

RC 規準改定案（第 6 条，15 条，16 条）

6 条 許容応力度

[基本方針]

- i) コンクリートおよび鉄筋（SD490 を追加）の長期許容応力度は，建築基準法施行令第 90 条および告示（平 12 建告第 1450 号，平 13 国交告第 1024 号）の数値に整合させる。
- ii) 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度は，異形鉄筋については告示（平 12 建告第 1450 号）に従い，旧版（1991 年）の RC 規準の数式とする。
- iii) 現行の許容付着応力度は，付着割裂の基準となる強度として位置付け，16 条で規定する。

[本文改定案]

【下線部は改定箇所を示す】

鉄筋とコンクリートの許容応力度は，通常の場合，表 3，4 および表 5 による。

表 3 コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

	長 期			短 期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
普通コンクリート	$\frac{1}{3}F_c$	—	$\frac{1}{30}F_c$ かつ $\left(0.49 + \frac{1}{100}F_c\right)$ 以下	長期に対する 値の 2 倍	—	長期に対する 値の 1.5 倍
軽量コンクリート 1 種 および 2 種			普通コンクリートに対する値 の 0.9 倍			

[注]  $F_c$  は，コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) を表す。

表 4 鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

	長 期		短 期	
	引張および圧縮	せん断補強	引張および圧縮	せん断補強
SR235	<u>155</u>	<u>155</u>	235	235
SR295	<u>155</u>	<u>195</u>	295	295
SD295A および B	<u>195</u>	<u>195</u>	295	295
SD345	<u>215</u> (* <u>195</u> )	<u>195</u>	345	345
SD390	<u>215</u> (* <u>195</u> )	<u>195</u>	390	390
<u>SD490</u>	<u>215</u> (* <u>195</u> )	<u>195</u>	<u>490</u>	<u>490</u>
溶接金網	<u>195</u>	<u>195</u>	<u>295</u>	295

[注] \*D29 以上の太さの鉄筋に対しては ( ) 内の数値とする。

表5 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

	長 期		短 期
	上 端 筋	その他の鉄筋	
異形鉄筋	$\frac{1}{15} F_c$ かつ $\left(0.9 + \frac{2}{75} F_c\right)$ 以下	$\frac{1}{10} F_c$ かつ $\left(1.35 + \frac{1}{25} F_c\right)$ 以下	長期に対する値の 1.5 倍
丸 鋼	$\frac{4}{100} F_c$ かつ 0.9 以下	$\frac{6}{100} F_c$ かつ 1.35 以下	

- [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 (N/mm<sup>2</sup>) を表す。
- 3) 異形鉄筋で、その鉄筋までのコンクリートかぶりの厚さが鉄筋の径の 1.5 倍未満の場合には、その鉄筋の許容付着応力度は、この表の値に「かぶり厚さ/鉄筋径の 1.5 倍」を乗じた値とする。

[解説改定案]

(1) 本規準における許容応力度の意義

本規準では、~~従来の規準どおり~~長期・短期許容応力度を設定したいわゆる許容応力度設計の形をとっている。すなわち、与えられた荷重・外力に基づき、弾性体とみなした部材の剛性に従って、場合によってはコンクリートのひび割れや、断面の塑性を考慮した塑性剛性を部分的に認めながら応力計算を行い、得られた応力による部材各部の断面の応力度が、対応する各種の許容応力度を超えないように断面寸法や曲げ補強筋量あるいはせん断補強筋量を決定するという方法をとっている。

長期の許容応力度は、荷重が長期間持続する荷重であることを考えて、建物の長期間使用に対して支障をきたさないという条件の確保を基本的な要求として、その値が定められている。一方、短期の許容応力度は、主として地震力、まれに風圧力による応力に対して、~~終局強度を確保する建築物の安全性や使用性及び耐久性の低下につながるような損傷が生じない~~ことを基本的な要求としてその値が定められている。

しかし、いずれの場合も、鉄筋コンクリート部材はコンクリートと鉄の複合材料であり、コンクリートのひび割れ、圧縮に対する弾塑性とクリープ、鉄筋の降伏以後の完全塑性などの効果で、断面内において複雑な応力分布を示すので、設計でチェックされる弾性体としての応力度は見掛けの応力度であり、真の応力度とは直接関係のないものであることに注意しなければならない。したがって、本規準で規定された許容応力度によって算出される断面の許容耐力（曲げモーメント・軸方向力・せん断力）が、荷重・外力による部材の設計応力とどのような関係にあるかをチェックするものとして、許容応力度が意義をもつものと考えられたい。~~本規準で規定された各種許容応力度の変遷は、1991 年版本規準にまとめられているので参照されたい。~~

## (2) コンクリートの許容圧縮応力度

コンクリートの許容圧縮応力度は、コンクリート強度のばらつき、クリープ、繰返し荷重、動的荷重の影響などを考慮しながら、曲げや曲げ圧縮を受ける断面の設計で、適切な寸法と配筋が行われるように決められるべきものである。許容応力度の決定は、断面の弾性応力分布を仮定しているため、ヤング係数比 $n$ の値と関連をもっており、その決め方と意義については12条「曲げ材の断面算定における基本仮定」の解説を参照されたい。

本規準では、許容圧縮応力度 $f_c$ は従来どおり次のように決められている。

$$\text{長期 } f_c = \frac{1}{3} F_c, \quad \text{短期 } f_c = \frac{2}{3} F_c$$

ここに $F_c$ は設計基準強度で、その構造物で設計荷重が加わりうる時期（通常、材齢4週とする）に確保すべきコンクリートの圧縮強度であり、コンクリートの各種許容応力度の基本になるものである。打設すべきコンクリートは、JASS5に従って強度のばらつきを考慮して $F_c$ に標準偏差などの修正を行い調合強度を定めたものでなければならない。

