

論文 高変動軸力が作用する RC 造ト形柱・梁接合部の曲げ降伏後の軸崩壊発生条件に関する検討

萩原 大樹*1・前田 匡樹*2・鈴木 裕介*3・小池 拓矢*4

要旨： 本研究では、変動軸力のレベルや接合部横補強筋をパラメータとしたト形柱梁接合部部分架構の静的載荷実験を行い、既往の実験も含めて接合部降伏して損傷が生じた後の大変形時の軸力保持性能に関する検討を行った。その結果、接合部補強比が 0.4 以上または接合部強度低下率 β_j が 0.90 程度以上の試験体は接合部降伏が発生しないことを確認できた。また、接合部降伏が発生してもコンクリートが負担する圧縮軸力比が 0.10~0.15 以下であれば軸崩壊は発生しないことを明らかにした。さらに、軸崩壊のメカニズムを提案し、接合部降伏後の軸崩壊発生の有無を概ね判定できることを確認した。

キーワード： ト形柱梁接合部, 変動軸力, 接合部降伏, 軸崩壊, 強度低下率 β_j

1. はじめに

近年の研究により、日本建築学会の靱性保証型設計指針¹⁾に従って接合部せん断強度を確保して梁曲げ降伏が先行するように設計した場合も、柱と梁の曲げ強度の比（以下、柱梁強度比）が 1.0 に近いと、設計時に想定した梁曲げ降伏時の計算耐力を発揮できない破壊モードである接合部降伏破壊が発生することが確認されている²⁾。

一方、日本建築学会の保有水平耐力計算規準³⁾において接合部降伏破壊時の節点モーメントと梁の危険断面での終局曲げモーメント時の節点モーメントの比の値として接合部降伏による強度低下率 β_j が定められている。式(1)で表す強度低下率 β_j が 1.0 を超えれば概ね梁曲げ強度が発揮されるとしている。

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\Sigma A_t f_y}{b_j D_b F_c} + \frac{1}{4} \left(\frac{M_{cu} + M_{cu'}}{M_{bu}} \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\Sigma A_{jw} f_{jy}}{\Sigma A_t f_y} \right) \right\} \xi_r \quad (1)$$

ここで、 ΣA_t 、 ΣA_{jw} ：梁主筋、接合部補強筋の総断面積、 f_y 、 f_{jy} ：梁主筋、接合部補強筋の降伏強度、 b_j ：接合部有効幅、 D_b ：梁せい、 F_c ：コンクリート圧縮強度、 M_{cu} 、 M_{cu}' ：上柱、下柱の曲げ終局モーメント、 M_{bu} ：梁の曲げ終局モーメント、 ξ_a ：柱の有効せい比、 ξ_r ：接合部アスペクト比による補正係数とする。

筆者らの既往研究では、図-1 に示すような、高層建物下層部の外柱・梁接合部（以下、ト形接合部）を想定した、高変動軸力が作用するト形接合部の静的載荷実験を通じ、引張軸力下で β_j が 0.90 以下になると接合部降伏して損傷が生じ、この損傷が大きくなると、圧縮軸力下で軸崩壊が発生する可能性を報告している⁴⁾⁷⁾。また、実験結果に基づき、図-2 に示すような軸崩壊発生に影響

するパラメータを明らかにし、軸崩壊の発生条件を定量的に評価するための力学モデルを提案した。しかし、接合部降伏後の軸耐力に影響すると考えたコンクリートの損傷程度の評価など、さらなる検討が必要となった。

そこで、本研究では接合部横補強筋量や圧縮軸力比の負担割合を変動させたト形柱梁接合部部分架構の静的載荷実験を実施し、その結果から、軸崩壊発生防止条件を明らかにするとともに、接合部降伏後の軸崩壊発生メカニズムの柱主筋負担軸力とコンクリートの有効強度係数についてより詳細な検討を加えることを目的としている。

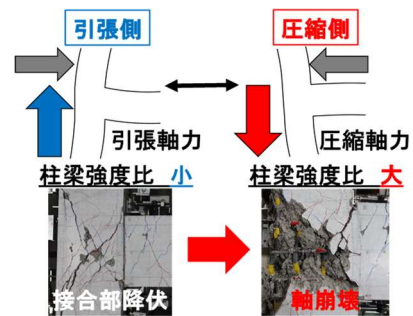


図-1 接合部降伏後の軸崩壊

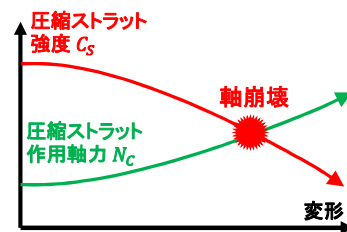


図-2 軸崩壊発生メカニズム

*1 東北大学 大学院工学研究科 都市系専攻 (学生会員)

