

梁側面が柱側面を越えて偏心した R C造柱梁接合部の構造性能

杉山 智昭*¹, 成原 弘之*¹, 山川 慶二郎*², 西川 泰弘*², 勝田 庄二*²

Keywords : Reinforced concrete structure, Beam-column joint, Eccentric, Shear, Torsion, Wall column

柱・梁接合部, 偏心, せん断, ねじり, 壁柱

1. はじめに

現在, 環境問題への取り組みなどから長寿命化が可能となる自由度の高い空間(レイアウトフリーな大空間)を有すること, また, リスクへの意識の高まりからオフィス用途を中心に事業継続(BCP)へ対応することが建築物に要望されている。当社では, これらの要求を実現する技術として「TOLABIS」架構を提案している。

「TOLABIS」架構は, 図-1 の一例に示すように, 鉄筋コンクリート(RC)造のスリムな板状柱(扁平柱)および梁で構築した剛性の高い上部外周架構, そして, 免震層を用いた構造システムである。これにより, 居室空間に柱形のない大空間を実現し, さらに, 容易に

地震発生後の事業継続を可能とするものである。

本構法の上部外周架構は, RC 造スリム板状柱を外装材に兼用して経済性に富み, かつ, 外装材とコンクリート躯体の自由な組み合わせでファサードの意匠性を高めることを意図している。そのため, 図-2 の様にカーテンウォールなどの外装材と壁柱の納まりから, 梁部材芯が柱部材芯に対して偏心した(ずれた)架構形状となる。したがって, 本架構の柱梁接合部は, 偏心量によって, 梁側面が柱側面(柱幅)よりも外側に突出した形状となる場合があり, 本研究ではこのような偏心柱梁接合部の実用化を目的としている。

RC 造柱梁接合部のせん断耐力は, 柱幅範囲内で梁が偏心する場合でも低下する事が示されている¹⁾。しかし, 柱側面を越えて梁片側面のみが突出して偏心した

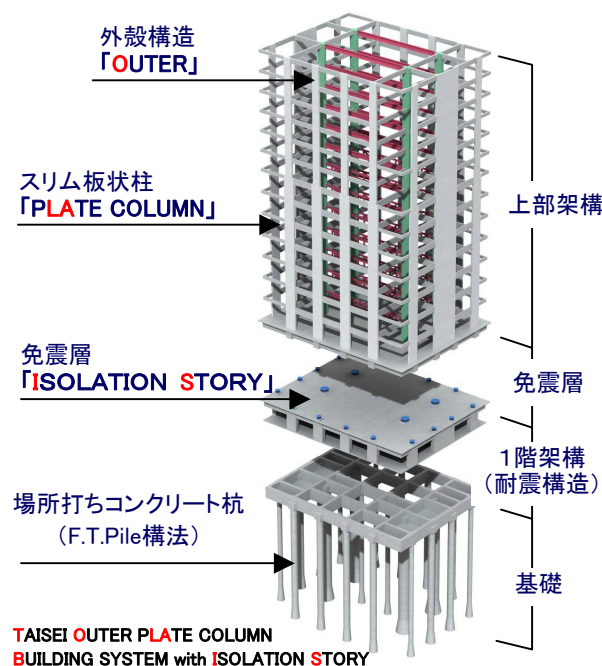


図-1 TOLABIS 架構の実施例
Fig.1 Example of "TOLABIS" Frame

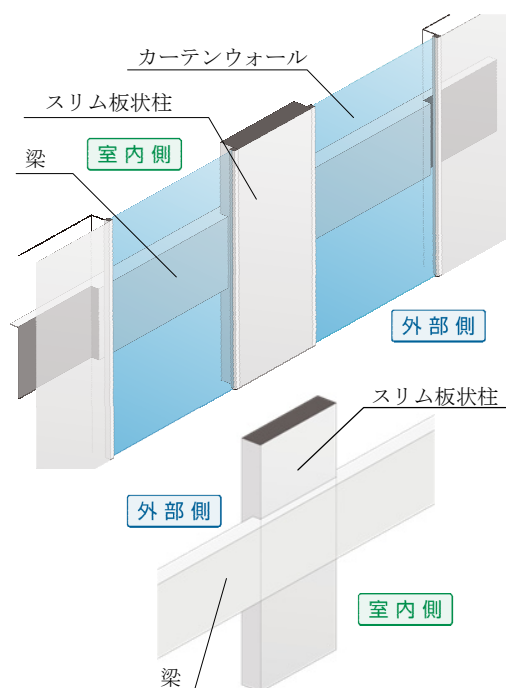


図-2 上部 RC 架構の接合部形状
Fig.2 Beam-column joint of wall shape RC frame

* 1 技術センター建築技術研究所建築構工法研究室

* 2 設計本部

場合の技術的資料は示されていない状況である。本論文では、このような偏心柱梁接合部を有する架構の構造性能を把握するための実験、および接合部耐力の評価手法について報告する。

2. 実験概要

表－1 に試験体要因一覧、図－3 に試験体形状・配筋図、図－4 に試験体要因一覧、表－2 に鉄筋材料試験結果一覧を示す。

試験体は、RC 造梁と RC 造扁平柱により構成される十字型部分架構とし、4 体設定した。架構の形状は、実大の約 1/2～1/1.5 程度の大きさで、柱断面 $B_C \times D_C = 300 \times 900\text{mm}$ ($D_C/B_C = 3.0$)、梁断面 $B_B \times D_B = 260 \times 600\text{mm}$ ($D_B/B_B \approx 2.3$) 梁スパン(加力点間距離) $l = 3600\text{mm}$ 、階高(柱加力点間距離) $h = 2400\text{mm}$ とした。

試験体の変動要因は、偏心率 e 、接合部内配筋および梁主筋量とした。 e は梁芯の柱芯に対する偏心率であり、 $e = e_y/B_C$ (e_y : 偏心距離, B_C : 柱幅) としている。

具体的に e は、No.1,2 を柱側面に梁芯が位置する $e = 0.5$ 、No.3 を $e = 0.3$ 、No.0 を偏心のない $e = 0.0$ と設定した。接合部内のせん断補強筋は、図－3 に示すように、柱と梁の双方を配筋した。補強筋形状は、柱せん断補強筋を接合部外周に閉鎖型、梁せん断補強筋を梁断面外周に閉鎖型とすることを基本とし、No.3 のみ柱せん断補強筋を柱断面内に閉鎖型、梁せん断補強筋をコの字型に配筋した。梁の引張主筋は、No.1 を 4-D22(SD390)、No.2, No.3 および No.0 を 5-D22(SD685)とし、それぞれの破壊モードは、梁曲げ降伏先行型、および、接合部せん断破壊先行型を想定した。

