

主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚の被害状況に基づく せん断/曲げ耐力比が橋脚の破壊モードに与える影響に 関する検討

佐々木智大¹・川島一彦²

¹学生会員 工修 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1 M1-10)

²フェロー 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では多数の橋脚に甚大な被害が生じた。この中でも主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚は、段落とし部での定着長不足やコンクリートの許容せん断応力の過大評価に伴う帯鉄筋量の不足により曲げせん断破壊が発生し、倒壊、落橋等の被害が生じている¹⁾。

主鉄筋段落とし部の被害が知られ始めたのは、1978年宮城県沖地震あたりからであり、その後の1982年浦河沖地震により静内橋が落橋寸前の被害を生じたことから、その重要性が注目された²⁾。浦河沖地震の被害を受けて、1980年道路橋示方書において、主鉄筋を引張側コンクリートに定着する場合の定着長の規定やコンクリートの許容せん断応力が引き下げられたが、これ以前には、定着長の規定が無く、便宜的に鉄筋の継ぎ手に関する規定が準用されており、さらに、コンクリートの許容せん断応力が過大に評価されていた。

その後、山本ら³⁾、尾坂ら⁴⁾、川島ら⁵⁾によって主鉄筋段落としの影響やその判定法が開発されてきた。兵庫県南部地震以降には、池端らによって主鉄筋段落とし部で曲げせん断破壊した橋脚の詳細な実験的研究が行われている⁶⁾。

著者らは池端らが用いた橋脚模型と同一特性模型を製作して載荷実験を行い、せん断/曲げ耐力比が0.68程度の場合には、橋脚の破壊モードが載荷履歴や地震動の特性によって異なることを示した^{7) 8)}。また、栗田らは、池端ら、著者らが用いた橋脚模型よりもさらにせん断耐力を落とし、せん断/曲げ耐

力比が0.50程度の橋脚模型を用いた実験を行い、破壊モードに与える載荷履歴の影響は、せん断/曲げ耐力比が0.68の橋脚に比べ小さくなることを明らかにした⁹⁾。

以上のように、主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚は複雑な破壊特性を有している。本研究では1995年兵庫県南部地震で被害を受けたRC橋脚のうち、主鉄筋段落とし部を有する橋脚のせん断耐力と曲げ耐力を算出し、せん断/曲げ耐力比と破壊モードの関係について検討した。

2. 対象橋脚

本研究に用いた橋脚は、表1に示す1995年兵庫県南部地震で被害を受けた1カ所もしくは2カ所で主鉄筋段落としされているRC橋脚11体である。橋脚の高さは10.0～15.2 m、断面は直径2.1～3.3 mの円形であり、基部から2.5～5.9 mの高さで段落としされている。これらのうち橋脚1、2および11は兵庫県南部地震でせん断破壊し倒壊した橋脚であり、橋脚3～10の8体は橋脚中間部で鉄筋が座屈し、曲げ破壊した橋脚である。

これらの実際の橋脚に加え、著者ら、栗田らが実施した橋脚模型についても検討対象とした。T1およびT2橋脚がそれぞれ著者ら、栗田らがJR鷹取駅記録を入力とするハイブリッド載荷実験に用いた橋脚模型である。

表 1 対象橋脚

橋脚番号	橋脚高さ	断面寸法	段落とし位置	実際の損傷状況
1	15.2 m	$\phi 3.3$ m	3.5 m	せん断破壊
2	12.7 m	$\phi 3.1$ m	2.5 m	せん断破壊
3	10.7 m	$\phi 2.1$ m	5.7 m	柱中間部での曲げ破壊
4	10.7 m	$\phi 2.1$ m	5.7 m	柱中間部での曲げ破壊
5	10.8 m	$\phi 2.1$ m	5.7 m	柱中間部での曲げ破壊
6	10.0 m	$\phi 2.3$ m	5.2 m	柱中間部での曲げ破壊
7	10.1 m	$\phi 2.1$ m	5.2 m	柱中間部での曲げ破壊
8	10.9 m	$\phi 2.1$ m	5.7 m	柱中間部での曲げ破壊
9	11.0 m	$\phi 2.1$ m	5.7 m	柱中間部での曲げ破壊
10	10.9 m	$\phi 2.1$ m	5.9 m	柱中間部での曲げ破壊
11	11.7 m	$\phi 2.8$ m	3.2 mおよび 5.7 m	せん断破壊
T1	1.68 m	$\phi 0.4$ m	0.48 mおよび 0.84 m	軸方向鉄筋の降伏後にせん断破壊
T2	1.68 m	$\phi 0.4$ m	0.44 mおよび 0.88 m	軸方向鉄筋の降伏後にせん断破壊

