

論文 引張軸力を作用させた柱 RC 梁 S 混合構造接合部の実験的研究

濱田 真^{*1}・吉松賢二^{*2}・渡邊信也^{*3}・佐藤玲圭^{*4}

要旨：本論文は、柱 RC 梁 S 混合構造の接合部において、柱に引張軸力が作用した場合の構造特性について述べたものである。引張軸力下における接合部せん断耐力の確認を目的として、接合部耐力を可能な限り弱くした十字形試験体の静的載荷実験を行った。実験の結果、引張軸力下における接合部せん断耐力を明確には確認することは出来なかったが、引張軸力下における接合部の挙動を把握することができた。

キーワード：混合構造, 柱梁接合部, 引張軸力, 接合部せん断耐力

1. はじめに

接合部せん断耐力に及ぼす要因として、鉄筋コンクリート構造(以下、RCと略)では¹⁾、コンクリート強度が最も支配的であることから、接合部への入力せん断力を接合部コンクリート平均せん断応力により制限する方法を採用している。一方、鉄骨鉄筋コンクリート構造(以下、SRCと略)では²⁾、鉄筋コンクリートパネルと鉄骨ウェブパネルを累加する評価式となっている。RC、SRCのいずれも評価式とも作用軸力による影響項は含まれていない。筆者らは既報告^{3), 4)}において、一般化累加を用いて柱 RC 梁 S 構造の接合部せん断耐力を柱軸力と連動させた形で評価する方法を示した。この評価方法によると、高圧縮軸力域あるいは引張軸力域では接合部耐力が低下する結果が導かれた。そこで本論文では、一般化累加による接合部せん断耐力(以下、累加耐力と略)評価の妥当性を検討するため、柱に引張軸力を作用させた柱 RC 梁 S 混合構造の十字形部分架構実験を行ったので報告する。

一般に柱梁接合部(十字形・ト字形)の部分架構実験を行う際、柱に引張軸力を作用させると接合部せん断破壊よりも柱の曲げ破壊が先行することが多い。図-1に既報告⁵⁾のS-1試験体について、累加耐力とともに柱の曲げ終局耐力とその柱がヒンジ部材の場合の軸力制限範囲¹⁾を加えたものを示す。軸力制限範囲を柱に作用する通常の軸力と考えれば、この範囲における累加耐力は、圧縮(正)側では耐力低下域となっていないが、引張(負)側では耐力低下域となっている。そこで本実験では、累加耐力が軸力制限範囲において低下域となっている場合、すなわち柱に引張軸力を作用させた場合の部分架構実験を行うことにより、引張軸力下における接合部

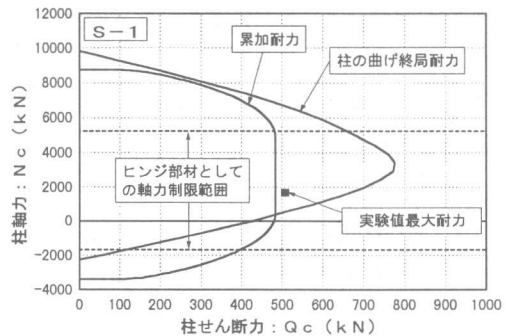


図-1 柱軸力と柱せん断力の関係

2. 実験概要

2.1 実験計画

- * 1 (株)熊谷組 技術研究所 建築構造研究グループ 工修 (正会員)
- * 2 (株)熊谷組 建築本部 建築技術開発部 工修
- * 3 (株)熊谷組 エンジニアリング・設計本部 構造設計部
- * 4 (株)熊谷組 北関東支店 建築部

せん断耐力および接合部の挙動について検討するものとした。

2.2 試験体

試験体は十字形接合部1体である。柱断面および梁断面は既報告の実験⁵⁾と同じとし、ある引張軸力に対してRC柱の曲げ耐力(引張主筋降伏時)と累加耐力がほぼ等しくなるように設計した。表-1に試験体の諸元を、図-2に試験体形状および配筋を示す。一般化累加による接合部せん断耐力を小さくするために、せん断補強筋は柱部分のD13に対して接合部内をD6と細く、また鉄骨ウェブについても梁部分の $t=9\text{mm}$ に対して接合部内を $t=3.2\text{mm}$ と薄くした。さらに梁から接合部に入力させるせん断力を大きくするために十字形架構とした。

