

# 連続立体交差高架橋で構成される大阪モノレールの地震時における被災度推定システムの開発

川上 卓<sup>1</sup>・三宅 潤<sup>2</sup>・松本 崇志<sup>3</sup>・川井 菜緒<sup>4</sup>・奥田 貴矢<sup>4</sup>・松原 学<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 学士 大阪モノレール株式会社 技術部（〒565-0826大阪府吹田市千里万博公園1-8）

<sup>2</sup>非会員 工修 大阪モノレール株式会社 技術部（〒565-0826大阪府吹田市千里万博公園1-8）

<sup>3</sup>正会員 工博 株式会社建設技術研究所 大阪本社構造部（〒541-0045大阪市中央区道修町1-6-7）

<sup>4</sup>正会員 工修 株式会社建設技術研究所 大阪本社構造部（〒541-0045大阪市中央区道修町1-6-7）

<sup>5</sup>正会員 工修 株式会社建設技術研究所 大阪本社情報・電気通信部（〒541-0045大阪市中央区道修町1-6-7）

## 1. はじめに

大阪モノレールは、大阪空港駅から門真市駅を結ぶ本線と、万博記念公園駅から彩都西駅を結ぶ彩都線から



図-1 連続立体高架橋の状況写真

なる跨座式モノレールである。総延長は約28kmで、そのほとんどの区間が道路、鉄道、河川と並走あるいは交差する連続立体交差高架橋である（図-1）。

2018年6月18日に発生した大阪府北部を震源とする地震において、大阪モノレール沿線では最大震度6弱の揺れを観測した。この地震により営業運行中であった全18列車を緊急停止し、即座に運輸指令において通電や通信状況、各列車の被災状況等の確認を行った。その結果、各列車とも走行が可能であり、通電していることが確認されたため、駅間に停止していた全10列車を最徐行で最寄り駅まで移動させ、乗客の避難を完了させた。

地震時に早期に乗客の安全を確保し、営業運行を再開するためには、被災の可能性が高い箇所をスクリーニングし、速やかに列車の移動判断および施設点検の初動体制構築を行えるソフト対策の導入が望ましい。他の事例としては、阪神高速道路<sup>1)</sup>において兵庫県南部地震を契機に連続高架橋の地震による被災度推定システムがある。RC橋脚や鋼製橋脚等約8,000基のうち約1,400基の耐震諸元データから被災

度を評価している。

大阪モノレールでは概ね全支柱と支承の耐震諸元データが揃っている。そこで、地震発生後に車両の移動判断や点検行動計画等の策定を支援することを目的に支柱と支承、さらに、モノレール車両の被災度が推定できる評価手法とシステムを構築した。本稿ではこの取組みを紹介する。

## 2. 地震被災度推定システムの基本概要

図-2に地震被災度推定システム（以下、システムと称する）の概要を示す。本システムは、支柱の被災状況を速やかに推定する速報システム（以下、速報と称する）と、速報よりも支柱の被災度推定精度の向上、さらに、大阪府北部を震源とする地震で損傷したモノレール車両の台車枠（以下、車両台車枠

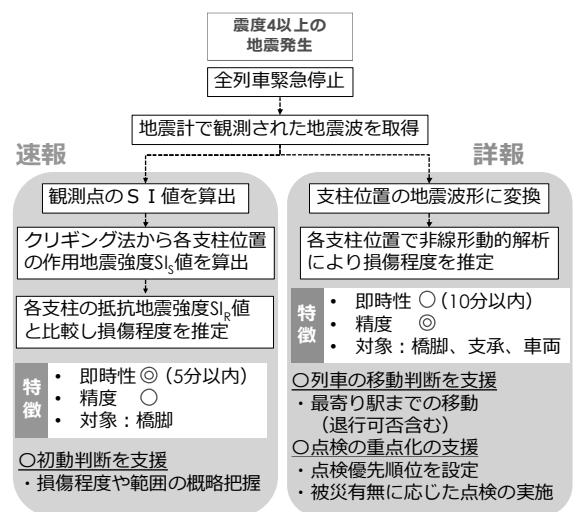


図-2 地震被災度推定システムの概要

と称する)と支承の被災度も推定する詳細システム(以下、詳細と称する)の2つの主軸で構成している。

発災から5分以内を目安とした速報は、被災している可能性が高い支柱とその区間をスクリーニングし、モノレール構造物の損傷の有無やその程度、影響範囲といった概略を把握し、点検の初動判断を支援する。発災から10分以内を目安とした詳細は、支柱、車両台車枠および支承の被災度を推定し、重点的に点検する必要がある施設を見据えた行動計画の策定を支援する。さらに、緊急停止した列車を前進または後退させるか、あるいは、緊急脱出装置により列車から直接地上へ避難するかかの判断材料に活用し、乗客を安全かつ迅速に避難させることを併せて支援する。

大阪モノレールは、多層立体ラーメン構造である駅舎や特殊な立体ラーメン構造といった、地震による被災度を評価するためには3次元立体骨組み解析による評価が必要な構造を多数保有しているが、これらは被災度推定の対象外とした。これは、本システムでは被災度評価の即時性が求められることと、不静定次数が高い構造物は耐震性が高いという理由からである。したがって、塑性化位置が支柱基部に限定され、1自由度系の非線形のばねマスモデルで動的解析による評価が行える、単支柱の橋軸方向および直角方向と、ラーメン支柱の橋軸方向を対象とした。

### 3. 速報システムの概要

即時性が求められる速報では、各支柱が抵抗できる地震強度 $SI_R$ 値と支柱位置に作用する地震強度 $SI_S$ 値の大小関係から、被災有無を判定する簡易な方法を採用した。すなわち、次式で被災度を判定する。なお、 $SI$ 値を採用した経緯は後述する。

$$\begin{aligned} SI_R \text{ 値} \leq SI_S \text{ 値} & \text{ 被災あり} \\ SI_R \text{ 値} > SI_S \text{ 値} & \text{ 被災なし} \end{aligned} \quad (1)$$

