

論文 補強部材の曲げ剛性が側面補強された RC はりの曲げ性能に与える影響に関する実験的検討

渡部 太郎*1・小林 薫*2・菅野 貴浩*3・斉藤 成彦*4

要旨：高架下を信号通信機器室に使用している箇所の耐震補強工法として、側面に補強部材を設置して、主鉄筋段落し部を曲げ補強する方法が提案されている。本研究では、この工法による曲げ補強効果を明らかにするため、橋脚を模擬した RC 既設はり側面に、橋脚耐震補強の補強部材を模擬した RC 補強はりを設置した模型試験体による曲げ載荷実験を行い、既設はりの断面形状や補強はりの断面諸元が曲げ補強効果に与える影響を検討した結果、補強はりの曲げ剛性が大きいほど補強効果が期待できることを明らかにした。

キーワード：橋脚、段落し、側面補強、曲げ補強、既設はり、補強はり、曲げ剛性比、荷重分担比

1. はじめに

兵庫県南部地震や新潟県中越地震において、橋脚の主鉄筋段落し部に損傷が発生したことを受け、RC や鋼板巻き立てによる耐震補強工事が実施されている。一方、**写真-1** に示すように、高架下が信号通信機器室などに利用されている箇所では、巻き立て工法を適用すると、機器室の支障移転工事が必要となり、工事費と工期が増大するという問題が発生している。このような箇所に適用可能な耐震補強工法として、機器室に支障をきたさない橋脚側面の 2 面のみに補強部材を設置する工法が提案されている^{1),2),3)}。この工法では、**図-1** に示すように、RC や SRC 製の補強部材をアンカー鋼材で橋脚側面に固定し、既設橋脚と補強部材を一体化させ、段落しの曲げ補強を行うことを目的としている。

しかし、橋脚はその断面の長辺の短辺に対する比（以下、辺長比という）が大きい場合があり、側面に補強部材を設置した場合、橋脚長辺の中央付近の段落し位置まで、側面補強による曲げ補強効果がどの程度有効に働くかが明らかとなっていないのが現状である。太田ら³⁾は、辺長比 6 の RC 既設はり側面に RC 補強はりをアンカー鋼材で固定した場合について、アンカー鋼材量が補強はりによる曲げ補強効果に与える影響を実験と解析を実施し検討した。そして、アンカー鋼材比が 0.25%程度あれば、既設はりと補強はりが一体となって挙動し、十分な曲げ補強効果が得られることを明らかにした。そこで、本研究では、補強部材を辺長比が大きい橋脚側面（短辺となる面）に設置した場合の曲げ補強効果に与える補強はりの曲げ剛性の影響を明らかにするため、アンカー鋼材を十分に配置した上で、橋脚を模擬した既設はり側

面に補強はりを設置した模型はり試験体の曲げ載荷実験を行い、既設はりの辺長比や補強はりの断面剛性等が曲げ補強効果に与える影響を検討した。



写真-1 高架下が機器室に利用されている橋脚

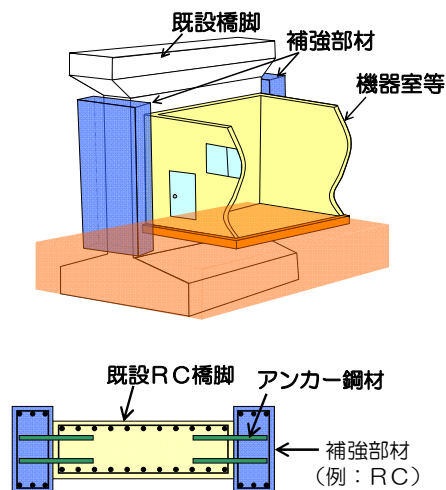


図-1 側面補強工法概要

*1 JR 東日本 東京工事事務所 工事管理室 副課長 修(工) (正会員)

*2 JR 東日本 研究開発センター フロンティアサービス研究所 主幹研究員 博(工) (正会員)

*3 JR 東日本 東京工事事務所 工事管理室 室長 博(工) (正会員)

*4 山梨大学大学院 医学工学総合研究部 准教授 博(工) (正会員)

