

鉄道開削トンネルの設計法の変遷調査 (1)

一 構造モデルの違いが発生断面力に及ぼす影響 一

金沢工業大学 学生員 ○田岡 大典
 中央復建コンサルタンツ(株) 正会員 坂田 智基
 中央復建コンサルタンツ(株) 森 大輝
 金沢工業大学 正会員 木村 定雄

1. はじめに

鉄道事業における構造物の設計法は、事業者が国土交通省に実施基準を申請し認可を得て適用される。この法律が1986年から適用されている¹⁾。この法律は、新設建設はもとより、大規模リニューアル(改築や改造など)にも適用される。一方、大都市の既存構造物をみると、供用後50年が経過するものが増大しつつある。他方、構造物の設計は、設計法の進化とともに変遷している。すなわち、建設当時の地盤条件や周辺環境などに応じて、路線ごとに設計法に適用する荷重系や構造モデルが設定されてきている²⁾。

例えば、開削トンネルの躯体の設計では、1924年以降、許容応力度設計法が採用され、断面力算定法は、たわみ角法が用いられていた。その後、2004年からは、連続体の離散化モデルを用いた数値計算法(以下、骨組み計算法と呼ぶ)が断面力算定に用いられている。したがって、今後、新設はもとより、大規模リニューアルによって躯体を改造する場合には、過去と現在の断面力算定法の特徴を把握することは、設計の合理性を追求する上で重要となる。

本報告は、1層2径間の鉄道開削トンネルを例として、構造モデルの違いが設計用断面力に及ぼす影響を検討したものである。

2. 検討条件

1950年代後半、東京下町に建設された1層2径間の鉄道開削トンネルの断面の例を図1に示す。この断面を対象として、たわみ角法および骨組み計算法によって断面力を算定し、構造モデルが異なる両計算法の特徴を検討する。地盤条件は、土被りが20m程度とし、粘性土地盤として荷重系を定める。すなわち、土水一体として土圧・水圧をとり扱う。図2は、断面力算定に用いる荷重と支点条件を示したものである。また、水平荷重の算定にあたっては、自重を除く頂部鉛直荷重にランキンの主働土圧係数を乗じる。

