

阪神・淡路大震災の地下鉄構造物の被害と被害原因の検討

1. はじめに
2. 神戸市内の地下鉄構造物の被害の概要
3. 周辺地盤の状況
4. 地下鉄の被害の特徴と原因の考察
5. 数値解析による被害原因の検討
6. まとめ

岩 橋 敏 広*

要 約

1995年1月17日早朝に襲った大地震は、死者6000人以上、被害家屋11万戸以上、新幹線、高速道路、港湾、地下鉄、都市ライフライン施設等、都市の中核をなす土木・建築構造物に致命的な打撃を与え、我々に「都市直下型地震」の恐ろしさを見せつけると同時に、今後の土木・建築構造物の耐震設計、都市の防災対策のあり方に大きな問題を投げかけた。

東京都立大学では、地震直後に地震被害調査を行い、その後、土木学会耐震工学委員会の地下構造物の被害調査グループに参加し、地下構造物を対象に被害の調査を実施し、被害の分析と原因の検討を行ってきた。

これら地下構造物の被害の内、特に被害の大きかったものは、いわゆる「震災の帯」と言われた震度7の区域や海岸線の液状化地盤に集中している。これらの被害は、地震動の大きさだけでなく、地形・地質条件、表層地盤の増幅特性の影響を強く受けているものと考えられる。

本報告では、地下鉄構造物の被害とその原因について検討した結果について述べる。

被害を受けた地下鉄構造物の大部分は、開削工法で施工されたものであり、構造的には鉄筋コンクリート造の函型断面であり、中間に中柱がある構造である。被害形態としては、この中柱の損壊（せん断破壊と曲げ破壊）が圧倒的に多かった。地下鉄構造物の被害原因について検討した結果、開削トンネルの被害の支配的な要因は水平地震動による地盤のせん断変形とそれに伴う上載土のせん断荷重が構造物に強く作用したためだと考える。さらに、中柱と上下床版とが連結ヒンジ構造でなく剛結に近かった事が、この部分に大きなせん断力が生じる要因となったと考えられる。

上沢駅舎、大開駅舎の被害について、地盤の非線形性を考慮し、2次元地震応答解析法および応答変位法により検討した結果、中柱の破壊は水平地震動による周辺地盤の影響を強く受け、設計値以上の水平力、特に上載土の慣性力によるせん断荷重が大きく作用し、せん断耐力不足により破壊に至った事が推定できた。

1. はじめに

1995年1月17日早朝に襲った大地震は、死者6000人以上、被害家屋11万戸以上、新幹線、高速道路、港湾、地下鉄、都市ライフライン施設等、都市の中核をなす土木・建築構造物に致命的な打撃を与え、我々に「都市直下型地震」の恐ろしさを見せつけると同時に、今後の土木・建築構造物の耐震設計、都市の防災対策のあり方に大きな問題を投げかけた。東京都立大学では、現在、阪神・淡路大震災を教訓として、都市直下型の大地震を対象に都市防災に関する研究を鋭意実施している。

筆者は、地震直後に地震被害調査を行い、その後さらに、土木学会耐震工学委員会の地下構造物被害調査WG（主査）に参加し、地下構造物を対象に被害調査の分析と被害原因の検討を行ってきた。

阪神・淡路大震災と土木構造物の被害については地震直後の調査結果に基づいて、その概要を「総合都市研究第57号」特集「阪神・淡路大震災報告（その1）」「阪神・淡路大震災の地震被害の概要と

土木構造物の被害」(p.19~53)で報告した¹⁾。本報告は、地下構造物被害調査WGで実施した調査結果に基づいて、地下鉄構造物の被害の特徴を述べるとともにその原因について検討したものである。

2. 神戸市内の地下鉄構造物の被害の概要^{2), 4), 5), 9)}

(1) 構造物の概要

神戸市内の主要鉄道施設の内都市部で地下鉄構造となっているものは、阪神電鉄、山陽電鉄、神戸電鉄、神戸高速鉄道、神戸市営地下鉄の5路線である(図1)。

建設年代および延長を表1に示す。

・地下鉄道部の構造

市営地下鉄板宿駅より西方約360mの区間に外径6.6mのシールドトンネルがあるのみで、そのほかは全て開削工法によって構築された箱型ラーメンである。駅間の線路部は、中柱を有する1層径間が基本となっている。

以下に各地下鉄道の特徴的な構造と被害の概要を示す。

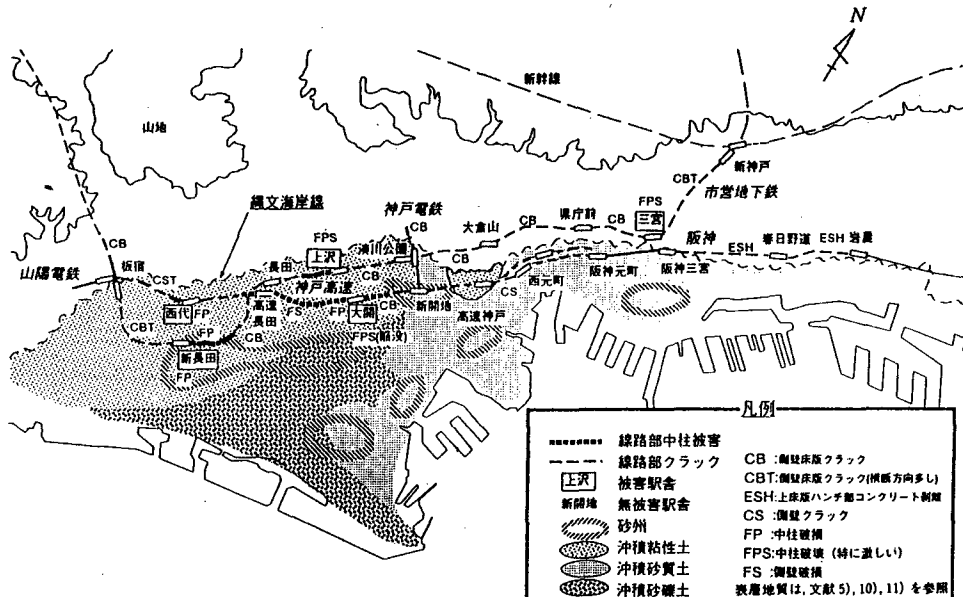


図1 神戸市内の地下鉄の被害箇所と表層地質^{2), 4)}

表1 神戸市内の地下鉄の延長²⁾

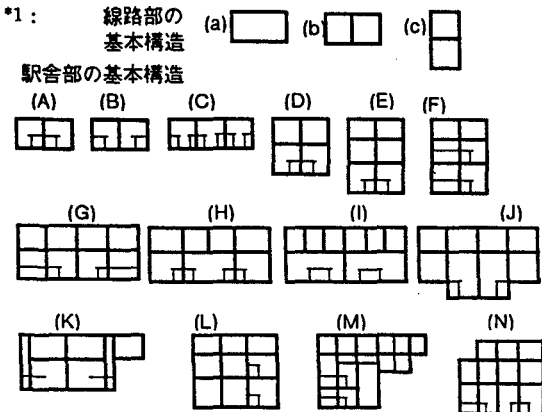
鉄道種別	建設年代	延長(km)	駅数
阪神電鉄	1931～36	3.4	3
神戸電鉄	1962～67	0.4	1
神戸高速	1962～67	6.6	6
市営地下鉄	1972～85	9.5	9
山陽電鉄	1983～97	1.5	2
計	—	214	21

(2) 被害の概要

① 阪神電鉄 (表2)

表2 阪神電鉄の構造と主な被害箇所²⁾

場所	線路部	三宮駅	元町駅	
形式 *1	1層2径間(B)	1層3径間(C)	2層2径間(D)	
土被(m)	5～6	3～4	2～3	
外寸法	幅(m)	9.3～11.8	27.2	14.3
	高さ(m)	6.5	9.0	10.3
中柱	断面(m) *2	0.5×0.4	0.8×0.7	0.85×0.55
	構造@ピッチ *3	SC@2m	SC@6m	SC@6m
被害	側壁	—	—	
特徴	—	床板・側壁SRC		



*2: トンネル軸方向長さ×断面方向幅、φ=鋼管の外径

*3: 構造 SC=鉄骨コンクリート
 SRC=鉄骨鉄筋コンクリート、
 RC=鉄筋コンクリート

線路部では、側壁と上床版の取り付け合いハンチ部のコンクリートが剥落した(単線延長約3,540m)。土被りが2～3mの比較的浅い春日野道～岩屋間(約1km)で特に被害が目立ち、線路内が剥落したコンクリートで埋まった状態であった。約920本の中柱の上下端部のコンクリート被覆部分が剥離した。

② 神戸電鉄 (表3)

表3 神戸電鉄

場所	線路部		湊川駅		
	1層1径間(a)	1層2径間(b)	1層2径間(A)	2層2径間(D)	
土被(m)	1～4	5～7	3～6	2	
外寸法	幅(m)	11～12	9～12	14	14
	高さ(m)	8～9	6.4～7	7	9.5
中柱	断面(m)	—	0.6×0.4	上層φ0.4 下層φ0.6	
	構造@ピッチ	—	RC@2.5m	鋼管@5m 鋼管@5m	
被害	なし	側壁	なし	床板	
特徴	SRC	—	—	—	

線路部では、側壁上部の隅各部下にクラックが発生し、中柱の上下端部に軽微なクラックが発生した。湊川駅の地下2層部において上床版および中床版の隅角部付近にクラックが発生した。

③ 神戸高速鉄道 (表4)

今回の地震で、線路部、駅部(大開駅)で最も大きな被害を受けた(写真1, 2)。

線路部は、新開地駅以西で中柱、側壁等に大きな被害が見られ、新開地駅以东と湊川駅までの南北線の区間では、側壁や上下端ハンチ部に軽微なクラックが発生した程度であった。中柱の破損は西代駅～新開地間で810本中709本が破損した。特に高速長田駅大開駅間の大開駅側約2/3の区間にせん断破壊が集中した。高速長田駅～大開駅間の側壁は南側下部隅角部のハンチ上端部が構内側に押し出されるように変位が生じ、北側はそれに対応する下部隅角部および中央、上部にも縦断方向にクラックが発生した。変位量、クラック共に大開駅に近づくほど大きくなり、変位量は最大で200mm、クラック幅は最大で5mmを越えた。大開駅～新開地駅間は、南側、北側とも側壁中央付近を中心として縦方向に多数のクラックが発生した。クラック幅は、大開駅に近づく程大きくなり最大で12～17mmであった。

表4 (1) 神戸高速鉄道大開駅の構造と主な被害箇所(その1)²⁾

場所	線路部	新開地駅	神戸駅
形式	1層2径間(b)	2層上2下4径間(H)	2層上2下6径間(I)
土被(m)	2.5~5.5	2~3	2.5
外寸法			
幅(m)	9	24	28
高さ(m)	6.3	12	12.5
中柱			
断面(m)	0.4~0.8×0.4	0.7×0.6	上層φ0.4 下層φ0.5
構造@ピッチ	RC@2.5m	鋼管@6m	鋼管@4.5m
被害	側壁・床版 中柱	なし	なし

表4 (2) 神戸高速鉄道の構造と主な被害箇所(その2)²⁾

場所	大開 長田 駅標準部	大開 コンコース部	長田 コンコース部
形式	1層2径間(b)	2層4径間(I)	2層4径間(J)
土被(m)	4~5	2	2
外寸法			
幅(m)	17	26	26
高さ(m)	7.2	10	10
中柱			
断面(m)	1.0×0.4	上層0.7×0.4 下層1.0×0.4	上層0.55×0.55 下層1.0×0.4
構造@ピッチ	RC@3~3.5m	RC@3.5m	RC@3m
被害	側壁・床版 中柱	側壁・床版 1及び2層 中柱	なし



