

〔論 文〕

大地震時損傷を低減する RC 造フレーム工法の開発 (高強度鉄筋を用いた場合)

上原 修一^{*1}・松本 豊^{*1}

Reinforced Concrete Frame Structures with Less Damage
for Large Earthquake Using Joint Strengthening by Steel Plates
(In the case using high strength steel bars)

Shuichi UEHARA^{*1} and Yutaka MATSUMOTO^{*1}

Abstract

In this study, reinforced concrete frame structures that sustain only minor damage during a big earthquake are proposed. A plastic hinge relocation mechanism using high strength steel bars is used in the structure. Two specimens of sub-frame structure were used to study the new method. One is conventionally constructed and the other is constructed by a new method developed by one of the authors that involves the relocation of a plastic hinge and strengthening the beam-column joint with steel plates. Two specimens were cyclically loaded in the same way. Two specimen show the specimen by the new method has twice the strength and twice the elastic range. Additionally, it is possible to avoid the failure of the beam-column joints.

Key Words : Reduction of damage, Hinge relocation, Damage control, Beam-column joint

1. はじめに

相次ぐ大地震による二次壁等の被害を経験し RC フレーム工法の耐震設計においては、袖壁などを利用して水平剛性と水平耐力を増大させて、大地震でも損傷を大幅に低減させる提案がある⁽¹⁾。一方、著者らは前報⁽²⁾までに、袖壁がない RC 純フレーム構造について、ヒンジリロケーション（以下 HR とする）工法を用いて、構造物の弾性範囲を拡大し、水平耐力も増大させることを提案している。

前報では、HR 工法の、梁の曲げ強度を高める範囲において、主筋に沿った添筋を配して、曲げ補強筋断面積を増す方法を採用し、弾性範囲や水平耐力が増大することを確認している。一方で、工事の煩雑さや配筋の輻輳を軽減するために、高強度鉄筋を用いることが考えられる。そこで本研究では、曲げ補強する範囲の梁主筋に高強度鉄筋を使って、弾性範囲拡大と水平耐力増大が実現できることを、実験的に示すことを目的とする。

2. 試験体および材料の力学的性質

2.1 試験体及び材料の力学的性質

表 1 に試験体概要を示す。試験体 No. 1 は基準試験体であり、試験体 No. 2 は水平耐力倍増を計画した試験体である。水平耐力をどれほど増大させるかは、必要性和実現可能性を考慮する必要があるが、本研究では 2 倍増を目標としている。つまり、梁クリアスパンの 1/4 に塑性ヒンジを作ると耐力がほぼ 2 倍になるが、長期の曲げモーメントが 0 に近いところであること、構造設計上 2 倍増であれば十分有用であることを考慮している。

表 2 に使用材料の力学的性質を示している。梁端部の曲げ強度を増大するために、試験体 No. 2 梁端部の梁主筋として、高強度鉄筋（表 2 参照）を用いている。

図 1 は HR 工法をしていない試験体（比較用試験体）である。また図 2 は梁クリアスパンの 1/4 のところに HR を

^{*1} 建築・設備工学科
令和 3 年 11 月 16 日受理

設け、水平耐力を 2 倍にする試験体である。塑性ヒンジ発生位置を、設定する実現するために、その位置で、普通強度の D10 の鉄筋と接続している。その際、直接の溶接接合を避けるため、D13 の添筋を介した接続としている。この添筋と高強度鉄筋および梁筋 D10 との接続はフレア溶接とした。

また図 3 は試験体 No. 2 のみに用いた、幅 200mm、高さ 250mm の内蔵鋼板の形状を示す。この内蔵鋼板は、水平耐力の倍増に伴い接合部応力が倍増することから、接合部を補強するために用いた。厚さ 6mm の縞鋼板を、縞が表になるように背中合わせに溶接し、2 方向補強ができるように、中央で十字形にはめ合わせている。さらに、コンクリートの充填を良くするために、高さ中央位置に直径 40mm の穴を設けている。また、梁主筋を貫通させるために、所定の位置に、それに応じた穴を開けている。図中の太い線は、縞鋼板の溶接位置を示している。

この鋼板は、柱断面の中央に配置するものとし、柱主筋は、その鋼板から 15mm の空きを設けている。

Table 1 Properties of specimens

Specimens	Name of specimens	Properties
No. 1	2020IJ1	No relocation (standard) specimen
No. 2	2020IJ4	Specimen of double horizontal strength by plastic hinge relocation

