

## 16 条 付着および継手

〔下線の実線部は改定箇所、破線部は原文移動箇所、~~二重取消線~~は削除箇所を示す〕

## 【本文案】

## 1. 付着

- (1) 曲げ材の引張鉄筋ではスパン内において~~(14)式により~~、付着検定断面からの付着長さ  $l_d$  が ~~必要付着長さ  $l_{db}$  に部材有効せい~~ を加えた長さ以上となることを確かめるまでの領域内での付着応力度の算定を行い、本条 1 項 (4) によって使用性、修復性および安全性を検討する。

$$l_d \geq l_{db} + d$$

~~ただし、付着長さ領域で斜めひび割れが生じないことが確かめられた場合には部材有効せい  $d$  を加えなくともよい。~~

- (2) 曲げ材の付着検定断面は以下の断面とする。

- 1) スパン内で最大曲げモーメントとなる断面
- 2) スパン内で減じられる鉄筋が計算上不要となる断面

- (3) 曲げ材の引張鉄筋の付着長さ  $l_d$  は以下による。

- 1) スパン途中でカットオフされる鉄筋の付着長さ

- a) 付着検定断面から鉄筋端までの長さ
- b) 鉄筋端部に標準フック (17 条に規定) を設ける場合は付着検定断面からフック開始点までの長さ

- 2) スパン内を通し配筋される鉄筋の付着長さ

a) 両端が曲げ降伏する場合：  $l_d = \frac{L+d}{2}$

b) 上記外の場合：  $l_d = L$

ここで、 $L$ ：曲げ材の内法長さ

$d$ ：曲げ材の有効せい

- (4) 曲げ材の引張鉄筋の付着応力度の検討は、以下の各項による。

- 1) 長期荷重に対する使用性の検討は、(16.1)式または(16.2)式による。

$$\tau_{a1} = \frac{Q_L}{\sum \phi \cdot j} \leq L f_a \quad (16.1)$$

$$\tau_{a2} = \frac{L \sigma_t \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leq 0.8 L f_a \quad (16.2)$$

- 2) 短期荷重に対する修復性の検討は、(16.3)式または(16.4)式による。

$$\tau_{a1} = \frac{Q_L + Q_E}{\sum \phi \cdot j} \leq S f_a \quad (16.3)$$

$$\tau_{a2} = \frac{S \sigma_t \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leq 0.8 S f_a \quad (16.4)$$

3) 大地震動に対する安全性の検討は、(16.5)式による。なお、付着割裂強度に基づく計算等によって、曲げ降伏時に付着割裂破壊を生じないことが確かめられた場合には、下記の算定を省略できる。

$$\tau_y = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leq K \cdot f_b \quad (16.5)$$

ここで、

$$K = 0.3 \left( \frac{C + W}{d_b} \right) + 0.4 \leq 2.5 \quad (16.6)$$

$$W = 80 \frac{A_{st}}{sN} \leq 2.5d_b \quad (16.7)$$

- 記号  $\tau_{a1}$  : 引張鉄筋の曲げ付着応力度  
 $\tau_{a2}$  : 引張鉄筋の平均付着応力度  
 $\tau_y$  : 引張鉄筋の降伏時の平均付着応力度  
 $Q_L$  : 長期荷重時せん断力  
 $Q_E$  : 水平荷重時せん断力  
 $\phi$  : 引張鉄筋の周長  
 $j$  : 曲げ材の応力中心距離で、 $j=(7/8)d$  とすることができる  
 $d$  : 曲げ材の有効せい  
 $l_d$  : 引張鉄筋の付着長さで、(16.2)、(16.4)、(16.5)の各式においては、対象とする荷重の作用により曲げ材にせん断ひび割れを生じないことが確かめられた場合には、式中の  $l_d - d$  を  $l_d$  としてよい  
 ${}_L\sigma_t$  : 付着検定断面位置における長期荷重時の鉄筋存在応力度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とすることができる  
 ${}_S\sigma_t$  : 付着検定断面位置における短期荷重時の鉄筋存在応力度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とすることができる  
 $\sigma_y$  : 付着検定断面位置における鉄筋の降伏強度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とすることができる  
 ${}_L f_a$  : 長期許容付着応力度で、6 条による  
 ${}_S f_a$  : 短期許容付着応力度で、6 条による  
 $f_b$  : 付着割裂の基準となる強度で、表 16.1 による  
 $K$  : 鉄筋配置と横補強筋による修正係数で 2.5 以下とする  
 $C$  : 付着検定断面位置における鉄筋間のあき、もしくは最小かぶり厚さの 3 倍のうちの小さいほうで、 $5d_b$  以下とする  
 $W$  : 付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで、 $2.5d_b$  以下とする  
 $A_{st}$  : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面を横切る一組の横補強筋全断面積  
 $s$  : 一組の横補強筋 (断面積  $A_{st}$ ) の間隔

$N$  : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面における鉄筋本数

$d_b$  : 曲げ補強鉄筋径で、異形鉄筋では呼び名の数値とする

表 16.1 付着割裂の基準となる強度  $f_b$

	短期	
	上端筋	その他の鉄筋
普通コンクリート	$0.8 \times \left( \frac{F_c}{40} + 0.9 \right)$	$\frac{F_c}{40} + 0.9$
軽量コンクリート	普通コンクリートに対する値の 0.8 倍	

[注] 1) 上端筋とは曲げ材にあってその鉄筋の下に 300mm 以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう。

2)  $F_c$  はコンクリートの設計基準強度 ( $\text{N/mm}^2$ ) を表す。

3) 多段配筋の一段目(断面外側)以外の鉄筋に対しては、上表の値に 0.6 を乗じる。

#### (5) 付着に関する構造規定

- 1) カットオフ鉄筋は、計算上不要となる断面を超えて部材有効せい  $d$  以上延長する。
- 2) 負曲げモーメント引張鉄筋(上端筋)引張りを受ける上端筋の 1/3 以上は反曲点を超えてさらに梁有効せい  $d$  以上延長する。ただし、短期応力の存在する部材では、1/3 以上の鉄筋は部材全長に連続して、あるいは継手をもって配する。
- 3) 正曲げモーメント引張鉄筋(下端筋)引張りを受ける下端筋の 1/3 以上は部材全長に連続して、あるいは継手をもって配する。
- 4) 引張鉄筋の付着長さは 300 mm を下回ってはならない。
- 5) 束ね筋は断面の等価な 1 本の鉄筋として取り扱う。
- 6) 柱および梁(基礎梁を除く)の出隅部分および煙突においては、原則として鉄筋の末端に必ず標準フックを設ける。

#### 2. 継手

- (1) D35 以上の鉄筋には原則として重ね継手を用いない。
- (2) 鉄筋の重ね継手は、部材応力ならびに鉄筋存在応力度の小さい箇所に設けることとし、同一断面で全引張鉄筋の継手(全数継手)としないことを原則とする。
- (3) 曲げ補強鉄筋の重ね継手長さは、鉄筋降伏強度に対する(15)式による必要付着長さ以上とする以下の各項を満足するように設定する。ただし、200 mm および鉄筋径の 20 倍を下回る継手長さとしてはならない。
  - 1) 重ね継手の長期荷重に対する使用性や短期荷重に対する修復性の検討は、引張鉄筋については(16.8)式により、圧縮鉄筋については(16.9)式により行う。

$$\frac{\sigma_t \cdot d_b}{4l} \leq f_a \quad (16.8)$$

$$\frac{\sigma_c \cdot d_b}{4l} \leq 1.5f_a \quad (16.9)$$

2) 重ね継手の大地震動に対する安全性の検討は、(16.10)式による。ただし、補正係数  $K$  の算定では、鉄筋間のあきの最小値は相互の鉄筋が密着しない場合でも密着した継手と考えると求め、鉄筋本数  $N$  は想定される付着割裂面における全鉄筋本数から継手組数を引いた値とする。なお、付着割裂強度に基づく計算によって重ね継手長さを定める場合、ならびに曲げ降伏を生じるおそれのない曲げ補強鉄筋 (D25 以下に限る) の重ね継手を存在応力度の小さい箇所に設ける場合は、下記によらなくてよい。

$$\frac{\sigma_y \cdot d_b}{4l} \leq K \cdot f_b \quad (16.10)$$

記号  $l$  : 継手の重ね長さ。鉄筋端に標準フック (17 条に規定) を設ける場合には、フックを除いた長さとする。

$\sigma_t$  : 引張鉄筋の継手部分の最大存在応力度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とすることができる

$\sigma_c$  : 圧縮鉄筋の継手部分の最大存在応力度

$\sigma_y$  : 引張鉄筋の継手部分の降伏強度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とすることができる

$d_b$  : 曲げ補強鉄筋径で、異形鉄筋では呼び名の数値とする

$f_a$  : 許容付着応力度で、鉄筋の位置にかかわらず 6 条表 6 の上端筋に対する値を用いる

$K$  : 鉄筋配置と横補強筋による修正係数で、(16.6) 式による

$f_b$  : 付着割裂の基準となる強度で、表 16.1 による

他の記号は前出の通り

(4) 重ね継手は曲げひび割れが継手筋に沿って生じるような部位に設けてはならない。

(5) 溶接金網の重ね継手では最外端の横筋間で測った重ね長さを横筋間隔に 50 mm を加えた長さ以上かつ 150 mm 以上とする。

## 【解説案】

### 1. 付着

#### (1) 付着設計法の改定

1999 年版の RC 規準では、それ以前の 1991 年版の許容付着応力度に基づく設計法が改められて、付着割裂強度に基づく設計法が提示された。すなわち、梁・柱部材のクリアスパン領域内における曲げ補強鉄筋 (通し筋およびカットオフ筋) に沿った付着割裂ひび割れや鉄筋の過大なす

