

軟岩中のめがね型トンネルの耐震性に関する検討

山本 一敏¹・伊藤 雄二¹・山本 秀樹²・劉 如山¹

○¹正会員 パシフィックコンサルタンツ(株) 交通技術本部 構造部 (〒163-07 新宿区西新宿 2-7-1)

²正会員 パシフィックコンサルタンツ(株) 交通技術本部 トンネル部 (同上)

従来、山岳トンネルを併設する場合には相互の影響を考慮し1~2D(D:掘削幅)程度の純離隔を確保して計画されることが多かったが、近年、用地制限などの理由からめがね型トンネルが採用される事例が多くなっている。めがね型トンネルにおいて中壁は鉛直土圧を受ける重要な部材であるが、 $V_s=300\text{m/s}$ 以上の工学的基盤内に構築される場合、耐震安全性の観点から中壁のせん断耐力に配慮していないのが現状である。本検討では、軟岩中のめがね型トンネルの中壁に着目して、2次元FEM動的解析によって耐震検討を実施した。この結果、常時設計で決定した配筋では中壁のせん断耐力が不足する可能性があることがわかった。

Key Words: twin type tunnel, center wall, shearing strength

1. はじめに

従来、山岳トンネルを併設する場合には相互の影響を考慮し1~2D(D:掘削幅)程度の純離隔を確保して計画されることが多かったが、近年、用地制限などの理由から図-1に示すようなめがね型トンネルが採用される事例が多くなっている。めがね型トンネルでは中壁は鉛直土圧を受ける重要な部材で、中壁のせん断破壊はトンネル全体の崩壊に結びつく可能性があるが、 $V_s=300\text{m/s}$ 以上の工学的基盤内に構築される場合、耐震設計がなされていないのが現状である。一方、中柱や中壁を有する開削トンネルでは、平成7年の兵庫県南部地震における地下鉄駅舎の被災経験を踏まえ、中柱や中壁が脆性的なせん断破壊を起こさないように横断方向の耐震設計を実施することが多くなっている。

本検討では、軟岩中のめがね型トンネルの耐震性について、2次元FEM動的解析によって中壁のせん断に着目した検討を行った。

2. 検討条件

検討対象断面および地盤条件を図-1~2に示す。地盤条件は表層5mがローム層、これ以深が軟岩である。断面は左右対称でアーチ部の断面厚は0.8m、中壁厚は1.5m、土被りは15mである。トンネル周囲の軟岩には比較的剛性が低い $V_s=350\text{m/s}$ (ケースA)の場合と、やや剛性が高い $V_s=600\text{m/s}$ (ケースB)の場合の2ケースを想定した。

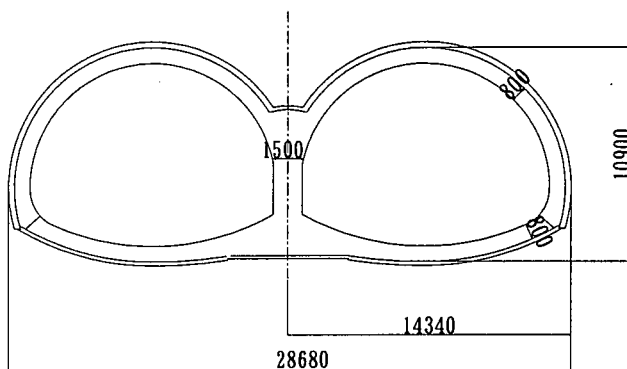


図-1 検討対象断面

覆工のコンクリートは圧縮強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ であり、アーチ部およびインバート部には D19~D25ctc250、中壁には D19ctc250 の主鉄筋が配筋されている。なお、中壁の常時の軸圧縮応力は 2.4N/mm^2 程度で、道路橋の橋脚と比較すると軸力が高い。

耐震検討では、中壁は M- ϕ 系の非線形梁部材、中壁以外の部材については降伏剛性を用いた線形梁部材でモデル化した 2次元FEM動的解析を用いた。トンネルが工学的基盤内に位置するため、トンネルより下方20m程度の位置に解析モデル上の基盤面を設定し、解析モデルを作成した。地盤は線形の平面ひずみ要素としたが、地盤剛性および減衰については等価線形化法による1次元動的解析により算出した収束剛性および減衰定数を用いた。

