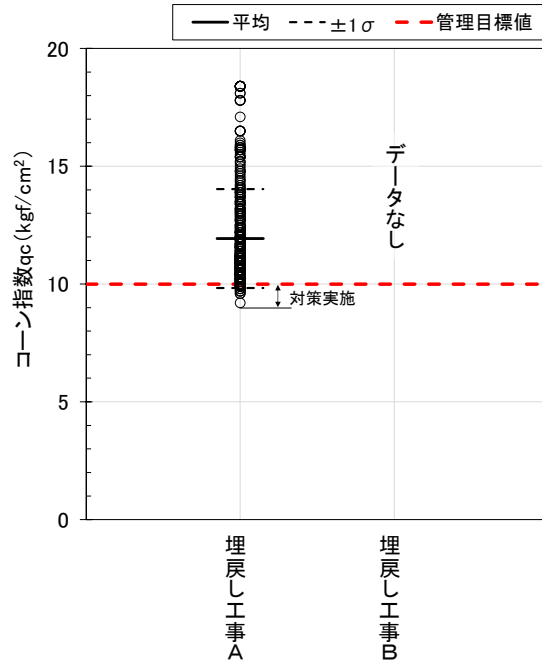
4.3 品質管理のフロー



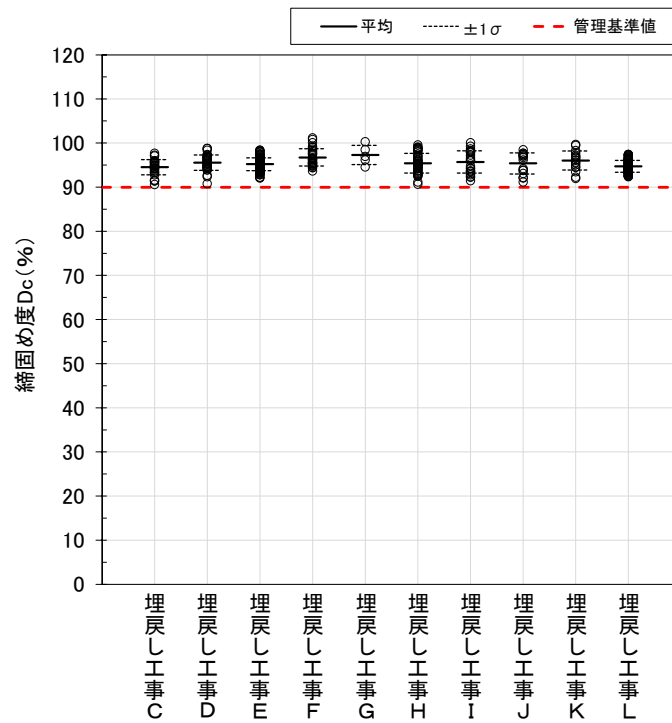
第3.2-2図 1999年以前の品質管理要領



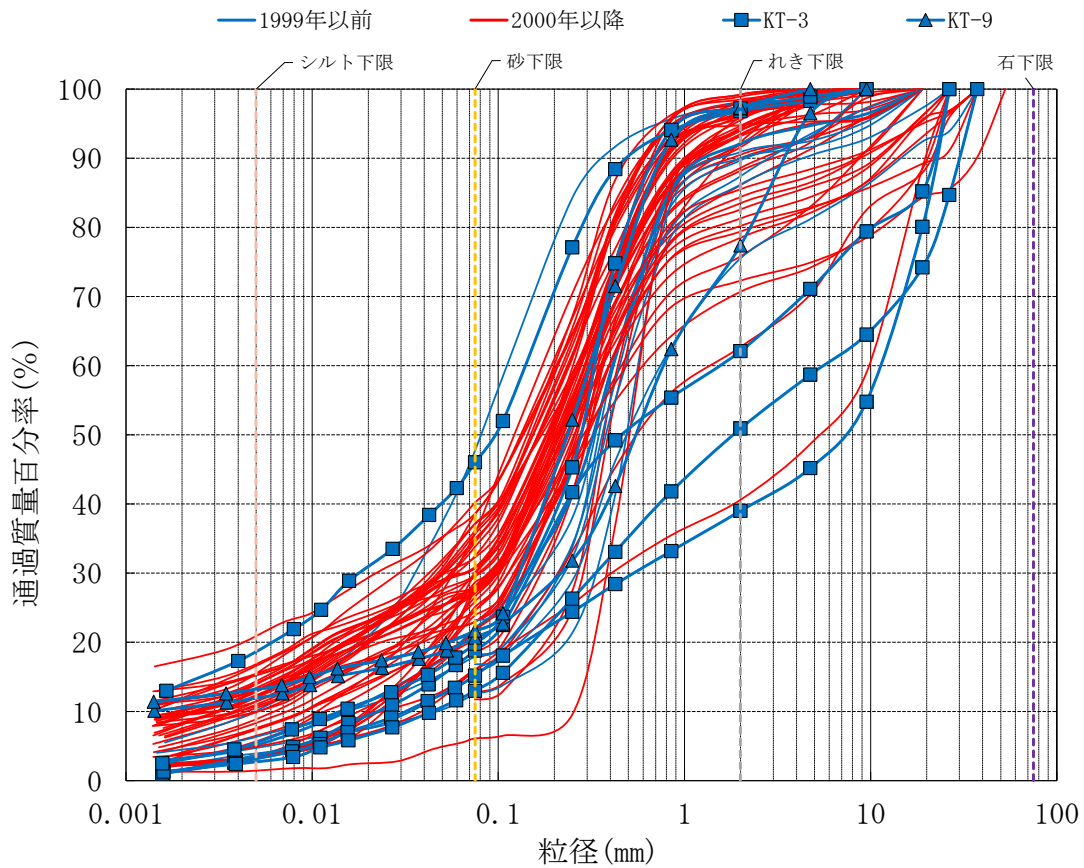
第3.2-3図 2000年以降の品質管理要領



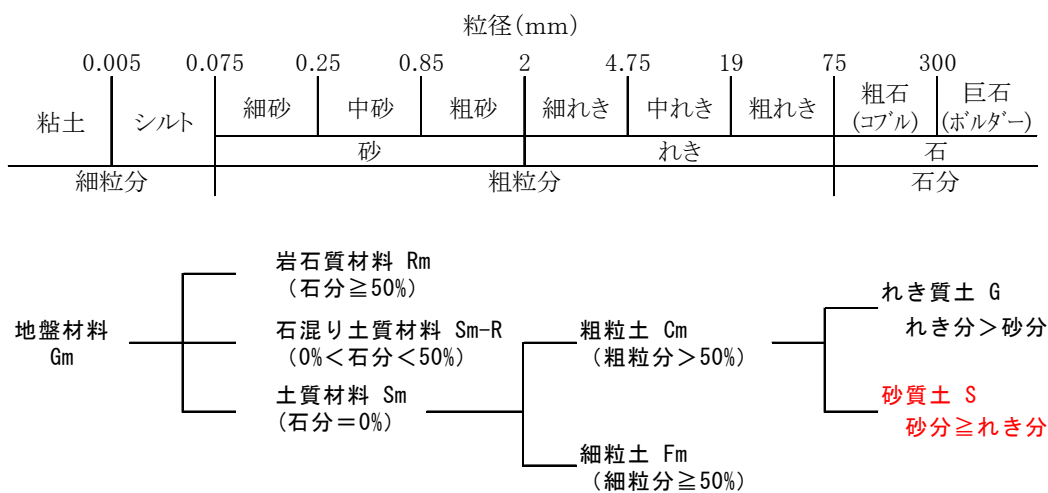
第 3.2-4 図 品質管理記録
(1999 年以前, コーン貫入抵抗 q_c)



第 3.2-5 図 品質管理記録
(2000 年以降, 締固め度 D_c)

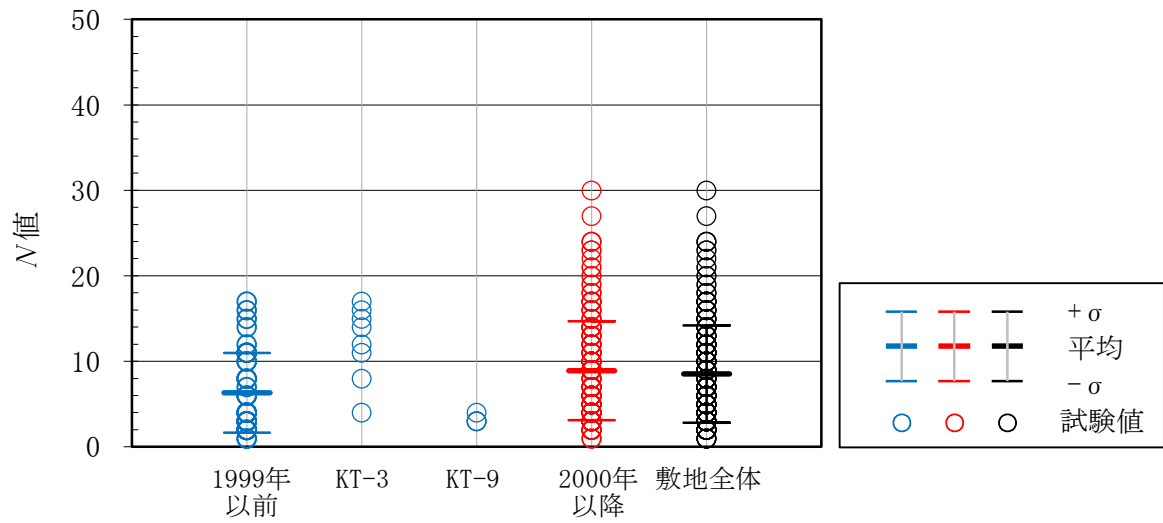


第 3.2-6 図 施工年代別の粒度分布

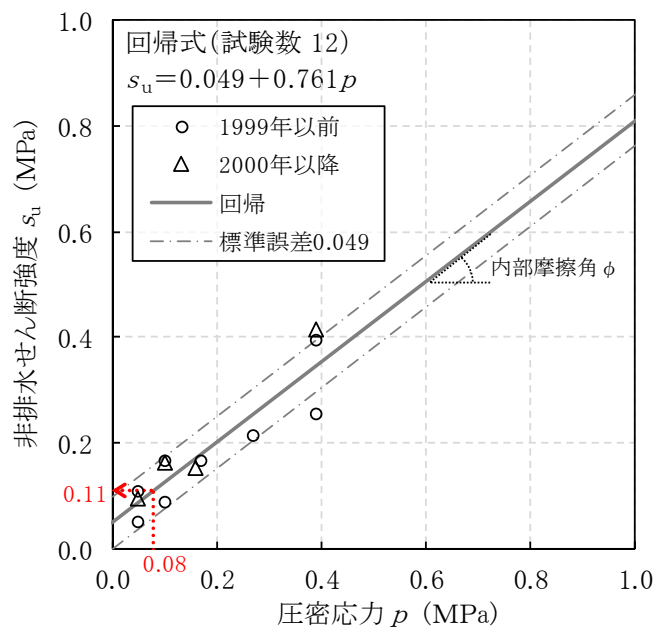


第 3.2-7 図 地盤材料の粒径区分と工学的分類体系

(地盤工学会編：地盤調査の方法と解説[第一回改訂版]， p73)



第 3.2-8 図 施工年代別の N 値



第 3.2-9 図 埋戻し土の強度特性（非排水せん断強度と圧密応力の関係）
 （再処理施設，廃棄物管理施設及び MOX 燃料加工施設の事業変更許可申請書より抜粋して加筆）

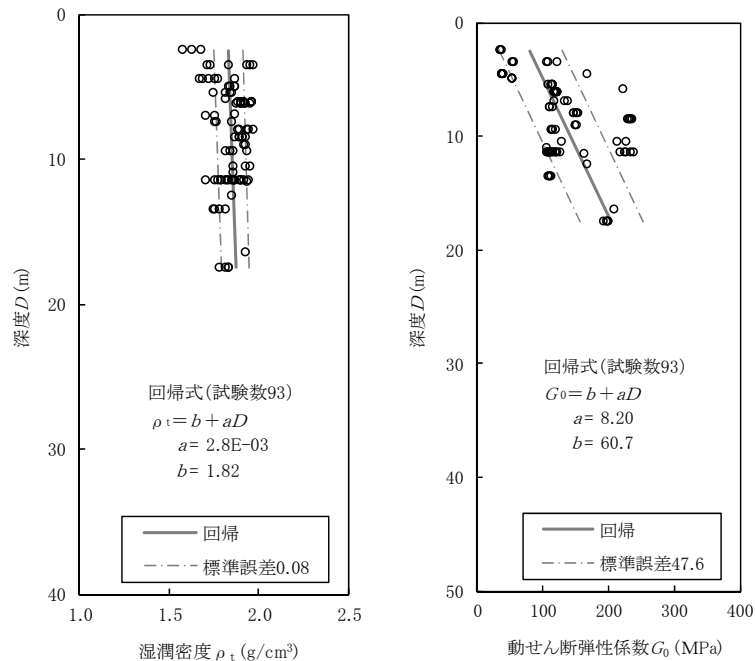
3.3 物性値のばらつきに係る検討

本章においては、まず、3.3.1にて、事業許可申請時の埋戻し土の設定について述べ、3.3.2で最適な統計的モデルとしての回帰式について考察を行う。そして、3.3.3において施工年代別にばらつきの設定を変える必要性について、追加調査結果の扱いも含めた考え方を示す。

3.3.1 事業変更許可申請書における設定について

事業変更許可申請書では、ボーリング柱状図を確認した上で、物理特性試験及びPS検層に基づき解析物性値として湿潤密度 ρ_t 及び動せん断弾性係数 G_0 (以下、それぞれを「 ρ_t 」及び「 G_0 」という。)を設定している。埋戻し土のボーリング柱状図及び物理・力学特性を参考2に示す。参考2に示すとおり、埋戻し土のせん断弾性波速度(V_s)は、深くなると大きくなる傾向を示しており、土質材料の力学特性における拘束圧依存と整合する結果を示している。

事業変更許可申請書に記載した解析用物性値を第3.3.1-1図に示す。物性値の設定として ρ_t 及び G_0 はいずれも深度方向に物性値が増加しており、深度依存の回帰式により物性値が設定されている。

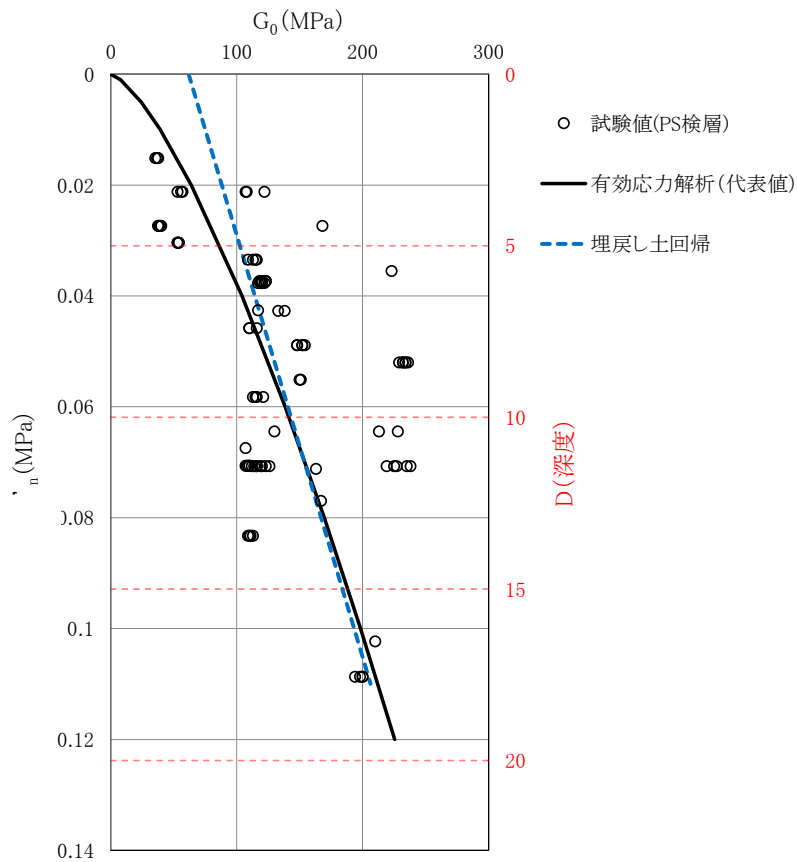


第3.3.1-1図 埋戻し土の湿潤密度及び動せん断弾性係数の回帰式と標準誤差
(再処理施設、廃棄物管理施設及びMOX燃料加工施設の事業変更許可申請書より抜粋)

なお、埋戻し土の解析用物性値については、JEAG4601-2008に基づき、拘束圧の影響を考慮した表示として深度依存式を用いて、「再処理施設、廃棄物管理施設及びMOX燃料加工施設の事業変更許可申請書」における

基礎地盤安定性評価において、第 3.3.1-1 図に示した解析用物性値 (ρ_t と G_0 に深度依存を考慮した回帰式) を適用している。ばらつきについては、母集団の平均値の区間推定であることから標準誤差を深度方向に等差で与えている。

また、第 1 回申請における安全冷却水 B 冷却塔 (A4B) の竜巻防護ネットの液状化検討 (FLIP: 砂の応力-ひずみと過剰間隙水圧モデル) においては、第 3.3.1-2 図に示すとおり、第 3.3.1-1 図に示した埋戻し土の G_0 のデータを用いた、有効拘束圧に応じた指数関数の拘束圧依存式 (FLIP 関数形指定) を適用している。なお、図中には、深度依存の 1 次回帰も示す。



第 3.3.1-2 図 液状化応答解析の初期せん断弾性係数 G_0 物性値

3.3.2 数値統計学に基づく物性値 (G_0) の最尤モデル

3.3.1 で示したように当該地点の埋戻し土の動的変形特性については、深度方向依存の物性値を示している。そこで、得られた試験データから現状における統計学的に最も適した物性値の設定方法について検討を行った。

得られたデータからその元となる構造を推定する、あるいは、将来、起こることを予測する手法は統計的モデリング*1と呼ばれている。統計的モデリングは、客観的に存在するものではなく、解析する対象に関する知識や期待、経験や過去のデータに基づく知識から解析の目的に応じて作られる。統計的モデルによって、特定のモデルが得られても実際の対象物が厳密にそのモデルに従って変動しているわけではなく、他の要因の影響も受けると考えるべきである。しかし、統計的モデルは真の構造を正確に表現しているかどうかではなく、必要とする情報を取り出すために適当かどうかということである。良いモデルを用いれば良い結果が得られるが、不適切なモデルを用いれば、良い結果が期待できない。そのモデリングでは、正確さ（偏りとばらつき）、複雑さ（適用のしやすさやパラメータの数）、物理的意味との整合性などの種々の視点があり、出来具合にも優劣がある。この場合、パラメータの数や次数を増やせば増やすほど、その測定データとの適合度を高めることができるが、その反面、ノイズなどの偶発的な（測定対象の構造と無関係な）変動にも無理に合わせてしまうため、同種のデータには合わなくなることもある。

そのようなモデルの良さの評価を行う手法として、情報量規準があり、主観性を持ったモデルの良さを客観的に評価するものである。

代表的な情報量規準として AIC (Akaike Information Criterion: 赤池情報量基準*1) があり、以下の式で表される。

$$AIC = -2 \cdot \ln L + 2k$$

ここで L は最大尤度、 k は自由パラメータの数である。
各標本（観測データ）の確率分布が正規分布の場合、

$$AIC = \sum_{i=0}^n \ln(2\pi\sigma_i^2) + 2k = \sum_{i=0}^n \ln\sigma_i^2 + 2k + n \ln 2\pi$$
$$AIC = \sum_{i=0}^n \ln\sigma_i^2 + 2k$$

と表せる。 n は標本サイズ、 σ_i は各標本の標準誤差である。2行目は、定数項を省略した値である。それに加えさらに、各標本の標準誤差が等しい場合は、

$$AIC = n \ln(2\pi\sigma^2) + 2k = n \ln \sigma^2 + 2k + n \ln 2\pi$$

$$AIC = n \ln \sigma^2 + 2k$$

AICは、数理統計理論を駆使して編み出したモデル選択指標のパラダイムであり、この値が小さいほど良いモデル（＝選択すべきモデル）という基準を定量的に示すものである*2。

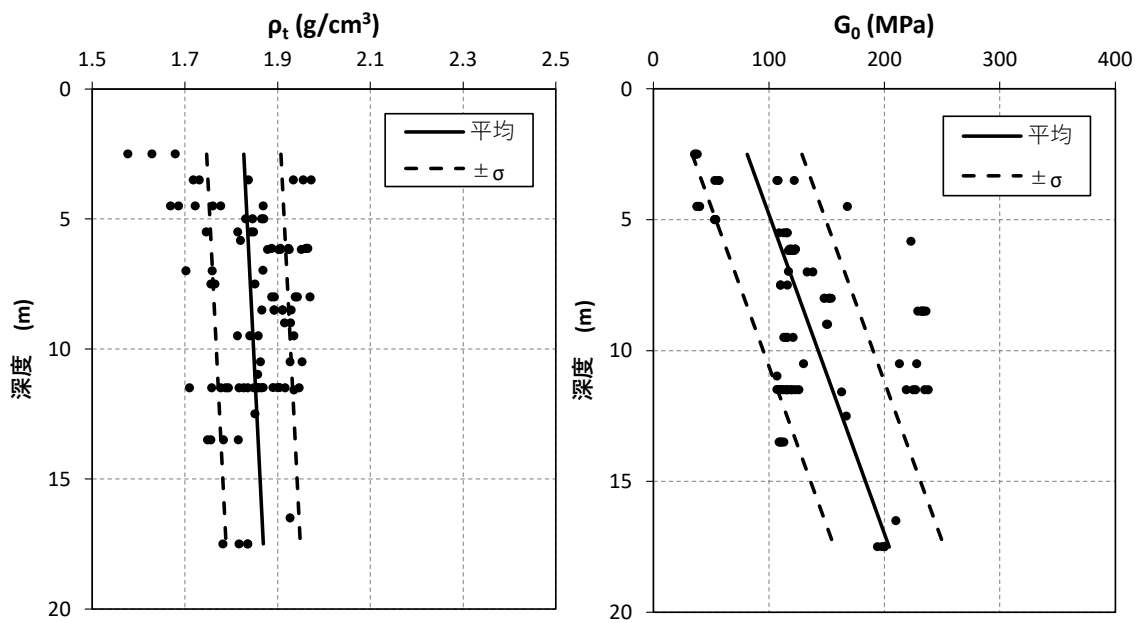
先述したように、パラメータを多くすると残差平方和を小さくできるが、統計的モデリングにおいてはバランスが大事であり、誤差が同じ程度なら予測値との乖離を少なくするにはパラメータ数の少ないモデルを選ぶべきである。

上記のAICを埋戻し土の G_0 の深度依存回帰の指標に適用し、現状の試験結果の統計情報からモデルに与えるべき最適（最尤：最も尤もらしい）な地盤物性値モデルを検討した。

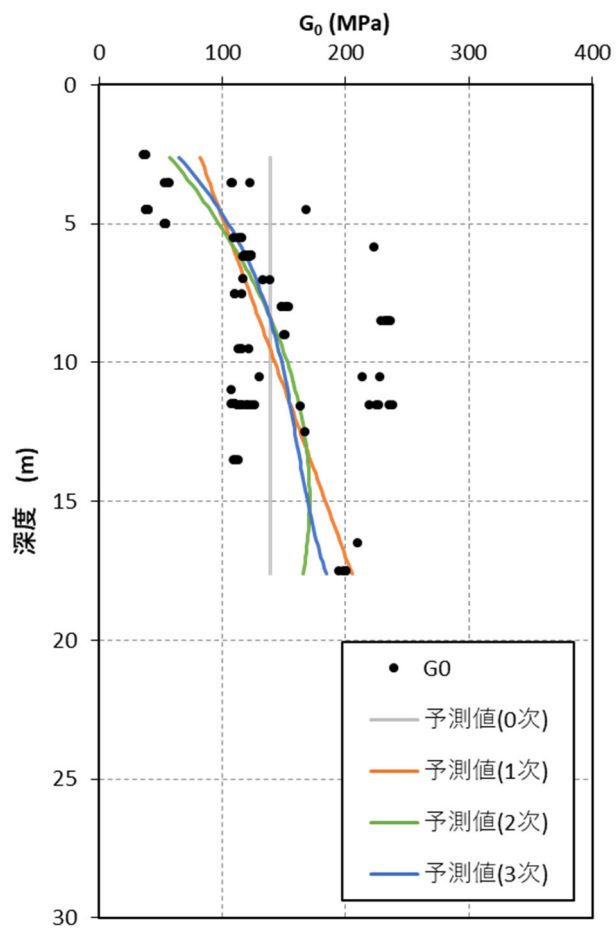
第3.3.2-1図に、埋戻し土の動的変形特性として用いる ρt 、 G_0 の深度分布と深度依存回帰式を示す。第3.3.2-2図に既往データの0次（平均）、1次関数回帰、2次関数回帰のフィッティングと回帰式（最小二乗法）を示す。数値統計学的なフィッティングの良否を定量的に評価するため、第3.3.2-3図に各次数に対するAIC（オレンジ線）と残差平方和（青線）を示す。AICは、0次（平均）に比べると1次回帰で大きく減少し、2次、3次と次数が増えるのに伴い緩やかに減少する。誤差（残差平方和）が同程度であれば、パラメータの少ないモデルが適切と考えられる。

（参考文献）

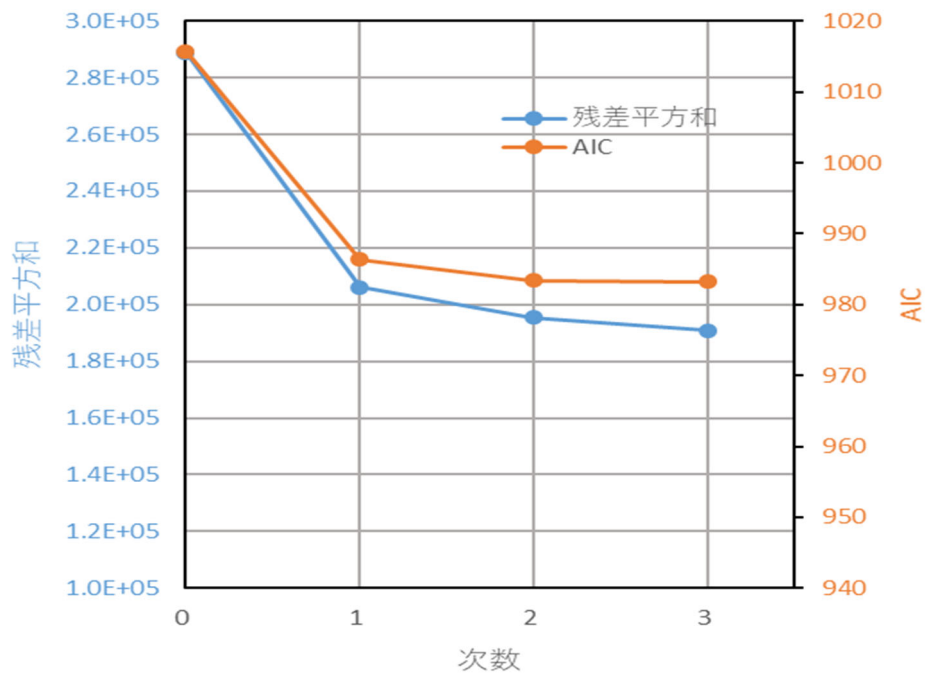
- *1 小西貞則，北川源四郎：情報量規準，シリーズ予測と発見の科学2，朝倉書店，208pp，2004
- *2 唐沢好男：AIC（赤池情報量規準）を学ぶ，Technical Report YK-048，電気通信大学，http://www.radio3.ee.uec.ac.jp/ronbun/TR_YK_048_AIC.pdf，19pp，2020.



第 3.3.2-1 図 埋戻し土の湿潤密度と動せん断弾性係数の回帰式と標準偏差



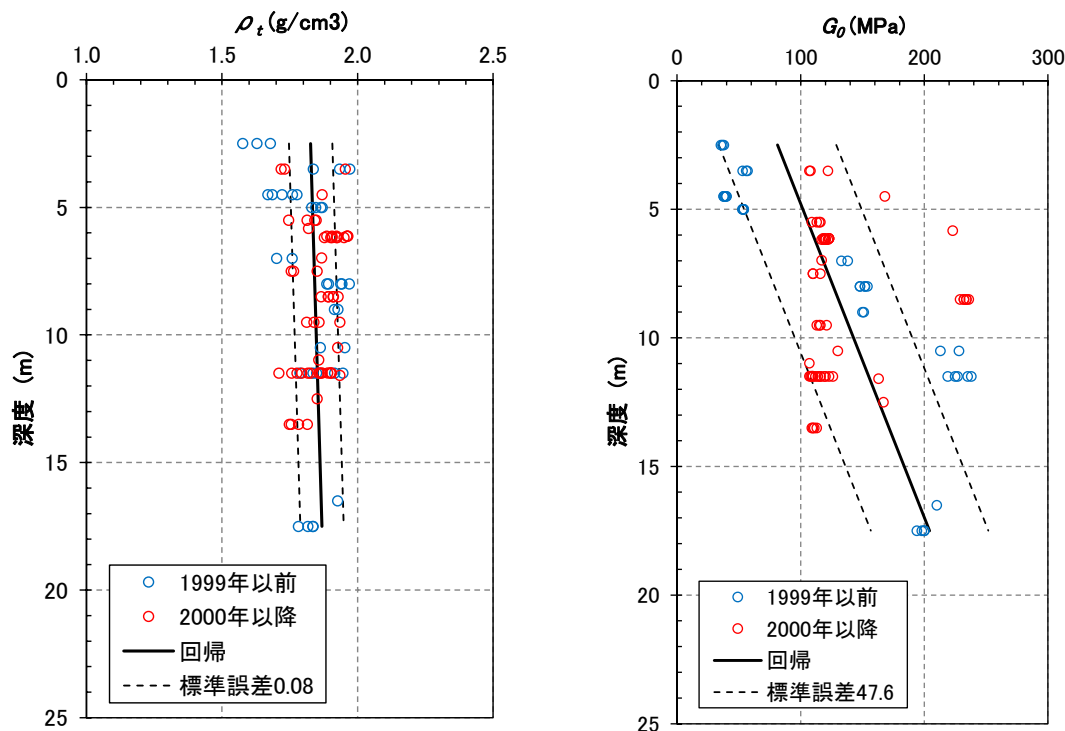
第 3.3.2-2 図 動せん断弾性係数 G_0 の任意次数回帰



第 3.3.2-3 図 既往データによる AIC の算定結果 (AIC・残差～次数関係)

3.3.3 施工年代別の整理について

3.2で示したように、敷地内の埋戻し土は、北側が1999年以前、中央部から南側にかけて2000年以降に施工しており、施工時期から大別すると前者が1994年～1996年の3年間、後者が2000年～2003年の4年間で主要な埋戻し工事を実施している。この施工時期の違いに基づき、先述した第3.3.1-1図の埋戻し土の物性値 (ρ_t , G_0) を施工年代別に分類したものを第3.3.3-1図に示す。

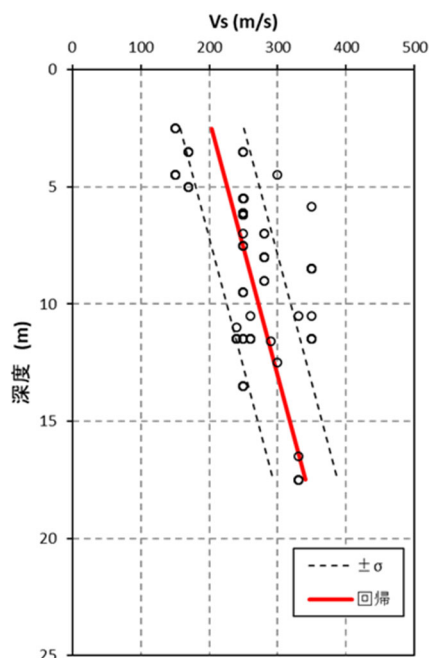


第 3.3.3-1 図 施工年代別の物性値 (ρ_t , G_0)

図に示す値は、PS検層（ダウンホール方式）による V_s と同孔から採取された ρ_t によるデータセット（解析用物性値を算定するための調査・試験結果データ）から算定した値である。図によれば、 ρ_t 及び G_0 の分布は青色の1999年以前と赤色の2000年以降で同様のばらつきの範囲に入っているものの、 G_0 の分布については深度依存の傾向や年代によって取得されていない深度が認められる。

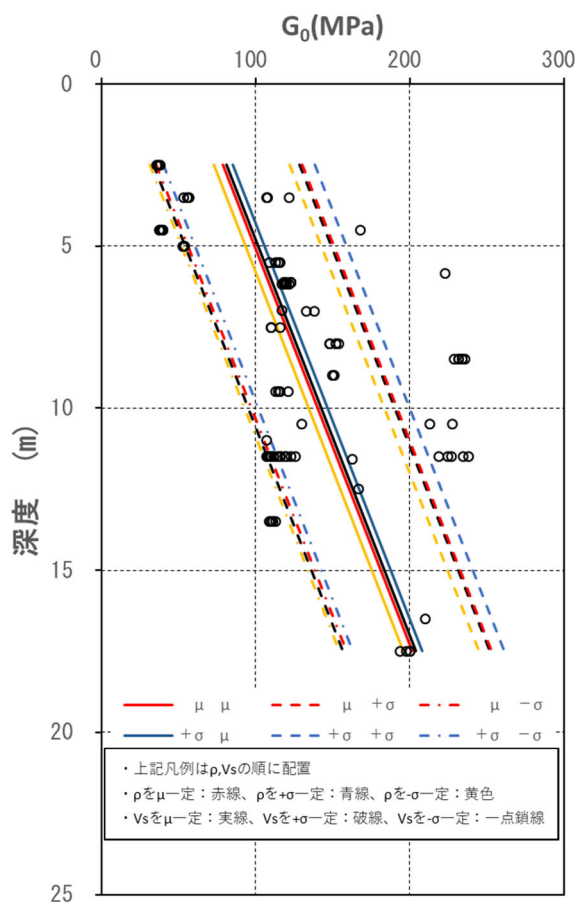
ここでは、まず、全データにおけるばらつきから当該地点での G_0 が統計学的に取りうる範囲について検討する。そして、偏りのある G_0 のデータセットを V_s 分布と ρ_t 回帰から補完した G_0 分布（補完 G_0 ）を分析し、全データのばらつきと施工年代別の G_0 分布が岩盤の応答特性に与える影響について検討する。なお、参考3にボーリング孔毎の G_0 と測定深度の関係を示す。

