

論文 2 段目主筋をカットオフした RC 梁のせん断耐力と付着応力度

宇野 芳奈美^{*1}・鈴木 悠矢^{*2}・高橋 之^{*3}・市之瀬 敏勝^{*4}

要旨: カットオフ筋が RC 梁に与える影響に関して検証するため, カットオフ長さおよび横補強筋比を実験変数として静的加力実験を行った。試験体数は 8 体で, 正負交番繰り返し載荷とした。6 体が付着破壊, 2 体がせん断破壊となった。次の結論が得られた。(1) 2 段目が通し筋の場合とカットオフ筋の場合の最大耐力の差は, $p_w = 0.3\%$ の試験体より $p_w = 0.6\%$ の試験体で小さくなった。よって, 横補強筋が多いほど, カットオフの影響が小さくなる。(2) カットオフ長さを不要断面プラス有効せいとされた試験体は, 通し筋のみの区間の付着応力度が 2 段通し筋の試験体と比べて大きくなり, その区間で付着破壊を起こした。

キーワード: RC 梁, カットオフ, せん断耐力, 付着応力度

1. はじめに

日本建築学会 RC 規準¹⁾, 土木学会示方書²⁾, ACI code³⁾ に記されている付着規定には異なる箇所が多い。相違点の一つに, カットオフ位置でのせん断強度がある。引張応力領域で主筋をカットオフする場合に, 土木学会と ACI ではカットオフ端部で設計せん断耐力の割り増しを行うことを定めているが, RC 規準ではカットオフに対して特別の規定を設けていない。

この分野の研究として, Ferguson⁴⁾ や Baron⁵⁾ によって実験が行われている。Ferguson は, 単純梁の実験により, カットオフ筋の長さを長くし横補強筋を増やすことで, カットオフしない場合のせん断耐力に近づくことを確認した。Baron は, 横補強筋がない梁で主筋の配筋のみを変化させた実験を行っている。Baron の試験体については 4 章で再度論じる。また, 篠原ら⁶⁾ による研究でもカットオフ端部でせん断ひび割れの拡大が観察されている。

既往の実験は, Ferguson や Baron の実験のように単純梁形式の単調載荷で行われているものが多い。よって, 本研究では実際の部材を模した試験体で地震力を考慮した逆対称曲げの正負交番繰り返し載荷実験を行い, カットオフ筋が RC 梁に与える影響について検証を行う。

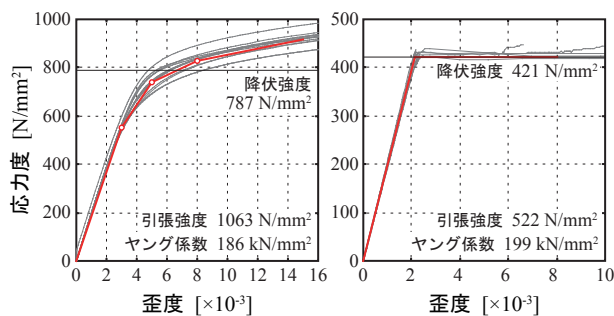


図-1 材料特性

2. 実験方法

2.1. 材料特性

図-1 に主筋 (D13) と横補強筋 (D6) の材料特性を示す。D13 は 12 本, D6 は 6 本の材料試験結果の平均値とした。図中の灰色の線は実際の材料試験の結果を表す。図-1(a) に示すように, 主筋は降伏棚のない応力度-歪度関係であったため, 0.2% 耐力を用いた。8 章および 10 章の計算では, 赤色で示すように歪度が 3×10^{-3} , 5×10^{-3} , 8×10^{-3} の 3 点で折れ曲がる材料特性とした。なお, 主筋はネジ節異形棒鋼である。図-1(b) に示すように, 横補強筋は降伏棚があったため, 降伏強度に達した後は応力度を一定とした。

コンクリートの圧縮強度は 2 回行った材料試験結果 (材齢 33 日で 21.5 N/mm^2 , 48 日で 23.8 N/mm^2) の平均値とし, 22.9 N/mm^2 であった。コンクリートは粗骨材に山砂利 (15 mm 以下), 細骨材に山砂 (5 mm 以下) を用い, セメント