3. 曲げ耐力およびせん断耐力の算出方法

(1) 曲げ耐力の算出方法

ある断面*i*における初降伏荷重 $P_{y0}^{(i)}$ および曲げ耐力 $P_u^{(i)}$ は道路橋示方書¹⁰⁾に基づいて求めた初降伏曲げモーメント $M_{y0}^{(i)}$ および終局曲げモーメント $M_u^{(i)}$ を載荷点までの距離 $L^{(i)}$ でそれぞれ除して次式により求める。

$$P_{y0}^{(i)} = \frac{M_{y0}^{(i)}}{L^{(i)}} \quad (1)$$

$$P_u^{(i)} = \frac{M_u^{(i)}}{L^{(i)}} \quad (2)$$

なお、曲げ耐力の算出は、断面に作用する軸力が必要である。ここでは詳細に上部構造重量から軸力を求めるかわりに、軸応力にして1 MPaに相当する軸力が全体に作用していると仮定して軸力を推定した。また、橋脚の各高さに対して求めた初降伏荷重および曲げ耐力のうちの最小値を橋脚の初降伏荷重 P_{y0} および曲げ耐力 P_u としている。

また、損傷を受けた後、鉄筋とコンクリートの付着切れをどのように考慮するかが重要である。本解析では、軸方向鉄筋の付着切れを考慮しない場合と考慮する場合の2通りを検討する。軸方向鉄筋の付着切れを考慮する場合には、実際の段落とし位置から道路橋示方書に基づく次式の定着長 l_d に相当する長さだけ下方で段落としされていると仮定して曲げ耐力を算出することとした。

$$l_d = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \phi \quad (3)$$

ここで、 σ_{sa} は鉄筋の許容引張応力度、 τ_{0a} はコンクリートの許容付着応力度、 ϕ は軸方向鉄筋の直径である。

(2) せん断耐力の算出方法

せん断耐力は道路橋示方書¹⁰⁾ および河野らの方法¹¹⁾ に基づき、付録AおよびBに示した方法で算出した。この2つの手法は繰り返し載荷の影響を考慮することができる点に特徴があり、1方向にプッシュオーバー載荷した場合のせん断耐力 P_{s0} と繰り返し載荷した場合のせん断耐力 P_s の2種類が算出される。2種類のせん断耐力と初降伏荷重および終局耐力との関係から、次のように破壊モードを4種類に分類する。

a) $P_{s0}/P_{y0} < 1.0$ の場合

軸方向鉄筋が降伏する前にせん断破壊する場合で、この破壊モードを降伏前せん断破壊と呼ぶ。

b) $P_{s0}/P_{y0} > 1.0$ であるが、 $P_{s0}/P_u < 1.0$ の場合

軸方向鉄筋が降伏した後にせん断破壊する場合である。ただし、曲げによる損傷が進展していなくともせん断破壊する。この破壊モードを降伏後せん断破壊と呼ぶ。

c) $P_{s0}/P_u > 1.0$ であるが、 $P_s/P_u < 1.0$ の場合

この場合は繰り返し荷重が作用して曲げによる損傷が進展し、せん断耐力が低下する結果、せん断破壊することを示している。いわゆる曲げせん断破壊と呼ばれる破壊モードである。

