

地盤急変部における シールドトンネルの耐震検討

川田成彦¹・田嶋仁志¹・鳥羽正樹¹・林家祥²・橘義規²

¹ 正会員 首都高速道路公団 東京建設局 (〒160-0023 東京都新宿区西新宿 6-6-2)

² 正会員 ㈱オリエンタルコンサルタンツ (〒213-0011 神奈川県川崎市高津区久本 3-5-7)

シールドトンネル横断方向の耐震性能が問題となるのは、地層境界や基盤近くにトンネルが設置され、大きな地盤ひずみの作用を受ける場所と考えられる。また、縦断方向に関しては、軟弱地盤中や軟弱地盤と硬質地盤の境界部、および立坑取り付け部等の構造変化部が耐震上の問題箇所になる。本研究は、内径11.1mの大断面シールドトンネルを対象に、このような耐震上問題となる箇所に着目し、継手剛性の比較的小さなほぞセメントと比較的大きい短ボルト継手を用いたセグメントの2つのケースについてL2地震時の応答解析を実施した。そして、この結果に基づいて、これらのセグメントを用いたトンネルの基本的な耐震性能および耐震性向上策を明らかにした。

Key Words: Shield Tunnel, Segment with butt joint, Seismic Design, Seismic Soil Strain

1. はじめに

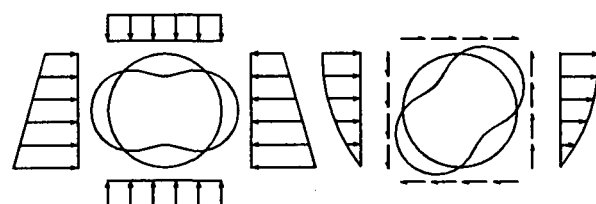
首都高速中央環状新宿線はシールド工法と開削工法の2つの工法でトンネルの建設が予定されている。このうち、総延長約7kmのシールドトンネルは、大半が良質な地盤中を掘進するが、一部の区間においてはトンネルが比較的軟弱な地層(Tbc層、Vs0=180m/s程度)を掘進している箇所も存在している。

一般にシールドトンネルの横断方向に関しては、常時の土水圧と地震荷重による曲げモーメントの卓越方向(図-1)が異なるため、矩形断面に比べると相対的に地震の影響が小さいと考えられる。しかし、トンネル断面内に地層境界がある場合や、地盤ひずみの大きい基盤近く、あるいは硬質地盤直上にトンネルが位置する場合等は耐震上の問題箇所になると考えられる。また、縦断方向に関してはトンネルの引張や曲げ剛性が比較的小さく、地震時の地盤の変位に追随して変形するため、発生断面力はあまり大きくならない。しかし、地盤変位の大きい軟弱地盤中、ひずみが集中しやすい地盤急変部および立坑取付部などの構造急変部(図-2)が耐震上の問題箇所になると考えられる。

本研究は、このような地盤条件を対象にトンネル横断方向は応答変位法により、縦断方向はばね・質点モデルにより解析を行い、シールドトンネルの基本的な耐震性能および耐震性向上策を検討したものである。

2. 解析条件と解析モデル

(1) 検討対象と解析条件



(a) 常時荷重 (b) 地震荷重
図-1 横断方向の曲げモーメント分布

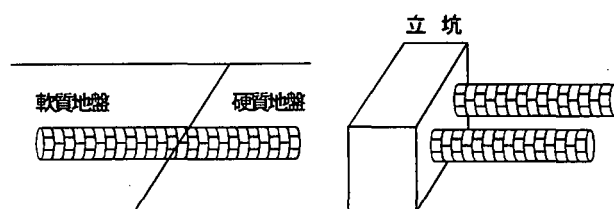


図-2 トンネル縦断方向設計で問題となる箇所

検討対象として、縦断方向については、トンネルが軟弱地層(Tbc層)を掘進し、立坑と接合するまでの約700mの範囲とした。図-3は、検討対象範囲の地質縦断図にトンネルと立坑の位置をプロットしたものである。

また、横断方向の検討対象断面は、図-3に示すように、Tbc層がトンネル中心付近およびトンネルの下半分に置する断面3と断面5の2断面とした。横断方向の検討対象断面の地盤構成と検討対象の地盤定数を合わせて図-4に示す。

