

# 鉄筋コンクリート造建物の 靱性保証型 耐震設計指針 (案)・同解説

Design Guidelines for  
Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings  
Based on Inelastic Displacement Concept  
(Draft)

1997

日本建築学会

## 6章 柱および梁のせん断と付着に対する設計

### 6.1 適用範囲

本章は、断面寸法が長さ方向にほぼ一様な中実断面の梁・柱を対象とする。以下の設計に適用する。

- (1) 使用限界状態において、柱・梁の過大なせん断ひび割れを防止する設計
- (2) 終局限界状態において、柱・梁のせん断破壊を防止する設計
- (3) 終局限界状態において、付着破壊による柱・梁の強度・変形能力劣化を防ぐ設計

#### 1) 適用範囲を柱と梁に限定する理由

本章の規定は柱と梁のせん断と付着を対象とする。耐震壁を別の章としたのは、その断面形状の違いにより、せん断抵抗機構が異なること、また、耐震壁では片持梁的な変形が卓越し、主筋の応力変化が緩やかなので、付着破壊の検討が必要でないからである。長期荷重が支配的なスラブ・小梁などについては、本指針では直接対象としていないので、RC計算規準によって別途設計することとする。

#### 2) 断面寸法が長さ方向にほぼ一様な中実断面の梁・柱を対象とする理由

6.4節のせん断終局強度算定式では、トラス・アーチ機構（後述）を考慮して強度を算定する。これらの機構は、断面寸法が長さ方向に一様であることを前提としているので、断面寸法が途中で急変する柱・梁に6.4節の算定式を適用してはならない。また、6.4節の算定式は、中実断面の部材におけるトラス・アーチ機構を前提としているので、中空断面の部材には適用できない。付着強度式も同様である。

#### 3) 断面寸法が途中で急変する部材の扱い

断面寸法が途中で変化する部材でまず思いつくのは、ハンチ付き梁である。しかし、通常見られる程度のハンチであれば、6.4節で考慮するトラス・アーチ機構がほぼ準用できると思われる。むしろ、部材端の損傷を緩和するために、ハンチを有効活用することは望ましいと思われる。

断面寸法が途中で急変する部材のより重要な例は、有孔梁である。孔の位置で、断面積が急減するからである。有孔梁にも、6.4節の算定式を適用することはできない。ただし、有孔梁の設計法については、6.7節の解説に詳述してあるので、参照されたい。

ハンチ付き梁・有孔梁以外の、断面寸法が途中で急変する柱・梁のせん断強度算定では、Strut and Tie Model<sup>6.1.1),6.1.2)</sup>などを用いて、コンクリートの応力度の3次元的釣合いを考慮した解析を行う必要がある。この際、コンクリートのひび割れの影響を適切に考慮する。特に、ヒンジ領域においては、塑性変形に伴う大きなひび割れを考慮しなければならない。

#### 4) 使用限界状態について

使用限界状態においては、せん断ひび割れ、付着割裂ひび割れのいずれも生じさせないことが理想である。しかし、中小地震によって若干のせん断ひび割れが生じたとしても、ゆれが終わった後でひび割れがほぼ閉じるとすれば問題は少ないと思われる。そこで、軽微なせん断ひび割れは許容

することにした。付着割裂ひび割れについては、使用限界レベルで過大なひび割れ幅が生じる可能性は少ないと考え、特にチェックを行わなくてもよいと考えた。

#### 5) 終局限界状態について

終局限界状態において人命を保護するためには、せん断破壊を防ぐことが重要である。これは、部材のせん断強度を作用せん断力よりも高くすることによって実現できる。6.4節では、塑性ヒンジ・潜在ヒンジが生じない部材・生じる部材に分けて、せん断強度算定法が示される。終局限界状態においては、付着破壊が生じることは許容するが、付着破壊に伴う柱・梁の曲げ圧壊・せん断破壊が生じないことを確認することにした。

#### 6) 寸法効果について

コンクリートの破壊には、寸法効果の影響を常に考える必要がある。他の条件が同じでも、寸法が大きくなると、せん断ひび割れ強度ははっきり低下する。また、横補強筋量が非常に少なくアーチ機構が卓越する場合や、逆に横補強筋量が非常に多く横補強筋が降伏する前にせん断圧縮破壊する場合、せん断終局強度は部材寸法とともに減少する。土木構造物ではこの問題は深刻である。しかし、通常の建物では、実験室での試験体寸法と実際の部材寸法がそれほど異なるので、本指針では寸法効果を考慮しないことにした。建築的スケールを超えるような巨大な部材に本指針を適用する際には、土木学会の示方書などを参考に寸法効果を考慮することが必要である。

#### 7) 終局強度型耐震指針との相違

終局強度型耐震指針で示された柱・梁のせん断・付着設計式に関しては、これまで次のような問題点が指摘されてきた。本指針では、なるべくこれらに答えるべく努力した。ただし、終局強度型耐震指針のせん断・付着設計式は十分な安全率を持っているので、これを従来どおり使用しても問題はないと思われる。

a) 解説の中で A 法・B 法という二つの案が併記されたため、解説が読みづらい、………本指針では、読者の便を考え、A 法を若干修正した式に統一し、B 法を発展させた式については付録にまとめて紹介することにした。しかし、この措置はまったく暫定的なものであって、この指針に紹介しなかった他の多くの強度算定式を含め、優劣については今後の研究に待ちたい。ただし、一つの建物の中で、部材ごとに違った算定式を適用することは避けた方がよい。建物全体の安全率が低くなってしまうおそれがあるからである。

b) 横補強筋の強度が  $25\sigma_B$  以下に制限されているが、 $25\sigma_B$  をはるかに超える応力度を負担するという実験結果もいくつか報告されている。また、この制限には理論的根拠が示されていない、………この制限を撤廃した。

c) 主筋の中心間距離  $j_i$  をトラス機構のせいと定義されたが、柱の場合、中段筋の引張・圧縮応力を考えると、 $j_i$  の定義が不明確になる、………1 段筋、2 段筋にかかわらず、横補強筋の位置のみによる定義に変更した。

d) 中子筋の有無や横補強筋の間隔がせん断強度や特に曲げ降伏後のせん断破壊防止に効果がありそうであるのに、考慮されていない、………略算的に考慮することにした。

e) 中間荷重により作用せん断力が変化する梁のせん断補強方法が不明確、………明確にした。

f) トラス・アーチ機構に関する角度、 $\cot\phi$  と  $\tan\theta$  の計算が面倒。……簡略化した。

g) 靱性部材のヒンジ領域以外で横補強筋を減らしたいが、その方法が不明確。……明確にした。

h) 実験によれば、圧縮軸力によりせん断強度が上昇するケースが多いのに、設計式では軸力がせん断強度に与える影響が考慮されていない。……付録の設計式では考慮した。本文の式では引張軸力の時にアーチ機構を無視することにした。

i) 実験によれば、中子筋により付着強度がかなり上昇するにも関わらず、設計式ではその効果が適切に評価されていない。……実験結果に適合するように修正した。

j) 最近の実験によれば、2段配筋の内側の主筋の付着強度は外側の付着強度より低くなるケースが多い。……実験結果に適合するように修正した。

k) 付着のチェックが面倒。……簡略化した。

## 参考文献

- 6.1.1) Schlaich, J., Schaefer, K., Jennewein, M.: Toward a Consistent Design of Structural Concrete, PCI Journal. pp. 74-150, 1987. 5-6.  
 6.1.2) Marti, P.: Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design, ACI Journal. Vol.82, No.1, pp. 46-56, 1985. 1-2.

## 6.2 せん断ひび割れ強度

柱および梁のせん断ひび割れ強度  $V_c$  の算定は、式(6.2.1)による。

$$V_c = \phi \left( \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) b \cdot D / \kappa \quad (6.2.1)$$

ここに、 $b$  および  $D$  はそれぞれ断面の幅およびせいであり、 $\sigma_0$  は柱における作用軸応力度を表す。 $\sigma_T$  はコンクリートの引張強度であり、コンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  を用いて、

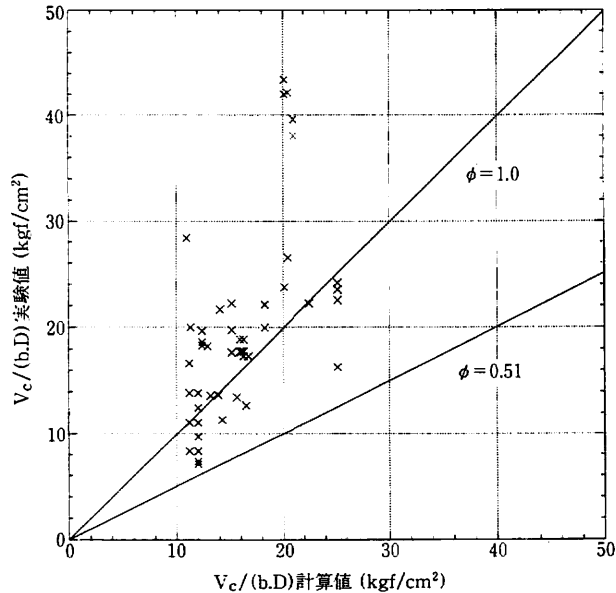
$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_B} \text{ kgf/cm}^2 \quad (=0.33\sqrt{\sigma_B} \text{ N/mm}^2)$$

としてよい。 $\kappa$  は断面形状係数であり、原則として  $\kappa=1.5$  とする。ただし、梁の場合でスラブの影響を適切に考慮した場合には  $\kappa < 1.5$  としてよい。また、 $\phi$  は耐力係数であり、せん断ひび割れをどの程度の確率で防止するかの場合に応じて適切な値を与えるものとする。

式(6.2.1)は主応力度仮説に基づいたものであり、梁および柱の主応力度がコンクリートの引張強度に達した時にせん断ひび割れが発生すると仮定したものである。

解説図6.2.1に式(6.2.1)において  $\phi=1.0$  とした場合の計算値に対するせん断ひび割れ強度実験値の検証結果を示す。実験に用いたデータは建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化技術の開発 (NewRC)」において収集されたもの<sup>6.2.1)</sup>を採用した。せん断ひび割れ強度の計算の際には、コンクリートの引張強度  $\sigma_T$  は文献6.2.2)を参考にして  $\sigma_T = \sqrt{\sigma_B} \text{ kgf/cm}^2 \quad (=0.33\sqrt{\sigma_B} \text{ N/mm}^2)$  としている。

実験値に対する計算値の比率の平均値及び変動係数はそれぞれ1.09および35.4%であり、計算値は実験値に対して若干小さめの評価を与えるが、ばらつきが大きい。本指針では、耐力係数  $\phi$  に関



解説図6.2.1 せん断ひび割れ耐力の予測精度 (実験値/計算値)

してはせん断ひび割れをどの程度の確率で防止するかの度合いに応じて適切な値を与えるものとしたが、上記の平均値および変動係数を用いて、設定する非超過確率に応じて耐力係数を算定することを推奨する。ちなみに、非超過確率が95%となる耐力係数を求めると $\phi=0.51$ となる。また、形状係数 $\kappa$ に関しては、原則として矩形断面に対応する値である $\kappa=1.5$ としたが、梁に関しては適切なスラブの協力幅を考慮してT型断面材として求めた値を用いてもよいものとする。

#### 参考文献

- 6.2.1) 建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化技術の開発、平成4年度構造型能分科会報告書、(財)国土開発技術研究センター、p. V-4-5およびp. V-13-14、1993.3.
- 6.2.2) Collins, M.P. and Mitchell, D.: Prestressed Concrete Structures, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ. pp. 766, 1991.

### 6.3 せん断強度算定の原則

- (1) せん断強度の算定では、横補強筋の強度には信頼強度算定用の材料強度を用いる。
- (2) 柱のせん断強度の算定にあたっては、地震による軸力の変動を考慮する。
- (3) 柱のせん断強度の算定は、最大・最小強度を与えるとされる2つの断面主軸方向でのみ評価し、それ以外の方向への強度に関しては楕円で補間してよい。

(1) 柱・梁は、終局限界状態においてもせん断破壊が生じないように設計しなければならないので、横補強筋の強度には、信頼強度算定用の材料強度 (= 材料のばらつきの下限值) を用いなければならない。

(2) 地震による軸力の変動がせん断強度や作用付着応力度に及ぼす影響は、一般的にあまり大きくはない。しかし、6.4節以降で詳述するように、引張軸力により柱のせん断ひび割れ強度が低下したり、アーチ機構が消滅することがあるので、注意が必要である。斜め入力時の強度の評価方法を示す。

(3) 正方形断面柱のせん断強度については、多くの実験により、どちらの方向に対してもほぼ同様であることが確認されている<sup>6.3.1),6.3.2)</sup>。したがって、正方形断面柱のせん断強度の算定は1方向のみ行えば十分である。長方形断面柱についての実験的検討は少ないが、正方形断面からの類推により、楕円状になることが予想される。したがって、長方形断面柱のせん断強度の算定は長辺方向と短辺方向のみ行えば十分である。円形断面柱のせん断強度は、当然、どちらの方向に対しても同様である。

#### 参考文献

- 6.3.1) Umehara, H., Jirsa, J.O.: Short Rectangular RC Columns under Bidirectional Loadings, Journal of Structural Engineering, Vol.110, No.1, ASCE, pp. 120-137, 1984.1.  
 6.3.2) 荒川・荒井・溝口・吉田：二軸曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート短柱のせん断抵抗機構、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 11-2, pp. 471-476, 1989.