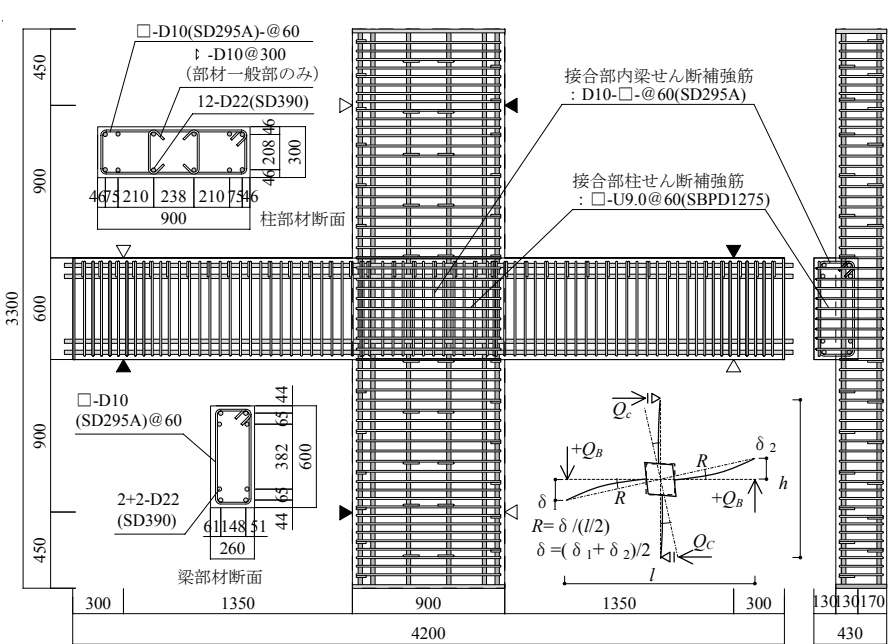
加力は、柱の軸力を導入した後に柱反力位置を固定し、その後、梁にせん断力を正負交番で繰返し載荷した。面外方向の変位は、梁・柱の加力点および反力位置のみ拘束した。柱軸力 N は一定とし、軸力比 η を 0.1 ($\eta = N/(A_c \cdot \sigma_B)$, A_c : 柱断面積, σ_B : コンクリート強度)として 1000kN(No.1,2), 1080kN (No.3,0)与えた。せん断力の加力は、梁加力点変位による層間変形角 R で制御し、 $R = 1/1600\text{rad}$ (1 回), $1/800$ (1 回), $1/400$,

表－1 試験体要因一覧 (単位: mm)

Table 1 List of specimen parameters

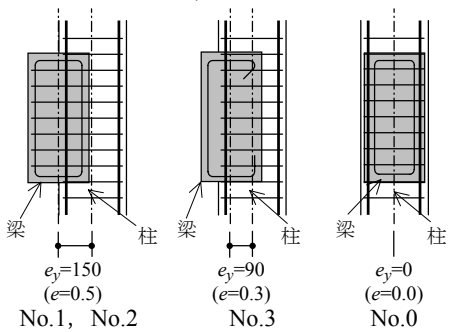
No.	梁部材($B_B \times D_B = 260 \times 600$)		柱部材($B_C \times D_C = 300 \times 900$)		接合部			
	主筋	せん断補強筋	主筋	せん断補強筋	偏心距離 e_y	全幅 B'	柱せん断補強筋	梁せん断補強筋
1	4-D22 (SD390) $p_t = 1.12\%$	□-D10@60 (SD295A) $p_w = 0.91\%$	12-D22 (SD390) $p_g = 1.72\%$	□-D10@60 (SD295A) $p_w = 0.79\%$	150 ($e = 0.5$)	430	□(外周)-U9.0@60 (SBPD1275/1420)	□(梁断面)-D10@60 (SD295A)
2								
3	5-D22 (SD685) $p_t = 1.40\%$	□-UD10@50 (UD785) $p_w = 1.63\%$	12-D22 (SD490) $p_g = 1.72\%$	□-UD10@50 (UD785) $p_w = 0.95\%$	90 ($e = 0.3$)	370	□(柱断面)-U9.0@60 (SBPD1275/1420)	□-D10@60 (SD295A)
0					0 ($e = 0.0$)	300	□(外周)-U9.0@60 (SBPD1275/1420)	□(梁断面)-D10@60 (SD295A)

※梁スパン(加力点間距離) $l = 3600$, 柱階高(加力点間距離) $h = 2400$ ※偏心率 e は、偏心距離 e_y を柱幅 B_C で除した値(e_y/B_C)



図－3 試験体形状配筋図(No.1 試験体, 単位: mm)

Fig.3 Configuration and bar arrangement of specimens(No.1 specimen) (unit:mm)



図－4 試験体要因概要図

Fig.4 Parameters of test

表－2 鉄筋材料試験結果

Table 1 Mechanical properties of steel bar

径	材質	降伏点強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
D22	SD390	456	655
D22	SD685	737	923
D22	SD490	525	713
D10	SD295A	383	538
U9.0	U1275 /1420	1383*	1465
UD10	UD785	953	1003

※0.2%オフセット値

1/200, 1/100, 1/66, 1/50, 1/33, 1/25 を 2 回ずつ繰返す計画とした。なお、耐力低下が著しい場合は、サイクルを省略して終了した。

部材と同様な曲げひび割れ・曲げせん断ひび割れ(①)が発生し、さらに、 $R=1/200\text{rad} \sim 1/100\text{rad}$ 間で、梁の回転によって生じたと推定される柱のひび割れ(③)が

3. 実験結果

3.1 破壊性状

表-3に実験結果一覧、図-5にひび割れ模式図を示す。全試験体ともに、 $R=1/1600\text{rad}$ 前後で梁の曲げひび割れが発生し、その後、梁部材に曲げおよび曲げせん断ひび割れが順次発生・進展した。さらに、 $R=1/200\text{rad}$ 前後には接合部内のせん断ひび割れ(②)が発生する性状であった。なお、梁が偏心した No.1~3 試験体では、 $R=1/1600 \sim 1/800\text{rad}$ にかけて、接合部内に梁

