

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 —

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が複雑になるため、また架構のプレキャスト（PCa）化に伴い、最近では主筋定着に機械式定着が多用されるようになってきた。

鉄筋に摩擦圧接されたねじに円形定着板を締め込む機械式定着工法（EG 定着板工法）を提案し、昨年度、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¹⁾で本工法を評価できることを確認した²⁾。また、一般階外周部柱梁接合部（T 形接合部）の梁主筋に適用した場合の構造性能を T 形部分架構実験により検証し、接合部せん断耐力や梁の変形性能において折り曲げ定着と同等以上であることを確認した²⁾。

平成 13 年度は主に最上階柱頭部を対象とした接合部の柱・梁主筋の定着に EG 定着板工法を適用した場合の構造性能を把握するため実験を実施した。その結果、L 形接合部に EG 定着板工法を適用した場合においても、靱性保証型設計指針の耐力式³⁾による接合部せん断耐力以上を確保できること、また梁曲げ降伏後、十分な変形性能を確保できることが確認できた。本報では L 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. 実験計画

2.1 試験体及び材料特性

図-1 に試験体形状を、表-1 に試験体諸元を、及び表-2 に材料試験結果を示す。試験体は梁曲げ破壊型 7 体と接合部せん断破壊型 4 体の 11 体で計画し、実験因子は主にコンクリート強度、接合部横補強筋量、

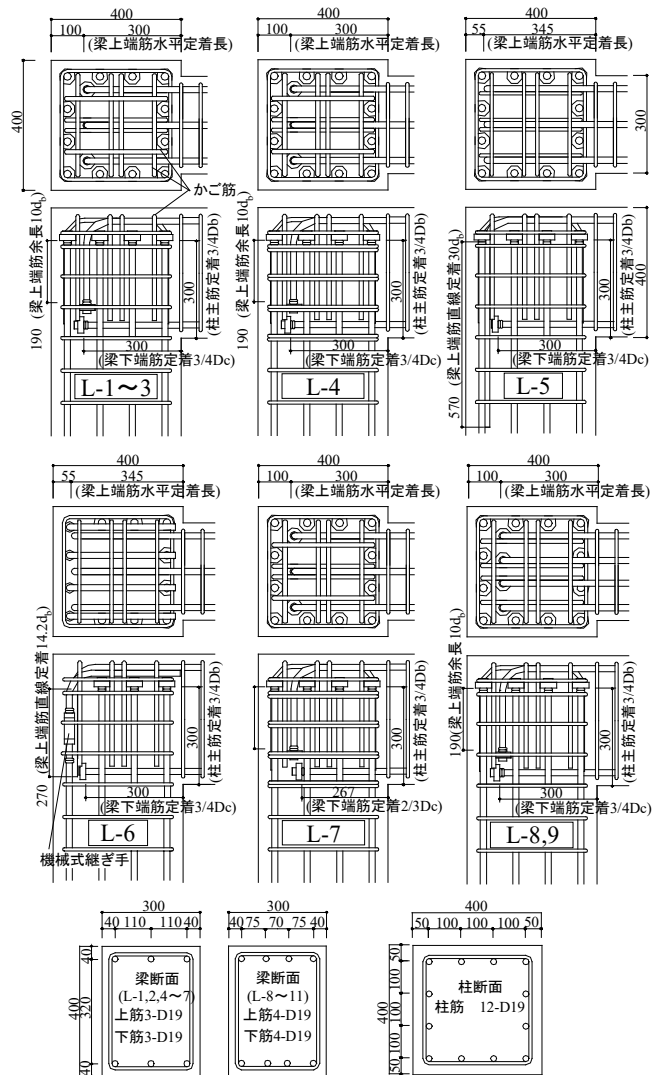


図-1 試験体形状

主筋の定着方法及び長さとした。L-1,8 はそれぞれ梁曲げ破壊型及び接合部せん断破壊型の基準試験体で、柱主筋の先端には EG 定着板を取り付け、定着長を $3/4 \cdot D_b$ (D_b : 梁せい) とし、梁上端筋は水平定着長 $3/4 \cdot D_c$ (D_c : 柱せい) の折り曲げ定着で先端に EG 定着板を取り付けた。梁下端筋は先端に EG 定着板を取り付けた直線定着で、定着長を $3/4 \cdot D_c$ とした。架構の PCa 化を見据えて主筋の定着は接合部内に収まるようにし