*2 東北大学 大学院工学研究科 都市系専攻 教授 博士 (工学) (正会員)

*3 大阪公立大学 大学院工学研究科 都市系専攻 准教授 博士 (工学) (正会員)

*4 (株) 鈴木建築設計事務所

2. 実験計画

2.1 試験体計画

既報⁷⁾において軸崩壊した試験体 T12-30T4C5-N-13 を基準試験体として 4 体の試験体を設計した。図-3 に試験体の配筋図、表-1 に試験体諸元、表-2 に材料試験の結果を示す。試験体の寸法・形状は柱断面 250×250mm、梁断面 225×270mm、階高 1350mm、梁スパン 1850mm の 1/3 スケール縮小試験体とした。配筋詳細は表-1 中に示す。また、全試験体において、接合部内梁主筋の定着は機械式定着工法、定着長さは 3/4D (D: 柱せい) とした。

本実験では、引張側の柱梁強度比を共通因子とし、既往実験で変動パラメータとしていた、接合部補強比や β_j 、圧縮軸力比 η に加えて、コンクリートの圧縮軸力比 η_c と柱主筋の圧縮軸力比 η_s を変動パラメータとして試験体を設計した。 η 、 η_c 、 η_s を式(2)(3)(4)に示す。

$$\eta = N/bD\sigma_B \quad (2)$$

$$\eta_s = a_g\sigma_y/bD\sigma_B \quad (3)$$

$$\eta_c = (N - a_g\sigma_y)/bD\sigma_B \quad (4)$$

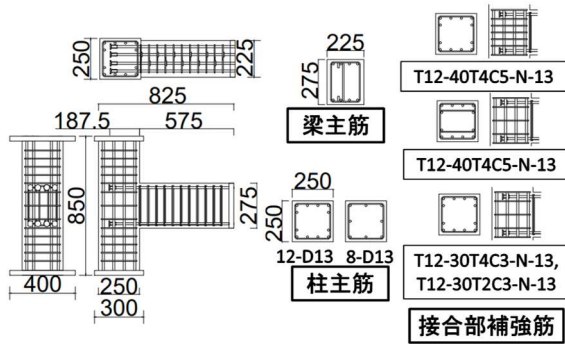


図-3 試験体配筋図 (mm)

表-1 試験体詳細

		T12-30T4	T12-40T4	T12-50T4	T12-30T4	T12-30T2
		C5-N-13	C5-N-13	C5-N-13	C3-N-13	C3-N-13
柱	主筋	12-D13				
	帯筋	2-D6@50				
梁	階高 (mm)	1350				
	主筋	4-D13				
	帯筋	3-D6@50				
コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)		35.1	35.4	38.9	40.8	38.3
接合部補強筋		2-D6 3set	2-D6 5set	4-D6 3set	2-D6 3set	
接合部補強比		0.24	0.40	0.48	0.24	
下柱軸力比	圧縮	0.50				
	引張	-0.45		-0.38	-0.14	
圧縮軸力比 (コンクリート) η_c	圧縮	0.19	0.22	0.24	0.07	0.16
	引張	0.31	0.28	0.26	0.24	0.15
圧縮軸力比 (柱主筋) η_s	圧縮	1.26	1.30	1.38	1.31	1.20
	引張	0.84	0.92	0.97	0.86	0.84

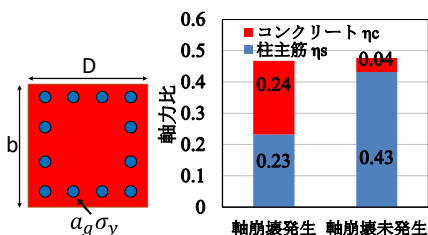


図-4 軸力負担割合のイメージ

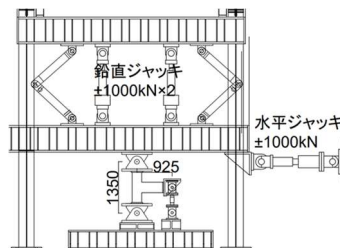


図-5 加力装置図

表-2 材料試験結果

コンクリート	T12-40T4	T12-50T4	T12-30T4	T12-30T2
	C5-N-13	C5-N-13	C3-N-13	C3-N-13
ヤング係数 (N/mm ²)	27750	28712	29102	27884
圧縮強度 (N/mm ²)	35.4	38.9	40.8	38.3