写真1 神戸高速鉄道大開駅地下2階の中柱の被害(a)^{1), 9)}

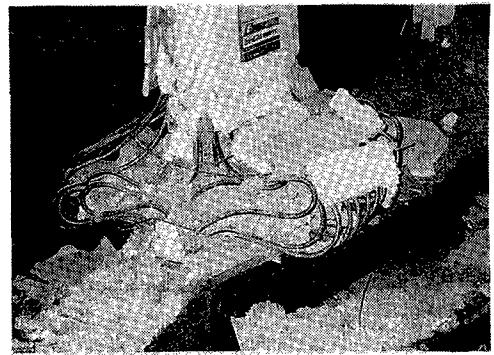


写真2 神戸高速鉄道大開駅地下2階の中柱の被害(b)^{1), 9)}

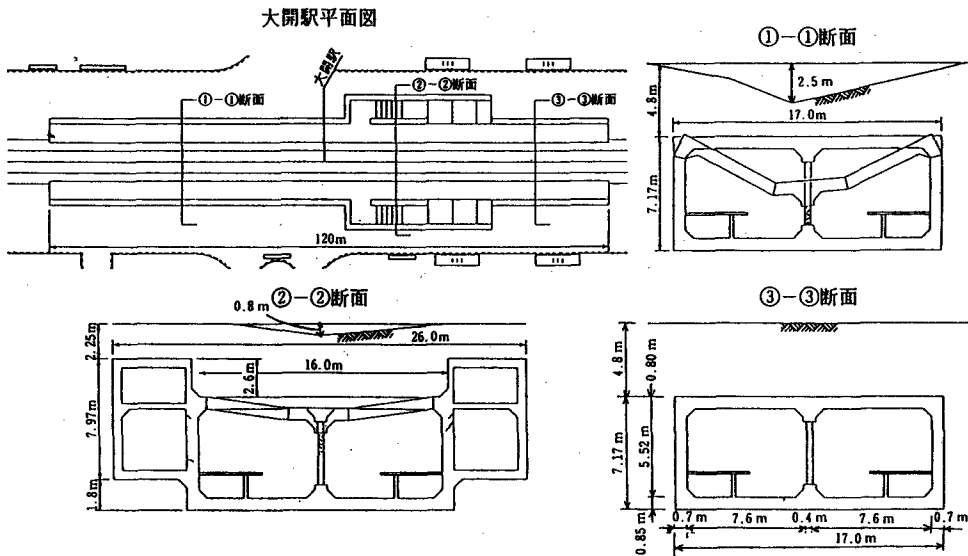


図2 大開駅の被害状況^{1), 2), 9)}

・駅部は、全6駅のうち大開駅と高速長田駅が大きな被害を受け、他は、コンクリートの軽微なひびわれがあった程度である。

・大開駅の被害状況を図2に示す。大開駅は全長120mであるが、最も被害の大きかったのは階段部より西の1層2径間部約60mの区間で、中柱が破壊しこの中柱に支えられていた上床版が上載荷重(土被り5m)に耐えられずに陥没した。これに引きずられるように東側の階段部も同様に中柱が破壊し、陥没延長は90mとなった。横断面での破壊状況を見ると、上床版の両端の剛結部は保存され、側壁上部のハンチ下付近外側が曲げ引っ張り破壊し、全体形がM字のように破壊した。それより東側のコンコース部、基本断面部約40m区間は中柱がせん断破壊し上床版の沈下も見られたが陥没には至らなかった。駅部の中柱35本全てが破壊した。

・高速長田駅は、大開駅と同じほぼ同じ構造であ

り、1層2径間中柱41本の内、大開駅よりの中柱5本が連続して大きなせん断破壊を受けた。被災柱は合計で16本であった。

④神戸市営地下鉄(表5(1)(2),写真3,4,5)

被害は、コンクリート中柱に顕著に表れ、特に新長田駅およびその東線路部約400m、上沢駅およびその東西線路部約720m、三宮駅(約310m)の3地域(径1.4km)に集中した(図3)。表5に市営地下鉄の構造と主な被害箇所を示す。この地域では側壁や上床版、中床版にも縦断方向のクラックが発生し、また横断方向のクラックも全線に渡って発生していた。しかし鋼管製の中柱には何の被害もなかった。中柱の被災の程度をランクⅠ～Ⅳに分類した被害本数を表7に示す。線路部の被害は比較的少なく、新長田駅中心より約450m東方の約170mの区間(被災柱70本)と上沢駅中心より西方約300mの約90mの区間(被災柱35本)

表5(1) 市営地下鉄の構造と主な被害箇所(その1)²⁾

場所	(一般部) 線路部 (夙庁～三宮)	(2773-2部) 板宿駅 (機械室部)	新長田駅	長田駅	(2773-2部) 上沢駅 (機械室部)				
形式	1層2径間(b)	2層1径間(c)	3層2径間(E)	2層2径間(D)	2層2径間(D)	2層4-5径間(K)	3層2径間(E)	2層2径間(D)	
土被(m)	6~16	7~9	3~4	4~6	3~4	3~4	3~4	4~6	
外寸法	幅(m)	9~11	6	17~18	17~18	17	20	17	16~17
	高さ(m)	6~7	13	16~18	13~14	12	13	14.5	13
中柱	断面(m)	0.8~1.2×0.4	—	中層0.9×0.9	上層0.9×0.9	上層0.9×0.8	上層1.0×0.4	上層1.3×0.5	上層1.4×0.7
	構造@ピッチ	RC@2.5m	—	RC@5m	RC@5m	RC@5m	RC@5m	RC@5m	RC@5m
被害	側壁 中柱	なし	なし	なし	床版側壁 上下層 中柱	上層中柱	床版側壁 上中層中柱	床版側壁 上下層中柱	

表5(2) 市営地下鉄の構造と主な被害箇所(その2)²⁾

	湊川公園駅	(2773-2部) 大倉山駅 (機械室部)	(標準部) 夙庁前駅 (2773-2部)	(標準部) 三宮駅 (2773-2部)	新神戸駅				
形式	3層2径間(E)	3層2径間(E)	2層2径間(D)	3層2径間(F)	3層3-6径間(M)	3層3-4径間(N)			
土被(m)	3~4	3~4	4~6	3	3	3	2~4		
外寸法	幅(m)	19	17~18	17~18	15	27	15	38	31
	高さ(m)	19~20	16~18	13~14	19	19	20	22	13
中柱	断面(m)	中層1.2×0.8	中層1.0×1.0	下層1.1×1.1	上層1.0×0.6	下層1.2×0.6	上層0.9×0.7	中層1.3×1.0	上層0.9×0.7
	構造@ピッチ	RC@5m	RC@5m	RC@5m	RC@5m	RC@5m	RC@5m	RC@7.5m	RC@5m
被害	なし	なし	下層 中柱	なし	なし	床版側壁 上層中柱	側壁 中下層中柱	なし	

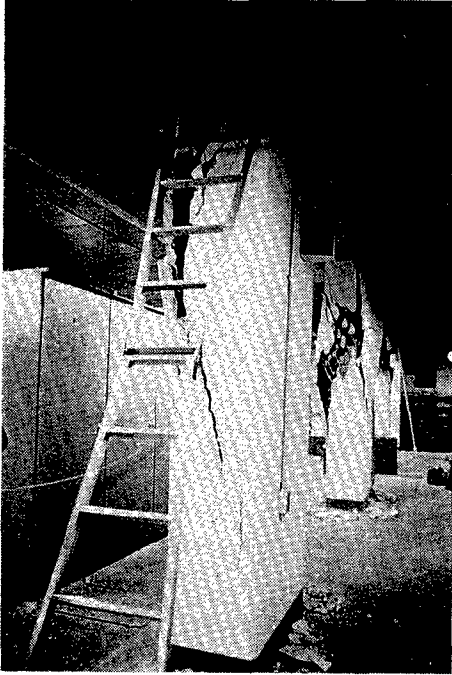


写真3 (1) 市営地下鉄上沢駅G2断面B1中柱⁵⁾

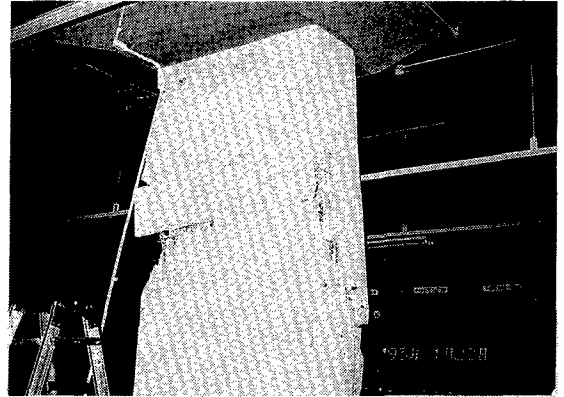


写真3 (2) 市営地下鉄上沢駅C断面B1中柱⁵⁾

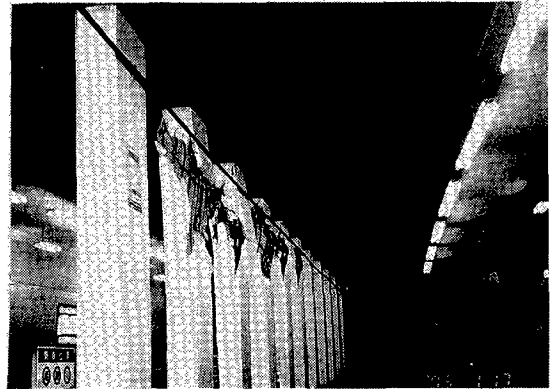


写真4 神戸高速鉄道 高速長田駅軌道階中柱⁵⁾

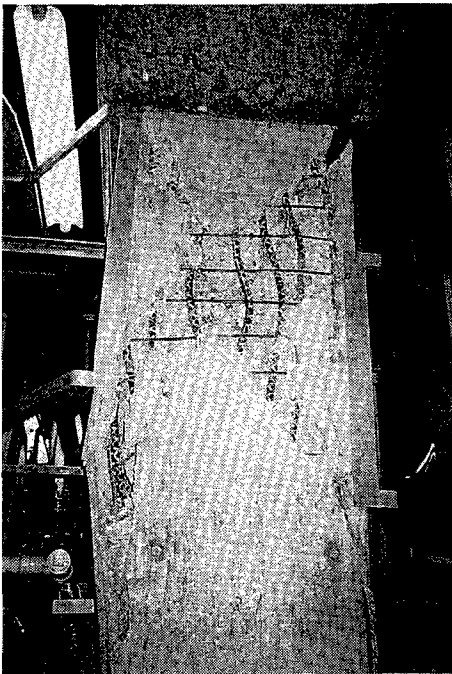


写真5 (1) 市営地下鉄三宮駅 電気室 (1)

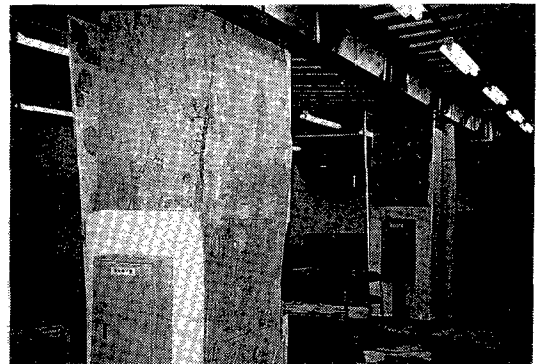


写真5 (2) 市営地下鉄三宮駅 電気室 (2)

に集中した。新長田駅は駅東部の被害が大きく、上層の中柱9本にクラックⅢ、6本にⅥのせん断クラックが生じた。

上沢駅では、3層2径間（G断面）の第1層目の中柱が最も大きな被害を受けた。せん断面に沿ってコンクリートは剥離して落ち鉄筋は曲がっていた（図4）。沈下量は2～3cmである。

・駅西部は、スパン比が約2対1の割合で中柱が南側に偏った2層2径間非対称面（C断面）となっており、上層が電気室、下層が軌道階となっている。この間のRC中柱が全て被災した。上層部の被害は顕著で27本中21本がランクⅠとⅡの被害であった。下層はランクⅡが2本、残りがランクⅢであった。被害状況を図5に示す。

・三宮駅の被害は、第1層目の中柱の被害が最も大きく42本中33本にせん断クラックが発生した。内訳ランクⅠが8本、ランクⅡが11本、Ⅲが6本、Ⅳが8本であった。被災状況を図6に示す。

山陽電鉄（表6）

西代～板宿の線路部約300m区間で上床版の両側ハンチ部に縦断クラックが生じ漏水も見られた。横断方向のクラックは全区間に渡って上下床版・側壁に見られたが軽微であった。

