

門型ラーメン橋脚（ピボットシュー）を有する鋼鉄道橋の
地震被害解析と耐震性評価

杉 舘 政 雄¹・市 川 篤 司²・宮 本 裕³・山 本 學⁴

¹正会員 （財）鉄道総合技術研究所 鋼・複合構造研究室（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）
²正会員 工博（財）鉄道総合技術研究所 研究開発推進室 J R 課（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）
³正会員 工博 岩手大学教授 工学部建設環境工学科（〒020-8551 岩手県盛岡市上田4-3-5）
⁴正会員 （株）センチュリーテクノ（〒103-0001 東京都中央区日本橋小伝馬町2-8）

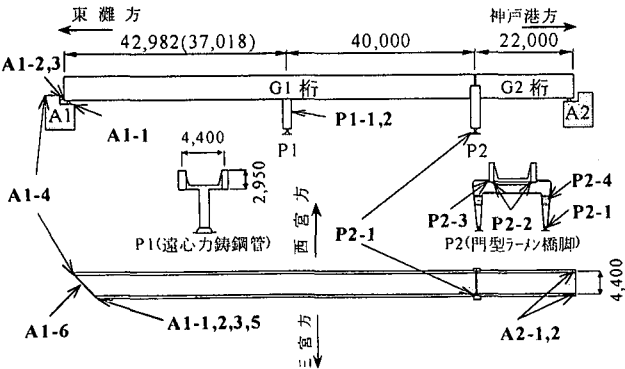
1. はじめに

基部がピボットシューの門型ラーメン橋脚を有する鋼鉄道橋は、線路あるいは大きな道路を跨ぐ交通の要となる個所に設けられることが多い。兵庫県南部地震において、この構造タイプの鋼鉄道橋が大きな被害を受けたケースがある。被害の程度によっては社会的影響も大きく、これらの橋梁の耐震性を評価し補強工法を示すことが重要な課題となっている。ここでは実際に被害を受けた門型ラーメン橋脚を有する鋼鉄道橋について、被害の発生メカニズムならびに被害原因を推定するとともに、この種の橋梁の耐震上の問題点と今後の対策について検討したので以下に報告する。

残りの1径間は単純桁形式で構成されている。A1 橋台には斜角右 36 度で鉛直シュー（橋軸直角方向固定）と水平シュー（橋軸方向固定）が分離して取り付けられている。連続桁を支える P1 橋脚は遠心力鋳鋼管製で桁と剛結したピボットシューを有する 1 本柱橋脚である。P2 橋脚は、脚基部がピボットシューによるヒンジ構造で脚上は連続桁と単純桁を可動シューで支える門型ラーメン構造になっている。また A2 橋台には通常の鉛直固定シューが取り付けられている。被害はおもに桁支承部および門型ラーメン橋脚部に集中している。被害の概要を表－1 に示す。なお、図－1 に示す A1-1 等の記号は表－1 に示す記号と対応している。

2. 橋梁の概要と被害状況

被害を受けた橋梁¹⁾は、図－1 に示すように昭和 40 年に架設された 3 径間の単線道床式下路プレートガーダーである。2 径間は支間長 43m と 40m の連続桁で、



図－1 橋梁概要及び被害状況

表－1 損 傷 概 要

記号	部 材	位 置	記号	損 傷 概 要	備 考
A 1	鉛直シュー	鈍角側	A1-1	橋軸直角方向ずれ止破損	写真-1
		鈍角側	A1-2	シュー取付PC鋼棒破断	写真-1
	水平シュー	鈍角側	A1-3	主桁取付けリブ破断	
		鋭角側	A1-4	パラペット破損	
	主桁	鈍角側	A1-5	桁端部の破損	写真-1
		両側	A1-6	約50cmの桁ずれ	
P 1	橋脚	—	P1-1	約50cmの傾斜	
		—	P1-2	塗膜剥離	写真-5
P 2	ピボットシュー	鈍角側	P2-1	逸脱（40cm東灘方へ、20cm沈下）	写真-3
	主桁シュー	両側	P2-2	破損（橋脚上の可動シュー）	
	主桁	鋭角側	P2-3	約20cm浮き	
	橋脚	添接部	P2-4	塗膜剥離	写真-2
A 2	シュー座	両側	A2-1	破損	
	アンカーボルト	両側	A2-2	全てのアンカーボルトの抜け（約30cm）	写真-4