	柱主筋	梁主筋	補強筋
降伏強度 (N/mm ²)	382.3	536.2	327.0
ヤング係数 (N/mm ²)	184213	187767	183877

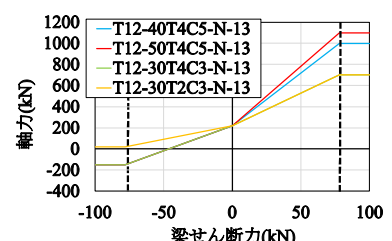


図-6 軸力のルール

ここで、 N : 軸力、 b : 柱幅、 D : 柱せい、 σ_B : コンクリート圧縮強度、 a_g : 柱主筋断面積、 σ_y : 柱主筋降伏強度とする。

なお、柱梁強度比は軸力の大きさによって変化するが、本論文においては加力時の引張軸力が最大となり柱曲げ強度が最小となる時、つまり柱梁強度比が下限となる時の値に着目している。

図-4 に既往実験^{6),7)}の軸力負担割合を示す。圧縮軸力をコンクリートと柱主筋の両方で負担しており、柱主筋が降伏強度を發揮していると仮定した柱主筋負担分 $a_g\sigma_y$ を引いたものを、コンクリートが負担していると考え。図-4 に示すとおり、圧縮軸力比 η が同程度であっても η_c が小さければ軸崩壊を防止できることを示している。

T12-40T4C5-N-13 と T12-50T4C5-N-13 は基準試験体に対して接合部横補強筋 $a_{jw}\sigma_{jy}$ を増やし接合部補強比 ($\Sigma A_{jw}f_{jy}/\Sigma A_{fy}$) と強度低下率 β_j を大きくした試験体である。T12-30T4C3-N-13 は基準試験体に対して圧縮軸力比 η と η_c を小さくした試験体である。T12-30T2C3-N-13 は T12-30T4C3-N-13 に対して、柱主筋量を減じ η_c を大きくした試験体である。

2.2 加力計画

図-5 に加力装置図を示す。柱反曲点をピン支持、梁反曲点をローラー支持とし、1000kN 水平ジャッキにより正負交番静的漸増繰り返し載荷を行った。変動軸力は 2 本の 1000kN 鉛直ジャッキにより加力梁を水平に保ちながら導入した。図-6 に示すように、梁せん断力が梁曲げ終局時の計算値に達する時に目標最大軸力となるように、変動軸力を梁せん断力に比例させて制御した。図中の点線は梁曲げ終局時せん断力の計算値である。

3. 実験結果

3.1 荷重－変形関係及び破壊状況

図-7 に各試験体の荷重－変形関係と接合部の最終破壊状況を示す。図中の破線は梁曲げ終局時の計算値である。ここで、本研究において軸崩壊とは、接合部パネルのコンクリート剥落・圧壊が激しくなり、導入された圧縮軸力が梁曲げ耐力計算値から算出した目標圧縮軸力の80%以下となった場合、もしくは柱主筋の座屈や接合部横補強筋の破断とともに著しい軸方向変形が発生した場合と定義した。

図-7(a)(b)の T12-40T4C5-N-13 と T12-50T4C5-N-13 は正側、負側ともに最終サイクルまで計算値以上の耐力を発揮し梁曲げ降伏型の破壊モードを示した。最終破壊状況の写真からも接合部の損傷が比較的少ないことがわかる。基準試験体に対し、接合部横補強筋量を増やし、接合部補強比 ($\Delta A_{jw}/\Delta A_{fj}$) を 0.4, 強度低下率 β_j を 0.90 程度確保することで接合部の損傷を抑制し接合部降伏を防ぐことができた。

図 7(c)の T12-30T4C3-N-13 は負側では基準試験体と同じく接合部降伏型の破壊モードに至ったが、正側では耐力低下は見られたものの軸崩壊には至らなかった。 η_c が 0.1 より小さいものが軸崩壊しないことを確認した。