べりを防止すること（長期）、あるいは付着割裂破壊およびそれに起因した曲げ破壊およびせん断破壊を防止すること（短期）を設計目標として、付着に関する規定が定められた。1999 年版の設計法は、基本的には終局状態を対象とした付着割裂強度式から導かれているので、付着割裂破壊を防止して安全性を確保するためには妥当である。しかるに、この設計法は、付着割裂破壊を生じるおそれのない曲げ補強鉄筋に対しては過剰設計になる場合があることや、現行の建築基準法令で規定される許容付着応力度と整合していないために実務で採用されることが少ないなどの課題があった。

今回の付着設計法の改定においては、本規準 15 条と同様に、長期荷重に対する使用性、中地震動程度の短期荷重に対する修復性、大地震動に対する安全性を確保することを設計目標としている。なお、部材の使用性、修復性、安全性はそれぞれ以下の状態を想定している。

- ・使用性：長期荷重時の曲げ補強鉄筋の付着性能に起因して、部材の常時使用に当たっての機能的ないしは感覚的な障害が生じないこと
- ・修復性：短期荷重時の曲げ補強鉄筋の付着性能に起因して、部材に過大な残留ひび割れや変形が生じないこと
- ・安全性：曲げ補強鉄筋に沿った付着割裂破壊が生じないこと、および付着割裂破壊にともなう部材の曲げ耐力やせん断耐力の低下が生じないこと

この内、長期の使用性と短期の修復性の検討方法として、今回の改定では 1991 年版の付着設計法を再び採用することとし、本規準 6 条の許容付着応力度についても併せて改定を行った。すなわち、長期、短期の荷重作用時の曲げ付着応力度あるいは平均付着応力度を算定し、許容付着応力度以下であることを確認する設計法である。この設計法は、1991 年版以前の 1971 年改定時に採用されて以来、長期間に亘って実務に用いられてきた実績があり、この設計法が適用された RC 構造物は、これまでに長期荷重や中地震動程度の短期荷重に対して特段の問題も生じていない。さらに、この設計法は現行の建築基準法令にも整合していることから、長期の使用性と短期の修復性の検討方法として妥当であると判断した。

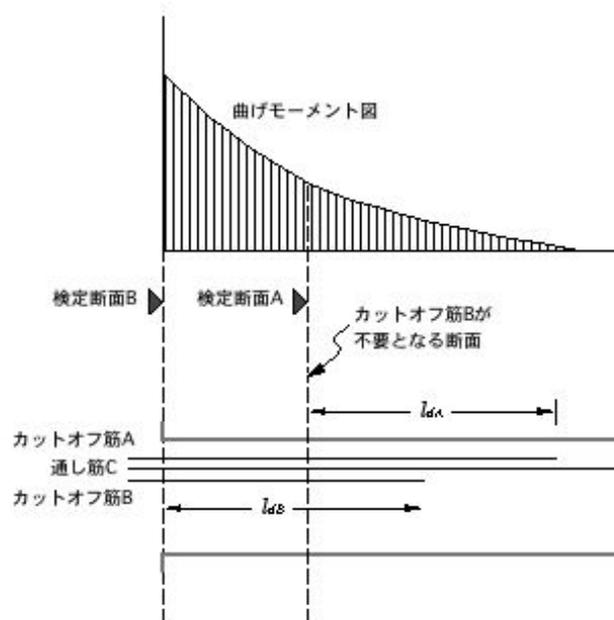
一方、大地震動に対する安全性を確保するためには、部材が曲げ降伏した場合でも、曲げ補強鉄筋に沿った付着割裂破壊が生じないように設計する必要がある。そのための検討方法としては、1991 年版の許容付着応力度に基づく設計法ではなく、1999 年版の付着割裂強度に基づく設計法がより適切であるのは明らかである。そのため、今回の改定では、1991 年版の設計法（使用性・修復性の検討）と 1999 年版の設計法（安全性の検討）を併せて採用することとした。

## (2) 付着検定断面

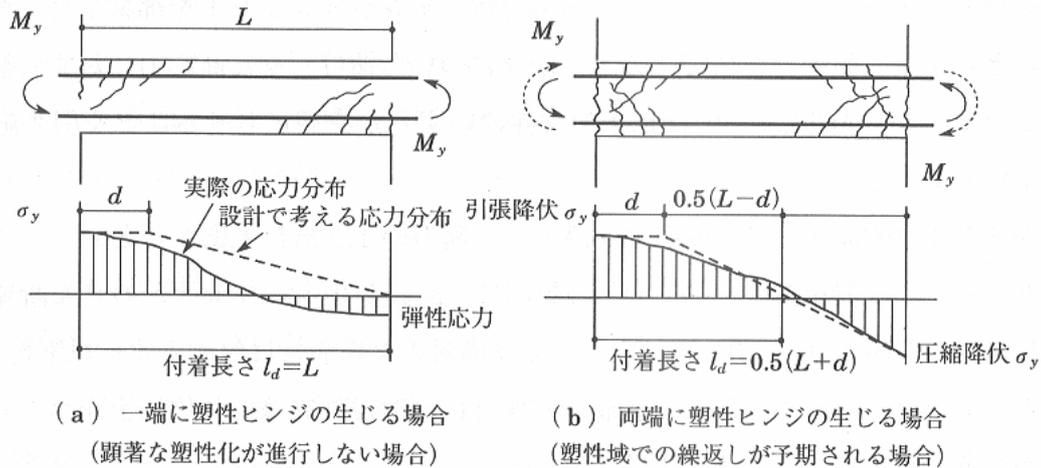
付着検定断面は、付着作用によって鉄筋引張力を周囲のコンクリートへ伝達する付着長さ  $l_d$  を算定するための起点となる断面であり、一般にはスパン内で最大曲げモーメントとなる断面である。通常の部材では、付着検定断面は部材端部であるが、下端引張りの曲げモーメントが支配的な梁の下端筋などでは部材中央付近の断面となることがある。また、スパン途中で鉄筋がカットオフされる場合には、残された鉄筋の付着検定断面は、カットオフされる鉄筋が計算上不要となる断面となる。

(3) 付着長さ  $l_d$  の採り方1) スパン途中でカットオフされる鉄筋の付着長さ

付着作用によって鉄筋引張力を周囲のコンクリートへ伝達すると考えられる付着長さ  $l_d$  は最大曲げモーメントとなる断面から当該鉄筋端までの長さとして定義される。鉄筋がカットオフされる場合には残された鉄筋に対して、カットされる鉄筋が計算上不要となる断面が検定断面となり、ここから残された鉄筋の鉄筋端までの長さが検定すべき付着長さとなる。すなわち解図 16.1 に示すように、上端筋 C は通し配筋されるが上端筋 A および B をカットオフする場合を考える。まず上端筋 B では検定断面 B (すなわち危険断面) から鉄筋端までの長さを付着長さ ( $l_{dB}$ ) とする。次に上端筋 A では、カットオフされた上端筋 B が計算上不要となる断面を付着検定断面 A として、ここから鉄筋端までの長さを付着長さ ( $l_{dA}$ ) とする。なお、鉄筋端に標準フックを設ける場合は、付着検定断面からフック開始点までの長さを付着長さとする。

解図 16.1 スパン途中でカットオフする鉄筋の付着長さ2) スパン内を通し配筋される鉄筋の付着長さ

全鉄筋が通し配筋とされた場合の有効な付着長さの考え方を解図 16.2 に示す。スパン内に連続して鉄筋が配される場合で、同図 (a) の部材のように一端にのみ塑性ヒンジができる場合 (主筋が一端のみで降伏応力に達し他端は弾性応力の場合) あるいは両端が弾性応力の場合には、一方の部材端における鉄筋応力をゼロとみなし、付着検定断面 (この場合には部材端断面) から他端の部材端まで (すなわち部材の内法長さ  $L$ ) を付着長さとする。一方、連層壁同士を結ぶ境界梁や、梁、柱の塑性変形によって耐震性を確保する両端に塑性ヒンジが生じる部材では、塑性範囲の繰返し履歴のために通し筋の端部が引張、圧縮降伏状態となり得る。したがって、一端が応力ゼロと考えた時の 2 倍の応力勾配 (付着応力) となるため同図 (b) に示すように、両端ヒンジ部材の付着長さは  $(L+d)/2$  と考えるのが妥当である。



解図 16.2 スパン内を通し配筋される鉄筋の付着長さ  $l_d$

長期荷重を受ける梁の主筋は、両端共に引張あるいは圧縮を受けているため、通し配筋された梁主筋が左右にすべることはないと考えてよい。従ってこの場合には、梁主筋の付着長さを検討する必要はない。一方、柱部材は、一般に長期、短期荷重時ともに逆対称曲げモーメントを受ける。柱主筋の両端とも弾性、あるいは一端のみ引張降伏するが他端は弾性である場合には、水平荷重によって繰返し載荷されても、部材中央および圧縮領域において付着劣化を生じることがほとんどないと考えられる。これより両端降伏の場合を除いて、柱通し主筋の付着長さとして内法長さをを用いてよい。