#### (1) 地震強度と支柱の損傷の相関性検討

支柱の被災度を推定するには、支柱の損傷と相関が高い地震強度の指標を把握する必要がある。そこで、地震強度として地震動の最大加速度PGA、最大速度PGVと $SI$ 値に着目した。ここで $SI$ 値とは、Housnerにより提唱された地震による構造物の損傷との相関性があると評価された地震強度の一つであり、減衰定数20%の速度応答スペクトルを周期0.1秒~2.5秒の間で積分して得られるものである<sup>2)</sup>。

地震強度と関連付ける支柱の損傷指標は、応答塑性率 $\mu_r$  (=最大応答変位 $\delta_{max}$ /降伏変位 $\delta_y$ )とした。これは、本システムが震度4以上の中規模から大規模の地震動レベルを対象にしていること、支柱は復旧仕様<sup>3)</sup>や平成8年道路橋示方書<sup>4)</sup>以降の技術図書に準じて耐震補強の詳細設計および工事が行われ、支柱基部で塑性化させることを前提としたキャパシティデザインであることを踏まえたものである。

表-1 相関性検討に用いた既往地震記録108波

地震発生年	地震記録名	最大加速度 (gal)	地震発生年	地震記録名	最大加速度 (gal)
1940/5/18	EL CENTRO SITE MPRBL VALLEY IRRIGATION DISTRICT	342	1997/5/13	鹿野島県東部地方地震-宮之堅-EW	301
	EL CENTRO VALLEY IRRIGATION DISTRICT	210		鹿野島県東部地方地震-宮之堅-NS	302
	EUREKA FEDERAL BLDG	165	2000/10/6	鳥取県西部地震-米子-EW	384
	EUREKA FEDERAL BLDG	-253		鳥取県西部地震-米子-NS	314
1954/12/21	FERNDALE CITY HALL	156		茨子地震-大野-EW	441
	FERNDALE CITY HALL	197	2001/3/24	茨子地震-大野-NS	355
	WAKAYAMA OFF-SHORE WAKAYAMA-JI	-280		茨子地震-東子-EW	459
1968/3/30	WAKAYAMA OFF-SHORE WAKAYAMA-JI	-298		茨子地震-東子-NS	325
	KUSHIRO OFF-SHORE KUSHIRO KISYODAI	-239		十勝沖地震-広厚-EW	973
	KUSHIRO OFF-SHORE KUSHIRO KISYODAI	274		十勝沖地震-広厚-NS	810
1962/4/23	KUSHIRO OFF-SHORE KUSHIRO KISYODAI	469		十勝沖地震-樺子-EW	481
	MATSUSHIRO OCHIAI BRIDGE	-267		十勝沖地震-樺子-NS	430
1966/4/5	MATSUSHIRO OCHIAI BRIDGE	238	2003/9/26	十勝沖地震-池田-EW	610
	MATSUSHIRO OCHIAI BRIDGE	205		十勝沖地震-池田-NS	435
1966/5/20	MATSUSHIRO OCHIAI BRIDGE	398		十勝沖地震-本別-EW	114
	HYUGANADA ITAJIMA BRIDGE	194		十勝沖地震-本別-EW2	406
1968/4/1	HYUGANADA ITAJIMA BRIDGE	209		十勝沖地震-本別-NS1	99
	TOKACHI OKI SHINSHIKARI BR	-186		十勝沖地震-本別-NS2	357
1968/5/16	TOKACHI OKI SHINSHIKARI BR	-186		十勝沖地震-新橋-EW	311
	EHIME WEST COAST ITAJIMA BRIDGE	601		十勝沖地震-新橋-NS	407
1968/8/6	EHIME WEST COAST ITAJIMA BRIDGE	601		新潟県中越地震-小千谷-EW	1308
	NIKARAGUA MANAGUA	-453		新潟県中越地震-小千谷-NS	1147
1972/12/23	NIKARAGUA MANAGUA	593		新潟県中越地震-長岡-EW	369
	NIKARAGUA MANAGUA	583		新潟県中越地震-長岡-NS	468
	MEYAGIKEN OKI SHIOGAMA-KOJYO	219	2004/10/23	新潟県中越地震-加茂-EW1	106
	MEYAGIKEN OKI SHIOGAMA-KOJYO	-317		新潟県中越地震-加茂-EW2	410
	MEYAGIKEN OKI SHIOGAMA-KOJYO	282		新潟県中越地震-加茂-NS1	94
	MEYAGIKEN OKI SHIOGAMA-KOJYO	316		新潟県中越地震-加茂-NS2	357
1978/6/12	MEYAGIKEN OKI KAIHOKU BRIDGE	394		新潟県中越地震-加茂-NS2	357
	MEYAGIKEN OKI KAIHOKU BRIDGE	394		新潟県中越地震-小出-EW	407
	MEYAGIKEN OKI TARUMIZU DAM	-233		新潟県中越地震-小出-NS	521
	MEYAGIKEN OKI TARUMIZU DAM	254		能登半島地震-穴水-EW	792
	兵庫県南部地震-神戸港五島台-EW	817	2007/3/25	能登半島地震-穴水-NS	473
	兵庫県南部地震-神戸港五島台-NS	818		能登半島地震-輪島-EW	396
	兵庫県南部地震-形崎高梁橋-EW	234		能登半島地震-輪島-NS	519
	兵庫県南部地震-形崎高梁橋-NS	265		能登半島地震-輪島-EW	589
	兵庫県南部地震-形崎高梁橋-NS	265		能登半島地震-輪島-NS	822
	兵庫県南部地震-形崎港-EW	472		能登半島地震-七尾-EW	182
	兵庫県南部地震-形崎港-NS	321		能登半島地震-七尾-NS	202
	兵庫県南部地震-JR博多駅-EW	606	2007/7/16	新潟県中越地震-柏崎-EW	514
	兵庫県南部地震-JR博多駅-NS	657		新潟県中越地震-柏崎-NS	867
	兵庫県南部地震-JR博多駅-EW	684		新潟県中越地震-小千谷-EW	455
	兵庫県南部地震-JR博多駅-NS	601		新潟県中越地震-小千谷-NS	391
1985/1/17	兵庫県南部地震-神戸市立本山第1小学校-EW	778		岩手-宮城内陸地震-古川-EW	233
	兵庫県南部地震-神戸市立本山第1小学校-NS	420		岩手-宮城内陸地震-古川-NS	238
	兵庫県南部地震-JR博多駅-EW	319	2008/6/14	岩手-宮城内陸地震-陸奥-EW	287
	兵庫県南部地震-JR博多駅-NS	272		岩手-宮城内陸地震-陸奥-NS	219
	兵庫県南部地震-真倉供給所-EW	802		岩手県沿岸北部地震-八戸-EW	534
	兵庫県南部地震-真倉供給所-NS	687		岩手県沿岸北部地震-八戸-NS	446
	兵庫県南部地震-岡電総合技研-EW	648	2008/7/24	岩手県沿岸北部地震-横市-EW	849
	兵庫県南部地震-岡電総合技研-NS	299		岩手県沿岸北部地震-横市-NS	826
	鹿野島県東部地方地震-前久橋-EW	131		岩手県沿岸北部地震-岩泉-EW1	93
	鹿野島県東部地方地震-前久橋-NS	293		岩手県沿岸北部地震-岩泉-EW2	549
1997/3/26	鹿野島県東部地方地震-宮之城-EW	493		岩手県沿岸北部地震-岩泉-NS1	80
	鹿野島県東部地方地震-宮之城-NS	434		岩手県沿岸北部地震-岩泉-NS2	475

