

柱・梁接合部の動的耐力・変形性能に関する 実験的研究

林 昌弘¹・運上茂樹²

¹正会員 建設省土木研究所 耐震研究室研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

²正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室室長 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

平成8年道路橋示方書ではRC一層ラーメン橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査が規定され、柱・梁接合部に塑性ヒンジを生じさせないとされている。そこで柱・梁接合部において塑性化を生じさせない条件とともに、耐力・変形性能の検討を目的として、柱・梁接合部の模型供試体を用いた繰返し載荷実験を行った。その結果、柱・梁接合部の損傷発生の判定方法として接合部に生じる引張主応力度とコンクリートの引張強度を比較する手法により判断できるとともに、梁の主鉄筋の定着を確保することにより接合部に損傷が発生しても急激な耐力低下が生じないことを確認した。

Key Words : seismic design, RC rigid frame pier, beam-column joint, cyclic loading test

1. まえがき

平成7年の兵庫県南部地震では被災を生じた不静定な橋脚があったことから、道路橋示方書V耐震設計編(平成8年12月)¹⁾では、不静定構造物においてもRC一層ラーメン橋脚についての地震時保有水平耐力の照査が規定され、塑性ヒンジの発生可能箇所が柱部材の上端部および下端部そしてはり部材の端部に限られるとし、ぜい性的な破壊を引き起こす柱・梁接合部には塑性ヒンジを発生させてはならないとされた。

しかし、繰返し荷重を受けたときの柱・梁接合部の挙動に関しては未解明の部分が多く、土木構造物として柱・梁接合部の諸元や配筋から直接動的耐力や変形性能を算出できる設計手法はないのが現状である。

このような背景のもとで、本文では、RCラーメン橋脚のT型の柱・梁接合部の動的耐力と変形性能を把握することを目的として、柱・梁接合部を対象とした繰返し載荷実験結果を報告するものである。

2. 柱・梁接合部の繰返し載荷実験

(1) 実験方法

図-1に示すように、柱・梁接合部の模型供試体

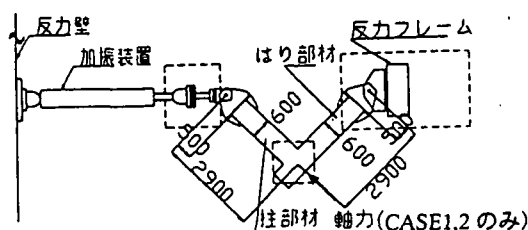


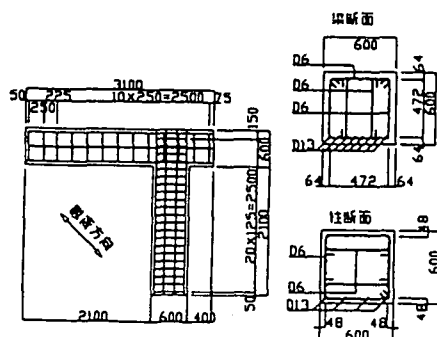
図-1 載荷実験状況

を横に寝かせた形で加振装置による繰返し載荷を行った。梁の端部は反力フレームにピンを介して固定し、柱の端部をピンを介して加振した。柱および梁ともに接合部中心からピンまでは2900mmである。載荷は変位制御で行い、梁と柱のどちらかの軸方向鉄筋が降伏したときの変位 δy を基準として、その整数倍で3回ずつ加振し順次変位を増大させた。

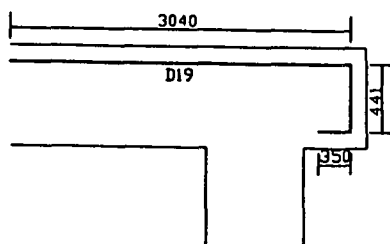
表-1は実験ケースを示したものである。各供試体は柱および梁ともに断面を600mm×600mmとし、接合部の付け根から2100mmの高さとした。CASE1供試体は平成8年道路橋示方書に基づく標準配筋の橋脚を想定したもので、梁の主鉄筋としてD13×17本、帯鉄筋としてD6を使用し、断面内に2本の間帯鉄筋を配筋した。柱には軸方向鉄筋としてD13×16本、帯鉄筋としてD6を使用し、断面内に2本の間帯鉄筋を配筋した。

