

開削トンネルを構成するRC部材の最大せん断力の推定に関する一考察

(株)日建設計 正会員 西山誠治 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 東京大学生産技術研究所 正会員 小長井一男

1. はじめに 地下構造物のL2地震動に対する耐震設計では、部材の変形性能に期待した設計を行っている。それには部材が曲げ破壊型である必要があり、荷重を漸増させた静的非線形解析により曲げ破壊時点で部材がせん断破壊に至らないことを確認するか、非線形解析の前に部材に発生する最大せん断力(V_{mu})を予測してせん断補強筋を配置しなければならない¹⁾。設計上、後者の手法をとれば配筋の仮定の段階でも有用であり好ましい。橋梁等では慣性力等の荷重形態が明確でせん断スパンが変化しないため、最大せん断力(V_{mu})の推定は容易である。しかし、地下構造物では、永久荷重や地盤からの相互作用力のために V_{mu} の推定は困難である。ここでは、地下構造物の簡易な V_{mu} の推定法について検討を行う。

2. 最大せん断力推定の考え方 開削トンネルの各部材は、構造形態および永久荷重の荷重状況から表1のように分類できる。土に接する床版や側壁以外の部材では、部材の軸直角方向への荷重は慣性力を除いて作用せず、慣性力の影響は微小であり無視できる。また、土に接する床版や側壁でも、

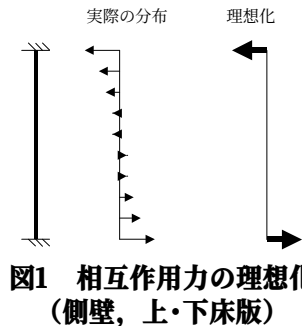


表1 開削トンネルの各部材と最大せん断力の影響要因

	永久荷重時の部材中間部への荷重	初期せん断力の有無	地震時の部材中間部への荷重	軸力変動の影響
中柱 (構造物中間部)	無	無	無	無
中柱 (以外)	無	有	無	有
中床版	鉛直荷重	有	無	有
床版および側壁	土圧	有	相互作用力 (土圧)	有

その相互作用力の部材軸直角方向成分は隅角部近辺に集中することから、図1のように理想化することにより、他の部材と同様の取扱いが可能となる。これより全ての部材は式(1)により部材両端部の曲げモーメントが

分かれば、せん断力は推定できる。これは、図2に示すように終局耐力 M_u までの曲げモーメントに対応してせん断力は増加し、相互作用力の影響は増加せん断力を β 倍することにより考慮するものである。常時断面力は既知であり地震時曲げモーメントは常時の軸力を用いた場合の曲げ終局耐力とすると、このときの発生せん断力が V_{mu} となり、地震時の解析無しに破壊形態の推定が可能となる。軸力変動の影響は別途考慮するものとする。なお、永久荷重時断面力と地震時断面力の関係は、曲げモーメントの増える端部のせん断力は増え、逆側のせん断力は減るため、耐震設計上は曲げモーメントの増える側を着目すればよい。

$$V_{ie}, V_{je} = V_{ip}, V_{jp} \pm b \frac{1}{h} (M_{ie} - M_{ip} + M_{je} - M_{jp}) \quad (1)$$

V_{ie}, V_{je} : i, j 端の地震時発生せん断力の推定値

V_{ip}, V_{jp} : i, j 端の常時発生せん断力

M_{ie}, M_{je} : i, j 端の地震時曲げモーメント

M_{ip}, M_{jp} : i, j 端の常時曲げモーメント

h : 部材長

b : 相互作用力の影響を表す係数

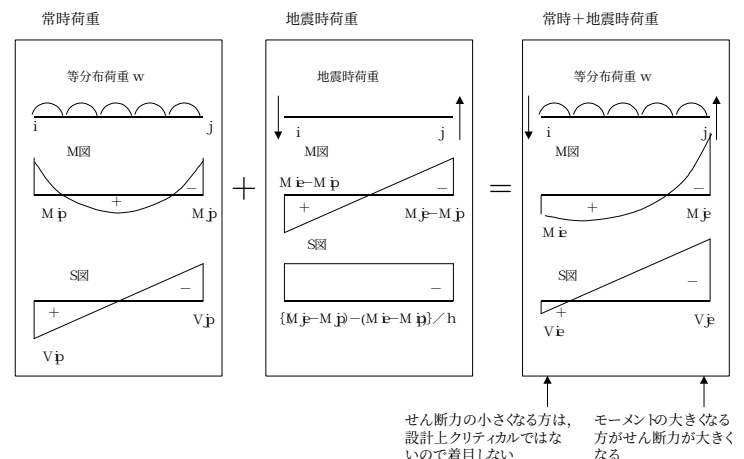


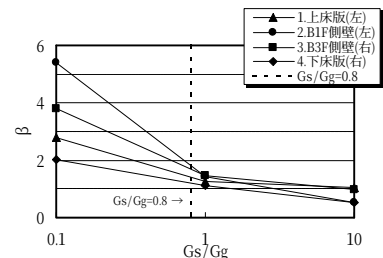
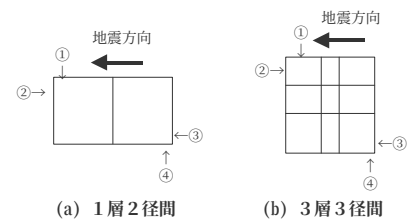
図2 せん断力推定の考え方

キーワード：開削トンネル、限界状態設計、部材の破壊形態、最大せん断力

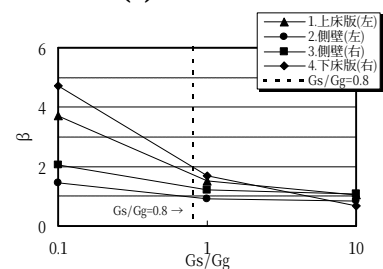
連絡先 : 〒112-8565 東京都文京区後楽2-1-2 TEL(03)3813-3361 FAX(03)3817-0517

