

[2035] 柱に型鋼を配した RC 造の柱・梁接合部の耐震性に関する実験的研究

小西 輝彦 (大日本土木技術室)
 跡部 義久 (大日本土木技術室)
 正会員 ○熊田 誠謙 (東大受託研究員)
 正会員 田中 義成 (大日本土木技術室)

1. はじめに

現在、わが国における7～15階建て程度の高層建物の躯体としてはSRC造が主流を占めている。鋼材とコンクリートとの複合部材で構成する点ではSRC造もRC造も同様であるが、一般に施工も含めた躯体工法としての信頼性に関してはSRC造に優位性があると言える。このような観点から、7～15階建て程度の高層建物の躯体として、建物の靱性向上をはかり、しかも施工の合理化をはかる工法として、従来のRC造にかわり、柱の芯に型鋼を挿入し、梁主筋にネジシ鉄筋を用いて、これを型鋼に貫通させ固定する工法を考案した。

そこで、本研究では上記骨組構造、特に柱・梁接合部の耐震性を把握するため、柱・梁接合部に関する構造実験を実施したのでその実験概要と結果について報告する。

2. 実験概要

2-1 実験目的

本工法は、柱・梁接合部において、梁主筋を型鋼柱に貫通させ、これを鉄骨フランジに定着ナットで固定して、RC造としての接合部を形成する。このため、従来の梁主筋の定着方法とは異なるため、主として以下の2点に主眼をおき実験を行った。

1) 柱・梁骨組(梁曲げ降伏先行型)の耐震性能

2) 梁主筋接合部内通し筋の定着性能

2-2 試験体および使用材料

試験体は、図-1に示す柱と梁を仮想反曲点位置で切断した平面十字型の柱・梁接

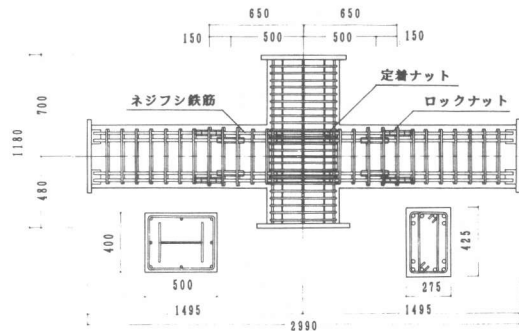


図-1 試験体の形状

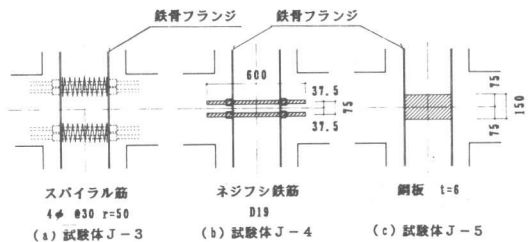


図-2 各試験体の補強詳細

表-1 試験体の配筋

項目	試験体		
	J-3	J-4	J-5
柱 (a/d=2.0)	b × D (cm)	40 × 50	
	鉄骨 (mm)	H-300 × 275 × 6 × 6	
	sA / bD (%)	2.51	
	主筋	8-D13	
	rPt = at/bD (%)	0.19	
	帯筋	2-D10 @ 50	
	rPv* = av/bx (%)	0.72	
梁 (a/d=6.5)	b × D (d) (cm)	27.5 × 42.5 (35.8)	
	主筋	上端筋・下端筋共 6-D19	
	rPt = at/bd (%)	2.94	
	筋筋	4-D10 @ 100	
	rPv = av/bx (%)	1.05	
接合部	梁主筋接合	機械式継手(ロックナット)	
	せん断補強筋	2-D10 @ 50	
	Pv = av/bx (%)	0.87	
	接合部補強	スパイラル筋 φ4 @ 30	鉄筋補強 4-D19

注) * : 鉄骨ウェブ負担分を除く

合部を 1/2に縮小したもので合計3体製作した(図-2)。ただし、試験体J-3には接合部内の上下梁主筋にスパイラル筋で、試験体J-4には鉄筋で、試験体J-5には鋼板でそれぞれ接合部補強を施している。各試験体の柱、梁断面および配筋を表-1に示す。

