

地震被害程度の差異に着目した地下鉄の被害要因分析

中村 晋

正会員 工博 日本大学助教授 工学部土木工学科(〒963-8642 郡山市田村町徳定字中河原1)

本論では、まず1995年兵庫県南部地震により地下鉄の中柱が被災した路線区域の特徴を示した。次に、その被害路線区域の中で被害の程度が異なり、被害要因の検討に必要な情報が比較的揃っている神戸高速鉄道の大開駅と高速長田駅に着目し、両駅の被害機構の差異を2次元地震応答解析と静的非線形構造解析を組み合わせた手法により分析した。ここで、入力地震動と中柱の変形特性については大開駅近傍の換気塔の被害、室内実験に基づき、先に著者らが実施した大開駅の被災機構解析に用いた条件の見直しを行った。その結果、1)入力地震動としてボート77の地中観測波(GL-83m)が適当であり、2)両駅の被害程度の差異は、駅部側面の地盤条件の差異に起因する上下床版間の地震時の変形の差異によることなどが明らかとなった。

Key Words : underground structure, damage analysis, center column, Hyogoken Nanbu Earthquake

1. はじめに

兵庫県南部地震による神戸高速鉄道の大開駅をはじめとする地下鉄の被害は、近代様式の地中構造物の地震被害として初めてといえるほど大きなものであった。それらの復旧作業は驚くべき早さで実施され、地震発生より1年後の1996年1月17日の大開駅の開業により終了した。さらに、地震後に各機関が実施した被害調査も終了し、報告書が出版^{1,2)}されている。このように地震後の緊急性の要求される作業が終了した現在、被害要因の解明は今後の耐震設計、補強を行う上で重要な課題であると考ええる。

被害要因の解明は、被害の著しかった神戸高速鉄道・大開駅^{3),4),5)}や神戸市営地下鉄・上沢駅^{6),7),8)}等の個別の構造物を対象とした試みが実施されている。しかし、それら被災した地下鉄構造物は損傷の程度が場所ごとに異なっており、その様な個別の取組では、面的な広がりや、地点毎に異なる被害状況を総合的に評価することは困難である。そのことから、ミクロ・マクロ両面で地中構造物の被害をとらえ、その要因を総合的に解き明かすことが必要であると考ええる。

前述の大開駅については、地震直後に著者らが被害要因の分析⁹⁾を実施している。その分析に用いた解析条件のうち地盤・構造条件は調査及び設計図書に基づく既知の条件であった。しかし、入力地震動については、対象位置での観測記録がないことから、観測地点固有の地盤条件を含まないと推定された神戸大学での観測記録を用いた。さらに、構造部材の復元力特性は、被災した大開駅の各部位より採取したコンクリート試験体の圧縮強度を用いて推定した。

この様に、分析を実施した時点で未知の解析条件である入力地震動及び構造部材の変形特性は、その時点で適切と考えられる条件を設定した。このうち入力地震動については、大開駅の再構築工事の過程で明らかになった付帯施設である換気塔の被害⁹⁾により、その評価に必要な情報が得られた。さらに、大開駅の崩壊と密接な関係のある中柱の変形性能を明らかにすることを目的とし、実大規模の模型を用いた実験¹⁰⁾が実施され、分析に用いた部材の変形特性の再評価が可能となった。これらより、既往の分析で用いた条件を見直し、大開駅の被害要因を再評価することは、他の地下鉄構造物の被害要因を分析する上でも重要であると考えられる。

本論では、まず地中構造物の被災の内、中柱の被害に着目し、被害が特定の路線区域に集中していることを明らかにする。その結果を踏まえ、被災地域の中で被害の程度が異なり、被害要因を検討するために必要な情報が比較的そろっている神戸高速鉄道・大開駅と同・高速長田駅に着目し、両駅の被害機構の差異とその要因について分析を行う。その分析に先立ち、大開駅の再構築過程で明らかとなった付帯施設である換気塔の被害に基づき入力地震動の評価を行う。入力地震動の評価は、構造物の応答等の地震観測記録が得られていないことから、大開駅に比較的近い幾つかの地点で得られた地震観測記録より、地震の発生機構に基づく推定地震動の周波数特性との比較、及び換気塔の被害状況とそれら観測記録を用いた換気塔の残留変形解析の結果との比較を通じて最適な地震動を選択するという手法により実施した。前者における地震動の推定には、佐藤らにより提案されている断層震源モデルに基づく手法¹¹⁾を用

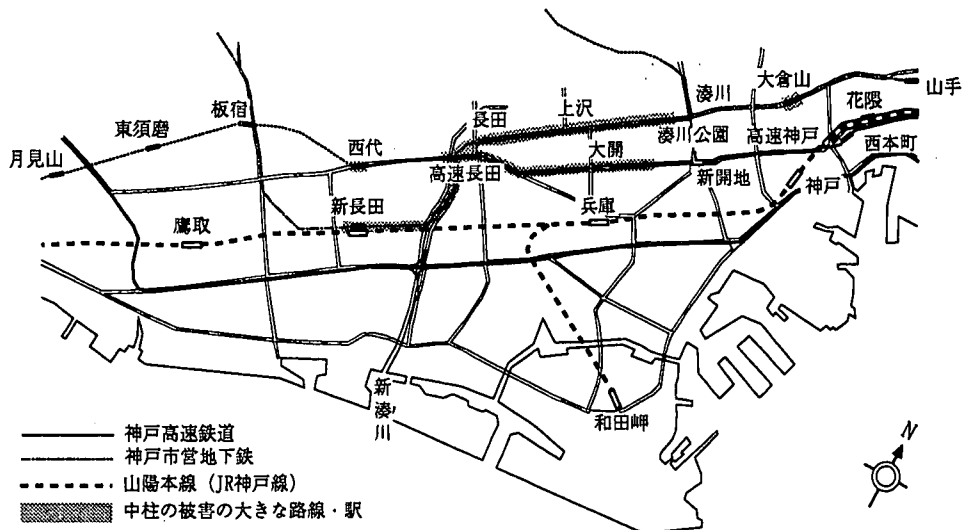


図-1 地下鉄中柱の被災地域(神戸市営地下鉄・三宮駅と新神戸駅間を除く)

表-1 神戸高速鉄道における中柱の被害状況

いた。後者の残留変形解析は地盤の変形解析、換気塔-地盤系の残留変形解析の2段階解析により行った。また、大開駅の中柱の変形性能の評価は、被災した中柱の実大規模の試験体を対象として実施した水平方向の交番載荷実験に基づいて行う。両駅の被害機構の分析は、再評価された入力地震動や中柱の変形性能等に基づき、著者が既到大開駅を対象として実施した解析手法を用いて行う。さらに、大開駅自体も高速長田駅側では中柱の破壊に伴い上床版が沈下しているが、新開地駅側では中柱は破壊しているにもかかわらず上床版の沈下が見られない。このような場所に応じた被害状況の差異を明らかにするため、大開駅周辺地盤の震動特性、さらに上床版の上載土荷重への耐荷機構といった観点での分析を行った。

		総本数	被災柱数	
			破壊・崩壊	軽微な損傷
駅部	大開駅	35	31(89)	4(11)
	高速長田駅	40	5(13)	11(28)
駅間 トンネル部	新開地駅から大開駅	335	54(16)	-
	大開駅から高速長田駅	375	175(47)	74(18)
	高速長田駅から西代駅	180	-	8(4)

2.地震被害の概要

地下鉄の被害は、中柱の破壊また損傷、側壁の亀裂等の様に地下鉄構造物を構成する各構造部位に発生している^{6,12)}。ここでは、それら損傷部位のうち、構造物の崩壊につながると考えられる中柱に着目する。中柱が被災した地下鉄の路線区域は、神戸市営地下鉄・三宮駅から新神戸駅間を除くと図-1に示す様に、神戸高速鉄道関連路線では西代駅から大開駅の東部、神戸市営地下鉄では新長田駅から湊川駅の間、及び大倉山駅と限定されていることが分る。また、図より除いている神戸市営地下鉄・三宮駅から新神戸駅間も1つの区域であることから、中柱が被災した区域は大きく2つに分けられることが分る。

次に、図-1に示した2つの被災路線のうち神戸高速鉄道に着目し、高速長田駅から新開地駅までの駅部及び駅間トンネル部における中柱の被害状況を表-1に示す。被害率についてみると、大開駅、大開駅

から高速長田駅間の駅間トンネル部、大開駅から新開地駅間の駅間トンネル部、高速長田駅の順になっている。特に、大開駅とその東側の駅間トンネル部には、被害が集中していることが分る。

この様に地下鉄の被害が区域によって異なる要因を解明するには、被害程度の異なる構造物の地震時挙動を比較することが必要となる。一方、地下鉄の様な地中構造物の地震時挙動は、主に構造物周辺地盤の震動特性や地盤-構造物間の動的相互作用によって支配されるという特徴を有している。構造物の諸特性も重要な要因ではあるが、ここでは対象要因が明確であるという意味で、被害程度が異なり、類似な構造特性を有する神戸高速鉄道・大開駅と高速長田駅を比較の対象とする。両駅を対象とすることは、駅間距離が1km程度と近いことから、被害要因分析に用いる入力地震動を共通と見なせるという意味でも有意である。構造物の諸特性の影響についても別途検討が必要であるが、対象とする2つの駅の被害要因を比較することにより、被災区域が偏っている主要な要因は解明できるものと考えられる。

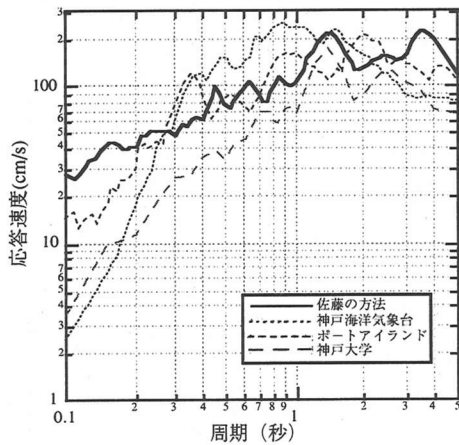


図-2 断層震源モデル及び既往観測記録の速度応答スペクトル(h=5%)の比較

3. 入力地震動の推定

大開駅近傍地盤の地震応答や大開駅等の建造物の被害機構の評価を適切に行うために用いる入力地震動の推定を、兵庫県南部地震で観測された地震記録またはその修正波より、次の2つの項目を満足する記録を選択するという観点で行う。

- ・断層震源モデルに基づいて推定されたスペクトル特性との対応
- ・付帯施設である換気塔の実被害と残留変形解析との対応

(1) 検討に用いる地震記録

既に著者が実施した大開駅の被害解析では、S波速度(V_s)500m/sを有する地層を解析上の基盤面と設定した³⁾。ここでは、大開駅に比較的近いポ-トアイランド¹⁾、及び神戸海洋気象台で観測された記録に基づき基盤相当のS波速度を有する地層で推定される地震動の2つと、著者が実施した被害解析³⁾に用いた神戸大学波(最大加速度:328gal、関西地震観測連絡協議会観測)を基盤地震動としての選択の対象とした。ここで、ポ-トアイランド¹⁾の地中観測波(GL-83m、神戸市観測)は、鉛直アレー観測で得られた観測記録より同定された動的地盤定数を用い重複反射理論より推定した大阪層群上層($V_s=500$ m/s程度)における波(最大加速度:708gal、以後ポ-トアイランド波と呼ぶ)である。また、神戸海洋気象台の工学的基盤波は、林・川瀬らが地震基盤波を算出する際に用いた地盤モデル¹³⁾のうち浅い部分のモデルを用い、重複反射理論より算出した。