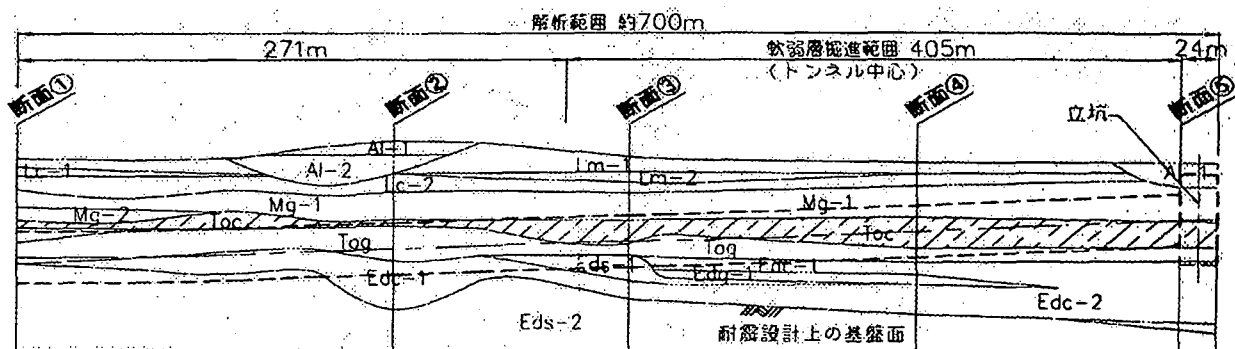
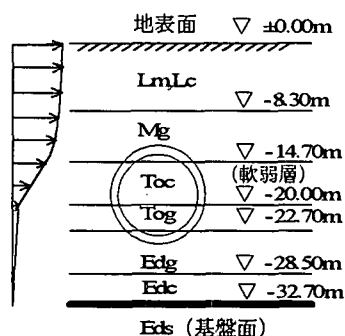


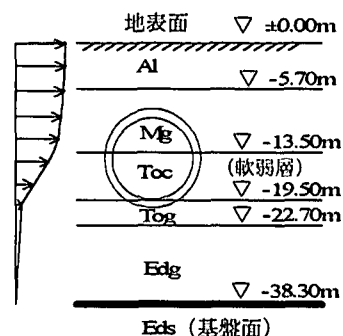
図-3 縦断方向の検討対象範囲

(a) 地盤定数

地層名	単体重量 γ (t/m ³)	せん断波速度 V_{50} (m/sec)
Al, Lm, Lc	1.40	110
Mg	2.00	440
Toc(軟弱層)	1.70	180
Tog	1.90	470
Edg	1.90	415
Edc	1.80	450
Ede(基盤)	1.90	415



(b) 地盤急変部 (断面③)



(c) 硬質地盤直上 (断面⑤)

図-4 検討対象範囲の地盤定数と横断方向の検討対象断面

入力地震動は兵庫県南部地震の際に観測された神戸ポートアイランド (GL-83.0) および神戸大学 (GL-10.45) 記録の応答スペクトルを包絡するように設定した地震動 (2E) を用いた。図-5に本検討に用いる入力地震波を示す。

(2) 解析モデル

横断方向の解析モデルは、セグメントは非線形特性 ($M \sim \phi$) を考慮した梁で、セグメント間継手の回転は継手の非線形特性を考慮したばねでモデル化した。また、隣接リング同士の千鳥効果を考慮した2リングでモデル化した。図-6に横断方向の解析モデルを示す。同図において地盤ばねは線形とし、地震時地盤定数を用い静的FEMモデル¹⁾により法線・接線方向のばね値を算定した。解析モデルに入力する地震荷重は、L2地震による地盤変位と周面地盤から作用する地盤応力および躯体慣性力²⁾とし、地盤の応答解析に基づいて算定した。地盤変位は地盤ばねを介して入力し、その他の地震荷重はトンネルに直接入力とした。

縦断方向に関しては、図-7に示すような地盤モデルとトンネル構造モデルからなる。地盤モデルは地盤の1次振動モードを考慮したばね・質点系モデルとし、質点間隔は地盤急変部と立坑付近で2リング幅分の3mとし、その他の範囲は6m~12m程度とした。トンネルモデルはセグメントと継手からなる等価な梁が地盤ばねによって支持される梁-ばねモデルとした。梁

