

I-635 応答変位法の外力評価に関する検討

奥村組 正員 色川邦彦 正員 竹内幹雄 正員 高橋忠

1. はじめに

筆者らは正方形断面を有する構造物を対象として、応答変位法の外力評価について検討を行ってきた。¹⁾ その結果、一般的に見られる形状では、①自由地盤の変位②地盤内のせん断応力③構造物の慣性力、を外力として考慮すればFEM動的解析結果を比較的良好に表現し得ることがわかった。本研究は構造物断面の幅と剛性を变化させた場合の外力評価についてさらに検討を加えたものである。^{2) 3)}

2. 解析条件

解析モデルを図-1に、地盤物性および構造物断面性能を表-1に、解析ケースを表-2示す。地盤は平面歪み要素、構造物は梁要素でモデル化し、入力波は地盤の1次固有振動数(1.0Hz)を有する正弦波(加速度振幅100gal)とした。

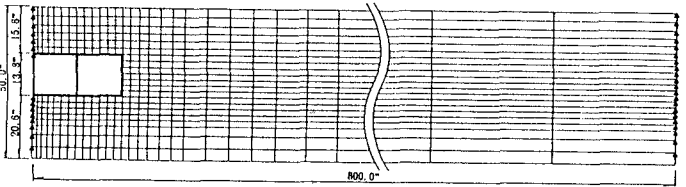


図-1 解析モデル(構造物幅60mの場合)

表-1 地盤物性および構造物の断面性能

地盤	せん断波速度 Vs(m/sec)	せん断剛性 G(tf/m ²)	ポアソン比 ν	減衰定数 h	単位体積重量 γ(tf/m ³)
	200.0	6530.0	0.45	0.05	1.60
構造物	構造物幅 B(m)	弾性定数 E(tf/m ²)	線密度 ρ(tf/m)	断面積 A(m ²)	減衰定数 h
	15.0	9.931 × 10 ⁶	0.469	1.2	0.05
	30.0	13.268 "	0.546	断面2次モーメント I (m ⁴)	0.144
	60.0	14.587 "	0.592		
90.0	16.538 "	0.611			

なお、地盤は均質なものとして線形解析を行った。また、構造物のみかけのせん断剛性が地盤のせん断剛性と等しい剛性を等価剛性と定義し、構造物の質量は構造物と同体積を有する地盤の質量と等しく設定した。

3. 解析結果

構造物幅が90mのケースにおける構造物側壁に沿った深さ方向の応答変位および構造物側壁に作用する動土圧分布を図-2に示す。構造物の剛性が等価剛性以外の場合、応答は自由地盤の応答に比べ全体的に小さくなっている。また、動土圧分布をみると構造物の上下部および剛性の大小で作用方向が逆転しており、構造物周辺地盤の応答が自由地盤の応答と異なっていることが考えられる。この理由としては、①地中における空洞部分が大きくなると地震波が構造物側方へ回折するのが困難になり構造物下端で反射する②構造物幅が大きくなると構造物周辺地盤の卓越振動数が若干変動する、等が考えられる。このように構造物周辺地盤の応答が自由地盤の応答と異なる場合においては、

応答変位法に用いる外力に自由地盤の応答を用いることは必ずしも適切でないと思われるが、変化した地盤変位を理論的に算定するのは困難である。ここでは応答変位法に用いる外力の基本となる地盤の変位(地震時外力算定用地盤変位と称する)を以下に示す手順で推定した。

①構造物側壁の地盤の変位を動土圧から逆算する。

$$\text{地盤の変位} = (\text{構造物側壁に作用する動土圧} / \text{地盤ばね}) + \text{構造物側壁の変位}$$

②算出された構造物側壁の地盤変位を用いて地盤全体の応答を最小二乗法によって近似する(COS形状)。

その結果得られた地震時外力算定用地盤変位(構造物幅90m)を図-3に、自由地盤の応答変位、地震時外力算定用地盤変位をそれぞれ用いた場合の応答変位法の計算結果とFEM動的解析結果を構造物に発生する断面力で比較したものを図-4に示す。また、構造物上下面位置における地盤の平均せん断応力と構造物

表-2 解析ケース

No.	Case表示	構造物幅	構造物高さ	構造物の剛性
1	B15	15.0 m	15.0 m	等価剛性の 1/10倍 1 " 10 " の3ケース
2	B30	30.0 m		
3	B60	60.0 m		
4	B90	90.0 m		

