# 地下鉄トンネルの耐震性能評価手法における 継時計測必要性に関する研究

岸 大智1·山口 哲司2·岩波 基3

<sup>1</sup>学生会員 早稲田大学理工学術院 建設工学専攻 (〒169-8555 東京都新宿区大久保三丁目 4-1) E-mail: kishi11142455@fuji.waseda.jp

<sup>2</sup>正会員 株式会社熊谷組 土木設計部 (〒162-0004 東京都新宿区津久戸町2) E-mail: tyamagu@ku.kumagaigumi.co.jp

<sup>3</sup>正会員 早稲田大学理工学術院 社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保三丁目 4-1) E-mail: miwanami@waseda.jp

現行の耐震検討に使われている設計地震動は地上で観測された地震波を基に地上の地震波で設定されて いるので,設計上の基盤にどのような地震波を入力するのが耐震設計において適しているのか十分な根拠 がない.そのため表層内の対象地下構造物近傍の深度で地震波継時計測を行い,地中における観測波から 設計地震動を定めることが望ましいと考えられる.そこで,東日本大震災の地震時に地下鉄トンネルの近 傍に設置されていた加速度計の地震動のデータを使用した解析を行い,耐震設計で用いられている基準の 設計地震動を用いた解析結果,及びサイト波を用いた解析結果を比較した.その結果,設計地震動ではト ンネルの断面力が過大評価されてしまっている可能性があることがわかった.本文はその結果を報告する ものである.

Key Words: shield tunnel, seismic design, design earthquake motion

## 1. はじめに

現在、日本の都市部では地下鉄トンネルの多くにシー ルド工法が採用されている.シールドトンネルは元々十 分な耐震性能を有しているとみなされてきたことから耐 震設計が必要ないとされ、比較的古いトンネルはその基 準に従い建設されてきた.しかし、1995年に発生した兵 庫県南部地震で、開削トンネルが大規模な被害を受けた ことにより、地下構造物の耐震設計法が見直されること となった. 地震時構造解析手法や設計地震動などの現行 の耐震検討に使われている内容が規定されたが、設計地 震動は地上波設定されているので,設計上の基盤にどの ような地震波を入力するのが耐震設計において適してい るのか十分な根拠がない. そのため表層内で継時計測を 行い、対象地下構造物に近い地点の地中における観測波 から設計地震動を定めることが望ましいと考えられる. そこで本研究では、東日本大震災の地震時に地下鉄トン ネルの近傍に設置されていた加速度計の地震動のデータ を使用した解析を行い、多くの構造物の耐震設計で用い られている基準の設計地震動を用いた解析の結果とトン

ネルに生じる断面力を比較し、どちらが設計においてよ り適しているのかを考察した.

#### 2. 検討対象

#### (1) 地盤

本研究で対象とする地盤は、地表面から設計上の基盤 面までの深さが40mで、主にシルトや粘性土からなる軟 弱な地盤である.**表-1**に地盤の概要を示す.

## (2) トンネル

対象は外径 6.75m, 内径 6.15m の中子形単線シールド トンネルで, セグメントは8分割である.トンネル中心 が対象地盤の地表から14.175mに位置している.

表-1 地盤の概要

地質	深さ(m)	単位体積重量(kN/m³)	N値
砂	0~5	17	4
シルト	5~30	14	1
粘土	30~40	15	6





## (3) 地震動

# a) 観測波

今回使用した地震動のデータは、2011 年 3 月 11 日の 東北地方太平洋沖地震時に、対象地盤内のトンネル近傍、 地中 2.23m の位置に設置されている観測計で観測された ものである.図-1に波形を示す.

# b) 設計地震動

対象地盤の固有周期が 1.23s であること,内陸に位置 し今後対象地盤およびトンネルが,内陸直下型地震を受 ける可能性が高いことから,「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」<sup>10</sup>に定められている基準よりL2地震動の 中から内陸型直下型地震であるタイプII地震動のIII種地 盤用のものを使用した.図-2に波形を示す.

