

論文

[2084] 高強度材料を用いたRC外柱・梁接合部の梁主筋折り曲げ定着の基本特性

正会員○山田 稔明 (京都大学大学院)
 正会員 川上 修司 (近畿大学大学院)
 正会員 藤井 栄 (京都大学工学部)
 正会員 森田 司郎 (京都大学工学部)

1. はじめに

本研究は圧縮強度 1000kgf/cm^2 レベルまでの高強度コンクリートとSD80クラスの高強度の鉄筋を用いた場合の外柱・梁接合部における梁主筋折り曲げ定着部の性能を調査したものである。本稿ではコンクリート強度の影響と折り曲げのディテール、折り曲げ定着位置、横補強筋の影響についてそれらの相関関係を検討した。

2. 実験概要

図-1に供試体の形状、配筋、および加力条件を示す。柱型供試体内に折り曲げ定着された2本の試験鉄筋端に引張力を与え、仮想梁圧縮領域に等量の圧縮力を与える。柱両端の仮想反曲点位置はピン支持した。実際の接合部まわりの入力条件を模擬している。なお柱軸力はゼロである。

各供試体の特性を表-1に示す。供試体は計12体用意した。試験鉄筋にはSD80クラスのネジふし筋D19を2本、側面かぶり厚50mmで配した。柱筋、フープ筋にはSD70のD19、SD80のD10をそれぞれ使用した。

実験変数はコンクリート強度(設計強度400、800、 1200kgf/cm^2)、折り曲げ形状(曲げ内法半径、余長)、投影長さ ldh (図-1参照)および横補強筋量である。基本の供試体はNo.2、No.5で、曲げ内法半径 $3db$ 、余長 $12db$ 、投影長さ $ldh=12db$ (db ;鉄筋径)である。

使用鉄筋の力学特性を表-2に、各供試体のコンクリートの配合を表-3に示す。打設は試験鉄筋が垂直上向きとなる方向で打設した。試験時のコンクリート強度は表-4中に記されている。

計測事項は、試験定着筋の載荷端、折り曲げ開始点、折り曲げ終点での鉄筋ひずみ、柱仮想危険断面の柱筋ひずみ、接合部フープ筋ひずみをワイヤーストレインゲージで計測した。また試験定着筋の仮想梁危険断面位置、および曲げ開始点のすべり量を、柱背面に対する相対移動量として計測した。すべり量は、鉄筋表面

