

1995年兵庫県南部地震における開削トンネルの被害原因の分析と L2地震動に対する耐震設計法

Analyses of damage of cut and cover tunnels at the time for the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake
and the seismic resistant design for L2 earthquake

西山誠治*・棚村史郎**・西村昭彦***

Seiji Nishiyama, Shirou Tanamura, Akihiko Nishimura

*工修 日建設計 土木事務所(〒112-8565 東京都文京区後楽2-1-2)

**工 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

***工博 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部(同上)

Some of cut and cover tunnels were damaged by the Hyogoken-Nambu Earthquake in 1995. To investigate the damage mechanism, damage causes and behavior of underground structures at the time of earthquake, damage of some underground structures is investigated and analytical simulations are carried out. In analytical studies, seismic deformation method, which is useful for design because of its convenience, is used. And applicability of this method to larger earthquake is also studied. Finally, a concept of new seismic resistant design of cut and cover tunnel is presented based on these analytical results.

Key Words: Cut and cover Tunnel, the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake, Damage analysis, Seismic deformation method

キーワード：開削トンネル，1995年兵庫県南部地震，被害解析，応答変位法

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では、橋梁等の上部構造物のみならず地下構造物も大きな被害を受けた。大規模な地下構造物の被害は、近年の地震で初めての出来事であった。最も顕著な被害は、神戸市高速鉄道の大開駅であり、中柱の破壊とともに上床版もM字型に崩壊し、地表面が2.5m陥没した。これにより、従来、地下構造物は地震に対して安全であったという認識が崩れさった。

このような被害が重要視され、関係各機関により、被害状況の把握や被害原因が調査された^{1),2),3)}。それと同時に、土木学会からも耐震設計に関する「第2次提言」⁴⁾が出されるなど、兵庫県南部地震規模の地震力に対する新たな耐震設計法の構築が望まれた。

被害原因の解析的調査では、個々の構造物に関する詳細な解析や、路線全体に渡るマクロ的な視点での被害の分析等が行われてきた。ここで、個々の構造物の被害解析では、詳細な非線形動的FEMや設計で一般的な応答変位法等によって解析が行われているが、ある単独の構造物に限った例が多く、多種多様な構造物の被害を同じレベルの解析手法で検討された例^{5),6)}は少ない。

一方、耐震設計に用いる地下構造物の解析手法は、種々の方法が提案されている^{例えば7),8)}。これらのうち兵庫県南部地震以前に提案された手法は、主に弾性範囲すなわち許容応力度設計法に基づいた解析法が多い。筆者らは、複数の解析手法を対象に、L2地震動に対する地盤や構造物の非線形性を考慮した場合の適用性を検討してきた⁹⁾。そこで、設計上、簡便で有用と思われる応答変位法や簡易応答変位法も、動的FEM解析と同様に適用性があることを、各解析法による比較解析や大開駅の被害の説明の観点から確認した。ただし、実被害の説明は大開駅のみで1構造物であり、解析手法の適用性を種々の条件に対して確認したことにはならない。

地震被害の解明および解析手法の検証の為には、多様な被害形態を対象とする必要がある。すなわち、被害の大きな構造物に対する調査だけではなく、被害の軽微な構造物に対しても実施される必要がある。さらに、対象とする被害形態は、中柱だけではなく、側壁等についても着目する必要がある。

本研究では、種々の開削トンネルの被害に対して、設計を考慮した場合に実用的と考えられる応答変位法により地震被害解析を実施する。検討対象は、比較的被害要因を分析するための情報が比較的そろっている構造物とする。まず、神戸高速鉄道を対象に、被害の

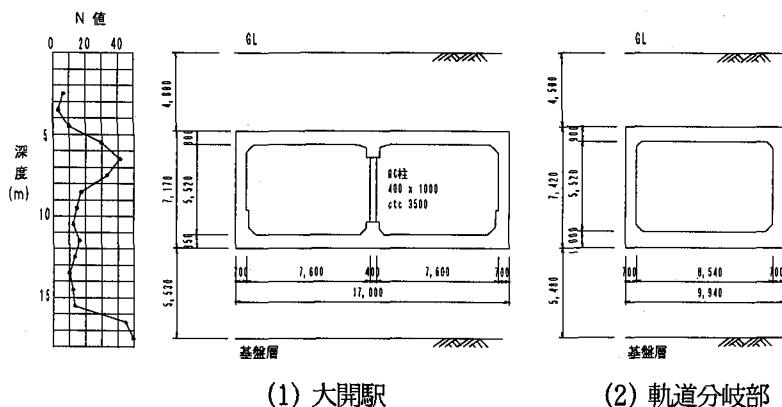


図-1 大開駅および軌道分岐部の構造一般図

顕著な大開駅および被害の軽微な軌道分岐部をとりあげる。つぎに、中柱を有しながらも被害の小さかった一般軌道部D3断面、側壁に顕著な被害を受けた軌道部D4断面も対象とする。さらに、神戸市営地下鉄について、多層構造で、RC中柱の被害が顕著であった三宮駅、上沢駅も対象とする。

これらの多様な被害の分析により、開削トンネルの地震被害メカニズムの把握と被害原因の調査を行う。それとともに、応答解析手法の非線形領域での妥当性を地震被害の説明という観点から確認する。

さらに、それらの検討結果を踏まえて、L2地震動に対応した耐震設計法がどうあるべきかを検討し、最後にそれらを反映させたL2地震動に対する地下構造物の耐震設計法を提案するものである。筆者らは、鉄道構造物に関する耐震設計基準¹⁰を作成する立場にあったが、本研究での検討は基準作成時に検討された内容を、地震被害の観点から検証するものである。

2. 神戸市高速鉄道の被害とその分析

2.1 被害の概要

1995年兵庫県南部地震において最も被害の大きかった地下構造物は、神戸市高速鉄道大開駅である。大開駅の一般構造図を図-1(1)に示す。1層2径間のRC中柱構造である。中柱は完全に破壊したもので、柱上下端部でかぶりコンクリートが剥落し、鉄筋の座屈や帯鉄筋の破断したものがあつた。側壁の隅角部では多数のクラックや変位が生じたが、中柱のような顕著な被害は見受けられなかった。

一方、大開駅近傍の軌道分岐部は、図-1(2)に示す1層1径間の構造であるが、側壁にクラックが生じる程度の軽微な被害であつた。駅部の近傍に位置し、地盤条件も大開駅とほぼ同様であるため、駅部と同様の地震力を受けたと考えられる。これより、大開駅と分岐部の被害の差は構造形式の違いが原因と考えられる。

一方、大開駅と高速長田駅間の一般軌道部D3断面を図-2(1)に示す。大開駅と比較して断面幅は小さいものの構造形式は同様のRC中柱形式である。被害状

況は、側壁上下端の隅角部に0.1~0.6mm程度のクラックが認められた。また、中柱上下端にも、水平クラックが認められているが、大開駅駅部中柱のような斜め方向のクラックは認められない。大開駅とは地盤条件は異なるものの、側方は軟弱な地盤であり地震時に厳しい状態にあつたと思われるが、総じて被害は軽微であつたと言える。RC中柱であれば必ず被害を受ける訳ではないことが分かる。

つぎに大開駅西部に位置する大開駅と新開地間の一般軌道部D4断面を図-2(2)に示す。構造寸法はD3断面とほぼ同等であるが、土被りが約1m深いため配筋は若干異なっている。構造はD3断面同様にRC中柱形式である。D4断面は、側壁の被害が特徴的で、両側の側壁中央部付近に幅14mm~16mm(一部では最大26mm)のクラックが線路方向20m以上にわたって認められた。一方、RC中柱では上下端に3mm程度のクラックが発生しているが、明らかなせん断破壊は認められなかった。