## (3) コンクリートの許容引張応力度

コンクリートの引張強度は、圧縮強度のおよそ1/10内外で非常に小さく、また、その乾燥収縮ひずみは、引張破壊ひずみを上回ることがあり、拘束材では常にひび割れ発生を予期しなければならない。そこで、純粋引張材あるいは曲げ材の引張側では引張強度は無視することとし、許容引張応力度については規定しない。特殊な構造物の場合、例えば、サイロ・水タンクなどでコンクリートの引張強度を期待する場合は、1条「適用範囲」の解説にも記したように本規準の適用範囲外であるが、これらでは、適当に許容引張応力度を定めることが必要である。

## (4) コンクリートの許容せん断応力度

曲げとせん断の組合せ応力によって生じる引張主応力（すなわち斜張力）がある値に達すると、材軸に斜めにせん断ひび割れが生じる。

せん断ひび割れ発生後は、部材のせん断剛性が低下し、特にせん断補強筋量が少ない場合には靱性に乏しく、破壊を起こしやすいので、長期設計荷重時にはせん断ひび割れの発生はできるだけ避けたい。

また、せん断ひび割れが発生しても、ひび割れ幅が拡大しないようにせん断補強筋を配置すべきである。この補強計算の要否を判定する目安として、許容せん断応力度が定められている。梁に関する実験によれば、せん断ひび割れ強度（ $\tau_c$ ）には、コンクリート強度（ $\sigma_B$ ）のほか、曲げモーメントとせん断力の比を有効せいで除した値（ $M/(Qd)$ ）および断面寸法が関係する。すなわち、長期に対しては、せん断ひび割れを発生させないことを前提として、 $M/(Qd)=3$ における $\tau_c$ のほぼ下限として（ $0.49 + F_c/100$ ）（ $\text{N/mm}^2$ ）をとった。この値によれば、従来の値 $F_c/30$ は、 $F_c$ が $21.4 \text{ N/mm}^2$ 以下では、十分に安全なので、 $F_c/30$ はそのまま残すことにした。

また、短期に対しては、せん断ひび割れは予期するが、せん断補強筋比が0.1%の場合では破壊しないことを条件に $M/(Qd)=3$ における $\tau_u$ の下限値をとった。また、ここに定めた短期許容せん断応力度は、耐震壁のせん断ひび割れ強度（実験値）のほぼ下限値にも相当する。

以上の記述は  $F_c \leq 36 \text{ N/mm}^2$  の場合のものであるが、 $36 \text{ N/mm}^2 < F_c \leq 60 \text{ N/mm}^2$  の範囲においても本許容応力度で安全側の評価を与えることが確認されている<sup>1)</sup>。

軽量コンクリートの許容せん断応力度は、普通コンクリートに比べて 0.9 倍と低減させているが、これは、梁および柱の比較実験結果<sup>2)~5)</sup>から導かれたものである。

#### (5) 鉄筋の許容応力度

##### i) 鉄筋の長期許容応力度

鉄筋の長期許容応力度は、使用性の確保を目標とし、長期荷重下で引張側のコンクリートひび割れ幅を大きくしないことと、鉄筋降伏点に対する一定の安全率をもたせるという観点より表4のように定めた。

ひび割れ幅に関しては、内外に多くの研究<sup>6),7)</sup>がある。一般に、鉄筋応力が一定であれば、梁の引張側における鉄筋1本当当たりのコンクリート断面積が大きいほど、コンクリートかぶりが厚いほど、鉄筋径が太いほど、また付着強度が低いほどひび割れ幅は大きくなるといわれている。また一方、ひび割れ幅の制限としては、

建物外面では 0.2~0.25 mm

建物内面では 0.3~0.4 mm

程度の値が示されることが多い<sup>8),9)</sup>。

海外ではひび割れ幅の算定式と許容ひび割れ幅を与えて、長期応力をチェックするような規準も見られる。しかし、本規準では、ひび割れ幅制御のために規定が繁雑になることをさける目的で、本文、表4のように各種鉄筋に対する値を定めた。

太径の鉄筋では、付着強度が相対的に低くなり、ひび割れ幅が大きくなることを考慮して、許容応力度を厳しく制限した。これにより、最大ひび割れ幅は普通の場合 0.3 mm 程度には制御されると考えられる。

溶接金網は、一般に径が細く、また、付着も丸鋼よりは異形鉄筋に近いので、 $f_t = (2/3)\sigma_y$  および  $195 \text{ N/mm}^2$  のうち小なるほうとして、 $195 \text{ N/mm}^2$  に決められている。なお、梁・スラブについて乾燥収縮の影響も考慮した設定最大ひび割れ幅 (0.1, 0.2, 0.3 mm) に対する鉄筋応力の算定図、その曲げモーメントの略算法が付7に示されているので参照されたい。

##### ii) 鉄筋の短期許容応力度

鉄筋はその降伏点まで、ほぼ弾性的に変形し、規格降伏点  $235 \sim 490 \text{ N/mm}^2$  の鉄筋に対して降伏ひずみ  $\epsilon_y$  は  $0.12 \sim 0.30 \times 10^{-2}$  程度で、これはコンクリートの圧縮強度時のひずみの  $0.15 \sim 0.30 \times 10^{-2}$  (普通コンクリート)、 $0.15 \sim 0.36 \times 10^{-2}$  (軽量コンクリート) にほぼ対応しており、また降伏後は著しく大きい延性をもっている。また、通常的设计で使われる程度の鉄筋量の梁や柱では、その終局強度時には、鉄筋はいずれも降伏することが実験的にも理論的にも認められている。このように、鉄筋コンクリート部材として、鉄筋の降伏点は、引張にはもちろん圧縮にも十分に利用できる応力であり、このような理由から、短期許容応力度は、一般には JIS に定められた最小の規格降伏点の値いっぱいにとっている。

本規準による鉄筋の許容引張応力度で決まる許容耐力は、梁でも柱でも、その終局強度に比べて強度的にはせいぜい1割程度の安全率しかもたないが、鉄筋が許容応力度すなわち降伏点に到