表-1 試験体一覧

試験体名	p_w [%]	2 段目主筋本数	カットオフ筋		最大耐力 [kN]	
			長さ	$c_f + d$	正	負
1N-0.3	0.3	無	無	無	97	-93
1N-0.6	0.6				118	-116
2N-0.3	0.3	4 本	650 mm	644 mm	129	-113
2N-0.6	0.6				176	-169
2S-0.3	0.3				108	-110
2S-0.6	0.6				160	-149
2L-0.3	0.3				121	-110
2L-0.6	0.6				170	-166

c_f : 材端からカットオフ筋不要断面までの距離, d : 有効せり

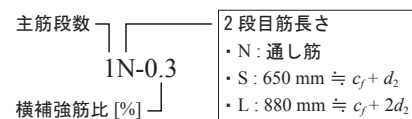


図-2 試験体呼び名

*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (学生会員)
 *2 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (非会員)
 *3 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科助教 博(工) (正会員)
 *4 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工博 (正会員)

には普通ポルトランドセメントを使用した。コンクリート供試体は封緘養生とし、試験体は現場で型枠に収めたまま散水により21日間湿潤を保った。

2.2. 試験体概要

試験体はRC梁を対象とした1/2～1/3の縮尺模型とした。表-1に試験体一覧、図-2に試験体の呼び名について示す。実験変数は2段目筋の長さおよび横補強筋比とし、試験体数は計8体である。図-3(a), (b), (c)に2S-0.3の観測面図, M図, 2L-0.3の観測面図をそれぞれ示す。また、図-4に梁断面詳細図を示す。梁幅は180mm, 梁せいは300mm, スパンは1800mmで、図中の矢印の方向からコンクリートを打設した。梁の終局曲げモーメント M_u は次式より算出した。

$$M_u = 0.9a_f\sigma_y d \quad (1)$$

ここで、 a_f は主筋の断面積、 σ_y は主筋の降伏強度、 d は有効せいである。カットオフ筋が計算上不要となるモーメント M_{safe} は、式(1)によって算出した通し筋のみの終局曲げモーメントである。カットオフ筋長さは、表-1および図-3に示すように、2Sの試験体では $c_f + d$ を、2Lの試験体では $c_f + 2d$ を超える値に設定した。横補強筋は、 $p_w = 0.3\%$ の試験体(0.3シリーズ)では120mm, $p_w = 0.6\%$ の試験体(0.6シリーズ)では60mmの間隔で配筋し、2段配筋の試験体をせん断破壊先行型とした。

2.3. 加力方法

加力は文献⁷⁾に示す方法で行った。図-3(a)に荷重点を矢印で示す。変形角 $R = 1/1000, 1/600, 1/300, 1/200, 1/150, 1/120, 1/100, 1/86, 1/75, 1/60, 1/50, 1/33, 1/25$ まで1回ずつの正負交番繰り返し荷重とし、2N-0.3, 2N-0.6, 2S-

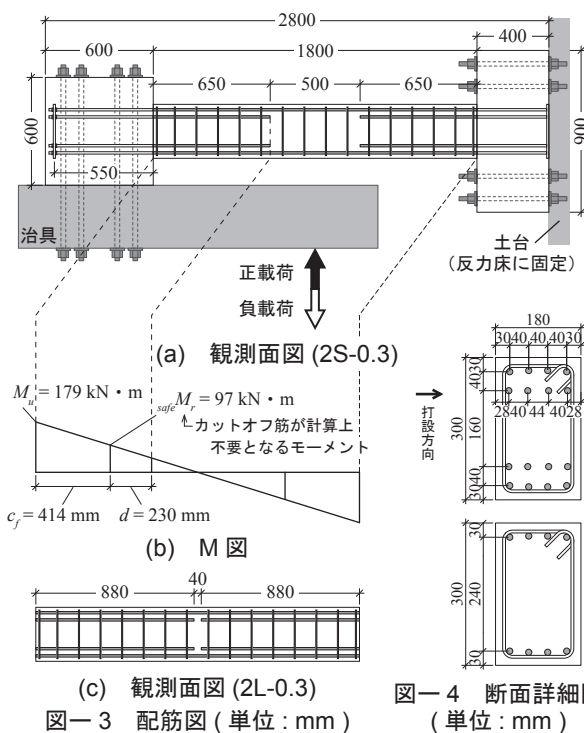


図-3 配筋図(単位: mm)

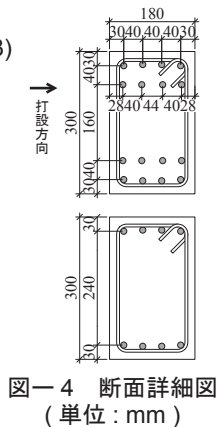


図-4 断面詳細図(単位: mm)

