

京都大学工学部 学生会員 ○森 元康

京都大学防災研究所 正会員 後藤 浩之

京都大学大学院工学研究科 学生会員 栗間 淳

京都大学防災研究所 正会員 澤田 純男

(株)ニュージェック 正会員 五十嵐 徹

1. はじめに

水道施設等の土木構造物には地上に躯体がある地上式、躯体のほとんど全てが地中にある地下式、躯体の一部が地上に突出した半地下式がある¹⁾。本研究では、大部分が地中にあるが地表面付近に配置され、上載土が無いあるいは薄い構造物を半地下構造物と定義し、研究対象とする。設計実務では地上構造物や地下構造物には標準的な設計手法があるが、半地下構造物に対する標準的な設計手法は開発されていない。

Igarashi et al.²⁾は非線形2次元FEMを用いて、半地下構造物に作用する地震時の土圧分布を調べたが、地盤の弾塑性モデルにモール・クーロンのモデルを使用しており一般的な土の挙動を表していない可能性がある。そこで本研究では、土の弾塑性構成モデルを用いて半地下構造物に作用する地震時土圧を求め、土の弾塑性挙動を考慮した際にもIgarashi et al.が示したような土圧分布が認められるか確認することを目的とする。

2. 既往研究

Igarashi et al.²⁾は、地盤にモール・クーロンの完全弾塑性モデルを用いた図1に示すようなモデルについて非線形2次元FEM解析を行い、半地下構造物に作用する地震時土圧を調べた。地震動は底面の粘性境界下部から水平方向に入力している。

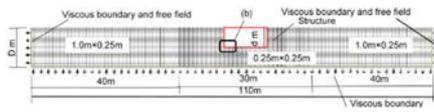


図1. モデル地盤(Igarashi et al.²⁾)

図2(a)はIgarashi et al.による線形解析結果である。青色の線は受働側が最大となる時の土圧、赤色の線は主働側の土圧が最小となる時の土圧を示しており、どちらも地表付近で受働土圧と主働土圧の範囲を超

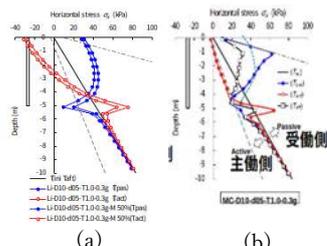


図2. 解析結果(Igarashi et al.²⁾)

えている。図2(b)は非線形解析の結果である。受働側が最大となる時の土圧は地表面付近でほぼ受働土圧の値になっており、受働土圧が生じる最深部で最も大きな土圧が発生し、それ以深で主働土圧に近づいていく。主働側が最小となる時の土圧は構造物の上端から下端までほぼ主働土圧に近い値をとる。

3. 線形解析結果

図3に解析モデル、表1に解析条件を示す。

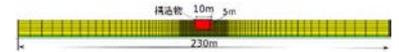


図3. 線形解析モデル

表1. 線形解析条件

モデル 地盤	幅	230m
	深さ	10m
	密度	1700kg/m ³
	要素数	水平方向60 鉛直方向10
構造物	要素 節点数	9
	幅	10m
	深さ	5m
	密度	850kg/m ³

Igarashi et al.は4節点要素を使用しているが、本研究では9節点要素を使用している。また、Igarashi et al.は構造物底面深さで鉛直変位を固定し構造物全体の回転(ロッキング)モードを抑制しているが、本研究では、構造物底面と地盤の変位を共有させ

るだけにとどめた解析も行うことで、ロッキングが土圧に与える影響についても調べる。なお、Igarashi et al.と同様に、構造物は地盤と比べて剛性が高く軽いものとする。

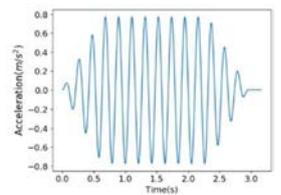


図4. 入力地震動

図4に示した入力地震動をモデル底面に水平方向に入力する。地表での応答加速度が0.3gとなるように最大振幅と周波数を調節した。また、土圧は構造物右壁に最も近い要素の水平応力としている。

図5は周辺地盤の物性を一様(V_s=150m/s)とした場合にロッキングの有無による結果を比較したものである。図5(a)はロッキングの発生を抑制した場合、図5(b)はロッキングが発生する場合である。ロッキングが発

生しない場合に比べ、ロッキングが発生する場合の方が地表面付近で受働側の土圧が最大となる時(青実線)に小さな土圧が、主働側の土圧が最小となる時(赤実線)に大きな土圧が発生する。これは、構造物の上部が土と共に変形できることにより土圧が小さくなったためと考えられる。