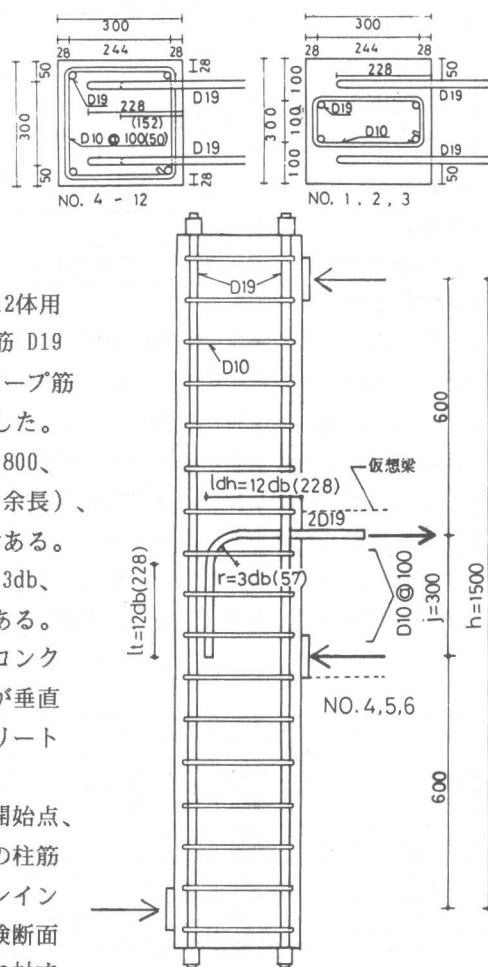


図-1 供試体形状、配筋

に取り付けたφ1mmの鋼線をシースでコンクリートから絶縁して柱背面に取り出し、スプリングで固定してその移動量を計測したものである。

3. 実験結果と検討

3.1 概要

表-4にせん断ひびわれ発生荷重、最大荷重および破壊した側の試験鉄筋のピーク時鉄筋力とすべり量(載荷端P1、S1、折り曲げ起点P2、S2、折り曲げ終点P3)の一覧

を示す。本実験では、載荷初期段階で2本の定着筋の引張力が均等となるように調整し、以降そのまま破壊に至らしめたため、定着筋の引張力は途中から均等でなくなって

ゆくものもみられた。また圧縮力載荷点では球座を使用したため、一方の鉄筋が定着破壊を生じると破壊の進行が一方に集中する傾向にある。表に記した破壊した鉄筋のピーク時は、必ずしも供試体としての最大荷重時に相当しないことに注意を要する。二段で表示してある場合は両方の鉄筋が定着破壊したことを示している。以後の検討には破壊した側の鉄筋力を定着耐力として評価した。(双方共破壊したものは平均値を採用した。)

図-2に実験終了時の典型的なひびわれ状況を示す。すべての供試体が定着破壊を起こした。いずれも側面のかぶりコンクリートがもちあがり剥離して破壊するモードである。図-3には載荷端鉄筋力-抜け出し曲線(P1-S1曲線)を実験変数ごとに比較して表す。

表-1 供試体の特性一覧表

供試体	試験鉄筋 (db)	折り曲げ内法半径	余長	投影長	側面かぶり	横補強筋 間隔*	設計コンクリート強度	
No.1	2-D19	3 db	12 db	12 db	50mm	コア外 定着	400	
2							800	
3							1200	
4						400		
5						800		
6						1200		
7			8 db	16 db	12 db	50mm	100mm	800 (kgf/cm ²)
8								
9								
10			5 db	12 db	8 db	50mm	50mm	
11							100mm	
12							50mm	

*:横補強筋は高強度D10外周フープを使用した。

表-2 使用鉄筋の力学的特性

鉄筋	ヤング係数 (x10 ⁶ kgf/cm ²)	降伏応力度* (kgf/cm ²)	最大応力度 (kgf/cm ²)
D19 (試験鉄筋)	1.91	8430	9510
D10 (柱フープ用)	1.97	7960	9820
D19 (柱主筋用)	1.94	7420	8430

*:0.2%オフセット降伏点

表-3 コンクリートの配合一覧

供試体	設計強度 (kgf/cm ²)	w/c (%)	配合					スランブ (cm)	空気量 (%)
			C	S1 ^{*4}	S2 ^{*5}	G ^{*1}	Ad ^{*2}		
No.1,4	400	53	349	539	255	936	5.41	21.2	2.0
No.2,5,7,8,9,10	800	31	565	461	199	970	14.12	>25.0	0.8
No.11,12	800	31	565	461	199	970	13.0	23.0	1.9
No.3,6	1200	20	680	376	163	902	120 ^{*3}	>25.0	1.9

*1:兵庫県西島産砕石(最大径13mm)

*2:高性能A/E減水剤

*3:高強度用混和材

*4:兵庫県室木沖海砂

*5:兵庫県西島産砕砂

表-4 実験結果一覧表

供試体	コンクリート強度 (kgf/cm ²)		せん断 ひびわれ 荷重 (ton)	最大耐力時		破壊側鉄筋のピーク時鉄筋力とすべり					
	f _c	f _t		荷重 (ton)	平均 鉄筋応力度 (kgf/cm ²)	載荷端		折り曲げ起点		折り曲げ終点	
						P1 (ton)	S1 (mm)	P2 (ton)	S2 (mm)	P3 (ton)	S3 (mm)
No.1	500	34.5	21.8	30.54	5320	14.72	1.63	13.31	1.25	9.22	計 測 せ ず
2	984	35.7	28.0	38.47	6700	19.30	1.46	15.61	1.00	4.44	
3	1061	58.3	29.3	34.13	5950	15.62	1.01	(15.84)	0.65	(3.93)	
4	500	34.5	21.7	41.06	7150	18.86	1.86	(17.02)	1.54	11.69	
5	984	35.7	26.8	50.63	8820	25.05	3.02	21.92	1.97	--	
6	1061	58.3	32.0	49.50	8620	25.41	3.04	(21.56)	1.88	14.13	
7	984	35.7	27.0	46.30	8070	23.34	2.40	(15.70)	1.66	13.09	
8			28.0	42.05	7330	22.48	2.30	21.67	1.63	12.82	
9			22.0	53.40	9300	26.70	4.15	--	2.78	22.49	
10			26.70	3.97	24.29	2.25	19.70				
			26.20	3.09	20.65	1.55	15.82				
11	819	48.0	18.0	30.63	5340	17.04	2.17	--	1.92	13.82	
12			16.0	40.83	7110	19.81	4.51	--	4.27	19.06	
			21.02	4.02	19.90	3.48	17.60				

