論文 斜補強筋および鋼繊維補強高強度コンクリートを用いた RC 造柱・梁 接合部の弾塑性挙動に関する実験的研究

鈴木 裕介^{*1} · Sanjay Pareek^{*2}

要旨:本研究は,高強度材料を用いた柱・梁接合部試験体の接合部パネルおよびその近傍に,接合部斜補強 筋および繊維混入率 2vol%とした鋼繊維補強高強度コンクリートを用い,これらが接合部の弾塑性挙動に及 ぼす影響について検討を行った。その結果,接合部パネルに補強を施した試験体は,通常配筋試験体と比較 して,接合部せん断破壊の防止および接合部せん断耐力の上昇に有効に働き,さらに,接合部せん断変形が 低減され,最大荷重後の耐力低下も防止される。また,各ひずみ度の測定結果より,接合部の斜補強および 鋼繊維補強による接合部パネルの応力状態および破壊機構に影響を与えることが明らかとなった。 キーワード:柱・梁接合部,接合部斜補強筋,鋼繊維補強高強度コンクリート,ひずみ度

1. はじめに

RC 造柱・梁接合部(以下,接合部)の破壊機構については,接合部内からの主筋の抜け出し,柱軸力,使用 するコンクリート強度,接合部横補強筋量および接合部 のアスペクト比などの影響因子が挙げられるが¹⁾,中で も接合部内からの主筋(主に梁主筋)の抜け出しについて は,AIJ 靱性保障指針²⁾において,付着劣化の確実な防止 を目標とする際,部材せいに対する主筋径が過大となり, 実用的な範囲を超えることが懸念されている。また,梁 主筋の抜け出しが接合部または部材に与える影響として は,降伏変形の増大,材端コンクリートの圧壊,エネル ギー吸収性能の低下および接合部のせん断抵抗機構の変 化などが挙げられる²⁾。

そこで、本研究では、接合部せん断耐力の上昇および 接合部せん断破壊の抑制に加え、梁主筋の抜け出し防止 を期待し、RC 造柱・梁接合部およびその近傍に接合部 斜補強筋および鋼繊維補強高強度コンクリート(コンク リート体積に対する繊維混入率=2.0vol%)を用い、これ らの補強法が接合部パネルの弾塑性挙動に及ぼす影響に ついて検討している。

2. 試験体概要および使用材料

表-1 に試験体諸元を示し,図-1 に試験体形状および配筋を,図-2 に接合部配筋詳細を示す。試験体は,内接合部を対象とした平面十字形であり,Type HS, Type HF, Type D-HS および Type D-HF の計4体である。4体ともに形状寸法および斜補強筋以外の配筋は同一とし,主筋およびせん断補強筋に高強度鉄筋を使用した。接合部せん断補強筋は,コンクリートの打ち込み不良が生じない程度となるよう最低限の間隔を設け配筋した。なお,D-HS および D-HF の2 体は,接合部斜補強筋として,普

*1 日本大学大学院 工学研究科建築学専攻 工修(正会員) *2 日本大学 工学部建築学科准教授 工博(正会員)

通鉄筋(SD295)を用いて接合部パネルに X 型に配した。 コンクリートは,高強度コンクリート(F_c=80MPa)とし, HF および D-HF の 2 体は,接合部およびその近傍(図-1 中の■部分)に鋼繊維補強高強度コンクリート(コン クリート体積に対する繊維混入率=2.0vol%)を使用した。 また,**表**-2 に鉄筋,**表**-3 にコンクリートの材料特性を 示す。なお,使用した繊維は,直径 0.60mm,長さ 30mm, 引張強度 980MPa を有するインデント型の鋼繊維である。