表6 山陽電鉄の構造と主な被害箇所

場所	線路部	(一般部) 西代駅 (2F-3部)	板宿駅	
形式	1層2径間(B)	1層2径間(B)	2層4径間(G)	2層4径間(G)
土被(m)	5～9	8～9	4～8	3
外寸法	幅(m)	9.8	16.8	24.7
	高さ(m)	6.7	7.8	13.0
中柱	断面(m)	1.0×0.4	2.5×0.4	2.5×0.4, 0.8-0.9×0.8
	構造①②③④	RC@2.5m	RC@5m	RC@5m
被害	側壁 床板	床版 中柱	床板 中柱	床板

西代駅は延長180mのうち東側95mの代1層区間が大きな被害を受け、中柱17本の内16本にせん断クラックが発生した。西代駅区間の被害の状況を図7に示す。

表7 市営地下鉄の被害²⁾

場 所		被災ランク別本数					被害の程度・概要	
		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	計		
函 型 隧 道 部 ・ 中 柱	新長田駅 及び 線路部	板宿～新長田	—	—	—	4	4	・中柱のコンクリートが破損し一部はく離し、鉄筋が露出(延長400m)
		新長田駅	—	—	9	39	48	
		新長田～長田	—	6	55	13	74	
	長田駅	—	—	2	3	5	・中柱のコンクリートが破損している	
	上沢駅 及び 線路部	長田～上沢	—	1	34	—	35	・中柱のコンクリートが破損し一部はく離し、鉄筋が露出。また、一部について軸方向鉄筋が分離。 ・駅部の上床版、側壁等にクラックが発生(延長720m)
		上沢駅	10	23	59	20	112	
		上沢～湊川公園	—	—	1	58	59	
	大倉山駅 及び 線路部	湊川公園～大倉山	—	—	—	—	1	・中柱のコンクリートが破損。
		大倉山駅	—	—	—	14	14	
		大倉山～県庁前	—	—	—	2	2	
三宮駅 及び 線路部	三宮駅	8	14	23	34	79	電気室(B1F)、換気機械室(B1F,B2F) ・中柱のコンクリートが破損し、一部はく離、鉄筋が露出。一部について軸向鉄筋が屈曲しコンクリートと鉄筋が分離。 ・上床版、側壁等にクラックが発生(延長310m)	
	三宮～新神戸	—	—	24	—	24		
被災柱 総 数	駅部	18	37	93	110	258	総柱本数 1609本(鋼管柱388本含む) ※	
	線路部	—	7	115	77	199	総柱本数 1961本(鋼管柱 0本) ※	
	計	18	44	208	187	457	総柱本数 3570本(鋼管柱388本含む) ※	
駅プラット ホーム支柱	長田駅	—	—	—	14	14	・コンクリート支柱が破損している	
	県庁前駅	—	—	—	25	25		
	三宮駅	—	—	117	—	117		

被災ランクの定義
 ランクⅠ：破壊している
 ランクⅡ：破損しているが、破壊に至っていない
 ランクⅢ：せん断クラックが発生
 ランクⅣ：軽微なクラックが発生

※総柱本数：板宿～新神戸間（閉削区間）の中柱の全数

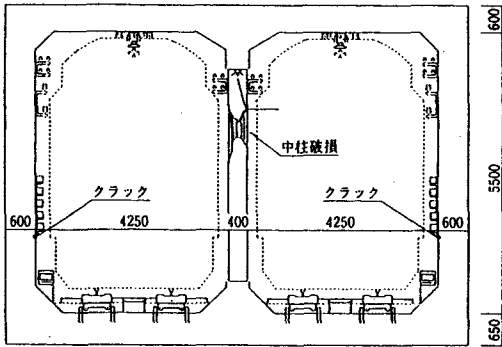


図3 新長田東方軌道間の被害状況²⁾

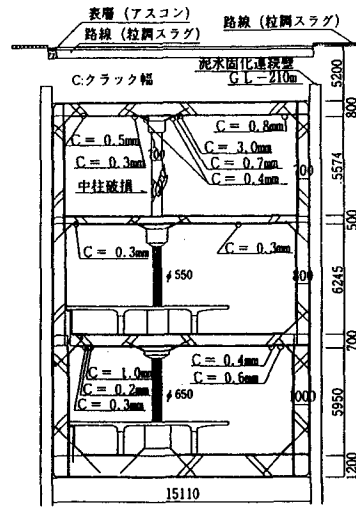


図6 三宮駅3断面の被害状況 (西面)²⁾

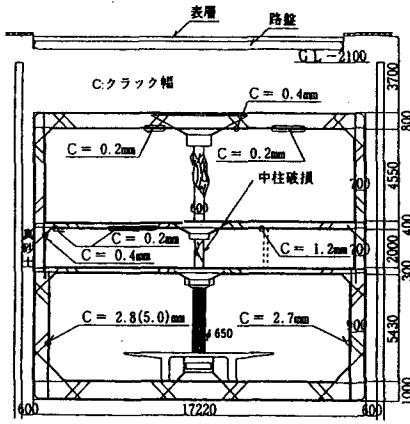


図4 上沢駅G2断面の被害状況 (西面)²⁾

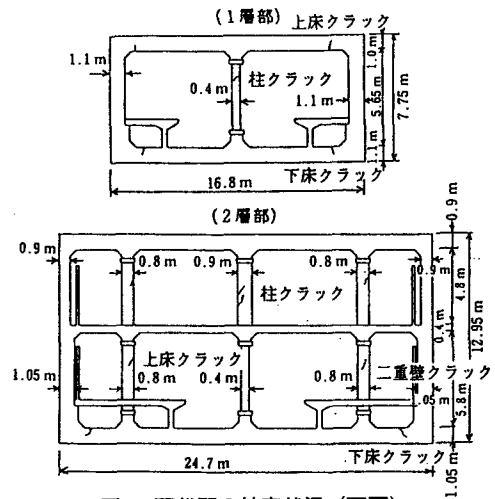


図7 西代駅の被害状況 (西面)

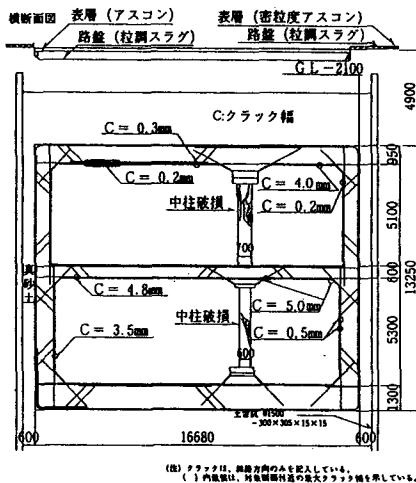


図5 上沢駅C断面の被害状況 (西面)²⁾

表8 駅部の土被り別の被害の有無²⁾

土被り (m)	被災あり	被災なし
2	大開 (2層部)	高速長田 (2層部)
3	地下鉄三宮	県庁前、山陽板宿
2~4		新神戸
3~4	新長田、市営長田、上沢 (3層部)	地下鉄板宿 (3層部) 湊川公園、大倉山
4~5	高速長田 (1層部)、大開 (1層部)	
4~6	上沢 (2層部) 大倉山	地下鉄板宿 (2層部)
4~8	西代 (2層部)	
8~9	西代 (1層部)	

注 〃は被害の大きかったもの

3. 周辺地盤の状況^{2), 7)}

(1) 地下構造物の表層地質

・図1に示すように地下構造物が構築されている須磨区から中央区までの表層地質を見ると、板宿から新開地まで間が市街地の中で最も大きな海岸低地帯である。この地域は、湊川の河川流出土砂と瀬戸内海の潮流による流砂により形成された三角州である。砂州の南側では表層近くに粘土層が2~3mあるが、その下に緩い砂が存在し、薄い粘土層を挟んだ沖積層が約30m堆積している部分もある。

・市営地下鉄新長田~大倉山駅間の海岸低地帯の地質構造断面図を図8に示す。これによると地質断面の層序は表土(Pt)、沖積層、段丘層、大阪層群の4つに分類される。これらの地層のN値は、それぞれ、Ac層がN値10未満の粘土層、T2s層(段丘層上部)のN値が20~30の砂質土、T1層(段丘層下層)のN値が10~20の粘性土、N値が30~40の砂質土、N値が50以上の砂礫・玉石層となっている。

4. 地下鉄の被害の特徴と原因の考察²⁾

神戸市内地下鉄構造物を対象に、以下の項目に注目して考察を行った。

1) 地震動(上下動および水平動)の影響

大開駅や三宮駅の中柱の破壊形態や停止中の車両の脱線状況から判断して、地震直後の段階では、上下動の影響を強く受けたとの見解が多かったが、その後の詳細な調査により、破壊の方向や形態等を考えると、以下に示すように、開削トンネルの被害の支配的な要因は水平地震動による地盤のせん断変形とそれに伴う上載土のせん断力が構造物に強く作用したためと考えられる。

(a) 破壊の様相

大開駅、上沢駅、高速長田駅の中柱の主たるクラックの方向が右下がりの同一方向であることが確認された。

(b) 中柱の破壊形態

地盤のせん断振動によるせん断変形(主として水平動)及びそれに伴う上載土のせん断荷重が上

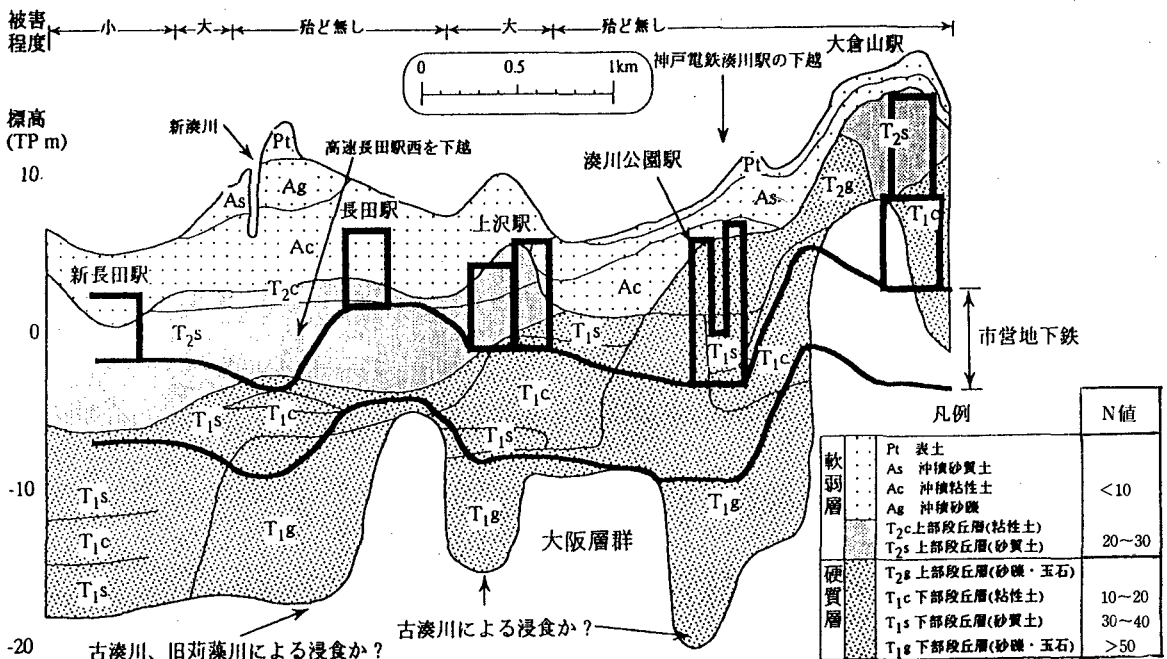


図8 市営地下鉄、新長田~大倉山駅間地質断面^{2), 4)}

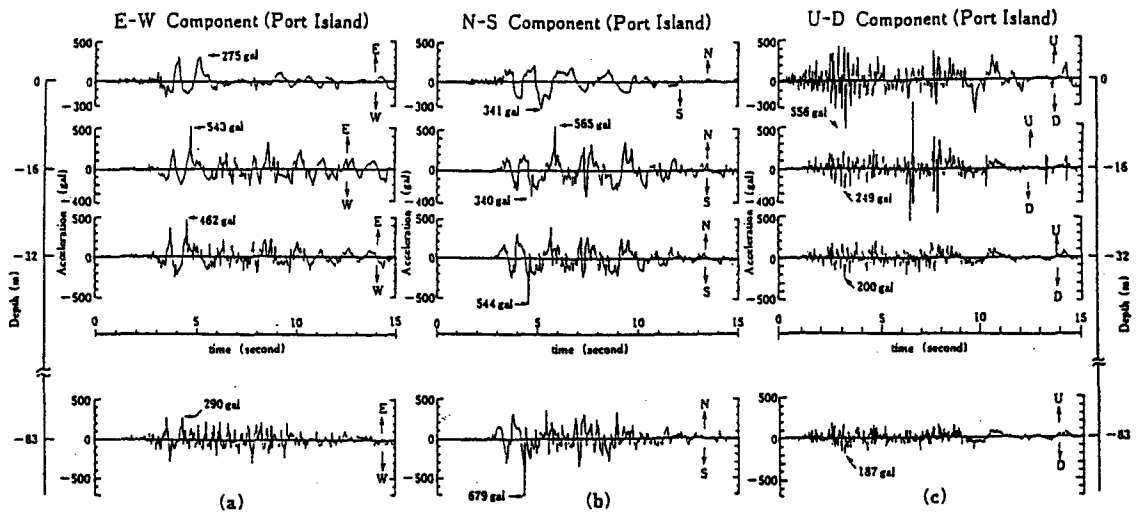


図9 ポートアイランドの地震記録（関西地震記録研究協議会提供）

床昇版に強く作用し、中柱に大きなせん断力（設計上考慮されていない）が発生し破壊に至ったと考える。さらに中柱と上下床版との連結ヒンジ構造でなく剛結に近かったことが、この部分に大きなせん断力が生じる1つの要因になったと推定される。

