

地中構造物の耐震設計における地盤ばね設定方法に関する検討

STUDY ON THE EVALUATION OF SUBGRADE SPRING CONSTANT FOR A SEISMIC DESIGN OF UNDERGROUND STRUCTURES

小島美香子*・佐久間和弘*・青木逸人**

Mikako KOJIMA, Kazuhiro SAKUMA and Hayato AOKI

We usually adopt a seismic deformation method for a seismic design of the underground structures, such as pipeline, shield tunnel and RC-box culvert for common utility duct. To use this method in practice, it is a technical issue in particular to evaluate a proper subgrade springs constant.

A subgrade spring constant was evaluated based on the earthquake response analysis by using not only commonly used equivalent linearization method but also effective stress analysis, in which both non-linear characteristics of soils and generated process of excess pore water pressure during earthquake are able to take into account.

This paper presents the method to determine a subgrade spring constant, the comparison with the spring constants estimated by using different method and discussion about the spring constant under the liquefaction soil layers.

Key Words: seismic deformation method, subgrade spring constant, effective stress analysis,

1. はじめに

トンネルや共同溝のような地中構造物の耐震検討は、一般に見かけの単位体積重量が周辺地盤に比べて小さく、地上構造物のように慣性力によって構造物がれい起することなく、周辺地盤の変形によってその挙動が支配されるため、応答変位法により行われている。図-1に応答変位法による耐震設計計算フローを示す。応答変位法による地中構造物の耐震設計において主要な地震外力は、自由地盤の応答変位振幅であり、この変位を地盤-構造物相互作用ばね(以下、地盤ばね)を介して構造系に作用させ、各部材の応力度照査を行う。この流れを踏まえると、地盤ばね設定は、構造物の耐震設計において多大な影響を及ぼす重要なパラメータである。その地盤ばね設定について、従来行われてきた方法では以下のような問題点が挙げられる。

従来の地盤ばねは、例えば道路橋示方書に基づく経験式(地盤反力係数)より算出しているが、その値

の精度および適用性

液状化等の地盤の非線形特性を反映させた地盤ばねの設定方法

具体的に については、30cm×30cmの平板載荷試験による(水平方向および鉛直方向)地盤反力係数にばねを設置する面積を乗じて求めるが、平板載荷試験による実験式

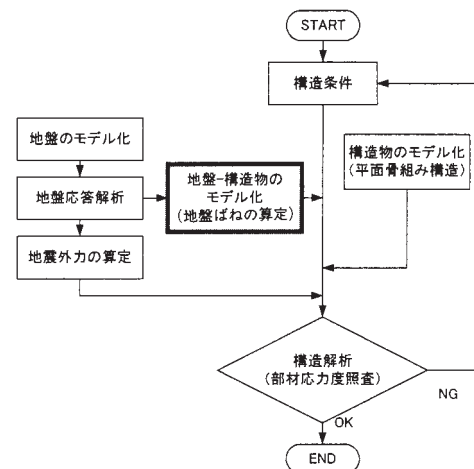


図-1 応答変位法による耐震設計計算フロー

* 首都圏事業部 地盤構造部
** 札幌支店 技術第一部

からばねを求めることの妥当性および実験式の適用範囲が明確になっていない。 については、昨今のレベル2地震外力による耐震設計が必須となる中で、大きな地震外力や地盤の液状化などによる地盤の非線形特性（ここでは特に地盤のせん断剛性の低下）が、構造物を設計する上で無視できない問題となっていることによるものである。

上記背景を踏まえて、ここでは地震時の地盤ばねの設定方法に関する一考察を報告する。

具体的には、地下道（ボックスカルバート）の耐震設計を例題として、まず周辺地盤の液状化判定を行い液状化対象層を確認した。次に応答変位法の地盤ばね設定法について、従来の地盤地震応答解析（等価線形解析）のみではなく、地盤の非線形性および地震時の過剰間隙水圧上昇過程を考慮した非線形解析（有効応力解析）を実施し、双方の手法により設定された地盤ばねの比較・検討を行った。

なお、本検討で行った非線形解析には、（財）沿岸開発技術研究センターの解析コードFLIP¹⁾を用いた。このFLIPは、土の応力-歪モデルとして双曲線モデルを組合わせた

