

# 論文 R C造ト形接合部を水平ハンチにより補強した場合の耐震補強性能に関する研究

上原 修一\*1・近藤 智紀\*2・山川 哲雄\*3

**要旨:** 昨年度の十字形接合部の検討に続き、耐震性能が劣るト形接合部を、鋼板、モルタルおよび PC 鋼棒で、水平ハンチ状に耐震補強した場合の性状について、実験的に検討した。特に、接合部パネル面の直接的な補強が難しいと考えられる、両方向に直交梁がある場合について検討した。その結果、提案する水平ハンチ状の補強により、接合部損傷を防止できることを確認した。また、ヒンジリロケーションの効果についても確認できた。

**キーワード:** 接合部, 耐震補強, せん断, ヒンジリロケーション, PC 鋼棒

## 1. はじめに

### 1.1 研究目的

1995年に発生した兵庫県南部地震において、新耐震設計法に基づいて設計された多くの純ラーメンのRC造架構の柱梁接合部が損傷を受けた<sup>1)</sup>。近年の地震においても、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震で柱梁接合部の損傷が少なからず見られた<sup>2)</sup>。また、2007年の改正建築基準法施行令の施行で柱梁接合部の耐震設計の必要性がより明確になり、既存RC造建築物の一定規模以上の増改築では現行法令における接合部の性能が求められる。これらの理由から、多くの既存RC造建築物で柱梁接合部の補強が必要であると考えられる。一方、筋交い補強などにより変形を小さくして、接合部の損傷を避ける方法もあるが、開口部を確保しなければならない構造物もあると考えられる。以上のことから接合部の耐震補強法の開発は必要と考えられるが、実用的な補強方法の開発は不十分である。

著者らは、耐震性能が劣る十字形接合部を、水平ハンチ状に耐震補強した場合の性状について、実験的に検討した<sup>3)</sup>。特に、接合部パネル面の直接的な補強が難しいと考えられる、両方向に直交梁がある場合について実際に直交梁を設けて検討した。その結果、提案する水平ハンチ状の補強により、接合部損傷を防止できることを確認した。また、ヒンジリロケーションの効果についても確認できた。

本報では、提案する水平ハンチ状の補強方法をRC造ト形接合部に適用した場合の有効性について検討する。

### 1.2 提案する補強方法

本報で提案する補強方法を図-1に示す。梁端部に水平ハンチを設けるもので、図に示すように梁幅を柱幅までモルタルにより増厚し、さらにその側面に鋼板を押し当ててφ13 PC 鋼棒により圧着させる工法である。水平ハ

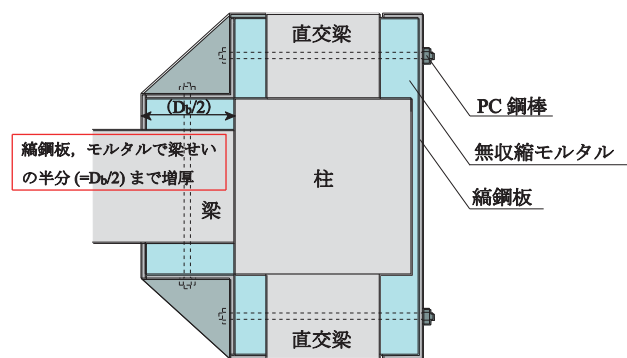


図-1 提案する補強方法

ンチの長さは梁せいの半分 ( $=D_b/2$ ) としている。この補強で、接合部の体積が増大し、梁塑性ヒンジ発生位置を柱面から補強止端部に移動させること(ヒンジリロケーション)を意図している。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

表-1に試験体一覧、表-2に試験体材料の力学的性質、図-2に試験体形状を示す。試験体は2体であり、試験体No.1は、比較用の無補強の試験体、試験体No.2はト形接合部を水平ハンチ状に補強した試験体である。現実の構造物に近づけるため、すべての試験体に床スラブを設けた。試験体の形状は、兵庫県南部地震で大きな被害を受けた集合住宅の構造体を参考にした約30%の縮小モデルとしている。床スラブは試験体の縮尺比より45mmとし、スラブ筋としてφ6を用い、シングル配筋としている。なお、試験体No.2については、梁側面鋼板を、PC 鋼棒により、その鋼棒の降伏強度下限値の85% ( $918\text{N/mm}^2$ )まで、トルク管理により締め付けた。

