

質問27 に対する回答

Q1：必要定着長さ( $l_{ab}$ )の算定式(17.2)は、「靱性保証型耐震設計指針 1)式(8.5.1)を簡略化したもの」と解説に記載されていますが、簡略化したものとはいえないのではないのでしょうか。  
 また、必要定着長さが、実験の根拠を示した現行学会規準よりも大幅に低減されているにもかかわらず、その実験の根拠が解説に示されていません。それでよいのでしょうか。

[回答]

今回の改訂で必要定着長さが減少したものは、長期応力に対してのみ設計されるスラブや小梁のようないわゆる非耐震部材のみで、梁や柱などの地震力を負担する部材については変わっていません。1999年版の規準では、定着については耐震部材と非耐震部材を区別無く同じ式で規定をしていました。耐震部材に対しては繰り返し加力の影響を考えて、実験式に安全率を仮定して低減しているのに対して、非耐震部材ではその低減を考える必要はないと思われ、今回非耐震部材に限り定着長さを低減しました。

下記に示すシミュレーションは、耐震部材を対象として靱性指針式と今回の規準式を比較したものです。規準式では付着割裂の規準となる強度  $f_b$  を用いていますが、これはグラフで示すとおり靱性指針式の  $\sigma_B^{0.4}$  に対応するものと考えられます。

靱性保証型設計指針式 (8.5.1)  $f_u = 210 \cdot k_c \cdot k_j \cdot k_d \cdot k_s \cdot \sigma_B^{0.4} \text{ N/mm}^2$

$k_c = 0.4 + \frac{0.1 \cdot C_0}{d_b} \leq 1.0$  : 側方かぶり厚の影響

$k_j = 0.6 + \frac{0.4 \cdot l_{dh}}{j} \leq 1.0$  : 水平定着長と応力中心距離(ストラット角度)の影響

$k_d = 0.5 + \frac{l_{dh}}{30d_b} \leq 1.0$  : 水平定着長の影響

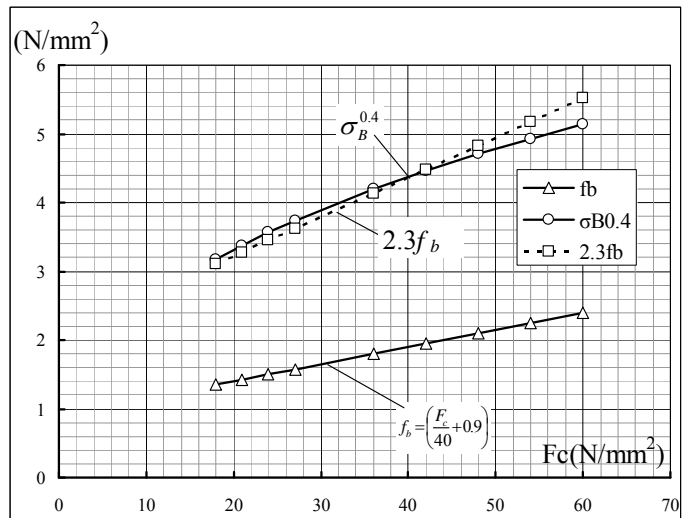
$k_s = 0.7 + \frac{0.5 \cdot d_s^2}{d_b^2} \leq 1.0$  : 横補強筋の影響

RC 規準式 (17.2)  $l_{ab} = \alpha \frac{S \sigma_i d_b}{10 f_b}$

$f_b = \left( \frac{F_c}{40} + 0.9 \right)$

靱性指針式と RC 規準式の比較

$f_b$  と  $\sigma_B^{0.4}$  との比較



靱性指針式の係数  $k_c \sim k_s$  について一般的な形状を仮定して値を特定する

$k_c$  : RC 規準の 17 条第 2 項で標準フックの側面かぶり厚の規定

$S=0.7$  で かぶり厚  $1.5d_b \rightarrow C_0=2.0d_b =0.6$

$S=0.5$  で かぶり厚  $2.0d_b \rightarrow C_0=2.5d_b =0.65$

$k_s$  : 標準的な主筋と補強筋の組合せから係数を求める

下表は主筋と補強筋の組合せから決まる係数値を示したものである

主筋径  $d_b$  と補強筋径  $d_s$  および  $k_s$  の関係

$d_b$	$d_s$	$k_s$	$d_b$	$d_s$	$k_s$
19	10	0.84	29	10	0.76
19	13	0.93	29	13	0.80
22	10	0.80	29	16	0.85
22	13	0.87	32	10	0.75
25	10	0.78	32	13	0.78
25	13	0.84	32	16	0.83
25	16	0.90	32	19	0.88