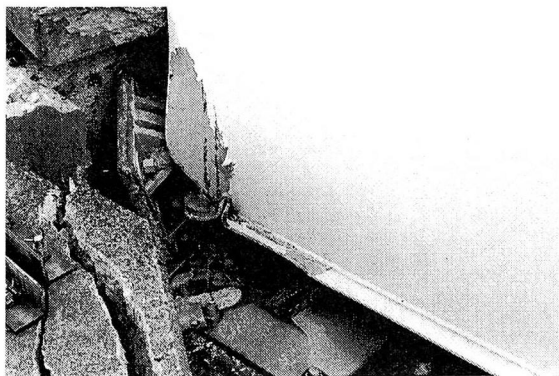


写真-1 鉛直シユ、水平シユの破損



写真-2 門型ラーメン橋脚 (P2)



写真-3 ピボットシユの逸脱 (P2)

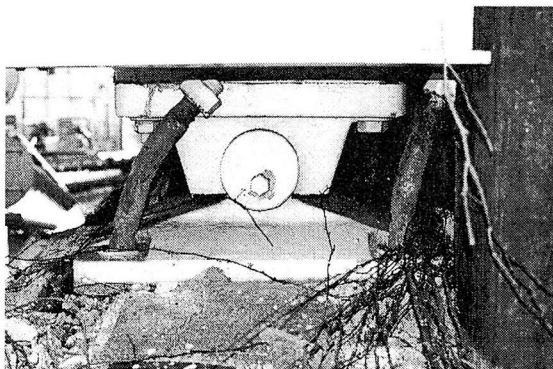


写真-4 アンカボルトの抜け (A2)

3. 被害発生メカニズムの検討

前項で示したように、本橋に生じた損傷は大きく、それらの損傷は相互に複雑に関係していると考えられる。このような構造物の問題点を明らかにし、また同種の既設橋における耐震性評価ならびに今後の対策を検討する際の参考とするために、損傷がどのようなメカニズムで発生したかについて以下の手順で検討した。

- ① 静的解析による部材耐力の推定
- ② 時刻歴応答解析による応答値の計算
- ③ 被害の発生メカニズムの推定
- ④ 補強対策工法の検討

3.1 静的解析

各支承部ならびに橋脚の着目個所における終局耐力を静的解析により求めた。その結果を表-3、表-4の表中に終局耐力として示す。

3.2 動的解析

3.2.1 モデル概要

解析は図-2に示すように2本の主桁それぞれに質量と剛性を持たせ、主桁相互間には鋼床版と同等のせん断剛性を有する仮想横構を配置した多質点系立体モデルを用いた。

門型ラーメン橋脚(P2)の基部には非線形バネを

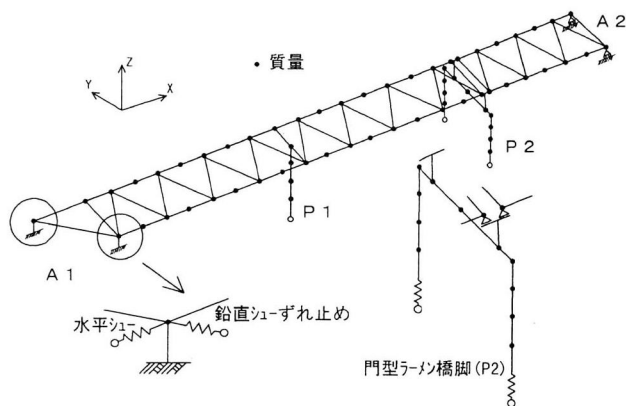


図-2 解析に用いたモデル

設け、橋脚柱軸力が負になるとピボットシユ位置で橋脚柱が浮き上がると予想されるため、任意の変形状態で釣り合いを考慮できるものとした。なお、橋台および橋脚の基礎工(直接基礎)については背面が盛土となっている等地面の挙動に比較的近いと考えられることから、今回の目的のためには大きな影響はないと考えモデル化していない。