### 6.4 柱および梁のせん断強度

#### 6.4.1 せん断強度式

柱および梁のせん断信頼強度  $V_u$  は、式(6.4.1)、(6.4.2)、(6.4.3)による値のうちの最小値とする。

$$V_u = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left( \nu \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (6.4.1)$$

$$V_u = \frac{\lambda \nu \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (6.4.2)$$

$$V_u = \frac{\lambda \nu \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (6.4.3)$$

ここで、 $b$ 、 $D$  は、図6.4.1に示すように、断面の幅とせいとする。

$j_e$  は、トラス機構に關与する断面の有効せいで、外側の横補強筋のせん断力方向への芯々間隔とする。

$b_e$  は、トラス機構に關与する断面の有効幅で、柱およびスラブ付きでない梁の場合は、図6.4.1(a)(b)(c)に示すように、外側の横補強筋のせん断力直交方向への芯々間隔とする。両側スラブ付きの梁の場合は、図6.4.1(d)に示すように、 $b_e = b$  としてよい。片側スラブ付きの梁の場合は、図6.4.1(e)に示すように、スラブのない側の横補強筋からスラブのある側のコンクリート表面までを  $b_e$  としてよい。

$\sigma_{wy}$  は、横補強筋の信頼強度とする。

$p_{we}$  は、有効横補強筋比で、次式で定義する。

$$p_{we} = \frac{a_w}{b_e s} \quad (6.4.4)$$

$a_w$  : 1組の横補強筋の断面積、 $s$  : 横補強筋の間隔

$\mu$  は、トラス機構の角度を表す係数で、次式による。

$$\mu = 2 - 20 R_p \quad (6.4.5)$$

$R_p$  は終局限界状態でのヒンジ領域の回転角(rad)で、降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しない柱・梁では0とする。

$\nu$  は、コンクリート圧縮強度の有効係数で、次式による。

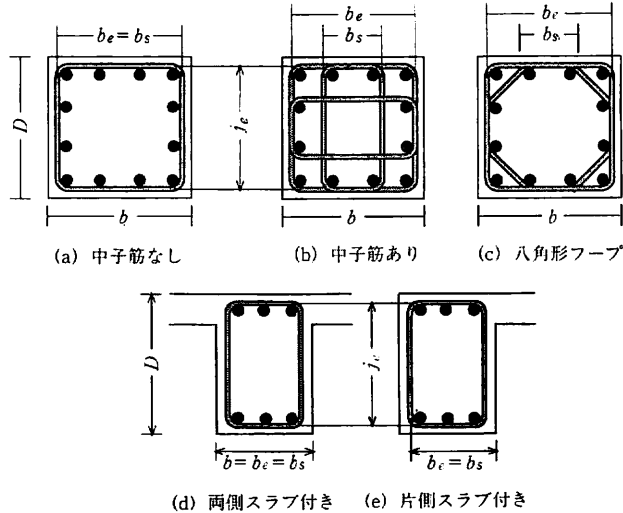


図6.4.1 柱または梁の断面

$$\nu = (1 - 20R_p)\nu_0 \tag{6.4.6}$$

$\nu_0$  は、降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しないときの有効係数で、次式による。

$$\nu_0 = 0.7 - \frac{\sigma_B}{2000} \tag{6.4.7}$$

$\sigma_B$  は、コンクリートの圧縮強度(単位 kgf/cm<sup>2</sup>)とする。単位を N/mm<sup>2</sup>とするとときは2000を200と読み変える。

$\lambda$  は、トラス機構の有効係数で、次式(6.4.8)あるいは表6.4.1による。

$$\lambda = 1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} \tag{6.4.8}$$








ここで、 $b_s$  は、図6.4.1に示すように、横補強筋の断面方向の最大間隔とする。ただし、中子筋が断面内にほぼ均等に配置されている場合は、 $b_s$  を次式で算定してよい。

$$b_s = \frac{b_c}{N_s + 1} \tag{6.4.9}$$

$N_s$  : 中子筋の本数

$\theta$  はアーチ機構の圧縮束の角度で、引張軸力を受ける柱では  $\tan\theta = 0$  とする。それ以外の柱・梁で、 $L/D \geq 1.5$  の部材では次式で算定してよい。

表6.4.1 トラス機構の有効係数  $\lambda$

	$\frac{b_s}{j_e} \leq \frac{1}{3}$ 	$\frac{b_s}{j_e} \leq \frac{1}{2}$ 	$\frac{b_s}{j_e} \leq 1$ 	$\frac{b_s}{j_e} \leq \frac{3}{2}$ 
$\frac{s}{j_e} \leq \frac{1}{10}$ 	0.87	0.83	0.70	0.58
$\frac{s}{j_e} \leq \frac{1}{4}$ 	0.79	0.75	0.63	0.50
$\frac{s}{j_e} \leq \frac{1}{2}$ 	0.67	0.63	0.50	0.38

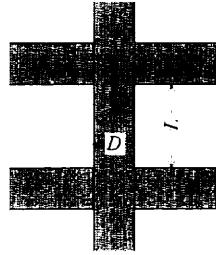


図6.4.2 柱のクリアスパン長さ

$$\tan\theta = 0.9 \times \frac{D}{2L} \quad (6.4.10)$$

$L$ : クリアスパン長さ (図6.4.2参照)

$L/D < 1.5$  の部材では次式で算定する。

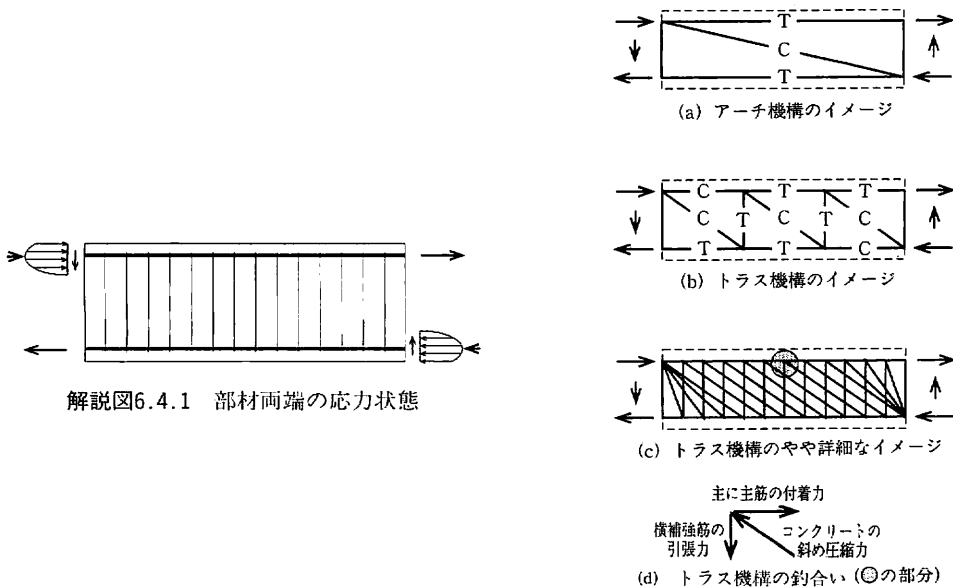
$$\tan\theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D} \quad (6.4.11)$$

6.4.2 降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画する部材でのヒンジ領域外の横補強筋量

ヒンジ領域の外では、横補強筋量をヒンジ領域内の  $(1-10R_p)$  倍まで減らすことができる。

1) 基本的考え方

柱や梁がその両端に曲げモーメント・せん断力・軸力を受け、終局状態に達するとき、部材両端の応力状態は、通常、解説図6.4.1のようになる。このとき、部材内部の応力伝達機構はかなり複雑であるが、本指針では、次の2種類を考える<sup>6.4.1),6.4.2)</sup>。第一は、解説図6.4.2(a)のように、部材両端の圧縮領域を対角線状に結ぶアーチ機構である。ここで、斜めのCはコンクリートの圧縮力を、水平方向のTは主筋の引張力を表す。第二は、解説図6.4.2(b)のように、部材端の圧縮力が横補強筋の引張力に変換されてから伝わるというトラス機構(詳しくは後述)である。ここで、水平方向のCは



解説図6.4.2 トラス・アーチ機構のイメージ



コンクリートまたは主筋による圧縮力を、水平方向の T は主筋の引張力を表す。斜めの C はコンクリートの圧縮力を表す。鉛直方向の T は横補強筋による引張力を表す。ただし、解説図6.4.2(b)は概念的なイメージであり、実際には斜め圧縮力 C と鉛直方向の T は、解説図6.4.2(c)のように分布して伝わることになる。

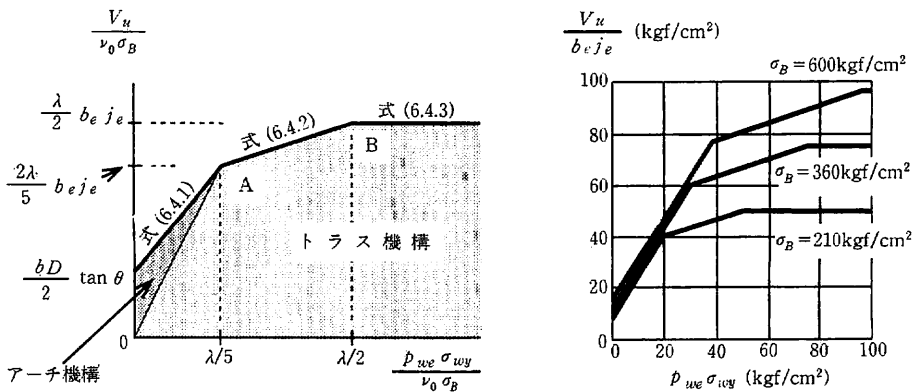
2) せん断強度式のグラフ表示 (非靱性部材)

本文のせん断強度式(6.4.1)～(6.4.3)の根拠については後述とし、非靱性部材 (ヒンジを計画しない部材,  $R_p=0$ ) に関して式そのものをグラフ表示すると、解説図6.4.3(a)のようになる。また、 $L/D=3.0$ ,  $b_e j_e=0.8bD$ ,  $\lambda=0.8$  という場合について、具体的に式(6.4.1)～(6.4.3)を応力度で表示すると、解説図6.4.3(b)のようになる。

横補強筋の少ない部材では、トラス機構とアーチ機構が混在する。解説図6.4.3(a)の A 点までがこの状態であり、本文の式(6.4.1)に対応する。本文の式(6.4.1)の第1項がトラスの寄与分、第2項がアーチの寄与分である。横補強筋の多い部材(解説図6.4.3(a)の A 点以降)では、トラス機構が卓越し、アーチ機構は消滅する。本文の式(6.4.2), (6.4.3)はこの状態を表す。

3) コンクリートの有効圧縮強度 (非靱性部材)

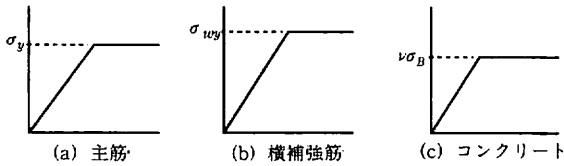
本指針におけるせん断設計式は、塑性理論の下界定理に基づいている<sup>6.4.3)</sup>。すなわち、変形適合条件を無視し、応力の釣合いのみを考慮する。主筋・横補強筋・コンクリートは、解説図6.4.4のように完全弾塑性の材料特性を持つと仮定する。主筋と横補強筋の降伏強度は信頼強度とする。コンクリートの材料特性は、解説図6.4.5の実線に示すように完全弾塑性からはほど遠く、高强度材料ほどピークからの低下が著しい傾向にある。しかも解説図6.4.6に示すように、せん断ひび割れが発生した中を圧縮応力が流れるために、圧縮強度自体も実質的に低下する。そこで本指針では、本文の式(6.4.7)に示した有効強度係数  $\nu_0$  を用いて、コンクリートの圧縮強度を低減させて考えることにした<sup>6.4.3)</sup>。本来、このようなひび割れたコンクリートの平均圧縮強度は、斜めひび割れの幅などにも大きく影響されるのであるが、本指針では簡単のため、これを無視することにした。本文の式(6.4.7)によって算出される有効圧縮強度  $\nu_0 \sigma_B$  は、解説図6.4.7の実線に示すように、 $\sigma_B=700\text{kgf/cm}^2$  を境



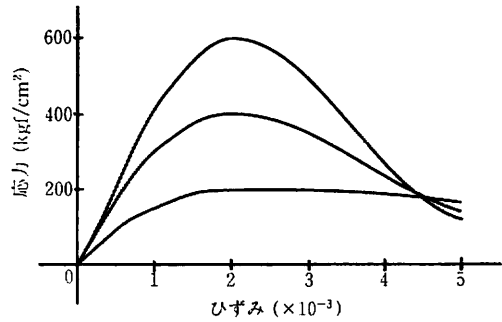
(a) 式自体のグラフ表示

(b) 応力度表示例 ( $L/D=3.0$ ,  $b_e j_e=0.8bD$ ,  $\lambda=0.8$ )

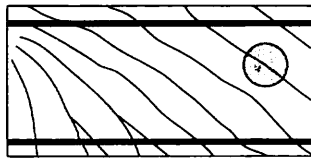
解説図6.4.3 非靱性部材 ( $R_p=0$ ) の横補強筋量とせん断強度の関係



