

## 論文 U形梁主筋定着における支圧強度に関する実験的研究

金子 貴司<sup>\*1</sup>・丸田 誠<sup>\*2</sup>・後藤 康明<sup>\*3</sup>

要旨：外柱接合部内のU形梁主筋定着部では、支圧破壊を防止することが重要である。既往の研究では、折曲げ内法半径  $r$  が小さい場合を対象とする設計式が提案されているが、この設計式は、高強度材料に対応していないこと等の問題がある。そこで、本研究では、 $r$  が  $1.5d$  ( $d$ :鉄筋径)で、且つ、高強度コンクリートを使用したU形梁主筋定着部の実験を行なった。実験の結果、折曲げ定着部の支圧強度は、コンクリート強度の7.9~15倍であった。また、既往の実験資料を含めて検討すると、折曲げ内法半径が小さくなると支圧強度は上昇することが把握され、 $r$  が  $1.5d$  の場合の支圧強度は  $\sigma_L = 50\sqrt{\sigma_B}$  ( $\text{N/mm}^2$ ) で評価できた。

キーワード：U形梁主筋定着、局部圧縮強度、支圧破壊、折曲げ内法

## 1. はじめに

U形折曲げ定着法は、梁の上端筋と下端筋とを柱梁接合部内でU字形に折曲げ、外柱梁接合部内に定着させる方法である。高層RC建物では、梁が大きな地震時応力を負担するため、二段配筋となる場合が多い。この場合、直交梁の梁主筋との干渉を避けるため、二段筋の折曲げ内法半径  $r$  を  $1.5d$  ( $d$ :鉄筋径)としている<sup>1)~3)</sup>。

$r$  を  $1.5d$  とした場合、折曲げ加工時に折損やひび割れ発生の懸念がある。そのため、U形定着に用いる鉄筋は、文献4)に提案されている性能を有し、且つ、 $r$  が  $1.5d$  で折曲げ試験を行ない合格したものを用いている。

また、別所らは、梁主筋をU形定着とした外柱骨組実験により、架構性能及び定着性能を把握し<sup>1)~3)</sup>、設計式を提案している。しかし、この設計式では、梁主筋の総定着長さ(仕口面から鉄筋端までの長さ)を用いており、RC規準<sup>5)</sup>等のように投影定着長さを用いる設計式とは異なっている。また、この設計式は高強度材料に対する検討がされていない。一方、靱性指針<sup>6)</sup>では、折曲げ定着部の支圧強度式が示されている。しかし、この強度式の適用範囲は、折曲げ内法半径  $r$  が  $2.0d$ ~ $4.0d$  であり、 $r$  が  $1.5d$  では、適用範

囲外である。

本実験では、靱性指針式の適用範囲拡大を目的として、折曲げ内法半径  $r$  を  $1.5d$  とし、高強度材料を用いた定着部の実験を行ない、支圧強度の検討を行なった。

## 2. 実験概要

## 2.1 試験体

試験体は、縮小試験体(4体)及び実大試験体(2体)の2種類である。両試験体とも、鉄筋コンクリート柱に埋め込まれたU形定着筋の引張側を模擬しており、梁主筋を一方向に引抜く。試験体諸元及び材料強度を表-1に、縮小試験体の形状及び配筋を図-1に、実大試験体の形状及び配筋を図-2に示す。梁主筋の折曲げ内法半径  $r$  は  $1.5d$  であり、全試験体とも共通である。縮小試験体の水平投影長さは  $3/4D$  ( $D$ :柱せい)であり、実大試験体の水平投影長さは、 $4/5D$  である(図-1及び図-2参照)。

実験変数は、試験体の大小、コンクリート強度( $29.1$ ~ $55.1\text{N/mm}^2$ )である。

縮小試験体は、断面( $250 \times 400\text{mm}$ )中に4本の梁主筋を有する。4本の鉄筋をA~D鉄筋とし、梁主筋周辺の損傷状況を変化させて実験を行な

\*1 鹿島建設 技術研究所 工修 (正会員)

