

ピボット支承を有する既設鋼鉄道橋の耐震性能評価 に関する一考察

吉田 直人¹・池田 学¹・芝 寛²・高野 幸宏³・齋藤 聡³・工藤 伸司³

¹正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-3-38)

²正会員 ジェイアール九州コンサルタンツ(株) 技術本部(〒812-0013福岡県福岡市博多区博多駅東1-13-6)

³正会員 東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター (〒160-0004 東京都渋谷区代々木2-2-2)

1. はじめに

首都圏などの都市部において、比較的幅員の広い道路と交差する鋼鉄道橋には、明治から昭和初期にかけて架設された橋梁が多く、ポスト形式橋脚(形鋼とレーシングバーをリベットで接合した単柱式鋼製橋脚)とピボット支承を有する構造形式が用いられている(図-1)¹⁾。昨今の鉄道構造物では、RC高架橋の耐震補強が進められるなど、大規模地震に対する鉄道構造物の耐震性の向上の取り組みが進められているが、ポスト形式橋脚とピボット支承を有する旧式鋼鉄道橋に対しても、その耐震性を評価し、必要に応じて補強することが求められている。

一方で、近年の大規模地震の被災例として、兵庫県南部地震において、ポスト橋脚の横倒れにより桁の掛け違い部が線路直角方向に変形し、桁端部が損傷した事例など、数例の被災事例が報告されている²⁾。さらに、文献3)によれば、ピボット支承は、橋軸直角方向に地震動を受けたときの応答が大きく、地震時に弱点となる可能性があることが指摘されている。そこで著者らは、旧式鋼鉄道橋の耐震性能を評価するために、ピボット支承に着目した交番載荷試験^{4, 5)}を行い、大規模地震時のピボット支承の挙動や終局挙動を明らかにし、ピボット支承の復元力モデルと簡易な補強方法を提案した。また、旧式鋼鉄道橋の構造形式を分類し、標準的な構造形式に着目して時刻歴応答解析を行い、その耐震性能を評価した⁵⁾。しかしながら、実際の旧式鋼鉄道橋には、斜角を有するものなど、一般的ではない構造形式が存在する。また、従来の解析は橋軸直角方向に着目していたが、実地震動は様々な方向から作用することが考えられる。したがって、特定の構造形式や作

用する地震動の方向によっては、橋軸直角方向以外の方向の応答が卓越する可能性が考えられる。

そこで本研究では、旧式鋼鉄道橋の構造形式や地震波の入力方向が、耐震性能に及ぼす影響を明らかにすることを目的とし、斜角の有無や地震波の入力方向をパラメータとした時刻歴応答解析を実施した。また本研究は、将来的に簡易な耐震評価方法を確立するための基礎検討として実施している。以下に、検討した内容について報告する。

2. ピボット支承の復元力モデル

(1) ピボット支承の交番載荷試験

ピボット支承の復元力モデルを提案することを目的に交番載荷試験を実施した^{4, 5)}。試験体には、実橋梁(複線3主桁)から撤去したピボット支承と財産図をもとに製作したピボット支承計12体を用いた。ここでピボット支承とは、図-2に示すように、球面形状の突起とくぼみを組み合わせたヒンジ構造の鋳鋼製支承であり、上下球面の接触で鉛直力を支持し、地震時の水平荷重に対しては追従できる構造となっ