標準的な組合せから  $k_s=0.8$  を下限値とする

$k_j$  については、とりあえず 1.0 と置いて、後で補正する

以上から靱性保証指針式を変形して次の式が得られる。

$$f_u = 101 \cdot \left( 0.5 + \frac{l_{dh}}{30 \cdot d_b} \right) \cdot \sigma_B^{0.4} \rightarrow l_{dh} = \left( \frac{\sigma_t}{101 \cdot \sigma_B^{0.4}} - 0.5 \right) 30 \cdot d_b \quad (1)$$

また、 $f_b$  と  $\sigma_B^{0.4}$  との比較から  $\sigma_B^{0.4} = 2.3 f_b$  と置くと次式を得る

$$f_u = 231 \cdot \left( 0.5 + \frac{l_{dh}}{30 \cdot d_b} \right) \cdot f_b \rightarrow l_{dh} = \left( \frac{\sigma_t}{231 f_b} - 0.5 \right) 30 \cdot d_b \quad (2)$$

ここで、 $f_u = \sigma_t$  : 定着筋の短期許容応力度

この式により  $l_{dh}$  が求まるが、 $l_{dh}$  に応じて  $k_j$  の値が変化することから、その影響を便宜的に最大 1.0 から最小 0.6 の値を仮定した。SD345 についての結果を下表に示す。

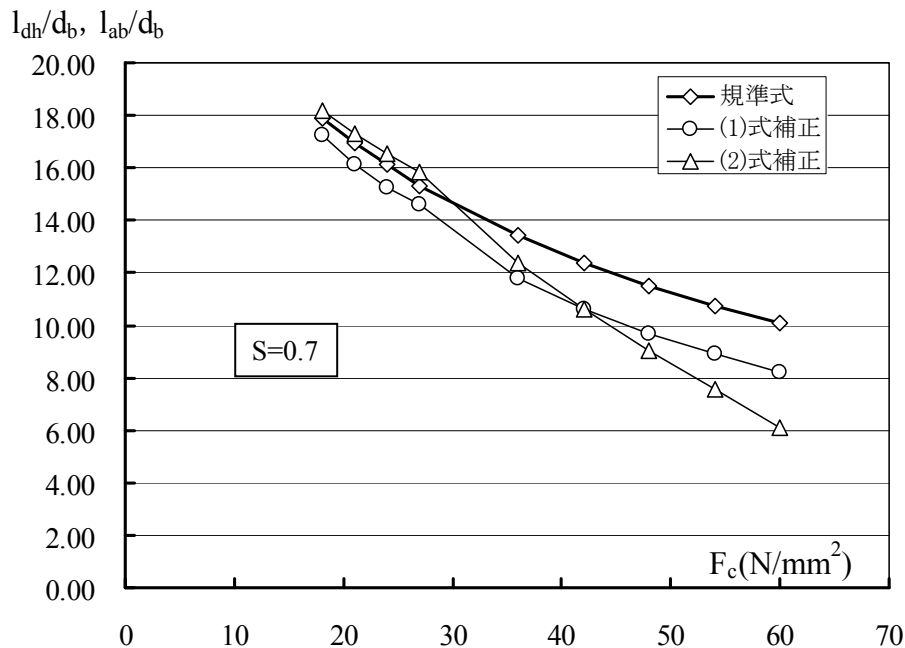
Fc	$\sigma_t$	$\sigma_B^{0.4}$	$l_{dh}/d_b$	$k_j$	$l_{dh}/d_b$	$f_b$	$l_{dh}/d_b$	$k_j$	$l_{dh}/d_b$
18	345	3.18	17.25	1	17.25	1.35	18.19	1	18.19
21	345	3.38	15.32	0.95	16.13	1.425	16.44	0.95	17.31
24	345	3.57	13.74	0.9	15.27	1.5	14.87	0.9	16.52
27	345	3.74	12.42	0.85	14.61	1.575	13.45	0.85	15.82
36	345	4.19	9.44	0.8	11.80	1.8	9.89	0.8	12.36
42	345	4.46	7.98	0.75	10.64	1.95	7.98	0.75	10.64
48	345	4.70	6.78	0.7	9.69	2.1	6.34	0.7	9.05
54	345	4.93	5.78	0.65	8.89	2.25	4.91	0.65	7.56
60	345	5.14	4.92	0.6	8.21	2.4	3.67	0.6	6.11