表-3 実験結果一覧

Table3 Test result

No.	σ_B	最大耐力(正)		最大耐力(負)		破壊モード
		Q_c [kN]	R [rad.]	Q_c [kN]	R [rad.]	
No.1	36.7	458	1/50	-441	-1/66	梁曲げ降伏後 接合部付着割裂破壊
No.2		703	1/65	-675	-1/65	接合部付着割裂破壊 (梁曲げ降伏混在)
No.3	41.6	819	1/66	-783	-1/66	接合部せん断破壊 (梁曲げ降伏混在)
No.0		838	1/66	832	-1/65	接合部せん断破壊 (梁曲げ降伏混在)

※ σ_B : コンクリート圧縮強度

※ Q_c : 層せん断力($=l/h \cdot Q_B$, h : 階高, l : 梁スパン)

R : 層間変形角($=\sum \delta / l$, δ : 梁端変位)

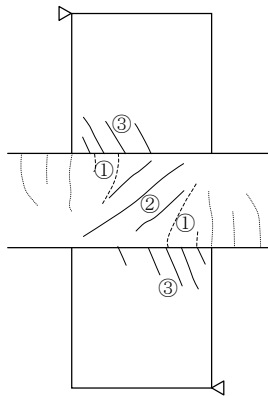


図-5 ひび割れ模式図
Fig.5 Crack pattern on test

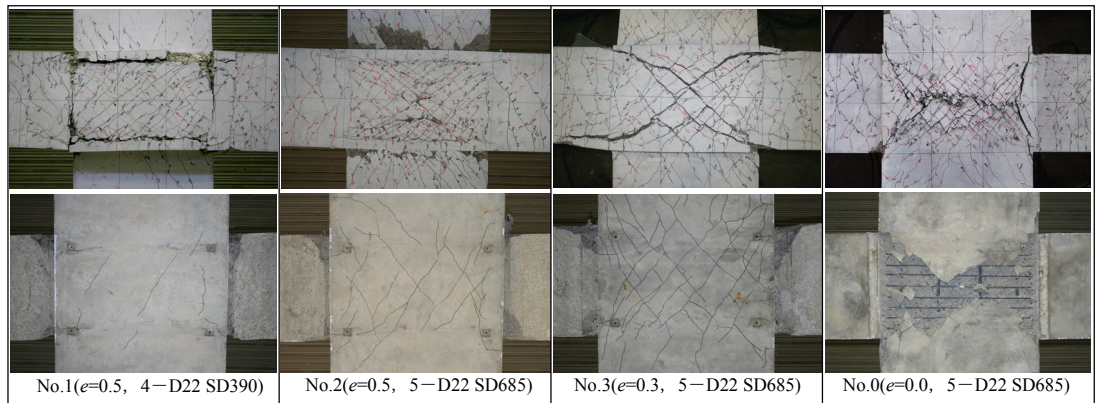


図-6 接合部最終破壊状況(上段: 梁偏心側(表面側), 下段: 柱偏心側(裏面側))
Fig.6 Damage properties of beam-column joint (Upper: Beam side, Lower: Column side)

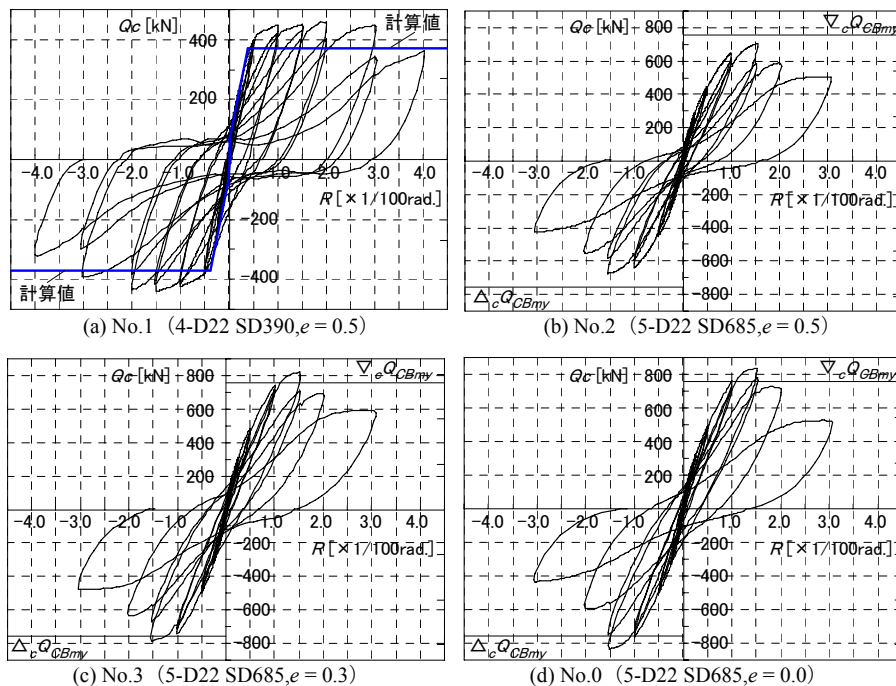


図-7 層(柱)せん断力 Q_c - 層間変形角 R 関係
Fig.7 Shear load of column - story drift angle relationship

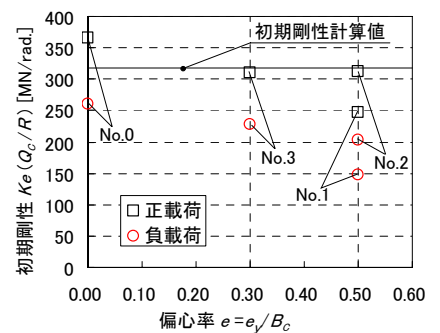


図-8 偏心率 e - 初期剛性 K_e 関係
Fig.6 Elastic stiffness of +shape frame

表-4 骨格曲線計算手法²⁾

Table 4 Calculation method of skelton

初期剛性: K_e
 $1/K_e = (1/K_{Bm} + 1/K_{Bs}) + (1/K_{Cm} + 1/K_{Cs}) + 1/K_{Ps}$
 降伏時剛性: K_y
 $1/K_y = (1/(\alpha_y \cdot K_{Bm}) + 1/K_{Bs}) + (1/K_{Cm} + 1/K_{Cs}) + 1/K_{Ps}$
 K_{Bm} : 梁の曲げ剛性, K_{Bs} : 梁のせん断剛性,
 K_{Cm} : 柱の曲げ剛性, K_{Cs} : 柱のせん断剛性,
 K_{Ps} : 接合部のせん断剛性, α_y : 剛性低下率(菅野式)