マルチスプリングモデルを採用し、過剰間隙水圧に関するモデルとして井合モデルを使用することで、地盤の液状化を考慮した地震応答解析ができる。

2. 検討条件

(1) 検討対象構造物

本検討は、A空港にある連絡地下道（以下、連絡道）を対象に行った。この連絡道は、重力式擁壁区間、U型擁壁区間、およびボックスカルバート区間で構成されている。このボックスカルバート部は平面的に曲線（ $R=100\text{m}$ ）で、構造的には当該地盤の圧密による不等沈下の影響を考慮して一体型（目地無）で設計されている（図-2参照）。さらに上部の航空機荷重等の諸条件より構造諸元は11種類もに細分化されている。本検討では、このボックスカルバート区間（約200m）を対象とし、構造諸元が異なる横断方向2断面（W荷重作用断面およびT-20荷重作用断面）を代表断面として検討を行った。各断面の諸元を図-3に示す。

調査位置平面図

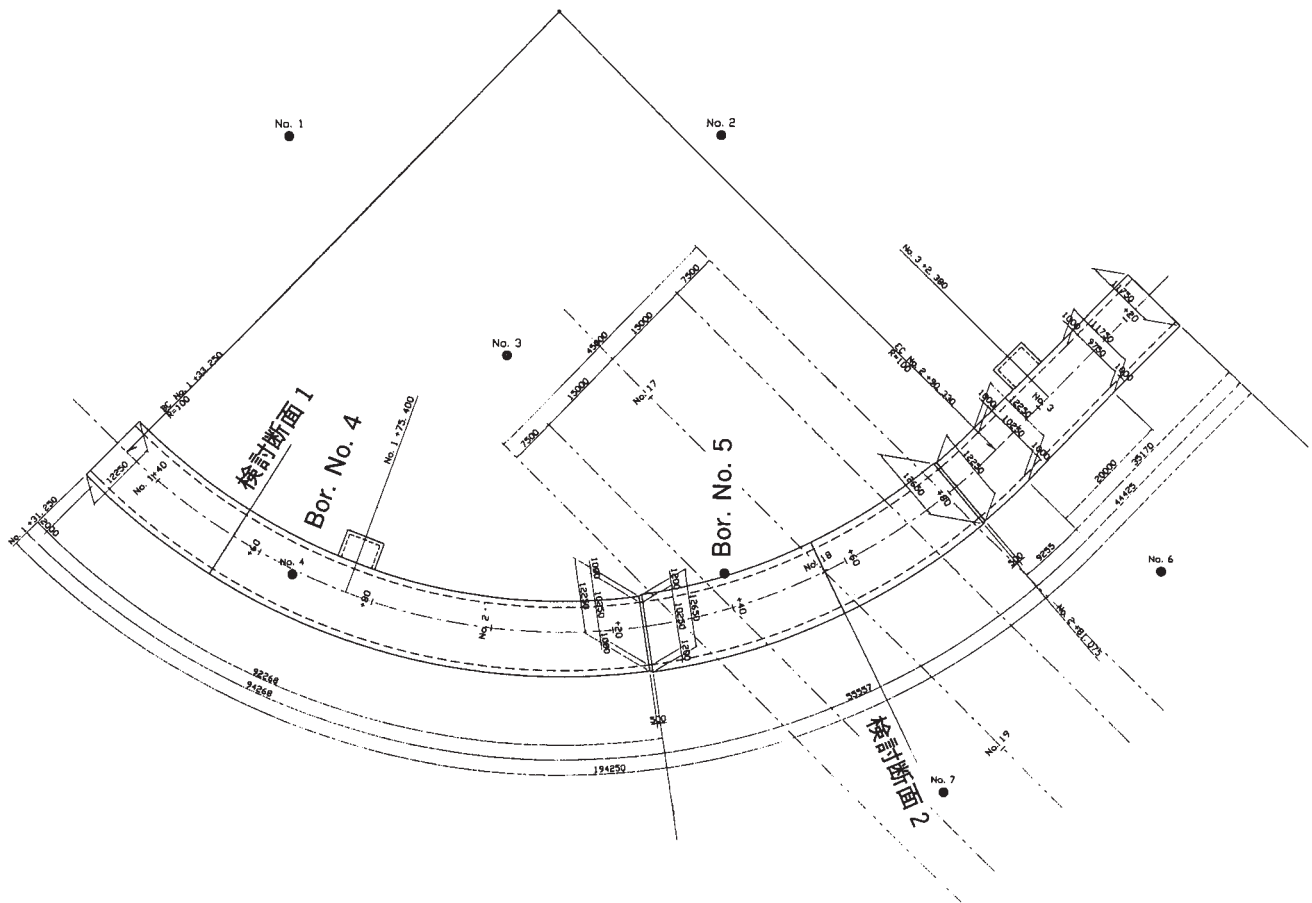
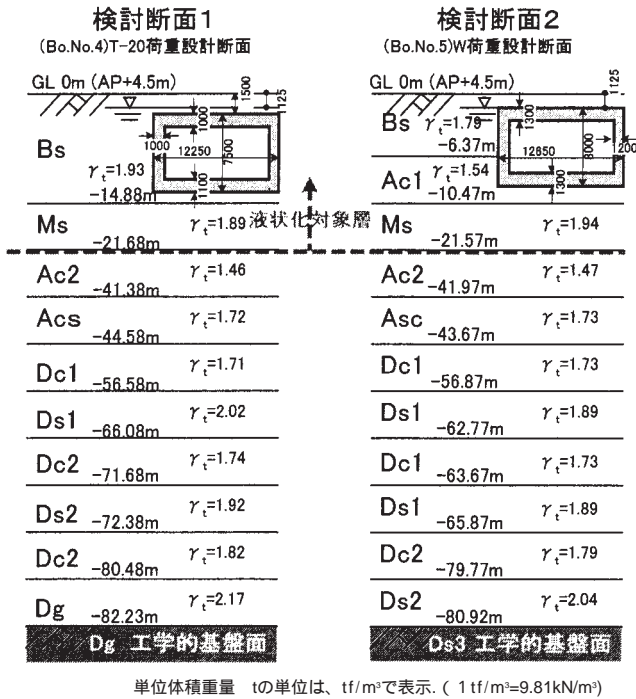


