

# 詳細調査に基づく被災RC橋脚損傷度の定量的評価

幸左賢二<sup>1</sup>・曾根英樹<sup>2</sup>・中田恒和<sup>3</sup>・田坂幹雄<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 Ph. D. 九州工業大学 建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

<sup>2</sup>正会員 阪神高速道路公団 京都建設事務所

<sup>3</sup>正会員 八千代エンジニアリング(株) 大阪支店

<sup>4</sup>正会員 大林組(株) 土木設計部

震災により大きな被害を生じた阪神高速3号神戸線RC橋脚を対象に詳細調査により損傷度を定量的に評価した。その結果、地中部に新たに多くのBランク損傷が発見された。また、As, Aランク橋脚のうち、段落としを有する橋脚は72基あり、すべて段落とし部で損傷するとともに、せん断耐力相当加速度も306galとB1ランク以下の353galよりもかなり小さかった。そして、As, Aランクで段落とし無しにも関わらず中間部で損傷した11基はせん断耐力曲げ耐力比が1以下で、せん断耐力相当加速度も327galとB1ランク以下の397galに比べて小さいことが明らかとなった。

*Key Words: seismic resistance, ductility, failure mechanism, cut-off point*

## 1. まえがき

1995年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震は、阪神地方を中心に甚大な被害を与えた。阪神高速道路においても例外ではなく、特に3号神戸線の兵庫県域の区間においては、5箇所で落橋に至るなどの大きな被害を被った。このうち、RC橋脚の損傷度は震災直後に実施した主として地上部よりの外観調査および写真判定に基づきAsからDまでの5ランクに区分している<sup>1)</sup>。その結果西宮市と尼崎市境の武庫川から、神戸市須磨区月見山間の対象RC橋脚943基のうち、その15%の142基が比較的損傷の大きなAs, Aランク、35%の327基が比較的軽微な損傷のB, Cランクに区分された。橋脚の復旧は、フーチング以下は健全であったことからすべて既存のものを再利用し、外観調査結果に基づく橋脚の損傷レベルに応じてAs, Aランクのものは既存橋脚を撤去して再構築し、B, C, Dランクのものは既存橋脚を補修・補強している。

補強・補修の可否の判定は、上記のように緊急性を有することから外観調査により判定せざるを得ないが、損傷要因や損傷程度の分析には、コンクリートのひび割れ量、鉄筋の座屈量などのできるだけ詳細な調査結果を用い定量的に評価することが望ましいと考えられる。具体的には、外観調査だけでは以下のような項目については十分評価することは困難と考えられる。

1) 外観調査は表面損傷状況で評価するため、コンクリート部分の損傷はひびわれや剥離状況などにより比較的明確に評価できる。鉄筋も大きな損傷の場合は鉄筋の座屈により表面コンクリートが剥離し、主鉄筋が露出することにより判定できうるが、補強レベルであるBやCランクの比較的軽微な鉄筋座屈状況を定量的に評価することは困難である。

2) 外観調査は地表面より上の範囲であるので、地中部のフーチング付近の橋脚基部損傷を評価することは困難である。

そこで、本研究では外観調査がB, C, Dランクで補修・補強となった橋脚について、補強工事に伴いコンクリートのひびわれ量や鉄筋の座屈長などの詳細な損傷状況調査を行い、外観調査と比較するとともにこれらの結果を用いて以下の定量的な分析を行った。

まず、損傷状況調査結果を基に、損傷範囲や鉄筋座屈長など、部材の損傷程度を定量的に評価した。ついで、損傷形態、段落とし部の有無、損傷位置に着目した分析を行い、これらが損傷程度に与える影響を分析した。その結果、段落とし部の有無や地盤条件により損傷程度に大きな差異が認められたので地盤バネや段落とし位置などをパラメータとした分析を行った。

## 2. 詳細損傷調査

震災直後の外観調査（地上部の目視調査）により、比較的軽微な損傷であったB ランク以下の橋脚については、補修・補強工事に伴い、地中部も含めたかぶりコンクリートの剥離、ひび割れ状況、柱軸方向鉄筋の損傷状況（座屈，はらみ出し量等）の詳細な調査が実施された。詳細調査では、B ランク以下の橋脚について以下に示す座屈損傷を受けた外周軸鉄筋の取り替え率によるランク区分（B1, B2, B3）およびかぶりコンクリート剥離、ひび割れ等によるランク区分（C1, C2, D）を新たに行った。

- B1: ほぼ全周に亘って軸鉄筋のはらみ出しが認められ鉄筋を取り替えたもの
- B2: 外周軸鉄筋の取り替えが1/2程度のもの
- B3: 外周軸鉄筋の取り替えが1/4程度のもの
- C1: 軸鉄筋が一部露出しているが、はらみ出しは認められず取り替えなしのもの
- C2: 軸鉄筋の露出は認められないが、ひびわれ損傷が大きいもの
- D: ひびわれ損傷が小さいか、損傷が認められないもの

なお、Bランク以下の橋脚であっても、残留傾斜が大きく撤去・再構築となった橋脚の詳細調査は行われていない。また、撤去・再構築されたAs, Aランクの橋脚については危険度が高いことから、緊急で鋼板巻き立てなどの応急対策を実施したため、詳細調査は実施されておらず、震災直後の判定ランクは変更していない。

分析対象橋梁は形状の影響をできるだけ少なく統一するために、本線部RC単柱形式とした。図-1に、本線RC単柱のうち分析対象とした443基について、当初実施された外観調査と詳細調査結果の対比を示す。また、図-2に損傷ランクが上昇した橋脚のランク変化と主たる損傷位置を示す。図-1より、外観調査でBランク以下の橋脚がより詳細なデータをもとに細分化されていることがわかるが、特に外観調査でC, Dランクであった橋脚で鉄筋座屈による鉄筋取り替えが必要となったBランクがかなり発生している。図-2より、外観調査でC, Dランクであったものが、詳細調査でB3ランク以上となった橋脚は、それぞれ46基および11基あるが、そのほとんどが新たに発見された地中部の損傷が卓越していたためであることがわかる。