2.3 実験方法

図-3に加力装置を示す。試験体の柱と梁を床に寝かせた状態で反力床壁に設置した。柱の反曲点位置を支承でローラー支持した後、柱に引張軸力を作用させた。引張軸力は、柱主筋を溶接定着させた鋼製アタッチメントに軸力用アクチュエーターを取り付けて導入した。そして、水平力は梁加力用アクチュエーターを逆対称に動かすことにより与えた。図-4に荷重履歴を示す。柱反曲点位置に対する層間変形角(R)で制御し、 R を順次漸増させた。なお、柱に作用させる引張軸力は、表-2に示したコンクリートおよび鋼材の材料試験結果に基づき算定した柱主筋降伏耐力と累加耐力が等しくなるような引張軸力($N=-981\text{kN}$)を求め荷重し、水平加力中は一定に保つようにした。

3. 実験結果および検討

3.1 破壊経過および荷重変形関係

図-5に層間変形角 $1/50\text{rad}$ 時のひび割れ発生状況を、図-6に層せん断力(Q)と層間変形角(R)の関係を示す。

柱に引張軸力を導入した際、輪切り状の引張ひび割れが約 30cm 間隔で発生した。 $R=1/200\text{rad}$ のループまでは、柱、梁、接合部ともほぼ弾性

表-1 試験体の諸元

柱	コンクリート設計基準強度	21 N/mm^2
	断面 $B \times D$	550×550 mm
	主筋	配筋・材類 12-D25(SD345)
	せん断補強筋	配筋・材類 2-D13@100(SD295)
梁	梁せい	500 mm
	梁幅	200 mm
	ウェブ厚(材種)	9 mm(SS400)
	フランジ厚(材種)	25 mm(SS400)
	FBP	厚さ・幅 $t=9\text{ mm} \cdot W=240\text{ mm}$
接合部	せん断補強筋	配筋・種類 2-D6@100(SD295)
	鉄骨ウェブ	ウェブ厚 3.2 mm
支圧域	せん断補強筋	配筋・種類 4-D13@75(SD295)

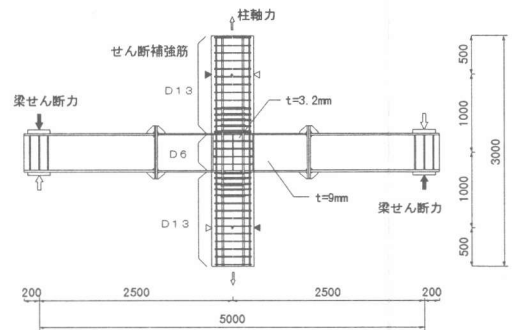


図-2 試験体形状および配筋

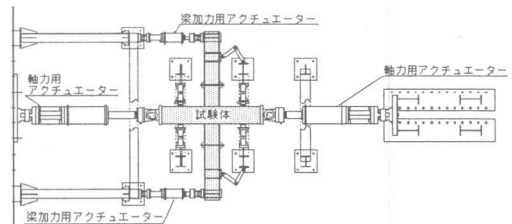


図-3 加力装置

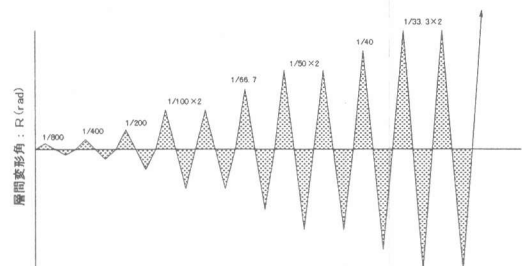


図-4 荷重履歴

表-2 材料試験結果

コンクリート圧縮強度	22.4	N/mm^2
柱主筋の降伏強度	407.0	N/mm^2
接合部内のせん断補強筋降伏強度	347.2	N/mm^2
接合部内の鉄骨ウェブ降伏強度	268.7	N/mm^2
梁フランジの降伏強度	267.7	N/mm^2
梁ウェブの降伏強度	297.1	N/mm^2