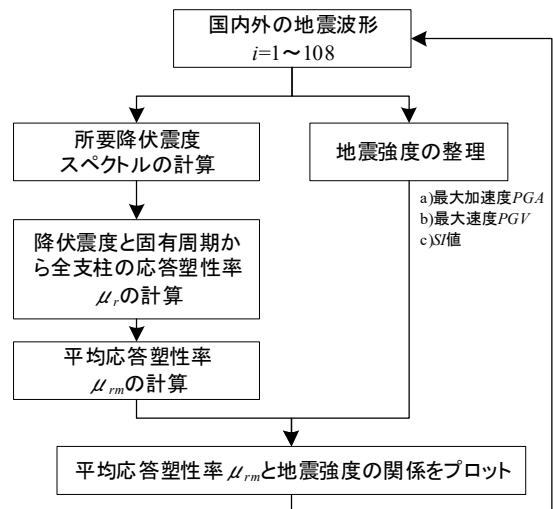


図-3 平均応答塑性率 $\mu_{rm}$ と地震強度の検証フロー

率 $\mu_r$  (=最大応答変位 $\delta_{max}$ /降伏変位 $\delta_y$ )とした。これは、本システムが震度4以上の中規模から大規模の地震動レベルを対象にしていること、支柱は復旧仕様<sup>3)</sup>や平成8年道路橋示方書<sup>4)</sup>以降の技術図書に準じて耐震補強の詳細設計および工事が行われ、支柱基部で塑性化させることを前提としたキャパシティデザインであることを踏まえたものである。

地震の繰返し回数や周波数特性等の性質は多種多様であり、より多くの地震波形を用いて相関性検討を行うことが重要である。そこで、表-1に示す国内外で観測された振幅調整等をしていない既往の強地震記録108波形を収集した。それら地震波の所要降伏震度スペクトルを作成し、各支柱の固有周期 $T$ と降伏震度 $k_{hy}$ のデータベースから $\mu_r$ を算出し、各地震

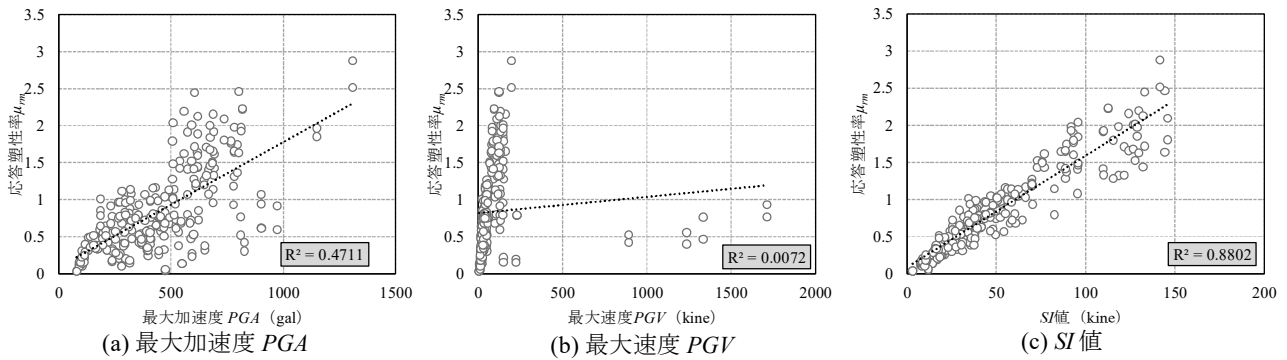


図-4 各種地震強度と平均応答塑性率  $\mu_m$  の相関図

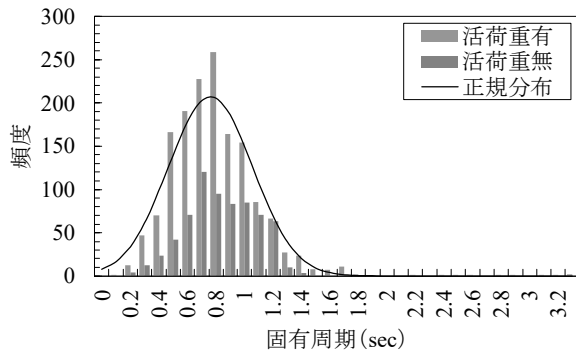


図-5 支柱の固有周期分布図

波における全支柱の  $\mu_r$  を単純平均した平均応答塑性率  $\mu_m$  を算出し、地震強度との相関性を検討した。具体的な流れを図-3に示す。

各地震波形における支柱の  $\mu_m$  と地震強度の相関を図-4に示す。PGAおよびPGVと  $\mu_m$  に明確な相関性が見られないのに対し、SI値は高い相関関係が確認された。この結果から、速報の被災度を評価する地震強度はSI値にする方針とした。

