

# 基盤に強制変位入力した場合の地下鉄施設構造物の動的挙動に関する 数値シミュレーション

Numerical simulation on dynamic response of subway structures due to inputting forced displacement at bedrock

室蘭工業大学大学院      ○名誉会員    岸    徳光    (Norimitsu Kishi)  
室蘭工業大学大学院      正    員    小室 雅人 (Masato Komuro)  
室蘭工業大学大学院      正    員    瓦井 智貴 (Tomoki Kawarai)  
大阪市立大学              フェロー    園田恵一郎 (Keiichiro Sonoda)

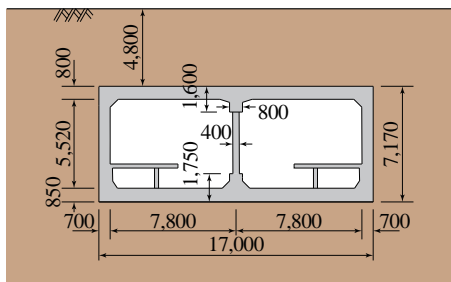
## 1. まえがき

1995年今から27年前の1月17日未明に兵庫県南部地震(マグニチュード:7.3, 震度:7, 震源地:淡路島北部, 震源の深さ:16km)が発生し, 阪神・淡路地域の建物や社会基盤施設に甚大な被害を及ぼした。社会基盤施設の被害では, ピルツ橋の倒壊や地下鉄大開駅の中柱の倒壊が最も象徴的である。また, コンクリート橋脚の輪切りひび割れの発生, 橋脚上端あるいは下端付け根部の圧壊の事案も多数見られ, 横揺れでは説明ができないような現象も多数発生している。

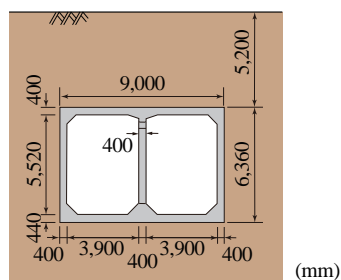
本研究では, このような現象を数値解析的に検証することを目的に, 地下鉄大開駅中柱が倒壊した地点の地層を用い, 倒壊した駅舎断面部と大開駅に通じる倒壊していないトンネル断面部を取り上げ, 入力継続時間を5msとし, 変位速度を0.5m/sから最大4m/sまで変化させた場合における応答性状に関する比較検討を行った。

## 2. 数値解析の概要

図-1には, 本数値解析に用いた大開駅舎(コンコースのない断面, 以後単に駅舎断面)と駅舎に接続するトンネ



(a) 駅舎断面



(b) トンネル断面

図-1 解析対象構造物断面

ル断面(以後, 単にトンネル断面)の概形を示している。

## 2.1 数値解析モデル

図-2には, 駅舎部の地盤部を含む数値解析モデルを示している。図中, 軸方向にはいずれの断面も中柱1本分が分担する躯体断面部を取り出し, かつ線路方向に対称な半断面をモデル化することとした<sup>1)</sup>。なお, 中柱の断面寸法(幅×線路軸方向長さ)は, 駅舎部が400×1,000mm, トンネル部が400×600mmである。周辺地盤に関しては, 本数値解析のように上方への強制変位入力がかつその継続時間が非常に短い場合には, 水平方向入力による地震応答解析に比較してその影響は小さいものと推察される。しかしながら, ここでは地震応答解析時<sup>1)</sup>と同様に, 側壁から躯体幅の2倍以上の幅約37mの領域までを考慮することとした。

