

EG定着板を用いた機械式定着工法の開発

－ T形、ト形柱梁接合部の構造性能－

岸本 剛* 早川邦夫** 細矢 博**

1. まえがき

鉄筋コンクリート造建物において、柱梁接合部（以下、接合部）への主筋定着は、一般に梁主筋は折り曲げ定着、最上階柱主筋は 180° フックが用いられている。しかし接合部内の配筋の複雑化、また架構のプレキャスト（PCa）化に伴い、最近では主筋端部に定着金物を取り付ける機械式定着工法が多用されるようになってきた。

機械式定着工法については各種工法が提案されているが、ここでは、広範に流通している竹節形状の鉄筋に適用できる工法として、写真－1に示す主筋端部にネジを摩擦圧接し、中央部にネジを切った円形定着板を締め込むEG定着板工法（以下、本工法という）を対象とした。

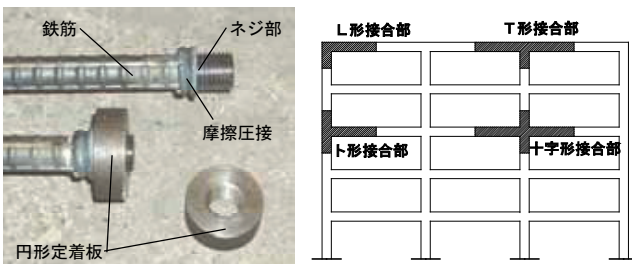
本工法を図－1に示すト形接合部の梁主筋、T形接合部の柱主筋、L形接合部の柱または梁主筋に適用する場合には、定着部の破壊を防止するために必要な定着耐力式を評価する必要がある。定着耐力式については、実際の接合部の応力状態を模擬した引き抜き試験により、提案されている実用的な耐力式²⁾で本工法を評価できることを確認している³⁾。前報¹⁾ではL形接合部の構造性能について報告している。今回、本工法をT形、ト形接合部に適用した場合の構造性能を把握するため部分架構実験を実施した。その結果、T形接合部に本工法を適用した場合においても、柱曲げ破壊型の実験では十分なせん断余裕度を確保し、接合部内

を中子筋や柱頭補強筋で補強を施すことにより、耐力低下のない良好な変形性能を示すことが確認できた。またト形接合部の梁主筋に適用した場合においても十分な変形性能を確保でき折り曲げ定着と同様な性能を有していることが確認できた。本報ではT形、ト形部分架構実験の結果および得られた知見について報告する。

2. T形部分架構実験

2.1 試験体

試験体一覧を表－1に、試験体形状を図－2に示す。試験体は9体で、断面は全て同一とし柱断面 400×400mm、梁断面 300×400mmである。T1～T4ではT形接合部の基礎的な構造性能を把握することを目的に、コンクリート強度を主な因子とし、 $F_c=42\text{N/mm}^2$ を基準（T1、T4）に F_c24 （T2）、 F_c60 （T3）の3水準とした。T5～T9では接合部横補強筋に中子筋を設けることを基本とし、柱頭部にヒンジが生じた場合のT形接合部の変形性能を確保することを目的に、コンクリート強度、中子筋の有無、接合部せん断余裕度の組み合わせで5体実施した。柱主筋の定着には全て本工法を使用し、定着長さも共通で 300mm（ $3/4D_b$ 、 D_b は梁せい）とした。主筋径に対する定着長さは T1～4では $15.7d_b$ （ d_b :鉄筋径）、T5、6では $18.8d_b$ 、T7～9では $23.1d_b$ となっている。各試験体には柱頭部のひび割れ防止と柱・梁主筋の拘束を目的に柱頭補強筋（図－2参照）を配置した。柱頭補強筋は逆U字型の鉄筋を接合部横補強筋の内側に沿わせ、梁主筋に対して直交方向、平行方向それぞれ4本づつ配筋した。なお表中の接合部せん断余裕度は、靱性保証型設計指針・同解説⁴⁾と既往の研究より最上階柱梁接合部に機械式定着具を用いる場合の評価法を示した文献⁵⁾を基に算出している。