スパン内を通し配筋される梁、柱主筋の付着長さ  $l_d$  について、以上の内容をまとめると解表 16.1 のようになる。

解表 16.1 梁、柱の通し配筋される主筋の付着長さ  $l_d$

		梁	柱
長期		使用せず	$L$
短期	両端弾性	$L$	
	一端弾性、他端塑性	$L$	
	両端塑性	$(L+d)/2$	

(4) 付着応力度の算定

i) 許容付着応力度に基づく設計法

a) 許容付着応力度の改定

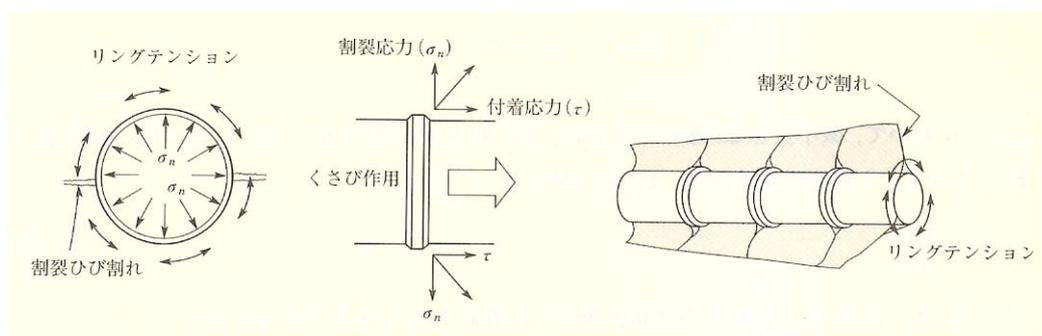
1999 年版の RC 規準では、鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度が付着割裂強度式と一対で定義されており、付着割裂強度式と切り離されるとその物理的意味が曖昧になるという欠点があった。また 1999 年版の許容付着応力度は建築基準法令で定められた許容付着応力度と整合しておらず、実務面で無用の混乱が生じていた。そこで今回の改定では、長期の使用性と短期の修復性を確保するための許容付着応力度  $f_a$  として、1991 年版の数値を再び採用することとし、6 条表 6.3 に示した。一方、1999 年版で用いられた短期許容付着応力度は、付着割裂破壊に対する

安全性を確保するための「付着割裂の基準となる強度  $f_b$ 」と名付けて使用することとし、表 16.1 に示した。

6 条表 6.3 に規定される許容付着応力度は、鉄筋の位置に応じて上端筋とその他の鉄筋の別に定められている。上端筋とは、梁などの上端筋でその下に一時に打ち込まれるコンクリート厚さが 300mm 以上のものを指す。このような上端筋に沿っては、打ち込まれたコンクリートが硬化前に沈下するため、その他の下端筋や縦筋に比べて特に付着が悪いことから、許容値が低くとられている。これに属するものは、小梁・大梁・壁梁・底盤などの上端筋である。一方、その他の鉄筋とは、前記上端筋以外のものを全て含み、具体的には梁下端筋・スラブ筋・柱筋・壁筋・基礎スラブ下端筋・あばら筋・帯筋などが該当する。

6 条表 6.3 に規定されている許容付着応力度は、普通コンクリート・軽量コンクリートともに長期の値が、通常の引き抜き試験における付着強度に対しておおむね安全率 3 程度となるように定められている。しかし異形鉄筋が正負繰り返しの高応力度を受ける場合には、ふしによるくさび作用が、鉄筋に沿った付着割裂破壊を引き起こす可能性がある〔解図 16.3 参照〕。付着割裂破壊を防止して安全性を確保するためには、表 16.1 の「付着割裂の基準となる強度」を用いる。

柱・梁部材のかぶり厚さが相対的に薄い場合には、見掛けの付着強度がかぶりコンクリートの割裂で制約されるので、その場合には 6 条表 6.3 の注 3) により、許容付着応力度を「かぶり厚さ / 鉄筋径の 1.5 倍」を乗じた値に低減して、付着の検定を行う。特に太径の異形鉄筋を用いる場合には注意が必要である。



解図 16.3 異形鉄筋の付着割裂破壊

#### b) 曲げ付着応力度の算定

解図 16.4 において、微小長さ  $dx$  離れた 2 面に、せん断力  $Q$  が加わることにより、引張鉄筋には  $(T+dT) - T = dT$  の引張力差を生じる。この差分  $dT$  は曲げモーメントの増分  $dM$  によって生じ、

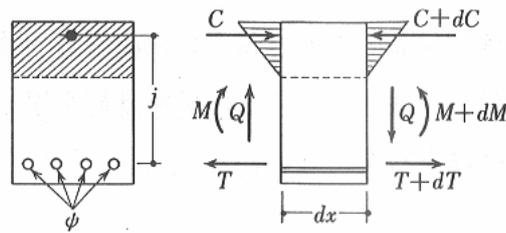
$$dT = \frac{dM}{j} \quad \text{解(16.1)}$$

一方、 $dT$  は、長さ  $dx$ 、周長  $\phi$  の鉄筋表面に付着応力度  $\tau_{al}$  を生じさせるから、

$$dT = \tau_{al} \cdot \phi \cdot dx \quad \text{解(16.2)}$$

解(16.1)、解(16.2)式を等置し、さらに  $dM/dx = Q$  の条件を入れると

$$\tau_{al} = \frac{Q}{\sum \phi \cdot j} \quad \text{解(16.3)}$$



解図 16.4 曲げ付着応力度

解(16.3)式によって与えられる付着応力度は曲げ付着応力度と呼ばれ、曲げモーメントの変化する部分（せん断力の作用する部分）で平面保持仮定のもとで必ず生じる局所的な付着応力度である。この付着応力度はせん断力の分布に応じて分布する性質のものであり、曲げ付着応力度が過大な大きさであれば、付着破壊によって局部的にコンクリートと鉄筋の一体性が損なわれる。しかしながらその断面の両側に、鉄筋が十分な延長長さを有して定着されていれば、局所の付着が一部分損なわれたとしても、部材としての曲げ、せん断に対する耐力は必ずしも損なわれないことが認められており、後述の平均付着応力度に基づく検討方法も併用してよいとされている。曲げ付着応力度に対する問題点は<sup>1)</sup>、例えば、せん断力の大きい部材では平面保持仮定が成立しないことや、特に高荷重レベルでは鉄筋応力度分布が必ずしも曲げモーメント分布に一致するとは限らないこと、軸方向力が作用する部材には適用が難しいことなどが挙げられる。このような観点から、1999年版のRC規準では曲げ付着応力度による設計法が採用されなかった。

一方、曲げ材の長期荷重、短期荷重に対する許容曲げモーメントは、本規準 12 条～14 条に従って、平面保持の仮定を用いて算定している。曲げ付着応力度による設計法は、鉄筋とコンクリートとの一体性を保持し、かつ、どの平面においても平面保持の仮定を成立させるという点で妥当である。従って、今回の改定では、長期の使用性と短期の修復性の確保のために、解(16.3)式による曲げ付着応力度  $\tau_{a1}$  が許容付着応力度  $f_a$  以下であることを確かめる検討方法を採用することとした。すなわち、長期の使用性の検討では、解(16.3)式の  $Q$  に当該部材の長期荷重時せん断力  $Q_L$  を代入し、短期の修復性の検討では、同様に  $Q_L + Q_E$  ( $Q_E$  は当該部材の水平荷重時せん断力) を代入して、それぞれの曲げ付着応力度  $\tau_{a1}$  を算定する。こうして得られた曲げ付着応力度  $\tau_{a1}$  と許容付着応力度  $f_a$  を比較したのが、規準(16.1)式ならびに(16.3)式である。

曲げ付着応力度による検定が困難な場合には、次項に示す平均付着応力度による検定を行えばよい。特に柱は、軸力が大きいほど曲げ耐力が増して負担せん断力が大きくなるが、解(16.3)式は軸力の大きさにかかわらず断面の応力中心間距離  $j$  を一定として曲げ付着応力度を算定しているので、せん断力が大きい場合には過大な付着応力度となる場合がある。

#### c) 平均付着応力度の算定

曲げによって生じる鉄筋応力度（引張りあるいは圧縮）がその支持部材に対しても、また自身の部材中に対しても、付着作用によって十分に定着されていれば、部材中のせん断力の大きな部分で局所的に曲げ付着応力度  $\tau_{a1}$  が許容付着応力度  $f_a$  を超えることがあっても、部材としての曲げ・せん断に対する耐力は必ずしも損なわれないことが認められている。そこで、今回の改定では、長期の使用性と短期の修復性の検討方法として、曲げ付着応力度の算定に加えて、下記に