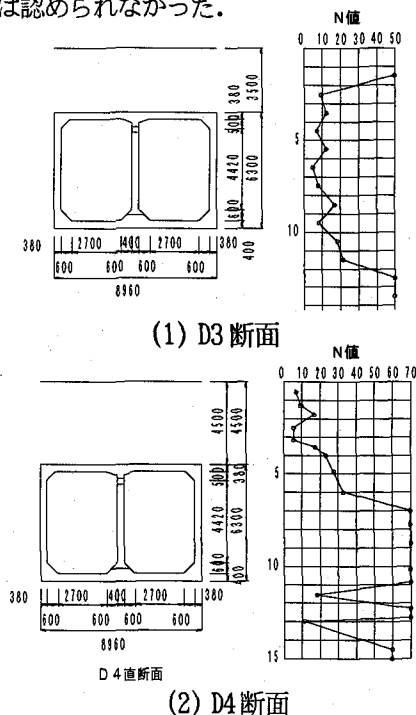


図-2 一般軌道部のD3断面およびD4断面

2.2 被害の分析条件

(1) 解析手法

筆者らは、動的解析を含む種々の解析手法の比較検討⁹⁾により、応答変位法によっても詳細な動的解析と同等の応答値を算定できることを確認してきた。ここでは、設計実務上、簡便で有用と思われる解析法の適用性を確認する意味からも応答変位法を用いる。応答変位法では地盤ばねの値が重要であるが、本検討では設計基準¹⁰⁾に準じた簡便式を用い、地盤の応答解析結果の収束剛性より算出した。

(2) 入力地震動

対象とする構造物付近では、地震波が観測されていないが、大開駅付帯構造物である換気塔の被害の解析的検討により、他地域の観測波と比較してポートアイランド波がもっとも被害をよく説明できることが報告されている¹¹⁾。したがって、ここでは、ポートアイランド(GL-83m)を基盤入力地震動として設定した。なお、NS、EWの水平各成分より大開駅の横断方向成分を求めこれを検討に用いる。

(3) 構造条件

構造解析は非線形骨組解析による。解析モデルは地盤ばねで支持された骨組モデルとする。中柱と上下床版の結合条件は剛結とし各隅角部には剛域を考慮した。

構造部材は梁要素でモデル化し、曲げモーメント(M)～曲率(ϕ)関係により非線形特性を考慮する。RC部材の非線形特性の概念を図-3に示す。RC部材に荷重が載荷されると、はじめにコンクリートのひび割れが生じ(c点)、つぎに鉄筋の降伏が生じる(y点)。さらに荷重を増加させるとmu点(曲げ終局耐力でコンクリート圧縮縁のひずみ(ϵ_c)が0.0035となった時点)で最大耐力となり、それ以降は一定の荷重のまま変形が進み最大耐力点(m点)を経て、負勾配域に入り抵抗荷重が低下する。ここでは、c点、y点、mu点、m点を考慮したテトラニア型モデルを用いる。なお、mu点以降は剛性が増えないものとしてモデル化し、m点からn点への負勾配は考慮せず、m点以降はmu～m点をそのまま延長してモデル化した。なお、それぞれの折れ点は、鉄道の設計基準における「コンクリート標準」¹²⁾、および「耐震設計標準」¹⁰⁾によった。

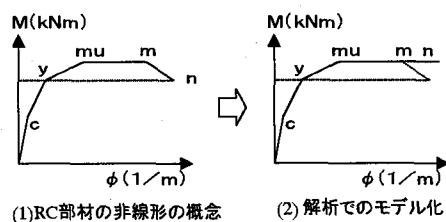


図-3 鉄筋コンクリート部材の非線形特性のモデル化

材料強度は、大開駅の被害調査結果¹⁾よりコンクリート圧縮強度を $38\text{N}/\text{mm}^2$ 、鉄筋は軸方向鉄筋およびせん断補強筋の降伏強度を $312\text{N}/\text{mm}^2$ とする。

永久荷重状態における側圧は静止土圧(K_0)を 0.5 とし土水分離で算出する。上床版への鉛直土圧は上載土を等分布に載荷し、下床版反力は釣合い反力法により矩形の地盤反力を載荷した。

(4) 地盤変位の算出

応答変位法に用いる地盤変位や周面せん断力は、等価線形化法による1次元の地盤の動的解析(SHAKE)により算定する。地盤には、ひずみ依存の非線形性を考慮する。本来であれば、実測結果よりひずみ依存特性を設定すべきであるが、測定が実施されていないため、土質種類ごとに提案されている曲線^{13), 14)}を用いた。これらの地盤モデルの基盤層に、先の神戸ポートアイランド波を2Eとして入力した。

2.3 大開駅の被害の分析

(1) 地盤条件

地盤の解析に用いる地盤物性値を図-4に示す。なお、図-1に示す地盤条件は大開駅中央部での標準貫入試験結果であるが、周辺地盤の土質構造との比較からGL-6～8mの層はレンズ状に部分的に介在すると考えられている¹⁾ことから、地盤の速度構造は既往の研究¹⁾および周辺地盤を参考に定めた。

地盤の応答解析の結果(構造物上下床版間の相対変位が最大時刻)を図-4に示す。地表面の応答加速度は400gal以上の値で、大開駅周辺で報告されている震度階7に相当する値である。これより地盤の応答解析の設定は妥当と考えられる。地震時の構造物の応答に最も関連する構造物上下床版間の相対変位は、4.1cmとなった。

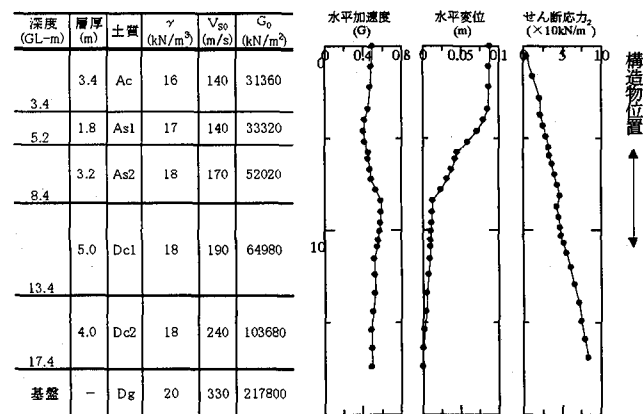


図-4 地盤条件および地盤応答解析による最大値分布

(2) 解析結果

応答変位法による層せん断力と変位の関係を図-5に示す。層せん断力は側壁および中柱の発生せん断力の合計値とし、変位は上下床版間の相対変位とした。

これより、構造物の層間水平変位が20mmで中柱がせん断耐力に至ることが分かる。このとき、各隅角部では鉄筋の曲げ降伏が生じているが、終局には至っていない。中柱が崩壊しないと仮定し、変形がさらに進ん

だ状態での破壊形態を考察すると、約 25mm 程度の変形量で中柱および各隅角部で曲げ降伏が生じるが、最終荷重状態においても破壊には至らない。

(3) 被害原因の考察

以上より、中柱のせん断耐力のバラツキを考慮しても、最も早く破壊を示すのが中柱のせん断破壊であり、大開駅の崩壊は中柱のせん断破壊が原因と考えられる。これは、実際の被害ともよく一致している。

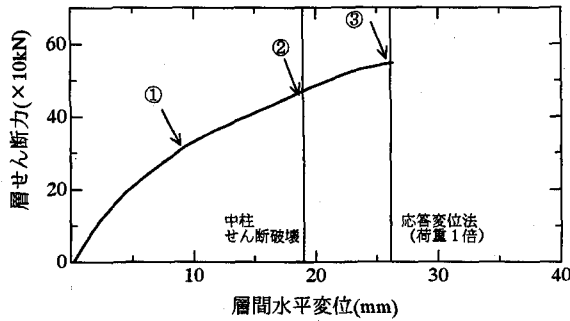


図-5 荷重～変位関係(大開駅)

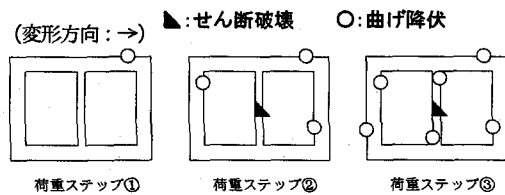


図-6 大開駅の損傷過程

2.4 軌道分岐部

(1) 地盤条件

対象断面は大開駅駅部とほぼ同深度に存在し、断面高さもほぼ同じである。そこで、ため応答変位法に用いる地盤変位量も駅部と同じとし、上下床版間の相対変形量で 4.1cm とした。

(2) 解析結果

解析の結果求めた層せん断力～層間変位関係を図-7に示し、各荷重ステップにおける損傷状況を図-8に示す。なお、地盤変位などの地震時荷重は3倍まで比例的に増加させた。