G_0 を算定したデータセットの V_s に着目する。第3.3.3-2図に第3.3.1-1図の G_0 算定時に使用した V_s 分布図を示す。 V_s の回帰式は、埋戻し土の深度範囲2.5m～17.5mでは、0.2km/s～0.35km/sの速度範囲に分布し、深度依存を示す。



第 3.3.3-2 図 埋戻し土の物性値 (V_s)

計測データによる V_s 分布の回帰及び標準誤差と先の第3.3.3-1図の ρ_t の回帰及び標準誤差から当該地点での G_0 の取りうる範囲を想定した。第3.3.3-3図に、 ρ_t の μ (平均), $\pm\sigma$ (ばらつき)と V_s の μ (平均), $\pm\sigma$ (ばらつき)の掛け合わせとして9組の回帰 (色付き線) とデータセットから得られた G_0 の回帰及び標準誤差 (黒線) を示す。なお、 G_0 の回帰は、 ρ_t (一次式) と V_s^2 (2次式) との掛け算であることから深度方向に向かって発散する3次関数となる。事業変更許可申請書における標準誤差 ($\pm 1\sigma$) の回帰は等差 (深度方向に一定の標準誤差) で与えていることから平均値からのばらつきをデータセットから得られた G_0 の深度依存勾配 ($+8.2D$: D =深度) に固定して、 ρ_t と V_s の μ , $\pm\sigma$ の組み合わせの回帰を行った (参考4)。

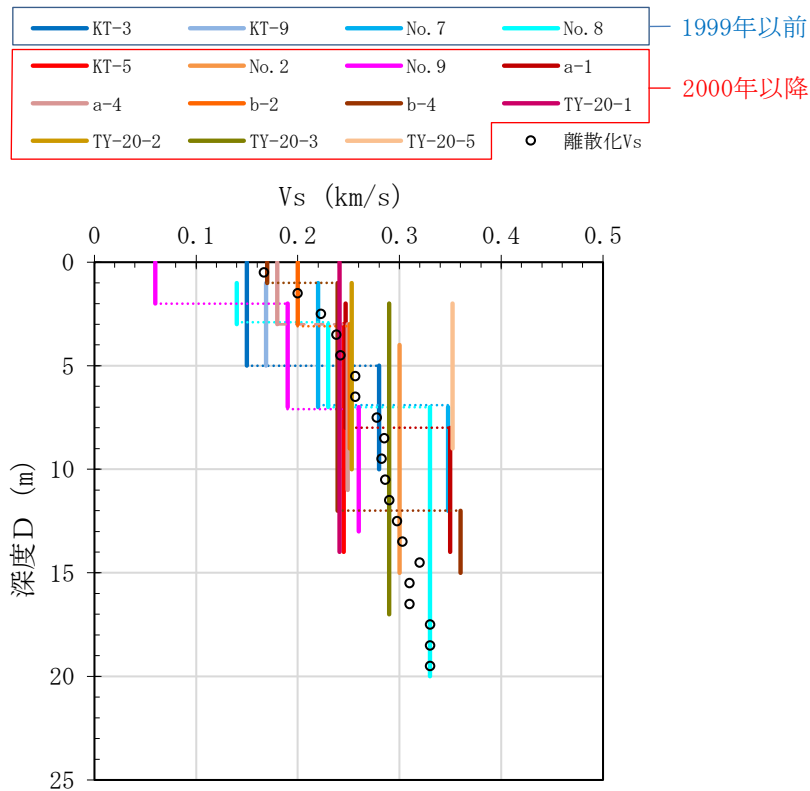


図の凡例では、各線について ρ_t に用いた回帰及び V_s に用いた回帰をそれぞれの線色(赤, 青, 橙)及び線種(実線, 破線, 一点鎖線)で表示している。図によれば、それぞれの回帰から算定した G_0 の回帰は、線種で分けた V_s の回帰に依存しており、それぞれで ρ_t が + σ の場合には、 G_0 が若干大きくなる傾向を示し、 ρ_t が - σ の場合には、 G_0 が若干小さくなる傾向となっている。ここでは、 ρ_t の回帰と V_s の回帰におけるばらつきの全ケースを算定したが、 ρ_t は平均値が推定量として相応しいものとした場合、 V_s の + 1σ (赤破線)、- σ (赤一点鎖線)は、データセットから得られた G_0 の μ (平均), $\pm\sigma$ (ばらつき)回帰と一致する。したがって、当該地点での G_0 の取りうる範囲は、データセットから得られた G_0 の μ (平均), $\pm\sigma$ (ばらつき)回帰に収まることを確認した。

次に、データセットのうち偏りが見られた ρ_t に回帰の平均値を用いて、離散的な V_s から得られる G_0 分布について考察する。第3.3.3-1図に示した埋戻し土のエリア全体のデータサンプリングにおいては、平面的・深さを含め網羅的に行っており、統計的に十分なデータセット (ρ_t, G_0) が得られている。しかし、年代別に分けた時には、それぞれのデータセットのうち、 ρ_t の深度に関するサンプリング範囲が限定的であるため、 G_0 を対象

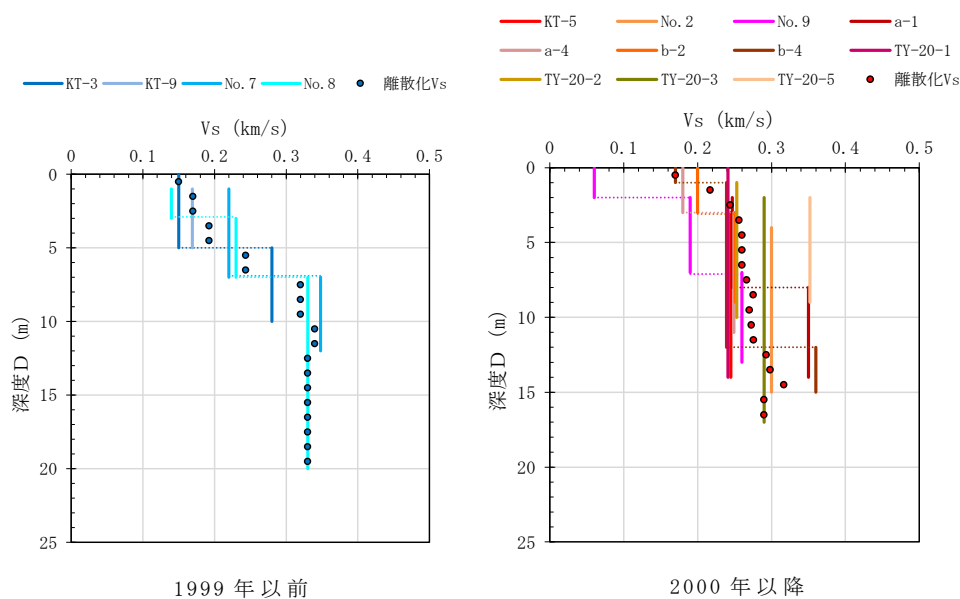
として両施工年代の物性値を比較評価することが難しいものとなっている。そこで、全ボーリング孔の埋戻し土範囲で共通に計測されているPS検層（ダウンホール方式）の V_s を用いて施工年代別の V_s 分布の整理を実施した。

埋戻し土の V_s について、参考2の埋戻し土の柱状図から全ボーリング孔（15孔）及び施工年代別に整理した結果を第3.3.3-4図に示す。なお、図中には、深度1 m区間ごとの V_s （分散化 V_s と呼ぶ）の平均値を○印で示している。図によれば、寒色系で示す1999年以降の V_s 分布と暖色系で示す2000年以降の V_s 分布は、施工年代にかかわらず0.1km/s程度から0.35km/sの速度範囲で分布し、分散化 V_s の平均値（○印）は深度依存の傾向を示している。



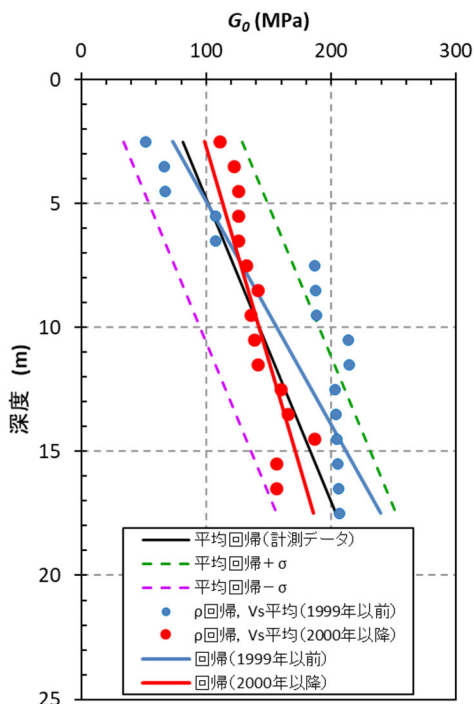
第 3.3.3-4 図 ボーリング柱状図による V_s と分散化 V_s (全 15 孔)

第3.3.3-5図には、施工年代別の V_s 分布とそれぞれの離散化 V_s の平均値を●印で示す。図によれば、施工年代別には、深度依存の傾向が若干異なること、2000年以降のPS検層は17m程度の浅層となっていることから、施工年代別の G_0 を同程度のデータ数により評価するため、先の第3.3.3-1図に示したデータセットによる ρ_t の平均値回帰を用いて V_s 分布による離散化 V_s の平均値から補完した1m毎の G_0 （補完 G_0 と呼ぶ）を両施工時期で比較することとした。



第3.3.3-5図 施工年代別の V_s と離散化 V_s

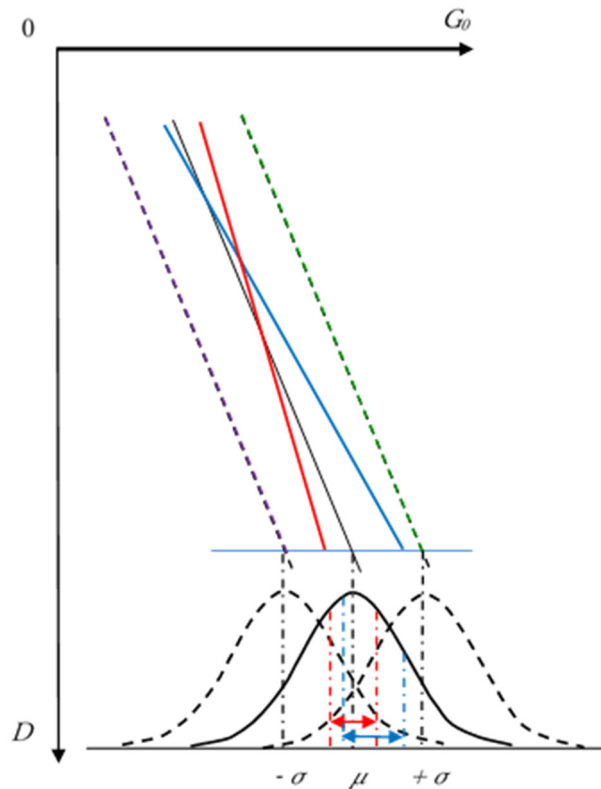
第3.3.3-6図に1999年以前, 2000年以降の補完 G_0 の値をそれぞれ青●印, 赤●印, 補完 G_0 の深度回帰を青線と赤線で示す。また, 先の第3.3.1-1図に示した事業許可申請書に記載している計測データセットから算定した G_0 の物性値及び標準誤差($\pm 1 \sigma$)の深度回帰を黒線及び緑・紫破線で示している。



第 3.3.3-6 図 施工年代別の V_s 平均から求められる G_0 分布と回帰

図によれば, 1999 年以前, 2000 年以降の G_0 の分布は, 各施工時期いずれも深度依存を示すとともに, 敷地内全体平均の標準誤差($\pm \sigma$)の $\pm 1 \sigma$ 程度のばらつきになっている。

せん断弾性波(S波)は, 地下岩盤部から表層地盤を伝播する際に周辺岩盤を包絡した平均的な挙動を示す(参考5(1))ものと考えられる。また, 2000 年以降の G_0 には, 標準誤差をわずかに超えるものもあるが, 当該地点の確率密度分布を考慮した解析結果(参考5(2))に基づけば, 第3.3.3-7図に示す概念図のとおり, 1999 年以前と 2000 年以降の回帰は, 平均の標準誤差のばらつき内の青矢印の範囲, 赤矢印の範囲に収まっている。黒線で示す平均値に標準誤差の確率密度分布を与えても, ほぼ平均値と等しくなることから, $+1 \sigma$ に同様の確率密度分布のばらつきを与えても $+1 \sigma$ の深度依存回帰を与えたものと加速度応答は等しくなる。

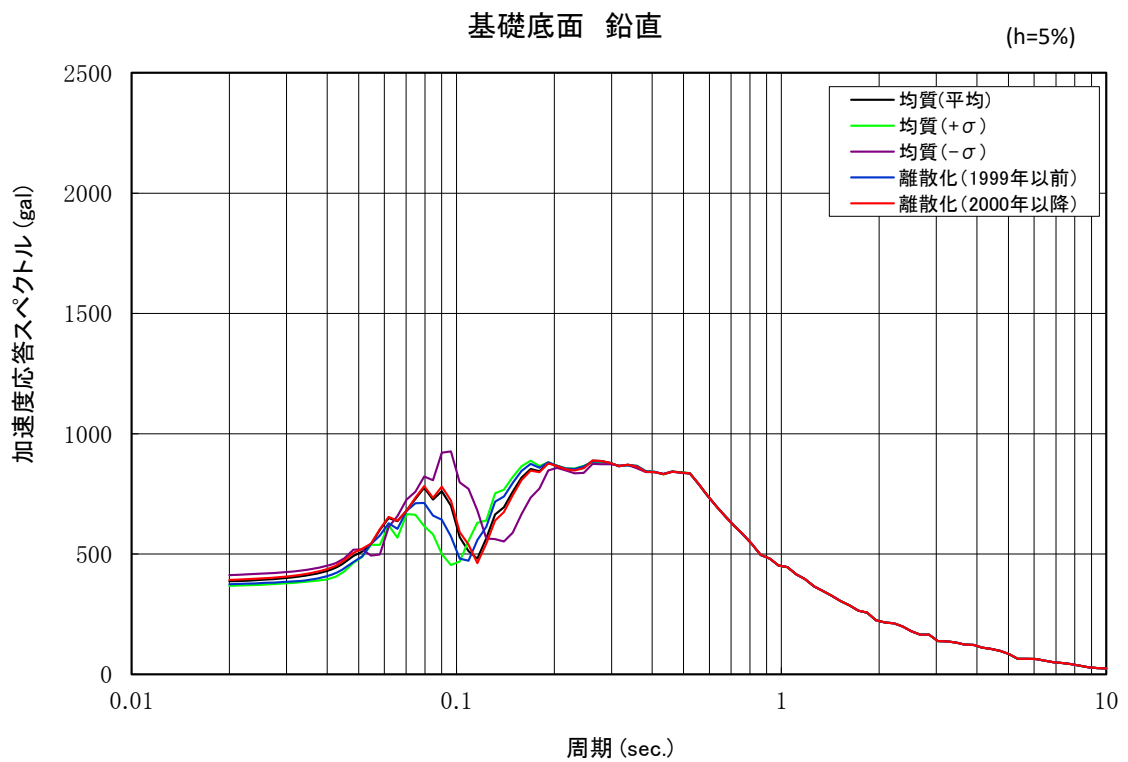
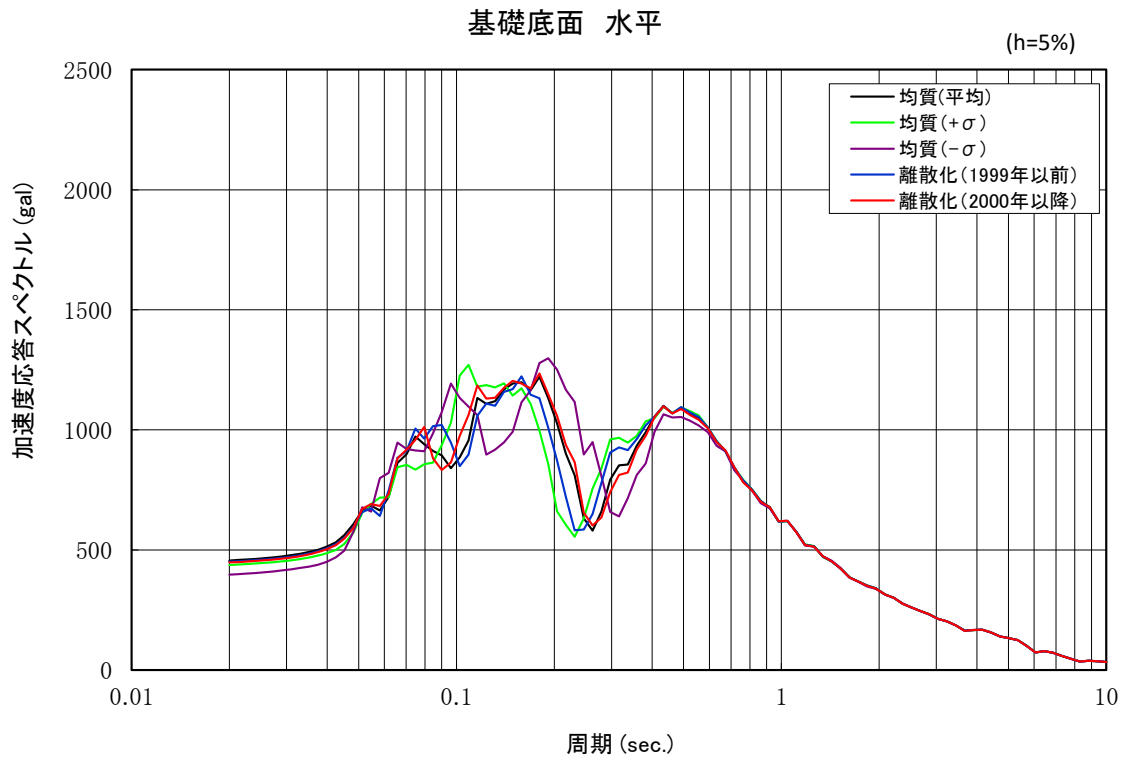


第 3.3.3-7 図 標準誤差範囲の確率密度分布の概念図

上記のことを確認するため、第 3.3.3-6 図に示した 1999 年以前、2000 年以降の G_0 の分布を用いて、一次元波動論相当の 2 次元周波数応答解析（水平成層地盤）を実施した（参考 5(3)）。

第 3.3.3-8 図に、計測データによる G_0 の平均及び標準誤差 $\pm 1\sigma$ 回帰と 1999 年以前、2000 年以降の補完 G_0 (V_s を用いて離散化した G_0) による基礎底面位置での加速度応答スペクトルの比較を示す。図によれば、2000 年以降の G_0 分布による加速度応答スペクトル（赤線）は、建屋の固有周期帯である $0.2s \sim 0.33s$ 区間では計測データの平均による加速度応答スペクトル（黒線）とほぼ一致している。1999 年以前の G_0 分布による加速度応答スペクトル（青線）は、計測データの平均による加速度応答スペクトル（黒線）に比べて短周期側に水平にシフトするものの計測データによる G_0 の標準誤差 $\pm 1\sigma$ （緑線： $+\sigma$ 、紫線： $-\sigma$ ）の加速度応答スペクトルに包絡されることが確認できた。

これらのことから、 G_0 分布の回帰は施工年代でデータを分けると異なる結果が得られるが、一方、土質材料として、トラフィカビリティーの確保及び砂質土材料の確保という同じ目的で施工管理されているものであり、この差異は同一母集団内のばらつきと見なすのが適切ではないかと考えられる。



第 3.3.3-8 図 各 G_0 回帰による加速度応答スペクトルの比較

3.4 物性値の設定（まとめ）

敷地内の埋戻し土は、材料基準及び施工管理基準に基づき、一定の管理基準を満足するように施工されており、動的変形特性は一定のばらつきに収まっている。

また、埋戻し土の動的変形特性のうち G_0 については、一般的な土質材料であることから土質力学的には拘束圧依存を示し、品質管理された材料であることから深度依存を示すものと判断される。

数理統計理論に基づく AIC による最尤推定モデルとしては、1 次関数回帰式がより選択すべきモデルとの指標が得られ、統計的（予測）モデルとしては最適と考える。

G_0 は、施工年代別に回帰が異なるが、 G_0 回帰が $\pm 1\sigma$ 内に収まれば、設計時にばらつきを $\pm 1\sigma$ 考慮することによりその影響を包絡できるものとする。しかし、そもそも G_0 分布に施工年代別の差異があっても同じ目標管理によるものなので同一母集団内のばらつきとして扱うことが適切と考えられる。

埋戻し土の物性値については、一定の管理基準を満足するように施工されており、全敷地範囲における埋戻し土の統計データ（15 孔，93 個 (G_0)）としては満足しているものの、平面的に採取されていない箇所や第 3.3.3-1 図における 1999 年以前の 12m～16m，2000 年以降の 14m 以深などの深部データに一部偏りがある箇所を対象に追加調査を実施する（参考 6）。

この結果により、ばらつきを考える上での母集団の扱いを決定する。

4. 流動化処理土の物性に係る検討

4.1 施工管理状況の確認

流動化処理土は、建物・構築物の基礎掘削を行った地下部の埋戻しに際し、施設近傍や狭隘部における施工性向上を目的に適用している。流動化処理土の施工仕様及び管理基準について、施工仕様・基準一覧を第 4.1-1 表に、埋戻し工事の施工ブロック割位置図を第 4.1-1 図に示す。図中には、流動化処理土の PS 検層ボーリング孔位置も示す。また、流動化処理土の一般的な施工プロセスを参考 7 に示す。なお、先に示した第 3.2-1 図は埋戻し土を施工した当初の位置状況を示しており、その後、現在に至るまで施設建設及び地盤改良が実施され更新されている。

当初、敷地全体の流動化処理土はセメント添加量が同等であるため、事業変更許可申請書における平均物性値を適用することとしていたが、東側地盤の AZ, G13 及び G14 周辺の流動化処理土については、要求性能を踏まえ、施工時の一軸圧縮強度の管理基準が相違しており、PS 検層における V_s が異なることが確認できたことから、2つのグループに分けて整理することとした。

流動化処理土は、流動化処理土 B を除いて、品質管理指標の違いにより 2つのグループに分かれる。第 1 グループは、品質管理指標 qu が 0.2MPa ~ 0.3MPa、第 2 グループは、品質管理指標 $qu \geq 0.6$ MPa 以上である。

第 1 グループは、第 4.1-1 図の流動化処理土の施工ブロック割位置図において、ハッチングの入っていないライトブルーで示す流動化処理土の埋戻し工事範囲である。図中には事業変更許可申請書において、流動化処理土（事業変更許可申請書における名称：流動化処理土 A）の解析用物性値を算定したボーリング位置を示しているが、いずれも第 1 グループである。第 2 グループは、同図において、ライトブルーに斜めハッチあるいはドットで示している範囲で DB 建屋、DC 建屋、BB 建屋、CB 建屋の南側表層地盤及び緊急時対策建屋（AZ）、第 1 保管庫・貯水所（G13）、第 2 保管庫・貯水所（G14）周辺の埋戻し工事で用いている。

流動化処理土の材料基準及び力学特性に係る品質管理基準を第 4.1-2 表に示す。流動化処理土の施工・品質管理は、所定の材料基準、施工手順及び管理基準により実施され、一定の品質となるよう材料基準（第 1 グループ：固化材〔セメント〕 $65 \sim 95 \text{kg/m}^3$ 程度、第 2 グループ：固化材〔セメント〕 $120, 150 \text{kg/m}^3$ 添加）を定め、施工を行っている。

流動化処理土の施工については、施設近傍のクレーン架台基礎及び狭隘部工あるいは架台埋戻しを目的としているため、掘削した六ヶ所層に所定のセメントを添加させた置換工法を採用している。

流動化処理土の品質管理要領を第 4.1-2 図に示す。流動化処理土においては、品質確認頻度及び一軸圧縮強度 qu による品質確認方法が規定されている。

品質管理としては、第 1 グループでは一軸圧縮強度 qu が 3.0kgf/cm^2 （ $\approx 0.3 \text{MPa}$ ）以上（一部管理値を 0.2MPa と設定している箇所あり）になるよ

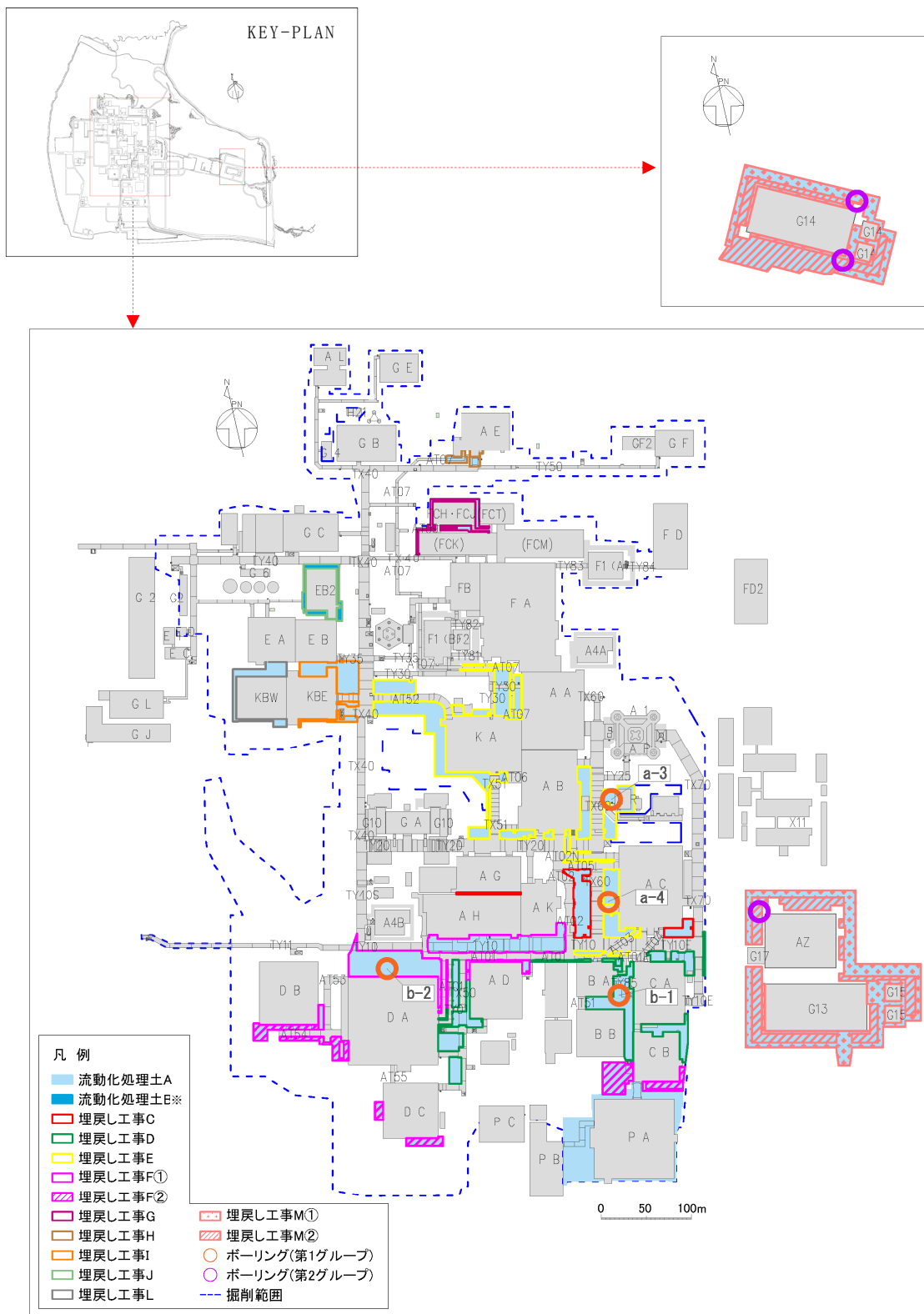
う管理が行われている。第2グループでは、一軸圧縮強度 qu が 6.5kgf/cm^2 ($\approx 0.66\text{MPa}$) 以上（一部管理値を 0.6MPa と設定している箇所あり）になるよう管理が行われている。

第4.1-3 図に第1グループの流動化処理土 ($qu \geq 3.0\text{kgf/cm}^2$) 及び第2グループの流動化処理土 ($qu \geq 6.5\text{kgf/cm}^2$) の品質確認結果を示す。第1グループの一軸圧縮強度 qu の平均値は、 $0.43 \sim 0.68\text{MPa}$ の範囲に仕上がっており、第2グループの一軸圧縮強度 qu の平均値では、埋戻し工事 F②で 1.1MPa (10.8kgf/cm^2)、埋戻し工事 M①で 1.2MPa 、埋戻し工事 M②で 1.3MPa の値となっており、第1グループの平均値よりも高い値となっている。

第 4.1-1 表 再処理施設の主な埋戻し工事における施工基準一覧（流動化処理土）

工事名	時期	施工範囲 (主要な近傍施設)	ボーリング 孔	数量概数 (m ³)	割合	仕様 (セメント配合量)	品質管理	
							管理指標	記録有無
埋戻し工事C	2000年4月～2002年3月	AG, AH, AK, AC	—	11,000	3.3%	65～70kg/m ³	一軸圧縮強度 qu ≧ 2.2kgf/cm ²	あり
埋戻し工事D	2000年8月～2002年3月	DA, DC, AD, BA, BB, CA, CB	b-1	48,000	14.5%	85～95kg/m ³	一軸圧縮強度 qu ≧ 3.0kgf/cm ²	あり
埋戻し工事E	2000年4月～2003年10月	KA, AA, AB, AK, AR, AC, BA, CA	a-3 a-4	76,000	22.9%	75kg/m ³	一軸圧縮強度 qu ≧ 3.0kgf/cm ²	あり
埋戻し工事F	2002年4月～2003年12月	DA, DB, DC, A4, AD, AH, AK, BA, BB, CA, CB	b-2	85,000	25.6%	① 87kg/m ³ ② 120kg/m ³ **	一軸圧縮強度 ① qu ≧ 3.0kgf/cm ² ② qu ≧ 6.0kgf/cm ²	あり
埋戻し工事G	2002年4月～2002年10月	F3, FCK, FCT	—	2,000	0.6%	87kg/m ³	一軸圧縮強度 qu ≧ 3.0kgf/cm ²	あり
埋戻し工事H	2003年5月～2003年11月	AE	—	1,000	0.3%	87kg/m ³	一軸圧縮強度 qu ≧ 3.0kgf/cm ²	あり
埋戻し工事I	2004年5月～2004年10月	KBE	—	23,000	6.9%	87kg/m ³	一軸圧縮強度 qu ≧ 3.0kgf/cm ²	あり
埋戻し工事L	2015年3月～2015年12月	KBW	—	13,000	3.9%	84kg/m ³	一軸圧縮強度 qu ≧ 200kN/m ²	あり
埋戻し工事M	2019年1月～2023年6月	AZ, G13, G14	—	73,000	22.0%	① 80～100kg/m ³ ② 150kg/m ³ **	一軸圧縮強度 qu ≧ 660kN/m ²	あり
				計	332,000	100%		

※ 埋戻し工事F②及び埋戻し工事M②については施工性(クレーン荷重を考慮)を踏まえたセメント配合量としている。



※流動化処理土BについてはEB2 廻りに限定的に使用している。

第 4.1-1 図 施工ブロック割位置図

第 4.1-2 表 流動化処理土の密度及び力学特性に係る品質管理一覧

<p>材 料 基 準</p>	<p>使用材料：六ヶ所層 セメント添加：65～95kg/m³程度（第1グループ） 120, 150kg/m³程度（第2グループ）</p>
<p>施 工 手 順</p>	
<p>管 理 基 準</p>	<p>第1グループ：$q_u \geq 3.0 \text{kgf/cm}^2 \cong 0.3 \text{MPa}$ (一部 $q_u \geq 0.2 \text{MPa}$) 第2グループ：$q_u \geq 6.5 \text{kgf/cm}^2 \cong 0.66 \text{MPa}$ (一部 $q_u \geq 0.6 \text{MPa}$)</p>

(1)品質確認頻度

工法に対する諸基準・指針における必要調査箇所数を参考1表に示す。工法における品質確認頻度は、参考1表に示す諸基準・指針の必要調査箇所数を満足するように、各構造物の改良地盤の施工数量に応じて設定する。

参考1表 諸基準・指針における必要調査箇所数

対象施設	工法	基準略称	必要調査箇所数
飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)	掘削置換工法 (流動化処理土置換工法)	流動化処理土マニュアル	打設する際、1日に1回の測定