大阪モノレールが保有する単支柱（橋軸方向と直角方向）と門型ラーメン支柱（橋軸方向のみ）の活荷重（車両と乗客員で、一軸あたり9tf）を考慮した場合と考慮しない場合の固有周期分布を図-5に示す。支柱の固有周期の全体平均は0.76秒、標準偏差  $\sigma$  は0.31秒であった。この分布から、 $SI_R$  値や  $SI_S$  値を算出するための積分周期帯を、Housnerが提唱するSI値の積分周期帯に加え、対象支柱の最小から最大の固有周期の範囲(= $SI_{m1}$ )と、固有周期が正規分布に従うと仮定した  $\pm 1\sigma$ (= $SI_{m2}$ )および5%~95%確率区間(= $SI_{m3}$ )の範囲とし、 $\mu_r$  との相関性を評価した。その結果を図-6に示すが、いずれのパターンにおいても相関性がよいことが  $R^2$  値より確認された。そこで、大阪モノレールが保有する支柱の特性を考慮して、速報で扱うSI値は  $SI_m$  値とし、次式で定義した。

$$SI_m = \frac{1}{1.6} \int_{0.18}^{1.34} S_V dT \quad (h=20\%) \quad (2)$$

ここで、 $S_v$  は速度応答スペクトル(kine)、 $dT$  は積分間隔(t)、 $h$  は減衰定数である。

## (2) 各支柱の抵抗地震強度 $SI_R$ 値の設定方法

支柱の抵抗地震強度  $SI_R$  値は、平成14年道路橋示方書・同解説V耐震設計編<sup>5)</sup>および国総研資料第700号<sup>6)</sup>に示される、既設橋で耐震補強された支柱の許容塑性率  $\mu_a$ （終局変位  $\delta_u$  に対する安全係数  $\alpha$  は1.5）に達する  $SI_m$  値と定義している。

$SI_R$  値の設定フローを図-7に示す。対象とする全支柱の地盤種別に応じて、平成24年道路橋示方書・同解説V耐震設計編<sup>7)</sup>（以下、H24年道示と称する）に示されるレベル2地震タイプIおよびタイプII地震動の合計6波の地震波形に対して任意倍率  $\beta$  を乗じ、非線形性を考慮した1自由度系の動的解析を繰返し行うことで  $SI_R$  値を設定した。解析モデルは、降伏耐力  $P_a$  を上限とした二次勾配をゼロとする完全バイリニア型の非線形ばねマスモデルとし、減衰モデルは鋼製支柱およびRC支柱ともに減衰定数2%の質量比例型減衰とした。このモデル化は、後述する詳報で用いる非線形動的解析に用いるものと同じである。

図-8に鋼板巻立て工法で補強されたP417のRC支柱の計算結果を例として示す。図中に示す  $SI_S$  値は、タイプIあるいはタイプII地震動の、式(2)による3波の平均値である。タイプIとタイプII地震動の各波形による  $SI_R$  値に差異が見られるが、地震発生直後にプレート境界型地震であるタイプI地震動と、内陸直下型地震であるタイプII地震動の区別ができない。そのため、本システムでは6波の単純平均値を  $SI_R$  値として採用する方針とした。

## (3) 各支柱位置の作用地震強度 $SI_S$ 値の評価方法

各支柱に作用する地震の強さは、大阪モノレールが保有する7箇所地震計で観測された3方向成分波形の最大  $SI_m$  値を抽出したのち、クリギング法を用いて対象支柱位置の  $SI_m$  値を推定し、それを作用地震強度  $SI_S$  値と定義している。

大阪モノレールが保有する地震計位置を図-9に示す、大阪北部を震源とする地震の発生以前は蛸池駅、

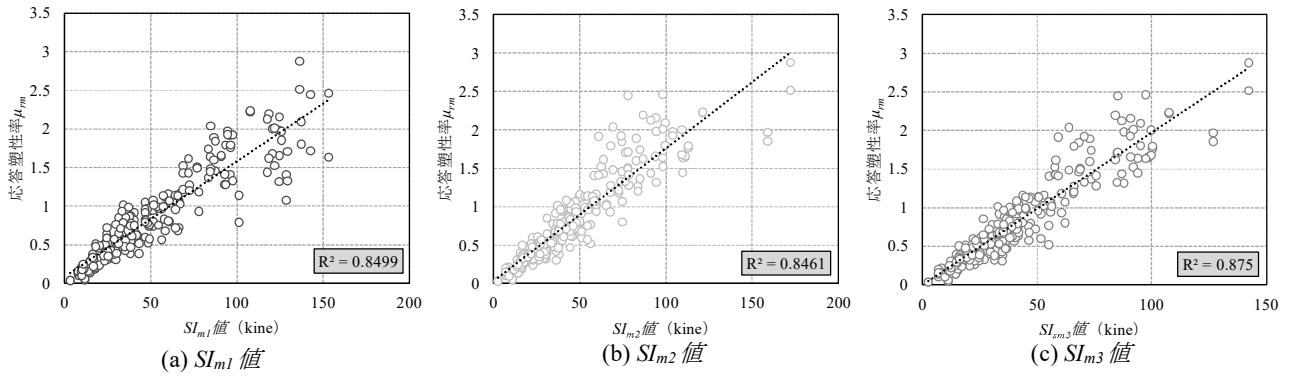


図-6 各種  $SI_m$  値と平均応答塑性率  $\mu_{rm}$  の相関図

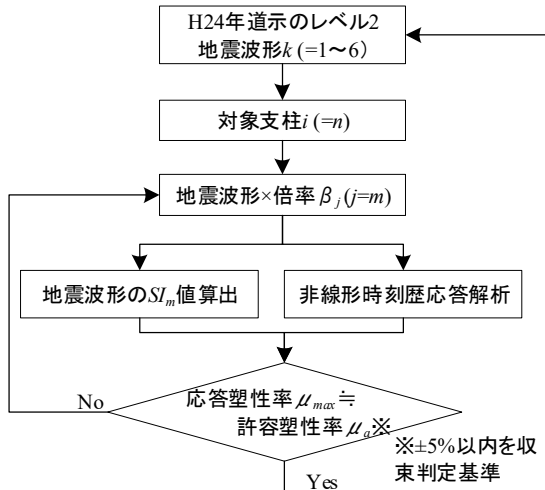


図-7 抵抗地震強度  $SI_R$  値の検討フロー

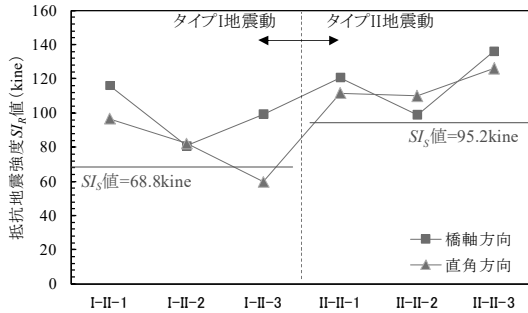


図-8 P417 支柱の抵抗地震強度  $SI_R$  値

万博記念公園駅、大日駅の3箇所に設置していたが、任意地点における  $SI_S$  値の推定精度を向上させるために、計算対象空間の境界点である大阪空港駅、彩都西駅、門真市駅に配置することを基本方針とした。その他、地震計設置位置の基本計画は次章で整理する。