表-1 試験体諸元

No	既設はり					補強はり				せん断 スパン	せん断 スパン 比	せん断 スパン内 補強範囲 (mm)	アンカー鋼材	
	辺長比 (Be/He)	幅Be (mm)	高さHe (mm)	軸方向 引張鉄筋	鉄筋比Pe (%)	幅Br (mm)	高さHr (mm)	軸方向 引張鉄筋	鉄筋比 Pr(%)				径・間隔・ 段数	アンカー 鉄筋比pa(%)
1	2.00	500	250	11-D10	0.73	400	250	5-D19	1.67	1250	5.81	1150	D19-50-2段	4.58
2	6.00	1500	250	11-D10	0.24	400	250	5-D19	1.67	1250	5.81	1150	D19-50-2段	4.58
3	6.00	1500	250	11-D10	0.24	400	500	5-D19	0.77	1250	5.81	1150	D19-50-2段	4.58
4	4.91	1720	350	16-D10	0.21	190	290	3-D19,16 (2段)	4.02	1100	3.49	720	D13-50-2.3段	2.00

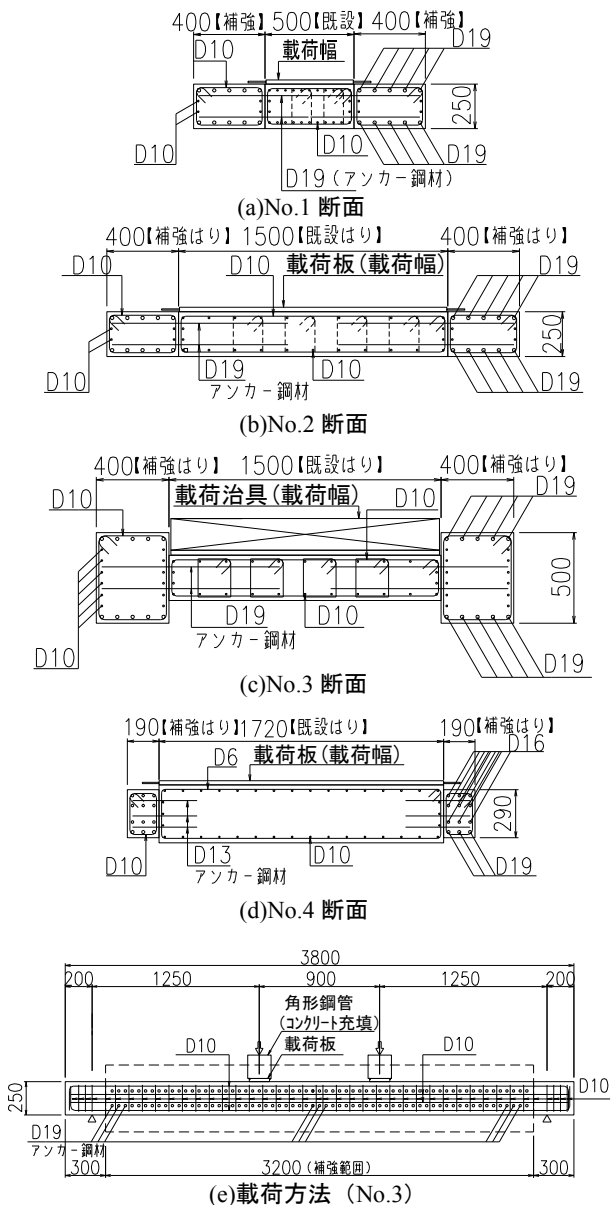


図-2 試験体概要

2.実験概要

2.1 試験体概要

試験体諸元を表-1に、試験体配筋図を図-2に示す。今回の実験要因としては、側面補強部材による曲げ補強効果に影響を与えると考えられる、既設はりの辺長比と補強はり断面（はり高さ、はり幅、鋼材量）を変化させた。既設はりの辺長比は、過去の実橋脚の調査結果⁴⁾を参考に、2~6の範囲で変化させた。また、補強はりの曲げ剛性による影響を検討するため、せん断スパンのほぼ