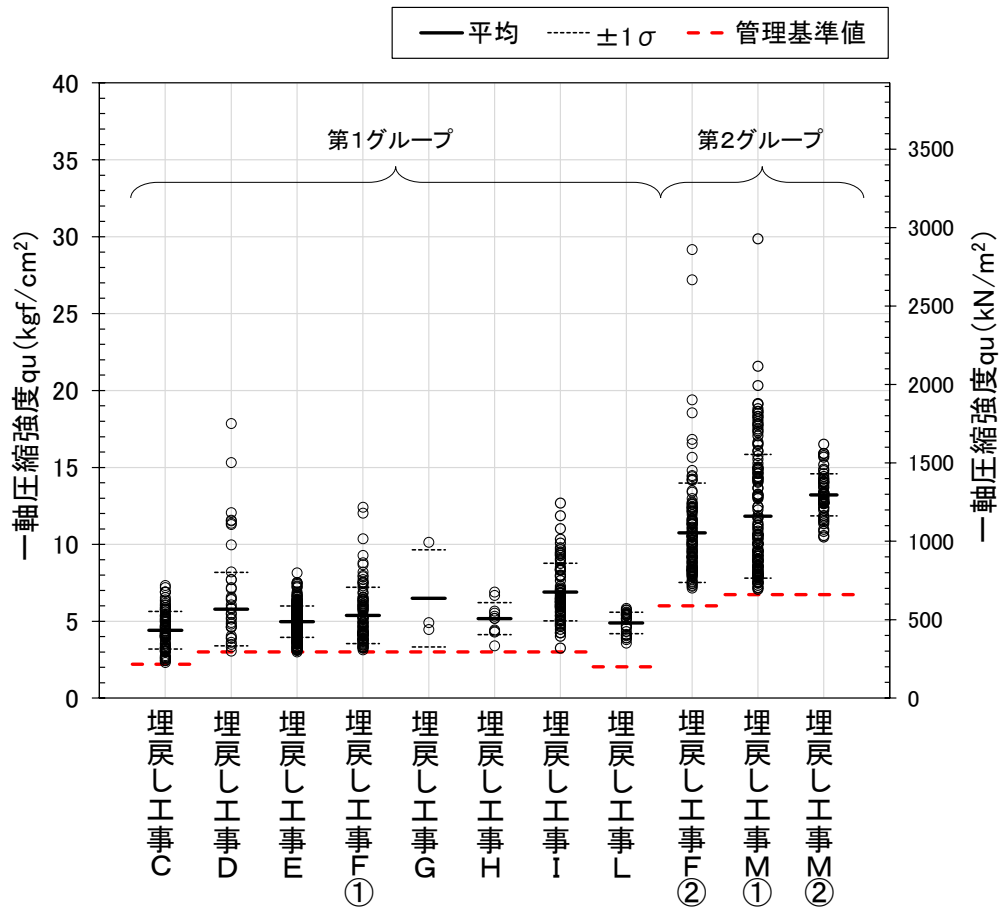
(2)品質確認方法

飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)における流動化処理土の品質確認方法及び基準値を参考2表に示す。

参考2表 改良地盤の品質確認方法及び基準値

対象施設	改良地盤種別	工法	品質確認項目		品質確認試験	基準値
飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)	流動化処理土A	掘削置換方法 (流動化処理土置換工法)	強度	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	一軸圧縮試験 (JGS 2521)	3.0

第4.1-2図 流動化処理土に関する品質管理要領
(設工認に係る補足説明資料 耐震設計の基本方針に関する建物・構築物周辺の設計用地下水位の設定について[耐震建物13]から引用)



第 4.1-3 図 流動化処理土に関する品質確認結果

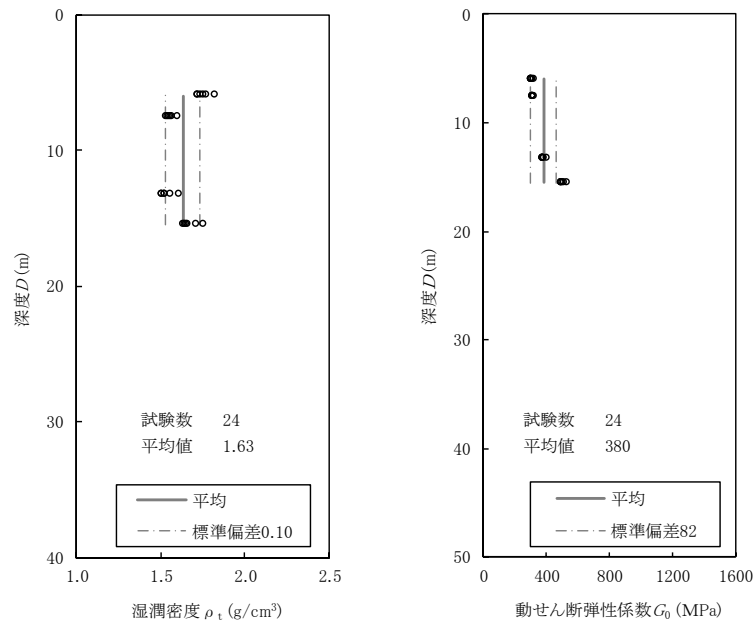
4.2 物性値のばらつきに係る検討

4.2.1 事業変更許可申請書における設定について

事業変更許可申請書では、埋戻し土と同様に、ボーリング柱状図を確認した上で、物理特性試験及びPS検層に基づき解析物性値 ρ_t 及び G_0 を設定している。第4.2.1-1図に事業変更許可申請書で示した ρ_t と G_0 の値を示す。また、流動化処理土のボーリング柱状図及び物理特性を参考8に示す。

参考8に示すとおり、流動化処理土のせん断波速度(V_s)には、顕著な深度方向への依存性は認められず、4孔の平均として480m/s(標準偏差50.5)の値が得られている。また、第4.2.1-1図に示すとおり、 ρ_t は深さ方向に関係なくばらつきを有しており、 V_s と ρ_t から算出した G_0 は、深度方向に剛性が高くなる傾向が見られるものの、流動化処理土はセメント添加による人工材料であるため、一般的に土質材料のような拘束圧依存による深度依存は見られないと考えられることから、 G_0 の平均値380MPaを設定している。

なお、第4.2.1-1図における事業変更許可申請書で整理したすべてのデータについては、4.1において分類した第1グループに該当する。

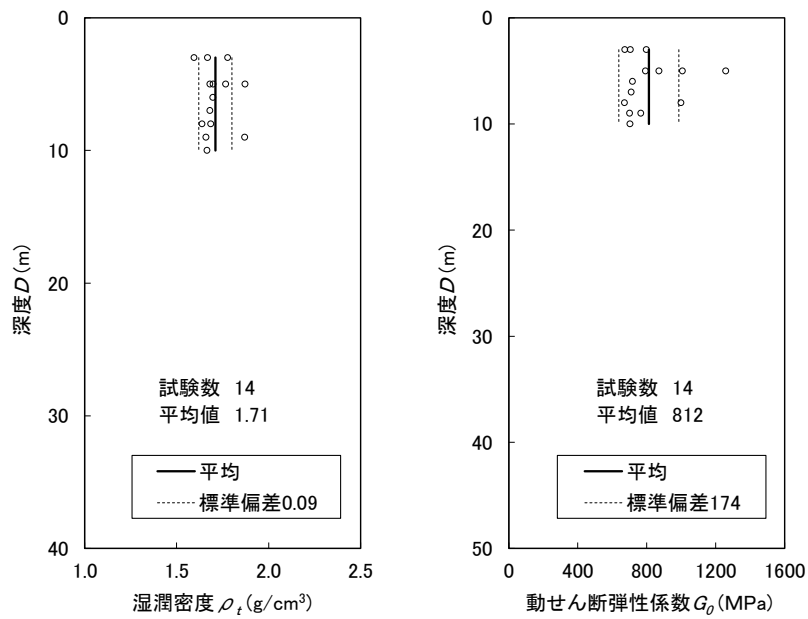


第4.2.1-1図 流動化処理土(第1グループ)の湿潤密度及び動せん断弾性係数の平均と標準偏差(再処理施設、廃棄物管理施設及びMOX燃料加工施設の事業変更許可申請書より抜粋)

4.2.2 固化材添加量別の整理について

4.1 において固化材添加量別に分類した第2グループの物性値について整理する。

第4.2.2-1図に流動化処理土（第2グループ）の解析用物性値のうち、 ρ_t と G_0 の値を示す。 ρ_t は、第1グループと同様に深さ方向に関係なくばらつきを有している。 V_s と ρ_t から算出した G_0 についても同様に深さ方向に関係なくばらつきを有しており、深度依存は見られず、 G_0 の平均値は812MPaとなっていることから、 ρ_t 、 G_0 ともに平均値を設定する。



第4.2.2-1図 流動化処理土（第2グループ）の湿潤密度及び動せん断弾性係数の平均と標準偏差

4.3 物性値の設定（まとめ）

流動化処理土については、4.1で整理した施工管理状況により第1グループ及び第2グループに分類され、規定範囲のセメント添加による人工材料で一定の品質管理の下で施工されていることを確認した。セメント添加材料であることから土質材料のような拘束圧依存による深度依存は見られないと考えられることから、材料（セメント添加量、母材等）としてのばらつきと考え、深度依存のない平均値として地盤物性値を設定した。

5. まとめ

5.1 埋戻し土及び流動化処理土の物性値の設定について

埋戻し土の物性値は、一定の管理基準を満足するように施工されており、全敷地範囲における埋戻し土の統計データ(15孔, 93個(G_0))としては満足しているが平面的、深度方向に採取されていない箇所を対象に追加調査を実施する。この結果を含めたデータに基づきばらつきを考える上での母集団の扱いを決定する。

流動化処理土は、施工管理状況により第1グループ及び第2グループに分類し、セメント添加材料であることから土質材料のような拘束圧依存による深度依存は見られないと考えられることから、材料(セメント添加量、母材等)としてのばらつきと考え、深度依存のない平均値として地盤物性値を設定する。

5.2 表層地盤に埋め込まれている建屋の入力地震動算定について

本資料においては、一般的・標準的な手法による表層地盤の物性値等を設定した。今後、基本地盤モデルの設定にあたっては、上記の設定結果を用いる。また、基本地盤モデルの設定においては、一部建屋において、実際に表層地盤に埋め込まれているものの、埋め込みを考慮していない建屋については、埋め込みを考慮した状態で設定する。

なお、緊急時対策建屋(AZ)、第1保管庫・貯水所(G13)及び第2保管庫・貯水所(G14)は、参考9(1)に示すとおりオープン掘削による広がりをもった掘削範囲の内側は流動化処理土により埋め戻されており、外側には地山(高位段丘層、六ヶ所層等)が存在することから、流動化処理土の特徴を考慮し、「基本地盤モデル」における表層地盤を設定する。

表層地盤の設定について、2次元周波数応答解析手法によりその影響検討を実施した。当該位置の流動化処理土は、前述の第2グループであることから基礎地盤安定解析での表層物性値(地山)に流動化処理土(第2グループ)の動的変形特性を用いて影響検討を実施した(参考9(2))。その結果、建屋近傍の掘削領域のみを流動化処理土で置換したケースと表層全領域(側方境界まで)を流動化処理土としたケースでは、基礎岩盤の応答に顕著な違いがないことから、周辺地盤の影響よりも流動化処理土の物性値が支配的であることを確認した。

参考 1

埋戻し土の材料基準及び施工管理基準について

本編 3.2 埋戻し土の施工管理状況の確認における材料基準及び施工管理基準について説明する。埋戻し工事の材料基準及び施工管理基準の設定方法については埋戻し工事開始当初に実施しているため、その管理状況及び試験施工の実施状況を以下に示す。

まず、材料基準については、敷地内で掘削して得られた現地発生土の粒度のばらつきを低減するように調整するため、参考図 1-1 図に示すとおり、バックホウによる混合・攪拌に併せ、スケルトンバケット（100mm メッシュ程度）を装着したバックホウにて、オーバーサイズの除去作業を行い、ふるい分け調整を実施する。



混合・攪拌状況①



スケルトンバケット

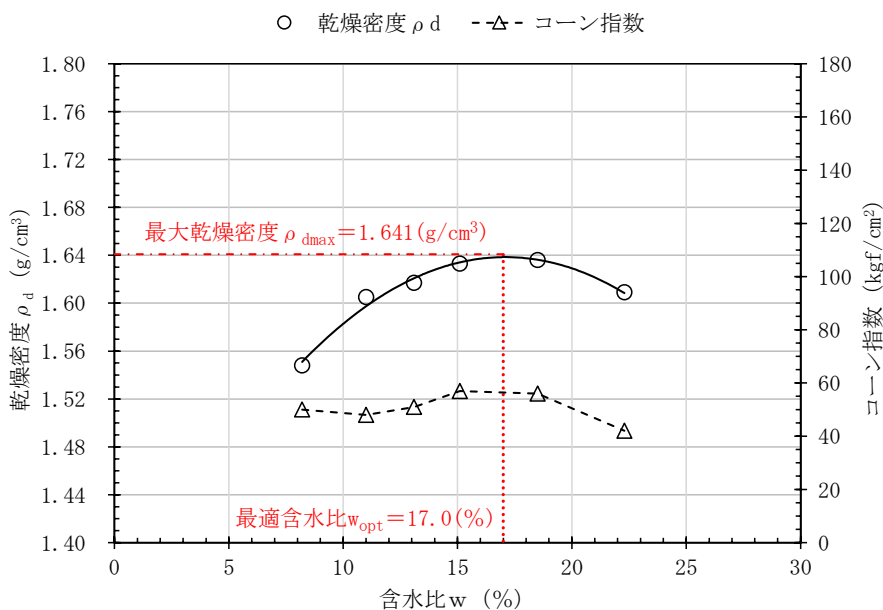


混合・攪拌状況②

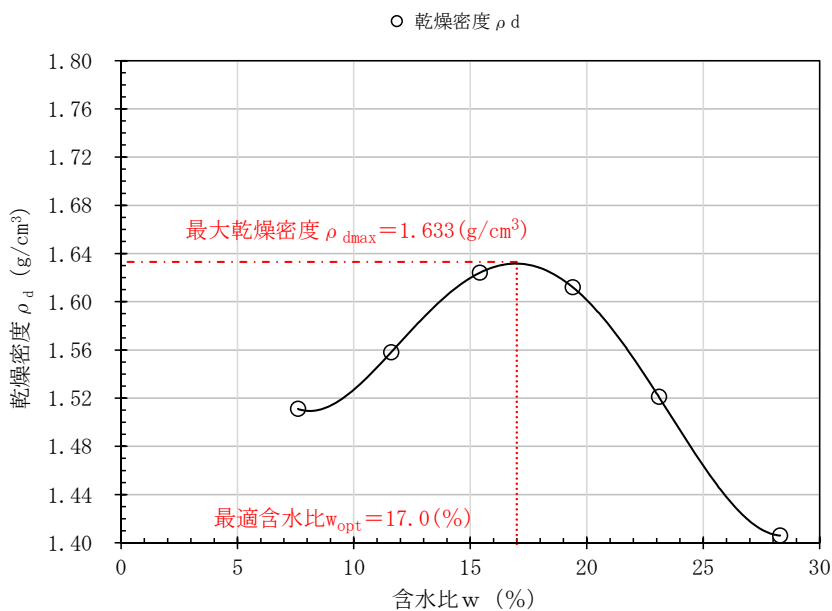
参考 1-1 図 材料調整の状況写真

また、締固め施工にあたり、締固め特性の把握のため、参考 1-2 図のとおり締固め試験により最大乾燥密度及び最適含水比の確認を行う。段丘堆積砂（1999 年以前）及びブレンド材（2000 年以降）については、最大乾燥密度及び最適含水比とも同等の締固め特性を示すことを確認した。また、埋戻し土の仮置きにあたってはストックパイルヤードにおいて所定の含水比となるよ

うに必要な応じて調整し、仮置き時には所定の含水比が得られるよう参考 1-3 図のとおりシート養生等により材料管理を行う。



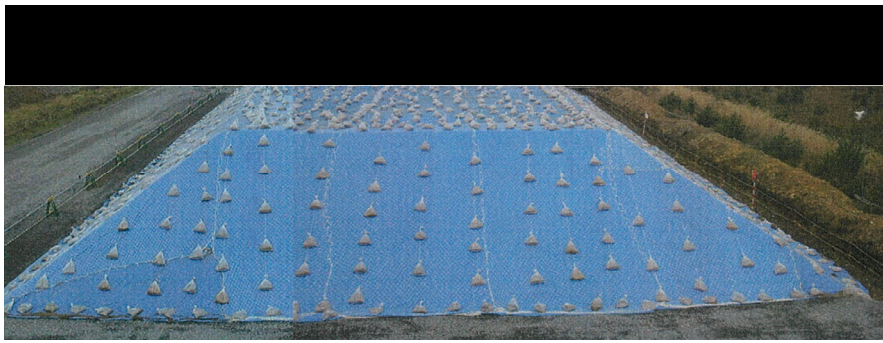
参考 1-2 図(1) 締固め曲線とコーン指数
(段丘堆積砂；1999 年以前)



参考 1-2 図(2) 締固め曲線とコーン指数
(ブレンド材 [鷹架層 1：六ヶ所層 2]；2000 年以降)



ストックパイル仮置き状況①



ストックパイル仮置き状況②

参考 1-3 図 ストックパイル整備・保管養生の状況写真

次に、上記のとおり管理された材料を用いて、試験施工により施工管理基準（締固め方法）の設定を行う。締固め方法の設定にあたっては、締固め機械、一層あたりの撒き出し厚さ、締固め回数及び施工中の含水比の関係性を確認する必要がある。試験仕様及び結果を施工年代別に以下に示す。

(1) 試験盛土（1999 年以前）

a. 目標性能

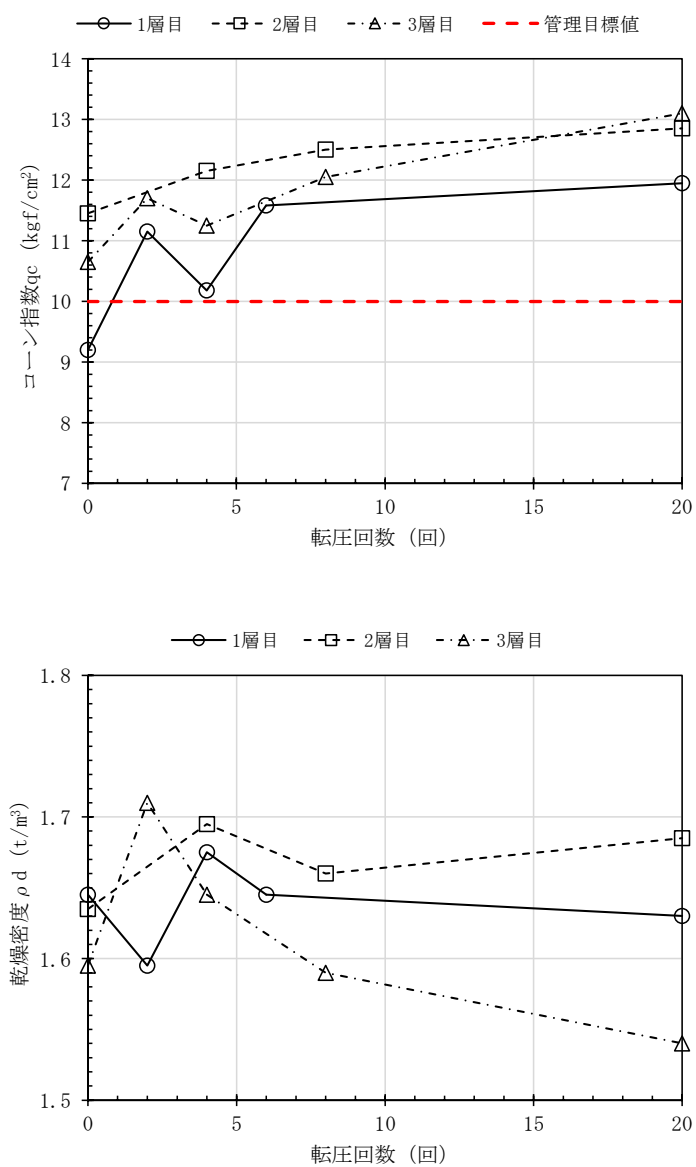
- ・ $qc = 10 \text{kgf/cm}^2$ 以上

b. 試験方法

- ・ 盛土材料を 11 t ダンプトラックにて荷降ろしし、21 t 級ブルドーザーにて撒出し厚さ 50cm/層で敷均し、転圧を実施。
- ・ 実施工を想定し、撒出し時に攪拌は実施しない。
- ・ 3 層積み重ね、各層毎に締固め状況を確認。
- ・ 各転圧回数毎（0～20）に RI 測定（乾燥密度，含水比），コーン貫入試験を実施。

c. 試験結果

参考 1-4 図に示すとおり，転圧回数 2 回以上で管理目標値コーン指数 $q_c \geq 10 \text{kgf/cm}^2$ を満足したが，転圧回数の増大に伴い，過転圧による乾燥密度の低下が懸念されることから 4 回施工を標準とした。



参考 1-4 図 試験施工実施結果

(2) 試験盛土（2000年以降）

a. 目標性能

- ・ 締固め度 $D_c = 90\%$ 以上

b. 試験方法

- ・ 盛土材料を 11 t ダンプトラックにて荷降ろしし、21 t 級ブルドーザーにて撒出し厚さ 40 cm / 層で敷均しを実施。
- ・ 5 層積み重ね、5 層目に締固め状況を確認。
- ・ 転圧機械は振動ローラー（7 t 級）、タイヤローラー（10 t 級）及びブルドーザー（21 t 級）にて実施。（参考 1-5 図参照）
- ・ 各転圧回数毎（4, 6, 8 回）に現場密度試験（砂置換法及び RI 測定）を実施。

c. 試験結果

参考 1-1 表に示すとおり、どの転圧機械においても転圧回数 4 回以上で目標値 $D_c \geq 90\%$ を満足した。

参考 1-1 表 試験施工実施結果

転圧回数	振動ローラー			タイヤローラー			ブルドーザー		
	N=4	N=6	N=8	N=4	N=6	N=8	N=4	N=6	N=8
$D_c(\%)$	100.8	101.7	102.7	100.6	101.0	100.4	97.8	98.0	98.7



振動ローラー転圧



ブルドーザー転圧

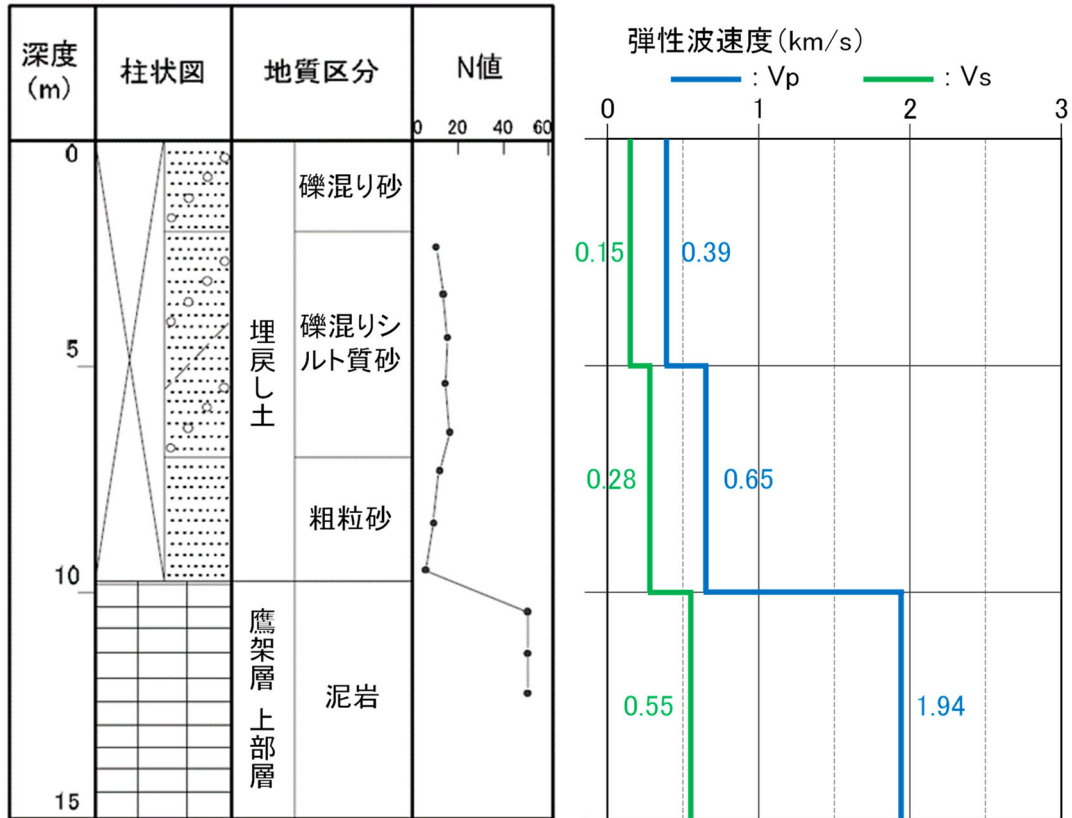
参考 1-5 図 試験盛土転圧状況

参考 2

埋戻し土のボーリング柱状図について

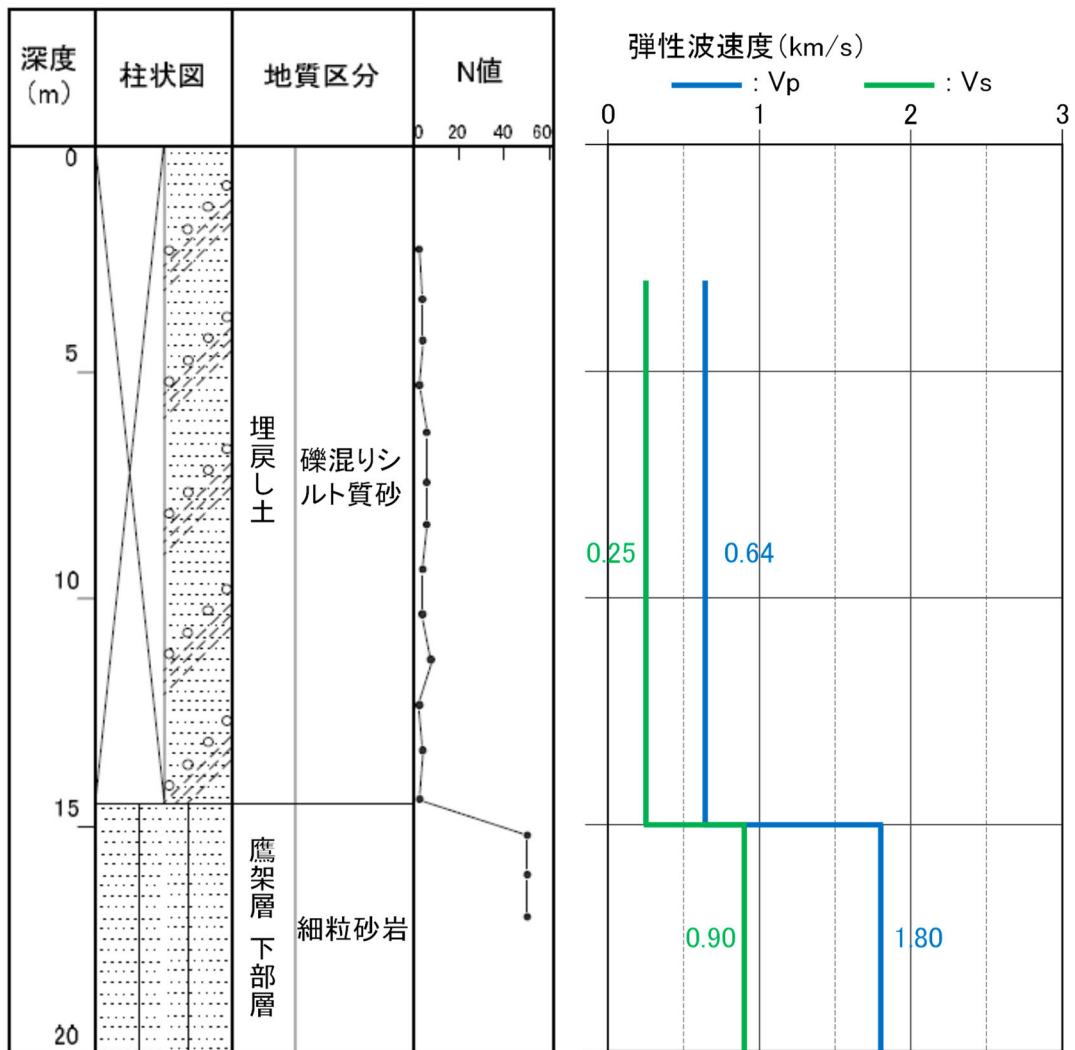
本編 3.3 物性値のばらつきに係る検討における事業変更許可申請書で設定した埋戻し土のボーリング柱状図及び物理・力学特性を参考 2-1 図～参考 2-15 図に示す。

KT-3 (孔口標高 55.17m)



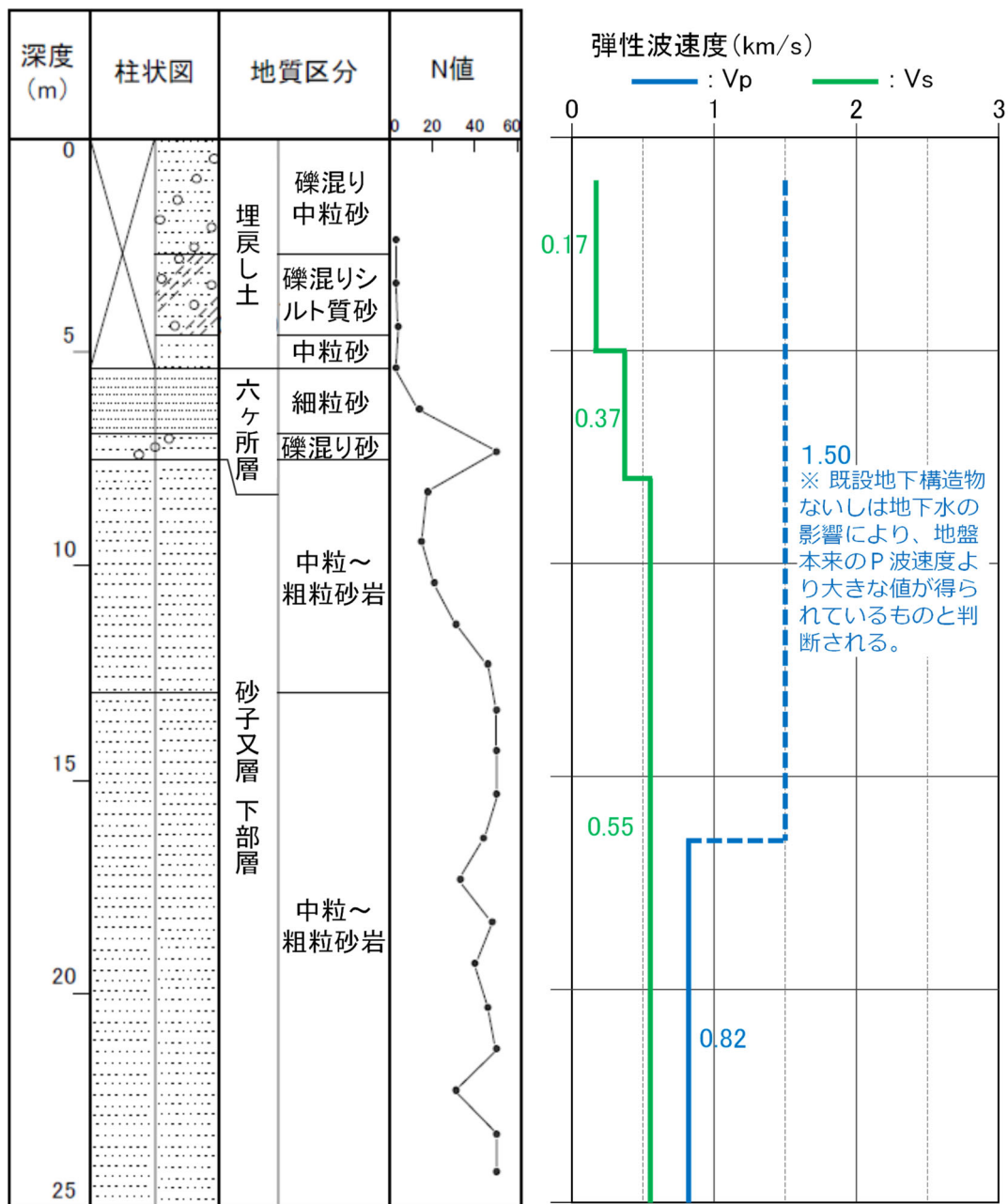
参考 2-1 図 ボーリング柱状図 (KT-3孔)

KT-5 (孔口標高 54.93m)



