

円形定着板で 590N/mm² 級および 685N/mm² 級梁主筋を定着した RC 造ト形接合部の構造性能

STRUCTURAL PERFORMANCE OF R/C EXTERIOR BEAM-COLUMN JOINTS USING CIRCULAR ANCHOR PLATE FOR DEFORMED REBAR OF 590N/mm² AND 685N/mm² STRENGTH

益尾 潔 ——— *1 申 範昊 ——— *2

Kiyoshi MASUO ——— *1 Fanhao SHEN ——— *2

キーワード：
 円形定着板, 高強度主筋, ト形接合部, 終局耐力, 変形性能

The ultimate strength of R/C exterior beam-column joints using several types of mechanical anchorage for deformed rebar can be calculated by the proposed design formula derived on the basis of past test results. However, structural performance of such joints using a typical mechanical anchorage and circular anchor plate is not verified by a comparative test. In this study, the authors experimentally clarify the ultimate strength and ductility of R/C exterior beam-column joints using circular anchor plate to compare with a typical mechanical anchorage for deformed rebar of 590N/mm² and 685N/mm² strength.

Keywords:
 Circular anchor plate, High-strength deformed rebar, Exterior beam-column joint, Ultimate strength, Ductility

1. はじめに

筆者ら¹⁾は、ねじ鉄筋用の定着板・ナット一体型(以下、ネジ節型定着金物)と定着板単体型の機械式定着金物を用いたト形接合部の終局耐力は、定着金物形状に係わらず同じ設計式で評価できることを明らかにした。しかし、ネジ節型と定着板単体型定着金物を用いたト形接合部の構造性能を比較した実験は行われていない。

また、筆者ら^{2),3)}は、ネジ節型定着金物で 590N/mm² 級および 685N/mm² 級梁主筋を定着したト形接合部の構造性能について一連の実験を行った。本論文では、文献3)のネジ節型定着金物と同様、円形定着板で 590N/mm² 級および 685N/mm² 級梁主筋を定着したト形接合部の実験を行い、ネジ節型定着金物と円形定着板による終局耐力および変形性能について比較検討する。

実験対象の円形定着板は、図1に示すように、鉄筋先端面に摩擦圧接⁵⁾したねじと嵌合したものであり、円形定着板の外径は、ネジ節型定着金物の定着板直径と同様、鉄筋直径の2.5倍程度(支圧面積比5前後)⁷⁾とし、円形定着板内面で支圧力を受ける。

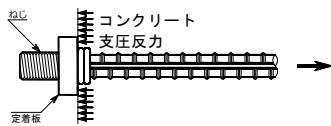


図1 実験対象の円形定着板

2. 実験

2.1 実験計画

(1) 実験因子および試験体

実験因子は、文献3)と同様、表1に示すように、①主筋鋼種(590N/mm² 級, 685N/mm² 級), ②コンクリートの目標圧縮強度 F_c (120N/mm²,

80N/mm², 60N/mm², 45N/mm²), ③梁主筋本数(4+2本, 4本)とした。試験体数は6体であり、試験体の形状寸法および配筋を図2に示す。

各試験体ともに、梁主筋定着長さ l_{ag} は (3/4)D_c (=13.5db) とし、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型を想定し、各部構造諸元を設定した。D_c は柱せい、db は梁主筋直径を示す。

(2) 使用材料

材料試験結果を表2に示す。高強度コンクリート F_c120 はシリカフュームセメントと高性能減水剤, F_c80 はシリカフュームセメント, 普通ポルトランドセメントと高性能 AE 減水剤を用い、水結合材比を 20% (F_c120) および 32% (F_c80) とした。

表1 実験計画

試験体	F _c (N/mm ²)	梁主筋		柱主筋 (p _g)	接合部 横補強筋 (p _{jwh})	載荷側 柱軸力 N _c (kN)	
		鋼種	引張鉄筋 (p _t)				
GE12-685-6	120	685	4+2 -D25 (2.30%)	12 -D22 SD490 (2.29%)	2-D10 4組 685 N/mm ² 級 (0.36%)	600	
GE12-590-6		590					
GE8-685-6		685					
GE8-590-6	80	590	4-D25 (1.45%)	(2.29%)	N/mm ² 級 (0.36%)	450	
GE6-590-4							60
GE4-590-4							45

【記号】 F_c: コンクリートの目標圧縮強度, p_t: 梁引張鉄筋比
 p_g: 柱主筋比, p_{jwh}: 接合部横補強筋比
 (共通) 柱断面寸法 (B_c × D_c): 450 × 450mm, 梁断面寸法 (B_g × D_g): 350 × 450mm
 梁主筋定着長さ l_{ag}=337.5mm (0.75D_c, 13.5db), db: 梁主筋直径
 円形定着板(外径)63mm, (厚さ)25mm
 梁, 柱横補強筋: 685N/mm²級高強度せん断補強筋