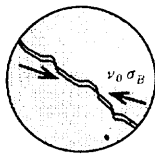
解説図6.4.4 完全弾塑性の材料特性



解説図6.4.5 コンクリートの材料特性

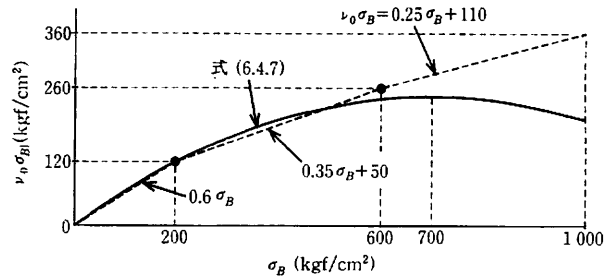


(a) せん断ひび割れ



(b) 斜め圧縮応力の伝達

解説図6.4.6 コンクリートの斜め圧縮状態



解説図6.4.7 コンクリートの有効圧縮強度

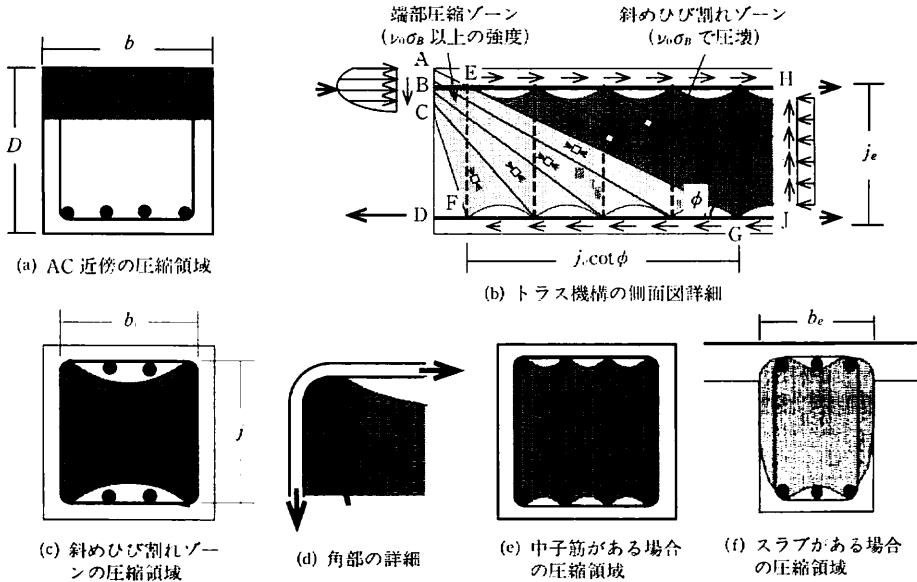
に逆に低下する。この解説の後半では、本指針の適用範囲を超える  $\sigma_B = 1200 \text{ kgf/cm}^2$  級のコンクリートも対象として精度の検証を行うため、解説図6.4.7の破線に示すような有効強度を用いる。この破線は、文献6.4.9)で採用された CEB 式、

$$\nu_0 = 3.68 \sigma_B^{-0.333} \quad (\text{解6.4.1})$$

を折れ線で近似したものである。しかし、本指針の  $\sigma_B$  の適用範囲 ( $600 \text{ kgf/cm}^2$  以下) では、本文の式(6.4.7)で十分である。

#### 4) トラス機構の有効断面積 $b_e \times j_e$ と有効横補強筋比 $\rho_{we}$

解説図6.4.2(c)で示したトラス機構のやや詳細なイメージをより厳密に図示すると、解説図6.4.8(b)が得られる<sup>6.4.4)</sup>。解説図6.4.2(c)では、解説図6.4.8(b)の部材端 B から扇形の圧縮域が広がるように描いたが、実際には部材端の圧縮領域も AC のように広がりを持つ。部材端の AC 近傍では、曲げ強度の算定で仮定したのと同じく、コンクリートの圧縮応力は、解説図6.4.8(a)のように部材の幅  $b$  全域に広がることことができる。したがって、AC 近傍でのコンクリートの圧壊については、せん断力と関係なく、5章の手続きによって検討することが可能であることがわかる。一方、領域 EGJH では、角度  $\phi$  一定の斜め圧縮応力場が成立すると考える。これを斜めひび割れゾーンと呼ぶ。この領域では、解説図6.4.8(d)のように圧縮応力が横補強筋の四隅でしか支持されないため、圧縮領域は、解説図6.4.8(c)のように横補強筋に囲まれた  $b_e \times j_e$  の内部でしか存在できない。そこで、トラス機構の有



解説図6.4.8 トラス機構の詳細

効断面積として、 $b_e \times j_e$  を考えることにした。また、横補強筋の量を表す指標として、本文の式(6.4.4)に示したように、 $b_e$  を用いて「有効横補強筋比  $p_{we}$ 」を定義した。ただし、両側にスラブのついた梁の場合は、解説図6.4.8(f)のように横補強筋の外側にも圧縮場が成立する可能性が高いため、梁の幅  $b$  をトラス機構の有効幅とみなしてよいものとした。なお、軸力が大きい柱においては、後述するように、解説図6.4.8(b)とは若干異なるトラス機構となる。図6.4.1(c)に示す八角形フープの  $p_{we}$  は、45度の傾きを考慮して、 $1/\sqrt{2}$  倍で評価すれば安全側であろう。

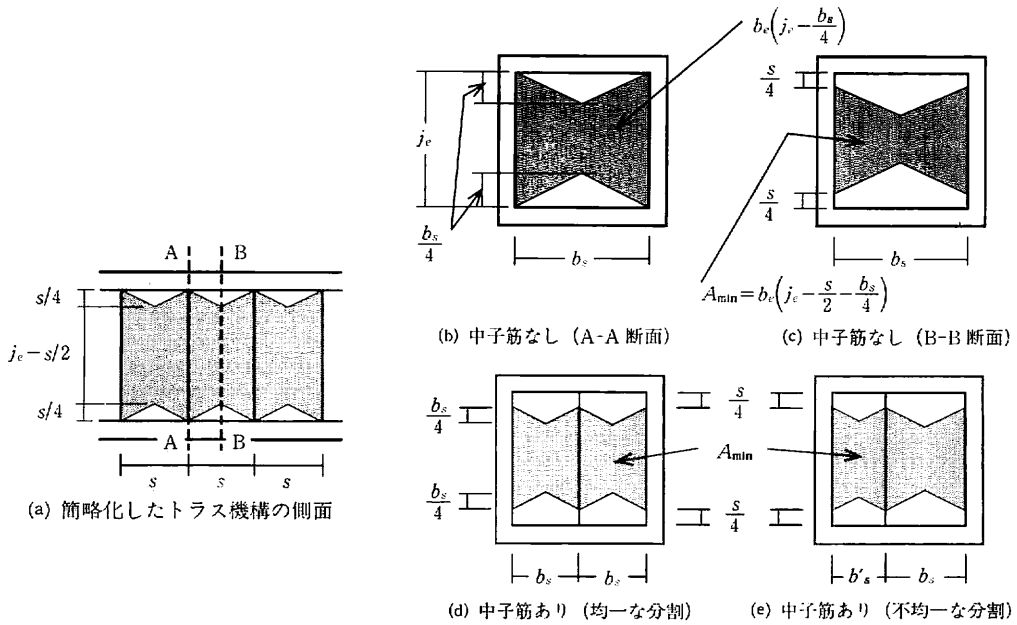
5) トラス機構の有効係数  $\lambda$

斜めひび割れゾーンでの圧縮領域は、解説図6.4.8(b)からわかるように、補強筋の間で上下に狭くなる。この図を単純化して、解説図6.4.9(a)のように表す。また、解説図6.4.8(c)(e)を比較してわかるように、中子筋の有無に応じて有効断面が縮小する。中子筋のない場合、解説図6.4.8(c)を単純化して、解説図6.4.9(b)のように仮定する。その結果、B-B 断面での圧縮領域の面積  $A_{min}$  (解説図6.4.9(c)) は、

$$A_{min} = \left(1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e}\right) \cdot b_e j_e \quad (解6.4.2)$$

となる。中子筋が断面を均等に分割する場合は解説図6.4.9(d)のようになり、やはり上式で  $A_{min}$  を算定できる。これが本文の  $\lambda$  の意味である。種々の  $s/j_e$ 、 $b_s/j_e$  について式(6.4.8)により  $\lambda$  を算定した結果が本文の表6.4.1である。解説図6.4.9(e)のように中子筋の配置がやや不均一であったとしても、それが極端な偏りでなければ、本文の式(6.4.9)で  $b_s$  を評価して  $A_{min}$  をほぼ正確に評価できる。

解説図6.4.3(a)からわかるように、 $\lambda$  は点 A、B に影響を与える。つまり、横補強筋量が小さい場合 (アーチが卓越する場合) には  $\lambda$  はせん断強度に影響しないが、横補強筋量が大きい場合には影響が現れる。これは、既往の実験結果<sup>6.4.5), 6.4.6)</sup> と合致する。中子筋の有無がせん断強度に与える影響



解説図6.4.9 簡略化したトラス機構の側面と断面

については文献6.4.7)でも検討されている。

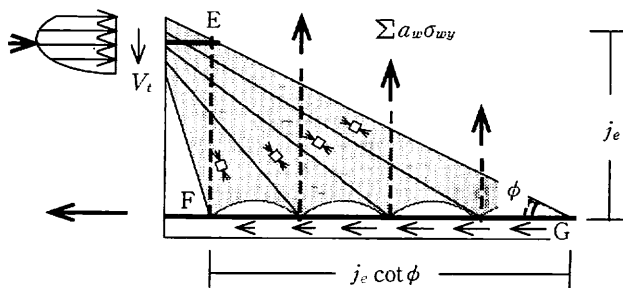
6) トラス機構によるせん断力負担分  $V_t$  とトラス機構の角度  $\phi$  (非靱性部材)

解説図6.4.8(b)において横補強筋が降伏しているものと仮定し、直線 AEG に沿って切断すると、解説図6.4.10が得られる。後で述べるように、横補強筋は実際には降伏しない場合もある。解説図6.4.10より、トラス機構によるせん断力負担分  $V_t$  は、直線 EG を横切る横補強筋の断面積と降伏強度の積、 $\sum a_w \sigma_{wy}$  で与えられることがわかる。FG の幅が  $j_e \cot \phi$  であることと  $p_{we}$  の定義から、次式を得る。

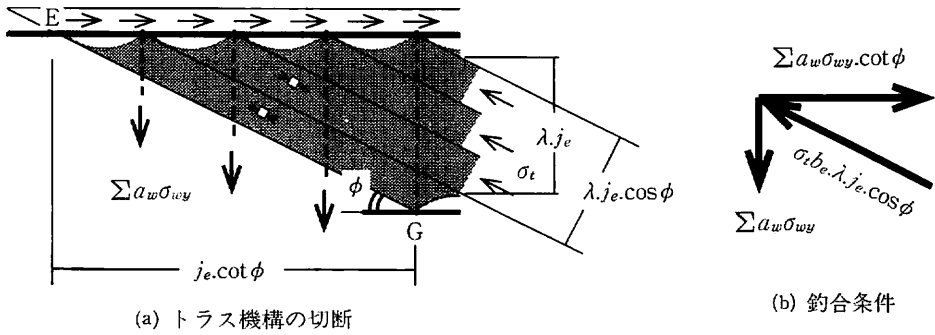
$$V_t = \sum a_w \sigma_{wy} = p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e \cot \phi \quad (\text{解6.4.3})$$

トラス機構の角度  $\phi$  は任意の値をとり得るわけではない。解説図6.4.6からわかるように、 $\phi$  が小さくなるほど (つまり  $\cot \phi$  が大きくなるほど)、せん断ひび割れを横切る圧縮応力が大きくなり、応力伝達が困難になるからである。ここでは、 $\cot \phi = 2$  をその上限とする<sup>6.4.8)</sup>。すなわち、

$$\cot \phi \leq 2 \quad (\text{解6.4.4})$$



解説図6.4.10 トラス機構におけるせん断力の釣合い



解説図6.4.11 トラス機構における圧縮応力の釣合い

とする。cot φ は主筋のひずみの影響も受ける。高強度の主筋を用いると、弾性範囲内であっても部材端近傍において曲げせん断ひび割れの幅が拡大し、斜め圧縮応力がせん断ひび割れを横切ることが困難となる。本指針は SD390 までを対象とするので、この影響は無視することにしたが、SD490 クラス以上の高強度鉄筋を用いる場合は、後の精度検証で述べるような cot φ の制限が必要である。

cot φ はコンクリートの斜め圧縮応力の影響も受ける。解説図6.4.8(b)を直線 AEG に沿って切断すると、解説図6.4.11(a)が得られる。この図においてコンクリートの斜め圧縮力、横補強筋の引張力、主筋の付着力の釣合いを考えると、解説図6.4.11(b)が得られる。この図より、次式を得る。

$$(\sum a_w \sigma_{wy})^2 (1 + \cot^2 \phi) = (\sigma_t b_e \lambda j_e \cos \phi)^2 \tag{解6.4.5}$$

これに式(解6.4.3)を代入し、さらに、

$$\left( \frac{\cot \phi}{\cos \phi} \right)^2 = \frac{1}{\sin^2 \phi} = 1 + \cot^2 \phi \tag{解6.4.6}$$

を利用して整理すると次式を得る。

$$1 + \cot^2 \phi = \frac{\lambda \sigma_t}{\rho_{we} \sigma_{wy}} \tag{解6.4.7}$$

上式を cot φ について解き、σ<sub>t</sub> ≤ λ<sub>0</sub>σ<sub>B</sub> でなければならないことを考慮すると次式を得る。

$$\cot \phi \leq \sqrt{\frac{\lambda \nu_0 \sigma_B}{\rho_{we} \sigma_{wy}} - 1} \tag{解6.4.8}$$