Table 2 Mechanical properties of specimen No.1

Materials	Use	Name of bars	Yield point stress (MPa)	Tensile strength (MPa)	Compressive strength (MPa)	Young's modulus (MPa)
Steel	Re-bars of columns	D13	378	453		1.95×10^5
	Re-bars of beam	D10	361	489		1.90×10^5
	Stirrups and hoops	D6	430	521		1.90×10^5
	High strength rebars	S10	1388	1464		2.00×10^5
	Re-bars for lap joint	D13	378	453		1.95×10^5
	Steel plates	Checkered steel plate	350	452		
Concrete	No. 1	2020IJ1			36.8	2.93×10^4
	No. 2	2020IJ4			36.8	2.31×10^4

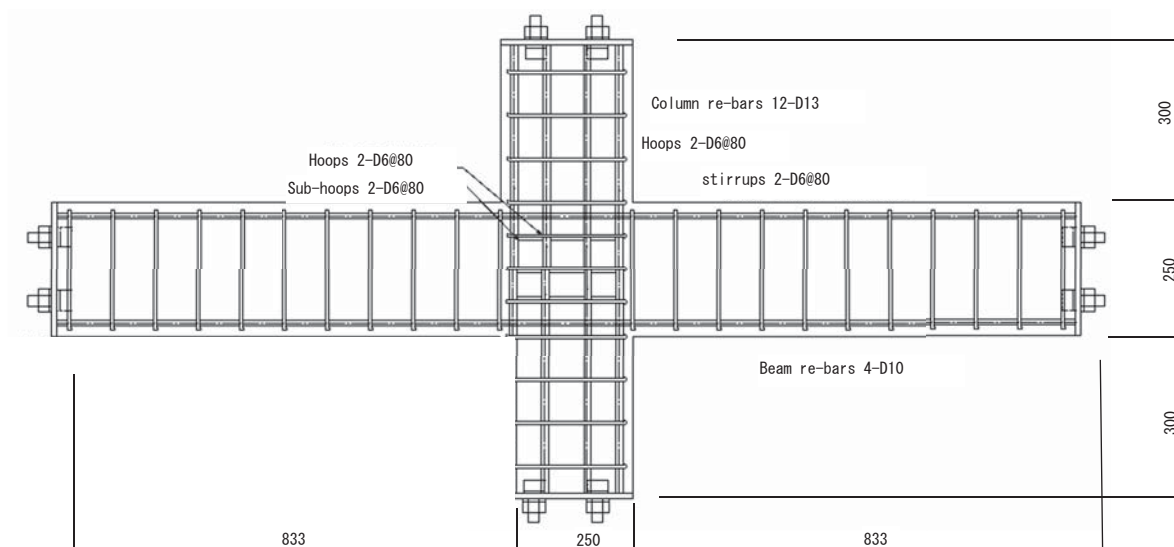


Fig. 1 Specimen No. 1

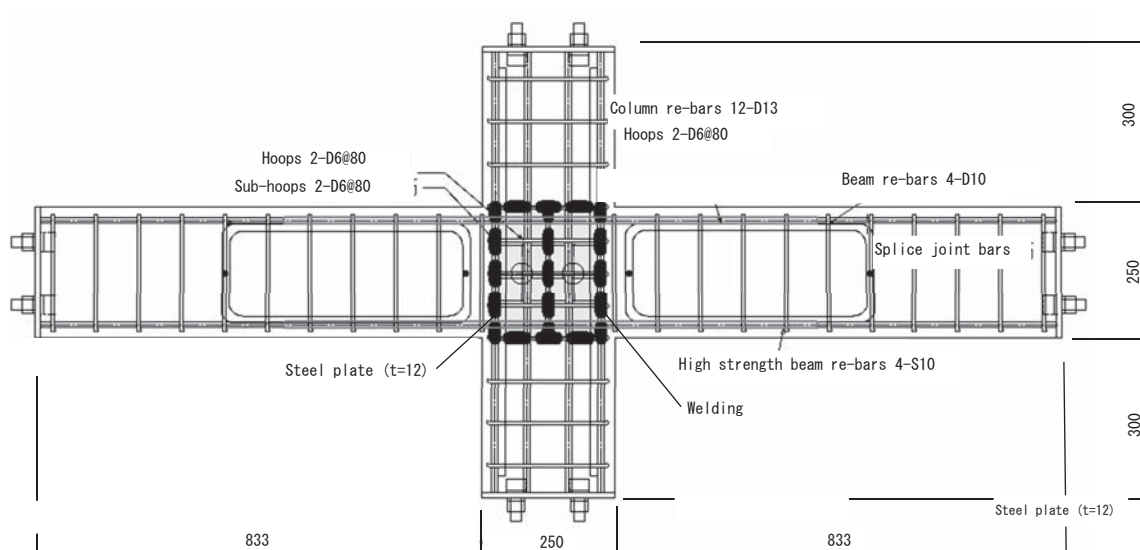


Fig. 2 Specimen No. 2

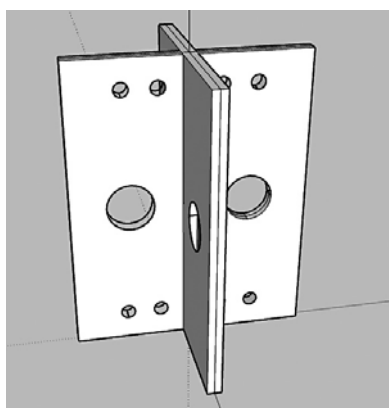


Fig. 3 Steel plate in specimen No. 2