図 7(d)の T12-30T2C3-N-13 は正側、負側ともに T12-30T4C3-N-13 とほぼ同等の履歴性状となり負側で接合部降伏した。T12-30T4C3-N-13 に対し η_c を 0.15 程度にした試験体であったが軸崩壊は生じなかった。

3.2 柱主筋負担軸力

柱主筋の軸力負担が軸崩壊の発生に大きく影響していると考えたため、図-8 に示すように全柱主筋の接合部中央部分に貼ったひずみゲージから得た値を用いて柱主筋負担軸力を算出した。

図-8 に各試験体の柱主筋負担軸力の層間変形角ごとの推移を示す。図-8 から、どの試験体も層間変形角が増えるにつれて、柱主筋の負担軸力が増えていき、層間変形角 5%の時点でほとんどが降伏強度に近い応力を発揮していることが確認できた。これは、変形が大きくなるとコンクリートの損傷が進みコンクリートの負担軸力が低下するためと考えられる。

4. 破壊モードに影響を及ぼすパラメータ

本章では、既報⁷⁾及び本実験結果を用いて、架構の破壊モードに影響を及ぼすパラメータについて検討する。

本検討では、寸法・形状が柱断面 250×250mm, 梁断面 225×270mm, 階高 1350mm, 梁スパン 1850mm, コンクリート強度 30~90MPa, 軸力比-0.6~0.5, 接合部補強比 0.15~0.60 の範囲の試験体を用いた。