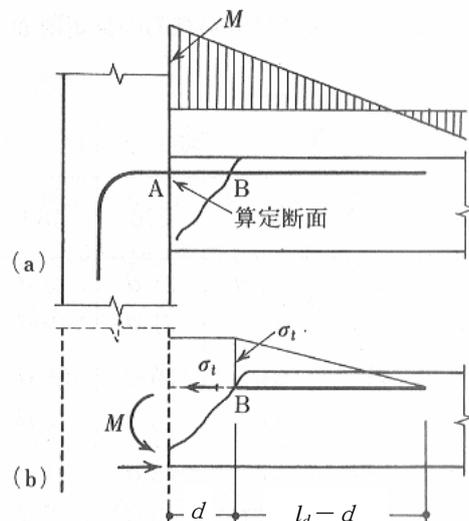
定める有効付着長さにおける平均付着応力度の算定も併用することとした。

解図 16.5 に示すように、材端には斜めせん断ひび割れが生じる可能性を考慮して、付着検定断面の鉄筋引張り応力度  $\sigma_t$  が検定断面よりおよそ  $d$ （断面の有効せい）だけ離れた断面まで一定に分布するとみなし（テンションシフトという）、B 断面より一様な付着作用によって定着されるものと仮定する。すなわち、平均付着応力度を算定するための有効付着長さは、付着検定断面を起点とする付着長さ  $l_d$  から部材有効せい  $d$  を減じた  $l_d - d$  とする。

付着検定断面での鉄筋径  $d_b$ 、断面積  $a$ 、周長  $\phi$  の鉄筋の引張り応力度  $\sigma_t$  に対する平均付着応力度  $\tau_{a2}$  は、次式で与えられる。

$$\tau_{a2} = \frac{\sigma_t \cdot a}{\phi(l_d - d)} \doteq \frac{\sigma_t (\pi d_b^2 / 4)}{\pi d_b (l_d - d)} = \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4(l_d - d)} \quad \text{解(16.4)}$$

解(16.4)式は、有効付着長さを  $l_d - d$  として平均付着応力度を算定しているが、せん断ひび割れを生じない部材ではテンションシフトを考慮しなくてよいので、A 断面より一様な付着作用によって定着されるものとし、有効付着長さを  $l_d$  としてよい。この場合には、解(16.4)式において、 $l_d - d$  の代わりに  $l_d$  を用いて算定してよい。解(16.4)式に、それぞれ長期荷重時、短期荷重時の鉄筋応力度を代入して得られたのが、規準(16.2)式ならびに(16.4)式である。なお、解図 16.5 の鉄筋応力度分布では、有効付着長さは比較的長くなり、平均付着強度を低く評価すべきことから、規準(16.2)式ならびに(16.4)式では、許容付着応力度  $f_a$  を 0.8 倍した数値を採用している。



解図 16.5 部材スパン内での主筋の定着

鉄筋端にフックを設ける場合の取り扱いは、旧版までの RC 規準の考え方を踏襲し、フック部以降で全体の 1/3 の応力伝達が可能であると評価している。従って、フック付き鉄筋の平均付着応力度を算定する場合は、鉄筋の引張り応力度  $\sigma_t$  を 2/3 倍してよい。フック部では主に折曲げ部内側のコンクリートの支圧によって力が伝えられることから、付着による伝達とは機構が異なる。したがって、直線部とフック部の伝達力の比率を定めるような方法は本来適切ではなく、本規準 17 条の仕口内での定着規定では、そのような取り扱いはしていない。しかしながら、部材のスパン

ン内の付着検定では、仕口内とはフック部まわりのコンクリートの応力状態が異なり、仕口内での折曲げ（フック）と同じ性能評価を行うことはできない。~~十分な資料がないこと、また、フック部で全体の 1/3 の力を伝えるという従来の考え方は、経験上、安全側の評価とみなせることから、今回の改定においてもこれを踏襲することにした。~~ただし、スパン内のフック部で集中的に応力が伝達されることには変わりなく、直線でカットオフする場合にも増して、この部分の曲げ、せん断ひび割れの発生や進展が懸念されるので、当該部材のせん断耐力に余裕を持たせたり、付加的なせん断補強筋を配置するなどの配慮が望まれる。なお、本規準 17 条では、鉄筋端の折曲げ詳細を「標準フック」として規定しており、本条における鉄筋端部のフックの形状もこれによることを原則とする。

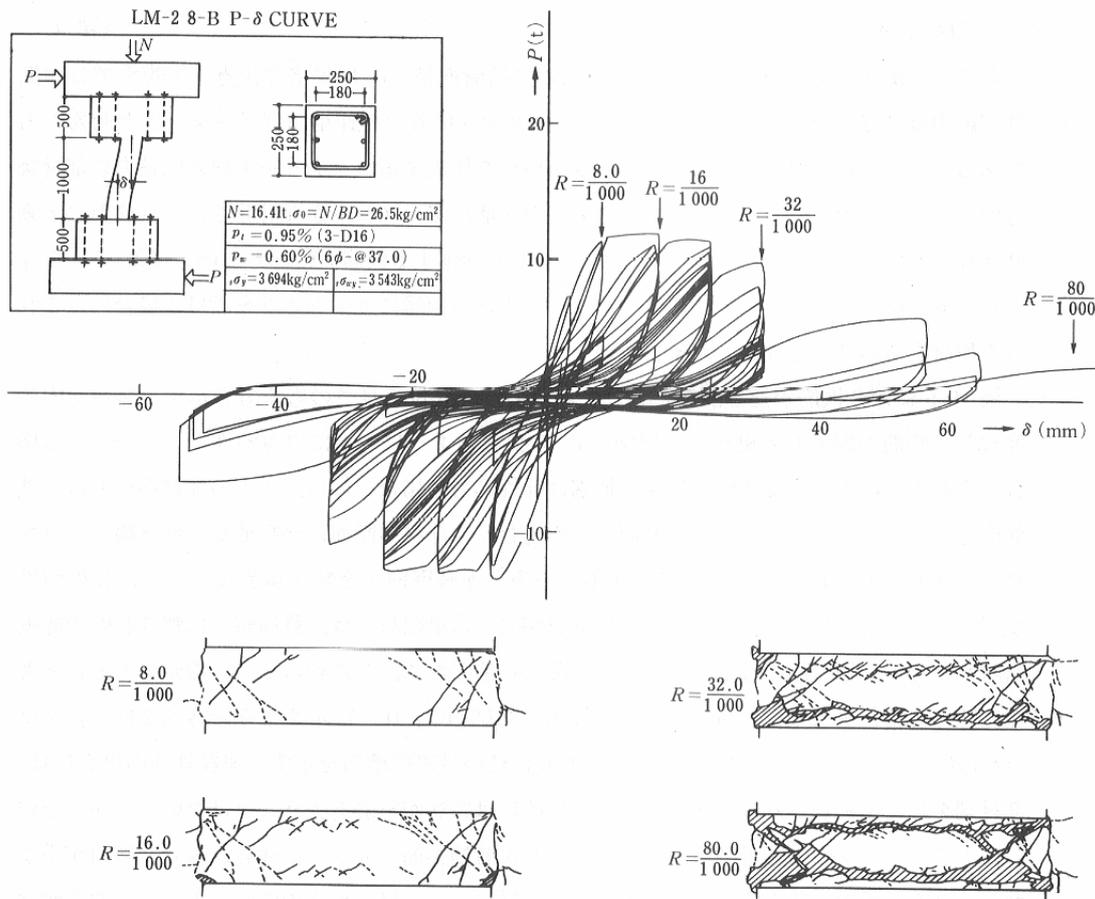
現在、鉄筋コンクリート部材の主要な部位には、例外なく異形鉄筋が用いられている。本規準は、主要な構造部材の曲げ補強鉄筋には異形鉄筋を用いることを基本としているので、~~したがって曲げ補強筋の付着検定を扱う~~本条の付着検定は、すべて異形鉄筋を対象としている。やむをえない理由により丸鋼を用いる場合には、鉄筋端に必ずフックを設け、規準(16.2)式ならびに(16.4)式を準用して付着検定を行う。なお、今回の改定により丸鋼の許容付着応力度が 6 条表 6.3 に示されているが、丸鋼の付着抵抗は、表面の摩擦作用にのみ依存するので鉄筋の表面状態に敏感に依存してばらつきも大きく、6 条表 6.3 の許容値は必ずしも十分な安全率を持っていない場合がある。従って、丸鋼を用いる部材については、十分な余裕を持たせるように慎重な設計を行うことが望ましい。

## ii) 付着割裂強度に基づく設計法

### a) 付着割裂破壊の防止

異形鉄筋は、その表面に設けられたふしが周辺コンクリートとかみ合うことによって付着抵抗を発揮するので、高い付着強度と滑りに対する抵抗力を得ることが可能となる。その反面、周辺コンクリートを押し広げるくさび作用〔解図 16.3 参照〕によって、一般の部材中では、隣接鉄筋を結ぶ割裂ひび割れやかぶりコンクリートの割裂きによって付着抵抗力が損なわれる破壊形式（付着割裂破壊）を生じることがある。柱の主筋に沿った付着割裂破壊の例を解図 16.6 に示す。

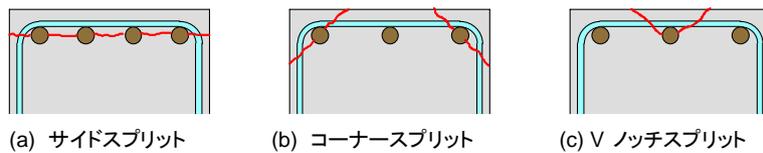
スパン間で連続配筋されている鉄筋は、部材端を超えて延長されていることから局所的に付着劣化が生じて、最終的にはその鉄筋が定着性能を失うことはない。しかしクリアスパン内で付着割裂破壊が生じると、せん断補強筋を介して伝達されるせん断抵抗機構が損なわれ、せん断耐力が低下する。曲げ破壊型の部材にあつては、鉄筋のすべりによって大幅な剛性低下やエネルギー吸収能の低下を引き起こし、部材端部のコンクリートの圧縮破壊を助長し曲げ耐力を低下させる。本規準では、このような付着割裂破壊を防止して、大地震動に対する安全性を確保するために、1999 年版の設計法を踏襲して、主として部材の曲げ耐力を保持することとした。一方、せん断耐力確保の観点から部材の終局状態を対象にした検定法が本会指針<sup>\*2,3)</sup>に示されており、終局状態に対する詳細な検討を行う場合には参照されたい。