達後、圧縮側のコンクリートが圧壊して完全に耐力を失うまでには十分な降伏変形があり、いわゆる十分な靱性が確保されることになっている。靱性を安全率の一要素と考えれば、降伏点の値を短期許容応力度に採用して十分に安全である。

溶接金網を梁・柱の主筋に用いることについては、十分な研究がないので、せん断補強に用いる場合を除いては、短期の許容応力度（引張・圧縮）は決めていない。（見直す予定）

### iii) せん断補強筋の許容応力度

先にも述べたように、長期の許容応力度は、荷重が長期間持続する荷重であることを考えて、建物の長期間使用に対して支障をきたさないという条件の確保を基本的な要求として、その値が定められている。一方、短期の許容応力度は、主として地震力、まれに風圧力による応力に対して、終局強度を確保することを基本的な要求としてその値が定められている。これは、1968年十勝沖地震で鉄筋コンクリート造建築物の柱にせん断破壊が生じたことに対する反省として、1971年のせん断設計法の改定で取り入れられた考え方であり、構造物の極限応力状態に対してせん断破壊をさせないような強度を確保するもので、短期許容せん断力の算定式としては部材の終局せん断耐力算定式を許容応力度設計体系の体裁にあうように修正した式を用いている。

なお、二次設計を行う場合には上記のような終局強度の確保が二次設計で検証されることから、今回の改定では、二次設計を行う場合の短期許容応力度設計の意義が短期荷重に対する修復性の確保を目標としているとして、従来と同じ値の短期許容せん断応力度を使用して残留せん断ひび割れ幅が一定程度以下におさまるように規定している。

## (6) 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度

（以下の内容は16条に移すこととし、91年版の数式を表5に採用した理由を解説する予定）

i) 本規準では、1991年版までの曲げ付着検定を廃止し、設計鉄筋応力を発揮するために必要な長さを確保する方法に付着検定方法を改定した。これは鉄筋の全付着長さに対する平均の付着応力度の検定を行うことを意味している。これにともない異形鉄筋では最も不利となる周辺コンクリートの割裂を伴う付着破壊形式に対する既往の研究成果を反映させ、平均付着応力度としての許容付着応力度を新たに規定している。異形鉄筋の付着割裂強度はコンクリート強度、型枠内での鉄筋の位置に加えて鉄筋配置、横補強筋量に依存して変化することが判明している。本条に示された異形鉄筋の許容付着応力度は、曲げ材の引張鉄筋に対するものである。表5中の式は、鉄筋間のあきと最小かぶり厚さの3倍のうちの小さい方が鉄筋径の2倍となる場合に対応する許容付着応力度を示したものである。これより鉄筋間のあきやかぶり厚さが小さい場合には許容応力度は小さくなり、横補強筋が配されていればその拘束効果による付着強度の上昇を見込むことができる。したがって表5の値は16条に定められる鉄筋配置、横補強筋効果に関する修正係数とあわせて使用される許容応力度であることに注意を要する。

ii) 一般に高強度コンクリートほど付着強度は高いが本規準の適用範囲である  $F_c \leq 60 \text{ N/mm}^2$  までのコンクリートでは、その上昇は圧縮強度の平方根に比例する。本条の許容付着応力度はこの関係を安全側にコンクリート強度の1次関数に書き直したものである。

iii) 本規準より、丸鋼は曲げ補強鉄筋として用いないことを基本とすることに改めた。したがって、丸鋼は溶接金網として用いられるほか、せん断補強筋、横補強筋等に用途が限定され、丸

鋼を曲げ補強鉄筋とする場合の付着検定，定着検定の必要がないため許容付着応力度は削除することとした。曲げ補強筋以外の用途に丸鋼を用いる場合には定着の確保のみが検定の対象となり，必ず端部フックとすることは 1991 年版の本規準のとおりであるが，許容付着応力度を用いた計算によらず，構造規定で常用の定着長やフックの仕様によることで対応が可能であり，17 条にこれを規定している。

iv) 本条の許容付着応力度は，重ね継手の重ね長さの算定に対しても用いられる。また，フックつき定着の定着長さの計算，今回の改定で新たに加わった柱梁接合部の通し筋の定着検定にも用いられる。いずれもこの許容付着応力度に，16，17 条で定められる影響因子を考慮する修正係数を乗じることによって物理的な意味のある値となる。

## 15 条 梁・柱および柱梁接合部のせん断補強

[基本方針]

- i) 梁・柱のせん断力に対する長期・短期の設計は，現行の設計用せん断力および許容せん断力を使用する。
- ii) 二次設計（梁・柱の終局せん断強度に基づく設計）を行う場合の一次設計については，地震時せん断力を割り増さない短期設計用せん断力に対して，新規に提案する短期許容せん断力式（以下，新提案式と略）を使用してよいものとする。新提案式は，現行の長期と短期の許容せん断力の中間的な耐力を与えるものとし，短期荷重に対する修復性の確保の観点から，残留せん断ひび割れ幅が過大とならないように設定する。（継続審議とする）
- iii) 柱梁接合部の設計は，二次設計を行わない場合の短期設計のみを対象とし，現行の設計用せん断力および許容せん断力を使用する。
- iv) せん断補強筋の間隔等の構造規定は，建築基準法施行令等に整合しない部分について，見直しを行う予定。

[本文改定案]

1. 長方形ならびに T 形断面の梁，柱および柱梁接合部のせん断力に関する算定は，本条による。また，主筋の付着に対する算定は，16 条による。  
その他の断面形の場合は，本条に準じて算定する。ただし，実験などでせん断補強効果が十分であることが確かめられた場合の許容せん断力は，本条によらなくてもよい。

### 2. 梁・柱のせん断補強

- (1) 長期許容せん断力は，梁については (1) 式，柱については (2) 式による。

$$Q_{AL} = bj \{ \alpha f_s + 0.5 {}_w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (1)$$

$$Q_{AL} = bj \alpha f_s \quad (2)$$

ただし、

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$$

$p_w$ の値が1.2%を超える場合は、1.2%として許容せん断力を計算する。

記号

$b$  : 梁, 柱の幅. T形梁の場合はウェブの幅.