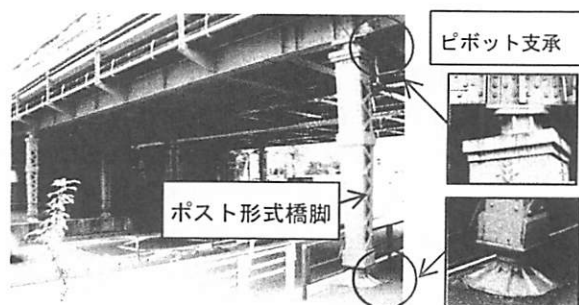


図-1 旧式鋼鉄道橋の例

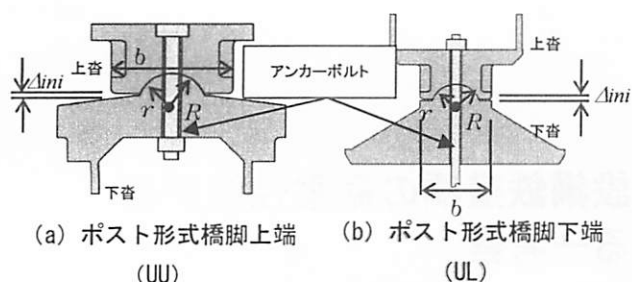


図-2 ピボット支承の構造

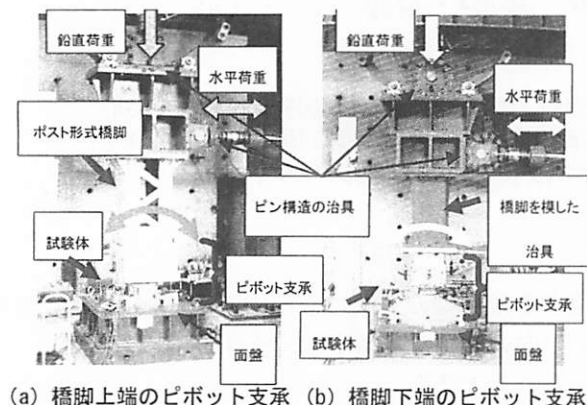


図-3 載荷試験の概要

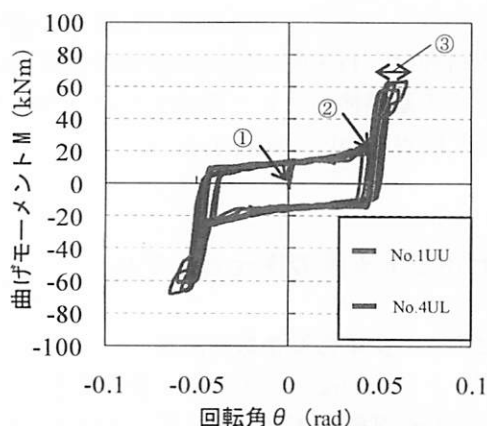


図-4 交番載荷試験結果

ている。

図-3に交番載荷試験の概要を示す。交番載荷試験は、上部工反力相当の鉛直荷重(500kN)を一定に保持した状態で、水平ジャッキにより水平変位を交番載荷する方法で実施した。

(2) 交番載荷試験結果

図-4に試験結果の一例を示す。試験結果は、曲げモーメントとピボット支承の回転角(M-θ)の関係で示している。交番載荷試験では、以下のピボット支承の挙動が得られた。①上沓が滑り出し曲げモーメントが一定のまま上下沓が接触、②上下沓接触後、曲げモーメントが急激に増加、③曲げモーメントが

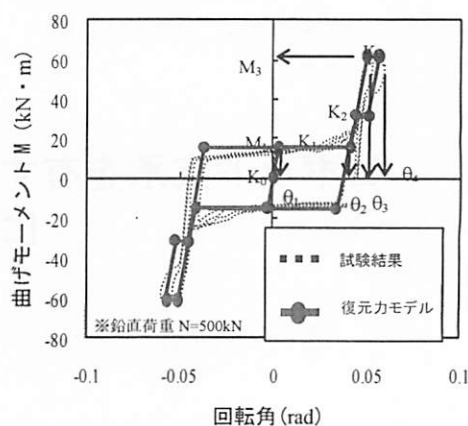


図-5 復元力モデルと試験結果

表-1 ピボット支承の骨格曲線の設定⁴⁾

回転角の範囲	ピボット支承の挙動	骨格曲線
$0 < \theta \leq \theta_1$	～すべり始め	$K_0 = 10 \cdot N$ (N: 鉛直軸力) ($\mu = 0.03$: ころがり摩擦係数) $M_1 = \mu \cdot N$ (kN・m)
$\theta_1 < \theta \leq \theta_2$	すべり始め ～上下沓の接触	$K_1 = K_0$ θ_2 : 上沓幅bと初期遊間量 Δini から算定 $\theta_2 = 2 \Delta ini / b$
$\theta_2 < \theta \leq \theta_3$	上下沓の接触 ～折れ点	$K_2 = K_0$ $M_2 = 0.12 \cdot N$ (kN・m)
$\theta_3 < \theta \leq \theta_4$	折れ点～終局 (逸脱直前)	$K_3 = 0.01K_0$ $\theta_4 = h/4$ (h: ピボット支承球面凸部高さ)