写真－1 EG定着板工法 図－1 接合部の名称

*東京支社建築設計部 **技術研究所

2.2 荷重方法

荷重装置図を図-3に示す。荷重は、試験体を上下逆にセットした状態で、梁の反曲点位置をピン支持で固定し、柱反曲点位置を500kN油圧ジャッキにて押し引きすることによる正負交番繰り返しとした。また、梁の両端部をピンで支持し、試験体の水平ずれを防止するために初期軸力として約50kNを荷重した。

荷重は層間変形角(R)で制御し、R=±2.5、5.0、10、15、20、30、40×10⁻³radを各2回繰り返し、その後R=+100×10⁻³radまでの一方向荷重とした。

2.3 実験結果

a. ひび割れ性状

写真-2に試験体T1、5、8、9のR=+40×10⁻³rad時のひび割れ状況を示す。初期のひび割れ状況は全ての試験体でほぼ同様であった。R=2.5×10⁻³radまでに柱、梁に曲げひび割れが発生し、若干の剛性低下がみられた。接合部のせん断ひび割れはR=5.0×10⁻³radまたは、R=10×10⁻³radのピーク前に発生し、発生とほぼ同時に若干の耐力低下が生じた。中子筋の無いT1~T4、T9試験体ではせん断ひび割れの進展、ひび割れ幅の拡大にともなって耐力低下がみられ、最終的には接合部のせん断ひび割れが拡大し、接合部が面外方向に大きく膨らみ、コンクリートが剥落しせん断破壊した。

一方、接合部内に中子筋を設けたT5~7、接合部せん断余裕度を約2.0としたT8(中子筋無し)ではせん断ひび割れはほとんど拡大せず、実験終了まで大きな耐力低下はみられなかった。

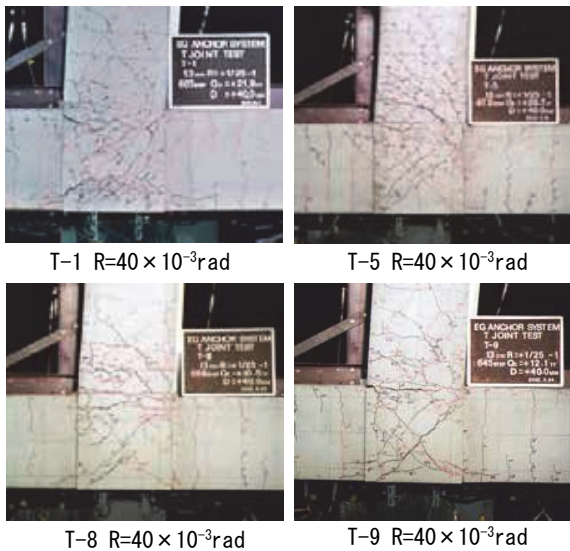


写真-2 ひび割れ性状

表-1 T形試験体一覧

試験体	コンクリート σ _B (N/mm ²)	配筋					柱頭補強 配筋	接合部せん断余裕度
		柱主筋		梁主筋		接合部横補強筋		
		配筋pg	Ld(mm)	Lb/db	配筋pt	配筋		
T-1	42						1.06	
T-2	24	12-D19	300	15.8	4-D19	2-D10@100 0.36%	0.33	4-D13 0.88
T-3	60	2.15%			1.07%			1.17
T-4	42							4-D10 1.06
T-5	42	12-D16	300	18.8	4-D19	4-D10@100 pw=0.71%	0.67	4-D13 1.43
T-6	42	1.49%			1.07%			1.93
T-7	42	0.95%			0.74%			1.90
T-8	24	12-D13		23.1	4-D16	2-D10@100 pw=0.36%	0.33	4-D10 1.98
T-9		0.95%						1.75