表-2 コンクリート圧縮強度

No	既設はり (N/mm ²)	補強はり (N/mm ²)
1	21.0	30.0
2	21.0	23.5
3	27.1	27.3
4	20.9	20.9

表-3 鉄筋材料

No	既設はり			補強はり		
	規格・径	降伏歪み (μ)	降伏強度 (N/mm ²)	規格・径	降伏歪み (μ)	降伏強度 (N/mm ²)
1	SD345-D10	2278	385	SD345-D19	2116	388
2	SD345-D10	2278	385	SD345-D19	2116	388
3	SD345-D10	2333	399	SD345-D19	2120	404
4	SD345-D10	2187	389	SD345-D19 SD345-D16	2128 2130	389 398



写真-2 実験荷重状況 (No.2)

全長にわたって補強はりを設置し、補強範囲以外で破壊しないようにした。さらに、アンカー鋼材部で損傷しないよう、既往の研究³⁾を参考に、十分なアンカー鋼材量を配置した。なお、本実験では、補強はりによる曲げ補強効果を検討する目的から、既設はり、補強はりともにせん断補強鉄筋を十分に配置し、せん断破壊しないように試験体を設計した。

No.1, 2 は、既設はりの鉄筋量と補強はりの断面諸元を一定にして、既設はりの辺長比のみを2と6に変化させ、既設はりの辺長比による曲げ補強効果への影響を検討した試験体である。No.2, 3 は、既設はり断面を一定にして、補強はりの断面高さのみを既設はりの1~2倍に変化させ、補強はりの剛性と耐力が曲げ補強効果に与え

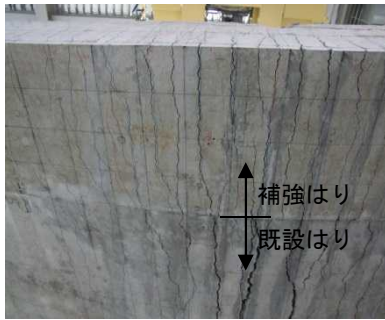


写真-3 No.2 下面 (実験終了時)

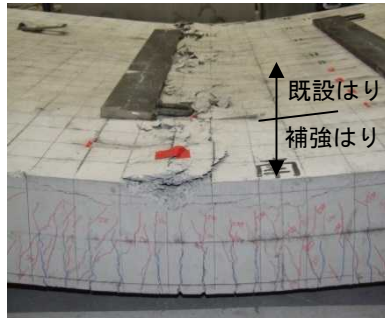


写真-4 No.2 側面・上面 (実験終了時)

る影響を検討した。No.4 は、側面補強の適用を予定している実橋脚断面を縮小した既設はり断面に比較的小さい断面の補強はりを設置することによる曲げ補強効果を確認する目的で製作した。

既設はりに配置した主鉄筋は、橋脚段落し部でカットオフされない連続鉄筋を想定しており、今回の実験では、この連続鉄筋に対する補強効果の確認を行った。なお、No.1～3 は、補強区間端部の既設部材で壊れないよう、主鉄筋と同量の D10 鉄筋を既設はり端部から補強区間内に長さ 350mm 伸ばし補強した。また、No.4 は、D16 鉄筋を既設はり端部から載荷点付近まで、補強区間内に長さ 710mm 伸ばし補強した。

試験体は、アンカー鋼材を配置した上で既設はりのコンクリート打設を行い、その翌日に補強はりのコンクリート打設を行った。既設はり、補強はりともにコンクリート打設後に蒸気養生を約 1 日行った後、約 1 週間気中養生を行い、曲げ載荷実験に供した。使用した鉄筋、コンクリートの材料試験値を表-2、3 に示す。

2.2 実験方法と測定項目

載荷方法を図-2(e)に、No.2 の実験載荷状況を写真-2 に示す。実験は、スパン中央での 2 点載荷とし、試験体が破壊するまで静的に一方向単調載荷した。実際に橋脚に地震時の水平荷重が作用した際に既設橋脚から補強部材に応力が伝達される状況を再現するため、荷重載荷幅は、既設はり全幅とした。実験では、鉛直荷重、既設はりと補強はりの鉛直変位および鉄筋とコンクリートのひずみを測定し、ひび割れの進展を観察・記録した。