増加せず、回転角のみ進展。回転角0.06radで上沓が下沓を逸脱しそうになり、載荷を終了。ここで、上下沓接触時の回転角、上沓が下沓を逸脱しそうになる回転角は、支承のサイズや球体形状、上下沓の遊間等のピボット支承の構造によって決まるが、今回の試験体の支承形状は、ほぼ同等の構造であったため、試験体ごとによる試験結果の差異はほとんど見られなかった。

(3) ピボット支承の復元力モデルの提案

ピボット支承の交番載荷試験の結果をもとに、ピボット支承の復元力モデル⁵⁾を提案した。図-5に提案した復元力モデル、表-1に復元力モデルの骨格曲線の算定式を示す。ピボット支承の復元力モデルの骨格曲線の各剛性は、鉛直軸力との関係から定義している。上下沓がすべり始める時の曲げモーメント M_1 は、上下沓の界面のころがり摩擦係数と鉛直軸力との関係から定義しており、 $M_1 = \mu \cdot N$ とした。また、上下沓が接触し、上沓が下沓を乗り上げ始める時の曲げモーメント M_2 を、鉛直軸力との関係から、 $M_2 = 0.12 \cdot N$ と定義した。この復元力モデルの特性を持つ非線形ばね要素を用いて、ピボット支承をモデル化し、時刻歴応答解析を行うこととした。

表-2 解析ケース一覧

検討項目	解析モデル	パラメータ				
		可動側側径間(m)	中央径間(m)	固定側側径間(m)	斜角(度)	地震波入力方向(度)
基本モデル ⁴⁾		4.0	15.3	4.0	90.0	0, 90
斜角	ケース①	9.8	37.6	9.8	42.0	0, 90
	ケース②	9.8	37.6	9.8	90.0	0, 90
地震波 入力方向	ケース③	4.0	15.3	4.0	90.0	0, 22.5, 45.0, 67.5, 90
	ケース④	7.4	25.8	7.4	83.0	0, 22.5, 45.0, 67.5, 90

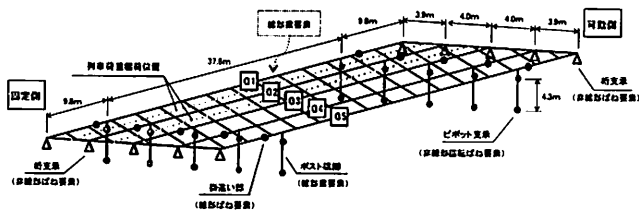


図-6 解析モデル(ケース①)

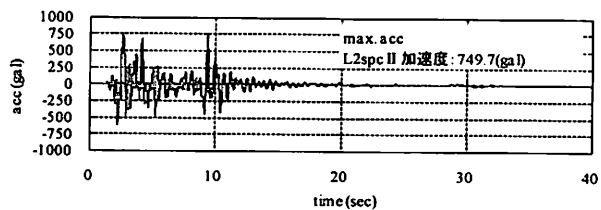


図-7 入力地震波(L2spc II)

表-3 断面諸元

			断面積 (mm ²)	断面2次モーメント(mm ⁴)		
				I _x	I _y	
ケース① ケース②	主桁	側主桁	側径間	21,300	5.85E+09	5.97E+07
			中央径間	110,800	1.34E+11	1.72E+09
		中主桁	側径間	21,300	5.85E+09	5.97E+07
			中央径間	152,900	1.91E+11	3.43E+09
	横桁		14,240	1.64E+09	3.77E+07	
		ポスト橋脚	22,204	5.01E+08	—	

3. 構造物全体系の時刻歴応答解析

(1) 解析の概要

著者らはこれまで、提案したピボット支承の復元力モデルを用いて旧式鋼鉄道橋の時刻歴応答解析を行っている。その結果、標準的な構造形式の旧式鋼鉄道橋は、優れた耐震性能を有していることを確認している⁴⁾。しかし実橋梁では、斜角を有する桁など特殊な構造形式の構造物が存在する。また、橋梁に作用する地震波は、必ずしも一定方向から作用するとは限らない。そこで、斜角の有無および地震波の入力方向をパラメータとし、構造物全体系での時刻歴応答解析から、旧式鋼鉄道橋の大規模地震時の挙動を確認することとした。なお、使用した解析ソフトは、DYNA2E(伊藤忠テクノソリューションズ㈱)である。