第1折れ点(梁端曲げひび割れ発生荷重):

第2折れ点(梁曲げ降伏耐力):
 $Q_c = l/h \cdot Q_B$
 $= 1.5 \cdot Q_B$

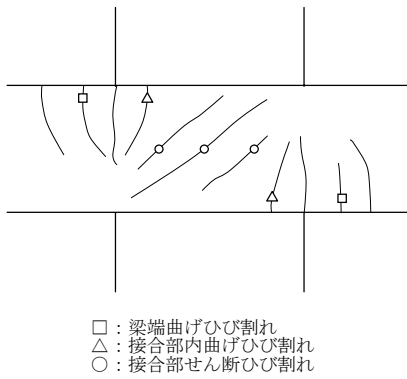


図-9 ひび割れ幅計測位置
Fig.9 Measure place of Crack width

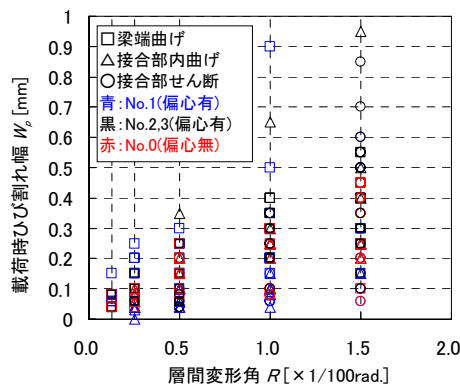


図-10 載荷時ひび割れ幅－層間変形角関係
Fig.10 Crack width-story drift angle relationship

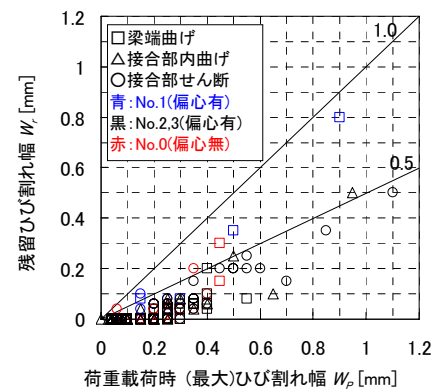


図-11 残留ひび割れ幅
Fig.11 Redual crack width

生じる傾向が見られた。

図-6に接合部最終破壊状況を示す。No.1は、 $R=1/200$ 程度で梁曲げ降伏に至り、 $R=1/50\text{rad}$ 前後から柱内に定着されていない梁隅筋の付着割裂ひび割れ(コーナー割裂)が顕著になり最終破壊に至った。No.2は $R=1/66\sim 1/50\text{rad}$ 前後において接合部のせん断破壊と共にNo.1と同様な付着ひび割れが卓越し、最終的に接合部内梁主筋付着割裂破壊に至った。No.3およびNo.0は、 $R=1/66\sim 1/50\text{rad}$ にかけて接合部のせん断破壊に至った。なお、接合部の柱側の損傷は、偏心率が大きくなるほど小さくなる傾向であった。また、No.2,3,0も最大耐力直前に梁主筋が降伏する性状であった。

3.2 変形状

図-7に層せん断力 Q_c －層間変形角 R 関係を示す。なお、No.1には後述の骨格曲線計算値を、No.2,3,0には、梁曲げ降伏耐力計算値²⁾ Q_{Cbm} を併せて示した。全試験体で $Q_c=35\sim 75\text{kN}$ において梁端の曲げひび割れ発生により剛性低下が生じている。その後、No.1は、 $R=1/200\text{rad}$ で梁主筋引張降伏により梁曲げ降伏に至っている。また、No.2, No.3 および No.0 試験体は、 $R=1/100\sim 1/66\text{rad}$ 間で主に梁主筋の引張降伏によって剛性低下が更に大きくなり、 $1/66\text{rad}$ 時に接合部内において、せん断破壊混在の梁主筋付着割裂破壊(No.2)またはせん断破壊(No.3, No.0)が発生して最大耐力に至った。最大耐力は、No.0($e=0.0$)の 838kN に対して、No.3($e=0.3$)がほぼ同様の 819kN 、付着割裂破壊に至ったNo.2($e=0.5$)は約80%の 703kN であり、梁偏心の影響が認められる。

曲げ降伏先行型のNo.1試験体では、 $R=1/100\sim 1/50\text{rad}$ まで紡錘形のエネルギー吸収に富む復元力を有し、接合部内梁主筋の付着割裂ひび割れが大きく進展した $R=1/50\text{rad}$ 以降逆S字型のループ形状へ移行し、 $R=1/33$ から $1/25\text{rad}$ にかけて、付着割裂破壊により耐力低下に至った。また、No.2, No.3 および No.0 試験

体は、最大耐力を迎えた $R=1/66\text{rad}$ 以降、急激な耐力低下を生じている。

図-8に偏心率 e －初期剛性 K_e 関係を示す。初期剛性は、層せん断力(柱せん断力) $30\sim 40\text{kN}$ における剛性であり、層せん断力と層間変形角の剛性値として示している。各試験体の初期剛性は、偏心率 e が大きくなるほど小さくなる傾向が認められ、 $e=0.5$ で偏心のない試験体(No.0)の7～9割程度である。これらの差異は、正載荷と負載荷の差異程度であり、曲げひび割れ以降の剛性差も小さいため、剛性に関しては偏心による影響が小さいと考えられる。

表-3に骨格曲線計算手法を示す。剛性の計算値は、梁の曲げ剛性 K_{Bm} 、梁のせん断剛性 K_{Bs} 、柱の曲げ剛性 K_{Cm} 、柱のせん断剛性 K_{Cs} および接合部のせん断剛性 K_{ps} を考慮して算出し、降伏時は、梁の曲げ剛性に剛性低下率 α_y を用いて算出した。また、骨格曲線の折れ点は、第一折れ点を梁端曲げひび割れ発生荷重、第二折れ点を梁曲げ降伏とした。

図-8に示す様に、初期剛性の計算値と実験値は、ほぼ対応し、さらに、図-7(a)に示す様に、曲げ降伏型の骨格曲線も両者はほぼ対応する値である。したがって、本実験の偏心率・形状比程度であれば、骨格曲線は、本手法により概ね評価可能と考えられる。