コンクリートは、粗骨材の粒径が 5~13 mmの砕石を使用し、設計強度が 240Kg/cm²の流動化コンクリートを使用した。

鉄筋は、梁主筋にSD40、柱主筋にSD35、その他にはSD30それぞれを使用した。また、鉄骨はSS41材を用いビルトアップのH鋼を使用した。

各使用材料の強度は材料試験結果より定めそれらの結果を表-2に示す。なお、コンクリートの試験時材令は58~59日であり、また加力時材令は53~81日であった。

2-3 実験方法

2-3-1 加力方法

加力装置は図-3の通りである。上・下柱および左・右梁の支持は、任意の方向に回転可能なユニバーサル・ジョイントを用いて支持した。加力には、鉛直および水平2基のサーボ型アクチュエータを用いた。作用軸力は定軸力で各試験体とも 100tonf である。

加力に際して、変位履歴を各試験体に対しそれぞれ図-4のように定めた。

2-3-2 計測方法

試験体の変位・変形の測定は電気式変位計によった。測定位置は各試験体で共通とし、層間変位、左右梁および上下柱のたわみ等(計39箇所)を測定した。

荷重は、水平・鉛直の2基のアクチュエータおよび梁先端の支持治具に組入れられたロードセルにより、層せん断力、柱軸力、左右梁のせん断力を測定した。なお、層せん断力に関しては、いわゆるP-Δ効果による影響を考慮した補正を行っている。

表-2 使用材料諸元

(a) コンクリートの材料特性

	圧縮強度 f _c (kgf/cm ²)	ヤング係数 E _c (kgf/cm ²)	引張強度 f _t (kgf/cm ²)
スパイラル筋無	223	1.93×10 ⁵	19
スパイラル筋有	239	1.95×10 ⁵	—

(b) 鉄筋・鉄骨の材料特性

	降伏強度 σ _y (kgf/cm ²)	ヤング係数 E _s (kgf/cm ²)	引張強さ σ _{max} (kgf/cm ²)	
鉄筋	D10(SD30)	3430	1.93×10 ⁵	4860
	D13(SD35)	3580	1.87×10 ⁵	5125
鉄筋	D19(SD40)	4450	1.94×10 ⁵	5700
鉄骨 (SS41)	3740	2.10×10 ⁵	4830	

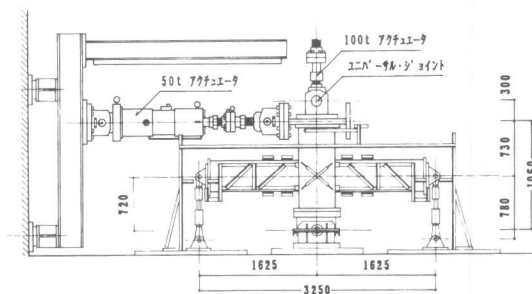
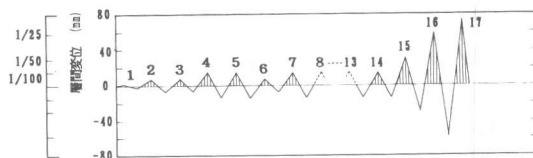
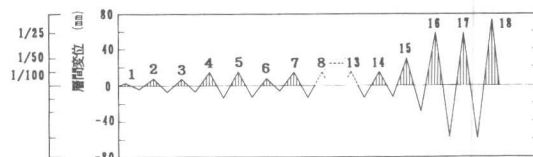


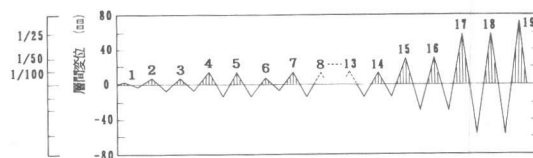
図-3 加力装置



(a) 試験体 J-3



(b) 試験体 J-4



(c) 試験体 J-5

図-4 変位履歴

また、歪は柱・梁主筋、柱鉄骨フランジ、ウェブおよび柱・梁せん断補強筋にワイヤ・ストレインゲージを貼付して測定した（131箇所）。

3. 実験結果および考察

3-1 耐力と変形

3-1-1 履歴特性

試験体J-3～J-5の層せん断力～層間変位関係を図-5～図-7に示す。図中の層せん断力は軸力加力用アクチュエータによるP-Δ効果を補正した値であり、また層間変位は水平加力用アクチュエータ位置における柱脚ピン位置に対する絶対水平変位である。

3試験体とも、層間部材角 $R = 1/200$ （層間変位 = 7.3mm）程度までの履歴形状はほぼ紡錘形である。同時点における耐力は、試験体J-4およびJ-5では約20tonf程度でほぼ同程度の値を示すが、試験体J-3では前者の約85%であった。