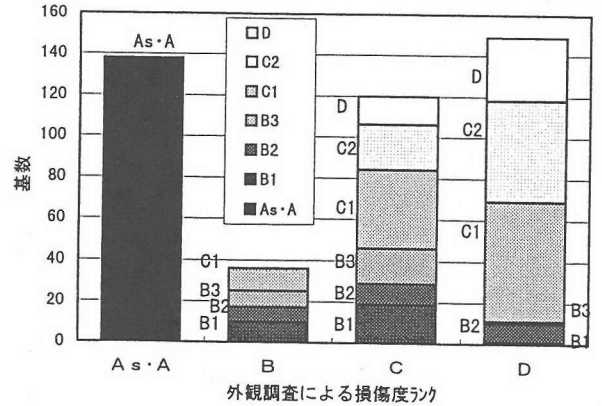


図-1 外観調査結果と詳細調査結果の対比

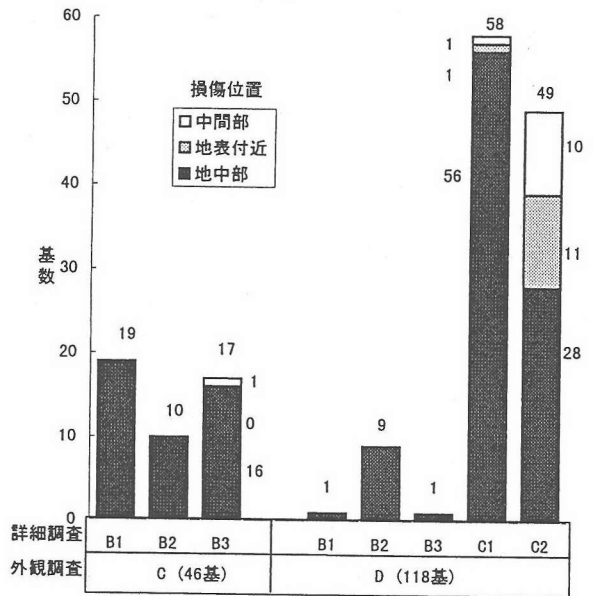


図-2 橋脚の損傷位置

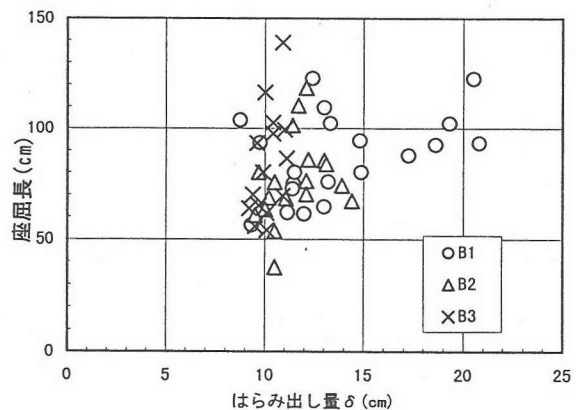


図-3 主鉄筋のはらみ出し量と座屈長

表-1 実橋における構造物損傷程度

損傷ランク	コンクリートはつり量	最外縁軸鉄筋取替え率	軸鉄筋はらみ出し量	座屈長
B1	6.7m <sup>3</sup>	86%	14cm(4.0D)	88cm(0.35W)
B2	2.3m <sup>3</sup>	39%	12cm(3.4D)	77cm(0.30W)
B3	2.0m <sup>3</sup>	18%	10cm(2.9D)	84cm(0.33W)
C1	1.0m <sup>3</sup>	-	-	
C2	0.08m <sup>3</sup>	-	-	
D	0.0m <sup>3</sup>	-	-	

D : 軸鉄筋径をD35と仮定  
W : 断面幅

表-2 試験体における損傷程度

損傷ランク	コンクリートはつり量	最外縁軸鉄筋取替え率	軸鉄筋はらみ出し量
A	0.24m <sup>3</sup>	100%	40mm(4.0D)
B	0.10m <sup>3</sup>	70%	25mm(2.5D)
C	-	-	0

表-3 損傷度表

橋脚番号	ひび割れ傾斜角(°)	ひび割れ幅(mm)	ひび割れ間隔(cm)
神P-82	65	0.4	17.1
神P-216	70	0.95	16.0
神P-269	59	0.61	17.1

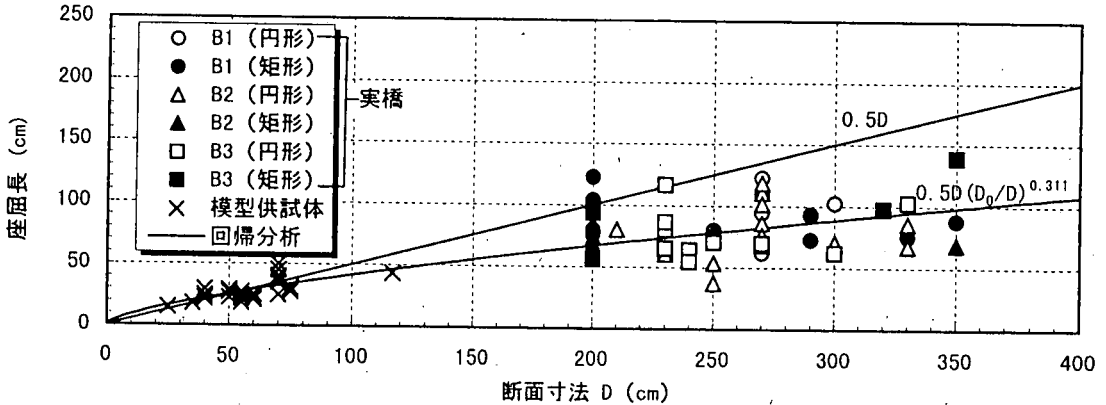


図-4 柱断面寸法と軸方向鉄筋の座屈長

### 3. 損傷度の定量的分析

#### (1) 柱主鉄筋損傷度調査

復旧工事では、軸方向主鉄筋のはらみ出し部の長さとはらみ出し量によって、主鉄筋取り替えの要否を判定している。ここで、はらみ出し部とは目視で鉄筋の曲がり認められる範囲の長さであり、元の位置からはらみ出しの頂点までの長さをはらみ出し量として計測し、コンクリートの剥離が発生している部分に位置するすべての主鉄筋について取り替えの要否を判定している。ここでは、このようにして計測されたはらみ出し範囲の長さを軸鉄筋の座屈長として評価した。

#### (2) 軸鉄筋のはらみ出し量

B1からB3ランクの橋脚を20基程度をランダムに

抽出し調査した。表-1に損傷度ランクと軸鉄筋の損傷程度の関係を示す。また、図-3にはらみ出し量と鉄筋座屈長の関係を示す。ここで、損傷度は各ランクの平均値を示す。表-1より詳細判定と実際の取り替え率は良く対応していること、損傷がB3、B2、B1と大きくなるにつれて軸鉄筋のはらみ出し量は10、12、14cmと増加するものの差異は比較的小さいことが分かる。これは、ある方向の荷重により鉄筋座屈が生じ、10cm程度のはらみ出しを生じると鉄筋の荷重抵抗が小さくなり、側面方向に荷重分担が移行し、鉄筋座屈が側面方向に進展していくためと考えられる。また、B1ランクには20cmを超えるはらみ出し量を生じているものがあるが、これらはすべて長方形断面であり、円形に比べて側方へ荷重が伝達しにくいためとも考えられる。

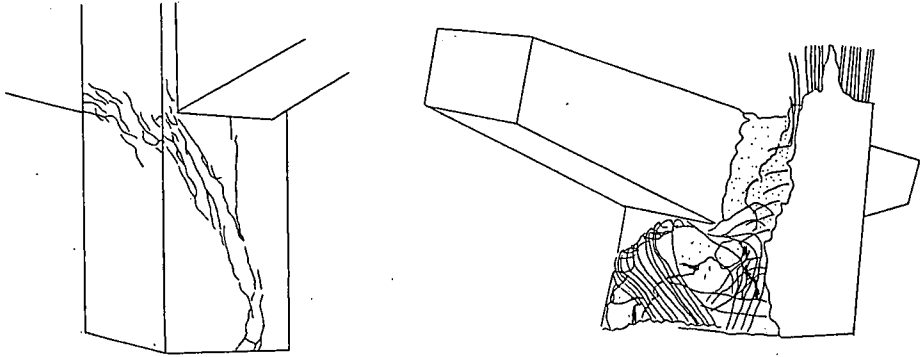


図-5 損傷状況 (左: ひびわれ 右: 破壊)