*技術研究所

表一 1 試験体諸元

No	F _c (N/mm ²)	柱主筋				梁主筋				接合部補強筋 ^{*1}		計画時接合部せん断余裕度 ^{*2}		実験因子								
		定着		配筋		上端筋定着		下端筋定着		配筋(上下共)		正載荷	負載荷									
		方法	定着長	主筋	鋼種	方法	定着長	方法	定着長	主筋	鋼種											
L-1	42	直線+定着板	0.75Db	12-D19 2.15%	SD390	折り曲げ+定着板	0.75Dc	0.75Dc	3-D19 0.8%	SD345	2-D10@100 pw=0.36%	SD390	1.25	2.37	基準試験体							
L-2	60				SD490					SD685		1.25	2.46	コンクリート強度大								
L-3	24				SD295A					SD295A		1.16	2.08	コンクリート強度小								
L-4	42				折り曲げ ^{*3}					SD390		折り曲げ	0.86Dc	直線+定着板	0.66Dc	3-D19 0.8%	SD345	2-D10@100 pw=0.36%	SD390	1.25	2.37	接合部横補強筋量大
L-5																	SD390		SD390	1.25	2.37	梁上端筋折り曲げ定着
L-6																	SD390		SD390	1.25	2.37	出隅側柱主筋継ぎ手+折り曲げ
L-7	42				直線+定着板					0.75Db		12-D19 2.15%	折り曲げ+定着板	0.75Dc	0.66Dc	4-D19 1.07%	SD685	2-D10@100 pw=0.36%	SD390	0.60	0.76	基準試験体
L-8	42																SD390		SD390	0.60	0.76	接合部補強筋量大
L-9	60																SD685		SD685	0.70	0.93	コンクリート強度大
L-10	42																SD685		SD390	0.60	0.76	接合部補強筋量大
L-11	42														0.66Dc	4-D10@100 pw=0.72%	SD390		0.54	0.67	接合部補強筋量大 梁下筋定着2/3D	

ている。定着方法による違いを検証するためL-5は梁上端筋を折り曲げ後、直線定着(30d_s、d_s:鉄筋径)に、L-6は出隅側の柱主筋に機械式継手を使用した折り曲げ定着に、L-7、11は梁下端筋のみ定着長を2/3・Dcとした。また、接合部横補強筋の効果を検証するためL-4、10、11は横補強筋量を2倍とした。各試験体には出隅部のひび割れ防止と接合部の靱性能確保を目的として、梁主筋方向と直交方向に柱頭補強筋(以下かご筋)を配置した。かご筋は、D13を用い接合部横補強筋の内側に沿って逆U字型に配筋した。

2.2 荷重方法

図一2に荷重方法を示す。荷重は試験体の梁の反曲点部分に鋼管柱と油圧ジャッキをピンで連結した3ヒンジラーメン形式とし、この梁反曲点部分から油圧ジャッキにより漸増繰り返し水平力を与える方法とした。荷重は柱、梁の反曲点間に取り付けた変位計の計測値より算出した層間変形角(R)により制御した。

梁曲げ破壊型試験体の層間変形角は、R=±1/400、1/200、1/100、1/67、1/50、1/33、1/25 radを2サイクルずつ繰り返し、その後R=+1/10 radまでの一方向荷重とした。接合部せん断破壊試験体の層間変形角は、R=±1/400、1/200、1/100、1/67、1/50、1/33 radを2サイクルずつ繰り返し、その後R=+1/12.5 radまでの一方向荷重とした。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ及び性状

