

論文 T形接合部を対象とした梁貫通型柱 RC 梁 S 架構の実験

水越 一晃*1・穴吹 拓也*1・鈴木 彩夏*1・増田 安彦*2

要旨：柱 RC 梁 S 架構の T 形柱梁接合部においては、施工の簡便さから柱主筋に機械式定着工法が用いられることがある。一般的に、機械式定着工法に用いる金物（定着金物）は梁フランジよりも上部に配置されるが、接合部内に配置することでふさぎ板の拘束効果によって定着金物に生じる支圧力が増大し、定着性状が向上すると考えられる。そこで、定着金物の位置、定着長さ及びコンクリート強度を変数に静的載荷実験を行い、以下の知見を得た。1) 定着金物の位置によらず、必要定着長さの設計に既往の指針式を準用できた。2) 3 次元有限要素解析により、荷重－変形角関係や柱主筋の付着性状は最大耐力近傍まで実験を良好に模擬した。

キーワード：RCS 構造, 機械式定着, 付着性状, FEM 解析

1. はじめに

柱 RC 梁 S 架構における柱曲げ降伏型 T 形柱梁接合部においては、柱主筋を定着する場合、コンクリートの充填や締固めが容易となるように機械式定着工法が多用される。機械式定着を用いる場合、柱主筋の定着長さや仕様規定を定めた指針の例に、SABTEC 指針¹⁾がある。同指針では、RC 規準²⁾の必要定着長さを準用して定着長さを定めている。

SABTEC 指針の必要定着長さは鉄筋の付着力を主に評価するものであり、定着金物の支圧力は考慮していない。しかし、柱主筋の定着力は定着金物による支圧と、鉄筋とコンクリート間の付着による機構を累加したものと考えられる。一方、機械式定着の抵抗機構は、定着金物の支圧力に基づく圧縮ストラットによるモデルが用いられており^{1), 2)}、必要定着長さと抵抗機構の関連性は不明確である。支圧力は定着金物周辺のコンクリートの拘束条件により変化するため、図-1 に示すように定着金物が梁フランジよりも上部にある場合（以下、外定着と称する）と、ふさぎ板で囲まれる接合部にある場合（以下、内定着と称する）では異なる定着性状を示すと考えられる。すなわち、内定着の場合、ふさぎ板の拘束効果によって定着金物周辺におけるコンクリートの支圧破壊が抑制され、外定着よりも定着性状が向上すると考えられる。これにより、柱主筋の定着長さを最小限とし、定着部拘束筋を省略する等、配筋を合理化できる可能性がある。

本論文は、柱曲げ降伏が先行する T 形柱梁接合部を対象に、定着金物の位置や定着長さが接合部の構造性能に及ぼす影響を調べることを目的に実施した実験及び 3 次元有限要素解析について述べるものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体一覧を、図-2 に鉄筋径 d_b に対する式

(1)による必要定着長さの比とコンクリート圧縮強度関係を、図-3 に各試験体の寸法及び配筋を示す。試験体の縮尺は約 1/2.5 として製作した。曲げモーメントの反曲点をスパン及び階高の中央と仮定し、縮小後の架構寸法はスパンを 3450mm、階高を 2400mm とした。試験体は、定着金物の位置、定着長さ及びコンクリート強度を変数として 3 体とした。定着長さは、図-2 に示すように式(1)による必要定着長さの約 80%とした。

$$l_{ab} = \alpha \frac{S \cdot \sigma_t \cdot d_b}{10f_b} \quad (1)$$

ここで、 α は柱梁接合部コアの拘束度合いの影響係数で、ふさぎ板形式の場合は 1.0、 S は必要定着長さの修正係数で 0.7、 σ_t は仕口面での柱主筋の引張応力 (N/mm²)、 d_b は柱主筋直径（呼び名の値）(mm)、 f_b は付着割裂の基準となる強度 (N/mm²) である。

部材断面は、柱主筋の曲げ降伏が先行するように計画した。梁鉄骨は H 形鋼とし、計画する定着長さが得られるように梁せいを変えた。外定着とする試験体 T-1 は梁せいが小さく、柱梁接合部に作用する水平力が大きいため、柱梁接合部の耐力が梁の曲げ降伏耐力を上回るように接合部内ウェブにダブルプレート (DPL) を溶接した。内定着とした試験体 T-2 及び T-3 のふさぎ板内四面には、接合部コンクリートの抜出しを防止するシアキー

