

# 開削トンネルの応答変位法による荷重変位曲線の算定に関する一考察

(株)日建設 正会員 西山誠治 川満逸雄  
中央復建コンサルツ(株) 正会員 室谷耕輔  
(財)鉄道総合技術研究所 フェロー 西村昭彦

1. はじめに 構造物の耐震設計においては、想定外力に対する安全性と同時に、その安全性の余裕度を把握しておくことは、経済設計や防災計画の観点から重要である。それには、構造物の非線形性を考慮した場合、想定外力以上に荷重を漸増させた静的非線形解析により荷重～変位の関係を調査し、各荷重段階での損傷状況とともに構造全体が耐震性能の限界に達する限界変形量を算出する必要がある<sup>1)</sup>。地下構造物の場合、従来の設計手法が部材の変形性能ではなく耐力に依存した設計であったこと、応答変位法の解析手法が自然地盤の外力を地盤ばねを介して構造物に載荷するという特殊性のために、荷重変位関係の調査方法は議論されていない。ここでは、地下構造物の相互作用力の特性を考慮した応答変位法における荷重変位曲線の作成方法について検討を行うものである。

2. 検討方法 対象とする構造は図1に示す一般的な1層2径間の開削トンネルである。詳細は文献2)Case 3を参照されたい。応答変位法は基準に準じた手法<sup>1)</sup>をとったが、非線形性の大きな範囲まで検討するため荷重を全て2倍して解析を行った。

3. 荷重変位関係の調査 (1)荷重の着目点 地下構造物は一般にモーメント～曲率関係でモデル化される。耐震標準のモデル化の例を図2に示す。応答変位法では、載荷する荷重は構造物の変形のみならず地盤ばねの変形にも費やされるために、これを構造物の負担する水平力とするのは適切ではない(図3)。構造物の負担する水平力(載荷される相互作用力)は、解析の結果はじめて定まり、これは鉛直部材のせん断力の合計として現れてくるため、これを用いるのが適切と考えられる。しかし、側壁の全ての外周面には地盤ばねが付加されており、このため側壁の各部位でせん断力の値が変化する。そこで、側壁のどの部位の発生せん断力が、構造体の負担する水平力を表す指標として有効かを調査するため、図2に示すS1,S2およびS3に着目して荷重変位関係を調査する。S1は側壁端部であり上床版に作用する相互作用力の合計値を表す。S2およびS3はハンチ端部であり、主に部材がヒンジ化する部位の外側および中央側である。

(2)検討結果 それぞれの部位で整理した荷重変位関係を図4に示す。変位は上下床版の相対変位である。荷重は層せん断力として側壁の上側のせん断力の合計(図7のSLU+SCU+SRUに相当)、同じく下側の合計(同SLD+SCD+SRDに相当)およびそれらの平均値を用い、それぞれの場合の荷重変位曲線を算出した。なお、図中の印は側壁下端から順に上部が降伏した点を示している。さらに、図5に荷重ステップ毎の載荷した地盤変位と構造物の層間変位の関係を示す。荷重1倍時点がStep25でありStep50が荷重を2倍とした場合である。両者より、対象構造物は約20mm程度で主要な部材が降伏し、これ以降、変位が急増していることが分かる。また、step30以降は構造物の剛性が弱くなり、

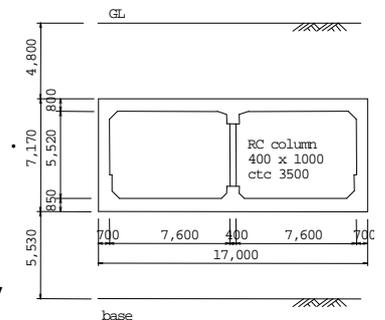


図1 対象構造物

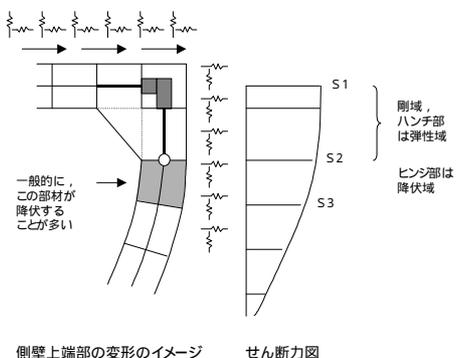


図2 隅角部の解析モデル

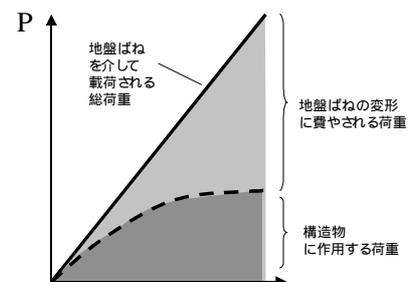


図3 応答変位法の載荷荷重の分担

キーワード：開削トンネル、応答変位法、荷重変位曲線、層せん断力

連絡先：〒112-8565 東京都文京区後楽2-1-2 TEL(03)3813-3361 FAX(03)3817-0517

構造物の層間変形は地盤変位よりも大きな変形を示すようになることが分かる。図4の各部位の平均でみると、(1)S1の端部での整理を行うと、約20mm以降も弾性的な荷重～変位関係となり、水平力が増加しており側壁が降伏した状況を表示し得ない。これは、ハンチ始点部が降伏した後も、ハンチ部材およびこの部材に取付いている地盤ばねにて水平力を負担できるためである。(図6)。一方、(3)のS3ヒンジ部外側では、20mm以降の水平力の増加は少ない。(2)のS2はその中間的な状態と考えられる。S2,S3では、部材の降