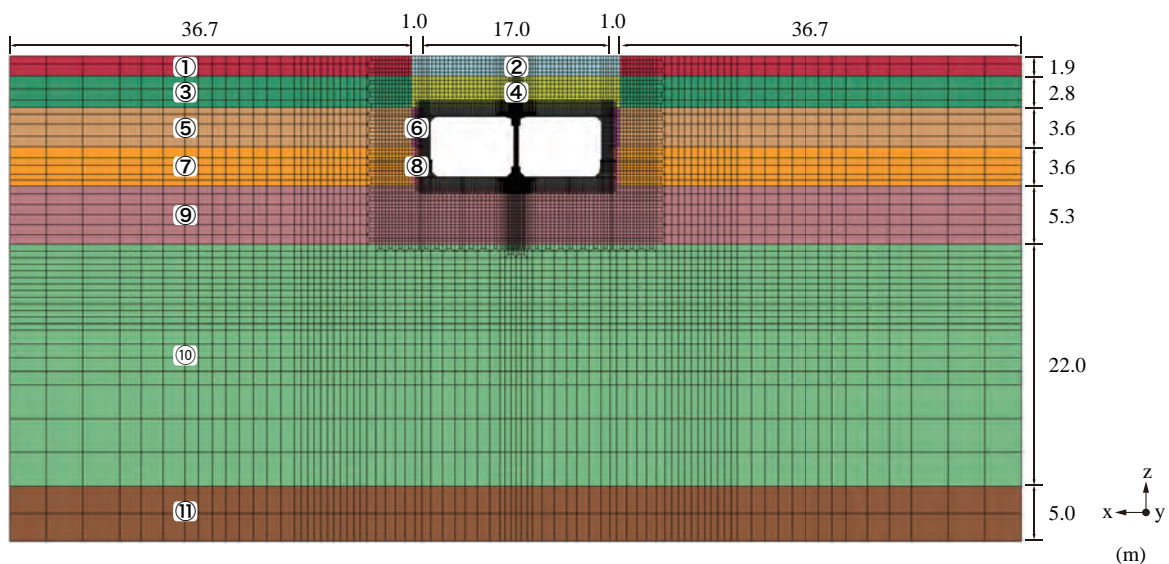
特に重要となるコンクリート要素に関しては, 各部材の主軸方向の要素長を25mm程度に設定して分割した。また, 鉄筋は実構造に即して梁要素を用いてコンクリート要素と独立して分割し, コンクリート要素とのカップリング定義を行うことで, 完全付着の条件を満足するように設定している。境界条件に関しては, 対称面の節点は法線方向変位を拘束している。また, 地盤端部及び基礎岩盤部には無反射境界を設定している。なお, 数値解析には自重を考慮し, スプリングバックを施している。減衰定数は, 入力変位の継続時間が後述のように5msであることより, 動的挙動への影響が小さいものと判断し, 考慮していない。