図一3にL-1,3の+1/25 rad時とL-8の+1/33 rad

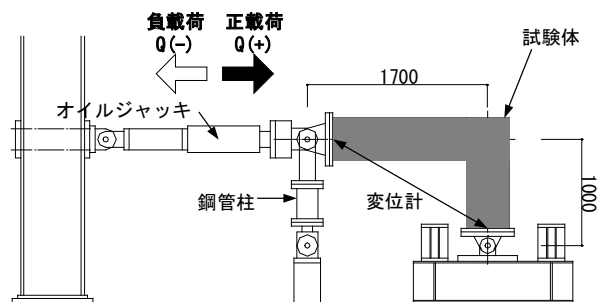
- *1 L-4, 10, 11はダブルフープ
 - *2 接合部せん断余裕度 = $\frac{\text{靱性保証型設計指針による接合部せん断耐力計算値}}{\text{e 開数法による梁曲げ耐力計算値}}$ で接合部せん断破壊時の軸力考慮
 - *3 L-6の柱筋折り曲げ定着は出隅側4本のみ
- <共通事項>
- ・かご筋は梁主筋水平方向・直交方向ともD13 SD295A (ただし、L-6は直交方向のみ)
 - ・断面形状 梁: Bb×Db=300×400mm、柱: Bc×Dc=400×400mm
 - ・横補強筋 梁: 2-D10@60(pw=0.79%)、柱: 2-D10@100(pw=0.36%) (柱梁とも材質はSD685)

表一 2 コンクリート試験結果

設計基準強度 F _c (MPa)	圧縮強度 σ _B (N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ度 ε _{co} (×10 ⁻³)	ヤング係数 E _c (N/mm ²)	引張強度 σ _t (N/mm ²)
24	26.0	1.97	24.6	2.71
42	55.4	2.56	31.7	4.45
60	72.0	2.59	35.1	4.94

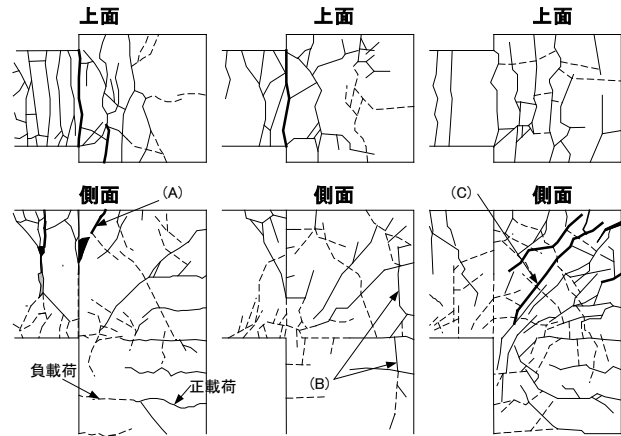
表一 3 鉄筋引張試験結果

鉄筋呼び名	種類	降伏強度	引張強度	降伏ひずみ度	伸び (%)
		σ _y (N/mm ²)	σ _u (N/mm ²)	ε _y (μ)	
D10	SD295A	370	498	2152	26
	SD390	425	570	2567	25
	SD685	780	975	4223	18
D13	SD295A	342	484	2015	30
D16	SD295A	365	515	1993	27
D19	SD295A	347	511	2068	26
	SD345	370	557	2197	26
	SD390	437	609	2501	23
	SD490	538	693	2941	19
	SD685	712	971	3949	12



図一 2 荷重装置

時のひび割れ図を示す。L-1 は正負荷ともに 1/200 ~1/140 rad で梁主筋が降伏し、それ以降梁の危険断面位置より 1.0Db の範囲でひび割れが進展した。柱梁接合部のひび割れは軽微なものであった。+1/25 rad 以降梁の危険断面位置上部のひび割れ(A)が進展したがそれに伴う耐力低下は見られなかった。他の梁曲げ破壊型試験体も同様のひび割れ性状を示したが L-3 のみ接合部のひび割れ(B)が柱位置まで進展した。L-8 は約±1/160 rad で接合部にせん断ひび割れが発生し、その後、変形の増加に伴い進展した。+1/50 rad 以降接合部出隅側の柱主筋定着板の近傍から入り隅側にかけてひび割れ(C)が急増し背面のコンクリートがはらみだし、さらに+1/33 rad 手前で耐力が急激に低下した。他の接合部せん断破壊型試験体も同様の性状を示した。いずれの試験体も接合部において側面剥離破壊等の定着破壊はみられなかった。



L-1 R=1/25 [rad] L-3 R=1/25 [rad] L-8 R=1/33 [rad]