表－１ 実験供試体

供試体	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6
軸方向鉄筋	17-D13	17-D13	16-D19	16-D25	16-D16	16-D19
帯鉄筋	D6ctc250	D6ctc250	D6ctc150	D10ctc150	D6ctc150	D6ctc150
軸方向鉄筋比	0.60%	0.60%	1.27%	2.25%	0.88%	1.27%
軸方向鉄筋	16-D13	16-D13	20-D19	20-D25	20-D16	20-D19
帯鉄筋	D6ctc125	D6ctc125	D6ctc125	D10ctc125	D6ctc125	D6ctc125
軸方向鉄筋比	0.56%	0.56%	1.59%	2.82%	1.10%	1.59%
柱への軸力導入	有	有	無	無	無	無
配筋方法	H8道示	H2道示	H8道示	H8道示	H8道示	H8道示
梁上側鉄筋折曲	無	無	無	無	無	有



図－２ CASE1供試体配筋図



図－３ CASE6供試体梁上面側軸方向鉄筋加工図

CASE2供試体は既設橋脚をモデル化する意味でCASE1供試体の配筋を平成2年道路橋示方書に基づいて配筋したものであり、CASE1供試体との違いは帯鉄筋の定着方法と柱に中間帯鉄筋を配置していない点である。また、CASE1およびCASE2供試体の柱にはPC鋼棒により529kNの軸力を導入した。これは応力度として1.5N/mm²に相当する。

CASE3～CASE5供試体では、柱・梁の曲げ耐力を変化させるために軸方向鉄筋量を変化させた。すなわち、梁および柱の軸方向鉄筋としてそれぞれD19、D25、D16を、帯鉄筋としてD6ないしD10を使用し、断面内に2本の中間帯鉄筋を配筋した。

CASE6供試体は、CASE3供試体と同じ配筋としたが、梁上面側の軸方向鉄筋を下方に折り曲げて定着を確保させる形とした。図－2に一例としてCASE1供試体の配筋を、図－3にCASE6供試体の梁軸方向鉄筋の加工図を示す。

(2) 損傷モード

CASE1供試体では、加振する変位の増加とともに梁の付け根部分に塑性ヒンジに相当する損傷が生じたが、柱・梁接合部にはひび割れは生じず、最終的には9δy載荷時に、梁付け根部のかぶりコンクリートが剥落しその部分の軸方向鉄筋が座屈することにより耐力の低下が見られたが、軸方向鉄筋の破断には至らなかった。

CASE2供試体もCASE1供試体と同様に、柱・梁接合部にひび割れは発生せず、9δy載荷時に梁付け根部のかぶりコンクリートが剥落し軸方向鉄筋の座屈が生じて耐力の低下が見られたが、破断には至らなかった。

CASE3供試体では、4δy載荷時に柱・梁接合部に斜めひび割れが発生し、さらにかぶりコンクリートのはらみ出しが始まった。5δy載荷時にさらにひび割れが進展するとともに梁上面側のコンクリートが剥落、梁軸方向鉄筋の付着が切れたために正側の耐力が大きく低下した。

CASE4供試体では、CASE3供試体と同様に2δy載荷時に柱・梁接合部に斜めひび割れが発生した。そして3δy載荷時でこのひび割れが大きく進展し、梁上面側のコンクリートが剥落、梁軸方向鉄筋の付着が切れたために正側の耐力が大きく低下した。

CASE5供試体では、加振する変位の増加とともに梁の付け根部分に損傷が生じたが、柱・梁接合部には若干のひび割れが生じただけで、最終的に8δy載荷時に梁付け根部のかぶりコンクリートが大きく剥落し大きく耐力が低下した。

CASE6供試体は、CASE3供試体と同様に3δyで接合部にせん断破壊に伴う斜めひび割れが発生したが、CASE3の場合と異なり梁の軸方向鉄筋の付着力が確保され続けたためひび割れ発生後も急激な耐力低下は見られなかった。

(3) 荷重－変位関係

図－4に各供試体の荷重－変位関係および最終破壊状況を示す。ここで示す荷重と変位はそれぞれ図－1に示した加振装置が加振する方向の荷重と変位である。図－4によると、CASE1, 2, 5供試体が大い変位まで安定した履歴曲線を有しているのに対し、CASE3供試体では5δyで、CASE4供試体は3δyで大きく耐力が低下している。またCASE6供試体はCASE3供試体と異なり耐力が確保されており急激な耐力低下は見られない。また各供試体で履歴曲線が正側と負側で異なるが、これは正側では加振により軸力が加わるのに対し、負側では軸力が抜けるためである。