解図 16.6 柱の付着割裂破壊の例<sup>4)</sup>

b) 付着割裂の基準となる強度

異形鉄筋の付着割裂パターンを解図 16.7 に示す。



解図 16.7 異形鉄筋の付着割裂パターン

この破壊形式となる場合の付着強度については、以下の特性がある。

- ・割裂面の長さ（鉄筋間のあき、かぶり厚さ）が大きいほど付着強度が大きい。
- ・割裂面を横切る横補強筋量が多いほど付着強度が上昇し、割裂以後の付着劣化が抑制される。
- ・横補強筋降伏点の増大は必ずしも付着強度の上昇につながらない。
- ・同一横補強筋比でも外周のみの場合よりも副帯筋（中子筋）を配して足数を増し、直接拘束された鉄筋が多いほど部材の付着強度改善効果が大きい。
- ・付着割裂強度は、本規準の扱う  $60 \text{ N/mm}^2$  以下のコンクリート強度の範囲ではほぼ圧縮強度の平方根に比例する。

・付着割裂強度は鉄筋位置によって異なり、特に軟練りとしなないコンクリートでは水平上端筋のそれ以外の鉄筋に対する付着強度比は 0.8 (圧縮強度 30 N/mm<sup>2</sup> 以下の場合) 程度である。

これらの特性を実験的に調査し、いくつかの付着割裂強度算定式<sup>5)~7)</sup>が提案されている。本規準では文献 5) の算定式をもとに簡略化して設計式を導出した。終局付着割裂強度算定原式を解表 16.2 に示す。

解表 16.2 文献<sup>5)</sup>による付着割裂強度算定式

$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad \text{(式 16.5)}$ <p>水平上端筋以外の鉄筋に対しては 1.22 を乗じる。</p> $\tau_{co} = (0.307 b_i + 0.427) \sqrt{\sigma_B}$ $\tau_{st} = 24.9 \frac{k A_{st}}{s N d_b} \sqrt{\sigma_B} \quad (\leq 0.87 \sqrt{\sigma_B})$ $b_i = \min [b_{vi}, b_{ci}, b_{si}]$ $b_{vi} = \sqrt{3} \left( \frac{2C_{\min}}{d_b} + 1 \right)$ $b_{ci} = \sqrt{2} \left( \frac{C_s + C_b}{d_b} + 1 \right) - 1$ $b_{si} = \frac{b}{N d_b} - 1$ <p> <math>k : b_i = b_{vi}</math> の時 <math>k = 0</math>  <math>b_i = b_{ci}</math> の時 <math>k = \sqrt{2}</math> (ただし <math>N = 2</math>)  <math>b_i = b_{si}</math> の時 <math>k = 1</math> </p>	<p> <math>\tau_{bu}</math> : 付着割裂強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  <math>\tau_{co}</math> : 横補強筋のない場合の付着強度  <math>\tau_{st}</math> : 横補強筋による付着強度増分  <math>b_i</math> : 鉄筋配置, かぶりの効果を表す係数  <math>C_s</math> : 側面かぶり厚さ  <math>C_b</math> : 底面かぶり厚さ  <math>d_b</math> : 主筋径  <math>b</math> : はり幅  <math>s</math> : 横補強筋間隔  <math>C_{\min}</math> : 最小かぶり厚さ (cm)  <math>A_{st}</math> : 1 組の横補強筋全断面積 (cm<sup>2</sup>)  <math>N</math> : 割裂面に配された主筋本数  <math>\sigma_B</math> : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  <math>k</math> : 横補強筋拘束効果の違いを表す係数         </p>
---	---

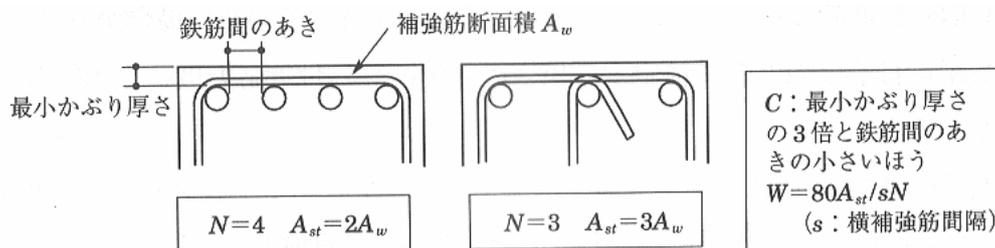
原式が水平上端筋に対する平均強度を表す式であることから、水平上端筋以外の鉄筋に対する係数 1.22 を乗じ、さらに安全のため 0.8 を乗じて、以下の手順で水平上端筋以外の鉄筋に対する設計用付着強度式を導いた。

$$\begin{aligned}
 \tau_{bu} &= 0.8 \cdot 1.22 \left( 0.307 b_i + 0.427 + 24.9 \frac{k A_{st}}{s N d_b} \right) \sqrt{\sigma_B} \\
 &\approx \left( \frac{0.30 \left( C + 80 \frac{A_{st}}{s N} \right)}{d_b} + 0.417 \right) \sqrt{\sigma_B} \\
 &\approx \left( 0.3 \frac{(C + W)}{d_b} + 0.4 \right) (0.025 F_c + 9) \quad (\text{kgf / cm}^2) \\
 &\approx \left( 0.3 \frac{(C + W)}{d_b} + 0.4 \right) \left( \frac{F_c}{40} + 0.9 \right) = K f_b \quad (\text{N / mm}^2)
 \end{aligned}$$

解(16.5)

式中の記号は、本文および解表 16.2 による。ここではコンクリートの圧縮強度  $\sigma_B$  を設計基準強度  $F_c$  におきかえ、平方根の関数を一次関数に変換した。解図 16.7 の各割裂パターン<sup>5)</sup>の差を反映するために、鉄筋間のあきとかぶり厚さの 3 倍のうちの小さいほうの値として係数  $C$  を定義し、横補強筋の効果項を係数  $C$  と同じ長さの次元をもつ  $W$  で表して簡略化を図った〔解図 16.8

参照]。解(16.5)式の鉄筋配置と横補強筋による補正係数  $K=1.0$  の場合の付着強度を「付着割裂の基準となる強度  $f_b$ 」と定義して、表 16.1 に示した。



解図 16.8 鉄筋配置、横補強筋効果の評価

表 16.1 では、上端筋とその他の鉄筋を区分し、普通コンクリートと軽量コンクリートを区分している。前述したように上端筋の付着強度の低下は、打ち込まれたコンクリートが硬化する前に洗下することによって、それ以外の鉄筋の場合と比べて鉄筋周囲に弱いコンクリート層ができることによる低下する。上端筋の付着強度の低減係数は、表 16.1 では既往の実験資料から 0.8 としているが、コンクリート強度の増大により幾分大きくなる ( $F_c 60$  ではおおよそ 0.9 程度になる) 傾向のあることが最近の研究で示されている。また、軽量コンクリートを用いた場合には、普通コンクリートに比べて付着割裂強度が低下し、米国の ACI 規準では、その低減係数を 1/1.3 としている。最近の実験結果では平均 0.85 との報告もあるが、表 16.1 では軽量コンクリートの低減係数を 0.8 と見積もっている。

#### c) 付着割裂破壊に対する安全性の検討

付着割裂破壊に対する安全性の検討は、大地震動により付着検定断面で引張鉄筋が降伏した場合を想定し、検定断面から有効付着長さの領域内における平均付着応力度  $\tau_y$  が付着強度  $\tau_{bu}$  以下であることを確認する。すなわち、鉄筋降伏時の平均付着応力度  $\tau_y$  は、解(16.4)式に当該鉄筋の降伏強度  $\sigma_y$  (規格降伏強度 (短期許容応力度) を用いる場合は、実降伏強度の上昇分を考慮して適切な余裕を見込む) を代入して算定し、付着強度  $\tau_{bu}$  は解(16.5)式より算定する。こうして得られたのが規準(16.5)～(16.7)式である。なお、付着割裂強度を別途に算定して安全性の検討を行う場合、ならびに、短期荷重に対して付着割裂破壊を生じる恐れがない曲げ材 (例えば、床スラブや小梁などの長期荷重が支配的な部材や耐震壁が地震力の大半を負担する建物の柱・梁部材など) の場合は、これらの式による算定を省略してよい。

付着検定断面が二段配筋の場合には、段ごとに安全性の検討を行う。一般には、断面外側の一段目の鉄筋量が多く、存在応力度も高いため一段目の鉄筋列で付着割裂破壊を生じる場合が多いと思われる。ただし、各段とも同じ鉄筋量とした場合には、外側の鉄筋列で伝達された付着力 (せん断力) の影響で内側の鉄筋列の付着強度が低下することにより、二段目の鉄筋列位置で付着割裂破壊を生じた事例が既往の実験研究で示されている。本規準では二段目の内側鉄筋列で付着強度が失われると自動的に上段 (外側) の鉄筋の付着力も伝達できなくなることを考慮して、また設計の簡便さの観点から、多段筋の内側鉄筋列に対しては表 16.1 の「付着割裂の基準となる強度」をさらに 0.6 倍に減じることとしている。なお、本会靱性保証型指針\*<sup>3)</sup> には、二段筋の