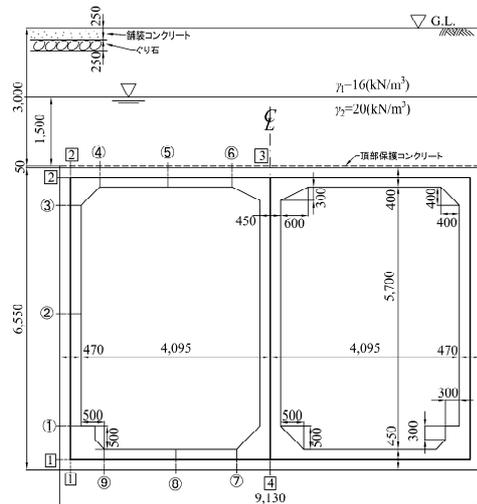


図1 1層2径間の横断面

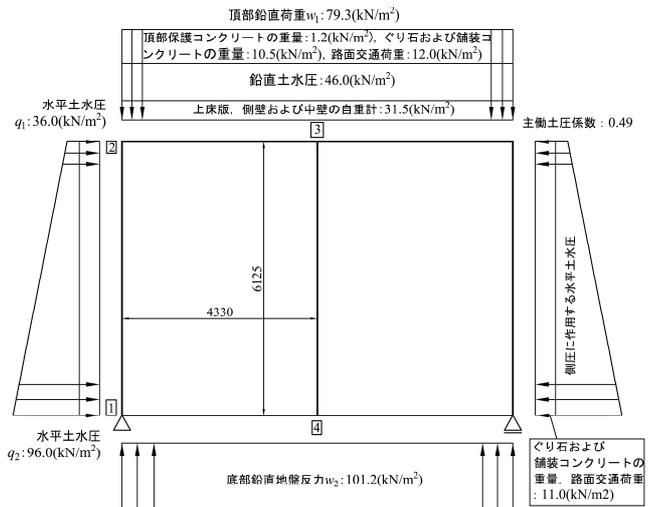


図2 荷重および支点条件

表1 断面力算定の計算ケース

ケース	モデルの条件	設計用曲げモーメント
① たわみ角法		<p>※下床版の隅角部の最大曲げモーメントは、側壁の軸線上で発生する。最大曲げモーメントを隅角部の設計用曲げモーメントとし、左図の位置で照査する。</p> <p>※スラブの照査は、ハンチとスラブの接合部から$h_s/2$側壁側の曲げモーメントを設計用曲げモーメントとし、ハンチとスラブの接合部で照査する。</p>
② 骨組み計算法		<p>※下床版の隅角部の剛域は、ハンチの傾斜が45°の場合、下床版のスラブの高さDに対して1.5倍となる断面から側壁の軸線までを剛域とする。</p> <p>※設計用曲げモーメントの発生位置は剛域端とする。</p>

断面力算定の計算ケースを表1に示す。両計算方法は、ともに二次元骨組みモデルに置換して数値計算する。骨組み計算法では、ハンチ部に剛域を考慮する。

剛域の範囲および大きさは、鉄道標準³⁾に従い設定する。剛域の設定に伴い、剛域の曲げ剛性を決定する必要がある。ここで、 E_c はコンクリートのヤング係数、 b は部材の奥行き幅、 h_s は下床版のスラブの高さとして、剛域の部材高さ(h_{ri})を変数とした断面二次モーメント(I_{ri})から $E_c I_{ri}$ を求め、剛域としてとり扱うべき曲げ剛性の値を設定する。

また、図3は剛域の曲げ剛性を設定する上での着目点を示したものである。下床版の隅角部で生じる $M^i_{max②}$ を図4に示す。図中の横軸は h_{ri}/h_s であり、 h_{ri}/h_s が4程度以上になると、ハンチ部の曲げ剛性が数値無限大となることがわかる。

他方、たわみ角法では、上下床版、側壁および中壁の接合部を固定支承とする。また、支承となる部材のせん断剛性および軸剛性を数値無限大とする必要がある。ここで、各部材のせん断力による変形は微小であることを確認している。軸力による変形は、支承となる部材の軸剛性の大きさに応じて定まる。そこで、側壁および中壁の各々の断面積(A_{sw} , A_{mw})に倍数(j)を乗じた断面積を各々 A^j_{sw} , A^j_{mw} とし、 $E_c A^j_{sw}$, $E_c A^j_{mw}$ を求め、とり扱うべき軸剛性の数値無限大を定める。

図5は j と $M^j_{max①}$ の関係を示したものである。図中の横軸は j を示しており、 j が4程度以上になれば、側壁および中壁の軸剛性が数値無限大と見なせ、 $M^j_{max①}$ の値は一定となる。

図3は剛域の曲げ剛性を設定する上での着目点を示したものである。下床版の隅角部で生じる $M^i_{max②}$ を図4に示す。図中の横軸は h_{ri}/h_s であり、 h_{ri}/h_s が4程度以上になると、ハンチ部の曲げ剛性が数値無限大となることがわかる。他方、たわみ角法では、上下床版、側壁および中壁の接合部を固定支承とする。また、支承となる部材のせん断剛性および軸剛性を数値無限大とする必要がある。ここで、各部材のせん断力による変形は微小であることを確認している。軸力による変形は、支承となる部材の軸剛性の大きさに応じて定まる。そこで、側壁および中壁の各々の断面積(A_{sw} , A_{mw})に倍数(j)を乗じた断面積を各々 A^j_{sw} , A^j_{mw} とし、 $E_c A^j_{sw}$, $E_c A^j_{mw}$ を求め、とり扱うべき軸剛性の数値無限大を定める。

3. 検討結果

構造モデルの違いが発生曲げモーメントに及ぼす影響を図6に示す。図中の点線はたわみ角法の曲げモーメント、実線は骨組み計算法の曲げモーメントを各々示している。また、たわみ角法の太線は、設計用曲げモーメントの照査位置を修正したものである(表1参照)。たわみ角法および骨組み計算法による結果を比較すると、上床版⑤で53%、側壁②で37%、下隅角部①で46%、下床版⑧で67%、たわみ角法の値が骨組み計算法の値に比べて大きい。したがって、現行の骨組み計算法による設計上の応答値は小さくなる傾向にある。