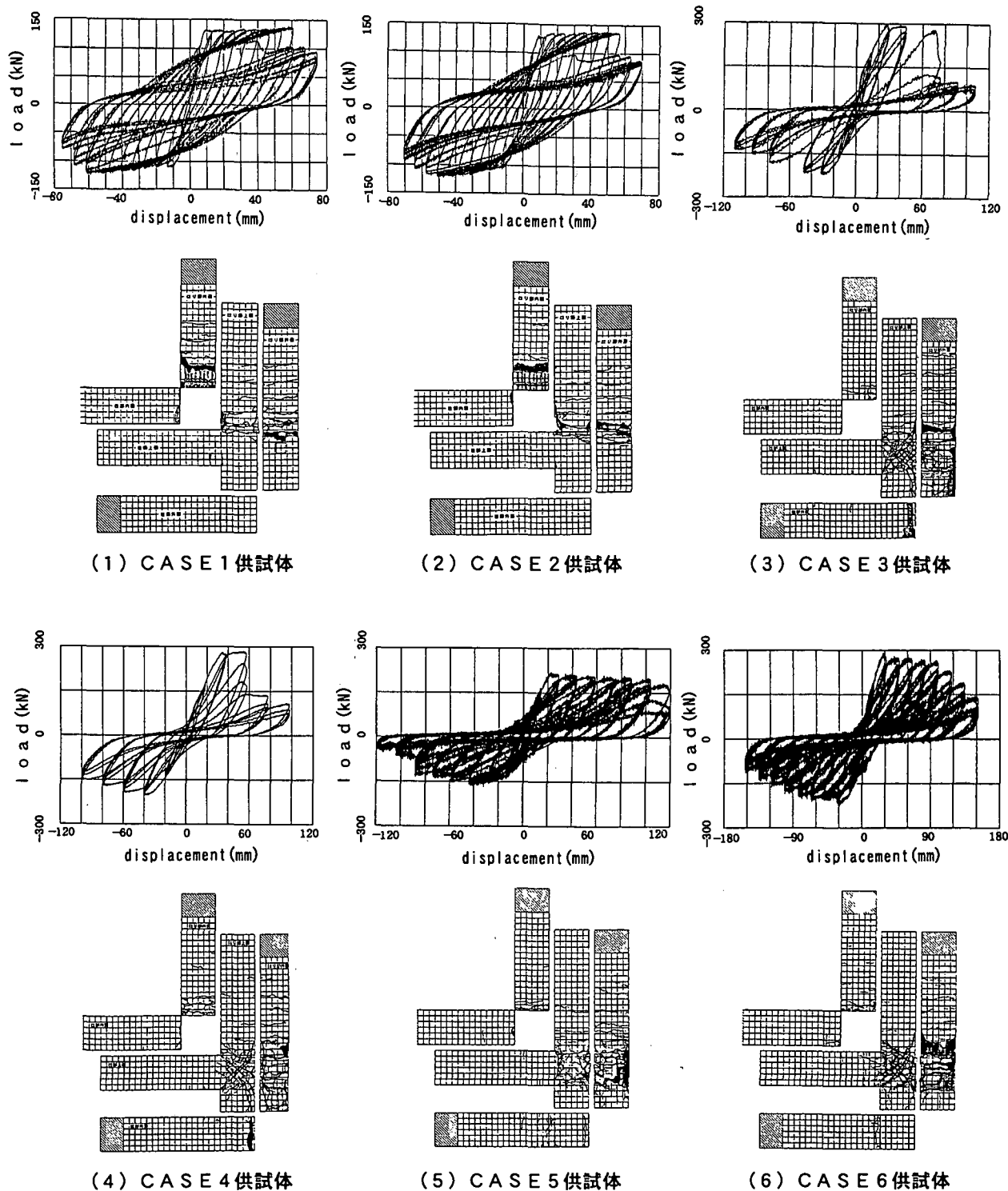


図-4 各供試体の荷重-変位曲線と最終破壊状況

3. 柱・梁接合部の損傷判定

供試体の損傷モードと比較して、柱・梁接合部にせん断破壊が生じるかどうかの判定を行った。判定は、接合部に生じる引張主応力度 P_t がコンクリートの引張強度 σ_t をこえるかどうかを比較する方法とした^{2) 3)}。