同図より、はじめに層間水平変位が約 20mm(荷重ステップ①)で右側壁上および左側壁下部で曲げ降伏が生じる。その後に側壁および上床版のいくつかの断面で曲げ降伏が生じ、約 120mm(荷重ステップ⑤)で、はじめに降伏した右側壁上が終局(m)に至る。大開駅が約 20mm で中柱のせん断破壊により終局状態に至ったことと比較すれば、分岐部は変形性能に優れた構造物であったといえる。

一方、応答変位法による応答値は図-7に示すように、層間変形量にして約 30mm である。損傷状況は図中の荷重ステップ①と②の途中段階であり、側壁隅角部が降伏を超える程度であったと想定される。これは、実際

の軽微な被害状況をよく説明している。

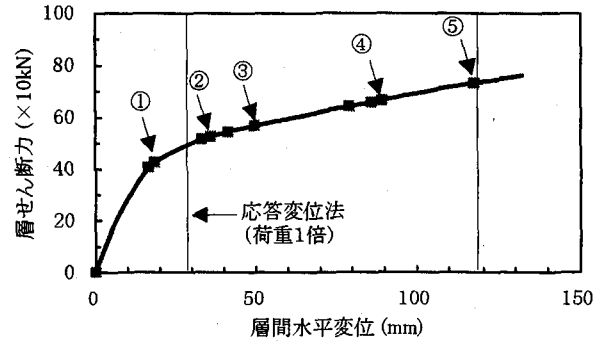


図-7 荷重～変位関係(軌道分岐部)

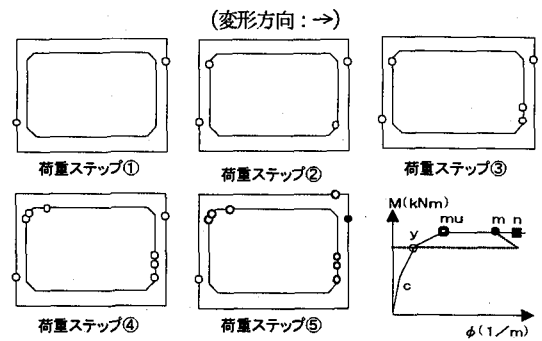


図-8 損傷過程(軌道分岐部)

(3) 被害原因の考察

分岐部は大開駅に近接しており、大開駅と同程度の地震力を受けたと考えられるが、大開駅に比較して、被害は軽微であった。応答変形量は、大開駅 26mm に対して分岐部 28mm と同程度である。一方、構造物の保有していた変形能は、大開駅の 20mm に比較して分岐部は約 120mm と大きい。このように、分岐部の構造は大開駅に比較して構造物自体の変形性能が優れていたことが被害の差となって現れたと考えられる。なお、側壁等の発生せん断力はせん断耐力に近いものの部材の破壊形態は曲げ破壊先行型であった。

2.5 軌道部D3断面

(1) 地盤条件

軌道部D3断面の地盤条件は、図-2に示す地盤調査結果を基に設定した。表層から GL-10m までは、N値 10 前後のレキ混じり砂層および砂質シルトおよび粘土である。その下部に GL-15m 程度までレキ混じり砂層が存在する。その下部に洪積粘性土層が存在し、GL-25 で N値 50 以上の砂レキ層が存在する。設定した地盤物性値を図-9に示す。これらの条件において、神戸ポートアイランドの(GL-83m)の方向補正波を用いた地盤の動的解析を実施した。構造物上下床版間の相対変位が最大時刻の動的解析の結果を図-9に示す。地表面の応答加速度は、図-4と同様に 400gal 程度である。構造物上下床版間の相対変位は、5.4cm となった。

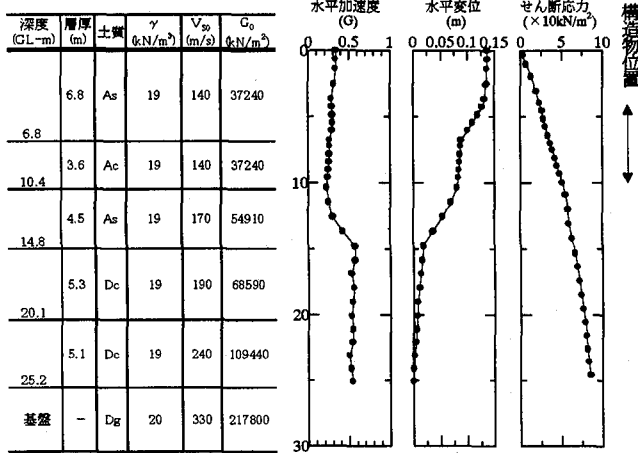


図-9 地盤条件および地盤応答解析による最大値分布

(2) 解析結果

応答変位法の解析結果を図-10に示し、各荷重ステップにおける損傷状況を図-11に示す。なお、部材に終局状態が現れるように地盤変位などの地震時荷重は、2倍まで比例的に増加させた。

各損傷状況は以下のようである。はじめに層間水平変位が約10mmで右側壁上部の曲げ降伏が生じる(荷重ステップ①)。その後、上床版および下床版のハンチ始点部、30mm程度で中柱の上下端部、40mm程度で右側壁内側が曲げ降伏となる(荷重ステップ②)。その後、左側壁において曲げ降伏が生じ、60mmで中柱上部が70mmで中柱下部が μ 点に至る(荷重ステップ③)。しかし、大開駅の中柱と異なり中柱のせん断破壊は生じていない。

さらに変形が進むと、約100mmで中柱が m 点となり耐力低下点を超え、はじめに降伏した右側壁上部が μ に達する(荷重ステップ④)。層間変位が約120mmで右側壁中央部が m 点に達し(荷重ステップ⑤)、約150mmで中柱下端が n 点に達する(荷重ステップ⑥)。

一方、応答変位法による応答値は層間変形量にして75mmである。損傷状況は図中の荷重ステップ③程度であり、中柱の上下端部では μ 点に達しているものの側壁および床版では曲げ降伏を超える程度である。 μ 点ではクラックの幅が y 点に比較して広がるものの、被りコンクリートが剥落するまでには至らないと考えられる。実際の被害でも中柱の上下端部に多数の水平クラックの生じていることと一致している。また、側壁下部の曲げ降伏モーメントを超えていることは、実被害においても水平クラックが発生していることに一致する。以上より、応答変位法による解析により、概ね被害状況が説明できていると考えられる。

なお、構造物の応答変形量75mmは地盤の変形量54mmよりも大きい。これは、構造物は現設計よりも相当に薄く設計されているため非常に剛性が小さく、かつ非線形化した場合の剛性低下も著しいため、地盤に比較して構造物の剛性が小さくなったためと考えられる。

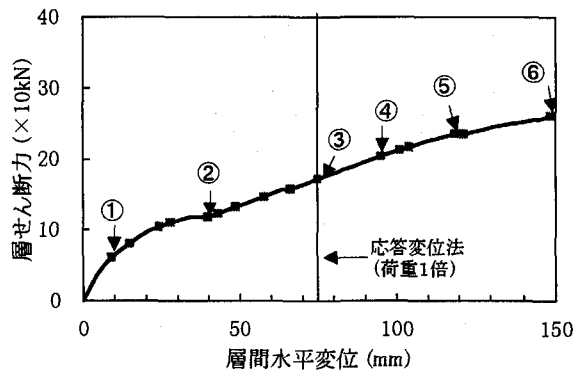


図-10 荷重～変位関係(一般軌道部D3)

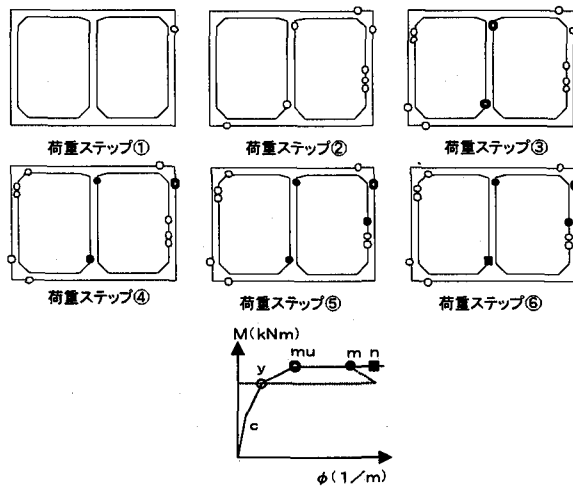


図-11 損傷過程(一般軌道部D3)