## 3. 解析概要<sup>2)</sup>

地震動によりトンネルに生じる断面力を求めるために、 一次元地盤応答解析と、はりーばねモデルによる応答変 位法の2種類の解析を用いた.

#### (1) 一次元地盤応答解析

基盤面での地震波は震源から伝播してくる入射波 Eと 反射波 Fの和になっている.しかし基盤面より上の表層 地盤(検討対象の地盤)では,反射波が存在せず 2Eとなっ ており,観測される地震波も 2E となっている.地震時 の挙動を知るには E+Fの地震波が必要になる.そこで検 討地盤の基盤位置での地震波(基盤波)を求めるために一 次元応答解析を行った.そして求めた基盤波を基盤位置 に入力し,地盤のトンネル位置での相対変位を算出した. なお,解析には一次元地盤地震応答解析プログラム 「SHAKE」を使用した.表-2 に本解析で地盤のモデル を作成するのに必要な,地盤の物性値を示す.また,せ ん断弾性係数は地盤の深度を考慮できる以下の式(1),

(2)<sup>3</sup>を用いて算出し、地盤の非線形特性を評価するため



図-2 設計地震動の波形

表-2 地盤の物性値

深度(m)	単位体積重量(kN/m3)	減衰定数	静止土圧係数	
0~5	17	0.05	0.5	
5 <b>~</b> 30	14	0.05	0.8	
30~40	15	0.05	0.3	



図-3 解析モデル

に、ひずみ依存曲線を岩崎・龍岡らの方法 <sup>4</sup>を用いて定 義した.

$$Vs = 68.79 \times N^{0.179} \times H^{0.199} \times E \times F$$
 (1)

$$G_0 = \rho V_s \tag{2}$$

ここで,

- N: 地盤のN値
- H: 地盤の震度
- E: 時代区分による係数
- F: 地質区分による係数
- ρ: 地盤の密度

これらの物性値を用いて作成したモデルを図-3に示す.

表-3 はりーばねモデルの物性値

リング	ヤング率(kN/m <sup>2</sup> )	断面二次モーメント(m <sup>4</sup> )	幅(m)	断面積(m <sup>2</sup> )	厚さ(m)	単位長重量(kN/m)	ばね定数正(kN・m/rad)	ばね定数負(kN•m/rad)
1,3	3.92×10 <sup>7</sup>	5.706×10 <sup>-4</sup>	0.4	0.0795	0.3	2.2	7.534×10 <sup>3</sup>	1.112×10 <sup>4</sup>
2	3.92×10 <sup>7</sup>	1.141×10 <sup>-3</sup>	0.4	0.159	0.3	4.4	$1.507 \times 10^4$	2.225×10 <sup>4</sup>

## (2) 応答変位法

トンネルに生じる断面力を求めるために、はりーばね モデルによる応答変位法を数値解析プログラム 「Moleman-i」用いて行った.

#### a) モデル化

トンネルは円弧ばりとし,0.5+1+0.5 リングの組み合わ せとしてモデル化した.表-3 にモデル化に使用した物性 値を示す.ばね定数はセグメント形状から,数値解析プ ログラム「Moleman-i」の計算機能より算出した.また, 以下の式(3),(4)<sup>9</sup>よりリング継手のばね定数を算出した.

$$\frac{1}{k_{sr}} = \frac{1}{EI_1} \left( \frac{b_1^3}{3} + \frac{b_1^2 \cdot b_2}{2} \right) + \frac{1}{EI_2} \left( \frac{b_1^3 \cdot b_2}{2} + b_1 \cdot b_2^2 + \frac{b_2^3}{3} \right) (3)$$

$$k_{st} = \frac{L_j h (L_j h - A_{box}) G}{b_1 (L_j h - A_{box}) + b_2 (L_j k)} \qquad (4)$$