各試験体における層間部材角 $R = 1/100$ （層間変位 = 14.6mm）の第1サイクル目の履歴形状はスリップ性状は認められないが、同一の変位振幅で繰返した第2サイクル目の履歴形状にはスリップおよび耐力低下がわずかにみられた。同時点における耐力は第1サイクルの耐力の約90%程度であった。しかしながら、同一の変位振幅の第3サイクル目以降では、いずれの試験体においても第2サイクルの履歴をたどり、耐力低下もほとんど認められなかった。同部材角（ $R = 1/100$ 、第1サイクル）における試験体J-3の耐力は他の2試験体の約80%であった。

これ以降変位振幅を徐々に増大させると、スリップもさらに大きくなり、特に試験体J-3の場合その傾向が顕著でS字形に近い形状を示す。また、試験体J-4およびJ-5では、層間部材角 $R = 1/80$ （層間変位 = 18.3mm、試験体J-4：層せん断力 = 36.7tonf、試験体J-5：層せん断力 = 38.8tonf）のとき梁危険断面位置付近の引張側梁主筋が降伏し、それ以後層間部材角 $R = 1/25$ （層間変位 = 58.4mm）まで耐力が上昇し、同部材角で最大耐力（試験体J-4：層せん断力 = 44.0tonf、試験体J-5：層せん断力 = 43.4tonf）に達した。その後層間部材角 $R = 1/20$ （層間変位 = 73.0mm）まで加力したが顕著な耐力低下もみられず破壊に至った。同時点の耐力は最大耐力の約80%であった。これに対して、試験体J-3では他の2試験体とは異なり、層間部材角 $R = 1/67$ （層間変位 = 22.0mm、層せん断力 = 34.6tonf）で梁危険断面位置付近の引張側梁主筋が降伏し、それに続き層間部材角 $R = 1/49$ （層間変位 = 29.8mm、層せん断力 = 34.6tonf）で最大耐

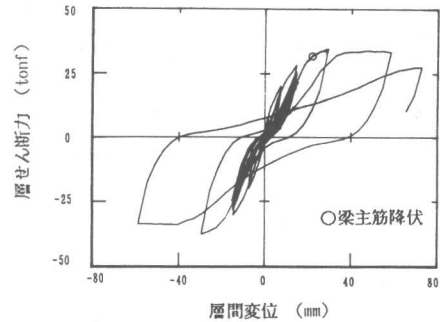


図-5 層せん断力～層間変位関係（試験体J-3）

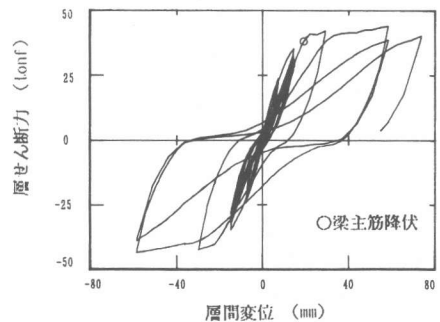


図-6 層せん断力～層間変位関係（試験体J-4）

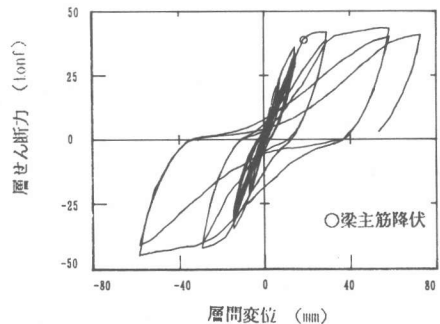


図-7 層せん断力～層間変位関係（試験体J-5）

力に達し、その後わずかに同耐力を維持した後、層間部材角 $R = 1/20$ （層間変位 = 73.0mm）で接合部のせん断破壊により耐力が急激に低下した。

3-1-2 ひび割れ状況と破壊経過

試験体J-3～J-5の層間部材角 $R = 1/100$ （第14サイクル）および加力終了時のひび割れ発生状況をそれぞれ図-8～図-10に示す。

層間部材角 $R = 1/100$ のひび割れ状況を見ると、各試験体とも梁の曲げひび割れおよびせん断ひび割れが梁の全域に拡がり、また接合部のせん断ひび割れも伸展しているのが認められた。同一部材角で繰返し加力したときのひび割れ状況は、梁および接合部のひび割れは多少拡大・伸展するものの新たな箇所でのひび割れはみられなかった。このときの梁危険断面位置のひび割れ幅は1mm程度であった。