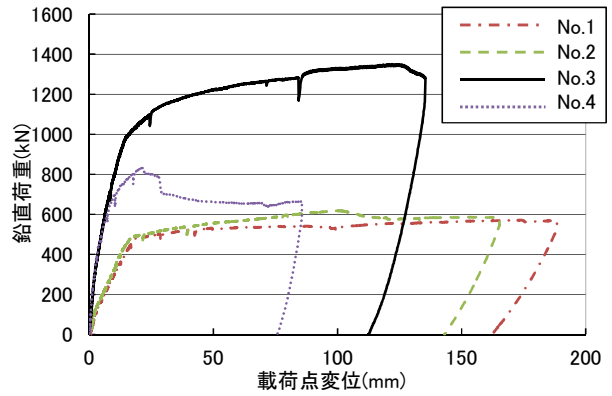


図-3 荷重-変位関係 (No.1~4)

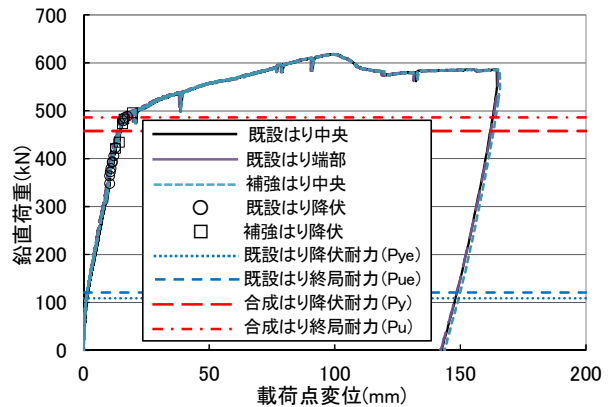


図-4 荷重-変位関係と降伏順序 (No.2)

3. 実験結果と考察

3.1 破壊状況とひび割れ性状

No.4 を除き、等曲げ区間で圧縮縁コンクリートが圧壊し、曲げ破壊した。No.4 は、補強はりの補強範囲が No.1～3 に比べて小さく、既設はりのせん断補強鉄筋も D6 を 180mm ピッチで 1 組配置しただけであったため、最大荷重付近から補強はりが設置されていない無補強区間において、既設はりの斜めひび割れが卓越して、せん断破壊の様相を呈して、実験を終了した。

ひび割れ性状の例として、実験終了時の No.2 のひび割れ発生状況を写真-3、4 に示す。補強はり、既設はりともに載荷スパン全長にわたり曲げひび割れが 50～100mm 間隔で発生し、既設はりに載荷された荷重に対して既設はりと補強はりが一体性を発揮して抵抗している様子が観察された。

3.2 荷重-変位関係

No.1～4 試験体の荷重-載荷点変位関係を図-3 に示す。補強はりの曲げ剛性 (断面二次モーメント) のみを变化させた No.2,3 を比べると、補強はりの曲げ剛性、耐力を大きくすることにより、試験体の曲げ剛性と最大荷重が大きくなり、十分な曲げ補強効果が得られることが確認できた。No.4 が最大荷重からの荷重低下が見られた後、No.1～3 に比べて小さい変位で実験を終了したのは、前述したように、最大荷重付近からせん断破壊に破壊形

表-4 試験体の主要因と各種耐力の計算値と実験値

No	主要なパラメータ					計算値				実験値		
	既設はり 辺長比 (Be/He)	既設はり 鉄筋比 p_e (%)	補強はり 鉄筋比 p_r (%)	鉄筋比 の比 (p_r/p_e)	補強はり 剛性比 (I_r/I_e)	既設はり 降伏耐力 P_{yecal} (kN)	既設はり 終局耐力 P_{uecal} (kN)	合成はり 降伏耐力 P_{yecal} (kN)	合成はり 終局耐力 P_{uecal} (kN)	既設はり 初降伏 荷重 P_{yexp1} (kN)	補強はり 初降伏 荷重 P_{yexp2} (kN)	最大荷重 P_{uexp} (kN)
1	2.00	0.73	1.67	2.28	3.15	102.9	109.1	444.6	474.7	362.5	445.4	571.0
2	6.00	0.24	1.67	6.85	2.71	108.6	120.8	457.8	485.8	348.1	421.2	618.0
3	6.00	0.24	0.77	3.17	11.08	112.8	128.6	1028.2	1178.9	713.9	948.2	1349.1
4	4.91	0.21	4.02	19.09	1.08	267.1	292.9	660.4	804.5	393.4	823.5	833.9