(2) 解析モデル

解析ケースの一覧と、各解析モデルのパラメータを表-2に示す。また、各検討項目の詳細については以下に示す通りである。

(a) 斜角の影響

斜角の有無による影響を確認するため、斜角を有する旧式鋼鉄道橋を対象に、時刻歴応答解析を行った。解析モデルを図-6に、断面諸元を表-3に示す。

解析モデルは、橋長57.2m(9.8m+37.6m+9.8m)，4線5主桁の3径間ゲルバー下路桁形式の鉄道橋をモデル化した。斜角の角度は42°（ケース①）と90°（ケース②：直橋）とした。なお、本解析モデルは、橋長が最も長く、斜角の角度も小さい実橋梁をモデルとしている。

モデル化は、文献3、5)と同様に行っており、ピボット支承は図-5に示す非線形特性を有する水平軸回りの回転ばね要素でモデル化した。その他の部材については、桁支承を非線形ばね要素、主桁・横桁・ポスト形式橋脚を線形梁要素、主桁掛け違い部を橋軸直角方向回りの回転を許容するばね要素を用いて設定した。

減衰はRayleigh減衰を用いており，固有値解析より係数を設定した．また，減衰定数は，基礎構造物の地盤への逸散減衰を鋼部材中に考慮することとし，5%とした．

入力地震波は、耐震標準⁶⁾のL2地震動(海洋型地震L2spcⅠ，内陸型地震L2spcⅡ)とし、橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ入力した。図-7に、入力地震波の一例として、L2spcⅡの概要図を示す。

(b) 地震波の入力方向の影響

地震波の入力方向の影響を確認するため、地震波の入力方向をパラメータに時刻歴応答解析を行った。解析モデルを図-8に、断面諸元を表-4に示す。

解析モデルは、橋長23.3m(4.0m+15.3m+4.0m)の複線3主桁の3径間ゲルバー下路桁形式(ケース③)とし

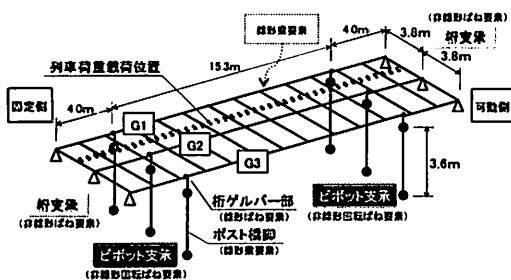


図-8 解析モデル(ケース③)

表-4 断面諸元

				断面積 (mm ²)	断面2次モーメント(mm ⁴)	
					I _x	I _y
ケース③	主桁	側主桁	側径間	17,050	1.538E+07	3.930E+09
			中央径間	49,402	2.663E+08	1.979E+10
		中主桁	側径間	17,050	1.538E+07	3.930E+09
			中央径間	65,001	8.287E+08	2.945E+10
	横桁			12,322	6.527E+07	5.164E+08
	ポスト橋脚			11,600	3.82E+08	—
ケース④	主桁	側主桁	側径間	26,720	3.023E+07	9.980E+09
			中央径間	90,600	9.511E+08	9.103E+10
		中主桁	側径間	26,720	3.023E+07	9.980E+09
			中央径間	166,500	2.093E+09	1.623E+11
	横桁			13,600	1.070E+08	6.403E+08
	ポスト橋脚			13,500	8.139E+08	—

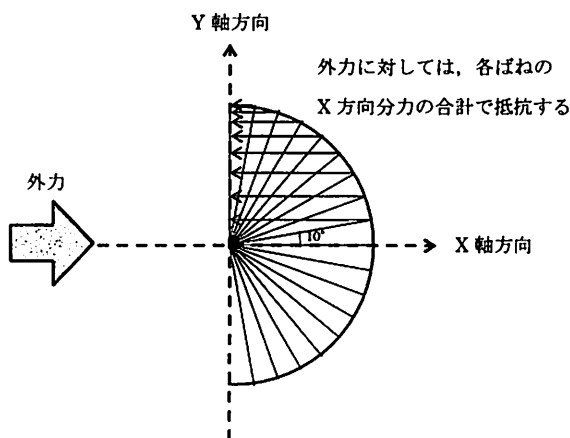


図-9 多重ばねのイメージ(MSSモデル⁷⁾)