表2 材料試験結果

(a) コンクリート (b) 鉄筋

F _c (N/mm ²)	σ _B (N/mm ²)	ε _{co} (×10 ⁻³)	E _c (kN/mm ²)	σ _t (N/mm ²)	部位	鋼種	呼び名	σ _y (N/mm ²)	σ _u (N/mm ²)	伸び (%)	
120	137.6	3.54	44.7	6.78	梁主筋	685級	D25	743	956	16	
								602	770	23	
60	58.1	2.68	31.9	3.85		柱主筋	SD490	D22	537	682	20
								685級	D10	723	931
45	41.5	2.42	28.4	2.94							

F_c: 目標圧縮強度, σ_B: 実圧縮強度
 ε_{co}: σ_B時のひずみ, E_c: ヤング係数, σ_t: 割裂強度
 σ_y: 降伏点, σ_u: 引張強度

¹⁾ (一社) 建築構造技術支援機構 代表理事・工博
 (〒564-0052 大阪府吹田市広芝町3-29)

²⁾ 合同製鉄(株)技術総括部 担当部長・工博

¹⁾ Supporting Association for Building Structural Technology, Dr. Eng.

²⁾ GODO STEEL, Ltd., Dr. Eng.

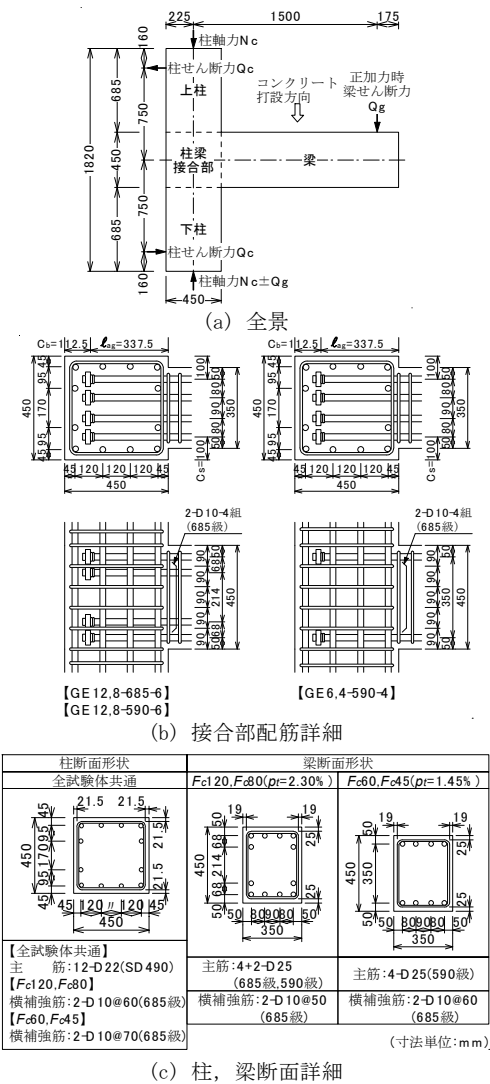
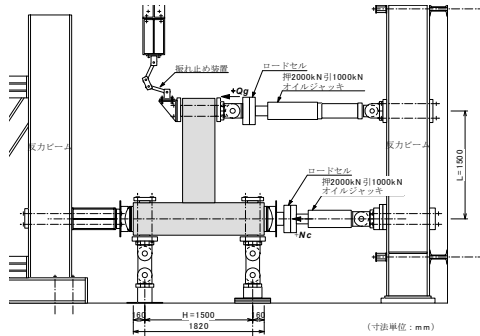


図2 試験体の形状寸法および配筋



(3) 実験方法

本実験では、図3に示すように、油圧ジャッキで軸力載荷側に一定柱軸力 N_c を加え、柱反曲点位置をピンローラー支持し、梁反曲点位置に押し引き型油圧ジャッキで正負繰返しせん断力を加力した。

2.2 各試験体の荷重-変形状および破壊形式

各試験体の梁せん断力 Q_g -層間変形角 R 関係を図4、代表的試験体のひび割れ状況を写真1に示す。図4中には、最大耐力 Q_{max} 、限界層間変形角 R_{80} および主な発生現象を示し、写真1中には、最大ひび割れ幅を併記した。 R_{80} は、文献1), 2)と同様、 Q_{max} の80%耐力低下時の限界層間変形角実験値とした。図4に示すように、