図-3に試験体の配筋図、図-4にひずみゲージ貼付け位置を示す。定着の効果をみるため、梁主筋のひずみを

\*1 有明工業高等専門学校建築学科教授 博士 (工学) (正会員)

\*2 有明工業高等専門学校専攻科建築学専攻 (学生会員)

\*3 琉球大学名誉教授 工学博士 (正会員)

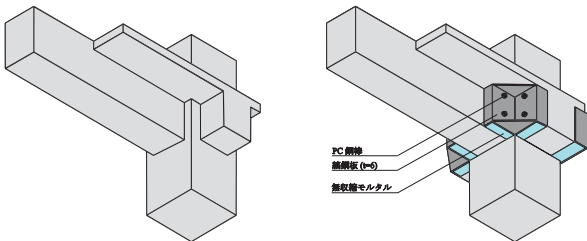
表-1 試験体一覧

番号	試験体名	試験体概要
No.1	2013-EJN1	比較用の無補強試験体
No.2	2013-EJR2	水平ハンチで補強した試験体

表-2 材料の力学的性質

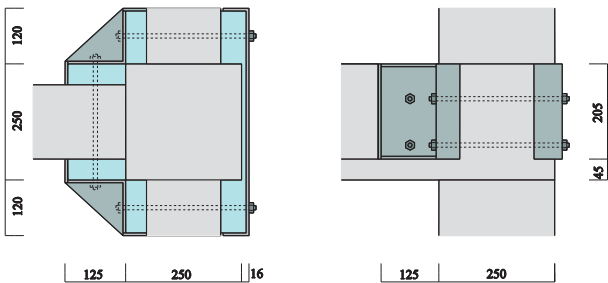
用途	呼び径、 厚さ (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )		
コンクリー	No.1	/	/	/	17.1		
	No.2				18.0		
無収縮モルタル					57.1	0.243	
帯筋, あばら筋	f 3.2				226	355	2.06
梁主筋	D 10				380	568	1.88
柱主筋	D 13	343	585	1.88			
スラブ筋	f 6	565	584	1.98			
補強鋼板*	6	312	458	1.93			
PC 鋼棒*	f13	1220	1266	2.01			

\* 試験体No. 2のみ使用



(a) 試験体 No. 1

(b) 試験体 No. 2



(c) 補強部分詳細 (試験体 No. 2)