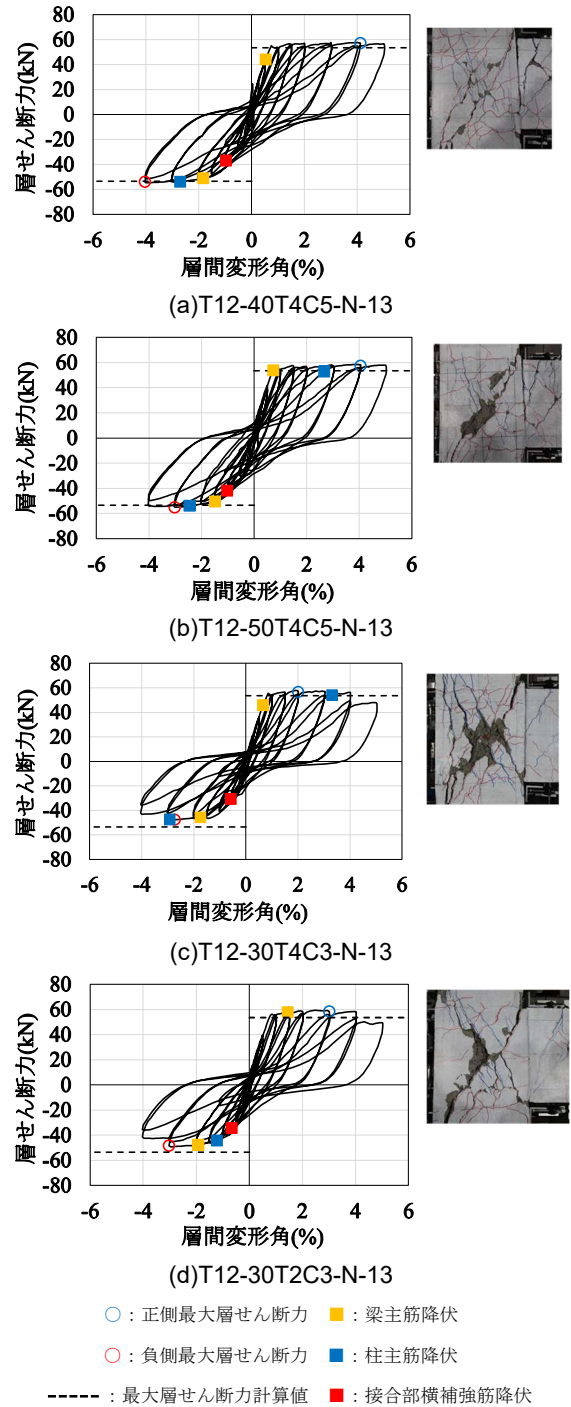


図-7 荷重－変形関係及び最終破壊状況

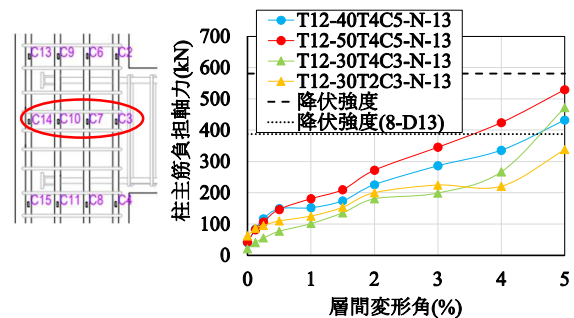


図-8 柱主筋が負担している軸力と歪ゲージ位置

4.1 架構の曲げ降伏

これまでの実験結果から、接合部補強比と強度低下率 β_j が接合部降伏と梁曲げ降伏のいずれが先行して発生するかに影響すると考えられる。図-9 に縦軸を圧縮軸力比 η 、横軸を接合部補強比としたグラフを、図-10 に縦軸を圧縮軸力比 η 、横軸を強度低下率 β_j としたグラフを示す。図-9 より、接合部補強比が 0.4 以上の試験体では接合部降伏が発生していないことがわかる。しかし、接合部補強比が 0.2~0.3 程度の範囲においては接合部降伏の発生後に軸崩壊したもの(×)としていないもの(▲)が混在している。また、図-10 より、 β_j が 0.90 程度よりも大きい試験体では接合部降伏が発生しないことが確認できる。以上より、接合部補強比よりも強度低下率 β_j によって接合部降伏発生の有無を精度よく判定できる。

4.2 接合部の軸崩壊

前節より、図-9、10 では、接合部降伏後の軸崩壊発生の有無を明確に分類できていないことがわかる。

図-11 に縦軸をコンクリートの圧縮軸力比 η_c 、横軸を強度低下率 β_j としたグラフを示す。図-11 より、 η_c が 0.10~0.15 よりも小さい試験体はおおむね接合部降伏が発生しても軸崩壊は防止できていることが確認できる。軸崩壊の有無を完全には判定できていないが、これは、 β_j の大きさによって軸崩壊が発生する η_c が異なること、 β_j 以外も軸崩壊発生の有無に影響する可能性があることが理由だと考えられる。

以上の結果から、軸崩壊を防止するためには、接合部降伏を防止するか、接合部降伏してもコンクリートが負担する軸力を小さくすることが必要と考えられる。

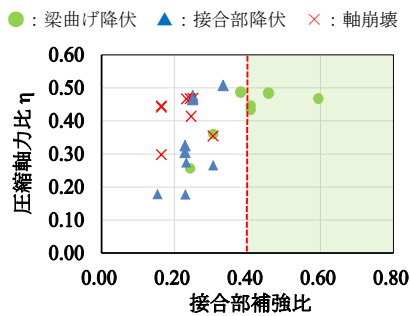


図-9 η と接合部補強比の関係

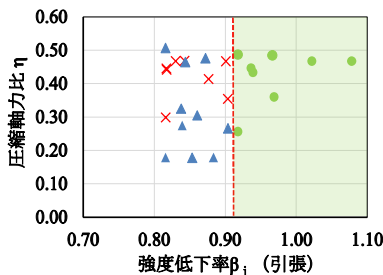


図-10 η と β_j の関係

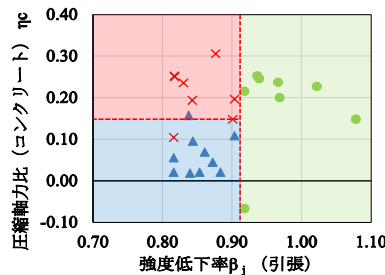


図-11 η_c と β_j の関係

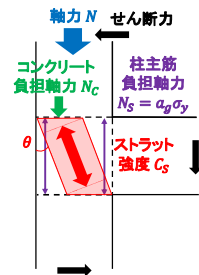


図-12 メカニズムモデル

5. 軸崩壊発生メカニズム

今回の実験結果に基づいて、既報⁷⁾において提案した軸崩壊メカニズムモデルを修正する。

5.1 既報⁷⁾の軸崩壊メカニズム

メカニズムモデルのイメージを図-12 に示す。圧縮軸力をコンクリートと柱主筋が分担して支持し、圧縮軸力から式(5)に示す柱主筋の負担軸力 N_s を引いたものが接合部コンクリート部分に作用すると考える。損傷の進展に伴ってコンクリートの有効強度が低下し、この強度が負担軸力を下回ると軸崩壊が発生すると仮定した。接合部圧縮ストラットの負担軸力を N_c 、接合部コンクリート部分の圧縮ストラット強度を C_s とし、式(6)(7)に示す。