た。これは、旧式鋼鉄道橋のなかで標準的な構造形式の橋梁である。また、ケース③と同形式の橋梁で、橋長がやや長く(7.4m+25.8m+7.4m)、斜角を有する橋梁(斜角83°)をケース④とした。

また、地震波の入力方向とピボット支承の応答の方向の関係を確認するために、図-9に示すように、10°刻みに多重ばねを設置して、ピボット支承をモデル化した。この多重ばねは、MSSモデル⁷⁾と呼ばれ、等価な非線形ばね要素を、ピボット支承の中央位置のx、y面内に等角度に配したばね要素で構成されている。ピボット支承が一方向に曲げモーメントを受けた時のばね定数を K_s 、曲げ耐力を M_s とした時、MSSモデルの1本あたりのばね定数 k_s 、曲げ耐力 m_s は式

(1)で表わせる。

$$\left. \begin{aligned} k_s &= K_s / \sum_{k=1}^n \cos^2 \theta_k \\ q_s &= M_s / \sum_{k=1}^n \cos \theta_k \end{aligned} \right\} \text{式(1)}$$

ここで、ピボット支承は本来、360°すべての方向からの作用に対して同一の回転挙動を示す支承構造である。したがって、MSSモデルによるピボット支承のモデル化は、実際のピボット支承の挙動により近いモデル化であると言える。なお、ピボット支承の非線形特性やそれ以外の部材のモデル化、減衰の設定は「(a) 斜角の影響」と同様の手法を用いている。

入力地震波は、L2地震動(海洋型地震L2spc I、内陸型地震L2spc II)とした。また、地震波の入力方向の影響を確認するため、入力方向を0°(橋軸方向)、22.5°、45°、67.5°、90°(橋軸直角方向)の5方向とした。

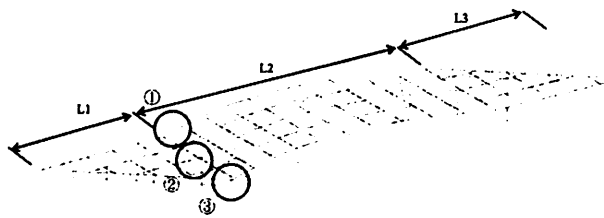
4. 時刻歴応答解析結果

(1) 斜角の影響

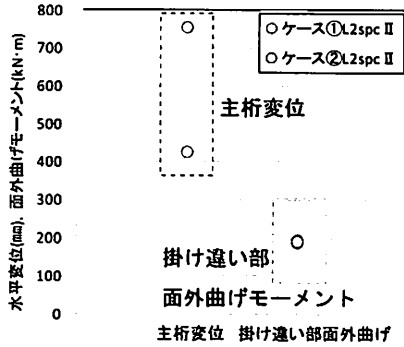
図-10(a)～(d)に、解析から得られた最大応答変形図、解析結果から得られた各部材の応答値と斜角の有無による応答値の比較を示す。なお、解析結果は、L2spc IIを橋軸直角方向に入力した時の応答値であるが、解析結果の傾向は、L1およびL2spc Iを入力した場合も同様の結果となっている。

図-10(a)の最大応答変形図に着目すると、ケース①では、中央径間(図-10(a)中のL2)の鈍角側で大きく変形していることがわかる。一方、ケース②では、橋梁全体が橋軸直角方向に変形していることがわかる。これは、斜角を有することによって、地震時に応答するスパンが短くなることを示しており、ケース①の1次モードの固有振動数が0.7Hz程度なのに対して、ケース②は0.4Hzとなる。したがって、図-10(b)の主桁変位に着目すると、ケース①の主桁変位(橋軸直角方向変位)が425mmに対して、ケース②は755mmと、直橋の変位のほうが大きくなっている。

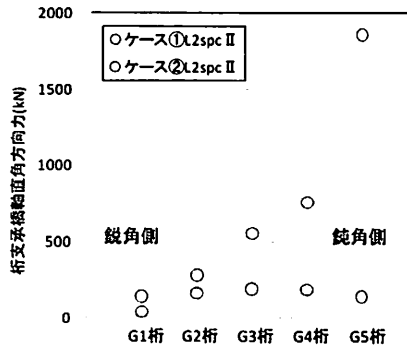
また、ケース①の桁支承とピボット支承の応答値に着目すると、鈍角側(G5桁：図-6参照)の応答値が大きくなっていることから、斜角を有する場合は、地震時に鈍角側の支承に、より大きな負担がかかることが想定される。