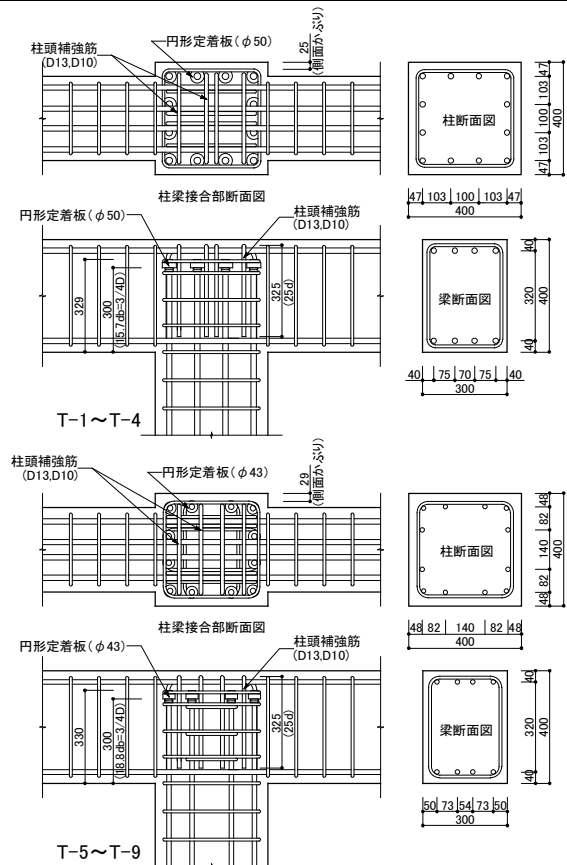


図-2 T形試験体形状

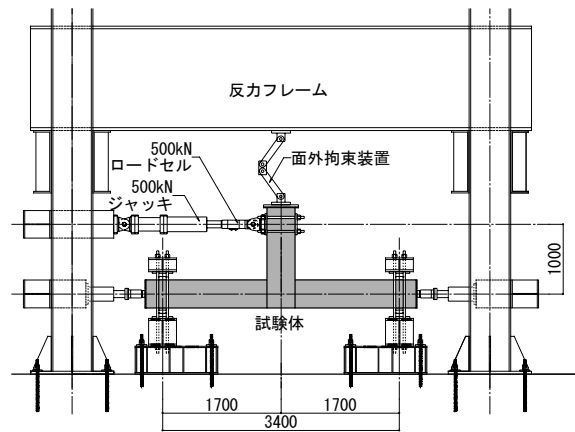


図-3 荷重装置図

b. 履歴性状及び最大耐力

表-2に実験値と計算値一覧を示す。ここで、実験値の最大荷重は正載荷時の値を示しており、柱曲げ耐力計算値は、文献5)の中段筋を考慮した略算式を用いた。また、接合部せん断耐力は、靱性保証型耐震設計指針式⁴⁾を用いた。各耐力の計算には、表-2の鉄筋試験結果および、表-3中に示すコンクリート圧縮強度を用いた。また、値は全て層せん断耐力に換算して表示している。

接合部せん断余裕度が最も低く(0.88)、接合部せん断破壊が先行した試験体T2では、実験値と接合部せん断耐力計算値との比(Qmax/Qsu)が、1.03とよい対応を示した。このことより、本工法により定着された柱主筋を有するT形接合部の接合部せん断耐力は、既往の設計式を用いて評価できることが確認できた。

柱曲げ降伏が先行するように、接合部せん断余裕度を大きくした(1.43~1.98)T5~9では実験値と、曲げ耐力計算値の比(Qmax/Qmu)は1.02~1.11と良い対応を示しており、バラツキも小さく、T形接合部の柱曲げ耐力は、文献5)の提案式で安全に評価できることがわかった。

図-4に各試験体の層せん断力(Q)ー層間変形角(R)関係を示す。図中には柱主筋(一段筋)の降伏および接合部せん断ひび割れ発生時をプロットした。接合部内に中子筋を設けていないT1~T4の内、Fc42としたT1,T4、およびFc60のT3はR=10×10⁻³radで柱一段筋の降伏が確認された後も荷重は増大し、R=15×10⁻³radで最大耐力に達した。その後、徐々に耐力