\*2 鹿島建設 技術研究所 工博 (正会員)

\*3 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 助教授 工博 (正会員)

表 - 1 試験体一覧

形状	縮小試験体				実大試験体	
	S-24	S-36	S-48	S-60	L-24	L-36
試験体名称	S-24	S-36	S-48	S-60	L-24	L-36
柱断面 (幅×せい)	400×400				400×750	
柱主筋配筋	8-D19				4-D38	
梁断面 (幅×せい)	300×400				600×800	
梁主筋配筋	4-D19				1-D38	
梁主筋引張強度時荷重(kN)	262				1002	
コンクリート強度(N/mm <sup>2</sup> )	29.2	37.9	42.1	55.1	30.7	39.6
側方割裂強度計算値(kN) <sup>*1</sup>	147	181	202	217	531	651
挿出し破壊強度計算値(kN) <sup>*1</sup>	480	548	605	656	1407	1613
支圧破壊強度計算値(kN) <sup>*1</sup>	85	127	169	211	338	507
想定破壊モード	支圧破壊	支圧破壊	支圧破壊	支圧破壊	支圧破壊	支圧破壊

\*1: 文献 7) による。ただし、梁主筋の引張力に換算。

った(加力詳細は次節で述べる)。加力装置の制約により、試験体幅は最大で400mmであるため、試験体の側面被厚を十分に確保することができず、側方割裂破壊を生じる可能性があった。そこで、柱梁接合部を貫通するように、全ネジ棒(M16)を通し、16mm厚の鉄板を用いて試験体を両側から挟み込み、側方割裂補強とした。(図 - 4 参照)

実大試験体は断面(400×800mm)中に1本の梁主筋を有する。この試験体は、左右2つの試験個所を有し、1体で2実験(A,B)を行った。

本実験では、コンクリートの支圧破壊を生じさせるため、降伏強度の高い鉄筋を使用する必要がある。しかし、高強度鉄筋を半径1.5dで折曲げた場合、鉄筋の折曲げ部分にひびが生じ、実験に影響を及ぼす恐れがある。そこで、普通強度鉄筋を所定の形状に折曲げた後、熱処理を行ない、梁主筋の降伏強度及び引張強度を上昇させた。熱処理後の梁主筋の材料特性を図 - 3 に示す。なお、梁主筋はネジ鉄筋である。

折曲げ部分の支圧強度評価のため、梁主筋の水平定着部分では、シース管により付着を完全に除去した(以下、アンボンド区間)。試験体製作は、梁主筋が垂直上向きになるように設置し、コンクリート打設を行なった。

表 - 1 中に各試験体の材料強度に基づく各破壊モードの計算値を示す。いずれも支圧破壊と

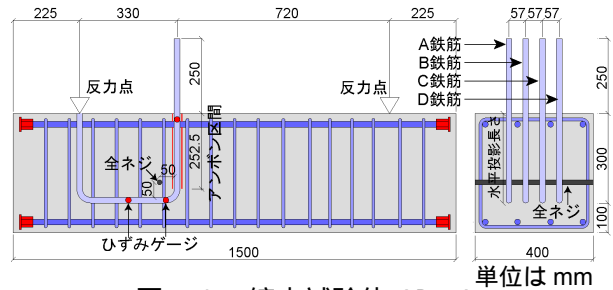


図 - 1 縮小試験体 (D19)

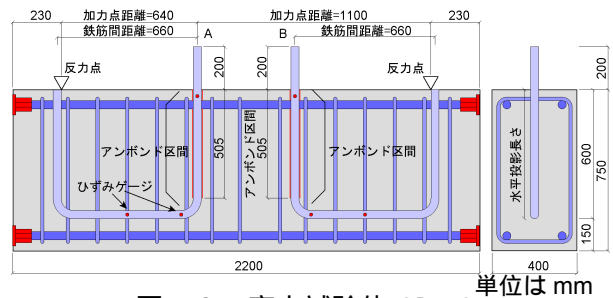


図 - 2 実大試験体 (D38)