図-3 ひび割れ性状

表-4 最大耐力一覧

試験体	破壊形式 ^{*1}	最大耐力実験値		曲げ耐力計算値 ^{*2}		せん断耐力計算値 ^{*3}	実験値/計算値			
		Qmax(kN)		bQmu(kN)			Qbj(kN)	曲げ耐力		せん断耐力
		正(A)	負(B)	正(C)	負(D)	(A)/(C)		(B)/(D)	(A)/(E)	(B)/(E)
L-1	B	213	128	167	100	210	1.28	1.28	1.01	0.61
L-2	B	234	146	198	121	253	1.18	1.21	0.92	0.58
L-3	B	125	78	107	69	124	1.17	1.13	1.01	0.63
L-4	B	213	127	167	100	210	1.28	1.27	1.01	0.60
L-5	B	195	128	164	100	210	1.19	1.28	0.93	0.61
L-6	B	209	125	166	101	210	1.26	1.24	1.00	0.60
L-7	B	209	130	166	100	186	1.26	1.30	1.12	0.70
L-8	J	388	233	381	270	210	1.02	0.86	1.85	1.11
L-9	J	422	266	392	265	253	1.08	1.00	1.67	1.05
L-10	J	408	253	390	268	210	1.05	0.94	1.94	1.20
L-11	J	407	256	385	265	186	1.06	0.97	2.19	1.38

実験値及び計算値は層せん断力換算値
^{*1} B: 梁曲げ破壊型、J: 柱梁接合部せん断破壊型
^{*2} e 関数法による梁曲げ耐力で最大耐力時の梁軸力を考慮した計算値
^{*3} 靱性保証型設計指針による計算値

3.2 履歴性状及び最大耐力

表-4 に最大耐力一覧を示す。最大耐力の実験値及び計算値は層せん断力表示である。計算値は荷重方法による梁の軸力を考慮し算出している。最大耐力はいずれの試験体も正荷重時が大きい結果となった。梁曲げ破壊型試験体において計算値との比(Qmax/bQmu)は 1.13~1.30 ですべて計算値を上回った。コンクリート強度の同じ試験体を比較すると最大耐力は同程度で実験因子による顕著な差はみられなかった。接合部せん断破壊型試験体においては、正荷重時は靱性保証型設計指針による計算値を大きく上回り最終的に梁主筋が降伏する結果となり、計算値との比(Qmax/Qbj)は 1.67~2.19 であった。同様に負荷時でも計算値を上回り 1.05~1.38 となった。また、接合部横補強筋量を増した L-10,11 は正負荷時とも耐力は L-8 より若干増加した。

図-4 に各試験体の層せん断力(Q)一層間変形角(R)の関係を示す。梁曲げ破壊型試験体(L-1~7)は、梁主筋降伏後も耐力低下は見られず、正荷重時は 1/11 ~1/10 rad で、負荷時は 1/25 rad で最大耐力となった。また繰り返しによる耐力低下はみられなかった。また、L-4~7 は L-1 と同様の履歴性状を示し、梁主筋の定着方法、定着長さ及び接合部横補強筋量による差異はみられなかった。接合部せん断破壊型試験体(L-8~11)においては、正荷重時は接合部せん断耐力計算値に達した後も層せん断力は上昇し、1/67~

1/50 rad で梁上端筋が引張降伏した。その後 1/33 rad 手前で出隅側から入隅側にかけての接合部せん断ひび割れが大きく開き、それに伴い耐力は急激に低下した。負荷時は接合部せん断耐力の計算値に達した後も、1/50~1/40 rad で梁下端筋は引張降伏したが 1/33 rad まで耐力低下はみられなかった。L-8 に対し接合部横補強筋を 2 倍とした L-10,11 においては、最大耐力が若干増加したものの履歴特性に差はみられなかった。また梁下端筋の定着長が短い L-11 との違いも顕著ではなかった。

3.3 接合部せん断変形角

図-5 に各試験体の接合部せん断変形角(γ)一層間変形角(R)の関係を示す。接合部せん断変形角は接合部パネルを対角方向に直接計測した値を用いて算出している。梁曲げ降伏した試験体 L-1~7 の接合部せん断変形角は接合部のひび割れがあまり進展しなかった