3. 相互作用力の影響係数 β の設定 (1) 検討条件 FEM応答変位法により検討を実施する。対象構造物は一様な軟弱地盤における1層2径間および3層3径間の一般的な開削トンネルとした。構造物剛性(G_s)と地盤剛性(G_g)の比は、0.1, 1.0および10の3種を用い、構造物の剛性を調整することで表現した。基本的な性状を確認するため部材および地盤は線形である。入力地震動は、1層2径間モデルでは、Ricker波、3層モデルでは耐震標準¹⁾に示す $\pi/4$ 外 $\pi/2$ 基盤波を用いた。

(2) 検討結果 着目するせん断力は、地震時に増加する部位とする。解析後のせん断力と曲げモーメントを用い式(1)から β を逆算して算出した結果を図3に示す。 β の値は、 G_g/G_s の値が1.0程度あれば、1.0~1.7でバラツキは大きい。また、 G_s/G_g が小さい程、すなわち構造剛性の方が地盤よりも小さい程、 β の値は大きくなる。これは構造物が地盤より変形が進み隅角部で地盤にめり込む形になり、また部材剛性が弱いため法線方向力(地盤反力)を受ける領域が剛性の大きい場合より大きくなるためである²⁾。ただし、一般には、構造が地盤に比較して極端に剛性が弱いことは少ないと考えられ、通常の構造物を対象に $G_s/G_g=0.8$ 程度までを考えると、 β の値として最大2.0程度を考慮すればよいと考えられる。なお、剥離や滑りを考慮すると β は小さくなるが²⁾、安全側の処置として、これを考慮しない。



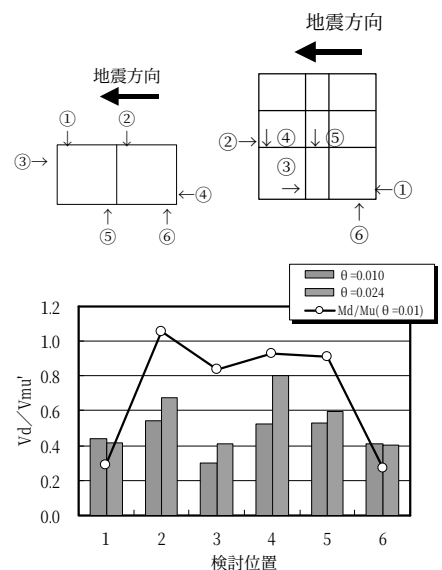
(1) 1層2径間



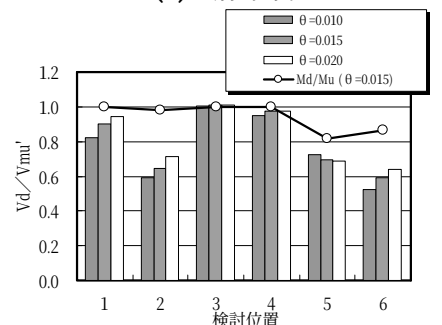
(2) 3層3径間

図3 係数 β の算出結果

4. 妥当性の検証 式(1)による V_{mu} の推定値(V_{mu}')と、静的非線形解析(応答変位法)による終局状態のせん断力(V_d)との比較により妥当性を検証する。対象構造物は1層2径間および3層3径間の構造物である。側壁および上下床版では $\beta=2.0$ 、その他では $\beta=1.0$ とした。地下構造物では終局状態の定義は困難であるが、変形角にして0.015rad程度の変形状態を終局状態とした。これは、L2地震動に対する軟弱地盤の応答変形量の1.5倍程度を想定したものである。図4に算出結果を示す。なお曲げモーメント(M_d)と曲げ耐力(M_u)の比も同時に示しており、1.0で発生せん断力は最大せん断力(V_{mu})であることを示す。推定した V_{mu} は非線形解析結果を安全側に評価している。永久荷重の影響のある(2)3,4地点や、中柱3では、最大せん断力を精度良く推定できている。相互作用力の影響のある床版や側壁では、着目点によっては、過度に安全側の部位もある。簡易推定法では部材両端が終局状態となることを仮定しているが、静的非線形計算で部材が終局に達していない着目点や相互作用力の影響の小さい地点などで推定法との差異が大きくなり、 β の設定には検討の余地がある。



(1) 1層2径間



(2) 3層3径間

図4 検証結果

5. まとめ～簡易応答変位法の提案 簡易に最大せん断力を推定する手法を示し、その妥当性を検証した。本手法によりせん断補強筋を配置し部材を曲げ破壊型とすれば、常時設計で定まる軸方向鉄筋で構造物の変形角が1/100~1/150程度までは耐震性能IIが確保される³⁾。応答係数⁴⁾により簡易に構造物の応答を算出し、上記の変形角以内であれば、簡易な耐震検討が可能となる。

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) 西山誠治, 室谷耕輔, 西村昭彦: 開削トンネルの地震時挙動に及ぼす構造物・地盤間の剥離・滑りの影響, 第25回地震工学研究発表会, C2-6, pp493-496, 1999.
- 3) 西山誠治, 室谷耕輔, 西村昭彦, 加藤淳一: 開削トンネルの耐震性能と層間変形量の関係, 第54回土木学会年次学術講演会, 1999.
- 4) 西山誠治, 加藤淳一, 室谷耕輔, 羽矢 洋, 西村昭彦: 地下構造物の簡易な応答値の推定に関する一考察, 第53回土木学会年次学術講演会, I-B374, pp.748-749, 1998