## 2.2 材料構成則

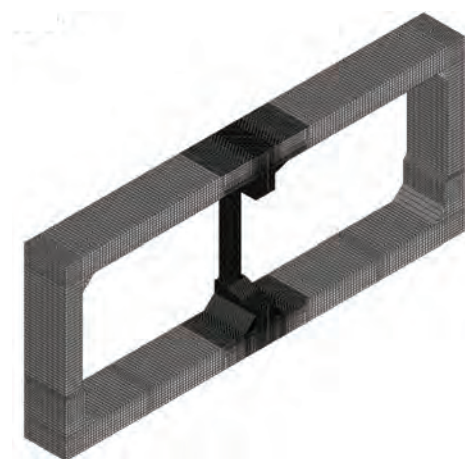
図-3には, 本数値解析で用いたコンクリート, 鉄筋, 駅

表-1 地層の物性値一覧

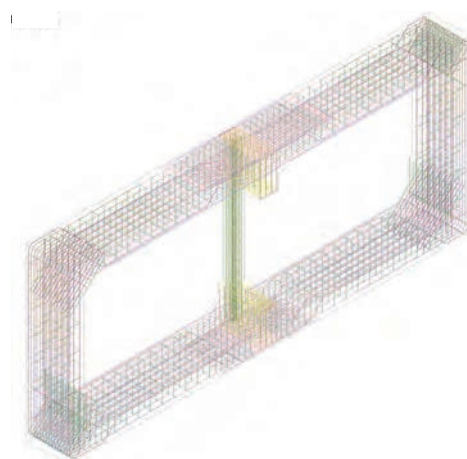
地盤番号	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	弾性係数 (MPa)	せん断波速度 (m/s)	圧縮強度 (MPa)	降伏ひずみ $\epsilon_y$	ポアソン比 $\nu$
地盤1	1.90	99	140	1	0.010	0.33
地盤2	1.90	54	100	1	0.018	0.43
地盤3	1.90	111	140	1	0.009	0.49
地盤4	1.90	96	130	1	0.010	0.49
地盤5	1.90	164	170			0.49
地盤6	1.90	145	160	1	0.007	0.49
地盤7	1.90	205	190			0.49
地盤8	1.90	146	160	1	0.007	0.49
地盤9	1.90	326	240			0.49
地盤10	2.00	648	330			0.49
地盤11	2.10	1544	500			0.70



(a) 断面方向分割状況

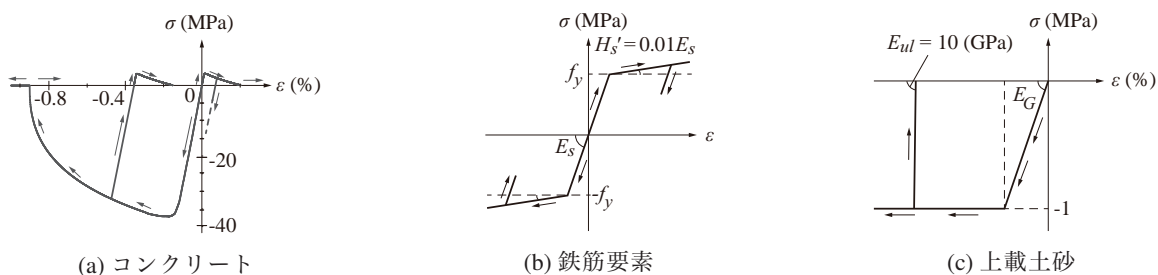


(b) 駅躯体部の分割状況



(c) 鉄筋要素の配筋状況

図-2 駅舎断面部解析モデルの要素分割状況



(a) コンクリート

(b) 鉄筋要素

(c) 上載土砂

図-3 材料構成則

躯体に上載された土砂の応力-ひずみ関係を示している。以下に各材料物性モデルに関する概要を述べる。なお、地盤部に関しては、駅躯体に上載された土砂を除き均一な層状であることから全て弾性的に挙動するものと仮定し、物性値は当時のボーリング調査結果に基づいて表-1の