3.3 ひび割れに係わる損傷

ひび割れに係わる損傷として、ひび割れ幅について検討する。図-9はひび割れ幅の計測位置であり、計測対象は、接合部内および梁端のひび割れとした。

図-10に載荷時ひび割れ幅－層間変形角関係を示す。全試験体で載荷時ひび割れ幅は、 $R=1/200\text{rad}$ まではほぼ 0.3mm 以下である。 $R=1/100\text{rad}$ 以降、曲げ降伏先行型のNo.1は梁端曲げひび割れが、No.2,3,0は接合部内の曲げまたはせん断ひび割れが拡大する傾向であった。

図-11に残留ひび割れ幅－載荷時ひび割れ幅関係を

示す。残留ひび割れ幅は、載荷時ひび割れ幅の概ね 1/2 程度に閉じる傾向である。しかし、載荷時ひび割れ幅が 0.4mm を越えた範囲では幅が閉じ難くなっている。これは、補強筋が降伏したために生じたものである。

上記より、 $R=1/200$ rad.程度まで、残留ひび割れは小さく、ひび割れに係わる損傷は非常に小さいといえる。

4. 考察および検討

4.1 梁端の曲げ特性

梁端曲げ特性に対する偏心の影響について検討する。

図-12 に梁主筋の歪分布を示す。歪み分布は、1 段目隅筋について示しており、柱内に定着された主筋(柱側：赤色)と梁が偏心した側の主筋(梁側：黒色)のそれぞれを示している。梁が偏心した場合(No.1)，梁端位置における梁側の主筋歪み度は、柱側に比べて小さい値となっている。この傾向は、引張応力を受ける場合で小さく、圧縮応力を受ける場合に顕著である。

図-13 は、梁主筋の歪度を梁偏心側 (梁側)の柱偏心側 (柱側)に対する比として示したものである。この値は、梁側主筋の抵抗力の比率(梁側が柱側と同じ=1.0)を意味している。値は梁端位置の引張側と圧縮側のそれぞれについて、上端筋・下端筋を平均した値である。比率は、引張力が生じる側において、 $e=0.3$ で 90～

100%， $e=0.5$ で 80～90%程度、圧縮力が生じる側において、 $e=0.3$ で 60～80%， $e=0.5$ で 40～70%である。このように、偏心率 e が大きくなるにつれて梁側の抵抗力は小さくなる傾向であり、引張側よりも圧縮側でその傾向が大きい性状である。しかし、圧縮側梁主筋の応力レベルは小さいため、 $e=0.5$ の場合でも、梁主筋の抵抗に梁偏心が与える影響は小さいと考えられる。

図-14 に梁端コンクリートの圧縮歪み分布を示す。分布は、図(a)の様に梁端における幅方向を示している。歪みは、概ね均等に分布しているが、梁が偏心した試験体は、柱が接合した範囲の歪み度が若干大きく、接合していない範囲の歪み度が若干小さい傾向である。

図-15 は、歪み度の最大値 ε_{max} および最小値 ε_{min} の平均値 ε_{ave} に対する比を示している。比は、偏心率 e が大きくなるほど、最大側で大きく、最小側で小さくなり、幅方向の偏りが大きくなっている。しかしながら、最大側で 1.3 前後、最小側で 0.75 前後であり、計測のばらつき等も考慮すると $e=0.5$ 程度まで偏心による応力集中は小さいといえる。