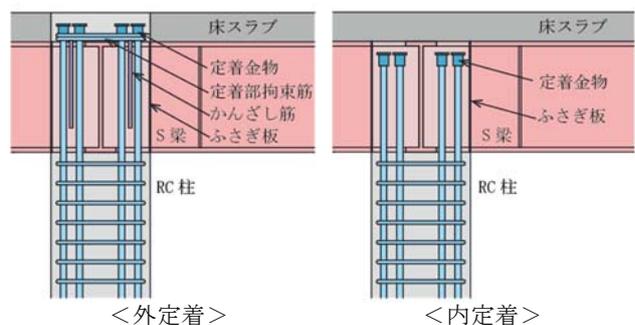


図-1 T形柱梁接合部における柱主筋のおさまり

*1 (株) 大林組 技術研究所 修士 (工学) (正会員)

*2 (株) 大林組 技術研究所 博士 (工学) (正会員)

として、異形鉄筋（以下、拔出し防止筋と称する）を溶接した。

表-2 に材料試験結果を示す。柱主筋には、ねじ鉄筋を使用し、柱主筋の定着には機械式定着工法を用いた。

2.2 加力計画

図-4 に荷重装置を示す。荷重装置には試験体を天地反転させて取り付けた。鉄骨梁の左端をピン支持、右端を水平ローラー支持とし、RC 柱の上端のピン支点を介して、水平アクチュエータにより正負漸増繰返し水平変位を与えた。試験体は架構最上部の T 形柱梁接合部を模していることから、柱軸力は荷重しなかった。加力は、柱加力位置の水平変位と、ローラー支点の水平変位の半分の差を階高の 1/2 (1200mm) で除した層間変形角 R により制御することとし、荷重点が左から右に移動する方向を正方向とした。加力サイクルは、R=0.25%、0.5%、1%、2%、4%で正負 2 回ずつ、R=8%で正負 1 回繰返し荷重を行った後に押切荷重を行う計画とした。

2.3 実験結果

図-5 に柱せん断力-層間変形角関係を、表-3 に実験結果一覧を示す。ここでは、耐力低下が顕著となった R=+8%の正側荷重時までの記載に留めた。実験時の柱曲げひび割れ荷重は、目視による曲げひび割れ確認時とした。柱主筋降伏点は、正負の荷重において引張側主筋のいずれかのひずみが降伏時ひずみ (2674 μ : 降伏強度をヤング係数で除した値) に達した点を表す。接合部ウェブ降伏とふさぎ板降伏のプロットは、3 軸ひずみゲージから計算した Mises 応力が降伏強度に達した点を表す。次に各試験体の共通性状について述べる。いずれの試験体も、R=+1%の 2 サイクル時にスリップ型の履歴性状に移行した。R=2%の加力サイクルでは柱主筋の柱頭部が降伏し、ふさぎ板に面外変形が生じた。R=3%時においては、外定着の試験体 T-1 は最大耐力の 90%以上の耐力を保持したが、内定着の試験体 T-2、T-3 はいずれも 75%程度まで低下した。

次に各試験体の挙動について述べる。試験体 T-1 は、R=0.5%で定着金物周辺に水平方向のひび割れが生じ、R=1.4%で柱主筋が降伏し、R=1.9%で最大耐力となった。

表-1 試験体一覧

試験体名	T-1	T-2	T-3
定着形式	外定着	内定着	内定着
柱断面	400mm×400mm		
柱主筋, 帯筋	主筋:12-D22 ($p_g=2.90\%$) 帯筋:目-D13@80 ($p_w=1.59\%$)		
コンクリート設計基準強度	27N/mm ²		45N/mm ²
柱主筋定着長	352mm(16d _b)	396mm(18d _b)	308mm(14d _b)
鉄骨梁	BH-300x125x19x25	BH-450x125x19x19	BH-350x125x19x19
拔出し防止筋	なし	D10(3段)	D6(3段)
ふさぎ板厚	3.2mm (1.60%)		

表-2 材料試験結果

(a)コンクリート						
試験体	材齢 (日)	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)		
T-1	36	2.61×10 ⁴	28.3	2.46		
T-2	43	2.52×10 ⁴	29.9	2.55		
T-3	49	2.85×10 ⁴	40.4	2.99		
(b)鉄筋						
径	鋼種	部位	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
D13	SD295A	柱帯筋	1.96×10 ⁵	347	514	26.5
D22	SD490	柱主筋	1.93×10 ⁵	516	696	25.0
(c)鋼板						
厚さ (mm)	鋼種	部位	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
3.2	SS400	ふさぎ板	2.09×10 ⁵	328	456	32.5
12	SN490B	DPL	2.09×10 ⁵	353	528	26.2
19	SN490B	ウェブ	2.09×10 ⁵	357	523	27.4
25	SN490B	フランジ	2.09×10 ⁵	334	519	28.8