(3) 被害原因の考察

D3断面のRC中柱は大開駅と比較して軽微な被害であった。ここで、RC中柱の曲げせん断耐力比を大開駅駅部のRC中柱の値とともに表-1に示す。大開駅駅部のRC中柱はせん断破壊先行型であるが、D3断面の中柱は曲げ破壊先行型であり変形性能に優れた部材である。これが中柱の被害の差の理由と考えられる。

表-1 中柱の曲げせん断耐力比

	大開駅	D3断面	D4断面
$V_y \cdot l_a / M_u$	0.9	1.45	1.56

V_y : せん断耐力, l_a : せん断スパン, M_u : 曲げ耐力

一方、側壁や床版なども断面高さが低くスレンダーな部材であったために変形性能的には優れていたと考えられるが、部材が薄いために側壁中央部が激しい状態にあったと考えられる。側壁中央部が層間変形量にして約120mmで m 点に至るが、応答変形量はここまで達していない。

以上より、中柱が曲げ破壊先行部材であったこと、側壁中央部終局が先行する破壊形態であったが応答変形量がそこまで達していなかったことが軽微な被害に留まっていた理由と考えられる。

2.5 軌道部D 4断面

(1) 地盤条件

軌道部D 4断面の地盤条件は、図- 2(2)に示す地盤条件と周辺地盤の地盤調査結果より設定した。表層から5mはN値10~30の砂質地盤であり、それ以降約10mはレキ混じり粗砂である。その下部に洪積粘土層が存在し、その下部に基盤層が存在すると仮定した。設定した地盤定数を図- 12に示す。この条件によりD3断面と同様に地盤の動的解析を実施する。構造物上下床版間の相対変位が最大時刻の解析結果を図- 12に示す。地表面の応答加速度は400gal程度、構造物上下床版間の相対変位は、8.6cmとなった。

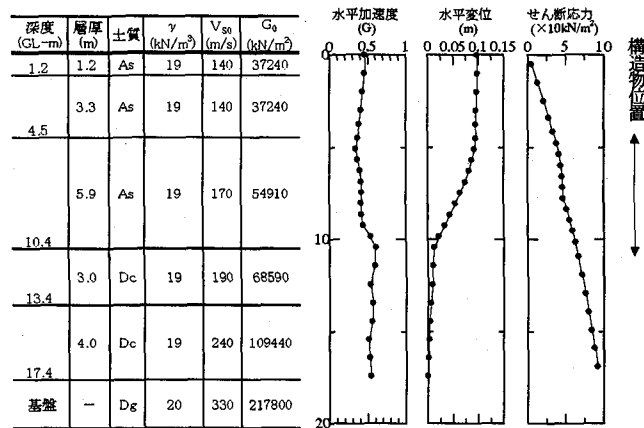


図- 12 地盤条件および地盤応答解析による最大値分布

(2) 解析結果

地盤の解析結果を基に応答変位法を実施した。解析の結果求めた層せん断力~層間変位関係を図- 13に示し、各荷重ステップにおける損傷状況を図- 14に示す。なお、地盤変位などの地震時荷重は、部材に終局状態が現れるように、2倍まで比例的に増加させた。

はじめに層間水平変位が約10mmで下床版左側隅角部に曲げ降伏が生じる。30mmで中柱の上下端部および右側壁中央部の2要素が曲げ降伏を生じる。その後40mmから50mmにかけて左側壁中央部も曲げ降伏が生じ左側壁下部にも曲げ降伏する部位が広がる。70mmで中柱がm点を示し、左側壁の曲げ降伏する部位が増加していき約100mm(荷重ステップ④)で中柱の上下部がm点となり、はじめに降伏した右側壁上部がmu点となる。このときまだせん断破壊は生じていない。これ以降、左側壁中央部の曲げ降伏部位が増加し、層間変位120mm(荷重ステップ⑤)では、これら降伏部位で生じている部材変形量を発生曲率に要素長さを乗じて算出すると、m点に相当する変形量となる。さらに荷重を載荷していくと、140mm(荷重ステップ⑥)で、中柱の上下部がn点になる。左側壁中央部の降伏部分の変形量の合計値はn点を超える。

一方、応答変位法による応答値は図- 13に示すように、層間変形量にして123mmである。損傷状況は図中の荷重

ステップ⑤程度であり、中柱の上下端部ではm点に達しており、側壁中央部は連続する4つの部材が曲げ降伏を超える状態であったが、水平力を保持できないほどの損傷している部材は存在しなかった。中柱がm点に達していることは、実被害においても3mm程度の比較的大きなクラックが確認されていることと整合する。

また、側壁の解析の状態は、側壁に多数のクラックが確認され、最大16mm程度のクラックが確認されていることと整合する。さらに、解析で見られた連続して降伏していた4つの側壁要素の変形が1ヶ所に集中した場合は、m点を超える変形と予想された。対象構造物の場合、主鉄筋は丸鋼を用いており、異型鉄筋の場合と比較して、はじめに降伏した部位にひび割れが集中しやすい傾向にあったと思われる。このような点を解析上考慮できれば、最大16mm程度のクラックもさらに明瞭に表現可能であったと考えられる。

構造物の変形量123mmは地盤の変形量86mmによりも大きかった。これはD3断面と同様の理由と考えられる。

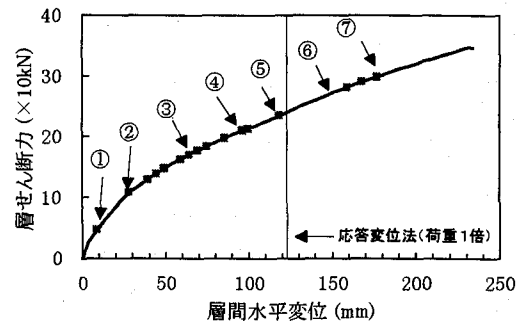


図- 13 荷重~変位関係(一般軌道部D 4)

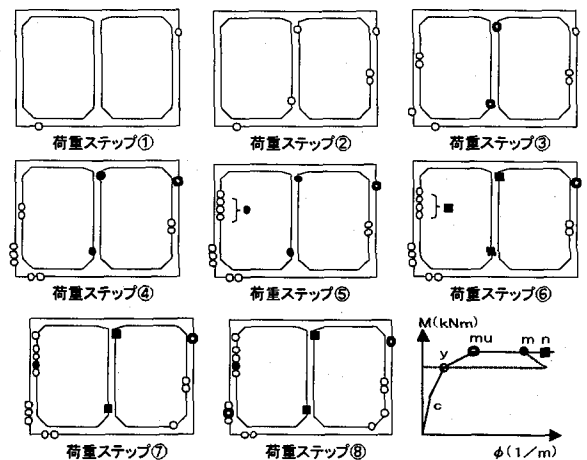


図- 14 損傷過程(一般軌道部D 4)

(3) 被害原因の考察

中柱の損傷の小さかったことは、対象構造物の中柱がD3断面の中柱と同様に曲げ破壊先行型の柱であったことが理由と考えられる(表- 1)。側壁中央部のクラック発生の原因としては、対象断面はD3断面と構造寸法、側壁中央部の配筋は全く同じであったが、土被り

が約1m程度深く、D3断面よりも厳しい状態にあったためと考えられる。

設計当時の基準は、現在の設計法とは異なり、たわみ角法による設計法であったこと、さらに側方土圧は主働土圧を用い、砂質系地盤においても土水一体で側圧係数を0.3としていたことなどにより、側壁隅角部の曲げモーメントが過小評価気味で設計されていた。現基準における常時荷重状態では、応力的に厳しい状態にありさらに地震時の側方からの法線方向の土圧が増加した場合、非常に厳しい状態になり損傷を受けたものと考えられる。

なお、側壁の被害は地震により左右交番の繰り返し载荷による側壁隅角部の剛性低下や地盤のゆるみによる側土圧の増加などにより残留変形が蓄積し、3ヒンジ的な破壊モードに至ったと考えられるが、応答変位法では一方向への最大値解析となるため、繰り返しによる剛性の変化や残留変形などの影響を考慮できない。詳細な被害の説明には、さらに詳細な解析を進める必要があると考えられる。