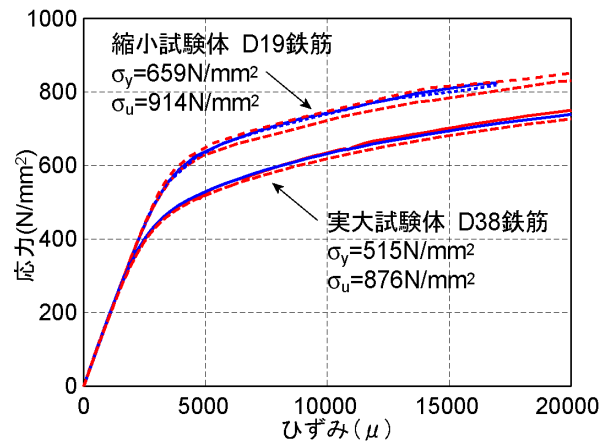


図 - 3 熱処理した梁主筋の材料特性

なるように設計した。

## 2.2 加力方法

加力装置を図 - 4 に示す。所定の場所に反力治具を取付け、アクチュエータで梁主筋を一方方向に引抜いた。加力は、梁主筋の引抜き変形による変位制御とした。縮小試験体梁の主筋と加力治具はロックナットで接合した。縮小試験体は、4本の梁主筋を有するが、加力は原則として1本ずつ行なった。加力は、以下の順に行なった。

(i) A 鉄筋の引抜き試験を行ない、梁主筋周辺に損傷のない状態での支圧強度を求めた。(ii) 接合部にせん断ひび割れを発生させるために4本の梁主筋を同時に引張り、ひび割れ発生後、除荷した。(iii) D 鉄筋の引抜き試験を行ない、せん断ひび割れ後の支圧強度を求めた。(iv) B 鉄筋の引抜き試験を行ない、梁主筋の片側のみが既に支圧破壊した状況での支圧強度を検討した。(v) C 鉄筋の引抜き試験を行ない、梁主筋の両側が支圧破壊した状態での強度を検討した。

実大試験体では、加力治具を使用せず、梁主筋を直接、油圧チャックでつかみ、一方方向に引抜いた。

## 2.3 計測方法

アクチュエータのロードセルにより鉄筋の引抜き力を、カンチレバ型変位計により鉄筋の拔出し量をそれぞれ計測した。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊状況

実験結果一覧を表 - 2 に示す。

縮小試験体では、上記(i)~(v)を想定したが、最終的にはすべての梁主筋で、加力用のロックナットのネジ山が破壊した。ナット破壊が支圧破壊に先行して発生したため、支圧強度を計算することはできない。そこで、本実験では、最大強度を用いて支圧強度の計算を行なった。そのため、支圧強度は表 - 2 中の値よりも大きいことになる。一方、実大試験体では、側方割裂破壊及び揺出し破壊の特徴を示さないまま、強度が頭打ちとなった。そのため、支圧破壊であると判断した。

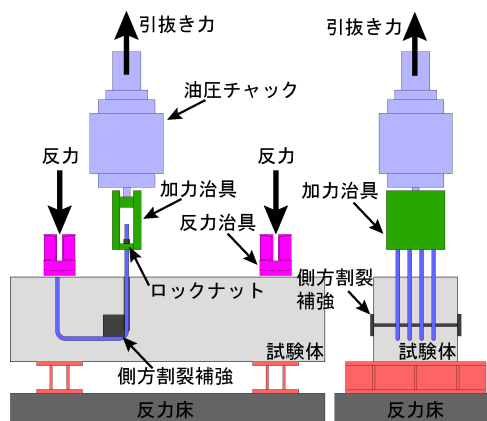


図 - 4 加力装置 (縮小試験体)