図-2 試験体形状

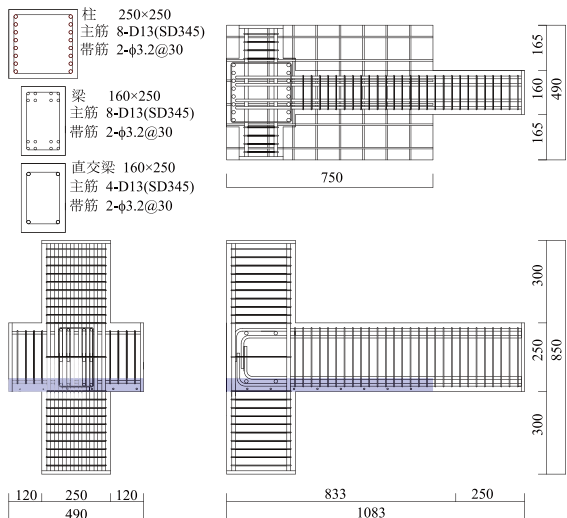


図-3 配筋図

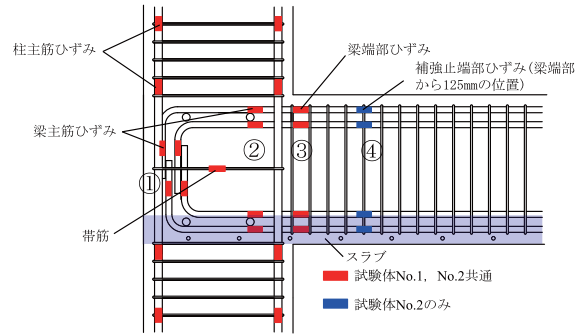


図-4 ひずみゲージ貼付位置

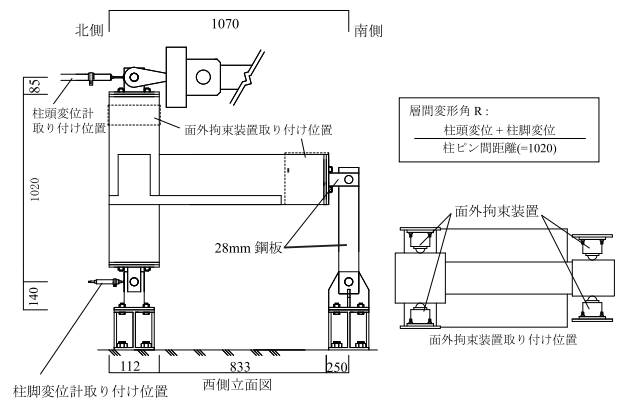


図-5 加力装置

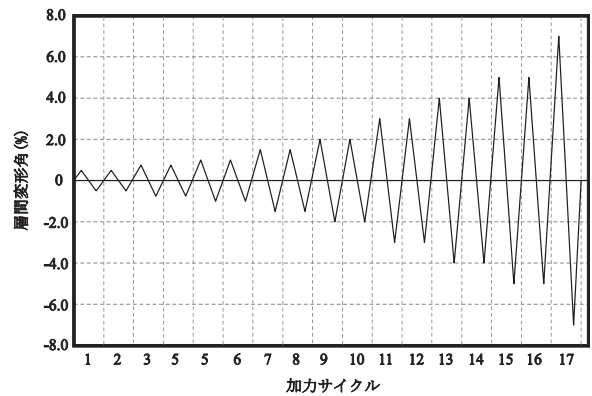


図-6 載荷履歴

梁主筋定着部および梁端部で測定した。試験体 No. 2 については補強止端部でも測定した。なお、実験では、損傷の確認を容易にするため、上下を逆にして加力している。そのため、各図では、スラブを梁下端に示している。

## 2.2 実験方法

図-5に加力装置、図-6に載荷履歴を示す。梁外端部には厚さ 28 mm の鋼板を用いて、ローラー支持となるようにしている。また、柱脚部をピン支持として、柱頭に水平力を載荷した。また、面外拘束のため、梁外端部を2箇所、柱頭部1箇所、ローラーにより支持した。軸力は加えていない。なお、損傷の確認を容易にするため、逆スラブの状態で加力した。

加力は変位制御とし、層間変形角 R(%) に関して、2回ずつ、 $\pm 0.5\%$ 、 $\pm 0.75\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 1.5\%$ 、 $\pm 2.0\%$ 、 $\pm 3.0\%$ 、 $\pm 4.0\%$ 、 $\pm 5.0\%$ まで加力した。最後に $\pm 7.0\%$ まで1回加力した。この方法は、両試験体においてR=5.0%まで共通であるが、試験体No.2についてはR=5.0%で梁がせん断破壊し強度が低下したため、R=7.0%の加力は省略した。層間変形角は、柱頭のピンと柱脚のピンの位置の水平変位の差を柱ピン距離で除して求めた。

