

RCラーメン橋脚梁部の耐震性評価

幸左 賢二¹・田口 絢子²・乙黒 幸年³・田中 克典⁴

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

2学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学科(〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

3正会員 阪神高速道路公団 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

4正会員 八千代エンジニアリング (〒540 大阪市中央区城見1-4-70)

標準的な柱補強RCラーメン橋脚を対象に、1/8スケールの梁部に着目した実験を実施した。その結果、まず梁および柱の主鉄筋が降伏し、4箇所の塑性ヒンジが形成された。その後、6程度の変位じん性率に達したものの梁部に急激なせん断損傷が生じた。実験による帯鉄筋ひずみ分布およびFEM解析結果によると、変形量の増加とともに、帯鉄筋ひずみが急激に増加する現象が確認され、これは変形にともなうコンクリートのせん断抵抗の減少が原因と考えられる。

Key Words : RC rahmen structure, shear failure, load-deformation, ultimate failure

1. はじめに

兵庫県南部地震では数多くのRC橋脚に被害が生じたが、単柱式橋脚の被害率が高く、RCラーメン橋脚の被害率は比較的lowかった。これはラーメン構造は不静定次数が高く、曲げタイプの損傷においては順次塑性ヒンジが形成されるために、保有耐力が単柱式に比べて高くなることが一因として考えられる。

一方、せん断耐力についてはRCラーメン橋脚が単柱式と異なることがないことから、相対的にせん断耐力の不足による損傷が懸念され、せん断補強法やせん断耐力の評価法が重要となる。

現在、既存のRCラーメン橋脚の耐震性を向上するために、各団体で柱部の耐震補強が実施されている。しかしながら、柱部補強済みのRCラーメン橋脚を対象に橋軸直角方向の耐震性を照査すると、せん断耐力の評価手法によっては梁のせん断先行となる場合があるものの、せん断補強に対する設計手法が明確でないことや梁上には支承や落橋防止工が設置されており補強が困難であるなどの問題点を有しており、その対応が苦慮されている¹⁾。

現在まで我が国ではRCラーメンの梁部では、宮城県沖地震や芸予地震において、鉄道構造物の中間梁にせん断損傷が発生している例はあるが、梁部の損傷による致命的な被害は報告されていない。一方、米国ではロムブリエータ地震により横梁や柱梁接合部のせん断損傷が生じており、現在精力的にラー

メン構造の耐震補強が進められている。

このような背景を踏まえ、まず梁のせん断抵抗力を明確にすることを目的に標準的な柱補強RCラーメン橋脚を対象に、梁部に着目した実験を実施し、耐力、変形性能、損傷メカニズムを評価した。

2. 実験手法

試験体は実橋脚の1/8スケールとし、柱部の補強鋼板は帯鉄筋とみなして換算している。実橋脚モデル

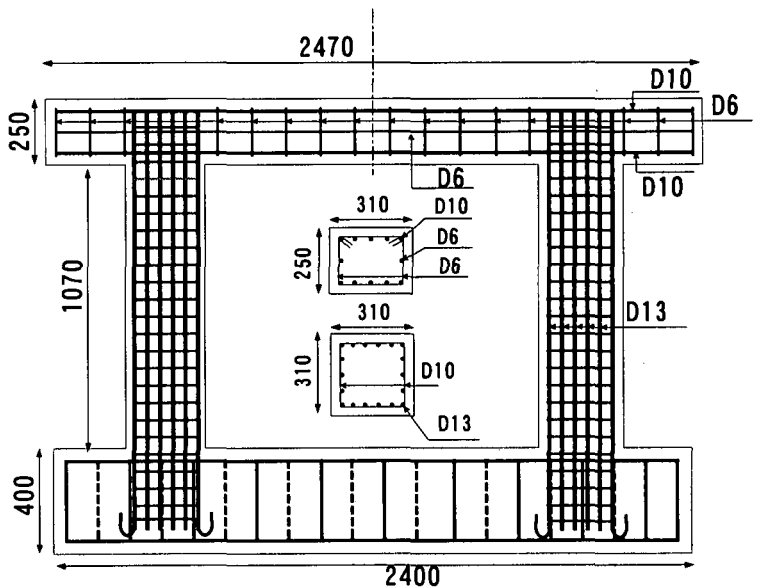


図-1 供試体配筋図

では柱の引張主鉄筋比が0.42%程度となっているが、設計上の柱の曲げ降伏と梁の曲げ降伏およびせん断耐力がほぼ一致するため、より明確な梁の損傷を評価するために、柱主鉄筋には1ランク太径のD13を用い、0.74%の引張主鉄筋比とした。