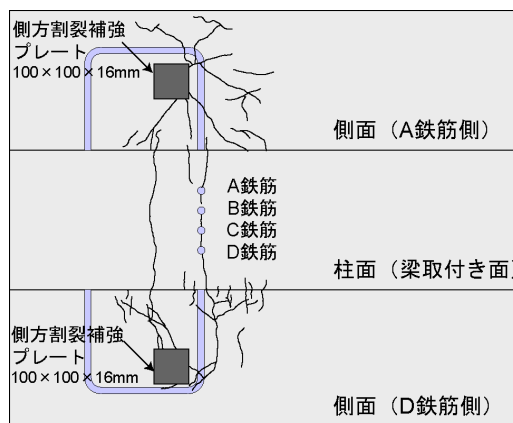


図 - 5 S-24 試験体のひび割れ状況 (展開図)

表 - 2 実験結果一覧

試験体	鉄筋名	最大荷重 (kN)	支圧強度 $\sigma_L^{*1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	破壊モード <sup>*2</sup>	$\sigma_L/\sigma_B^{*3}$
S-24	A	236	437	NT	15.0
	B	218	403	NT	13.8
	C	229	423	NT	14.5
	D	236	436	NT	14.9
S-36	A	253	468	NT	12.3
	B	229	423	NT	11.2
	C	218	403	NT	10.6
	D	235	434	NT	11.5
S-48	A	235	433	NT	10.3
	B	216	399	NT	9.5
	C	221	409	NT	9.7
	D	234	433	NT	10.3
S-60	A	248	458	NT	8.3
	B	237	438	NT	7.9
	C	239	441	NT	8.0
	D	247	457	NT	8.3
L-24	A	638	295	LC	9.6
	B	661	305	LC	9.9
L-36	A	732	338	LC	8.5
	B	701	324	LC	8.2

\*1: (1)式により算出。\*2: LC 支圧破壊, NT ナット破壊。\*3:  $\sigma_B$  はコンクリート強度

S-24 試験体のひび割れ状況を図 - 5 に示す。縮小試験体では、全試験体とも同様のひび割れ状況であったため、以下、S-24 試験体について述べる。A 鉄筋の引抜き時では、アンボンド区間に沿ってひび割れが発生した。その後、折曲げ部分から放射状にひび割れが発生し、最後に柱の梁取付け面にひび割れが発生した。D 鉄筋の引抜き時では、折曲げ部分から放射状にひび割れが入った。B 鉄筋、C 鉄筋の引抜き時では、ひび割れの発生は、軽微であった。

L-24 及び L-36 試験体のひび割れ状況をそれぞれ図 - 6 及び図 - 7 に示す。L-24 試験体では、縮小試験体と同様に、アンボンド区間に沿って、ひび割れが発生し、側面にせん断ひび割れが発生したが、側方割裂等の定着破壊は見られなかった。一方、L-36 試験体では、アンボンド区間のひび割れ後に、側方割裂ひび割れが発生した。

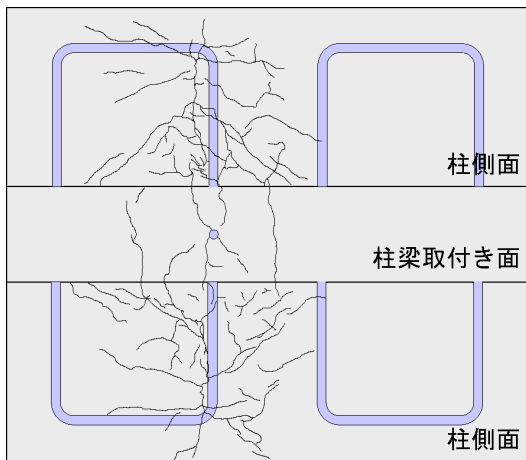


図 - 6 L-24 試験体のひび割れ状況 (展開図)

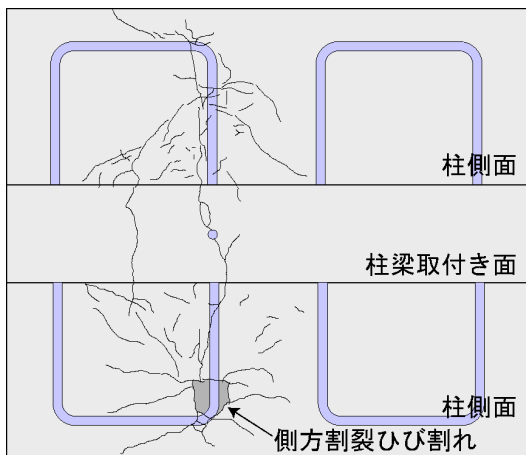


図 - 7 L-36 試験体のひび割れ状況 (展開図)