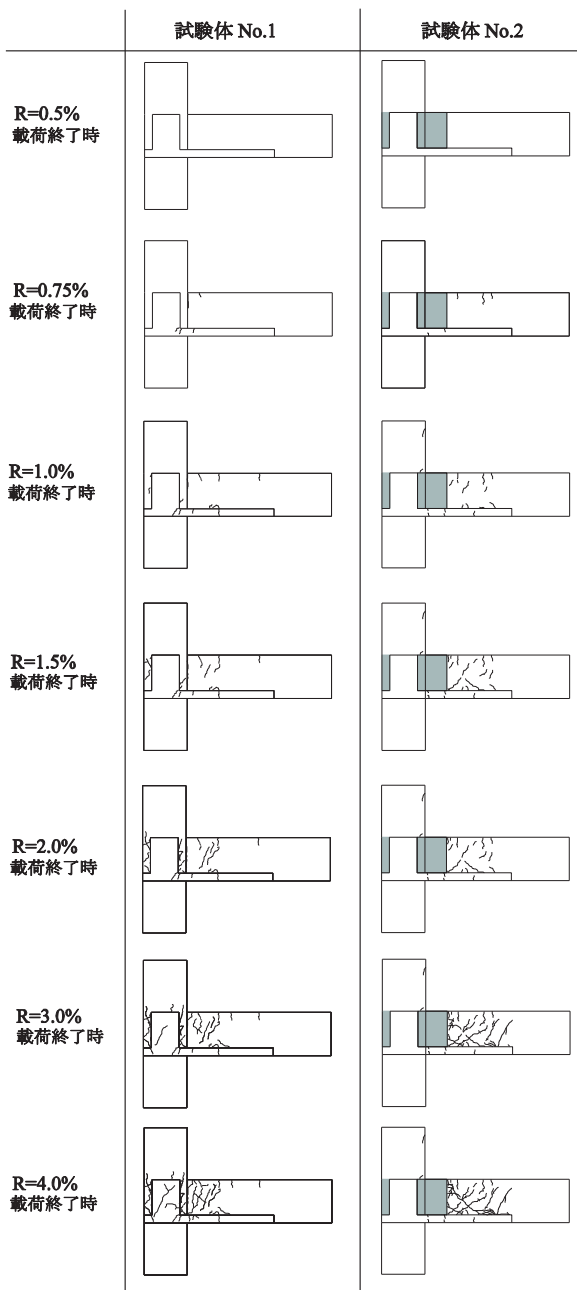


図-7 ひび割れ進展状況

### 3. 実験結果

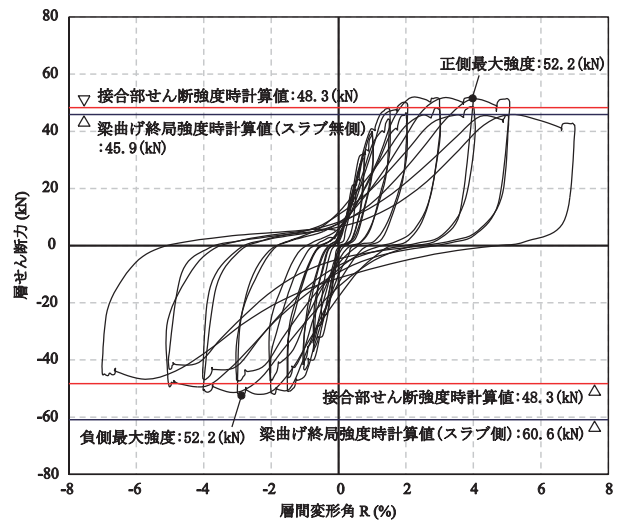
#### 3.1 破壊状況

図-7に層間変形角0.5%から4.0%までの試験体の破壊状況を示す。試験体No.1は、層間変形角0.75%までに梁および床スラブに曲げひび割れが発生した。その後、層間変形角1.0%で接合部パネルにせん断ひび割れが発生した後、層間変形角3.0%で直交梁断面に接合部パネルから派生したと思われるせん断ひび割れが発生した。

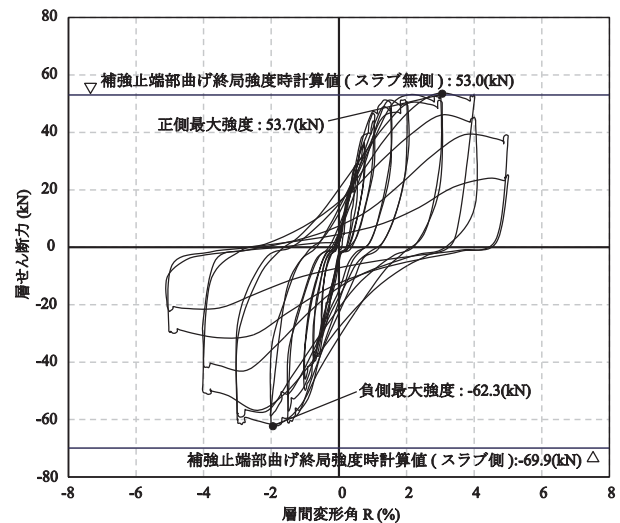
試験体No.2は、層間変形角0.75%までに梁および床スラブに曲げひび割れが発生した。その後、層間変形角1.5%で梁にせん断ひび割れが発生し、層間変形角4.0%で梁がせん断破壊した。