#### 4. 詳細システムの概要

詳細では、大阪モノレールが保有する7箇所の地震計で観測した地震波を各支柱位置における地震波に補正し、それを1自由度系の非線形ばねマスモデルに入力して動的解析を行うことで、速報よりも精

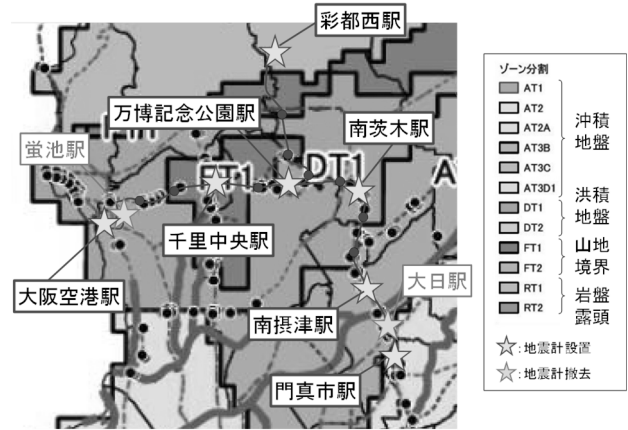


図-9 大阪府における地盤区分と地震計設置位置

度良く支柱の被災度を推定する方法を採用した。さらに、動的解析から得られる応答から、支承と車両台車枠の被災度も推定する。

#### (1) モノレール車両の変形性能と振動特性の把握

車両台車枠の被災度を推定するための解析モデルの在り方を検討するうえで、ゴムタイヤの安定輪等を介して桁上を走行する車両の振動特性を把握することが重要である。車両は、車体と車両台車枠の2つの質点で構成されている特徴から、車体と車両台車枠、および、車両台車枠と桁の変形性能と振動特性を把握する必要がある。

そこで、図-10に示すように、安定輪にプレストレスが作用した状態の4両編成車両に加速度計を複数設置し、大阪モノレール敷地内の車庫内で車両を人為的に押す自由振動実験を行った。これにより取得した加速度波形から、車両全体の固有振動モード、桁と車両台車枠間および台車枠と車体の水平剛性および減衰定数を評価した。なお、先頭および後頭車両と中間車両で振動特性が異なる可能性があること、また、载荷高さによって振動性状が異なる可能性があることが考えられる。そのため、実験ケースとしては、先頭車両（载荷ケース1）のみ载荷、中間車

表-2 自由振動実験によるモノレール車両の固有振動数および減衰定数

載荷ケース	ケース名	載荷位置	振動数 (Hz)				減衰定数 (%)					
			1回目	2回目	3回目	平均	全体平均	1回目	2回目	3回目	平均	全体平均
ケース1 (先頭車両)	Case1-1	①	0.53	0.53	0.53	0.55	0.56	4.0	5.5	5.4	3.6	4.8
	Case1-2	②	0.53	0.54	0.54			3.4	3.0	5.6		
	Case1-3	③	0.56	0.55	0.55			3.6	1.9	3.0		
	Case1-4	①	0.56	0.56	-			3.0	3.0	-		
	Case1-5	②	0.57	0.57	0.58			2.4	2.5	2.3		
	Case1-6	③	0.61	-	-			2.3	-	-		
	Case1-7	①	0.53	0.52	-			5.3	4.8	-		
ケース2 (中間車両)	Case2-1	①	0.55	0.56	0.56	0.57	0.56	3.2	3.5	4.4	4.5	4.8
	Case2-2	②	0.56	0.56	0.55			3.4	3.6	3.5		
	Case2-3	①	0.57	0.58	0.57			6.4	3.9	3.9		
	Case2-4	②	0.62	0.58	0.57			5.1	6.6	7.0		
	Case2-5	①	0.57	0.57	-			3.8	2.2	-		
	Case2-6	①	0.56	-	-			6.9	-	-		
	Case2-7	①	0.56	0.56	-			5.3	5.4	-		
	Case2-8	①	0.57	-	-			2.8	-	-		
ケース3 (先頭+中間車両)	Case3-1	①	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	4.0	4.5	9.9	6.3	4.8
	Case3-2	①	0.56	0.57	0.56			5.1	8.5	6.1		

載荷高①の集計	平均振動数 (Hz)	平均減衰定数 (%)
載荷ケース1	0.54	4.4
載荷ケース2	0.56	4.3
載荷ケース3	0.56	6.3

載荷高別の集計	平均振動数 (Hz)	平均減衰定数 (%)
①	0.56	4.8
②	0.56	4.0
③	0.56	2.7

載荷高②の集計	平均振動数 (Hz)	平均減衰定数 (%)
載荷ケース1	0.55	3.2
載荷ケース2	0.58	4.9
載荷ケース3	(欠測)	(欠測)

載荷高③の集計	平均振動数 (Hz)	平均減衰定数 (%)
載荷ケース1	0.56	2.7
載荷ケース2	(欠測)	(欠測)
載荷ケース3	(欠測)	(欠測)