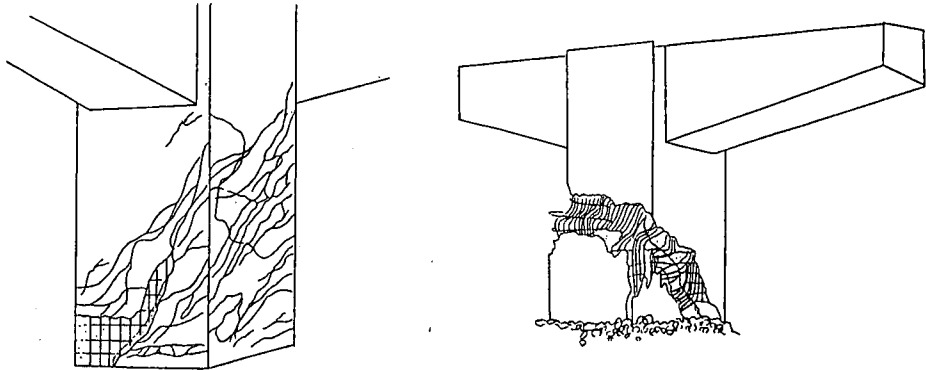


図-6 損傷状況 (左: ひびわれ 右: 破壊)

### (3) 軸鉄筋の座屈長

図-3に示すように、鉄筋の座屈長は損傷ランクとの相関が認められないとともに、それぞれ40~140cmと大きくばらついている。図-4は、Bランクの実橋および既往の模型実験結果の断面寸法と軸鉄筋座屈長の関係を示したものである。ここで、座屈長は鉄筋が湾曲している範囲であり、厳密な意味での耐震設計における終局変位を算出するための塑性ヒンジ長とは異なるが、一般にその差異は比較的小さいと考えられるので、ここでは座屈長を塑性ヒンジ長とみなして考察する。図には、塑性ヒンジ長についての既往の研究で提案されている塑性ヒンジ長を0.5Dとみなした直線と、実橋断面の範囲まで考慮した最小二乗法で求めた線を記入している。なお、D0は模型実験の断面寸法の平均値として55cmとしている。柱断面寸法が200cmを超える実橋の場合には、断面寸法が大きくなっても軸方向鉄筋の座屈長は増加せず、塑性ヒンジ長は0.5Dを下回る傾向にある。柱断面寸法が100cm程度以下の小さい範囲では、柱寸法に比例して軸鉄筋の座屈長は長くなるが、単柱式道路橋のように柱断面寸法が大きくなると座屈長は頭打ちの状況に近いことを示している。これは、断面

寸法が大きくなるにつれて、主鉄筋断面積と柱断面積の比が小さくなるため、相対的に鉄筋の剛性が小さくなることや、座屈長は主鉄筋径に比例した関数であることから、断面寸法が大きくなっても主鉄筋径は一般にD35が上限となり断面寸法に比べて、相対的に座屈長が小さくなることなどが考えられる<sup>2)</sup>。

### (4) 代表的コンクリート損傷度分析

表-1に各損傷ランクごとのコンクリートはつり量を示す。ここで、はつり範囲はかぶりコンクリートが剥離したものおよびチッピングによりひびわれたコンクリートが分離し取り除かれた範囲を示す。C2やDランクでは主にひびわれ程度の損傷であることからコンクリートのはつり量は非常に小さいことが分かる。これに対してBランクでは鉄筋の取り替え範囲が増加するとともに、主鉄筋付近まで損傷が進展するためコンクリートのはつり量による撤去範囲が増加する。たとえば、損傷度ランクB3である神P153橋脚は3.2x3.2mの正方形断面であるが、鉄筋取り替え率は24%、鉄筋座屈長97.6cm、鉄筋はらみ出し長10.4cm、コンクリートはつり出し量1.6m<sup>3</sup>(表面積9.9m<sup>2</sup>:平均深さ0.16m)となり、主鉄筋付近のコンク

リートまではつり出されていることが分かる。

### (5) 損傷程度の定量的評価

3号神戸線を対象として実施した試験体の損傷程度と実橋の損傷程度を比較する。詳細は参考文献(3)に示されているが、本実験は大地震により損傷を受けたコンクリート構造物を補修し再利用することを目的として既設橋脚の1/6スケールの模型試験体を用いた正負交番実験である。試験体は60x60cmの矩形断面であり、主鉄筋はかぶり40mmでD10が80mmピッチ、帯鉄筋はD6が200mmピッチに配置されている。補強前の損傷度合としては次の3種類のランクを対象とした。実験Aランク損傷は終局（載荷荷重が降伏荷重まで低下する変位）を超えて7 $\delta y$ まで載荷し、終局状態を大幅に超えたものであり4面すべての鉄筋が座屈していた。実験Bランク損傷はほぼ終局状態の5 $\delta y$ まで載荷し、載荷方向2面の軸方向筋がはらみ出し、コアコンクリートが僅かに崩れ始めた状態である。実験Cランク損傷は3 $\delta y$ まで載荷し、鉄筋座屈が生じない状態である。表-2に試験体の損傷程度一覧表を示す。実橋のBランク損傷は程度のばらつきはあるものの平均的には鉄筋取り替え率47%、はらみ出し3.4Dである。これに対して実験におけるAランク損傷は鉄筋取り替え率100%、はらみ出し量4.0D、Bランク損傷は鉄筋取り替え率70%、はらみ出し量2.5Dとなっており、実橋のBランク損傷は取り替え率からは実験のBランク以下、はらみ出し量的にはAランクとBランクの中間に位置している。以上のことから実橋のBランク損傷は実験のBランク損傷程度に似かよっており、ほぼ終局状態（5 $\delta y$ 程度）の荷重履歴を受けていると推定される。これに対して実橋のCランク損傷は鉄筋の座屈も伴わなわずコンクリートの剥離もごくわずかであることから、実験のCランク損傷（3 $\delta y$ 程度）にほぼ対応していると考えられる。

## 4. 損傷形態分析

### (1) せん断損傷の特徴

損傷形態のうち、せん断タイプは比較的少なく合計20基（全体の4.5%）であった。ここでは、本損傷形態の特徴について分析する。損傷ランクは20基のうち17基がAs、Aランクに分類されており、このタイプの損傷は急激な脆性破壊に至ることがわかる。As、Aランク以外でひび割れの特徴が確認できた3基の損傷状況を表-3に示す。大きな特徴はひびわれ傾斜角がいずれも45°よりもかなり急角度で立っていることであるが、これは参考文献(4)に示すように主鉄筋に比べて帯鉄筋が少ないためと考えられる。次に

表-4 段落としの有無と損傷形態

			損傷形態			合計
			曲げ	曲げせん断	せん断	
段落し有	損傷位置	中間	19	83	3	105
		基部	41	4	0	45
	合計	60	87	3	150	
段落し無	損傷位置	中間	0	30	14	44
		基部	158	73	3	234
	合計	158	103	17	278	

損傷無し 15基を除く

表-5 段落としの有無と損傷ランク

			損傷度ランク			合計
			A・As・B1	B2・B3	C1・C2・D	
段落し有	損傷位置	中間	71	4	36	111
		基部	2	9	34	45
	合計	73	13	70	156	
段落し無	損傷位置	中間	13	2	38	53
		基部	82	37	115	234
	合計	95	39	153	287	