表-1 試験体諸元

| 試験体名 | | HS | HF | D-HS | D-HF | | | | |
|------|-----------------------------|---------------|------|-------------|-------|--|--|--|--|
| H×L | | 1250×2500 | | | | | | | |
| 梁 | B×D | 200×300 | | | | | | | |
| | 主筋 | 3-D16-USD685A | | | | | | | |
| | $_{b}p_{c}=_{b}p_{t}(\%)$ | 1.14 | | | | | | | |
| | あばら筋 | 2-D6-KSS785 | | | | | | | |
| | $_{b}p_{w}(\%)$ | 0.32 | | | | | | | |
| | 斜補強筋 | 無 4-D10-SI | | SD295 | | | | | |
| | 斜補強範囲 | | | 1.41 | | | | | |
| | $_{b}p_{c}=_{b}p_{t}(\%)$ | | | | | | | | |
| 柱 | B×D | 300×300 | | | | | | | |
| | 主筋 | 8-D16-USD685A | | | | | | | |
| | $_{c}p_{c}=_{c}p_{t}(\%)$ | 1.14 | | | | | | | |
| | 帯筋 | 2-D6-KSS785 | | | | | | | |
| | $_{c}p_{w}(\%)$ | 0.21 | | | | | | | |
| 接合部 | 横補強筋 | 5-D6-KSS785 | | | | | | | |
| | 斜補強筋 | 無 | | 4-D10-SD295 | | | | | |
| | $_{j}p_{w}(\%)$ | 0.48 | | 0.78 | | | | | |
| | 使用 | 直础审 | 鋼繊維 | 直 | 鋼繊維 | | | | |
| | コンクリート | 同浊及 | 補強 | 同理反 | 補強 | | | | |
| | $\sigma_{\rm B}({\rm MPa})$ | 70.0 | 94.0 | 94.9 | 104.9 | | | | |

3. 載荷および測定方法

載荷方法として,左右梁先端にピン・ローラ支承を設 け,柱頭反曲点をピン・ローラ支持,柱脚反曲点をピン 支持とし,柱頂部にピン支承を介して,アクチュエータ ーにより一定軸力N(=0.1・Fc・Bc・Dc,Fc:コンクリ ート設計強度,Bc:柱幅,Dc:柱せい)を作用させた後, 地震力を想定した正負交番繰返し荷重を与えた。

測定方法として,梁載荷点変位は,柱反曲点位置にお いてピン・ローラ支持した十字型変位計ホルダーに対す る相対変位として測定した。接合部のせん断変形は,接 合部四隅と対角方向に取付けた変位計により測定した。 また,柱頭部,柱反曲点および梁載荷点位置に設置した ロード・セルにより,柱軸力,柱頭・柱脚部の水平反力 および左右の梁載荷点荷重を測定した。さらに,柱およ び梁の主筋,接合部横補強筋にそれぞれひずみゲージを 貼付け,各荷重階におけるひずみ度を計測した。

4. 解析概要

本研究では、実験と同時に、材料試験結果(表-2 および表-3)を基とした有限要素法による2次元弾塑性解析を行い⁴⁾、実験結果との適合性を検討した。本節では、その解析概要について述べる。

図-3に使用材料の復元力特性を示し、図-4にHSを 例に、解析モデルおよび載荷方法を示す。使用材料の復 元力特性として、材料試験から得られた応力-ひずみ度 曲線から、コンクリートは多線形型の1軸特性を折線で 近似し、鉄筋はTrilinear型とし、引張および圧縮ともに 1 軸特性を仮定した。要素モデルとして、コンクリート は三角形要素とし、鉄筋は線要素とした。また、載荷方 法として、実験では繰返し載荷を行っているが、解析は 単調載荷(実験における正載荷のみ)で行った。

| ~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~ | 311 | 降伏応力度 | ヤング係数 | 引張強度 |
|--|-----|--|--|---|
| | 历门 | $\sigma_y~(MPa) \qquad E_s~(MPa)$ | | $\sigma_t \; (MPa)$ |
| USD685A D16 | | 685.8 1.34×10 ⁵ | | 912.0 |
| KSS785 | D6 | 1014.7 | 1.36×10^{5} | 1139.1 |
| SD295 D10 | | 424.6 | 2.13×10^{5} | 619.4 |
| | | | | |
| 表-3 | | コンクリー | トの材料特 | 生 |
| コンクリート | | | | |
| | - Γ | 上縮強度 | ヤング係数 | 割裂強度 |
| 種別 | - ٢ | 上縮强度 σ _B (MPa) | ヤング係数 E _c (MPa) | 割裂強度 F _u (MPa) |
| 種別 HS | - ٢ | 圧縮強度 σ _B (MPa) 70.0 | ヤング係数 E_c (MPa) 4.26×10^4 | 割裂強度 F _u (MPa) 3.9 |
| 種別 HS HF | - r | 圧縮強度 σ _B (MPa) 70.0 94.0 | ヤング係数 E_c (MPa) 4.26×10^4 5.03×10^4 | 割裂強度 F _u (MPa) 3.9 9.9 |
| 種別 HS HF D-HS | - r | 圧縮强度 σ _B (MPa) 70.0 94.0 94.9 | ヤング係数 E_c (MPa) 4.26×10^4 5.03×10^4 4.98×10^4 | 割裂強度 F _u (MPa) 3.9 9.9 4.3 |