これ以後層間部材角 $R = 1/50$ まで加力を繰返すと、各試験体とも梁危険断面位置付近のひび割れが拡大し、特に試験体J-3では、梁危険断面位置でコンクリートの剥離がみられた。さらに層間部材角 $R = 1/25$ まで加力すると、試験体J-4およびJ-5では、圧縮側梁危険断面位置付近でコンクリートの剥離・剥落が顕著となり、コンクリートが圧壊した。これに対して、試験体J-3では、層間部材角 $R = 1/40$ で接合部の斜めせん断ひび割れが顕著となり、接合部のコンクリートがはらみ出し、接合部でのコンクリートの剥落も顕著となり接合部でせん断破壊した。

3-1-3 耐力と変形

試験体J-3～J-5の主要段階における耐力と変形の実験結果をまとめて表-3に示す。なお、

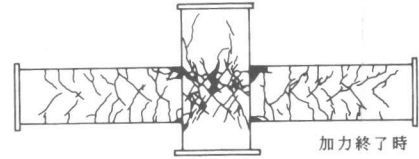
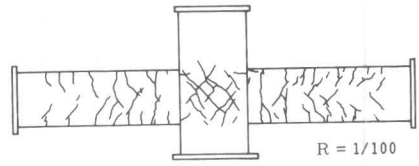


図-8 ひび割れ状況（試験体J-3）

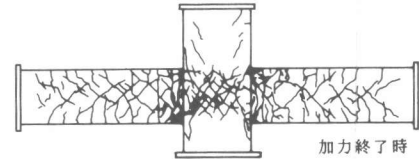
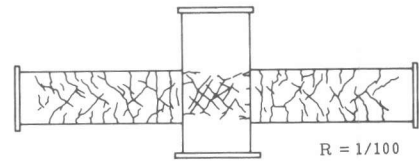


図-9 ひび割れ状況（試験体J-4）

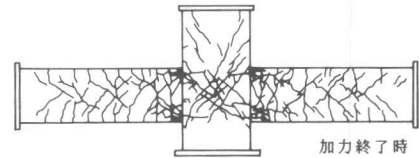
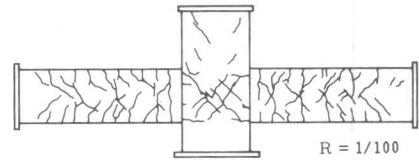


図-10 ひび割れ状況（試験体J-5）

表-3 実験結果一覧

	梁				柱				接合部				
	曲げひび割れ Qbc (tonf)	せん断ひび割れ Qbs (tonf)	曲げ降伏 Qby (tonf)	最大荷重 Rbmax (tonf)	曲げひび割れ Qcc (tonf)	せん断ひび割れ Qcs (tonf)	曲げ降伏 Qcy (tonf)	せん断ひび割れ pQcs (tonf)	せん断降伏 pQcy (tonf)	最大荷重 pRcmax (tonf)	せん断降伏 pRcmax (tonf)	せん断降伏 pRcmax (tonf)	せん断降伏 pRcmax (tonf)
J-3	実験値 2.8	9.8	16.1	1/67	—	—	—	36.3	—	48.6	90.8	111.0	1/49
	実/計 1.35	1.48	1.02	0.99	—	—	—	1.53	—	0.93	0.84	0.81	—
J-4	実験値 2.2	7.5	17.1	1/80	20.0	1/25	—	38.1	—	67.6	101.6	—	—
	実/計 1.06	1.13	1.08	0.83	1.03	—	—	1.60	—	1.29	0.90	—	—
J-5	実験値 2.3	7.8	17.2	1/80	19.7	1/25	—	33.8	—	63.7	106.2	—	—
	実/計 1.07	1.19	1.09	0.83	1.02	—	—	1.42	—	1.22	0.94	—	—
計算値	2.1	6.6	15.8	1/86	19.3	—	23.7	23.8	61.1	52.4	107.9 ¹⁾ 112.5 ²⁾ 113.2 ³⁾	136.4 ¹⁾ 150.1 ²⁾ 152.1 ³⁾	—

Qbc : 梁曲げひび割れ時の梁せん断力
Qbs : 梁せん断ひび割れ時の梁せん断力
Qby : 梁曲げ降伏時の梁せん断力
Rby : 梁曲げ降伏時の層間部材角
Qbmax : 最大荷重時の梁せん断力