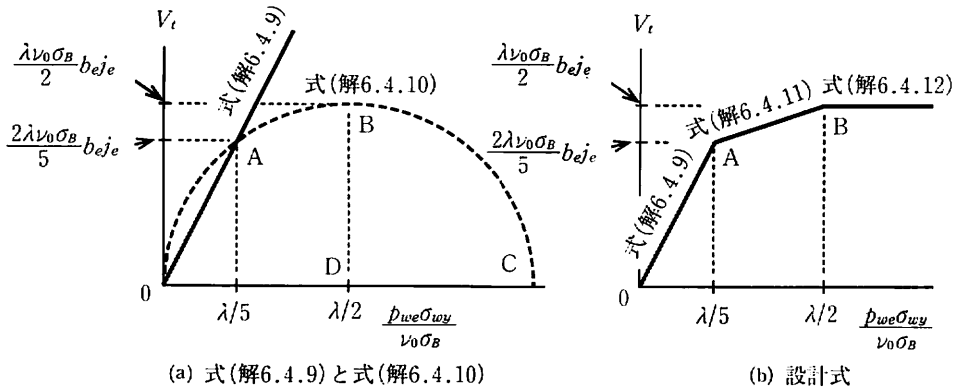
式(解6.4.3)に式(解6.4.4)と式(解6.4.8)を代入すると、トラス機構によるせん断力負担は、次式のうちの最小値で与えられることがわかる。

$$V_t = 2 \rho_{we} \sigma_{wy} b_e j_e \tag{解6.4.9}$$

$$V_t = \rho_{we} \sigma_{wy} b_e j_e \sqrt{\frac{\lambda \nu_0 \sigma_B}{\rho_{we} \sigma_{wy}} - 1} \tag{解6.4.10}$$

これらを図示すると解説図6.4.12(a)の実線 OA と破線 OABC (実は点 D まわりの円弧) を得る。ここで、曲線 AB を直線で近似すると、式(解6.4.11)を得る。(解説図6.4.12(b)の直線 AB)

$$V_t = \frac{\lambda \nu_0 \sigma_B + \rho_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \tag{解6.4.11}$$



解説図6.4.12 トラス機構による負担せん断力

解説図6.4.12(a)の破線 OABC は、点 B から右下がりとなるが、これは解説図6.4.10において横補強筋が必ず降伏すると仮定したためである。実際には、横補強筋量が B 点よりも多くなると、横補強筋が降伏する前に部材がせん断強度に達することになる。つまり、部材のせん断強度は、

$$V_t = \frac{\lambda \nu_0 \sigma_B}{2} b_e j_e \tag{解6.4.12}$$

を上限にとることになる。これらをまとめて、トラス機構の負担せん断力は解説図6.4.12(b)で与えられる。

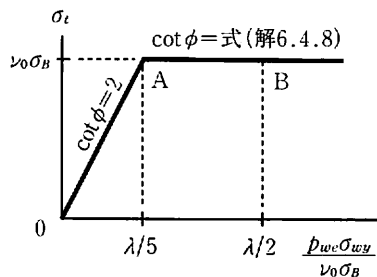
7) アーチ機構 (非靱性部材)

式(解6.4.7)より、トラス機構によって生じる斜め圧縮応力は、次式で与えられる。

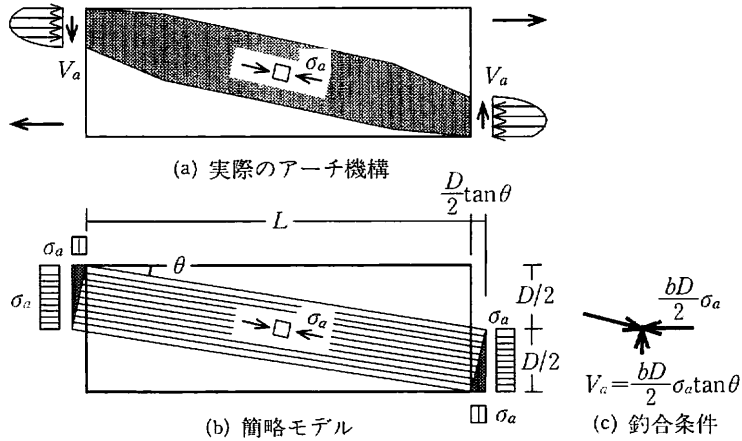
$$\sigma_t = \frac{\rho_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} (1 + \cot^2 \phi) \tag{解6.4.13}$$

これを図示すると、解説図6.4.13のようになる。cot φ が式(解6.4.8)で与えられるとき(つまり解説図6.4.12の AB 間)は  $\sigma_t = \nu_0 \sigma_B$  であるが、cot φ = 2 のとき(つまり解説図6.4.12の OA 間)、この  $\sigma_t$  は  $\nu_0 \sigma_B$  より小さくなる ( $\sigma_t = 5\rho_{we} \sigma_{wy} / \lambda$ )。したがって、解説図6.4.12の OA 間では、下式の圧縮応力分のアーチ機構が生じる余地がある。

$$\sigma_a = \nu_0 \sigma_B - \frac{5\rho_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \tag{解6.4.14}$$



解説図6.4.13 トラス機構による圧縮応力



解説図6.4.14 アーチ機構

実際のアーチ機構は、解説図6.4.14(a)のように、中央部で膨らんだ形になるものと思われる。しかしこのままでは計算しにくいので、解説図6.4.14(b)のように簡略化すると、アーチ機構の負担分は、

$$V_a = \sigma_a \frac{bD}{2} \tan \theta = \left( \nu_0 \sigma_B - \frac{5 \rho_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (\text{解6.4.15})$$

である。解説図6.4.14(b)より  $\tan \theta$  に関して次式を得る。

$$\tan \theta = \frac{D/2}{L + \frac{D}{2} \tan \theta} \quad (\text{解6.4.16})$$

これを  $\tan \theta$  に関して解いて次式を得る。

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D} \quad (\text{解6.4.17})$$

これが本文の式(6.4.11)である。これを図示すると、解説図6.4.15ようになる。この図からわかるように、 $\tan \theta$  は、 $L/D$  が十分大きな部材 ( $D/L \rightarrow 0$ ) では  $D/2L$  に近づく。また、 $L/D \geq 1.5$  の部材では次式で安全側に評価できる。これが本文の式(6.4.10)である。

$$\tan \theta = 0.9 \times \frac{D}{2L} \quad (\text{解6.4.18})$$

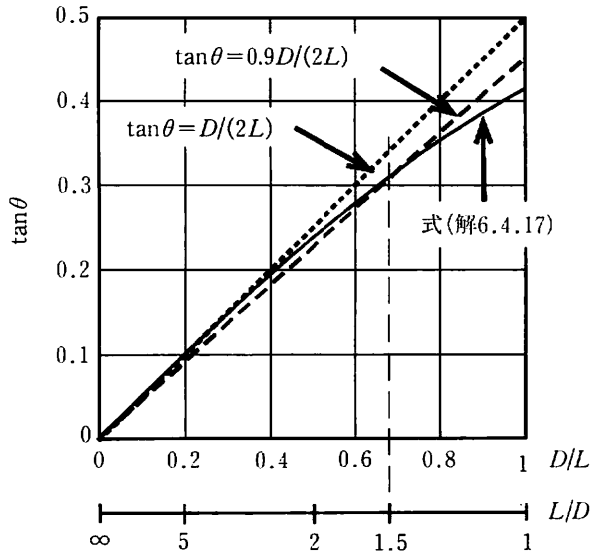
トラス・アーチの負担分を足し合わせて、次式(解6.4.19)～(解6.4.21)を得る。

$$V_u = 2 \rho_{we} \sigma_{wy} b e j_e + \left[ \nu_0 \sigma_B - \frac{5 \rho_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right] \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (\text{解6.4.19})$$

$$V_u = \frac{\lambda \nu_0 \sigma_B + \rho_{we} \sigma_{wy}}{3} b e j_e \quad (\text{解6.4.20})$$

$$V_u = \frac{\lambda \nu_0 \sigma_B}{2} b e j_e \quad (\text{解6.4.21})$$

これらの式は、本文の式(6.4.1)～(6.4.3)で  $R_p = 0$  としたものと一致する。



解説図6.4.15  $\tan\theta$ の簡略式

軸力が引張の場合は、部材端においてコンクリートの圧縮力がほとんど消滅し、アーチ機構が形成されないおそれがある。そこで、本文ではこのような場合  $\tan\theta=0$  とし、アーチ機構を無視するものとした。

#### 8) 軸力によるトラス機構の変化

文献6.4.4)に示されたように、解説図6.4.8(b)のトラス機構は、ある特定範囲の軸力のときに形成されるものであって、引張軸力の場合、また大きな圧縮軸力の場合、トラス機構の形状は若干異なる。特に、軸力が大きい場合、解説図6.4.2(d)の水平分力は、主筋の付着力のみではなく、コンクリートの圧縮力によっても負担される。しかし、基本的な抵抗機構は大きな影響を受けないので、設計式としては解説図6.4.8(b)のトラス機構に基づくものを用いることにする。

#### 9) ヒンジを計画する部材のせん断強度

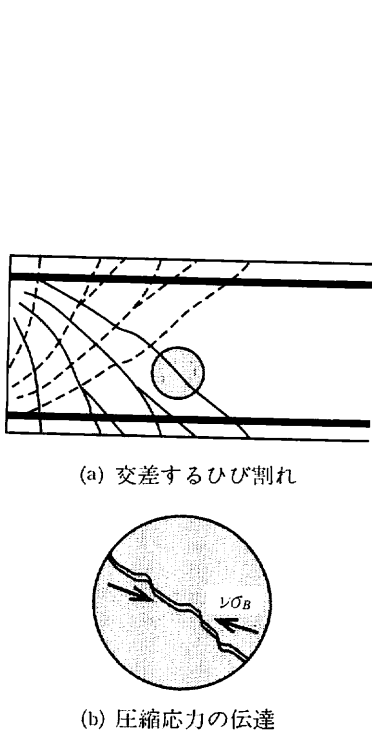
部材に塑性変形が生じる場合、ヒンジ領域内では次の2点によってせん断応力伝達が困難になる。

a) コンクリートの有効圧縮強度の低下………ヒンジ領域内では、解説図6.4.16(a)に示すように、大きな斜めひび割れが交差することになる。特に、繰り返しの塑性変形が生じる場合には、逆方向の変形によって生じたひび割れ(図の破線)が残留塑性ひずみのために閉じきらないことがあり得る。そこで、解説図6.4.17(a)に示すように、ヒンジの回転角  $R_p$  によって見かけ上の有効強度係数が低下すると仮定する。

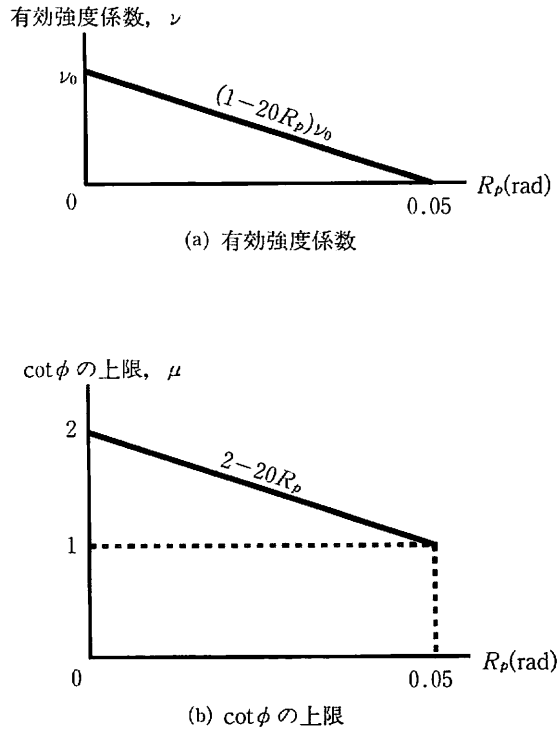
b) トラス機構の角度の変化………非靱性部材では、 $\cot\phi$  を最大2.0まで許容できるものとした。ところがヒンジ領域内では、斜めひび割れの幅が拡大し、解説図6.4.16(b)に示すような、斜めひび割れを横切る圧縮応力の伝達は困難になる。そこで、解説図6.4.17(b)に示すように、 $R_p$  の増大とともに  $\cot\phi$  の上限を低下させるものとする。これが、本文の式(6.4.5)の  $\mu$  である。 $R_p=0.05\text{rad}$  では45度のトラスのみが許容されることになる。

上記 a) により、式(解6.4.19)～(解6.4.21)の  $v_0$  を  $v=(1-20R_p)v_0$  で置き換える必要が生じる。





解説図6.4.16 ヒンジ領域での応力伝達



解説図6.4.17 塑性変形に関する仮定

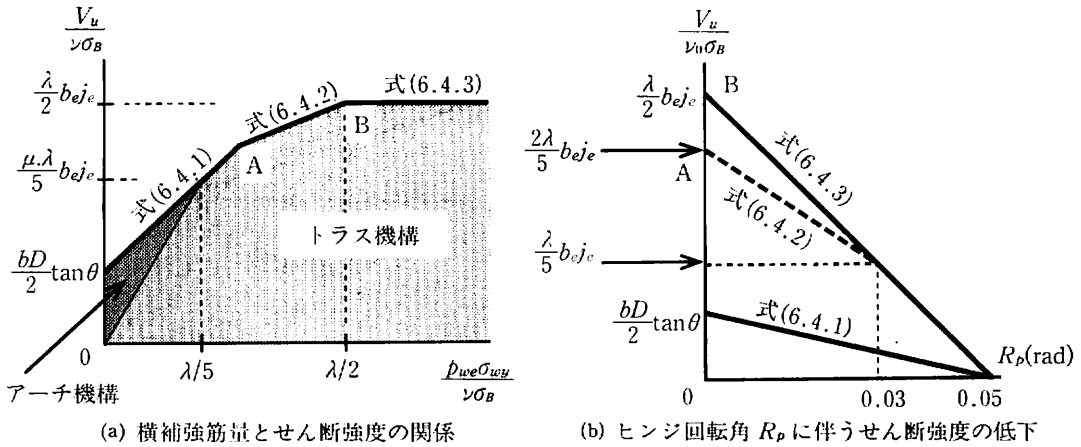
また、上記b)により、式(解6.4.19)の第1項の2を $\mu=(2-20R_p)$ に置き換える必要が生じる。この結果、本文の式(6.4.1)～(6.4.3)が得られる。なお、厳密には、トラス機構による斜め応力度に関する式(解6.4.13)からわかるように、式(解6.4.19)の第2項の5を $[1+(2-20R_p)^2]$ に置き換える必要が生じるが、安全側の単純化として、この置換えは行わないことにした。