表-2 鉄筋材料試験結果

径	鋼種	σ _y (N/mm ²)	σ _u (N/mm ²)	Es (kN/mm ²)	ε _y (μ)	使用部位
D10	SD295A	376	519	176	2346	T-2接合部横補強筋 T-4柱頭補強筋
	SD390	435	596	181	2740	T-1.4接合部横補強筋
	SD685	795	996	189	4642	T-3接合部横補強筋 柱、梁横補強筋
	SD295A	373	507	171	2194	T-7~9接合部 横補強筋
	SD345	385	551	168	2385	T-5.6接合部横補強筋 T-7~9柱頭補強筋
	SD685	816	988	194	4355	柱、梁横補強筋
D13	SD295A	361	526	164	2626	T-1~3柱頭補強筋
	SD295A	336	474	173	2022	T-7.8柱主筋
	SD345	366	541	172	2237	T-5.6柱頭補強筋
D16	SD390	419	593	168	3159	T-9柱主筋
	SD295A	351	523	170	2327	T-6柱主筋
	SD345	385	561	173	2307	T-7~9梁主筋
D19	SD390	448	610	169	3082	T-5柱主筋
	SD295A	345	527	187	2132	T-2柱主筋
	SD390	431	611	185	2700	T-1.4柱主筋、 T-1.2.4梁主筋
	SD490	534	701	183	3275	T-3柱、梁主筋
	SD345	373	556	168	2387	T-5.6梁主筋
	S45C*	390	610	-	-	定着板、ネジ

σ_y:降伏強度, σ_u:引張強度, Es:弾性係数, ε_y:降伏歪み度
*: S45Cは機械構造用炭素鋼で、σ_y, σ_uの値はメーカカタログ値

表-3 最大耐力一覧

試験体	コンクリート強度 σ _b (N/mm ²)	実験値		計算値			破壊形式
		最大荷重 Qmax (kN)	柱曲げ耐力 Qmu (kN)	柱曲げ耐力		接合部せん断耐力 Qpu (kN)	
				Qmax	Qmu		
T-1	45.2	302	297	1.02	315	0.96	C→J
T-2	25.1	216	238	0.91	209	1.03	J
T-3	70.6	364	368	0.99	430	0.85	C→J
T-4	45.2	301	297	1.01	315	0.96	C→J
T-5	44.9	230	214	1.07	307	0.75	C→CS
T-6	48.3	183	168	1.09	323	0.57	C→CS
T-7	25.4	113	110	1.03	209	0.54	C
T-8	26.9	113	110	1.02	217	0.52	C
T-9	27.9	142	128	1.11	223	0.64	C→J

・実験値最大荷重は正加力時の値とした
・実験値および計算値は全て層せん断耐力に換算
・Qmu:文献5)の提案式による柱曲げ耐力
・Qsu:靱性保証型設計指針による接合部せん断耐力 (ここで、κ=0.7, φ=0.85とした)