図-1に供試体配筋図を示す。柱が断面31x31cm、主引張鉄筋比0.743%、帯鉄筋比0.711%であるのに対して、梁は断面31x25cm、主引張鉄筋比0.537%、帯鉄筋比0.157%となっている。断面がほぼ同規模であるのに対して、柱が補強されたことにより梁の帯鉄筋比が著しく少なくなっていることが分かる。

荷重要領を以下に示す。

- ①試験体は完全固定とするために、フーチング、ベースプレート間をφ30mmの鋼棒15本で固定した。
- ②最大荷重付近までは30kNきざみで単調漸増荷重し、各目標荷重ステップ荷重に達するごとに荷重をゼロに戻し、ひび割れ状況を観察した。
- ③最大荷重付近(310kN)までは荷重制御で行い、それ以降は10mm程度の荷重点変位ごとに荷重をゼロに戻し、同様にひび割れ状況を観察した。

測定項目は、荷重点変位、柱の水平変位、梁部の主鉄筋および帯鉄筋ひずみ、柱の主鉄筋および帯鉄筋ひずみなどである。

3. 実験結果および考察

試験体の実験終了後のひび割れ状況を図-2に示し、荷重と荷重点変位の関係を図-3に示す。

主な損傷の進展を以下に示す。

- ①荷重180kN(荷重点変位4.5mm)：梁側面部にひび割れが発生した。
- ②荷重222kN(変位6.3mm)：両柱に曲げひび割れが発生し、梁主鉄筋が降伏した。
- ③荷重240kN(変位7.2mm)：梁上面にひび割れが発生した。
- ④荷重260kN(変位8.9mm)：反荷側側の柱基部の軸方向主鉄筋が降伏ひずみ近傍の1800μに達した。
- ⑤荷重310kN(変位28.0mm)：梁部帯鉄筋が降伏ひずみ近傍の1800μに達した。また、梁端部から梁中心に向かって45度の斜めひび割れが発生した。
- ⑥荷重320kN(変位39mm)：斜めひび割れが徐々に開口し、梁下面に段差が生じた。
- ⑦荷重260kN(変位42mm)：梁部下面のコンクリートが局所的に剥離し、主鉄筋に局所的なずれが見られた。図-3に示すように最大せん断ひび割れ幅は16mmに達していた。