3. 神戸市営地下鉄の被害解析

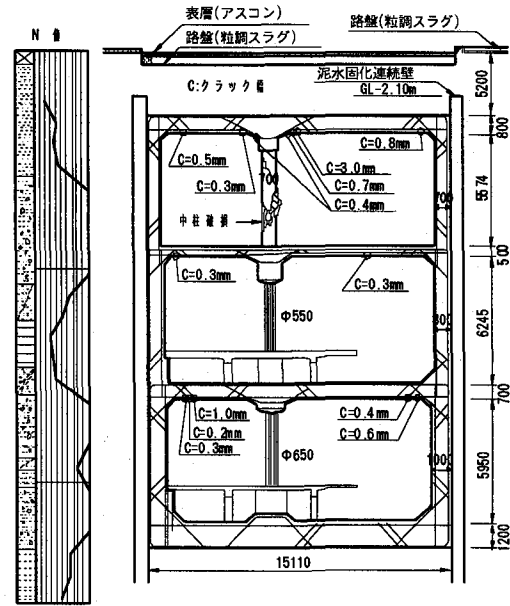
3.1 被害の概要¹⁹⁾

神戸市営地下鉄の三ノ宮駅と上沢駅では、ホーム階は鋼管柱構造、その上層はRC中柱構造である。それぞれのRC中柱には、せん断方向のクラックが生じているが、大開駅のように完全な崩壊には至っていない。しかしながら、地震後の調査で、上床版が三宮駅で約13mm、上沢駅で32mm沈下したと推定されている。一方、床版や側壁の隅角部でクラックが確認されている。クラックの幅は、三宮駅では1.0mm以下である。上沢駅では、B3F側壁で2.8mmと比較的大きなクラックが確認されているが、それ以外は1.0mm以内の軽微なクラックであった。

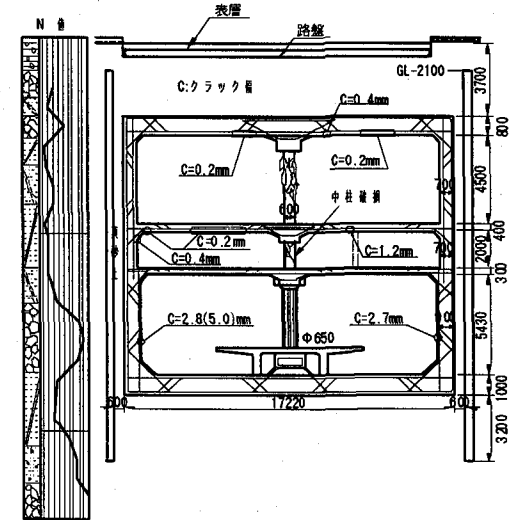
地盤条件は、三宮駅はB1,2F間の中床版、およびB3F側方の地盤はN値50以上で地盤変位は小さかったと推察されるが、B1F側方は20~10で地盤変位が大きかった可能性があり、中柱のせん断破壊と関連していると思われる。一方、上沢駅は側方がN値10程度であり三宮駅に比較して地盤変位が大きかったことが予想され、上床版沈下量の大きかったこと、B3F側壁のクラックの大きかったことに関連していると考えられる。

3.2 三宮駅の被害解析

応答変位法により解析を実施する。RC部材の非線形性は、大開駅と同様にコンクリートによるモーメント~曲率関係で終局耐力以上の耐力増加を0としたテトラリニアでモデル化を行った。鋼管柱のモデル化は、後述する上沢駅の解析と同様のモデル化による。鋼管柱の変形特性を表-2に示す。



(1) 三宮駅(24柱付近)



(2) 上沢駅(249柱付近)

図-15 神戸市営地下鉄の被害

表-2 鋼管柱の非線形特性

	M_y	M_p	ϕ_y	ϕ_{mp}	ϕ_m	ϕ_n
B2F	99.5	140.2	32.2	45.3	2318.3	3834.5
B3F	171.0	240.5	27.4	38.5	1896.7	3100.1

M_y :降伏モーメント($\times 10\text{kNm}$)

M_p :全塑性モーメント($\times 10\text{kNm}$)

ϕ_y :降伏時の曲率($\times 10^4/m$)

ϕ_{mp} :全塑性モーメント時の曲率($\times 10^4/m$)

ϕ_m :最大耐力時の曲率($\times 10^4/m$)

(1) 地盤条件

地盤条件は、図-15に示すN値と土質性状より設定した。対象地盤の近傍では、地震波は測定されていないが、3km程度南側に神戸ポートアイランドが存在することから、神戸ポートアイランドでの観測波(GL-83m)を方向補正して用いる。構造物部分での地盤変位量は6.3cmである。地盤の動的解析結果のうち、構造物の上下床版間の層間変位最大時の結果を図-16に示す。

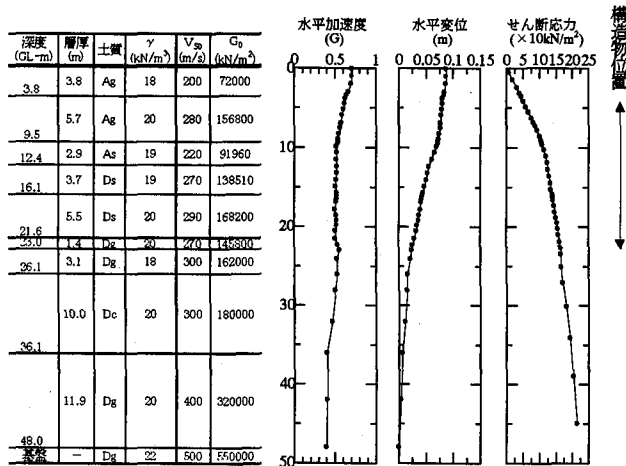


図-16 地盤条件および地盤応答解析による最大値分布

(2) 解析結果

地盤の動的解析結果より応答変位法の地震時荷重を算出し応答変位法を実施する。解析の結果求めた層せん断力～層間変位関係を図-17に、各荷重ステップにおける損傷状況を図-18に示す。なお、想定荷重において解析途中で中柱のせん断破壊が現れるため、地震時荷重は1倍までとした。

各損傷状況は以下のである。はじめに層間水平変位が約25mm(荷重ステップ①)でB2F鋼管柱下部およびB1Fの左中床版の側壁側に曲げ降伏が生じる。その後鋼管柱、側壁などで曲げ降伏が生じていき、47mm(荷重ステップ③)で、B1F中柱でせん断破壊が生じる。そのまま荷重を載荷していくと、中床版や側壁の隅角部で曲げ降伏が生じていき(荷重ステップ④～⑤)、62mm(荷重ステップ⑤)にて、B1F中柱上部で曲げ降伏が生じるが、この時点では曲げ終局に至る部材や中柱の他にせん断耐力に至る部材はない。

一方、応答変位法による応答値は図-17の最終荷重状態であり、層間変形量にして63mmである。中柱のせん断破壊となる変形量よりも大きな応答変形量となった。

さらに、中床版の隅角部にも観測された被害と同様の箇所に曲げ降伏が生じる結果となった。図-15に示すように、この部位は中央部の下側引張り鉄筋が曲げ上げられている部位であり、この部位に曲げ降伏が生じた場合、ひび割れが分散せず一ヶ所に集中し、解析以上に大きいクラックが生じたと考えられる。

その他、側壁、床版等の隅角部については、耐力に至る断面力は発生していない。

以上より、応答変位法により、概ね被害状況が説明できていると考えられる。

地盤の相対変形量63mmに対して応答変形量は65mmとなり地盤と構造物は同程度の変形量となった。地震時の構造物のみかけのせん断剛性と地盤の剛性が同程度であったと考えられる。

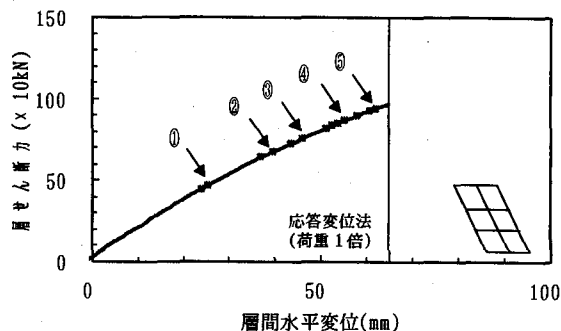


図-17 荷重～変位関係(三宮駅)