ヒンジを計画する部材の横補強筋量とせん断強度の関係を解説図6.4.18(a)に示す。また、ヒンジ回転角 $R_p$ に伴うせん断強度の低下を解説図6.4.18(b)に示す。図中の点A、Bは、解説図6.4.3(a)の点A、Bに対応する。解説図6.4.17(a)の仮定の結果として、 $R_p \geq 0.05\text{rad}$ でせん断強度が無条件に0となるが、これも安全側の単純化である。

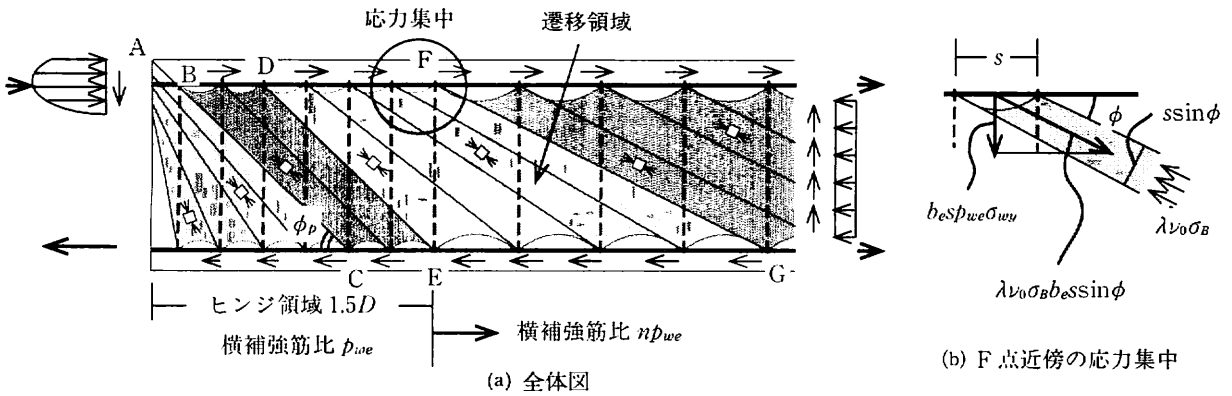
10) ヒンジ領域の内外で横補強筋比を変える場合のトラス機構とせん断強度式

ヒンジ領域内では曲げせん断ひび割れの拡大によりトラス機構が解説図6.4.17(b)のように制限されるが、ヒンジ領域外ではトラス機構の角度を非靱性部材と同じく $\cot\phi=2$ まで許容することができる。このことから、解説図6.4.19(a)のようなトラス機構が可能であることがわかる。ここで、領域BCEDは角度 $\phi_p$ のトラス、DEGFは角度が変化する遷移領域、その右側は角度 $\phi$ 一定のトラスである。FEより左側のヒンジ領域では横補強筋比が $p_{we}$ 、FEより右側では横補強筋比が $np_{we}$ であるものとする。横補強筋が降伏しているものとして、部材をABCまたはDE位置で切断すると、トラス機構によるせん断力負担分 $V_t$ は、次式で与えられる。

$$V_t = p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e \cot \phi_p \tag{解6.4.22}$$



解説図6.4.18 靱性部材の設計用図表



解説図6.4.19 角度変化するトラス機構

一方、部材をFG位置で切断すると、次式を得る。

$$V_t = n p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e \cot \phi \quad (\text{解6.4.23})$$

式(解6.4.22)と(解6.4.23)より、次式を得る。

$$n = \frac{\cot \phi_p}{\cot \phi} \quad (\text{解6.4.24})$$

横補強筋量が十分に小さい場合は、 $\cot \phi$ と $\cot \phi_p$ は許容される最大値2および $(2-20R_p)$ となる。したがって、

$$n = 1 - 10R_p \quad (\text{解6.4.25})$$

とすることができる。

横補強筋量が多い場合は、トラス機構によって生じる圧縮応力を考慮する必要がある。特に、解説図6.4.19(a)のF点の左側では、圧縮応力が扇形に集中する。この部分の釣合いを解説図6.4.19(b)に示す。ここで、F点は危険断面から十分に離れており、アーチ機構の影響もほとんどないので、コンクリートは有効圧縮強度 $\lambda_0 \sigma_B$ を負担できるものとする。ただし、解説図6.4.11と同じく、補

強筋間隔、中子筋の有無の影響を考慮して、見かけ上の圧縮応力を  $\lambda\nu_0\sigma_B$  と考える。解説図6.4.19(b)の釣合条件より、式(解6.4.8)と類似の次式を得る。ただし、ここで  $p_{we}$  はヒンジ領域内の横補強筋比、 $\phi$  はヒンジ領域外のトラスの角度であることに注意する必要がある。

$$\cot\phi = \sqrt{\frac{\lambda\nu_0\sigma_B}{p_{we}\sigma_{wy}} - 1} \quad (\text{解6.4.26})$$

この式に、せん断強度が最大となる時(解説図6.4.18のB点)の横補強筋量  $p_{we}\sigma_{wy} = \lambda\nu_0\sigma_B/2 = (1-20R_p)\lambda\nu_0\sigma_B/2$  を代入すると、次式を得る。

$$\cot\phi = \sqrt{\frac{2}{1-20R_p} - 1} \geq \frac{1}{1-10R_p} \quad (\text{解6.4.27})$$

このとき  $\cot\phi = 1$  であるから、これらを式(解6.4.24)に代入すると、やはり式(解6.4.25)によって  $n$  を安全側に評価できるといえる。

#### 11) せん断強度算定式の精度の検証

柱および梁に関する既往のせん断実験データ<sup>6.4.10)~6.4.62)</sup>を用いて本指針の精度を検証した。検証対象を断面積  $bD \geq 400\text{cm}^2$  以上のものに限った。

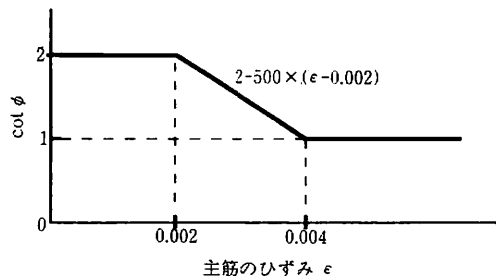
前出6)で述べたように、高強度の主筋を用いると、弾性範囲内であっても部材端近傍において曲げせん断ひび割れの幅が拡大し、斜め圧縮応力がせん断ひび割れを横切ることが困難となる。本指針はSD390までを対象としているが精度検証データには、より高強度の主筋も含まれているので解説図6.4.20に示すような主筋に生じるひずみ度に応じて  $\cot\phi$  の制限を設けた。主筋のひずみ度が0.004で  $\cot\phi = 1$  となるようにした。主筋のひずみ度  $\epsilon$  の算定は、式(解6.4.28)のように、主筋の降伏ひずみ度に対して  $V_{\text{exp}}/V_f$  を乗じて求めた。

$$\epsilon = \epsilon_y \times \min\left(\frac{V_{\text{exp}}}{V_f}, 1\right) \quad (\text{解6.4.28})$$

また、圧縮軸力によるひび割れ強度の上昇を6.2節に従って以下の式により考慮し、精度検証を行った。

$$V_{\text{cal}} = \max\{\min\{\text{式(6.4.1)}, \text{式(6.4.2)}, \text{式(6.4.3)}\}, V_c\} \quad (\text{解6.4.29})$$

$$V_c = \frac{2}{3} \phi b D \sqrt{\sigma_T(\sigma_T + \sigma_0)} \quad (\phi = 0.85) \quad (\text{解6.4.30})$$

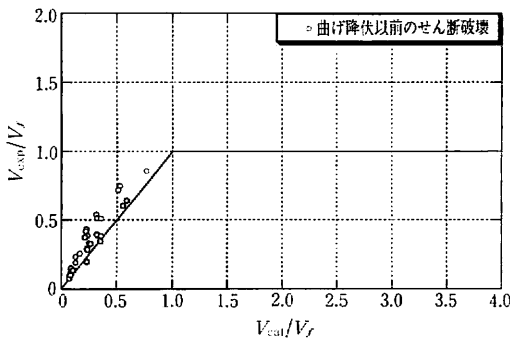


解説図6.4.20 主筋のひずみによる  $\cot\phi$  の上限

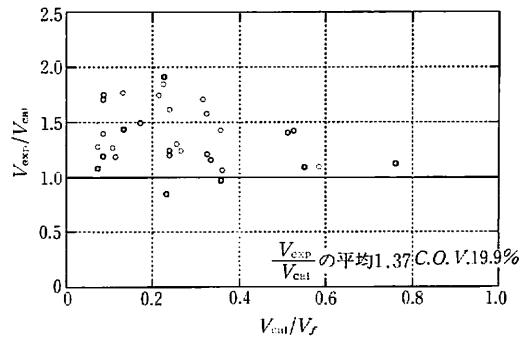
$$\sigma_0 = \frac{N}{bD} \quad (\text{圧縮：正}) \quad (\text{解6.4.31})$$

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{解6.4.32})$$

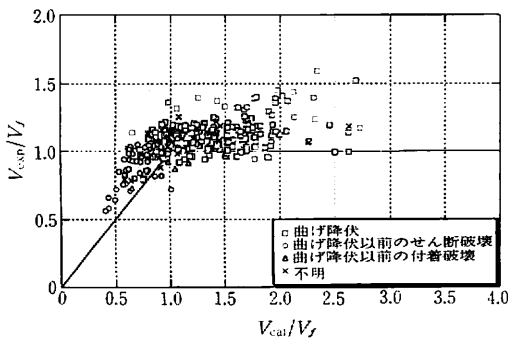
本指針式による検証結果を解説図6.4.21に示す。縦軸は、曲げ終局強度に対する実験最大強度の比  $V_{exp}/V_f$  であり、横軸は、曲げ終局強度に対する解析せん断強度  $V_{cal}/V_f$  である。なお、 $V_f$  は実験者により報告されている鉄筋の実測降伏強度およびシリンダーによるコンクリートの実測圧縮強度に基づいて平面保持の仮定を用いて求めた。図の上段は横補強筋が無いもの、下段は横補強筋を有し、6.8節に示す付着検定式を満足するものである。付着検定式を用いる際の  $\Delta\sigma$  は、平面保持の断面解析により求めた。解説図6.4.21の  $V_{cal}/V_f \geq 1.0$  の範囲で、 $V_{exp}/V_f \leq 1.0$  のものがあるが、これらのほとんどは曲げ降伏している（図中□）ことが実験者により報告されている。横補強筋を持たない試験体（32体）は、すべて曲げ降伏以前にせん断破壊したと報告のあったものであるが、 $V_{exp}/V_{cal}$  の平均値および変動係数は、それぞれ1.37および19.9%である。横補強筋を有し、6.8節の付着検定式を満足する試験体のうち、曲げ降伏以前にせん断破壊したと報告のあった試験体（50体）では、 $V_{exp}/V_{cal}$  の平均値および変動係数は、それぞれ1.28および15.0%である。検証結果は、ほぼよい精度を示している。横補強筋がない試験体においてもひび割れ強度を考慮することにより検証



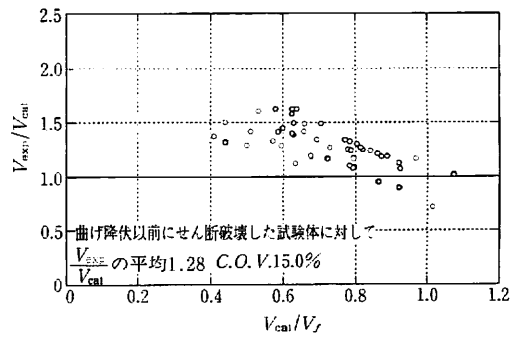
(a)  $p_w = 0$  の場合 (32体)



(b) 左図(a)の精度

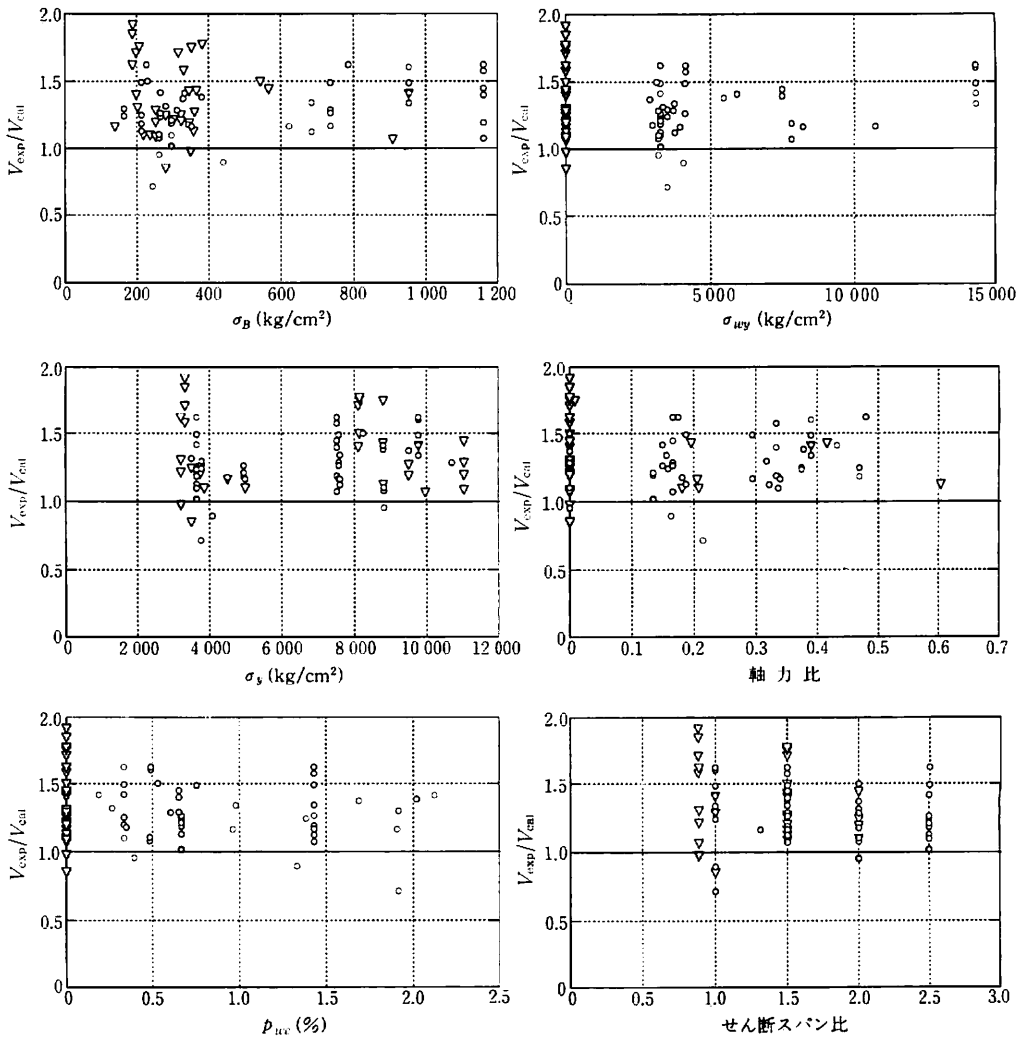


(c)  $p_w > 0$  で付着強度が十分な場合 (308体)