3.2.2 解析条件

使用した地震波は、本橋周辺の地盤種別がⅡ種地盤相当であることから、JR鷹取駅で観測された地震波⁷⁾を用いた。地震波の南北方向波(NS)は橋軸方向と、東西方向波(EW)は橋軸直角方向とほぼ一致し

ており、各橋台と各橋脚の基部位置より上下方向の地震波(UD)も含めた3方向成分を同時に全ての支点に入力した。減衰はレーリー減衰を用いた。

3.2.3 シューの履歴特性

(1) A1橋台の鉛直シュー(ずれ止め)

鉛直シューの橋軸直角方向のずれ止めの履歴特性は図-3に示すように、破断タイプと摩擦タイプの要素に分けてモデル化した。このシューは十字リブ形式のため、橋軸直角方向の作用外力に対して弾性域の範囲ではおもに破断タイプの要素が抵抗して直線的に変化し、作用外力が破断耐力を超えると破断タイプの要素は全く抵抗しなくなり、摩擦タイプの要素だけが抵抗するように設定し、ずれ止めの破断後の状態も考慮したモデルとした。

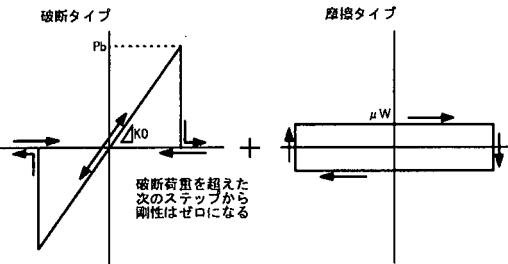


図-3 鉛直シューの履歴特性

(2) 水平シュー

A1橋台の水平シューは橋台のパラペットにPC鋼棒で取り付けられた構造で、また、水平シューに対して正の力が作用したときはパラペットとPC鋼棒が同時に抵抗し、負の力に対してはパラペットのみが抵抗することから、パラペットの抵抗とPC鋼棒の抵抗を分けて図-4に示すようにモデル化した。

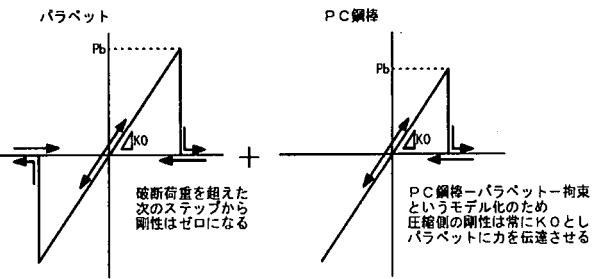


図-4 水平シューの履歴特性

(3) P2橋脚ピボットシュー

ピボットシューは、鉛直上方向に拘束しておらず、上揚力がある限界を超えて大きくなると浮きあがる現象が生じると考えられることから、それが評価できるように、死荷重反力以上の軸力が作用すると鉛直方向変位がフリーになるようにモデル化した(図

5)。ただし、橋軸方向(X軸)、橋軸直角方向(Y軸)については拘束のままとした。

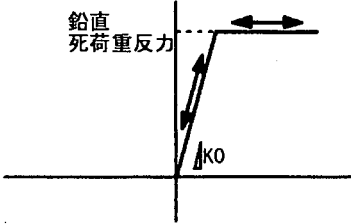


図-5 ピボットシューの履歴特性

3.2.4 解析結果

解析で得られた結果を以下に示す。

(1) 主桁の応答

表-2に主桁に作用する軸力、モーメントおよび応答変位の最大値を示す。主桁橋軸方向へ作用した軸力は鋭角側より鈍角側の方が大きく、特に桁端部(A1)で2倍の力が作用している。

モーメントについては、鉛直方向で大きな応答値となっているが、いずれも設計で考えている列車荷重時の最大モーメント(例えば、P1上の設計最大モーメントは鋭角側で15700kN・m)以下である。