図-2 連絡地下道とボーリング調査位置図

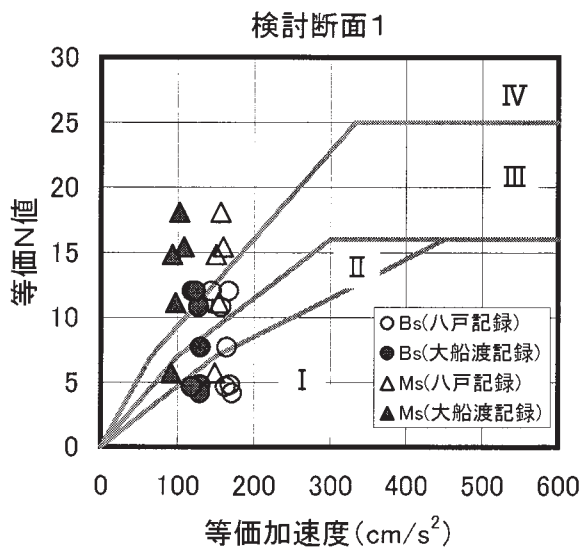


単位体積重量 tの単位は、tf/m³で表示。(1tf/m³=9.81kN/m³)

図 - 3 検討断面の地層構成

表 - 1 検討地盤の地層構成

地層区分	記号	土質	Vs (m/sec)	備考
埋立層	盛土層 Bs	礫混じり土砂	140	N値 = 2 ~ 20
	淡瀬土層 Ac1	粘土	100	N値 2
	盛砂層 Ms	細砂	200	N値 17
沖積層	Ac2	粘土	100	qu=0.58 ~ 1.0程(未改良)
	有楽町層 Acs	粘性土	120	N値 1
	Acs	砂質土	120	
洪積層	Dc1	粘性土	190	
	七号地層 Ds1	砂質土	300	
	Dc2	粘性土	231.4	
	Ds2	砂質土	236.3	
	基底礫層 Dg	砂礫	工学的	N値 = 50
江戸川層 Ds3	細砂	基盤面	N値 = 50	



