

円形立坑土留め壁の水平地盤反力係数のついて（その1） 変位依存性の影響

○ (株)熊谷組 正会員 岩波 基
(株)熊谷組 正会員 岡井 春樹
(株)熊谷組 正会員 中出 剛

1. はじめに

大深度の立坑や LNG タンクの断面形状には、構造的に合理的な円形が用いられる。現在、円形立坑土留め壁の設計は、立体的な円形立坑を水平方向断面と鉛直方向断面とに分け、前者は円形のリングまたは多角形のラーメン構造で、後者ははり構造でそれぞれモデル化している。これらのモデルをウインクラバねで評価した地盤で支持し、主働的および受働的荷重を作用させて弾性または弾塑性解析を行う場合が多い。なお、LNG タンクの設計では、三次元シェルモデルをソリッド要素で評価した地盤により支持し解析される。

円形立坑の設計で用いられる地盤ばねは、共同溝設計指針¹⁾や道路橋示方書 下部構造編²⁾で規定されている地盤反力係数であるが、土留め壁の設計に関してはトンネル標準示方書（開削工法編）³⁾等に地盤反力係数の算定方法が規定されており、立坑の構造や規模に関係なく地盤条件のみで決定される。しかし、既往の研究から、地盤反力係数が変位量レベルと荷重の載荷面積に影響を受けることが知られている。「大深度土留め設計・施工指針（案）」⁴⁾では、一般の土留め壁における両者の地盤反力係数に対する影響に関して検討がなされているが、円形立坑土留め壁までは言及されていないのが現状である。

一般的に円形立坑の土留め壁は剛性が高いため、変位量が他の構造の立坑における土留め壁より非常に小さく、そのため、通常用いられている地盤反力係数が過小評価となる可能性がある。

本研究では、変位レベルに応じた地盤反力係数を算定できる共同溝設計指針の算定式を用い、大深度の円形立坑土留め壁について構造解析を実施し、この結果から土留め壁の変位レベルによる地盤反力係数の変化が設計断面力および変位量に及ぼす影響を検討するものである。なお、共同溝設計指針¹⁾の地盤反力算定式は微小変位レベルに注目したものではないが、一般化された微小な変位レベルにおける地盤反力係数算定式が無いため、今回の研究では共同溝設計指針¹⁾の式を採用した。

2. 解析条件

解析条件は、「大深度土留め設計・施工指針（案）」⁴⁾の参考資料 - 6 の検討に記述がある土留め地中連続壁（以後、連壁と略す）の厚さと掘削深度、地盤の N 値についてはその値を採用し、地盤の単位重量と静止土圧係数、コンクリート設計基準強度等の記載されていない条件については、推測して決定した。解析条件を表-1 に示す。

土留め連壁は、水平断面方向のリングとしてモデル化し、ノンテンションの地盤ばねで支持した。また、荷重は全土水圧の 10% の偏圧を考慮した。

3. 解析結果

トンネル標準示方書³⁾の算定式と共同溝設計指針¹⁾のそれとで水平方向地盤反力係数を算出した結果を表-2 に示す。なお、トンネル標準示方書³⁾の値は掘削深度により地盤が変化しないので 1 種類のみ記載する。

表-1 解析条件

地 盤	単位体積重量 (kN/m^3)	19
	単位水中重量 (kN/m^3)	9
	水の単位体積重量 (kN/m^3)	10
	静止土圧係数 K_0	0.5
連壁 コンクリート	設計基準強度 (N/mm^2)	24
	弾性係数 (N/mm^2)	2.5×10^4
	ポアソン比	0.2
立坑内径	深度30m	9.50m
	深度50m	9.25m
連壁厚さ	深度30m	1.0m
	深度50m	1.5m

キーワード 円形立坑、地盤反力係数、土留め壁、地中連続壁

連絡先 〒162-8557 東京都新宿区津久戸町 2 番 1 号 (株)熊谷組 土木設計部 TEL 03-3235-8622

トンネル

標準示方書

3) の算定式

による値に

対して、土留

め壁の変位

レベルによ

る地盤反力

係数の変化

表-2 水平方向地盤反力係数

		水平方向地盤反力係数 (kN/m ³)						
N 値		10	20	30	40	50	60	70
トンネル標準示方書（開削トンネル編）		6728	13456	20184	26911	33639	40367	47095
共同溝指針	深度 30m	変位 0.64cm	変位 0.31cm	変位 0.18cm	変位 0.12cm	変位 0.09cm	変位 0.07cm	変位 0.06cm
		5600	16093	31678	51731	74667	101597	128027
	深度 50m	変位 0.44cm	変位 0.31cm	変位 0.23cm	変位 0.17cm	変位 0.14cm	変位 0.12cm	変位 0.1cm
		6754	16093	28024	43462	59867	77596	99169

を考慮した共同溝設計指針¹⁾の値は、

N値が10の柔らかい地盤ではほぼ同

じ値となるが、N値が50以上の地盤

では約2倍となった。

表-2に示したトンネル標準示方書の

算定式で求めた地盤反力係数を用いて

リング解析を実施して得られた掘削側

への最大変位を δ_0 と示し、曲げモー

メントの最大値を M_0 とする。また、同様

に共同溝設計指針の算定式から用いた地盤反力係数での最大変位を δ_1 、最大曲げモーメントを M_1 と記する。

表-3に全ケースの δ_0 と δ_1 との比と M_0 と M_1 との比とを示す。なお、全ケースにおいて最大変位と最大曲げモーメントが偏側圧を载荷した中心に生じた。

表-3に示すとおりN値30以上のケースでは、共同溝設計指針¹⁾に準じて、土留め壁の変位による地盤反力係数の変化を考慮して算出した最大変位 δ_1 および最大曲げモーメント M_1 は、トンネル標準示方書に準じた場合の90%程度の値となった。また、掘削深度30mで地盤のN値が10のケースでは共同溝設計指針の算定式を用いた場合の最大曲げモーメントの方が大きい値となった。

軸力については、全てのケースで両者の解析結果がほぼ一致した。

4. おわりに

以上の結果から、下記の結果を得た。

円形立坑土留め連壁において水平方向断面のリング解析で変形および発生曲げモーメントを算出する場合、N値が30以上の地盤では、地盤反力係数の変位依存性を考慮することで、解析結果が10%程度小さくなる。

円形立坑土留め連壁の水平断面方向の設計では、設計結果に対して曲げモーメントよりも軸力の影響が大きい。したがって、今回の解析結果から地盤反力係数の変位依存を考慮しても、軸力の変化がほとんど無かったため、実務の設計においては、地盤反力係数の変位依存を考慮する必要が無いと考える。

通常のシールド発進立坑である内径20m程度の円形立坑では、今回の検討から地盤反力係数の解析結果への影響が小さいといえるものとする。しかし、大規模な円形立坑土留め連壁の変形挙動を検討する場合には、より詳細な検討の上で地盤反力係数を決定する必要があるものとする。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：共同溝設計指針，pp123-124，1986．3
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書 下部構造編，pp239-241，1996．12
- 3) 土木学会：トンネル標準示方書（開削工法編），pp262，1996．7
- 4) (財)先端建設技術センター：大深度土留め設計・施工指針（案），pp263-267，1994．10