(2) 断層震源モデルに基づく推定

佐藤らは、断層面上に仮定した小地震の重ね合わせにより大地震の理論的な基盤におけるフリエスペクトル

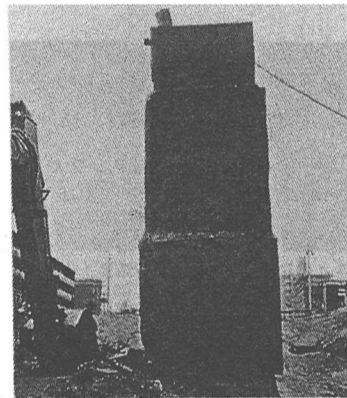


写真-1 換気塔被害の全景

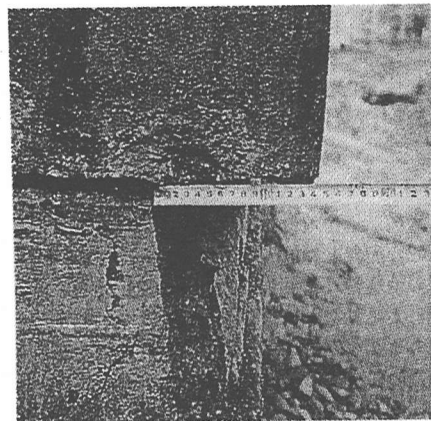


写真-2 換気塔上部の山側へのずれ

を求め、基盤上の地盤の増幅を評価することにより地表面における地震動のスペクトル特性を評価する手法を提案している¹¹⁾。さらに、その手法を兵庫県南部地震における地震動のスペクトル特性の推定に適用した結果、推定値と観測値は概ね一致することを示している。その断層破壊過程を考慮した手法を大開駅近傍の工学的基盤(大阪層群上部上面、 $V_s=500$ m/s相当)における地震動の推定に用いた。その際、兵庫県南部地震における断層破壊過程は、佐藤らと同様に菊地²⁰⁾、入倉ら^{21),22)}による震源モデルを用いた。

推定された速度応答スペクトルと、検討の対象とした3つの地震記録の速度応答スペクトルとの比較を図-2に示す。これより、佐藤らの手法により推定された工学的基盤における応答スペクトルは、ポ-トアイランド¹⁾波と周期1秒以上の平均的なスペクトル値、周期1秒以下のスペクトル値の低下傾向が比較的よく対応している。

(3) 大開駅付帯建造物の被害に基づく推定

a) 付帯建造物の被害状況

大開駅の復旧工事において、大開駅の付帯施設で

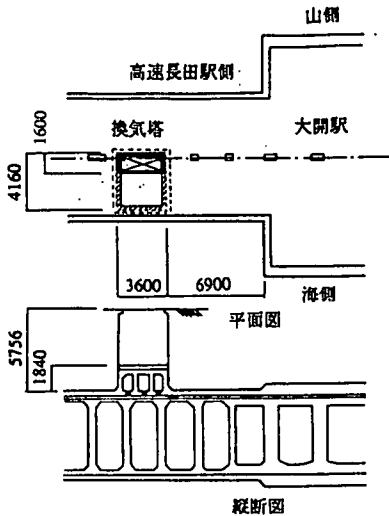


図-3 換気塔の位置及び形状

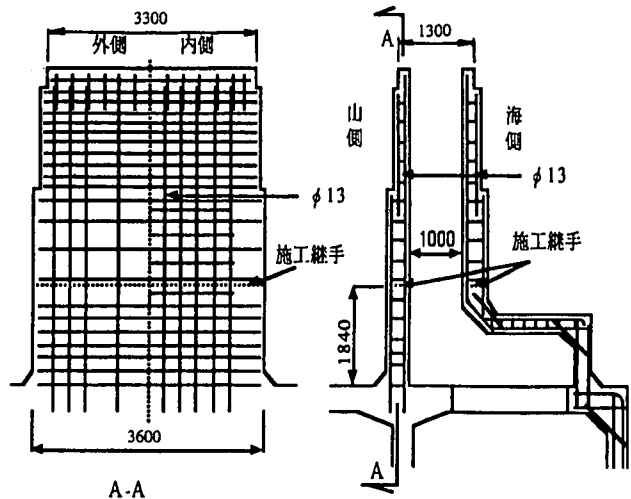
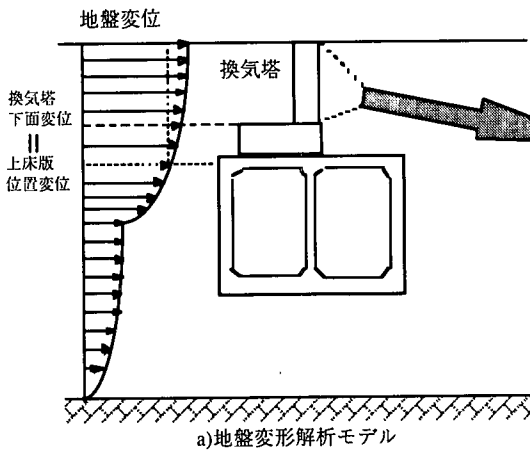
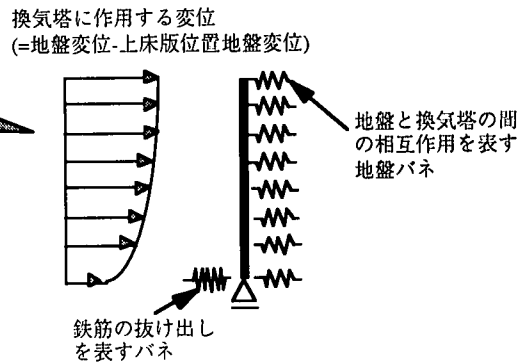


図-4 換気塔の配筋



a) 地盤変形解析モデル



b) 換気塔の残留水平変位解析モデル

図-5 換気塔の水平残留変位機構の解析モデルの概要

ある換気塔が写真-1, 2に示す様にトンネル上床版上面より1.86m, 地表より3.34mの施工継手位置で上部が山側へ約4.0cm移動している被害が発見された。その換気塔は、図-3に示す様に大開駅より高速長田駅側に6.9m離れた駅間トンネル部の中央に位置している。その構造は図-4に示す様に線路軸方向に3.3-3.6m, 直交方向に1.3-1.6mの長方形断面を有するRC構造となっている。この周辺地盤の土質は、埋め戻し材料のマサ土である。換気塔にずれが生じた位置の下部は、地震時においてトンネル上床版と同様の動きをしていると考えられることから、換気塔上部周辺地盤とトンネル上床版位置の間の地震時地盤変位の差異は少なくともずれ量である4.0cm以上発生していたものと推定される。

検討には、前節で理論地震動との比較に用いた3つの地震記録のうち、断層震源モデルによるスペクトルの推定値と対応しているポ-トアイランド波を修正し

た波、及び既往の検討で用いた神戸大学波の2つを用いた。

b) 被害に基づく基盤地震動の推定手法

換気塔上部の残留水平変形を求めるための解析は、図-5(b)に示した応答変位法に基づくモデルを用いて実施する。その解析は、図-5(a)に示した様に上部換気塔-地盤系に作用する水平方向の地盤変位を求めるための地盤の変形解析、換気塔-地盤系の残留変形解析の2段階解析により構成される。ここで、換気塔に作用する地盤変位は、次の2つの仮定に基づき水平成層と仮定した側方地盤の1次元地震応答解析より得られた地盤変位を基に、駅間トンネル部上床版位置の地盤変位に対する相対変位として求めた。

i) 残留水平変位の生じた位置より下の換気塔部は剛体として取り扱う。つまり残留水平変位の生じた位置の地盤変位は駅間トンネル部上床版位置の変形に等しい。

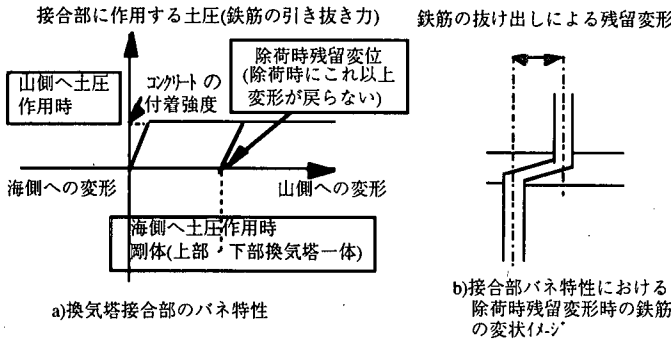


図-6 換気塔接合部のバネ特性

表-2 解析に用いた地盤構造・定数

No	層厚 (m)	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断波速度 (m/s)
1	1.0	14.7	100
2	3.0	15.7	140
3	3.5	17.6	170
4	6.0	17.6	190
5	3.5	16.7	240
6	22.0	19.6	330
7	-	20.6	500

ii)換気塔-地盤系モデルに作用する地盤変位に及ぼす駅間トンネル部-地盤系の動的相互作用の影響は考慮しない。

ここで、i)の仮定は換気塔下部が上部に比べ剛性が大きいことから支持されるものと考えられる。ii)の仮定についてみると、大開駅と新開地駅間の駅間トンネル部を対象とし、埋め戻し土の特性を考慮した既往の2次元地震応答解析の結果では、トンネル上面に対するその上の地盤の相対変位はトンネル側方地盤の相対変位より大きな値となることが報告されている²³⁾。対象としている駅間トンネル部の周辺地盤構造と前述の検討における地盤構造とは若干異なるものの、原地盤に比べて軟らかな埋め戻し土の影響により、トンネル上の地盤とその側方地盤における地盤の相対変位の関係は定性的に前述の結果と同様であろうと推測される。本来、換気塔-トンネル-地盤系の動的相互作用解析により直接、残留水平変位機構を求めることが望ましい。しかし、そのモデル化や解析に必要な労力また得られる結果の精度なども考慮すれば、側方地盤の地震応答解析により得られる地盤変位を残留変形解析に用いることは、作用地盤変位モデルの第1近似として支持されるものと考ええる。

換気塔下部の残留水平変位は、得られた相対変位の時刻歴を地盤-換気塔系モデルに静的に作用することにより算出する。ここで、換気塔-地盤系モデルにおける換気塔は水平残留変位の生じた位置より上部のみをモデル化し、その側方には換気塔と地盤系の相互作用を表す水平方向の地盤バネを設けた。さらに、換気塔上部と下部の接合については、両者間の水平方向のずれに関する抵抗をせん断バネでモデル化した。そのバネの特性は換気塔の残留変形の発生過程と関連することから、まず、現象に基づいて推定される換気塔上部の山側へのずれが発生する過程を以下に示す。

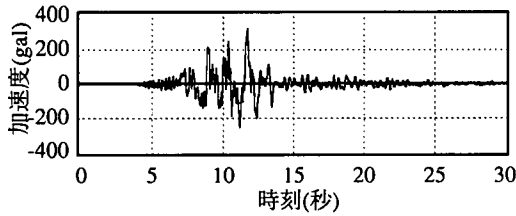
①接合部はコンクリートの打ち継目であり強度、特に引張り強度が他の部分より小さいことから、換気塔に作用する水平土圧に起因する曲げ引張りにより亀裂が発生し、その亀裂が換気塔側壁を貫通した。

②その様な境界面が換気塔上部と下部の打ち継目に形成された後、その上部と下部間の海側の側壁主筋の定着長さ(15φ~30φ程度)が山側に比べ著しく劣っていることから、海側から山側へ地盤の震動に伴う土圧が作用した際、その境界部での曲げ変形に伴う鉄筋の抜け出しが生じた。一方、その境界面のせん断力への抵抗は山側側壁の鉄筋自体のせん断抵抗と上・下部換気塔内の鉄筋の付着に伴う引張り抵抗とその境界面における摩擦抵抗のみとなるが、鉄筋自体のせん断抵抗(約520kN;せん断強度(195kN/mm²,φ13SR235)×20本×断面(φ13))に比べ付着に伴う引張り抵抗(約290kN;付着強度0.9N/mm²)×20本×周長(φ13)×定着長(30φと仮定)の方が小さいため、山側鉄筋に鉄筋の抜け出しが生じ、山側及び海側の鉄筋にkinking的変形が生じた。

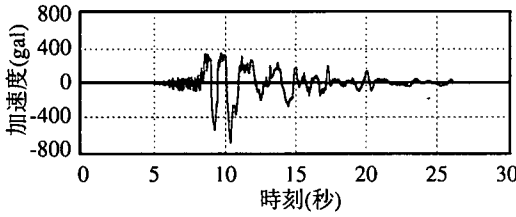
③その後、山側から海側への地盤震動に伴う土圧に対しては、既に換気塔上・下部の境界にて鉄筋がkinking的変形を生じているため、鉄筋が筋交いの様な役割を果たし、上・下部一体の変形が生じる。