Note:()内は、計測不良のため、定着破壊しなかった側の対応する荷重階での引張力を参考に記す。

3.2 折り曲げ定着筋の応力伝達特性

図-4は典型的な供試体の載荷端、折り曲げ起点、折り曲げ終点の鉄筋力(P1、P2、P3)の推移を示す。No.4、No.5をみると荷重の増大と共に、徐々に折り曲げ起点以降の分担伝達力が増大し最大耐力時には鉄筋引張力のほぼ9割程度までがこの領域で伝達される。一方、投影長さの短いNo.

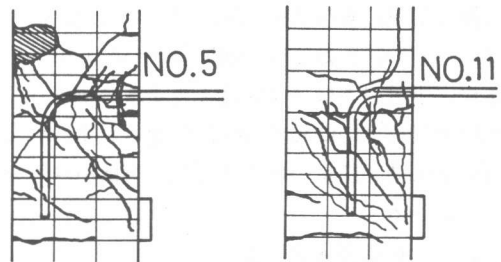


図-2 実験終了時ひびわれ状況

12ではかなり早くから折り曲げ起点までの直線領域(のみこみ部)での伝達力は失われている。これらは従来の普通強度コンクリートの実験[1]で得られた結果と同じである。

3.3 折り曲げのディテールについて

図-3(c)、(d)はそれぞれ折り曲げ半径、余長の長さの異なる供試体のP1-S1曲線を示している。折り曲げ半径が大きいとすべり剛性が少し低下するが定着耐力および耐力時のすべり量が少し増大している。また本実験では余長12dbの供試体が最も耐力が高く、余長の変化が耐力、すべり特性に及ぼす影響は明確でない。一般に高強度鉄筋では伸び能力が小さいため折り曲げの形状は鉄筋加工の条件から考慮する必要があるが、定着の観点からは現行のJIS規定で定められる曲げ径以上とすることに問題はないようである。また余長については繰り返し荷重の影響の検討を

要するが10~12dbあれば十分と思われる。

3.4 コンクリート強度の影響

図-3(a)、(b)はそれぞれフープで折り曲げ部が囲まれていない場合、いる場合のコンクリート強度のみ異なる供試体のP1-S1曲線を示す。また図-5は、これらの供試体の定着耐力を図で表現したものである。コンクリート強度の上昇にともない、すべり剛性、定着耐力が上昇している。No.3の耐力が低い、破壊しなかった側の鉄筋力はNo.2の耐力程度の引張力を分担しており原因は不明である。本実験のかぶり厚、投影長さで、フープで囲まれている場合は、 $f_c=500\text{kgf/cm}^2$ に対して 6500kgf/cm^2 、 $f_c=1000\text{kgf/cm}^2$ に対して 8500kgf/cm^2 程度の梁筋応力を定着できることがわかる。

3.5 横補強筋の影響

図-6は定着筋折り曲げ部近傍のフープ筋のひずみと荷重の関係を示す。定着破壊モードでは、折り曲げ部近傍に配された補強筋が最も有効であり、その出力も大きい。投影長さの小さいNo.11では降伏ひずみを越えているが、他の供試体は最大耐力時には弾性範囲に留まっている。図-5より、補強筋の有無で $1500\text{kgf/cm}^2 \sim 2000\text{kgf/cm}^2$ 程度の最大定着鉄筋応力度の差が生じることがわかる。図-3(e)には補強筋量の異なる供試体のP1-S1曲線が示されている。No.10は、補強筋間隔がNo.5の半分であるが、定着耐力は5%程度上昇するに留まり、折り曲げ直径程度の間隔で補強筋が配されていれば、それ以上の補強筋量の増大による効果は小さくなることがわかる。