$j$  : 梁, 柱の応力中心距離で  $(7/8)d$  とすることができる.

$d$  : 梁, 柱の有効せい

$p_w$  : せん断補強筋比

$$p_w = \frac{a_w}{bx}$$

$a_w$  : 1組のせん断補強筋の断面積

$x$  : せん断補強筋の間隔

$f_s$  : コンクリートの長期許容せん断応力度

$f_t$  : せん断補強筋の長期許容引張応力度

$\alpha$  : 梁, 柱のせん断スパン比  $M/Qd$  による割増し係数

$M$  : 設計する梁, 柱の長期最大曲げモーメント

$Q$  : 設計する梁, 柱の長期最大せん断力

(2) 短期許容せん断力は、梁については (3) 式, 柱については (4) 式による.

$$Q_{AS} = bj\{\alpha f_s + 0.5 f_t (p_w - 0.002)\} \quad (3)$$

$$Q_{AS} = bj\{f_s + 0.5 f_t (p_w - 0.002)\} \quad (4)$$

ただし、

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$$

$p_w$ の値が1.2%を超える場合は、1.2%として許容せん断力を計算する。

記号

$b$  : 梁, 柱の幅. T形梁の場合はウェブの幅.

$j$  : 梁, 柱の応力中心距離で  $(7/8)d$  とすることができる.

$d$  : 梁, 柱の有効せい

$p_w$  : せん断補強筋比

$$p_w = \frac{a_w}{bx}$$

$a_w$  : 1組のせん断補強筋の断面積

$x$  : せん断補強筋の間隔

$f_s$  : コンクリートの短期許容せん断応力度

$f_t$  : せん断補強筋の短期許容引張応力度

$\alpha$  : 梁のせん断スパン比  $M/Qd$  による割増し係数  
 $M$  : 設計する梁の短期最大曲げモーメント  
 $Q$  : 設計する梁の短期最大せん断力

(3) 設計用せん断力は、梁については (5) 式、柱については (6) 式による。

$$Q_D = Q_L + \frac{\sum_B M_y}{l'} \quad (5)$$

$$Q_D = \frac{\sum_C M_y}{h'} \quad (6)$$

ただし、(7) 式の  $n$  を 1.5 以上として使用する場合には (5)、(6) 式によらなくてよい。

$$Q_D = Q_L + n \cdot Q_E \quad (7)$$

記号

$Q_L$  : 長期荷重によるせん断力

$\sum_B M_y$  : せん断力が最大となるような梁両端の降伏曲げモーメントの絶対値の和

$l'$  : 梁の内法スパン長さ

$\sum_C M_y$  : 柱頭・柱脚の降伏曲げモーメントの絶対値の和。この場合、柱頭の降伏曲げモーメントの絶対値よりも、柱頭に連なる梁の降伏曲げモーメントの絶対値の和の 1/2 が小さい場合には、小さいほうの値を柱頭の降伏曲げモーメントとしてよい。ただし、最上階の柱では 1/2 を省くものとする。

$h'$  : 柱の内法高さ

$Q_E$  : 水平荷重によるせん断力

$n$  : 水平荷重時せん断力の割増し率

継続審議とする

(4) 二次設計（梁・柱の終局せん断強度に基づく設計）を行う場合の一次設計用せん断力は、(7) 式の  $n$  を 1 以上として算定してよい。この場合の短期許容せん断力は、(3) (4) 式によらずに、梁については (8) 式、柱については (9) 式を用いて算定する。

$$Q_{AS} = bj \left\{ \frac{2}{3} \alpha f_s + 0.5 {}_w f_t (p_w - 0.002) \right\} \quad (8)$$

$$Q_{AS} = bj \left\{ \frac{2}{3} f_s + 0.5 {}_w f_t (p_w - 0.002) \right\} \quad (9)$$

ただし、

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$$

$p_w$  の値が 1.2% を超える場合は、1.2% として許容せん断力を計算する。

${}_w f_t$  の値が  $390\text{N/mm}^2$  を超える場合は、 $390\text{N/mm}^2$  として許容せん断力を計算する。

その他の記号は (2) 項による。



(5) 上記算定のほか、梁、柱のせん断補強筋は次の各項に従うこと。

- i) 梁、柱のせん断補強筋は軽微な場合を除き、直径 9mm 以上の丸鋼、または D10 以上の異形鉄筋を用いる。
- ii) せん断補強筋比は、0.2%以上とする。
- iii) 梁のせん断補強筋（あばら筋）の間隔は、~~直径 9 mm の丸鋼または D10 の異形鉄筋を用いる場合に~~ (1/2)D 以下、かつ、250 mm 以下とする。ただし、その他の直径の鉄筋を用いるか、あるいはこれと同等以上の補強効果のある配筋を用いる場合には、(1/2)D あるいは 450 mm を超えない範囲で前記の数値 250 mm を適当に増大させることができる。  
(「ただし」以下は見直しを行い、削除する場合もある)
- iv) 柱のせん断補強筋（帯筋）の間隔は、~~直径 9 mm の丸鋼または D10 の異形鉄筋を用いる場合に~~ 100 mm 以下とする。ただし、柱の上下端より柱の最大径の 1.5 倍、最小径の 2 倍に等しい範囲外では、帯筋間隔を前記数値の 1.5 倍まで増大することができる。また、前記の直径より大きい鉄筋を用いるか、あるいは、これらと同等以上の補強効果のある配筋を用いる場合には 200mm を超えない範囲で前記の数値を適当に増大させることができる。 (「また」以下は見直しを行い、削除する場合もある)
- v) せん断補強筋は引張鉄筋および圧縮鉄筋を包含し、主筋内部のコンクリートを十分に拘束するように配置し、その末端は 135° 以上に曲げて定着するか、または相互に溶接する。
- vi) せん断力や圧縮力が特に増大するおそれのある柱には、鉄筋端部を溶接した閉鎖形帯筋を主筋を包含するように配置したり、副帯筋を使用するなど、靱性を確保できるように努めることが望ましい。