表-2 鉄筋の材料特性

5. 破壊状況

図-5および図-6にR=1/100(層間変形角の設計限界) およびR=1/20(最終)時の破壊状況を示す。

設計限界時(R=1/100)の破壊状況は、4体ともに同様な傾向を示し、柱および梁の曲げひび割れ、軽微ながら



接合部パネルのせん断ひび割れが多数確認できた。また, わずかではあるが,鋼繊維を混入した HF および D-HF においては, HS および D-HS と比較して,ひび割れ数お よび幅の減少が確認できた。

最終時(R=1/20)の破壊においては,HS では接合部 パネルから柱下部にかけてコンクリートの剥落が見られ た。補強を施した他の3体は,HSと比較して,コンク リートの剥落は見られず,接合部破壊が軽減された。特 に,鋼繊維を混入したHFおよびD-HFは,接合部パネ ルおよび梁表面のせん断ひび割れが著しく減少した。

6. 強度結果一覧

表-4に強度結果一覧を示し,表-4下に各値の算出に 用いた計算式を示す。表中の各実験値は,正載荷および 負載荷の値の平均値である。実験値(1),(2)で示した 各層せん断力および実験値(5)のせん断応力度は,目視 により確認できた各ひび割れ時の値とした。梁降伏時層 せん断力 ($_{b}Q_{y}$)の実験値(3)は,梁主筋降伏時の値と した。また,計算値(1)および(2)は,部材全断面を 有効とした弾性解析³⁾を用いて算出した。計算値(3)お よび(4)は,梁の曲げ降伏および曲げ終局モーメントの 略算式³⁾から得られた値を,各層せん断力値に換算した。 実験値(5)および(6)は,表下に示す計算式より算出 した値とし,このとき用いた接合部有効幅および有効せ いは,AIJ 靱性保障指針²⁾から引用した。

接合部パネルに補強を施した HF, D-HS および D-HF の3体は、すべての実験値において HS を上回った。特 に、接合部パネルせん断ひび割れ応力度において、HS の2.28~3.17倍の値を示したことから、鋼繊維を混入し たことによるコアコンクリートの拘束効果または斜補強 筋による補強効果が有効に働いたと考えられる。

計算値との比較では、接合部パネル最大せん断応力度 で、実験値が計算値を下回ったが、その他の強度のほと んどにおいては、均衡した値または実験値が上回る値を 示した。有限要素法による解析値との比較では、各ひび 割れ時における強度値で多少の誤差が見られたが、梁降 伏時および最大強度時層せん断力,接合部パネル最大せん断応力度では,実験値と解析値が均衡した値を示し, 良い対応が見られた。