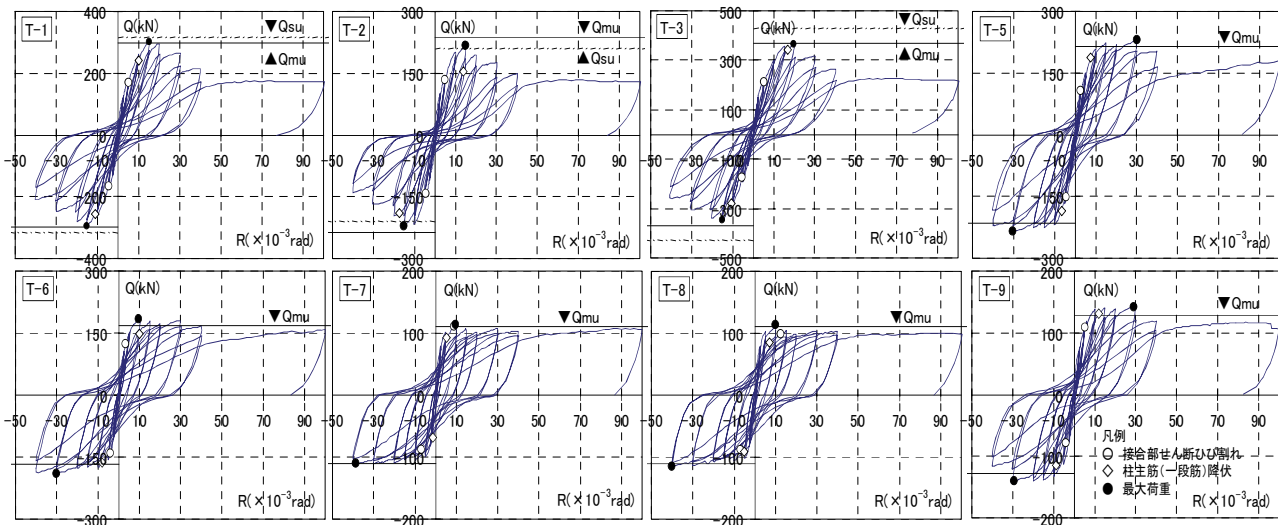


図-4 層せん断力(Q)ー層間変形角(R)関係

低下した。最終破壊モードは柱主筋降伏後の接合部せん断破壊と思われる。また、 R_c24 とした T2 は $R=15 \times 10^3 \text{rad}$ で最大耐力に達した後、次のサイクルで柱一段筋の降伏は確認されたが、その後、接合部のせん断破壊に伴った耐力低下がみられた。

コンクリート強度の違う T1~T3 を比較してみると、最大耐力時の変形角が多少異なるものの、履歴性状としての大きな違いは特にみられなかった。また、柱頭補強筋の径を変動因子とした T1、T4 を比較すると、最大耐力までほとんど差はみられないが、最大耐力以降の耐力低下は柱頭補強筋を D10 とした T4 の方が僅かではあるが大きかった。このことより柱頭補強筋は靱性能の改善に寄与しているものと思われる。

接合部内に中子筋を設けた T5~T7 と接合部せん断余裕度を最も大きくした T8 は $R=5.0 \sim 10 \times 10^3 \text{rad}$ の間に危険断面位置の柱一段筋、中段筋が順次降伏し、 $R=10 \sim 30 \times 10^3 \text{rad}$ の間に最大耐力に達した。その後も大きな耐力低下もみられず、良好な履歴性状を示した。また、T5~T8 では、接合部せん断余裕度、中子筋の有無による履歴性状の大きな差異は特にみられなかった。ただし、接合部せん断余裕度を 1.75 とし、中子筋を設けていない T9 では柱の一段筋、および中段筋の降伏は確認できたものの、変形の増大にともない徐々に耐力低下し、最終的には接合部がせん断破壊した。

2.4 実験結果の検討

a 柱主筋の歪み度分布

図-5 に柱主筋の歪み度分布を示す。値は各層間変形角における第1サイクルピーク時の値を示す。

各試験体とも $R=10 \times 10^3 \text{rad}$ 以降危険断面位置(C6)の主筋が降伏歪み度に達し、変形の増大に従い、降伏領域が接合部内に拡がっている。本実験では、破壊モードの違いによる柱主筋の歪み度分布に大きな差異はみられなかった。また、定着板近傍(C4)は実験終了まで降伏歪み度には達しておらず、C4-C5 間の歪み勾配も確保されていた。このことより、接合部がせん断破壊を起こすような応力状態にあっても、円形定着板は十分な定着性能があることが確認できた。