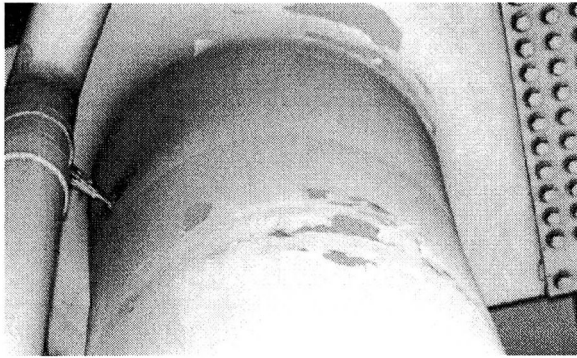
変位は、橋軸方向(δx)に左右の主桁ともにほぼ一樣な値を示しているのに対して、橋軸直角方向(δy)はP1橋脚で最大を示している。これらの値は3.2.5で述べる各支承部の破損後約2秒後に生じている。

表-2 主桁の部材力と応答変位の最大値

位 置		軸力: kN	モーメント: kN・m		変 位 (mm)		
		N	Mz	My	δ x	δ y	δ z
鈍角側主桁	A1	5970	—	—	152	25	0
	A1～P1間中央	8920	4810	350	157	83	26
	P1	8770	-9880	530	160	108	30
	P1～P2間中央	5130	6880	260	162	90	36
	P2	1950	—	—	163	42	27
鋭角側主桁	A1	2930	—	—	163	6	0
	A1～P1間中央	7060	7350	330	162	83	42
	P1	8310	-9380	780	159	108	30
	P1～P2間中央	6610	4960	210	157	90	23
	P2	539	—	—	156	42	11

表-3 橋脚に作用したモーメント: kN・m

着目箇所	設計作用モーメント	応答値	静的解析		損傷状況
			降伏耐力	終局耐力	
P1頭部	2180	14000	10800	19100	塗膜の剥離(写真-5)
P2鈍角側隅角部	2330	3300	6240	9460	隅角部塗膜の剥離
P3鈍角側隅角部	2331	3301	6241	9461	隅角部塗膜の剥離



写真—5 P1 橋脚の塗膜の剥離状況

(2) 橋脚の応答(モーメント)と耐力および損傷状況
各橋脚に作用したモーメントの最大値を設計値ならびに耐力と比較して表—3に示す。

P1 橋脚の主桁との接合部付近には降伏耐力を超える14000 kN・mもの大きなモーメントが作用した。実橋でもその付近で塗膜の剥離(写真—5)が生じて

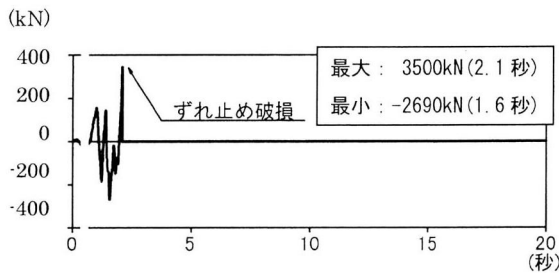
表—4 解析結果と損傷状況 単位：kN

着目箇所	反力方向	位置	応答値	終局耐力	着目箇所
A 1 橋台鉛直シュー	橋直	鈍角	3430	3430	ずれ止破損
	水平	鋭角	2010	3430	未確認
A 1 橋台橋軸鉛直シュー	橋軸	鈍角	1570	1570	PC鋼棒破断
	鉛直	鋭角	900	900	パラペット破壊
A 2 橋台アンカーボルト	鉛直	鈍角	1950	550	全て引抜
		鋭角	1320	550	全て引抜
P 2 橋脚ピボットシュー	鉛直	鈍角	690	690*	ピボット逸脱
		鋭角	690	690*	