(2) 地盤条件

地盤条件は、ボックスカルバート近傍で実施された既存土質調査結果を基に設定した。具体的には、N値および単位体積重量は、各検討断面に最も近いボーリング調査結果を参考とした。なお、検討断面と調査ボーリング位置関係については、図 - 2を参照とする。地盤のせん断弾性波速度については、地下道近傍で行われたPS検層調査結果の平均値を採用した(表 - 1参照)。

3. 検討地盤の液状化判定

連絡道の耐震検討に先立ち、検討対象地盤の液状化判定を行った。液状化判定手法は「埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)」²⁾(以下、埋立ハンドブック)に準拠した。入力地震動は、八戸記録および大船渡記録の工学的基盤面へ入力する2E波形(SMAC相当波形)を用い、レベル1は350cm/s²、レベル2は390cm/s²に加速度振幅調整を行った。せん断応力計算は、一次元等価線形解析(SHAKE)とした。この時、土質の非線形特性として、せん断弾性係数比および減衰定数のひずみ依存曲線について、Ms層、Ac2層、Dc1層は、近傍箇所で行われた既存土質試験結果を直接用い、それ以外の土層については、埋立ハンドブックに記載されているひずみ依存曲線の参考値を採用した。地盤の初期せん断弾性係数G(tf/m²)は表 - 1に記載したPS検層結果のせん断波速度Vs(m/s)より次式で算出した。

$$G = \frac{\gamma}{g} \cdot Vs^2 \quad (1)$$

上記により検討した結果、以下のような考察を得た。

- ・ 図 - 4に示すように、検討断面1のBs層とMs層については液状化するまたは液状化する可能性が大きい範囲(or)に入る結果が得られた。検討断

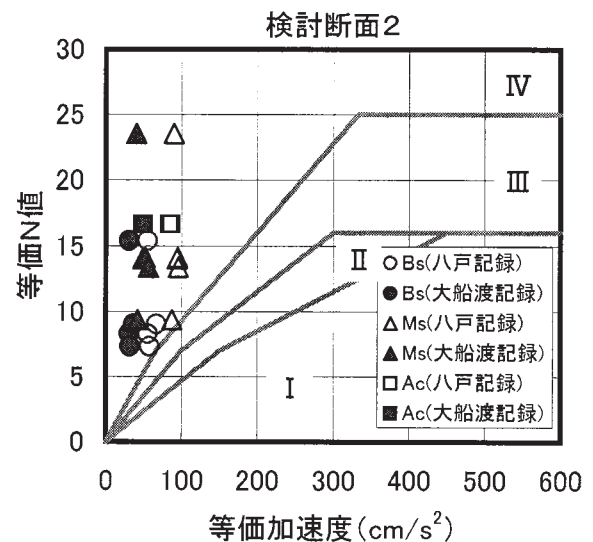


図 - 4 液状化判定結果(レベル1)

表 - 2 検討ケース一覧

	地震応答解析				備考
	レベル1(440cm/s ²)		レベル2(485cm/s ²)		
地盤状態	地盤状態 1	地盤状態 2	地盤状態 1	地盤状態 2	
解析方法 (地盤応答解析)	等価線形解析	逐次非線形解析 (全応力)	逐次非線形解析 (全応力)	逐次非線形解析 (有効応力)	
解析CODE	SHAKE	FLIP	FLIP	FLIP	一次元地盤応答解析

地盤状態 1 : トンネル周辺地盤を連続体と見なせる状態。
 地盤状態 2 : トンネル周辺地盤が不連続な動きをする状態。

地盤状態 1 と地盤状態 2 の目安は、地盤ひずみ 1 % 前後

面 2 では、Bs層、Ac1層、Ms層とも液状化しない範囲に入る結果となった。この結果は Ms層について、検討断面 1 近傍のボーリング結果による平均 N 値は13であるのに対し、検討断面 2 近傍のボーリング結果による平均 N 値は19.3と検討断面 2 の方が大きいこと、Ac1層は細粒分含有率Fcが約90%と大きく、IPも20以上あり液状化抵抗が大きいことなどによるものが考えられる。