このように、本実験の形状・主筋量の範囲では、梁の曲げ抵抗に対する梁偏心の影響は小さく、 $e=0.5$ 程度まで靱性型の曲げ特性を得ることが可能である。

4.2 接合部内梁主筋の付着特性

図-12 に示す様に梁主筋は、柱内に定着されてい

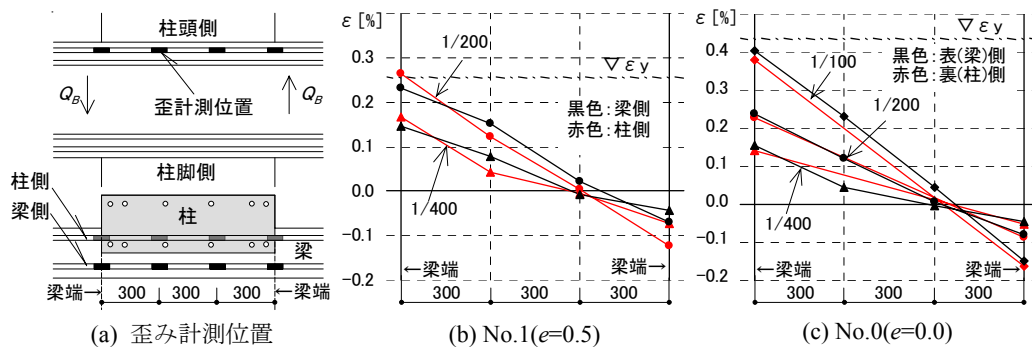


図-12 梁主筋歪分布(単位 mm)
Fig.12 Strain Distribution of main bar in beam

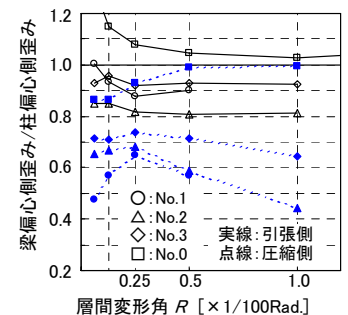


図-13 梁主筋歪の比
Fig.13 Ratio of strain on main bar in beam

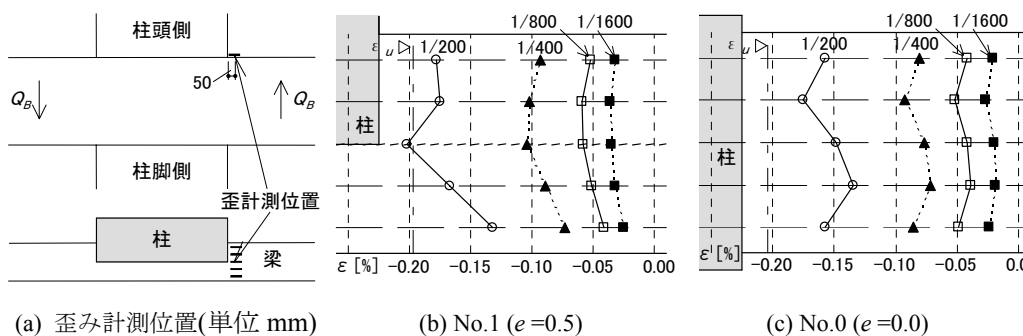


図-14 梁端コンクリート歪分布
Fig.14 Strain Distribution of concrete on beam

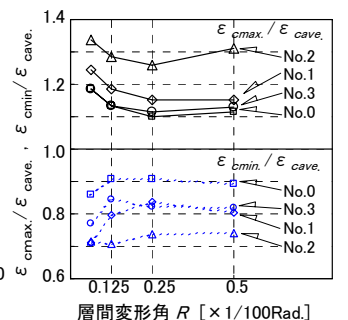


図-15 コンクリート歪の比
Fig.15 Ratio of strain on concrete at beam

い場合も付着力により定着がされている。図-16 に梁主筋一段目(上下端)隅筋の最大付着応力度 τ_{bmax} - 偏心率 e 関係を示す。図は、梁側(白)と柱側(灰)の両方を示しており、接合部中央区間の歪度から算出した。また、図中の τ_{bu} は、コーナー割裂を想定した藤井・森田式による付着強度計算値³⁾である。

付着割裂破壊が生じた No.1,2 は、No.3,0 よりも小さい値であり、柱側(灰)よりも梁側(白)でさらに小さい値である。また、No.1,2 の梁側の付着応力度(Δ , \circ : 白)は、ほぼ τ_{bu} 計算値に対応する数値であり、梁側主筋の付着挙動は、梁部材内と同様であると推測される。

4.3 接合部せん断変形状

図-17 に柱・梁接合部のせん断変形角算出方法を示す。接合部せん断変形角は、梁が偏心している面(表側) γ_F と柱が偏心している面(裏側) γ_B の両面について検討を行った。各面のせん断変形角は、接合部 4 点における x 方向・y 方向の変位計を用いて算出した。

図-18 に接合部せん断応力度 τ_j - せん断変形角 γ 関係を示す。図は、上段が柱偏心側 γ_B 、下段が梁偏心側 γ_F を示している。接合部せん断応力度 τ_j は、接合部に入力されるせん断力 $V_j (= 2T - Q_c, T: \text{梁引張力} = Q_B \cdot a_B / (7/8 \cdot d_B), Q_c: \text{柱せん断力}, Q_B: \text{梁せん断力}, a_B: \text{梁せん断スパン}, d_B: \text{梁有効せい})$ を接合部の有効断面積($b_j \cdot D_c$)で除した値であり、ここではねじりの影響を考慮していない。また b_j は、後述する図-21 の通り算出した。なお、図中には、耐震性能評価指針⁴⁾の評価値(計算値)についても併せて示した。

曲げ降伏先行型の No.1 は、繰返し载荷の影響が見られるものの、せん断変形角の増大は概ね抑えられてい

る。明確な接合部せん断破壊が生じた No.3,0 は、最大耐力以降の変形角の増大が大きい性状である。一方、接合部内梁主筋付着割裂破壊が生じた No.2 も、 γ_F が最大耐力以降増大しており、接合部のせん断破壊が混在した破壊モードと推測される。