#### 3.2 層間変形角と層せん断力の関係

図-8に層間変形角と層せん断力の関係を示す。試験体No.1では、層間変形角-3.0%で負側(スラブ引張時)最大強度(=52.2 kN)に達し、層間変形角4.0%で正側(スラブ圧縮時)最大強度(=52.0 kN)に達した。試験体No.2



(a) 試験体 No. 1 (補強なし)



(b) 試験体 No. 2 (補強あり)

図-8 層間変形角と層せん断力の関係

は、層間変形角 -2.0% で負側最大強度 (=62.3 kN) に達し、層間変形角 3.0% で正側最大強度 (=53.7 kN) に達した。その後、層間変形角 4.0% で梁がせん断破壊したため、耐力が低下した。図中に曲げ終局強度計算値と接合部せん断強度計算値を示している。これらの計算方法は、後の表-4 に示している。

両試験体の最大強度について比較すると、正側（スラブ圧縮側）では上昇していないが、負側（スラブ引張時）では約 20% の強度上昇が見られた。図-8 中の計算値に示すように、試験体 No.1 では、正側（スラブ圧縮時）では梁降伏先行型、負側（スラブ引張時）では接合部破壊先行型と考えられる。試験体 No.2 は、正負とも補強止端部付近での梁曲げ降伏先行型と考えられる。梁曲げ降伏先行の場合、ヒンジリロケーションにより、水平耐力は 15% 増大する計算となるが、試験体 No.1 の正側（スラブ圧縮時）においては柱の拘束などにより、曲げ強度がすでに増大していること、一方で、負側（スラブ引張時）では、接合部破壊型から、補強止端部付近での梁曲げ降伏先行型に移行したため、強度が増大したものと考えられる。しかし、補強止端部断面の曲げ強度を 11% 下回っている。これは、梁幅面を補強していないため、塑性ヒンジが、補強内部に侵入しているためではないかと考えている。履歴性状は、試験体 No.1 はスリップ性状を示したが、補強した試験体 No.2 は R=4.0% までは改善が見られる。

### 3.3 エネルギー吸収能力

図-9 にエネルギー吸収量と層間変形角の関係を示す。エネルギー吸収能力は、それぞれ一回目のループを数値積分して求めている。試験体 No.2 では層間変形角 4.0% で梁がせん断破壊したため、層間変形角 5.0% までの値としている。

層間変形角 4.0% での比較をすると、試験体 No.2 では試験体 No.1 に比べ、約 2 倍程度までエネルギー吸収量が増しており、補強の効果であると考えられる。

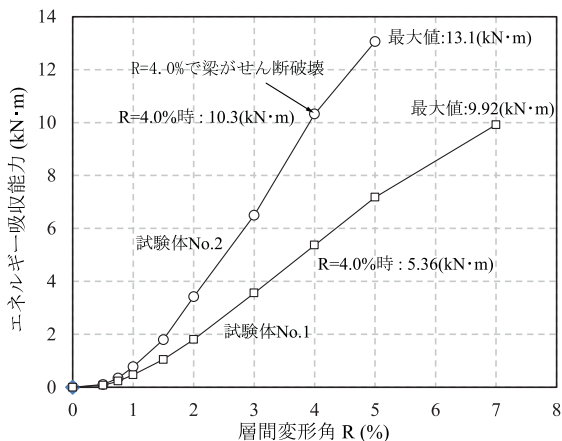


図-9 エネルギー吸収能力

表-3 梁主筋降伏時の層せん断力と層間変形角

段数	梁主筋ひずみゲージ位置			
	①	②	③	④
1	No.1	51.9 (4.0)	46.9 (1.50)	-
	No.2	未降伏	50.2 (1.50)	48.3 (1.00)
2	No.1	51.5 (3.0)	48.0 (1.50)	-
	No.2	未降伏	50.2 (1.50)	50.2 (1.50)
3	No.1	未降伏	-52.1 (-3.0)	-
	No.2	未降伏	-62.1 (-2.0)	-56.6 (-1.5)
4	No.1	-45.46 (-4.0)	-50.4 (-4.0)	-
	No.2	未降伏	-56.7 (-1.5)	-51.0 (-1.5)