(d) 左図(c)の内、曲げ降伏以前にせん断破壊したと報告があったものの精度 (50体)

解説図6.4.21 せん断強度算定値と実験値との比較

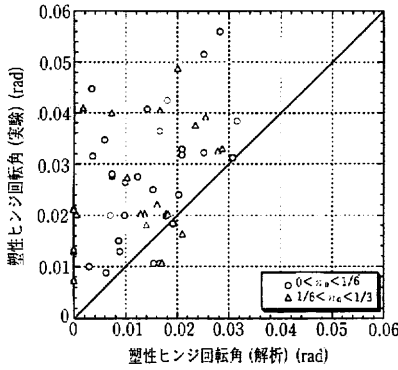


解説図6.4.22 検証データの変数ごとのせん断強度算定値と実験値との比較

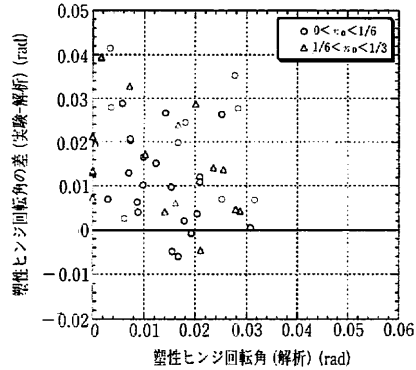
結果は安全側の値を示している。本検証データにおける材料強度、引張鉄筋比、横補強筋比、せん断スパン比および軸力比を横軸に取り、曲げ降伏以前にせん断破壊したと報告のあった試験体に対する検証精度を縦軸にとり、その関係を解説図6.4.22に示す。▽は  $p_{we}=0$  のデータを示している。変数による精度のばらつきは特別な傾向はみられず、どの変数に対しても同様にばらついているが、軸力=0および  $p_{we}=0$  の場合にばらつきが大きくなっている。

### 12) 靱性部材の変形性能に関する精度の検証

既報のせん断実験データのうち、曲げ降伏後にせん断破壊したと報告されている試験体54体(6.4.21)~(6.4.22), (6.4.63)~(6.4.72)を用いて本指針式の精度を検証した。変形能力の予測精度検証結果を解説図6.4.23に示す。(a)の横軸は、本指針式により求めた計算上の塑性ヒンジ回転角である。縦軸は、実験において荷重-たわみ曲線の包絡線上で耐力が最大強度の80%に低下した時点のたわみから、各

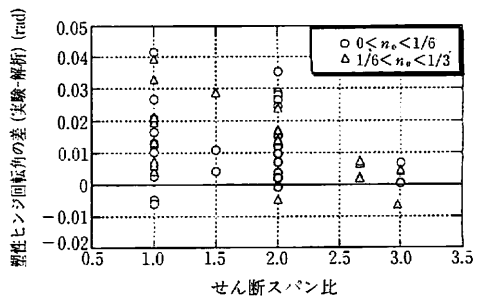
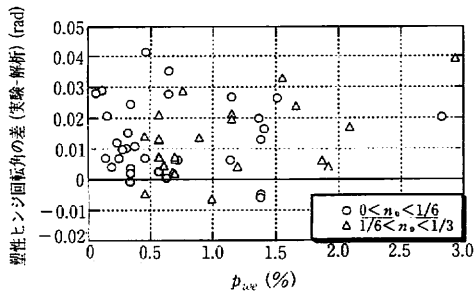
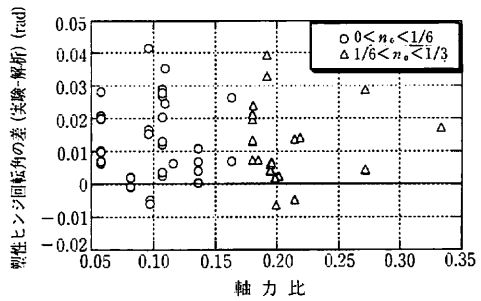
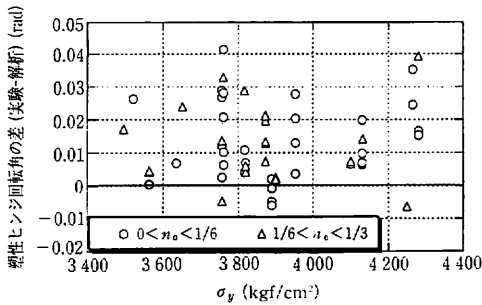
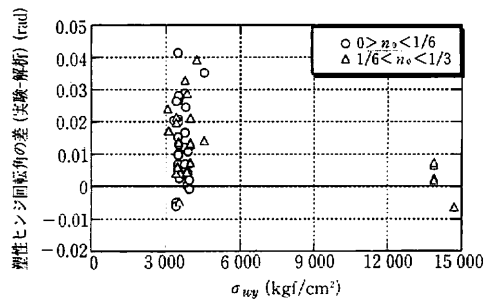
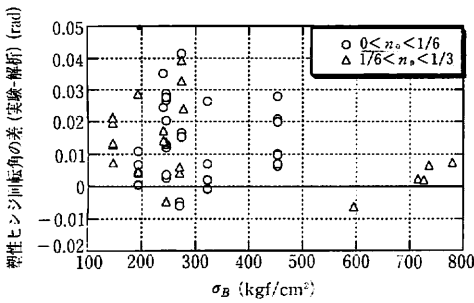


(a) 塑性変形能力の実験結果と解析結果



(b) 塑性変形能力の精度誤差

解説図6.4.23 塑性変形能力の検証



解説図6.4.24 検証データの変数ごとの塑性変形能力算定値と実験値との比較

論文の執筆者によって報告されている引張鉄筋降伏時の曲げ降伏変形を引いて求めた実験による塑性ヒンジ回転角である。(b)の横軸は(a)と同じで、縦軸は実験による塑性ヒンジ回転角から解析による塑性ヒンジ回転角をひいたものである。全体として安全側の評価となっている。本検証データにおける材料強度、軸力比、横補強筋比およびせん断スパン比を横軸に取り、曲げ降伏以後にせん断破壊した試験体の塑性ヒンジ回転角の精度(実験値-解析値)を縦軸に取り、その関係を解説図6.4.24に示す。変数による精度のばらつきに差はみられない。

#### 参考文献

- 6.4.1) 称原・加藤：鉄筋コンクリート部材の耐力(圧縮場理論)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1731-1732，1978.10.
- 6.4.2) 南 宏一：せん断力を受ける鉄筋コンクリート部材の極限解析について，RC構造のせん断に関するコロキウム論文集，日本コンクリート工学協会，pp.1-16，1982.
- 6.4.3) Nielsen, M.P.: Limit Analysis and Concrete Plasticity, Prentice Hall, 420pp.
- 6.4.4) 市之瀬敏勝：RC部材の危険断面近傍でのトラス機構，日本建築学会構造系論文報告集，No.475，pp.129-135，1995.9.
- 6.4.5) 小林克巳・伊部創一ほか：RC梁のせん断破壊機構を考慮したせん断補強筋の配筋とせん断性状に関する実験，コンクリート工学年次論文報告集，pp.181-184，Vol.13，No.2，1991.
- 6.4.6) 半谷公司・市之瀬敏勝：立体破壊面を考慮したRC梁のせん断強度，日本建築学会構造系論文集，No.467，pp.105-113，1995.1.
- 6.4.7) 小前健太郎・小谷俊介：部材断面方向から見た配筋の相違がRC梁のせん断耐力に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.529-530，1995.5.
- 6.4.8) Thurlimann, B: Plastic Analysis of Reinforced Concrete Beams. Introductory Report of IABSE Colloquium Copenhagen, Plasticity in Reinforced Concrete, pp.71-90, 1979.
- 6.4.9) 建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化技術の開発，平成4年度構造成能分科会報告書，(財)国土開発技術研究センター，pp.V-4-5およびV-13-14，1993.3.
- 6.4.10) 池田昭男：塑性域において繰り返し加力を受ける鉄筋コンクリート柱の実験，コンクリートジャーナル，pp.1-13，1970.12.
- 6.4.11) 池田・広沢・山田：軽量骨材を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊試験報告，その1：強度について，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，p.325，1967.
- 6.4.12) 広沢雅也：既往のRC実験資料，建築研究資料No.2，1973.3.
- 6.4.13) 六車・渡辺ほか：鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達に関する実験的研究，セメント技術年報32巻，pp.440-443，1978.
- 6.4.14) 六車・渡辺・河野・辻本：鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達機構に関する研究-繰り返し載荷を受ける場合，セメント技術年報33巻，pp.533-536，1979.
- 6.4.15) 六車・渡辺ほか：新載荷法による鉄筋コンクリート柱のせん断実験，セメント技術年報34巻，pp.421-424，1979.
- 6.4.16) 渡辺史夫：曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱の力学的性質に関する研究-4章：せん断補強筋の補強効果，京都大学学位請求論文，pp.60-83，1984.
- 6.4.17) 渡辺史夫：曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱の力学的性質に関する研究-8章：繰り返しせん断力下でのRC柱のじん性確保，京都大学学位請求論文，pp.136-174，1984.
- 6.4.18) 渡辺史夫：曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱の力学的性質に関する研究-5章：付着割裂せん断破壊に対するせん断補強筋の効果，京都大学学位請求論文，pp.84-116，1984.

- 6.4.19) 若林・南・山口：繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断破壊に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，14号 A，pp.393-415，1971.
- 6.4.20) 荒川・大野：新載荷法による鉄筋コンクリート梁のせん断抵抗について，日本建築学会論文報告集，pp.581-584，1957.7.
- 6.4.21) 東端・山口・黒正・福原・狩野・斉藤・吉崎ほか：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究，その5～その8，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1421-1428，1973.
- 6.4.22) 山本・宗村・千葉・近藤ほか：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究，その11～その12，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1309-1312，1974.
- 6.4.23) 福原正志・黒正清治：鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する研究（はりの曲げせん断実験），日本建築学会論文報告集，第320号，pp.12-20，1977.10.
- 6.4.24) 吉岡研三：「柱選定試験体」選定理由および実験 DATA の概要，第2回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム，解析モデル検証用試験体の実験データ集，pp.9-20，1983.10.
- 6.4.25) 黒正清治・松崎育弘・林 静雄・小林克己・熊谷仁志・偉川哲光・武居 泰・夫 拓量：高強度せん断補強筋を用いた RC 柱に関する実験研究，（その1）実験概要および荷重変形関係，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.483-484，1987.10.
- 6.4.26) 黒正清治・松崎育弘・福原正志・小林克己・熊谷仁志・偉川哲光：高強度せん断補強筋を用いた RC 梁に関する実験研究，（その1）せん断強度に及ばずせん断補強筋量とコンクリート強度の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.455-456，1986.8.
- 6.4.27) 黒正清治・福原正志・飯田 剛・能森雅己：高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート梁・柱の力学的挙動に関する実験研究，（その3）柱の力学的挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1353-1354，1976.10.
- 6.4.28) 黒正清治・福原正志・前田 索：鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験研究，（その2）曲げ，せん断，軸力を受ける柱の強度と変形能力，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1325-1326，1982.10.
- 6.4.29) 六車・渡辺ほか：超高層鉄筋コンクリート住宅における構造実験（その4，5），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.155-158，1986.
- 6.4.30) 六車・渡辺ほか：超高層鉄筋コンクリート住宅の耐震設計（その3，4），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.327-330，1987.
- 6.4.31) 坂口・磯畑ほか：超高層 RC 造集合住宅の構造特性に関する研究（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.153-154，1985.
- 6.4.32) 坂口・田中ほか：超高強度鉄筋コンクリート造短スパン梁の曲げせん断耐力実験（その1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.67-70，1987.
- 6.4.33) 坂口・香田ほか：超高強度鉄筋コンクリート造柱の曲げせん断実験（その1～3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.697-702，1988.
- 6.4.34) 吉崎・金田ほか：RC 積層工法による超高層骨組の構造実験（その2，3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.177-180，1986.
- 6.4.35) 金田・小林ほか：RC 積層工法による超高層骨組の構造実験（その6），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.301-302，1987.
- 6.4.36) 川端・成原ほか：RC 積層工法による超高層骨組の構造実験（その10），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.471-472，1988.
- 6.4.37) 菅野・山口ほか：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研究（その1～3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.145-150，1985.
- 6.4.38) 菅野・長嶋ほか：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研究（その5），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.151-152，1986.