挙動を示していたが、 $R=1/100\text{rad}$ のループにおいて正負とも剛性が低下しており、架構として降伏域に入ったものと思われる。そして $R=1/67\text{rad}$ のループから $Q=0\text{ kN}$ 近傍でのスリップ現象が表れており、逆S字形のエネルギー吸収能の少ない荷重変形関係を示していた。変位振幅を大きくしても耐力低下はみられず、梁加力用アクチュエーターのストロークの限界、正方向では $R=+1/28\text{rad}$ まで、負方向では $R=-1/22\text{rad}$ まで耐力が上昇し続けた。 $R=1/50\text{rad}$ と $R=1/33\text{rad}$ のループの繰り返しにおいて、1回目の耐力に比べて2回目の耐力が大きく低下していた。この耐力低下と $Q=0\text{ kN}$ 近傍でのスリップ現象は、写真-1に示すように梁鉄骨フランジがRC柱を支圧することにより生じたギャップに起因していると考えられる。すなわち、このギャップが閉じるまではコンクリートの圧縮抵抗が生じないため、梁鉄骨がRC柱に対してすべってしまい、耐力が上昇しないと考えられる。柱に圧縮軸力が作用していればギャップは閉じてコンクリートが圧縮抵抗することにより、すべりが少なくなると思われるが、本実験のように引張軸力が作用している場合は、ギャップが開いたままであるため、さらにすべりを助長していると思われる。

3. 2 ひずみ性状

図-7に梁鉄骨フランジのひずみ分布を示す。梁フランジのひずみ分布は上フランジについて示したが、いずれの位置でも降伏ひずみには達していなかった。そのため $Q-R$ 関係における架構の降伏は、梁降伏によるものではないことが分かる。

図-8に柱主筋軸方向のひずみ分布を示す。引張軸力を導入した時点のひずみ分布は、他の主筋位置でもほぼ同様な分布を示しており、柱断面に対して均一に軸力が作用していることが確認できている。変位振幅の増大に伴い、弾性挙動を示した $R=1/200\text{rad}$ までは、断面の引張側では引張方向へ、圧縮側では圧縮方向へひずみが伸展しているが分かる。次の $R=1/100\text{rad}$ の

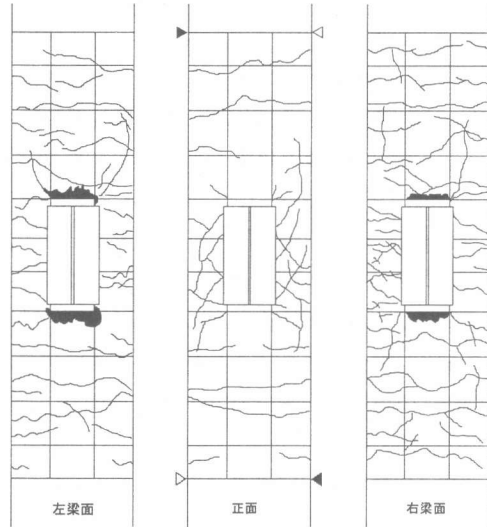


図-5 $R=1/50\text{rad}$ 時のひび割れ発生状況

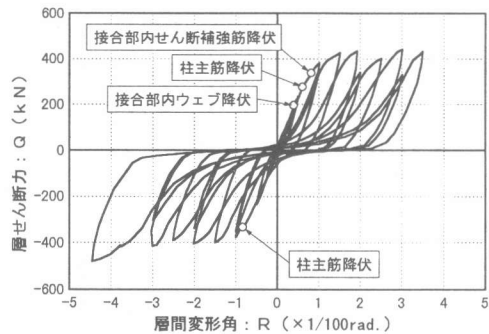


図-6 層せん断力-層間変形角関係

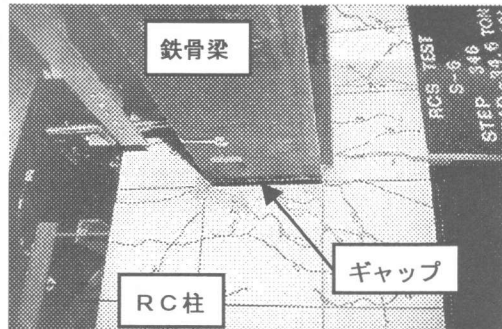


写真-1 S梁とRC柱のギャップ

ループ途中で、柱の危険断面位置(上下フランジ面)で引張側が降伏ひずみを越えると、圧縮側のひずみも引張側へシフトしているのが分かる。これは引張主筋が降伏したため、接合部内において柱主筋の付着劣化が生じているためだと思われる。