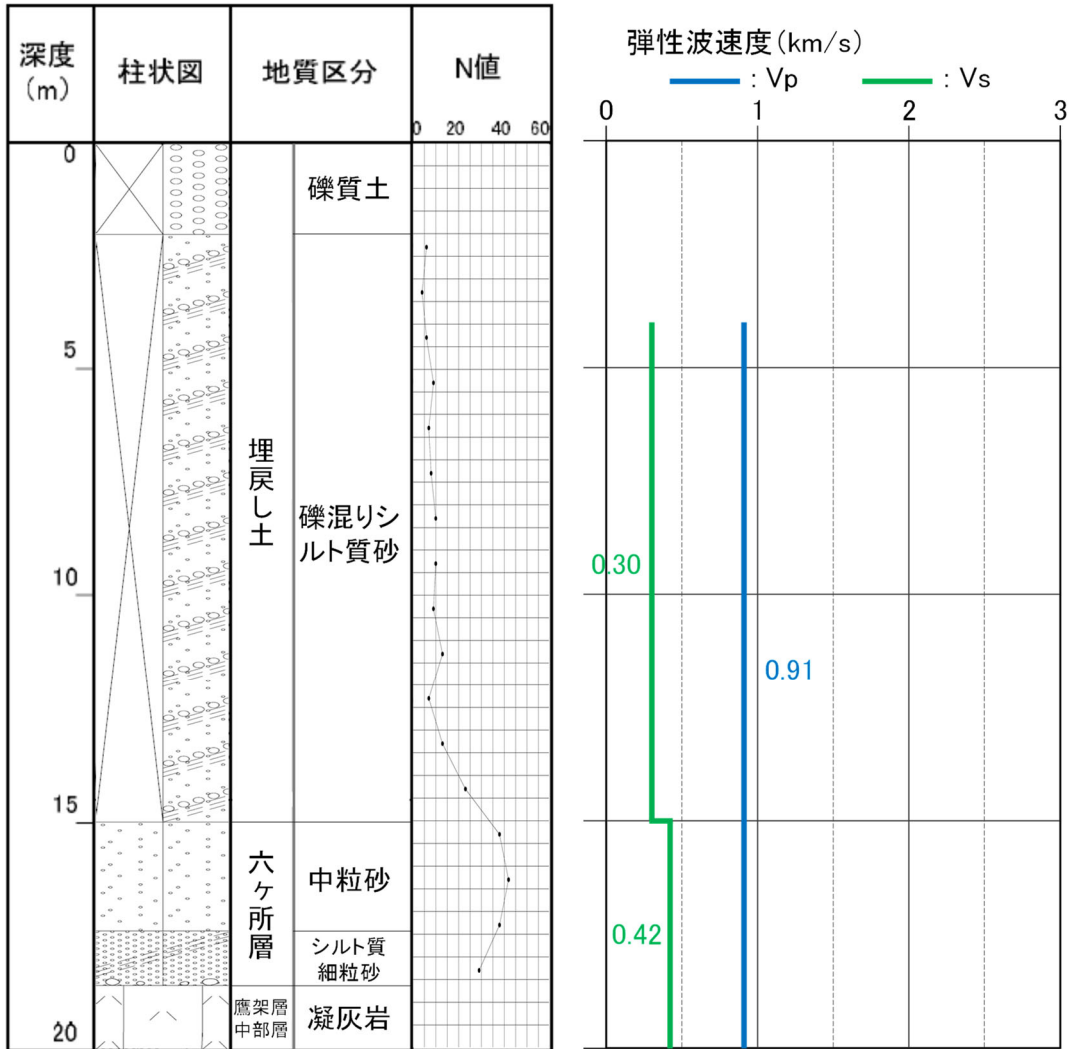
参考2-2図 ボーリング柱状図 (KT-5孔)

KT-9 (孔口標高 54.94m)



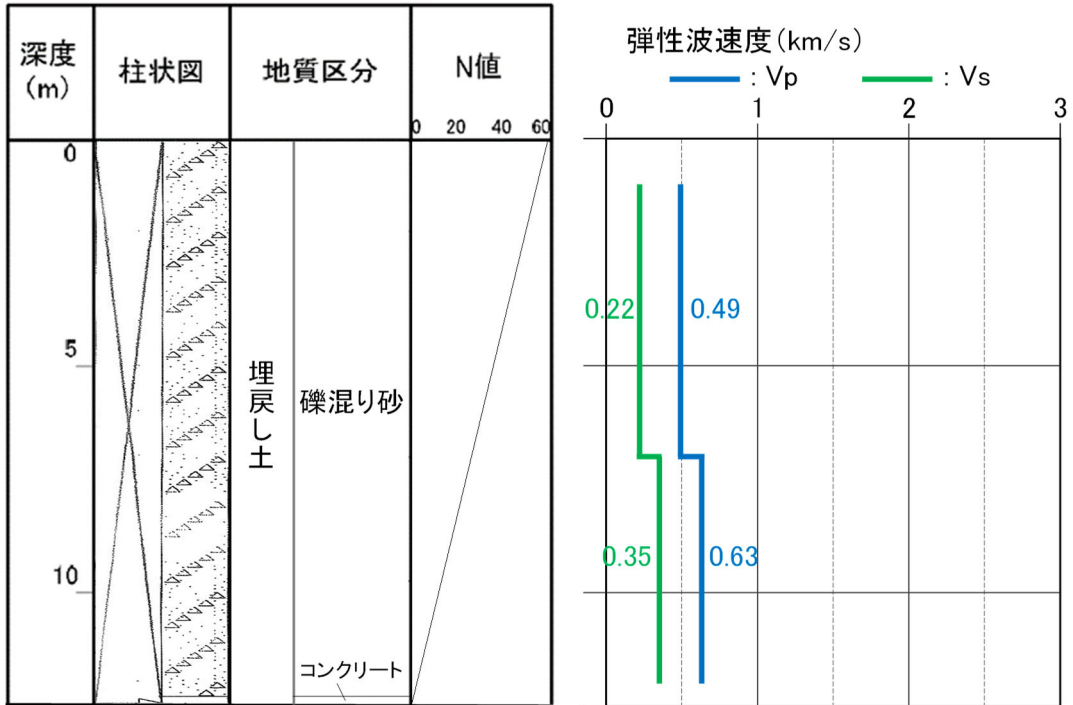
参考2-3図 ボーリング柱状図 (KT-9孔)

No.2 (孔口標高 54.99m)



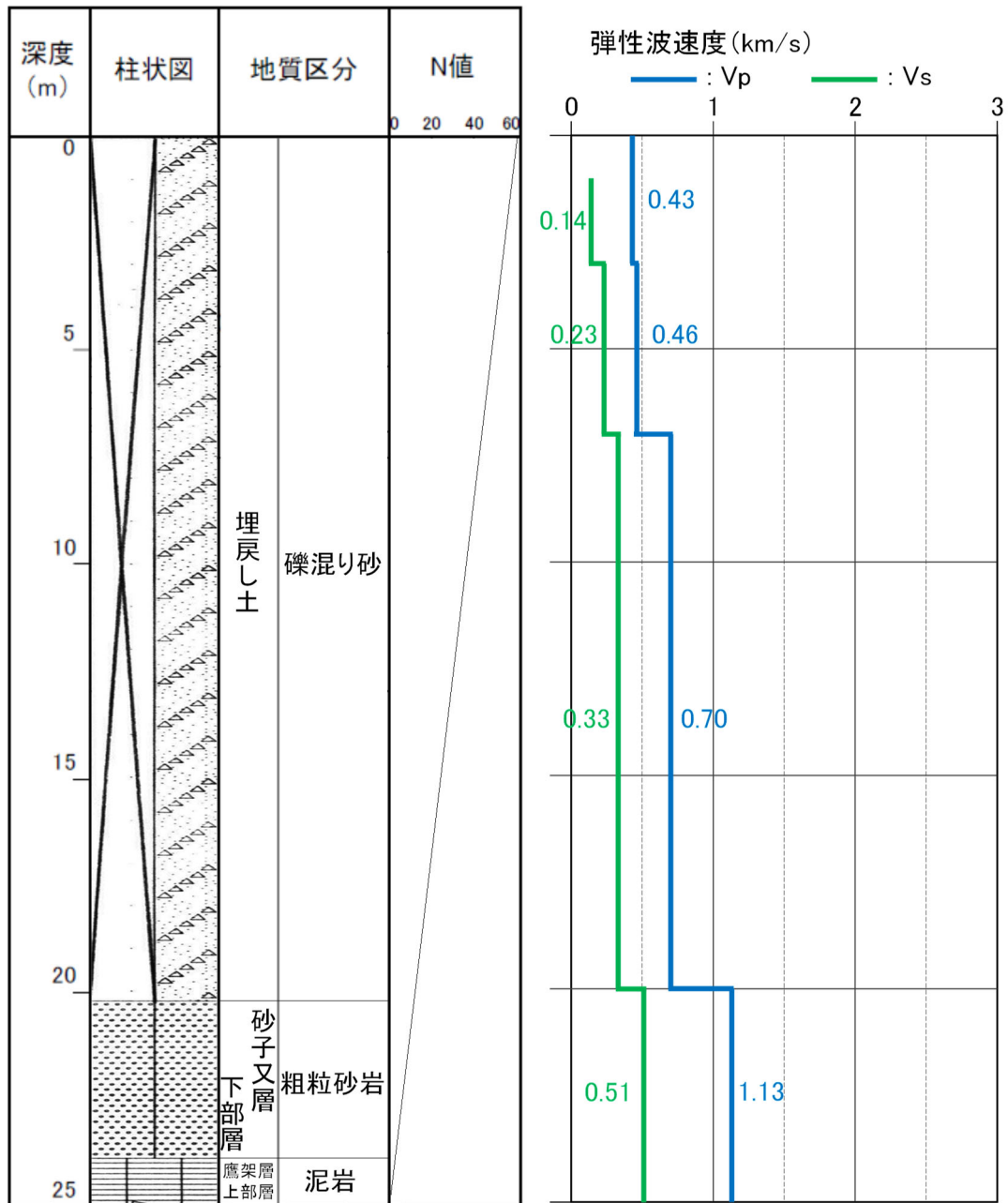
参考2-4図 ボーリング柱状図 (No. 2孔)

No.7 (孔口標高 55.20m)



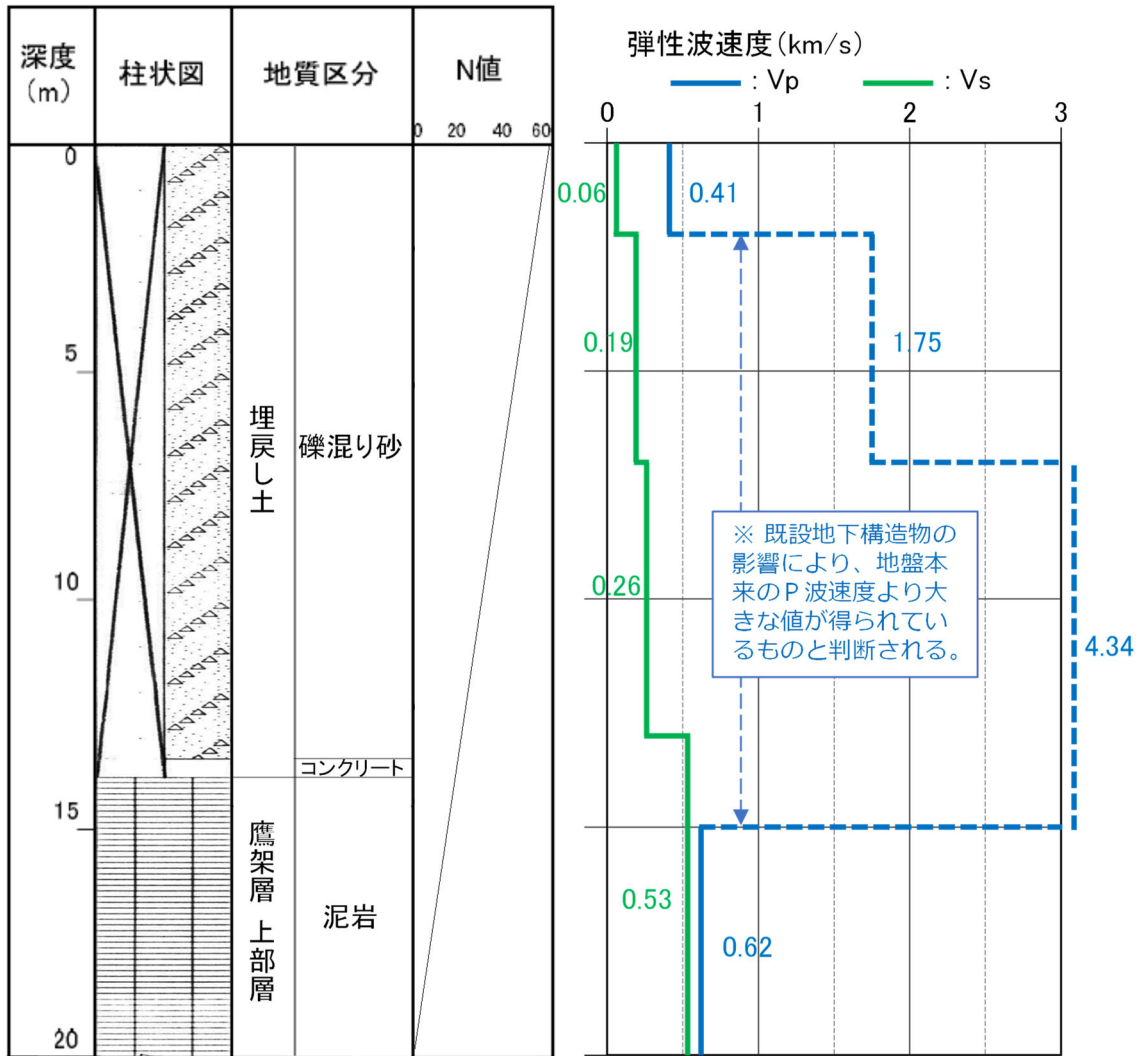
参考2-5図 ボーリング柱状図 (No. 7孔)

No.8 (孔口標高 55.03m)



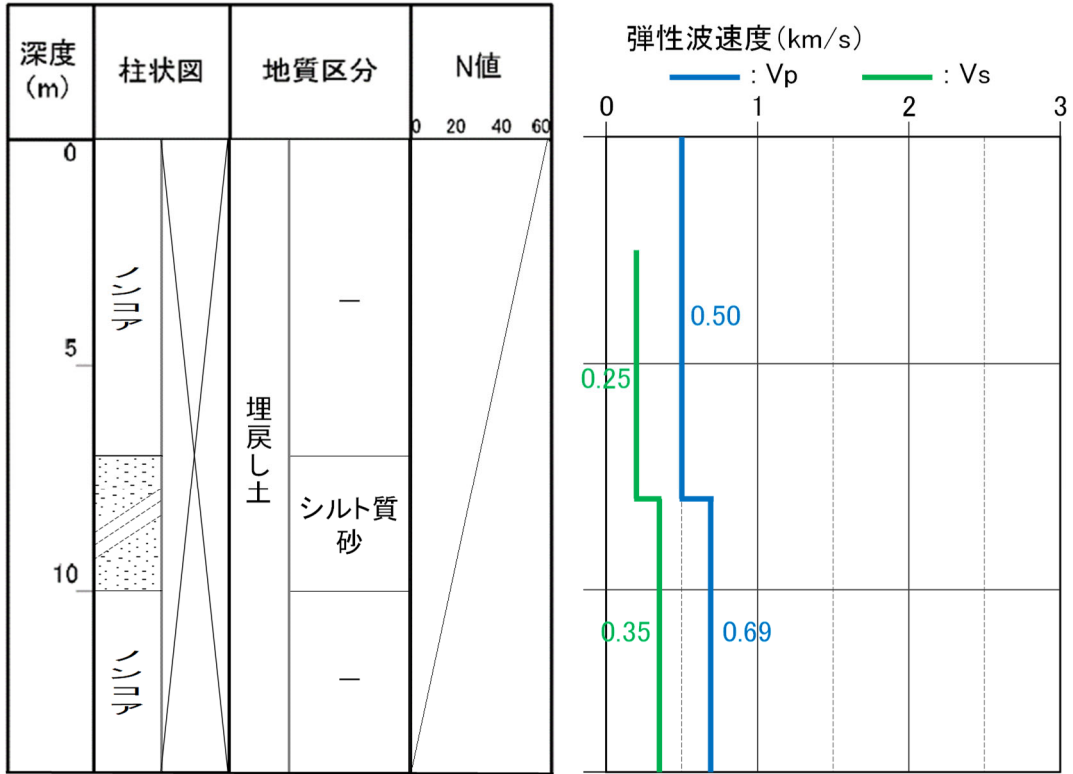
参考2-6図 ボーリング柱状図 (No. 8孔)

No.9 (孔口標高 55.10m)



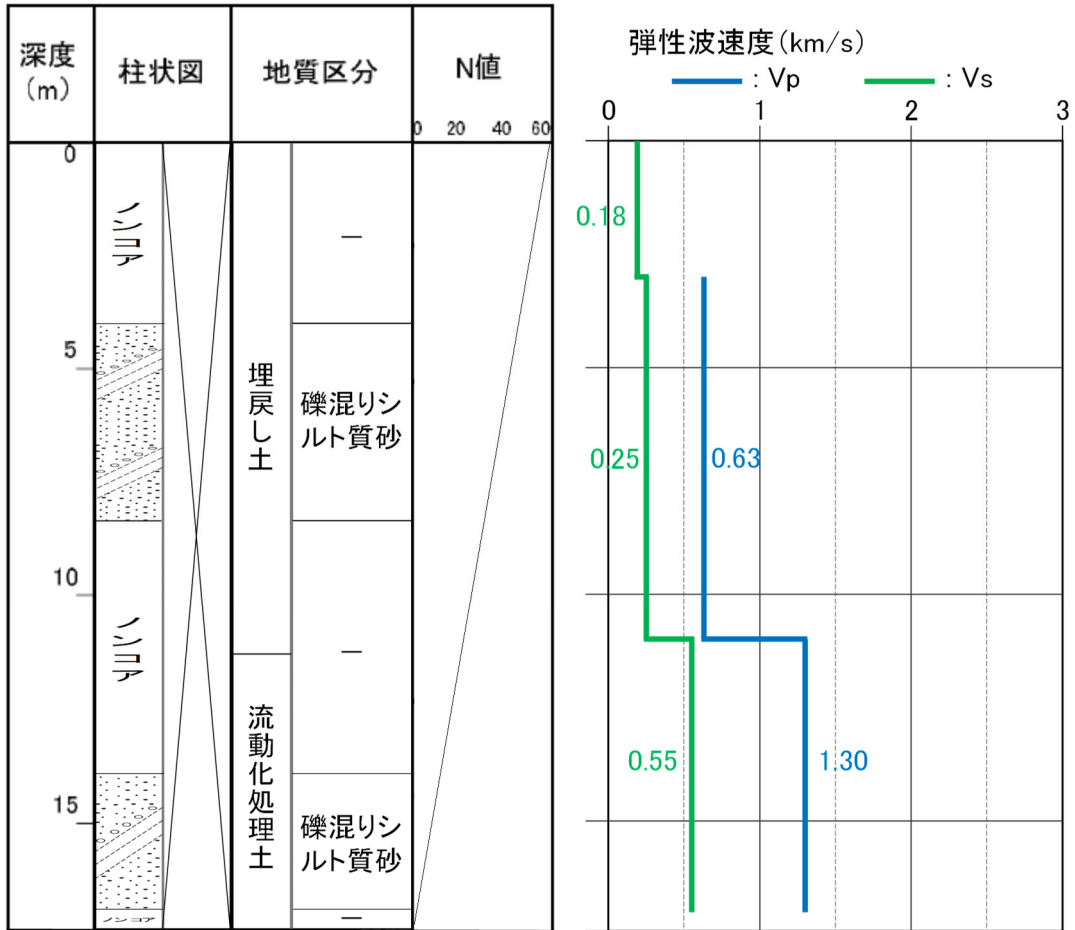
参考2-7図 ボーリング柱状図 (No. 9孔)

a-1 (孔口標高 55.03m)



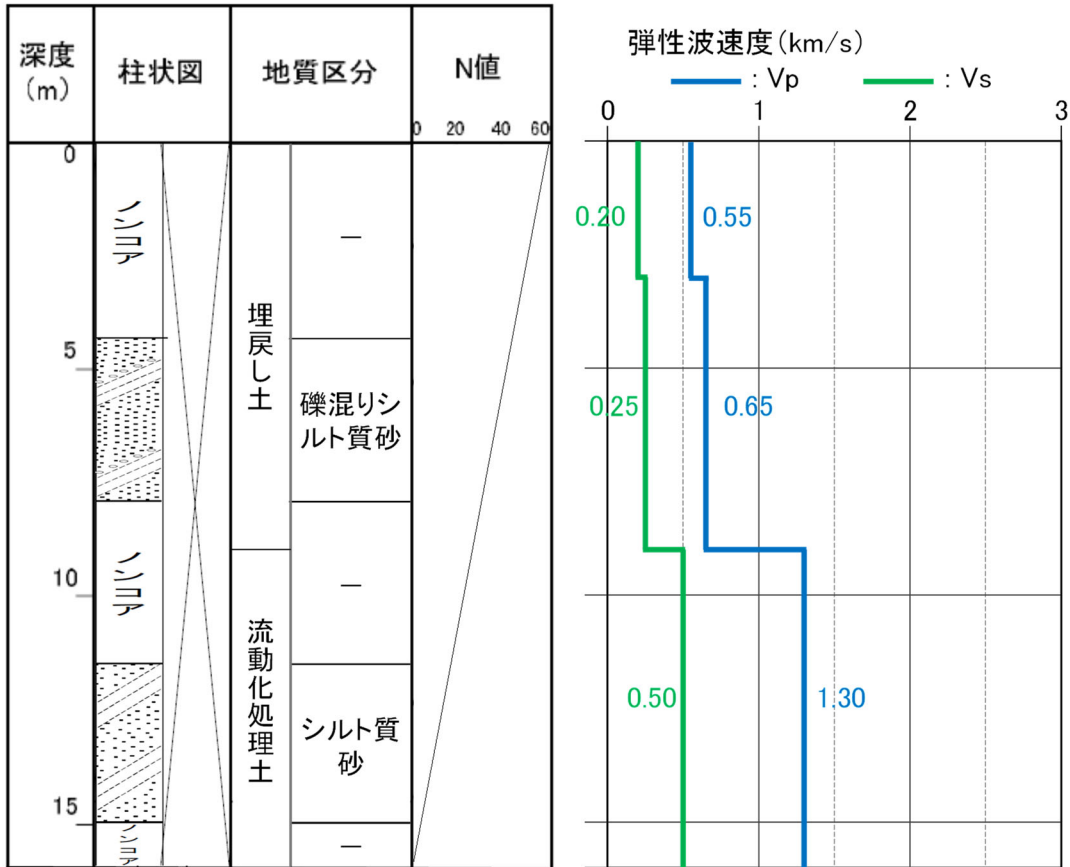
参考2-8図 ボーリング柱状図 (a-1孔)

a-4 (孔口標高 55.06m)



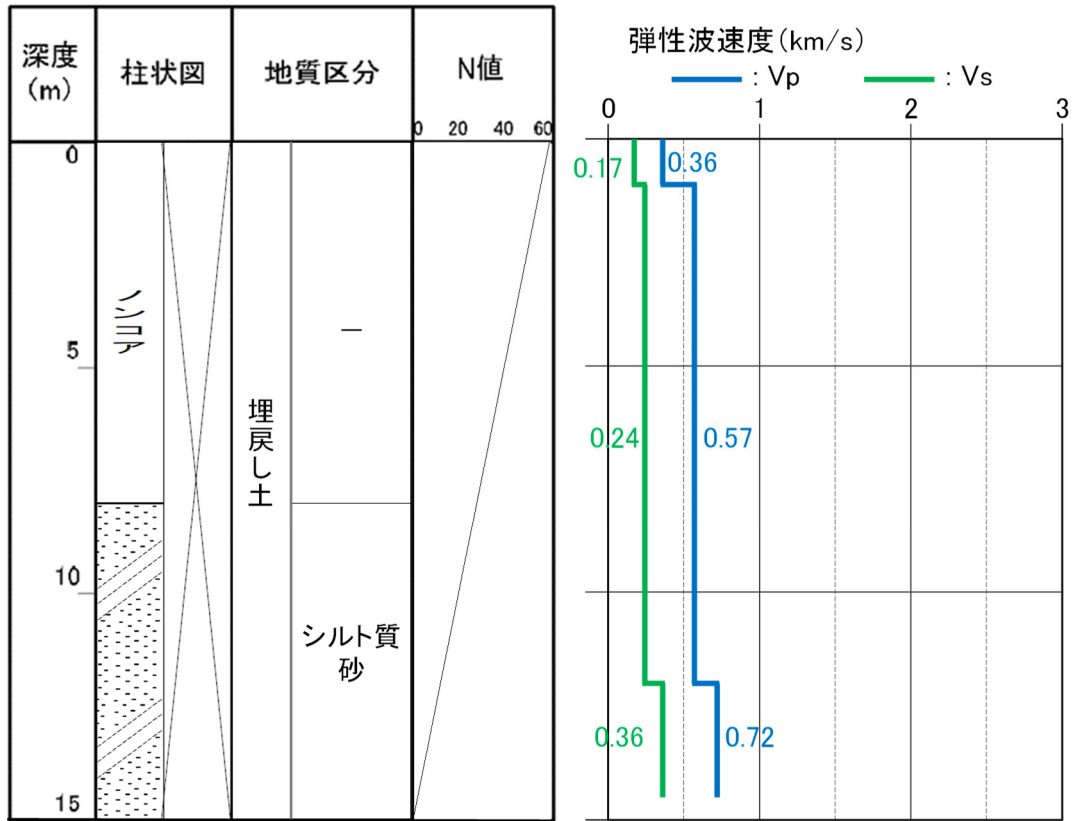
参考2-9図 ボーリング柱状図 (a-4孔)

b-2 (孔口標高 55.04m)



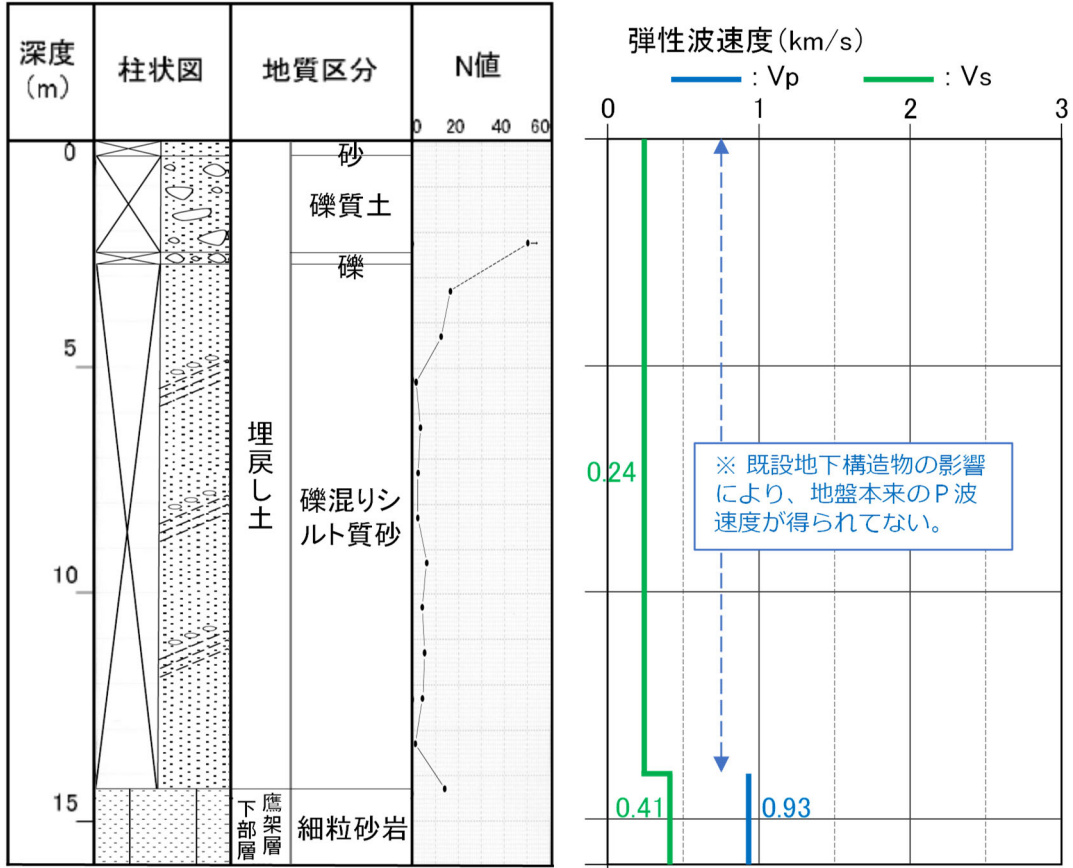
参考2-10図 ボーリング柱状図 (b-2孔)

b-4(孔口標高 54.95m)



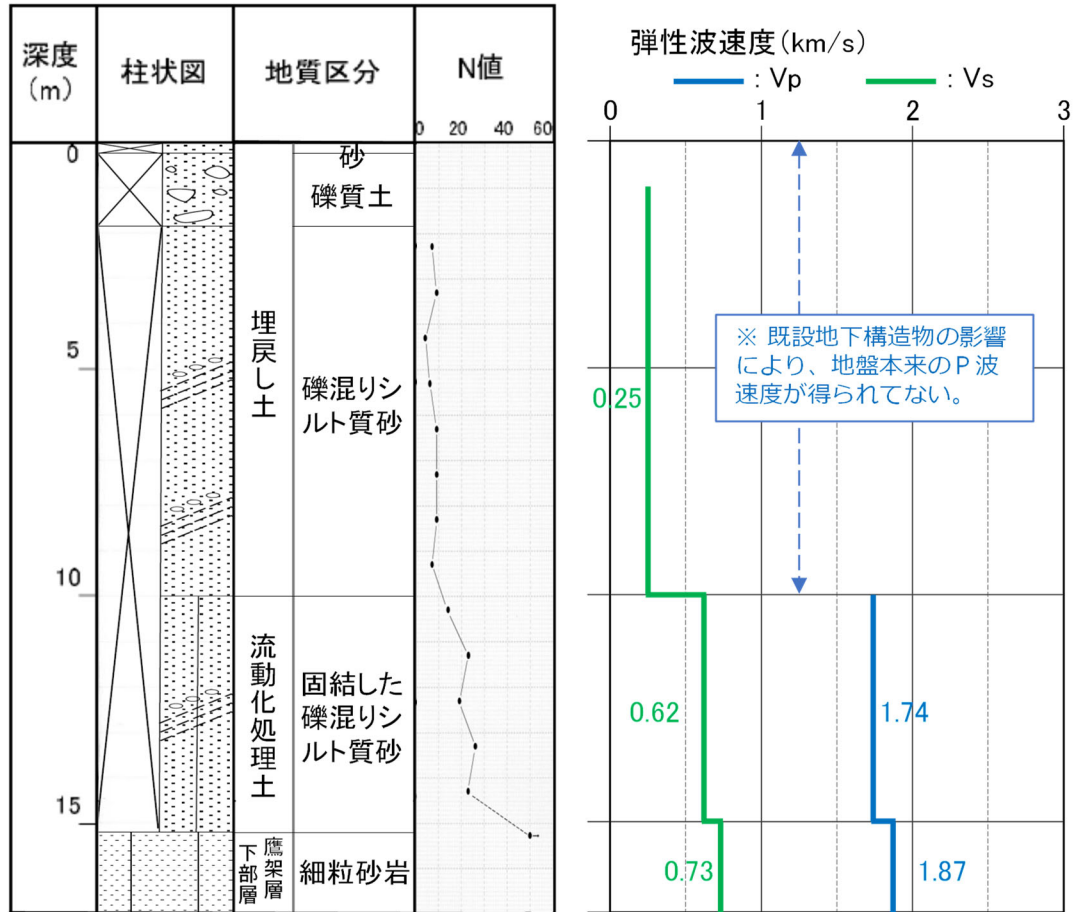
参考2-11図 ボーリング柱状図 (b-4孔)

TY-20-1 (孔口標高 54.98m)



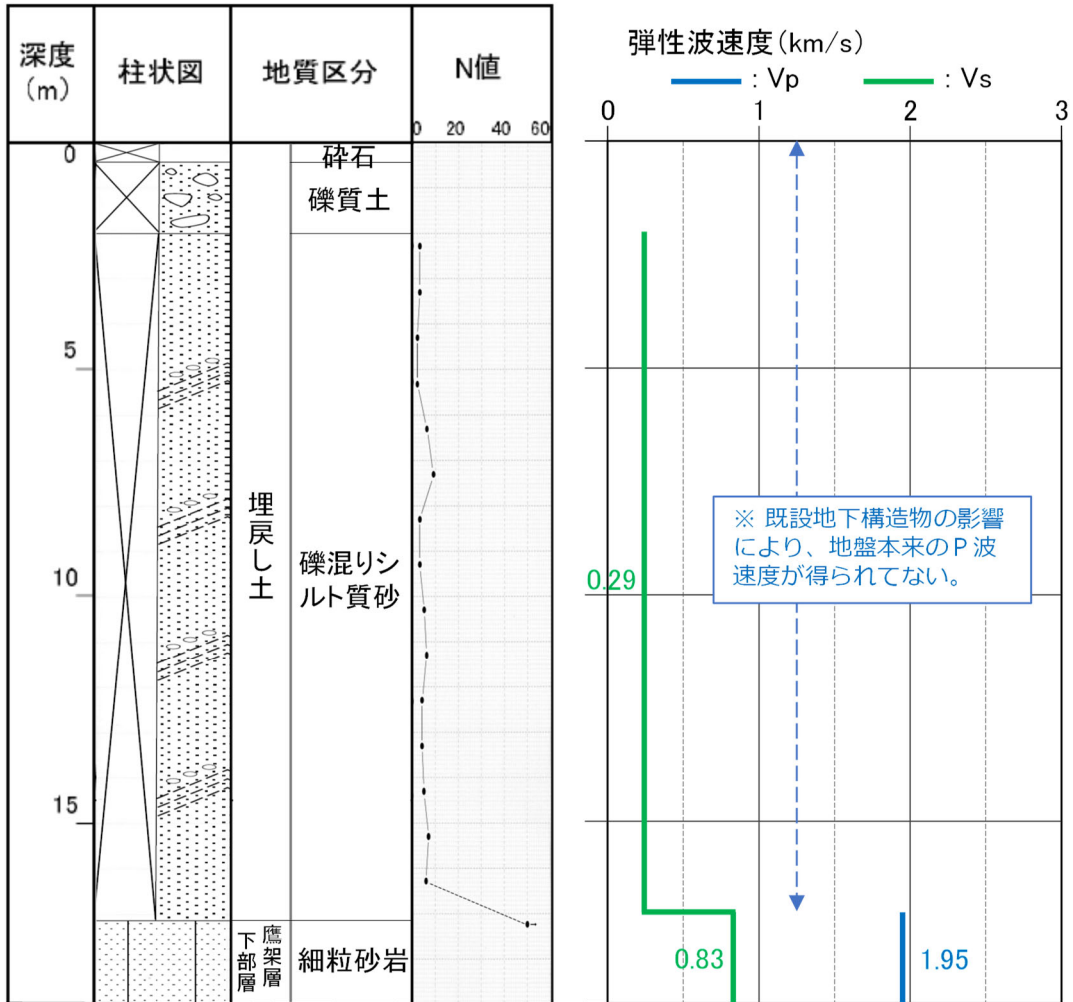
参考2-12図 ボーリング柱状図 (TY-20-1孔)