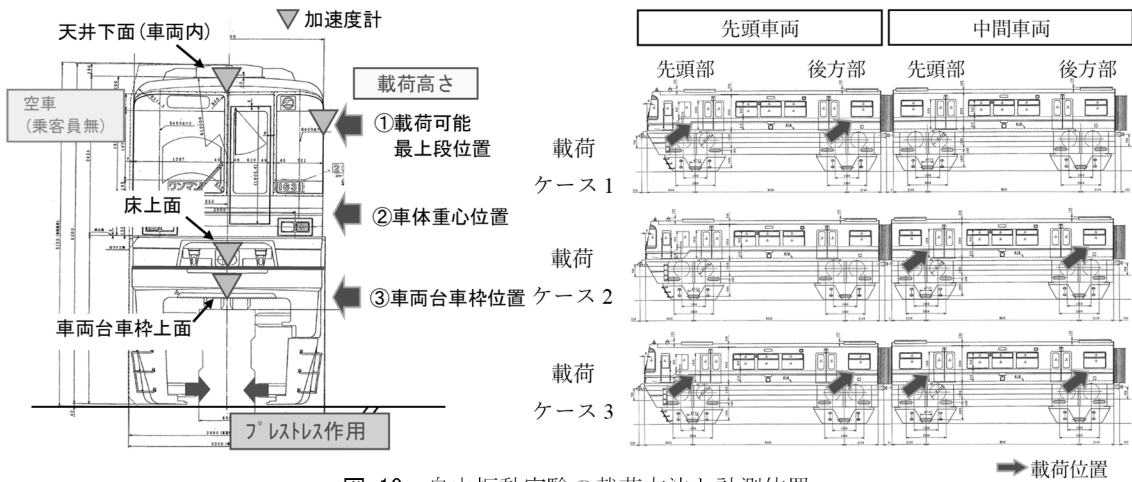


図-10 自由振動実験の載荷方法と計測位置

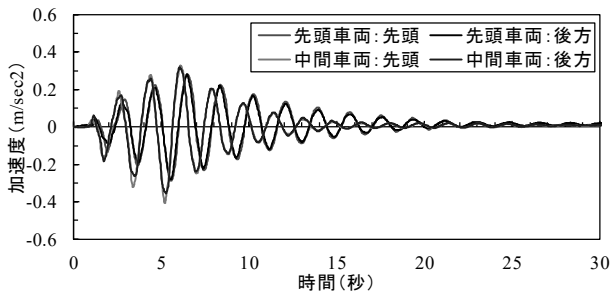


図-11 載荷ケース2の先頭と中間車両の応答加速度

両 (載荷ケース2) のみ載荷, 先頭および中間車両 (載荷ケース3) を同時に載荷する3通りの載荷ケースに対し, 載荷高さを, ①載荷可能最上段位置, ②車体重心位置, ③車両台車枠位置の3通りとした。

図-11に載荷ケース2を代表として, 天井下面, 床上面, 車両台車枠上面で計測した加速度波形を示す。加速度波形から, 車両台車枠と床上面間では大きな相対変形は発生しておらず, 車体が大きく変形していることが確認された。これは, 他の載荷ケースでも同じ傾向であった。

車両の固有周期および減衰定数は, 自由振動領域

で評価し, その分析結果を表-2に示す。車両の固有振動数は載荷ケースや載荷高さによらず全体平均で概ね0.56Hz (=1.79秒) であった。

減衰定数は全体平均で4.8%, 載荷ケース1で平均3.6%, 載荷ケース2で平均4.5%, 載荷ケース3で平均6.3%と, 先頭車両と中間車両を同時に振動させると減衰定数が高い傾向にあることがわかった。載荷ケース3の減衰定数が高い理由として, 図-12に示す載荷ケース3の先頭車両と中間車両の天井下面に設置した加速度波形と振動状況の観察から, 車両間を連結する部位によって相互に位相差が生じ, これが減衰効果の向上を助長した影響であると考えられる。被災度判定の動的解析モデルに適用する減衰定数は, 支柱等の応答を安全側に評価するために, 全体平均4.8%を丸めた4.0%とした。

車体と車両台車枠, および, 車両台車枠と桁間の水平力と水平変位の関係 (以下, 車両ばね定数 $k$ と称する) は, 載荷試験から得られた加速度波形に対してハイパスフィルタ処理した後に2回積分した変位と, 応答加速度に車体と車両台車枠の質量を乗じ

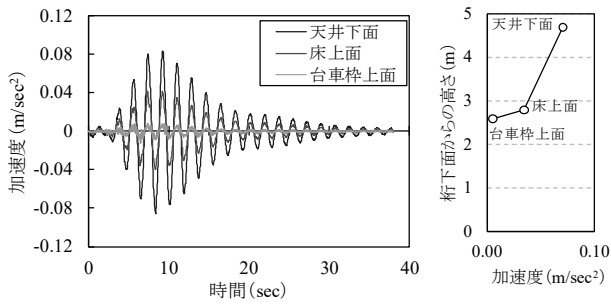
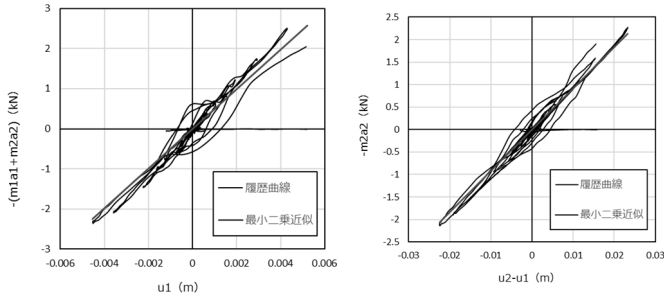


図-12 荷重ケース3の応答加速度(左図)と最大加速度分布図(右図)