- 6.4.39) 菅野・木村ほか：高強度コンクリート及び高強度横補強筋を用いた RC 部材の実験的研究（その3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.657-658，1988.
- 6.4.40) 藤本善久・倉本 洋・宮井清忠・南 宏一・若林 實：X 形配筋柱の強度と靱性に及ぼすコンクリート強度の影響（その1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.503-506，1989.10.
- 6.4.41) 塚本尚由・南 宏一ほか：13 000キロ級のせん断補強筋を用いた40cm 角断面の RC 柱のせん断破壊性状（その1～5），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.693-702，1989.10.
- 6.4.42) 植松卓二・高木仁之・新田隆雄・奥出久人・狩野芳一：高強度せん断補強筋を用いた RC はりのせん断実験（その1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.711-714，1989.10.
- 6.4.43) 狩野芳一・高木仁之・田中礼治・大芳賀義喜：高強度せん断補強筋を用いた RC はりのせん断実験（その3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.715-716，1989.10.
- 6.4.44) 松野浩一・岡田隆幸：日本国土開発高層 RC システム（JDC-RC30）の開発（その4），技術研究報告，No. 8 特集号，1988.
- 6.4.45) 安藤邦彦・鶴谷雅之ほか：高強度コンクリート，高強度横補強筋を用いた RC 柱部材に関する実験的研究，奥村組技術研究年報，No.15. 1989.
- 6.4.46) 本田義博・岩倉知行：高強度せん断補強筋を用いた RC 梁，柱に関する実験研究，東急建設技術研究年報，No.14. 1988.
- 6.4.47) 自都 滋・本田義博ほか：高強度鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究（その3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.743-744. 1989.
- 6.4.48) 鈴木英之・山下益徳ほか：純ラーメン構造による超高層 RC 造集合住宅の耐震設計（その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.803-812，1989.
- 6.4.49) 川島俊一・稲井栄一ほか：高強度鉄筋コンクリート造柱の高軸力下の変形性状（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.755-766，1989.
- 6.4.50) 深田泰夫・佐藤由夫ほか：鉄筋コンクリート柱の実験的研究，清水建設技報，第28号，1977.10.
- 6.4.51) 川崎清彦・前田安治ほか：高層鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.475-476，1988.10.
- 6.4.52) ZRC（銭高組超高層 RC 集合住宅）システムの開発，銭高組技報 No.13，1989.
- 6.4.53) 新林 実・中川三夫・久保田雅春：とびしま技報/建築，No.19，1988.
- 6.4.54) 佐藤和英ほか：佐藤工業技術研究所報，1986.
- 6.4.55) 松崎育弘ほか：高強度せん断補強筋を用いた RC 梁のせん断破壊性状に関する実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造，pp.603-604，1988.
- 6.4.56) 中江晃彦・倉本 洋・南 宏一：1 200キロ級のコンクリートを用いた RC 柱部材のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文報告集，12-2，pp.357-362. 1990.
- 6.4.57) 井上章男・西村泰志・倉本 洋：高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.635-636. 1992.
- 6.4.58) 南本敏宏・南 宏一ほか：600kgf/cm<sup>2</sup>級の高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状（その1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.637-640. 1992.
- 6.4.59) 南 宏一：600キロ級の高強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断付着割裂破壊性状，NewRC 構造性能分科会・せん断 WG 資料，SH-156. 10pp. 1992.12.
- 6.4.60) 南 宏一：600キロ級の高強度コンクリートを用いた RC 柱の2軸せん断破壊性状，NewRC 構造性能分科会・せん断 WG 資料，SH-157. 24pp. 1992.12.
- 6.4.61) 松崎育弘ほか：断面形状の差による T 形梁のせん断強度に関する実験研究（その1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.221-224. 1987.
- 6.4.62) 狩野芳一ほか：加力方法の違いによる T 形梁のせん断耐力に関する実験的研究（その1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.217-220. 1987.
- 6.4.63) 齊藤・吉崎・西垣：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その8），日本建築学会

大会学術講演梗概集, pp. 1427-1428, 1973.

- 6.4.64) 中山・吉岡・小池・武田：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その10), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1307-1308, 1974.
- 6.4.65) 高橋・大森・石井・渡辺：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その13), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1313-1314, 1974.
- 6.4.66) 東・大久保・大塚：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その23), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1113-1114, 1975.
- 6.4.67) 芹川・東・大久保・大塚：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その38), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1419-1420, 1976.
- 6.4.68) 齊藤・中田：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その34), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1411-1412, 1976.
- 6.4.69) 菊池・武田・吉岡：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その42), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1495-1496, 1977.
- 6.4.70) 中沢・高橋・清水・広沢：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その45), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1501-1502, 1977.
- 6.4.71) 六車・渡辺ほか：超高層鉄筋コンクリート住宅における構造実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 155-156, 1986.
- 6.4.72) 川端・小林ほか：遠心整形プレキャストコンクリート柱の構造実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 189-190, 1989.

## 6.5 作用せん断力が部材の途中で変化する場合のせん断補強

梁の作用せん断力は、通常、長期荷重のために部材の途中で変化する。このような場合、次の手順によりせん断補強筋量を算定してよい。ただし、床スラブが梁の下端につく場合や、小梁が大梁の下端付近につく場合には、この方法を適用してはならない。

- (1) 部材中の最大作用せん断力  $V_{\max}$  が一様に加わるものとして必要せん断補強筋量  $\rho_{we\sigma_{wy}}$  の最大値  $(\rho_{we\sigma_{wy}})_{\max}$  を計算する。6.4.2項に従って、降伏ヒンジ領域の内外でせん断補強筋量  $\rho_{we\sigma_{wy}}$  を変える場合も、 $V_{\max}$  に対してヒンジ内外の必要せん断補強筋量を計算する。
- (2) 部材各部の必要せん断補強筋量は、その断面での作用せん断力を  $V$  として、次式で算定する。

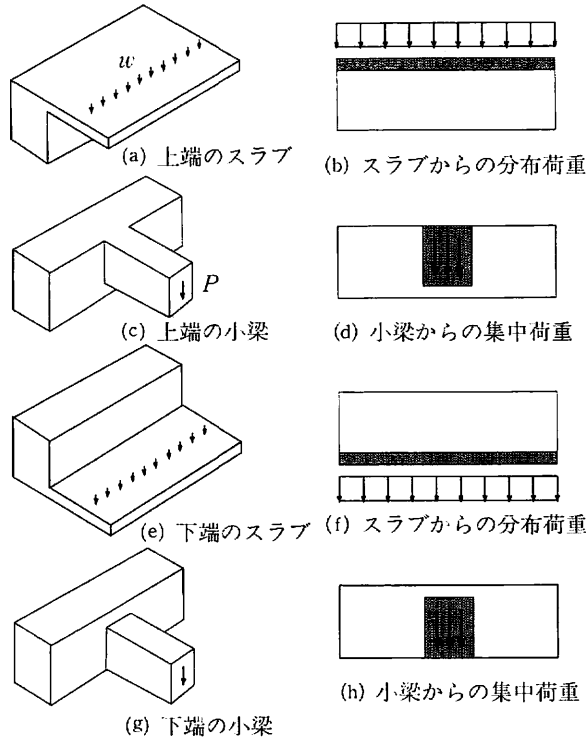
$$\rho_{we\sigma_{wy}} = \frac{V}{V_{\max}} (\rho_{we\sigma_{wy}})_{\max} \quad (6.5.1)$$

### 1) 鉛直荷重の加わり方

鉛直荷重は通常スラブや小梁を介して梁に加わる。ここではまず、解説図6.5.1(a)(c)のように、スラブや小梁が大梁の上端に付く場合について考える。これらの荷重は大梁にねじれモーメントを引き起こすが、RC計算規準と同じく、変形適合ねじりであることを前提として無視するものとし、解説図6.5.1(b)(d)のような荷重として考える。解説図6.5.1(e)~(h)のようなケースについては後で述べる。

### 2) 上端のスラブと小梁からの荷重によるトラス機構（非靱性部材の場合）

解説図6.5.1(a)(c)の鉛直荷重と水平荷重によって、解説図6.5.2(a)~(c)のような曲げモーメントとせん断力が生じた場合を考える。鉛直荷重の影響が大きいような長い梁においてはトラス機構が卓越するので、トラス機構のみを考える。そして、小梁の荷重  $P$  によるトラス機構とそれ以外(スラ



解説図6.5.1 梁に加わる鉛直荷重の種類

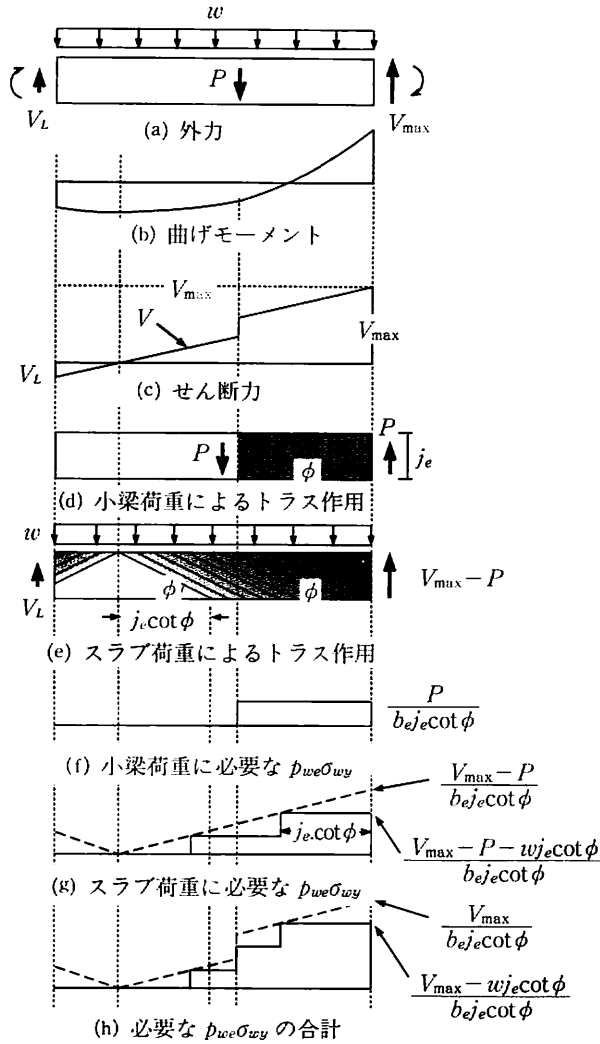
ブ荷重  $w$  など) によるトラス機構を解説図6.5.2(d)(e)のように分離して考える。小梁の荷重  $P$  は大梁の有効せい  $j_e$  間で分布して加わるものと考え、解説図6.5.2(d)のトラス機構を支えるのに必要な  $p_{we}\sigma_{wy}$  は、解説図6.5.2(f)に示すように一様に  $P/(b_e \cdot j_e \cdot \cot \phi)$  である。次に、スラブ荷重  $w$  は大梁のほぼ上面から加わるため、解説図6.5.2(g)に実線で示すように、せん断力 0 の箇所から左右両側に  $j_e \cdot \cot \phi$  までの区間で必要な  $p_{we}\sigma_{wy}$  は 0 であり、そこから階段状に増加する（このことは、解説図6.5.2(e)のトラス作用を  $\phi$  の角度で切断すればわかる）。したがって、必要な  $p_{we}\sigma_{wy}$  の合計は、解説図6.5.2(h)の実線のようにになる。しかし、このままでは設計式としてやや複雑である。そこで、安全側の簡略化として、必要な補強筋応力を解説図6.5.2(g)(h)の破線のように考えることにする。これは解説図6.5.2(c)とまったく相似である。したがって、本文に書いたように、まず  $V_{max}$  に対して必要な横補強筋量を算定し、作用せん断力に比例してこれを低減させるという方法で安全側に評価できることがわかる。

### 3) 上端のスラブと小梁からの荷重によるトラス機構（靱性部材の場合）

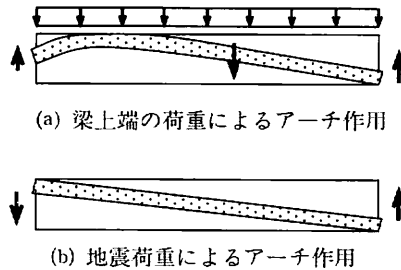
靱性部材の場合、ヒンジ領域でトラスの角度が変化するが、鉛直荷重の伝達は非靱性部材と同様であり、作用せん断力に比例して横補強筋量を減らしてよい。

### 4) アーチ機構

ここまでの議論では、トラス機構が卓越するものとして、アーチ機構を無視してきた。梁の上端から鉛直荷重が加わる場合、解説図6.5.3(a)のようなアーチ機構が発生する。一方、本文に示したよ



解説図6.5.2 梁上端から鉛直荷重を考慮したトラス機構

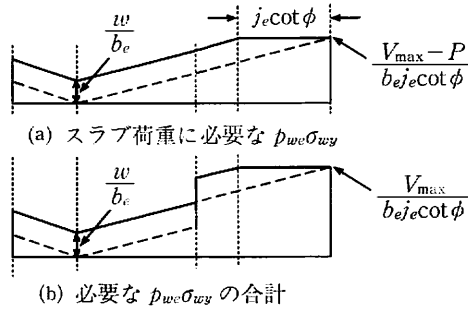


解説図6.5.3 鉛直荷重を考慮したアーチ機構

うに、 $V_{\max}$  に対して必要な横補強筋量を算定する場合には、解説図6.5.3(b)のようなアーチ機構を考  
 えていることになる。これは解説図6.5.3(a)の機構より低めのせん断強度を与える。したがって、アー  
 チ機構が存在する場合、本文に示した方法は、安全側の簡略化になっていることがわかる。