④②と③の繰り返しにより山側への変形が累積した。

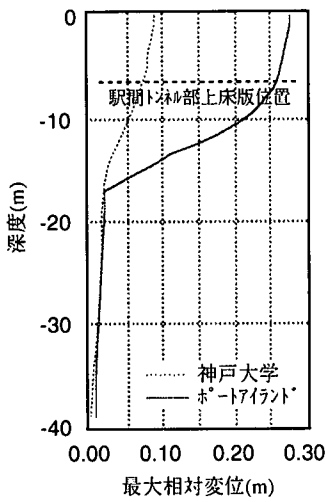
この様な過程により、換気塔上部が山側へ移動言い換えれば換気塔上部と下部のコンクリートの打ち継目位置で残留水平変位が生じたものと考えられる。ここではその様な残留水平変位の発生機構の解明という観点ではなく、現象に基づくモデル化を用いた評価結果と現象との比較を行うという観点で、換気塔上部と下部の接合部を表すバネ特性のモデル化を行った。その特性は、図-6に示すように、海側に土圧が作用した場合は上・下一体つまり剛体、山側に土圧が作用した場合は、山側側壁における鉄筋の抜け出しの特性を有するせん断バネとしてモデル化する。ここで、山側へ鉄筋の抜け出しを表すせん断バネの特性とは、鉄筋に作用する引張力がコンクリートの付着強度以下の場合には鉄筋自体の軸方向変形特性、それがコンクリートの付着強度を超えた場合、その強度を抵抗力として山側へ滑る特性としてモデル化した。換気塔の残留変形は以上の様な2段階の解析により評価を行う。



a)神戸大学波



b)ホ・トライアント波



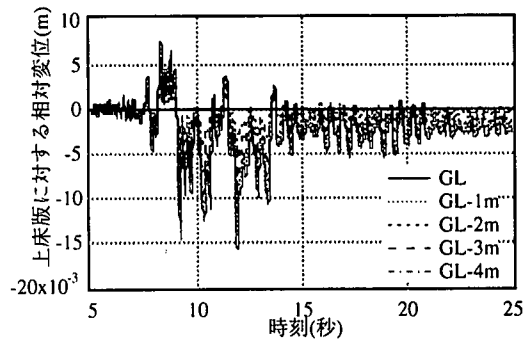
c)最大相対変位分布

図-7 入力地震動及び地盤の震動解析結果

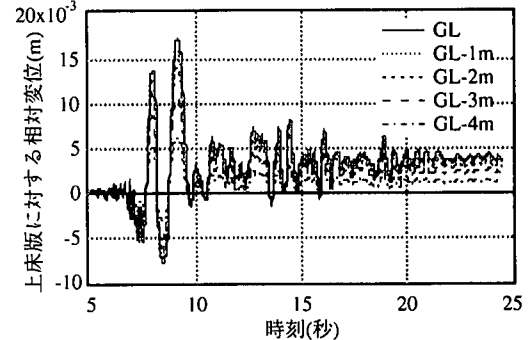
c)地盤の地震応答解析

地盤の地震応答解析は1次元地震応答解析コード「yusa-yusa2」¹⁴⁾を用いて実施した。その際、換気塔側方の地盤構造は、5章の図-19に示した大開駅縦断方向の地層構造における高速長田駅側の地層構造よりモデル化し、せん断波速度(V_s)は大開駅近傍で実施されたPS検層結果より得られた地層と V_s の対応関係に基づき推定した。ここで、解析上の基盤は、著者らが実施した大開駅の被害要因分析³⁾に用いたGL-39mに存在すると仮定したせん断波速度500m/sの層とした。これらは表-2に示す通りである。また、地盤材料の非線形性はHardin-Drenvichモデルを用いた。そのモデルのパラメータのうちせん断強度は、N値分布より評価した。

2つの基盤地震動の加速度時刻歴及びそれらに対する最大相対変位分布を図-7に、駅間トンネル上床版位置に対する換気塔上部各位置の相対変位時刻歴を



a)神戸大学波



b)ホ・トライアント波

図-8 駅間トンネル上床版に対する換気塔上部の相対変位時刻歴

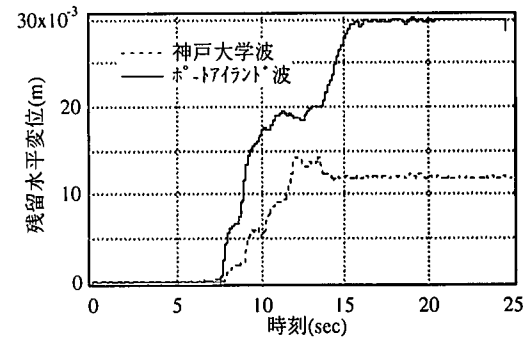


図-9 換気塔下端部残留水平変位時刻歴

図-8に示す。ここで、相対変位のプラス側が山側への変形を表す。これより、地盤、特にGL-13.5m以浅(せん断波速度が240m/sを有する層)の地盤における応答変位はホ・トライアント波に対する応答が神戸大学波の3倍程度の値となっている。一方、駅間トンネル上床版に対するそれ以浅の地盤の相対変位という観点では神戸大学の卓越変形方向が海側であり、しかも1/3的な変位成分が認められる。神戸大学の最大相対変位は1/3的な変位成分を除くと1.2cm程度、ホ・トライアント波に対しては1.6cm程度と地盤変位自体の差異ほど大きくないことが分かる。しかし、ホ・トライアント波に対する相対変位は、神戸大学波に比べ、山側に偏る傾向が大きいことが分かる。

d)残留変形解析による基盤地震動の推定

まず、図-5に示した換気塔-地盤系モデルのモデ

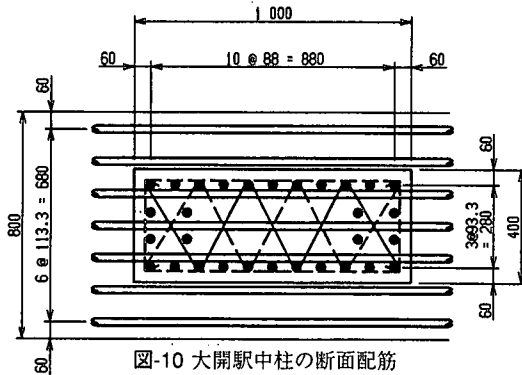


図-10 大開駅中柱の断面配筋

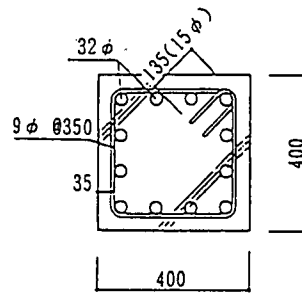


図-11 試験体の断面配筋

表-3 試験体及び実柱の断面諸元

諸元	試験体	実柱	
柱寸法(mm)	400×400	1000×400	
柱高さ(m)	1.9(実柱の半分)		
軸応力度(kN/mm ²)	9.8		
コンクリート強度(kN/mm ²)	30.1(早強セメント)	39.7	
(最大強度時ひずみ%)	(0.25)	(0.20)	
主筋	材質,本数	SR23512-φ32	SR23530-φ32
	降伏強度(kN/mm ²)	(287.1)	(305.8)
	鉄筋比(%)	6.03	6.0
帯筋	材質,本数	SR235,9@350	SR235,9@350
	降伏強度(kN/mm ²)	(340.1)	(305.8)
	鉄筋比(%)	0.09	
	かぶり(mm)	35	
曲げせん断耐力比	0.94		0.99
	(25.9/24.4)		(71.9/70.9)

*曲げせん断耐力比における括弧内は終局曲げモーメントより得られた荷重/せん断耐力を表す。

ル化について示す。地盤と換気塔間の動的相互作用を表す水平方向地盤バネ定数(=50.2kN/m³)は、道路橋示方書-下部構造編(平成8年度版)の考え方にに基づき埋め戻し土であるマサ土のN値(=10)より算出した。また、図-6に示した換気塔上部と下部の間の残留変形機構を表すバネ特性のうち、山側への変形時の弾性バネ特性は山側側壁の鉄筋(φ13×20)の軸剛性より算出した。

図-8に示した換気塔下部つまり駅間トンネル部上床版に対する換気塔部頂部より1m毎の深度における相対地盤変位を換気塔に作用させ、換気塔下端部における残留水平変位を算出した。その際、神戸大学波に対する相対地盤変位はポ-トアイランド波と異なり海側に卓越している。この差異は、想定される断層面の北側に位置する神戸大学と南側に位置するポ-トアイランドにおいて、地震動の水平面の粒子軌跡の運動方向が逆転していること¹⁵⁾に起因しているものと推定される。このことから、ここでは神戸大学波に対する相対変位を大開駅と同様に断層面の南側に位置するポ-トアイランドの水平面内の地震動の粒子軌跡と同様になるように山側に卓越するものと見なした。解析より得られた残留水平変位の時刻歴を図-9に示す。この結果、ポ-トアイランド波に対する残留水平変位は約3.0cm、神戸大学波に対しては約1.4cmであり、地震時に生じた残留変位4.0cmに比べいずれも小さい。しかし、ポ-トアイランド波に対する解析結果は地震時の残留変位の75%であり、神戸大学波の値(38%)に比べ概ね対応しているといえる。

(4)入力地震動の推定

これまでの検討は大開駅とその周辺地盤系の地震応答を評価するための基盤への入力地震動の波形を同定するという観点ではなく、兵庫県南部地震による観測波等より地盤-構造物系の地震応答を適切に評価可能な記録を選択するという観点で実施した。

その結果、検討に用いた記録のうちポ-トアイランド波は、断層震源モデルに基づいて推定されたスペクトル特性との対応、付帯施設である換気塔の残留変形解析と実被害との対応の2項を満足する。このことから、入力地震動として適当であると推定される。

4.実験に基づく中柱の変形性能の推定

被災を受けた中柱の耐震性能を把握するために実施した実大規模の試験体を用いた水平交番載荷実験に基づき、既往の大開駅の被災機構解析に用いた中柱の変形性能³⁾の再評価を行う。

(1)実験概要

大開駅の中柱は、かなり高い軸力(9.8kN/m²)が常時作用し、引張鉄筋比が2.4%と多く、帯鉄筋比が0.09%と少ないという構造特性を有している。その断面は長方形(40×100cm)であり、配筋は図-10に示すとおりである。

この中柱を対象とした実験には、加力性能の制約より図-11に示す正方形断面(40×40)の試験体を用いた。その試験体の断面配筋及び耐力を実柱と合わせて表-3に示す。この様に、主・帯鉄筋の材質、主鉄筋比及び帯鉄筋比は、実柱と同程度となるように設定した。しかし、コンクリート強度は、実柱の強度39.7kN/mm²より小さな値となっている。また、帯筋

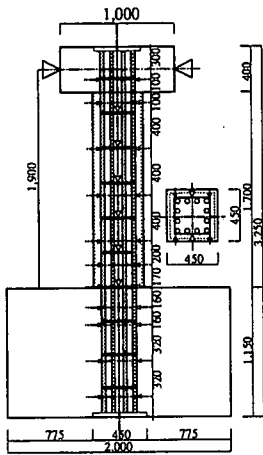


図-12 柱軸方向の配筋

には図-10中のW字状に配置された鉄筋(稲妻筋と呼ばれている)も考慮し、 $\phi 9$ を使用している。試験体の加力軸方向の柱軸方向断面形状を図-12に示す。床版のモデル部(以後、スタブと呼ぶ)の高さは、主筋径の35倍以上の1,150mmとし、定着を確実にするためにスタブ底部に設けた鉄板に溶接している。鉄道構造物等設計標準・同解説に基づき求めた曲げ耐力とせん断耐力の比は、試験体と実柱とも1.0以下であり、両者の破壊モードはほぼ同じであるものと考えられる。ここで、各耐力算出時の部材係数は1.0とした。

加力に用いる水平力と軸力は、それぞれ0.98MN7クチュエータ、ローラー支承を持つ2.94MN7クチュエータにより、ピン治具を介して試験体に作用させた¹⁶⁾。加力スケジュールは、まず7段階の変形角R(2.5,5,10,14.9,30.3,40,50 $\times 10^{-3}$ rad)で3回繰返す正負繰返し加力とし、それ以降は変形角R=100 $\times 10^{-3}$ rad.まで単調載荷することとした。計測は、試験体各部の変形、鉄筋のひずみについて行った。