TY-20-2 (孔口標高 55.08m)



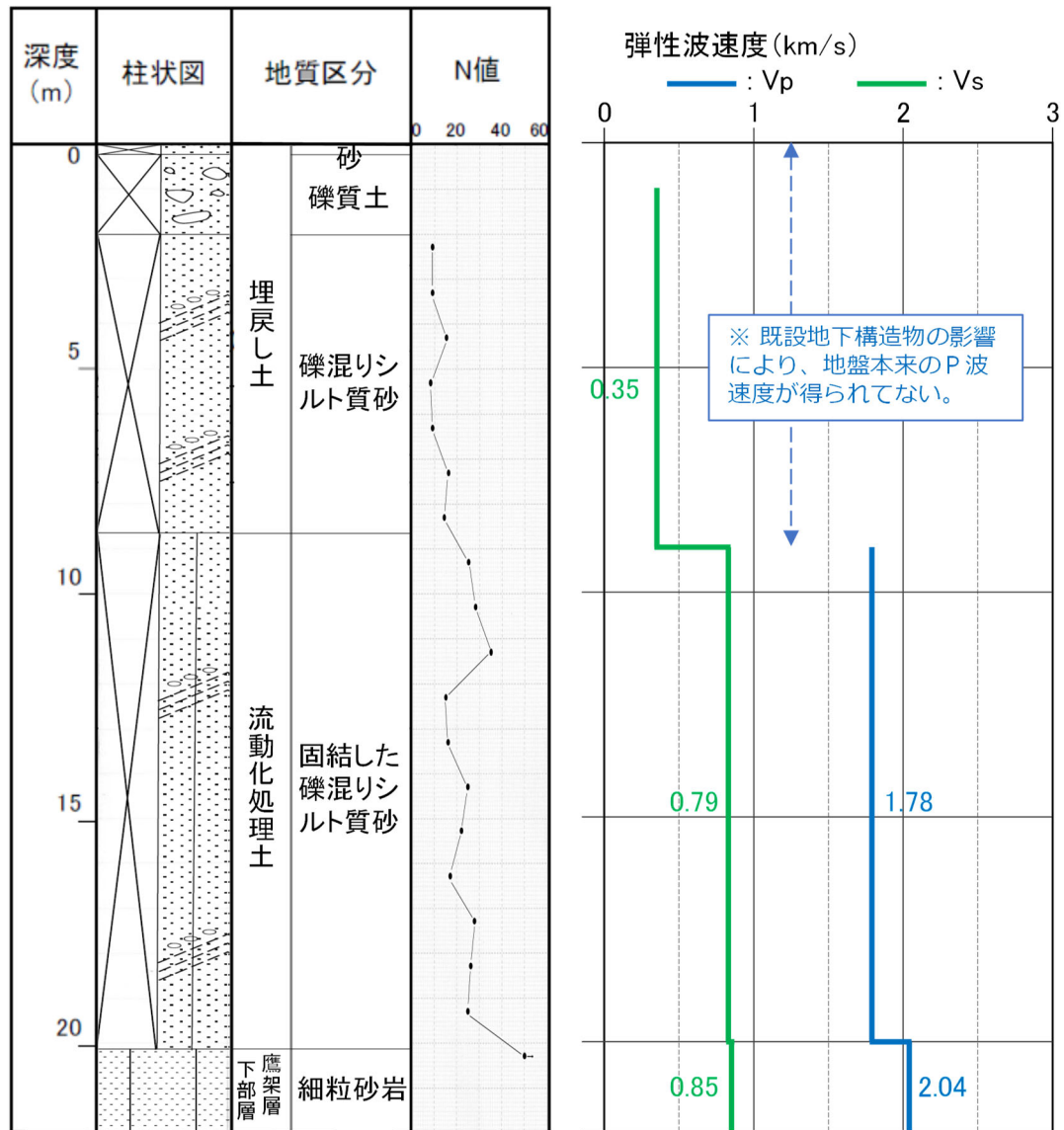
参考2-13図 ボーリング柱状図 (TY-20-2孔)

TY-20-3 (孔口標高 54.83m)



参考2-14図 ボーリング柱状図 (TY-20-3孔)

TY-20-5 (孔口標高 55.01m)

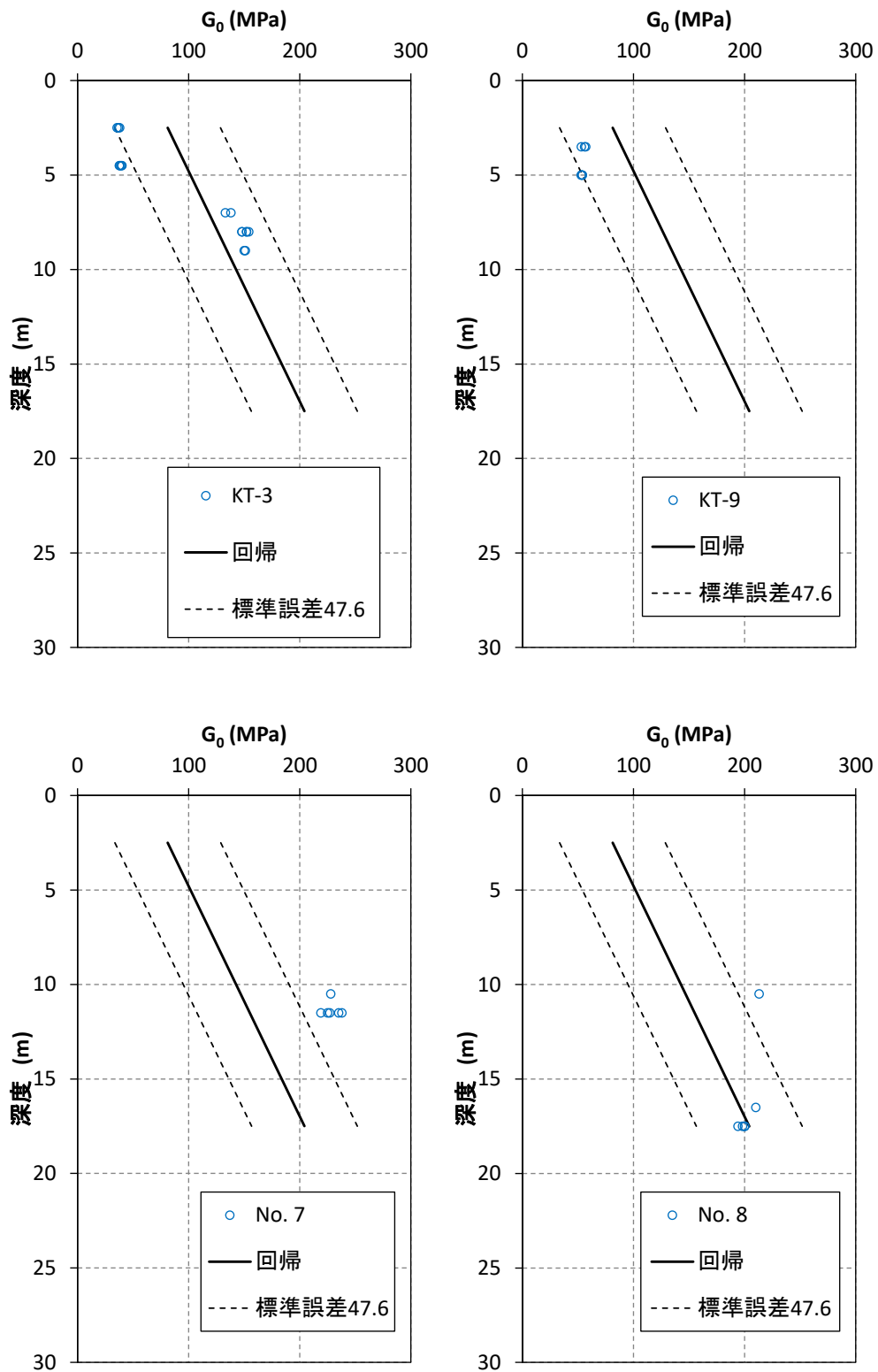


参考2-15図 ボーリング柱状図 (TY-20-5孔)

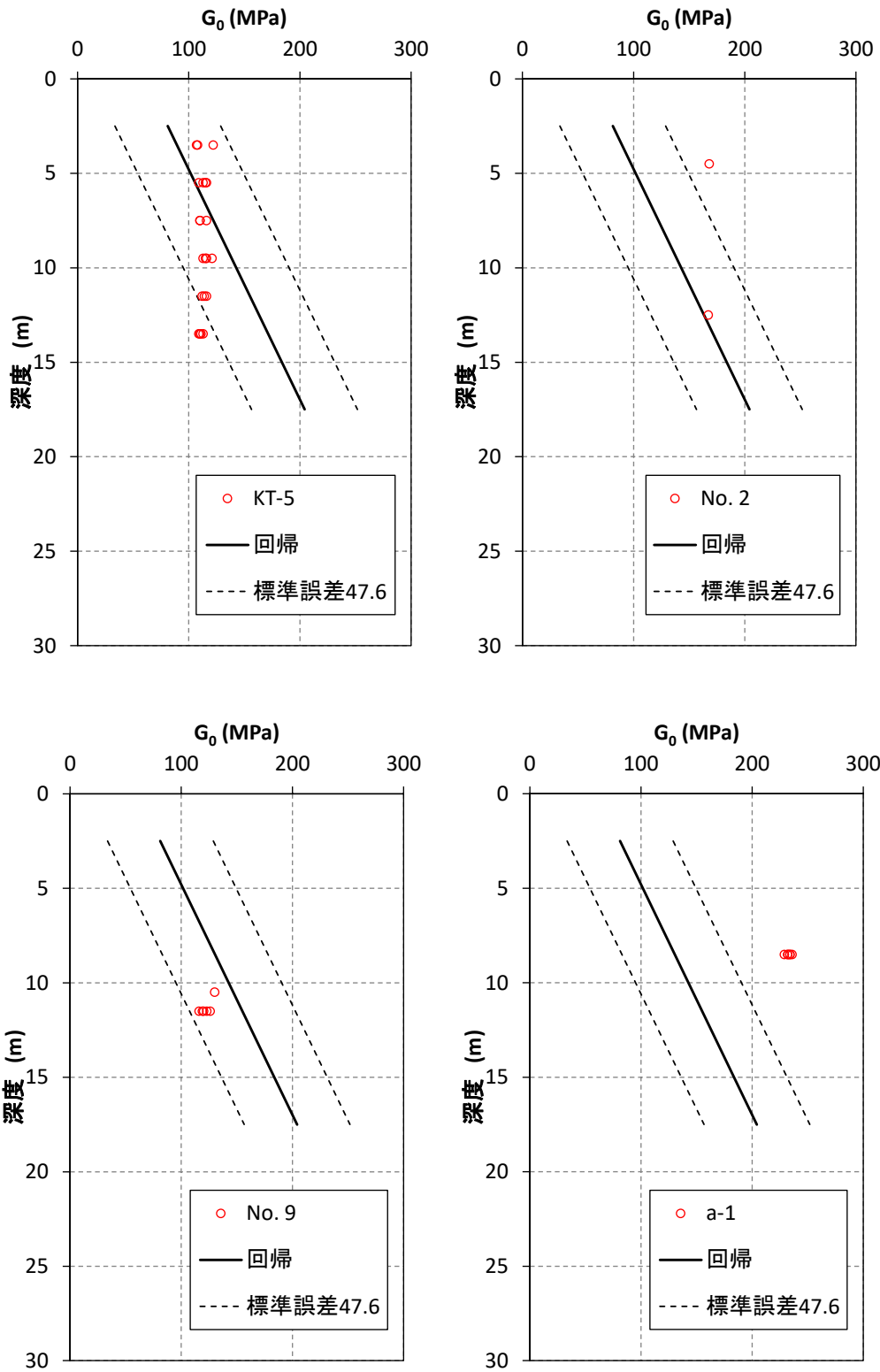
参考 3

埋戻し土のボーリング孔における G_0 と測定深度の
関係について

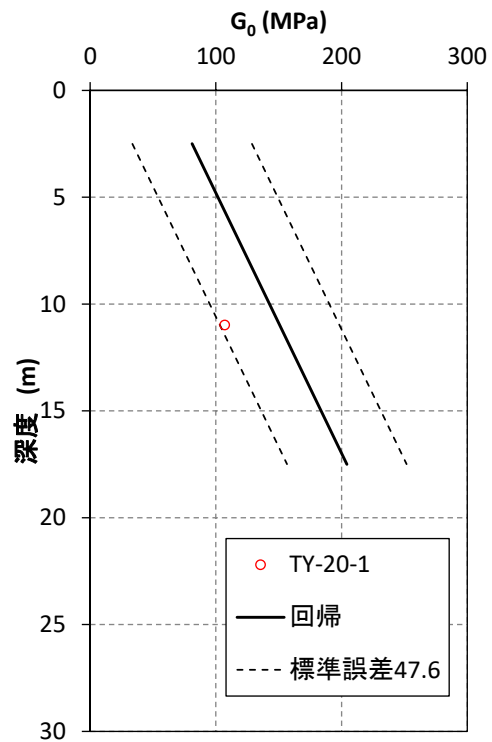
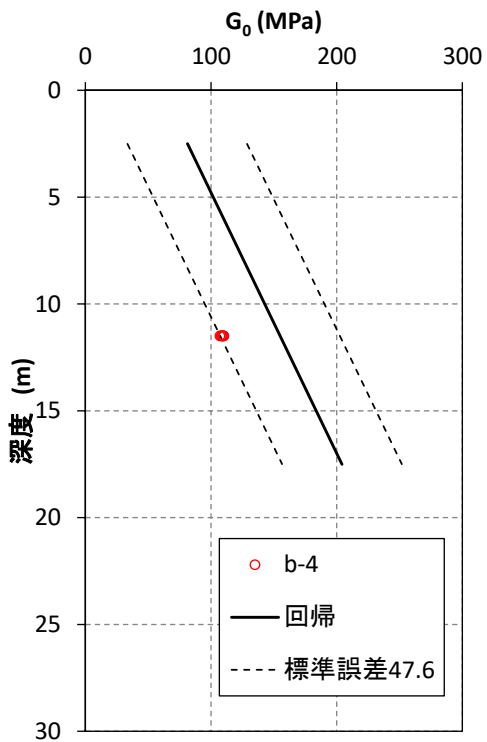
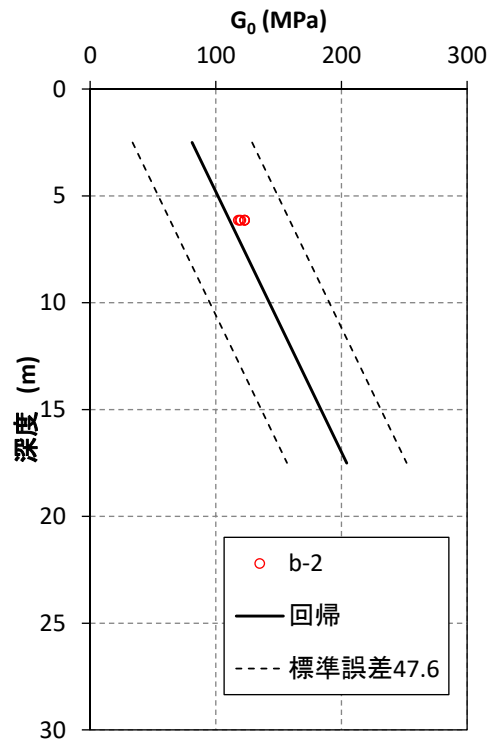
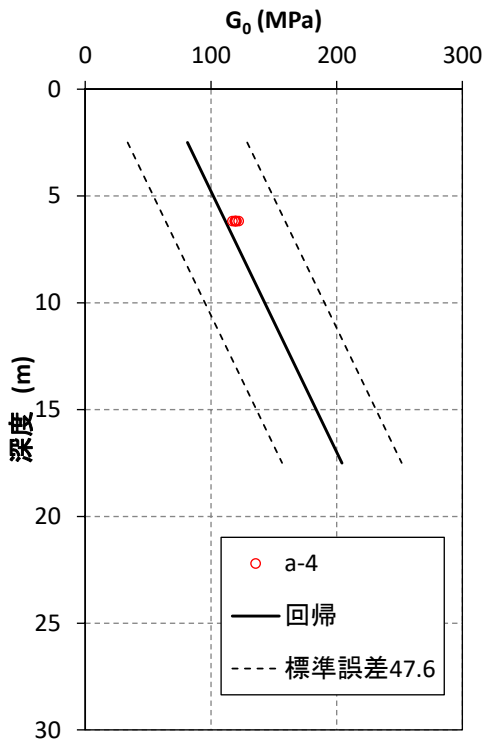
本編 3.3.3 施工年代別の整理における埋戻し土のボーリング孔における G_0 と測定深度の関係について参考 3-1 図～参考 3-2 図に示す。



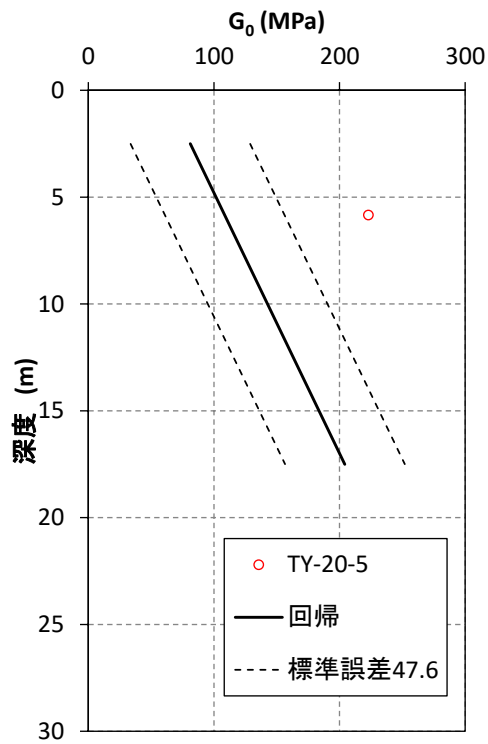
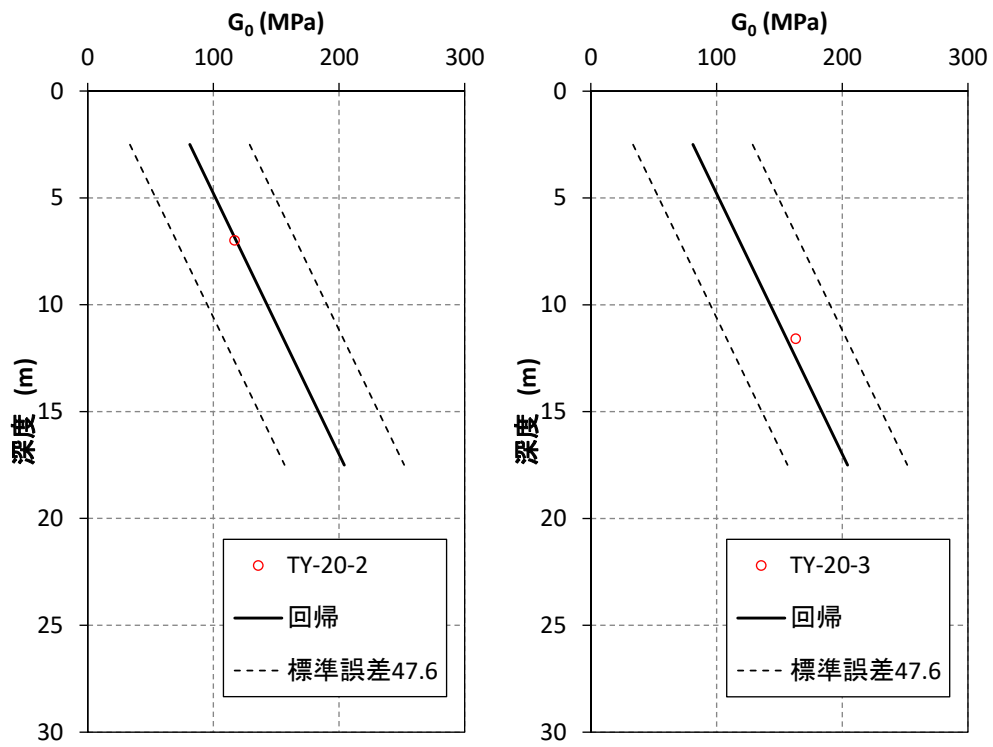
参考 3-1 図 ボーリング孔毎の埋戻し土の G_0 (1999 年以前)



参考 3-2 図(1) ボーリング孔毎の埋戻し土の G_0 (2000 年以降)



参考 3-2 図 (2) ボーリング孔毎の埋戻し土の G_0 (2000 年以降)



参考 3-2 図 (3) ボーリング孔毎の埋戻し土の G_0 (2000 年以降)

参考 4

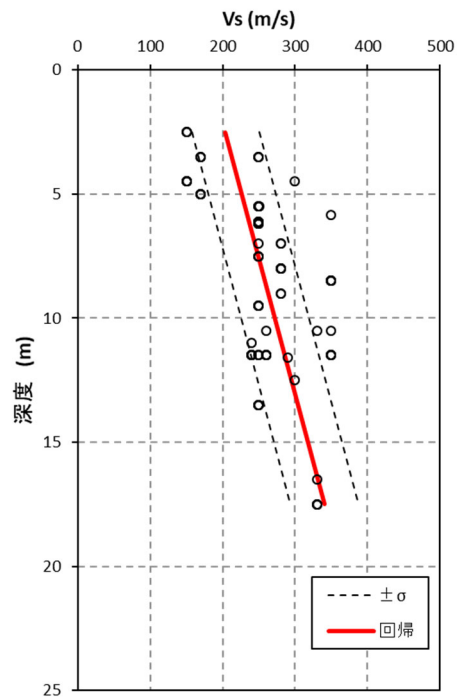
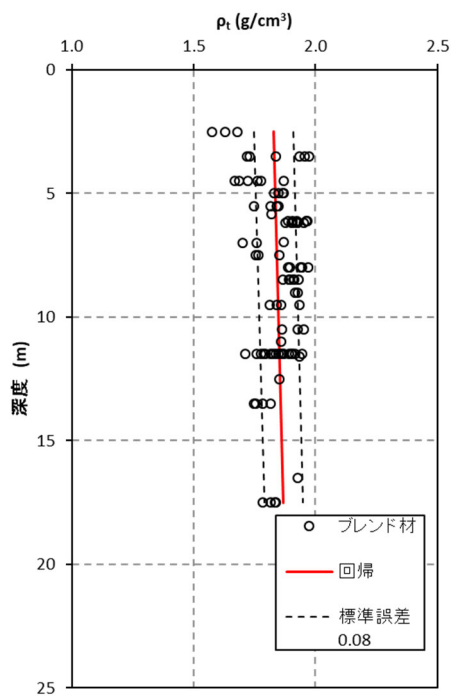
データセットの V_s による G_0 回帰について

本編3.3.3 施工年代別の整理で示したデータセットの V_s による G_0 の回帰方法について説明する。

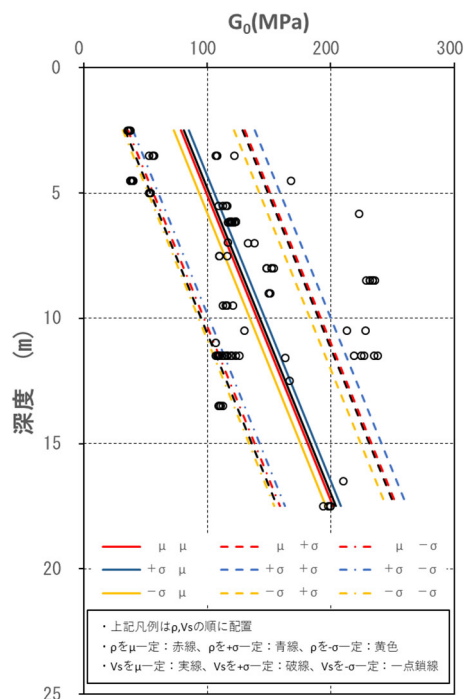
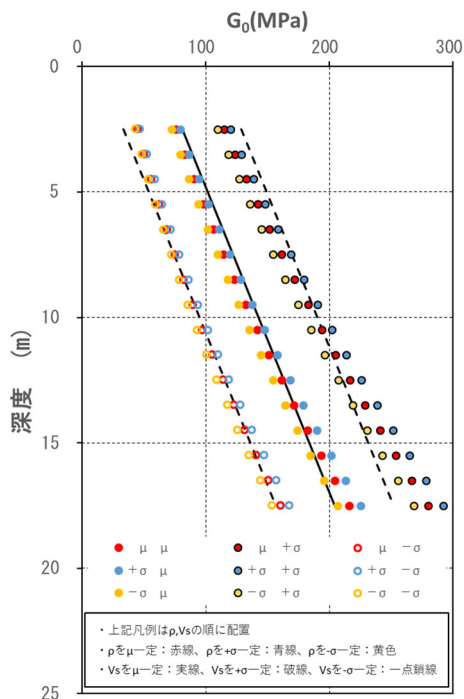
動的変形特性に用いる G_0 は、参考4-1図に示すPS検層（ダウンホール方式）による V_s と同孔から採取された ρ_t （ノギス法）によるデータセットから算定した値の統計量（平均，標準偏差）として表されるのが一般的である。ここでは， G_0 を算出する元データである ρ_t と V_s の統計量の観点からそれぞれの平均と標準誤差の組み合わせから得られる G_0 の分布について整理を行った。

参考4-1図には， ρ_t と V_s の値を○印で平均値の回帰を赤線，標準誤差を黒破線で示した。これらの ρ_t の μ （平均）， $\pm\sigma$ （ばらつき）と V_s の μ （平均）， $\pm\sigma$ （ばらつき）の掛け合わせとして9組の回帰とデータセットから得られる離散化した G_0 の平均及び標準誤差を参考4-2図示す。離散化した G_0 は， ρ_t （一次式）と V_s^2 （2次式）との式から深度方向に発散する3次関数となる。一般的に，標準誤差は，等差で与えることから事業許可申請における標準誤差（ $\pm 1\sigma$ ）の回帰も等差で与えており，平均値の G_0 の深度依存勾配を固定して， ρ_t と V_s の μ ， $\pm\sigma$ の組み合わせの回帰を行った。

参考4-3図にそれぞれの回帰の組み合わせによる回帰結果を示す。図の凡例では，各線の前表示が ρ_t に用いた回帰，後表示が V_s に用いた回帰でそれぞれの線色（赤，青，橙），線種（実線，破線，一点鎖線）で表示している。図によれば，それぞれの回帰から算定した G_0 の回帰は，線種（実線：平均 V_s ，破線： $+\sigma V_s$ ，一点鎖線： $-\sigma V_s$ ）で分けた V_s の回帰に依存しており，それぞれの V_s に対して ρ_t が $+\sigma$ の場合には， G_0 が若干大きくなる傾向を示し， ρ_t が $-\sigma$ の場合には， G_0 が若干小さくなる傾向となる。



参考 4-1 図 ρ_t , V_s の深度分布図 (データセット)



参考 4-2 図 G_0 分布図 (離散化)

参考 4-3 図 G_0 回帰図 (深度依存固定)

参考 5

物性値の不確実性に関するパラメータスタディ

本編3.3.3 施工年代別の整理におけるばらつきを有する地盤の特徴に係る検討結果について説明する。

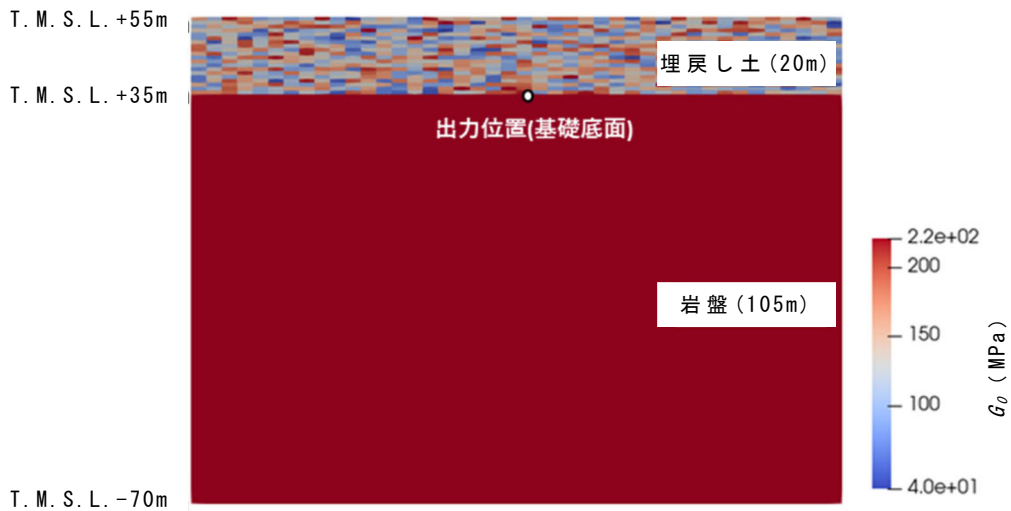
(1) ばらつきを有する表層地盤の加速度応答

地震時のせん断弾性波（S波）は，地表面に向かって面的に振動しながら伝播してくる。当該地点の埋戻し土は平面的にも品質のばらつきが低減するように管理されていることから，地盤の加速度応答は周辺岩盤を包絡した平均的な挙動を呈するものと考えられる。

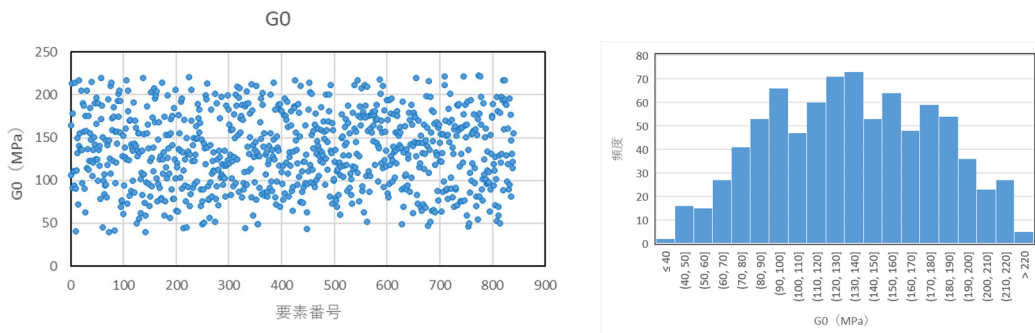
そこで，表層地盤（埋戻し土）のばらつきの確率密度分布を表層部にランダムに与えた場合の加速度応答による平均とばらつきの比較及び表層地盤（埋戻し土）の深度依存も考慮した場合の不確かさ（ばらつきの特徴）についてモンテカルロシミュレーションを用いて検討した。

この検討では，参考5-1図に示すような簡易的に地表から20mを表層地盤（埋戻し土），T.M.S.L.+35m～-70mの層厚105mを岩盤部としたモデルを設定した。解析手法は，2次元周波数応答解析の解析コード（Super FLUSH/2D）を用いて，建屋の基礎底面相当位置（岩盤上限面）での応答加速度の考察を行った。解析に用いた物性値を参考5-1表に示す。

表層地盤については，埋戻し土の G_0 の全データ（ $N=93$ ）について，平均値と標準偏差を算定すると，それぞれ $G_0=131\text{MPa}$ ， $\sigma=56\text{MPa}$ が算出される。この統計量に基づき，参考5-2図に示すような正規分布による標準偏差 $\pm 1\sigma$ の物性値を表層地盤要素840個に対してランダムに設定した。岩盤部については，平均的な岩盤の細粒砂岩層の解放基盤面相当の G_0 を一律に与え，表層地盤20mに対しては，埋戻し土の統計的な確率密度を用いて，モンテカルロシミュレーション（ $N=200$ 回）を実施した。



参考5-1図 解析モデル図 (深度方向依存なし)

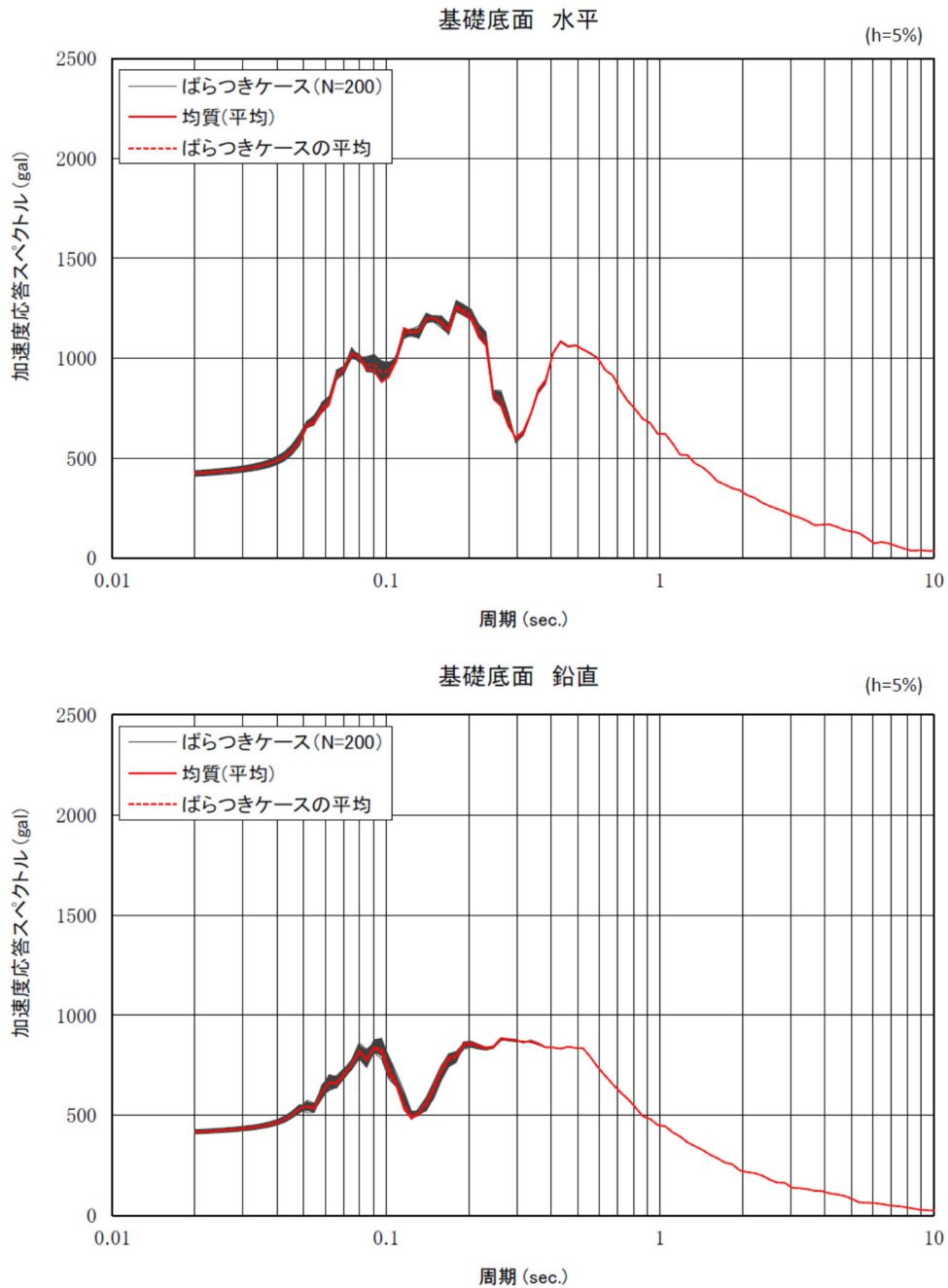


参考5-2図 表層地盤の確率密度分布の例 (G_0 分布, ヒストグラム)