### 3. 柱梁接合部

- (1) 純ラーメン部分の柱梁接合部においては、短期許容せん断力が短期設計用せん断力を上回ることを確認する。
- (2) 柱梁接合部の短期許容せん断力は (10) 式による。なお、二次設計（柱梁接合部の終局せん断強度に基づく設計）を行う場合は、本項によらなくてよい。

$$Q_{Aj} = \kappa_A (f_s - 0.5) b_j D \quad (10)$$

記号

$\kappa_A$  : 接合部の形状による係数

$\kappa_A = 10$  (十字形接合部)

$\kappa_A = 7$  (T形接合部)

$\kappa_A = 5$  (ト形接合部)

$\kappa_A = 3$  (L形接合部)

$f_s$  : コンクリートの短期許容せん断応力度

$b_j$  : 接合部の有効幅

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$$

ここに、 $b_b$ は梁幅、 $b_{al}$ は $b_i/2$ または $D/4$ の小さいほうとし、 $b_i$ は梁両側面からこれに平行する柱側面までの長さとする。

$D$ ：柱せい

(3) 柱梁接合部の設計用せん断力は(11)式による。なお、 $n \geq 1.5$ として(7)式より柱の設計用せん断力 $Q_D$ を算定する場合は、(12)式を用いてよい。

$$Q_{Dj} = \sum \frac{M_y}{j} (1 - \xi) \quad (11)$$

$$Q_{Dj} = Q_D \frac{1 - \xi}{\xi} \quad (12)$$

ただし、 $\xi$ は架構の形状に関する係数で(13)式による。

$$\xi = \frac{j}{H \left( 1 - \frac{D}{L} \right)} \quad (13)$$

記号

$\sum \frac{M_y}{j}$ ：接合部の左右の梁の降伏曲げモーメントの絶対値をそれぞれの $j$ で除した和。ただし、梁は一方が上端引張、他方が下端引張とする。

$Q_D$ ：本条2項(3)による柱の短期設計用せん断力で、 $n \geq 1.5$ として(7)式より算定した各階の数値を用いて、一般階の接合部では接合部の上下の柱の平均値、最上階の接合部では接合部直下の柱の値とする。

$D$ ：柱せい

$j$ ：梁の応力中心距離で、(13)式では接合部の左右の梁の平均値とする。

$H$ ：接合部の上下の柱の平均高さで、最上階の接合部では最上階の柱の高さの1/2とする。柱の高さは梁の芯々間距離とする。

$L$ ：接合部の左右の梁の平均長さで、外端の接合部では外端の梁の長さとする。梁の長さは柱の芯々間距離とする。

(4) 柱梁接合部内の帯筋は、以下の各項に従うこととする。

- i) 帯筋は、直径9 mm以上の丸鋼またはD10以上の異形鉄筋を用いる。
- ii) 帯筋比は0.2%以上とする。
- iii) 帯筋間隔は150 mm以下とし、かつ、隣接する柱の帯筋間隔の1.5倍以下とする。

[二次設計を行う場合の短期許容せん断力についての解説案]

梁の残留せん断ひび割れ幅が  $w_{scr}$  の時のせん断応力度を  $\tau_{scr}$  とすれば、

$$\tau_{scr} = \tau_{cmin} + \tau_s \quad (\text{解 1})$$

ここに、 $\tau_{cmin}$  はせん断ひび割れ強度の下限値であり、次式で与えられる。

$$\tau_{cmin} = \frac{0.065k_c(500 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd} + 1.7} \doteq \alpha f_s(\text{長期}) = \frac{2}{3} \alpha f_s(\text{短期}) \quad (\text{解 2})$$

$\tau_s$  はせん断補強筋が負担するせん断応力度であり、次式で与えられる。

$$\tau_s = 3(p_w \times_w f_s)^{\frac{5}{8}} \quad (\text{解 3})$$

$_w f_s$  は、残留せん断ひび割れ幅  $w_{scr}$  がピーク時のせん断ひび割れ幅の 1/2 とした場合のせん断補強筋の引張応力度であり、次式で与えられる。

$$_w f_s = E_s \varepsilon_s = E_s \times \left( \frac{2\sqrt{2}w_{scr}}{j_t} \right) \leq_w f_t \quad (\text{解 4})$$

ここに、 $E_s$  は鉄筋のヤング係数、 $\varepsilon_s$  はせん断補強筋の歪み度、 $j_t$  は梁の主筋間距離、 $_w f_t$  はせん断補強筋の短期許容引張応力度である。数値例として、梁の主筋間距離を  $j_t = 0.8D$ 、梁せいを  $D = 400 \sim 1200\text{mm}$ 、せん断補強筋を SD295～SD490 とすれば、残留せん断ひび割れ幅が  $w_{scr} = 0.20\text{mm}$  の場合に  $_w f_s = 1237\text{kgf/cm}^2 \sim _w f_t$ 、 $w_{scr} = 0.25\text{mm}$  の場合に  $_w f_s = 1547\text{kgf/cm}^2 \sim _w f_t$ 、 $w_{scr} = 0.30\text{mm}$  の場合に  $_w f_s = 1856\text{kgf/cm}^2 \sim _w f_t$  となる。(解図-1 参照)

せん断補強筋が短期許容応力度  $_w f_t$  に達した時の  $\tau_s$  は、次式で近似される。(解図-2 参照)

$$\tau_s \doteq 3(p_w \times_w f_t)^{\frac{5}{8}} \doteq a \times p_w \cdot _w f_t + b \quad (\text{解 5})$$