0.6, 2L-0.6については $R = 1/20$ の正載荷まで行った。

3. 荷重 - 変形関係

図-5(a), (b)に0.3シリーズ, 0.6シリーズの荷重 - 変形関係の包絡線(各サイクルのピーク点を線形補間したもの)をそれぞれ示す。1N-0.6のみ、式(1)によって算出した曲げ耐力の計算値を上回った。2N, 2Lは靱性指針⁸⁾によるせん断耐力の計算値を上回った。表-1に正載荷側, 負載荷側それぞれでの最大耐力を示す。どちらのシリーズでも2段目筋が長いほど最大耐力が大きくなった。

4. 最大耐力と横補強筋比の関係

図-6に最大耐力と横補強筋比の関係を示す。Baron⁹⁾による実験の試験体と比較を行うために、縦軸は最大耐力 Q を梁幅 b , 梁せい D , コンクリート強度の平方根 $\sqrt{f_c}$ で除した値とした。1N-0.6は曲げ降伏したため除外し、残りの7体を示す。図中に荒川 mean 式によるせん断耐力, 靱性指針によるせん断耐力および付着破壊を考慮したせん断耐力の計算値を示す。なお、2段配筋の計算値のみ示している。靱性指針については、 $p_w = 0.3\%$ までは横補強筋断面積を、 $p_w = 0.3\%$ 以降は横補強筋間隔を変数とした。また、B-1, B-4はBaronの試験体の実験値であ

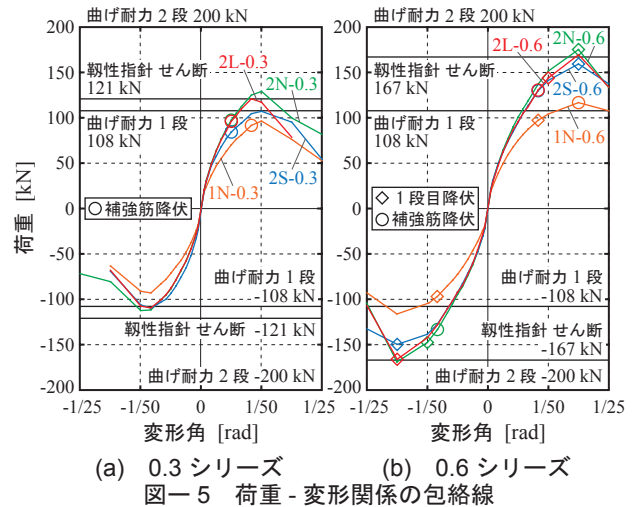


図-5 荷重 - 変形関係の包絡線

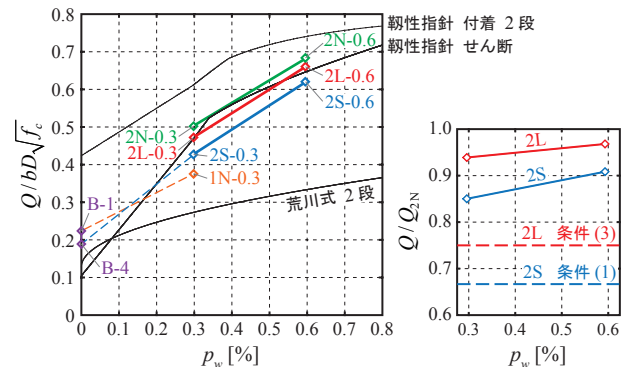


図-6 最大耐力と横補強筋比の関係

図-7 通し筋に対する最大耐力の比率

り、B-1は通し筋2本が、B-4は通し筋2本とカットオフ筋2本が、いずれも1段目に配筋されたものである。B-1およびB-4の配筋は、本実験の試験体1N-0.3、2S-0.3とそれぞれ対応している。これらを破線で結び比較すると、本実験とBaronの実験は異なる結果となった。すなわち、Baronの実験ではカットオフ筋が増えるとカットオフ端部でせん断破壊が起こり、B-4の最大耐力がB-1よりも低くなったが、本実験では2段目にカットオフ筋を配筋した試験体は、1段配筋の試験体よりも最大耐力が大きくなった。これは、Baronの試験体は横補強筋を有していなかったことが原因と考えられる。

図-7に2Nの最大耐力に対する2S、2Lの比率を示す。図中の破線については5章で述べる。最大耐力の差は0.3シリーズよりも0.6シリーズの方が小さくなり、横補強筋を増やすことで、カットオフの影響が小さくなった。