カットオフ検定に際して、外側段と内側段で伝達される付着応力の大きさに応じた付着強度低減係数の求め方が示されているので、同指針による低減係数を採用してもよい。

#### (5) 付着に関する構造規定

i) スパン途中でカットオフする鉄筋は、鉄筋応力のテンションシフトを考慮して、その鉄筋が計算上不要となる断面を超えて部材有効せい  $d$  以上延長する〔解図 16.1、解図 16.5 参照〕。 カットオフ位置では残された鉄筋の応力が大きくなり、その位置から生じた曲げひび割れ幅が過大なものになったり、顕著な斜めひび割れに成長したりして、せん断耐力の低下を引き起こす弱点となることが指摘されている。兵庫県南部地震においても、カットオフ位置から生じた曲げせん断ひび割れに起因した甚大な被害が数多くみられており、基本的にカットオフ位置は圧縮応力領域内とすることが望ましい。本規準では、テンションシフトを部材全長にわたって考慮することにより、引張応力領域でのカットオフについて曲げ、せん断応力に対する個別の規定を設けていないが、ACI 規準<sup>8)</sup>では以下の条件のいずれかを満足させることを引張応力領域内カットオフの条件としている。

- 1) カットオフ断面でのせん断耐力が設計せん断力の 1.5 倍以上あること。
- 2) カットオフ位置を越えて  $(3/4)d$  の範囲に、 $p_{w,w} \sigma_y \geq 0.42$  (N/mm<sup>2</sup>) のせん断補強筋量を配してその間隔を  $d/(8\beta)$  ( $\beta$  はカットオフ筋量の全鉄筋量に対する比) 以下とすること。
- 3) カットオフ断面での残された鉄筋量が曲げに必要な鉄筋量の 2 倍以上かつ、せん断耐力が設計せん断力の  $4/3$  以上であること。

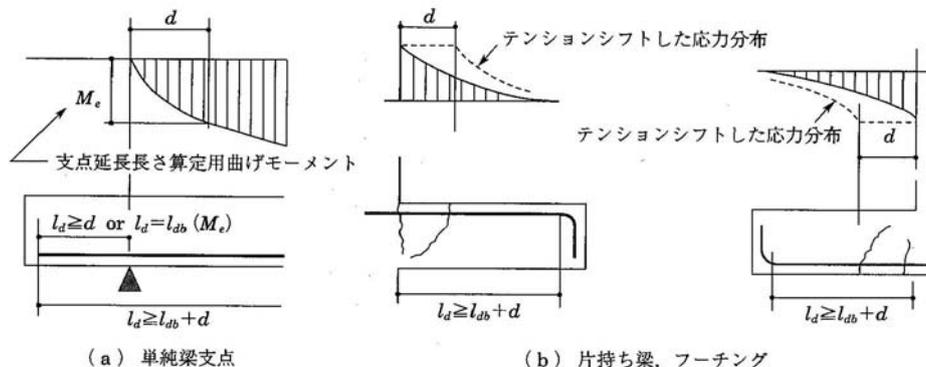
一方、本会の靱性保証型耐震設計指針<sup>\*3)</sup>では、アーチ、トラス機構に基づくせん断設計法に基づき、せん断力による付加的な鉄筋引張力の上昇分を考慮して、カットオフ位置で残された鉄筋が以下の式を満たすことを要求している。

$$0.9d(A_s \sigma_y - V) \geq M \quad \text{解(16.6)}$$

ここで、 $d$  は部材有効せい、 $A_s$  は残された主筋断面積、 $\sigma_y$  は鉄筋降伏強度（本規準では短期許容応力度に読み替えられる）、 $M$ 、 $V$  はカットオフ位置での作用曲げモーメントとせん断力である。この規定は、部材断面においてトラス機構を構成するコンクリート斜め圧縮力の部材軸方向分力としての圧縮力につり合う鉄筋引張力が、曲げモーメントから計算された鉄筋力に上乗せされるという考え方から導かれている。本規準で考慮する鉄筋引張応力の増大現象（テンションシフト）に対するひとつの考え方であり、引張応力領域にカットオフを設ける場合にはこれらの検討をあわせて行うことが望ましい。

単純梁や片持ち梁などの曲げ補強鉄筋についても、鉄筋応力のテンションシフトを考慮する〔解図 16.9 参照〕。 この内、単純梁の下端筋は、本条によれば計算上鉄筋の不要となる支点位置を超えて部材有効せい  $d$  だけ延長するか、または、~~しなければならないことになる。~~ このようなケースでは、本規準における有効せい  $d$  の必要付着長さへの付加が鉄筋応力のシフトを考慮するためのものであることから、 支点からスパン内に  $d$  離れた断面における曲げモーメントに応じた鉄筋応力を支点位置で発揮できる延長長さを支点位置から確保する〔同図 (a) 参照〕。 ただ

し、支点反力によって鉄筋が拘束されることで、付着割裂にとっては有利な条件となるので、下端筋の延長長さは計算で必要とされる付着長さの 75% まで減じてよく、さらに端部に標準フックを設ける場合には鉄筋の折り曲げ開始点までの直線部で鉄筋応力度の 2/3 を伝達できる長さを確保すればよい。一方、片持ち梁の上端筋や直接基礎のフーチング下端筋は、負曲げモーメント鉄筋と同じ扱いとなるため、危険断面から鉄筋端までの直線付着長さが必要付着長さに有効せい  $d$  を加えた長さ以上あることを確かめる。曲げ補強鉄筋が不要となる自由端側断面では正曲げモーメントを受ける下端鉄筋の場合と異なり理論上はこれ以上の鉄筋の延長は必要でないが、安全のためこれらの鉄筋端を必ず鉄筋不要断面を超えた位置からフック部の始まる標準フックとして延長することが望ましい〔解図 16.9 (b) 参照〕。これらの部位では、限られた長さ内に鉄筋を納めることが要求されることから、付着長さの検定では、この要求を満たすような鉄筋径、鉄筋配置を選択することによって対処することが必要になる。特に、跳ねだし長さが部材せいと変わらないような短い片持ち部材では付着検定が困難になる場合があるが、せん断ひび割れに対して十分に余裕のある断面寸法とすることで度をもつてテンションシフトを考えないでよい条件を確保する設計とすることや、鉄筋の末端に標準フックを設けることで鉄筋の必要延長長さを短くするなどの工夫を行い、鉄筋径、鉄筋配置を検討することで本条の付着検定を満足させることが基本である。本条による付着検定がどうしても満足されない場合には、鉄筋の端部を折り曲げて、余長部以降で定着を確保できるディテールとし、スパン内での付着劣化が部材の構造性能に及ぼす影響を考慮することが必要である。

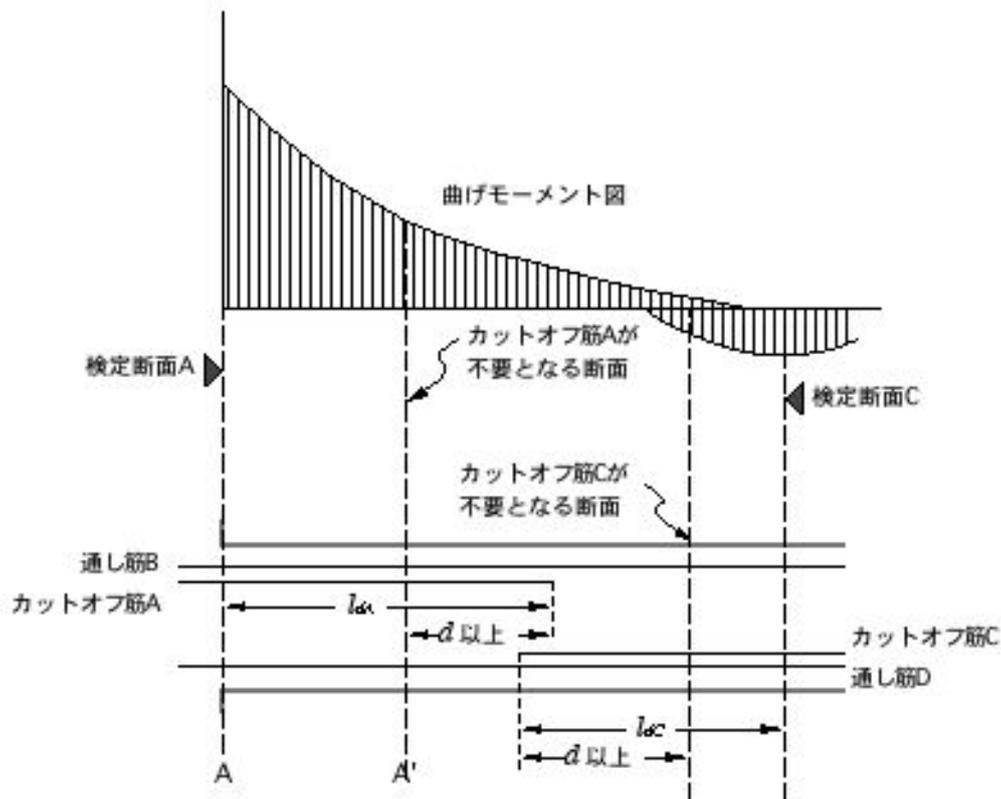


解図 16.9 単純梁支点、片持ち梁およびフーチングの付着検定

ii) 付着作用によって鉄筋引張力を伝達すると考えられる付着長さ  $l_d$  は最大曲げモーメントとなる断面から当該鉄筋端までの長さとして定義される。引張力を受ける上端筋がカットオフされる場合には、残された鉄筋に対して、カットオフされる鉄筋が計算上不要となる断面が付着検定断面となり、ここから残された鉄筋の鉄筋端までの長さが検定すべき付着長さとなる。すなわち解図 16.10 においてカットオフ筋 A では付着検定断面 A における設計鉄筋応力度に対して、付着長さ  $l_{dA}$  が本文(16.2)、(16.4)、(16.5)の各式を満たすことを確かめる。さらに、領域 AA' で曲げモーメントに応じた鉄筋が配されていることを保証するために、カットオフ筋 A の端部が、計算上不要となる断面 A' を超えて有効せい  $d$  以上延長されていることを確かめなければならない。なお引張力を受ける上端筋の 1/3 以上は、反曲点を超えて有効せい  $d$  以上延長されていることを確か