以上のように、実験では柱および梁部の主鉄筋が降伏し、4箇所塑性ヒンジを形成し42mmの変位量に達したのち、せん断損傷が生じる結果となった。

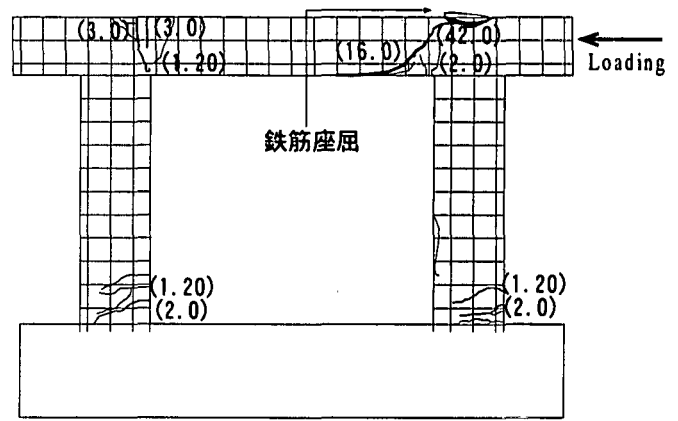


図-2 ひび割れ状況図

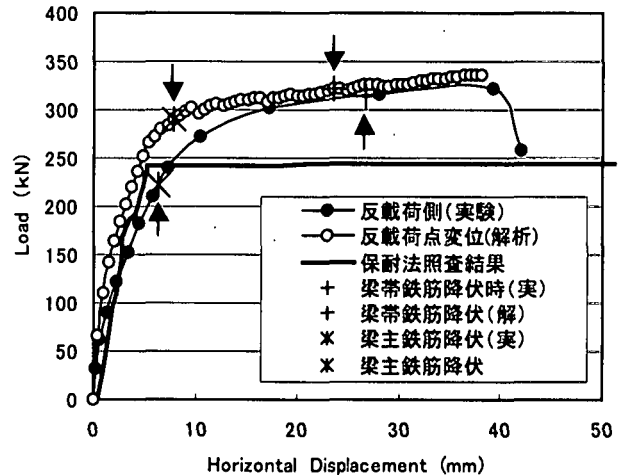


図-3 荷重-変位関係

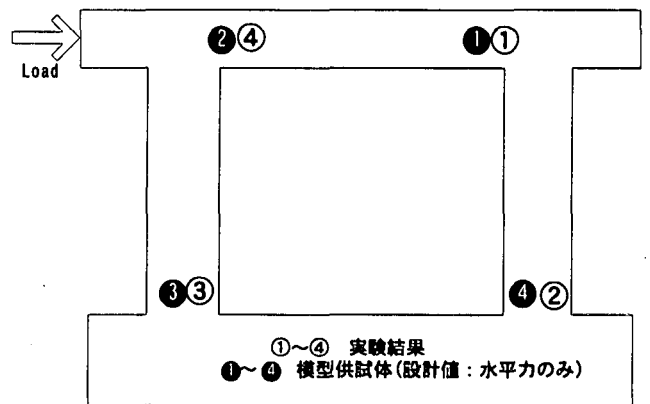


図-4 降伏順序図

表-1 実験値と設計値の対比

設計値				実験値		
順序	発生箇所	水平力 (kN)	δ (m)	順序	水平力 (kN)	δ (m)
①	右側梁	171	0.0027	①	221	0.0063
②	左側梁	172	0.0027	④	316	0.0327
③	左柱下端	243	0.0055	③	281	0.0137
④	右柱下端	243	0.0055	②	271	0.0104
せん断	右側梁	270			322	

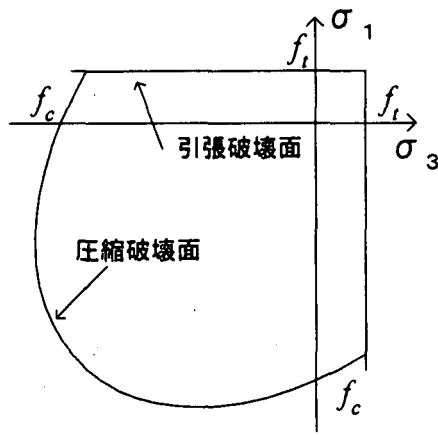


図-5 コンクリートの破壊規準

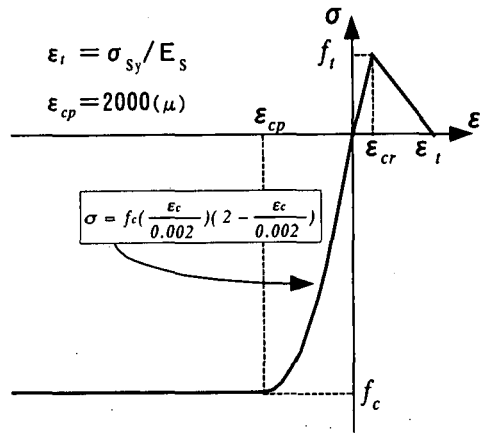


図-6 コンクリートの応力-ひずみモデル

梁主鉄筋の降伏変位を δy (6.3mm) とし δu (42mm) を用いて変位じん性率を求めると、6程度の変形性能に富んだ損傷形態となった。せん断ひび割れ自身は載荷点変位28mm付近で発生したが、図-3に示すように、最大変位の42mm付近までは荷重の低下は認められなかった。損傷形態から、せん断損傷は変形の増加とともにコンクリートのせん断抵抗が低下することによって、発生したと推定される。

表-1に保有耐力照査法による設計値と実験結果の対比、図-4に降伏順序を示す。実験値は設計値の曲げ耐力の1.1~1.8倍の耐力を有しており、左側梁の降伏荷重を除けば概ね1.1~1.2程度の範囲となっている。

また、図-4に示すように主鉄筋の降伏順序が若干異なる結果となった。設計では両側梁の主鉄筋降伏後、柱部の主鉄筋降伏が生じるが、実験では載荷側梁の主鉄筋降伏が最後に生じる結果となった。また、実験のせん断耐力は322kNと設計値270kNの1.2倍となっている。

