

I-B 416

地中構造物の地震における挙動、応答に関する研究

日本大学 正会員 田村 重四郎

日本大学 学生員○牧野 達謙 関口 大地 竹村 治夫

東大生研 正会員 小長井 一男 三神 厚 片桐 俊彦

第1章 緒言

1995年1月17日に起きた兵庫県南部地震は多大なる被害を出した。土木構造物の象徴である鉄道、道路も、特に高架橋に著しい被害があった。従来、耐震性が高いとされていた地中構造物である神戸高速鉄道・大開駅、神戸市営地下鉄・三宮駅等、にも破壊、損壊が発生した。そこで本研究では開削トンネル工法で施工された大開駅付近を対象とし、1/100の二次元モデルを作製して模型振動実験を試みた。地震時におけるトンネル、特に中柱の二次元挙動、応答を調査した。

第2章 解析モデル

シリコンゴムでトンネルを表す材料とし、ゼラチンで表層を表す材料とした。ゼラチンのポアソン比がほとんど0.5に近く、実際の軟弱地盤に類似し、縦波伝播速度は、横波伝播速度に比べて著しく速く、横波の伝播状態が明瞭に把握できる点や、相似則を満足させることが比較的容易であることなどの利点を利用している。これらの材料を使用し、3種類の地盤モデルを作製した。一つは基盤を剛体とし、その上に一様な剛性を持つ等厚の表層地盤を想定したモデルであり、一つは実際の大開駅付近の地盤状態をもとに表層部分を6層に分けたモデルである。各層の弾性係数はゼラチンの濃度を変えることにより達成した。ここでは前者をモデル1、後者をモデル2と称す。また、モデル2と同様の表層構成とし、トンネルを埋設しない地盤モデルをモデル3とする。これらのモデルは大開駅周辺における地盤と構築との関係に比べて、若干、高い剛性を持っている。ゼラチンが透明な材料であるのでトンネル及び地盤の変位分布を観測し易くするためにモデル（地盤）の中にゴムひもを埋設した。図1はモデル1、及び2の全体図で奥行きは40 cmである。図2はモデル2で表層部の構成を表している。振動実験などから得られたゼラチンやシリコンゴムの物性値は、表の通りである。ゼラチンのポアソン比は濃度に無関係で0.495とする。

第3章 模型振動実験

作製されたモデルを振動台上にセットし、トンネル軸直角方向に正弦波で加振した。共振する各モデル1、2、3の基本振動数はそれぞれ、4.6Hz、4.95Hz、5.83Hzであった。写真1はモデル1の基本振動時のふれ写真である。表層地盤の振幅が1/4正弦波の形状に分布していることが分かる。コンクリートに比べ、通常の場合より地盤が相対的に硬い（約 $V_s=500\text{m/sec}$ ）ことから構築の変位が地盤のそれによく似ていることが分かるが、にもかかわら

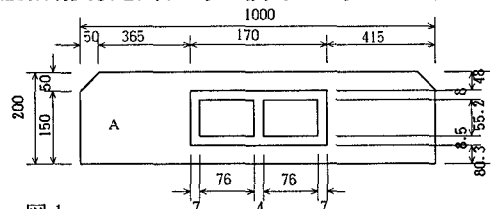


図1

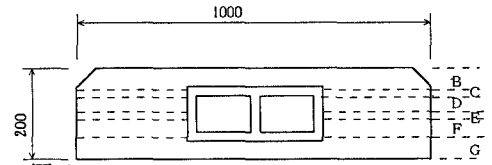


図2

(ゼラチン1) 地盤モデル1

層番号	層厚 (mm)	濃度 (%)	弾性係数 (grf/cm^2)	密度 (grf/cm^3)	伝播速度 (cm/sec)
A	200	10	429.3		368

(ゼラチン2) 地盤モデル2

層番号	層厚 (mm)	濃度 (%)	弾性係数 (grf/cm^2)	密度 (grf/cm^3)	伝播速度 (cm/sec)
B	70	6	120.1	1.041	195.9
C	15	15	836.6	1.086	506
D	10	8	169.8	1.051	228.9
E	25	15	836.6	1.086	506
F	10	8	169.8	1.051	228.9
G	70	18	1084.1	1.101	571.33

シリコンゴム (トンネル)