の剛性は全体変形量が等価となるように算定した³⁾。トンネルを支持する地盤ばねは図-3に示す5断面に対し、地盤を地震時地盤の収束剛性を用いた弾性体、トンネルを剛体としたトンネル横断方向のFEM静的解析により求めた。これらの5断面のばね値をもとにトンネル全体系の地盤ばねを補間して算定した。また、地盤変位は地盤モデルによる動的解析により算定し、地盤ばねを介してトンネルに入力した。

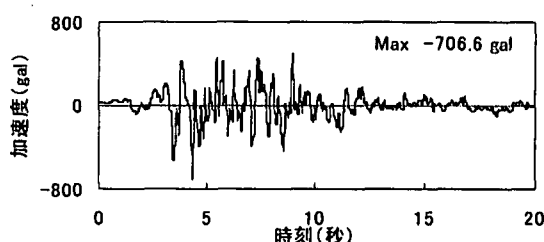


図-5 入力地震動 (L2・露頭基盤波)

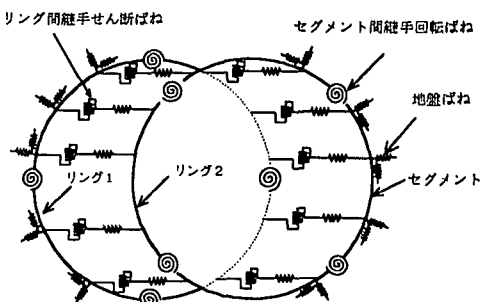


図-6 横断方向の解析モデルの概念

表-1 セグメントの本体の照査

照査位置		曲げモーメント (tf-m)		せん断 (tf)	
		発生値	終局耐力	発生値	耐力
ほぞ セグメント	①-1	61.2	43.5	82.1	60.0
	①-2	54.3	45.2	61.9	
短ボルト	②-1	67.7	42.9	71.3	60.0
	②-2	65.1	42.9	75.5	
	②-3	58.9	45.2	62.3	
	②-4	55.0	54.6	61.3	