3基のひびわれ形態に着目すると以下の2種類に分類される。一つは図-5(左)に示すように梁付け根付近から水平に対して約70°の斜め方向に発生するひびわれである。これが進行すると図-5(右)に示すように梁とその外側に配置された柱主鉄筋が引き裂かれる損傷パターンとなる。この損傷は梁付け根付近の主鉄筋の割裂ひびわれが始点になっているようであるが、梁内において柱主鉄筋を囲む帯鉄筋が十分配置されていないことも要因の一つと考えられる。他のひとつは図-6(左)に示すように、橋脚下部から中間部にかけて約60°の角度でせん断ひびわれが発生しており、発生位置が地表付近である特徴を持っている。このひびわれが進行すると図-6(右)に示すような橋脚中間部での典型的なせん断損傷形態となる。以上のように、本損傷形態は帯鉄筋が少ない状態で生じると考えられるが、ひびわれ傾斜角や損傷位置に大きな特徴を有しており、今後その損傷メカニズムについてさらに検討していく必要がある。

### (2) 段落とし部の有無の影響

詳細な損傷図および写真を基に橋脚の損傷位置を調べ、元設計の配筋図によって軸鉄筋の段落とし位置を確認した。表-4に橋脚の段落とし部の有無と

段落し有

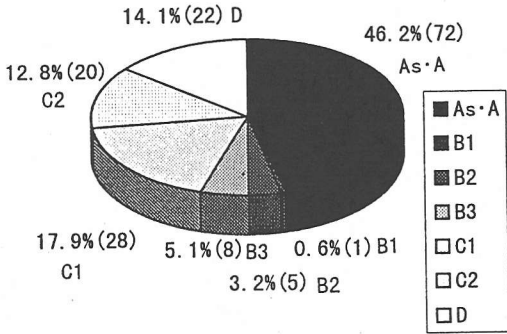


図-7 段落とし部を有する橋脚の損傷度区分

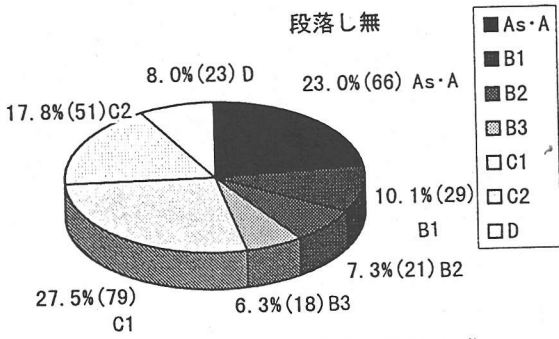


図-8 段落とし部無し橋脚の損傷度区分

表-6 段落としの有無と損傷ランク

段落し の有無	路下条件	損傷位置	基数	
			基数	割合
段落し 有	道路上	中間部	59	72
		地表付近	0	
		地中部	0	
	その他	中間部	11	13
		地表付近	2	
		地中部	0	
段落し 無	道路上	中間部	11	57
		地表付近	44	
		地中部	2	
	その他	中間部	0	9
		地表付近	5	
		地中部	4	

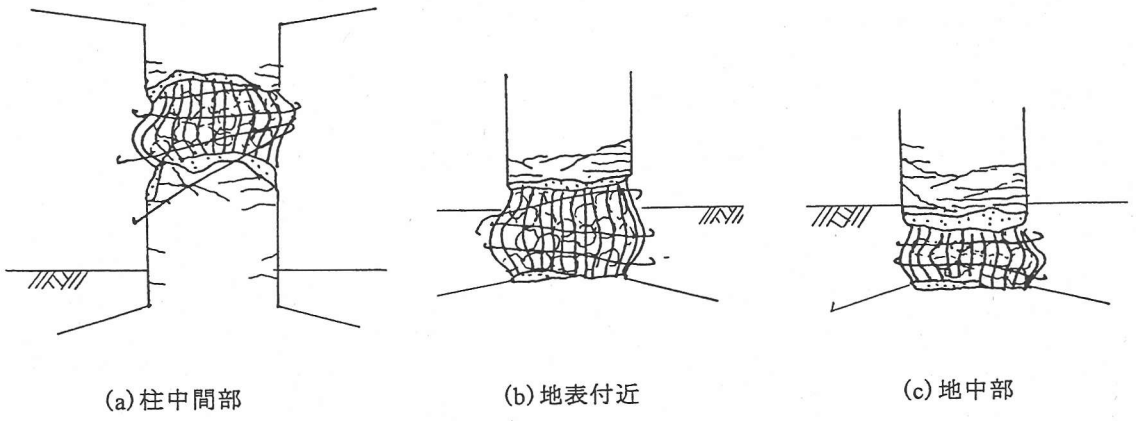


図-9 損傷形態の分類

損傷位置および損傷形態の関係を示す。段落とし部の無い橋脚の場合は234基(84%)が基部で損傷しており、そのほとんどが曲げあるいは曲げせん断の損傷形態を示している。また、段落とし無しであるにもかかわらず、柱中間部で損傷しているものが44基あるが、その損傷形態はすべて曲げせん断あるいはせん断に分類されている。これはせん断抵抗はa/dの影響により断面のせん断抵抗力が異なり、基部よりも中間部の方が抵抗力が小さくなる場合も生じるこ

とが考えられる。表-5は段落とし部の有無と損傷位置および損傷度の関係を示す。段落とし部の無い橋脚のうち中間部損傷でB1ランク以上の大きな損傷が13基あり、そのうち11基がA・Asランクの橋脚である。これらは後述のように交差点部の矩形大断面橋脚である。また、段落とし部の無い橋脚で基部損傷タイプは234基あり、その損傷形態は曲げタイプが多いが、損傷ランクの高いB1以上では82基のうち52基が曲げせん断に分類されている。

図-7, -8にそれぞれ段落とし部の有る橋脚と無い橋脚の損傷度分布を示す。段落とし部の有る橋脚では46%が、段落とし部の無い橋脚では23%が、AsあるいはAランクに分類されている。また、図-7からも分かるように段落とし部があっても約半数がC, Dランクであり、Bランク損傷は少ない。これは段落としの有る橋脚の場合、段落とし部が曲げせん断タイプの損傷となりやすく、一旦損傷が発生すると急激に大きな損傷となることが多いためと考えられる。これに対して図-8に示す段落とし無しの場合は、損傷ランクが分散しているが、基部での曲げ損傷タイプが多いためと考えられる。このように段落としの有無によって、損傷程度、損傷モード、損傷位置に大きな差異を生じることが分かる。