5. せん断耐力規定の検討

1章で述べた通り、RC規準ではカットオフ端部でのせん断強度に対して特別の規定を設けておらず、ACIでは以下の条件のいずれかを満足させることを定めている。

- (1) カットオフ位置でせん断強度を2/3倍する。
- (2) カットオフ断面を越えて $(3/4)d$ の範囲に、 $p_w \sigma_{wy} \geq 0.42$ N/mm^2 の横補強筋を補い、その間隔を $d/(8\beta)$ (β はカットオフ筋量の全鉄筋量に対する比)以下とする。
- (3) カットオフ位置で残された鉄筋量が曲げに必要な鉄筋量の2倍以上かつ、せん断強度を3/4倍する。

土木学会では(1)、(3)のどちらかを満たすことを条件としている。表-2に条件(2)に関する検討を示す。鉄筋間隔の規定については、規準による計算値が62.5mmとなるため、0.6シリーズのみ条件を満たす。また、実験値は、カットオフによる耐力の低下量として、2Nと2Sの最大耐力の差($Q_{2N} - Q_{2S}$)を梁幅 b と有効せい d で除した値を表す。条件(2)で横補強筋($p_w \sigma_{wy} \geq 0.42$ N/mm^2)を増やす規定は、この耐力低下量を補うためと捉えることができる。実験値は規準値に対して、0.3シリーズでは危険側、0.6シリーズでは安全側となった。よって、横補強筋量を

表-2 せん断耐力規定の検討(条件2)

p_w [%]	鉄筋間隔			カットオフによる耐力低下量		
	配筋 [mm]	$d/(8\beta)$ [mm]	判定	実験値 ($Q_{2N} - Q_{2S})/bd$ [N/mm^2]	規準値 $p_w \sigma_{wy}$ [N/mm^2]	判定
0.3	120	62.5	NG	0.50	0.42	NG
0.6	60		OK	0.34		OK

表-3 せん断耐力の低減規定(条件1,3)

試験体	必要通し筋 本数 N'	通し筋 本数	条件(3)に よる判定	低減係数
2S	4.4本	4本	NG	2/3 (1)
2L	0.4本		OK	3/4 (3)

増やすことで、カットオフによる耐力低下を軽減できる。

表-3に、条件(1)、(3)のせん断耐力低減規定について示す。条件(3)におけるカットオフ位置での曲げに必要な通し筋本数 N' は、次式で算出した。

$$N' = 2 \left(1 - \frac{L_{cut}}{L/2} \right) N \quad (2)$$

ここで、 L_{cut} はカットオフ筋長さ、 L はスパン、 N は全主筋の本数である。2Sは $N' = 4.4$ となり条件(3)を満たさないため条件(1)の低減係数2/3を使用し、2Lは $N' = 0.4$ となり条件を満たすため条件(3)の低減係数3/4を使用する。図-7に条件(1)、(3)に対応する $Q/Q_{2N} = 2/3, 3/4$ の位置を破線で示す。すべての試験体において、ACIと土木学会が定める値を大きく上回った。よって、条件(1)、(3)の低減係数は十分に安全な値と言える。

6. 破壊状況

図-8に最終破壊状況の写真を示す。1N、2N、2Sでは、せん断ひび割れ発生後に付着ひび割れが発生し、その後最大耐力を迎えた。せん断ひび割れが拡大した位置は、1N、2Nでは梁端付近、2Sではカットオフ端部であった。2Lでは、梁端付近のせん断ひび割れの拡大が顕著であり、付着ひび割れはあまり伸展しなかった。

図-9に破壊の概念図を示す。2Lは図-9(a)のように、せん断ひび割れを境にコンクリートが平行にずれて破壊に至ったため、せん断破壊と判断した。せん断ひび割れが拡大し始めると、その箇所が弱点となって1か所に損