梁偏心の影響に関しては、偏心のない No.0 は梁・柱の両側でほぼ同様な挙動となっているが、梁の偏心を

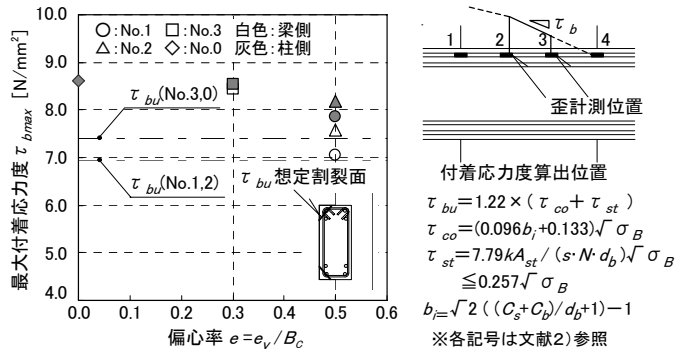


図-16 接合部内梁主筋最大付着応力度

Fig.16 Maximum bond stress of main bar in beam at beam-column joint

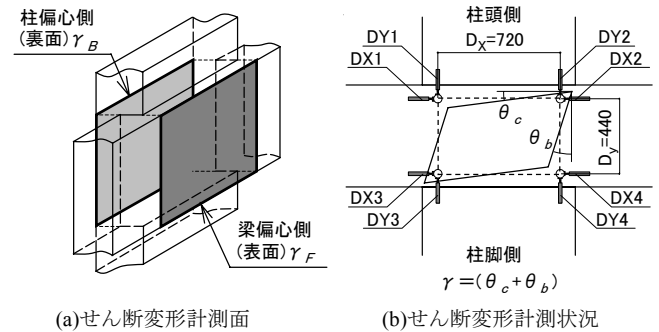


図-17 せん断変形角算出方法

Fig.17 Calculate method of shear deformation angle at beam-column joint

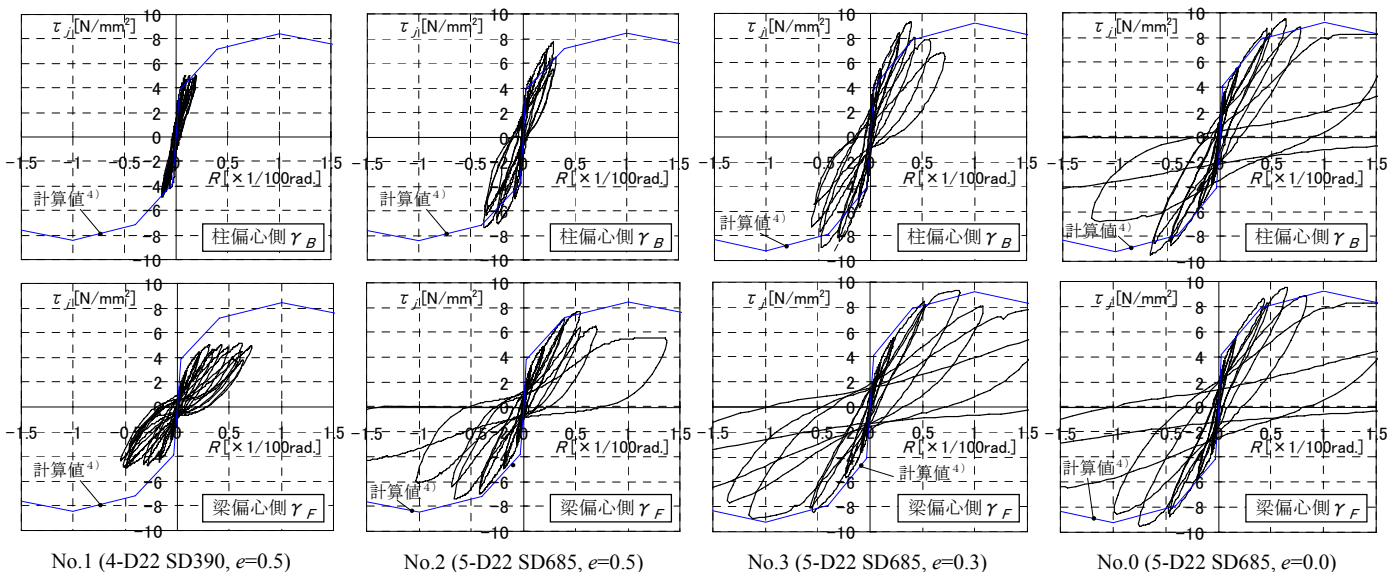


図-18 接合部せん断変形角(上段: 柱偏心側, 下段: 梁偏心側)

Fig.18 Shear deformation angle at beam-column joint (Upper: Column side, Lower: Beam side)

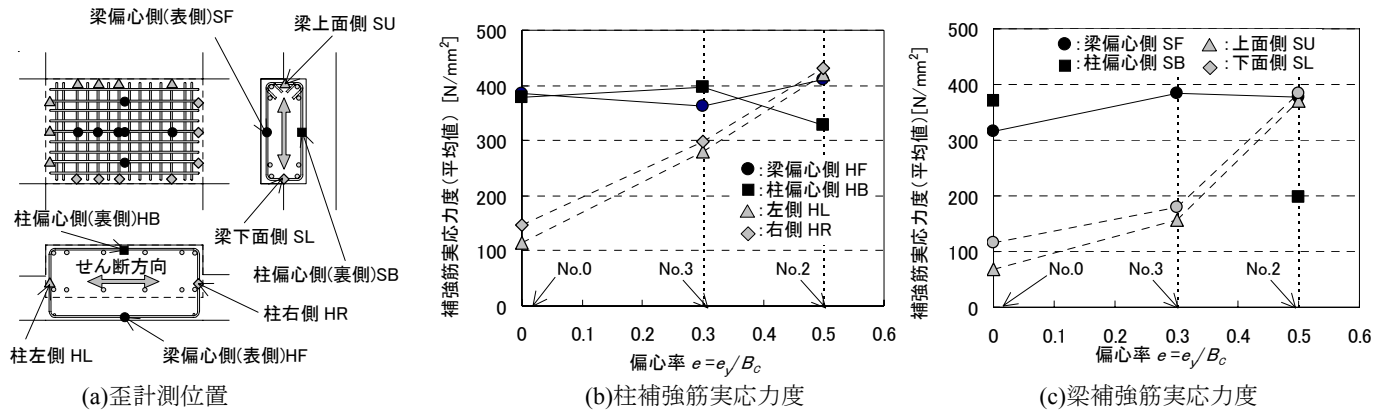


図-19 接合部内せん断補強筋実応力度

Fig.19 Stress of shear reinforcement in beam-column joint at test

有する試験体(No.1,2,3)は、偏心量が大きくなるにつれて、柱偏心側のせん断変形角が小さくなる傾向である。これは、柱偏心側のせん断抵抗に寄与する幅(断面)は、偏心率が大きくなるにつれて小さくなること、柱偏心側は軸応力度が大きいこと、また、せん断力とねじり力によって生じるせん断応力度は、梁偏心側で同一、柱偏心側で逆方向となることが原因と推測される。

耐震性能指針の評価値は、接合部が柱と梁のせん断補強を有するため最大耐力時変形角をやや大きく評価する傾向であるが、概ね実験値と対応する結果である。

4.4 接合部せん断補強筋抵抗

図-19 は最大耐力時の接合部内せん断補強筋実応力度-偏心率関係であり、補強筋の抵抗状態を示している。実応力度は、図(a)の位置で測定した歪と材料試験結果を用いて算出し、各辺毎の平均値を示している。

図(b), (c)の様に、柱せん断補強筋と梁せん断補強筋の性状は同様な傾向である。せん断方向(HF, HB, SF, SB)の実応力度は、偏心のない No.0 では表裏で同程度の値であり、 $e=0.5$ の No.2 では柱偏心側(裏側)が梁偏心側(表側)よりも小さく、幅方向の抵抗状態の差異が補強筋でも認められる。一方、せん断方向と直交方向(HL, HR, SL, SR)の補強筋の実応力度は、偏心率 e が大きくなるほど大きくなり、 $e=0.5$ の No.2 では、せん断方向とほぼ同様の値になっている。したがって、偏心を有する場合、せん断と同時にねじり力が発生し、その抵抗には直交方向のせん断補強筋が不可欠といえる。

図(b)に見られる様に、柱せん断補強筋の最大実応力度は 400 N/mm^2 程度と、梁せん断補強筋の降伏点強度 (383 N/mm^2) と同様な値であり、平均的には、梁降伏点強度程度の応力で抵抗していると推測される。しかしながら、計測点毎の柱せん断補強筋実応力度は、 $600 \sim 700 \text{ N/mm}^2$ 程度まで生じている箇所も観察されており、局所的には高強度補強筋の効果も認められる。