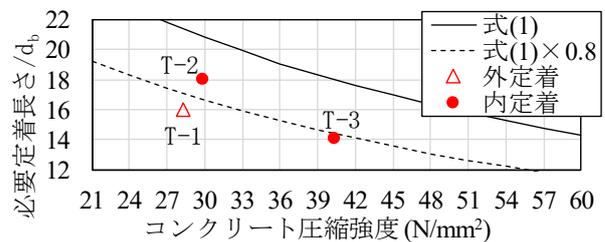


図-2 鉄筋径 d_b に対する必要定着長さの比とコンクリート圧縮強度の関係

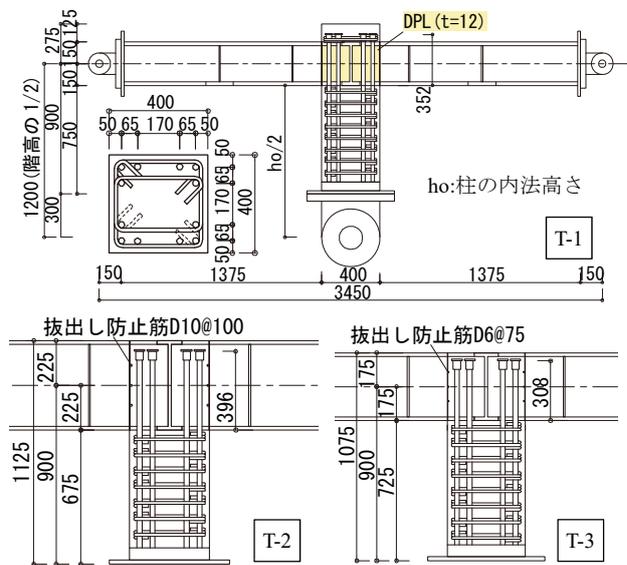


図-3 試験体寸法及び配筋

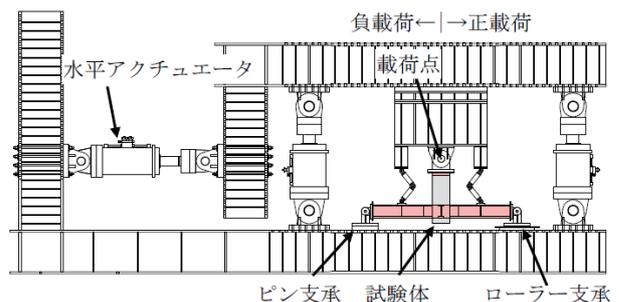


図-4 荷重装置

その後、R=4%の加力サイクルでは耐力を保持しながらピーク付近で接合部ウェブが降伏し、R=8%の加力サイクルでは耐力低下が顕著となり、定着金物周辺のコンクリートが圧壊して剥落した。試験体 T-2 は、R=1.4%で柱主筋が降伏し、R=1.9%で最大耐力となった。その後、R=4%の加力サイクルでは耐力低下が生じ、R=6%付近でふさぎ板が降伏した。試験体 T-3 は、R=1.2%で柱主筋が降伏し、R=1.9%で最大耐力となった。その後、R=4%の加力サイクルでは耐力を保持しながら R=3%のピーク付近でふさぎ板が降伏した。

写真-1 に、R=+2%ピーク時と実験後にふさぎ板を除去した試験体の破壊状況を示す。破壊状況より、柱主筋端部から直交梁下フランジ間にかけて大きなひび割れが生じていることから、圧縮ストラットが形成されていたと推定できる。加えて、定着金物周辺に水平方向のひび割れが集中したことや降伏後も耐力が増加したことから、降伏後に柱主筋の定着破壊が生じたと考えられる。よって、柱曲げ降伏後の柱主筋定着破壊と判断した。しかしながら、いずれも柱曲げ降伏時の柱せん断力に対して85%以上の耐力を保持した。なお、梁端降伏や接合部破壊は認められなかった。

表-3 耐力算定及び実験結果一覧 (単位: kN)