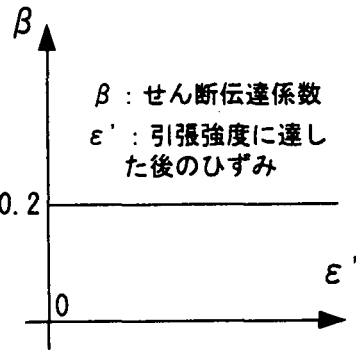


図-7 せん断伝達モデル

表-2 実験値とFEM解析値

供試体No.1	実験値	FEM解析値
最大変位	42.14(322)	38.1(337)
梁主鉄筋降伏変位	6.29(221)	7.8(291)
梁帯鉄筋降伏変位	26.67(313)	23.5(321)
柱主鉄筋降伏変位	10.41(272)	6.0(272)
柱梁接合部帯鉄筋降伏変位	10.41(272)	降伏鉄筋なし

()内は荷重:kN

4. FEM解析による評価

(1) 解析モデル

二次元弾塑性FEM解析により実験結果を評価した。載荷点において漸増強制変位を与え、フーチング下面は完全固定と仮定している。鉄筋とコンクリートは完全付着とし、コンクリートには平面応力要素、鉄筋にはトラス要素を用いている。

図-5に示すようにコンクリートの破壊規準は、圧縮側では圧縮による体積変化を考慮したDrucker-Pragerの破壊規準、引張側ではひび割れ発生時を破壊規準とするモデルを用いた。図-6にコンクリートの応力-ひずみモデルを示す。圧縮上昇域では二次放物線とし、その後は応力が一定値となり、引張域では引張強度に達したのち、鉄筋降伏ひずみまで

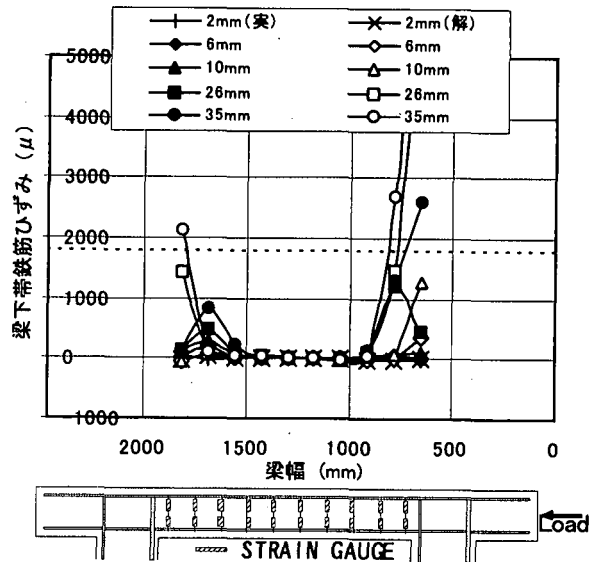


図-8 梁の帯鉄筋ひずみ分布

直線的に応力が減少するモデルを用いた。鉄筋には、鉄筋降伏後のひずみ硬化を考慮したトリリニアモデルを用いた。ひび割れ発生後におけるせん断応力の伝達係数とひずみの関係を図-7に示すが、ひび割れ発生後のコンクリートのせん断応力分担率は0.2の一定値としている。

(2) 解析結果

図-3に荷重-載荷点水平変位の関係を示す。また、表-2に主要点の荷重・変位量を示す。荷重-変位曲線は曲げ先行破壊であることもあり、よく一致していることが分かる。

例えば、梁主鉄筋降伏点を比較すると、実験で221kN(変位6.29mm)、解析値が290.7kN(変位7.8mm)と実験値の方がやや遅れて鉄筋降伏が発生している。一方、柱主鉄筋降伏では、実験値が271.9kN(変位10.41mm)、解析値が271.9kN(変位6.0mm)とほぼ同一の値となっている。梁帯鉄筋降伏は測定箇所によってばらつきはあるものの、実験値が313kN(変位26.67mm)、解析値が321kN(変位23.5mm)とほぼ一致した傾向が認められる。