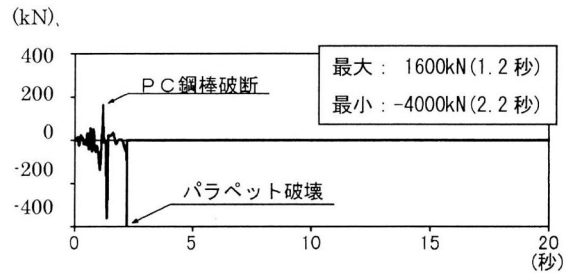
注：*印は浮き上がりが生じる時の鉛直力を示す。

いる。

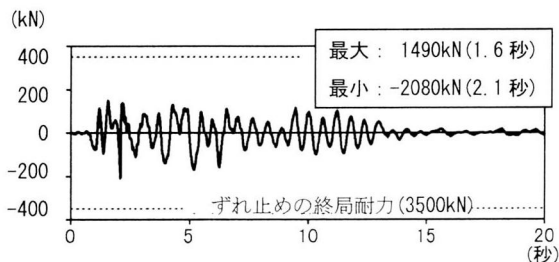
P2 橋脚隅角部については、鈍角側、鋭角側とも応答値に差はなく、また両者とも設計で考慮している最大の作用力を上回っているが、降伏耐力には達していない。



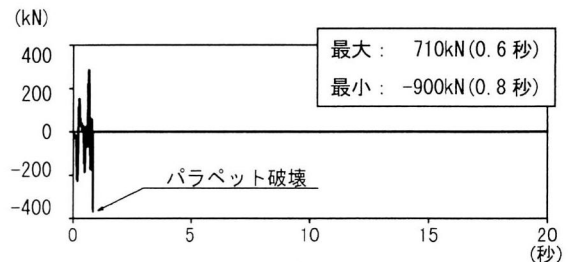
図—6 A1 橋台鈍角側鉛直シュー(橋軸直角方向)



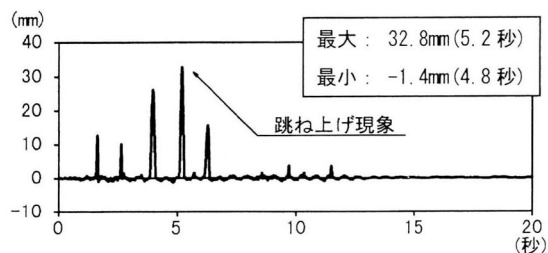
図—7 A1 橋台鈍角側水平シュー(橋軸方向)



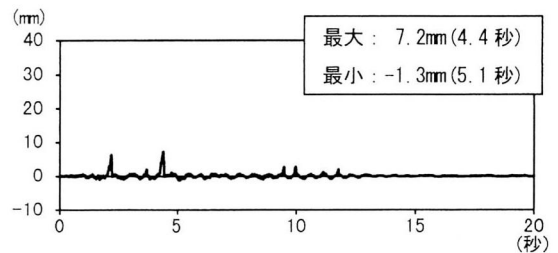
図—8 A1 橋台鋭角側鉛直シュー(橋軸直角方向)



図—9 A1 橋台鋭角側水平シュー(橋軸方向)



図—10 P2 橋脚鈍角側鉛直変位



図—11 P2 橋脚鋭角側鉛直変位

(3) 支承部の応答と耐力および損傷状況

表－４に、支承部の動的解析から求めた応答値、静的解析から求めた耐力および主な被害状況を示す。

- ①A1 橋台鈍角側の鉛直シューおよび水平シューには終局耐力を超える力が作用した。
- ②A1 橋台鋭角側の橋軸直角方向反力は鈍角側に比べて小さく、降伏耐力(2200kN)以下である。
- ③A1 橋台水平シューについてはパラペットの耐力が不足していた鋭角側はパラペットが破壊し、パラペットの耐力に余裕のあった鈍角側は PC 鋼棒のみ破断した。
- ④P2 橋脚の片側がピボットシューから逸脱しているが、応答値が終局耐力に達しており、跳ね上げ現象が生じた。
- ⑤A2 橋台のアンカーボルトには引き抜き抵抗以上の力が作用した。