試験体		T-1	T-2	T-3	
定着形式		外定着	内定着	内定着	
定着長さ		16d _b	18d _b	14d _b	
計算値	柱曲げひび割れ(cQ _c)	40	44	48	
	柱曲げ降伏 (cQ _y) ^{※3}	295	318	307	
	柱曲げ耐力 (cQ _u) ^{※1}	329	359	352	
	柱せん断耐力 (cQ _s)	373	389	415	
	梁曲げ降伏 (bQ _y)	601	991	686	
実験値	柱曲げひび割れ	正載荷	38.5	39.2	63.9
		実/計比	0.96	0.89	1.33
	柱曲げ降伏	正載荷	292	380	334
		実/計比	0.99	1.20	1.09
		負載荷	-324	-295	-291
	最大荷重 ^{※2}	正載荷	338	402	401
		※1との比	1.03	1.12	1.14
		負載荷	-372	-391	-381
	R=±3%時	正載荷	329	309	395
		※2との比	0.97	0.77	0.99
		負載荷	336	354	281
	R=±4%時	正載荷	325	298	396
		※3との比	1.10	0.94	1.29
		負載荷	-314	-322	-264
		※3との比	1.06	1.01	0.86

■ 計算値は、下記より求めた値を柱せん断力に換算した値
 ・ cQ_c および cQ_s : 文献2)より
 ・ cQ_y および cQ_u : コンクリートモデルを文献4)、鉄筋を完全弾塑性としたファイバーモデルによる断面解析より、引張側主筋降伏時および圧縮側のコンクリートひずみが3000μに達した際の曲げモーメントを図-3に示すh_o/2で除した値

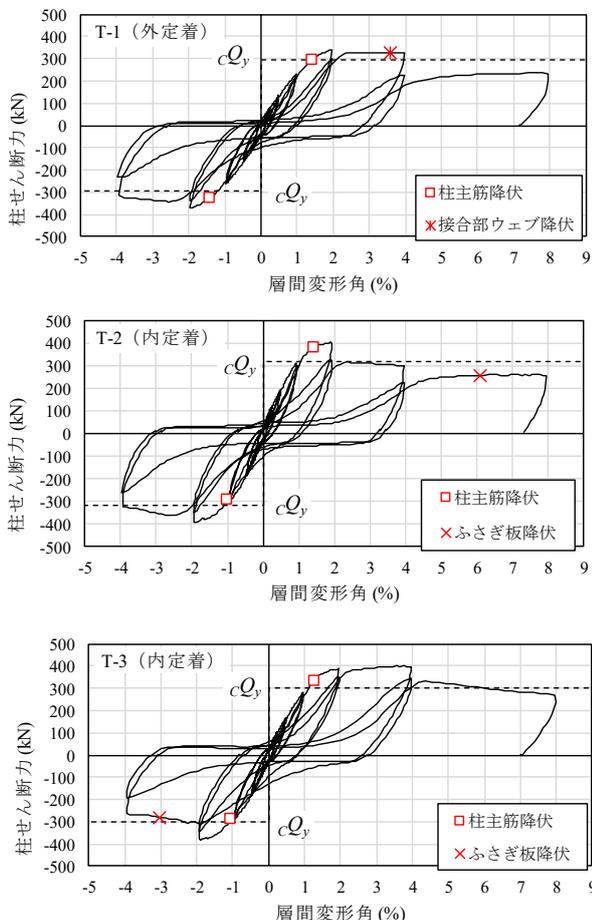


図-5 柱せん断力-層間変形角関係

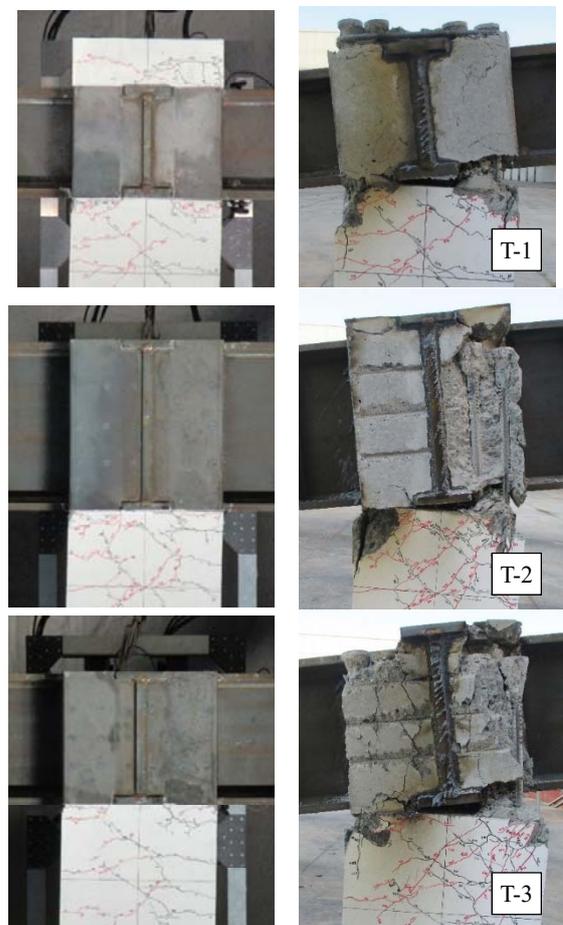


写真-1 試験体破壊状況 (左: R=+2%ピーク時 右: 実験後)