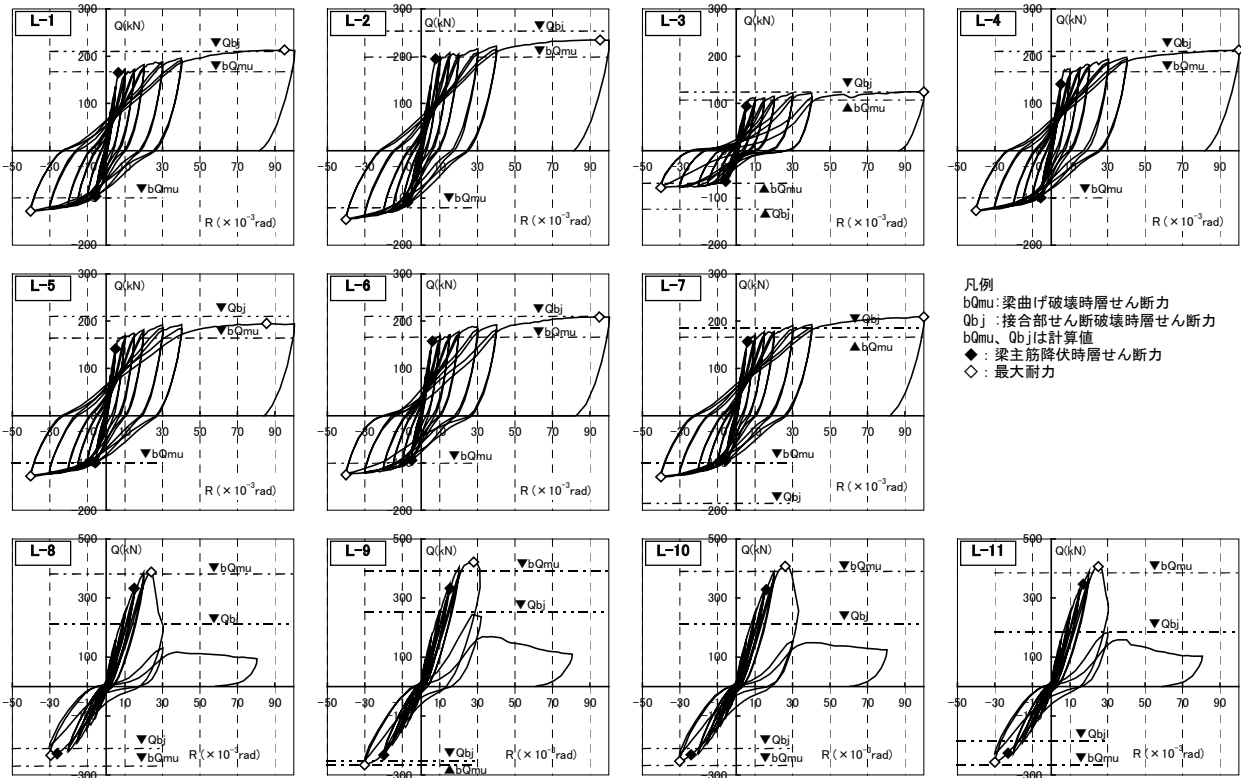


図-4 層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係

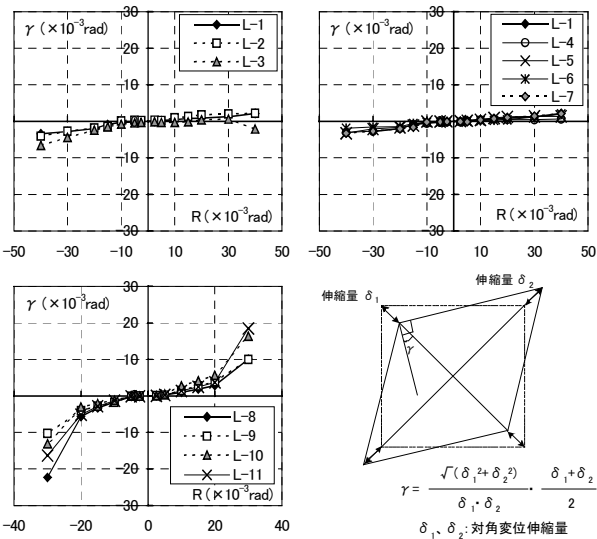


図-5 接合部せん断変形角(γ)－層間変形角(R)関係

ため正負荷荷時のいずれも小さく、層間変形角 $\pm 1/33$ rad 時では 5×10^{-3} rad 以下であった。L-3 はその後ひび割れの進展に伴い負荷荷時に他の試験体より大きい値を示した。定着方法及び接合部横補強筋量の違う試験体 (L-4~7) の接合部せん断変形角は試験体 L-1 と同程度で、これらの因子による差はみられなかった。接合部せん断破壊した L8~11 では層間変形角 $\pm 1/50$ rad までは 5×10^{-3} rad 程度であるが、それ

以降ひび割れの進展に伴い急激に増加した。

3.4 梁主筋のひずみ度分布