3.6 投影長さの影響

図-3(e)より、投影長さが12dbから8dbに低下すると定着耐力、すべり剛性が大幅に低下する。またNo.11とNo.12を較べると補強筋量の増大により耐力は約30%程度上昇し、投影長さの短い方が、補強筋量増大の効果は大きいといえる。No.11、No.12のように柱断面のコンクリート圧縮ゾーンの外で折り曲げられた場合には、フープ筋は鉄筋定着力を柱自由面側に伝え、接合部にコンクリート斜め圧縮束を形成させる役割がある。この作用は図-6に示されたように、投影長が短い方が、補強筋のひずみが大き

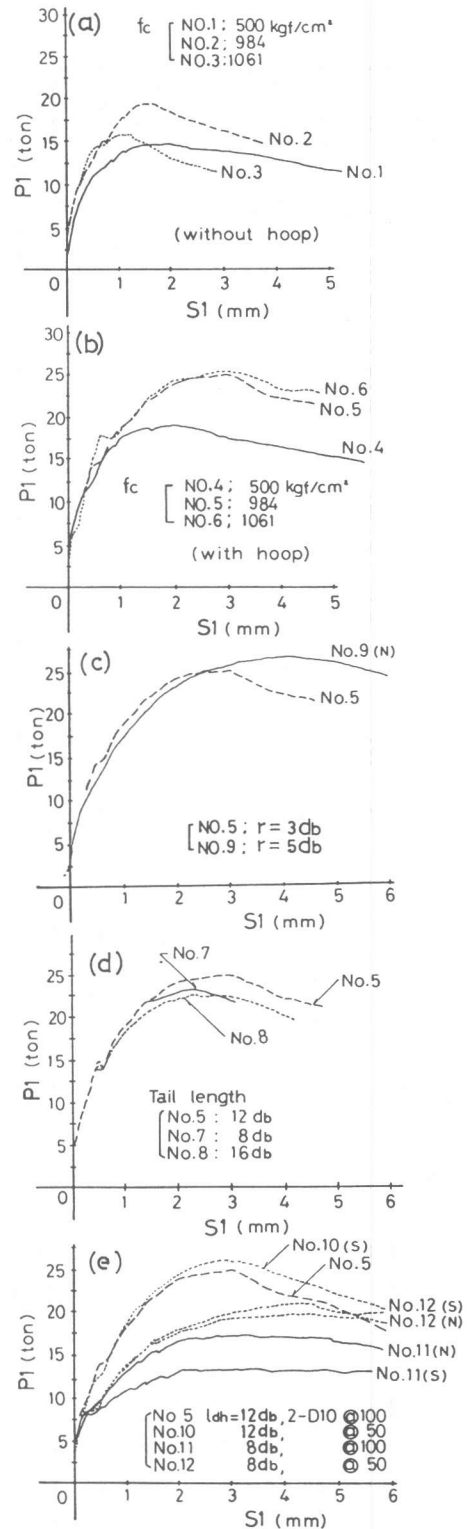


図-3 載荷端引張力-抜け出し曲線

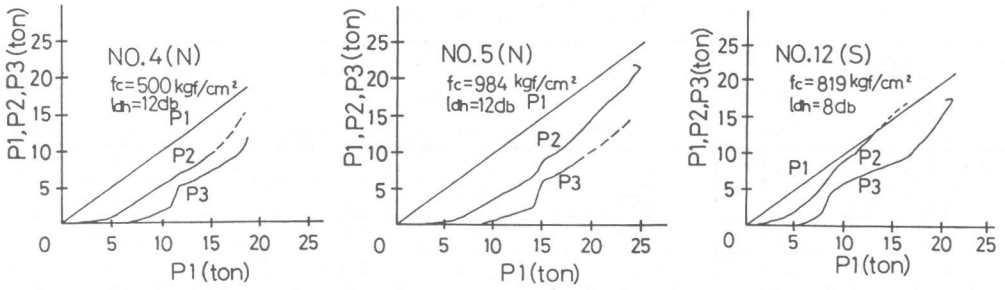


図-4 定着部各位置の鉄筋力の推移

くなることと対応する。定着耐力は、鉄筋径の倍数で表される投影長さという観点と、接合部内での折り曲げ位置という観点の両観点から検討する必要がある。

3.7 既往の定着耐力算定式の適合性

表-5には既往の折り曲げ定着耐力の算定式による算定値と実験値の比較を示す。ここでとりあげた算定式は、著者等の式[1]、Pincらの式[2]、別所らの式[3]である。著者等の式は定着破壊を折り曲げ部での支圧破壊ととらえ、耐力は接合部内での折り曲げ位置に依存する形式である。またPincらの式は現行のACIコードのもとになったものである。別所らの式は曲げ部の摩擦力と付着力、直線部の付着力の和で耐力を表したものである。実験値の算定値に対する比は別所らの式が最も1に近いが、Pincらの式と同じくばらつきが大きい。著者等の式は幾分耐力を過小評価しているが、ばらつきは最も小さく全体的に実験結果をよく表している。図-7は実験値の算定値に対する比(著者等の式による)とコンクリート強度との関係を表す。強度が高いほど比率は低下する傾向にある。