(1)式
kj 考慮
(2)式
kj 考慮

S=0.7 の場合の RC 規準式は下記の通りとなる。

$\alpha$	S	Fc	$f_b$	$\sigma_t$	$l_{ab}/d_b$
1.0	0.7	18	1.35	345	17.89
1.0	0.7	21	1.425	345	16.95
1.0	0.7	24	1.5	345	16.10
1.0	0.7	27	1.575	345	15.33
1.0	0.7	36	1.8	345	13.42
1.0	0.7	42	1.95	345	12.38
1.0	0.7	48	2.1	345	11.50
1.0	0.7	54	2.25	345	10.73
1.0	0.7	60	2.4	345	10.06

この2式と、RC規準(17.2)式について  $F_c=18\sim 60$  の範囲で比較した図を下記に示す。



この図より、RC規準式が靱性指針式に対して危険側の判断になるとは考えられません。また、 $S=0.5$  の時にかぶり厚が小さい場合では靱性指針式よりも規準(17.2)式で得られる値が小さくなります。しかし、解説でも示している通り、 $S=0.5$  を認めているのはスラブや小梁のような非耐震部材でかつ両端を支持されていることを条件としていることから、それらの鉄筋は十分な側方かぶり厚があることや、長期応力で定着破壊を起こす確率が低いこと、万が一一定着破壊が生じたとしても支持端の固定度が低下するのみで破壊には至らないことが考えられます。

また、規準による必要定着長さとの靱性の関係についての実験的根拠については次の通り考えています。

文献2)図8によると、横軸の  $l_{dh}/l_{ab}$  の値が 0.8 程度以上の場合、縦軸の R80 が 4/100 以上となります。すなわち、 $l_{ab}$  の算出に短期許容引張応力度を用いても、梁曲げ降伏後の変形性能確保のための  $l_{dh}/l_{ab}$  の限界値は 1.0 程度となります。また、設計では、必要定着長さの算定に用いる短期許容付着応力度をコンクリートの設計基準強度を基に定めている点などを考慮すると、RC規準・(17.2)式による必要定着長さは妥当な値となると判断されます。

Q2：今回の改定は終局強度設計にも使用されるのだから、ヒンジ形成を保証するためには、「定着耐力は鉄筋の実降伏引張力以上を保証」するべきと考えますが、本当に「耐震部材は短期許容応力度まで定着性能を保証」することで良いのでしょうか。もし、そうならば「許容応力度設計に限定する」と明記すべきと思いますが如何でしょうか。

[回答]

前回答の最後の部分にも関係しますが、既往の実験結果から本規準で基本としている短期許容応力度に基づいて定着設計を行うことで、大きな塑性変形能力が確保されると考えています。また、部材の降伏については本規準では鉄筋の短期許容応力度を基本として考えていますが、それに基づく各種設計規定は1割程度の強度増大に対しては安全率を見込んでいるものと考えています。それ以上の塑性挙動に対する保証については2次設計で対応することが必要と考えています。

また、RC規準・(17.2)式による必要定着長さ  $l_{ab}$  を安全側に丸めた値が、参考資料1に示す2009年版

JASS5 の定着長さ  $l_a$  です。この値は、参考資料 2 に示す GBRC 機械式定着設計指針(2009 年改訂案)と比べ、やや長く設定されています。これらによると、RC 規準・(17.2)式による必要定着長さに基づく JASS5 の定着長さ  $l_a$  を用いれば、メカニズム時における梁主筋の定着耐力は担保されると判断されます。

Q3 : 改定案の必要定着長さ( $l_{ab}$ )の算定式(17.2)は、RC 規準(1999)の必要定着長さ算定式において、修正係数  $S$  を一律に 0.7(側面かぶり厚さ=4.5  $d_b$  の時、 $d_b$  : 鉄筋径)としたものです。その根拠として解説に 3 点記載されていますが、それで定着性能と建物の安全性が保証されると学会としてもお考えなのでしょうか。

「RC 構造は安全率が高いから、梁主筋 4 本の内 1 本くらい定着破壊しても建物として安全である」という考え方のように、それを許すならば RC 構造設計体系の基本から考え直すべきかと思いません。

[回答]