める。ただし短期応力の存在する柱、梁にあっては端部必要鉄筋量の 1/3 以上は通し配筋とする。

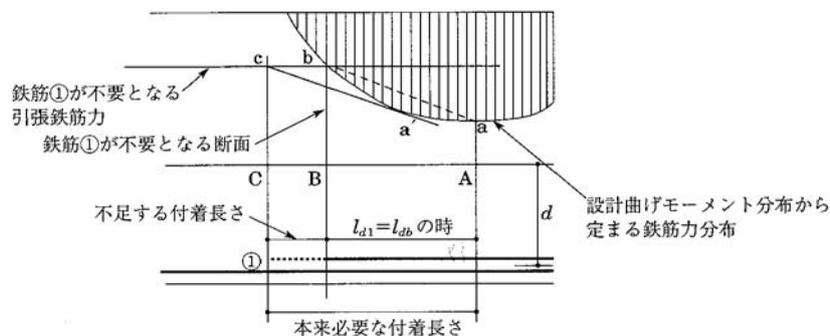
スパン長に比べて部材せいの極めて大きいディープビームの曲げ補強鉄筋では、本条による付着検定が非常に厳しいものとなり、曲げモーメント分布に対応した鉄筋のカットオフも非常に難しくなる。このような短スパン部材は、スパン内を通し配筋としなければならない。しかしながら、通し配筋された部材でも、両対角端を結ぶ斜めひび割れが発生すると、もともと全スパンにわたって平面保持の仮定は成立しなくなり、鉄筋の応力度分布は、曲げ理論から計算される鉄筋応力度を大きく上回る。したがって、本条によってカットオフ筋を設けることが不可能な場合には、スパン内を通し配筋としなければならない。また、通し配筋としても上述の付着検定を満足しない場合が生じ得るが、この時はスパン内で想定している鉄筋応力度勾配が確保できないために、計算上の圧縮鉄筋が引張応力に転化して、この断面のコンクリートの圧壊を助長し、剛性の低下、復元力特性の劣化などを引き起こすことがある。通し配筋の場合にやむを得ずスパン内の付着条件を満足できない場合には、端部の定着を確保するとともに、付着破壊が部材の曲げ、せん断、変形性能に及ぼす影響を適切に評価した設計としなければならない。短スパン梁で良好な靱性を期待する場合には、部材一端の上端筋と他端の下端筋を共通の鉄筋とする X 型の傾斜配筋が有効である。基礎梁や境界梁のような短スパン部材のカットオフに対する実験資料や、平面保持に立脚しない合理的な曲げ、せん断設計に対する考え方は必ずしも十分でなく、今後の研究の蓄積が望まれる。



解図 16.10 カットオフされた鉄筋の付着検定の方法

iii) 下端引張りの曲げモーメントを受ける梁の下端筋の付着検定では、上端筋の場合と異なり、曲げモーメント分布が凸形状となるので、最大曲げモーメント断面位置ではせん断力が小さい。

このため、最大曲げモーメント位置を付着検定断面として、その鉄筋応力度に対する付着長さを確保したとしても、左右に少し離れた断面位置の鉄筋応力度に対しては付着長さが確保できたことにはならない。解図 16.11 において、最大曲げモーメントとなる断面 A に対して鉄筋①を不要となる断面 B まで延長し、AB 間距離  $l_{d1}$  がちょうど必要付着長さ  $l_{db}$  となる場合を考える。断面 B でこの鉄筋①をカットオフすると、断面 A での鉄筋引張力は発揮されることを保証できるものの、断面 A、B 間の鉄筋が発揮できる引張力は点線 ab となっており、この区間の必要な曲げ耐力が発揮できないことを意味している。厳密に考えると、定められた付着強度の勾配をもって BC 間の必要鉄筋引張力分布曲線に接する直線 ac を描いて得られる C 断面までが必要な付着長さとなる。反曲点位置においても同じことが生じる。しかしながらこの点について厳密な付着長さを算定して定めることは非常に煩雑であることや、本規準では、テンションシフトを考慮して一律に有効せい  $d$  だけ必要付着長さに加えた延長長さを定め、さらに計算上の鉄筋不要断面から有効せい  $d$  以上の延長を要求していることから、下端引張りの曲げモーメントを受ける一般部材のほとんどの場合は、せん断力の大きい反曲点位置も含めて設計曲げモーメント分布に対して危険側にならないものと判断し、この問題に対する取り扱いは定めないことにした。したがって、カットオフを有する下端筋に対しては、解図 16.10 のカットオフ筋 C のように上端筋と同様の手順で検定する。ただし、引張りを受ける下端筋の場合には予期しない荷重に対処するため、スパン中央の曲げモーメントに対する鉄筋量の 1/3 以上は部材全長にわたって一方の部材端まで連続して配筋することを構造規定としている。また、端部に塑性ヒンジの形成される部材では、曲げ圧縮鉄筋の靱性への効果を考慮すれば、下端筋の 1/2 は全長にわたって延長することがより望ましい。



解図 16.11 正曲げモーメント鉄筋の付着長さ

iv) 曲げ材の引張鉄筋の付着長さは 300mm を下回らないものとし、本条 1 項(3)と(4)に従って付着検定を行う。一方、曲げ材の圧縮鉄筋については、通常は付着検定を省略してよい。特別な事情により、圧縮鉄筋について付着検定を行う必要のある場合には、物理的な意味は曖昧ではあるものの、規準(16.5)式において  $K=2.8$  として計算すればよい。ただし、圧縮鉄筋の付着長さは、200 mm を下回る長さとしてはならない。これは部材スパン内で設計上圧縮応力度となる鉄筋の領域では、周辺コンクリートも圧縮応力度を負担しており、引張応力度の場合に比べて格段に良好な付着性能が発揮されることや、鉄筋端面での支圧による応力伝達も有効であることによる。ただし、このことは、引張鉄筋の付着検定において、鉄筋が圧縮応力度位置まで延長されることで付着の確保が保証されることを意味するものではない。

v) 鉄筋コンクリート構造物の鉄筋は、従来 1 本ごとに所定の間隔をあけて配筋されてきた。比較的細い径の曲げ補強鉄筋を多く配筋する場合には、規定された鉄筋の最小限のあきではコンクリートの施工性がよくない場合がある。そのような場合に、何本かの鉄筋を束ねて配筋すれば、束ねた鉄筋相互のあきは大きくなり、コンクリートの施工性が格段に向上することがある。梁、柱の曲げ補強鉄筋に用いる束ね鉄筋は、2 本または 3 本の鉄筋を結束したものとし、径も D25 までとするのがよいであろう。束ね鉄筋の付着検定は、断面積が等しい 1 本の鉄筋として等価な鉄筋径を定め、本条の規定に従うものとする。

vi) 柱、梁の出隅部分にある曲げ補強鉄筋は、2 方向にかぶり厚さが薄いために、コンクリートが割れやすく、また煙突の鉄筋ではコンクリートが火害を受けやすい。これらの場合は、部材内部に深くくい入ったフックが有効になるので、これらの鉄筋の末端には標準フックを設けることを原則としている。またこれらの箇所に重ね継手を設置する場合にも同様に標準フックを設けることを原則とする。

## 2. 継 手

(1) 重ね継手部の破壊形式はコンクリートの割裂をともなう付着割裂破壊であり、本規準では継手部の付着割裂破壊を防止して大地震動に対する安全性を確保することを目標としている。付着割裂強度は、一般に鉄筋径が大きいほど低下することが指摘されており、本規準では、D35 以上の太径鉄筋については重ね継手ではなく、ガス圧接、アーク溶接あるいは各種の機械式継手によって接合することを原則としている。また、ガス圧接継手、溶接継手、機械式継手では、継手位置の存在応力度によらず、母材の強度を伝達できる継手とすることを原則とする。