7. 層せん断カー層間変位曲線

図-7に層せん断力 (Q) -層間変位 (δ) 曲線を示す。 また,図中の破線は有限要素法による解析結果,一点鎖

| | | | 1411 20 | | |
|-------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 試験体名 | Ż | HS | HF | D-HS | D-HF |
| | 実験値 (1) | 29.8(1.00) | 41.3(1.39) | 37.5(1.26) | 68.1(2.29) |
| 梁曲げひび割れ時 | 計算値(1) | 23.5 | 37.9 | 25.7 | 43.9 |
| 層せん断力 | 解析值 (1) | 30.0 | 50.0 | 50.0 | 70.0 |
| _b Q _c (kN) | 実(1)/計(1) | 1.27 | 1.09 | 1.46 | 1.55 |
| | 実(1)/解(1) | 0.99 | 0.83 | 0.75 | 0.97 |
| | 実験値 (2) | 83.7(1.00) | 110.5(1.32) | 91.6(1.09) | 100.2(1.20) |
| 柱曲げひび割れ時 | 計算値 (2) | 90.0 | 114.8 | 94.1 | 125.1 |
| 層せん断力 | 解析值 (2) | 110.0 | 100.0 | 70.0 | 80.0 |
| $_{c}Q_{c}$ (kN) | 実 (2)/計 (2) | 0.93 | 0.96 | 0.97 | 0.80 |
| | 実 (2)/解 (2) | 0.76 | 1.11 | 1.31 | 1.25 |
| | 実験値 (3) | 202.7(1.00) | 208.5(1.03) | 217.3(1.07) | 243.9(1.20) |
| 梁降伏時 | 計算値(3) | 181.6 | 181.1 | 212.7 | 213.5 |
| 層せん断力 | 解析值 (3) | 200.0 | 220.0 | 190.0 | 220.0 |
| $_{b}Q_{y}(kN)$ | 実 (3)/計 (3) | 1.12 | 1.15 | 1.02 | 1.14 |
| | 実 (3)/解 (3) | 1.01 | 0.95 | 1.14 | 1.11 |
| | 実験値 (4) | 216.6(1.00) | 240.1(1.11) | 231.8(1.07) | 271.4(1.25) |
| 最大 | 計算値 (4) | 186.9 | 187.7 | 218.4 | 219.9 |
| 層せん断力 | 解析值 (4) | 200.0 | 220.0 | 240.0 | 270.0 |
| Q _u (kN) | 実 (4)/計 (4) | 1.16 | 1.28 | 1.06 | 1.23 |
| | 実 (4)/解 (4) | 1.08 | 1.09 | 0.97 | 1.01 |
| | 実験値 (5) | 2.9(1.00) | 9.2(3.17) | 6.6(2.28) | 6.6(2.28) |
| 接合部パネルせん断 | i 計算值(5) | 5.8 | 8.4 | 6.3 | 9.5 |
| ひび割れ応力度 | 解析值 (5) | 6.2 | 5.6 | 5.1 | 7.3 |
| $_{j}\tau_{c}$ (N/mm ²) | 実 (5)/計 (5) | 0.50 | 1.10 | 1.05 | 0.69 |
| | 実 (5)/解 (5) | 0.47 | 1.64 | 1.29 | 0.90 |
| | 実験値 (6) | 11.4(1.00) | 12.7(1.11) | 12.2(1.07) | 14.3(1.25) |
| 接合部パネル | 計算値 (6) | 13.7 | 16.4 | 16.5 | 17.7 |
| 最大せん断応力度 | 解析值 (6) | 11.2 | 12.4 | 13.5 | 15.2 |
| $\tau_{ju} (N/mm^2)$ | 実(6)/計(6) | 0.83 | 0.77 | 0.74 | 0.81 |
| - | 実 (6)/解 (6) | 1.02 | 1.02 | 0.90 | 0.94 |

表-4 強度結果一覧

※各実験値における()内はHSとの比率を示す。

計算値(1): $_{b}Q_{c} = M_{\sigma} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{L}{r}$ 計算値(5):_i $\tau_c = \sqrt{\sigma_i^2 + \sigma_0 \cdot \sigma_i}$ ョー 异॥(1): $_{b}Q_{c} = M_{\sigma} \cdot \frac{1}{L_{0}} \cdot \frac{1}{H}$ $M_{cr}: 曲げひび割れモーメント$ σ_t :割裂強度 $\sigma_0: 柱軸方向応力度$ L:梁載荷点間距離 V_{iu} L₀:梁のせん断スパン 計算値(6):τ_{ju} = H:柱反曲点間距離 $b_i D$ 計算値(2) : $_{c}Q_{c} = \left\{ M_{cr} + \frac{N \cdot D_{c}}{2} \right\}$ V_{ju}:接合部の終局せん断強度 1 $\int \overline{H_0} b_j$: 接合部の有効幅 N: 柱軸方向圧縮力 D・柱せい D_c:柱せい 実験値(5),(6): H₀:柱のせん断スパン $\left(\frac{j_c}{L} - \frac{j_b}{H}\right) \cdot Q \cdot H$ $1 - \frac{J_c}{z} _{j}\tau_{c}, \tau_{ju} = -$ <u>1</u>.<u>L</u> $\overline{b_i \cdot D_i} j_b$ 計算値(3): $_{b}Q_{v} = M_{v}$. b_j: 接合パネル有効幅 L_0 H M_v:曲げ降伏モーメント D_i: 接合パネル有効せい 計算値(4): $Q_u = M_u \cdot \frac{1}{L} \cdot \frac{L}{L}$ j_b:梁の応力中心間距離 j_c: 柱の応力中心間距離 M.::曲げ終局モーメント Q: 層せん断力