(a) 台車枠-桁間 (b) 車体-台車枠間

図-13 自由振動実験に対する車両ばね定数  $k$

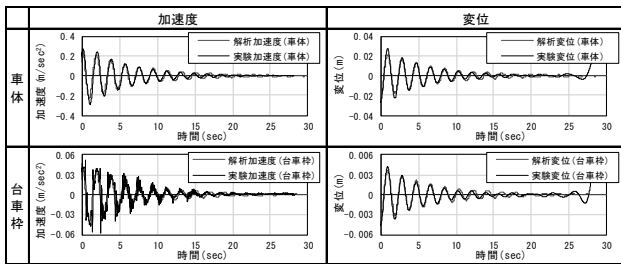


図-14 提案する車両ばね定数による再現解析結果

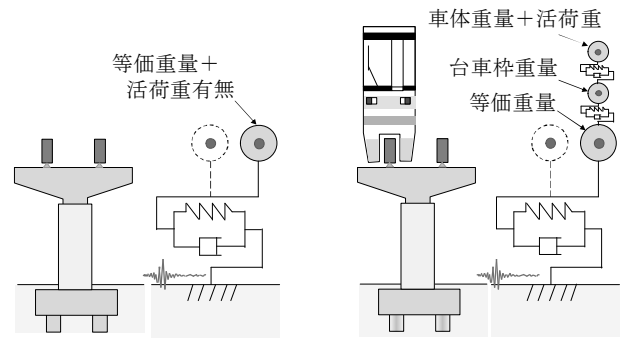
た慣性力の関係から、次式に示す減衰項を無視した2質点系の運動方程式より求めた。

$$k_2 = -\frac{m_2 a_2}{u_2 - u_1} \quad (3)$$

$$k_1 = -\frac{m_1 a_1 + m_2 a_2}{u_1} \quad (4)$$

ここで、 $a$ は絶対応答加速度( $m/s^2$ )、 $m$ は質量( $kg$ )、 $u$ は絶対応答変位( $m$ )で、小文字の1は車両台車枠、2は車体である。式(3)および式(4)に自由振動実験で得られた絶対応答加速度 $a$ 、絶対応答変位 $u$ を代入することにより車両ばね定数 $k$ を算出するが、 $k_2$ は分母( $u_2 - u_1$ )と分子( $m_2 \cdot a_2$ )を2軸とした履歴曲線の近似直線勾配とした。荷重ケース1の履歴曲線は、図-13に示すとおり概ね線形関係にあることが確認された。他荷重ケースにおいても同様に算出し、1車両当たりの車両ばね定数は全体平均の $k_1=1,116.6kN/m$ 、 $k_2=206.2kN/m$ とした。

設定した車両ばね定数の妥当性を確認するために、車体および車両台車枠からなる2質点系の線形ばねマスモデルを構築し、自由振動実験の再現解析を行



(a) 1質点系モデル(CaseA) (b) 3質点系モデル(CaseB)

図-15 詳細における動的解析モデルの概念図

った。その結果、図-14に示すとおり振動形状および減衰特性をよく再現できていることを確認した。

## (2) 動的解析モデルの違いが応答に与える影響検証

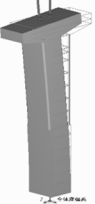


詳細で行う動的解析は、車両が荷重されていない場合(以下、活荷重無)、および、車両が荷重されている場合(以下、活荷重有)を支柱の橋軸方向および直角方向に対して行う。ただし、直角方向の動的解析時には、支柱等の応答は車両による影響を受けるため、その影響を把握したうえで適切にモデル化へ反映する必要がある。そこで、図-15に示す支柱単体の1質点系(以下、CaseAと称する)と支柱と車両系で構成される3質点系(以下、CaseBと称する)の動的解析を事前に行い、モデル化の違いが支柱の応答に与える影響を検証した。本検証では、振動特性を可視化することを目的に、塑性ヒンジ領域のみに完全バイリニア型の非線形 $M-\phi$ 要素を付与した梁モデルで検証した。

図-16に塑性ヒンジ区間の曲げモーメント $M$ と曲率 $\phi$ の関係を、表-3に固有周期とその際の振動性状を表す固有モードを示す。応答曲率は、CaseAの方がCaseBに比較して大きい傾向が確認された。これは、車両と支柱の固有周期差が大きく、車両の免震効果によって慣性力が支柱に大きく作用しなかった影響である。CaseBの方がCaseAに比較して地震時挙動をより精度良く再現できていると考えられるが、その一方で支柱の応答を過小評価する可能性もある。一般的な橋梁の耐震補強設計ではCaseAのモデル化手法が用いられていることも踏まえ、詳細における支柱および支承の被災度はCaseAのモデルで評価し、車両の被災度はCaseBで行う方針とした。

## (3) 被災度判定方法

支柱の被災度は、CaseAの動的解析による応答変位がH24年道示の許容変位 $u_d$ 以内、かつ、残留変位 $\delta_{Ra}$ 以内( $h=1/100$ で、 $h$ は橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ)で判定する方針とした。

表-3 車両モデル化の違いによる固有振動

項目	CaseA	CaseB	
固有周期	0.95sec 【直角1次】	2.14sec 【直角1次】	0.88sec 【直角2次】
固有モード			

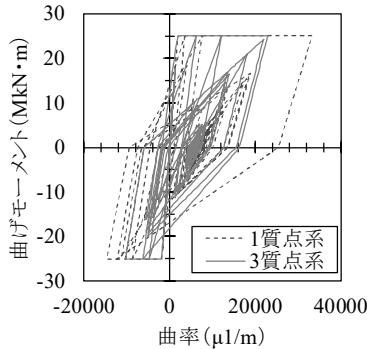


図-16 曲げモーメント-曲率の関係

支承は、アンカーボルトの耐力（PC桁は引張耐力、鋼桁はせん断耐力）とCaseAによる作用水平力の大小関係で被災度判定を行う。

車両台車枠は、過去に実施された車両台車枠の静的載荷実験から得られた水平力と応力の関係式を用いて、降伏応力を超過しているか否かで被災度を判定する方針とした。

なお、各種被災度判定は車両の載荷位置によって大きく結果が変わるため、地震発生後に運輸指令が車両停止位置をシステムに登録し、車両位置を反映させることで、車両位置に応じた被災度を推定できるシステムとした。

#### (4) 動的解析に用いる地震波形の補正方法

全支柱の動的解析を行うには、全支柱の橋軸方向および直角方向の地震波を、大阪モノレールが保有する地震計で観測された波形を用いて即時に作成する必要がある。ただし、地震計と支柱の地盤条件の違いによる影響と、震央と地震計と支柱の相互の距離による減衰の影響を考慮する必要がある。

そこで、図-9に示す文献8に示される地盤区分を参考に、同地盤区分に位置する支柱には、同地盤区分上で観測された地震波に対して震央-地震計-支柱の相互の距離による減衰補正を行った地震波を作成し入力する方針とした。ここで、速報の被災度推定精度向上の観点で地震計の配置を決定したRT1地盤（彩都西駅）、AT2地盤（門真市駅）以外で地震