図4に各試験体の加力装置と変位計の位置を示す。試験体は、図に示すように、梁端および柱頭部、柱脚部をピン支持とした。水平方向に正負鋼板載荷した。本研究では柱軸力は加えていない。加力の変位制御とし、層間変形角 R に関し、約 $\pm 0.5\%$ 、 $\pm 0.75\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 1.5\%$ 、 $\pm 2.0\%$ 、 $\pm 3.0\%$ 、 $\pm 4.0\%$ 、 $\pm 5.0\%$ 、 $\pm 7.0\%$ とし、 $\pm 0.5\%$ から $\pm 5.0\%$ までは各2回ずつ、 $\pm 7.0\%$ は1回とした。この加力方法は2試験体とも共通である。

また、柱頭の変位を柱ピン距離で除して層間変位角とした。同時に、柱脚の水平変位が極小であることを確認した。梁端の回転量を測定するため、試験体 No. 1 は梁端から125mm（梁せいの半分）の位置にボルトを埋め込み、そのボルトの梁面から高さ25mmの位置で変位計を内外に向けて固定し、柱面から250mmの位置にアングルを設置し相対変位を測定した。さらに接合部パネルのせん断変形については、変位計をパネル対角方向に設置し求めた。試験体 No. 2 では試験体 No. 1 の位置に加え HR 位置から250mm 外の位置にボルトを埋め込み、そのボルトの高さ25mmの位置で変位計を HR 位置に向けた。つまり、それぞれ柱面から梁せい分、HR 位置から梁せい分の回転量が評価できるものとした。図5には試験体 No. 2 の鉄筋等のひずみゲージの位置を示している。主に、部材端と HR 位置で測定している。