3.2.5 被害の発生メカニズムの推定

解析で得られた各支承部に作用する反力の時刻歴応答を図－６から図－９に示す。図－１０と図－１１は P2 橋脚ピボットシューの鉛直方向変位の時刻歴応答波形である。

以上のように本橋梁の被害は以下のような順に発生したと考えられる。

- ①A1 橋台鋭角側水平シューの破損 (図－９：0.8 秒後)
- ②A1 橋台鈍角側鉛直シューずれ止めの破損 (図－６：2.1 秒後)
- ③A1 橋台鈍角側水平シューの破損 (図－７：2.2 秒後)
- ④門型ラーメン橋脚のピボットシューからの逸脱 (図－１０)

このように鈍角側の鉛直・水平シューおよび鋭角側の水平シューはかなり早い時点で破断したと考えられる。た、鋭角側の鉛直シューは破断に到っていない(図－８)。その原因は他の支承の破断により拘束がフリーとなり、反力が増加しなかったためと推測される。

鈍角側のシューの破損以降、門型ラーメン橋脚の逸脱した鈍角側が跳ね上げ現象を数回(最大 32.8mm)生じている(図－１０)。一方、反対側は少なくその跳ね上げ量もわずかである(図－１１)。これは、ピボットシューからの逸脱した実際の現象と一致する。また、これらはいずれも片方の脚が跳ね上げており、橋軸直角方向の地震波による上部工の慣性力によると考えられる。

なお、水平シュー取り付けリブの破断、主桁のずれ(50cm)等の損傷は、ピボットシューの逸脱に起因

して発生したものと考えられる。

4. 本橋梁の耐震対策工法の検討と今後の対策工法

4.1 耐震対策工法の検討

本橋梁の対策工法として、それぞれのシューを補強した場合(各シューの非線形要素を取り除き、弾性要素を挿入)、と構造系を変化させた以下の場合について検討を行った。

- ①補強－１：A1 橋台の水平シューの補強
- ②補強－２：同鉛直シューの補強
- ③補強－３：同水平シューと鉛直シューの補強
- ④構造－１：A1 橋台斜角を直構造に変更

その結果を表－５に示す。以上の結果から、A1 橋台の鉛直シューならびに水平シューの補強工法では P2 橋脚の跳ね上げ現象を防ぐことは出来なかった。また、A1 橋台のシューを補強する対策工法を実施すると鋭角側の跳ね上げ量が増加し、鈍角側が減少する傾向を示した。

また、現実の対策工法ではないが、斜角構造を直構造に変えた構造－１において、水平シューの破損は予想されるものの、鉛直シューが破損する現象は見られなくなった。

表－５ 耐震対策工法の解析結果 単位：kN

モデルの種類		終局耐力	現状	補強－１	補強－２	補強－３	構造－１
水平支承	鋭角	920	920	6750	920	4960	1510
		-920	-920	-6030	-920	-6290	-4000
	鈍角	1600	1600	4470	1600	3930	1510
		-4000	-4000	-6150	-4000	-5780	-4000
鉛直支承	鋭角	3500	1490	2060	2560	2030	1020
	鈍角	3500	3500	3490	4950	5180	1210
跳上(mm)	鋭角	-	7	15	19	31	25
	鈍角	-	33	26	29	25	36

4.2 耐震上の問題点

本橋梁では、橋台側のシュー取り付け部の耐力が小さかったために、最初にこれらが破断して、そのため構造系が変化したことが大きな被害につながったと考えられる。

このように本橋梁のような構造は、地震時に複雑な挙動を示すため、橋梁全体系としての評価が重要であるが、耐震上考慮すべき点を挙げると以下のようなことが考えられる。

- ① P1 橋脚基部のシューがピボットシューであるため、水平力に対する抵抗が小さい。
- ② 橋台水平シュー取り付け部の耐力が小さい。
- ③ P2 橋脚基部がピボットシューのため、大きな水平力が作用すると跳ね上げ現象が生じ逸脱する恐れがある。