(c) 車両の脱線と車体の損傷

地下鉄道部での車両被害としては、停車していた電車の脱線がある。この原因は、水平動、上下動による両輪の浮き上がり、ローリング現象に伴う片車輪の浮き上がりと水平移動が考えられる。しかし、これらの被害からは、地下部分で上下動、水平動のいずれが卓越したかは判断しがたい。

2) 地震動の大きさ

残念ながら大開駅や上沢駅付近の地盤での観測された地震波形はない。軟弱地盤の記録としては、港湾や東神戸大橋等の記録の他、ポートアイランドの記録がある。この地点では、地表より0.0m、-16.4m、-32.4m、-83.4mの各深さに加速度計が埋設されており、最深部(-83.4m)での最大加速度は、678.8gal(NS)、302.6gal(EW)、186.6gal(UD)に対して、地表では、341.2gal(NS)、284.4gal(EW)、555.9gal(UD)となった(図9)。水平成分が地下の成分に比べて地表で減衰する傾向(地表近くの地盤の著しい非線形効果)が明瞭に表れた。これに反し、上下動は、水平動と異なり

増幅する傾向が表れた。(財)電力中央研究所³⁾では、神戸変電所の地表で得られた観測記録を用いて岩盤の地震動を推定しているがこれによると、GL-70m、 $V_s=780\text{m/s}$ の基盤での最大加速度は、ほぼ250gal~300galと推定され地表部のおよそ1/2程度となる。この値は、神戸大学の速度記録を微分して得られた最大加速度GL-53m($V_s=1350\text{m/s}$)で272~305galとほぼ対応する(図10, 11)。これらの値から、大開駅や上沢付近の地表の加速度を推定(詳細は、5章に示す)すると、700gal以上と推定される。

3) 構造特性の影響

構造特性に着目した被害の特徴

- ・駅部では、RC柱が被災し、鋼管柱は被害を受けていない。線路部においてもRC柱はせん断破壊したが、鉄骨コンクリート柱は上下端の被覆コンクリートが剥離したに留まった。

- ・鉄骨造りの阪神三宮駅の被害は少なく、隣接するRC造りの市営地下鉄三宮駅が大きな被害を受けた。

- ・1径間構造部分については、側壁に縦断方向のクラックが多くみられ、また、側壁と下床版の連結部(内継ぎ目)が破壊し最大で約20cm程度内側に移動した形跡が見られた。しかし全体としての被害は小さかった。

以上の被害から開削トンネルにおいては、耐震

上、RC製中柱が大きな弱点となった事が指摘できる。

この要因として (a) 構造設計では、中柱はヒンジ構造として解析しており、曲げやせん断が発生しないが、実際の柱では、縦桁からの軸力伝達

を鉄筋に負担させるため、軸方向鉄筋を縦桁に深く定着させる剛結構造となっていた。このため設計上想定していない大きな曲げモーメント、せん断力を受けた。

(b) 中柱には60~100kgf/cm²程度の大きな軸方

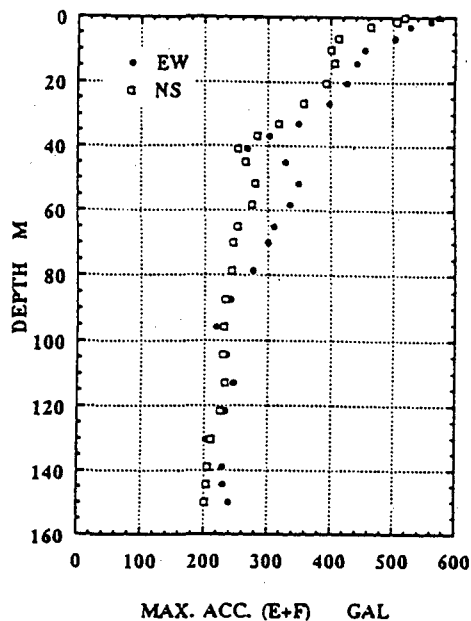


図10 最大加速度の地中分布³⁾

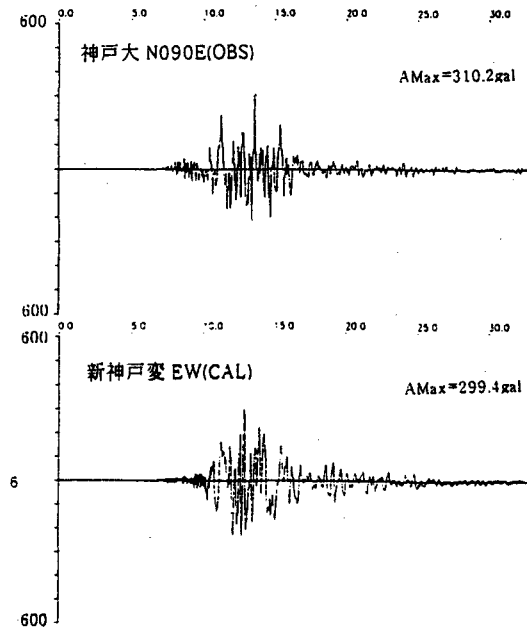


図11 神戸大観測波形と新神戸変電所地中計算波形³⁾

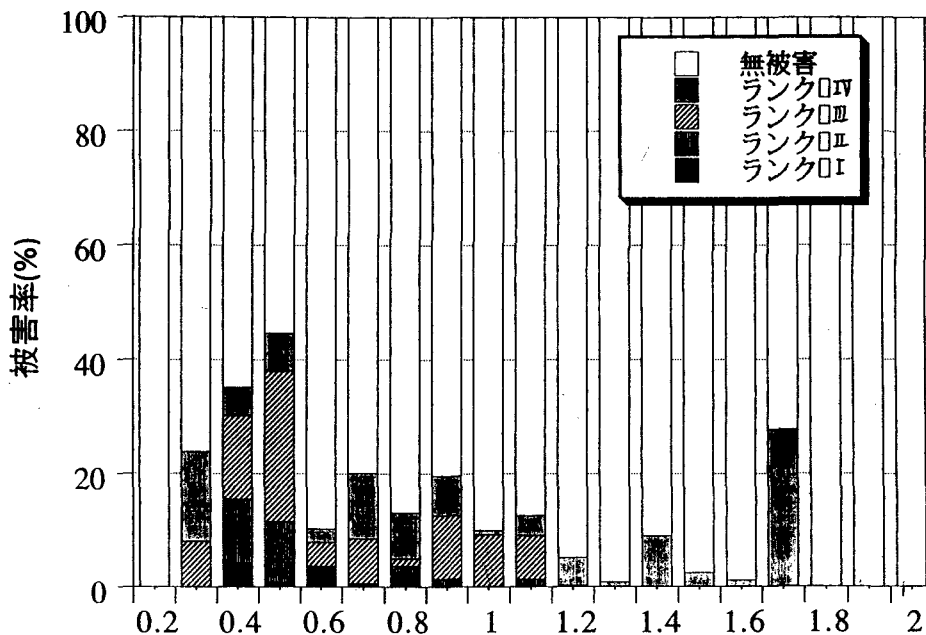


図12 せん断耐力Vu/曲げ耐力V²⁾

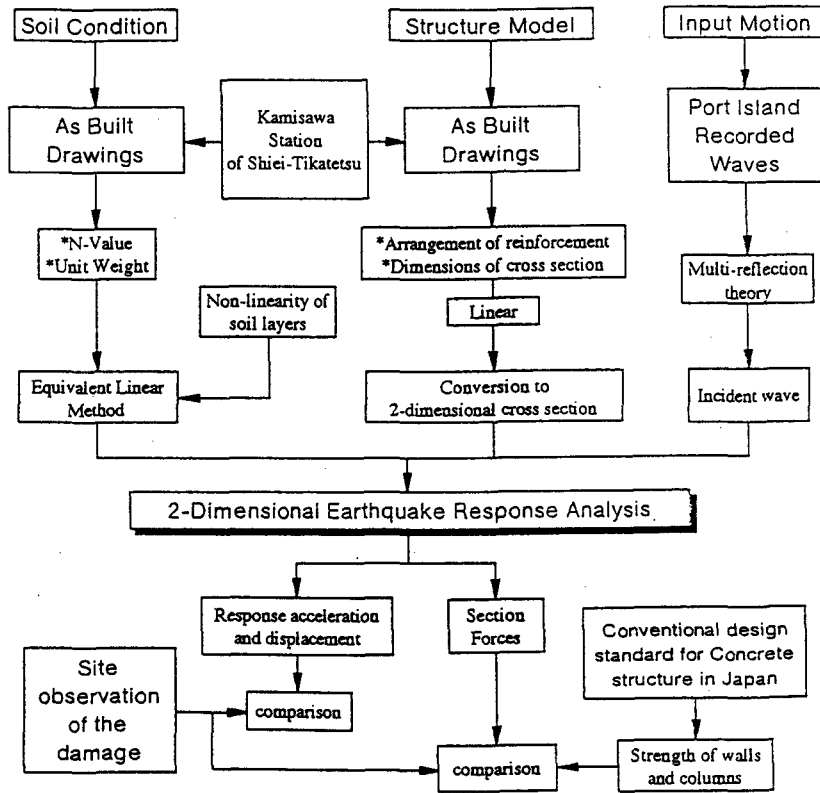
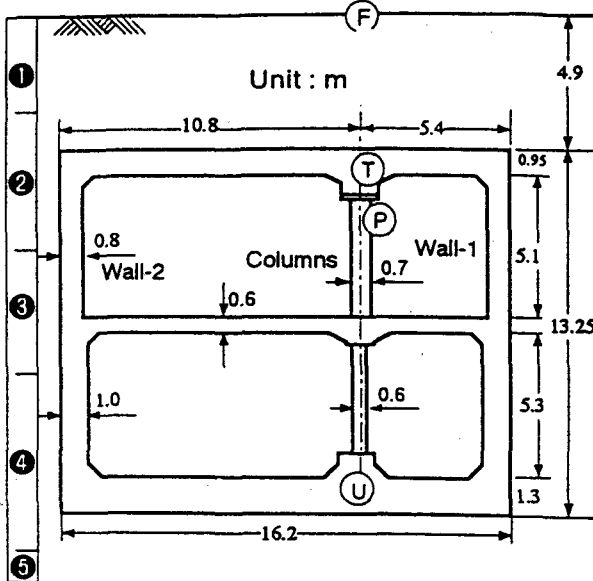