$$N_s = a_g \cdot \sigma_y \cdot \alpha \quad (5)$$

$$N_c = N - N_s \quad (6)$$

$$C_s = \sigma_B \cdot b \cdot d_s \cdot a_1 \cdot a_2 \quad (7)$$

ここで、 α は柱主筋の負担軸力を変形によって低減する係数であり、Elwood⁸⁾が柱の軸崩壊モデルで提案する $P-\delta$ 効果を考慮した低減係数を接合部に適用したものである。 d_s はストラットのせいであり、曲げ解析によって求めた梁曲げ終局強度を発揮する際の中立軸位置 x_n にストラットの角度補正 $\cos\theta$ を乗じたものである。 a_1 は補強筋の拘束によるコンクリート強度の上昇を考慮した係数(拘束係数)で修正 Kent&Park モデル⁹⁾の拘束効果を考慮するための係数を用いた。 a_1 を式(8)に示す。

$$a_1 = 1 + \frac{\rho_w \sigma_{wy}}{\sigma_B} \quad (8)$$

ここで、 ρ_w : 接合部横補強筋比、 σ_{wy} : 接合部横補強筋の降伏強度とする。式(9)に接合部横補強筋比を示す。

$$\rho_w = n \cdot a_{wy} / b \cdot s \quad (9)$$

ここで、 n : 横補強筋本数、 a_{wy} : 横補強筋断面積、 s : 横補強筋間隔とする。 a_2 は損傷したコンクリートがどの程度の強度を発揮できるかを評価できる係数(有効強度係数)であり、接合部のせん断変形角から求めた。

5.2 メカニズムの修正案

本節では、既報⁷⁾の軸崩壊メカニズムモデルの主筋負担軸力 N_s とコンクリート有効強度係数 a_2 を修正した。

(1)柱主筋負担軸力 N_s

既往のメカニズムモデル⁷⁾では柱主筋の負担している軸力は降伏強度から損傷によって低下していくとしていたが、今回提案したパラメータである η_c によって軸崩壊の発生の有無を分類できていること(図-11)、ひずみゲージから求めた柱主筋の負担軸力は軸崩壊が発生するような大変形時にはほぼ降伏強度を發揮していることから、メカニズム内では N_s を柱主筋の降伏強度とした。

(2)コンクリートの有効強度係数 a_2

既報⁷⁾における有効強度係数 a_2 は軸耐力を過小に評価していたため、より精度よく評価できる係数を提案する。

最初に、実験結果からコンクリートの損傷を評価できる値を特定する。本論文では、接合部降伏が進展すると、接合部パネル中央の斜めひび割れの拡幅が顕著となるため、このひび割れと対角方向に取り付けた変位計 (Js2) の値を用い、損傷程度を評価することとした。図-13 に既往の実験結果⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾も含めた層間変形角ごとの Js2 の値を示す。図-13 より、梁曲げ降伏した試験体に比べて接合部降伏や軸崩壊した試験体は Js2 の値が大きく、破壊モードと相関があることを確認した。また、コンクリートの有効強度係数を求めるために、軸崩壊しなかった試験体を最終のサイクル終了後に層間変形角、層せん断力ともに 0 まで戻し、軸圧縮破壊するまで圧縮軸力を載荷することでコンクリートの有効強度係数を求めた。有効強度係数を表す式を式(10)で示す。

$$\text{有効強度係数} = (N_e - a_g \sigma_y) / bD\sigma_B \quad (10)$$

ここで、 N_e : 軸圧縮破壊時の圧縮軸力とする。

図-14 に横軸を層間変形角-4%時の Js2 の値、縦軸をコンクリートの有効強度係数としたグラフを示す。既報を含めて 7 体の試験体でこの軸圧縮試験を行った。図-14 より、Js2 が大きいものほど有効強度係数が小さくなる傾向がみられる。この結果から、接合部の損傷は Js2 の大きさによって評価できると考えた。

次に、接合部の損傷に影響するパラメータを明らかにする。実験結果から強度低下率 β_j によって接合部の損傷を説明できると考えられるため、図-15 に縦軸を軸圧縮試験から求めたコンクリートの有効強度係数、横軸を強度低下率 β_j としたグラフを示す。図-15 より、この二つのパラメータの間にははっきりとした相関関係は確認