b 定着板の分担率

図-6 に全試験体の柱主筋(隅鉄筋)に使用した円形定着板の分担率と層間変形角の関係を示す。円形定着板の分担率は、柱主筋の危険断面位置における引張

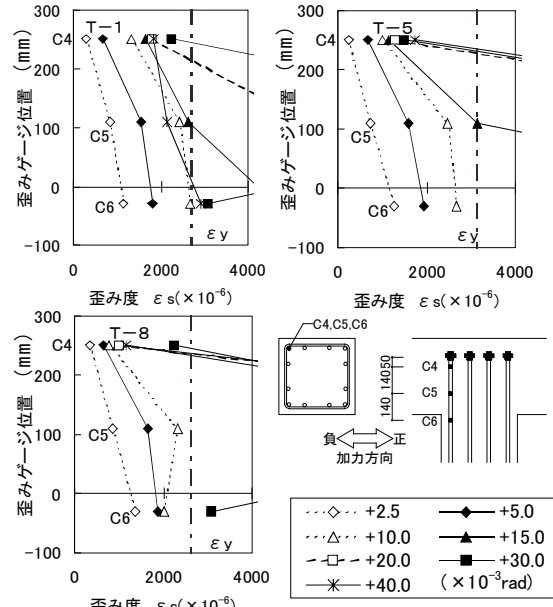


図-5 柱主筋の歪み度分布

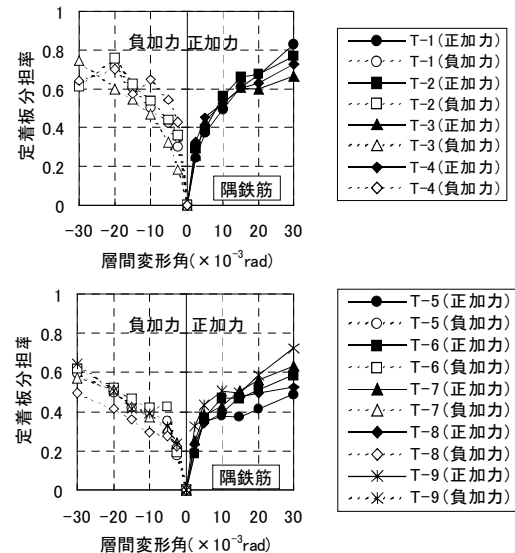


図-6 定着板の分担率と層間変形角の関係

表-4 ト形試験体一覧

No	梁主筋		F _c (N/mm ²)	定着長 (mm)	破壊形式	接合部 せん断 余裕度	備考			
	本数	径 種類								
O-1	3-D25	SD390	42	267=10.6d _b =2/3·D	梁曲げ降伏 先行	1.52	基準試験体			
O-2		SD490	60							
O-3		SD345	21							
O-4		SD390	42					300(3/4·D)	1.71	定着長大
O-5		SD390	42					267(2/3·D)	1.52	U字定着
O-6	4-D25	SD685	42	267(2/3·D)	接合部せん断 破壊	0.62	基準試験体			
O-7		SD685	60					0.80	F _c 大	

接合部せん断余裕度
= 靱性保証型指針式による接合部せん断耐力 / 建築学会略算式による梁曲げ耐力
(共通) 柱主筋: 12-D22 (SD490)
せん断補強筋: 柱 2-D10@100 (SD785)、梁 2-D10@60 (SD785)、接合部 0.36%
側面かぶり厚さ: 75mm

6の鉄筋試験結果および、表-5中に示すコンクリート圧縮強度を用いた。また、値は全て層せん断力に換算して表示している。梁曲げ降伏先行型試験体の実験値は建築学会の略算式による梁曲げ耐力計算値の1.03~1.22倍に、また接合部せん断破壊型試験体では靱性保証指針耐力式による接合部せん断耐力計算値の1.10~1.18倍となり、それぞれ計算値と良く一致した。

層せん断力(Q)と層間変形角(R)の関係を図-9に示す。図中には、接合部のせん断ひび割れ、梁主筋降伏、最大耐力の発生点をそれぞれ示している。梁曲げ降伏先行型試験体(O-1~5)では、最大耐力が梁曲げ耐力計算値を上回り、U字定着としたO-5以外の試験体の最大耐力は $R=30\sim40\times 10^{-3}\text{rad}$ で確認され、その後の低下も小さい。接合部せん断破壊型の試験体(O-6、7)では、靱性保証指針式によるせん断耐力計算値を上回り、最大耐力に達している。最大耐力以降は、梁曲げ降伏型に比較して耐力の低下が大きい。