実験終了後、折曲げ区間を含む断面で試験体を切断した。S-24 試験体の切断面を写真 - 1 に、L-24 試験体の切断面を写真 - 2 に示す。

S-24 試験体では、梁主筋折曲げ部分の後方に空隙が見られる。これは、梁主筋が内側に変形したためである。しかし、梁主筋折曲げ部分の前方では、コンクリートの圧壊が見られず、折

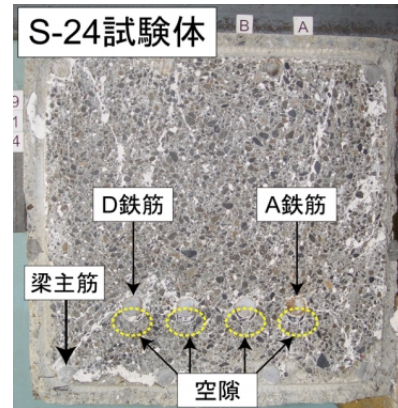


写真-1 S-24 試験体の切断状況

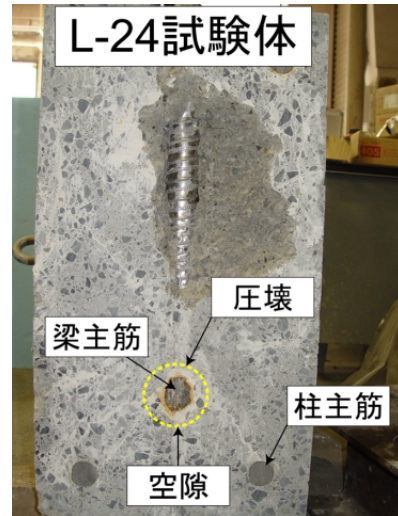


写真-2 L-24 試験体の切断状況

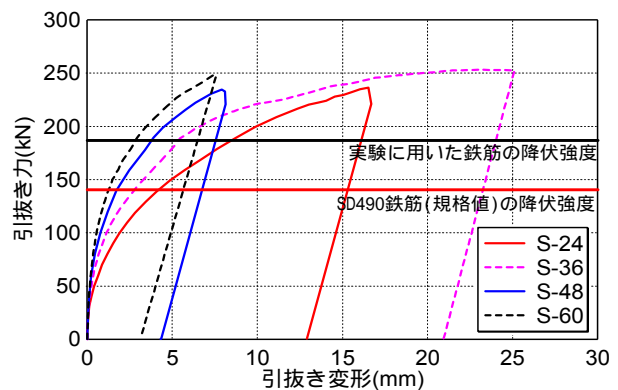


図 - 8 縮小試験体の引抜き力 - 変形関係



曲げ部周囲のコンクリートは健全である。

L-24 試験体は、梁主筋の折曲げ部分の前方と後方の両方で空隙が観察された。また、梁主筋折曲げ部分周囲のコンクリートは圧壊していることから、支圧破壊と判断される。

### 3.2 引抜き力 - 拔出し量関係

縮小試験体の A 鉄筋の引抜き力 - 拔出し変形関係を図 - 8 に示す。ここで、拔出し変形は、全体の変形からアンボンド区間における鉄筋の伸びを引いた値である。コンクリート強度が高いほど、同一変形で引抜き力は大きくなっている。また、図中には、SD490 D19 鉄筋が実構造物で用いられる場合の降伏時引張力を示した。SD490 の降伏時引張力は、本実験で得られた最大強度の約 55%程度である。Fc24 の場合でも、最大強度の約 60%であり、主筋の降伏強度より十分に高いことが確認された。従って、梁主筋に SD490 程度の鋼材を用いた場合には、梁曲げ降伏が先行し、支圧破壊することはない。また、他の B, C, D 鉄筋においても図 - 8 の A と同様な傾向を示した。

