

I - B445

地盤のせん断ひずみとトンネル横断方向地震時増分断面力

鴻池組土木本部 ○(正) 井上 雅人 (正) 嶋村 貞夫
(正) 河西 寛 (正) 松井 正

1. はじめに

トンネル等の地下構造物は、周辺地盤の地震時変位・変形に追従して変形する。このため、トンネルに生じる地震時増分断面力は、トンネル周辺地盤の最大相対変位、最大せん断ひずみの大きさと密接な関係がある。ところが、せん断ひずみが大きくなるほど地盤の剛性は低下するため、地盤の変形(ひずみ)はトンネルに伝わりにくくなる。したがって、大きなひずみが発生する大規模地震時等では、最大ひずみと異なるひずみレベルで構造物の耐震性が決まる可能性もある。

本報告では、入力加速度をパラメーターとして、2次元 FEM を用いた応答変位法解析を行い、地盤のせん断ひずみと矩形断面トンネルに生じる横断方向地震時増分断面力との関係について検討した。

2. 解析モデルおよび条件

解析の対象とした地盤は、図-1に示す沖積層(層厚 30.0m)、洪積層(層厚 50.0m)および風化岩(層厚 10.0m)からなる3層構造の地盤モデルで、道路橋示方書V耐震設計編に基づいて耐震設計上の地盤種別を判定するとⅢ種地盤に該当するものである。地下構造物は1辺5.0mのRC矩形断面トンネルとした。2次元 FEM を用いた応答変位法による解析は、以下に示す手順で実施した。

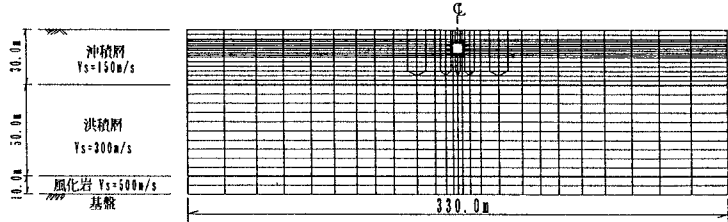


図-1 解析モデル

表-1 自然地盤の入力定数

	沖積層	洪積層	風化岩
単位体積重量 γ (tf/m ³)	1.8	2.0	2.1
せん断弾性係数 G_0 (tf/m ²)	150	300	500
初期せん断弾性係数 G_0 (tf/m ²)	4130	18400	53600
ポアソン比 ν	0.45	0.45	0.45
地震時せん断弾性係数 G (tf/m ²)	図-4fに示す	53570(線形)	
減衰定数 $h(\%)$	図-4fに示す	2.0(線形)	

表-2 トンネルの入力定数

単位体積重量 γ (tf/m ³)	弾性係数 E (tf/m ²)	断面積 A (m ² /m)	断面二次モーメント I (m ⁴ /m)
2.5	2.70×10^8	0.7	0.2858

- ① 自然地盤の等価線形地震応答解析を入力加速度の大きさを変えて実施(0.2~1.0倍)し、トンネルの上・下床版位置に相当する2点間の相対変位が最大となる時刻の変位分布をそれぞれ求める。この変位分布を図-2に示す。

- ② 構造物を除いた空洞地盤の2次元FEMモデルに、①で求めた変位分布を生じさせる等価節点荷重を算出する。

- ③ 地盤と構造物の両者を考慮した2次元FEMモデルに、②の等価節点荷重、空洞の影響を表す周面せん断力、および構造物中心深さにおける自然地盤の応答加速度で評価した躯体