( )内数字は層間変形角

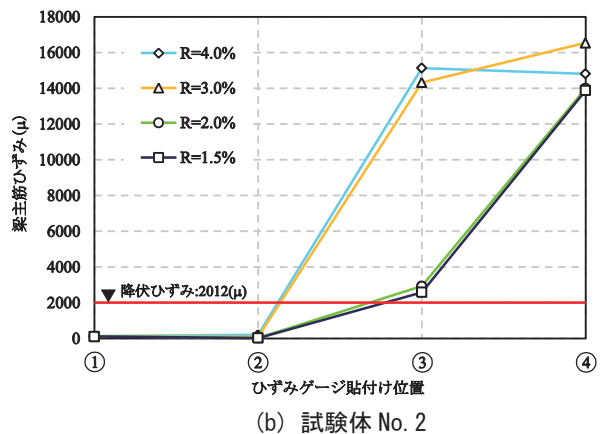
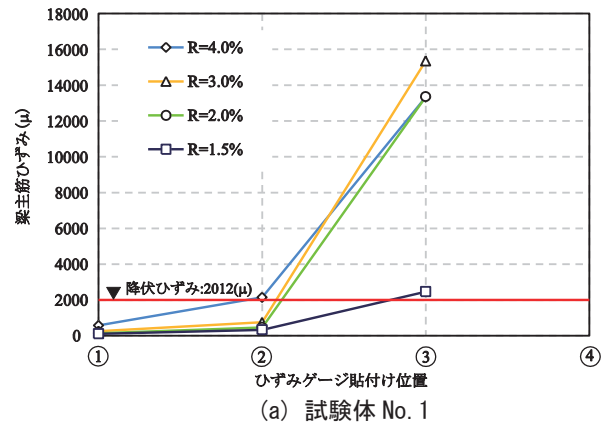
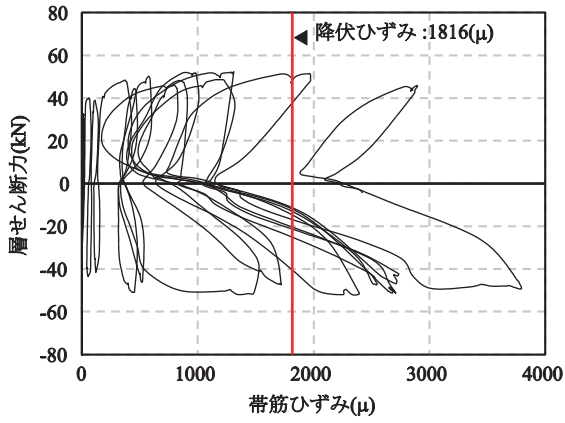