ように決定した。なお、表中の地盤の番号は、図-2(a)の番号に対応している。

#### (1) コンクリート

図-3(a)には、コンクリートの応力-ひずみ関係を示している。圧縮側は、圧壊して強度を失うことを想定し、

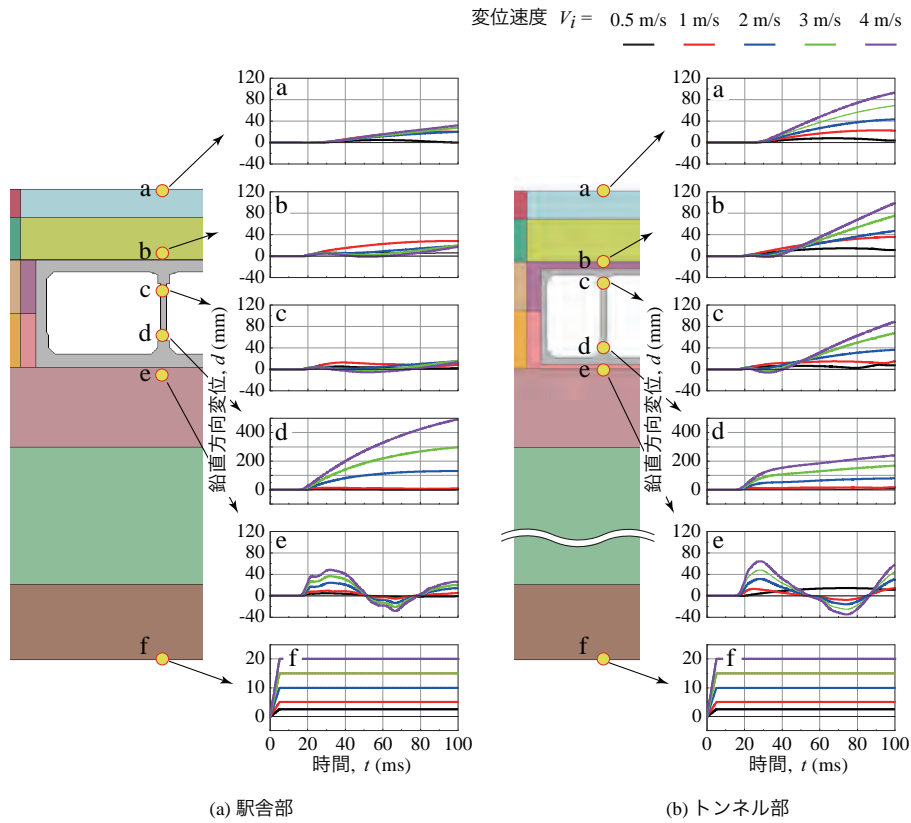


図-5 中柱の中心軸線を通る断面各点の応答波形比較

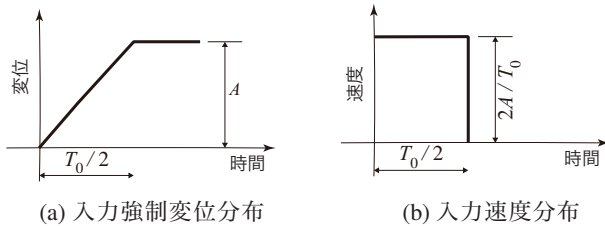


図-4 入力波形

圧縮強度に達した後放物線状に軟化して応力が解放されるモデル (LS-DYNA<sup>2)</sup>における材料物性 MAT72R3) を用いている。一方、引張側に対しても、引張強度に達した後線形に軟化し、ひずみが0.2%に達した段階で応力が完全に解放されるものとした。

なお、引張強度は、コードの中で自動的に評価され、圧縮強度の1/10程度となっている。コンクリートの圧縮強度は、文献<sup>1)</sup>に基づき37 MPaと設定した。また、質量は  $\rho_c = 2.35 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 、ポアソン比は  $\nu_c = 1/6$  であり、弾性波速度は  $C_c = 3,458 \text{ m/s}$  として評価される。

(2) 鉄筋

図-3(b)には、軸方向鉄筋及びせん断補強筋に関する応力-ひずみ関係を示している。本研究では、降伏後の塑性硬化を考慮したバイリニア型の構成則モデルを適用した。降伏応力  $f_y$  は文献<sup>1)</sup>に基づき  $f_y = 306 \text{ MPa}$  と設定した。また、単位体積質量  $\rho_s$ 、弾性係数  $E_s$  及びポアソン比  $\nu_s$  は公称値を用い、それぞれ  $\rho_s = 7.85 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 、 $E_s = 206 \text{ GPa}$ 、 $\nu_s = 0.3$  とした。

降伏の判定は von Mises の降伏条件に従うものとし、塑性硬化係数  $H_s$  は弾性係数  $E_s$  の1%と仮定している。

(3) 上載土砂

図-3(c)には、開削工法によって施工された駅躯体の上載土砂に関する応力-ひずみ関係を示している。本研究では、躯体頂版が中柱等の損傷によって落ち込んだ場合にも上載土砂が変形に追従できるように、圧縮強度を1 MPaに設定し、圧縮強度に達した時点で完全降伏に至るものと仮定した。また、除荷時には即座に応力が解放するように、弾性係数を  $E_G = 10 \text{ GPa}$  に設定している。引張強度は零と仮定し、降伏後の塑性硬化を無視したバイリニア型の構成則モデルを適用した。