4. おわりに

本報告では構造モデルの違いが設計用曲げモーメントに及ぼす影響について言及した。今後、部材の安全性照査、すなわち、許容応力度設計法と限界状態設

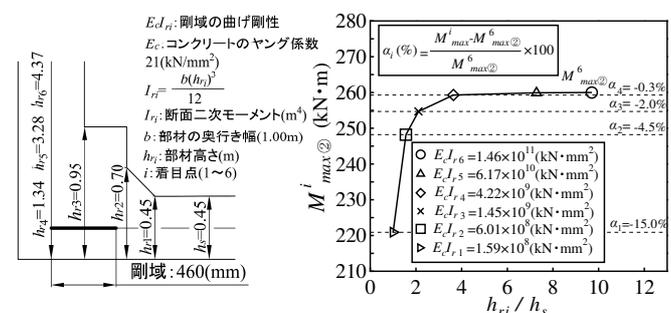


図3 剛域の設定方法 (骨組み計算法)

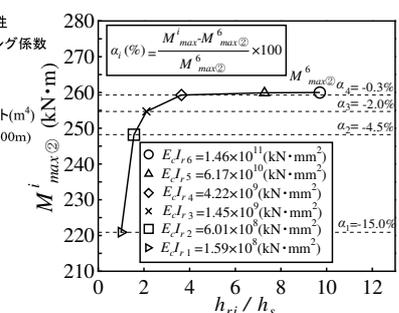


図4 ①で生じる $M^i_{max②}$ (骨組み計算法)

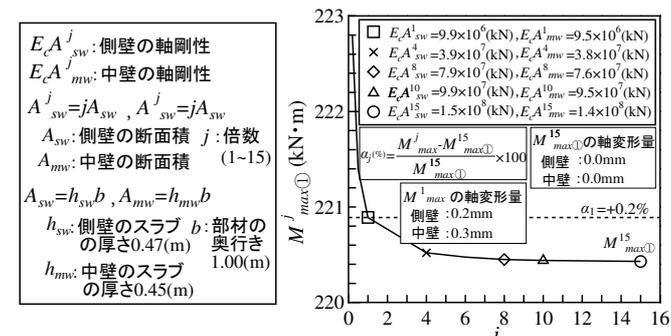


図5 ①で生じる $M^j_{max①}$ (たわみ角法)

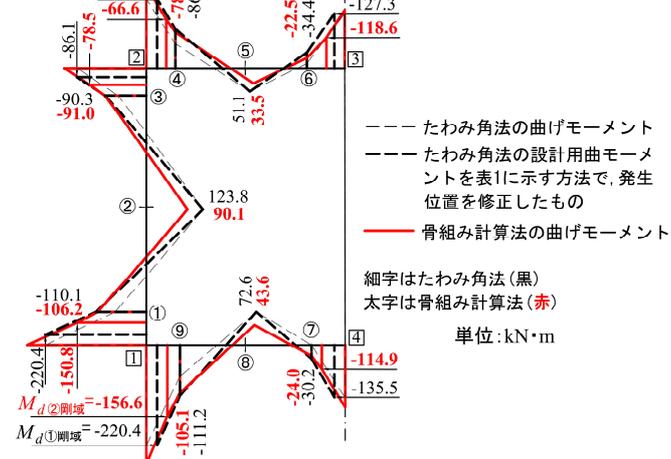


図6 たわみ角法と骨組み計算法の設計用曲げモーメント

計法の照査法の特性を検討する予定である。

謝辞

本報告の作成にあたり、東京地下鉄(株)から資料をご提供いただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木関係技術基準調査研究会編著:解説鉄道に関する技術基準(土木編)第三版,国土交通省鉄道局監修, p.12, 2014.
- 2) 例えば, 帝都高速度交通営団:2号線設計示方書(案), 1959年, 1960年改訂, 1961年増補.
- 3) 財団法人鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説一開削トンネル, p107, 2002.