図13 数値解析による地震被害の検討フロー (上沢駅舎の場合)⁴⁾

(1) Dimension of the cross section



(2) Soil structure interaction model

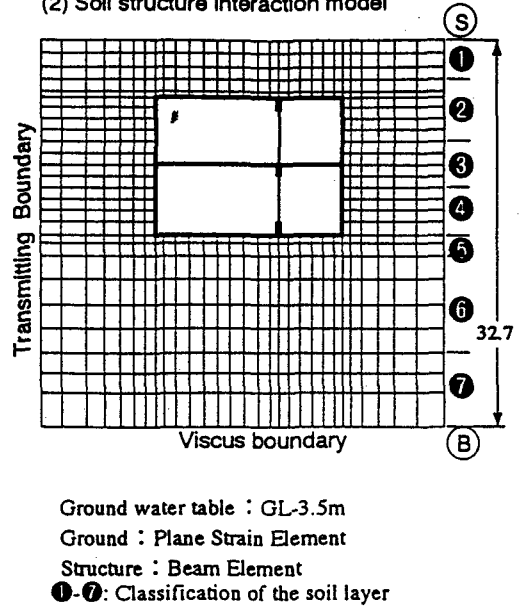


図14 地盤・構造物解析モデル (FEMモデル)⁴⁾

向圧縮応力を負担させているため鉄筋量が非常に多く曲げ剛性が大きくなり、せん断耐力が曲げ応力に比べて劣った柱が多かった。

市営地下鉄のコンクリート柱3144本を対象に柱上下端部のせん断耐力/曲げ耐力と被害の関係を示すとせん断耐力が曲げ耐力よりも劣る柱がより多くの被害を受けた(図12)。

4) 土被りの影響

駅部の土被り厚さと被害との関係を調べると表8に示すように、土被りが2m~9mまでの範囲で被害を生じている。これは、地震動(特に水平動)によって、上載土重によるせん断荷重(上載土x震度)が上床版に作用し、せん断破壊したと考える。

5) 地盤の影響(図8)

・地下部の大きな被害は、市営地下鉄三宮駅を除

いて、旧湊川以西の海岸低地帯に集中している。

・被災の大きかった新長田駅東部と上沢駅は、軟弱層と硬質層にまたがり、被災の少なかった長田駅は、全て軟弱層に、また、湊川公園駅は全て硬質層に構築されている事が確認された。特に、上沢駅では地下1層と2層の境が軟弱層と硬質層の境に一致しており、この位置付近で地盤歪が極端に増大し、被害を大きくした可能性がある。このように今回の地下構造物の被害は、大きな地震動により地盤の応答(変位、加速度歪)が極端に増大した事もその一因と考えられる。

5. 数値解析による被害原因の検討

ここでは、①神戸市営地下鉄上沢駅舎 ②神戸

表9 地盤モデルの物性値(上沢駅舎の場合)⁴⁾

Layer	Depth GL-(m)	Soil Type	Unit Weight (tf/m ³)	S-wave Velocity (m/sec)	Initial Shear Modulus (tf/m ²)	Reference Strain (10 ⁻⁴)	Maximum Damping Ratio
①	3.5	Top soil	1.8	150	4590	4.4	0.25
②	9.0	Sandy Silt	2.0	200	8160	6.4	0.25
③	13.0	Sandy Clay	2.0	230	10790	19.4	0.15
④	17.5	Silt	1.7	250	10840	14.1	0.25
⑤	19.0	Gravel	2.0	260	13790	11.1	0.25
⑥	27.5	Gravel	2.1	270	15620	12.6	0.25
⑦	32.7	Sandy Clay	1.7	250	10840	19.4	0.15

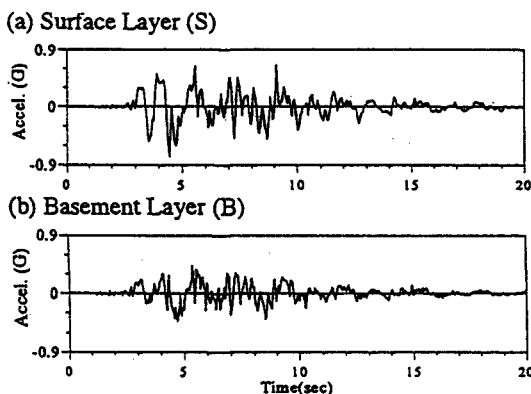


図15 解析用設計基盤における入力地震動と地表面における地震動⁴⁾

(c) Transfer Function (S/B)

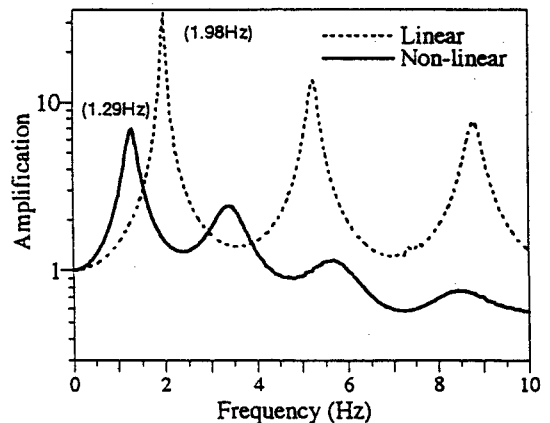


図16 設計基盤と地表面間の伝達関数⁴⁾

高速鉄道大開駅舎を対象に地下鉄の被害原因について解析的に検討を行った。

5. 1 神戸市営地下鉄上沢駅舎の地震被害の検討^{2), 4), 5)}

解析条件

(1) 解析方法と解析ケース

解析のフローチャートを図13に示す。図5に示す上沢駅舎C型断面を対象に、①ポートランドで観測されたGL-83mの地震波形を用いて地盤の非線形性を考慮した2次元地震応答解析法、および②応答変位法により解析を行い被害原因について検討した(基本解析)。さらに、パラメーター解析として、③入力地震強度の影響をしらべるため地震動の大きさ(最大加速度を基本解析の83%、70%)を変えた場合、④基盤から構造物までの層厚の影響を調べるため、層厚を基本解析の1/2、2倍に変えた場合の地盤応答、構造物に発生する断面力の関連について検討した。

(2) 解析モデル

図14に構造物(C型断面)と周辺地盤のFEM解析モデルを示す。

・地盤モデル：成層構造にモデル化し、大阪層群(深さ32.7m)に工学的な地震基盤があると仮定した。表9に地盤物性値を示す。初期の地盤物性値(せん断波速度 V_s (m/s))は、既往の地盤調査試験によりえられたN値より、以下に示す今井式を用いて設定した。

砂質土： $V_s=97N^{0.323}$ 、粘性土： $V_s=114N^{0.323}$ (5-1)
また、地盤材料(せん断弾性定数 G (kgf/cm²)、減衰定数)のひずみ依存性はH-Dモデルと想定して算定した値を用いた。最大減衰定数は砂質土で25%、粘性土で15%とし、最小減衰定数はともに2%とした。地盤モデル下端は粘性境界、側方は伝達境界とした。ただし、上下動に関しては、非線形性は、考慮してない。

・構造物モデル：駅舎構造物は梁でモデル化し、基本的には材料の、ひずみ依存性は考慮していない。

5mピッチに入った中柱は、単位奥行き当たりの断面定数に換算してある。コンクリートの単位体積重量を2.4kgf/cm³、減衰定数を5%、せん断弾性定数を 2.1×10^5 tf/m²と仮定した。ただし、

塑性化した部分部分のコンクリート部材のせん断弾性定数は初期値の1/2に低下した。

(3) 入力地震動

地震応答解析では、入力地震動として、ポートアイランド地点(-83m： $V_s=320$ m/s)で観測された水平、上下地震波形を工学的な地震基盤に重複反射理論により引き戻し、水平方向に関しては、NS成分、E成分を軸方向に合成した波形を作成し工学的基盤から2Eで入力した。図15地表面(A)および基盤(B)の加速度波形を示す。また、図16に基盤と表層地盤との伝達関数を示す。最大加速度葉、基盤で430gal、地表で780galとなった。また、基盤での表層地盤の1次共振点は、初期状態では1.98Hzに見られるが最終状態では1.29Hzとなり、応答倍率も1/4に減少している。

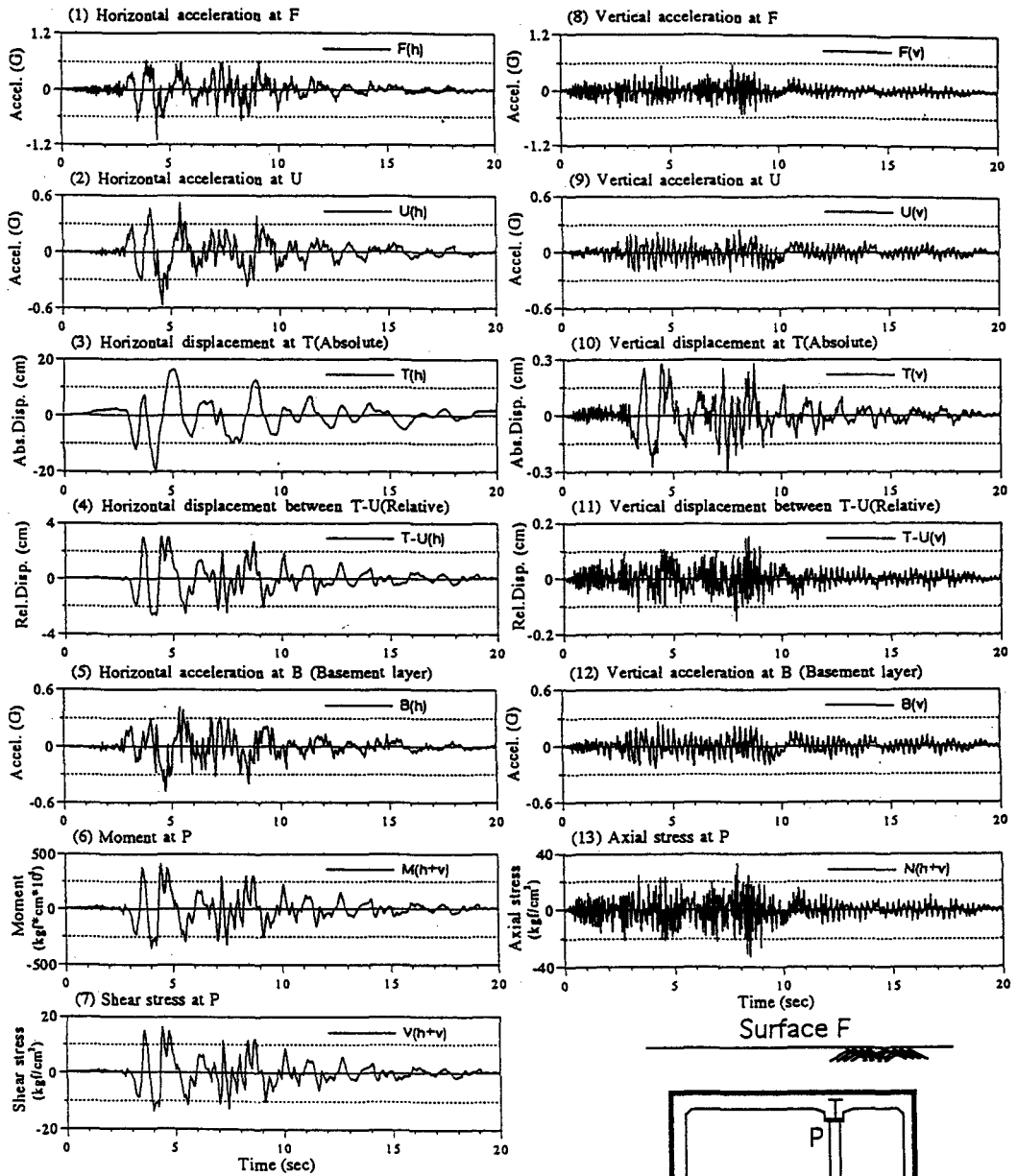
解析結果

(1) 2次元応答解析(基本解析)による検討

図17に中柱上端部(T)の加速度、相対変位、および断面力の応答波形を示す。図18に最大変位分布を示す。中柱の変位は、自由地盤の変位よりも大きくなっていることが特徴的である。側壁はほぼ地盤の変形に支配され、その変形に伴わないスラブが変形し、中柱はそれらの影響を受け、自由地盤より大きな変形を示す(図19)。このことにより中柱の被害に大きな影響を与えたものと考えられる。

断面力に関しては、せん断力(図17(3))と躯体の相対変位(図17(2))と、軸力(図17(7))は、上下方向加速度(図17(5))との相関が強いことが確認できる。地震時成分と常時成分を加えた合成断面力の強度に対する比(耐力比)の分布を図20に示す。この比が1を越えた時部材に損傷が生じたものと考えられる。曲げ降伏モーメント(M_v)とせん断耐力(V_v)の算定は土木学会コンクリート示方書⁹⁾によった。