参考5-1表 解析モデル物性諸元

項目	仕様	備考
モデルサイズ	幅168m×深さ125m	
要素数	埋戻し土： 840 鷹架層：1176	
境界条件	側方：自由境界 底盤：粘性境界	
表層物性値 (200モデル)	$G_0 = 131$ (MPa) $\sigma = 56$ (MPa) $\nu d = 0.39$ $h = 0.03$	G_0 の平均, 標準偏差は, 全サンプル (N=93) の 平均値
岩盤物性値	$G_0 = 1600$ MPa $\nu d = 0.38$ $h = 0.03$	細粒砂岩解放基盤相当
入力地震動	SS-A (T.M.S.L. -70m : 2E入力)	

解析結果として、参考5-3図に岩盤上限面(参考5-1図における出力位置)の加速度応答スペクトルを示す。参考5-1図の岩盤上限面の加速度応答スペクトルの結果によれば、表層地盤20mに埋戻し土の有する確率密度分布で独立に物性値を与えたとしても、図中赤線で示す平均値の均質地盤の加速度応答スペクトルと一致し、平均値とばらつきとの関係が確認された。



参考5-3図 モンテカルロシミュレーションにおける加速度応答スペクトル

(2) ばらつきを有する地盤の実現象範囲

表層地盤の G_0 を深度依存と考えたモデルにおいて、起こりうる事象の範囲についてパラメータスタディを実施した。

ここでは、表層地盤について、深度毎（1メッシュ毎）に $\pm 1\sigma$ の標準誤差の確率密度を平面的にランダムに与えたモデルと深度方向依存の平均値及び $\pm 1\sigma$ を与えたモデルの岩盤上限面の加速度応答スペクトルを比較する。参考5-4図に解析モデル図、参考5-2表に解析に用いた物性諸元を示す。



(1) 深度方向依存ランダムモデル例



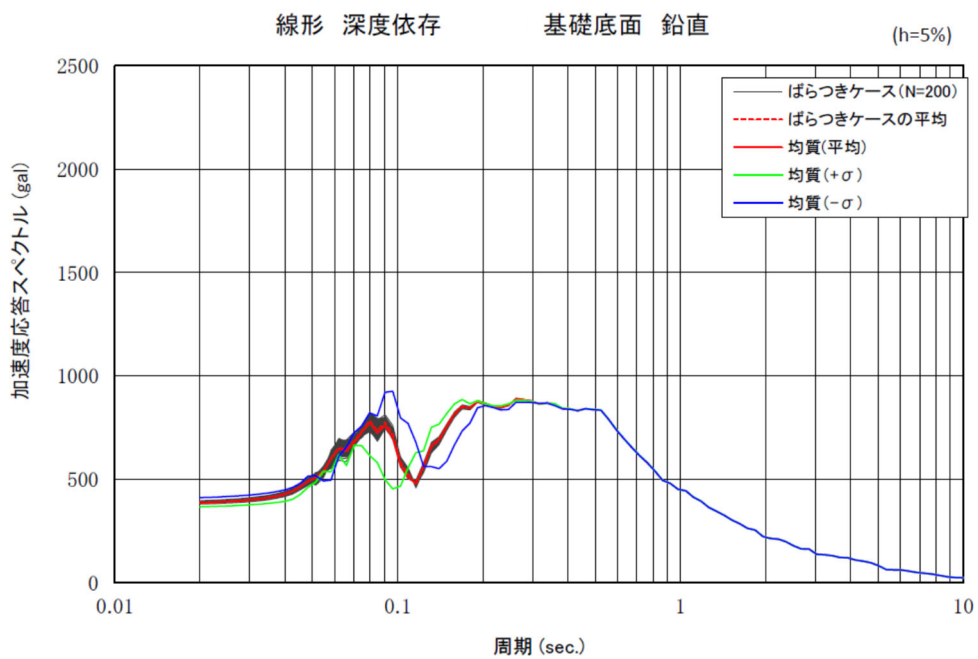
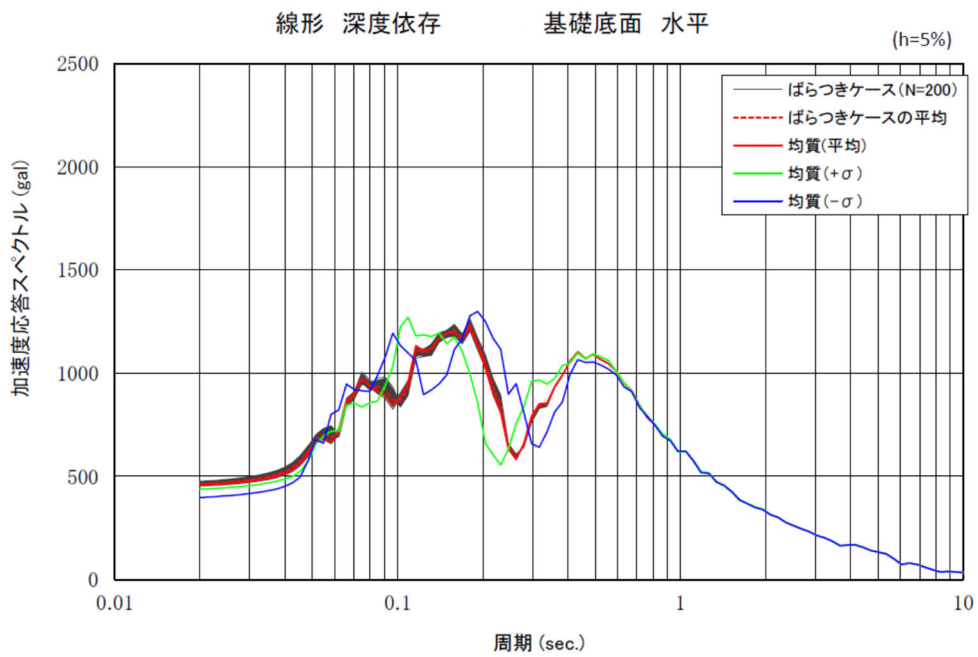
(2) 深度方向依存平均モデル例(+1 σ)

参考5-4図 解析モデル図（深度方向依存考慮）

参考5-2表 解析モデル物性諸元

項目	仕様	備考
モデルサイズ	幅168m×深さ125m	
要素数	埋戻し土：840 鷹架層：1176	
境界条件	側方：自由境界 底盤：粘性境界	
表層物性値 (200モデル)	$G_0 = 60.7 + 8.20D$ (MPa) G_0 標準誤差 = 47.6 (MPa) D : 深度 (m) $\nu d = 0.39$ $h = 0.03$	正規分布 (事業変更許可申請において設定した物性値)
岩盤物性値	$G_0 = 1600$ MPa $\nu d = 0.38$ $h = 0.03$	細粒砂岩解放基盤相当
入力地震動	Ss-A (T. M. S. L. - 70m : 2E入力)	

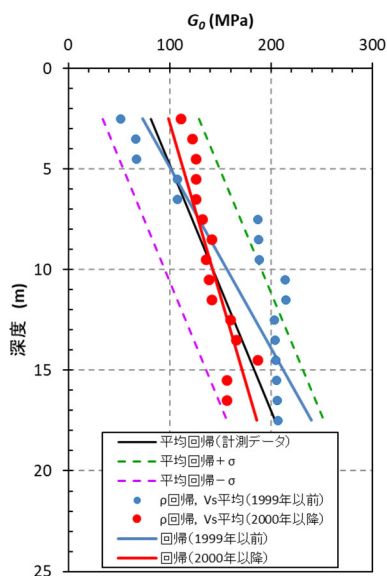
解析結果として、参考5-5図に岩盤上限面（参考5-4図における出力位置）の加速度応答スペクトルを示す。表層地盤に深度方向依存のばらつきを与えたケース（赤線：均質，グレー：ばらつき）においても加速度応答スペクトルは、平均値を均質に与えた加速度応答スペクトルと一致することを確認した。また、表層地盤に深度方向依存の $\pm 1\sigma$ を均質物性として与えたケース（ $+\sigma$ ：緑線， $-\sigma$ ：青線）の加速度応答スペクトルは、それぞれ表層地盤の固有周期が変化する方向（ $+\sigma$ は低周期側， $-\sigma$ は高周期側）へ平行に移動する。平均値の赤線とばらつきのグレーがほぼ一致することから、 $\pm 1\sigma$ でばらつきを有していても加速度応答スペクトルはこの範囲にほぼ収まることが確認できた。



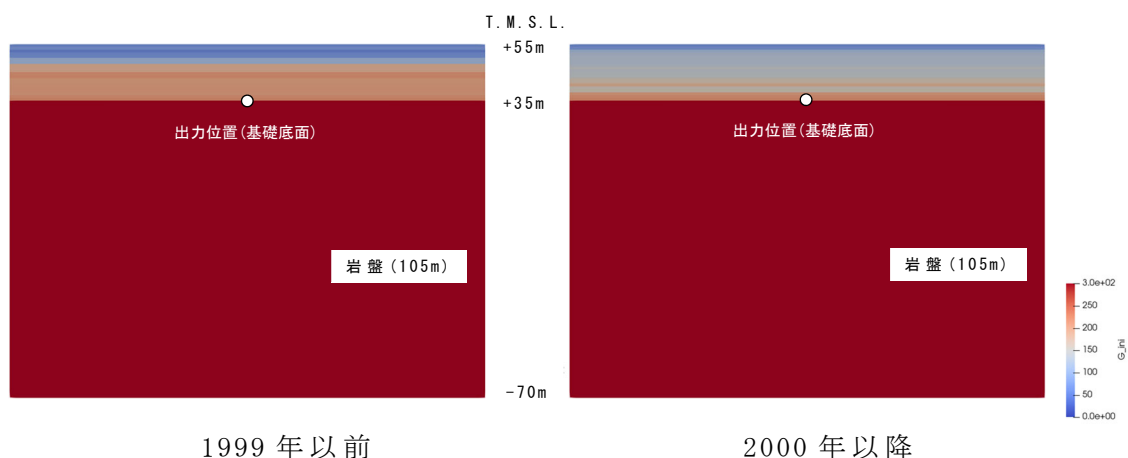
参考5-5図 モンテカルロシミュレーションにおける加速度応答スペクトル

(3) 施工年代別の補完 G_0 による加速度応答スペクトルの比較

参考 5-6 図に示す 1999 年以前、2000 年以降の補完 G_0 の分布を用いて、2 次元周波数応答解析を実施し、加速度応答スペクトルの比較を実施した。参考 5-7 図に解析モデル図、参考 5-3 表に解析に用いた物性諸元を示す。なお、計測データによる G_0 の平均回帰モデルについては、前述の参考 5-2 表の回帰平均及び標準誤差 $\pm 1\sigma$ の物性諸元と同様である。



参考 5-6 図 施工年代別の V_s 平均から求められる G_0 分布と回帰



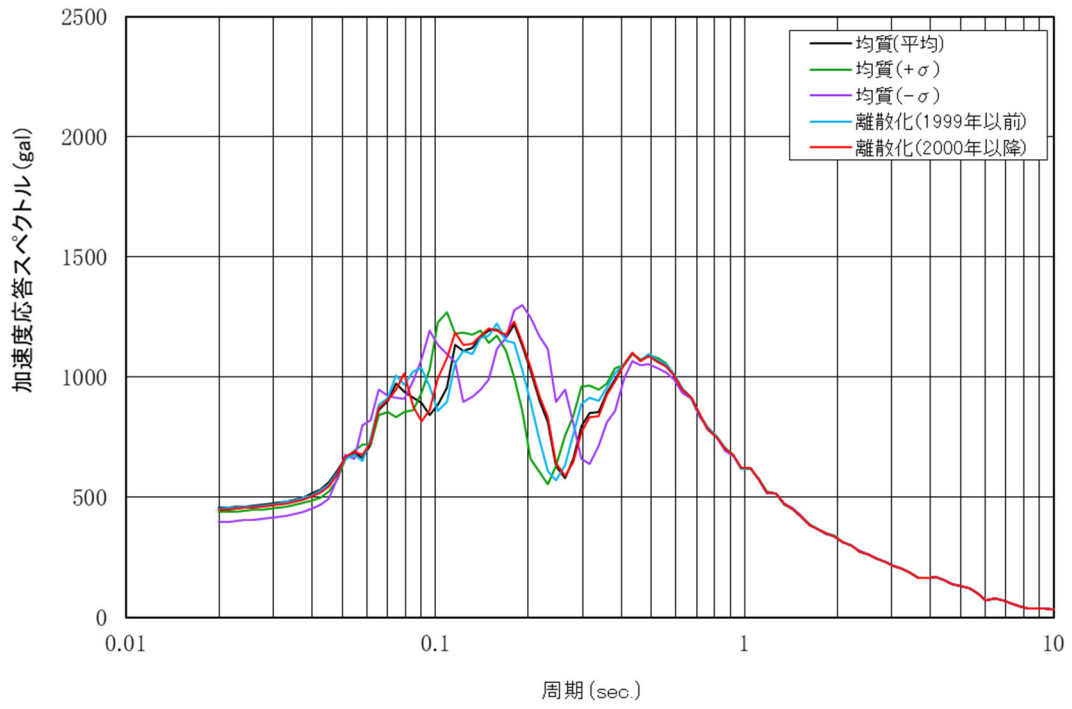
参考 5-7 図 解析モデル図 (深度方向依存考慮)

参考 5-3 表 解析モデル物性諸元

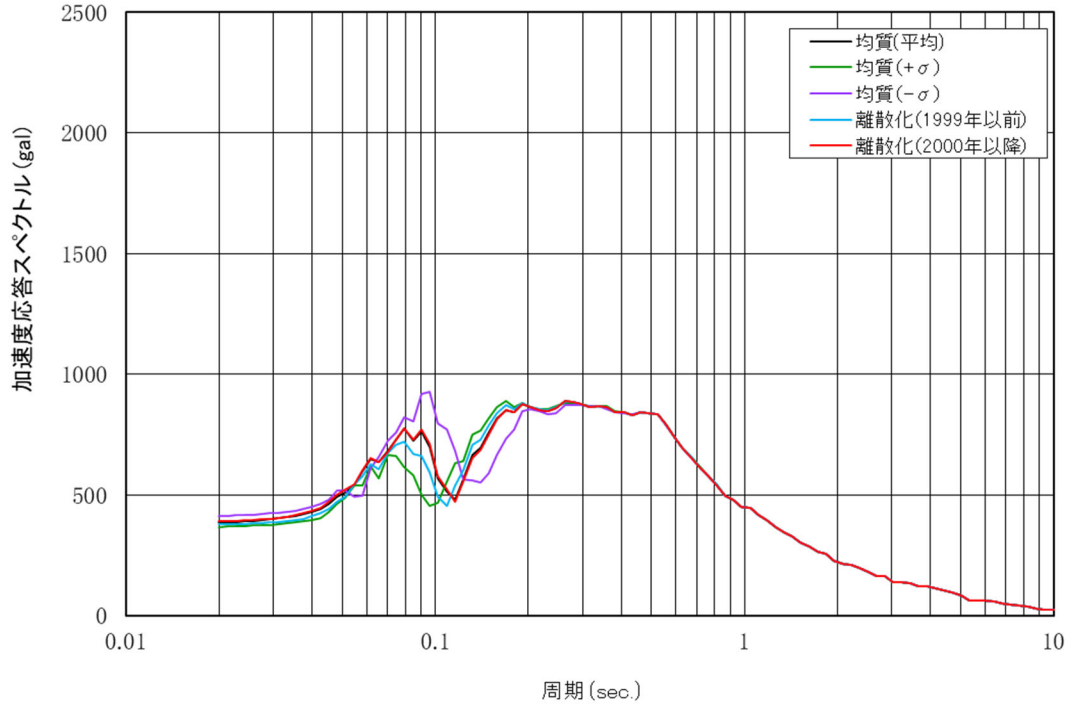
項目	仕様	備考
モデルサイズ	幅168m×深さ125m	
要素数	埋戻し土：840 鷹架層：1176	
境界条件	側方：自由境界 底盤：粘性境界	
表層物性値	1999年以前の G_0 (1m離散平均) 2000年以降の G_0 (1m離散平均) $\nu d=0.39$ $h=0.03$	参考5-6図参照
岩盤物性値	$G_0=1600\text{MPa}$ $\nu d=0.38$ $h=0.03$	細粒砂岩解放基盤相当
入力地震動	Ss-A (T.M.S.L. - 70m : 2E入力)	

参考 5-8 図に、計測データによる G_0 の平均回帰及び標準誤差 $\pm 1\sigma$, 1999 年以前, 2000 年以降の V_s を用いて離散化した補完 G_0 による基礎底面位置での加速度応答スペクトルの比較を示す。図によれば, 2000 年以降の G_0 分布による加速度応答スペクトル (赤線) は, 計測データの平均回帰による加速度応答スペクトル (黒線) とほぼ一致 (建屋固有周期帯の 0.2s~0.5s では一致) している。1999 年以前の G_0 分布による加速度応答スペクトル (青線) は, 計測データの平均回帰による加速度応答スペクトル (黒線) に比べて短周期側に水平にシフトするものの計測データによる G_0 の標準誤差 $\pm 1\sigma$ 回帰 (緑線: $+\sigma$, 紫線: $-\sigma$) の加速度応答スペクトルに包絡されることが確認できた。

基礎底面 水平



基礎底面 鉛直



参考5-8図 各 G_0 回帰による加速度応答スペクトルの比較

(4) まとめ

表層地盤（埋戻し土）の平均値とばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションの結果から表層地盤全体の G_0 が一定の確率密度分布（品質管理下の限定的なばらつき）を有していれば、平均値で与えた均質地盤の加速度応答スペクトルと一致することが確認できた。また、施工年代別の補完 G_0 分布の回帰が標準誤差 $\pm 1\sigma$ 以内に収まっていれば、標準誤差を考慮することで加速度応答スペクトルはほぼ包絡される。

参考 6

表層地盤の物性値等に係る追加調査について

本編 3.4 埋戻し土のまとめにおけるボーリング調査データの追加取得について、調査計画を以下に示す。

(1) 埋戻し土の物性調査

埋戻し土の G.L. -20m までの動的変形特性に係る物性値について、敷地全体における施工年代も合わせた深度依存特性及びばらつきの分布性状を把握する。調査結果については、基本地盤モデルに適用する埋戻し土の解析用物性値のばらつき及び深度依存特性が同等であることを確認し、信頼性の向上を図る。

(2) 調査内容

動せん断弾性係数 G_0 については、本編 3.3 物性値のばらつきに係る検討で示した埋戻し土の物性設定において、平面的に採取されていない箇所及び埋戻し土の深部における湿潤密度 ρ_t とせん断波速度 V_s のデータ取得に係る調査・試験を実施する。試験方法は既往のデータ取得と同様に JIS A 1225「土の湿潤密度試験方法」及び JGS 1122-2012「地盤の弾性波速度検層方法」を参考とする。

(3) 調査位置

調査候補位置を参考 6-1 図に示す。選定の考え方については、以下のとおりとする。なお、図に示す埋戻し土の範囲は、埋戻し工事直後の形状のため、現状では、施設または設備が設置された箇所あるいは地盤改良が実施された箇所もあり、変更あるいは実施できない可能性がある。

- ・平面的に既往孔と間隔が空いているところ
- ・深度依存特性を把握するため、深部まで埋戻し土が施工されているところ

上記を踏まえ、以下に示す箇所を追加調査候補地として選定する。各年代における選定数の振り分けについては、本編の第 3.2-1 表に示すとおり、施工量として 1999 年以前は全体に対し 2 割程度、2000 年以降は 8 割程度であり、比例的であることから妥当であると考ええる。

a. 1999 年以前 (3 孔程度)

- ・平面的に採取されていない領域である KT-3 孔と KT-9 孔の間において埋戻し土施工深さが深いと想定される箇所 (追加③)
- ・KT-3 孔と No. 7 及び No. 8 の間において埋戻し土施工深さが深いと想定される箇所 (追加④及び追加⑤)

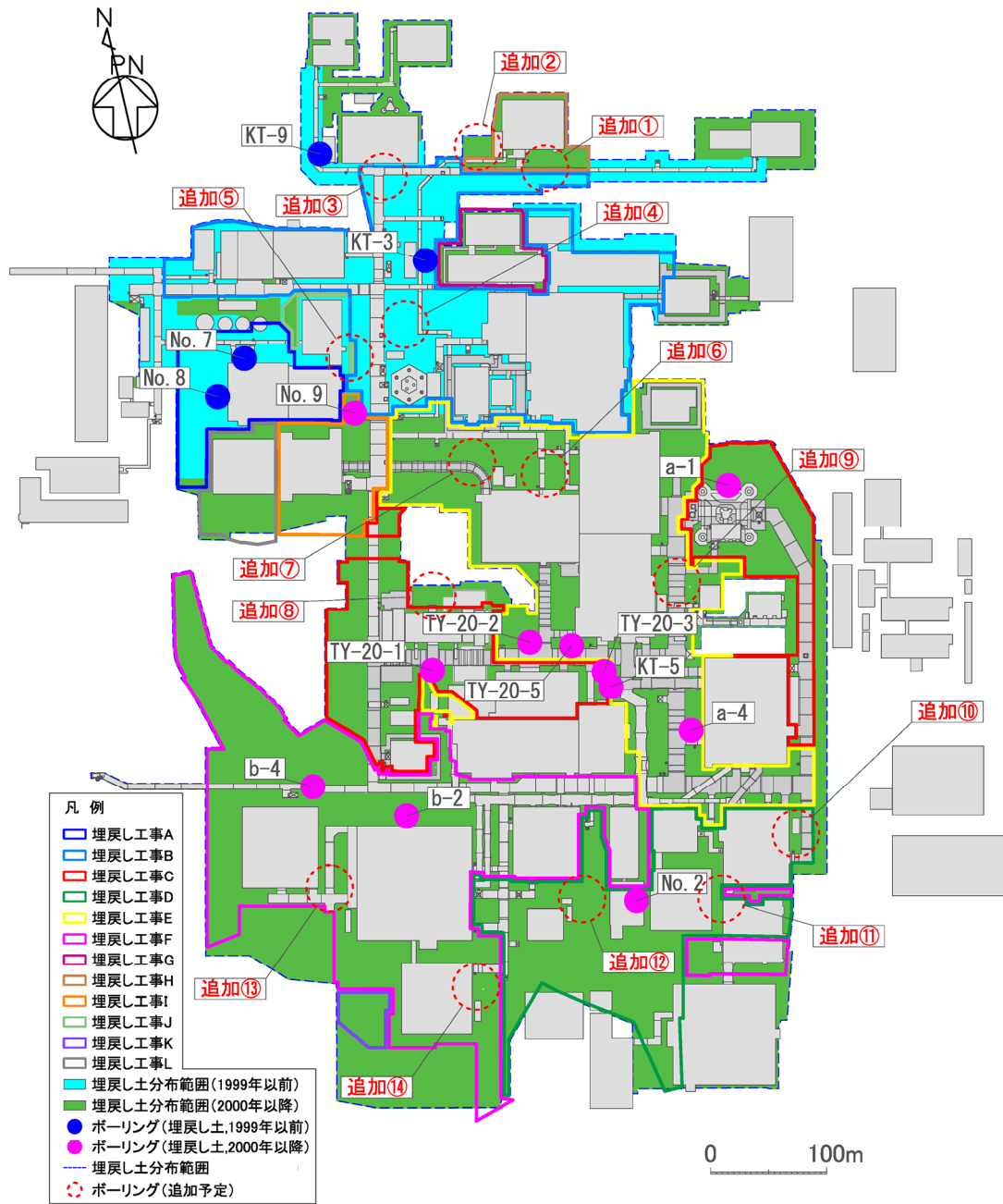
b. 2000 年以降 (11 孔程度)

- ・掘削領域北側の AE 建屋廻りにおいて埋戻し土施工深さが深い箇所 (追加①及び追加②)
- ・掘削領域中央部の平面的に採取されていない領域である KA 建屋北側及び AA 建屋西側 (追加⑥及び追加⑦)、GA 建屋北側 (追加⑧) 及び AB 建屋東側 (追加⑨)
- ・掘削領域東側の平面的に採取されていない領域である CA 建屋東側 (追加⑩)

- ・掘削領域南側の平面的に採取されていない CB 建屋西側（追加①）、AD 建屋南側（追加②）、DA 建屋西側（追加③）及び DC 建屋東側（追加④）

(4) 調査工程

調査工程を参考 6-1 表に示す。本調査は別紙 2-3 に示す岩盤の減衰定数に係る調査と併せて実施する。



参考 6-1 図 調査位置図

参考 6-3

参考 6-1 表 調査工程

項目																									
		9月						10月						11月						12月					
摘要	仕様	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30
事務手続き		着手準備																							
仮設・削孔	20m/孔程度							14孔程度																	
弾性波速度検層	JGS-1122													14孔程度											
湿潤密度試験	JIS A 1225													14孔程度											
とりまとめ																									

参考 7

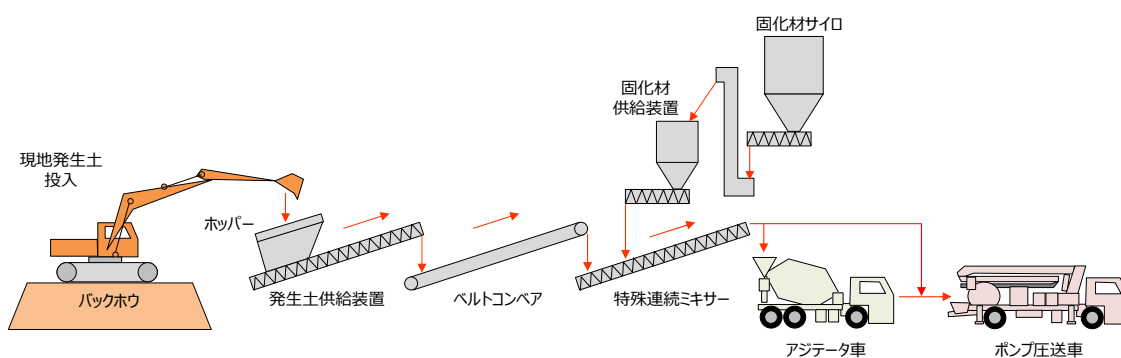
流動化処理土の施工プロセスについて

本編 4.1 流動化処理土の施工管理状況の確認における施工プロセスについて説明する。

敷地全体の流動化処理土は、流動化処理土 B を除いて、品質管理指標の違いにより 2 つのグループに分かれる。流動化処理土の第 1 グループは、品質管理指標 qu が 0.2MPa~0.3MPa、第 2 グループは、品質管理指標 $qu \geq 0.6$ MPa 以上である。両グループは、PS 検層による V_s が異なることから力学特性は区分しているが、セメント添加量が異なること以外の施工プロセスは等しい。以下に流動化処理土の施工プロセスを示す。

流動化処理土の一般的な製造工程（連続式）を参考 7-1 図に、製造時における材料の品質管理項目を参考 7-1 表に、製造及び施工状況を参考 7-2 図に示す。材料については、参考 1 に示す埋戻し土と同様に、敷地内で掘削して得られた現地発生土を母材として使用する。母材は六ヶ所層を基本とし、粒度調整を目的に購入砂又は鷹架層の岩ズリを混合して使用する。一様に混合された母材はバックホウによりホッパーに投入され、ふるいにて分級された後、発生土供給装置からベルトコンベアにより特殊連続ミキサーに投入する。

固化材となるセメントはサイロから固化材供給装置により、練混ぜ水とともにセメントミルクとして特殊連続ミキサーに添加される。母材、固化材及び練混ぜ水の供給量は供給装置の供給速度により制御され、事前に確認するキャリブレーションにより常時、一定の配合となるよう管理される。配合量については、参考 7-1 表に示すとおり、測定した母材の含水比をもとに練混ぜ水の計量調整がなされる。特殊連続ミキサーに投入された材料は混練され、ポンプ圧送車から直接埋戻し箇所に打設あるいはアジテータ車による運搬を介して埋戻されるが、練混ぜによる性能として、フロー値による流動性とブリーディング率による材料分離抵抗性を定期的に確認することにより一定の品質管理をしている。



参考 7-1 図 流動化処理土の製造工程（連続式）

参考 7-1 表 製造する材料の品質管理基準

管理項目	試験方法	管理基準
含水比（母材）	電子レンジ法等	製造時練混ぜ水添加量により調整
密度	JIS A 1202	設計配合比重 $\pm 0.1\text{g/cm}^3$
フロー値	JHS A 313	160mm 以上
ブリーディング率	JIS A 1123	3.0% 未満



遠景

近景

参考 7-2 図(1) 流動化処理土の製造状況



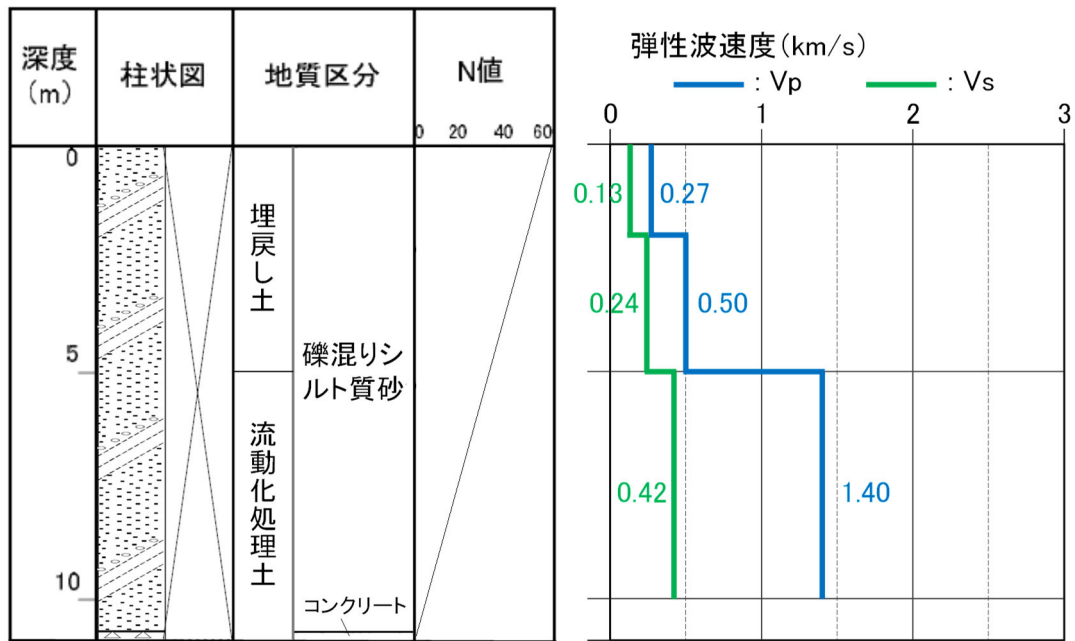
参考 7-2 図(2) 流動化処理土の施工状況

参考 8

流動化処理土のボーリング柱状図について

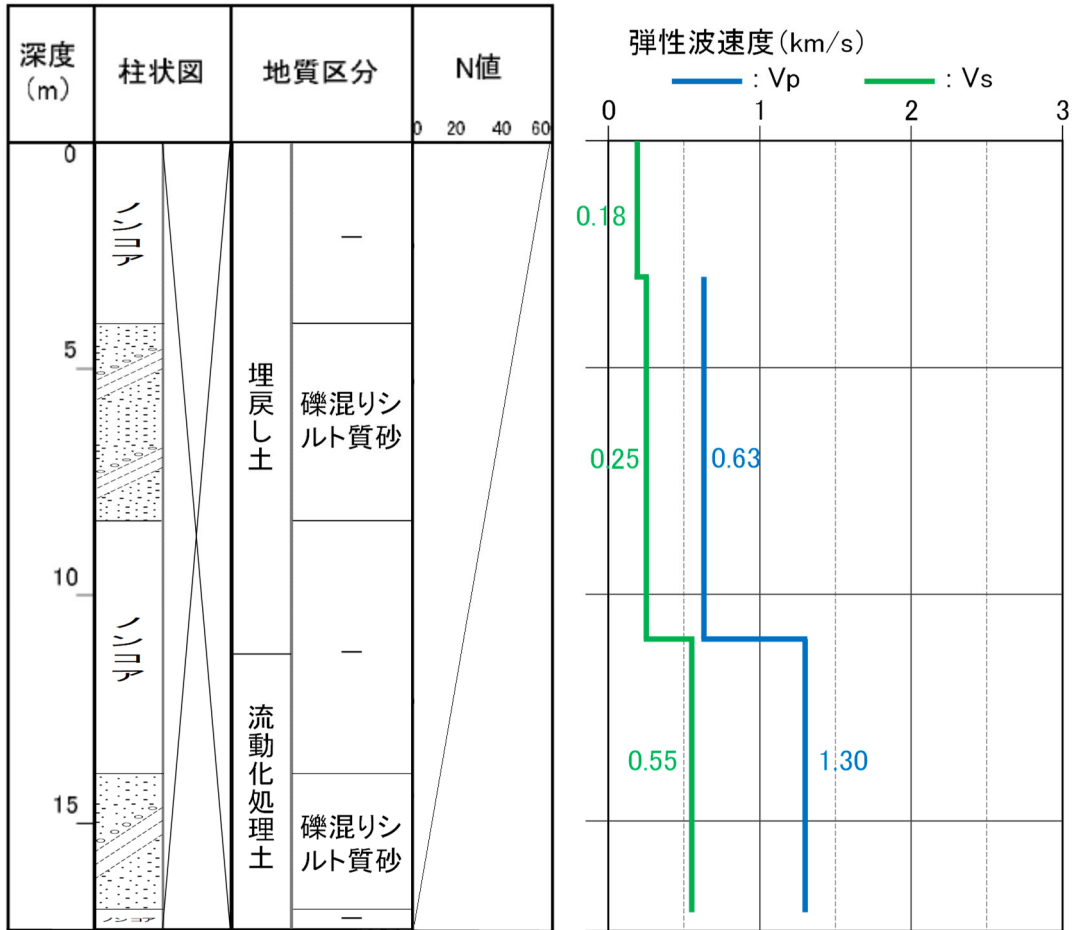
本編 4.2 流動化処理土の物性値のばらつきに係る検討における事業変更許可申請書で設定した流動化処理土のボーリング柱状図及び物理特性を参考 8-1 図～参考 8-4 図に示す。

a-3 (孔口標高 54.91m)