- 検討断面 1、検討断面 2 とともに、レベル 1 地震動 (350cm/s²) と比較してレベル 2 地震動 (390cm/s²) の場合は、等価加速度が大きい側に移行したが、判定結果が変わるほどの差異は見られなかった。

この結果より、ボックスカルバート敷設深度の地盤が液状化する可能性が明らかとなり、地盤の液状化等の非線形性を反映させる地盤ばねの設定法について検討する必要性が確認された。

4. 地盤ばねの設定方法

3. で行った液状化判定結果により、ボックスカルバート敷設地盤の液状化の可能性が明らかになった。さらに検討断面 1 のレベル 1 で2.2%のひずみが発生しており、これは等価線形解析の適用範囲 (地盤ひずみ 1 %前後) 外のひずみレベルと考えられる³⁾。よって、等価線形解析だけでなく、非線形解析により大きなひずみレベルにおけるせん断弾性係数 G の評価方法について検討を行う必要があると判断した。そこで、本報では、地盤の地震応答解析について等価線形手法ならびに非線形解析手法を用いた地盤ばね設定法を検討した。さらに、非線形解析においては液状化も反映させるために、過剰間隙水圧の上昇過程を考慮した有効応力解析手法 (FLIP) を採用した。表 - 2 に解析手法および検討ケースを示す。なお、有効応力解析時に液状化対象とする土層は、液状化判定結果よりBs層とMs層とした。

(1) 入力地震動

本検討における入力地震動は八戸波とし、レベル 1 相当

表 - 3 等価線形解析による地盤ばねの設定

	土層区分	収束弾性 G(tf/m ²)	動的変形係数 Ed(tf/m ²)	設定ばね定数 (単位: tf/m ²)
検討断面 1	地下水位 Bs	3137	9097	上 : K _{VT} = 131.8 下 : K _{VB} = 232.7 側方 : K _{HL} = 195.2
		1138	3412	
	Ms	4188	12556	
検討断面 2	地下水位 Bs	3091	8964	上 : K _{VT} = 82.1 側方 : K _{HL} = 166.9
		1563	4686	
	Ac1	63	189	下 : K _{VB} = 275.3 側方 : K _{HL} = 83.6
	Ms	4056	12160	

1 tf/m² = 9.81kPa
 ポアソン比は、地下水位以浅は $\nu = 0.450$ 、地下水位以深は $\nu = 0.499$

として440cm/s²、レベル 2 相当として485cm/s²に振幅調整して解析を行った。

(2) 地盤ばね設定方法

各検討ケースにおいて、一次元地盤応答解析を実施し、その結果から得られたせん断応力 と、せん断ひずみ の関係からせん断弾性係数 G を算出し、それを用いて以下の手順により地盤ばねを設定した。

- 検討対象位置における地層構成を考慮した 2 次元有限要素 (以下、FEM) モデルを作成する。
- せん断弾性係数 G と動ポアソン比 ν より動的変形係数 E_d を算出し、これを各要素に与える。
- FEMモデルのボックスカルバート敷設位置に強制変位 (水平方向、鉛直方向) を与える。
- 結果として得られた地盤反力 (節点反力) と強制変位から地盤ばねを算定する。

(3) 等価線形法および非線形解析による地盤のせん断弾性係数

等価線形解析では、地盤ばねの設定に用いるせん断弾性係数 G は収束値 (有効ひずみは最大ひずみの65%と仮定) とした。算出されたせん断弾性係数の収束値、およびそれから設定したばね定数を表 - 3 に示す。

非線形解析では、せん断弾性係数 G が経時的に変化するため、次に示す手順によりせん断弾性係数を評価した。

図 - 5 に示すように、ボックスカルバート上下端相対変位が最大になる時刻 t_{dmax} のせん断応力 とせん断ひずみ の関係からせん断弾性係数 G を計算する。

この時ボックスカルバート上下端相対変位が最大になる時刻 t_{dmax} が、その近傍においてせん断ひずみがピークを示す時刻でない場合には、ピーク時の時刻 t_{max} におけるせん断弾性係数 G を採用する (図 - 6 参照)。