2.3 数値解析ケース

数値解析は、図-4(a)に示しているように、強制変位による入力波動の周期を  $T_0$  とし、基盤レベルに同一速度で半周期に相当する時間 ( $T_0/2$ ) だけ上方に変位させる (変位量は  $A$  となる) ことにより行っている。従って、その時の変位速度  $V$  は、(b) 図のように  $V = 2A/T_0$  となる。

本研究では、このような条件下で、入力速度の大きさによる影響を検討するために、強制変位の継続時間 ( $T_0/2$ ) を  $T_0/2 = 5 \text{ ms}$  とし、変位速度  $V$  を最小  $V = 0.5 \text{ m/s}$ 、最大  $V = 4 \text{ m/s}$  として種々変化させた場合について検討を行うこととした。なお、本数値解析は、構造解析用汎用コード LS-DYNA (Ver. R9)<sup>2)</sup> を用いて行った。

3. 数値解析結果及び考察

図-5には、変位速度を変化させた場合の载荷初期から100 ms間における土中及び駅舎あるいはトンネル部中柱の軸線に沿って伝播する鉛直方向変位波形分布を比較して示している。以下、簡単に考察を行う。

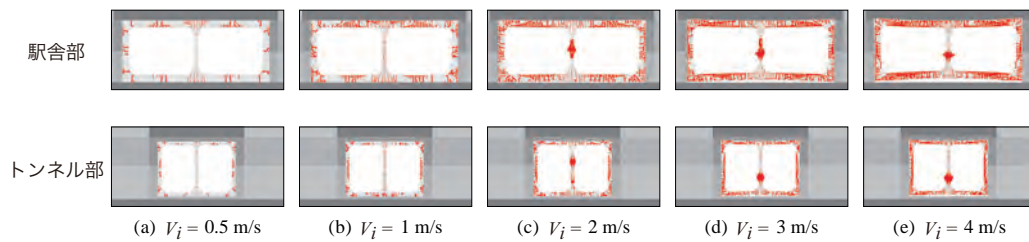


図-6 変位速度を変化させた場合における各断面の損傷状況比較

(a)図の駅舎部において、駅舎床版直下の地盤 $e$ 点の波形は周期が約60ms程度の振動状態を呈している。それに対して、直上中柱の下端 $d$ 点では波動到達後単調に増加する傾向を示しており、変位速度が4m/sの場合の100ms経過後には約500mmの上方への変位量を示している。地盤 $e$ 点が振動状態に至っていることは、基盤からの変位波形入力によって駅舎床版部が上方に推移したことにより、駅舎床版直下地盤の天端部は駅舎と分離して自由表面状態に至るため、駅舎床版下の地盤全体があたかも基盤部を固定、床版直下地盤天端部を自由とする振動状態に移行したことによるものと推察される。また、駅舎中柱下端の単調な上方への変位は、設定した各変位速度によって駅舎床版下縁全体に上方への応力 $\sigma = \rho CV$  ( $\sigma$ :作用応力、 $\rho$ :地盤の質量、 $V$ :地盤の変位速度)が作用したことによるものと推察される。一方、中柱上端 $c$ 点より上の変位は最大でも40mm以下の値を示しており、特に中柱上下端において著しい変位差が生じていることを確認できる。このことは、中柱中央部において下方からの大きな圧縮力が作用し、柱が著しく圧壊に至っていることが推察される。これは、下方からの作用圧縮力に対して、中柱の軸剛性が過小であることを示唆している。