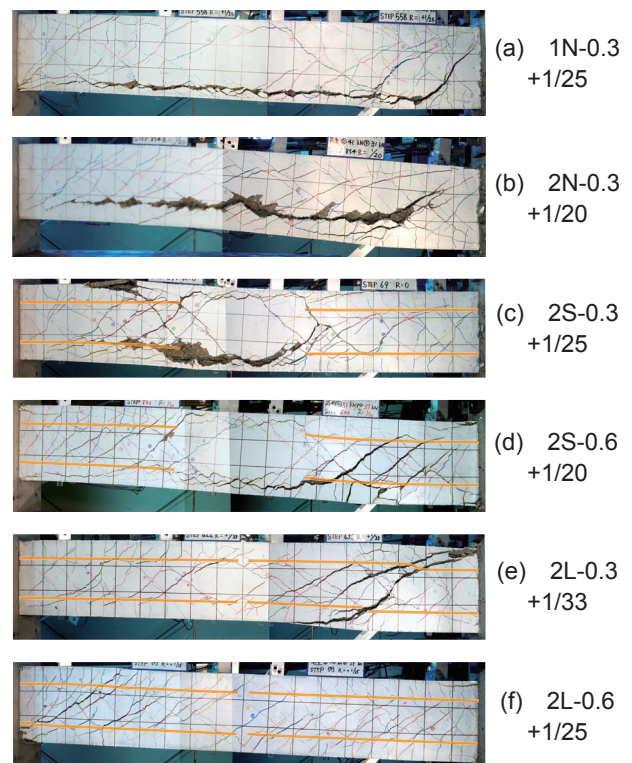


図-8 最終破壊状況

傷が集中した。1N, 2N, 2S は図-9(b)のように、せん断ひび割れを境にコンクリートが傾き、付着ひび割れが顕著にみられたため、付着破壊とした。

表-4 に計算値にもとづく破壊予想と実際の破壊形式を示す。計算値については、曲げ強度 Q_{mu} は式(1)により、せん断強度 Q_{su} および付着破壊時のせん断強度 Q_{bu} は靱性指針により算出した。2段配筋の試験体はせん断破壊が予想されたが、実際には2N, 2S は付着破壊となった。

7. 横補強筋の歪度分布

図-10 に横補強筋に取り付けた歪ゲージの値と観測

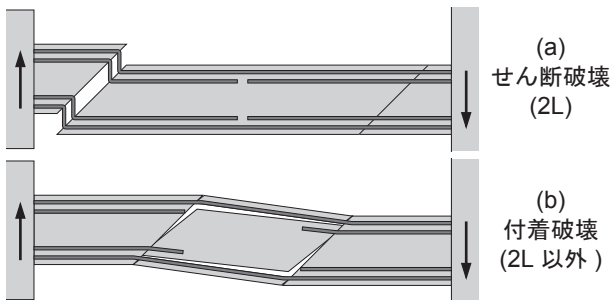


図-9 破壊の概念図

表-4 破壊予想と破壊形式

試験体	Q_{su} / Q_{mu}	Q_{bu} / Q_{mu}	破壊予想	実際の破壊
1N-0.3	1.12	0.98	付着	1段目付着
2N-0.3				2段目付着
2S-0.3	0.60	0.79	せん断	1段目付着
2L-0.3				せん断
1N-0.6	1.55	1.27	曲げ	曲げ→1段目付着
2N-0.6				2段目付着
2S-0.6	0.84	0.96	せん断	1段目付着
2L-0.6				せん断

面のひび割れ図を示す。0.3 シリーズは $R = 1/100$ 時、0.6 シリーズは $R = 1/50$ 時のものであり、この時降伏歪度に達した。なお、歪度は、同じ位置に鉄筋を挟んで貼り付けた2枚の歪ゲージの平均値としている。歪度分布、ひび割れ図ともに赤色が正載荷時、青色が負載荷時を表す。

0.3 シリーズは2N, 2S, 2L で歪度分布が近い結果となった。C, F 位置での歪度が最も大きく、2N と 2L は降伏歪度に近い値となり、2S はこれら2体と比べてかなり大きくなった。梁端部 (A, H 位置) での値は3体で同程度となり、梁中央 (D, E 位置) では非常に小さい値であった。

0.6 シリーズは2N と 2L が近い分布を示した。0.3 シリーズでは C, F 位置に集中していたのに対し、比較的一様に歪度が分布し B, G 位置でやや大きな値となった。一方、2S は0.3 シリーズに近い分布となり、カットオフ端部 (C, F 位置) で大きかった。すなわち、どちらのシリーズでも2S ではカットオフ端部で大きな値を示したが、2L ではその傾向は見られなかった。破壊形式は2N(付着破壊)と2L(せん断破壊)で異なっていたが、カットオフ長さを伸ばすことで歪度の分布は通し筋に近いものとなった。

4章で、最大耐力の差が0.3 シリーズよりも0.6 シリーズにおいて小さいことを述べた。前述の通り2N-0.3 では C, F 位置に歪度が集中しており、この位置で2段目筋をカットオフしたことで2S-0.3の最大耐力が低下したと考えられる。