注1)照査位置はセグメント損傷図を参照。

注2)曲げ終局耐力は地震時軸力を考慮したコンクリート終局時の曲げモーメント。

注3)せん断耐力は道示Ⅴに従って算定した。

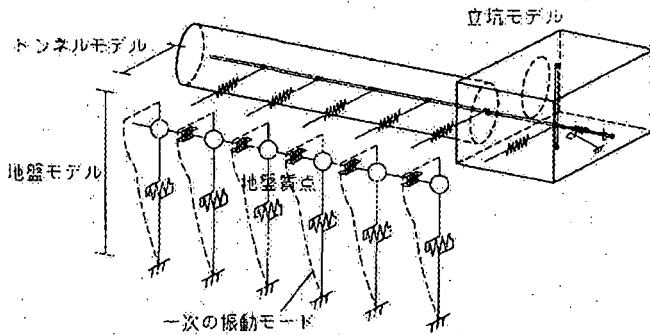


図-7 縦断方向の解析モデルの概念

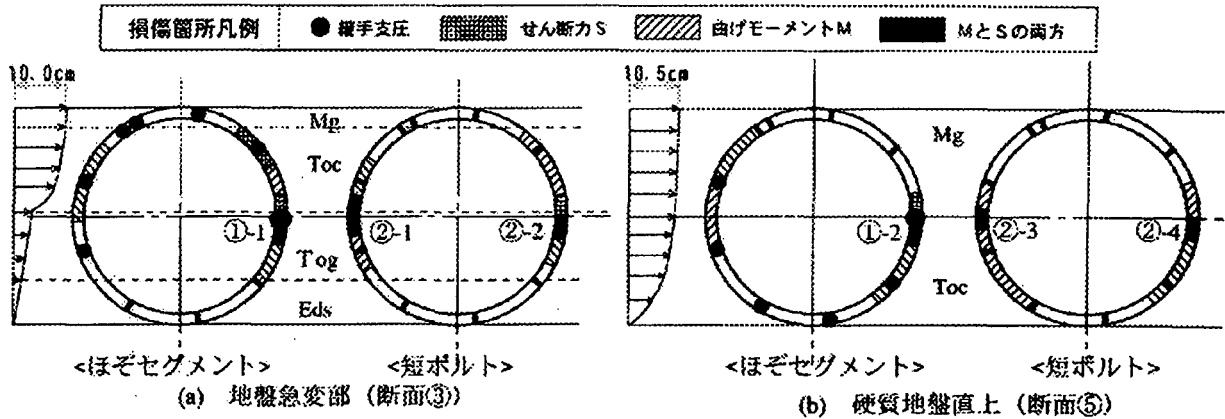


図-8 セグメントの損傷図

3. 解析結果

継手構造形式によるトンネルの耐震性の違いを調べるため、セグメント間継手を剛性の比較的小さいほぞ継手と剛性が大きい短ボルト継手とした2ケースを例に横断方向・縦断方向の検討を行った。また、立坑とトンネルの接合条件による影響を調べるため、縦断方向において両者の間を剛結、完全フリーおよびピン・スライド結合とした3ケースに対して解析を行った。

(1) 横断方向

応答変位法による解析結果を用いて常時荷重で設計されたトンネル各部を照査した。図-8にセグメント本体および継手の損傷部位を示す。同図において曲げとせん断両方が耐力を超過した部位の照査結果を表-1に示す。表-1において曲げモーメントの発生値は常時軸力を考慮した応答であるが、耐力は地震時軸力を考慮したため照査の目安とする。結果を以下に示す。
①セグメント間継手をほぞとした場合、L2地震においてセグメント本体の曲げとせん断、継手部の支圧が一部耐力超過となった。セグメントの本体の損傷箇所は地盤急変部の方がやや多く、曲げ4ヶ所、せん断3ヶ所、せん断と曲げの両方1ヶ所であり、スプリングライン付近の5つのセグメントに集中している。また、継手の支圧の損傷箇所は7ヶ所程度であり、ほぼ軟弱

層内に集中している。

②セグメント間継手を短ボルトとした場合は、本体の曲げとせん断のみが一部耐力超過となった。損傷箇所は地盤急変部の方がやや多く、曲げ5ヶ所、せん断1ヶ所、せん断と曲げの両方2ヶ所程度であり、スプリングライン付近の6つのセグメントに集中している。

(2) 縦断方向

地盤の応答解析で求めたトンネル位置の地盤変位を地盤ばねを介してトンネルモデルに入力し、トンネルの応答解析を行った。また、解析により得られた断面力をもとに応力計算を行い、セグメント本体やリング継手の照査を行った。ここで、縦断方向におけるセグメントや継手などの基本的構造は本トンネルの大部分を占める良質な地盤条件において耐震設計により決定されたものである。

a) 地盤の解析結果

地盤モデルの解析により得られたトンネル位置の地盤の相対変位を質点間隔で除して地盤質点間の地盤ひずみを算定した。図-9に地盤ひずみを示す。同図に示すようにトンネルの中心が軟弱地層 (Tbc) から硬質地層 (Tog) へ通過する地盤急変部境界付近で0.35%程度、軟弱地層帯では0.13%程度と前者の方が地盤ひずみが3倍弱大きくになっている。

b) トンネルの解析結果

トンネルの解析結果と照査は、耐震性の弱部となる継手部および立坑部に着目した。ただし、いずれの継手構造形式においてもトンネル本体の耐震性は通常の設計断面で問題ないことを確認している。

トンネルの解析結果より算定したリング継手のボルトまたは、ほぞ部せん断補強筋の最大応力を、図-9に示す。図-9において最大応力は軸力単独、曲げ単独と軸力・曲げの合成(45°斜め入力相当)のうち、最も大きい値を用いている。ここで、照査レベルはL2地震に対して降伏応力とした。また、トンネルと立坑の結合条件による立坑取付部の変形量を表-2に示す。結果を以下に示す。

①リング間継手をほぞとした場合、継手ボルトの発生引張応力度が地盤急変部および軟弱地盤内において降伏応力を超えた。ほぞ部のせん断に関しては、地盤急変部および立坑取付部において発生応力度がせん断補強筋の降伏応力を超えた。よって、基本構造の変更が必要であることが明らかとなったが、これらの発生応力を耐力以下に抑えるためには、ボルトの規格を8.8から10.9に、せん断補強筋の鉄筋径をD13からD16にそれぞれ1ランクアップすればよい(図-9)。