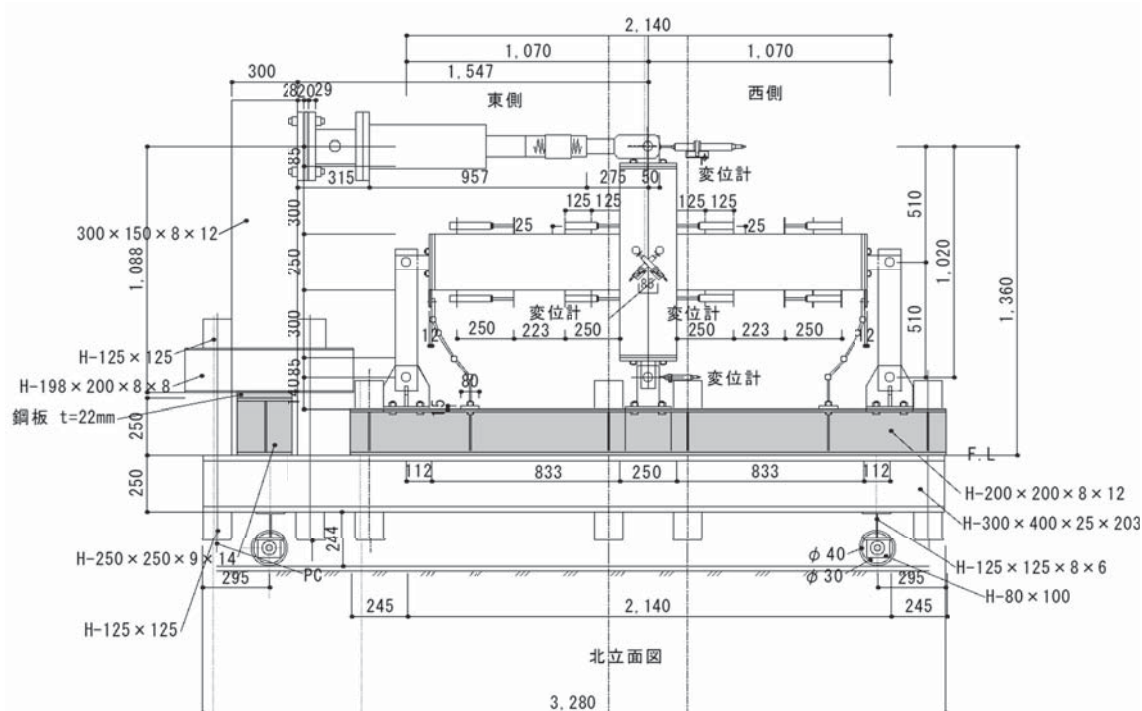


Fig. 4 Loading and measuring apparatus

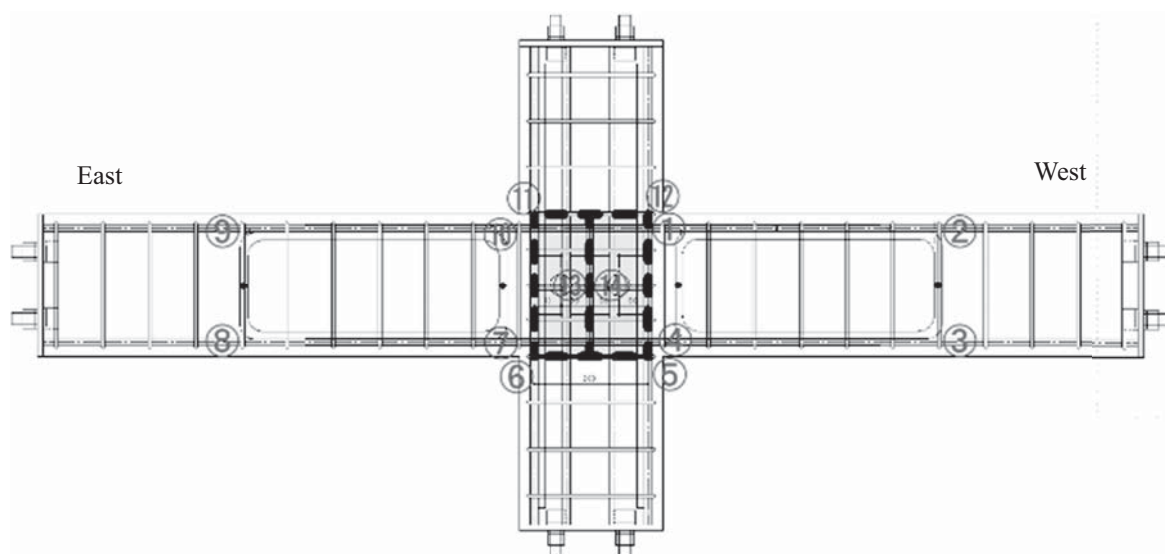


Fig. 5 Location of strain gauges in specimen No. 2

3. 実験結果

3.1 水平荷重と層間変形角の関係について

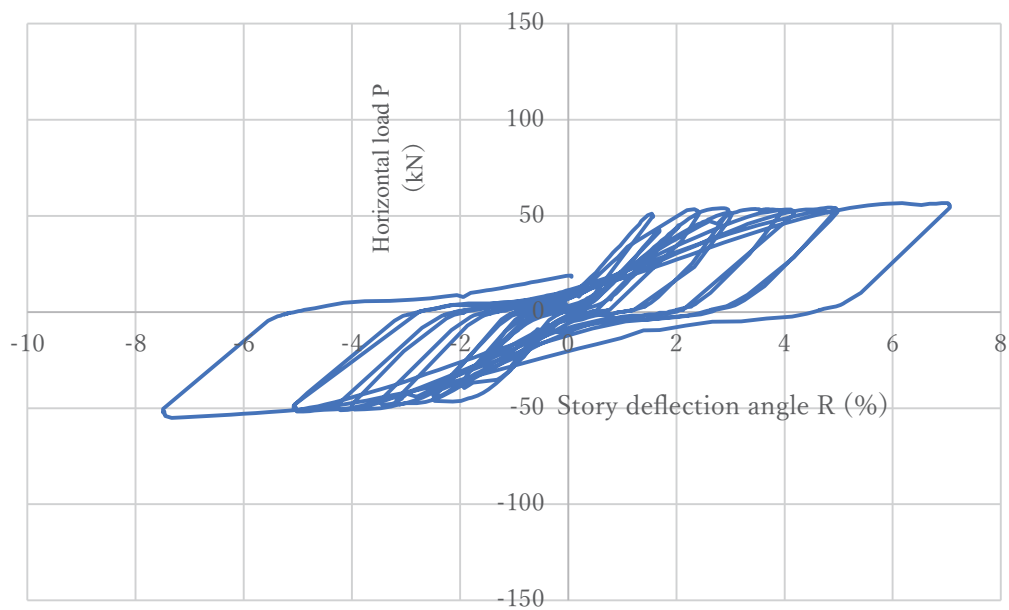
図6は水平荷重と層間変形角の関係を示す。試験体 No. 1 では、 $R=0.5\%$ で梁に曲げひび割れ、 $R=0.75\%$ で接合部にせん断ひび割れが発生した。 $R=2.0\%$ 程度で梁端部が曲げ降伏し、 $R=3.0\%$ で接合部のせん断ひび割れが拡大し $R=7.0\%$ で最大強度に達し、B型破壊（梁破壊型）と判断される。