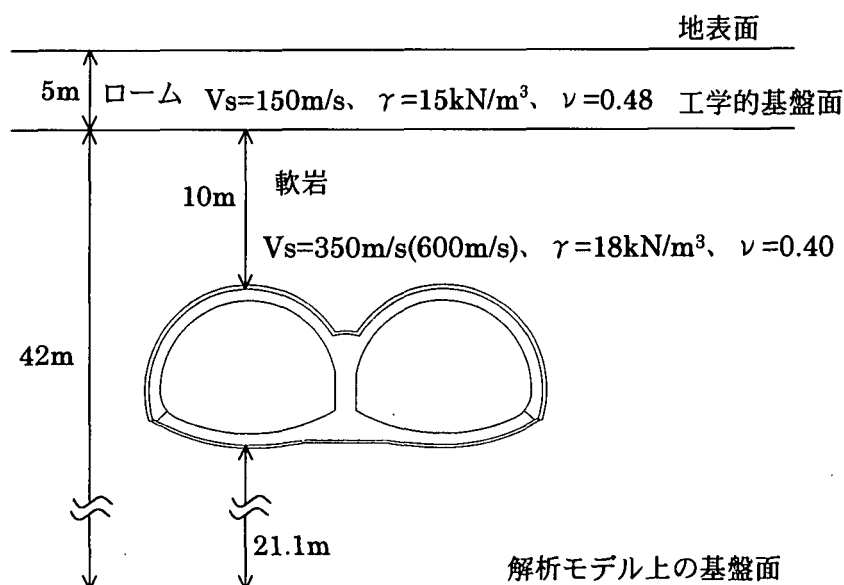


図-2 地盤条件

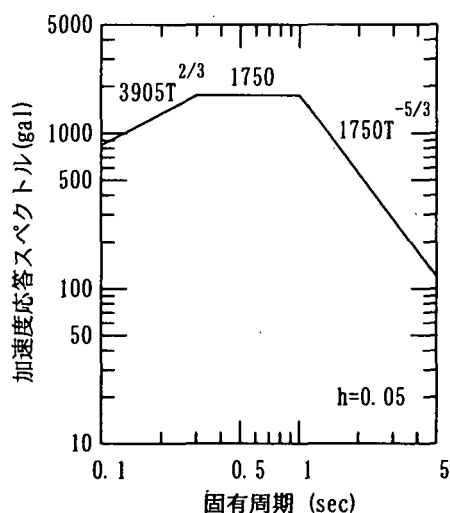


図-3 地震動の加速度応答スペクトル

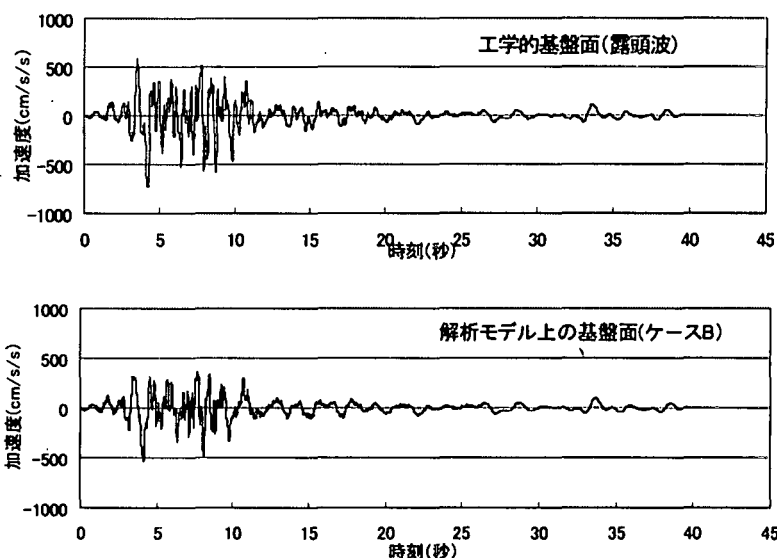


図-4 入力地震動

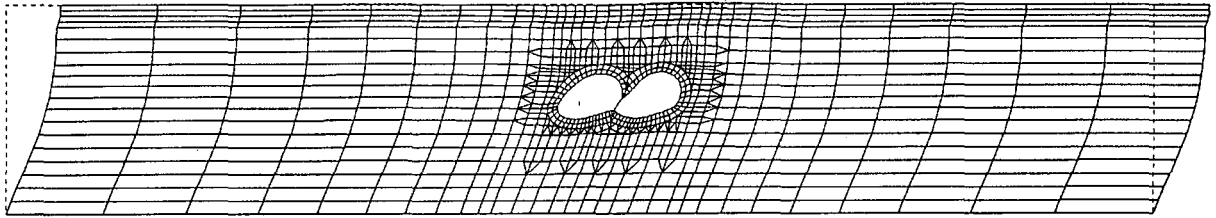
入力地震動はレベル2タイプII地震動を想定した。兵庫県南部地震で観測された強震記録に基づいて設定された解放工学的基盤面における地震動の加速度応答スペクトル(図-3)に合致するように振幅調整した波形を用いた。この波形を図-2の工学的基盤面(GL. -5mのローム層下面)に作用させた1次元動的解析により、2次元FEM動的解析における解析モデル上の基盤面の入力地震動を求めた。図-4に工学的基盤面(露頭波)および解析モデル上の基盤面の入力地震動(ケースB)を示す。トンネル周囲の工学的基盤内における地震動の増幅は大きくないことがわかる。