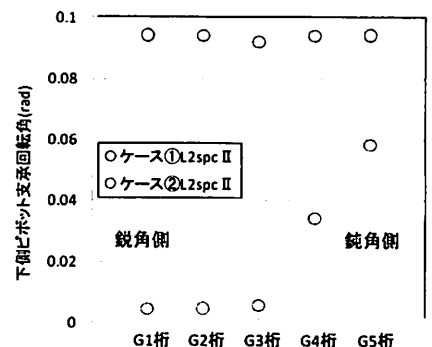
(a) 最大応答変形図(左: ケース① 右: ケース②)



(b) 主桁変位と掛け違い部の応答値

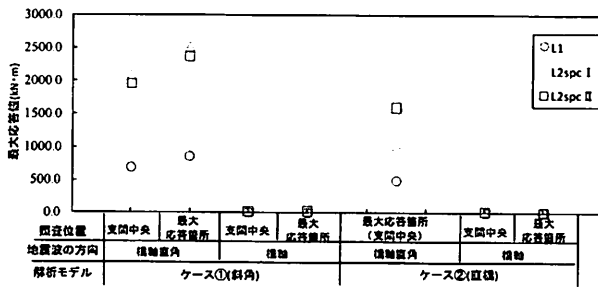


(c) 固定側桁支承の応答値

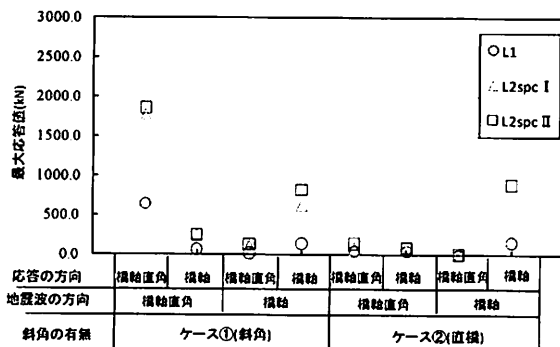


(d) 固定側ピボット支承の応答値

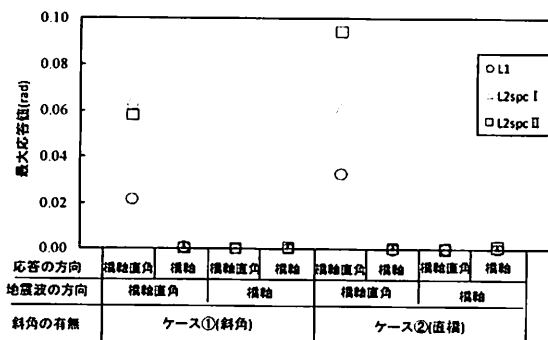
図-10 解析結果



(a) 主桁の応答値(面外曲げモーメント)



(b) 桁支承(固定側)の応答値



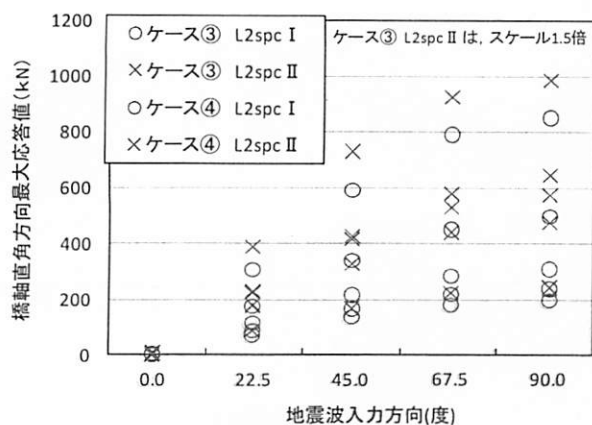
(c) ピボット支承の応答値(回転角)