図-9にせん断補強筋のひずみ分布を示す。端部の2点は柱内のせん断補強筋(D16)で、中間の4点(S1~S4)が接合部内のせん断補強筋(D6)である。接合部内のせん断補強筋4本はいずれも $R=1/100rad.$ のループ途中で降伏ひずみに達しているのが分かる。

図-10に接合部内ウェブ($t=3.2mm$)に貼付した3軸ゲージより求めたせん断応力度分布を示す。ウェブ中央部が山となる応力度分布を示しており、 $R=1/200rad.$ の途中でせん断降伏強度($\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$)に達しているのが分かる。

これらの柱主筋降伏、接合部内せん断補強筋降伏、接合部内ウェブ降伏の生起点を図-6のQ-R関係上にプロットした。降伏の生起順は、先ず $R=1/200rad.$ のループでウェブ降伏、次に $R=1/100rad.$ のループで主筋降伏、そしてせん断補強筋降伏であった。

3.3 接合部のせん断変形および柱の軸伸び

図-11に層せん断力(Q)と接合部のせん断変形角(γ)の関係を、図-12に柱の軸伸び(δ)と層間変形角(R)の関係を示す。同図内にも上記の各降伏の生起点を記した。なお、 γ の測定は接合部に配した4本のボルトの位置と測定フレームとの水平および鉛直方向の相対変位から求め、 δ の測定は柱の支点間距離の相対変位としたので、 δ には接合部の柱軸方向の伸びも含まれている。

Q- γ 関係をみると、正負両方向とも $R=1/200rad.$ のループから $R=1/100rad.$ のループへ移行する時、剛性が低下しているのが分かる。これは $R=1/200rad.$ のループにおいてウェブが降伏し、さらに接合部コンクリートにせん断ひび割れが発生していたためである。正方向では $R=1/100rad.$ のループにおいて、柱主筋の降伏後

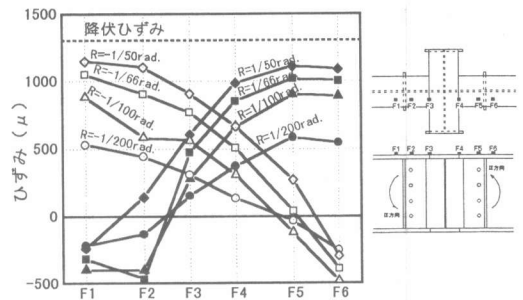


図-7 梁フランジのひずみ分布

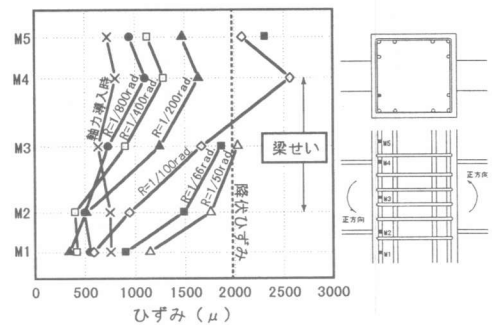


図-8 柱主筋のひずみ分布

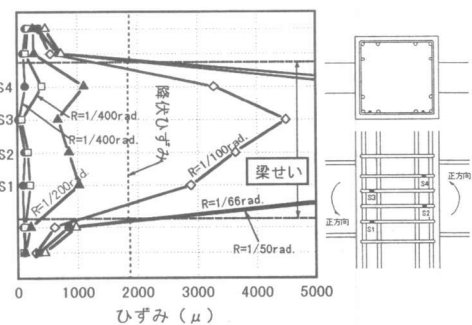


図-9 せん断補強筋のひずみ分布

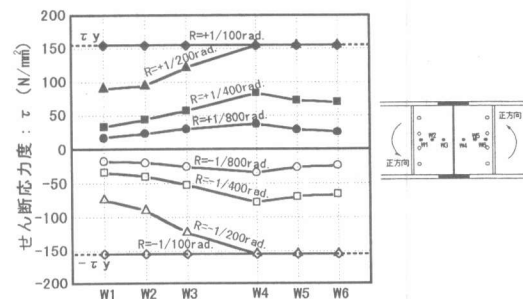


図-10 接合部内ウェブのせん断応力度分布

γ が増加し始め、せん断補強筋が降伏するとさらに γ が急増している様子が分かる。これに対して負方向では柱主筋が降伏しても γ の増大は小さく、必ずしも柱主筋の降伏が γ 増大の直接原因となっていないと思われる。 $R=1/100\text{rad.}$ 以降では、変位振幅の増大に伴い γ も増大するのみであった。このことからウェブおよびせん断補強筋の降伏が γ の増大の直接原因であると考えられる。また $Q=0\text{kN}$ でのスリップ現象がみられることから、接合部の変形($Q-\gamma$ 関係)が架構の変形($Q-R$ 関係)に大きく影響を及ぼしていると考えられる。