線形回帰分析の結果、SD295～SD390 の範囲では、 $a = 0.56 \sim 0.62$ 、 $b = 6.5 \sim 7.8$  程度である。

今、せん断補強筋の引張応力度が短期許容応力度に達しない場合があることや、せん断補強筋の負担せん断応力度が現行の短期許容応力度式以上となるのは好ましくないこと、などを勘案して、 $\tau_s$  を安全側に次式で表す。

$$\tau_s = 0.5_w f_t (p_w - 0.002) \quad (\text{解 6})$$

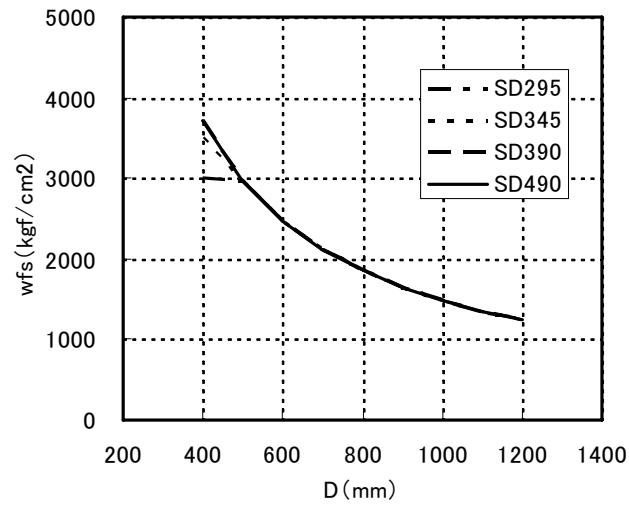
(解 6) 式の  $\tau_s$  を (解 3) (解 4) 式に代入すると、残留せん断ひび割れ幅  $w_{scr}$  は次式となる。

$$w_{scr} = \frac{j_t}{2\sqrt{2}p_w E_s} \left( \frac{\tau_s}{3} \right)^{\frac{8}{5}} \quad (\text{解 7})$$

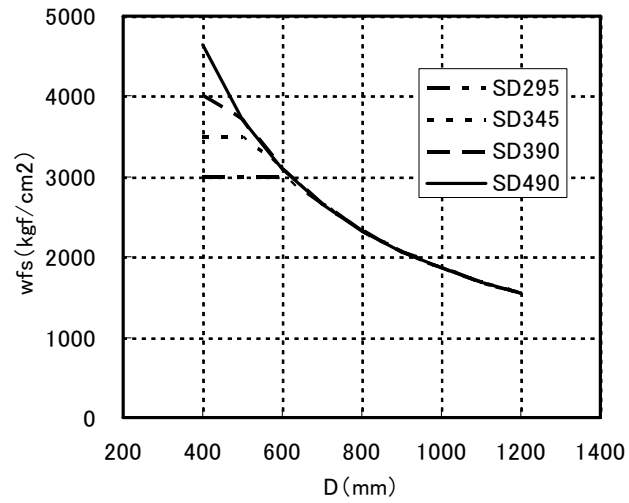
せん断補強筋 SD295～SD390、梁せい  $D = 400 \sim 1200\text{mm}$  の範囲内では、補強筋によるせん断応力度を (解 6) 式による数値に抑えておけば、残留せん断ひび割れ幅が 0.3mm 未満となることが予想される。(解図-3 参照)

(解 2) (解 6) 式を (解 1) 式に代入し、柱については (4) 式と同様に安全側に  $\alpha = 1$  とすれば、 $Q_{AS} = \tau_{scr} \cdot bj$  より (8)、(9) 式が得られる。

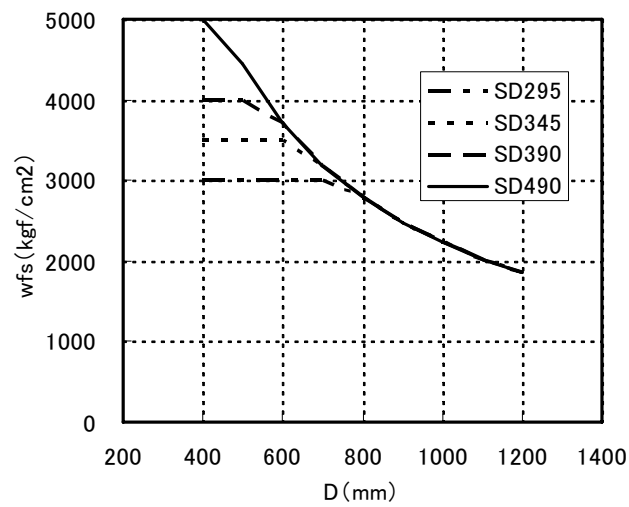
補強筋の引張応力度 ( $w_{scr}=0.20\text{mm}$ )