d) $P_s/P_u > 1.0$ の場合

この場合はせん断破壊は起こらず、曲げ破壊することを示している。これは一般に曲げ破壊と呼ばれる。

(3) 解析に用いた物性

曲げ耐力およびせん断耐力の算出に当たり、コンクリート強度、軸方向鉄筋および帯鉄筋の降伏強度

表 2 道路橋示方書に基づいて求めたせん断/曲げ耐力比とこれから推定される破壊モード

橋脚番号	P_{s0}/P_{y0}	P_{s0}/P_u	P_s/P_u	推定される破壊モード
1	1.37	0.97	0.86	降伏後せん断破壊
2	1.30	0.91	0.80	降伏後せん断破壊
3	1.34	0.89	0.78	降伏後せん断破壊
4	1.33	0.89	0.78	降伏後せん断破壊
5	1.36	0.90	0.79	降伏後せん断破壊
6	1.11	0.75	0.65	降伏後せん断破壊
7	1.27	0.85	0.74	降伏後せん断破壊
8	1.37	0.91	0.80	降伏後せん断破壊
9	1.38	0.92	0.80	降伏後せん断破壊
10	1.37	0.91	0.80	降伏後せん断破壊
11	0.93	0.66	0.57	降伏前せん断破壊
T1	0.96	0.66	0.57	降伏前せん断破壊
T2	0.81	0.56	0.47	降伏前せん断破壊

は材料試験結果¹⁾に基づいて定めた。また、材料試験されていない橋脚に対しては材料試験結果を平均した値を用いることとした。このようにするとコンクリート強度、軸方向鉄筋および帯鉄筋の降伏強度はそれぞれ40 MPa, 367 MPa, 383 MPaとなる。

T1およびT2橋脚模型については材料試験結果⁷⁻⁹⁾に基づいてこれらの物性を求めた。

4. 道路橋示方書の方法による場合

道路橋示方書に基づいてせん断耐力を求め、これからせん断耐力/曲げ耐力比 (P_{s0}/P_{y0} , P_{s0}/P_u , P_s/P_u) とそれから推定される破壊モードを示すと表2のようになる。これによれば、橋脚11は降伏前せん断破壊、それ以外の橋脚1~10は降伏後せん断破壊と判定される。

なお、前述したように、本解析では軸応力を1 MPaと仮定して作用する軸力を求めたが、もし、これが0.5 MPa, 2 MPaとなるとどのようなかを検討した。橋脚1を例にとると、軸応力が0.5 MPaの場合には $P_{s0}/P_{y0}=1.44$, $P_{s0}/P_u=1.00$, $P_s/P_u=0.88$, 軸応力が2 MPaになると $P_{s0}/P_{y0}=1.15$, $P_{s0}/P_u=0.81$, $P_s/P_u=0.72$ となる。橋脚1の場合には結果として、上述した軸応力を1 MPaとした場合と破壊モードの判定結果は変化しないが、橋脚によっては破壊モードが変化する場合もあることに注意しなければならない。

表2の結果を、表1に示した兵庫県南部地震における損傷状況と比較すると、実際には橋脚3~10の8体は橋脚中間部で曲げ破壊しているのに対し、解析では降伏後せん断破壊と判定されており、解析による

判定は実際の損傷状況とは一致しない。橋脚模型T1およびT2も、解析では降伏前せん断破壊と判定されるが、実験では降伏後にせん断破壊している。このようになる原因の一つは、道路橋示方書ではせん断耐力を小さく評価しているためではないかと考えられる。

5. 河野らの方法による場合

表3は河野らの方法でせん断耐力を求め、これから推定される破壊モードを示した結果である。これによれば、橋脚6, 7および11の3体は降伏後せん断破壊、これ以外の8体は曲げせん断破壊と解析では判定される。

表1に示した兵庫県南部地震における実際の損傷と比較すると、地震時にせん断破壊した橋脚1, 2, 11のうち、橋脚1および2は解析では曲げせん断破壊、橋脚11は解析では降伏後せん断破壊と判定されており、実際の損傷状況と一致する。しかし、橋脚3~10の8体は橋脚中間部で曲げ破壊しているのに対して、解析では曲げせん断破壊や降伏後せん断破壊と判定され、解析は実際の損傷状況と一致しない。ここで重要な点は、橋脚2と3のように、解析では P_s/P_u がそれぞれ0.91, 0.89とほぼ同じ橋脚であっても破壊モードが異なる場合があるということである。この理由としては著者らの実験で明らかになったように、T1橋脚のように $P_s/P_u=0.89$ の橋脚は、作用地震動の特性に応じて破壊モードが異なる場合があり、せん断/曲げ耐力比だけでは破壊モードを正しく推定できないためではないかと考えられる。