8. 鉄筋の軸方向力の分布

図-11(a) に2Sの配筋図、図-11(b) に2Sの鉄筋の軸方向力分布の概念図を示す。赤色が1段目主筋、青色

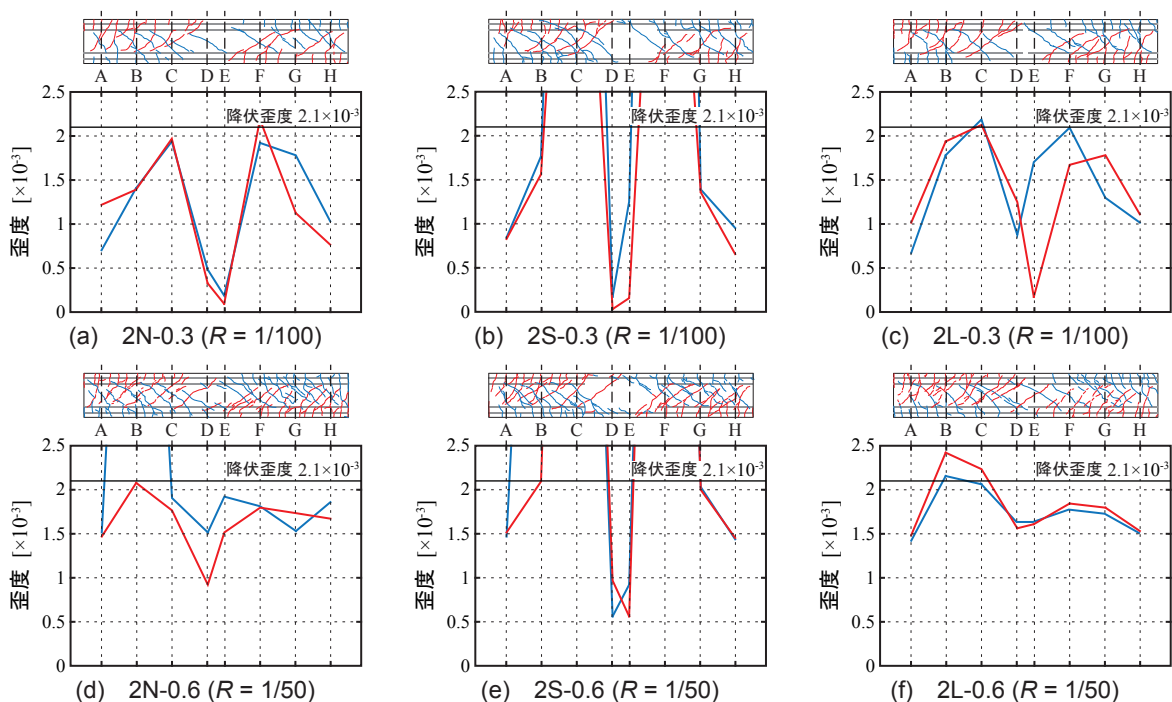


図-10 横補強筋の歪度分布

が2段目主筋を表す。図-11(a)に示すように、梁の端部にせん断ひび割れが発生するため、テンションシフトを考慮して材端から有効せい d の区間では引張力を一定とした。また、スパン L の半分に有効せい d を加えた位置を引張力ゼロとした。これについては後述する。図-11(b)に赤色で示す値(端部の引張力 T_1, T_2 , 圧縮力 C_1, C_2 , カットオフ端部の引張力 T_1')は Hognestad モデル⁹⁾を用いた平面保持解析により算出した。通し筋のみの区間において引張力の勾配がやや緩やかとなるのは応力中心間距離 j が変わるためである。

図-12(a), (b), (c)に正載荷時(図中の矢印の向き)に荷重が100 kNに達した時の2N, 2S, 2Lの軸方向力の分布をそれぞれ示す。破線で1段目主筋の引張力、実線で1段目主筋と2段目主筋の引張力を足し合わせた値を示す。試験体に逆対称モーメントを作用させているため、A点とa点の値は同程度となる。よって横軸Aa位置の値はこれらの平均値とした。他の位置も同様である。引張力 T は次式により算出した。

$$T = E \cdot \varepsilon \cdot a_i \cdot N \quad (3)$$

ここで、 E は主筋のヤング係数(図-1の材料特性を考慮)、 ε は主筋の歪度、 N は主筋本数である。図中の着色部分は前述の方法により算出した計算値を表し(図-11参照)、数値は次式より算出した1段目通し筋のCc-Dd間(図中の2点の○間)における付着応力度を表す。

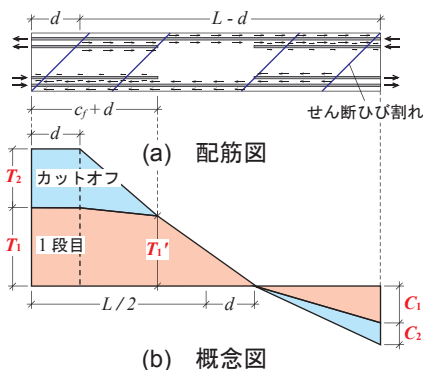


図-11 鉄筋の軸方向力分布(2S)

$$\tau = \frac{d_b \cdot E \Delta \varepsilon}{4L} \quad (4)$$

ここで、 d_b は主筋の呼び名、 $\Delta \varepsilon$ は区間両端の歪度差、 L は区間長さである。2S-0.3を除いて、荷重100 kN時の値はこの区間で観測された最大付着応力度の0.8倍以下であり、十分な付着能力を有していた。よって、引張力がゼロとなる点を図-11(b)のように仮定した。