態が移行したことによるものである。

試験体 No.2 の荷重-変位関係を図-4 に示す。図-4 は、既設はり断面の中央と端部および補強はり断面の中央の変位を示している。最大荷重まで、既設はり中央と端部および補強はり中央の変位に差は見られず、補強はりが既設はりと一体で変形していることが確認できる。また、図-4 には、既設はり単独での降伏耐力と終局耐力、既設はりと補強はりを一体断面と考え計算した合成はりの降伏耐力と終局耐力を横線で示している。既設はり側面に補強はりを設置することにより、既設はり単独での耐力を大きく上回る耐力が得られ、一体断面と考えて算定した合成はりの終局耐力を上回る最大荷重が得られることが分かった。

図-4 には、既設はりと補強はりの計測している各鉄筋が降伏ひずみに至った点も示している。既設はり主鉄筋の降伏が補強はりに先行して発生し、補強はりの主鉄筋が遅れて降伏に達していることが分かった。また、補強はりの主鉄筋が降伏に達し、載荷点における断面内の概ね全ての鉄筋が降伏した段階で、荷重-変位関係の傾き(曲げ剛性)が小さくなることが分かった。

表-4 に試験体の主要な実験要因と各種耐力の計算値と実験値を示す。補強はり剛性(I_r)の既設はり剛性(I_e)に対する比(I_r/I_e , 以下、補強はり曲げ剛性比という)の計算方法は 4.2 に後述するが、補強はりの剛性が既設はりに比べて大きくなるにしたがって、既設はりの初降伏荷重(p_{yexp1}), 補強はりの初降伏荷重(p_{yexp2}), 最大荷重(p_{uexp}) それぞれの実験値が既設はり単独でのそれぞれの計算値に比べて大きくなっていることが分かる。

3.3 断面内の鉄筋ひずみ分布

各試験体の載荷点における主鉄筋のひずみ分布を図-5~8 に示す。図-5~8 中には、鉛直荷重 $P=100, 200, 300$ kN 時および既設はりのいずれかの主鉄筋が最初に降伏ひずみに達した時点のひずみ分布を示した。また、既設はりと補強はりの境界を点線で示した。

全ての試験体において、既設はり中央付近で最初に降伏し、既設はり端部、補強はりの順にひずみが小さくなる傾向にある。既設はりの辺長比が異なる No. 1 と No. 2 では、ほぼ同様のひずみ分布を示しており、辺長比が大きい場合にも同様の補強効果が得られていることが分かる。補強部材の断面が異なる No. 2 と No. 3 の載荷荷重

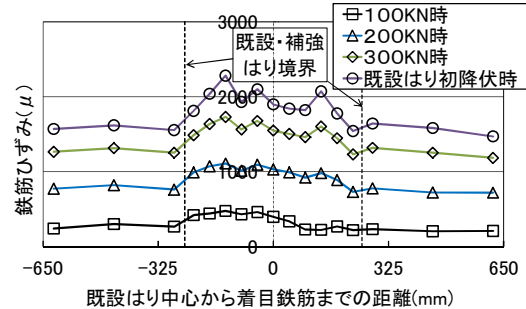


図-5 断面内の主鉄筋ひずみ分布 (No.1)

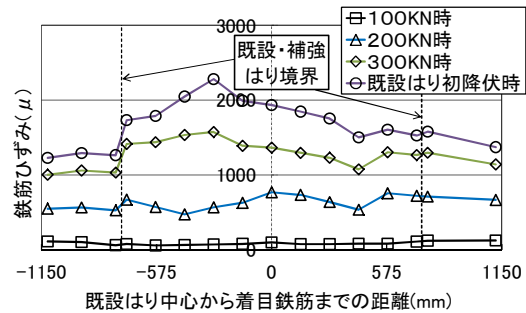


図-6 断面内の主鉄筋ひずみ分布 (No.2)