RC 規準 17 条の解説の記述は、梁の外側主筋の定着破壊を許容している意味ではありません。規準式(17.2)が基本としている靱性指針式は側方割裂型定着破壊耐力を算出するものでありますが、Q1 で回答したとおり  $S=0.7$  としても式(17.2)はこの側方割裂定着耐力式を十分に満足するものと考えています。

実験式としてはかぶり厚に応じた精算値が求められる計算法が良いのですが、設計ではある程度簡略して煩雑さを防ぐべきと考えていますので、今回は安全側に判断して  $S=0.7$  に統一しました。

Q4 : 柱主筋の定着および機械式定着工法については、必要定着長さ算定式(17.2)の実験的根拠が一切示されておりません。しかも、「その算定式だけを満たせば何の補強規定や構造規定が無くても安全である」と学会として保証できるのでしょうか。

[回答]

柱主筋定着部は、梁主筋に比べ、厳しい応力状態になる点については、以下のように、RC 規準 17 条 p.239 の上 3 行目～6 行目に記載し、注意を喚起しています。

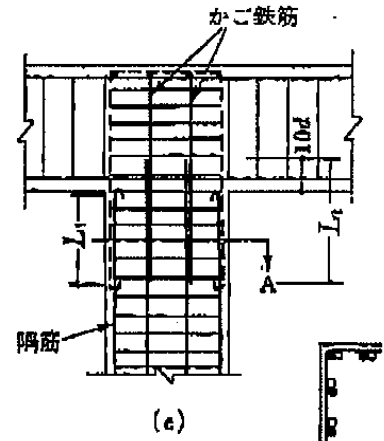
「なお、(17.2)式はト形柱梁接合部での梁主筋定着に対して実験的に検証されたものであり、柱主筋の定着に準用する際は十分な余裕度を見込むべきである。特に、太径の柱主筋を使用し、かつそれらに大きな塑性変形が生じる場合は注意が必要である。具体的には、後述する  $\alpha$  の値を割り増す等の方法が考えられる。」

Q5：最上層柱梁接合部及び柱絞り部の柱主筋の定着に関しては、RC 配筋指針 2003(p.196-197)でも問題提起している「柱頭無筋区間」の問題(※)があります。RC 配筋指針 2003 と同様に、それを解決する指針を示したほうが良いのではないのでしょうか。「その件は、次回の RC 配筋指針に示したらよい」という考え方もあるようです。確かに RC 規準 1999 時点ではまだその記載はありませんが、RC 配筋指針 2003 には問題提起して解決策を示しているし、機械式定着の実験では研究も進んで新たな知見が数多くあるのですから、その必要性を確実に設計者に知らせることが重要であると思います。記載しなかった場合は以下の問題が生じることになります。

①RC 配筋指針(2003)9.3 柱(p.189)には解決策の 1 つとして右図(c)が示されていますが、「柱主筋の定着長さ $\geq L_2$ 」の記載が抜けていた為か、「柱主筋の定着長さ $< L_2$ 」とわざわざ設計図書に明記して建築確認を取得し実施している設計者が大勢います。あまりにひどい話ですが、それが実態です。そういう設計者は、RC 配筋指針 2003 の後に出た RC 規準に何の規定もなければ、「かご鉄筋も不要だとのお墨付きが出た」と解釈するのは目に見えています。

②改定案の計算例 1 (c)に最上階の例が示されていますが、そこにも「かご鉄筋」等の補強の記載が無いことから、柱主筋に標準フックを用いることを是とし、その場合ですら「柱頭部補強筋が無くても OK」と学会が認めることになります。(=RC 配筋指針 2003 の規定を、根拠なく否定しています。)

(※)柱梁接合部へのせん断耐力は梁上端筋から入力されるにもかかわらず、そこが無筋コンクリートでは靱性保証型設計指針で示された接合部せん断耐力を保証できません。それを実証した実験例は数多くあります。



#### [回答]

最上階の柱梁接合部の応力伝達を考えれば、指摘されているようなディテールが許容されないことは自明であると思います。構造設計は個別の建物ごとに行われる行為ではありますが、それに対して指針や規準は共通する事項を規定するものであります。基本的には設計は設計者の判断で行われるべきであり、指針に規定していないからお墨付きが付くなどの考え方をされるのはとても危険な考えです。ご指摘のような場合も、柱主筋がきちんと定着されることを検討することは設計者の義務であると考えています。それが問題視されないで確認を取得するのは、指針の問題ではなく審査の問題であると思います。