3. めがね型トンネルの地震応答と耐震安全性

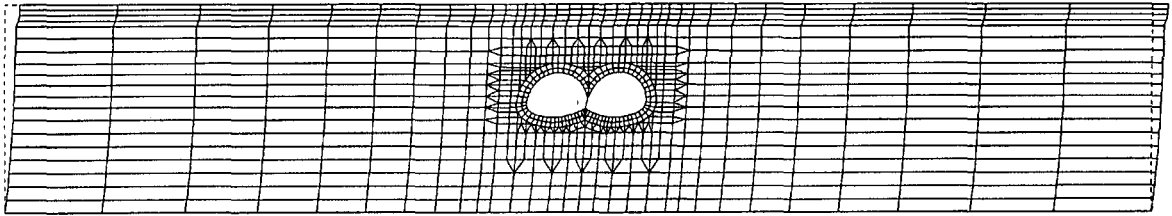
図-5～6に中壁の発生せん断力が最大となる時刻の変形図、ケースAの奥行き1m当たりのせん断力および曲げモーメント(地震時の増加分)を示す。ケースAでは地盤の変形に伴いトンネル全体が水平方向にせん断され、中壁に断面力が集中している。

地盤剛性の高いケースBではケースAと比較して地盤変形が小さく、トンネル全体のせん断も大きくないが、中壁は水平方向にせん断されている。

変位 0 0.20 (m)



(a) ケース A ($V_s=350\text{m/s}$)

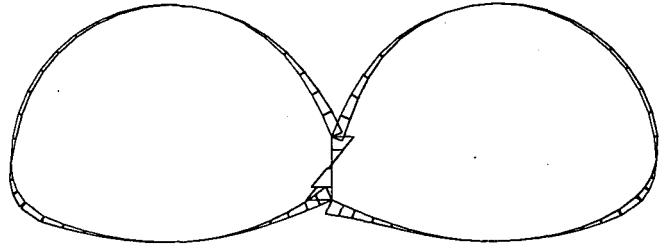
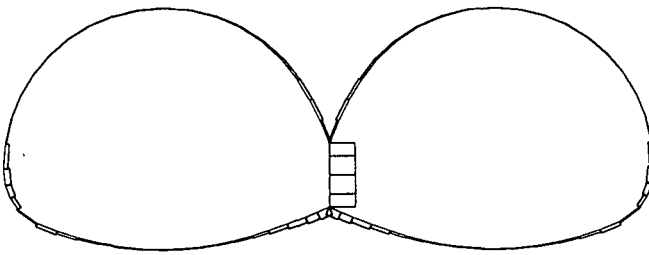


(b) ケース B ($V_s=600\text{m/s}$)

図-5 変形図 (中壁の発生せん断力が最大となる時刻)

せん断力 0 5000 (kN)

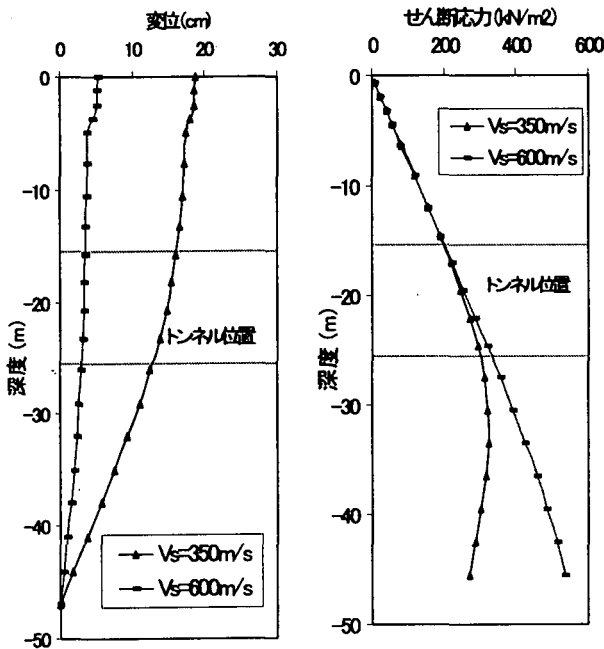
曲げモーメント 0 5000 (kN・m)