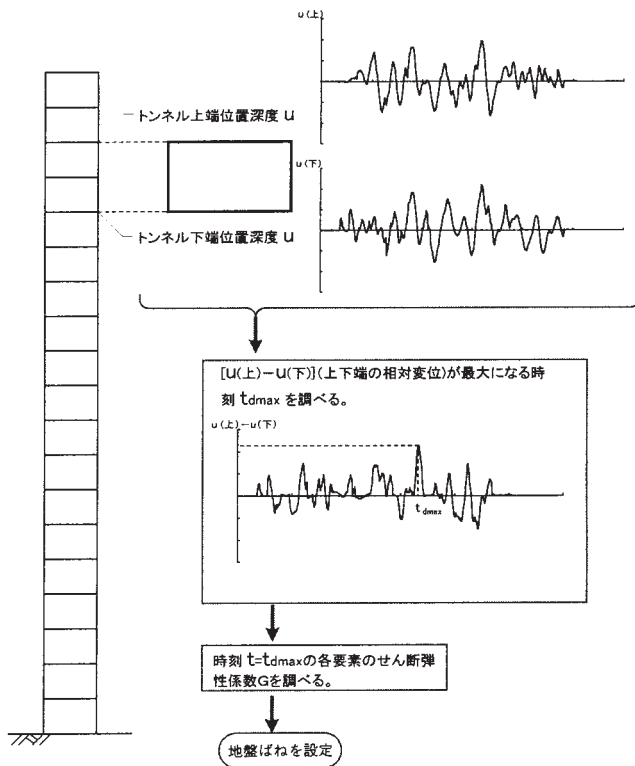


図 - 5 非線形解析による地盤ばねの評価時刻の決定方法 ($t=t_{dmax}$ の決定)

表 - 4 に、各層におけるせん断弾性係数 G と、設定された地盤ばねを示す。

5. 各種法による地盤ばねの比較

以上のように、等価線形解析および非線形解析の地震応答解析より計4ケースについてせん断弾性係数 G を評価し、それらを用いて設定された地盤ばねについて比較した。図 - 7 に、等価線形解析法 (レベル1) による地盤ばねの値を基準 (1.0) として、他の検討ケースの地盤ばねの値を等価線形法との比率で表した比較図を示す。この結果より、以下に考察を述べる。

- ・ ボックスカルバート全体が同一層に埋設されている

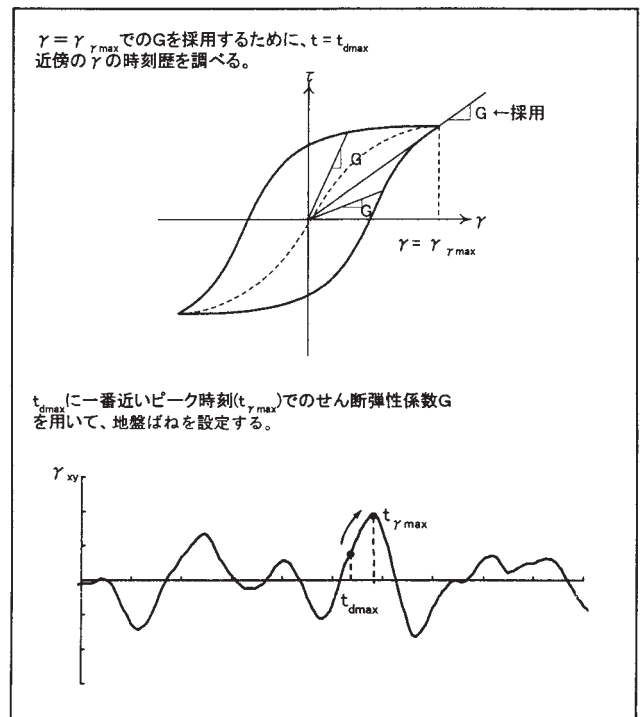


図 - 6 非線形解析による地盤ばねの評価時刻の決定方法 ($t=t_{max}$ の決定)