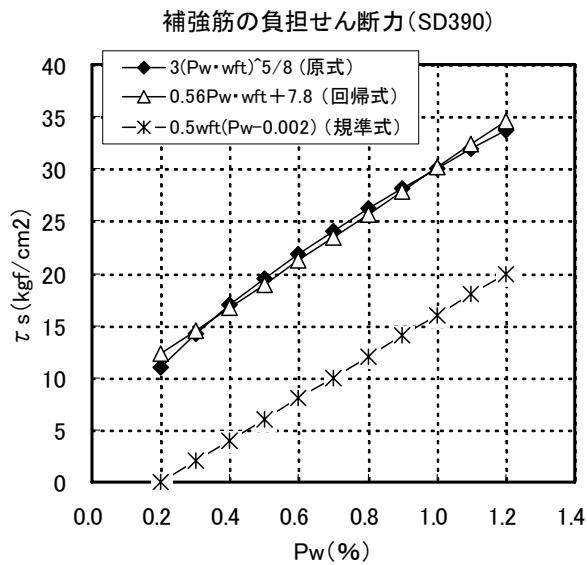
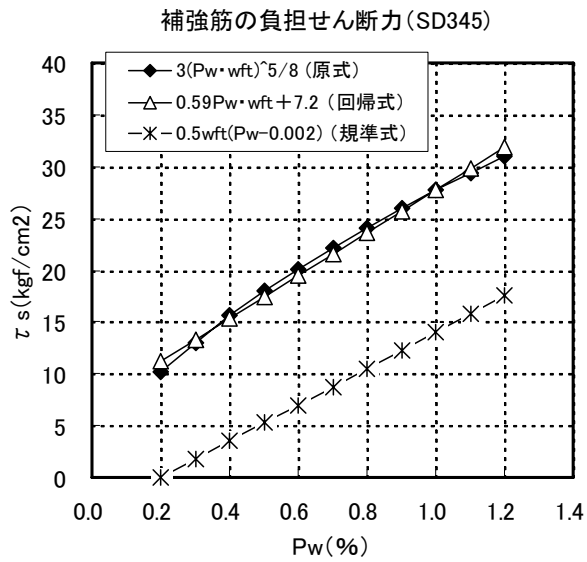
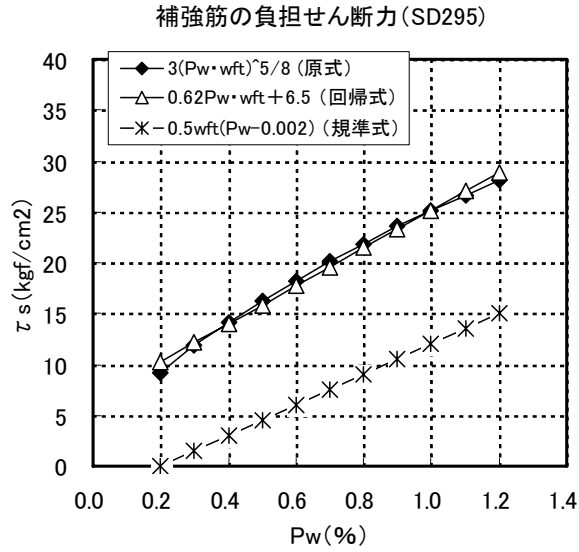
補強筋の引張応力度 ( $w_{scr}=0.25\text{mm}$ )



補強筋の引張応力度 ( $w_{scr}=0.30\text{mm}$ )

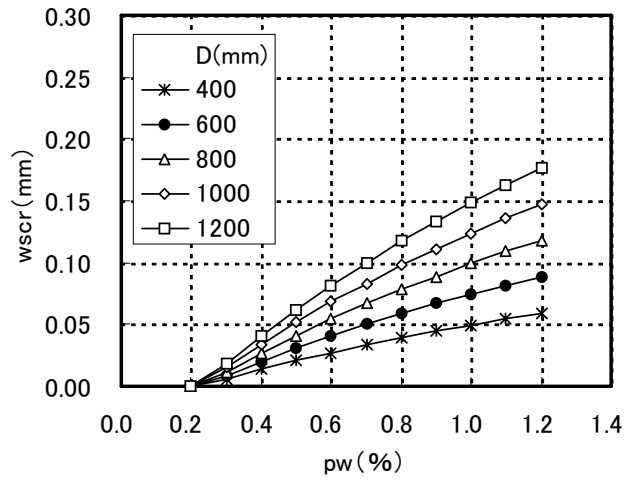


解図-1 せん断補強筋の引張応力度と梁せいの関係

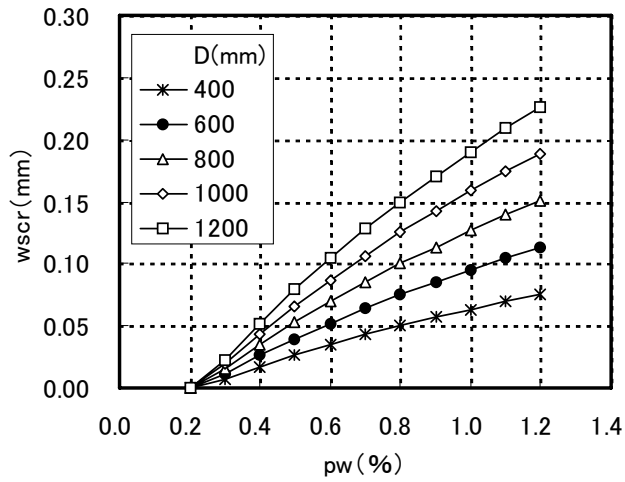


解図-2 せん断補強筋の負担せん断応力度と補強筋比の関係

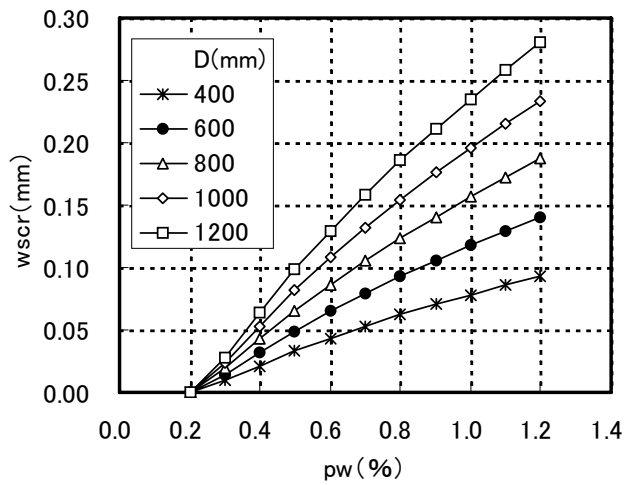
残留せん断ひび割れ幅(SD295)



残留せん断ひび割れ幅(SD345)



残留せん断ひび割れ幅(SD390)