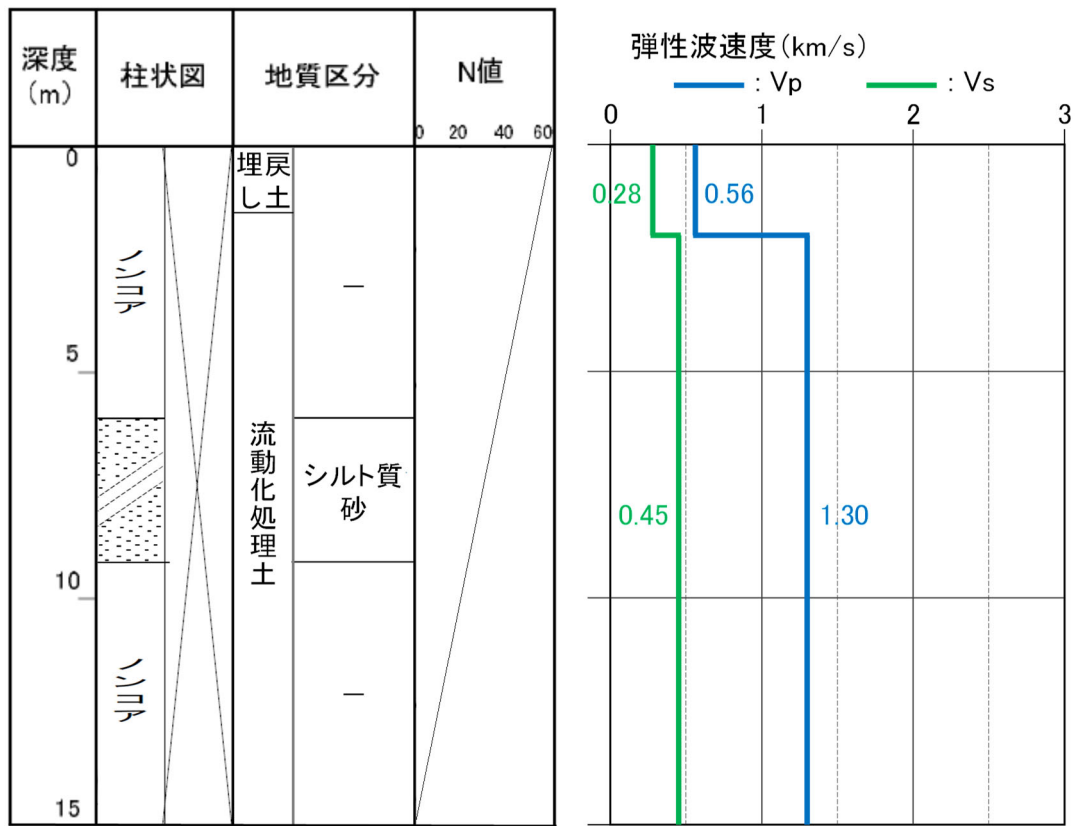
参考 8-1図 ボーリング柱状図 (a-3孔)

a-4 (孔口標高 55.06m)



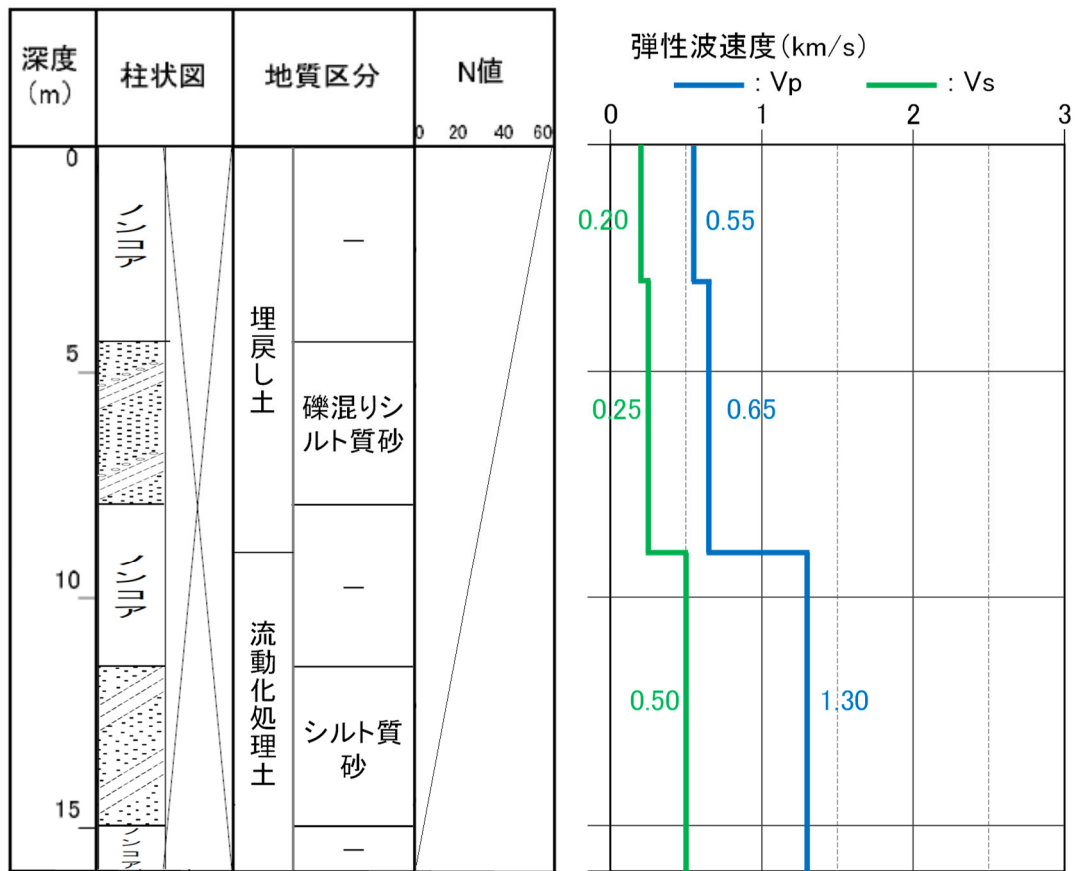
参考 8-2図 ボーリング柱状図 (a-4孔)

b-1 (孔口標高 55.04m)



参考 8-3 図 ボーリング柱状図 (b-1孔)

b-2 (孔口標高 55.04m)



参考8-4図 ボーリング柱状図 (b-2孔)

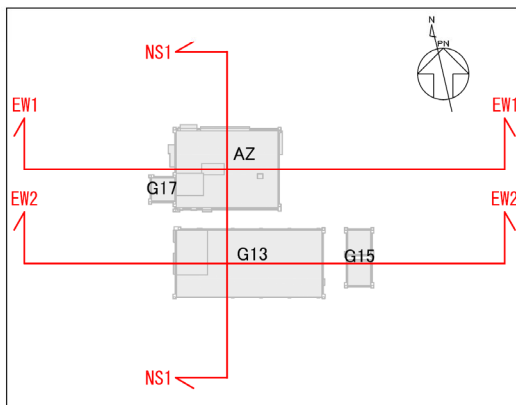
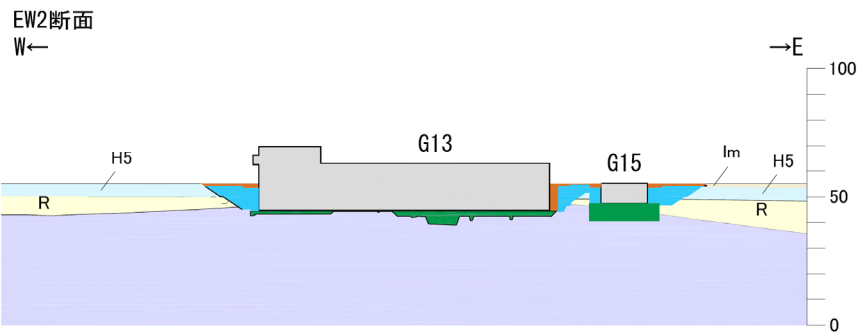
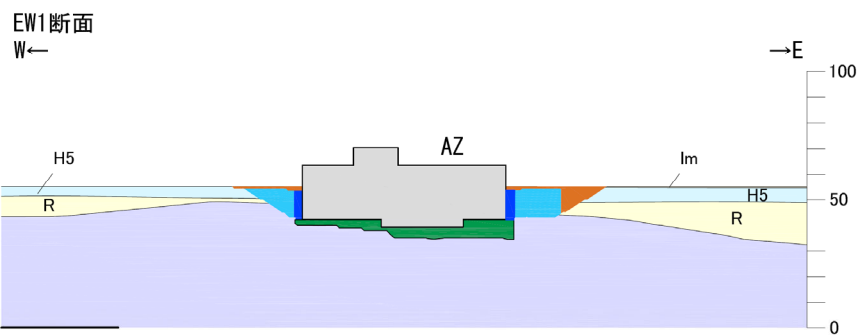
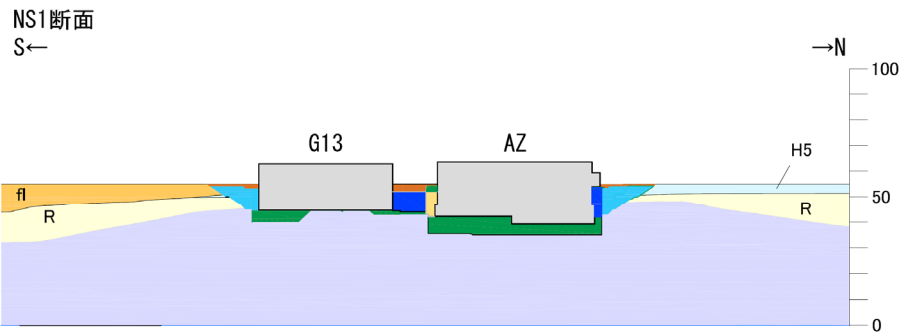
参考 9

表層地盤の埋め込みに係る影響検討

本編 5.2 表層地盤に埋め込まれている建屋の入力地震動算定において、緊急時対策建屋（AZ）、第1保管庫・貯水所（G13）及び第2保管庫・貯水所（G14）を用いた影響検討結果を以下に示す。

- (1) 緊急時対策建屋（AZ）、第1保管庫・貯水所（G13）及び第2保管庫・貯水所（G14）の配置断面図

緊急時対策建屋（AZ）、第1保管庫・貯水所（G13）及び第2保管庫・貯水所（G14）周辺の流動化処理土については、施工プロセスによる入り組んだ打設構造となっていることから周囲の地山状況（六ヶ所層，高位段丘堆積層，中位段丘堆積層等）も合わせ参考 9-1 図に各断面図を示す。

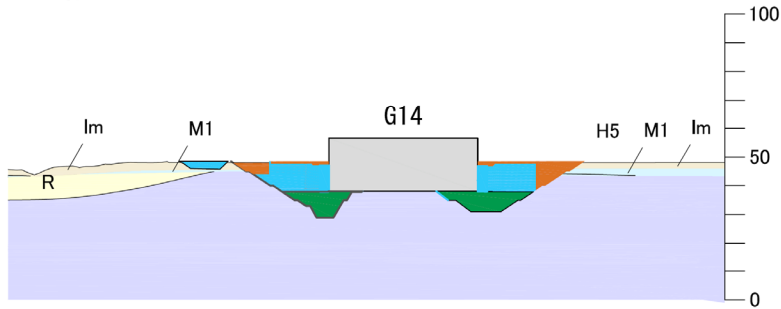


凡例

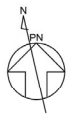
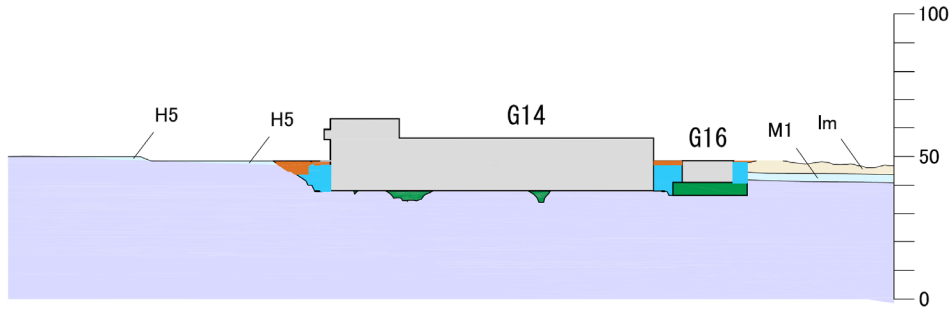
bk	埋戻し土		流動化処理土
fl	造成盛土	MNR	MMR
al	沖積低地堆積層		改良地盤A
lm	火山灰層		改良地盤B
Hs	高位段丘堆積層		竜巻基礎
Ml	中位段丘堆積層		エアモルタル
R	六ヶ所層		ベントナイト混合土
S1	砂子又層下部層		建物及び構築物
	底架層		高配合流動化処理土

参考 9-1 図(1) 建物・構築物の周囲にある表層の配置断面図 (AZ・G13)

NS断面

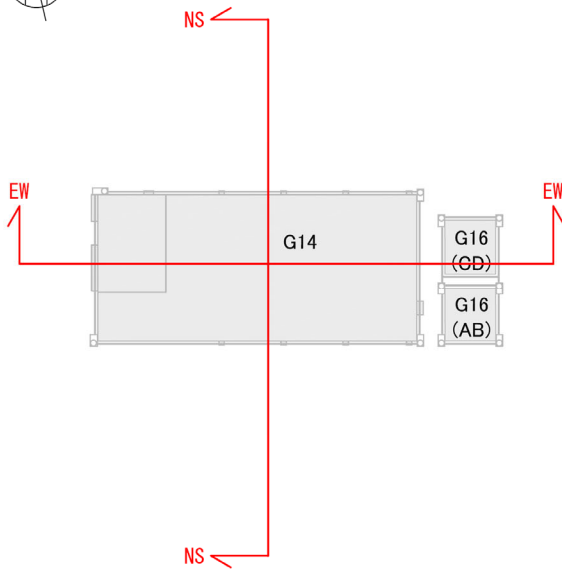


EW断面



凡例

bk	埋戻し土		流動化処理土
fl	造成盛土	MMR	MMR
al	沖積低地堆積層		改良地盤A
lm	火山灰層		改良地盤B
H ₅	高位段丘堆積層		竜巻基礎
M1	中位段丘堆積層		エアモルタル
R	六ヶ所層		ペントナイト混合土
S1	砂子又層下部層		建物及び構築物
	鷹架層		高配合流動化処理土



参考 9-1 図 (2) 建物・構築物の周囲にある表層の配置断面図 (G14)

(2) 2次元周波数応答解析による表層地盤の影響検討

東側地盤の緊急時対策建屋 (AZ), 第1保管庫・貯水所 (G13) 及び第2保管庫・貯水所 (G14) においては, オープン掘削による広がりをもった掘削範囲の内側は流動化処理土等により埋め戻されており, 外側には地山 (高位段丘層, 六ヶ所層等) が存在する。これらの特徴を考慮し, 「基本地盤モデル」における表層地盤の設定方法について検討する。

ここでは, 2次元周波数応答解析手法を用いて, 本来の建屋近傍の流動化処理土とその周辺地山の等価な表層地盤と一次元波動論で設定する一様地盤での応答加速度スペクトルを比較する。

参考 9-1 表に解析に用いた物性値一覧を示す。鷹架層については, 暫定的に東側地盤の平均的な G_0 分布を適用し, 表層部の掘削部については, AZ 建屋と G13 建屋間を高配合流動化処理土, ベントナイト混合土とし, その他の建屋周辺の掘削部は流動化処理土 (第2グループ) としたものと解析モデルの掘削部以外の表層地盤全領域に渡って流動化処理土 (第2グループ) に設定した2ケースとした。なお, 建屋はモデル化していない。

参考 9-1 表に AZ 建屋基礎地盤に与えた解析用物性値を示す。解析モデルには, 事業許可申請と同様の値を設定した。また, 流動化処理土 (第2グループ) は, 本編の第 4.2.2-2 図に示す ρt と G_0 の平均値を用いた。なお, 動的変形特性のうち, $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ のひずみ依存特性は, 流動化処理土 (第1グループ) の値を流用した。ベントナイト混合土については, 当該地点埋設事業で施工検討しているベントナイト混合土のクニゲル V1-20wt% 配合の物性値 (ρt , G_0 , ν_d , 動的変形特性) を流用した。高配合流動化処理土については, 品質管理基準である $V_s=800\text{m/s}$ 相当の改良地盤 B の物性値 (ρt , G_0 , ν_d , 動的変形特性) を流用した。AZ 建屋と G13 建屋間の埋戻しに用いたベントナイト混合土について, 混合するベントナイトは同じクニゲル V1-17wt% 配合であり同等である。また, 当該箇所_の埋戻しに用いた高配合流動化処理土については, $V_s=800\text{m/s}$ 仕様としていることから改良地盤 B の物性値として流用することの適用性に問題ないと考える。

参考 9-2 図には, 解析モデルの設定物性値の違いを確認するため, AZ 建屋, G13 建屋, G14 建屋の NS 方向断面及び EW 方向断面の V_s 分布図を示す。図によれば, 建屋近傍の流動化処理土等とその周辺地山を用いたケースでは, 等価線形化法により収束した $V_s(G_0$ 換算) は小さな値となって, 境界近傍まで分布する。

参考 9-3 図に AZ 建屋, G13 建屋及び G14 建屋それぞれの底盤位置の岩盤 (MMR 上限) の加速度応答スペクトルを示す。解析結果によれば, 参考 9-3 図に示す AZ 建屋, G13 建屋及び G14 建屋ともに水平方向, 鉛直方向の加速度応答スペクトルは, 両ケースで顕著な差は認められない。

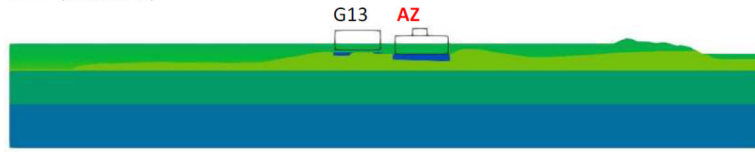
上記のことから両ケースの応答に顕著な違いがないことから建屋底盤位置での加速度応答は, 周辺地盤の影響よりも建屋周辺の流動化処理土の物性値が支配的であることを確認した。

参考 9-1 表 解析用物性値

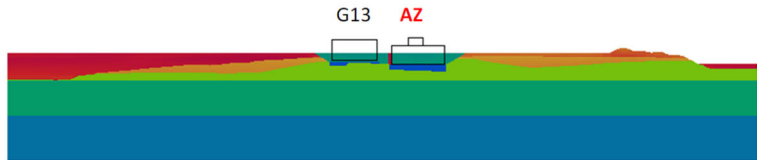
	G_0 (MPa)	ρ_t (g/cm^3)	ν_d	$G/G_0 \sim \gamma$ (%)	$h \sim \gamma$ (%)	
表層	PH (1m, M1, H5)	1.89	0.45	$\frac{1}{1 + 15.4 \cdot \gamma^{0.891}}$	$\frac{\gamma}{0.0570\gamma + 0.00824} + 1.81$	
	R	1.73	0.41	$\frac{1}{1 + 5.91 \cdot \gamma^{0.758}}$	$\frac{\gamma}{0.0829\gamma + 0.00582} + 1.18$	
	f1	$32.4 + 4.02 \cdot D$	$1.66 + 3.3 \times 10^{-3} \cdot D$	0.42	$\frac{1}{1 + 9.27 \cdot \gamma^{0.992}}$	$\frac{\gamma}{0.0438\gamma + 0.0150} + 1.74$
	流動化処理土	812	1.71	0.40	$\frac{1}{1 + 9.63 \cdot \gamma^{1.01}}$	$\frac{\gamma}{0.0798\gamma + 0.0150} + 1.48$
	ベントナイト混合土	32	2.19	0.483	$\frac{1}{1 + 8.25 \cdot \gamma^{0.816}}$	$\frac{\gamma}{0.0578\gamma + 0.0767} + 6.6$
	高配合流動化処理土 (改良地盤B相当)	1100	1.73	0.33	$\frac{1}{1 + 0.4730(\tau/0.001056/G_0)^{0.7120}}$	$\frac{2 \cdot 0.7120(1 - G/G_0)}{\pi(0.7120 + 2)}$
	鷹架層	凝灰岩 (~T.M.S.L+23.0m)	538	0.435	線形	3
		軽石凝灰岩 (T.M.S.L+23m~-18m)	855	1.56	線形	3
		軽石質砂岩 (T.M.S.L-18m~-70m)	1403	1.77	線形	3
		細粒砂岩 (解放基盤)	1601	1.85	線形	3
MMR		9000	2.35	線形	5	

• Dは深度 (G.L.-m) , τ はせん断応力 (N/mm^2) を示す。

流動化処理土（表層全域）

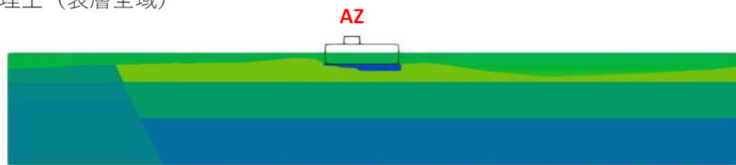


流動化処理土（建屋掘削部）+ 地山（周辺表層）

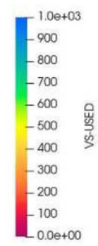


参考 9-2 図(1) AZ 建屋（NS 方向）解析断面 Vs 分布図

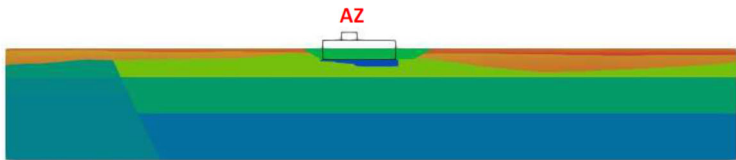
流動化処理土（表層全域）



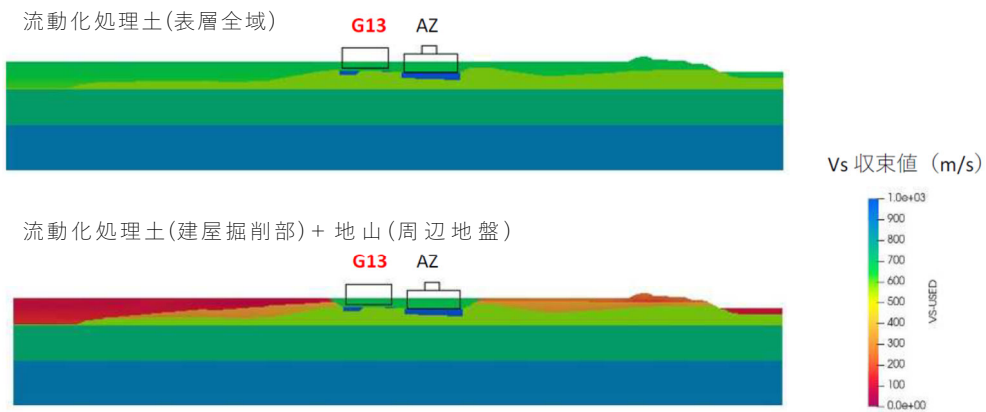
Vs 収束値 (m/s)



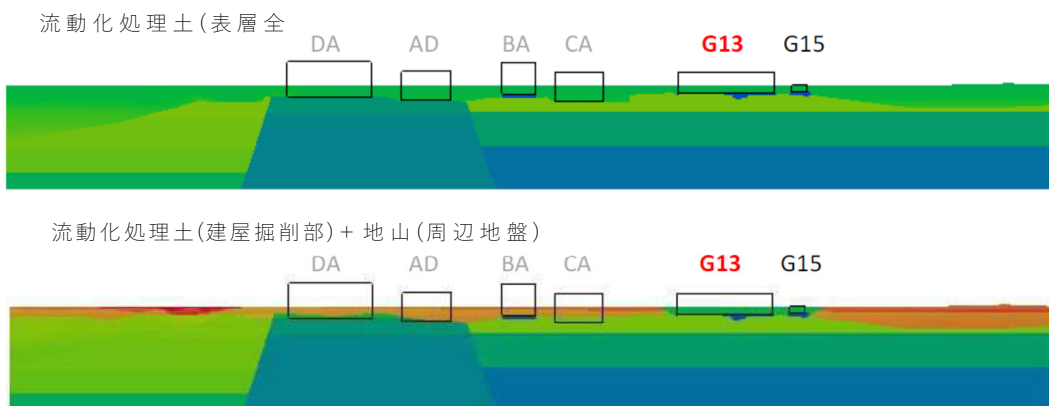
流動化処理土（建屋掘削部）+ 地山（周辺表層）



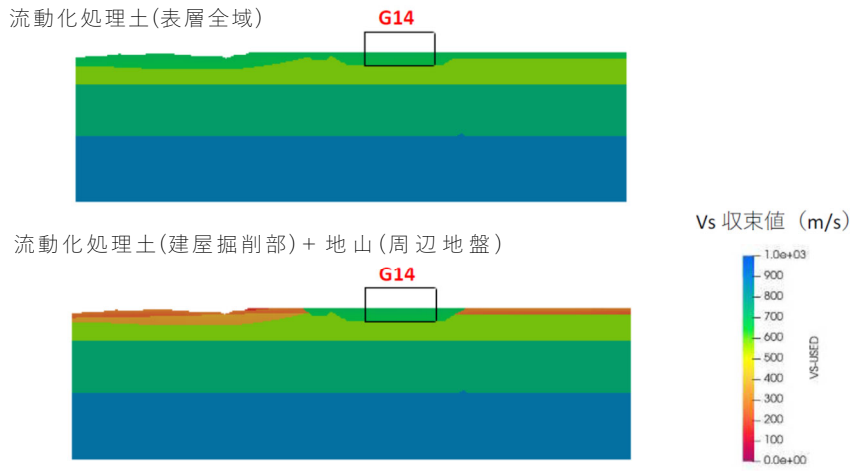
参考 9-2 図(2) AZ 建屋（EW 方向）解析断面 Vs 分布図



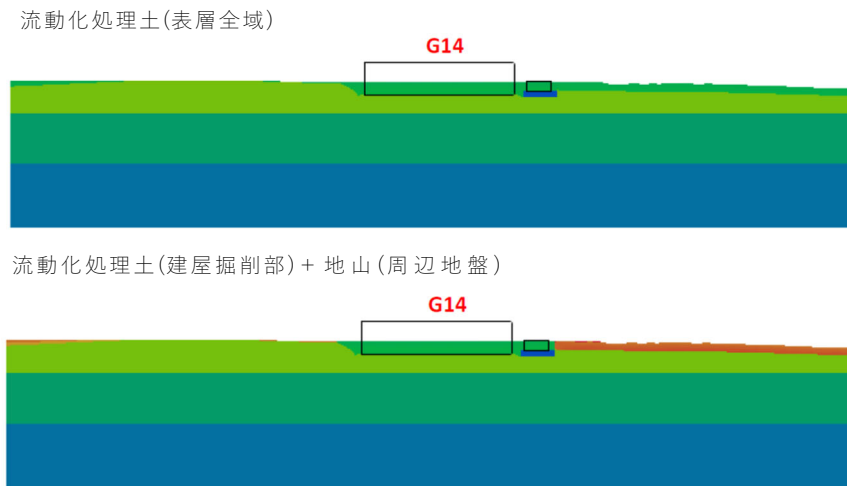
参考 9-2 図(3) G13 建屋 (NS 方向) 解析断面 Vs 分布図



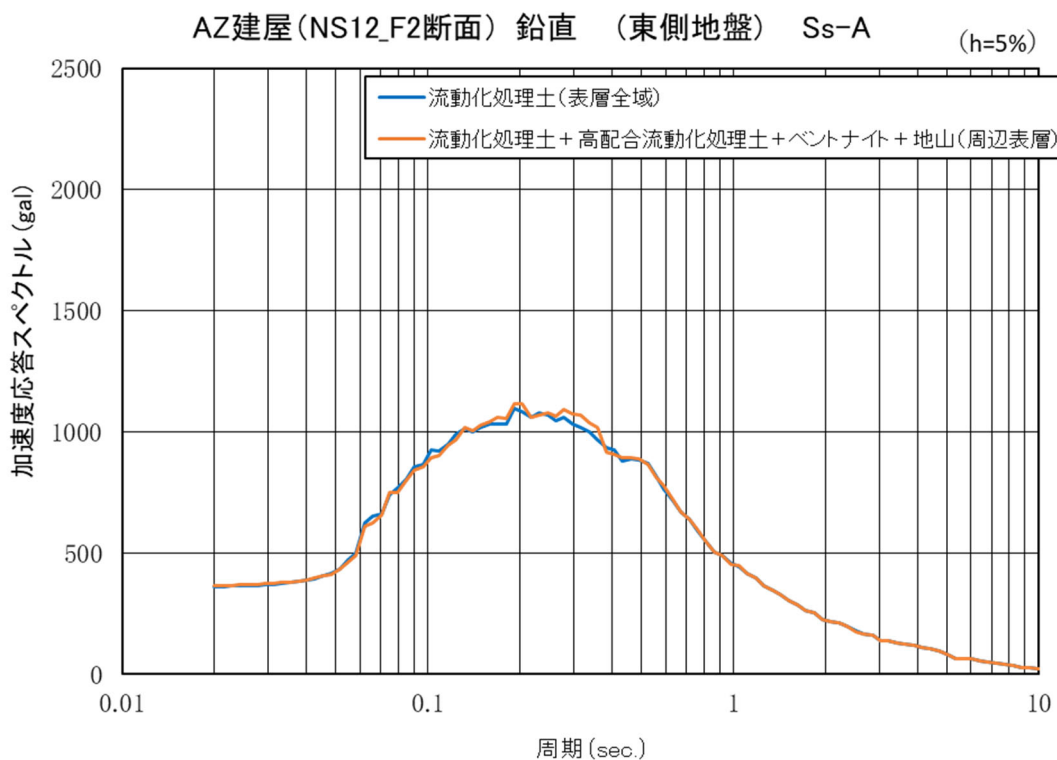
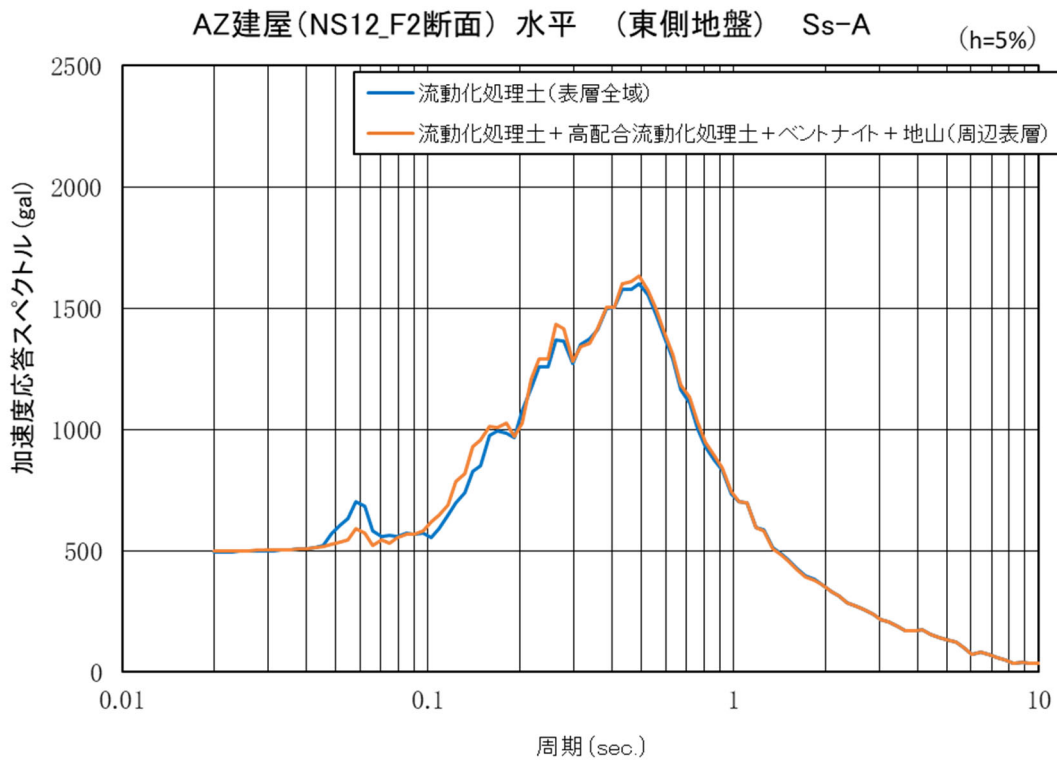
参考 9-2 図(4) G13 建屋 (EW 方向) 解析断面 Vs 分布図