すべての試験体において、1段目、2段目の引張力および圧縮力の計算値と実験値が概ね一致しており、引張力の勾配もよく対応している。Cc-Dd間の付着応力度は、2Sが2Nと比べて大きな値となり、2Sがこの区間の通し筋部分で付着破壊した結果と対応している。また、2Lは2Nと同程度となった。

9. 通し筋の付着強度の計算値と実験値の比較

図-13に通し筋の付着強度 τ_{bu} と実験値の比較を示す。図-13(a), (b)に0.3シリーズ、0.6シリーズをそれぞれ示す。計算値 τ_{bu} は次式で算出した。

$$\tau_{bu} = K \cdot f_s \quad (5)$$

記号はRC規準に依る。ただし、鉄筋間のあき C には次式を用いた。

$$C = \frac{b - Nd_b}{N} \quad (6)$$

ここで、 b は梁幅、 N は主筋本数、 d_b は主筋の呼び名である。また、2Nの2段目筋の計算値は、RC規準に従い1段目筋の0.6倍とした。実験値 τ は、図-12のCc-Dd間(すなわち、試験体中央の区間)における最大付着応力度であり、式(4)を用いて算出した。

0.3シリーズでは、2S-0.3のみが安全側となった。0.6シリーズではすべての試験体について安全側となり、特に2S-0.6では実験値が計算値を大きく上回った。

10. カットオフ筋の引張応力度の計算値と実験値の比較

図-14にカットオフ筋の引張応力度と横補強筋比の関係を示す。図-14(a), (b)に2S, 2Lをそれぞれ示し、

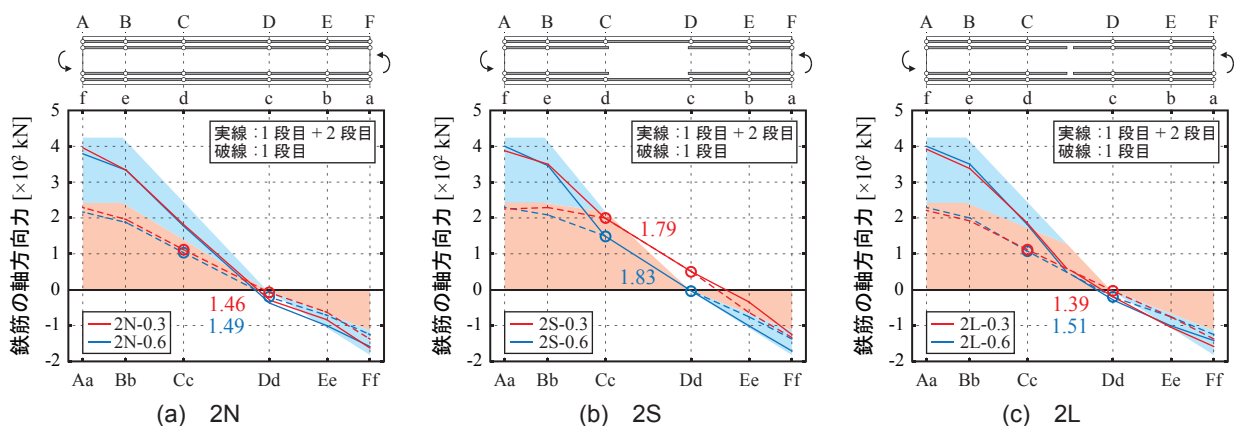


図-12 軸方向力の分布(荷重100 kN時)

RC 規準, 土木学会示方書, ACI code による計算値と実験値の比較を行う。引張応力度 σ は各規準の付着強度 τ_{bu} を用いて, RC 規準と土木学会は式 (7), ACI は式 (8) により算出した。

$$\sigma = \frac{4(l_d - d)}{d_b} \cdot \tau_{bu} \quad (7)$$

$$\sigma = \frac{4l_d}{d_b} \cdot \tau_{bu} \quad (8)$$

ここで, l_d はカットオフ筋の長さである。RC 規準の付着強度 τ_{bu} の算出には, 9章と同様に鉄筋間のあきに式(6)を用いた。土木学会とACIについては, 現行の規準に従って実際の鉄筋間のあきを使用した。なお, RC 規準に関しては, 2段目筋に対する低減係数0.6を乗じた場合(図中のRC規準0.6倍)と乗じない場合(図中のRC規準1倍)を示している。実験値については, 8章と同様に図-11の材料特性を考慮し, 梁端部の歪度から算出した。