図-6に試験体L-1,8の梁主筋ひずみ度分布を示す。上端筋は正載荷時、下端筋は負載荷時での各変形角におけるピーク時の値を示す。L-1 は、上端筋は正載荷

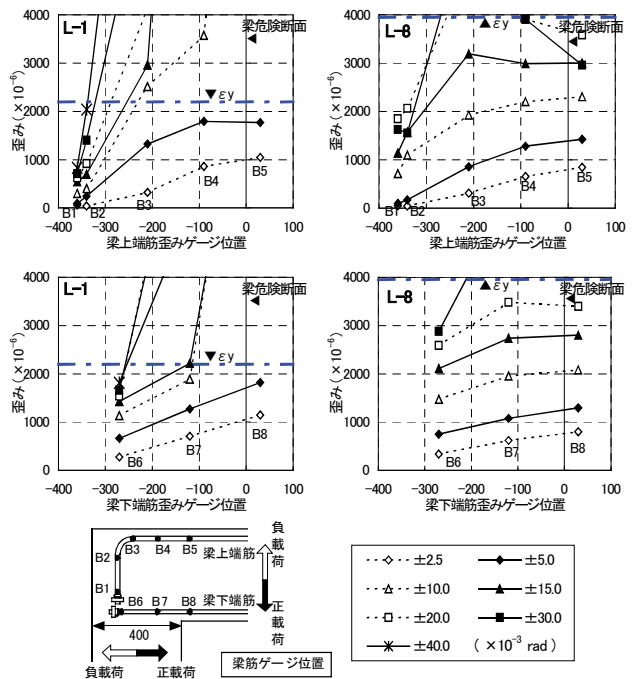


図-6 梁主筋ひずみ度分布

時において+1/100 rad で折り曲げ部までの水平部(B3～5)は降伏しているが、折り曲げ端以降は+1/25radでも降伏しておらず定着板近傍(B1)は降伏ひずみ度の半分程度だった。下端筋は負荷荷時において-1/100 rad までに梁端側(B8)は降伏ひずみ度に達したが、定着板近傍(B6)は-1/25 rad まで降伏ひずみ度には達しなかった。L-8 は接合部耐力の上昇に伴い梁上端筋は+1/50 rad で、水平部(B3,4)が降伏ひずみ度に達し、梁下端筋は危険断面位置において-1/33rad で降伏ひずみ度に達した。ただし、L-1 と同様に定着板近傍は±1/30 rad 時においても降伏ひずみ度には達しておらず、接合部せん断破壊した試験体においても定着部の破壊が先行するようなことはなかった。