規準の例題は、その性格から基本的なものを示しているのであり、設計者の判断によっては梁上端筋を拘束するようなかざし筋を配置することも考えられます。ただ、規準の例題に示すことでそれが標準となってしまう恐れもあるため、ここでは入れていません。ただ、柱主筋の定着については十分に検討しているものであるため、応力伝達は問題なく行われると考えます。

Q6：下記「提案」については如何でしょうか。少なくとも3の機械式定着に関しては必須と思いますが。

提案1：式(17.2)の分子にk(上限降伏強度算定用係数)を乗ずる＝実強度への対応

提案2：「柱頭無筋区間」の問題を解決する設計方法の提示

提案3：機械式定着について「定着長さは実験で確認しない限り、指定性能評価機関などで性能が確認された工法を用いて、指針に従う」

[回答]

提案1について：本規準の範囲では短期許容応力度を基本として全ての設計がなされています。その範囲を超える場合には、設計者の判断で鉄筋の実強度に応じた設計を行うので良いと思います。

提案2について：柱梁接合部における応力伝達については設計者の常識の範囲として考えています。ただ、現実に設計例があるのであれば注意として解説に加える可能性があります。

提案3について：本規準では評価を受けた機械式定着工法については個々の指針に従って良いとの姿勢でいます。また、機械式定着については解説の中で注意すべき現象を細かく書いています。

Q7：p.233に「L形柱梁接合部において、梁上端筋の水平部分はひび割れが生じ付着が切れるので、梁上端筋を折り曲げて、その鉛直部分で重ね継手により柱主筋に応力を伝達する」と解説されていますが、もし、そうであるならば、p.251計算例1(c)の「1/2Dを超えて折り曲げ起点とする」と矛盾します。むしろ、重ね継手の要件である「柱主筋と梁上端筋の鉛直部鉄筋との空きを150mm以下とする」旨の規定が必要なのではないのでしょうか。

[回答]

解説では「重ね継手と同様の応力伝達」と説明しています。これは、L形接合部の梁主筋の定着を柱主筋との重ね継手を前提として設計するのではなく、梁主筋の水平定着部の拘束が期待できないことから折り曲げ終点以降の余長部の付着等によって定着を確保することを基本にしているからです。また、定着機構をより効率の良い機構にするには、梁主筋の折り曲げ起点を柱せいの半分より後ろに置くべきことは、折り曲げ部から発生するストラットの形成状況を考えると明らかです。接合部のディテールを考えると、上記のように梁主筋を配置すると近傍に柱主筋が存在することが考えられるため、この場合に重ね継手と同じ応力伝達機構が付加的と考えられるとの意味で解説では説明しています。従って、重ね継手の規定を前面に出してここに適用することは考えていません。

Q8：p.233上から11行目に、「柱主筋についても、太径鉄筋の使用を避けるなどして定着を確保する必要がある」との解説がありますが、式(17.2)は太径鉄筋にも適用できるのではないのですか。もし、避けるべきであれば、本文に呼び名が●以下の柱主筋に限るとか、呼び名が●以上の柱主筋の場合には割増係数を追記すべきと思いますが、如何でしょうか。

[回答]

規準式(17.2)は本規準での適用範囲であるD41までの鉄筋に適用できるものと考えています。解説でお伝えしたい意味は、一般の建物のL形接合部では梁幅が柱幅よりも小さいことから、梁主筋が柱主筋よりも定着条件が良いことから、柱主筋よりも梁主筋の応力レベルが大きくても良い、すなわち梁降伏型に設計するのが望ましいと言っています。逆に、柱主筋の定着条件を良くするためには太径鉄筋を避

けるべきであると、設計上の参考意見を述べています。太径の鉄筋を使用しなければいけない場合でも本規準に従って設計することは問題ありませんが、設計者の裁量でより安全な対策をすることは当然行われる事項と思います。

Q9 : p.233 下から 4 行目に「T 形・L 形柱梁接合部で柱が降伏する場合には、余裕を持った設計が望まれる」、p.239 上から 3 行目に「柱主筋の定着に準用する際には十分な余裕度を見込むべきである」との解説がありますが、式(17.2)は柱主筋にも適用できることを明記(p.231)しています。「余裕度を見込むべきである」であるならば、「どの程度余裕を持たせるのか、数値で示すべき」ではないのですか。数値で示さないと設計者は設計できず、設計指針とは成り得ないと思いますが、如何でしょうか。