試験体 No. 2 においては、圧縮・引張りともに $R=\pm 1.0\%$ の時に接合部せん断ひび割れ・梁に曲げひび割れが入り始めた。HR部の梁降伏は遅く、 $R=\pm 2.0\%$ で見られた。 $R=\pm 4.0\%$ の時に曲げひび割れが特に多くなり且つ大きなひびも入り始め、 $R=7.0\%$ で最大強度に達した。

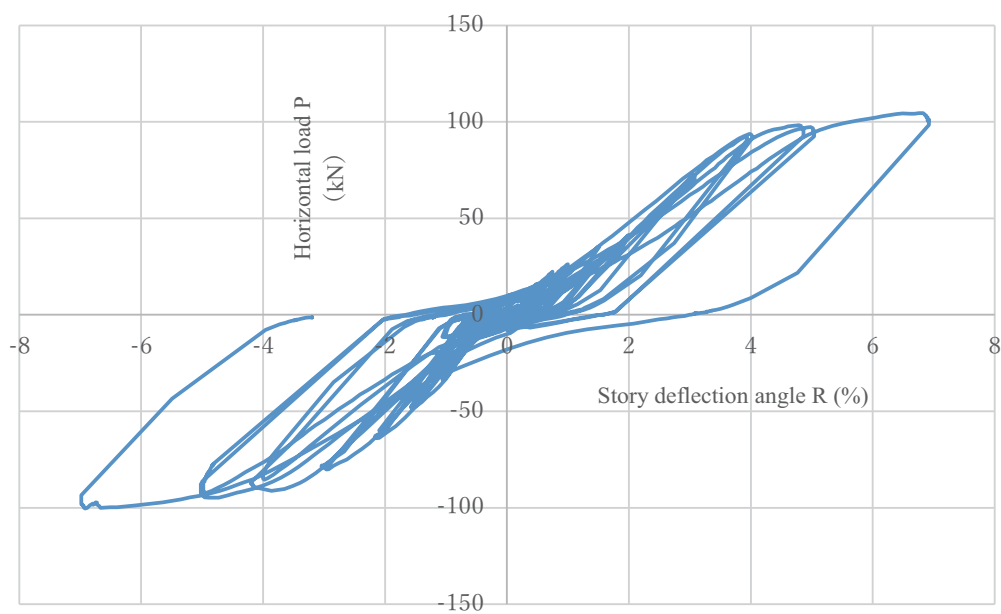
最大強度は試験体 No. 1 が53.6kN、試験体 No. 2 が105kNとなった。最大強度で比較すると1.96倍の強度が出た。梁主筋の弾性範囲は試験体 No. 1 が約 $R=1.5\%$ 、試験体 No. 2 は $R=3.0\%$ 程度となる。