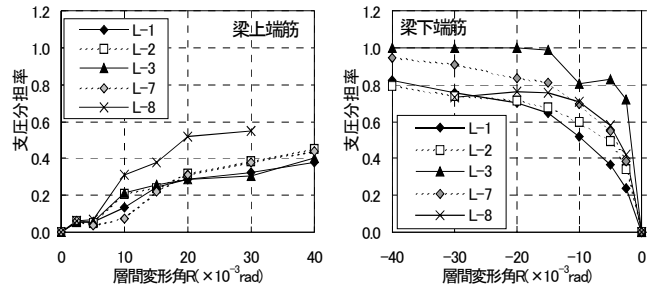
3.5 定着板の分担率および支圧応力度比

図一七に試験体 L-1～3,7,8 の梁主筋に使用したEG定着板の支圧分担率を示す。EG定着板の支圧分担率は、梁主筋の危険断面位置における引き抜き力に対する、定着板近傍の主筋の引き抜き力の比とした。引き抜き力は鉄筋のひずみ度より算出した。梁上端筋は主筋を折り曲げ後、EG定着板を取り付けているため、定着板分担率は小さく、梁曲げ破壊型試験体において1/25rad 時では0.4程度だった。直線定着である梁下端筋は-1/200～-1/100 rad において支圧分担率はL-3を除き、0.7以下であった。L-3は他の試験体よりも大きく、定着板分担率は0.8程度となった。定着長さの異なるL-1とL-7を比較すると、定着長さの短いL-7は支圧分担率が大きい結果となった。

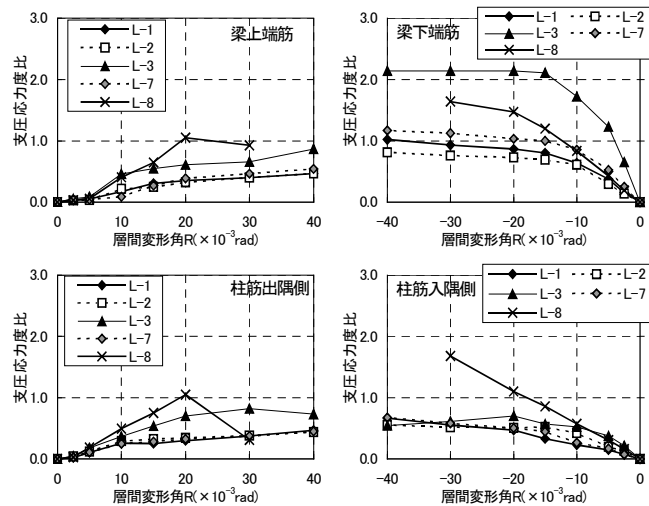
図一八に試験体 L-1～3,7,8 のEG定着板における支圧応力度比(支圧応力度/コンクリート圧縮強度)を示す。支圧応力度は定着板近傍のひずみ度より求めた引き抜き力をEG定着板の有効断面積(定着板の面積-主筋の公称断面積)で除したものである。主筋が直線定着で先端にEG定着板を取り付けた梁下端筋と柱主筋の最大支圧応力度を比較すると、各試験体とも概ね、梁下端筋における支圧応力度比が柱主筋よりも大きい結果となった。

3.6 かご筋のひずみ度

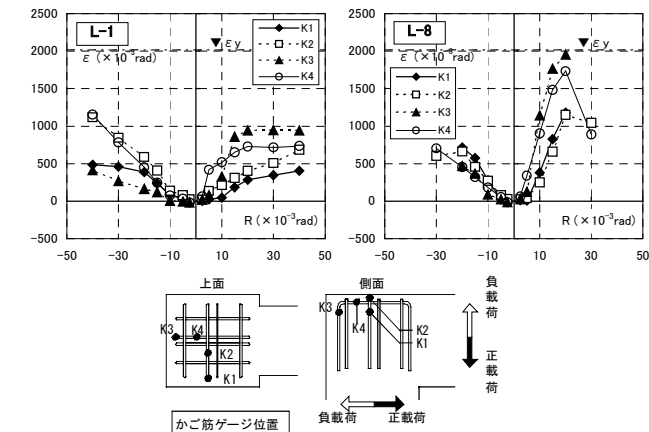
図一九にかご筋ひずみ度(ε)-層間変形角(R)関係を示す。ひずみ度は各層間変形角における第1サイクルピーク時の値である。試験体L-1は、正載荷時は梁主筋と平行に配置したかご筋のひずみ度(K3,4)が、負載荷時には接合部上面のひずみ度(K2,4)が増大する傾



図一七 支圧分担率



図一八 定着板の支圧応力度比



図一九 かご筋ひずみ度分布

向がみられた。かご筋は±1/25 rad まで降伏ひずみ度に達しない。試験体L-8は、正載荷時においていずれのかご筋のひずみ度も大きく増加し、特にK3及びK4位置で+1/50 rad になると降伏ひずみ度近くになった。これらよりかご筋はせん断ひび割れ幅拡大を抑制する効果があると考えられる。正載荷+1/33 rad 時に一部かご筋のひずみ度が低下するのは耐力低下に伴う接合部の損傷のためであると考えられる。