Rbmax : 最大荷重時の層間部材角
Qcc : 柱曲げひび割れ時の柱せん断力
Qcs : 柱せん断ひび割れ時の柱せん断力
Qcy : 柱降伏時の柱せん断力
pQcs : 接合部せん断ひび割れ時の接合部せん断力

pQcy : 接合部鉄骨ウェブ降伏時の接合部せん断力
pQcmax : 最大荷重時の接合部せん断力
pRcmax : 最大荷重時の層間部材角

• 曲げひび割れ
 $M_c = 1.8 \sqrt{f_c} \cdot Z_e + \frac{N D}{6}$

• せん断ひび割れ
 $Q_{cs} = b \cdot j \cdot \left(1 + \frac{\sigma_{a3}}{150}\right) \cdot \left\{ k_c (500 + F_c) \frac{M}{Q_d} + 1.7 \right\}^{0.085}$

• 接合部せん断ひび割れ
 $pQ_{cs} = b \cdot c \cdot j \cdot c \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{f_c}$

• 曲げ降伏断面解析（主筋降伏時）
最大荷重断面解析（圧縮側コンクリート歪1.2%時）

※1: 試験体J-3 ※2: 試験体J-4 ※3: 試験体J-5

同表には計算値も併せて示した。

梁の曲げ降伏耐力は、層せん断力で表すと、試験体J-3では34.6tonf、J-4では36.7tonfおよびJ-5では38.8tonfであり計算値(35.2tonf)とほぼ一致する。また各試験体の最大耐力は、試験体J-3では34.6tonf、J-4では44.1tonfおよびJ-5では43.6tonfで、J-3を除いて両者の耐力はほぼ一致し、さらに計算値(梁曲げ終局耐力=42.6tonf)の結果ともよく対応する。

以上の結果から、試験体J-3を除けば、全体的にはひび割れ状況、履歴特性ならびに耐力は概ね良好な結果であったと判断できる。

3-2 梁主筋の定着性能

3-2-1 梁主筋の歪分布

図-11に、層間部材角 $R = 1/500$ (試験体J-3のみ $R = 1/800$)から $R = 1/25$ に至るまでの各サイクル正負ピークでの歪分布を示す。

試験体J-4およびJ-5では、層間部材角 $R = 1/200$ までは歪の変曲点は柱の鉄骨フランジ間に位置し、柱面間での歪はほぼ三角形分布である。これに対して、試験体J-3では、層間部材角 $R = 1/200$ の歪分布は柱鉄骨フランジ間でほぼ横ばい状態になっており梁主筋には付着力が働いていない。

層間部材角 $R = 1/100$ (第4サイクル)では、歪の変曲点は定着ナットで固定された柱鉄骨フランジ位置に移り、柱面まで直線的に歪が増加し台形状の歪分布となる。また、同一の変位振幅で10回繰り返した後では定着ナット位置での歪は増加するが、柱面での歪は逆に減少しその間の歪勾配は緩やかになる。

層間部材角 $R = 1/50$ では、定着ナット位置での歪がさらに増加した台形分布となり、その歪勾配は層間部材角 $R = 1/100$ (第14サイクル)より若干急になり引張側柱面近傍では大きな塑性歪に達している。

層間部材角 $R = 1/25$ では、柱鉄骨フランジ間の歪はほぼ同一の値となり、前サイクルの逆方向加力時での引張側主筋の塑性歪が圧縮側位置に残留したU字型の歪分布となる。