できなかった。次に、接合部横補強筋の拘束効果の影響について調べた。コンクリートの有効強度係数を縦軸、接合部拘束効果 α を横軸にしたグラフを図-16 に示す。接合部拘束効果を式(11)に示す。

$$\alpha = p_w \sigma_{wy} / \sigma_B \quad (11)$$

図-16 より、接合部拘束効果が大きいほど、コンクリートの有効強度係数も大きくなっていることがわかる。

これらの結果から、強度低下率 β_j と接合部拘束効果が接合部の損傷に相関があると考えられるが、それぞれの効果が異なると考えた。強度低下率 β_j は接合部降伏するか否かを判断するための係数で、コンクリートの有効強度係数 a_2 が低下するタイミング(層間変形角の大きさ)を評価でき、接合部拘束効果は有効強度係数 a_2 が低下した後の劣化程度を評価できるパラメータと仮定した。それらを踏まえてコンクリートの有効強度係数 a_2 の推定式を提案する。図-17 に有効強度係数 a_2 の概念図を示す。グラフの形は Js2 の推移を参考に二次関数とし、強度低下率 β_j が大きくなると低下し始める層間変形角が大きくなり、接合部拘束効果が小さくなると低下の程度が大きくなると仮定した。

本研究で検討に使用している試験体は引張軸力作用時の強度低下率 β_j が 0.8~1.0 程度であり、 β_j が小さいものは層間変形角-0.5%から Js2 が増加しはじめ、大きいものでも層間変形角-1.0%には同じく Js2 が増加し始める。そこで、二次関数の頂点は $\beta_j=0.8$ の時 0.5、 $\beta_j=1.0$ の時 1.0 となるように設定した。また、軸圧縮試験の結果と接合部拘束効果の関係から、接合部拘束効果 $\alpha=0.03$ で $a_2=0.3$ 、 $\alpha=0.06$ で $a_2=0.5$ となるように二次関数の傾きを設定した。以上によるコンクリートの有効強度係数 a_2 を式(12)に示す。

$$a_2 = -(-0.57\alpha + 0.078)\{R - (2.5\beta_j - 1.5)\}^2 + 1$$

(ただし、 $R - (2.5\beta_j - 1.5) \geq 1$)

$$a_2 = 1 \quad (\text{ただし、} R - (2.5\beta_j - 1.5) < 1) \quad (12)$$

ここで、 R : 負側で経験した最大層間変形角とする。

図-18 に式(12)に実際の試験体の値を入れて求めた有効強度係数 a_2 のグラフを示す。図-18 より、図-13 と同様に梁曲げ降伏した試験体と接合部降伏や軸崩壊した試験体とでおおよそ分かれており、破壊モードと有効強度係数 a_2 には相関関係があることが分かる。