Fc120, F80, Fc60, Fc45 試験体ともに、 $R=4.8\sim 6.0\times 10^{-3}$ rad. 時に接合部せん断ひび割れ(MJC)が定着金物近傍から発生し、 $R=20\times 10^{-3}$ rad. の第1サイクル正加力時に梁主筋の引張降伏(BTY), $R=20\times 10^{-3}$ rad. の第1サイクル正または負加力時に接合部横補強筋の引張降伏(JHY)が発生した。試験体 GE6-590-4を除く試験体では $R=19\sim 20\times 10^{-3}$ rad. 時、試験体 GE6-590-4は $R=40\times 10^{-3}$ rad. 時に、それぞれ最大耐力 Q_{max} に達し、各試験体の限界層間変形角実験値 R_{80} は $37.6\sim 68.4\times 10^{-3}$ rad. となった。以上より、各試験体ともに、破壊形式は梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型であると判別された。

MJC: 接合部せん断ひび割れ, BTY: 梁主筋の引張降伏
 JHY: 接合部横補強筋の引張降伏, ATY: 定着部拘束筋の引張降伏
 BCS: 梁材端部コンクリートの圧壊

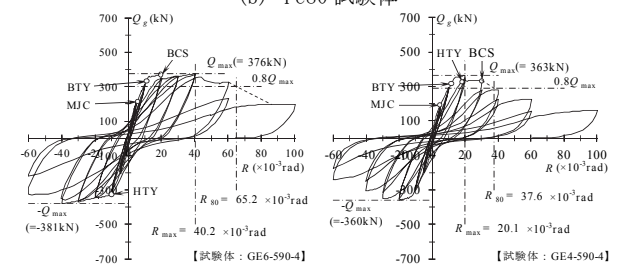
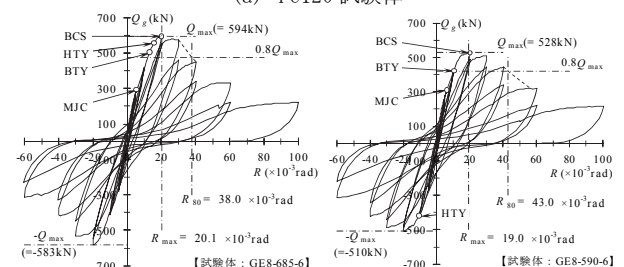
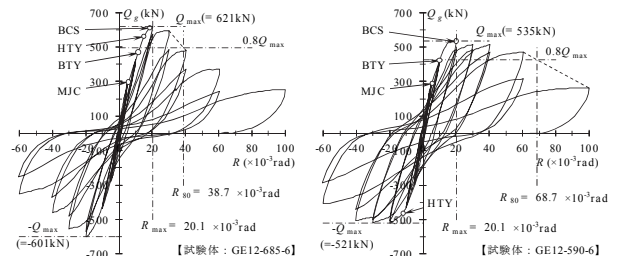
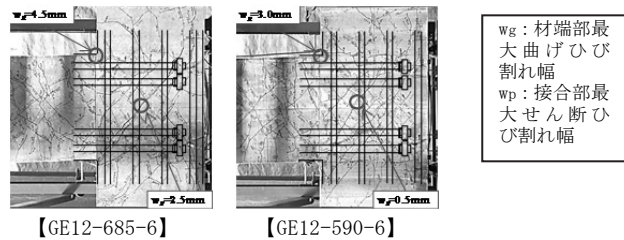


図4 各試験体の Q_g-R 関係



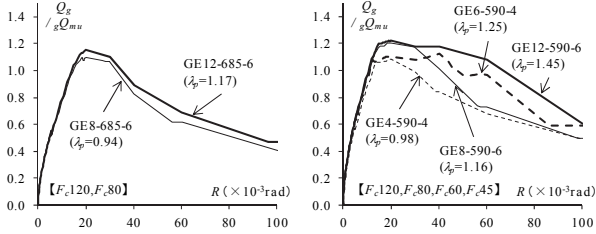
2.3 実験因子ごとの $Q_g/gQ_{mu}-R$ 関係包絡線

実験因子ごとの基準化梁せん断力 Q_g/gQ_{mu} -層間変形角 R 関係正加力時包絡線を図5に示す。同図の正加力時包絡線は文献1), 2)と同様に定義し、同図中には、接合部耐力余裕度 $\lambda_p (=gQ_{ju}/gQ_{mu})$ を併記した。 gQ_{ju} は接合部終局耐力時梁せん断力、 gQ_{mu} は梁曲げ終局耐力時せん断力であり(3.1節参照)、本実験の柱梁耐力比 cQ_{mu}/gQ_{mu} は $1.5\sim 2.3$ である。 cQ_{mu} は柱曲げ耐力時梁せん断力であり、軸力載

荷側正加力時柱軸力 N_c を用いて求めた(図3参照)。

同図によると、梁主筋鋼種 685N/mm² 級, 590N/mm² 級ともに, Fc120 試験体(太実線)は Fc80 試験体(細実線)よりも上回り, 590N/mm² 級の Fc60 試験体(太破線)は Fc45 試験体(細破線)よりも上回った。