表 - 4 非線形解析による地盤ばねの設定

	土層区分	L1 全応力			L2 全応力			L2 有効応力		
		評価時刻 G (tf/m ²)	動的変形係数 E_d (tf/m ²)	設定ばね定数 (単位:tf/m ³)	評価時刻 G (tf/m ²)	動的変形係数 E_d (tf/m ²)	設定ばね定数 (単位:tf/m ³)	評価時刻 G (tf/m ²)	動的変形係数 E_d (tf/m ²)	設定ばね定数 (単位:tf/m ³)
検討断面1	地下水位	2479	7189	上 : $K_{ST}=165.3$ 下 : $K_{SB}=233.7$ 側方 : $K_{HL}=282.5$	2360	4720	上 : $K_{ST}=150.0$ 下 : $K_{SB}=199.9$ 側方 : $K_{HL}=264.1$	2260	4520	上 : $K_{ST}=141.2$ 下 : $K_{SB}=222.2$ 側方 : $K_{HL}=227.2$
	Bs	2085	6251		2152	4304		1427	2854	
	Ms	5190	15560		4552	9104		3453	6906	
検討断面2	地下水位	2375	6888	上 : $K_{ST}=32.6$ 側方 : $K_{HL}=125.9$	2390	4780	上 : $K_{ST}=46.5$ 側方 : $K_{HL}=126.1$	2185	4370	上 : $K_{ST}=44.2$ 側方 : $K_{HL}=105.2$
	Bs	2081	6239		2104	4208		1450	2900	
	Ac1	23	69	下 : $K_{SB}=53.7$ 側方 : $K_{HL}=34.3$	21	42	下 : $K_{SB}=118.84$ 側方 : $K_{HL}=32.8$	24	48	下 : $K_{SB}=114.96$ 側方 : $K_{HL}=34.2$
	Ms	5417	16240		5435	10870		3861	7722	

1tf/m²=9.81kPa

ポアソン比は、地下水位以浅は $\nu = 0.450$ 、地下水位以深は $\nu = 0.499$

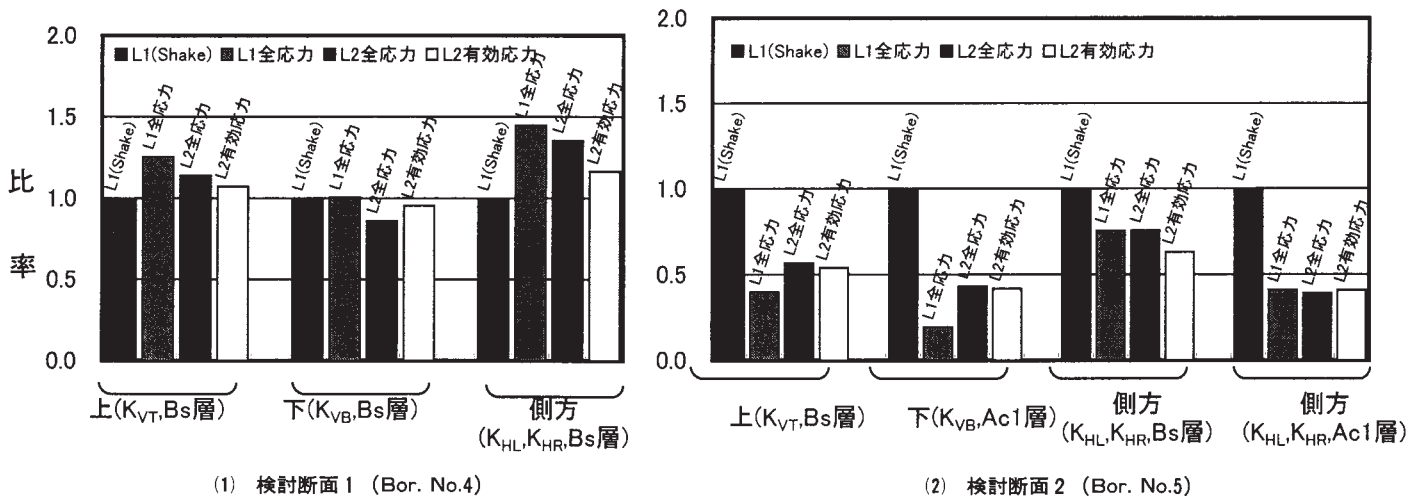


図 - 7 地盤ばねの比較 (等価線形を基準とする)