(2)実験結果

柱頭荷重と柱頭水平変位関係(以後、荷重-変位関係と呼ぶ)を図-13に示す。図中の荷重と変位の関係は軸力によるP- δ 効果を補正している。

まず、実験過程における柱の損傷状況を示す。荷重127.4kN、変形角 2.5×10^{-3} rad時に曲げひび割れが発生し、変形の増大によりひび割れが脚部から頂部に向かって順次発生した。荷重198.0kN、変形角 7.5×10^{-3} rad時に脚部コンクリートに圧壊が生じ、荷重204.8kN、変形角 8.1×10^{-3} rad時にせん断ひび割れが脚部から50cmの位置に発生した。変形の増大とともに脚部の圧壊領域が広がり、変形角 14.9×10^{-3} rad時に最大荷重240.1kNとなり、それ以降被りコンクリートの剥落が顕著となり、変形角 30.0×10^{-3} rad時に主筋が圧縮降伏し、終局に至った。この過程で、主鉄筋は

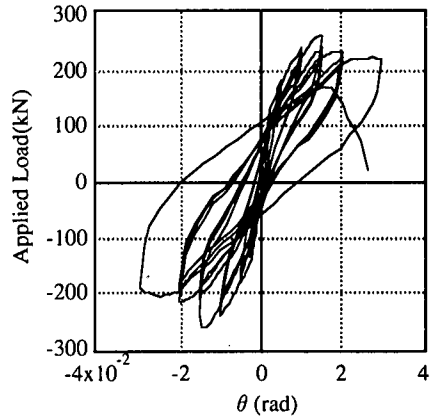


図-13 実験より得られた荷重と変位の関係

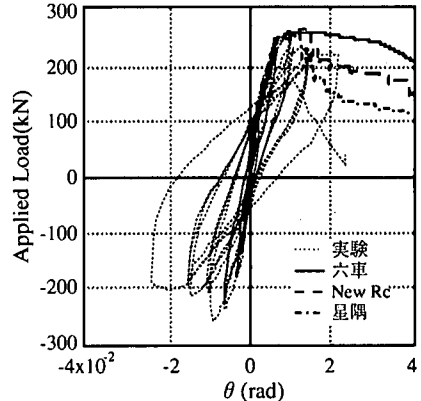


図-14 実験及びFEM-解析による荷重と変位関係の比較

最終変形時に降伏したものの、帯鉄筋は脚部から35cmの位置のひずみが最大1000 μ 程度と降伏には至っていない。

実験による最大荷重240.1kNは表-3に示したせん断耐力とほぼ同程度の値となっており、破壊の状況も踏まえると、破壊モードは曲げせん断破壊であるといえる。

(3)中柱の変形性能のモデル化

前項の実験結果に基づき実柱の変形性能を推定し、そのモデル化を行う。実柱の変形性能の推定は、実柱と試験体の曲げせん断耐力比が1.0以下であることから、その破壊モードが実験で用いた試験体と同じであると仮定し、実験結果を試験体と実柱のコンクリート強度の差異、さらにその最大強度時におけるコンクリートのひずみの差異について補正するという観点で実施する。推定された実柱の荷重と変位の関係に基づく曲げモーメント(M)と部材角(θ)の関係はtri-linearモデルを用いてモデル化する。ここで、部材角は中柱の2分の1高さ(1.9m)をモーメントの変曲点位置とし、その位置の水平変位と高さの比として算出した。

実柱と試験体のコンクリートの特性の差異の補正は、両者のコンクリートの応力-ひずみを考慮した柱断面の曲げ

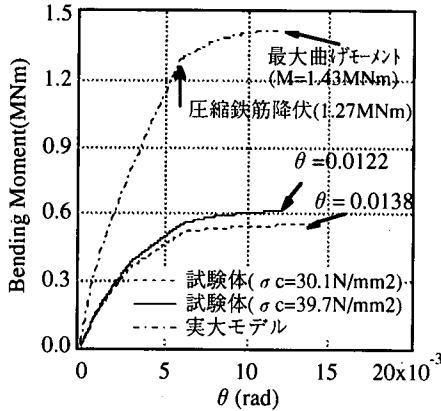


図-15 コンクリート強度、終局ひずみの差異を考慮したファイバー解析によるM- θ 関係及びファイバー解析による実柱のM- θ 関係

モーメントと曲率の関係を2次元ファイバー解析により求め、柱軸方向の曲率分布を仮定することにより得られた柱の変形性能の差異に基づいて行う。2次元ファイバー解析による曲げモーメントと曲率の関係を算出する流れは次のとおりである。まず、曲げと軸力を受ける部材断面を要素分割し、平面保持の仮定に基づき、与えた曲率より求めたひずみに対して発生する各要素の応力度をコンクリートと鉄筋の応力-ひずみ関係より求める。次に、得られた各要素の応力に要素面積を乗じて得られる発生軸方向力に中立軸より各要素中心までの距離を乗じて得られる要素毎の発生曲げモーメントを合計することにより発生曲げモーメントを求める。最後に、これらの過程を曲率を変化しながら繰り返し行い、曲率と曲げモーメントの関係を求める。この手法は曲げ変形を対象とした解析であることから、その適用性さらに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係モデルとして適切なモデルの選択について検討を行う必要がある。

まず、その検討は、2次元ファイバー解析に基づく手法より得られた荷重-変位関係と実験で得られた荷重-変位関係より抽出した柱自体の変形成分と荷重の関係との比較に基づいて実施した。ここで、柱自体の変形成分とは、実験により得られた荷重作用位置の水平変位より柱脚部における鉄筋の抜け出しに伴う柱の剛体回転により生じる水平変位を除いた水平変位である。鉄筋の抜け出しによる荷重作用位置の水平変位は、柱を剛体と仮定し、基礎スタブ内の鉄筋ひずみに基づいて推定した鉄筋の抜け出し量より求めた脚部の回転角に加力位置までの柱高さを乗じることにより得られた水平変位である。また、2次元ファイバー解析に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係には、六車式⁶⁾、星隈らによる提案式¹⁷⁾及びNewRCの提案式¹⁸⁾を用いた。鉄筋の応力-ひずみ関係には、鉄筋降伏までを弾性それ以上のひずみに対して応力

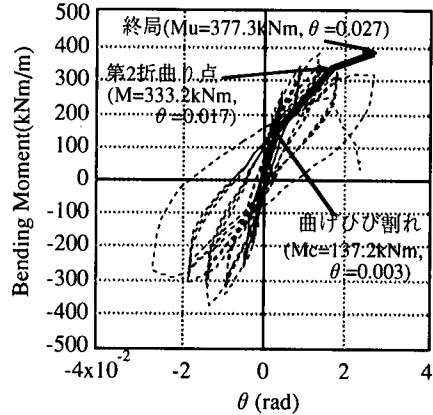


図-16 Tri-linearモデルによるM- θ 関係モデル

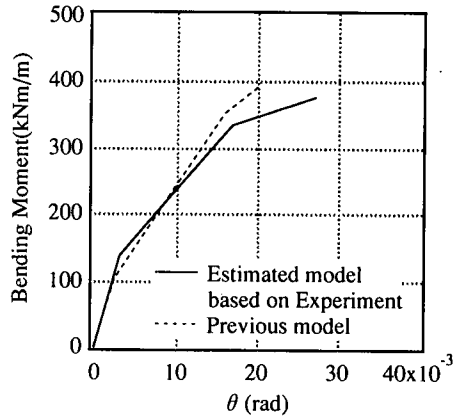


図-17 推定されたM- θ モデルと既往のモデルの比較

が一定となる完全弾塑性を仮定し、降伏応力度には材料試験で求めた値を用いた。加力位置から柱脚部までの曲率分布には三角形分布を仮定した。解析及び実験による荷重-変位関係の比較を図-14に示す。図より、最大荷重時まではコンクリートのモデルの違いによらず実験値と解析値に比較的良好な対応が認められる。それ以降は、NewRC式が実験値と比較的良好に一致している。しかし、ここではその変形性能のモデルとしてtri-linearモデルを用いることから、実験による終局部材角時の曲げモーメントがモデルの最大値として設定する必要がある。ここで、実験による終局時の部材角と解析による最大曲げモーメント時における部材角を比べると、六車式を用いた場合には他の2つコンクリートの応力-ひずみ関係に基づく解析値に比べ比較的近い値を与えることが分る。このことから、六車式をコンクリートのモデルとして用いることにする。

次に、この六車式を用いた2次元ファイバー解析により算出した実験及び実柱の最大曲げモーメント時までの解析により得られたM- θ の関係の比較を図-15に示す。ここで実柱とは、試験体のコンクリートの特性と鉄筋の特性を実柱の仕様とした場合の柱とした。また、2次元ファイバー解析では表-3に示したコンクリート強度の差

異、さらに最大強度時のひずみの差異として、実験が0.25%、実柱で0.2%であること、さらに鉄筋の降伏応力度の差異を考慮した。この結果、コンクリートの特性等の差異に起因し、最大曲げモーメント時の部材角(θ)は両者で異なっていることが分る。ここで、実柱の終局部材角に含まれる柱自体の変形成分の割合は、実験による終局部材角(0.03rad)に対する解析による柱自体の終局部材角の比率に等しいと仮定すると、実柱の終局部材角は0.027rad(=0.0122*0.03/0.0138)と推定される。

最後に、実柱断面における曲げモーメントと部材角の推定とそのモデル化を行う。まず、柱終局時の部材角は試験体の柱断面について推定された0.027radとする。その時の曲げモーメントは表-3に示した実柱の破壊時の水平抵抗に相当するせん断耐力に基づき、 $1320.1\text{kN}\cdot\text{m}(=694.8\text{kN}\times 1.9\text{m})$ とする。そして、実柱断面におけるM- θ 関係は実験により得られた荷重-変位関係に基づくM- θ 関係における部材角を試験体と実柱の終局部材角の比として調整し、曲げモーメントは最大曲げモーメントを先に示した実柱断面における終局曲げモーメント推定値として振幅調整したものに等しいとする。この仮定は、表-3に示した様に試験体と実柱の曲げせん断耐力比が0.94、0.99と同程度であり、いずれも1.0以下であることから、同様な破壊モードになるであろうとの推定結果より概ね支持されると考えられる。次章以下の解析において、中柱は単位奥行き当たりの部材としてモデル化されることから、中柱の中心間隔(3.5m)で曲げモーメント(M)を割ることにより推定された実柱の単位奥行き当たりのM- θ 関係を図-16に波線で示す。次に、ここで推定された実柱のM- θ 関係に基づき、そのモデル化を行う。ひび割れモーメント M_c は次式²⁵⁾により算出し、 $137.2\text{kN}\cdot\text{m/m}$ とした。ここで、 f_{ck} 、 σ_0 、 Z_e はそれぞれコンクリートの圧縮強度、作用軸応力度、有効断面係数を表す。その際の部材角は、実験によるひび割れ発生時における部材角は0.0025radであるが、実柱のコンクリート強度が試験体より大きいことを考慮して0.003radとした。

$$M_c = (1.8\sqrt{f_{ck}} + \sigma_0) \cdot Z_e \quad (1)$$

tri-linearモデルの第2折れ曲がり点は、一般に降伏モーメント時における値としてモデル化される。しかし、ここで対象とする軸応力度 $9.8\text{kN}/\text{mm}^2$ を受ける様な部材では、鉄筋の引張り降伏に先立ち圧縮降伏が先行するため、従来の定義に基づいてその値を評価できない。ここでは、図-15に合わせて示した2次元 π -解析により算出した実柱断面のM- θ 関係の折れ曲がり点近傍にある鉄筋の圧縮降伏点をM- θ 関係の幾何学的な意味での第2折れ曲がり点と定義する。その点の曲げモーメントの値は、2次元 π -解析における最大曲げモーメントと鉄筋圧縮降伏時の曲げモーメント

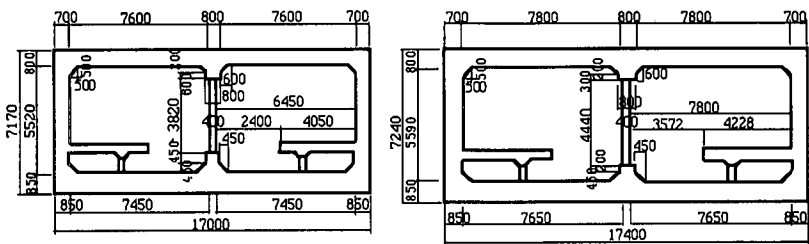
の比を先に求めた終局曲げモーメント M_u に乗じるにより算出し、 $333.2\text{kN}\cdot\text{m}$ とした。その点の部材角は、図-16に波線で示した実柱のM- θ 関係の推定結果における終局点と第1折れ曲がり点であるひび割れ曲げモーメントの間で概ね実験の平均的な特性を評価できる様な点として、終局変位 μ の1つ前の変位 μ 時のピーク変位時の部材角(0.017rad)と設定した。図-16にここでモデル化されたM- θ 関係を実線で示す。最後に、既往の被害解析で用いた中柱のM- θ 関係とここで推定したM- θ 関係モデルの比較を図-17に示す。これより、ここで推定された中柱の変形性能は、既往のモデル³⁾と比べ第1、第2折れ曲がり点の値は同程度の値となっているが、終局時の部材角が1.35倍大きくくなっていることが分かる。