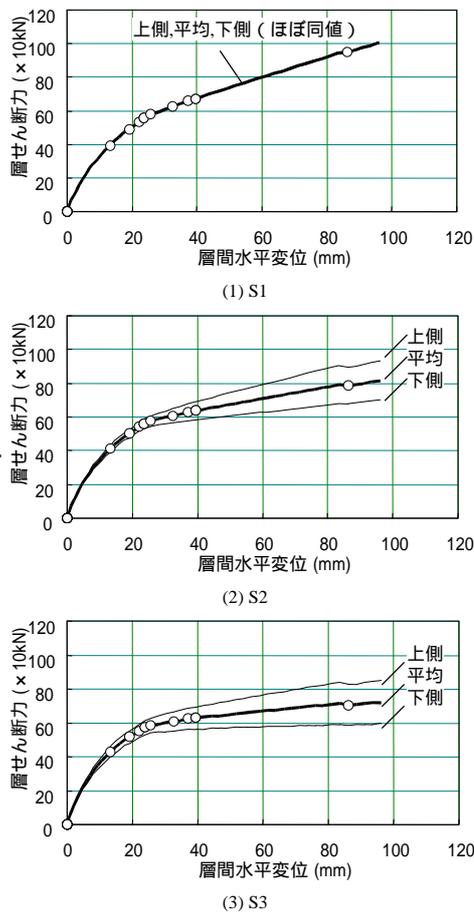


図4 層せん断力～層間変位の比較

伏に伴い側壁部でのせん断力の負担が不可能となるために比較的明瞭な非線形性を示しており、構造全体系の塑性化を代表する指標としては適切である。ヒンジ部の外側、内側での差異は少ないことと、一般にせん断耐力に対する安全性の検討は、ハンチ始点部で実施することから、代表値としては、S2点でのせん断力値を用いるのが適切と考えられる。これより応答変位法における荷重変位関係の算定方法をまとめると図7に示すようになる。なお、図4(2)で降伏後の若干のせん断力の増加が認められるのは、要素内で一様な曲げ剛性を仮定しているため、ヒンジ化する要素全体で塑性ヒンジを表現していることになるが、部材端では水平力を負担し得ることが原因と考えられる。このように地下構造物では、ある部位が降伏したからといって水平力の増加が無くなるのではなく、相互作用力の載荷形態が変わり、せん断スパンが変化しながらもせん断力は増えていく可能性があることに注意する必要がある。これは、橋脚等の水平力の形態が単純なものとは異なる地下構造物特有の現象であり、部材の破壊形態の推定には基本的には荷重を増加させた静的非線形解析が必要であることを示唆するものである。

4.まとめ 応答変位法における荷重変位関係の調査方法を提案した。このような荷重変位関係の妥当性は、本来逐次の動的解析等との比較によって議論されなければならない。応答変位法の地盤ばねの不確定性および地盤ばねが最大歪み考慮した等価線形ばねであることが適切ではないが、文献2)の他解析手法との比較検討によりここに示した応答変位法の荷重変位関係は概ね妥当なものとして判断している。

参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計(案),平成10年11月,(財)鉄道総合技術研究所
- 2) 西山他,開削トンネルの各種耐震解析手法による比較解析,2000年3月,構造工学論文集,Vol.46A, pp1765-1776

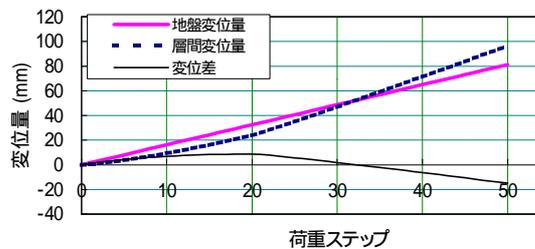


図5 荷重ステップと応答変位の関係

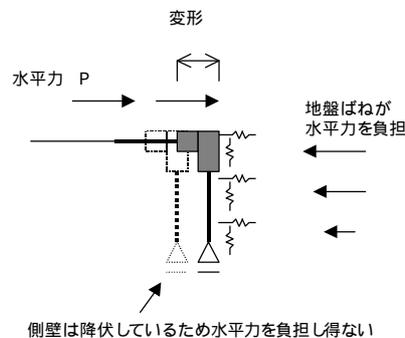
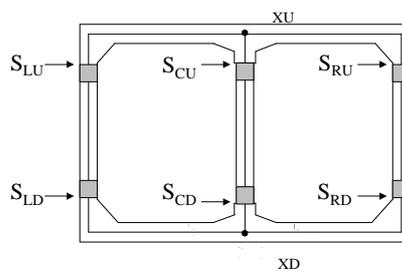


図6 側壁降伏後のイメージ



$$P = S/2 = (S_{LU} + S_{LD})/2 + (S_{CU} + S_{CD})/2 + (S_{RU} + S_{RD})/2 = XU - XD$$

\*多層の場合は、 $S_{i0}$ および $S_{in}$ は、最上層および最下層の部材とする。

図7 応答変位法の荷重変位関係の調査方法