### (3) 損傷位置の分析

損傷位置について詳細分析を行った。具体的には基部損傷をさらに地中部、地表付近に区分した。すなわち、分類は図-9に示すように主たる損傷位置によって地中部、地表付近、柱中間部の3種類とした。ここで、地中部とは主たる損傷位置が地中部で地上付近に損傷が現れていない状態であり、地表付近とは大きな損傷が地表付近に認められる場合である。なお、土被り量は平均1.5mでそれほどばらつきはない。図-10は路下条件別に段落とし部を有する橋脚の損傷位置を示したものであり、図-11は路下条件別に段落とし部の無い橋脚の損傷位置を示したものである。図-10より段落とし部を有する橋脚のほとんどの大きな損傷は柱中間部の段落とし部付近で生じており、基部付近の損傷度は軽微なものが多い。また、段落とし部を有する橋脚では路下条件によって損傷位置や損傷ランクに大きな差異は認められない。これに対して図-11は段落とし部の無い橋脚の損傷位置であるが、路下条件が道路上以外であるその他の地域では損傷度が比較的小さいのに対して、43号や2号などの道路上では段落とし部が無いにも関わらず、地表付近で損傷したものが多く、損傷ランクも高いものが多い。これには地域的に地震動が大きかったことや平面道路の舗装など路下条件の違いなどが考えられる。そこで、5章に地表付近の地盤条件の違いが基部損傷に与える影響について考察した。

### (4) As, Aランク損傷橋脚の耐力分析

#### a) 段落とし有りの橋脚

ここでは3号神戸線で特に大きな被害を生じたAs, Aランクの橋脚を対象にしほりその損傷要因を分析する。As, Aランク損傷橋脚の内訳を表-6に示すが、

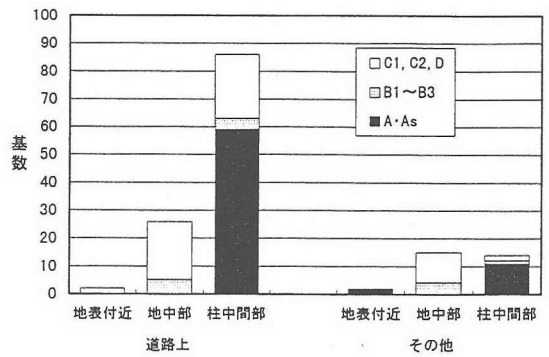


図-10 段落とし有り橋脚の損傷ランクと路下条件

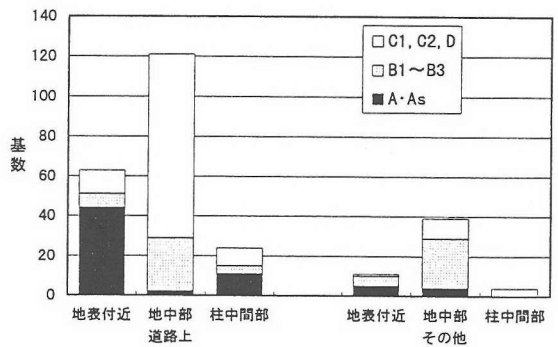


図-11 段落とし無し橋脚の損傷ランクと路下条件

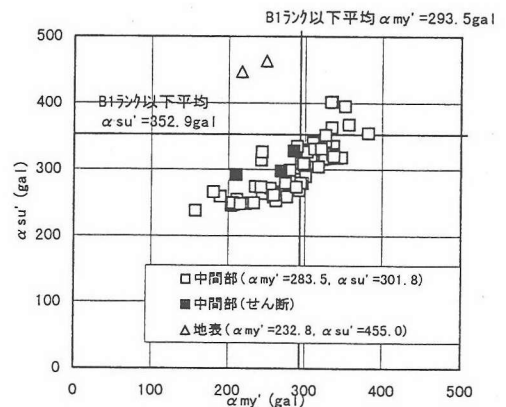


図-12 せん断耐力加速度と曲げ降伏相当加速度の関係

段落とし有りの橋脚は72基、段落とし無しの橋脚は66基である。段落とし有りの橋脚のうち、損傷位置が柱中間部と判定されるものが70基あるが、筋筋図から推定するとこれらの橋脚の損傷はほぼすべて段落とし位置に対応している。また、地表付近と判定されるものが2基あるが、段落とし位置が柱基部から約2mの位置にあり、これらの橋脚も段落とし位置での損傷と考えられる。72基について段落とし部のせん断耐力相当加速度 ( $\alpha su'$ ) と曲げ降伏相当加速

度 ( $\alpha_{my}$ ) の関係を図-12に示す。なお、段落とし部については、定着長を差し引いて算出している。ここで、 $\alpha_{su}$ 、 $\alpha_{my}$ は以下の式で表される。

$$\alpha_{su} = 980 \cdot Su / (Wu + Wp)$$

$$\alpha_{my} = 980 (My - M0) / (Wu + 0.5Wp) \cdot l_a \quad (1)$$

ここに、

$\alpha_{su}$  : せん断耐力指標 (gal)

$Su$  : 平成2年度版道路橋示方書に基づくせん断耐力 (tf)

$Wu$  : 橋脚が負担する上部工重量 (tfあるいはkN)

$Wp$  : 橋脚重量 (tfあるいはkN)

$\alpha_{my}$  : 降伏曲げ耐力指標 (gal)

$My$  : 一定軸力が作用する断面で最外縁引張鉄筋が降伏応力に達する平成2年度版道路橋示方書に基づく曲げモーメント (tf・mあるいはkN・m)

$l_a$  : 着目断面から上部工慣性力作用位置までの距離 (m)

$M0$  : 偏心曲げモーメント (tfあるいはkN)

72基は平均せん断耐力相当加速度が306galとB1ランク以下の353galよりもかなり小さい。また、地表付近損傷に分類される2基は2段から1.5段の段落としであることからせん断耐力の低下が生じないこともあり、計算上せん断耐力が450gal程度と比較的大きい曲げ降伏耐力が200~250galと小さく、基部に近い段落とし付近の曲げひびわれが進行し、曲げせん断の大きな損傷に至ったと考えられる<sup>9)</sup>。

以上より、段落とし有りて大きなAs、Aランク損傷を生じた橋脚はすべて段落とし部で損傷しており、損傷状況に多少の差異は認められるが、いずれも段落とし部の曲げ耐力およびせん断耐力が他の箇所よりも相対的に小さいためにこのような大きな損傷に至ったと考えられる。

#### b) 段落とし部無しの橋脚

段落とし無し橋脚のうち、損傷位置が柱中間部と判定されたものは11基、柱基部(地表部および地中部を含む)と判定されたものは55基ある。これら11基は図-5に示すようなすべて交差点などの矩形大断面橋脚であり、大きな死荷重を支えるために断面幅が大きくa/dが相対的に小さい。図-13に曲げ耐力とせん断耐力の関係、図-14に曲げ降伏耐力相当加速度とせん断耐力相当加速度との関係を示す。図に示すように段落とし無しで中間部で損傷した橋脚はせん断耐力曲げ耐力比が1以下になるとともに、平均せん断耐力相当加速度が327galとB1ランク以下の平均値の397galに比べて小さい。すなわちせん断耐