2.4 付着性状

接合部における柱主筋の定着力は、図-6 に示すように、柱主筋に生じる付着力と定着金物の支圧板による支圧力の和に等しいと仮定し、付着力と支圧力の負担割合を確認した。ここで、定着力は柱頭位置の主筋ひずみ値より計算した鉄筋引張力と等しいものとした。付着力は、図-6 に示す柱主筋に貼付したひずみゲージ (C1, C2) より付着応力 τ_{bi} を式(2)及び式(3)で求め、 τ_{bi} が柱頭部から定着金物の下端まで一定に生じていると仮定し、 τ_{bi} に接合部内鉄筋表面積を乗じて算定した。支圧力は定着力から付着力を差し引いた値とした。

$$\tau_{bi} = \frac{(c_1 \sigma_i - c_2 \sigma_i) \cdot A_b}{\psi_b \times l_b} \quad (2)$$

$$c_n \sigma_i = c_n \varepsilon_i E_s \quad (n=1,2) \quad (3)$$

ここで、 $c_n \sigma_i$ または $c_n \varepsilon_i$ はゲージ位置 C_n の i ステップ時応力 (N/mm²) またはひずみ、 A_b は柱主筋の断面積 (mm²)、 ψ_b は柱主筋の周長 (mm)、 l_b はひずみゲージ間隔 (mm)、 E_s は柱主筋のヤング率 (N/mm²) である。

後述する図-12 に各変形角時の 1 サイクル目ピーク時における柱主筋の付着力及び支圧力の負担割合を示す。ここでは、ひずみゲージを貼り付けた鉄筋に引張応力が生じる正載荷時について検討を行う。なお、試験体 T-2 はひずみゲージの接触不良により、2%のデータを取得できなかった。いずれの試験体も付着力は層間変形角 $R=1\%$ において最大となり、 $R=2\%$ では機械式定着の支圧力による負担割合が増加した。内定着と外定着を比べると、明確な差は見られず、付着力と支圧力の負担割合は概ね同様の傾向を示した。また、内定着試験体 T-3 の定着力は、定着長さが必要定着長さより短く、付着力が大きく低下したにもかかわらず $R=2\%$ 時に降伏時引張力まで達した。これは、ふさぎ板の拘束により支圧破壊を抑制する効果があったことを示唆している。

式(1)は付着強度に基づく必要定着長さであるが、定着金物には支圧力が生じることから、必要定着長さを求める際に式(1)を採用する妥当性には、文献1)にも述べられているように検討の余地がある。ここでは、暫定的に式(1)を用いるものとして、その適用性を検討する。図-7 に、接合部をふさぎ板で補強し、柱主筋の定着にナットもしくは定着金物を用いた柱曲げ破壊型の既往実験^{4)~7)}について、柱主筋定着長さを式(1)による必要定着長さで除した値と、最大耐力時の層間変形角関係を本実験結果と併せて示す。図より、柱主筋定着長さを必要定着長さで除した値と最大耐力時層間変形角には相関性が見られることがわかる。また、式(1)を満足する場合の最大耐力時の変形角は概ね 3%以上であった。一方、式(1)に示される必要定着長さの約 80%の定着長さを有する本試験体の最大耐力時の層間変形角は 2%程度であり、内定着の

変形能力は式(1)によって設計された外定着と概ね同等であった。

以上より、内定着と外定着では付着性状や変形能力に明確な差がみられなかったことから、内定着形式においても式(1)を準用できると考えられる。

3. 有限要素解析による事後解析

前述の実験結果を対象に、3次元有限要素解析を行った。解析コードは「FINAL」⁸⁾とした。

3.1 解析モデル

図-8 に代表して試験体 T-1 の解析モデルを示す。解析モデルは、RC 柱内部の応力伝達や鋼材の変形等を詳細に表すために、3次元モデルとした。試験体形状の対称性を考慮して、全体の 1/2 をモデル化した。