場合 (検討断面 1) 非線形解析による検討ケースにおいて、上面および側面の地盤ばねの大小関係が、レベル 1 全応力 > レベル 2 全応力 > レベル 2 有効応力となっている。これは対象とするひずみレベルが大きくなるに従い地盤のせん断弾性係数 G が小さくなるといった地盤の非線形特性と整合する結果となった。

- ボックスカルバート全体が同一層に埋設されていない場合 (検討断面 2) 地盤ばねの大小関係と地盤の非線形性との関係は整合していない。このバラツキの原因としては、地盤ばねを決定している時刻、すなわちボックスカルバート上下間最大相対変位が発生する時刻 t_{dmax} と、地盤の対象要素のせん断ひずみが最大となる時刻 t_{max} が異なっていることが考えられる。これは、各ケースのせん断弾性係数 G の評価時刻 t_{max} におけるひずみレベルの大小関係が必ずしも、レベル 1 全応力 > レベル 2 全応力 > レベル 2 有効応力となっていないことによるものと考えられる。このような、ボックスカルバート上下間相対変位と対象要素のせん断ひずみの時刻歴の関係は、ボックスカルバートの上面と下面の地層が異なる

ることによる地盤振動の位相差がもたらす影響であることが予想される。

6. まとめ

本報告では、異なる地震応答解析を基に、検討対象であるボックスカルバート横断面の耐震設計に活用する地盤ばねを算定し、その差異に関する一考察をまとめた。

本業務では、最終的に横断面の地震時断面力まで求めており、上述した地盤ばねが異なる 4 ケースにおける断面力において、検討断面 1 では 5 割以上、検討断面 2 でも 2 割程度の差異を生じた (表 - 5 参照)。

もちろん、地盤条件および構造条件により地盤ばねの大小関係と地震時断面力の大小関係は異なることが予想され、地盤の非線形性 (液化化等) が無視できないと思われる場合は、多面的な地盤ばねの検討または必要に応じて、構造系も含めた 2 次元動的解析による照査を行うことが望ましいと考えられる。

最後に、地中構造物の耐震設計は、基本的に応答変位法に基づく種々の設計計算を活用する。その中で、構造物を梁、地盤をばねでモデル化した、いわゆる梁 - ばね計算法は、現在も耐震設計計算の一般的な手法である。その地盤

表 - 5 地震時断面力の一例 (検討断面 2)

検討断面1		等価線形		非線形 (全応力)		非線形 (有効応力)	検討断面2		等価線形		非線形 (全応力)		非線形 (有効応力)
		レベル1	レベル2	レベル1	レベル2				レベル1	レベル2	レベル1	レベル2	
断面力	M (tf・m)	128.3	73.7	82.7	78.6	断面力	M (tf・m)	70.0	60.0	60.6	60.6		
	N (tf)	47.0	38.2	39.4	38.8		N (tf)	37.1	35.4	35.5	35.4		
	S (tf)	50.6	32.5	35.6	33.6		S (tf)	30.4	27.2	27.2	27.1		
応力度	σ_c (kgf/cm ²)	65.8	38.4	43.0	40.6	応力度	σ_c (kgf/cm ²)	72.3	62.0	62.7	62.7		
	σ_s (kgf/cm ²)	1551.3	828.2	948.9	885.2		σ_s (kgf/cm ²)	2465.8	2056.2	2082.2	2081.0		
	τ (kgf/cm ²)	4.8	3.1	3.4	3.2		τ (kgf/cm ²)	3.6	3.2	3.2	3.2		

1 kgf/cm² = 0.0981MPa, 1tf = 9.81kN

ばねの設定法の相異により、結果的に最終解である断面力がばらつくことを設計者は十分に把握し、地盤ばね設定にあたっては、多面的な考察に基づき細心の注意をはらう必要があるものとする。

参考文献

1) 井合 進、松永康男、亀岡知弘：ひずみ空間における塑性論に基づ

- くサイクリックモビリティのモデル、港湾技術研究所報告第29巻第4号、1990.12
- 2) (財)沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)、1997
- 3) 土木学会：トンネルライブラリー第9号開削トンネルの耐震設計、1998