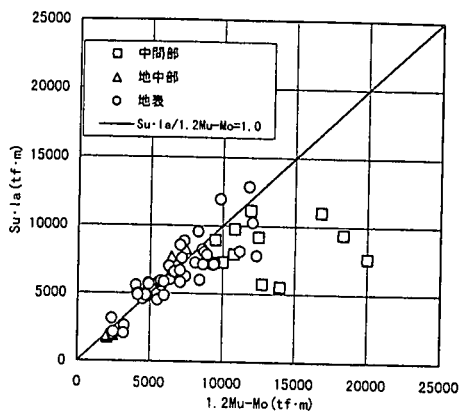


図-13 せん断耐力と曲げ耐力の関係

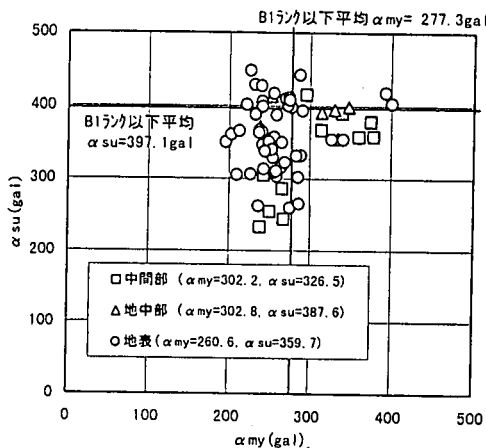


図-14 せん断耐力加速度と曲げ降伏相当加速度の関係

表-7 基本材料物性値

	コンクリート	鉄筋
弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	2.59 × 10 <sup>4</sup>	2.06 × 10 <sup>5</sup>
ポアソン比	0.167	0.300
圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	35.2	-
引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	2.5*	-
降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	-	349.1

\* 道路橋示方書[3]より設定

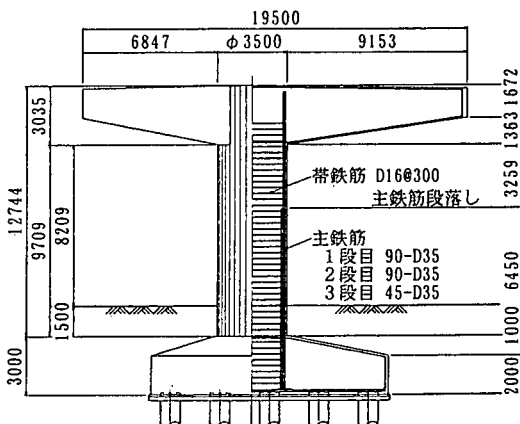


図-15 対象橋脚形状および配筋概要



力曲げ耐力比が小さく、また極端にせん断耐力が小さいものは基部損傷よりも中間部のせん断損傷が生じやすいことを示している。以上の結果は、せん断耐力は基部のみならず柱中間部も十分余裕を確保することが望ましいことを示している。地表部および地中部損傷タイプではせん断耐力相当加速度がそれぞれ360gal、387galとB1ランク以下の平均値の397galよりもやや小さい。これに対して曲げ降伏耐力相当加速度は大きくばらついており、定性的な傾向は認められなかった。

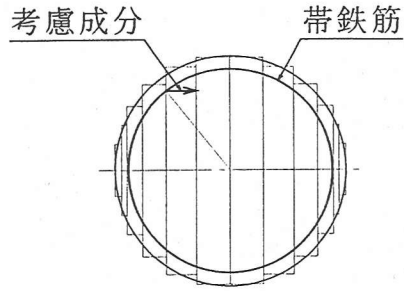


図-16 帯鉄筋考慮成分

## 5. 地盤抵抗の評価分析

### (1) 解析概要

#### a) 対象橋脚

前項では、橋脚の損傷についての評価分析を行った。その結果、損傷位置が地表付近であるものが多く認められた。解析手法の詳細は文献6)で述べているので、ここでは、2次元非線形 FEM解析を用いて、橋脚の損傷に及ぼす地盤抵抗の影響について概説する。解析対象として、図-15に示す標準的な既存T型RC橋脚を選定した。本橋脚は、支間60mと39mの鋼I単純桁を支持する直径3.5m、高さ12.66mの円形橋脚で、フーチング天端より6.45mで主鉄筋の1/5が段落としされている。また、根入れ長は1.5mで、

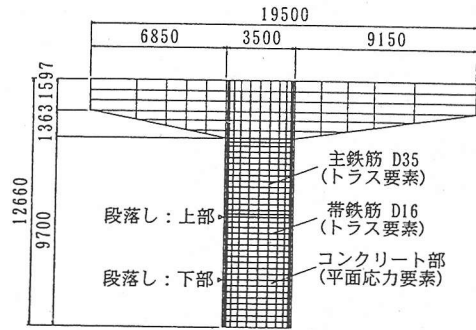
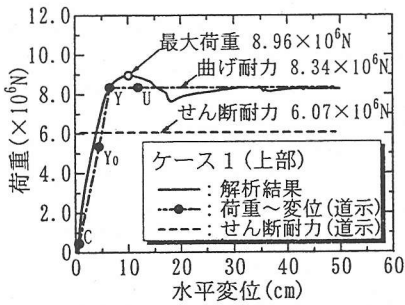


図-17 解析モデル

#### 段落し位置：上部



#### 段落し位置：下部

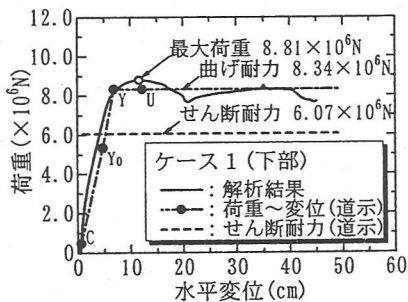


図-18 荷重-変位 (ケース1)

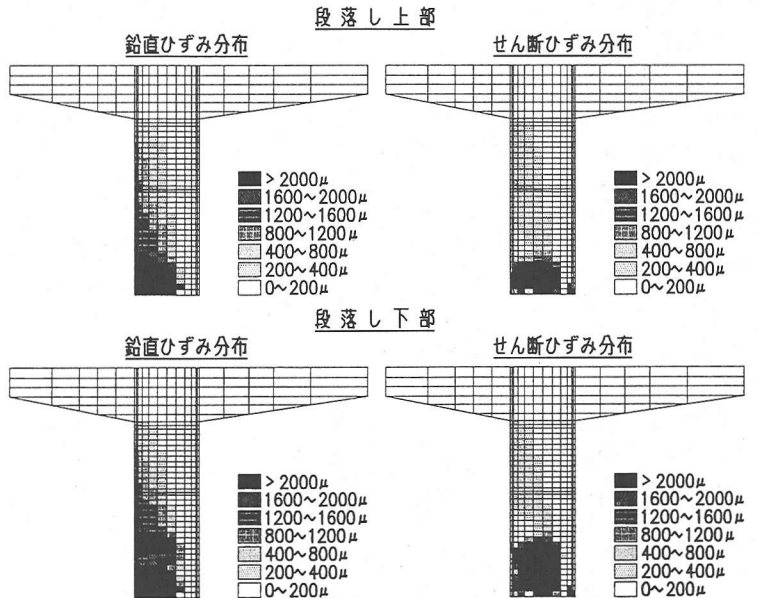


図-19 ひずみ分布 (ケース1)

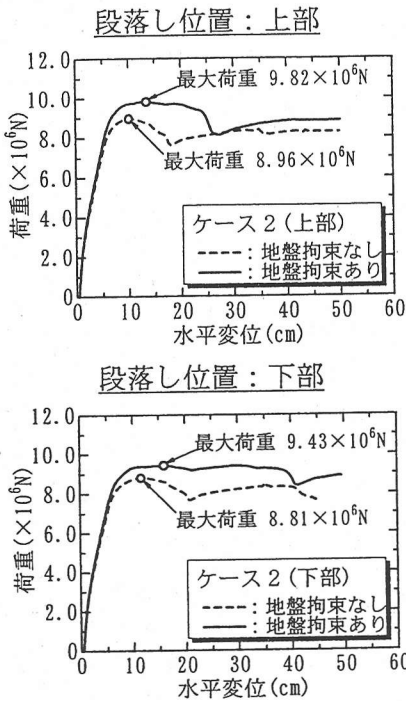


図-20 荷重-変位 (ケース2)