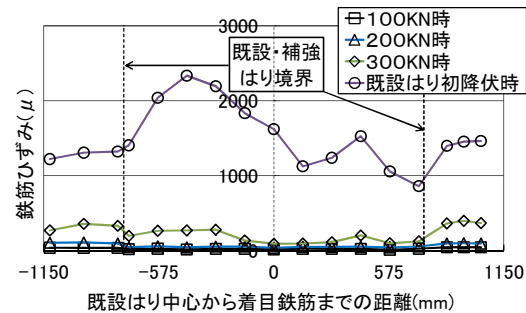


図-7 断面内の主鉄筋ひずみ分布 (No.3)

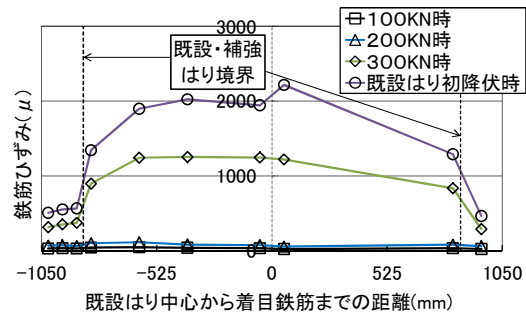


図-8 断面内の主鉄筋ひずみ分布 (No.4)

300kN 時を比較すると、No. 3 のひずみが小さく、補強はりの断面が大きい No. 3 の方が補強効果が大きいことが確認できる。

一方、No. 4 においては、載荷荷重 300kN 時で既設は

りのひずみが補強はりに比べてかなり大きい値を示しており、補強はりの断面が小さいことにより、補強はりが負担している応力が小さくなっていると考えられる。

4. 降伏耐力および終局耐力の検討

4.1 降伏耐力と終局耐力の計算値と実験値

補強はり曲げ剛性比 (I_r/I_e) と降伏耐力の計算値 (p_{ycal}) に対する実験値 (p_{yexp1} , p_{yexp2}) の比 (p_{yexp1}/p_{ycal} または p_{yexp2}/p_{ycal} , 以下、降伏耐力比という) の関係を図-9に示す。ここで、 p_{yexp1} は、既設はりのいずれかの鉄筋が初めて降伏に達した時点の鉛直荷重の実験値(以下、既設はり初降伏荷重という)を表し、 p_{yexp2} は、補強はりの鉄筋が初めて降伏に達した時点の鉛直荷重の実験値(以下、補強はり初降伏荷重という)を表している。また、降伏耐力の計算値 (p_{ycal}) は、既設はりと補強はりを一体と考え、既設はりの主鉄筋が降伏に達する荷重を計算した。なお、既設はりと補強はりの曲げ剛性の算定方法は、後述する4.2の方法で行った。

図-9より、補強はり曲げ剛性比 (I_r/I_e) が変わっても、本実験の範囲内において、既設はりのいずれかの鉄筋が初めて降伏に達する時点の降伏耐力比 (p_{yexp1}/p_{ycal}) の値に顕著な傾向は見られなかったが、既設はりは、全断面が一体となって降伏するとした計算値に対して6~7割の時点で先行して降伏することが分かる。

一方、補強はりで測定しているいずれかの鉄筋ひずみが初めて降伏に達した時点の荷重の実験値 (p_{yexp2}) は、概ね計算値 (p_{ycal}) と同程度となった。これは、図-5~図-8の分布図からも分かる通り、補強はりの降伏によって全断面がほぼ降伏に至ることを示している。

次に、補強はりの曲げ剛性比 (I_r/I_e) と終局耐力実験値 (p_{uexp}) の計算値 (p_{ucal}) に対する比 (p_{uexp}/p_{ucal} , 以下、終局耐力比という) の関係を図-10に示す。終局耐力の計算値 (p_{ucal}) は、既設はりと補強はりを一体断面と仮定し、圧縮縁コンクリートの終局ひずみを 3500μ として計算した⁵⁾。

終局耐力比 (p_{uexp}/p_{ucal}) の値に補強はり曲げ剛性比 (I_r/I_e) の違いによる顕著な傾向は見られなかった。また、終局耐力の実験値 (p_{uexp}) は、計算値 (p_{ucal}) に対して1.0~1.3倍となっており、一体断面と考えた終局耐力の計算値 (p_{ucal}) によって実験値 (p_{uexp}) を安全側に評価できることが分かった。これは、最大荷重時には、曲げモーメントに対して、既設はりおよび補強はりの鉄筋とコンクリートが有効に働いているためと考えられ、終局耐力の実験値が計算値を上回ったのは、計算では鉄筋のひずみ硬化の影響を考慮していないためと考えられる。