表3 河野らの方法に基づいて求めたせん断/曲げ耐力比とこれから推定される破壊モード

橋脚番号	P_{s0}/P_{y0}	P_{s0}/P_u	P_s/P_u	推定される破壊モード
1	1.60	1.13	0.98	曲げせん断破壊
2	1.49	1.04	0.91	曲げせん断破壊
3	1.54	1.03	0.89	曲げせん断破壊
4	1.53	1.02	0.88	曲げせん断破壊
5	1.56	1.04	0.90	曲げせん断破壊
6	1.28	0.86	0.74	降伏後せん断破壊
7	1.46	0.97	0.84	降伏後せん断破壊
8	1.56	1.04	0.90	曲げせん断破壊
9	1.58	1.05	0.91	曲げせん断破壊
10	1.57	1.05	0.90	曲げせん断破壊
11	1.07	0.76	0.65	降伏後せん断破壊
T1	1.55	1.06	0.89	曲げせん断破壊
T2	1.39	0.96	0.79	降伏後せん断破壊

表4 式(3)を用いて段落とし位置を下げた場合のせん断/曲げ耐力比とこれから推定される破壊モード

橋脚番号	P_{s0}/P_{y0}	P_{s0}/P_u	P_s/P_u	推定される破壊モード
1	1.72	1.20	1.05	曲げ破壊
2	1.47	1.02	0.89	曲げせん断破壊
3	1.54	1.03	0.89	曲げせん断破壊
4	1.53	1.02	0.88	曲げせん断破壊
5	1.56	1.04	0.90	曲げせん断破壊
6	1.28	0.86	0.74	降伏後せん断破壊
7	1.46	0.97	0.84	降伏後せん断破壊
8	1.56	1.04	0.90	曲げせん断破壊
9	1.58	1.05	0.91	曲げせん断破壊
10	1.57	1.05	0.90	曲げせん断破壊
11	1.18	0.87	0.74	降伏後せん断破壊
T1	1.55	1.17	0.98	曲げせん断破壊
T2	1.47	1.12	0.92	曲げせん断破壊

6. 軸方向鉄筋の付着切れを考慮した場合

軸方向鉄筋の付着切れを考慮して、式(3)による定着長分だけ解析上段落とし位置を下げて曲げ耐力を求め、これを基に破壊モードを推定した結果を表4に示す。なお、せん断耐力は河野らの方法に基づいて算出している。これによると、橋脚1は兵庫県南部地震ではせん断破壊しているにもかかわらず、解析では曲げ破壊すると推定され、実際の損傷とは異なる破壊モードとなる。したがって、軸方向鉄筋の付着切れを考慮して、式(3)の定着長だけ段落とし位置を下げることは曲げ耐力を過小評価し、脆性的なせん断破壊を見逃す恐れがあり、注意が必要である。

7. 結論

1995年兵庫県南部地震で被害を受けた主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚のせん断耐力および曲げ耐力を推定し、せん断/曲げ耐力比と橋脚の破壊モードとの関係について検討した。本検討から得られた結論は以下の通りである。

- せん断/曲げ耐力比 (P_s/P_u) が1より小さいためせん断破壊すると判定されるような橋脚であっても曲げ破壊することがある。また、 P_s/P_u がほぼ同じ橋脚であっても作用地震動の特性によってせん断破壊と曲げ破壊の2つの破壊モードが生じる場合があり、せん断/曲げ耐力比からだけでは破壊モードを正しく推定できない場合がある。
- 軸方向鉄筋の付着切れを考慮して、式(3)によ

る定着長分だけ解析上段落とし位置を下げてせん断/曲げ耐力比を求め、破壊モードを推定すると、曲げ耐力を過小評価する結果、せん断破壊を見逃す恐れがある。段落とし部における軸方向鉄筋の付着切れの影響を考慮する方法について、さらに検討が必要である。