4. 接合部せん断強度

図-10 に接合部せん断破壊型試験体における正負荷荷時の接合部せん断強度の実験値と計算値の比較を示す。計算値は靱性保証型指針式にて算出し、実験値は接合部せん断力を接合部有効幅及び接合部有効せいで除して算出した。図には併せて機械式定着を使用し、接合部せん断破壊した既往の研究(14 体)についても示す。正負荷荷とも概ね実験値は計算値を上回る結果となっている。EG 定着板を使用し、かご筋を配置した今回の実験に着目すると、正載荷時では実験値/計算値は 1.67~2.19、負載荷時では 1.05~1.38 となり、靱性保証型設計指針式により接合部せん断強度を安全に評価できることが分かる。

5. まとめ

柱梁主筋端部にEG 定着板を用いた最上階の外周部柱梁接合部(L形接合部)の構造実験を行った結果以下のことが分かった。

- ① 梁曲げ破壊型試験体は変形角の増加に伴う接合部のひび割れの進展はあまりなかったが、接合部せん断破壊型試験体は主に出隅部から入隅部へかけての進展が顕著であった
- ② 各試験体とも最大耐力は負載荷時より正載荷時の方が大きい結果となり、それぞれ計算値を上回った
- ③ コンクリート強度が同じで梁主筋の定着方法、定着長さが異なる試験体を比較すると、ひび割れ性状、最大耐力における顕著な差はみられなかった
- ④ 梁曲げ破壊型試験体では主筋降伏後も耐力低下はみられず十分な変形性能を示した
- ⑤ かご筋は接合部のせん断ひび割れを抑制し、せん断耐力及び変形性能確保に効果があるといえる
- ⑥ 主筋にEG 定着板を使用し、かご筋を配置したL形接合部は靱性保証型設計指針による接合部せん断耐力式により安全側に評価できた

6. あとがき

本実験結果より、EG 定着板工法がL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

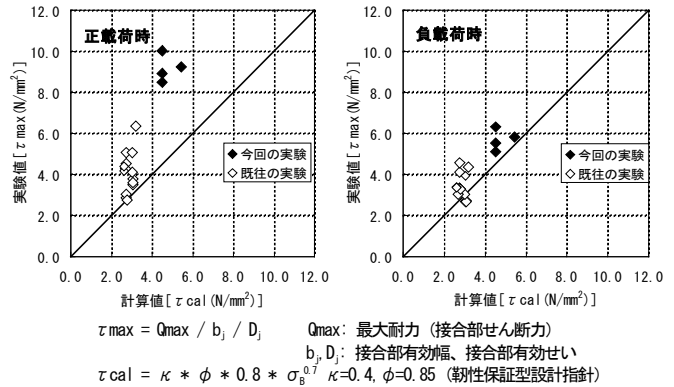


図-10 接合部せん断強度の実験値及び計算値の比較

は4社(株奥村組、合同製鐵株、五洋建設株、鉄建建設株)の共同研究であり、本実験は日本建築総合試験所に委託して実施したものである。

本研究を進めるにあたり、ご指導を頂いた東京理科大学 松崎教授ならびに(財)日本建築総合試験所 益尾部長に深く感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 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
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 崔、藤井他、「L字形及びT字形接合部のせん断耐力に及ぼす接合部の配筋ディテールの影響」、コンクリート工学年次論文集、Vol. 23、No. 3、pp. 397-402、2001
- 5) 田畑他、「RC 造ト・T・L形柱梁接合部のせん断及び定着性状」、コンクリート工学年次論文集、Vol. 23、No. 3、pp. 373-378、2001
- 6) 青田他、「最上階柱梁接合部におけるプレート定着工法に関する研究」、コンクリート工学年次論文集、Vol. 23、No. 3、pp. 391-396、2001
- 7) 大和田他、「機械式定着金物を柱頭主筋の定着に使用したL字形、T字形接合部の耐力と変形性能(No. 12)」、建築学会学術講演梗概集、pp. 257-258、2001