コンクリート強度を変化させたO-1~3を比較すると、最大耐力到達後、O-3は繰返しによる耐力低下が他より大きい。これは、コンクリート強度が低く、曲げ耐力時の接合部せん断余裕度が1.03と、せん断耐力と曲げ耐力が近いためであると考えられる。定着長を変化させたO-1とO-4では、O-4の最大耐力が若干大きい、 $R=50\times 10^{-3}\text{rad}$ での層せん断力はほとんど変わらない値を示している。

4. まとめ

柱梁主筋端部にEG定着板を用いた接合部の構造実験を行った結果以下のことが分かった。

- ① T形接合部では、接合部内を中子筋、柱頭補強筋により十分に補強し、接合部せん断余裕度を1.43以上確保した試験体は、柱曲げ降伏型の安定した履歴性状を示した
- ② T形接合部では、接合部せん断余裕度を1.75と比較的高くした試験体においても、接合部内に中子筋が無い場合は、柱曲げ降伏後接合部がせん断破壊し、耐力低下がみられた
- ③ ト形接合部では、梁曲げ耐力、接合部せん断耐力および変形性能ともT形試験体ほど接合部せん断余裕度による影響は見られずそれぞれ実験値は計算値を上回った

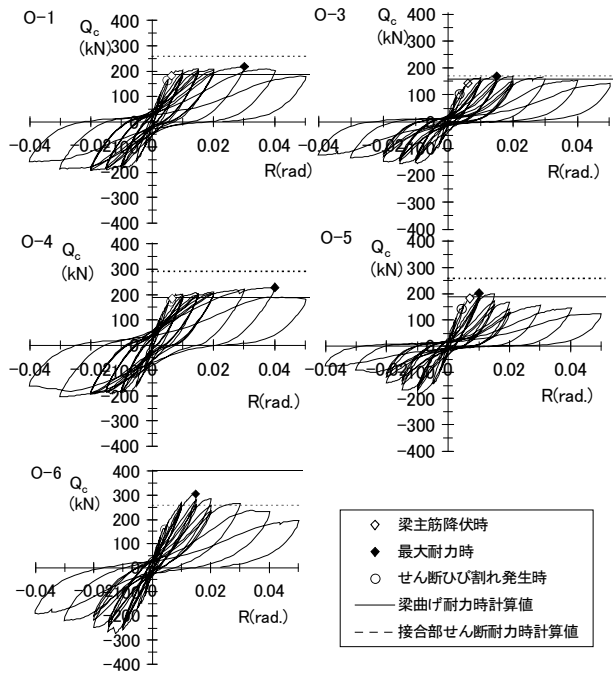


図-9 層せん断力(Q)一層間変形角(R)関係

- ④ T形・ト形試験体とも本工法をした場合、接合部がせん断破壊した場合でも十分な定着性能を示し、定着部の破壊はみられなかった

5. あとがき

本実験結果より、本工法がT形・ト形接合部へ適用可能であることが確認できた。なお、本工法の開発は4社(株奥村組、合同製鐵(株)、五洋建設(株)、鉄建建設(株))の共同研究である。

本研究を進めるにあたり、ご指導を頂いた東京理科大学松崎育弘教授に深く感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 岸本剛、早川邦夫、細矢博、「EG定着板を用いた機械式定着工法の開発—L形柱梁接合部の構造性能—」、奥村組年報、No.28、2002.7
- 2) 村上、窪田他、「引き抜き試験によるはり主筋の機械式定着耐力の評価」、コンクリート工学論文集、第8巻第2号、pp.1-10、1997.7
- 3) 中村他、「円形定着板を用いた機械式定着工法の開発(その1~4)」、建築学会学術講演梗概集、pp.107-114、2001
- 4) 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
- 5) 益尾、井上、「機械式定着具を用いたL形およびT形RC造柱梁接合部の終局時における入力せん断力評価式と設計条件」、GBRC108、VOL27、No.3、pp.22-31、2002.7