5. 大開駅及び高速長田駅の被害機構解析

(1) 検討手法

解析の対象とする大開駅及び高速長田駅のうち、大開駅については応答変位法⁵⁾、有限要素法⁴⁾及び静的解析と動的解析を組み合わせた手法³⁾等に基づく幾つかの検討が実施されている。ここでは、著者が提案している地中構造物の耐震設計法との対応、さらに著者らが既に実施した大開駅に関する検討結果との比較という観点で、著者が大開駅の損傷過程の推定に用いた手法³⁾を用いる。その際、検討の対象とする破壊モードは、大開駅崩壊の直接的原因であると推定されている中柱の破壊を基本とする。

その解析は、地盤-構造物系の地震応答解析により推定した中柱位置における上・下床版間の最大応答層間変位(以後、地震時応答変形と呼ぶ)と構造物系の静的非線形解析に基づく中柱の破壊時における中柱位置の上下床版間の水平相対変位(以後、保有変形能と呼ぶ)との比較により行う手法である。ここで、保有変形能は、構造部材の非線形性を考慮した非線形骨組み構造モデルに地震時における構造物の応答を評価出来る作用荷重モデルを静的に作用することにより求める。ここで、構造物に作用する荷重の基本モデルは、地盤-構造物系の2次元地震応答解析により得られる中柱位置の上・下床版間の最大相対変位が最大となる時刻における構造物各位置の節点力(部材の応答せん断力及び応答軸力の分布より算出)分布である。その荷重の基本モデルである節点力分布を各節点で適当に等分割し逐次増加させた荷重が、非線形骨組み構造モデルへの各節点への作用荷重である。また、構造物の支持条件は、単純支持条件である。一方、地震時応答変形は地盤-構造物系の2次元地震応答解析により直接求める。その解析には等価線形化法に基づく動的解析を用い、地盤材料の非線形は剛性低下率また減衰定数のひずみ依存特性として与える。構造部材の非線形性は地



a)大開駅

b)高速長田駅

図-18 検討対象構造断面

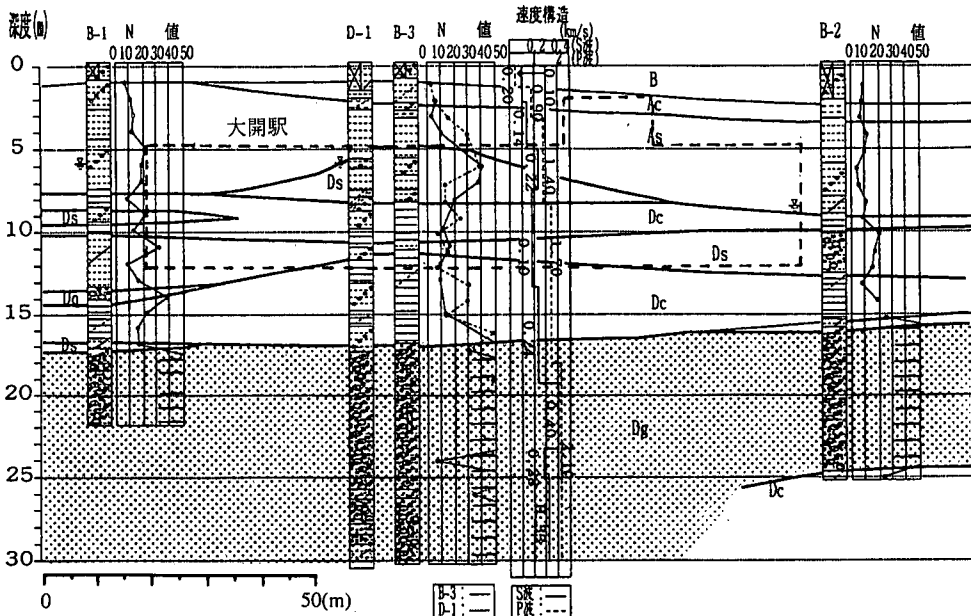


図-19 大開駅周辺地盤の構造

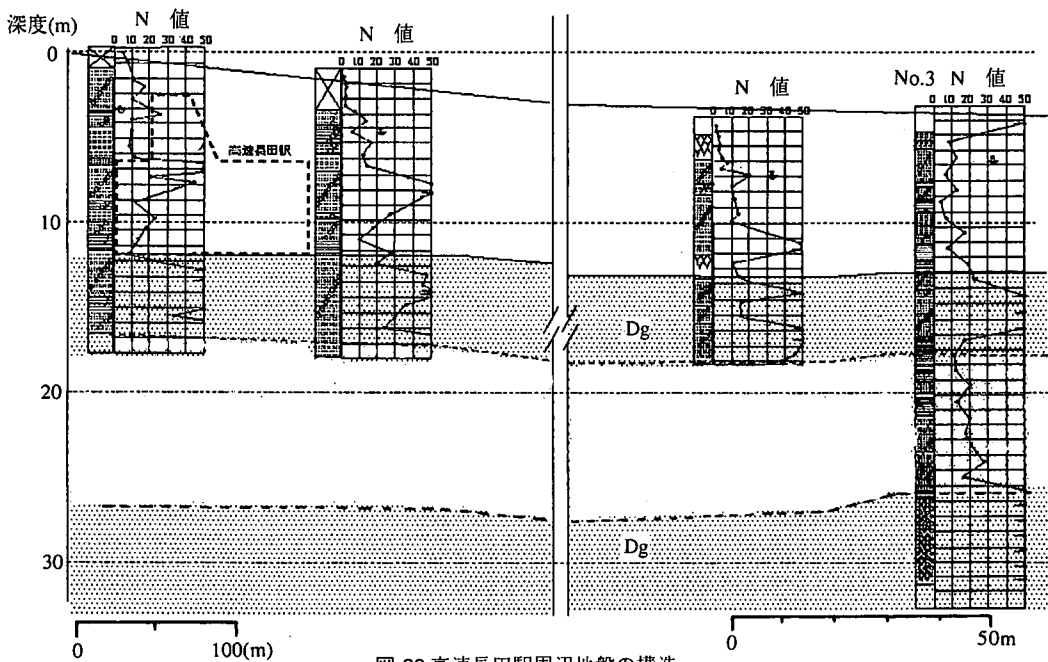


図-20 高速長田駅周辺地盤の構造

震時における構造部材の剛性低下を勘案し、側壁の剛性を1/2に低減した値を用いる。ここで用いる地盤-構造物系の地震応答解析法は、3章で換気塔の残留変形解析に用いた地盤の震動解析で用いた解析手法と異なっている。著者は大開駅を対象として、時間領域における非線形解析とここで用いる周波数領域での非線形解析との比較を実施し、中柱の最大相対変形は両手法ではほぼ同程度となるという結果²⁶⁾を得ている。本章は構造物の地震応答の評価が主目的であり、残留変形の評価が主目的の3章と異なっており、前述の様に既に実施した大開駅における被害要因の分析結果³⁾との比較という観点からも、ここで示した手法により検討を行うものとする。

検討に用いる入力地震動は、両駅周辺地盤に入力する地震動は同じであると仮定し、3章の結果に基づきポ-トランドの地中観測波(GL-83m)より推定された解析基盤(せん断波速度500m/s)の上面での水平2成分の地震動より求めた大開駅の横断方向成分及び上下動成分を用いた。

(2)両駅の構造及び地盤構造とそのモデル化

a)構造及び構造部材特性のモデル化

検討は、両駅における中柱が損傷また破壊した軌道階を対象として行う。図-18に両駅の軌道階横断方向の形状を示す。図に示すように両駅の軌道階はRC構造からなる1層のボックス形式を有しており、断面は幅及び高さが若干異なるもののほぼ同様な形状となっている。また、中柱の断面形状は両駅で等しいものの、柱の間隔が大開駅で3.5mであるのに対して高速長田駅では3.0m、柱高さ(上床版梁下から下床版ハンチ上面までの高さ)が大開駅で3.8m、高速長田駅で4.4mと異なっている。両駅の配筋は中柱を除きほぼ同じであるが、中柱は大開駅の主鉄筋比が6.0%($\phi 32 \times 30$)であるのに対して高速長田駅では5.2%($\phi 32 \times 26$)となっている。

構造部材のうち中柱及び上・下床版の変形性能は応答解析による発生曲げモーメントの変曲点位置の変化が少ない部位であることから部材端部の変形(部材角; θ)に部材の非線形性の影響を考慮するM- θ 関係によりモデル化した。側壁は変曲点位置の変化の大きい部位であることから部材各位での変形(曲率; ϕ)で非線形性の影響を考慮するM- ϕ 関係により変形性能をモデル化した。ここで、各部材の変形性能は単位奥行き当たりの特性として設定した。そのモデルには、ひび割れ、降伏曲げモーメントを折れ曲がり点とするTri-Linearモデルを用いた。まず、中柱の変形性能のうち大開駅については4章で示した構造実験に基づき推定されたM- θ 関係を用いた。高速長田駅については、中柱の主鉄筋比が大開駅より1割程度小さく、中柱の間隔の差異に起因し柱1本当たりに作用する駅軸方向の上載土荷重の分担幅が

異なることにより作用軸力も17%程度小さいことから、大開駅中柱の変形性能に比べ、終局変位等が若干大きくなると考えられる。しかし、高速長田駅の解析結果は、信頼性の評価が困難な比較的軸力の高い部材の変形性能の推定モデルを用いた解析に比べ、差異の小さな実験に基づく大開駅中柱の変形性能を用いた方が工学的に有意であると考えられる。さらに、解析結果の評価を行う際、前述の大開駅の中柱の変形性能との差異を考慮することにより被害機構の評価を有意なものに出来ると考えられる。これらのことから、大開駅中柱の変形性能を基本として用いた。ただし、中柱の中心間隔の差異を考慮し、単位奥行き当たりの降伏及び終局曲げモーメントの値を大開駅より17%[(両駅における値の差(大開駅実柱の値 $\times(1/3.0-1/3.5)$))/大開駅の値(大開駅実柱の値/3.5)]ほど大きな値とした。両駅の他部材の非線形特性は、同じモデルを用い、変形に応じた軸力の変動を考慮し、e関数法²⁴⁾によりモデル化したコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて算出したひび割れ、降伏及び終局曲げモーメントと各モーメント時の部材変形の関係に基づき設定した。ここで、変形性能評価に用いた軸力は、各部材の復元力増加率が低下する時点つまり、各部材がほぼ降伏に至る時点の軸力を事前解析により算出し、その値を用いた。

b)地盤構造とそのモデル化

神戸高速鉄道・大開駅と高速長田駅の周辺の地盤構造を図-19、20に示す。ここで、図-19中の弾性波速度構造は図中D-1地点におけるデータである。また、図-20中のN0.3地点の地盤構造は高速長田駅より約450m東方の西市民病院近傍におけるデータであり、図中の水平方向の縮尺は中央より左右で異なっている。プラットホームのある軌道階の土被り厚についてみると、大開駅は約4.8m、高速長田駅は約3.75~5.35mであり、平均的な土被り厚は高速長田駅が若干小さいもののほぼ同程度と見なすことができる。次に、駅下の地盤構造のうちS波速度280~400m/sを有するN値50以上の砂礫層(両図中ハッチ部)の深度についてみると、大開駅はGL-15~17m以深に存在すると推定される。高速長田駅では、駅下の砂礫層以深の地盤構造がNo.3地点と比較的近いことからGL-14m以深の地盤構造と同様であるとし、GL-13~17m及びGL-25m以深に砂礫層、その間にN値が10~20程度の粘土層が存在すると推定される。また、駅側面の地盤についてみると、大開駅ではN値20~40程度の砂礫層がレンズ状に介在しているものの、中柱の崩壊が著しい高速長田³⁾ではN値が10~20の砂、粘土および砂礫の互層となっている。一方、高速長田駅近傍についてみると、上層部にはN値が20~40程度の比較的硬質な砂礫層、下層部にはN値が10~20程度の粘土層と砂礫層がほぼ水平成層状に互層を成している。これより、中柱の被害が