ここで,

- ksr: 半径方向ばね定数
- Eli: 中子型セグメント背板部の軸方向曲げ剛性
- EL: 中子型セグメント主桁部の軸方向曲げ剛性
- **b**<sub>1</sub>: 中子部の軸方向の幅の半分
- b2: 主桁の幅
- kst: 接線方向ばね定数
- G: セグメントのせん断弾性係数
- Li: 軸方向継手間隔
- Abox: 中子部の周方向断面積
- h: セグメント高さ

## 表-4に算出したばね定数の値を示す.

#### b) 地盤反力係数

地盤の変位を構造物に与えるための,地盤反力係数を 求める.地震時の荷重がかかっていない時は,「トンネ ル標準示方書[シールド工法編]同解説」<sup>の</sup>より地盤反 力係数 K=0,側方土圧係数 λ=0.8 とした.地震時荷重が かかっている時の値は以下の式(5),(6)から算出した.

$$k_r = \frac{3E}{(1+\nu)(5-6\nu)R_c}$$
(5)

$$k_s = \frac{1}{3}k_r$$

ここで,

- kr: 法線方向地盤反力係数
- ks: 接線方向地盤反力係数
- E: 地盤の変形係数

R<sub>c</sub>: セグメントの図心半径

- v: ポアソン比
- c) 荷重の設定

表-4 リング継手のばね定数

方向	ばね定数(kN/m)
半径方向	$6.041 \times 10^5$
接線方向	$9.175 \times 10^{6}$

地震時にトンネルに作用する荷重を再現するために,静止時に作用する荷重と,地震による荷重をそれぞれ求めた.以下に静止時の荷重を求める際に使用した式を示す.

$$\mathbf{P} = \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 \tag{7}$$

$$q_1 = \lambda \left\{ P + \gamma_2 \left( \frac{D_0}{2} - R_c \right) \right\}$$
(8)

$$q_2 = \lambda \left\{ P + \gamma_2 \left( \frac{D_0}{2} + R_c \right) \right\} \tag{9}$$

$$X = 4.4\pi \tag{10}$$

- **P**: 鉛直荷重
- y1: 砂層の単位体積重量
- γ<sub>2</sub>: シルト層の単位体積重量
- H<sub>1</sub>: 砂層の厚さ
- H2: シルト層のトンネル頂部までの厚さ
- λ: 側方土圧係数
- q1: 頂部水平荷重
- q2: 底部水平荷重
- D<sub>0</sub>: セグメント外径
- Rc: 図心半径
- X: 自重反力

次に地震時荷重を求める式を示す.

$$\tau_x = \tau_y = \frac{G}{\pi H} S_v T_s \left(\frac{\pi z}{2H}\right) \tag{11}$$

$$\sigma = -\frac{\tau_x + \tau_y}{2}sin2\theta \tag{12}$$

$$\tau = \frac{\tau_x - \tau_y}{2} + \frac{\tau_x + \tau_y}{2}\cos 2\theta \tag{13}$$

ここで,

- **tx, ty**: 周面せん断力
  - G: 地盤のせん断弾性係数
  - H: 表層地盤の厚さ
  - Sv: 設計応答速度
  - Ts: 表層地盤の固有周期
  - z: トンネル中心の深度
  - **σ**: 法線方向周面せん断力
  - τ: 接線方向周面せん断力
  - θ: トンネル上端からの角度(時計回り)

(6)

#### (1) 一次元地盤応答解析

#### a) 基盤波の作成

一次元地盤応答解析で求めた観測波と設計地震動の基盤波を図-4,図-5に示す.観測波から作成した波はL2地 震動より小さい物なので、「鉄道構造物等設計標準・同 解説 耐震設計」で定められている内陸型 L2 地震動の 標準応答スペクトルの値が 2000gal であることから、作 成した基盤波の加速度応答スペクトルの非超過確率 90% の応答スペクトルが 2000gal になるよう実数倍した.図-6 にその波を示す.波形を見てわかる様に、設計地震動 は地表面での波形と基盤位置での波形が大きく変わって いることがわかる.