式ではコンクリート圧縮強度 f_c の平方根に強度が比例する形式であるが、 f_c が 500kgf/cm^2 を越える高強度コンクリートの場合にはこの関係よりも影響は小さくなるのがわかる。本実験と既往の関連実験との相違は高強度横補強筋を使用した点にもあり、全般に過小評価となった一因と思われる。

上記のごとく著者等の算定式は高強度コンクリートの場合でも、外部接合部での折り曲げ定着耐力をおおむね良好に推定する。しかし接合部と異なる荷重条件の部材では適用対象外であり一般性に欠ける面がある。今後より汎用性の高いものとするために改善する余地を残している。

4. 結論

高強度コンクリートを用いた場合の折り曲げ定着の基本特性について、以下の知見を得た。

(1)本実験では側面かぶり厚 50mm 、投影長さ 12db (柱せい 0.75 倍)として接合部フープで囲まれたコア内に定着する場合、定着できる鉄筋応力 σ は以下のとおりであった。

$$\sigma = 6500\text{kgf/cm}^2 \quad (f_c = 500\text{kgf/cm}^2) \quad , \quad \sigma = 8500\text{kgf/cm}^2 \quad (f_c = 1000\text{kgf/cm}^2)$$

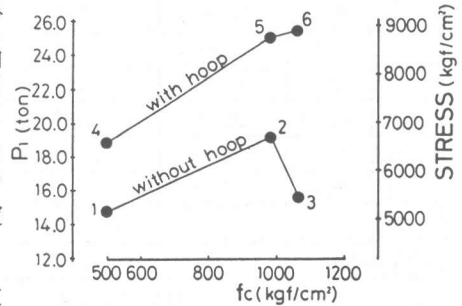


図-5 コンクリート強度と定着耐力

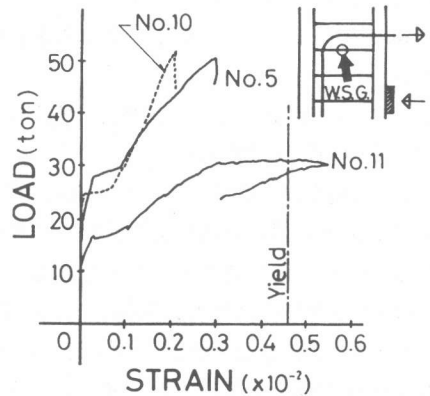


図-6 フープ筋ひずみの推移

本実験と既往の関連実験との相違は高強度横補強筋を使用した点にもあり、全般に過小評価となった一因と思われる。

上記のごとく著者等の算定式は高強度コンクリートの場合でも、外部接合部での折り曲げ定着耐力をおおむね良好に推定する。しかし接合部と異なる荷重条件の部材では適用対象外であり一般性に欠ける面がある。今後より汎用性の高いものとするために改善する余地を残している。