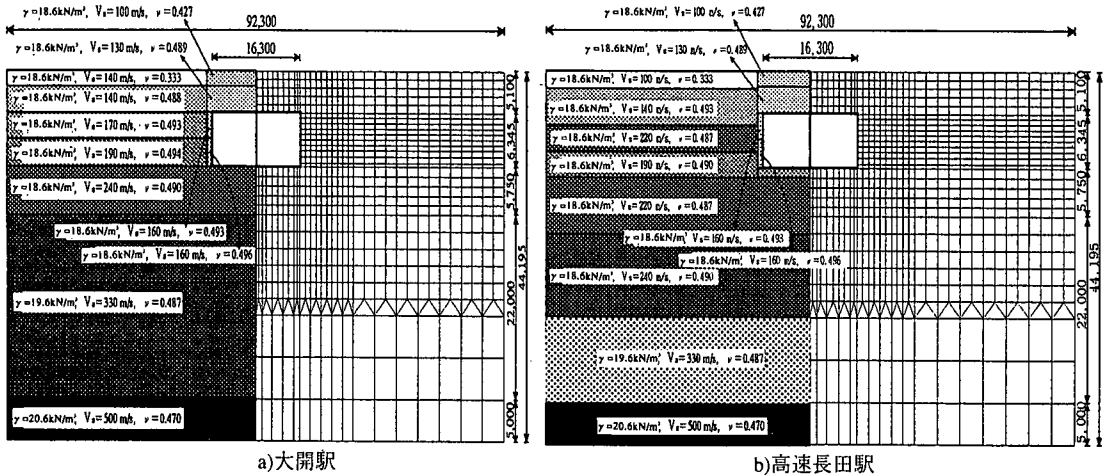


図-21 地盤～構造物系の解析モデル

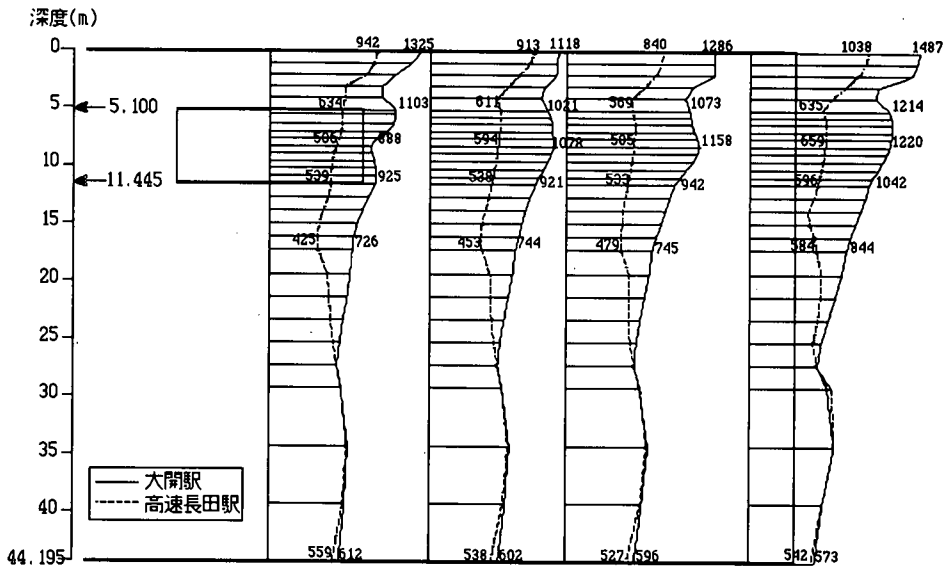


図-22 最大水平加速度(gal)の深度分布の比較

著しい位置における駅側面つまり構造物位置では、高速長田駅周辺地盤が大開駅に比べ硬質であろうと推定される。さらに、構造物直下の地盤についてみると、大开駅下には解析地盤モデルの作成に用いた弾性波速度の得られたD-1位置にてN値30程度の洪積粘土層が存在し、高速長田駅の中柱に被害が生じている大开駅側では砂層上部にN値が20程度の砂層が存在していることから、大开駅の方がより硬質であろうと推定される。

次に、ここで示した地盤構造に基づく大开駅及び高速長田駅の地盤～構造物系モデルを図-21に示す。大开駅における地盤～構造物系モデルは既に著者が示した様に、PS検層等の地盤調査に基づき設定されている。一方、高速長田駅周辺では表層の地盤構造やN値分布に関する情報はあるものの動的物性に関する情報が無いことから、地盤モデルのうち地

盤構造は、図-20に示した駅周辺地盤の構造に基づき設定し、地盤物性は大开駅周辺地盤の土質・N値との対比により推定した。また、解析上の基盤層は、両駅とも著者が大开駅の被害要因分析³⁾に用いたGL-39m以深に存在すると仮定したせん断波速度500m/sを有する層とした。これは、高速長田駅が大开駅と1km程度しか離れていないことや、高速長田駅近傍の神戸西市民病院と大开駅近傍で測定した常時微動の水平成分と鉛直成分のスペクトル比による地盤の卓越周期がほぼ同程度³⁾であることを踏まえた設定である。

(3)地震応答解析に基づく構造物の地震時応答変形の推定

まず、解析により得られた最大加速度及び最大水平相対変位の深度方向分布の比較を図-22、23に示

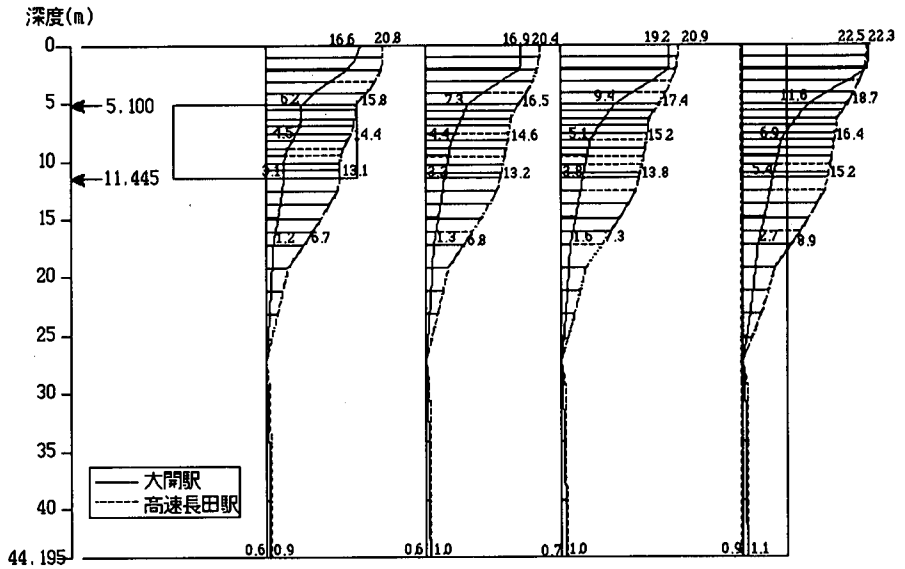


図-23 最大水平相対変位の深度分布の比較(cm)

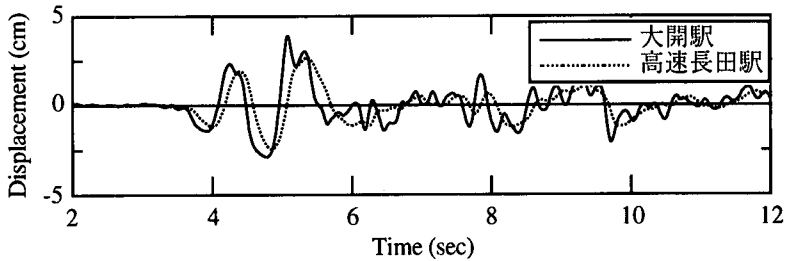


図-24 中柱位置における上下床版間の最大水平相対変位時刻歴の比較

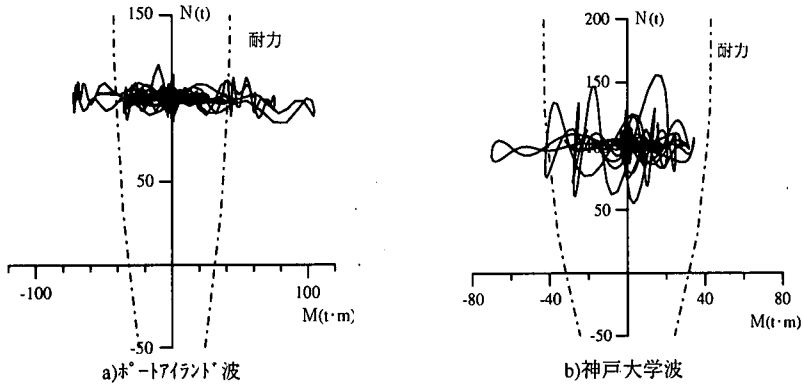


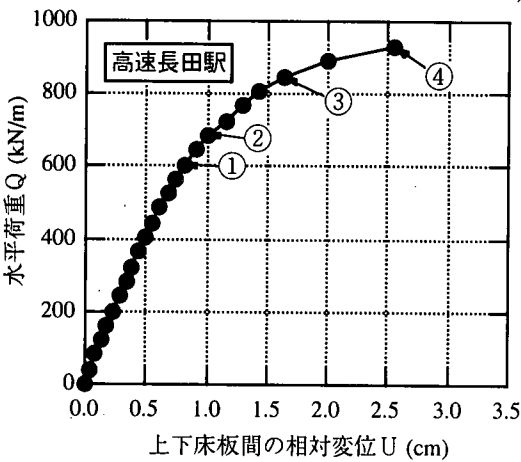
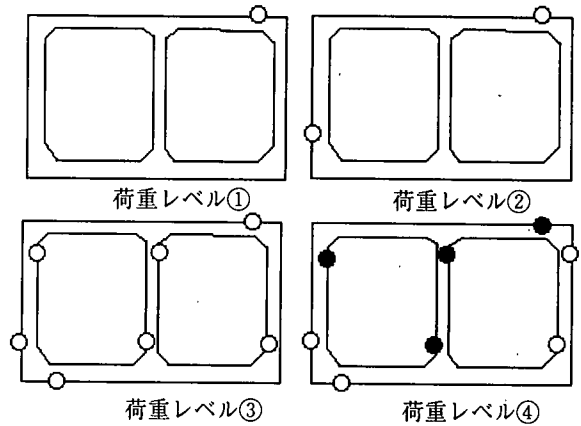
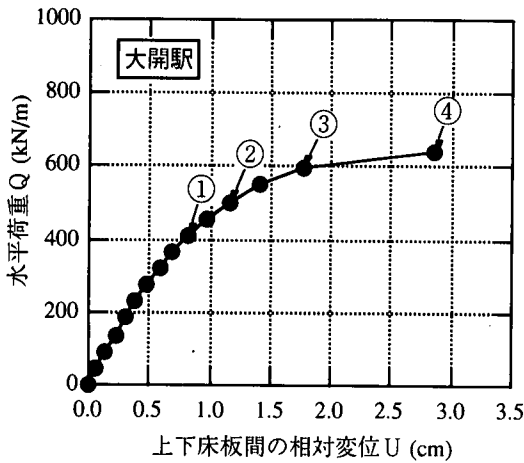
図-25 入力地震動に応じた中柱の応答断面力の時間変動と耐力の関係

す。これより、駅部近傍の最大加速度は大開駅の方が大きな値となっているが、変位についてみると高速長田駅の方が大きな値となっている。これは、前項で指摘した様に高速長田駅の下部に大開駅周辺地盤に比して軟質なN値が10~20程度の層が存在していることに起因している。

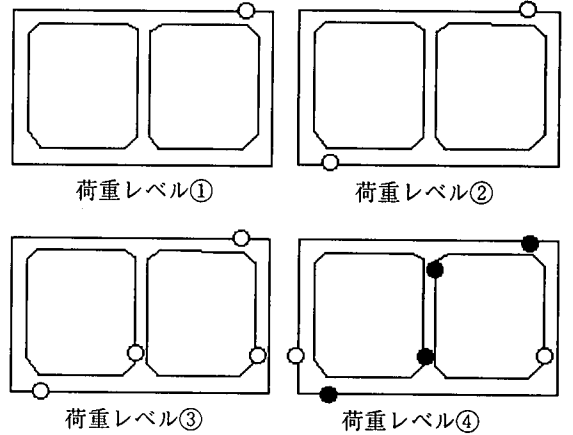
次に、構造物位置の変形に着目し、両駅の中柱位置における上下床版間の水平相対変位の時刻歴を図-24に示す。ここでプラス側は上床版が下床版に対して六甲山の方に変形していることを示す。これよ