図-11 各部材の応答値

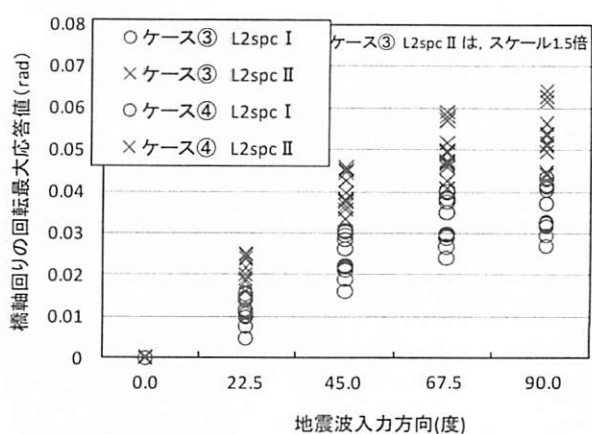
図-11(a)～(c)は、入力地震波ごとの各部材の応答値である。主桁の応答値は、橋軸直角方向に地震波を入力した時に最も大きくなっていることがわかる。ここで、ケース①の最大応答箇所は、図-10(a)中の①および③で、ケース②の最大応答値の1.5～2.0倍の面外曲げモーメントが発生することがわかった。なお、主桁の掛け違い部においては、斜角の有無による応答値の違いはあまり見られなかった。また、ケース①のG3桁で最大応答が発生したが、これは、掛け違い部が主桁の大きく変位する箇所(図-10(a)中の②)の近くに存在するためと考えられる。

桁支承では、橋軸方向に地震波を入力した時の応答値に、ケース①とケース②で明確な差は見られない。しかし、橋軸直角方向に地震波を入力した時の応答値は、ケース①では最大2000kN程度の反力が桁支承に作用しているのに対して、ケース②ではほとんど発生していないことがわかる。ここで、ケース①の桁支承の最大応答箇所は、鈍角側の桁支承(図-10(a)中の③)である。このことから、斜角を有する橋梁では、鈍角側の桁支承の応答値が大きくなり、大規模地震時の弱点になる可能性があることが確認できる。なお、桁支承については、既往の解析^{3, 4)}からも大規模地震時の弱点となることが明らかとなっていることから、斜角を有する橋梁では、より桁支承への注意が必要であると言える。

ピボット支承では、他の部材の応答値と異なり、ケース②がケース①の応答値よりも大きくなる結果が得られた。これは、前述のように、斜角を有する場合、地震時に応答するスパンが直橋よりも短いこ