すなわち, コンクリート強度が減少すると, λ_p の減少に伴い, 梁曲げ降伏後の変形性能が低下した。

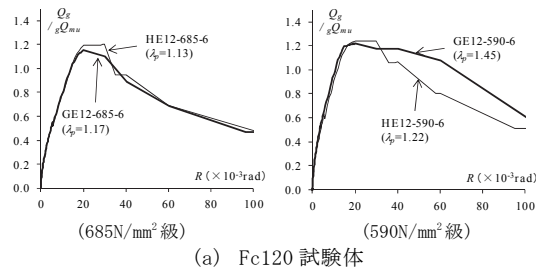


(a) 梁主筋鋼種 685N/mm² 級 (b) 梁主筋鋼種 590N/mm² 級
図5 実験因子ごとの $Q_g/gQ_{mu}-R$ 関係包絡線

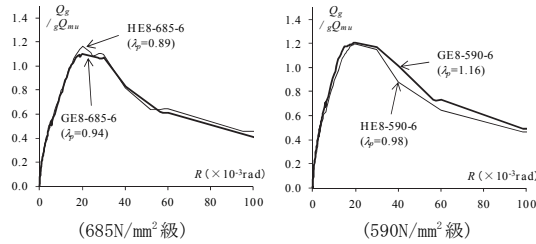
2.4 円形定着板とネジ節型定着金物の $Q_g/gQ_{mu}-R$ 関係包絡線

円形定着板の本実験とネジ節型定着金物の既往実験(HE12-685-6, HE12-590-6, HE8-685-6, HE8-590-6, HE6-590-4, HE4-590-4)³⁾の基準化梁せん断力 Q_g/gQ_{mu} -層間変形角 R 関係正加力時包絡線を図6に示す。本実験と既往実験の接合部横補強筋はともに 2-D10-4 組(鋼種 685N/mm² 級)とした。同図中には, 接合部耐力余裕度 λ_p を併記した。本実験と既往実験の試験体は部材寸法, 配筋, 鉄筋鋼種, コンクリートの目標圧縮強度を同じにしているが, 実験実施時期が異なるので, 材料強度が異なり, 接合部耐力余裕度 λ_p に差異が生じた。

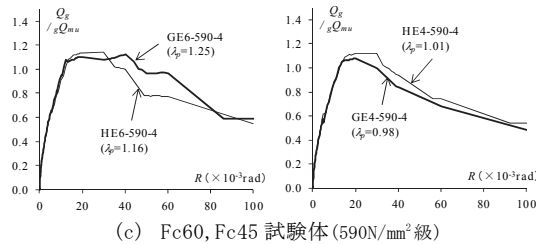
同図によると, コンクリート強度, 梁主筋鋼種に係わらず, 円形定着板とネジ節型定着金物によって有意な差は見られず, 両者ともに, 接合部耐力余裕度 λ_p の増加に伴い, 変形性能が向上した。



(a) Fc120 試験体



(b) Fc80 試験体



(c) Fc60, Fc45 試験体(590N/mm² 級)

図6 円形定着板とネジ節型定着金物の $Q_g/gQ_{mu}-R$ 関係包絡線

これは, 梁曲げ降伏後, 層間変形角 $R=20 \times 10^{-3}$ rad. 程度以降, 接

合部横補強筋の引張降伏に伴い, 円形定着板とネジ節型定着金物による接合部せん断ひび割れの進展状況が同様であったことに起因すると考えられる(2.6節参照)。

すなわち, 同一接合部横補強筋量 $\rho_{jwh} \sigma_{wy}$ の円形定着板とネジ節型定着金物の場合, 接合部コアに対する横拘束力は同程度であるので, 接合部せん断ひび割れは同様に進展したと考えられる。 ρ_{jwh} は接合部横補強筋比, σ_{wy} は接合部横補強筋の降伏強度を示す。

2.5 最大ひび割れ幅の推移

正加力所定時の梁端最大曲げひび割れ幅 w_g , 接合部最大せん断ひび割れ幅 w_p の推移を図7に示す。それらのひび割れ幅はクラックスケールで測定した(写真1参照)。

同図(a)によると, 各試験体ともに, 梁端最大曲げひび割れ幅 w_g の進展度合いは, 梁曲げ降伏時の $R=10 \times 10^{-3}$ rad. 程度以降からやや増加する。これは, 梁曲げ降伏以降, 梁主筋引張降伏に伴う梁端部と接合部の応力再配分起因すると考えられる。

同図(b)によると, 梁主筋鋼種 685N/mm² 級, 590N/mm² 級に係わらず, 接合部最大せん断ひび割れ幅 w_p の進展度合いは, 接合部耐力余裕度 λ_p が小さい順(たとえば, GE4-590-4 ($\lambda_p=0.98$), GE12-590-6 ($\lambda_p=1.24$))に概ね大きい(図5参照)。