幅との関係について、地震時外力算定用変位から求めたものとFEM動的解析結果を比較したものを図-5に示す。

図-4より、構造物に発生する断面力については、自由地盤の応答変位を用いた場合の計算結果よりも地震時外力算定用地盤変位を用いた方がFEM動的解析結果を良好に表現している。構造物幅が大きくなれば、構造物の発生断面力に対する影響は構造物上下面に作用するせん断力が支配的になると考えられ、地震時外力算定用変位から求めた構造物上下面位置における平均せん断応力の構造物幅に伴う変化が、構造物幅が大きくなるほど小さくなるというFEM動的解析結果の定性的傾向と良く一致していることが良好な結果を得た一因となっている。また、構造物の剛性が等価剛性の10倍の場合も同様なることがうかがえることから、構造物の

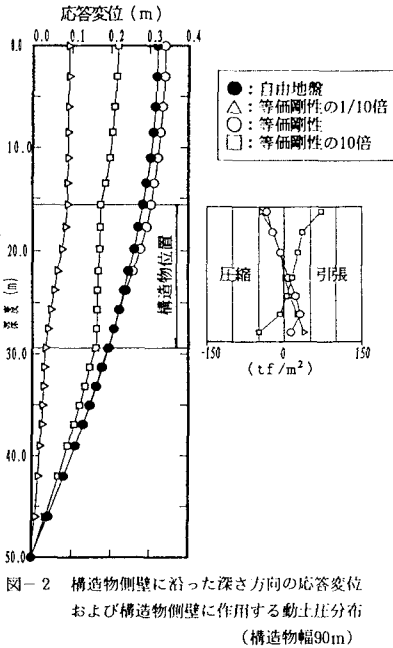


図-2 構造物側壁に沿った深さ方向の応答変位および構造物側壁に作用する動土圧分布(構造物幅90m)

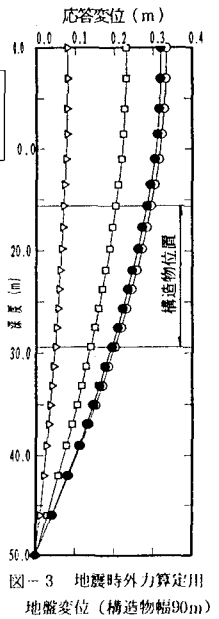


図-3 地震時外力算定用地盤変位(構造物幅90m)

剛性が等価剛性と差が大きく、構造物幅が大きいケースでは、応答変位法に自由地盤の応答変位を用いるのは必ずしも適切でないという結果が得られた。

4. おわりに

以上の解析結果から、応答変位法に用いる外力の基本となる地盤変位として自由地盤の応答変位を用いる

には、構造物の形状・剛性などにより、ある程度の適用限界があることがわかった。今後は、こうした特殊な場合での応答変位法に用いる変位を具体的に検討することが必要と思われる。なお、本研究は建設省総合開発プロジェクト「地下空間の建設技術の開発(地下構造物の耐震設計技術の開発)に関する共同研究」の一環として実施したものである。

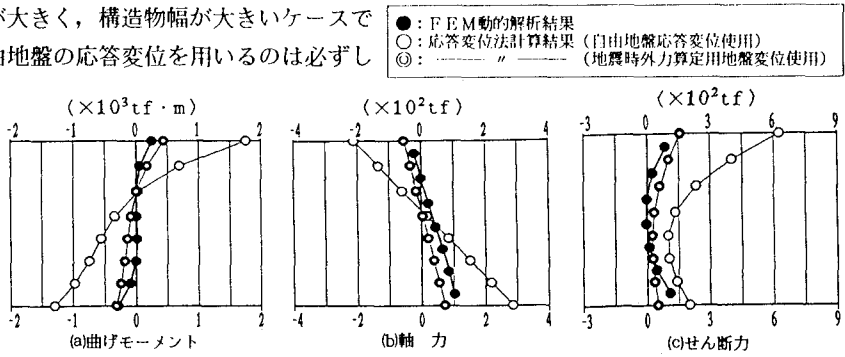


図-4 構造物に発生する断面力(構造物幅90m, 等価剛性の1/10倍)

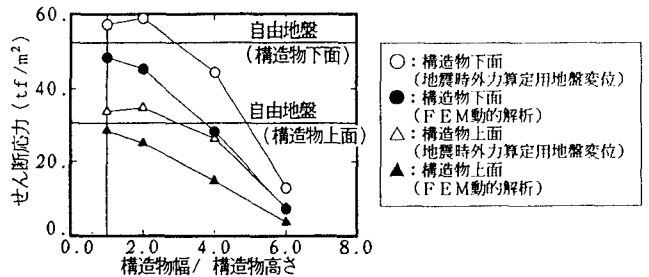


図-5 構造物上下面の地盤の平均せん断応力と構造物幅との関係(等価剛性の1/10倍)

1)建設省土木研究所他：地下構造物の耐震設計技術の開発に関する研究，平成元年度共同研究報告書，1990.3 2)同 平成2年度共同研究報告書，1991.3 3)同 平成3年度共同研究報告書，1992.3