以上のことから、最大耐力がほぼ倍増し、弾性範囲もほぼ倍増していることが分かる。

一方、図7は試験体 No. 1 と試験体 No. 2 の図6の荷重変形関係の包絡線を示した図である。No. 1の実験時の不備により第3象限の結果を示している。試験体 No. 1 が降伏するまでの初期剛性は、試験体 No. 2 とほとんど一致していることが分かる。これは試験体 No. 1 の梁主筋であるD10と試験体 No. 2 の高強度の梁主筋の断面積とヤング係数がほぼ同じであるためと考えられる。



(a) Specimen No. 1



(b) Specimen No. 2

Fig. 6 Horizontal load and story deflection angle relationship

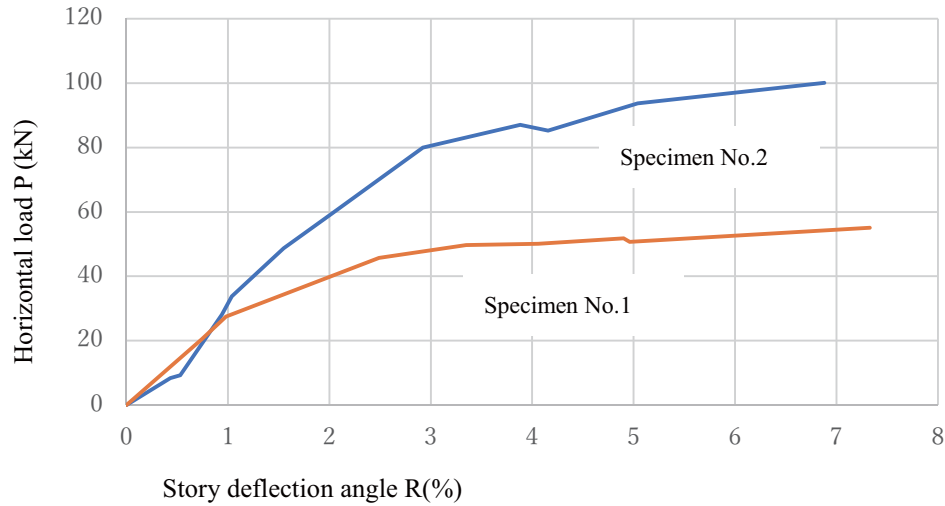


Fig. 7 Envelope of horizontal load and story deflection angle relationship

3.2 梁主筋ひずみについて

図8は、試験体 No. 2 の梁端部位置上端筋と下端筋のひずみを示している。高強度鉄筋であるため降伏ひずみは 6900μ 程度となることから、降伏していないことがわかる。

一方、図9は、試験体 No. 2 HR 部の梁主筋のひずみを示している。ここで、図5に示すひずみゲージ⑨が正常に計測できなかったことから、代わりにひずみゲージ②の結果を示している。最大荷重時に降伏ひずみは 1900μ 程度となることから、それぞれ降伏していることが確認できた。

以上のことから、試験体 No. 2 において、設計通りに HR 部に塑性ヒンジが実現できていることがわかる。

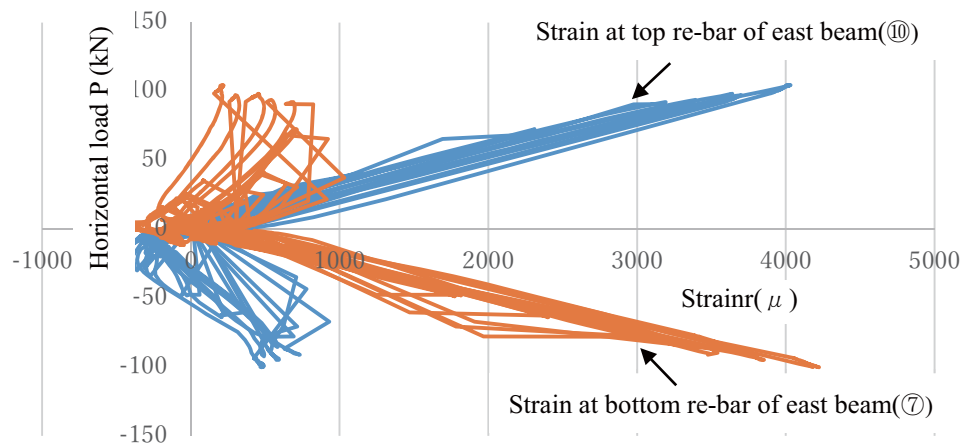


Fig. 8 Horizontal Load and strain of high strength beam bar at column face of specimen No. 2