すべての試験体において実験値はRC規準の1倍の計算値を上回った。よって, 2段目カットオフ筋に対しては0.6を乗じる必要はないと言える。既往の研究⁶⁾でも同様の指摘がなされている。特に, 0.6シリーズの実験値は, RC規準の1倍や土木学会の計算値を大きく上回った。

11. まとめ

カットオフ長さおよび横補強筋比を実験変数としたRC梁の静的加力実験を行い, 以下の結果が得られた。

(1) カットオフ長さを $c_f + d$ (不要断面プラス有効せい) と

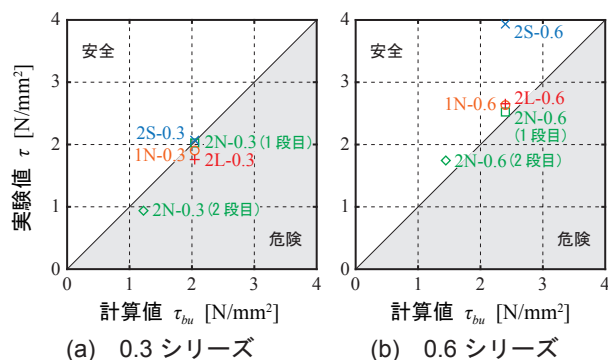


図-13 通し筋の付着強度の計算値と実験値の比較

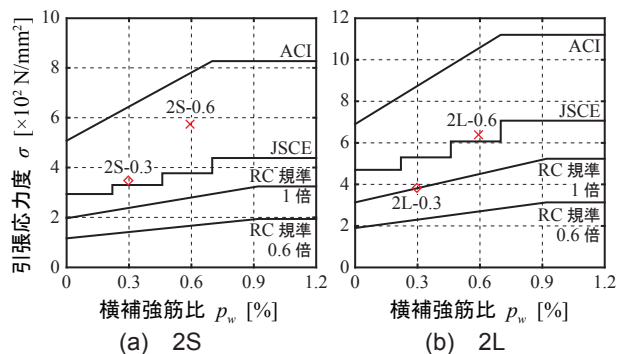


図-14 カットオフ筋の引張応力度と横補強筋比の関係

した試験体の強度は, 荒川式の計算値を上回ったが, 靱性指針によるせん断強度を4~9%下回った。

- (2) 2段目が通し筋の場合とカットオフ筋の場合の最大耐力の差は, $p_w = 0.3\%$ の試験体より $p_w = 0.6\%$ の試験体で小さくなった。よって, 横補強筋が多いほど, カットオフの影響が小さくなる。
- (3) ACI と土木学会のせん断耐力低減規定の条件 (1), (3) の低減係数は, 十分に安全な値である。
- (4) カットオフ長さを $c_f + d$ とした試験体は, 通し筋のみの区間の付着応力度が2段通し筋の試験体と比べて大きくなり, その区間で付着破壊を起こした。
- (5) カットオフ長さを $c_f + 2d$ とした試験体は梁端付近でせん断破壊を起こした。主筋および横補強筋の歪度は2段通し筋の試験体に近い分布となった。

謝辞

本研究を進めるに当たり, 名古屋工業大学学部生の鈴木貴也氏にご協力いただきました。また, 北海道大学の西村康志郎先生には貴重なご助言をいただきました。厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書, 2008
- 3) American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI Committee 318, 2011
- 4) Ferguson, P.M. and Husain, S.I.: Strength Effect of Cutting off Tension Bars in Concrete Beams, University of Texas Research Report, No. 80-IF, June 1967
- 5) Baron, M.J.: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams at Points of Bar Cutoff, ACI Journal, Vol. 63, No. 6, pp. 127-134, Jan. 1966
- 6) 村上和久, 篠原保二ほか: カットオフを有する二段目主筋の付着性状, コンクリート工学年次論文集, Vol. 36, No. 2, pp. 391-396, 2014
- 7) 伊藤彩夏, 市之瀬敏勝ほか: 2段目主筋をカットオフしたRC梁主筋の付着割裂強度, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 78, No. 690, pp. 1477-1484, 2013.8
- 8) 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
- 9) Hognestad, E., Hanson, N.W. and McHenry, D.: Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI Journal Proceedings, Vol. 52, No. 4, pp. 455-480, Dec. 1955