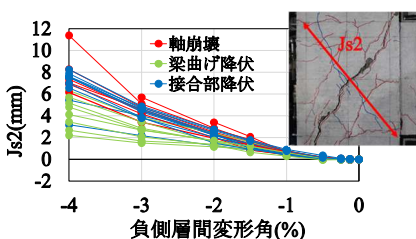


図-13 Js2 の推移

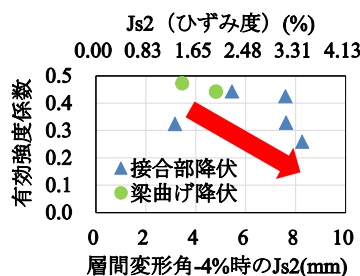


図-14 有効強度係数と Js2 の関係

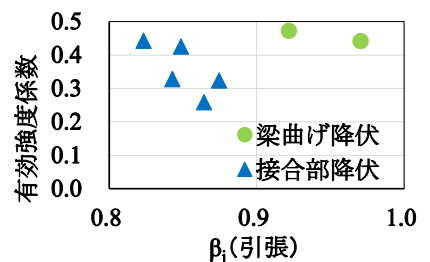


図-15 有効強度係数と β_j の関係

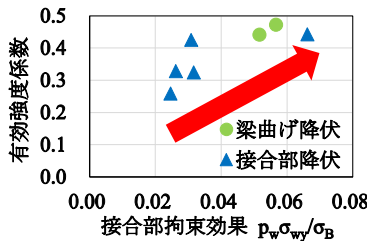


図-16 有効強度係数と拘束効果の関係

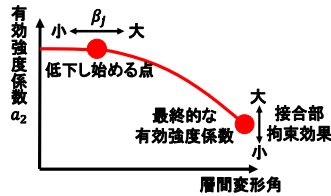


図-17 有効強度係数 a_2 のイメージ

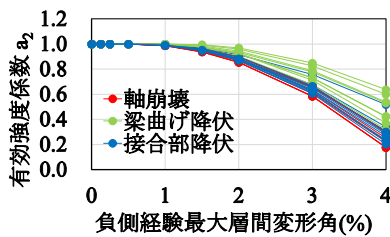


図-18 有効強度係数 a_2 の推移

5.3 修正メカニズムの検証

最後に、今回修正したメカニズムの精度を検証する。この検証は4章の検討で用いた範囲の試験体を対象とする。図-19に縦軸をコンクリートの負担軸力 N_c 、横軸を層間変形角-4%を経験した接合部の圧縮ストラット強度を角度補正したものである $C_s \cos \theta$ としたグラフを示す。 $N_c > C_s \cos \theta$ の時軸崩壊が発生すると仮定しているため、図中の赤い塗りつぶしの部分にある試験体が軸崩壊する。図-19より、軸崩壊していないながらも軸崩壊発生領域に評価された試験体もあるが、境界に近い位置にプロットされており、今回提案した修正メカニズムによって軸崩壊の発生を概ね判定できると考えられる。

6. まとめ

- (1) 強度低下率 β_f が 0.9 程度か、接合部補強比が 0.4 以上の試験体は接合部降伏しなかった。
- (2) 接合部降伏しても、コンクリートの圧縮軸力比 η_c が 0.15 以下であれば軸崩壊が発生しなかった。
- (3) 実験結果から、既報⁷⁾で提案した柱主筋とコンクリートによって圧縮軸力を負担する軸崩壊発生メカニズムの柱主筋負担軸力と損傷したコンクリートの有効強度を評価する係数を修正し、そのメカニズムによってより精度よく軸崩壊の発生を判定できることを確認した。このメカニズムによって上記(1)(2)に当てはまらない試験体でも軸崩壊の発生を判定できる可能性を示した。

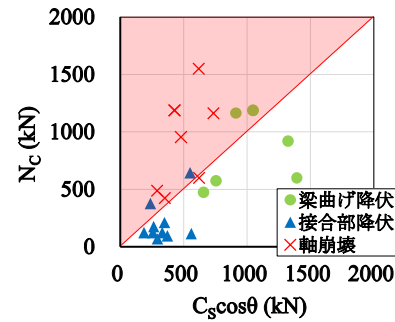


図-19 メカニズムの検討

謝辞

本研究は、(一社)ニューテック研究会の「機械式定着工法研究委員会」の研究の一部として実施したものである。ここに記して、関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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, 2011
- 2) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構, 日本建築学会構造系論文集, 第73巻, 第631号, pp.1641-1648, 2008
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説, 2021
- 4) 村上久志, 晉沂雄, 鈴木裕介, 前田匡樹：接合部補強筋及び軸力がRC造ト形柱梁接合部の構造性能に及ぼす影響に関する実験的研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol.39, No.2, pp.205-210, 2017
- 5) 村上久志, HuYanbing, 晉沂雄, 前田匡樹：高変動軸力を受けるRC造外柱梁接合部の破壊性状と構造性能, コンクリート工学会年次論文集, Vol.40, No.2, pp.223-228, 2018
- 6) 西田智康, 鈴木裕介, 前田匡樹：変動軸力の大きさが接合部降伏するト形柱梁接合部の破壊性状及び構造性能に与える影響に関する実験的検討, コンクリート工学会年次論文集, Vol.41, No.2, pp.253-258, 2019
- 7) 萩原大樹, 鈴木裕介, 小池拓矢, 前田匡樹：高変動軸力を受けるRC造ト形柱梁接合部の軸崩壊に影響する因子の検討, コンクリート工学会年次論文集, vol.44, No.2, pp.469-474, 2022
- 8) Elwood K J, and Moehle J P : Axial capacity model for sheardamaged columns. ACI Structural Journal, 102(4): 578-587, 2005
- 9) Scott B.D., Park R. and Priestley M.J.N.: Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, ACI Journal, 79(2): 13-27, 1982.1