[回答]

柱主筋の定着については前の質問に対する回答の通りです。すなわち鉄筋に対する拘束は梁主筋に比べて小さくなるので柱主筋の応力を小さくすべきと考えています。最上階中柱の T 形接合部では、両側に梁が取り付くことにより柱が降伏する可能性が大きくなり、柱主筋の応力レベルが大きくなります。そのため、柱主筋の定着性能を確保するために余裕を持った設計を望んでいます。設計規準や指針は設計において基本的方向や手法を示すことが必要であり、その後は設計者の判断に委ねる姿勢を取るべきものと思っています。設計は画一的なものではないと考えます。

[補足] 学会が発刊する設計規準・指針を参考に設計をされる際に気をつけていただきたいことを示します。

規準や指針は、既往の研究等を基本として設計において一般化できるものを規定化しているものです。したがって、研究によって知見が蓄積されたりまたは大きな地震災害等が起こって法令が改定されたりした場合に改定を行います。

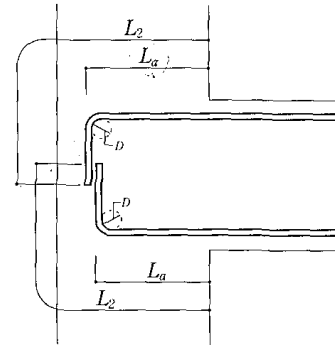
建築物の設計は、様々な条件が個々に違うことから建物ごとに状況が異なると考えます。設計に際して一般化された規定をそのまま適用するのか、少し安全性を加えて引用するのか、それは当該建築物の挙動を一番知っている設計者が判断すべきものと考えています。したがって、規準や指針に書かれていることを守れば絶対的な安全を確保されることとは限りません。言い換えれば、規準や指針はそれさえ守れば十分であるという「十分条件」ではなく、最低限守るべきことのみを記述した「必要条件」であるとも言えるでしょう。規準や指針を過信せず、まずは建築物の挙動を理解して、規定を引用していただければと考えます。

主筋の柱内定着については表 10.6 (a) の  $L_a$  の数値, 小梁やスラブ (片持ち形式を除く) の上端筋の梁内定着については同表 (b) の  $L_b$  の数値による。なお, 片持ち形式の小梁やスラブは同表 (a) の  $L_a$  の数値による。

表 10.6 異形鉄筋の仕口内の折曲げ定着の投影定着長さ

(a) 梁主筋の柱内折曲げ定着の投影定着長さ  $L_a$

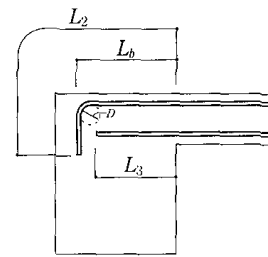
コンクリートの 設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	SD 295 A	SD 345	SD 390	SD 490
	SD 295 B			
18	20d	20d	—	—
21	15d	20d	20d	—
24~27	15d	20d	20d	25d
30~36	15d	15d	20d	25d
39~45	15d	15d	15d	20d
48~60	15d	15d	15d	20d



梁主筋の柱内折曲げ定着の投影定着長さ  $L_a$

(b) 小梁やスラブの上端筋の梁内折曲げ定着の  
投影定着長さ  $L_b$  (片持ちの小梁・スラブを除く)

コンクリートの 設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	SD 295 A	SD 345	SD 390	SD 490
	SD 295 B			
18	15d	20d	—	—
21	15d	20d	20d	—
24~27	15d	15d	20d	—
30~36	15d	15d	15d	—
39~45	15d	15d	15d	—
48~60	15d	15d	15d	—



梁・スラブの上端筋の梁内折曲げ定着の投影定着長さ  $L_b$

- [注] (1) 表中の  $d$  は, 異形鉄筋の呼び名の数値を表し, 丸鋼には適用しない。  
 (2) フックの折曲げ内法直径  $D$  および余長は, 特記のない場合は表 10.2 による。  
 (3) 軽量コンクリートを使用する場合の鉄筋の投影定着長さ  $L_a$  または  $L_b$  は, 特記による。特記がない場合は,  $F_c \leq 36 \text{ N/mm}^2$  の軽量コンクリートと SD 490 以外の異形鉄筋を対象として, 表 10.6 の数値に  $5d$  以上加算した投影定着長さとし, 工事監理者の承認を得ること。  
 (4) 梁主筋を柱へ定着する場合,  $L_a$  の数値は原則として柱せいの  $3/4$  倍以上とする。