(a) せん断力図

(b) 曲げモーメント図

図-6 断面力図 (ケース A、 $V_s=350\text{m/s}$ 、中壁の発生せん断力が最大となる時刻)



地盤の応答を整理するために、前述の1次元動的解析で求めた自由地盤の応答値を図-7に示す。なお、図-7の応答値は中壁の発生せん断力が最大となる時刻のものである。自由地盤の地盤変位について見ると、地盤剛性が高いケース B ($V_s=600\text{m/s}$) はケース A ($V_s=350\text{m/s}$) の1/4程度となっている。トンネル位置の地盤の相対変位は、ケース A で3.5cm、ケース B で0.9cmである。しかし、トンネル位置の地盤のせん断応力は、ケース A とケース B の差はほとんどない。つまり、応答変位法における「周面せん断力」になぞらえて考えると、ケース B では地盤変位は小さいもののトンネルはケース A と同程度のせん断力を受ける結果となっている。このことは、特に中壁が受けるせん断力に関係が深いと考えられる。

図-7 自由地盤の応答値 (中壁の発生せん断力が最大となる時刻)

表-1 最大断面力の比較

項 目	曲げモーメント (kN・m)			せん断力 (kN)		
	中 壁	中壁とアーチとの接合部	中壁とインバートとの接合部	中 壁	中壁とアーチとの接合部	中壁とインバートとの接合部
ケースA (Vs=350m/s)	2614	1158	921	2547	313	534
ケースB (Vs=600m/s)	2223	390	237	1652	306	341

表-2 中壁のせん断照査

ケース		ケースA	ケースB	ケースA	ケースB	ケースA	ケースB
せん断補強筋		なし		最小鉄筋		必要鉄筋	
		—	—	4D13@300	4D13@300	4D22@150	4D16@150
設計せん断耐力 (KN)	コンクリート分	319	334	319	334	319	334
	鉄筋分	0	0	536	536	3278	1682
設計せん断耐力 (KN) : V _{yd}		319	334	855	871	3597	2016
発生せん断力 (KN) : V _d		2550	1685	2550	1685	2550	1685
$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} (\gamma_i = 1.15)$		9.17	5.69	3.42	2.18	0.81	0.94

表-1にケースAとケースBの奥行き1m当たりの最大断面力（地震時の増加分）を比較したものを示す。トンネルの周辺地盤の剛性が高いケースBは地盤剛性が小さいケースAと比較して、地盤変位が1/4程度となっているが、中壁のせん断力および曲げモーメントは65～85%程度にしかならない。アーチ部やインバート部との接合部でも、ケースBでは曲げモーメントは大きく低減するものの、せん断力の低減は小さい。前述のようにケースAとケースBでトンネルの周辺地盤のせん断応力がほぼ同レベルであり、周辺地盤のせん断応力が直接的に中壁の断面力に関係しているものと考えられる。

なお、中壁の降伏曲げモーメントは2520kNmで、ケースAでは降伏しているが、ケースBでは降伏に至っていない。

表-2に中壁のせん断照査をまとめたものを示す。せん断耐力は「コンクリート標準示方書 設計編」の棒部材の設計せん断耐力式を用いて算出し、せん断補強鉄筋を以下の3ケースについてせん断耐力を算出している。

- CASE1：せん断補強鉄筋を用いない場合
- CASE2：一般的に配筋する最小鉄筋量をせん断補強鉄筋とした場合
- CASE3：せん断耐力が発生せん断力を上回るために必要な鉄筋量をせん断補強鉄筋とした場合

表-2よりケースA、Bとも一般的に配筋する最小鉄筋量をせん断補強鉄筋では発生せん断力がせん断耐力を大きく超えており、破壊形態もせん断破壊型となっている。必要なせん断耐力を確保するには、CASE3のように最小鉄筋量の3～6倍程度のせん断補強鉄筋を配筋する必要がある。

4. まとめ

中壁のせん断に着目して Vs=350m/s～600m/sの軟岩中のめがね型トンネルを対象に耐震検討を実施した結果、常時設計で決定した配筋ではせん断耐力が不足する場合があることがわかった。トンネルの周辺地盤の剛性が高いと地盤変位は小さくなるものの、中壁に発生するせん断力の低減は地盤変位の低減よりも小さい点に注意が必要である。中壁は上載土を受ける部材であり、せん断破壊はトンネル全体の崩壊に結びつく可能性があるため、破壊形態を曲げ破壊型とすることが望ましい。また、めがね型トンネルでは工学的基盤内であっても、耐震安全性を確認することが必要であるといえる。

参考文献

- 1) (社) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編、平成8年版