図からB1F部中柱のせん断に関する強度比は1を大きく越えており、破壊につながったものと考えられる。また、B2Fの側壁下部においてもせん断強度比が越えており、この部分にクラックが生じたことが説明できる。また、曲げモーメントに



F : Surface of Ground
 T : Upper Slab
 P : Intermediate Columns
 U : Bottom Slab
 B : Basement Layer
 h : Horizontal Input Motion
 v : Vertical Input Motion

M : Bending Moment (kgf/cm)
 V : Shear Stress (kgf/cm²)
 N : Axial Stress (kgf/cm²)

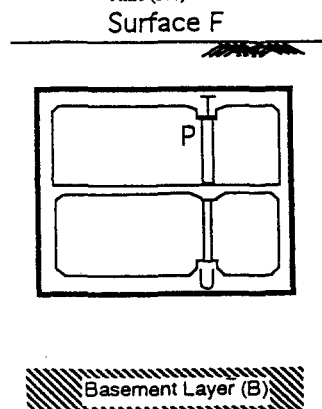


図17 時刻歴応答波形 (解析値) ⁴⁾

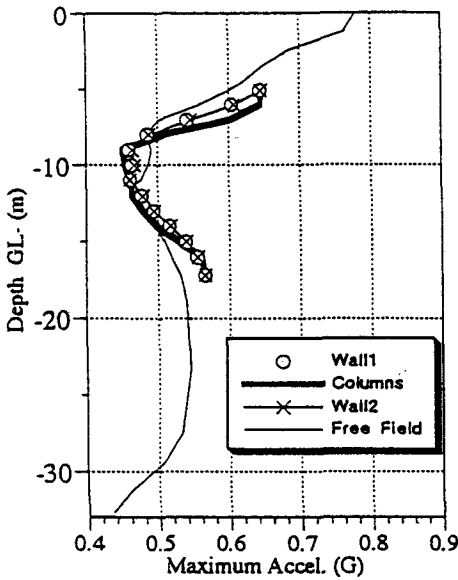


図18 最大加速度分布の計算値⁴⁾

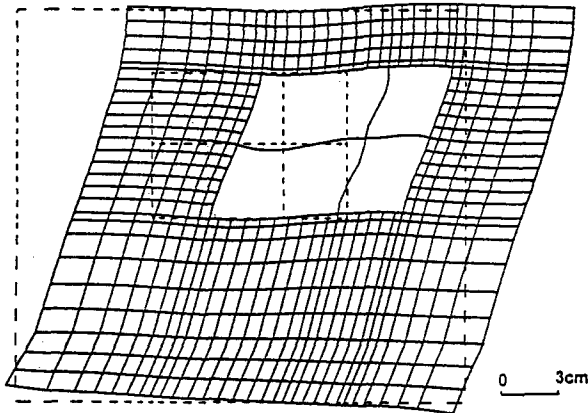


図19 最大変位モード⁴⁾

関しては、中柱に大きな値を示す部位があり破壊との関係が説明できる。

(2) 応答変位法による検討

動的解析法の検討により、地下鉄構造物が周辺地盤のせん断変形、上載土のせん断荷重の影響を強く受けていることが明らかとなった。ここでは、動的解析により得られた応答変位により、曲げクラック (Mi) あるいはせん断クラック (Si) が発生する部位を想定した。図21および表10に常時荷重および地震時応答変位によって生じる曲げモーメントの概念図と想定されるクラックおよびその要因となるMi、Siを示す。表10の中で実際に

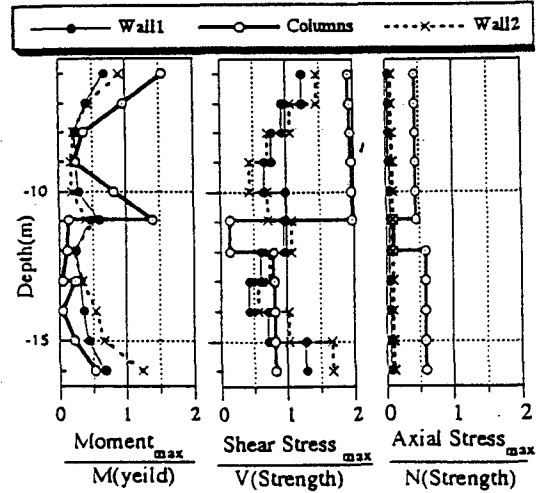


図20 構造物部材の断面力の強度比分布⁴⁾

表10 クラックの発生原因と発生部位

	発生原因	発生部位
(a)	設計時に想定していない引張リ力が働く	M1, M2, M4 M5, M6, M7 M8
(b)	設計時に想定していた以上の引張リ力が働く	M3, M9, M10 M11, M12, M13
(c)	設計時に想定していないせん断力が働く	S4, S5
(d)	設計時に想定していた以上のせん断力が働く	S1, S2, S3 S6, S7, S8

注 〃は被害が確認できたもの

観測されたクラックにアンダーラインを付している。耐震設計をしていないか、あるいは中柱をピン結合と考えたために設計時に想定していなかった力が働いたと思われる部位のすべてにクラックの発生が確認されている。この中で、M12は、大開駅復旧時発見された外側の部位のクラックの被害である。これらの点により、応答変位法による評価は概ね妥当であると考えられる。

(3) 入力地震強度の影響

図22 (a),(b)に、3つの入力レベル (100%、83%、70%) に対する中柱の最大加速度と最大相対変位を比較して示す。入力地震動の低下とともに応答加速度、応答相対変位とも減少しており、入力70%の場合には、相対変位が約1/2 (50%) に減少する。

図22 (c),(d)は、曲げモーメント比とせん断

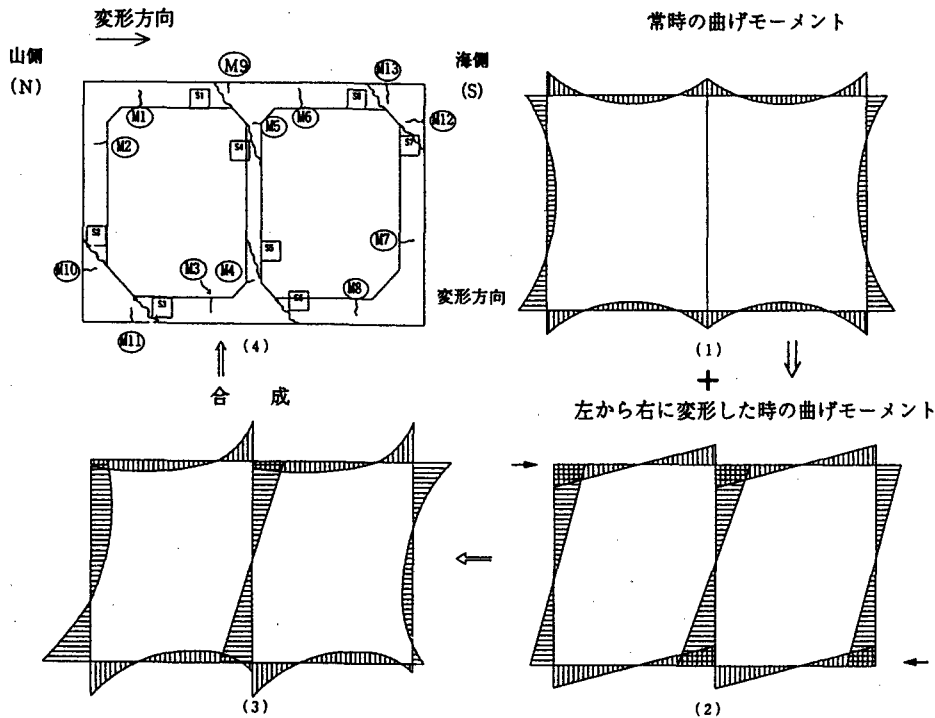


図21 曲げモーメント分布とクラック発生箇所（応答変位法）⁴⁾

応力比の分布を示す。これらの値は、応答加速度、応答相対変位と同様入力地震動の低下にともなって減少している。入力70%の場合、相対変位は50%に減少するが断面力の低下は70%程度である。このことから、部材の断面力は、地盤の相対変位だけでなく地盤の加速度応答に伴う慣性力（特に上載土のせん断力）の影響を受けていると考えられる。

(4) 地盤厚の影響

図23 (a), (b) に、3つの層厚に対する中柱の最大加速度、最大相対変位を示す。地表面付近（表層から駅舎上床版位置）の最大加速度は、層厚により異なり、浅い場合（層厚1/2）が最も大きい値を示した。しかし、相対変位には、殆んど差はなかった。

図23 (c), (d) に、3つの地盤厚に対する曲げモーメント比とせん断応力比を比較して示す。曲げモーメント比には殆ど差がないが、せん断応力比には差がみられた。せん断応力比の差は、地表面付近の加速度応答の差に対応しており、このことから、中柱のせん断破壊には、上載土の慣性力

（せん断荷重）の影響を強く受けている事が示唆できる。

5. 2 神戸高速鉄道大開駅舎の地震被害の検討^{8), 9)}

(1) 解析方法

図2に示す大開駅舎の1層の箱型断面を対象に、地盤の非線形性を考慮した2次元地震応答解析法、および応答変位法により解析を行い被害の原因を推定した。

(2) 解析モデル

・地盤モデル：図24に大開駅周辺地盤の土質縦断構造、N値、速度構造を示す。周辺地盤は成層構造にモデル化し、大阪層群（深さ44.195m）に工学的な地震基盤があると仮定した⁷⁾。

図25に構造物周辺地盤のFEM解析モデルと地盤物性値を示す。地盤物性のひずみ依存性は、原位置で採取した不攪乱試料（ブロックサンプリング）を用いた中空ねじり試験による動的変形特性試験結果より求めた（図26）。試験条件は、等方圧密化での拘束圧0.5、1.0kgf/cm²、異方圧密化での拘束圧0.5kgf/cm²の3ケースである。せん断剛

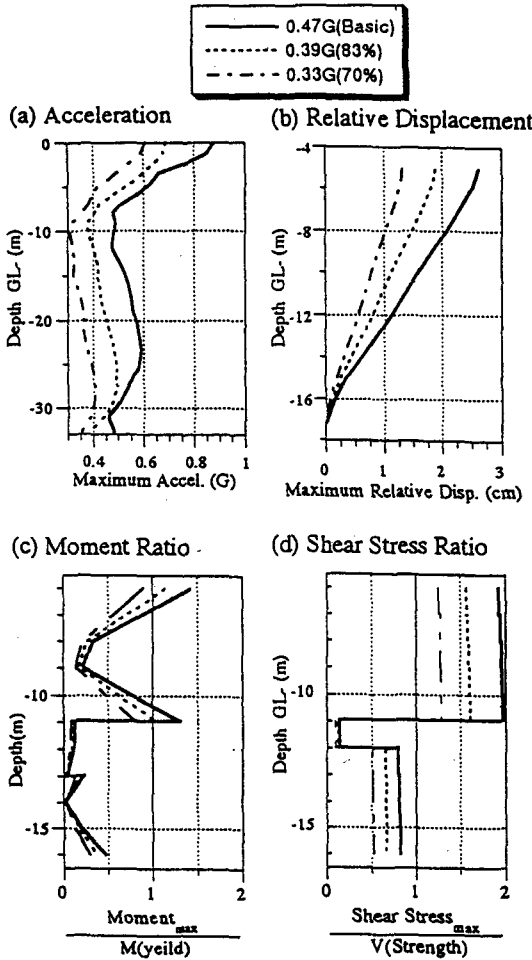


図22 入力地震動の大きさの影響⁴⁾

性の低下率 (G/G_0) とせん断ひずみとの関係はほぼ同じである。また、拘束圧に応じた低レベルのせん断剛性はそれぞれ、 0.5kgf/cm^2 で 356kgf/cm^2 、 1.0kgf/cm^2 で 585kgf/cm^2 となっている。解析モデル(地盤)の下端は粘性境界、側方は伝達境界とした。