e. 特記のない場合の鉄筋の継手の位置, 定着の方法は, 次の (1)~(7) による。

- (1) スパイラル筋の末端の定着 [図 10.2]
- (2) 柱筋の継手の位置および定着 [図 10.3]
- (3) 梁筋の継手の位置および定着 [図 10.4, 梁の下端筋は原則として曲げ上げて柱梁接合部内に定着]
- (4) 壁筋の継手の位置および定着 [図 10.5].
- (5) スラブ筋の定着 [図 10.6]
- (6) 溶接金網の定着 [図 10.7]
- (7) 基礎梁筋の継手の位置および定着 [図 10.8]



【参考資料 2】

(3) 必要定着長さ比の算定結果

式(8.1)によると、他の要因が同じ場合、 $j_tg/db$  が大きいほど、必要定着長さ比 $l_{ao}/db$ は増加する。 $j_tg=600mm$ 、梁主筋が D32 の場合、 $j_tg/db=18.8$  となる。これらより、解表 2.1 による上限強度算定用材料強度  $\sigma_{sy}$  を用い、 $j_tg/db=20$ 、 $p_{jwh}=0.2\%$  として求めた梁主筋の必要定着長さ比 $l_{ao}/db$  を解表 8.1 に示す。

一方、式(8.1)は、一般階梁主筋を対象として導出されているので、10.3 節の解説(3)に示すように、 $j_tg/db > 20$  となる梁せいの大きい基礎梁主筋には適用できない。このような場合、解表 8.1 によらず、10.3 節の式(10.3.1)より求めた解表 10.3.1 の値を採用すればよい。

解表 8.1 梁主筋の必要定着長さ比 $l_{ao}/db$  ( $p_{jwh}=0.2\%$ )

(a) 直交梁なし、片側直交梁付きの場合

鋼種	呼び名	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )												
		21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54	57
SD295	D29以下	12												
	D32	13	12											
	D35	15	13	12										
	D38	16	15	13	12									
	D41	18	16	15	13	12								
SD345	D25以下	14	13	12										
	D29	16	14	13	12									
	D32	17	16	14	13	12								
	D35	18	17	15	14	12								
	D38	20	18	17	16	13	12							
	D41	21	20	18	17	15	12							
SD390	D25以下	18	16	15	14	13	12							
	D29	20	18	17	16	13	12							
	D32	21	19	18	17	14	12							
	D35	23	21	19	18	16	13	12						
	D38	24	22	21	20	17	15	12						
	D41	-	24	22	21	18	16	14	12					
SD490	D25以下	23	21	20	19	17	16	15	14	13	12			
	D29	25	23	21	20	18	16	15	14	13	12			
	D32	-	24	23	22	19	16	15	14	13	12			
	D35	-	-	24	23	20	18	16	15	14	13	12		
	D38	-	-	-	25	22	19	17	15	14	13	12		
	D41	-	-	-	-	23	21	18	16	14	13	12		

"-"を付した場合は、 $l_{ao}/db > 25$ に該当する。

(b) 両側直交梁付きの場合

鋼種	呼び名	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )											
		21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54
SD295	D41以下	12											
SD345	D35以下	12											
	D38	13	12										
	D41	14	13	12									
SD390	D25以下	12											
	D29	13	12										
	D32	14	12										
	D35	15	14	12									
	D38	17	15	14	13	12							
	D41	18	17	15	14	12							
SD490	D25以下	16	14	13	12								
	D29	17	16	14	13	12							
	D32	19	17	16	14	12							
	D35	20	18	17	16	13	12						
	D38	21	20	18	17	14	12						
	D41	23	21	20	19	16	14	12					

(4) 両側直交梁付きト形接合部に定着される梁主筋の定着耐力の増大効果

文献 3-10)の実験によると、接合部被覆率<sup>1-2)</sup>が 50%以上の直交梁が両側に接続するト形接合部については、直交梁なしに対する接合部せん断終局耐力の増大効果のほかに、梁主筋定着耐力の増大効果を見込むことができる。これらより、両側直交梁付き接合部に定着された梁主筋については、式(8.4)中の定着耐力の低減係数 $\beta_{ao}$ は 1.0 としてもよいとした。接合部被覆率は、加力方向に平行な接合部側面の見付け面積に対する直交梁断面積の比率である。