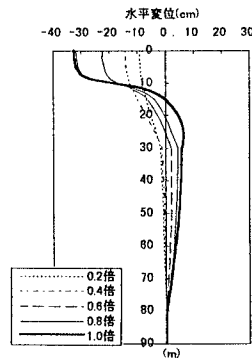


図-2 自然地盤の応答変位分布

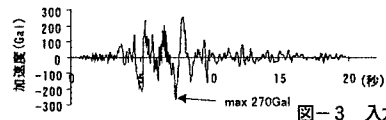


図-3 入力地震動

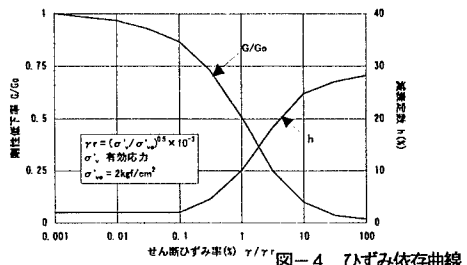


図-4 ひずみ依存曲線

キーワード トンネル、耐震性、断面力、せん断ひずみ、応答変位法解析

連絡先 〒541 大阪市中央区北久宝寺町 3-6-1 TEL 06-244-3617 FAX 06-244-3676

の慣性力を作用させ、トンネルに生じる地震時増分断面力を求める。

自然地盤の等価線形地震応答解析では、兵庫県南部地震において関西地震観測研究協議会の神戸大学観測点で得られた速度波形(NS 成分)を微分して求めた加速度波形(図-3)を入力地震動とし、表-1に示す初期せん断弾性係数 G_0 と図-4に示すひずみ依存曲線 η を用いた。応答変位法解析に用いる2次元FEMモデルは、図-1に示すようにトンネルを中心とした幅330mを解析領域とした全体モデルで、その底面を完全固定、側面の鉛直方向変位を固定した。地盤は線形平面ひずみ要素、トンネルは線形平面骨組要素でモデル化した。地盤のせん断弾性係数は等価線形地震応答解析における収束値を用い、トンネルの断面定数は表-2に示すコンクリート全断面有効の値とした。

3. 解析結果

図-5は自然地盤の等価線形地震応答解析で得られたトンネルの上・下床版位置に相当する2点間の平均せん断ひずみと平均剛性低下率を示したものである。また、図-6は自然地盤の平均せん断ひずみとトンネル側壁部に生じる最大断面力(入力加速度倍率が1.0のケースの最大断面力に対する比率で無次元化)の関係を示したものである。実線はコンクリート全断面有効の断面定数の場合で、トンネルのみかけのせん断剛性が周辺地盤のそれよりも終始大きいケース、破線はトンネルの弾性係数を表-2の約1/15に低下させることにより、平均せん断ひずみ1.0%以下では地盤の剛性がトンネルよりも大きくなるケースをそれぞれ示す。この図から、地盤とトンネルの剛性の比率が異なっても平均せん断ひずみが増加するほど最大断面力も増大する傾向を示し、あるせん断ひずみレベルにおいてピークを持つ傾向は認められないことがわかる。

以上の結果より、今回の条件では、地震時増分断面力は0.2~5%の平均せん断ひずみの範囲で単調に増大し、とりわけ、曲げモーメントとせん断力に関しては、図-6に示すように片対数グラフ上でほぼ同一の直線的な関係を示すことから、平均せん断ひずみの概ね2/3乗の対数に比例することがわかった。

4. まとめ

以上のように、トンネル上下間に生じる自然地盤の平均せん断ひずみは構造物の耐震性の検討では重要な指標となる。今回の条件では、地震時増分断面力は平均せん断ひずみが増加するほど単調に増大し、平均せん断ひずみの概ね2/3乗の対数に比例する関係が判明した。自然地盤の平均せん断ひずみは入力地震動の大きさ、トンネル設置深度等によって大きく異なることから、トンネルの耐震性を検討する場合には自然地盤の地震時変位分布を適切に評価する必要があると考えられる。

参考文献

- 1)土木学会関西支部：阪神・淡路大震災調査研究委員会中間報告会講演集,pp77-84,1996.
- 2)土木学会原子力委員会：「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」報告書,第6編,pp.7-8,1985.

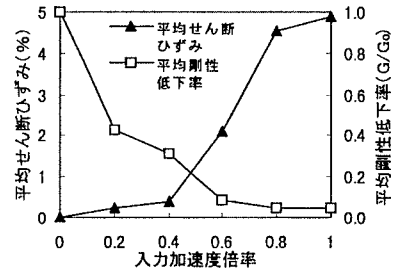


図-5 平均せん断ひずみおよび剛性低下率

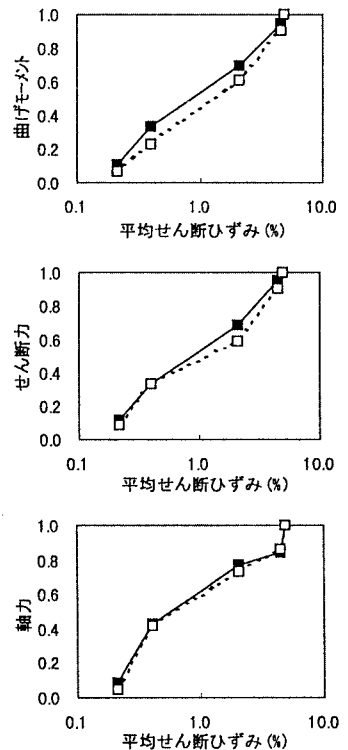


図-6 平均せん断ひずみと地震時増分断面力