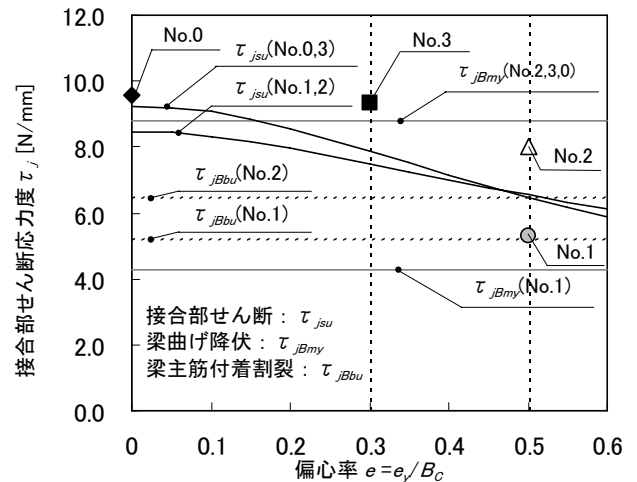
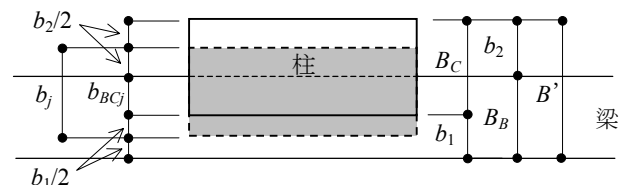
図-20 各耐力-偏心率 e 関係

Fig.20 Calculation Capacities and Test result

図-21 接合部有効幅 b_j Fig.21 Effective width of beam-column joint b_j

4.5 接合部耐力評価

図-20 に実験と計算の接合部せん断応力度 τ_j -偏心率 e 関係を示す。図中の線 (τ_{jsu} , τ_{jBmy} , τ_{jBbu}) は、耐力計算値であり、それぞれ、接合部のせん断耐力、梁端の曲げ降伏耐力および接合部内梁主筋付着割裂耐力を接合部内のせん断応力度 τ_j に換算した値である。

これまで示したように、梁側面が柱側面を越えて偏心した場合、接合部は、柱と梁が直接接合する断面のみでなく、柱側および梁側の断面も抵抗している。よって、接合部のせん断強度 τ_{jsu} は、既往の評価方法¹⁾を準用して接合部内のねじり力の影響を考慮することとし、そのねじり力には接合部全幅 B' で抵抗すると考え、(1)~(4)式で算出することとした。同様に、接合

部せん断耐力の評価に用いる有効幅 b_j は、図-21 の様に、柱と梁が重複する幅と共に梁と柱の協力幅 ($b_1/2, b_2/2$) を考慮することとした。

$$\tau_{jsu} = \beta_{jt} \cdot \kappa \cdot \phi \cdot F_j \quad (1)$$

$$\beta_{jt} = \{1 + (e \cdot K_{ju} / K_T)^2\}^{-0.5} \quad (2)$$

$$K_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j / B' \cdot D_j / D_C \quad (3)$$

$$K_T = 0.25 \cdot F_c^{0.5} + 0.45 p_{jw} \cdot \sigma_{jwy} \quad (4)$$

ここで、 β_j ：ねじりを考慮した接合部せん断耐力の低減係数、 κ ：接合部の形状による係数⁵⁾、 ϕ ：直交梁の有無による補正係数⁵⁾、 F_j ：接合部のせん断強度 $= 0.8 \cdot F_c^{0.7}$ 、 e ：偏心率、 b_j ：接合部有効幅(図-21)、 B' ：接合部全幅、 D_j ：接合部せい(ここでは $= D_C$)、 D_C ：柱せい、 F_c ：コンクリート圧縮強度、 p_{jw} ：接合部せん断補強筋比 $= \Sigma a_w / (B' \cdot D_B)$ 、 σ_{jwy} ：接合部せん断補強筋降伏点強度 $\leq 25 \cdot F_c$

梁端曲げ降伏耐力 τ_{jBmy} は、RC 規準曲げ略算式²⁾により降伏モーメント M_{bmy} を求め、下式により算出した。

$$\tau_{jBmy} = V_{jBmy} / (b_j \cdot D_j) \quad (5)$$

$$V_{jBmy} = 2 \cdot \{1 / j_B - l / h \cdot 1 / (l - D_C)\} \cdot M_{bmy} \quad (6)$$

ここで、 V_{jBmy} ：梁曲げ降伏時の接合部せん断力、 j_B ：梁応力中心間距離 $(= 7/8 \cdot d_B)$ 、 d_B ：梁有効せい、 l ：梁スパン、 h ：階高、その他記号は前述

また、接合部内の梁主筋付着割裂耐力 τ_{jBbu} は、4.2 節に示した様に、部材に用いられるコーナー割裂による付着強度 τ_{bu} ³⁾ を用いて下式で算出した。

$$\tau_{jBbu} = V_{jBbu} / (b_j \cdot D_j) \quad (7)$$

$$V_{jBbu} = \Sigma \tau_{bu} \cdot \phi \cdot D_C \cdot \{1 - l \cdot j_B / (h \cdot (l - D_C))\} \quad (8)$$

ここで、 V_{jBbu} ：接合部内梁主筋付着割裂破壊時の接合部せん断力、 ϕ ：主筋周長、その他記号は前述

図-20 に示すように、計算値と実験結果の比較すると、計算値が若干小さく算出される傾向があるものの、最小となる耐力式と実験の耐力および破壊モードがほぼ対応している。したがって、本実験の範囲の偏心率・形状比となる偏心接合部の耐力は、これら手法を用いて概ね評価できるといえる。

5. まとめ

RC 造梁の側面が RC 造扁平柱の側面を越えて偏心接合する柱梁接合部について、十字部分架構実験を実施して以下の結論を得た。

- ・初期剛性およびひび割れ性状は、梁偏心の影響が若干見られるものの、その全体的な挙動は、偏心がない場合と大きな差異は認められない。
- ・梁主筋および梁端部コンクリートの応力は、偏心によって柱偏心側(柱に定着された側)に集中するが、影響は小さく、本実験の形状・主筋量程度であれば偏心率 $e=0.5$ でも層間変形角 $1/50\text{rad}$ 程度まで曲げ降伏先行型の良好な変形能を確保できる。
- ・接合部のせん断補強は、偏心を有する場合、ねじり力が発生するため、その抵抗に直交方向のせん断補強筋が不可欠である。
- ・接合部のせん断耐力は、接合部有効幅を考慮するとともに既往の評価式を準用してねじり力を考慮すること、接合部内の梁主筋付着強度は、部材のコーナー割裂における付着強度を用いることで、概ね評価可能である。

今後、本偏心接合部構法の実施適用を進めていく予定である。

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—，1998.10
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準，2010
- 3) 藤井栄，森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究，第1報，第2報，日本建築学会論文報告集，第319号 pp.47～55，昭和57年9月，第324号 pp.45～52，昭和58年2月
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004
- 5) 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，1999