柱・梁接合部のせん断力 V_{jh} は、図-5 に示すよ

うな、梁および柱が終局曲げモーメント M_u に達した時の力のつり合いから次式により求められる⁴⁾。

$$V_{jh} = Tr + Cl \quad (1)$$

本実験においては $Cl = 0$ であるので、

$$V_{jh} = Tr = Mu/hb \quad (2)$$

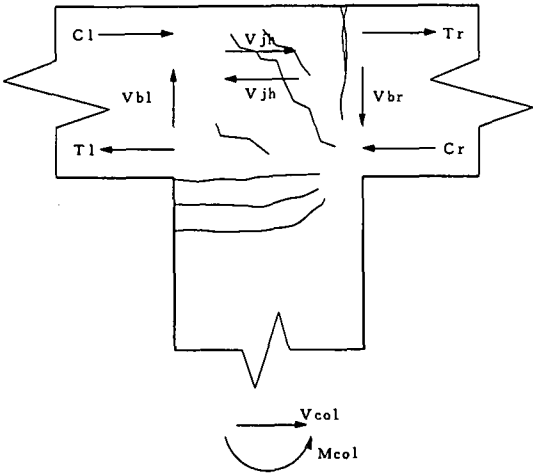
したがって、せん断応力度 v_j は、

$$v_j = V_{jh} / (b_j \times h_c) \quad (3)$$

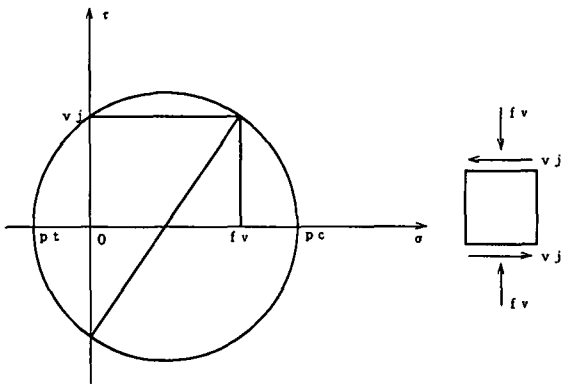
となる。また接合部の鉛直方向応力度 f_v は、

表－3 解析検討結果

供試体	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6
せん断応力度 V_j (N/mm ²)	1.30	1.31	2.80	4.55	2.08	2.74
鉛直方向応力度 f_v (N/mm ²)	1.72	1.82	0.57	0.92	0.43	0.56
引張主応力度 P_t (N/mm ²)	0.70	0.69	2.53	4.11	1.88	2.48
コンクリート引張強度 σ_t (N/mm ²)	2.06	2.06	2.25	2.26	2.11	2.09
P_t/σ_t	0.34	0.33	1.12	1.82	0.89	1.19
柱・梁接合部の損傷	無	無	有	有	無	有



図－5 T型接合部の力のつり合い



図－6 モールの応力円

$$f_v = P_{\text{axial}} / (b_j \times h_c) \tag{4}$$

として求められる。ここに、

- b_j : 接合部の奥行長さ
- h_b : 梁の断面高さ
- h_c : 柱の断面高さ

P_{axial} : 慣性力による軸力の変動の影響を

考慮に入れた柱に作用する軸圧縮力

である。したがって、接合部における引張主応力度 P_t は図－6 に示すモールの応力円による解法により (5) 式によって算出される。

$$P_t = \frac{f_v}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_v}{2}\right)^2 + V_j^2} \tag{5}$$

この引張主応力度 P_t がコンクリートの引張強度より大きければ接合部に破壊は生じず、小さければ破壊が生じると考えた。破壊が生じるかどうかの判定結果を表－2 に示す。この判定方法によると CASE 3, 4, 6 供試体は接合部に生じる引張主応力度 P_t がコンクリートの引張強度 σ_t より大きいため接合部に破壊が生じ、CASE 1, 2, 5 供試体は引張主応力度 P_t が

コンクリートの引張強度 σ_t より小さいため接合部に破壊は生じないと判定される。実験結果は、CASE 1, 2, 5 供試体は接合部で破壊は生じず、CASE 3, 4, 6 供試体は接合部で破壊が生じた。したがって、概ね P_t/σ_t が 1 を超えるかどうかで損傷モードの判定が可能であると考えられる。

4. 結論

本研究の結果は以下のとおりである。

- (1) RC ラーメン橋脚の柱・梁接合部の模型供試体に対して繰返し載荷実験を行った結果、柱・梁接合部にひび割れが生じなかった供試体では安定した変形性能が得られた。また接合部にひび割れが生じた場合は梁の軸方向鉄筋の付着が切れることにより急激に耐力が低下したが、軸方向鉄筋の付着を確保した場合は、柱・梁接合部でせん断破壊しても必ずしも急激な耐力低下は生じなかった。
- (2) 柱・梁接合部にせん断破壊が生じるかどうかは、柱・梁接合部に生じる引張主応力度とコンクリートの引張強度を比較する方法で概ね可能であると考えられる。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，平成 8 年 12 月
- 2) 運上茂樹、寺山 徹、林 昌弘：柱・梁接合部の動的耐力・変形性能に関する繰返し載荷実験、土木学会第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 PP. 197～200、平成 10 年 12 月
- 3) 林 昌弘、運上茂樹：鉄筋コンクリートラーメン橋脚の柱・梁接合部の変形性能に関する検討、土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集、1999 年 11 月（投稿中）
- 4) (社) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990 制定