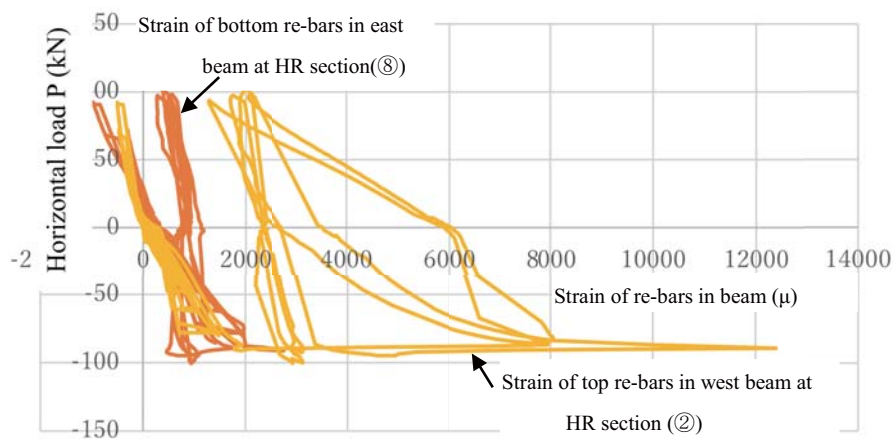
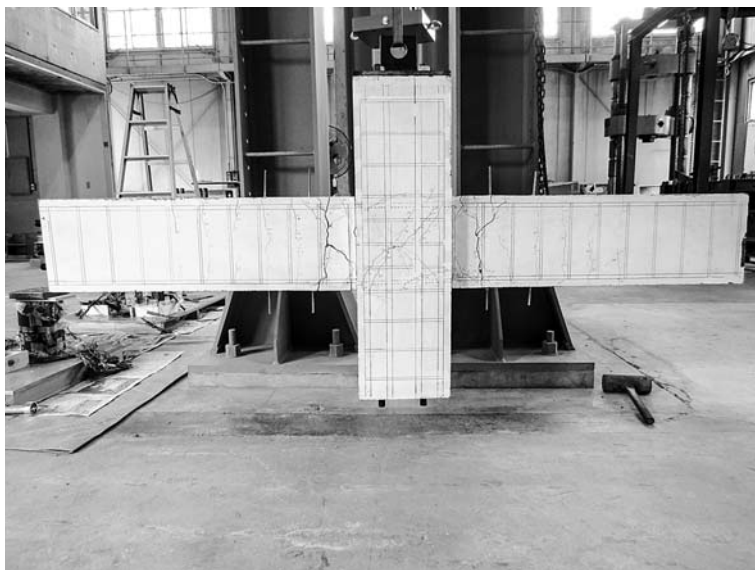


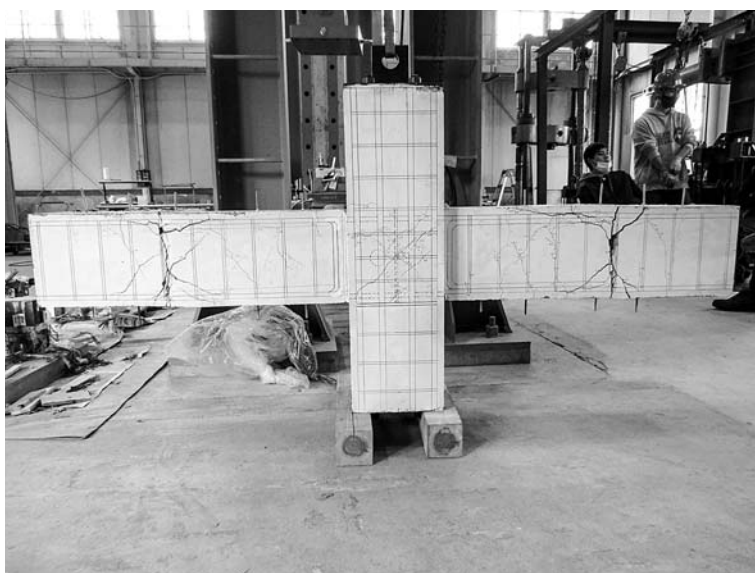
Fig. 9 Horizontal Load and strain of normal strength beam bar D10 at HR of specimen No. 2