実大試験体の引抜き力 - 拔出し変形関係を図 - 9 に示す。コンクリート強度の高い試験体ほど、最大強度が大きくなっている。実大試験体は、2 つの試験箇所 (A, B) を持ち 1 体につき 2 つの結果が得られたが、両者のばらつきは小さかった。

### 3.3 支圧強度

支圧応力度 $\sigma_L$ は、応力分布を図 - 10 のように仮定し、(1)式により計算した(表 - 2 参照)

$$\sigma_L = \frac{P}{r \cdot d} \quad (1)式$$

ここで、P：引抜き力(N)，r：折曲げ内法半径(mm)，d：鉄筋径(mm)である。

支圧強度 - コンクリート強度関係を図 - 11 に示す。縮小試験体では、ナット破壊しなかったため支圧強度を計算することはできないが、支圧強度は最大強度以上あるため、最大強度を用いて支圧強度を算定すると、支圧強度は 399 ~ 468N/mm<sup>2</sup> であり、実大試験体では、支圧強度が

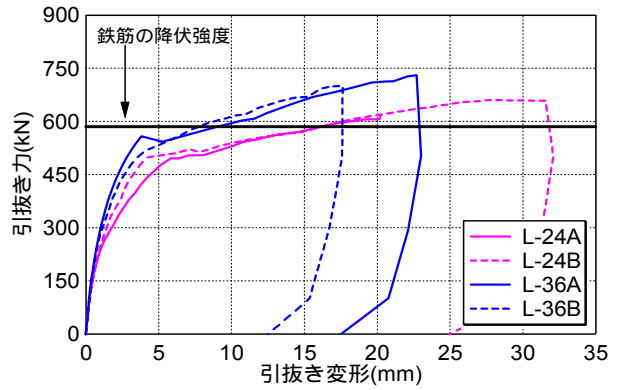


図 - 9 実大試験体の引抜き力 - 変形関係

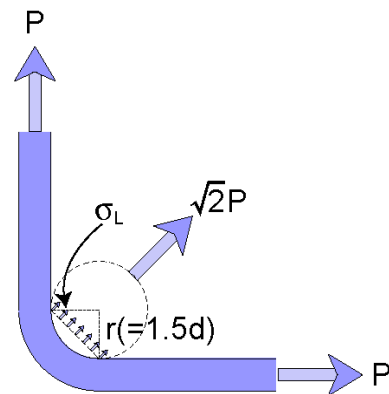


図 - 10 支圧応力度の仮定

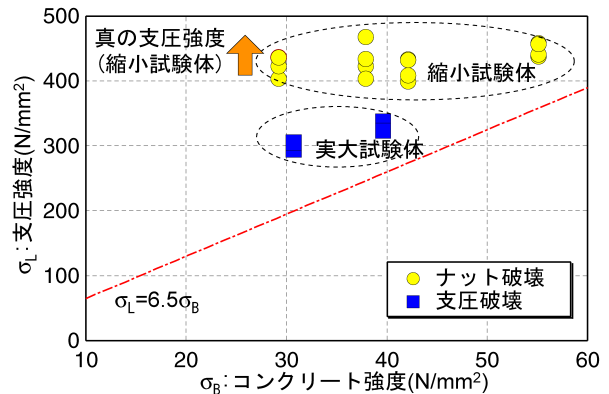


図 - 11 支圧強度 - コンクリート強度関係

295~338N/mm<sup>2</sup> となった。支圧強度をコンクリート強度で除すと、縮小試験体では、7.9~15.0 となり、実大試験体では、8.2~9.9 倍となった。

支圧破壊した試験体 (L-24, L-36) では、コンクリート強度の上昇とともに、支圧強度も上昇している。しかし、コンクリート強度の上昇と比較すると、支圧強度の上昇は緩やかである。