図-8は梁の載荷荷重と帯鉄筋の発生ひずみの関係を示している。実験では、載荷側の帯鉄筋ひずみが増位の増加とともに急激に増加することが分かる。同様の傾向は解析にもみられ、変位が6mmまでほとんどひずみは発生せず、変位10mmでは1000 μ 程度であったものが、変位26mmでは2000 μ と降伏ひずみを超えるひずみ量となることが分かる。

このように、FEM解析結果は、変位の増加とともに、帯鉄筋ひずみが増加する傾向を捉えており、本手法を用いることにより、変位の増加に伴うせん断抵抗の減少を解析的に評価することが可能と考えられる。

図-9は梁上面の主鉄筋ひずみ分布、図-10は梁下面の主鉄筋ひずみ分布を示している。図-9、-10より実験および解析値は概ね同様のひずみ増加分布を示しており、曲げ応力状態となっていることが分かる。

5. まとめ

標準的な柱部を補強したRCラーメン橋脚の1/8スケールの梁部を対象とした単調載荷実験結果を以下にまとめる。

①実験では柱および梁部の主鉄筋が降伏し、4箇所での塑性ヒンジが形成され6 δ_y 程度の変形量に達したのち、急激なせん断損傷が生じた。

②実験結果を道路橋示方書に準じた保有水平耐力照査と比較すると、曲げの実験結果は1.1~1.8倍の耐力を有し、せん断では1.2倍程度の耐力を有していた。

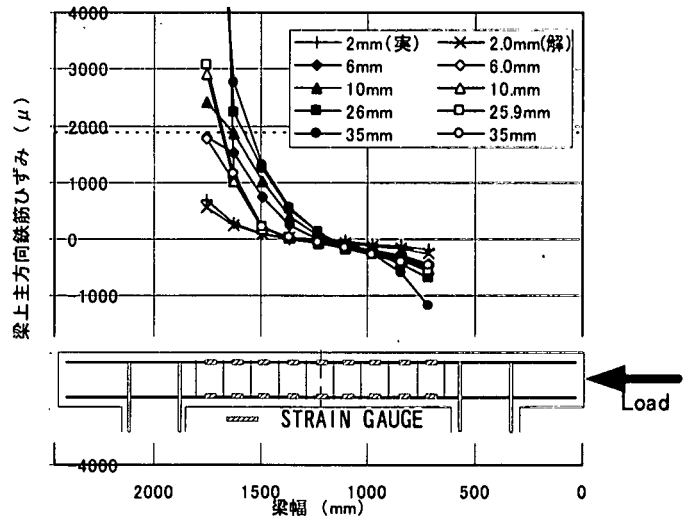


図-9 梁上面の主鉄筋ひずみ分布

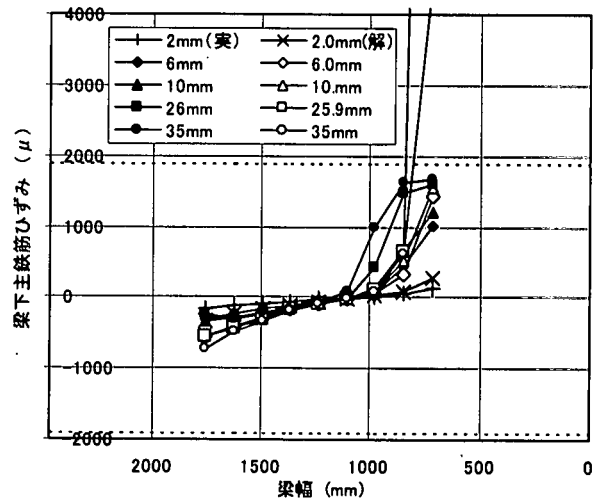


図-10 梁下面の主鉄筋ひずみ分布

③FEM解析結果によると、変形量の増加とともに、帯鉄筋ひずみが増加する現象が再現され、変形にともなうコンクリートのせん断抵抗の減少によりせん断損傷が発生したと考えられる結果が得られた。

参考文献

- 1) 高野光司, 陸好宏史, 桜井順, 藤田亮一: RC 1 層ラーメン橋脚梁部の補強に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, 2000. 6.
- 2) 松浦幹佳, 園田恵一郎, 小林治俊: RC ラーメン橋脚の水平交番載荷実験とファイバーモデルによる弾塑性解析法の検討, pp. 1419-1430, 構造工学論文集, Vol. 46A, 2000. 3.

(2001. 5. 25受付)