解図-3 残留せん断ひび割れ幅とせん断補強筋比の関係

## 16条 付着および継手

### [基本方針]

- i) 曲げ材の引張鉄筋の付着に関する設計は、長期荷重に対する使用性ならびに短期荷重に対する修復性の確保を目標とする長期・短期の付着応力度の検討と、付着割裂破壊に対する安全性の確保を目標とする付着長さの検討とによる。
- ii) 曲げ材の引張鉄筋の付着応力度の算定は、平均付着応力度または曲げ付着応力度のいずれかによるものとし、旧版の RC 規準の数式による許容付着応力度以下であることを確認する。
- iii) 付着割裂強度に基づく二次設計を行わない場合は、現行の RC 規準に準拠して、降伏が予想される曲げ材の引張鉄筋の付着長さを算定する。
- iv) 部材端の鉄筋応力度のテンションシフトの範囲は現行の RC 規準に従い有効せい  $d$  とする。
- v) 重ね継手は、旧版の RC 規準による継手長さを基本とする。ただし、二次設計を行わない場合で、D29～D32 の太径鉄筋を使用するか、または、存在応力が大きく付着割裂破壊の恐れがある場合には、現行の RC 規準による継手長さも併せて検討する。

### [本文改定案]

#### 1. 付着

(1) 曲げ材の引張鉄筋の付着応力度の算定は、(13) 式または (14) 式による。

$$\tau_a = \frac{\sigma_t \cdot a}{0.8\phi(l_{d1} - d)} \leq f_a \quad (13)$$

$$\tau_a = \frac{Q}{\sum \phi \cdot j} \leq f_a \quad (14)$$

記号  $\sigma_t$ : 曲げ材引張り鉄筋の算定断面位置における存在応力度

ただし、鉄筋端に標準フック (17 条に規定) を設ける場合には、その値の 2/3 倍とすることができる。

$f_a$ : 許容付着応力度【旧版の数式で、6 条の改定案の表 5 による】

$l_{d1}$ : 算定断面位置からスパン途中での鉄筋端までの長さ

$a$ : 曲げ材引張り鉄筋の断面積

$\phi$ : 同上の鉄筋の周長

$d$ : 断面の有効せい

ただし、付着長さ領域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、 $d=0$  とすることができる。

$j$ : 曲げ材の応力中心距離で、 $j=(7/8)d$  とすることができる。

$Q$ : 設計用せん断力で、梁および柱の短期設計用せん断力に関しては、それぞれ 15 条〇〇、15 条〇〇による。【短期は  $Q=Q_L+n \cdot Q_E$ 、ただし  $n \geq 1$ 】

(2) 水平力の作用によって降伏を生じるか、または大きな付着応力度を生じる曲げ材については、(15)式により引張鉄筋の付着検定断面からの付着長さ  $l_{d2}$  を算定する。なお、二次設計（曲げ材の付着割裂強度に基づく設計）を行う場合は、本項によらなくてよい。

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

付着長さ  $l_{d2}$  は以下による。

- 1) 付着検定断面から鉄筋端までの長さ
- 2) 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

$$l_{d2} \geq \frac{\sigma_y \cdot a}{K \cdot f_b \cdot \phi} + d \quad (15)$$

記号  $\sigma_y$  : 曲げ材引張り鉄筋の降伏応力度

$a$  : 同上の鉄筋の断面積

$\phi$  : 同上の鉄筋の周長

$K$  : 鉄筋配置と横補強筋による以下の修正係数で 2.5 以下とする。【現行通り】

$$K = 0.3 \left( \frac{C+W}{d_b} \right) + 0.4 \quad (16)$$

ここで、 $C$  : 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、鉄筋径の 5 倍を超える値としてはならない。

$W$  : 付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで、(17)式により与えられる。鉄筋径の 2.5 倍を超える値としてはならない。

$$W = 80 \frac{A_{st}}{sN} \leq 2.5d_b \quad (17)$$

ここで、 $A_{st}$  : 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

$f_b$  : 付着割裂の基準となる強度で表〇〇による。【現行の短期許容付着応力度】

多段配筋の一段目（断面外側）以外の鉄筋に対してはさらに 0.6 を乗じる。



表〇〇 付着割裂の基準となる強度

	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 0.9 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 (N/mm<sup>2</sup>) を表す。

(3) 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）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）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の小さい箇所に設けることを原則とし、継手の重ね長さは (18) 式により算定する。【旧版による】

$$l \geq \frac{\sigma_y \cdot a}{f_a \cdot \psi} \tag{18}$$

記号  $l$  : 継ぎ手の重ね長さ。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。

$\sigma_y$  : 継手部分の鉄筋の降伏応力度。鉄筋端に標準フック（17 条に規定）を設ける場合には、その値の 2/3 倍とすることができる。

$a$  : 同上の鉄筋の断面積

$\phi$  : 同上の鉄筋の周長

$f_a$  : 許容付着応力度で、鉄筋の位置にかかわらず 6 条表 5 の上端筋に対する値を用いる。【旧版の数式で、6 条の改定案の表 5 による】

- (3) 重ね継手の鉄筋径が D29 以上（ただし、D32 以下）の場合、ならびに、水平力の作用によって降伏を生じるか、または大きな付着応力度を生じる部材に重ね継手を設ける場合は、(18) 式において、 $f_a$  と  $K \cdot f_b$  とのいずれか小さい方を代入した継手長さとする。【現行通り】なお、二次設計（付着割裂強度に基づく重ね継手の設計）を行う場合は、この限りでない。
- (4) 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。
- (5) 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。
- (6) 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。
- (7) 圧縮筋の重ね継手では (18) 式において、鉄筋の存在圧縮応力度  $\sigma_c$  および許容付着応力度  $f_a$  を 1.5 倍したものを代入した継手長さ以上とする。ただし 200 mm および鉄筋径の 20 倍を下回る長さとしてはならない。《1999 年版の(7)のただし書きを付加したもの》