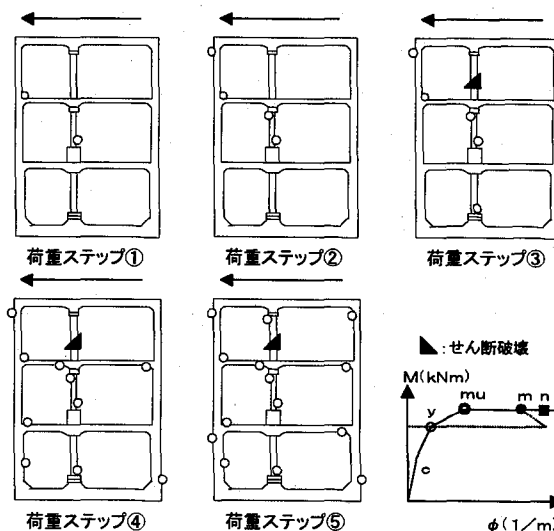


図-18 損傷過程(三宮駅)

3.3 上沢駅の被害の分析

(1) 検討の概要

上沢駅は、鋼管柱(B3F)およびRC中柱(B1F, B2F)を有し、RC中柱、床版および側壁隅角部に被害を受けている。

B3Fの中柱は鋼管柱であり、鋼管柱は支圧板を介して床版(縦桁)と簡易なアンカー筋で接合されている。このような構造が地震時に水平力を受けた場合、軸力の小さい場合は支圧板の浮上り、軸力の大きい場合は支圧板および鋼管の曲げ降伏および局部座屈に伴う非線形性を示すと考えられる。しかし、これらの特性に関する研究は少なく¹⁰⁾、その現象は明らかにされていない。そのため、実務設計での鋼管柱の結合条件は、各規準により剛結合またはヒンジと仮定されている。

ここでは、被害メカニズムの調査と同時に、解析結果と実被害の整合性の観点から鋼管柱のモデル化の方向性についても検討する。

(2) 解析条件

入力地震動は、上沢駅が大開駅の北に数百mに位置することから、大开駅と同じ神戸ポートアイランドでの観測波(GL-83m)の方向補正波を用いた。地盤条件をSHAKEによる解析結果とともに図-19に示す。構造物部分での地盤変位量は10.2cmである。

深度 (GL-m)	層厚 (m)	土質	γ (kN/m^3)	V_{30} (m/s)	C_0 (kN/m^2)
4.0	4.0	Ac	18	215	83205
7.4	3.4	As	20	170	57800
9.1	1.7	Dc	20	215	92450
11.4	2.3	Dc	20	215	92450
13.0	1.6	Dc	17	200	68000
16.3	3.4	Ds	20	250	125000
17.6	1.3	Es	20	250	125000
19.8	2.2	Dc	20	250	125000
22.0	2.2	Dc	21	250	131250
24.2	2.2	Ds	20	250	125000
30.3	6.1	Dg	20	400	320000
基盤	-	Dg	20	500	500000

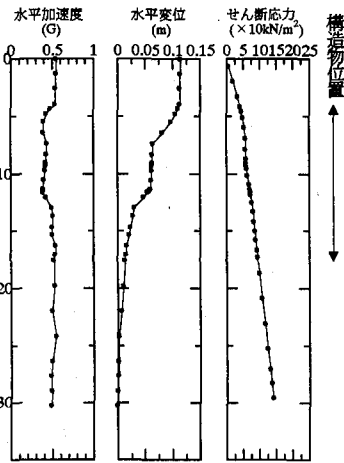


図-19 地盤条件および地盤応答解析による最大値分布

(3) 構造条件

RC部材の非線形性は、大開駅と同様にモーメント～曲率関係で終局耐力以上の耐力増加を0としたテトラリニアでモデル化を行った。鋼管柱のモデル化は、表-3に示す5ケースを考えた。CASE 3は鋼管の非線形性を、CASE 4は鋼管部分の浮上りを簡易的に考慮した場合である。鋼管柱の非線形特性は、CASE 3は全塑性モーメントを、CASE 4は、さらに引張り側の応力負担を無視して算出した全塑性モーメントを折れ点とし、CASE 5はCASE 3,4の平均としたバイリニアでモデル化した。CASE 5は文献(16)による鋼管柱の水平交番載荷試験結果を反映した設定法であり、実際の挙動に近いと考えられる。CASE 3～5の変形特性を表-4に示す。

表-3 解析ケース

CASE	鋼管柱の非線形特性	結合条件	備考
1	弾性	ピン	ヒンジ状態を仮定
2	弾性	剛結	鋼管柱を弾性体と仮定
3	非線形	剛結	鋼管柱の変形性能を考慮
4	非線形	剛結	鋼管柱の変形性能 (支圧版の浮上りを考慮)
5	非線形	剛結	鋼管柱の変形性能 (支圧版の浮上り, アンカー鉄筋を簡易的に考慮, CASE3,4の平均) 実状を想定

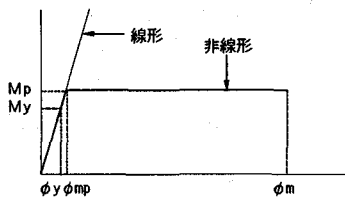


図-20 鋼管柱の非線形特性

表-4 鋼管柱の非線形特性 (1本あたり)

	M_y	M_p	ϕ_y	ϕ_{mp}	ϕ_m	ϕ_n
CASE 3 引張考慮	169.1	302.2	28.6	51.1	405.4	494.7
CASE 4 引張無視	151.2	174.0	25.6	29.4	671.74	8196.7
CASE 5 平均	160.1	238.1	27.1	40.3	3561.4	4345.7

*記号は表-1に同じ

(4) 鋼管柱のモデル化の検討

実被害のうち RC 中柱の損傷を説明するという観点から、鋼管柱のモデル化について検討する。図-15(2)より、B1F 中柱の被害が B2F 中柱より大きく、B1F 中柱がはじめに損傷したと思われる。

応答変位法の結果求まる上・下床版間相対変位と B1F 中柱および B2F 中柱のせん断力の関係を、図-21に示す。ここでは、中柱のせん断破壊が解析で表現できないため、B1F 中柱がせん断耐力に達した場合、B1F 中柱をピン結合と仮定して計算した値を示している。CASE 2,5で B2F 中柱の発生せん断力がステップ状になっているのは、B1F 中柱の損傷に伴う B2F 中柱の発生せん断力の変化を示す。これより、CASE 1の鋼管柱をピン結合とした場合は、B2F 中柱がはじめにせん断耐力に達し実被害に合わない。CASE 2の鋼管柱を剛結合とした場合は、B1F 中柱がはじめにせん断耐力に達するが、B2F 中柱がせん断耐力に達しないため実被害に合わない。CASE 5の鋼管柱に非線形性を考慮した場合は、B1F 中柱がはじめにせん断耐力に達し、つぎに B2F 中柱がせん断耐力に達し、実被害に整合する。したがって、鋼管柱の非線形性を考慮する方が、実被害を良く説明できることが分かる。

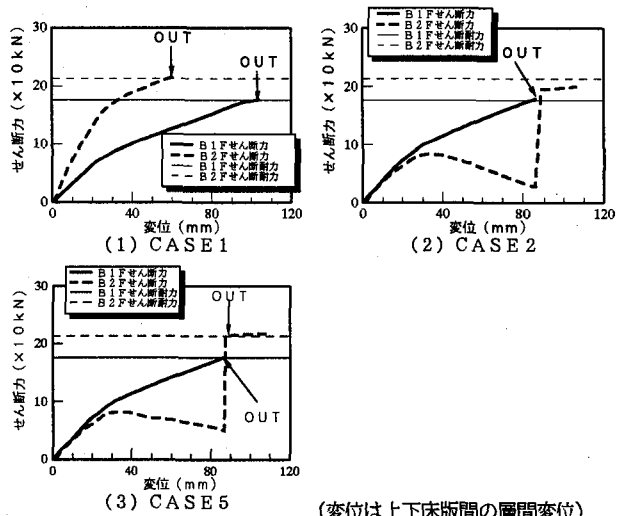


図-21 中柱発生せん断力の比較

(5) 解析結果

先の検討より被害をよく説明する CASE 5の応答変位法の解析結果を図-22に示し、各荷重ステップにおける損傷状況を図-23に示す。なお、想定荷重において解析途中で中柱のせん断破壊が現れるため、地震時荷重は1倍までとした。また、先の検討のように解析モデルを変更することはせずに、中柱の破壊後もそのまま荷重を載荷した。