$\delta-R$ 関係では、引張軸力を導入した時点で 1.3mm 程度の軸伸びが生じていた。柱主筋降伏以前は、軸伸びがあまり大きく伸展していないが、柱主筋降伏後では変位振幅の増大に伴い軸伸びも大きく伸展していた。

以上の破壊性状、ひずみ性状、履歴性状より、試験体の破壊モードは柱の曲げ破壊と接合部破壊が混在したものと考えられる。しかしながら、本試験体のように接合部せん断耐力を柱および梁耐力に対して極端に弱くした非現実的な場合でも、 $Q-R$ 関係において顕著な耐力低下を示さなかったのは、接合部が柱と梁により拘束を受けているため、柱や梁部材のせん断破壊のように脆性的な破壊が生じなかったためだと考えられる。

4. 接合部耐力の検討

図-1.3に正負両方向について、変形角の増大に伴う実験値の推移と累加耐力、SRC規準、SRC規準

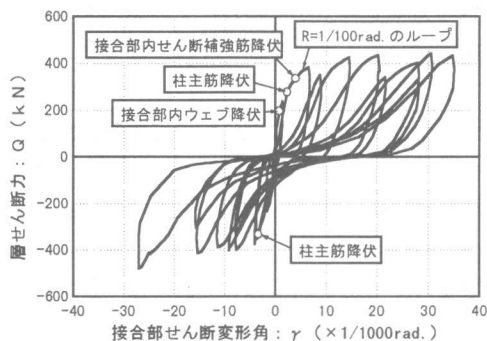


図-1.1 層せん断力—接合部せん断変形角関係

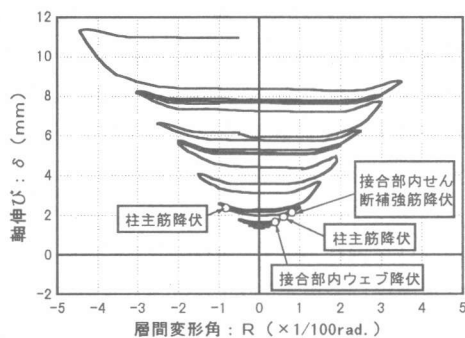


図-1.2 柱の軸伸び—層間変形角関係

表-3 実験値と計算値の比較

		柱せん断力: Q_c (kN)	
		正方向	負方向
実験値	柱主筋降伏	275.7	-333.4
	$R=\pm 1/50\text{rad.}$ 時	435.2	-403.1
	$R=1/28\text{rad.}$ と $R=-1/22\text{rad.}$ 時	442.0	-478.6
計算値	柱1段筋降伏	363.8	-363.8
	柱曲げ終局	456.0	-456.0
	累加耐力	396.2	-396.2
	SRC規準式	488.4	-488.4
	0.93SRC	454.0	-454.0