弾性係数	密度	単位重量
6378	1.253	46.88

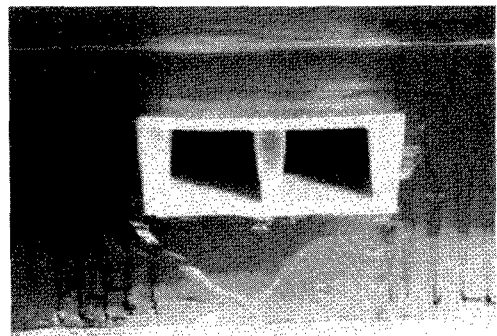


写真1

ず構築の変形モードが地盤と異なること、及び上下床で振幅が地盤のそれに比してわずかに大きいことが認められる。振幅モードを側壁と中柱とで比較すると、非常に異なっていることが分かる。この理由は中柱の上端で上床が回転しているためである。すなわち側壁の左右の変位にあわせて、中柱上端を中心として上床が左右逆対称に鉛直変位しているからである。写真2～4はモデル2の基本振動状態を示したものでそれぞれ左写真、左、右に最大に変位した時の状態である。埋め込まれたゴムひもから地盤の振幅の分布が分かるがモデル1と異なる振動モードは軟質層、硬質層の互層からなる地盤の動特性を表しているものとみられる。また構築よりかなり離れた位置とトンネル近傍ではわずかながら変位の分布に差異が認められる。写真3、4より構築の振動モードが分かる。モデル3の共振実験では、硬質層に挟まれた軟質層で著しく増大すること、また、表面の軟質層により増幅することが認められた。前者は硬質地盤中の軟質地盤は大きな歪みを生じ、更に歪み依存性から益々変形が増大していくことが推測される。

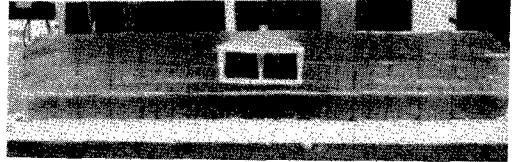


写真2

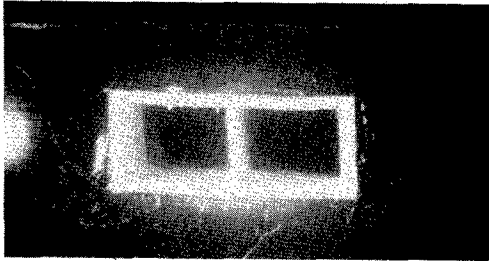


写真3

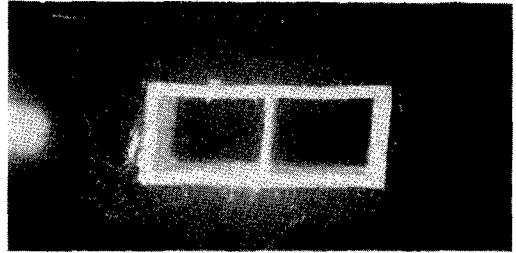


写真4

第4章 考察

実験から判るように中柱の挙動と側壁の挙動は違う。もし、対象としたボックス断面の上床版と下床版が剛体ならば地震時における変形は図3の左図の様になり、3つの柱はほぼ同じ様に変形するはずである。しかし、対象とした断面はボックスラーメンである。そのため、実験において地震時での変形は図3の右図に近いものになるであろうことがうかがわれる。モデル1の動特性は有限要素法で解析した。物性値は実験で得られたものを使用した。解析にあたって、構築は梁要素とし、平面形状状態を想定している。得られた基本振動モードは図4に示す。

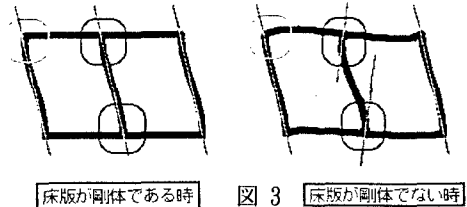


図3 床版が剛体でない時

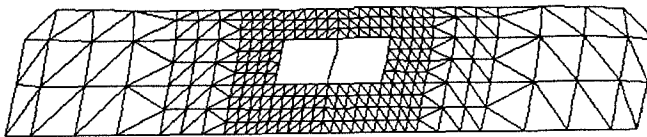


図4

節点数	284
三角要素数	450
梁要素数	40

図中の中柱はS字の曲げ変形していることが分かる。これらのことにより、中柱と床版の接合部にかかるモーメントは側壁と床版の接合部にかかるモーメントより大きくなる。これによっても中柱に大きなせん断力が作用することが推測される。

地震時のトンネルの中柱と側壁の変形分布、柔らかい地盤層と堅い地盤層での変形分布の違いが判った。また、トンネルの変形と地盤の変形はよく類似していることが認められた。弾性範囲の単純なモデルでの振動模型実験ではあるが、地震時の地盤とトンネルの挙動についての基本的性状を示認することができた。

以上のことより本実験結果は兵庫県南部地震における神戸高速鉄道・大開駅の挙動を解明する上で有用であると考えられる。