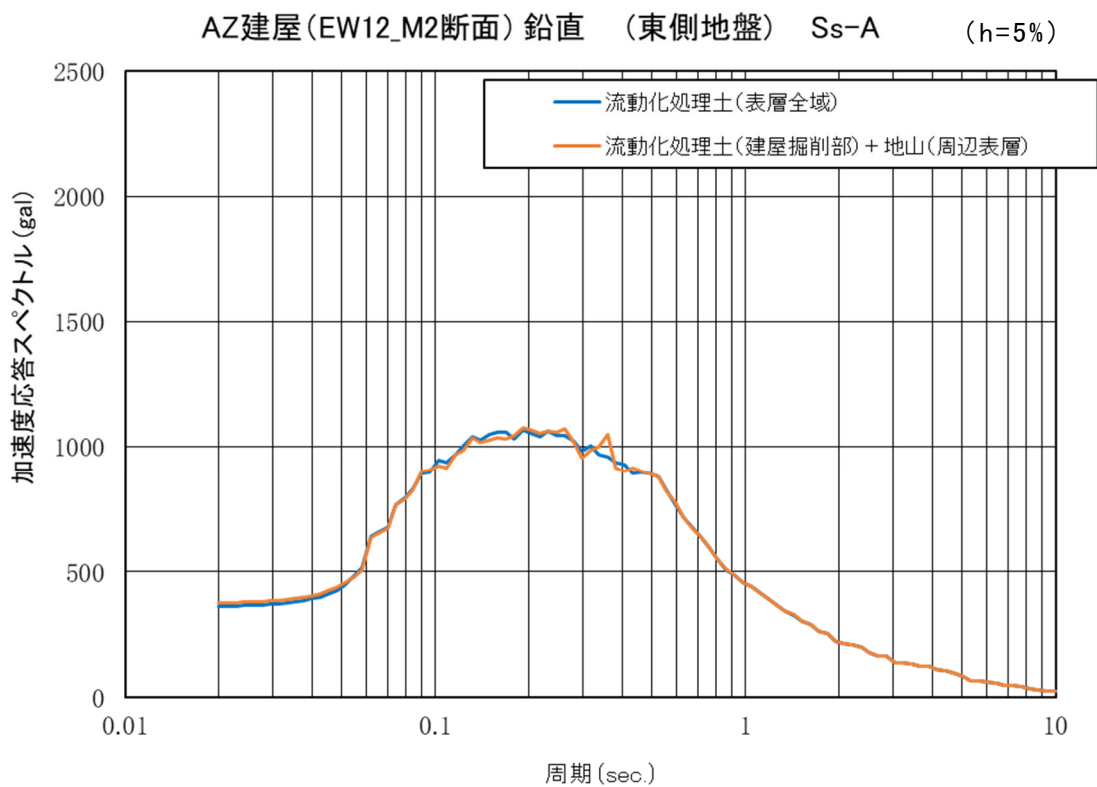
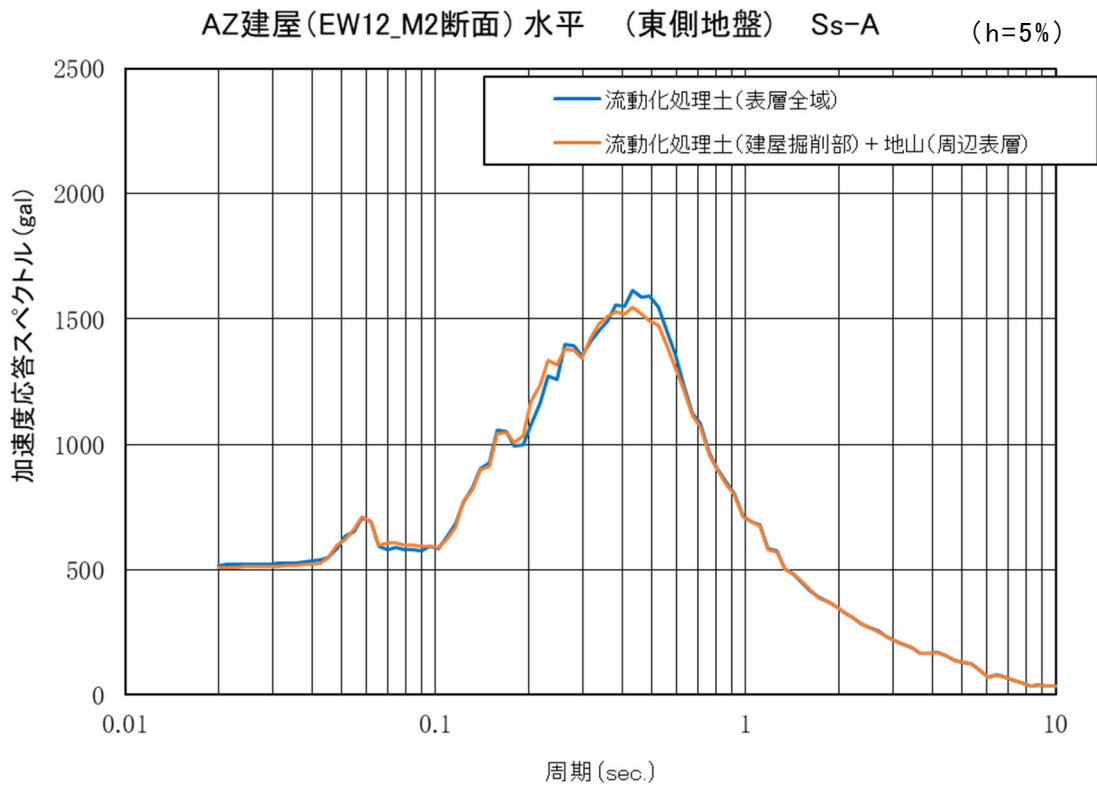
参考 9-2 図(5) G14 建屋 (NS 方向) 解析断面 Vs 分布図



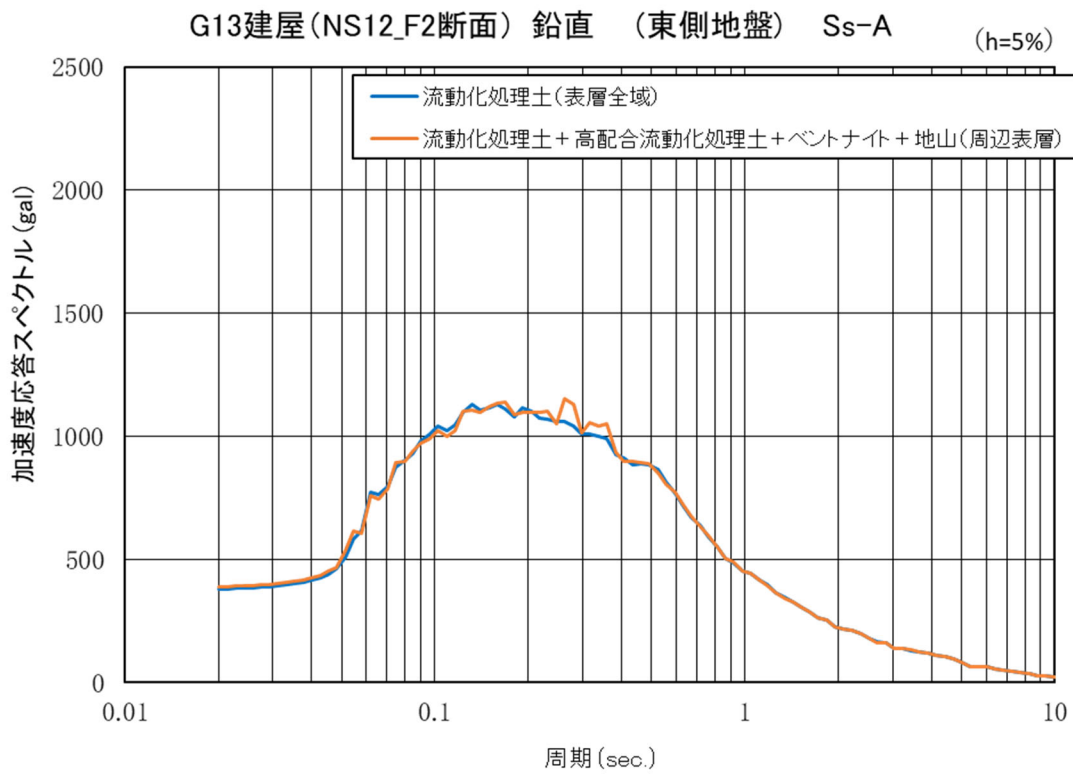
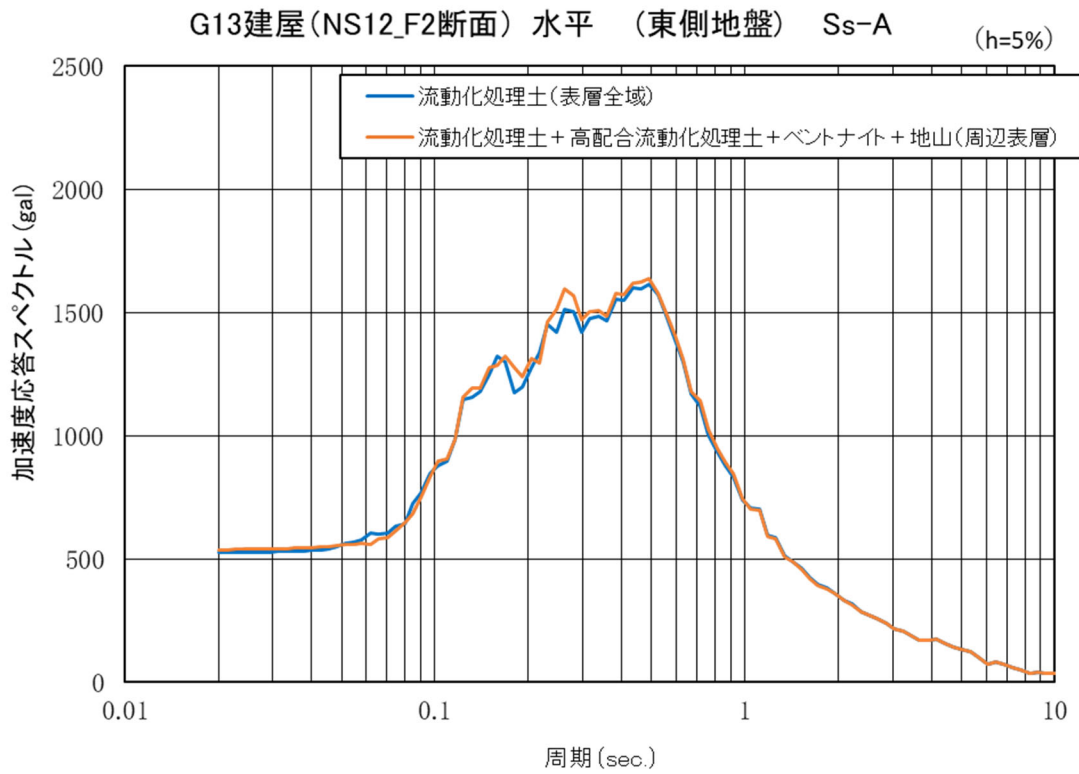
参考 9-2 図(6) G14 建屋 (EW 方向) 解析断面 Vs 分布図



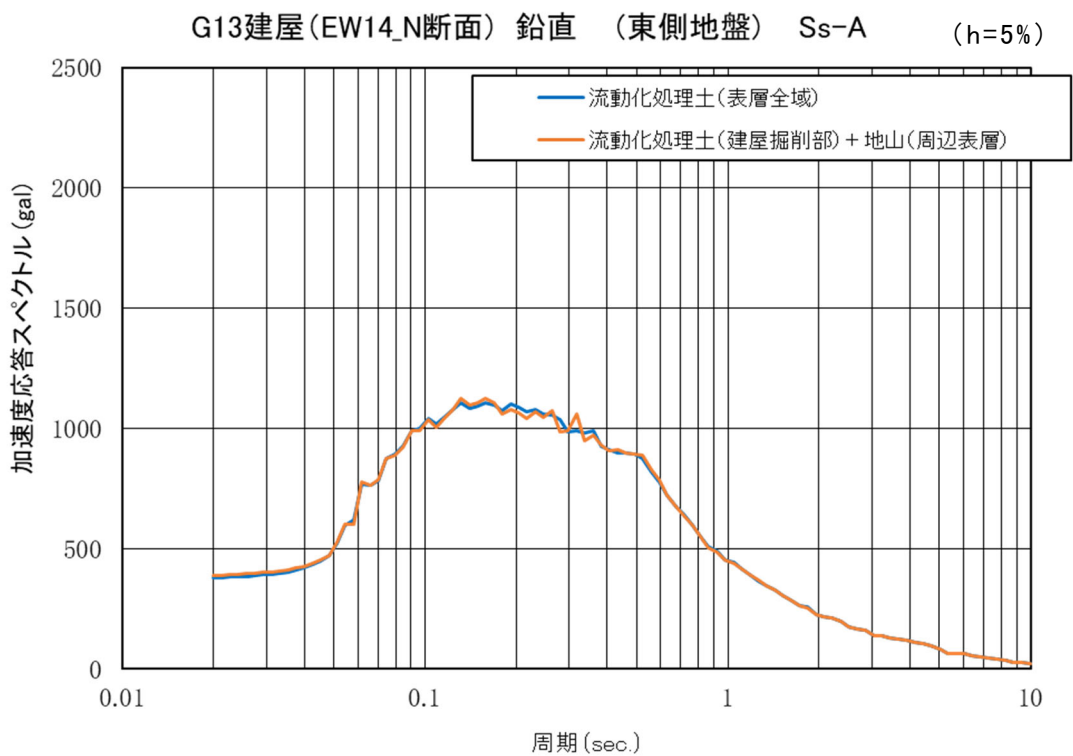
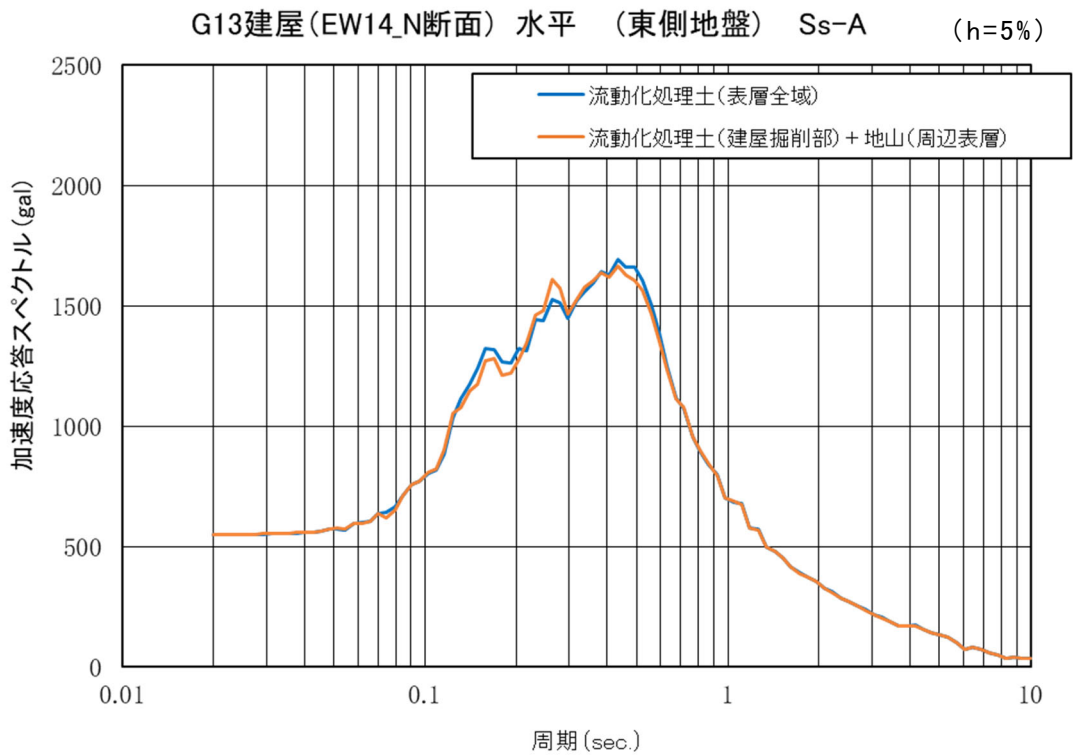
参考 9-3 図(1) AZ 建屋 (NS 方向) 底盤位置の応答スペクトル比較



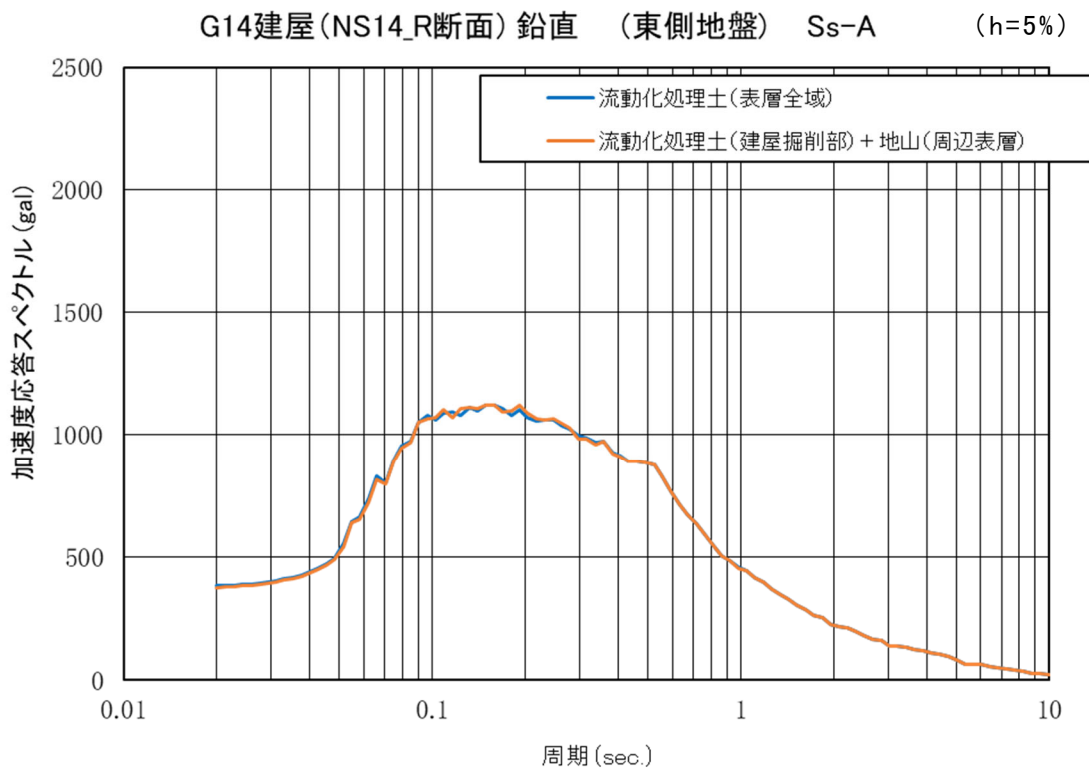
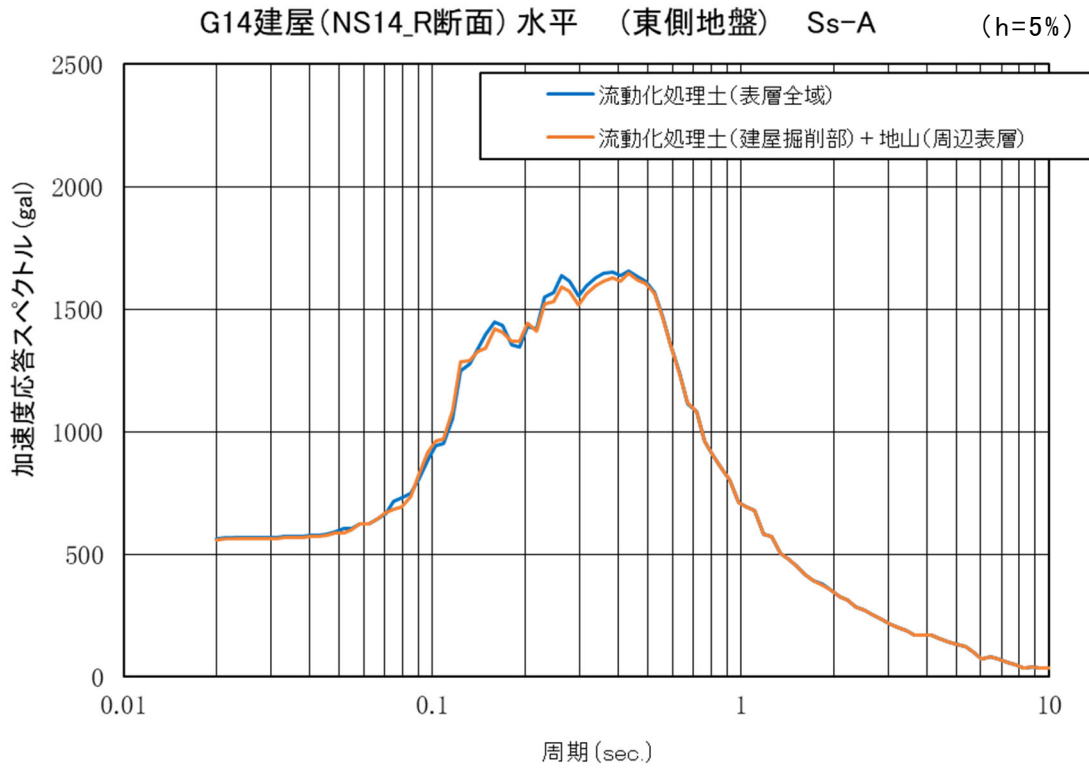
参考 9-3 図(2) AZ 建屋 (EW 方向) 底盤位置の応答スペクトル比較



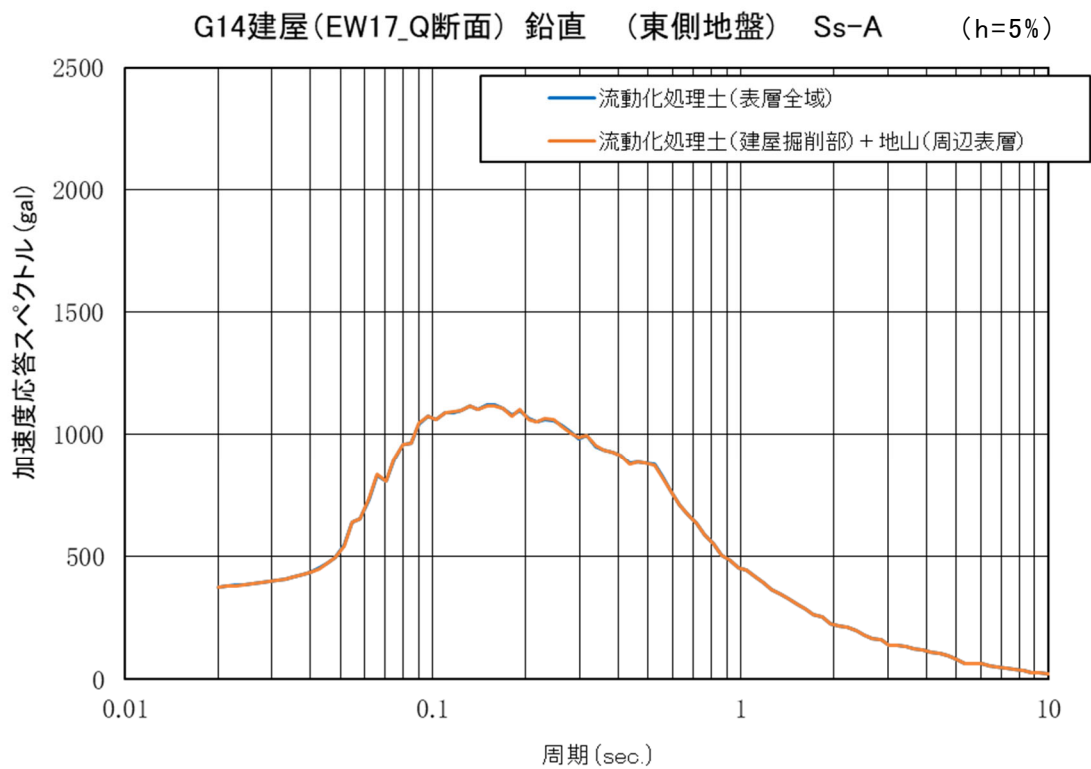
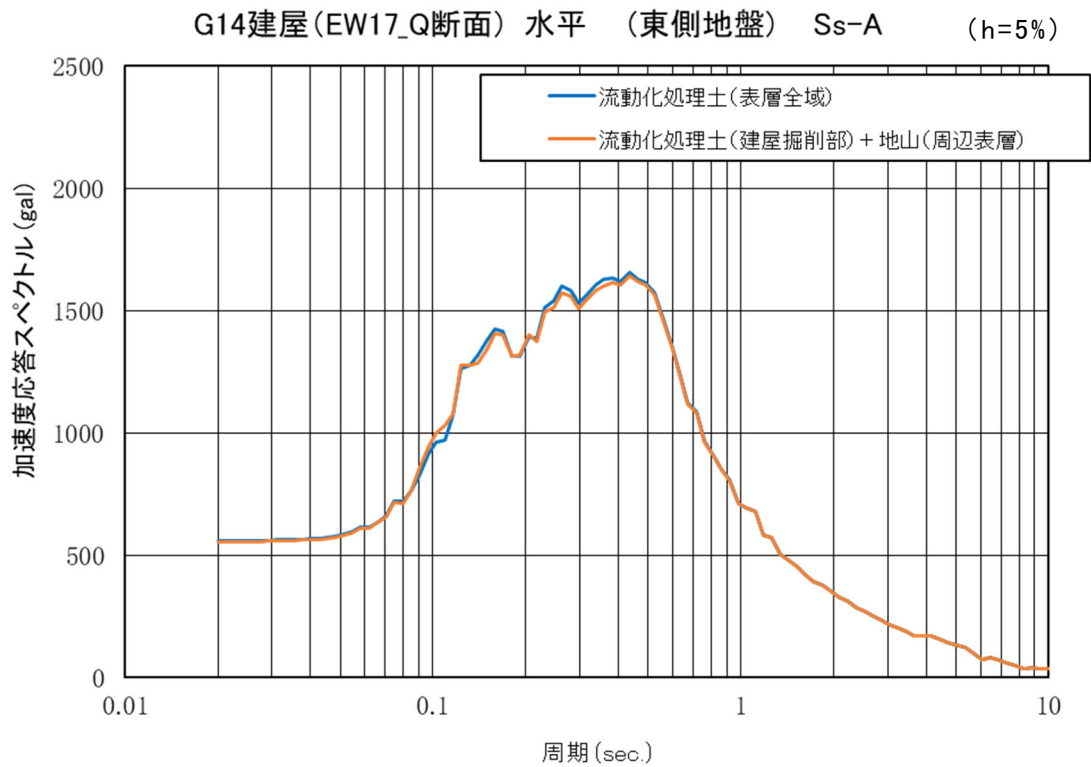
参考 9-3 図(3) G13 建屋 (NS 方向) 底盤位置の応答スペクトル比較



参考 9-3 図(4) G13 建屋 (EW 方向) 底盤位置の応答スペクトル比較



参考 9-3 図(5) G14 建屋 (NS 方向) 底盤位置の応答スペクトル比較



参考 9-3 図(6) G14 建屋 (EW 方向) 底盤位置の応答スペクトル比較

参考 10

表層地盤の物性値の与え方による影響について

令和5年4月22日審査会合において、表層地盤の物性値に係る感度分析にあたって、一定の仮定を設けた直下物性を設定した場合の入力地震動の算定結果を示した。感度分析結果における直下物性と平均物性による入力地震動の算定結果の差について、参考10-1図及び参考10-2図に示す結果より以下のとおり考察した。

感度分析において考慮した物性値設定のうち、平均物性については、埋戻し土が人工材料であることを踏まえ、敷地内における調査結果等に基づき、深度依存性を考慮した平均的な物性値を設定している。

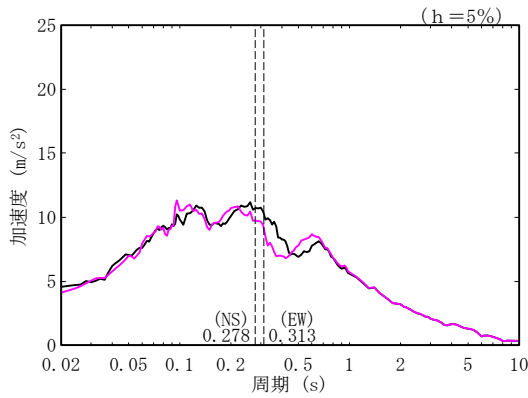
一方、直下物性としている建屋近傍の単独孔における物性値については、PS検層データに基づき、参考10-1図(b)及び参考10-2図(b)に示す赤線または青線のとおり、回帰式による深度依存性が無い条件を仮定して設定している。

AB建屋については、埋戻し土の G_0 は計測深度で平均 $\pm 1\sigma$ を超えているにもかかわらず、平均深度依存回帰の加速度応答スペクトルは近似している。また、AC建屋の埋戻し土は、 G_0 は計測深度で平均値に等しいにもかかわらず加速度応答スペクトルは乖離している。

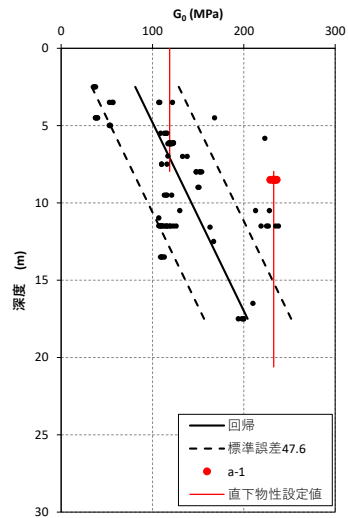
この結果は、AB建屋、AC建屋で設定した物性値による表層地盤の固有周期と鷹架層境界と表層地盤境界のインピーダンス(弾性波速度差)の違いによるもので、AB建屋は、2段階で設定した埋戻し土の固有周期と平均回帰による固有周期が、たまたま一致したことで鷹架層境界と表層地盤境界(T.M.S.L.+35m)のインピーダンス比が一致したためと考えられる。AC建屋は、計測深度で平均値に等しいが一定値を用いているため、 G_0 が低くなることから応答スペクトルは長周期側にシフトし、鷹架層境界と表層地盤境界(T.M.S.L.+35m)のインピーダンス比が大きいことから振幅も大きくなっている。

E+F波(上昇波+下降波)による建屋への入力地震動については、本来の表層の動的変形特性が大きく支配するために、最も現象が予測できる適切なモデルを設定する必要がある。当該地点の表層地盤(埋戻し土)は、人工材料であり、一定の品質基準で施工されていることから、単独孔からの取得データはばらつきの中の1つの値であり、一般的には拘束圧依存性を有し、深度方向に G_0 が大きくなることが考える。既往のデータセットでは、同一孔での G_0 の算定が単独であったため、深度依存特性を確認できなかったが、追加調査により同一孔における深度方向の物性変化を評価することができる。これらの結果を用いて、埋戻し土の物性値を統計的な数値として平均値の深度依存回帰を用いることの適用性について追及する。

【感度分析】
 ①表層地盤に平均物性を設定(深さ依存あり)
 ②表層地盤に直下物性を設定(深さ依存なし)
 (点線は建物の1次固有周期を示す)



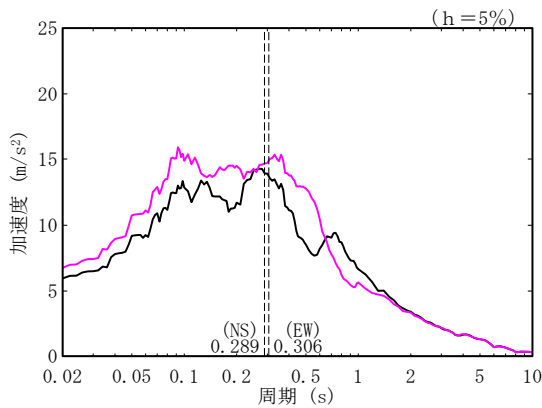
(a) 感度分析結果



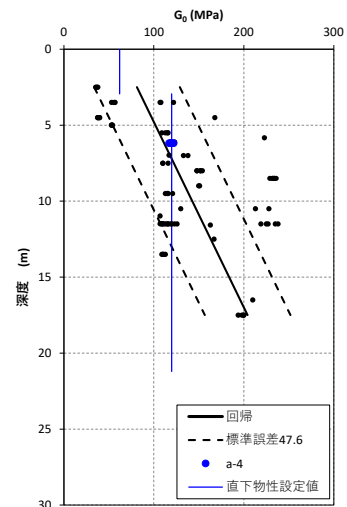
(b) 平均物性と直下物性の
設定値の違い

参考 10-1 図 入力地震動の感度分析結果 (AB 建屋)

【感度分析】
 ①表層地盤に平均物性を設定(深さ依存あり)
 ②表層地盤に直下物性を設定(深さ依存なし)
 (点線は建物の1次固有周期を示す)



(a) 感度分析結果



(b) 平均物性と直下物性の
設定値の違い

参考 10-2 図 入力地震動の感度分析結果 (AC 建屋)