梁鉄骨やふさぎ板は積層シェル要素によりモデル化し、層分割数は 10 とした。梁鉄骨は板厚の中心位置に節点を、ふさぎ板は RC 柱の外周位置に節点をそれぞれ配置し、要素を定義した。鋼板とコンクリートの接合面にはばね要素を挿入し、面法線方向の接触、離間及び面内方向の相対すべりを考慮した。試験体 T-1 の接合部ウェブに設けた DPL は、接合部ウェブ厚を 31mm (19mm+12mm) とすることで表現した。

柱コンクリートは六面体要素により、柱主筋は線材要素により、柱帯筋は埋め込み鉄筋によりモデル化した。柱主筋とコンクリート間には付着による相対すべりを考慮し、柱帯筋とコンクリート間には相対すべりは生じないものと仮定した。定着金物は、柱主筋の節点と柱コンクリートの節点を共有することで表現した。

載荷方法については、梁左右端部における鉛直方向変位を拘束し、柱頂部においてモデル対称軸に直交する中央 1 列の節点に所定の強制変位を与えた。

3.2 材料モデル

鋼板、鉄筋及びコンクリートの材料特性値は表-2 の

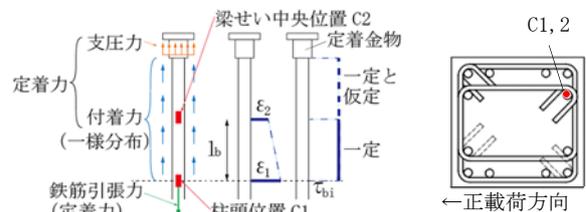


図-6 柱主筋の力の釣り合い及びひずみゲージ位置

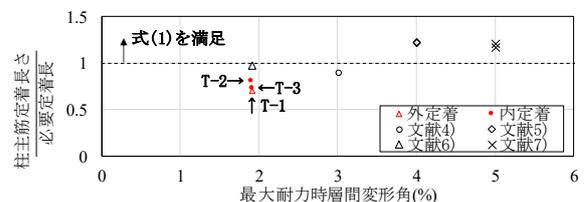


図-7 主筋定着長さと最大耐力時層間変形角の関係

値を用いた。鋼板及び鉄筋の応力-ひずみ関係は、降伏後の剛性を初期剛性の 1/1000 としたバイリニアモデルで表した。鋼材の降伏条件は Mises の条件とした。鉄筋及び鋼材には等方硬化則を適用した。表-4 にコンクリートの応力-ひずみ関係に用いた解析モデルを、図-9 にコンクリートの応力-ひずみ関係の概念を示す。コンクリートには、引張強度後にテンションステイフニング特性を考慮した。柱主筋とコンクリート間の付着特性モデルを図-10 に示す。付着強度 τ_{bu} は靱性指針⁹⁾に示される付着信頼強度及び柱梁接合部内での付着強度を用いた。付着強度時すべり S_u はいずれも 1.0mm と仮定した。

鋼板とコンクリート間には、両者が離間する場合には十分小さな剛性、両者が接触する場合には十分に大きな剛性を有するばねを定義した。鋼板とコンクリートが接触している場合には面と面のすべり方向に付着すべり特性を考慮することとし、最大付着強度までは線形に上昇し、強度点以降はべき乗曲線を多点折れ線で表したモデル¹⁰⁾により付着力の低下を表した。付着すべり特性には接触面法線方向の圧縮力による摩擦力を加算することとし、摩擦係数は 0.4 とした。

3.3 解析結果

図-11 に柱せん断力 Q_c -層間変形角 R 関係の比較を示す。試験体 T-1 は $R=4.0\%$ の 1 サイクル目、試験体 T-2 は $R=2.0\%$ の 1 サイクル目、試験体 T-3 は $R=4.0\%$ の 1 サイクル目で、定着金物位置周辺や柱頭部梁フランジ近傍において圧縮破壊に至ったコンクリート要素が増大し、不安定化したため解析を終了した。図-11 中にピーク時荷重の比較を示す。 $R=+2.0\%$ の 1 サイクル目ピーク時には、いずれの試験体も解析は実験の包絡線に対して数%低い柱せん断力を示す傾向にあったが、 $R=+2.0\%$ 時には低下が顕著となった。この結果から、 $R=+2.0\%$ の 1 サイクル目ピークまで実験を良好に再現したと判断した。