4.2 降伏耐力に与える補強はり断面の影響の検討

既往の研究⁶⁾から、橋脚段落し部を損傷させないため

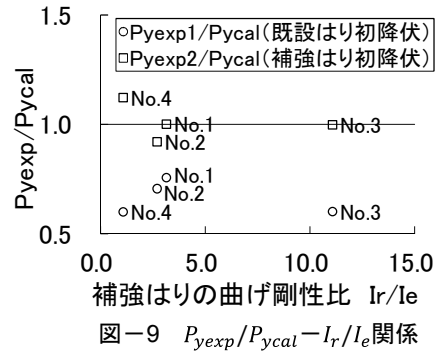


図-9 P_{yexp}/P_{ycal} - I_r/I_e 関係

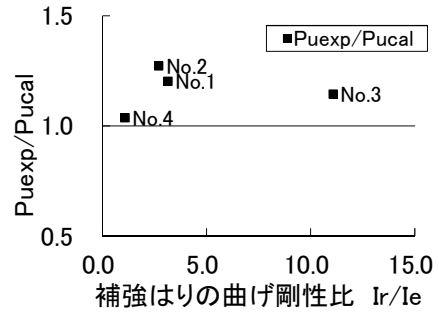


図-10 P_{uexp}/P_{ucal} - I_r/I_e 関係

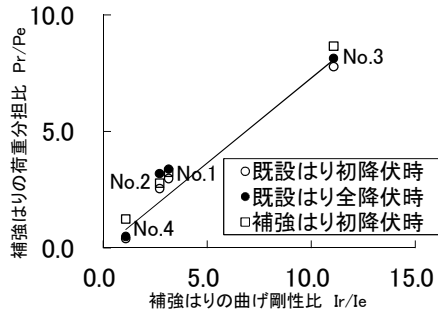


図-11 P_r/P_e - I_r/I_e 関係

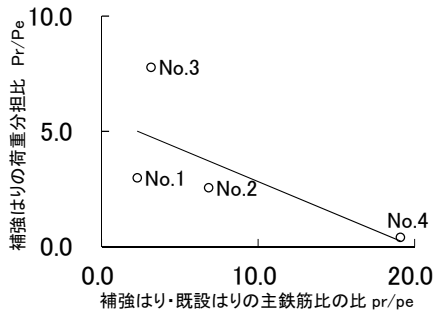


図-12 P_r/P_e - p_r/p_e 関係

には、段落し部で主鉄筋を降伏させないことが大切であると考えられる。ここでは、主に既設初降伏耐力に与える補強はり断面諸元の影響について検討を行う。

既設初降伏耐力の検討では、同耐力時の既設はりと補強はりそれぞれが分担している荷重の計算を行った。分担荷重の計算は、既設初降伏耐力時の荷重載荷点の断面内の主鉄筋ひずみの値を用いて、引張側のコンクリートを無視し、既設はりと補強はりそれぞれが負担している曲げモーメントを計算し、補強はりの荷重分担比(補強はりが分担している曲げモーメントを既設はりの分担曲げモーメントで除したものを)を計算した。一般的に、部

材が負担する曲げモーメントは、曲げ剛性 (EI) と相関があると考えられるので、ここでは、補強はりの荷重分担比に影響を与える主要因として、補強はりの曲げ剛性比 (I_r/I_e) を選定し、補強はり曲げ剛性比が補強はり荷重分担比に与える影響を検討した。なお、既設はり、補強はりともに、主鉄筋ひずみはその段階でひずみを計測している全ての鉄筋の平均値とした。

既設はりと補強はりの曲げ剛性の算定にあたっては、既設はり初降伏時には、曲げひび割れが発生していることを鑑み、引張側コンクリートを無視し、ひび割れ断面での中立軸から圧縮側コンクリートと全ての鉄筋までのそれぞれの距離の二乗に断面積を乗じて計算した。鉄筋の断面剛性の計算では、鉄筋とコンクリートのヤング係数比 n (ここでは、便宜的に $n = 8$ と仮定した) を乗じた。