#### b) 地盤の変位

作成した基盤波を用いて地盤の変位を算出し、そこか らトンネル位置での相対変位変位を算出した. 図-7,図 -8にそれぞれの相対変位を示す.変位量は設計地震動に よるものが、観測波を大きくしたものに比べ、大きくな っていることがわかる.なお最下端の位置での変位を基 準として相対変位を求めた.また、節点番号はトンネル 上端が1であり、応答変位法と共通である.

#### (2) 応答変位法

一次元地盤応答解析で求まった相対変位を使用して, はりーばねモデルによる応答変位法でトンネルに生じる 断面力を算出した.図-9~図-11 に観測波による断面力 を,図-12~図-14 設計地震動による断面力を示す.

図が示すように、どの項目も設計地震動による断面力 が、観測波による断面力を上回る結果となった.

# 5. まとめ

4 章で示した通り,設計地震動を使用した解析結果の 方が値が大きくなった.ここで図-15 に解析に使用した 2 種類の波の加速度応答スペクトルを示す.これを見る と,設計地震動の加速度応答スペクトルが地盤の固有周 期である 1.23s 付近では,観測波を L2 地震動に合わせ大 きくしたものと比べ大きな値となっていることがわかる. このことから,対象地盤において設計地震動を使用して 設計を行った場合,地震動による影響を過大評価してし まっている可能性があると考えられる.

# 6. おわりに

本研究で対象とした地盤やトンネルでは継時計測によ







図-5 設計地震動の基盤波



図-6 2000gal にした波



#### 図-7 2000gal にした波による相対変位

る設計の方が適切である可能性が高いと考えられる. し



図-8 設計地震動による相対変位



図-10 観測波を大きくした波による曲げモーメント

軸力

最大值:1237kN

-200 0 200



図-9 観測波を大きくした波による軸力



図-11 観測波を大きくした波によるせん断力



図-13 設計地震動による曲げモーメント



図-15 加速度応答スペクトルの比較



図-14 設計地震動によるせん断力

かし、この結果は本研究の地盤条件においてしか確認で きていないため、一般性を確認するために、多くの地点 での継時計測データを使用した解析を行い、今回と同様 に設計地震動との関係を明らかにしていきたい.

## 参考文献

- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計 編,2012
- 2) 土木学会:トンネル・ライブラリー第19号 シール ドトンネルの耐震検討,2007
- 全国官報販売協同組合:2007 年版 建築物の構造関 係技術基準解説書

- 4) 土質工学会:現場技術者のための土と基礎シリーズ
   13 地盤工学における数値解析の実務, 1987
- 5) 鉄道総合研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル,2002
- 6) 土木学会:トンネル標準示方書[共通編]・同解説/[シールド工法編]・同解説, 2016
- (7) 鉄道総合研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計,2012

(2020.8.7受付)

# A study on the necessity of successive measurement in seismic performance evaluation method of subway tunnels

# Diachi KISHI, Tetuji YAMAGUCHI and Motoi IWANAMI

Since the design seismic ground motions used in the current seismic study are set based on the seismic waves observed on the ground, it is suitable for seismic design to input what kind of seismic wave to the design foundation. There is not enough grounds to see if it exists. Therefore, it is considered desirable to perform seismic wave continuous measurements at the depth near the target underground structure in the surface layer and determine the design seismic motion from the underground observed waves. Therefore, we performed an analysis using the seismic motion data of the accelerometer installed near the subway tunnel at the time of the Great East Japan Earthquake, and analyzed the results using the standard design seismic motion used in seismic design and the site wave. The analysis results used were compared. As a result, it was found that the sectional force of the tunnel may have been overestimated in the design seismic motion. The text reports the results.