一方、(b)図のトンネル部の変位波動の伝搬性状を見ると、トンネル床版直下の地盤 $e$ 点の波形は、変位速度が0.5m/sの場合を除いて駅舎部と同様に周期が約60ms程度の振動状態を呈している。変位速度が0.5m/sの場合には、振動状態を示さずに連続して上方に伝搬する傾向を示している。これは、変位速度が小さいことによって発生する圧縮応力すなわち突き上げ力も小さくなり、地盤天端とトンネル床版下端間には分離せずに連続状態が保持されたことによるものと推察される。中柱下端 $d$ 点における変位波形を見ると、時間と共に変位が増加する傾向を示しているが、その値は変位速度が4m/sの場合で250mm程度であり、駅舎部の場合の1/2程度となっている。また、中柱上端 $c$ 点より上の変位は、波動伝播初期の30ms間は小さな値を示しているが、その後は中柱下端 $d$ 点よりも大きい分布性状を示しており、駅舎部とは挙動が大きく異なっていることが分かる。従って、中柱部には初期には大きな圧縮力が作用するものの、時間と共に軽減されていくことが推察される。変位速度が4m/sの場合には、波動伝播初期の25~40ms間において下方向への変位波形が示されている。これは、伝播初期に地上まで伝播した波形の反射波が下方に向かって伝播したことによるものと推察される。

トンネル中柱への作用圧縮応力が小さいのは、トンネル部の床版幅が駅舎部に比較して小さいことにより床版への全作用圧縮力も小さくなるため、対応して中柱が分

担する圧縮力も低減したことによるものと推察される。

図-6には、変位速度を変化させた場合における入力開始から100ms経過後における各断面部のコンクリートのひび割れや圧壊による損傷状況を比較して示している。本研究では、図-3(a)に示すコンクリート要素の構成則において、ひび割れ発生後や圧壊後には応力が解放されることを利用し、主応力が零の状態を赤色で示すことによってコンクリートの損傷状況を再現することとした。従って、赤色部は、損傷状態である場合と実際に応力が発生していない状態が含まれていることに注意することが必要である。

図より、特に中柱の損傷状況に着目すると、変位速度が $V_i = 0.5$  m/sの場合には損傷が現れていないことが分かる。 $V_i = 1$  m/sの場合にはいずれの断面も輪切り状のひび割れが確認できる。これは、基盤から上向きの変位波形が地表面まで達し、境界条件に対応して上向きの反射波が基盤に向かって伝播することによって中柱にひび割れが発生する程度の引張ひずみが発生したことによるものと推察される。また、 $V_i \geq 2$  m/sの場合には、いずれの断面においても中柱部にコンクリートが圧壊し鉄筋が座屈したような性状が示され、変位速度の増加に対応してその損傷度合いも大きく示されている。詳細に見ると、トンネル部では輪切り状のひび割れと共に圧壊した状況が示され、駅舎部の損傷よりも小さく示されていることが分かる。また、中柱基部の浮き上がり状況を見ると、いずれの断面においても $V_i \geq 2$  m/sにおいて確認できる。その状況は、駅舎部の場合には中柱部が側壁基部よりも大きく変位しているが、トンネル部の場合には底版がほぼ一様に浮き上がっており損傷度の小さいことが分かる。

#### 4. まとめ

本研究では、直下型地震時における地下構造物の損傷状況を数値解析的に検証することを目的に、阪神大震災時に地下鉄大開駅中柱が倒壊した地点の地層を用い、駅舎部と倒壊していない駅舎に接続するトンネル断面部を取り上げ、入力継続時間を5msとし変位速度を0.5~4m/sまで変化させた場合における数値解析を行った。その結果、トンネル断面部も倒壊の傾向を示すものの、その程度は駅舎部に比較して小さいことが明らかになった。

#### 参考文献

- 1) 神戸高速鉄道東西線大開駅災害復旧の記録, 平成9年1月, 佐藤工業株式会社
- 2) Hallquist, J. O., LS-DYNA Version R9 User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 2016.