図-12 に、付着力及び支圧力の負担割合を示す。付着力は鉄筋とコンクリート間に設けたばね要素に生じるせん断応力に要素長さと鉄筋の周長を乗じた値の合計とした。定着力及び支圧力は実験と同様に、定着力は柱頭位置の柱主筋のひずみ値より、支圧力は定着力から付着力を差し引いた値とした。付着力と支圧力の和である定着力については、いずれの試験体においても、解析は実験を精度よく捉えた。付着力と支圧力の負担割合については、柱主筋降伏前の $R=1.0\%$ までは付着力が支配的であり、実験結果と概ね良好に対応した。一方、柱主筋降伏後の $R=2.0\%$ では、付着力の負担割合は 70% 以上となり、実験とは異なる様相を呈した。この差は、実験では柱頭部から定着金物の下端まで付着応力を一定と仮定して算定した一方で、解析では詳細な付着力分布より求めたことによって生じたと考えられる。また、外定着と内定着

で比較すると、負担割合は概ね同じ傾向を示した。負担割合に着目すると、既往の指針式では付着力のみを考慮して必要定着長さが定められていたが、定着金物による支圧力も有効であることがわかった。

4. まとめ

柱曲げ降伏が先行する柱 RC 梁 S 架構の最上部における T 形柱梁接合部を対象に、定着金物の位置、定着長さ及びコンクリート強度を変数とした 3 体の静的繰返し載荷試験及び 3 次元非線形有限要素解析を実施し、得られた知見を以下に示す。

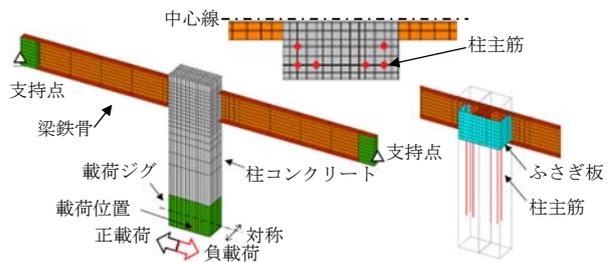


図-8 解析モデル (試験体 T-1)

表-4 コンクリート材料構成則⁸⁾

■主応力-等価一軸ひずみ関係		柱一般部	柱梁接合部
引張特性	強度以前	線形	
	強度以後	長沼らのモデルおよび土木学会標準示方書のうち大きい方	
圧縮特性	強度以前	修正 Ahmad モデル ・破壊基準: Ottosen の 4 パラメータモデル ・ひび割れ後圧縮強度低減: 長沼モデル ・ひび割れ後圧縮強度時ひずみ低減なし	
	強度以後	修正 Ahmad モデル	中村らのモデル
■ひび割れ後のせん断伝達特性		長沼のモデル	

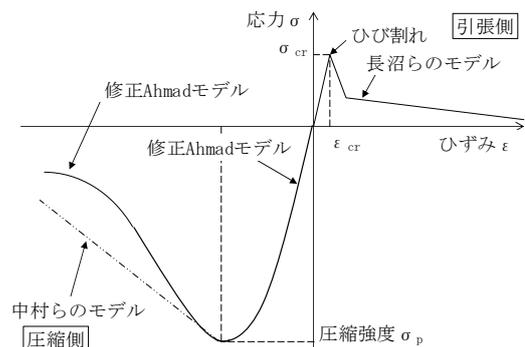


図-9 コンクリートの応力-ひずみ関係

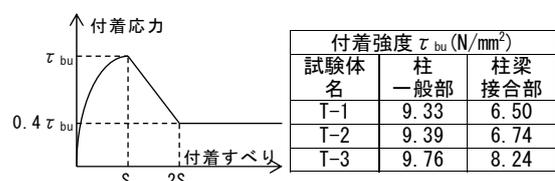
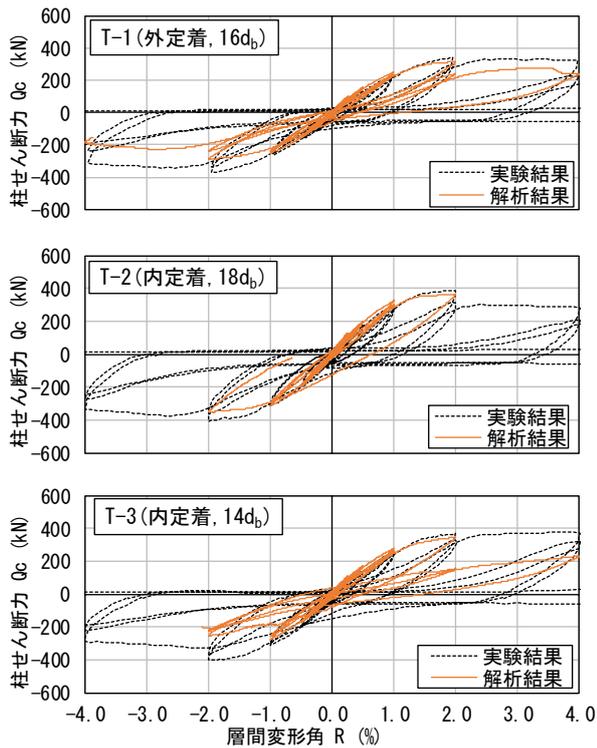