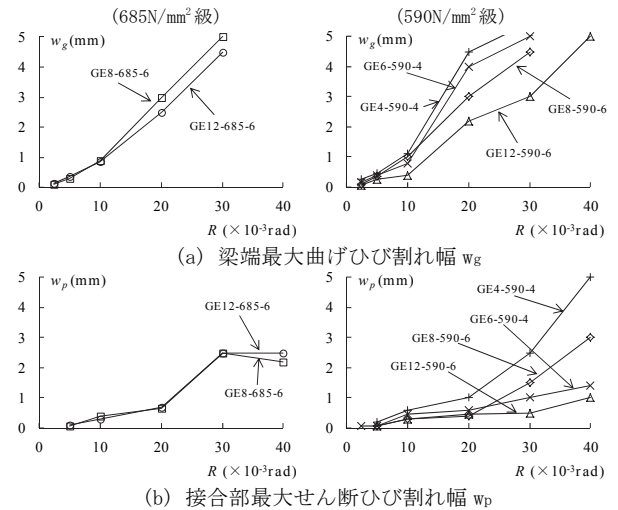


図7 実験因子ごとの最大ひび割れ幅の推移

2.6 接合部横補強筋ひずみの推移

正加力所定時の接合部横補強筋ひずみ $\epsilon_{Hi}-R$ 関係の一例を図8に示す。各試験体ともに, 引張側梁主筋定着部に近い横補強筋ひずみ $\epsilon_{H2} \sim \epsilon_{H4}$ が大きく, $R=10 \sim 20 \times 10^{-3}$ rad. 時に ϵ_y を超え急増した。

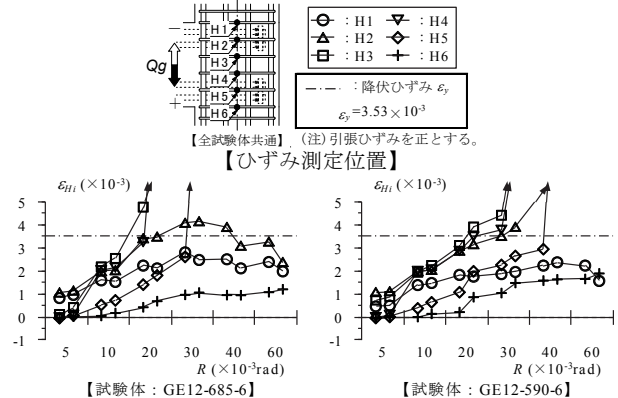


図8 接合部横補強筋ひずみ $\epsilon_{Hi}-R$ 関係の一例(正加力時)

次に、 $\varepsilon_{H2} \sim \varepsilon_{H4}$ の平均ひずみ $\varepsilon_H - R$ 関係を図9に示す。

同図によると、梁主筋鋼種685N/mm²級、590N/mm²級ともに、コンクリート強度に係わらず、接合部横補強筋の平均ひずみ ε_H は、梁曲げ降伏後も同様に推移した。これは、各試験体ともに、接合部せん断ひび割れが同様に推移したこと起因すると考えられる。 p_{jwh} は接合部横補強筋比、 σ_{wy} は接合部横補強筋の降伏強度を示す。

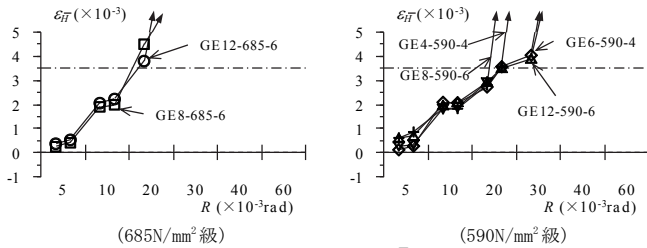


図9 接合部横補強筋平均ひずみ $\varepsilon_H - R$ 関係(正加力時)

3. 終局耐力および変形性能の検討

3.1 終局耐力

(1) 梁曲げ終局耐力時せん断力および接合部終局耐力時梁せん断力
ここでは、梁曲げ終局耐力時せん断力 g_{Qmu} 、文献1)、2)提案の式(1)による接合部終局耐力時梁せん断力 g_{Qju} の妥当性を確認する。

$g_{Qmax}/g_{Qmu} - g_{Qju}/g_{Qmu}$ 関係を図10に示す。 g_{Qmax} は最大耐力実験値、 g_{Qju}/g_{Qmu} は接合部耐力余裕度であり、耐力計算値の算定には鉄筋の実降伏点およびコンクリートの実圧縮強度を用いた。同図中には、普通強度材料の直交梁なし既往実験(92体:○)⁴⁾と高強度材料の既往実験(67体:●)^{2),3)}および本実験値(6体:◆)を示した。