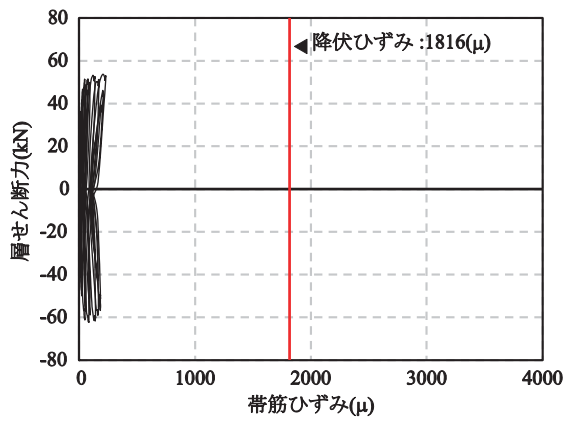
図-10 ひずみゲージ貼付位置と梁主筋ひずみの関係

### 3.3 梁主筋ひずみと層間変形角および層せん断力

表-3 に梁主筋降伏時の層せん断力と層間変形角の一覧、図-10 にひずみゲージ貼付位置と梁主筋ひずみの関係を示す。表-3、図-10 のひずみゲージ番号および段数は図-4 と対応する。表-3 よりゲージ②（接合部内）の位置では、試験体 No.1 は層間変形角 3.0 から 4.0 で降伏しているのに対し、試験体 No.2 はすべてのゲージが未降伏であった。これは、補強により接合部の変形が抑制されたためと思われる。また、試験体 No.2 のゲージ③（梁端部）およびゲージ④（補強止端部）を比較すると、④の位置のほうが早期に降伏ひずみに達している。さらに、図-10 よりゲージ③の位置についてみると、試験体 No.1 のほうが早期に大きなひずみを生じていること



(a) 試験体 No. 1



(b) 試験体 No. 2

図-11 水平荷重と接合部帯筋ひずみの関係

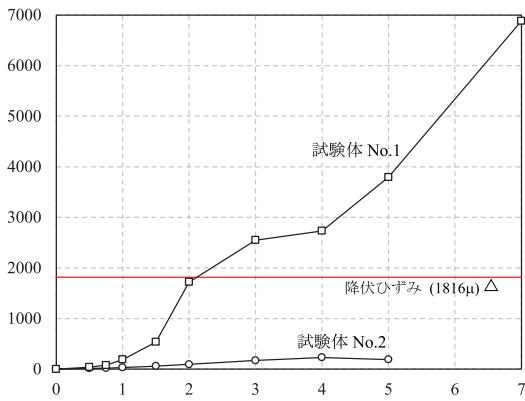


図-12 層間変形角と帯筋ひずみの関係

が分かる。これらのことからヒンジリロケーションの効果が伺える。

### 3.4 帯筋ひずみと層せん断力および層間変形角の関係

図-11 に帯筋ひずみと層せん断力の関係、図-12 に帯筋ひずみと層間変形角関係を示す。試験体 No. 1 は層間変形角 3.0% で降伏ひずみに達した。試験体 No. 2 は終局時まで、降伏していない。補強した試験体 No. 2 では試験体 No. 1 と比較して小さなひずみとなっていることから、接合部の変形が抑制されたと思われる。

### 3.5 実験後の試験体

写真-1 に各試験体の実験後の破壊状況を示す。試験

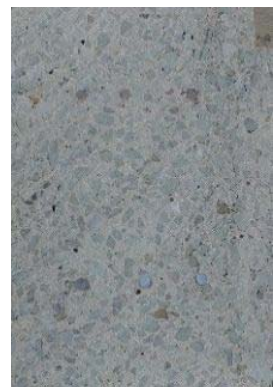


(a) 試験体 No. 1



(b) 試験体 No. 2

写真-1 実験後の試験体



(a) 試験体 No. 1

(b) 試験体 No. 2

写真-2 実験後の接合部内部

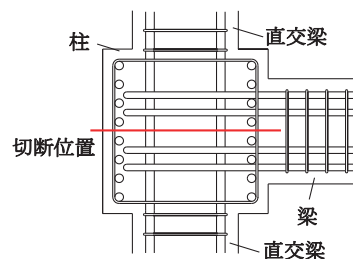


図 13 実験後切断位置

表-4 層せん断力と計算結果一覧

試験体番号	V <sub>exp</sub> : 実験時 最大層せん断 耐力 (kN)	層せん断力計算値 (kN)			実験値 / 計算値			
		V <sub>j</sub> : 接合部せん 断強度時 <sup>*1</sup>	V <sub>bc</sub> : 梁端部終局 曲げモーメント時 <sup>*2</sup>	V <sub>br</sub> : 補強止端部終局 曲げモーメント時 <sup>*3</sup>	V <sub>exp</sub> / V <sub>j</sub>	V <sub>exp</sub> / V <sub>bc</sub>	V <sub>exp</sub> / V <sub>br</sub>	
No. 1	スラブ圧縮時	52.2	48.3	45.9	-	1.08	1.14	-
	スラブ引張時	-52.2		-60.6		1.08	0.86	-
No. 2	スラブ圧縮時	53.7	80.2	-	53.0	0.67	-	1.01
	スラブ引張時	-62.3		-69.9		0.78	-	0.89