3-2-2 梁主筋の平均付着応力度

表-4に、定着ナット位置から柱面までの接合部内の平均付着応力度を示す。

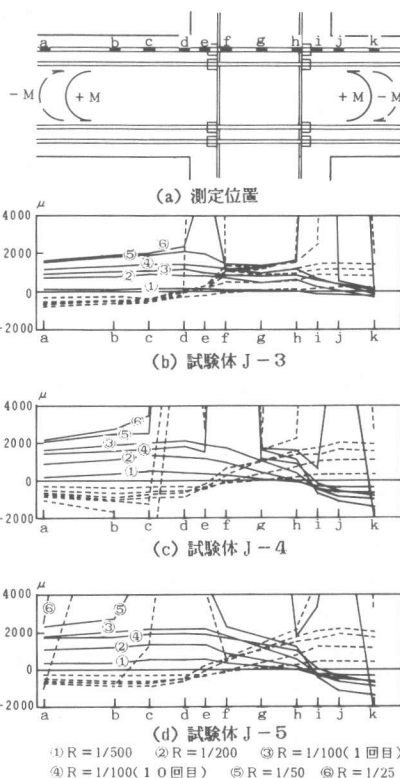


図-11 梁主筋の歪分布

表-4 接合部内の平均付着応力度 単位: kgf/cm²

層間部材角 R (rad)	J-3		J-4		J-5	
	正	負	正	負	正	負
1/500	3.7	6.7	11.8	11.0	14.9	9.7
1/200	4.0	8.4	29.8	26.7	28.2	20.5
1/100 ^{#1}	5.3	10.7	39.7	39.5	31.7	27.0
1/100 ^{#2}	6.4	8.0	21.6	—	22.1	16.8
1/50	12.0	—	24.4	—	22.7	25.3
1/25	11.8	—	13.7	—	14.5	—

#1: 1回目加力時

#2: 10回目加力時

試験体 J-3 の平均付着応力度は、層間部材角 $R = 1/800$ から $R = 1/100$ に至るまでほとんど変化なく 5kgf/cm^2 前後の値を示し、さらに大変形時の層間部材角 $R = 1/50$ 、 $1/25$ においても 12kgf/cm^2 以下であった。試験体 J-4 および J-5 では、層間部材角 $R = 1/100$ (第4サイクル) での最大付着応力度 39.7kgf/cm^2 および 31.7kgf/cm^2 であるが、同一の変位振幅で10回繰返した第14サイクルでは 22kgf/cm^2 と繰返しによる付着力の低下がみられた。層間部材角 $R = 1/50$ では付着応力度がわずかに上昇するが、層間部材角 $R = 1/25$ では 14kgf/cm^2 に低下する。

3-2-3 梁主筋の定着機構

図-12は、梁主筋の定着機構を模式的に表したものである。層間部材角 $R = 1/200$ までは、引張主筋の引張力は付着力のみで受け持っている。層間部材角 $R = 1/100 \sim 1/50$ では、引張主筋の引張力の上昇とともに付着力は増大するが、定着ナットにより付着領域が制限され、その不足分の引張力が定着ナットに伝達される。繰返し数を増すと付着力はさらに低下し、定着ナットの反力が増大する。層間部材角 $R = 1/25$ では付着力はほとんど失われ、引張主筋の引張力は定着ナットの反力のみで受け持つことになる。

4. おわりに

本報告では、柱・梁骨組の繰返し載荷実験により骨組としての全体的な荷重変形挙動、応力伝達機構について種々検討してきたが、本構造方法による骨組としての耐力および変形は、従来のRC造の耐震性能と同等あるいはそれ以上の耐震性を有し、また梁主筋の接合部通し筋の定着性能についても従来の定着性能とほぼ同等の性能を有していることがわかり、定着ナットによる応力伝達機構も把握することができた。今後、接合部設計への適用について検討を加えていく予定である。

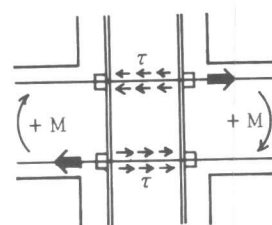
謝 辞

本研究にあたり、当初より御指導いただきました梅村魁東京大学名誉教授に深く感謝の意を表します。また本実験にあたり、御指導・御教示いただきました東大建築学科青山博之教授、小谷俊介助教授並び同研究室の皆様は厚く御礼申し上げます。また本実験は東大工学部の実験施設を利用させていただき、記して御礼申し上げます。

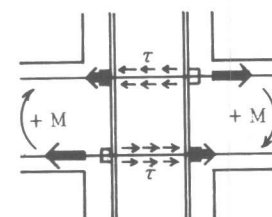
最後に、試験体製作にご協力戴きました(株)神戸製鋼所の関係者各位に御礼申し上げます。

参考文献

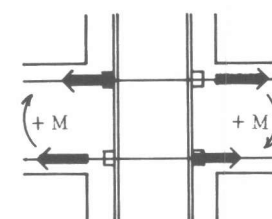
- 1) 青山他：「柱コアに形鋼を用いたRC造の柱・梁接合部の耐震性に関する研究(その1~3)」
日本建築学会大会、昭和61年8月
- 2) 菅野：「鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究」
東京大学学位論文、昭和45年12月
- 3) 上村：「R/C構造物の梁・柱接合部の終局せん断強度について」
日本建築学会大会、昭和50年10月



(a) $R = 1/200$



(b) $R = 1/100 \sim 1/50$



(c) $R = 1/25$

図-12 梁主筋の定着機構