線は表-4中の梁降伏時の計算値を示している。解析は, 単調載荷(正載荷時のみ)として行ったため,負載荷に おける解析の曲線は,正載荷時の逆対象のものとした。

各試験体とも弾性範囲内では安定した履歴ループを 示した。HS は、最大荷重以降、接合部パネルのせん断 ひび割れの進展に伴い、耐力低下およびエネルギー吸収 性能に乏しい逆S字型の復元力特性を示した。接合部パ ネルに鋼繊維を混入した HF, 斜補強筋を配した D-HS お よび、斜補強筋を配し、さらに鋼繊維を混入した D-HF の3体は、梁降伏後の剛性低下が少なく、最大荷重後の 耐力低下はほとんど見られなかった。その結果3体とも エネルギー吸収性能に富む紡錘形の履歴性状を示した。

解析結果との比較では,弾性範囲内において,HS お よび鋼繊維を混入した HF は,解析値が各包絡線に沿っ て進み,実験値との良い対応が見られた。接合部パネル に斜補強筋を用いた D-HS および D-HF は,弾性剛性で 実験値を大きく上回る傾向を示した。

8. 接合部パネルせん断応力度-せん断変形角曲線

図-8に接合部パネルせん断応力度(τ) -せん断変形 角(γ)曲線を示す。せん断変形角(γ)は,接合部四隅 と対角方向に取付けた変位計による測定結果から算出し た。また,図中の破線は有限要素法による解析値を示す。 HS は, 接合部パネルのせん断ひび割れ発生以降, せん断変形が徐々に進行した。また, 最大せん断応力度後, せん断変形が負載荷時における変形方向へ著しく増大し, 偏った履歴ループを示した。HF, D-HS および D-HF は, 接合部パネルに鋼繊維を混入したことによる接合部コア コンクリートの拘束効果, または斜補強筋を配したこと による補強効果によって, 接合部パネルのせん断変形が 大きく低減された。特に, 斜補強筋を配した D-HS はせ ん断ひび割れ発生以降もせん断変形の増加がほとんど見 られなかった。

解析結果との比較では、Q-δ曲線と同様な傾向となり、 接合部パネルに斜補強筋を用いた D-HS および D-HF は、 弾性剛性において、実験値を大きく上回った。

9. 梁主筋ひずみ度分布

図-9 に梁主筋ひずみ度計測位置を示し、図-10 に正 載荷時の上端筋を例に、梁主筋ひずみ度分布を示す。梁 主筋ひずみ度は、図-9 中の梁断面図における主筋(梁 断面●)に貼付けたひずみゲージより測定した。また、 図-10 中に材料試験結果である主筋(USD685-D16)の 降伏ひずみ度($\epsilon_y=6100\mu$)を一点鎖線で併記する。

各試験体とも, R=1/400 では, 接合部内で一端引張, 他端圧縮の応力が作用している。



図-7 層せん断力(Q)-層間変位(δ)曲線

HS は, R=1/50 までのひずみ度が, 最大でも約 3000µ 程度であり、接合部領域内外に問わず、ひずみ度がわず かであることから, 高強度材料を用いたことで起こりう る接合部内への入力せん断力が増大していることがうか がえる。また HS は、次載荷 (R=1/33) において、接合 部領域内のひずみ度が計測不能となるほど増大するため 接合部内梁主筋が, 接合部せん断変形により降伏性状を 示したことが推察される。以上のことより、前述したよ うなせん断変形の著しい増大が裏付けられる(図-8)。 HFは、R=1/50において、接合部領域外で降伏レベルを 超えるひずみ度が確認され、梁曲げ降伏が進行する様相 を呈したひずみ度分布を示した。以上のことより、梁主 筋の接合部内抜け出しが抑制されたと考えられ、図-6 で示したような接合部パネルおよび梁表面でのせん断ひ び割れ、梁端における曲げひび割れが軽減されたと考え られる。D-HSは、R=1/200からの接合部内におけるひず み度が、すべて引張側に分布し、R=1/50においては、接 合部内で降伏レベルを超えるひずみ度が確認された。以 上のことより,梁主筋の接合部内定着が困難となり,図 -6 で示したような接合部パネルおよび梁表面にせん断 ひび割れが多数発生したと考えられる。D-HFは, R=1/50 において, 引張側梁端のひずみ度が大きな応答を示し, 変形が梁端に集中した。