各損傷状況は以下のようなものである。はじめに層間水平変位が約20mm(荷重ステップ①)でB1F右側壁上部に曲げ降伏が生じる。その後、中床版や側壁の主に隅角部で曲げ降伏が生じていき(荷重ステップ②～⑤)、約

90mm (荷重ステップ⑤) で中柱上部が降伏すると、同時にせん断耐力に至る。その後、90mm (荷重ステップ⑥) で B1F 右側壁下部が、B1,2F 間の中床版右径間の柱側で降伏がおきるが、この時点で曲げ終局や中柱以外のせん断耐力に至る部材はない。

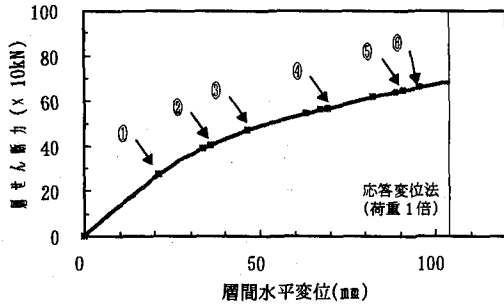


図-22 荷重～変位関係 (上沢駅)

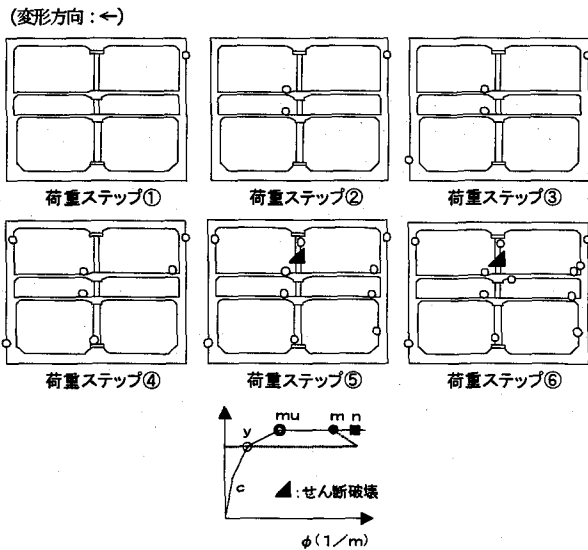


図-23 損傷過程 (上沢駅)

一方、応答変位法による応答値は図-22に示すように、層間変形量にして105mmであり、中柱のせん断破壊となる変形量よりも若干大きな応答変形量となった。中柱の破壊形態は曲げ降伏後のせん断破壊形式であったこと、また応答変形量とせん断破壊となる変形量は同程度であった。このことが、せん断破壊を生じたにも関わらず大開駅ほどの構造系が崩壊するような大被害に至らなかった理由と考えられるが、非常に危険な状態であったことは解析的にも確認できた。

そのほか、B3F 側壁中央部でも観測された被害と同様に曲げ降伏の生じる結果となった。

地盤の相対変形量 102mm に対して応答変形量は 104mm となり地盤と構造物はほぼ同程度の応答変形量となった。非線形化した場合の構造物の剛性と、地盤剛性がほぼ同程度あったと考えられる。

3.4 三宮駅および上沢駅の被害原因の考察

RC中柱の曲げせん断耐力比を、激しく崩壊した大開駅の値とともに表-5に示す。

これより、両駅の RC 中柱は共にせん断破壊先行型であることが分かる。このような破壊形態と地震時の地盤変形により、せん断破壊に至る変形を受けたことが、直接的な RC 中柱の被害の原因と考えられる。

なお、上沢駅では鋼管柱の非線形性を考慮した方が被害結果と整合することが分かったが、これらの変形性能には仮定が含まれている。また、該当地盤での地震力も測定されていないことなどから、大開駅との被害の直接的比較は困難であるが、三宮駅や上沢駅が崩壊に至らなかったものの上床版の沈下が確認されるなど、厳しい状態であったと推定できる。

表-5 中柱の曲げせん断耐力比

	大開駅	上沢駅	三宮駅
$V_y \cdot l_a / M_u$	0.9	0.9	0.8

V_y :せん断耐力, l_a :せん断スパン, M_u :曲げ耐力

4. L2地震動に対応した新しい耐震設計法¹⁰⁾

4.1 地震時に求められる耐震性能¹⁷⁾

ここで、上記の地震被害と分析に鑑み、望ましい開削トンネルの耐震設計について検討する¹⁸⁾。

構造物が地震時に求められる性能は、まずは人命を確保することであり、さらには地震後の使用性や復旧性と考える。そのような構造物の性能は、図-24や図-25のように、構成される部材の損傷や構造物の安定の組合せで表現するのがよいと考えられる。なお、ここでいう補修とは、損傷を受けた部材が地震前と同程度の耐力に回復するよう対策工事を実施することをいう。

構造物の性能を評価するためには、解析的に部材の損傷程度を評価する必要がある。しかし、一般の骨組解析では部材の損傷に関する情報、たとえば個々の鉄筋の応力状態、コンクリートのクラック幅、被りコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈や破断などの情報が直接得られる訳ではなく、得られるのは部材の断面力や変形といった情報である。そこで、部材の断面力や変形と実際の損傷を結びつける指標が必要となる。これらは、たとえば図-26に示すようなRC部材の詳細な交番載荷試験結果より定められた損傷レベルと変形性能等の研究成果^{19),20)}を取り入れることにより可能となる。しかし、これらは主に部材レベルの要素試験から設定されたものである。

4.2 耐震性能の地震被害による検証

ここでは、図-24～図-26に示す開削トンネルの耐震性能の妥当性を、実被害と復旧工事ならびに解析結果の部材の損傷程度との関係から検証する。

地震時の被害は、大きく分けて RC 中柱のせん断力に関する斜め方向クラックや曲げに関する水平クラックと側壁や床版の隅角部さらに一般軌道部 D4 断面のような側壁中央部の水平クラックに分けられた。

RC 中柱のせん断破壊は、大開駅の被害にみられるように脆性的であり、壊滅的な被害となった。せん断破壊は構造物の崩壊につながることから許容されない損傷形態である。当然、復旧工事としては構造物の再構築を要し、多大な時間を要した。三宮および上沢駅においても、中柱の再構築が実施されており¹⁹、復旧には多大な時間を要したと考えられる。したがって、耐震性能を確保する観点からは、地震時においてせん断破壊しない耐力を有するのはもちろん、十分な曲げ変形性能の確保する観点からも、破壊形態自体を曲げ破壊先行型とする必要があると考えられる。

側壁および床版の曲げクラックや、一般軌道部 D3, D4 断面の水平クラックでは、注入等による補修が実施されている。解析的には、曲げ降伏を超える程度であったことから、損傷レベルに関する図-24と図-26の関係にあっているといえる。このように、曲げ破壊型の部材で曲げ降伏を超え損傷レベル2程度であれば、被害は軽微な水平クラックにとどまり、クラックへの注入等の簡易な補修で復旧が可能となる。

D4 断面の側壁中央部では、最大 26mm という大きなクラックが生じていた。復旧工事では、側壁で補修が困難であることからH鋼をトンネル内部に巻きたてて補強された²⁰。解析的には、この部位は、m点を超えn点に近い変形が生じたと推察されている。側壁や床版では、m点を超え補修が必要となった場合、外側が土で接しているために補修が困難であり、結果として大規模な補修工事が必要となる。したがって、耐震性能IIにおいて、機能を短期間で回復するには、側壁や上下床版は、損傷レベル3までは許容してはならず、損傷レベル2に制限していることの妥当と考えられる。