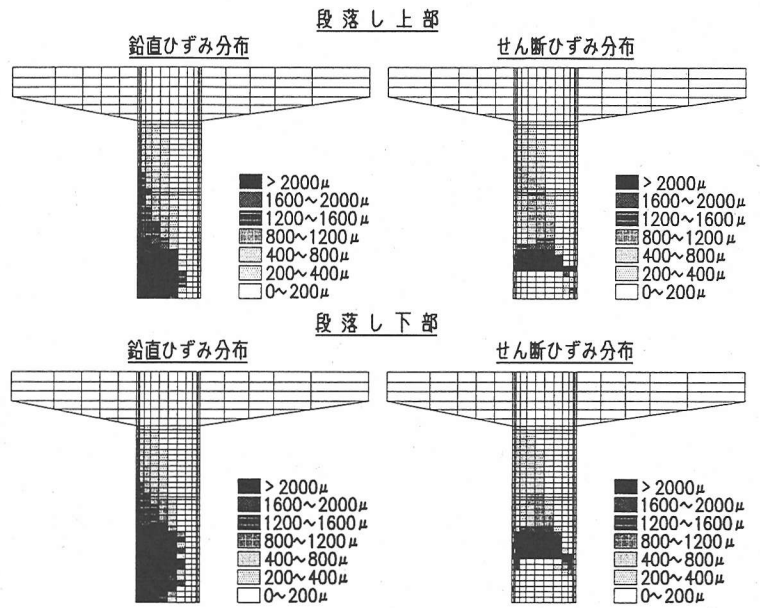


図-21 ひずみ分布 (ケース2)

地表付近0.5mがコンクリート，残りの1.0mはN値15相当の土である。

b) 解析モデル

解析は，橋軸直角方向に着目し，フーチング天端より上面を解析対象とし，橋脚下端を固定としている。橋脚は下記の条件で2次元にモデル化し，コンクリートを平面応力要素，鉄筋をトラス要素とした。解析ケースとしては，段落とし位置および地盤抵抗考慮の有無をパラメータとしている。

①段落とし位置は以下の2条件とした。

段落とし位置が上部の場合：

実橋脚の段落とし位置よりコンクリート標準示方書に基づく定着長(80cm)を考慮し，フーチング天端より5.65mとした。

段落とし位置が下部の場合：

実橋脚の段落とし位置(フーチングより5.65m)の1/2あたりの3.2mを段落とし位置下部とし，定着長を考慮して，フーチング天端より2.4mとした。

②帯鉄筋：帯鉄筋は，解析モデルが2次元であるため，図-16に示す面内方向成分の面積に換算して，その効果を考慮した。

③根入れ部の地盤抵抗：弾性バネとして考慮し，バネ値は，道路橋示方書に基づき設定した。上述した条件により2次元有限要素分割した解析モデルを図

-17に示す。

c) 解析物性値

解析に用いる物性値は，実橋脚から採取した試料の室内強度試験結果をもとに設定した。基本物性値を表-7に示す。また，材料の非線形特性は以下のモデルを用いた。

- ①圧縮時の応力～ひずみ関係：Saenzモデル
- ②圧縮ひずみ軟化特性：Darwin-Pecknoldモデル
- ③ひびわれ後のせん断伝達：Al-Mahaidiモデル
- ④鉄筋：バイリニアモデル

d) 荷重条件

解析における載荷は，自重解析を行った後，主桁位置の節点に50cmまでの変位を与えた。

(2) 解析結果

a) 地盤抵抗を考慮しない場合：ケース1

荷重～変位関係を図-18に示す。最大荷重は段落としが上部の場合 $8.96 \times 10^6 \text{N}$ ，下部の場合 $8.81 \times 10^6 \text{N}$ である。図には道路橋示方書に基づく曲げ耐力およびせん断耐力を示しているが，解析結果は示方書の曲げ耐力に概ね対応している。図-19は7δy時点(δy：主鉄筋のうち断面引張側45度範囲の鉄筋が降伏したときの変位)での鉛直およびせん断ひずみ分布を示したものである。段落としが上部の場合，鉛直ひ

ずみ・せん断ひずみとも、橋脚基部で卓越領域が広がり、基部での破壊形態を示している。一方、段落としが下部の場合、鉛直ひずみは基部と段落とし部に同時に降伏領域が広がり、せん断ひずみは段落とし近傍から基部に向かって卓越領域は広がっており、段落とし部および基部での破壊形態を示している。

### b) 地盤抵抗を考慮した場合：ケース 2

図-20は、荷重-変位関係をケース 1 と比較したものである。最大荷重は、段落としが上部の場合  $9.82 \times 10^6 \text{N}$ 、下部の場合  $9.43 \times 10^6 \text{N}$  といずれもケース 1 を上回っている。図-21は  $7\delta y$  時点での鉛直およびせん断ひずみ分布を示したものである。ケース 1 と比べると、段落とし位置が上部の場合、埋戻し上端付近で鉛直ひずみの降伏領域が広がり、せん断ひずみの卓越領域も埋戻し上端付近から段落とし位置付近に集中している。地盤抵抗により曲げスパンが短くなるため、曲げ耐力は10%程度増加しているが、地表面付近にせん断ひずみの卓越領域が集中し、せん断破壊モードが助長されていると考えられる。

### (3) 考察

通常の橋脚の設計では、安全側を考慮して橋脚周囲の地盤抵抗を考慮しない。今回の検討でも最大曲げ耐力は増加しており、このことを裏付けている。しかし、地表面付近がコンクリート等により岩盤に近い状態にある場合、せん断破壊モードが助長されることになり、橋脚の破壊形態が脆性的なモードに変化する。このため、曲げ耐力は大きくなるものの、塑性率は小さくなり、橋脚の変形能が低下する。このことが道路上の橋脚ではせん断あるいは曲げせん断損傷が地表面付近に多く認められるひとつの理由とも考えられる。したがって、このような状況でもせん断破壊を生じさせないために十分なせん断耐力を有することが望まれる。

## 6. 橋脚段落とし部の損傷形態評価

損傷形態の分析において段落としの有無により損傷形態が大きく異なることが明らかとなった。そこで、段落とし部を有する橋脚に着目して詳細分析を行った。図-22に基部および段落とし部の降伏曲げ耐力相当加速度  $\alpha_{my}$  と実際の損傷状況との関係を示す。図-22より、損傷位置が基部である橋脚はすべて基部よりも段落とし部の  $\alpha_{my}$  が上回っており、段落とし部が弱点とならずに基部の損傷が先行する結果となっている。一方、基部よりも段落とし部の  $\alpha_{my}$  が大きい橋脚であっても中間部(段落とし部)で損傷している橋脚も多いが、基部で損傷している橋脚に