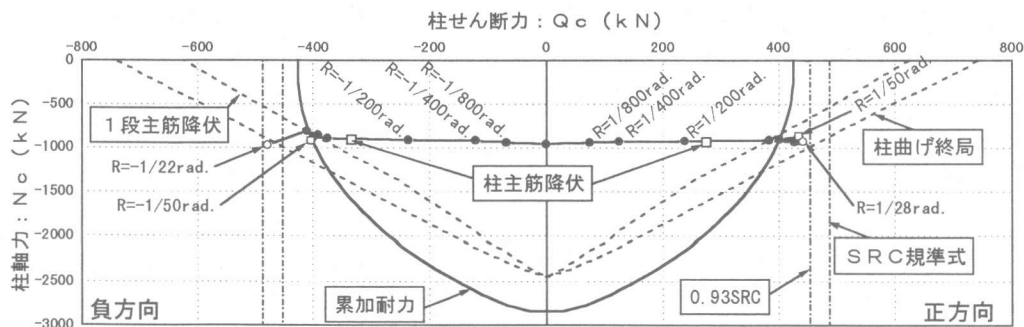


図-1.3 柱軸力—柱せん断力関係

による接合部せん断耐力，平面保持を仮定した断面解析によるRC柱の1段主筋降伏と曲げ終局耐力を柱軸力(N_c)と柱せん断力(Q_c)との関係で示す。正負両方向において実験値の軸力の推移をみると，若干変動があるものの水平加力中ほぼ一定に保持できていたことが確認できる。 $R=1/100\sim 1/28rad.$ と $R=-1/100\sim -1/30rad.$ の実験値は，計算値の1段主筋降伏耐力線と累加耐力線の交点近傍に Q_c が停滞しているが， $R=-1/22rad.$ で Q_c が上昇しているのが分かる。これは降伏していた柱主筋がひずみ硬化域に入ったためだと思われる。表-3に実験値と $N_c=981kN$ 時の計算値を示す。実験値の柱主筋降伏は計算値の1段主筋降伏と対応するが，計算値に対する実験値の比は正方向が76%，負方向が92%であり，実験値が計算値よりも小さくなっている。これは実験では引張軸力により輪切り状のひび割れが生じているのに対して，計算では平面保持を仮定しているため，ひび割れの影響を考慮できていないためである。 $R=\pm 1/50rad.$ 時の実験値と計算値を比較すると，実験値は累加耐力を上回っているが，柱曲げ終局とSRC規準式よりは小さくなっている。 $R=1/28rad.$ 時の実験値は柱曲げ終局に達していないが， $R=-1/22rad.$ 時の実験値は柱曲げ終局を上回っている。これは前述したように負方向では主筋がひずみ硬化域に達したが，正方向では載荷できた最大層間変形角が負方向に比べて幾分小さいこともあり，主筋がひずみ硬化域に達しなかったためだと思われる。本混合構造の接合部せん断耐力は，SRC規準式に耐力低減係数を乗じて評価できることを既報告⁴⁾で示した。この評価方法による計算値を図-13と表-3内に記した(記号：0.93SRC)が， $R=-1/22rad.$ 時の実験値はこの評価値を上回っているのが， $R=1/28rad.$ 時の実験値はこの評価値には達していないのが分かる。したがって， $R=1/28rad.$ 時と $R=-1/22rad.$ 時の実験値を最大耐力と考えれば，実験値最大耐力は累加耐力を上回っていることから，引張軸力を受ける場合の接合部せん断耐力は累加耐

力により算定可能であると考えられる。SRC規準式に耐力低減係数を乗じた評価式は，柱に圧縮軸力が作用している場合の実験から導いた評価式であるので，引張軸力が作用するような場合には注意を要するものと思われる。

5. まとめ

柱RC梁S混合構造の本接合部形式に関して，接合部のせん断耐力を可能な限り小さくした十字形部分架構の柱に引張軸力を作用させた実験結果より，以下に示す知見が得られた。

- ・引張軸力下における接合部せん断耐力を明確に確認することは出来なかった。
- ・架構としての破壊モードは，柱の曲げ破壊と接合部せん断破壊が混在したものであった。
- ・架構としての履歴は逆S字形のエネルギー吸収能力の少ない特性を示した。
- ・引張軸力下でも，接合部内ウェブとせん断補強筋はせん断力に対して有効に効いていた。
- ・引張軸力下における，接合部せん断耐力は，累加耐力を用いた評価式により算定可能であるが，SRC規準式に耐力低減係数を乗じた評価式を用いる場合は注意を要すると思われる。

参考文献

- 1) 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，日本建築学会，1990.11
- 2) 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，1988.6
- 3) 濱田 真ほか：柱RC梁S混合構造の接合部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.20，pp.775~780，1998.7
- 4) 濱田 真ほか：RC Sハイブリッド構法の接合部せん断終局耐力の評価方法，熊谷組技術研究報告第57号，pp.15~21，1998.10
- 5) 渡邊信也ほか：柱RC・梁S混合構造の柱梁接合部に関する実験的研究(その3~5)，日本建築学会大会学術講演梗概集C-I構造Ⅲ，pp.1257~1262，1998.9