\*1 靱性保証型設計指針<sup>4)</sup>による強度。補強した No.2 については、接合部せん断面の長さが補強止端部まで拡張するとして評価した。さらに、柱の設計用せん断力と接合部耐力の関係式<sup>5)</sup>を用いて層せん断力を算定した。

\*2 曲げ強度略算式(スラブ筋考慮)による強度を用いて、梁のせん断力を算出し、モーメントの釣合いから層せん断力を算定した。

\*3 補強止端部(梁端から 125mm)の位置で曲げ降伏する(スラブ筋考慮)として\*2と同様に層せん断力を算定した。

体 No.2 に関しては、補強の鋼板とモルタルを除去した後の写真となっている。表-3, 図-10 および図-11 で示したように、試験体 No.1 では接合部パネルが大きな変形を受けていたと考えられる。そのため、写真-1 (a) に示すように、接合部パネルから派生したと思われる大きなせん断ひび割れが直交梁断面に確認できた。表-3, 図-10 および図-11 に示すように補強によって接合部パネルの変形を抑制できていると考えられる。そのため、損傷が補強止端部に集中し、接合部、直交梁は大きな損傷を受けていないと考えられる。

写真-2 に接合部内の破壊状況を示す。直交梁により接合部パネルの損傷を目視により確認できないため、接合部内部を切断し損傷状況を確認した。切断した位置を図-13 に示す。試験体 No.1 では写真-2(a) に示すように接合部内のコンクリートは顕著な損傷が確認できる。補強した試験体 No.2 では写真-2(b) に示すようにせん断ひび割れは認められたが、コンクリートの圧縮破壊は認められなかった。これらのことから、提案する補強方法で接合部の損傷を効果的に抑制できていることが分かる。

### 3.6 実験値と計算値の比較

表-4 に層せん断力に関する計算結果一覧を示す。実験値と計算値を比較すると、試験体 No.1 については、スラブ引張時、最大強度時に梁主筋は降伏しておらず、また梁曲げ強度より接合部強度が小さいことから接合部破壊しているものと考えている。一方、試験体 No.2 のスラブ引張時時の曲げ強度は、補強止端部曲げ強度に達していない。これは、梁幅面を補強していないため、塑性ヒンジが補強止端部よりやや内側まで進展しているためと考えている。このように、スラブ引張時の曲げ強度はやや小さいが、同一層では1か所の現象であることから、層全体に及ぼす影響は少ないと考えている。補強することにより、少なくとも柱面位置での曲げ強度は確保でき、

かつ接合部破壊は防止できている。

## 4. 結論

耐震性能が劣るト形接合部を、鋼板、モルタルおよび PC 鋼棒で水平ハンチ状に補強した場合の性状について、実験的に検討した。その結果、以下の事項が明らかとなった。

- (1) 提案する補強方法で、直交梁のあるト形接合部でも接合部の損傷を抑制できる。
- (2) 提案する補強方法で、ヒンジ発生位置を補強止端部近傍に移動できる。

## 謝辞

本実験は、有明高専の小山智久、櫻木卓矢、田中弘毅、堤直斗の各氏の卒業研究の一環として行ったものである。実験にあたっては、有明高専技術職員松原征男氏、平田裕次氏の助力を得た。ここに記して謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計 - 特徴的被害の原因と設計への提案 - 第 II 編, 1998 年
- 2) 沖原佳祐, 塩原等：東北地方太平洋沖地震において被災した RC 造建物の柱梁接合部の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp.723-724, 2012 年 8 月
- 3) 近藤智紀, 上原修一, 山川哲雄：床スラブと直交梁のある十字形接合部を水平ハンチにより補強した場合の耐震補強性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集 第 35 巻, pp289-294, 2013 年 7 月
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説 第 8 章, pp241-277, 1999 年
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp150-198, 2010 年 2 月