10. 接合部横補強筋のせん断応力度-ひずみ度関係

本実験のような柱および梁に対して,接合部パネルに 異種コンクリートまたは接合部斜補強筋を用いた既住の 実験データは少なく,接合部パネルの応力状態も複雑で あるため,本節では,接合部の挙動を見る一つの手法を 記載する⁵⁾。図-11に接合部横補強筋のひずみ度計測位 置を示し,図-12に設計限界を超えた R=1/50 までの接





図-8 接合部せん断応力度(t)-せん断変形角(y)

合部パネルせん断応力度(r) – 接合部横補強筋ひずみ度 (ε) 曲線を示す。せん断および直交方向のそれぞれのひ ずみ度は、図ー11 に示す中央の接合部横補強筋における 値とした。なお、図ー12 中の_jr_cは各試験体の表-4 で示 した接合部パネルせん断ひび割れ応力度を示している。

各試験体ともせん断方向のひずみ度が,直交方向に対 して大きな応答を示した。接合部パネルに多数のせん断 ひび割れが発生した HS および D-HS は,せん断ひび割 れ発生以降にせん断方向ひずみ度の急激な増加が確認で きた。接合部パネルせん断ひび割れ応力度が最大であっ た HF は,せん断方向のひずみ度もあまり大きな応答は 示さず,せん断ひび割れの低減および靭性能の向上に有 効に働いたと考えられる。直交方向ひずみ度では,接合 部パネルへの補強による大きな差異は見られなかったが, 補強した 3 体は, HS と比較して,ひずみ度がわずかな がら進行したため,応力が分散されたと考えられる。

11. まとめ

- (1)最終破壊状況より, 接合部パネルへの補強を施したこ とで, コンクリートの剥落は見られず, 接合部せん断 破壊が軽減された。特に, 鋼繊維を混入した HF およ び D-HF は, せん断ひび割れの著しい減少が見られた。
- (2) 強度結果より, 接合部パネルへの補強を施したことで, 接合部パネルせん断ひび割れ応力度をはじめとする 各強度の上昇が得られた。
- (3)Q-δ 曲線および τ-γ 曲線より, 接合部パネルへの補強 を施したことで, 最大耐力および靱性能の向上が確認 された。
- (5)梁主筋ひずみ度分布より,鋼繊維補強高強度コンクリ ート用いたことで,梁曲げ降伏が進展する分布傾向が 確認された。
- (6)接合部横補強筋の τ-ε 曲線より,各試験体ともせん断 方向のひずみ度に大きな応答が見られたが,鋼繊維補 強のみを行った HF は,その応答の低減が確認された。
- (7)本研究による補強法は、接合部せん断耐力の上昇などの様々な効果は認められたが、接合部斜補強筋を配した際、斜補強筋を定着させた梁断面において、梁主筋の太径化が表面化される傾向が見られた。その結果、通常配筋時(HS)と比較して、接合部パネルへの入力せん断力が上昇することが推察され、梁主筋の接合部内抜け出しに影響すると考えられる。

謝辞

本研究の実施にあたり,エーユーエム構造設計株式会 社の秋山和仁さん,東洋建設株式会社の石田圭司さん, 三井住友建設株式会社の桑田陽平さんには,多大な御協 力を頂きました。ここに記し感謝の意を表します。



参考文献

- 林和也,高森直樹,寺岡勝:高強度材料を用いた鉄 筋コンクリート造柱・梁接合部のせん断強度に関す る調査・検討,日本コンクリート工学協会 高強度 コンクリート構造物の構造性能研究委員会 報告 書・論文集,pp.522-529,2006.7
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証 型耐震設計指針・解説,1999
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説-許容応力度設計法-,1999
- 吉田博,小堀為雄:有限要素法による構造解析プロ グラム,丸善株式会社,1980
- 5) 桑田陽平,石田圭司, Sanjay Pareek,黒田浩司:高 強度材料を用いた RC 造柱・梁接合部に関する実験
 (3),日本建築学会東北支部研究報告集,第68号構 造系,pp.199-206,2005.6