図-11 に補強はりの荷重分担比と曲げ剛性比の関係を示す。図-11 には、既設はり初降伏時に加えて、既設はりの全ての主鉄筋が降伏に至った時点と補強はりのいずれかの主鉄筋が初めて降伏に至った時点の荷重分担比を併せて示している。また、既設はり初降伏時の値には線形で近似した線も併せて示している。図-11 より、補強はりの荷重分担比は補強はりの曲げ剛性比と概ね比例関係にあることが分かる。すなわち、既設はりと補強はりそれぞれが負担する荷重は、各々の曲げ剛性の比率に応じて求められることが分かった。

次に、既設はり初降伏時の補強はり荷重分担比と他の要因との関係を検討した。既設はり初降伏時点では、既設はりと補強はりに曲げひび割れが発生していることから、ここでは、曲げひび割れ幅に影響を与える鉄筋比と荷重分担比の関係について検討した。図-12 は、補強はり曲げ剛性比 (I_r/I_e) と補強はりの鉄筋比 (p_r) の既設はりの鉄筋比 (p_e) に対する比 (p_r/p_e) の関係を示している。補強はりの鉄筋比を既設はりに比べて大きくすると、荷重分担比が小さくなる傾向が見られたが、図-11 で見られた補強はり剛性比 (I_r/I_e) と補強はり荷重分担比 (P_r/P_e) の関係ほどの相関は見られなかった。

また、補強はり諸元が同一で既設はりの辺長比のみが異なる No.1,2 について、補強はりの荷重分担比と既設はり辺長比との関係を検討したが、本実験の範囲内では、既設はり辺長比の違いによる補強はり荷重分担比への影響について、顕著な傾向は見られなかった。

5. おわりに

橋脚側面に RC 製の補強部材を設置し、橋脚段落し部の耐震補強を行う工法の曲げ補強効果を確認するため、既設橋脚を模擬した長方形断面を有するはり(既設はり)側面にアンカー鋼材を介して補強はりを固定したはり試

験体を用いた静的曲げ載荷実験を行った。本実験の諸元の範囲で得られた知見を以下に示す。

- (1) 既設はり初降伏時には、載荷点では、既設はり中央付近の鉄筋ひずみが最も大きくなり、既設はり端部と補強はりのひずみはそれより小さな値となった。この傾向は、補強はり断面が最も小さい No.4 試験体で顕著であった。
- (2) 既設はりは、既設はりと補強はりの全断面が一体となって降伏するとして計算値 (P_{ycal}) の 6~7 割程度の荷重で先行して降伏することが確認された。
- (3) 補強はり初降伏時点では、降伏荷重の計算値 (P_{ycal}) は実験値 (P_{yexp2}) とほぼ一致する。これは、補強はり初降伏時点で、断面内の大半の鉄筋が降伏していることによると考えられる。
- (4) 本実験の範囲内において、終局耐力の実験値 (P_{uexp}) は、既設はりと補強はりを一体断面と考慮して算定した終局耐力の計算値 (P_{ucal}) より大きくなり、計算値は実験値を安全側に評価できることが分かった。
- (5) 既設はり初降伏時、既設はり全ての鉄筋が降伏に達した時点および補強はり初降伏時の補強はりの荷重分担比は、補強はりの曲げ剛性比と概ね比例関係にあり、補強はりの曲げ剛性比に応じて補強はりが荷重を分担することが分かった。

参考文献

- 1) 渡部太一郎, 小林薫: 部材側面に剛性部材を設置する橋脚の耐震補強工法に関する交番載荷実験, 土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集, 部門 V, pp.953-954, 2006
- 2) 渡部太一郎, 小林薫: 側面から補強する RC 橋脚の耐震補強工法に関する交番載荷実験, 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, 部門 V, pp.319-320, 2007
- 3) 太田浩一郎, 斉藤成彦, 渡部太一郎, 小林薫: 側面補強された RC はりの曲げ補強効果に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1033-1038, 2009
- 4) 玉井真一, 佐藤勉, 宮城敏明, 岡本大: 鉄筋を途中定着した壁式橋脚の鋼板巻立て補強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.21, No.3, pp.1315-1320, 1999
- 5) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 丸善, 2004.4
- 6) 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, 1995.10