普通強度材料はSD295A~SD490普通強度鉄筋と設計基準強度Fc21~Fc60のコンクリートを組合せた場合、高強度材料は590N/mm²級および685N/mm²級高強度鉄筋と設計基準強度Fc45~Fc120のコンクリートを組合せた場合である。

$$l_{ag} \geq (3/4)D_c \text{ の時, } g_{Qju} = \min(g_{Qpu}, g_{Qau})$$

$$l_{ag} < (3/4)D_c \text{ の時, } g_{Qju} = \min(g_{Qpu}, g_{Qau}, g_{Qcu}) \quad (1)$$

ここに、 l_{ag} : 梁主筋定着長さ、 D_c : 柱せい

g_{Qpu} : 接合部せん断終局耐力時梁せん断力

g_{Qau} : 側面剥離定着耐力時梁せん断力

g_{Qcu} : 掻き出し定着耐力時梁せん断力

同図によると、本実験の最大耐力実験値 g_{Qmax} は、普通強度材料および高強度材料の既往実験と同様、 $g_{Qju}/g_{Qmu} \geq 1$ では梁曲げ耐力時せん断力 g_{Qmu} を上回り、 $g_{Qju}/g_{Qmu} < 1$ では接合部耐力時梁せん断力 g_{Qju} を上回る。

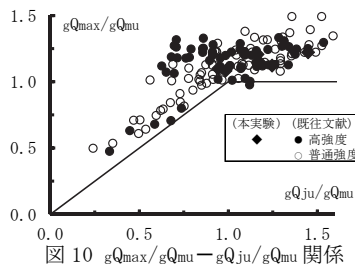


図10 $g_{Qmax}/g_{Qmu} - g_{Qju}/g_{Qmu}$ 関係

図11に、 $g_{Qju}/g_{Qmu} \geq 1$ の $g_{Qmax}/g_{Qmu} - g_{Qcu}/g_{Qmu}$ 関係を示す。同図中の $g_{Qcu}/g_{Qmu} = 1/0.7$ は、掻き出し定着耐力の低減係数 β_n を0.7とした時の破壊形式判別の境界である^{1),2)}。これによると、 $g_{Qcu}/g_{Qmu} < 1/0.7$ の場合、 g_{Qmax}/g_{Qmu} が低下する傾向があり、 g_{Qmu} は掻き出し定着耐力時梁

せん断力 g_{Qcu} の影響を受ける。すなわち、 $\beta_n = 0.7$ とすれば、本実験、既往実験ともに、 g_{Qmu} は安全側に評価される。

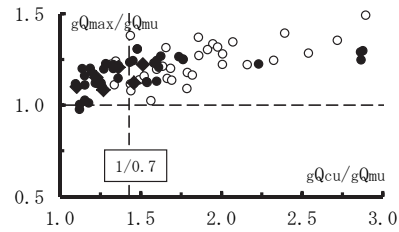


図11 $g_{Qju}/g_{Qmu} \geq 1$ の $g_{Qmax}/g_{Qmu} - g_{Qcu}/g_{Qmu}$ 関係

図10に示すように、 $g_{Qju}/g_{Qmu} < 1$ では、最大耐力実験値 g_{Qmax} が梁曲げ終局耐力せん断力 g_{Qmu} を上回る試験体から接合部終局耐力 g_{Qju} に近い試験体まで存在する。これは、接合部せん断破壊型と梁主筋側面剥離定着破壊型や梁主筋掻き出し定着破壊型が混在するためであると考えられる。

これらより、 $g_{Qju}/g_{Qmu} < 1$ の $g_{Qmax}/g_{Qpu} - g_{Qau}/g_{Qpu}$ 関係を図12に示す。 g_{Qau} は側面剥離定着耐力時、 g_{Qpu} は接合部せん断終局耐力時梁せん断力である。同図中、破線で示した $g_{Qau}/g_{Qpu} = 1/0.8$ は、側面剥離定着耐力の低減係数 β_{ao} を0.8とした時の破壊形式判別の境界である^{1),2)}。

同図によると、既往実験、本実験ともに、梁主筋降伏強度の上昇に伴い、 $g_{Qau}/g_{Qpu} \geq 1/0.8$ になると、 g_{Qpu} は過小評価となり、 g_{Qmax}/g_{Qpu} が増加する。

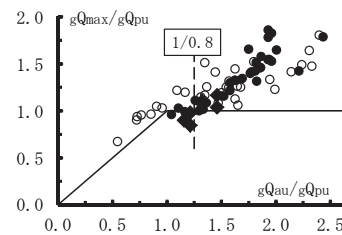


図12 $g_{Qju}/g_{Qmu} < 1$ の $g_{Qmax}/g_{Qpu} - g_{Qau}/g_{Qpu}$ 関係

(2) 接合部せん断終局耐力

$\tau_{pm} - \sigma_B$ 関係を図13に示す。 τ_{pm} は式(2)による接合部最大せん断強度実験値、 σ_B はコンクリートの実圧縮強度である。