文献 7)には、(2)式の支圧強度式 $\sigma_L$ が提案されている。

$$\sigma_L = 6.5 \cdot \sigma_B \quad (2)式$$

(2)式には r の影響が含まれていない。また、図 - 11 より、実験では、(2)式以上の支圧強度が得られている。そこで、支圧強度式の検討を次節で行なう。

#### 4. 支圧破壊強度の検討

本実験の実大試験体の結果と既往の文献<sup>7)</sup>で報告されている試験体を用いてデータベースを構築した。データベースの抽出条件は、90 度折曲げ定着（U字形含む）で、梁主筋の水平区間がアンボンドで、一段配筋試験体であり、且つ、支圧破壊した試験体である。

コンクリート強度 - 支圧強度関係を図 - 12 に示す。図中には、支圧強度が実験データの下限となる線も併せて示した。1.5d 折曲げ試験体の支圧強度は(3)式に、2.0d 折曲げ試験体は(4)式に、3.0d 折曲げ試験体は(5)式になった。

$$\sigma_L = 50\sqrt{\sigma_B} \quad (3)式$$

$$\sigma_L = 37.5\sqrt{\sigma_B} \quad (4)式$$

$$\sigma_L = 30\sqrt{\sigma_B} \quad (5)式$$

ここで、 $\sigma_L$ ：支圧強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_B$ ：コンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>)である。

コンクリート強度が大きくなるほど、支圧強度も上昇する。また、折曲げ内法半径が小さくなるほど、局部支圧強度が上昇している。

#### 5. まとめ

梁主筋の折曲げ内法半径を 1.5d とした場合の支圧強度を検討するため、コンクリート強度を実験変数とした引抜き実験を行ない、以下の結論を得た。

- (1) 主筋に D19 を用いた縮小試験体の支圧強度は、コンクリート強度の 7.9 ~ 15.0 倍以上ある。
- (2) 主筋に D38 を用いた実大試験体の支圧強度は、コンクリート強度の 8.2 ~ 9.9 倍である。
- (3) コンクリート強度が上昇すると、支圧強度も上昇する。また、折曲げ内法半径が小さくなる程、支圧強度は上昇する。支圧強度は、折

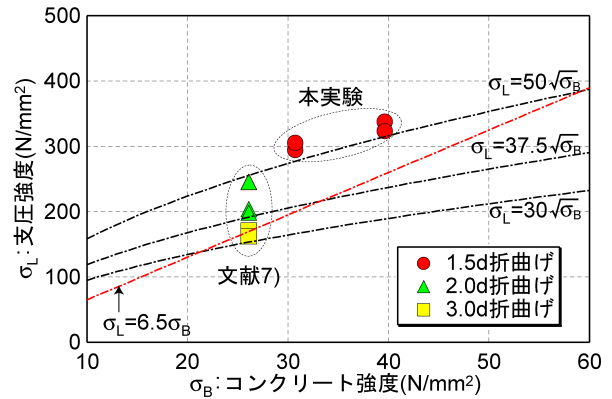


図 - 12 支圧強度に及ぼす折曲げ半径の影響

曲げ内法半径に応じて、(3) ~ (5)式によって評価できる。

#### 参考文献

- 1) 別所佐登志ほか：ダブル U 型はり主筋定着法を用いた高層 RC ビルの外フレーム実大実験，鹿島建設技術研究所年報，Vol. 25，pp.149-154，1977
- 2) 別所佐登志ほか：高層鉄筋コンクリート造建物の柱および柱はり接合部に関する実験的研究，鹿島建設技術研究所年報，Vol. 27，pp.85-94，1979
- 3) 丸田誠ほか：超高層 RC 骨組の耐震性能確認実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.547-552，1993
- 4) 宇佐美滋：鉄筋コンクリート造柱・はり用高強度鉄筋に要求される機械的性質，コンクリート工学，Vol.38，pp.22-33，2000.10
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計規準・同解説，日本建築学会，1999
- 6) 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，日本建築学会，1999
- 7) 城攻ほか：RC 造柱梁接合部における 90°折曲げ鉄筋の定着破壊時変形性状，日本建築学会北海道支部研究報告集，pp.161-176，1993.8