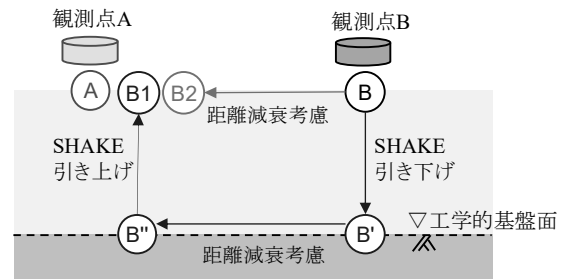
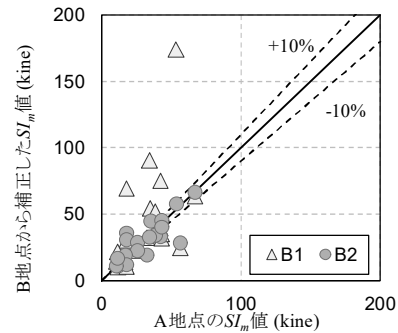
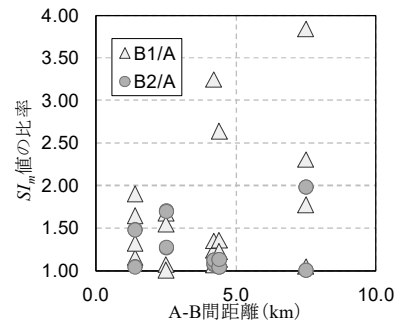


図-17 地震波補正方法の検証概念図



(a) A地点の $S_{Im}$ 値とB1とB2手法による推定 $S_{Im}$ 値の相関関係



(b) A地点とB地点の距離と $S_{Im}$ 値の相関関係

図-18 B1およびB2手法によるA地点の地震強度 $S_{Im}$ 値の推定検証結果

計が設置されていないFT1地盤およびAT1地盤への新規設置位置は、地震波形の距離減衰補正においても大きな誤差を生じさせない位置にするように計画する必要がある。そこで、大阪北部を震源とした地震で大阪モノレールが観測した地震波形に加え、沿線各市で観測された波形を用いて、距離による減衰の影響をDYNEQ<sup>9)</sup>のSHAKEを用いて検証した。

検証方法の概念図を図-17に示すが、既知である観測地点Aの $S_{Im}$ 値に対してそれと同一地盤区分上の既知である観測地点Bの地震波を用いて、SHAKEで工学的基盤面まで引き下げて距離減衰による補正を踏まえて観測A地点で引き上げた $S_{Im}$ 値（B1手法）と、地表面で距離減衰による補正を踏まえた観測地点Aの $S_{Im}$ 値（B2手法）を行った。ここで、各観測地点の地質区分は柱状図より把握できるものの、地盤の動的変形特性に関する情報を得られなかったことから、土木研究所の式<sup>10)</sup>を適用した。



図-19 地震被災度推定システムの画面

図-18に検証結果を示すが、地表面で距離減衰補正するB2手法による $SI_m$ 値の方がB1手法のそれよりも観測地点Aの $SI_m$ 値の再現性が高いことが確認された。さらに、5km程度以内であると更に精度が高いことが確認された。従って、各支柱の地震波は同一地盤区分に属する地震計の波形を距離減衰にて補正する方針とし、地震計の間隔が概ね5km以内となるように、千里中央駅（FT1地盤）、彩都西駅（RT1地盤）、南摂津駅（AT1地盤）に追加設置する方針とした。南茨木駅については、重要施設があることの理由から配置するように計画した。なお、距離減衰補正は文献8に示される以下の福島式<sup>11)</sup>で評価する方針とした。

$\log A = 0.42M_w - \log(R + 0.025 \cdot 10^{0.42M_w}) - 0.0033R + 1.22$  (5)  
ここで、 $A$ は最大加速度(gal)、 $R$ は断層からの最短距離(km)、 $M_w$ はモーメントマグニチュードである。

なお、観測された地震波はNSおよびEW方向であるため、各支柱の橋軸方向および直角方向に角度補正するよう工夫している。

## 5. システムの構成および運用

本システムでは、全7カ所の地震計で計測した地震データを地震観測サーバで集約および管理を行い、被災度推定サーバとの自動連携により計算処理を行う仕組みとした。推定結果は365日24時間メールや職員端末で共有できる仕様とし、有事の際にもリアルタイムに対応しやすい操作性と効率性を重視した。システム画面の一例を図-19に示す。なお、本システムは2022年4月より本格運用を開始している。

## 6. おわりに

本システムは、地震発生直後に地震の被災度を迅速に推定することで、乗客の安全確保や早期の運行再開に資することができるシステムとして開発した。

開発にあたっては、学識経験者や専門家等で構成する「大阪府北部地震大阪モノレール被災検証委員

会」で検討および審議を重ねた。また学識アドバイザーからも多大なるご助言を頂いた。

今後、類似のソフト対策を検討する際に、本システムの開発に伴い蓄積した知見やノウハウが参考になれば幸いである。今後は、地震発生毎に観測データをはじめとするデータ蓄積を行うとともに、地震強度分布や距離減衰を分析する等、推定精度を高める努力を続けていく。

**謝辞：**今回の開発に際し、ご指導を賜り適切なるご助言をいただいた京都大学大学院工学研究科の清野純史教授、高橋良和教授、金哲佑教授、大阪産業大学工学部の大津山澄明非常勤講師、大阪公立大学大学院工学研究科の山口隆司教授、林巖助教に心からお礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 丹波寛夫、西岡勉、上塚晴彦、松本崇志：阪神高速道路の交通安全対策と地震被災度推定システム、土木学会第65回年次学術講演会、I-577、2010.9.
- 2) Housner, G. W. : Behavior of structure during earthquake, ASCE, EM4, pp.109~129, 1959.
- 3) 社団法人 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)、1995.6.
- 4) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1996.12.
- 5) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002.3.
- 6) 国土交通省 国土技術政策総合研究所・独立行政法人土木研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料、国総研資料第700号、2012.11.
- 7) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2012.3.
- 8) 大阪府：南海トラフ巨大地震土木構造物耐震対策検討部会 部会報告資料、2014.9.
- 9) 吉田望：DYNEQ(V4.00)、<https://www.kiso.co.jp/yoshida/yoshida/computercodes/japanese/>
- 10) 建設省土木研究所：地盤の地震時応答特性の数値解析法—SHAKE：DESRA—、土研資料第1778号、1982.
- 11) 福島美光：地震波の発生・伝播の理論を背景とした入力地震動の経験的予測、東京工業大学博士論文、1994.