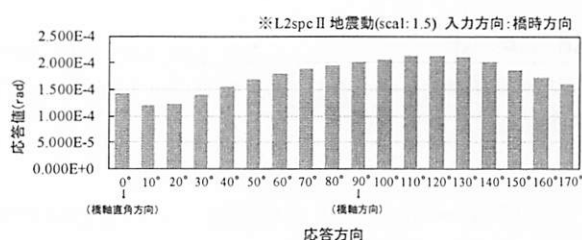


(a) 桁支承の最大応答値

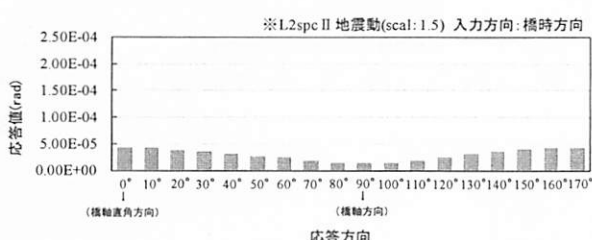


(b) ピボット支承の最大応答値

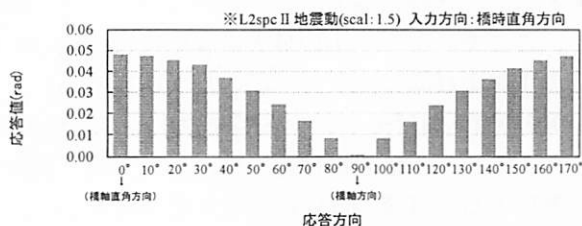
図-12 地震波の入力方向と応答値の関係



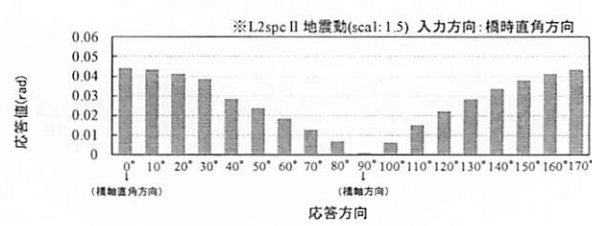
(a) ケース③：橋軸方向入力



(b) ケース④：橋軸方向入力



(c) ケース③：橋軸直角方向入力



(d) ケース④：橋軸直角方向入力

図-13 ピボット支承の応答方向

とに起因すると考えられる。

なお、橋軸方向に地震波を入力した場合、いずれの部材も応答値が小さく、斜角の有無による違いもほとんど見られなかった。

(2) 地震波の入力方向の影響

図-12(a), (b)に、入力地震波の入力方向別の応答値を示す。なお、図-12(a), (b)のケース③は、L2spc IIを入力した時の解析結果の応答値が小さかったため、地震動の加速度を1.5倍した時の解析結果としている。

桁支承は、ケース③、ケース④ともに橋軸方向(0°)に地震波を入力した時の応答値が最も小さく、橋軸直角方向(90°)に地震波を入力した時の応答値が最も大きい結果となっている。

ピボット支承についても、桁支承と同様の傾向を示しており、橋軸直角方向(90°)に地震波を入力し

た時の応答値が最も大きい結果となった。

図-13(a)～(d)に、L2spc IIの地震動を入力した時の、ピボット支承の各方向の応答値を示す。なお、ピボット支承の非線形ばね要素は、10°刻みの多重ばね要素(MSSモデル⁷⁾)を用いているため、0°～170°の各方向のばね要素の応答値を示した。また、図-13(a), (b)は、地震波を橋軸方向に、図-13(c), (d)は、地震波を橋軸直角方向に入力した時の、ピボット支承の応答値を示している。

図-13(a)は、ケース③に地震波を橋軸方向に入力したピボット支承の応答であるが、120°付近で最も応答が大きくなっていることがわかる。これは、2線3主桁の解析モデルに対して、列車荷重を単線載荷として載荷していることの影響であると考えられる。

図-13(b)は、ケース④のピボット支承の応答値であるが、ケース③とは異なり、橋軸直角方向に配置

- (5)斜角を有する場合、橋軸方向に地震波を入力すると、橋梁全体が鉛直軸回りに回転する挙動が見られた。この現象は、斜角が大きくなるほど、より顕著になると考えられるため、今後もより詳細な検討が必要になると考えられる。その結果、場合によって落橋防止等の対策が必要になると考えられる。

参考文献

- 1) 黒田智也，池田学，杉館政雄，齋藤聡，工藤伸司，高瀬誠司，土屋尚登：ポスト形式鋼製橋脚を有する鉄道橋の分布状況と耐震性評価，第60回土木学会年次講演会，2008.9.
- 2) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道総研報告，兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書，1996.4.
- 3) 黒田智也，池田学，杉館政雄，齋藤聡，工藤伸司：ポスト形式橋脚を有する鋼鉄道橋の地震時挙動に関する基礎的検討，構造工学論文集vol.55A，2009.3
- 4) 芝寛，池田学，黒田智也，齋藤聡，工藤伸司：既設鋼鉄道橋に用いられるピボット支承の復元力特性に関する実験的研究，第13回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2010.2
- 5) 芝寛，吉田直人，池田学，高野幸宏，齋藤聡，工藤伸司：ポスト形式橋脚のピボット支承の復元力モデルと簡易補強方法，構造工学論文集Vol.54A，2011.3
- 6) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準(耐震設計)，1999.10
- 7) 和田章，広瀬景一：2方向地震動を受ける無限均等ラーメン構造の弾塑性応答性状，日本建築学会構造系論文報告集第399号，1989.5
- 8) 大塚久哲，神田昌幸，鈴木基行，川神雅秀：斜橋の水平地震動による回転挙動解析，土木学会論文集No.570/I-40，1997.7
- 9) 川島一彦，渡邊学歩：斜橋における落橋防止構造の有効性に関する研究，土木学会論文集No.675/I-55，2001.4
- 10) 阿部雅人，藤野陽三，吉田純司，朱平，柳野和也：地震時における橋桁の衝突現象のモデル化と実験的検証，土木学会論文集No.759/I-67，2004.4
- 11) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告，pp.2-1～2-9，1995.12