り、上下床版間の最大水平相対変位は大開駅で3.89cm、高速長田駅で2.67cmとなり、高速長田駅の方が大開駅に比べ小さな値となっている。これも前項で指摘したように、高速長田駅の駅部側面の地盤が大開駅に比べ硬質となっていることに起因していると考えられる。

最後に、著者が既の実施した神戸大学波を入力地震動とする解析³⁾により得られた大開駅の中柱位置における上・下床版間の最大水平相対変位は2.7cmであり、ホートアライント波を入力した場合の7割程度の



a)大開駅



b)高速長田駅

図-26 作用荷重と上下床版間の相対変位の関係

値となっている。さらに、中柱に発生する断面力のうち軸力と曲げモーメントの時間変動、さらに耐力との比較を図-25に示す。ここで、図中の各発生断面力及び耐力は単位走行あたり値である。これより、ポリアリブ波を入力した場合の軸力の変動は、神戸大学波を入力した場合の変動に比べ小さいことが分る。また、中柱は側壁と異なり、上・下床版間の相対変形つまり構造体のせん断変形的な挙動に対して軸力は発生しないため、この様な入力地震動に応じた中柱に発生する軸力の変動の差異は、入力地震動として用いた水平動と上下動の関係に依存していると考えられる。しかし、両者のどの様な関係が応答の差異に影響を及ぼしているかについては、今後の課題であると考えられる。

(4)非線形構造解析による両駅の損傷過程

2次元地震応答解析により得られた中柱位置における上下床版間の水平相対変位が最大となる時刻の構造物各節点の節点力つまり動的荷重を、自重場における常時作用土圧を作用させた後に作用し、両駅

の保有変形能を求める。ここで常時作用土圧は両駅で等しいものとした。また、動的荷重は、解析により得られた各部材の水平及び鉛直方向の節点力を50分割した値を増分値とし、荷重を逐次増加させながら中柱が終局に至るまで作用した。ここで、中柱の終局とは部材特性(M- θ 関係)の終局状態つまり中柱のせん断破壊を意味する。

動的荷重を増加させた際の、水平荷重(Q)と上下床版間の相対変位の関係を図-26に示す。ここで、水平荷重とは構造物に作用する節点力の水平成分の和である。これより、両駅における保有変形能は、大開駅が2.85cm、高速長田駅が2.55cmであり、両者の差異は1割程度と比較的小さな値となっている。しかし、終局時における水平荷重を比べると、大開駅で617kN/mであるのに対して高速長田駅では931kN/mと大きな値となっている。このことは、両駅の見かけの水平抵抗が異なっていることを示している。その差異の要因として、構造物自体の水平抵抗の差異が考えられるが、構造物モデルは中柱を除き両駅とも同じであることから、両駅の構造物自体

の見かけの水平抵抗には大きな差異はないものと推定される。すると、その差異は、両駅における上下床版間の層間変位が同程度となる際に、構造物に作用する荷重の特性の差異によるものであると推定される。そのことを明らかにするため、構造物に作用する荷重のうち構造物の水平変形への寄与が大きい上床版に作用する水平荷重と側壁に作用する水平荷重の比に着目すると、大開駅ではその比が1.47となる。一方、高速長田駅では、その比が0.97と大開駅に比べ小さい。このことは、両駅の上下床版間の層間変位が同程度となるために必要な水平荷重に占める側壁に作用する荷重の比率が、高速長田駅では大開駅に比べ大きな値となることを示している。ここで、側壁に作用する荷重の層間変位への寄与は上床版に作用する荷重より小さいと考えられることから、高速長田駅における層間変位が大開駅と同程度となるために大開駅以上に側壁へ荷重が作用したためそのような差異が生じたものと考えられる。また、そのような構造物へ作用する荷重特性の差異は、駅部側面地盤の水平変位分布を支配するせん断波速度言い換えればせん断剛性分布の特性の差異によりもたらされたものと考えられる。

(5)大開駅と高速長田駅における中柱の損傷に関する検討

まず、大開駅についてみると、保有変形能は2.85cmであり、地震時応答変形3.89cmに比べて小さく、中柱は地震時に破壊したといえる。次に、高速長田駅についてみると、地震時応答変形2.67cmは保有変形能2.55cmより若干大きな値となっている。ここで、高速長田駅における中柱の変形性能には高速長田駅の中柱が有する終局変位等の変形性能より若干小さい大開の変形性能を用いていることを勘案すれば、地震時応答変形と保有変形能はほぼ同程度と見なすことができる。さらに、地盤や構造物の特性のばらつきなどを踏まえてみると、大開駅については構造物の保有変形能が地震時応答変形より小さい可能性が極めて高いと見ることが出来る。一方、高速長田駅では保有変形能が地震時応答変形より小さい場合も大きい場合もありうることを示しているものと考えられる。後者は、若干曖昧ではあるが、高速長田駅における中柱の被災率が34%であり、大開駅に比べかなり小さいこととも調和していると考えられる。これらの結果より、大開駅と高速長田駅の被災状況の差異がほぼ定量的に評価できたものと考えられる。

また、著者らが既実施した大開駅の被災要因分析では、地震時応答変形が2.7cm、中柱の保有変形能が1.39となり、中柱の破壊という観点では本論の結果と幸いにも一致していた。しかし、構造物の地震時応答変形及び構造物の保有変形能は大きく異なっ

ている。当然の結果とも言えるが、構造物の被災機構の評価のみならず、地盤材料や構造部材の非線形性を考慮した耐震設計を行う上で、入力地震動、地盤材料や構造部材の非線形性の評価が極めて重要であることあらためて示した事例であると言える。

6.大開駅の被災状況に関する考察

(1)周辺地盤の震動性状と被災状況の関係

大開駅上の道路の陥没は中柱が著しく破壊している高速長田駅側の軌道階上に生じ、大開駅側方地盤中の砂礫層(図-19中Ds層)が沖積砂層(図-19中、そのDs層の左側)に変化する位置にて道路の沈下が顕著となっている³⁾。そのような局所的な地盤の不整形性が被災状況に及ぼす影響を把握するため、大開駅に沿った地盤の震動性状について検討を行う。その検討は、大開駅縦断方向の局所的な不整形性を考慮した2次元有限要素モデルを用いた駅横断方向つまり面外方向の2次元地震応答解析(SuperFLUSH-SH)により実施した。その解析では、地盤材料の非線形性を等価線形化法によりモデル化しており、5章の検討で用いた剛性及び減衰定数のひずみ依存特性を用いた。その解析結果と等価線形化法による1次元地震応答解析(SHAKE)との比較も合わせて行った。解析地盤モデルは、駅縦断方向の120m区間に新開地および高速長田駅側の30mを加えた180m区間を対象として作成した。その基盤層は前章で用いた大開駅の解析地盤モデルと同様の深度(GL-45m)に設定し、そのせん断波速度も500m/sとした。入力地震動には ρ -Tアイント波に加え、加速度レベルの差異がその様な不整形地盤の非線形応答に及ぼす影響も把握するため ρ -Tアイント波の5割程度の加速度レベルを有する神戸大学波を用いた。

各入力波に対する2次元解析および1次元解析より得られた地表面最大応答加速度・変位の分布と駅軸に沿った駅縦断方向の被害との関係、さらに2次元解析に用いた解析モデルを図-27に示す。

まず、地盤の地震応答についてみると、駅側方の砂礫層部(図-19中Ds層)における変位応答はその周辺地盤より小さな値となっている。特に、 ρ -Tアイント波に対してはその砂礫層部の中央部の応答が左右に層厚変化している部分の1/2程度となっている。また、1,2次元解析の差異についてみると、神戸大学波に対しては加速度、変位応答とも両者には差異がみられない。しかし、 ρ -Tアイント波に対しては砂礫層部で1次元解析が2次元解析に比べ大きな値となっている。これらより、 ρ -Tアイント波に対しては地盤構造の変化が応答に及ぼす影響が大きいことが分かる。

次に、地震被害との対応でみると、地表面沈下の大きな位置と最大応答変位の大きな位置は対応している。また、被害の軽微であったコンコース部の応

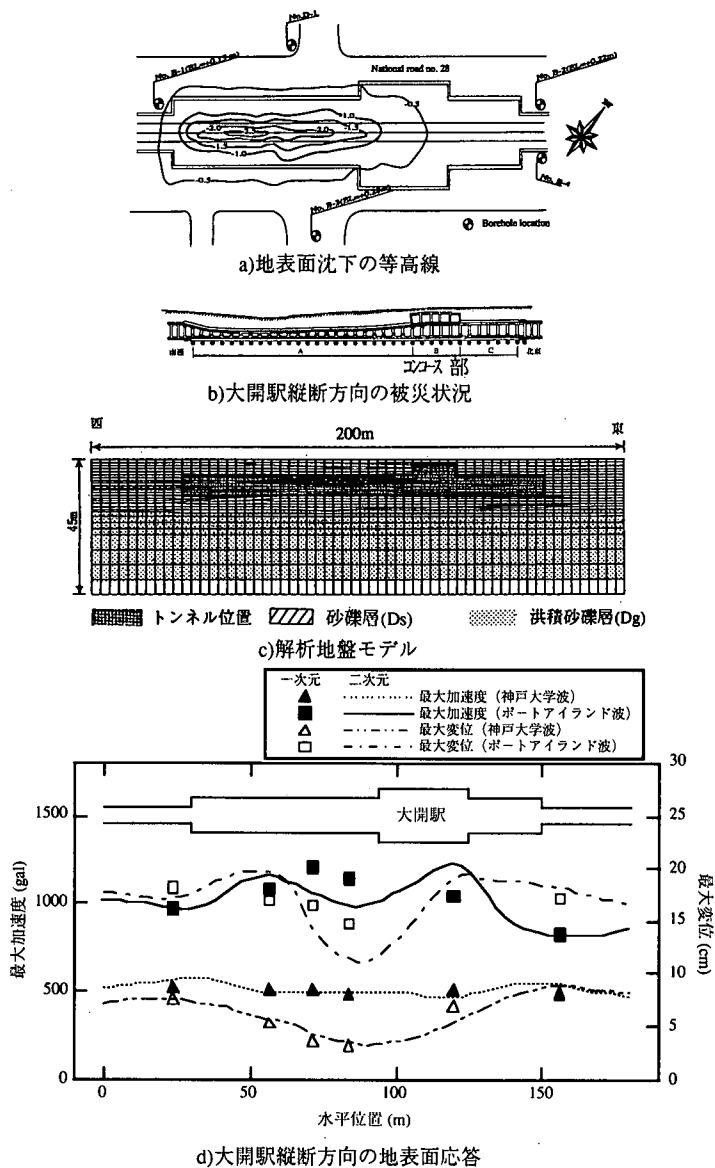


図-27 基盤地震動に応じた大開駅縦断方向の地表面応答と被害の関係

答, 特に変位応答は, 被害の著しかった軌道階に比べ小さいことが分る。このことは, 大開駅と高速長田駅の被害状況の差異と同様に, 大開駅縦断方向の被害状況の差異は, 周辺地盤の構造とも密接に関係しているものと推定される。

(2) 軌道階における被災状況の差異

大開駅の軌道階の被害状況はコンコース部を境として高速長田駅側(西側)と新開地駅側(東側)とで大きく異なっている。その差異とは, 両側の中柱がせん断破壊しているにも係らず, 西側の上床版が大きく沈下しているが, 東側の上床版には顕著な沈下が生じず駅としての機能喪失には至っていないという

点である。ここでは, その差異の要因及び機構について考察を行う。

まず, 上床版の沈下機構とその差異について推測を行う。軌道階には, 地盤-構造物系の地震時変形挙動に起因する地震荷重と, 上載土圧や側方土圧などの静的荷重の2つが作用している。軌道階を構成する部材の内上床版は, 地震荷重に対して抵抗する以前に, 上載土荷重を支持することが必要となる。上床版は, 壁及び中柱を支持部材とし, それ自体の耐力で上載土荷重に対して抵抗している。前章で示した様に中柱が地震時に破壊されると, 上床版は支持部材の一つ失うことになる。つまり, 中柱の破壊後, 上床版は側壁のみを支持部材とし, それ自体の