図-10 柱主筋-コンクリート間の付着特性モデル



試験体	R=+2.0%時荷重(kN)			R=-2.0%時荷重(kN)		
	Exp.	Cal.	比	Exp.	Cal.	比
T-1	338	314	0.93	-365	-286	0.78
T-2	388	363	0.93	-405	-351	0.87
T-3	366	344	0.94	-401	-254	0.63

図-11 柱せん断力-層間変形角関係

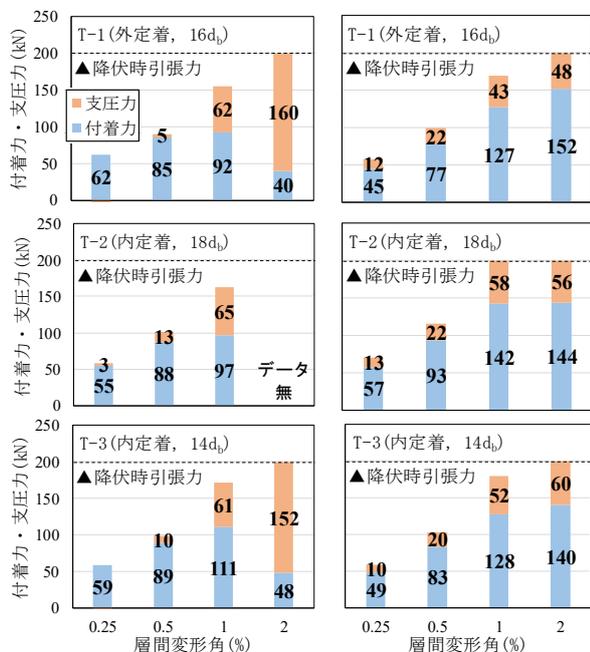


図-12 柱主筋の付着力及び支圧力の負担割合
(左：実験，右：解析)

- 1) いずれの試験体も、梁端降伏及び接合部破壊は生じず、柱曲げ降伏後に柱主筋の定着破壊が生じた。
- 2) いずれの試験体も、層間変形角±4%まで柱曲げ降伏時柱せん断力に対して 80%以上の耐力を保持する、靱性的な破壊を示した。
- 3) 内定着形式においても、外定着形式と同様に必要定着長さの設計に既往の指針式を準用できると考えられる。
- 4) 3次元有限要素解析では、柱せん断力-層間変形角関係や柱主筋の付着性状について最大耐力近傍まで良好な精度で実験を模擬した。

参考文献

- 1) (一社)建築構造技術支援機構：SABTEC 機械式定着工法 RCS 混合構造設計指針(2018年)，2018
- 2) (一社)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018 改定，2018.12
- 3) 黒正清治，鈴木貞男：人工軽量骨材を用いた鉄筋コンクリートばりの曲げ性状に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集号外，1966.10
- 4) 樋渡健ほか：高強度材料を用いた柱 RC 梁 S ハイブリッド構法に関する実験的研究(その 1~2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1301-1304，2010.9
- 5) 早川邦夫ほか：柱 RC，梁 S から成る構造物の部分架構実験(その 6)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 903-904，1995.8
- 6) 塩崎裕也，堀信輔，荒金直樹，足立将人：柱 RC 梁 S 混合構造架構の構造的な性能(その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1111-1112，2009.8
- 7) 山野辺宏治，佐川隆之，竹田拓司，西谷隆之：柱 RC 梁 S 構法における柱断面のスリム化に関する実験的研究(その 1~2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1311-1314，2014.9
- 8) Naganuma, K., et al. : Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three Dimensional Finite Element Method, 13th WCEE, Vancouver, B.C., Canada, Paper No.586, Aug. 2004
- 9) (一社)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
- 10) 穴吹拓也，後藤康明，城攻：SRC 造内柱梁接合部におけるせん断応力分担に関する非線形有限要素解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.27, No.2, pp.403-408，2005.6