・構造物のモデルと部材の物性値を図27、表11に示す。モデル化にあたっては、材料の非線形性を考慮して、剛性を初期値の1/2とした。

(3) 入力地震動

地震基盤での入力地震動は、ポートアイランドの基盤 ($-83\text{m} : V_s=320\text{m/s}$) での観測波形(水平成分、上下成分)を重複反射理論により引き戻し入射波成分に分離したものを採用した(図28)。

(4) 応答変位法の解析では、図29に示すように、

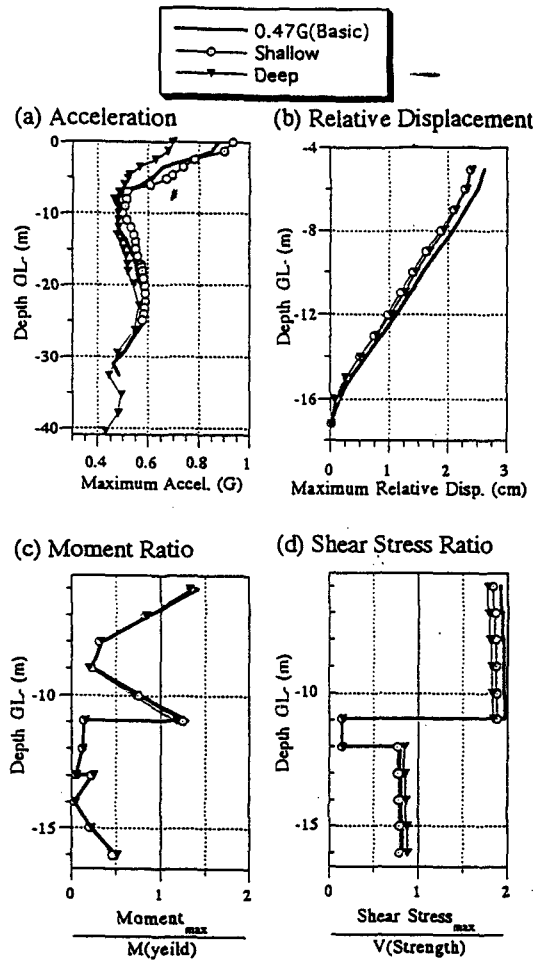
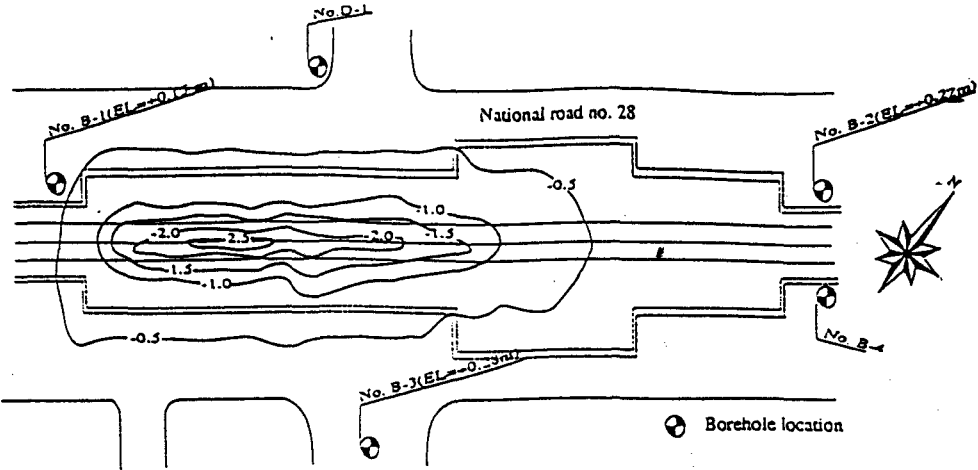


図23 表層地盤の厚さが地盤の加速度、地盤・構造物の相対変位、コンクリート部材の曲げモーメント比、せん断応力比に及ぼす影響⁴⁾

JR総研が阪神・淡路大震災に伴う鉄道復旧構造物の設計に関する特別仕様に基づいて提案した地盤・構造物の相互作用を考慮した静的解析法⁸⁾に基づいて、構造物モデルに作用する荷重を算定し、各部材の断面力を算定し終局耐力と比較した。この場合、地盤—構造物の相対変位は1次元地盤—構造物応答解析法(SHAKEプログラム)により求め、これをばねを介して構造物モデル側壁に直土圧荷重として作用させた。また、上床版には上載土の地震時慣性力をせん断弾性定数荷重として作用させた。

(4) 解析結果

・2次元解析により求めた構造物中心から、14.15m、26.15m、および42.15mの位置での地盤の深さ方向の水平加速度分布、上下加速度分布を



(a) Plan and contours of the settlement of the ground surface

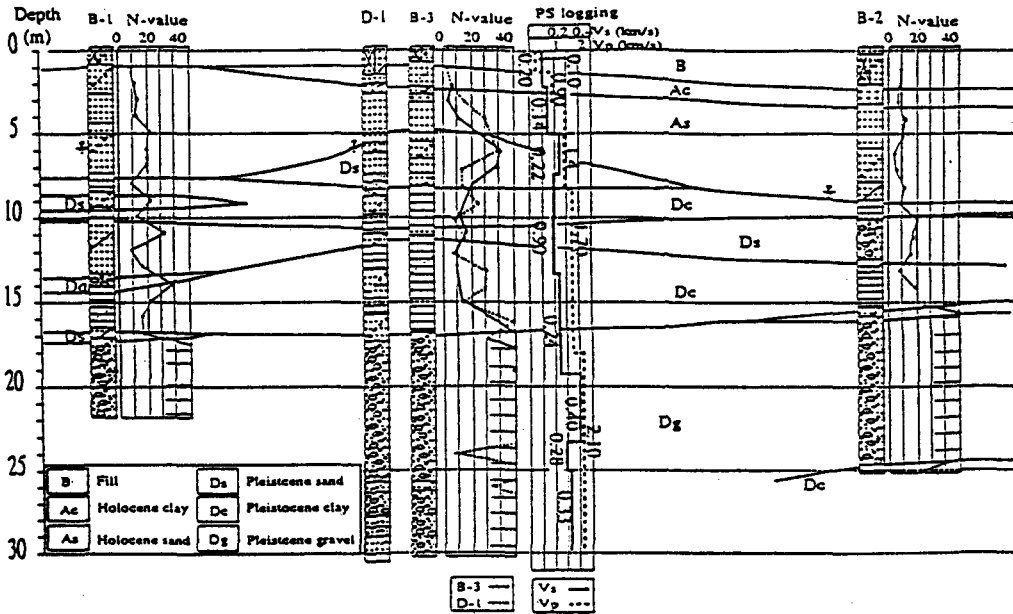


図24 道路の陥没と地盤構造^{9), 10)}

図30 (a) に示す。これによると構造物周辺地盤の地表面の最大水平加速度は400gal以上であり、地震被害より推定した気象庁の震度7の帯の値に対応している。これを1次元SHAKEの解析結果と比較すると約1.4倍となった。さらに、図30 (b) に地盤と構造物との最大相対変位の深さ方向の分布を示す。上下床版位置間の相対変位は、4.0cm以下で自由地盤（中心より42.5mの位置）での値の約50%となった。

・2次元解析および応答変位法によるコンクリー

ト部材に生ずる最大曲げモーメント (M_r) を比較して図31に示す。2次元解析による値は、応答変位法の値よりかなり大きかった。この差はコンクリート部材のモデル化の違いによるものと考えられる。

・表12の土木学会コンクリート標準設計指針 (JSCE, 1991)⁶⁾ に基づいて算定した部材の極限曲げモーメント (M_u) と前述の2次元応答解析および応答変位法による解析結果とを比較して示す。2次元解析による曲げモーメントは、 M_u と比べて

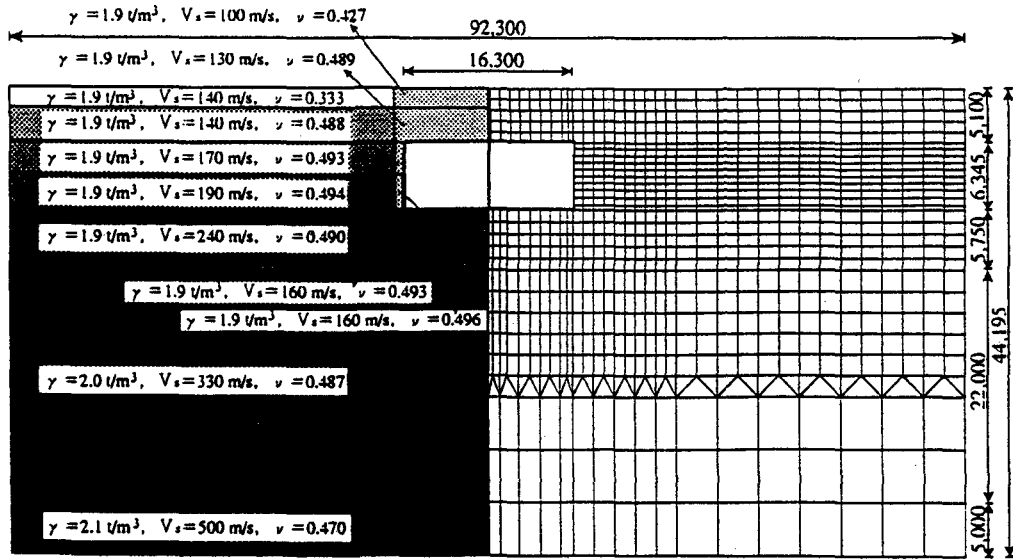


図25 解析用設計基盤における入力地震動（水平、上下成分）^{9), 10)}

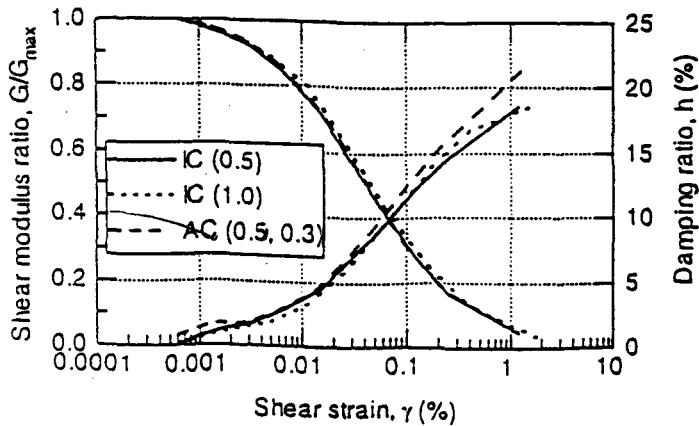


図26 地盤の動的変形特性^{9), 10)}

かなり大きいですが、これは、コンクリート部材の非線形性を等価線形で考慮しており、破壊時の部材の非線形性を正しく評価していないためと考えられる。

一方、応答変位法による側壁と底版の最大曲げモーメント (M_r) は、極限曲げモーメントとほぼ同じ値を示し、中柱と上床版に生じる曲げモーメントは極限曲げモーメント以上となった。以上の解析結果により、中柱には、せん断破壊時に、極限曲げモーメント以上の曲げモーメントが

生じせん断耐力が不足して破壊に至ったものと推定される。

6. まとめ

(1) 被害を受けた地下鉄構造物の大部分は、開削工法で施工されたものであり、構造的には鉄筋コンクリート造の函型断面であり、中間に中柱がある構造である。被害形態としては、この中柱の損壊（せん断破壊と曲げ破壊）が圧倒的に多かった。

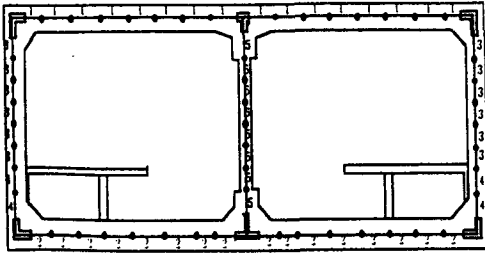


図27 構造物解析モデル^{9), 10)}

表11 構造部材の物性値 (大開駅舎の場合)^{9), 10)}

Member	h (m)	A (m ²)	A' (m ²)	I (m ⁴)	Unit Weight (tf/m ³)	G (×10 ⁸ t/m ²)	ν	D (%)
Ceiling Slab	1	0.8	0.86	0.72	0.0487	2.40	1.27	0.2
Base	2	0.8	0.91	0.76	0.0583	2.40	1.27	0.2
Side Wall	3	0.7	0.72	0.60	0.0302	2.40	1.27	0.2
	4	0.8	0.88	0.73	0.0549	2.40	1.27	0.2
Center Pillar	5	0.8	0.84	0.70	0.0442	2.40	1.27	0.2
	6	0.4	0.16	0.13	0.00224	2.40	1.27	0.2

h:thickness, A:Section Area Considering Axial Reinforcement, A':Effective Shear Area(A/1.2), I: Moment of Inertia of Section, D:Damping factor, G:Shear Modulus, ν:Poisson Ratio