耐力で上載土荷重に対して抵抗することになる。ここで、コンコース部を境とした両側の軌道階の上床版の上載土荷重に対する支持機構は同じである。さらに、両側の上床版の断面配筋は同じであることから、部材自体の耐力に差異は見られない。すると、両側での被災状況の差異は、上床版に発生する断面力の差異により生じたもの推定される。

次に、この上床版に発生する断面力の差異について検討を行う。その際、上床版を支持する側壁及び妻壁の支持条件は、地震荷重により側壁等の壁端部に塑性ヒンジが発生しているものの、上床版に発生する断面力を簡易に評価するという観点で上床版に発生する断面力を緩和する側壁の曲げ変形に対する塑性抵抗を無視した単純支持条件であると考えられる。

また、上床版は線形弾性体として発生断面力を求める。上床版は平板として上載土荷重に抵抗することになるため、その発生断面力は長辺と短辺の比に依存する。西側の上床版は、前報³⁾で示した様に駅軸方向に80m、横断方向に17mと長辺と短辺の比が4.7である。その様な辺長比を有する版に発生する断面力として、短辺方向に発生する断面力は長辺方向の3.3倍程度となる。このことから、ほぼ短辺方向を単純梁と見なすことが可能となり、前章における軌道階横断面の解析モデルの妥当性が支持される。一方、東側の上床版は、駅軸方向に20m、横断方向に17mと長辺と短辺の比が1.2と、西側に比べかなり小さな値となり、短辺方向に発生する断面力は長辺方向の1.2倍程度となる、このことから、新開地駅側の上床版は正方形に近い版として上載土荷重に抵抗することになる。この様に、コンコース部を境として西側は単純梁、東側は正方形版として上載土荷重に抵抗することになる。さらに、東側の上床版には中柱に沿って上床梁が設けられており、その梁の東西端部(コンコース部および駅東端部)の中柱が健全であることから、その梁も上載土荷重に対する抵抗部材として考慮することができる。この様な版としてのモデルの差異により上載土荷重に対して発生する両側の短辺方向の断面力の比較を図-28に示す。

図には、上床版の短辺方向の曲げ耐力も合わせて示す。ここで、上載土荷重は土被り厚5m、単位体積重量 17.6kN/m^3 として算出した。また、東側の版に発生する断面力は、上床梁と上床版の剛性比が5.0とし既往の計算図表¹⁹⁾に基づき算出した。これより、西側の梁は側壁より1~1.5m程度の位置より発生断面力が耐力を上回っている。しかし、東側の上床版では発生断面力が耐力と同程度以下となっていることが分る。この傾向は、側壁上端部の降伏曲げモーメント $557.6\text{kN}\cdot\text{m}$ を単純支持条件に対して算出した両側の断面力より引き算するというように、単純に側壁の拘束効果を考慮しても変わらない。このことより、新開地駅側では、上床版が版として上載土荷

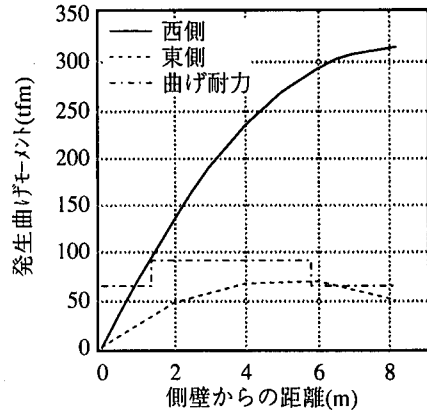


図-28 上床版に発生する断面力と曲げ耐力の比較

重に抵抗したため、中柱の破壊に伴う支持機構の喪失にも係らず上床版の沈下は見られなかったものと推定される。一方、高速長田駅側の上床版は、中柱の破壊に伴う支持機構の喪失により上載土荷重を支持できないため破壊し、沈下に至ったものと推定される。

これらのことは、構造系のモデル化または断面力の評価に際して、構造部材の面つまり版としての側面にも配慮が必要であることを示唆している。

7. あとがき

本論では、1995年兵庫県南部地震により被災した地中構造物の被害要因を総合的に評価し、地中構造物の耐震設計に反映させること目的として、まず地下鉄の被害のうち中柱の被害路線区域の分析を実施した。次に、最も損傷の大きな神戸高速鉄道・大開駅、及び大開駅と同様な構造形式を有しているが被害の少ない神戸高速鉄道・高速長田駅の2駅を対象とし、その被害機構の差異を明らかにするための解析を実施した。あわせて、大開駅の駅軸方向に沿った道路また上床版の沈下状況の差異についても、周辺地盤の震動性状との関係、さらに上床版の版としての挙動といった観点で分析を行った。また、それに先立ち、解析条件のうち入力地震動と中柱の変形性能は、既評価を実施した時点以降に得られた情報や知見に基づいた見直しを行った。ここで、入力地震動は、理論地震動との比較、さらに大開駅の付帯施設である換気塔の被害機構の分析により再評価を行った。また、中柱の変形特性は、被災した中柱の変形特性を把握するために実施した水平交番載荷実験の結果に基づいた推定を行った。この結果、以下のことが明らかとなった。

(1) 中柱の被害は神戸市営地下鉄の三宮駅から新神戸駅間の路線区域と神戸市営地下鉄の湊川駅から新長田駅間及び神戸高速鉄道の新開地駅から高速長田駅間の路線区域の二つに分けられ、特定の区域

に集中している傾向がある。

- (2)神戸高速鉄道の中柱の被害は、大開駅及びその東西の駅間トンネル部に集中している。
 - (3)兵庫県南部地震で観測された記録のうちポ-トアイランドで観測された記録の修正波は、理論地震動との対応という観点、また大開駅付帯施設である換気塔の被害機構を評価するという観点を満足し、大開駅周辺地盤における基盤地震動として適当である。
 - (4)実験結果に基づいて推定した大開駅中柱の変形特性のうち、ひび割れ、降伏、終局曲げモーメントは関数法による既往の推定値とほぼ同程度の値となったが、終局変形角は $2.7 \times 10^3 \text{ rad}$ と既往の解析で用いたモデルの1.35倍となった。
 - (5)入力地震動の水平動と上下動の関係は、中柱に発生する地震時断面力のうち、その終局状態を支配する軸力と曲げモーメントの関係に影響を及ぼす。
 - (6)高速長田駅の被害が大開駅に比べ少なかったのは、高速長田駅側方の地盤が大開駅に比べ硬質であったため、高速長田駅における上下床版間、さらに上床版と地表面間の地震時変形が大開駅に比べ小さいことに起因している。このことを、構造物をせん断変形させるために、地盤より構造物に作用する水平荷重のうち上床版と側壁に作用する水平荷重の比という構造物に作用する荷重の指標で表すと、高速長田駅が0.97と大開駅の1.47に比べ小さいということに対応している。
 - (7)前項の結果より、上床版と側壁に作用する水平荷重の比は、地中構造物の地震応答を支配する因子の一つとして重要である。
 - (8)大開駅軌道階に沿った道路また上床版の沈下程度の差異は以下の理由により生じたものと推定された。
 - ・大開駅側方に存在するレンズ状の砂礫層の不整形性に起因する地盤震動特性の差異
 - ・中柱が破壊した後の上床版の支持機構の変化に伴う上床版の上載土荷重に対する版としての抵抗機構の差異このことは、地盤の深度方向の特性のみならず構造物の軸方向に沿った特性も構造物の地震応答を支配すること、さらに構造部材の面的な特性、特に版としての特性は構造物のモデル化を行う上で重要であることを示している。
- 最後に、本論では既に著者が提案している解析法に基づき被災機構の分析を実施したが、地中構造物の耐震研算法には応答変位法や有限要素法なども用いられている。それら耐震研算法で用いられている地盤-構造物系のモデル化手法等の有意性、また適用性の検討、さらに中柱の変形性能と密接な関係のある応答軸力の変動に影響を及ぼす入力地震動の水平動と上下動の関係を解明することは、強震動を

受ける地中構造物の耐震設計法を確立する上で重要であるが、今後の課題としたい。また、本論における断層震源モデルによる地震動の解析及びSuper-Flushによる2次元動的解析は佐藤工業(株)末富岩雄氏、非線形構造解析は同・江寄順一氏、永尾浩一氏によることを記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会編：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害-トンネル・地下構造物/土木構造物/基礎構造物，土木学会，1998。
- 2) (社)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-，1998。
- 3) 矢的照夫，梅原俊男，青木一二三，中村晋，江寄順一，末富岩雄：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/I-35，pp.303-320，1996。
- 4) 酒井久和，清宮理：埋設地下構造物の横断面の耐震性評価，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.413-420，1997。
- 5) 西山誠治，小林雅彦，西村昭彦：兵庫県南部地震により被災を受けた鉄道開削トンネルに関する解析的検討(その1)，第32回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.2115-2116，1997。
- 6) 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，pp.1-17，1996。
- 7) 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。
- 8) 田尻勝，佐俣千載，志波由紀夫，坂下克之，渡辺和明：地震応答解析による地下鉄駅舎の被災メカニズムの考察，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.239-246，1996。
- 9) 中村晋：神戸高速鉄道・大開駅周辺地盤における基盤地震動の推定，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1901-1906，1998。
- 10) 中村晋，梅原俊男，青木一二三，柳瀬高人：神戸高速鉄道・大開駅の既設および復旧柱の耐力および変形性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.197-202，1996。
- 11) 佐藤忠信，北勝利，前田知就：兵庫県南部地震における強震域での加速度応答スペクトルの推定，土木学会論文集，No.563/I-39，pp.149-159，1997。
- 12) 神戸高速鉄道株式会社：平成7年1月17日兵庫県南部地震-阪神大震災による鉄道施設の被害状況-，1995。
- 13) 林康裕，川瀬博：1995年兵庫県南部地震における神戸市中央区の地震動評価，日本建築学会構造系論文集，第481号，pp.37-46，1996。
- 14) 吉田望，東畑郁生：Yusa-Yusa2 理論と解説，1991。
- 15) 入倉幸次郎：“震災の帯”をもたらした強震動，阪神・淡路大震災の地震と予測(深沢良夫・石橋克彦編)，岩

- 波書店, 1996.
- 16) 六車熙, 渡辺史夫, 田中史仁: 横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化, セメント技術年報, 1980.
- 17) 星隅順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力~ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, 1-11, 1995.
- 18) (財)国土開発技術研究センター: NewRC研究開発概要報告書, 1993.
- 19) 関谷杜, 浜田実, 角誠之助: 平板構造強度設計便覧, 朝倉書房, 1982.
- 20) Kikuchi, M.: Report of the Coordinating Committee for Earthquake Prediction, the 112th meeting, 1995.
- 21) Kamae, K. and Irikura, K.: A fault rupture model of the 1995 Hyogoken-nambu earthquake($M_{JMA}=7.2$) estimated by the empirical Green's function method, *Journal of Natural Disaster Science*, Vol.16, No.2, pp.31-40, 1995.
- 22) Pitaka, A., Irikura, K. and Kagawa, T.: Source complexity of the January 17, 1995 Hyogoken-nambu earthquake determined by near-field strong motion modeling, *Journal of Natural Disaster Science*, Vol.16, No.3, pp.31-47, 1995.
- 23) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会編: 阪神・淡路大震災調査報告(土木・地盤5)-土木構造物の被害原因の分析, (社)土木学会, pp.317-319, 1999.
- 24) 梅村魁, 青木豊: 鉄筋コンクリート柱の塑性理論について, 日本建築学会研究報告, 1949.
- 25) (社)日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, p36, 1990.
- 26) 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, pp.217-230, 1998.

(1999. 5. 13受付)

EVALUATION OF DAMAGE MECHANISM OF SUBWAY STATION BASED ON THE DIFFERENCE DAMAGE BETWEEN TWO DAMAGED SUBWAY STATIONS DUE TO THE EARTHQUAKE

Susumu NAKAMURA

The objective of this paper is to indicate the locality of the damage area with respect to centercolumn and to make clear the damage mechanism based on the difference damage between Daikai subway station and Kosokunagata subway station by use of the two step analysis proposed by authors. It is found that the damage degree of center column depends on the location of the subway station. The reason why the damage at Kosokunagata station is less than that at Daikai station is found that the shear deformation at Kousokunagata station is less than that at Daikai station because the stiffness of ground around Kousokunagata station is larger than that around Daikai station.