(2) 鉄筋継手は部材応力ならびに鉄筋応力度の小さい個所に設けることを原則とし、同一断面で全引張鉄筋の継手（全数継手）とすることを避けるのが原則である。一方、施工の省力化、合理化の要求から梁端部位置の重ね継手や、全数継手の可能性に関する研究が蓄積され、これらの要求に答えられることが最近の研究で示されており、1991 年版の RC 規準で認められていなかった全数継手、D29 や D32 などの太径鉄筋、梁端部ヒンジ域での重ね継手を許容する指針(案)<sup>98)</sup>が刊行されるに至っている。したがって、全数継手の要求に対してはこの指針(案)によって設計するのがよいが、以下に示す同指針(案)の構造規定を同時に満足させることを条件に、規準(16.10)式を満足するように定めた付着長さを、全数重ね継手する場合の必要継手長さとしてもよい。

[重ね継手の全数継手設計指針(案)の規定]

- 梁、柱の主筋を同一断面で全数継手とする場合には、せん断補強筋比 0.4%以上の横補強筋を重ね継手領域に主筋径の 5 倍以下の間隔で配置する。
- 梁端部の降伏ヒンジとなる部位に全数継手を設ける場合には、梁端部断面から有効せいの領域にある重ね長さは、その半分の長さのみ継手長さに有効と考える。さらに 0.7%以上の横補強筋を主筋径の 5 倍以下の間隔で配し、すべての継手を直接拘束する。
- 全数継手は、柱のヒンジ領域ならびに柱梁接合部内に設けてはならない。

(3) 今回の改定では、重ね継手についても本条 1 項 (4) と同様に、長期の使用性、短期の修復性および大地震動に対する安全性を検討することとした。そこで、1991 年版の RC 規準の規定（鉄筋径は D25 以下）を参照して、長期荷重時ないし短期荷重時の鉄筋存在応力度が上端筋の許容付着応力度以下となるように継手長さを設定することとした。すなわち、引張鉄筋の重ね継手は規準(16.8)式、圧縮鉄筋の重ね継手は規準(16.9)式を満足するように継手長さを定める。なお、圧縮鉄筋の重ね継手については、1991 年版の規定を参照して、許容付着応力度の項を 1.5 倍しているが、圧縮鉄筋の末端に標準フックを設ける場合でも、フックが有効とは考えずに鉄筋存在応力度を 2/3 倍しないことに注意する。

大地震動を受けるときの重ね継手部の破壊形式は付着割裂破壊であり、本条 1 項における鉄筋間のあき、横補強効果の式を一部読み替えることで基本的に同一の付着強度式が利用できる。本規準においても、大地震動に対する重ね継手の安全性を確保するための算定式は、本条 1 項 (4) の必要付着長さを与える (15) 式付着割裂破壊に対する安全性の検討に用いる規準(16.5)式から導かれている。すなわち、規準(16.5)式において、有効付着長さ  $l_d - d$  の代わりに重ね継手長さ  $l$  を代入して得られたのが規準(16.10)式である。重ね継手の安全性の検討では、長期、短期荷重時の存在応力度の大きさに基づき、鉄筋降伏強度  $\sigma_y$  (規格降伏強度 (短期許容応力度) を用いる場合は、実降伏強度の上昇分を考慮して適切な余裕を見込む) に対する継手長さ区間の平均付着応力度を算定する。ただし、17 条で規定される標準フックを鉄筋の末端に設ける場合は、鉄筋の折曲げ開始点相互の長さを継手長さとし、鉄筋降伏強度  $\sigma_y$  の 2/3 倍に対する平均付着応力度を算定する〔解図 16.12 参照〕。なお、付着割裂強度に基づく計算によって、曲げ材の降伏時に鉄筋の重ね継手部で付着割裂破壊が生じないことを確かめる場合には、規準 (16.10) 式によらなくてよい。



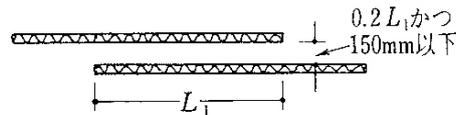
解図 16.12 重ね継手の長さの測り方<sup>10)</sup>

小梁や床スラブなど水平荷重の作用によって曲げ降伏を生じるおそれがない曲げ材の引張鉄筋については、存在応力度が小さな部位（例えば、反曲点を越えた圧縮領域など）に重ね継手を設ける場合には、鉄筋降伏強度と付着割裂の基準となる強度に基づく規準(16.10)式は過剰な継手長さを与えることになる。同様に、曲げ材の圧縮鉄筋の重ね継手も、規準 (16.10) 式による継手長さは過剰となる。これらの重ね継手は付着割裂破壊を生じないことが明らかであるので、安全性の検討は行わずに、長期の使用性、短期の修復性について検討すればよいこととした。

柱主筋を重ね継手とする場合や、過密な配筋で重ね継手を設ける場合には、断面の外側と内側に縦方向に並べた重ね継手とすることがある。この場合には、横並びの配筋とした場合よりも継手性能が向上する事例も報告されているが、等価な横並びの配筋とした場合に置き換えることで安全側の算定を行う。また、梁端部において縦並びの重ね継手を設けた最近の研究では、梁スパン側からの鉄筋を断面外側とし、接合部側からの鉄筋を断面内側に配する方が塑性域での性状

がよいことが報告されている。

重ね継手において、鉄筋同士が接触しない配置となる場合について、既往の実験では、鉄筋径の 8 倍までの範囲で継手強度に差がみられない実験結果も報告されている。しかしながら継手筋間のあきが継手長さに比して大きい場合には、有効な継手長さが減少することも一方で指摘されており、実験資料も不足していることから一定の上限が必要である。本会 RC 造配筋指針<sup>10)</sup>では ACI 規準<sup>9)</sup>の規定を準用して、継手筋のあきを継手長さの 0.2 倍以下かつ 150 mm 以下と規定しており、これに従うのがよい〔解図 16.13 参照〕。なお、あき重ね継手の場合でも、相互の鉄筋が密着した継手と考えると、規準(16.10)式により継手長さを検定してよい。

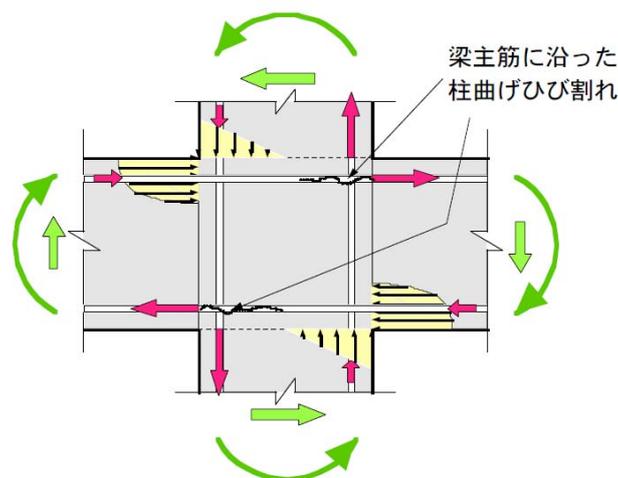


解図 16.13 あき重ね継手<sup>10)</sup>

1999 年版の RC 規準では、曲げ補強鉄筋の最小継手長さは圧縮鉄筋のみ規定され、引張鉄筋については規定されていなかった。今回の改定では、引張鉄筋、圧縮鉄筋ともに最小継手長さは、200mm かつ  $20d_b$  を下回らないこととしている。

せん断補強筋やアンカー鉄筋に丸鋼を用いる場合の重ね継手は、必ず鉄筋端部にフックを設ける。また、その継手長さは、 $\sigma_f$  を鉄筋の降伏強度とし、 $f_a$  を丸鋼の上端筋の短期許容付着応力度として、規準(16.98)式を準用して算定してよい。

(4) 柱梁接合部で、曲げ引張応力によって鉄筋に沿う曲げひび割れが生じるような部位〔解図 16.14 参照〕では、あらかじめ割裂ひび割れが生じているに等しい状況であり、この領域の重ね長さは有効な長さとはみなしてはならない。



解図 16.14 柱梁接合部内の曲げひび割れの例

(5) 溶接金網の重ね継手では、重ね部での交点が確実に溶接されていることを確かめたうえで、溶接最外端の横筋間で測った重ね長さを横筋間隔に 50 mm を加えた長さ以上かつ 150

mm 以上とする〔[解図 16.15](#) 参照〕。



[解図 16.15](#) 溶接金網の重ね継手

- 1) [日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 13\(森田司郎\)、pp.49-51、昭和 62 年。](#)
- 2) [日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990。](#)
- 3) [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。](#)
- 4) [広沢雅也：鉄筋コンクリート構造物のねばり、コンクリートジャーナル、Vol.12, No.7, July, 1974。](#)
- 5) [藤井栄・森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究、第 1 報、第 2 報、日本建築学会論文報告集、第 319 号、pp.47-55、昭和 57 年 9 月、第 324 号、pp.45-52、昭和 58 年 2 月。](#)
- 6) [角徹三・張 建東・飯塚信一・山田 守：高強度コンクリートレベルをも包含する RC 部材の付着割裂強度算定式の提案、コンクリート工学論文集、第 3 巻、第 1 号、pp.97-108、1992 年 1 月。](#)
- 7) [小谷俊介・前田匡樹：異形鉄筋とコンクリートの付着応力伝達機構に基づいた付着割裂強度式（その 1）（その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（構造）、pp.655-658、1994 年 9 月。](#)
- 8) [日本建築学会：重ね継手の全数継手設計指針（案）・同解説、1996 年](#)
- 9) [American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary \(ACI 318-02\)](#)
- 10) [日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説、2003 年](#)