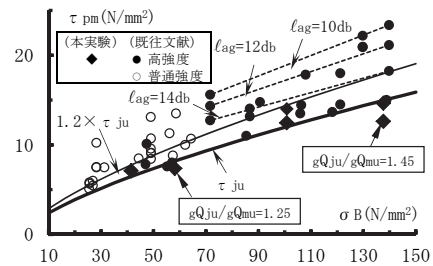


図13 $\tau_{pm} - \sigma_B$ 関係

同図中には、概ね、 $g_{Qju}/g_{Qmu} < 1$ かつ $g_{Qau}/g_{Qpu} \geq 1$ の普通強度材料の既往実験値(○)⁴⁾と高強度材料の既往実験値(●)^{2),3)}および本実験値(◆)を示すとともに、梁主筋定着長さ l_{ag} が同じ実験値を点線で繋ぎ、靱性保証型指針式(3)⁶⁾の接合部せん断強度 τ_{ju} を示した。

$$\tau_{pm} = g_{Qmax} \cdot \{ (l_o/j_{tg}) - (l/h) \} / (2b_j \cdot l_{ag}) \quad (2)$$

$$\tau_{ju} = \kappa_u \cdot \phi \cdot F_j, \quad F_j = 0.8 \sigma_B^{0.7} \quad (3)$$

ここに、 g_{Qmax} : 最大耐力実験値、 l : スパン長、 l_o : 内法スパン長
 h : 階高、 j_{tg} : 梁上下主筋の重心間距離

b_j : 接合部の有効幅, l_{ag} : 梁主筋定着長さ
 κ_u : 接合部の形状係数 ($\kappa_u=0.7$)
 ϕ : 直交梁の有無による補正係数 ($\phi=0.85$)

同図によると、本実験では、梁曲げ終局耐力の影響より、 τ_{pm} が τ_{ju} よりも小さい場合がある。それを除くと、本実験の τ_{pm} は τ_{ju} よりも概ね大きい。

3.2 変形性能

(1) 限界層間変形角実験値 R_{80} —接合部耐力余裕度 gQ_{ju}/gQ_{mu} 関係

R_{80} — gQ_{ju}/gQ_{mu} 関係を図14に示す。 R_{80} は最大耐力の80%耐力低下時の限界層間変形角実験値であり、同図中には、図10と同様、普通強度材料の直交梁なし既往実験値(92体:○)⁴⁾と高強度材料の既往実験値(67体:●)^{2),3)}および本実験値(6体:◆)を示した。また、普通強度材料を用いた既往実験の R_{80} を基に、文献1)で定義した接合部耐力余裕度で決定する限界層間変形角 R_{80a} を示すとともに、梁主筋定着長さ l_{ag} のみを変えた実験値を点線で繋いだ²⁾。

同図によると、本実験の R_{80} は、普通強度材料および高強度材料の既往実験と同様、接合部耐力余裕度 gQ_{ju}/gQ_{mu} に係わらず、限界層間変形角 R_{80a} を上回った。梁主筋定着長さ l_{ag} のみを変えた高強度材料の既往実験^{2),3)}では、外周筋のみの接合部横補強筋を用い、 $l_{ag}=12db$ とした場合、 gQ_{ju}/gQ_{mu} は1前後であり、コンクリート強度 F_c に係わらず、 R_{80} は4~5/100程度で、 $l_{ag}=15db$ の R_{80} は $l_{ag}=12db$ よりも増加した。ただし、 gQ_{ju}/gQ_{mu} に対する R_{80} の増加割合は、コンクリート強度 F_c が大きいほど減少した。

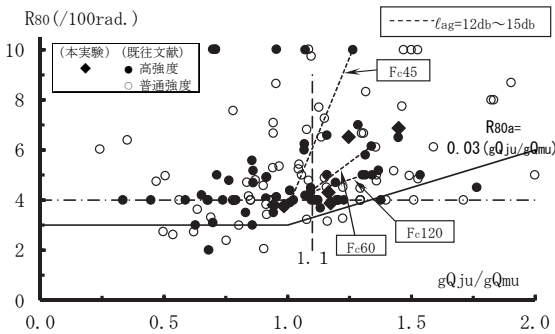


図14 限界層間変形角実験値 R_{80} —接合部耐力余裕度 gQ_{ju}/gQ_{mu} 関係

(2) 保証限界層間変形角 R_{80min} の評価

機械式定着による梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型ト形接合部の普通強度材料(17体)⁴⁾および高強度材料(本実験と既往実験^{2),3)}の24体を用いた直交梁なし試験体の R_{80}/R_{80a} — $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係を図15、 R_{80} — R_{80min} 関係を図16に示す。 R_{80a} は接合部耐力余裕度 $\lambda_p (=gQ_{ju}/gQ_{mu})$ で決まる限界層間変形角、 p_{jwh} は接合部横補強筋比、 σ_{wy} は接合部横補強筋の実降伏強度、 σ_B はコンクリートの実圧縮強度であり、 R_{80min} は、文献7)の設計式(4)による保証限界層間変形角である。

$$R_{80min} = R_{80a} \cdot \alpha_w \quad (4)$$

$$\alpha_w = \alpha_{wo} + \beta_w \cdot (p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B) \quad (5)$$