謝辞：本研究に際しては阪神高速道路(株)の長沼敏彦氏、西岡勉氏に大変お世話になった。ここに記し感謝の意を表したい。

付録A 道路橋示法書に基づくせん断耐力¹⁰⁾

道路橋示法書に基づくせん断耐力 V は次式に示すように、コンクリートの負担するせん断力 V_c 、帯鉄筋の負担するせん断力 V_s の和として与えられている。

$$V = V_c + V_s \quad (4)$$

コンクリートの負担分 V_c は次式により与えられる。

$$V_c = c_c c_e c_{pl} \tau_c b d \quad (5)$$

ここで、 c_c は荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数、 c_e は橋脚断面の有効高さ d に関する補正係数、 c_{pl} は軸方向引張鉄筋比 ρ_l に関する補正係数、 τ_c はコンクリートが負担できる平均せん断応力度、 b はせん断耐力を算定する方向に直角な方向の橋脚断面の幅、 d はせん断耐力を算定する方向に平行な方向の橋脚断面の有効高さである。

帯鉄筋の負担分 V_s はトラス理論に従い、次式で求める。

$$V_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15s} \quad (6)$$

ここで、 A_w は間隔 s および角度 θ で配筋される帯鉄筋の断面積、 σ_{sy} は帯鉄筋の降伏強度、 θ は帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度、 s は帯鉄筋の間隔である。

付録B 河野らの方法に基づくせん断耐力¹¹⁾

河野らの方法に基づくせん断耐力も道路橋司法書に基づくせん断耐力と同様にコンクリートの負担するせん断力 V_c 、帯鉄筋の負担するせん断力 V_s の和として次式のように表される。

$$V = V_c + V_s \quad (7)$$

コンクリートの負担分 V_c は次式により与えられる。

$$V_c = c_c \tau_c b d \quad (8)$$

ここで、 c_c は荷重の正負交番繰返し作用の影響に

関する補正係数、 b はせん断耐力を算定する方向に直角な方向の橋脚断面の幅、 d はせん断耐力を算定する方向に平行な方向の橋脚断面の有効高さである。また、 τ_c はコンクリートが負担できる平均せん断応力度であり、次式で表される。

$$\tau_c = 0.72 \times d^{-0.33} \times \left(\frac{24}{\sigma_{ck}} \right)^{-1/3} \times \left(\frac{1.2}{\rho_l} \right)^{-1/3} \quad (9)$$

ここで、 σ_{ck} はコンクリートの圧縮強度(MPa)、 ρ_l は軸方向引張鉄筋比(%)である。

帯鉄筋の負担分 V_s はトラス理論に従い、道路橋示法書に基づく方法と同様に式(5)で求める。

参考文献

- 1) 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中間報告，1995.
- 2) 浅沼秀弥：静内橋地震災害調査，土木技術資料，Vol.25，No.11，pp.15-20，1983.
- 3) 山本強，石橋忠良，大坪政行，小林普爾：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性に関する実験的研究，土木学会論文集，第348/V-1，pp.61-70，1984.
- 4) 尾坂芳夫，鈴木基行，寺澤正人，小林茂敏：RCはりのせん断耐力に及ぼす引張主鉄筋の途中定着の影響に関する研究，土木学会論文集，第366/V-4，pp.133-142，1986.
- 5) 川島一彦，星隈順一，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.83-95，1995.
- 6) 池端信哉，足立幸郎，山口隆裕，池田尚治：準動的載荷によるRC橋脚の地震被災挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.1255-1260，2001.
- 7) Sasaki, T., Kawashima, K., Watanabe, G., Nagata, S., Tharin, K., Ukon, H., Kajiwar, K.: Effect of Loading Protocols on Premature Shear Failure of Reinforced Concrete Bridge Piers with Termination of Main Reinforcements, Journal of Structural Engineering, Vol. 53A, pp.449-460, JSCE, 2007.
- 8) 佐々木智大，栗田裕樹，川島一彦，渡辺学歩，右近大道，梶原浩一：主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚の破壊モードに与える載荷地震動特性の影響，第10回 地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム，pp.35-42，2007.
- 9) 栗田裕樹，佐々木智大，川島一彦，渡辺学歩，右近大道，梶原浩一：主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚の破壊特性，第10回 地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造

物の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 43-50, 2007.

- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ 耐震設計編，2002.
- 11) 河野広隆，渡辺博志，菊森佳幹：大型RCはり供試体のせん断強度に関するデータ集，土木研究所資料，第3426号，1996.