また図5(a)をIgarashi et al.の解析結果(図2(a))と比較すると、深さ5m付近で異なる以外は似た土圧分布を示した。

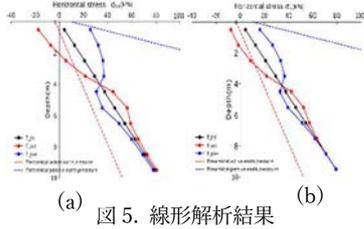


図5. 線形解析結果

4. 非線形解析結果

図6に解析モデル、表2に解析条件を示す。非線形解析では入力レベルを変化させた場合についての解析も行っている。本研究では

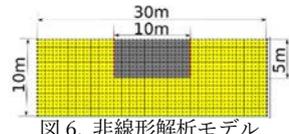


図6. 非線形解析モデル
表2. 非線形解析条件

モデル 地盤	幅	30m
	深さ	10m
	密度	1700kg/m ³
	要素数	水平方向30 鉛直方向10
構造物	要素 節点数	9
	幅	10m
	深さ	5m
	密度	850kg/m ³

9 節点要素を使用し節点間隔は 0.5m であるが、Igarashi et al.は 4 節点要素を使用し節点間隔は 0.25m である。また、本研究では構造物の密度は 850kg/m³ とし構造物底面の鉛直変位は地盤と共有するだけにとど

めているためロッキングが発生するが、Igarashi et al.は構造物の密度を 0kg/m³ とし、構造物底面の鉛直変位を固定しているためロッキングが発生しない。

本研究では地盤の弾塑性モデルにLi³のモデルを使用した。パラメータは土の三軸圧縮試験を模した要素試験を行うことで得られる破壊時のモール円が、粘着力c=3kPa, 内部摩擦角φ=30° のクーロンの破壊規準に接するようフィッティングした(表3)。なお、初期間隙比e₀=0.7148としている。

図7は地表面での応答加速度が0.3gにおける非線形解析結果である。図7と図5(b)を比較すると土が塑性状態になることにより線形解析より大きな土圧が発生している。これはIgarashi et al.によっても指摘されており、構造物反対側は主働土圧より小さくなれないため、その分の力が作用することによると解釈されている。

Igarashi et al.の結果(図2(b))と比較すると、主働側の土圧が最小となる時の土圧は構造物の上端から下端ま

表3. Liモデルのパラメータ

弾性定数	限界状態定数	塑性定数	塑性定数	その他
G ₀ = 210 ν = 0.33	M _c = 0.93 e _r = 0.957 λ _c = 0.019 ξ = 0.7	d ₁ = 0 m = 3.5 h ₁ = 3.15 h ₂ = 3.05 h ₃ = 2.2 n = 1.1	d ₂ = 1.0 h ₄ = 3.5	a = 1 k = 10 b ₁ = 0.005 b ₂ = 2.0 b ₃ = 0.01

でほぼ主働土圧に近い値をとること、受働側の土圧が最大となる時の土圧が初期土圧と残留土圧より大きくなるという結果は同様であった。しかしこの解析では受働側の土圧が最大となる時の土圧は受働土圧には達していない。

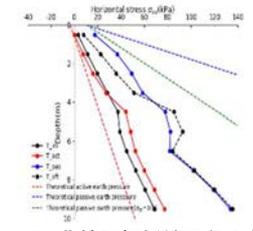


図7. 非線形解析結果(0.3g)

入力を地表での応答加速度で0.45gとして解析を行った結果を図8に示す。図8より主働側の土圧が最大となる時の土圧は受働土圧に達していない。これは繰返し

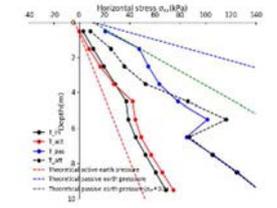


図8. 非線形解析結果(0.45g)

し載荷による土の強度低下の影響や中間主応力の影響が考えられる。図9の応力の時刻歴

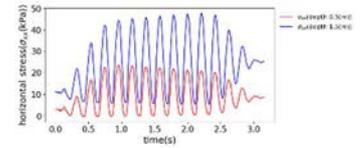


図9. 応力の時刻歴(0.45g)

より、波形のピークは前後3周期分を除いておおよそ一定の値をとっている。

今後の課題として、土が破壊する際の受働側の土圧が最大となる時の土圧を明らかにすること、ダイレイタンスの影響を考慮したより実際の地盤に近い条件での解析が必要である。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 (19H02224, 21H01418, 21K18791) の助成を受けて実施しました。

参考文献

- 1) 公益社団法人日本水道協会. 水道施設の耐震設計入門～合理的な耐震設計を目指して～. 公益社団法人日本水道協会, 2014.
- 2) T,Igarashi, S,Sawada, and H,Goto. Numerical study of earth pressure acting on semi-underground structures during and after earthquakes. Journal of JSCE, Vol.10,No.1,pp.111-123,2022.
- 3) XS Li. A sand model with state-dependent dilatancy. G'otechnique,Vol.52,No.3,pp.173-186,2002.