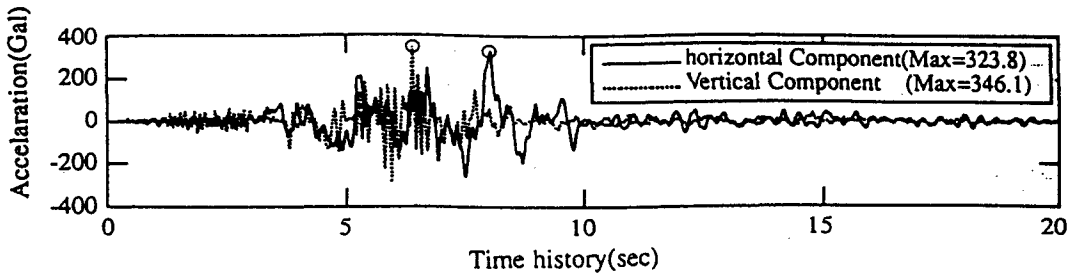


図28 解析用設計基盤における入力地震動 (水平、上下成分)^{9), 10)}

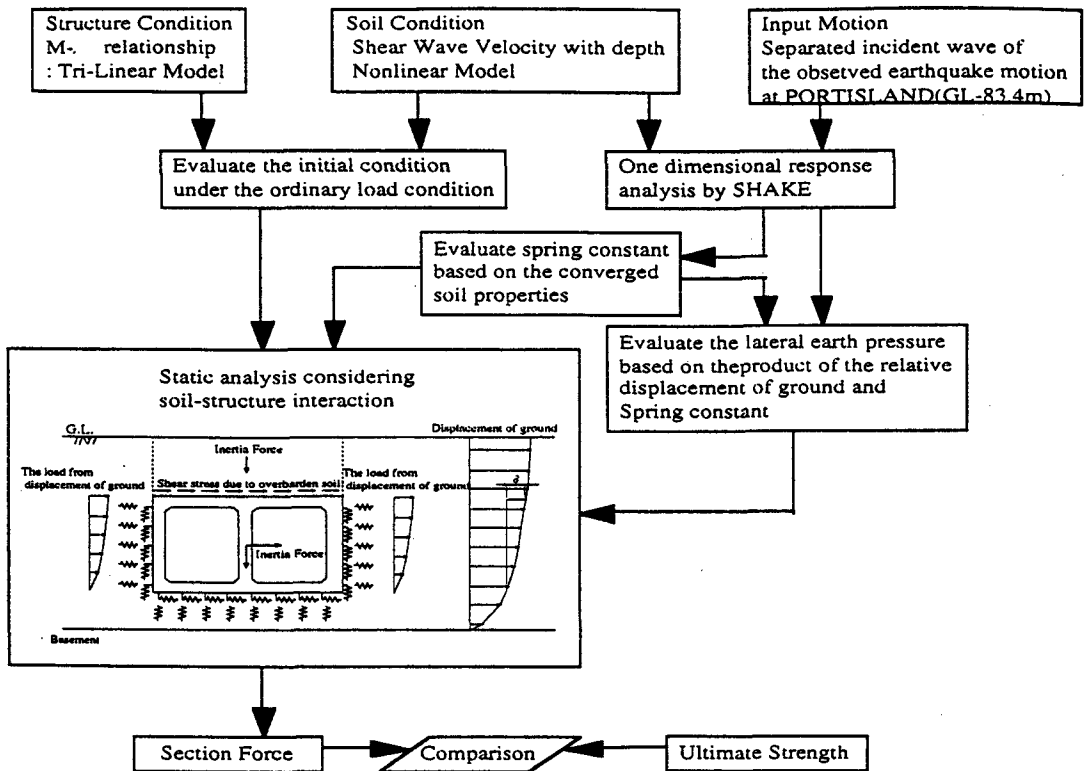


図29 応答変位法の解析フロー (大開駅舎の場合)¹⁰⁾

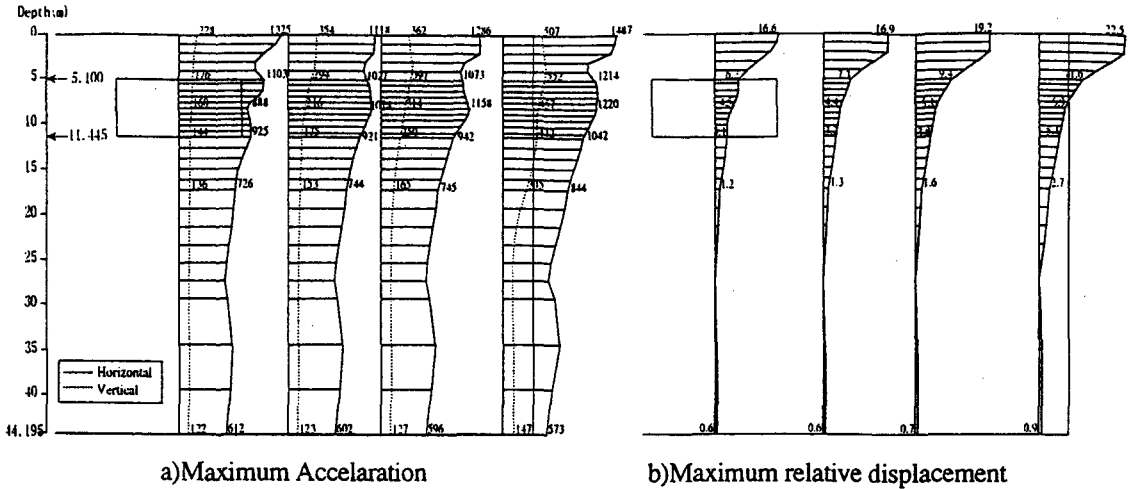


図30 地盤応答の深さ方向の分布 (最大加速度応答と最大相対変位) ^{9), 10)}

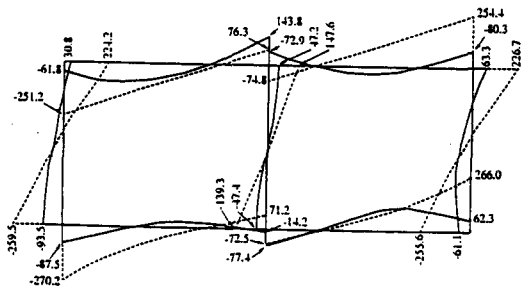


図31 2次元応答解析と応答変位法による曲げモーメントの比較 ^{9), 10)}

表12 極限モーメントと最大曲げモーメントの比較 ^{9), 10)}

member	Ultimate Bending Moment (tm)	Maximum Response Bending Moment(tm)		
		2-Dimensional Analysis	Seismic Deformation Analysis	
Center Pillar	37.0	147.6	47.2	
Side Wall	Top	60.8	226.7	63.3
	Bottom	91.5	259.5	93.5
Ceiling Slab	62.0	254.4	80.3	
Base Slab	92.5	270.2	87.5	

(2) 地下鉄構造物の被害原因について検討した結果、開削トンネルの被害の支配的な要因は水平地震動による地盤のせん断変形とそれに伴う上載土のせん断荷重が構造物に強く作用したためだと考える。さらに、中柱と上下床版とが連結ヒンジ構造でなく剛結に近かった事が、この部分に大きなせん断力が生じる1要因になったと考える。

(3) 上沢駅舎、大開駅舎の被害について、地盤の非線形性を考慮し、2次元地震応答解析および応答変位法により検討した結果、中柱の破壊は水平地震動による周辺地盤の影響を強く受け、設計値以上の水平力、特に上載土の慣性力によるせん断荷重が大きく作用し、せん断耐力不足により破壊に至った事が推定できた。

しかしながら、実際、構造物に作用した地震荷重の大きさや分布形状、上下動の影響など入力地震動に関する問題、構造物や地盤の非線形挙動、

破壊のメカニズムの解明や評価できる解析法の開発、モデル化など、今後解明すべき多くの問題が残されている。これらの点については、今後、模型実験や解析などによりさらに検討を進める必要がある。

なお、土木学会、地下構造物被害調査WGでは引き続き地下鉄構造物の破壊の原因の検討評価を行う予定である。

謝 辞

本報告は、土木学会耐震工学委員会、阪神・淡路大震災地下構造物被害調査WGの検討結果をベースとして作成したものである。被害調査分析を行ったWG各位、また、被害状況および地盤、構造物に関する詳細な資料を提供して下さいました神戸市交通局、神戸高速鉄道の各位に深く感謝致します。特に、上沢駅舎の被害調査の分析と解析に当

たっては、神戸市交通局佐俣課長、大林組株式会社、技術研究所 松田 隆氏、また、大開駅舎の被害調査の分析と解析に当たっては、佐藤工業株式会社技術研究所 中村 晋氏の協力を得た。ここに、合わせて、深く感謝する次第です。

参 考 文 献

- 1) 岩橋敏広「阪神・淡路大震災の地震の概要と土木構造物の被害」,『総合都市研究』57, p.19~53, 1995.
- 2) 佐俣千載・招待論文 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, 1-17, 1996. 3.
- 3) 澤田義博・佐藤清隆「兵庫県南部地震の種々の地盤における地震動特性」,『電力土木』No.262, 別刷.
- 4) T. Matuda, S. Samata, and T. Iwatate, "Sesmic Response Analysis for A Collapsed Underground Subway Structures with Intermediate Columns", Committee of Earthquake Engineering J. S. C. E, *The 1995 HYOUGOKEN-NANBU EARTHQUAKE - Investigation into Damage to Civil Engineering Structures*-, pp. 275-285. 1996.
- 5) 松田 隆他「阪神・淡路大震災における地下鉄駅舎の被災に関する解析的検討」,『大林組技術研究所報 特別号』p.35~48, 1996.
- 6) J.S.C.E. *Standerd Specification for Design and Construction Reinforced Concrete (Part1)*, 1991.
- 7) 地盤工学会関西支部・関西地質調査業協会編「新編大阪地盤地図」,『コロナ社』1987.
- 8) 財団法人 鉄道総合技術研究所『新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料』平成8年3月.
- 9) S. Nakamura, N. Yoshida, and T. Iwatate, "Damage to Daikai Subway Station during The 1995 HyogoKen-Nanbu Earthquake and Its Investigation" , Committee of Earthquake Engineering J. S. C. E, *THE 1995 HYOUGOKEN-NANBU EARTHQUAKE - Investigation into Damage to Civil Engineering Structures-*, pp. 287-295, 1996.
- 10) T. Iwatate, T. Domon, and S. Nakamura, "Earthquake Damage and seismic Response Analysis of Subway Station and Tunnels durings great Hanshin Awaji Earthquake" .

Key Words (キー・ワード)

Earthquake Damage (地震被害), The Great Hanshin-Awaji Earthquake (阪神・淡路大震災), Underground Subway Structure (地下鉄構造物), Seismic Response Analysis (地震応答解析), Seismic Deformation Method (応答変位法)

Earthquake Damage and Seismic Response Analysis of Underground Subway Structures during the 1995 Great Hanshin-Awaji Earthquake

Takahiro Iwatate*

*Department of Civil Engineering, Tokyo Metropolitan University
Comprehensive Urban Studies, No.61, 1996, pp.25-48

Underground subway structures in Kobe suffered severe damage during the great Hanshin-Awaji Earthquake. Major damage occurred at RC intermediate columns of concrete box culvert. Among them, Kamisawa station of Kobe Shiei Line and Daikai station of Kobe Rapid Transit Railway Line are typical examples that completely collapsed due to the earthquake motion.

Judging from the damage patterns, strong horizontal forces were imposed on the structures from the subsoils, which caused the shear deformation of the box frame structures. Investigation of the damage mechanism were made through the analytical approach by use the seismic data. It is concluded that the center columns were collapsed by the lack of the load carrying capacity against shear deformation.