α_w : 接合部横補強筋量による補正係数

$\alpha_{wo}=0.4$ (直交梁なし), $\beta_w=19$ (ト形接合部)

図16に示すように、本実験の限界層間変形角実験値 R_{80} は、普通強度材料および高強度材料の既往実験と同様、保証限界層間変形角 R_{80min} の0.8倍程度以上となった。これらより、円形定着板で590N/mm²級、685N/mm²級梁主筋を定着したト形接合部の場合、ネジ節型定着金

物と同様、梁主筋定着長さ $l_{ag} \geq (3/4)D_c$ 、かつ、 $gQ_{ju}/gQ_{mu} \geq 1.1$ とし、式(4)を用いると、接合部横補強筋量に応じて、設計で保証すべき保証限界層間変形角 R_{80min} を確保できる。

凡例: 図14と同じ

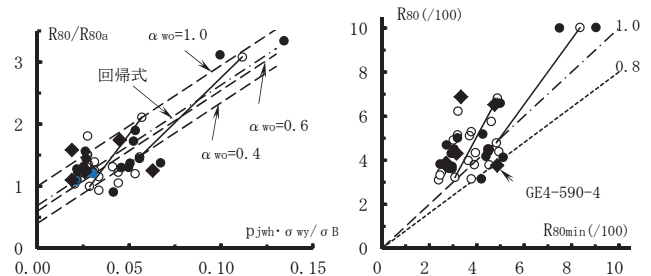


図15 R_{80}/R_{80a} — $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係 図16 R_{80} — R_{80min} 関係

4. まとめ

本論文では、円形定着板で590N/mm²級および685N/mm²級梁主筋を定着したト形接合部の実験を行い、以下の知見を得た。

- 590N/mm²級および685N/mm²級梁主筋を用いた円形定着板の本実験とネジ節型定着金物の既往実験による最大耐力および梁曲げ降伏後の変形性能については、コンクリート強度、梁主筋鋼種に係わらず、円形定着板とネジ節型定着金物によって有意な差は見られず、両者ともに、接合部耐力余裕度 $\lambda_p (=gQ_{ju}/gQ_{mu})$ の増加に伴い、変形性能が向上した。
- 本実験の最大耐力実験値 gQ_{max} は、普通強度材料および高強度材料の既往実験と同様、接合部耐力余裕度 $gQ_{ju}/gQ_{mu} \geq 1$ では梁曲げ耐力時せん断力 gQ_{mu} を上回り、 $gQ_{ju}/gQ_{mu} < 1$ では接合部耐力時梁せん断力 gQ_{ju} を上回る。これらより、円形定着板の場合も、ネジ節型定着金物と同様、式(1)の接合部終局耐力時梁せん断力 gQ_{ju} は、最大耐力実験値に対して妥当に評価されたと言える。
- 本実験の限界層間変形角実験値 R_{80} は、普通強度材料および高強度材料の既往実験と同様、接合部耐力余裕度 gQ_{ju}/gQ_{mu} に係わらず、接合部耐力余裕度で決定する限界層間変形角 R_{80a} を上回った。
- また、本実験の R_{80} は、普通強度材料および高強度材料の既往実験と同様、式(4)による保証限界層間変形角 R_{80min} の0.8倍程度以上となった。

謝辞

本実験は、(一財)日本建築総合試験所で行われたものであり、関係者の皆様に謝意を表する。

参考文献

- 益尾潔, 窪田敏行: 機械式定着工法によるRC造ト形接合部の終局耐力に関する設計条件, 日本建築学会構造系論文集, 第590号, pp. 87-94, 2005. 4
- 益尾潔, 足立将人: 機械式定着によるRC造ト形柱梁接合部の構造性能—高強度材料を用いた場合—, 日本建築学会構造系論文集, 第632号, pp. 1841-1848, 2008. 10
- 益尾潔, 堂下航: 機械式定着による590N/mm²および685N/mm²級梁主筋を用いたト形接合部の構造性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 747-750, 2013. 8
- 益尾潔, 足立将人: 機械式定着によるRC造ト形柱梁接合部の構造性能, 日本建築学会構造系論文集, 第627号, pp. 819-826, 2008. 5
- 日刊工業新聞社: 摩擦接合技術, 2006
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- (一社)建築構造技術支援機構: SABTEC 機械式定着工法設計指針(2014年)

[2015年10月2日原稿受理 2015年11月16日採用決定]