3.3 実験後の試験体状況

写真 1 に、実験後の両試験体の損傷を示す。試験体 No. 1 では、梁端部での損傷が確認できる。一方、図 8、図 9 の結果と対応し、試験体 No. 2 では、HR 部分に、大きな曲げひび割れが確認できる。梁端部にはほとんど損傷が見られない。なお、両試験体とも、接合部パネルの損傷は軽微であった。



(a) Specimen No. 1



(b) Specimen No. 2

Photo 1 Cracks of specimens after test

4. 実験結果の考察

表3に水平荷重に関する計算結果一覧を示す。この表より、銅板および高強度鉄筋補強により、試験体 No. 2 では、接合部強度は No. 1 と比べ1.52倍、柱面位置梁曲げ強度は3.84倍の計算結果となる。水平耐力実験値は、接合部強度は No. 1 と比べ1.95倍となり、ほぼ想定通り水平耐力が倍増している。HR 位置を適切に設定し、必要なところを補強することで水平耐力をほぼ倍増させることができた。

Table 3 Comparison of horizontal strength

No. of specimens	Maximum horizontal load (kN)							
	Calculated (1)	Calculated (2)	Calculated (3)	Observed	Calc. (1)/ Calc. (2)	Calc. (1)/ Calc. (3)	Observed/ Calc. (2)	Observed/ Calc. (3)
No. 1	144	46.3	—	53.6	3.11	—	1.16	—
No. 2	220	178	92.4	105	1.23	2.38	0.59	1.13

(1) Horizontal strength of shear failure of the joint panel calculated by the equation proposed in Ref (3). Safety factor 1/0.85 is removed. Steel plate is considered for specimen No. 2.

(2) Horizontal strength of flexural strength of beams at column face calculated by the conventional simple equation ($=0.9a_s \cdot \sigma_s \cdot d$).

(3) Horizontal strength of flexural strength of beams at plastic-hinge relocated sections calculated by the conventional simple equation ($=0.9a_s \cdot \sigma_s \cdot d$).

5. 結 論

大地震時の損傷を低減することを目的に、高強度鉄筋を利用した HR 工法により、水平耐力を倍増させる RC 純フレーム構造開発のための実験を行った結果、以下の結論を得た。

- 1) 適切な位置に接合部鋼板補強と HR 工法することでフレーム構造の水平耐力を倍増させることができる
- 2) 降伏点が試験体 No. 1 では $R=1.5\%$ 、また試験体 No. 4 では $R=3.0\%$ 程度であることから、弾性範囲が強度同様に約 2 倍に広がった。
- 3) 接合部を鋼板で補強した HR 試験体は接合部損傷が軽微であった。また梁端でも壊れず HR 部に塑性ヒンジが発生した。
- 4) 従来の梁端部分の梁主筋断面積を増大する HR 工法と比べ、高強度鉄筋を用いる工法では、弾性剛性が増大しないことが確認できた。

以上の様に、このような構造物とすると、想定される大地震に対しても弾性範囲に収まり、損傷を減らすことができる。想定以上の大地震に対しては、HR 部の塑性ヒンジが機能し、効果的に地震エネルギーを吸収することになる。

謝 辞

本研究の実験については、久留米工業大学工学部建築・設備工学科上原研究室2020年度卒業研究生大森章平、本田恵悟、森山湧太、有村拓斗、上水流駿斗、柳瀬亮の各氏の卒業研究として取り組まれたものである。その試験体製作時には、久留米工業大学ものづくりセンター技術職員野口聡仁氏の協力を得た。また、2020年度、2021年度の学長裁量経費の支援を得ている。ここに記して、謝意を表す。

文 献

- (1) 福山洋ほか，“損傷低減のために袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した実大5層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験，その1～その5”，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），2016. 9，pp.209-218
- (2) 上原修一，松本豊”鉄筋コンクリート造柱梁接合部鋼板補強の実用化に関する研究，（鋼板補強を用いた大地震時損傷を低減する鉄筋コンクリート造フレーム要素の予備実験）”，久留米工業大学研究報告，No.43，2021. 3，pp.107-116
- (3) 日本建築学会，“鉄筋コンクリート造建物の靱性保障型耐震設計指針・同解説，第8章”，pp.241-277，1999年8月30日第2版