4.3 耐震対策工法

本橋に対して考えられる耐震対策工は以下のとおりである。

- ① 橋梁全体の耐震性能を上げるためには、橋軸方向に対する水平シューと、直角方向に対する鉛直シューずれ止めの補強が必要である。具体的には現在の水平シューとは別に、例えば桁と橋台をピンなどで連結することや、新たな直角方向の移動制限装置の設置が考えられる。
- ② ①のように桁支承部を補強すれば、ラーメン橋脚には跳ね上げ現象は生じないと考えられる。しかしそのためには支承部の補強が大掛かりになる。したがって、支承部の損傷を許容する対策も考えられるが、その場合には、跳ね上げ現象を完全に防ぐために 1800kN もの反力を新たに必要とし、その対策はあまり現実的でない。むしろ図-12に示すような跳ね上げ現象を許容しても元に戻るようにピボットシューに逸脱防止ガイドを設ける方法が有効と考えられる。

5. 結論

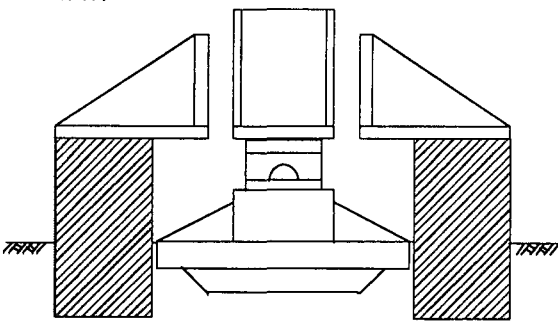


図-12 逸脱防止ガイドのイメージ

兵庫県南部地震で被災したピン構造のラーメン橋脚を有する橋梁の被害発生メカニズムについて検討した。その結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 被害の発生メカニズムの推定

被害は以下のように発生したと考えられる。

- ① A1 橋台鋭角側水平シューの破損
- ② A1 橋台鈍角側水平シューの破損
- ③ A1 橋台鈍角側ずれ止めの破損
- ④ 門型ラーメン橋脚のピボットシューからの逸脱
- ⑤ A1 橋台鈍角側水平シュー取り付けリブの破断、主桁のずれ(50cm)等

(2) 本橋の耐震上の問題点と対策工法

本橋のような橋脚を有する橋梁では耐震上の問題点として

- ① P1 橋脚基部のシューがピボットシューであるため、水平力に対する抵抗が小さい。

- ② 橋台水平シューおよび鉛直シューずれ止めの耐力が小さい。

- ③ P2 橋脚基部がピボットシューのため、大きな水平力が作用すると跳ね上げ現象が生じ逸脱する恐れがある。

等があげられる。したがって、橋梁全体としての耐震性能の評価が重要であるが、本橋について今後必要な耐震対策として以下のことが考えられる。

- ① 新たな橋軸方向水平シューの設置

- ② 橋軸直角方向ストッパーの設置

- ③ P2 橋脚の逸脱防止ガイドの設置(跳ね上げ現象を防ぐには 1800kN もの反力が必要で狹隘個所での施工は不可能)

6. あとがき

一口に門型ラーメン橋脚を有する橋梁といっても色々な形式のものがあ、大地震時の挙動はそれぞれに異なると考えられる。従って耐震性評価と対策はそれぞれきめ細かく行う必要があり、場合によっては今回のようなモデル化を行い、時刻歴応答解析を行う必要のあるものも出てくると思われる。

また、鉄道橋においては線路を跨ぐ箇所等でこのような構造を採用せざるを得ない場合があり、今後の設計においては、跳ね上げ現象による上陽力を考慮した止めボルト(常時は回転を拘束しない)等を設置する必要がある。その場合、上部工の死荷重、柱の間隔・高さとの関係からシミュレーション解析により、上陽力を定量的に示すことが重要であると考えられる。

【参考文献】

- 1) 土木学会等：阪神・淡路大震災調査報告(橋梁)，1996。
- 2) 杉館，市川，宮本，酒井，大垣，門型ラーメン橋脚を有する鋼鉄道橋の地震被害解析と対策，第6回鋼構造シンポジウム，日本鋼構造協会，1998
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)，1992
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)，1992
- 5) 土木学会：鋼構造新技術小委員会最終報告書(耐震設計研究)，1996
- 6) 中村 豊，上半文昭，井上英司：1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(II)，JR 地震情報 No.23d，(財)鉄道総研ユレダス開発推進部，1996