4. 結論

高強度コンクリートを用いた場合の折り曲げ定着の基本特性について、以下の知見を得た。

(1)本実験では側面かぶり厚 50mm 、投影長さ 12db (柱せい 0.75 倍)として接合部フープで囲まれたコア内に定着する場合、定着できる鉄筋応力 σ は以下のとおりであった。

$$\sigma = 6500\text{kgf/cm}^2 \quad (f_c = 500\text{kgf/cm}^2) \quad , \quad \sigma = 8500\text{kgf/cm}^2 \quad (f_c = 1000\text{kgf/cm}^2)$$

表-5 定着耐力実験値と計算値の比較

	実験値	計算値					
	(ton) P _{exp}	著者等の式 aP _{cal}	P _{exp} /aP _{cal}	Pincらの式 bP _{cal}	P _{exp} /bP _{cal}	別所式 cP _{cal}	P _{exp} /cP _{cal}
No.1	14.72	12.90	1.141	10.18	1.446	14.02	1.050
2	19.30	18.11	1.066	14.29	1.351	22.11	0.873
3	15.62	18.81	0.830	14.84	1.053	23.42	0.667
4	18.86	14.72	1.281	10.18	1.853	14.02	1.345
5	25.05	20.66	1.213	14.29	1.753	22.11	1.133
6	25.41	21.46	1.184	14.84	1.712	23.42	1.085
(7)	23.34	20.66	1.130	(14.29)	(1.633)	17.64	1.323
8	22.48	20.66	1.088	14.29	1.573	26.59	0.845
9	26.70	23.34	1.144	14.29	1.868	23.55	1.134
10	26.20	23.20	1.129	14.29	1.834	22.11	1.185
11	15.33	15.20	1.009	8.71	1.760	17.34	0.884
12	20.42	18.54	1.101	8.71	2.344	17.34	1.178
平均			$\bar{x}=1.110$		1.682		1.059
標準偏差			$\sigma=0.108$		0.304		0.195

Note: ()は、スタンダードフックの規定を満たさない供試体

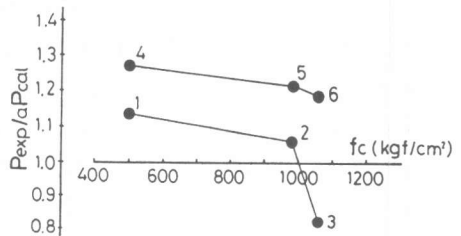
(2)コンクリート強度の上昇にともない折り曲げ定着耐力は上昇するが、 $f_c=500\text{kgf/cm}^2$ 以上では、圧縮強度の平方根に比例するとする関係より影響は小さい。

(3)折り曲げ起点までの直線部で伝達される鉄筋力は全体の10%程度である。

(4)高強度コンクリート、高強度鉄筋の組合せにおいても定着の観点からは折り曲げ内法半径3db以上、図-7 コンクリート強度と算定式の適合性余長10~12dbとすることが妥当である。

(5)折り曲げ直径程度の間隔で補強筋が配されると最大定着応力は1500~2000kgf/cm²上昇する。

(6)既往の普通強度コンクリートに対する著者等の定着耐力算定式は、コンクリート強度の影響、せん断補強筋の効果について検討の余地があるものの、本実験結果をおおむね良好に捉えている。



[付記]

本研究は、建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」に関わる研究の一環として行われたものである。また、本実験コンクリートの製作に関しては、(株)鴻池組に設置された高強度コンクリート研究会の協力を得た。ここに記して感謝致します。

[参考文献]

- [1] 藤井、森田、後藤、近藤：日本建築学会学術講演梗概集、昭和58年9月、pp.1821-1824
- [2] Pinc, R.L., Watkins, M.D., Jirsa, J.O.:CESRL Report, No.77-3, Univ. of Texas, Nov. 1977
- [3] 別所、岡本、相沢：日本建築学会学術講演梗概集、昭和52年10月、pp.1797-1798