提案されている損傷と復旧性と実被害の状況が合致したと言え、損傷レベル設定は妥当と考えられる。

4.3 耐震性能の照査方法

耐震設計においては、図-25に示す耐震性能の設定を実施し、その性能を満たすことを確認することが重要である。さらに、従来のように地震時荷重に対して最終荷重時の安全性を確認するだけでなく、図-5のように構造物の荷重変位関係に各部材の損傷をプロットし、各荷重状態や地震時荷重以上の状態についても調査し、構造物の耐震性能の限界変形量を調査するのがよい。応答変位法による荷重～変位曲線の作成は文献22)により実施できる。このように、地下構造物もプッシュオーバーアナリシスを実施することにより部材の破壊形態も詳細に把握することができ望ましい。

このように構造物の保有する変形性能を確認する概念は、中村によっても相互作用力を直接載荷する解析モデルと同時に提案されている²¹。一般的な応答変位法によっても、このように限界となる耐震性能を確認することは、まさしく性能設計といえる。

また、L2地震動に強非線形での地盤や構造の挙動の把握には、いまだ多くの課題が残されていると考え

られ、構造物の応答値はばらつき可能性がある。その点で余裕度が確認できることは有用である。さらに、各荷重状態に対応した損傷状態が調べられているのは、地震後の被害状況の確認や復旧方針を立てるうえでも貴重な情報となると考えられる。

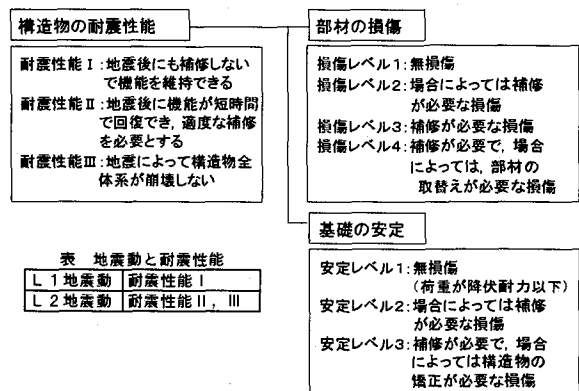


図-24 耐震性能と損傷レベル

構造物	耐震性能			
	I	II	III	
部材の損傷レベル	床版(土に接する)	1	2	3
	床版(列車荷重を支持)	1	2	3
	床版(上記以外)	1	3	4
	側壁	1	2	3
	中柱(RC)	1	3	3
安定レベル	1	2	3	

図-25 地下構造物の耐震性能

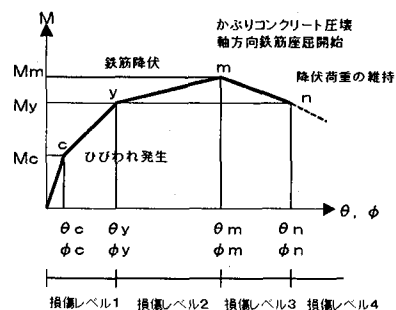


図-26 部材の損傷レベル

5. 結論

多種多様な被害形態を設計実務上、簡便で有用と考えられる応答変位法により調査した。その結果、以下のことが明らかになった。

- 大開駅の被害はRC中柱の破壊形態がせん断破壊先行型であり、中柱の変形能力以上に構造物が変形したことが原因と考えられた。
- 1ボックスの分岐部は、側壁が曲げ破壊先行型であり大開駅に比較して変形性能が優れていたことが軽微な損傷にとどまった理由と考えられた。
- D3断面は大開駅駅部と同じくRC中柱を有してい

たが、中柱が曲げ破壊先行型であったこと、側壁中央部は終局に近い状態であったが破壊には達していなかったことから軽微な被害であった。

- D 4断面はD 3断面と構造寸法、側壁中央部の配筋は全く同じであったが、土破りが約1m程度深く、側壁中央部はD 3断面よりも厳しい状態にあったことが大きなクラック発生の原因と考えられる。中柱の損傷の小さかったことは、曲げ破壊先行型の柱であったことが理由と考えられる。
- 三宮駅および上沢駅は、RC中柱はせん断破壊先行型であり、地震時応答がそれを越えたことが被害の理由と考えられた。ただし、鋼管柱の変形性能の評価は今後の課題と思われた。
- 以上の多様な被害は応答変位法によっても説明可能であることが分かった。
- これらの被害および復旧工事の考察により、基準作成時に提案されている構造物の損傷と損傷レベルおよび復旧性を指標とした耐震性能の設定の妥当性を検証した。
- L 2地震動に対する設計法として、地下構造物についてもプッシュオーバーアナリシスを実施、すなわち応答変位法でも荷重～変位関係を調査することにより、設定した耐震性能を有することを確認するとともに構造物としての耐震性能の限界を調査することが望ましいことを指摘した。

謝辞

貴重な構造物のデータをご協力頂きました神戸高速鉄道(株)および神戸市交通局に感謝致します。

参考文献

- 1) 矢的照夫, 梅原俊夫, 青木一二三, 中村晋, 江崎順一: 兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析, 土木学会論文集, No.537, pp.303-320, 1996.
- 2) 佐俣千載: 兵庫県南部地震での地下鉄構造物の被害と復旧, 土木学会論文集, No534, pp.1-17, 1996.3
- 3) 土木学会関西支部: 大震災に学ぶ 阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書, 1997.
- 4) 土木学会: 土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」, 1996.
- 5) 中村 晋, 江崎順一, 末富岩雄: 被害程度の差に着目した地下鉄の被害要因分析, 第2回阪神淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.171-178, 1997.
- 6) 松田隆・大内一, 佐俣千載: 中柱を有する埋設函体構造物の地震時損傷メカニズムに関する解析的研究, 土木学会論文集 No.563/I-39, pp.125-136, 1997.4
- 7) 立石 章: 応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究, 土木学会論文集, No.441/I-18, p.157-166, 1992.1
- 8) 大田 擴・西田允俊・北嶋武彦・佐藤忠信: 応答変位法を用いた地下構造物の耐震検討について, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp437~444, 1997
- 9) 開削トンネルの各種耐震解析手法による比較解析: 西山誠治, 室谷耕輔, 西村昭彦, 構造工学論文集, Vol.46A, pp1765-1776, 2000.
- 10) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.11.
- 11) 中村 晋: 神戸高速鉄道・大開駅周辺地盤の基盤地震動の推定, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp1901-1906, 1998.
- 12) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 1992.10.
- 13) 岩崎敏男・常田賢一・古田精一・沖積粘性土の動的変形特性, 土木研究所資料 第1504号, 1979
- 14) 岩崎敏男・龍岡文夫・高木義和: 広範囲な歪領域での砂の動的せん断変形特性, 土木研究所資料 第1080号, 1976
- 15) 佐俣千載: 兵庫県南部地震での地下鉄構造物の被害と復旧, 土木学会論文集 No.534/VI-30, pp1-17, 1996.
- 16) 森崎 充, 栄藤 修, 渡辺忠朋: 地下鉄構造用合成鋼管柱の水平交番載荷試験, 土木学会第52回年次学術講演会 I-A130, pp260-261, 1997.9
- 17) 西村昭彦: 耐震設計標準の概要—新しい耐震設計の考え方, 鉄道総研報告Vol.13, No.2, pp.1-6, 1999
- 18) 西山誠治, 室谷耕輔, 羽矢 洋, 棚村史郎, 西村昭彦: 開削トンネルの耐震性能と耐震設計, 鉄道総研報告 Vol.13, No.3, pp49-56, 1999.3.
- 19) 田中寿志, 瀧口将志, 佐藤 勉: RC部材の損傷レベルの評価, 鉄道総研報告Vol.13, No.4, pp.5-8, 1999.4.
- 20) 瀧口将志, 渡邊忠朋, 佐藤 勉: RC部材の変形性能の評価, 鉄道総研報告 Vol.13, No.4, pp.9-14, 1999.4.
- 21) 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)
- 22) 西山 誠治, 川満 逸雄, 室谷 耕輔, 西村 昭彦: 開削トンネルの応答変位法による荷重変位曲線の算定に関する一考察, 第55回年次学術講演会講演概要集, I-B487, 2000.9.
- 23) 中村 晋: 層間変形に基づく地中構造物の横断方向の耐震設計法に関する提案, 土木学会論文集, No.605/I-45, pp217-230, 1998.10

(2000年9月14日 受付)