②リング間継手を短ボルトとした場合は、地盤急変部・立坑取付部ともに、基本構造でも耐震性に問題は生じない(図-9)。

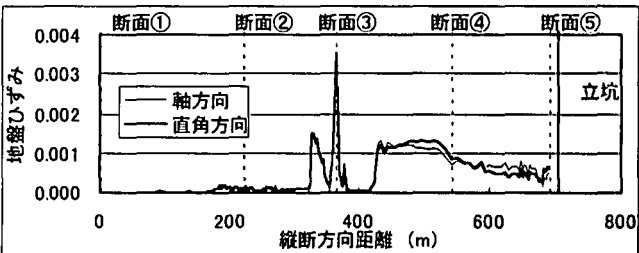
③立坑取付部では継手の開き量は継手構造形式によらず2mm程度以下となっている。完全フリーの場合でもせん断ずれ量が6mm程度と応答のレベルは小さかった(表-2)。よって、本トンネルのような地盤条件や立坑の構造条件では、立坑取付部の止水性などの対策さえ講じれば、大規模な可撓性継手構造は基本的に不要と考えられる。

4. まとめと今後の課題

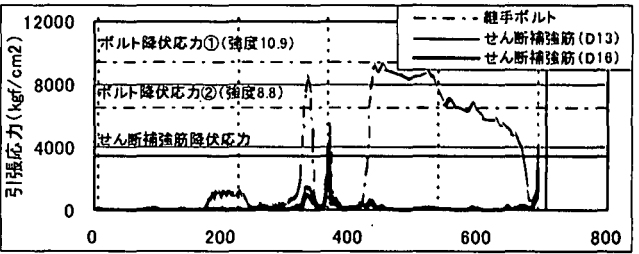
ほぞ付きセグメントと短ボルトを有するRCセグメントの構造形式による耐震性と今後の課題をまとめて以下に示す。

①横断方向に関しては両形式のセグメントとも、本体の耐震性は大きな差はないが、ほぞ付きセグメントをTbc層などの軟弱層中に用いる場合は、継手部の支圧に対する耐震性の確保に今後検討すべき課題がある。また、セグメントの本体に関しては、L2地震時に対する設計を進めていく上では、せん断による損傷箇所に対してはせん断補強による曲げ先行型破壊への移行、曲げによる損傷箇所に関しては構造物が不安定とならないための塑性ヒンジ数の制限もしくは、塑性ヒンジの回転角の上限値等について今後検討していく必要がある。

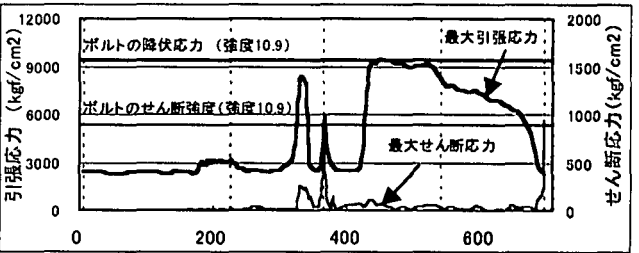
②縦断方向に関しては、両形式のセグメントとも耐震性の確保は可能と考えられる。短ボルトを有するRCセグメントの場合は、トンネルの基本的な耐震性を確保できる。ほぞ付きセグメントの場合においては、継手ボルトの引張に対しては規格変更、せん断に対してはせん断補強筋のランクアップをすることで耐震性を確保できる見込みである。



(a) 地盤ひずみ



<ほぞ付きセグメント>



<短ボルトRCセグメント>

(b) 継手部の応答

図-9 地盤ひずみおよびトンネルの応答と照査

表-2 立坑取付部の継手の変形量

項目	完全フリー	ピン・スライド
軸引張による変形量 (mm)	1.7	1.8
直角方向回転による変形量 (mm)	1.2	1.3
せん断ずれ量 (mm)	6.1	—

参考文献

- 1) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針 同解説、平成4年11月
- 2) 建設省土木研究所：大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)、平成4年3月
- 3) 土木研究所資料：シールドセグメントの等価剛性および応答変位法の適用、昭和60年10月