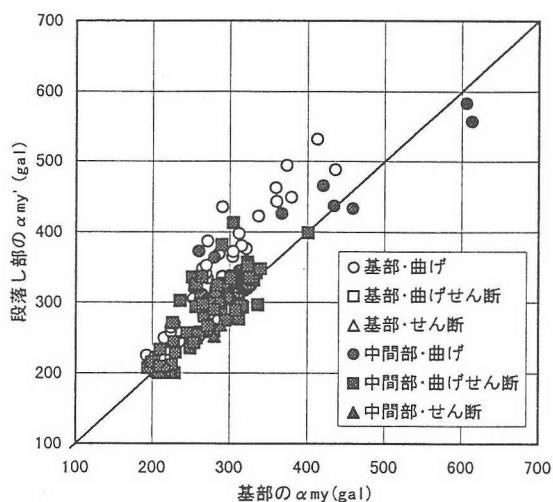


図-22 曲げ降伏相当加速度と損傷位置の関係

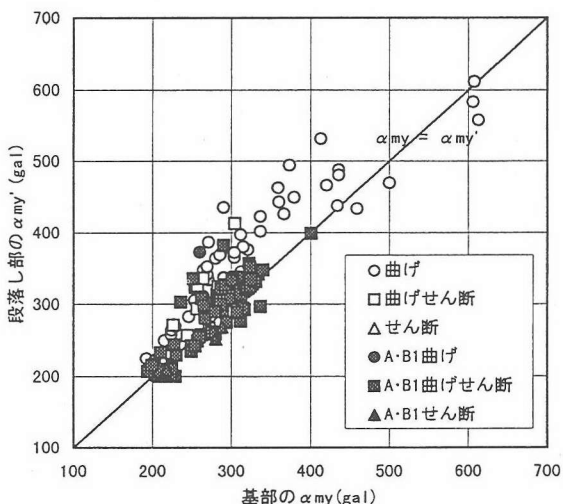


図-23 曲げ降伏相当加速度と損傷ランクの関係

比べると相対的に段落とし部の  $\alpha_{my}$  が小さい傾向にある。また、基部で損傷している橋脚の損傷形態がほとんど曲げであるのに対して、中間部で損傷している橋脚はせん断的な要素が加わった曲げせん断が多い。なお、降伏曲げ耐力相当加速度  $\alpha_{my}$  は着目断面に曲げ降伏モーメントを生じさせる加速度であり、式(2)で算定される。

$$\alpha_{my} = My / (W \cdot l_a) \quad (2)$$

$l_a$  : 着目断面から上部工慣性力作用位置までの距離 (m)

$W$  : 着目断面より上方の曲げに寄与する重量 (tf)

図-23は基部および段落とし部の降伏曲げ耐力相当加速度  $\alpha_{my}$ 、 $\alpha_{my}'$  の値を損傷度別に区分したものである。図において損傷をA, BランクとB2, B3, C, Dランクに区分している。同図より基部、段落とし部が350

gal以下の小さい橋脚の損傷度が高くなっている。また、段落とし部の曲げ降伏相当加速度の低いものは相対的にせん断耐力相当加速度も低くなっており、損傷度と曲げ降伏およびせん断耐力相当加速度には相関が認められる。また、図-23に示すように、段落し部と基部との降伏曲げ耐力比( $\alpha_{my}'/\alpha_{my}$ )が大きいものは損傷が相対的に小さいが、これは段落とし部が弱点とならず基部の曲げ損傷となり、低い損傷度に留まるためと考えられる。

## 7. まとめ

阪神高速3号神戸線RC橋脚を対象とした詳細分析により得られた結果を以下にまとめる。

- ①外観調査ではC, Dランクであった橋脚でも詳細調査の結果、鉄筋座屈による鉄筋取り替えが必要となるBランク損傷がかなり発生しているが、これは地中部に新たに損傷が発見されたことによる場合が多い。
- ②鉄筋損傷度の詳細調査の結果、柱主鉄筋の座屈長は、実橋のような200cmを超える柱断面においては柱断面幅の1/2をやや下回る傾向が認められた。
- ③段落としを有する橋脚はAs, Aランク損傷が多いがBランク損傷は少なかった。これは段落とし部の損傷では急激に大きな損傷となることが多いためと考えられる。
- ④特に大きな損傷ランクのAs, A橋脚のうち、段落としを有するものが72基、段落とし無しが66基であった。このうち、段落とし有りの橋脚の損傷はすべて段落し部付近であり、せん断耐力相当加速度も306galとB1以下の353galよりもかなり小さかった。
- ⑤As, Aランクで段落とし無しにも関わらず中間部で損傷した11基はせん断耐力曲げ耐力比が1以下で平均せん断耐力相当加速度が327galとB1ランク以下の397galに比べて小さなものが多かった。また、地中部および地表部で損傷した橋脚55基はせん断耐力相当加速度が363galとやや小さいものが多かった。

⑥上記の結果から、段落としの有無にかかわらずせん断耐力相当加速度が400gal以下の橋脚では損傷度が大きなものが多い。これより、せん断耐力相当加速度の小さい橋脚の補強必要性が高いと考えられる。⑦段落とし部が無く、路下条件が道路上の橋脚には地表付近で損傷したものが多く、また損傷ランクの高いものが多かった。2次元非線形FEM解析によると、地表面付近の地盤が非常に堅い場合、これによりせん断破壊モードが助長され、これが地表付近の損傷につながる可能性があることから、地表付近でも十分なせん断耐力を有することが望まれる。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋震災対策便覧（震災復旧編），1988. 2.
- 2) 新保弘，村山八洲雄，須田久美子，一宮利通：RC柱の柱筋座屈挙動に関する実験的検討，土木学会第49回年次学術講演会概要集V，1994. 9.
- 3) 横井謙二，藤井學，安田扶律，幸左賢二：損傷を受けた橋脚の補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 18, No. 2, 1996.
- 4) 水田崇志，小林和夫，幸左賢二，安田扶律：修正圧縮場理論による実RC橋脚のせん断耐力評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19, No. 1, 1997.
- 5) 幸左賢二，藤井學，林秀侃，中田恒和：RC単柱式橋脚のマクロ的損傷分析，土木学会論文集No. 592/V-39, pp. 73-82, 1998. 5.
- 6) 大内一，林秀侃，幸左賢二，田坂幹雄：数値解析によるRC橋脚の破壊メカニズムに関する検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19, No. 2, 1997.
- 7) 石橋忠良：鉄道高架橋の被害と設計上の耐震性能，コンクリート工学，Vol. 34, No. 11, pp. 56~58, 1996. 11.
- 8) 阿部哲子，藤野陽三，阿部雅人：1995年兵庫県南部地震による阪神高速高架橋の被害と2, 3の分析，土木学会論文集，No. 612/I-46, pp. 181-199, 1999. 1.

(1999. 6. 24受付)

## QUALITATIVE EVALUATION OF EARTHQUAKE-DAMAGED RC PIERS

Kenji KOSA, Hideki SONE, Tunekazu NAKATA and Mikio TASAKA

Detailed investigation was performed on the RC piers on the Hanshin Expressway Kobe Route which were damaged by the Great Hanshin Earthquake. Using these data, the relationship between the damage level and the ultimate bearing capacity was examined. Results showed that 72 piers ranked as As and A, all had reinforcement cut-off and sustained damage at this point. It was also showed that the average shear capacity index of these piers was smaller than that of piers which were ranked below B1. It was also found that 11 piers ranked As and A had no reinforcement cut-off, but failed at the middle section. These piers tend to have small values for the ratio of shear capacity vs. moment capacity and the shear capacity index.