5) スラブ・小梁が大梁の下端に付く場合

スラブが大梁の下端に付く場合、スラブからの鉛直荷重は、いったん、せん断補強筋によって引き上げられた後でトラス機構により梁の両端へ伝達される。したがって、このとき必要なせん断補強筋量は、解説図6.5.4のようになる。小梁が大梁の下端に付く場合は、小梁のせん断力が大梁の腹部に均等に伝達されるよう、主筋を適切に定着することが望ましい。このような定着を行った場合は、前述と同じ考え方でせん断補強筋を配してよい。



解説図6.5.4 大梁の下端につくスラブからの鉛直荷重を考慮した必要せん断補強筋量

6) 計算例

各部材の横補強筋の配筋を適当に仮定し、そのせん断強度が設計用せん断力を上回ることを確認する設計の方法を用いてもよいが、ここでは式(6.4.1)および式(6.4.2)を利用して設計用せん断力に対して必要な補強筋量を直接算定する方法を用いる。式(6.4.1)および式(6.4.2)から  $\rho_{we}\sigma_{wy}$  を求めると、

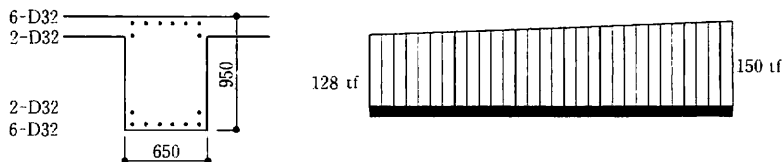
$$\rho_{we}\sigma_{wy} = \frac{2V - bD\nu\sigma_B \tan\theta}{2b_e j_e \mu - \frac{5bD \tan\theta}{\lambda}} \quad (\text{解6.5.1})$$

$$\rho_{we}\sigma_{wy} = \frac{3V - b_e j_e \lambda \nu \sigma_B}{b_e j_e} \quad (\text{解6.5.2})$$

となる。

a) 計算例としてヒンジ部材の梁を考える。以下の条件が与えられているものとする。

$b=65\text{cm}$ ,  $D=95\text{cm}$ ,  $L=600\text{cm}$ ,  $R_p=1/50\text{rad}$ ,  $\sigma_B=360\text{kgf/cm}^2$ ,  $V=$  解説図6.5.5のとおり



解説図6.5.5

b) 必要補強筋量の計算

$$\nu = (0.7 - \sigma_B / 2000) \times (1 - 20R_p) = (0.7 - 360 / 2000) \times (1 - 20 / 50) = 0.312$$

$$\mu = 2 - 20 \times R_p = 2 - 20 / 50 = 1.6$$

$$\tan \theta = 0.9 \times D / (2L) = 0.9 \times 95 / (2 \times 600) = 0.07125 (L/D = 600 / 95 = 6.316 \geq 1.5)$$

補強筋を部材表面から 55mm の位置にあると仮定すると、

$$b_e = b = 65\text{cm} \text{ (スラブ付き)}, j_e = D - 5.5 \times 2 = 95 - 11 = 84\text{cm}$$

$N_s = 0$  (中子筋なし) とすると  $b_s = b_e$  である。

$b_s/j_e = b_e/j_e = 65/84 = 0.774$  であるので、横補強筋間隔を  $s = 10\text{cm}$  と仮定すると、 $s/j_e = 10/84 = 0.119$  となり表 6.4.1 より  $\lambda = 0.7$  となる。

$$\frac{V}{b_e j_e \nu \sigma_B} = \frac{150 \times 1000}{65 \times 84 \times 0.312 \times 360} = 0.2446$$

$$\frac{\lambda}{2} = \frac{0.7}{2} = 0.35$$

となり  $\frac{V}{b_e j_e \nu \sigma_B} \leq \frac{\lambda}{2}$  を満たす。

式 (解 6.5.1) より

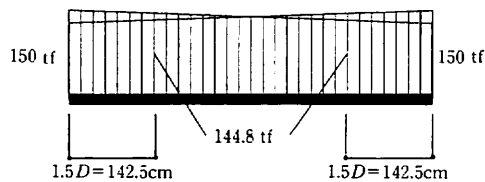
$$\begin{aligned} \rho_{we} \sigma_{wy} &= \frac{2V - bD\nu\sigma_B \tan \theta}{2b_e j_e \mu - \frac{5bD \tan \theta}{\lambda}} \\ &= \frac{2 \times 150 \times 1000 - 65 \times 95 \times 0.312 \times 360 \times 0.07125}{2 \times 65 \times 84 \times 1.6 - \frac{5 \times 65 \times 95 \times 0.07125}{0.7}} \\ &= 17.49 \text{kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

式 (解 6.5.2) より

$$\begin{aligned} \rho_{we} \sigma_{wy} &= \frac{3V - b_e j_e \lambda \nu \sigma_B}{b_e j_e} \\ &= \frac{3 \times 150 \times 1000 - 65 \times 84 \times 0.7 \times 0.312 \times 360}{65 \times 84} \\ &= 3.79 \text{kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

よってヒンジ領域内の必要補強筋量は、 $17.49 \text{kgf/cm}^2$  となる。

またヒンジ領域外の必要補強筋量をヒンジ領域内の必要補強筋量の  $n$  倍とすると、ヒンジ領域外での最大せん断力が  $144.8 \text{tf}$  (解説図 6.5.6 参照) であるので、



解説図 6.5.6

$$n = (1 - 10R_p) \frac{144.8}{150} = \left(1 - \frac{10}{50}\right) \frac{144.8}{150} = 0.77$$

となる。よってヒンジ領域外の必要補強筋量は、

$$17.49 \times 0.77 = 13.47 \text{ kgf/cm}^2$$

横補強筋として D13 (SD35) を用いると、 $\sigma_{wy} = 3500 \text{ kgf/cm}^2$  (信頼強度算定用材料強度) であるから、必要補強筋比は、

ヒンジ領域内で

$$p_{we} = \frac{17.49}{3500} = 0.00500$$

ヒンジ領域外で

$$p_{we} = \frac{13.47}{3500} = 0.00385$$

となる。これを上回るように

$$\text{ヒンジ領域内を } 3\text{-D13@10cm} (p_{we} = 1.27 \times 3 / (65 \times 10) = 0.00586 > 0.00500)$$

$$\text{ヒンジ領域外を } 3\text{-D13@15cm} (p_{we} = 1.27 \times 3 / (65 \times 15) = 0.00391 > 0.00385)$$

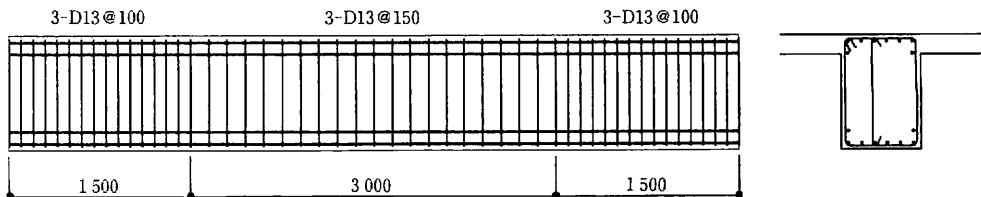
で補強する。

改めて  $\lambda$  を計算する。

$$\begin{aligned} \lambda &= \left(1 - \frac{s}{2j_e}\right) \left(1 - \frac{b_e}{4(N_s + 1)j_e}\right) \\ &= \left(1 - \frac{10}{2 \times 84}\right) \left(1 - \frac{65}{4(1+1)84}\right) \\ &= 0.850 > 0.7 \end{aligned}$$

となり仮定した値より大きいので O.K. である。

以上の計算結果を解説図 6.5.7 に示す。



解説図 6.5.7

## 6.6 傾斜せん断補強筋

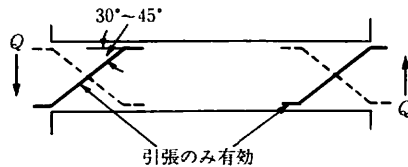
傾斜軸鉄筋をせん断補強筋として用いる場合には、式(6.6.1)による負担せん断力  $V_x$  を、(6.4.1)～(6.4.3)式によるせん断強度に加えてよい。

$$V_x = A_x \sigma_{xy} \sin \theta_x \quad (6.6.1)$$

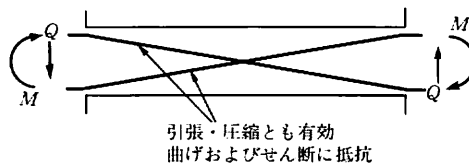
ここに、 $\theta_x$ は傾斜軸鉄筋が材軸となす角度、 $A_x$ は傾斜軸鉄筋の断面積で、部材の端部から端部に直接配筋される場合は圧縮引張両側の断面積の合計とし、部材の一部の領域に配筋される場合は引張側のみ断面積とする。

解説図6.6.1に示すような、降伏ヒンジ位置に軸鉄筋を傾斜させて配筋し、せん断力に抵抗させる方法は、従来より折曲げ筋として用いられてきたもので、その鉄筋引張力のせん断力方向成分で直接せん断力を負担することができる。したがって、本指針では式(6.6.1)で与えられるせん断強度を式(6.4.1)～(6.4.3)で与えられるせん断強度に加え合わせてよいとした。このような、傾斜せん断補強筋が有効なのは、せん断力の大きな部材において多数回の繰返し曲げによって、軸鉄筋に引張塑性ひずみが累積し、トラスおよびアーチ機構によるせん断力伝達が困難となり、滑りせん断破壊が生ずる場合である。ただし、その材軸に対する傾斜角度  $\theta_x$  は30～45度の範囲とし、十分な定着長さの確保、折曲げ部内側においてコンクリートに加わる支圧応力に対する安全性の確保および傾斜鉄筋力がヒンジ部の曲げ強度に及ぼす影響に対する配慮をしなければいけない。

一方、解説図6.6.2に示すように、柱・梁の全長にわたって対角線状に軸鉄筋を配置するいわゆるX形筋に生ずる圧縮および引張力が、せん断力に対抗できることが実験的および理論的<sup>6.6.1)～6.6.4)</sup>に明らかにされているため、式(6.6.1)の鉄筋断面積としては、両鉄筋の断面積を加算してもよい。なお、このX形筋は部材のせん断強度のみならず、曲げ強度に対しても寄与させることができる。さらに、X形主筋は、そのせん断抵抗機構においてコンクリートとの付着力を必要としないので、X形配筋部材では、全主筋量のうち、X形主筋とした残りの平行主筋に対してのみ付着力に対する検討を行えばよい。したがって、全主筋を平行配筋した部材において、付着割裂破壊が生じやすい場合には、このX形配筋を併用することによって、付着割裂破壊を回避することができる。この考え方を活用すれば、X形配筋を併用した部材では、いかなる条件のもとでも、その部材の破壊モードを付着破壊を含めたせん断破壊系から曲げ破壊系のモードに移行させることができ、高引張主筋量



解説図6.6.1 ヒンジ部のみに配置される X 形せん断補強筋



解説図6.6.2 部材全長にわたって配置される X 形せん断補強筋



の部材に対しても高靱性が期待できる曲げ破壊系の部材とすることができる。詳細については、文献<sup>6.6.1)~6.6.4)</sup>を参照されたい。

このような傾斜せん断補強筋を用いる場合にも、通常のスーラップもしくはフープによってせん断力の一部を負担させるよう設計しなければいけない。それらのせん断力負担割合は、過去の実験・研究結果を参考にして慎重に決定し、傾斜せん断補強筋のせん断力負担が過大とならないよう注意が必要である。ニュージーランド規準<sup>6.6.5)</sup>では、通常のスーラップもしくはフープによるせん断負担を、全せん断力の1/3以上とするように規定されている。

#### 参考文献

- 6.6.1) T. Paulay: Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, ST9, pp. 2407-2419.
- 6.6.2) T. Paulay and J.R. Binney: Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls, ACI Special Publication 42, Vol. 2, pp. 579-598, 1974.
- 6.6.3) 若林・南: X線配筋を用いた鉄筋コンクリート柱の耐震性能について、第2回コンクリート工学年次講演会論文報告集, pp. 433-436, 1980.6.
- 6.6.4) 南 宏一: X型配筋柱の弾塑性性状に関する基礎研究, 京都大学学位請求論文, 1984.12
- 6.6.5) Code of practice for Design of Concrete Structures, New Zealand Standard, NZS3101-Part 1, p. 57, 1982.

### 6.7 有孔梁の設計

有孔梁のせん断信頼強度の算定にあたっては、開口の影響を適切に評価しなければならない。

梁に開口を有する場合、あばら筋、斜め筋、簡易補強金物などにより開口補強を施す必要が生じる。以下に、あばら筋により開口補強された梁、斜め筋により開口補強された梁などを例にとり、開口補強された梁のせん断強度を考える。

#### 1) 通常のおばら筋のみにより補強した有孔梁のせん断強度式と精度の検証

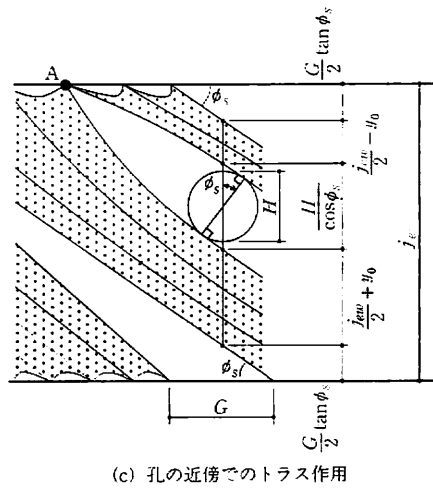
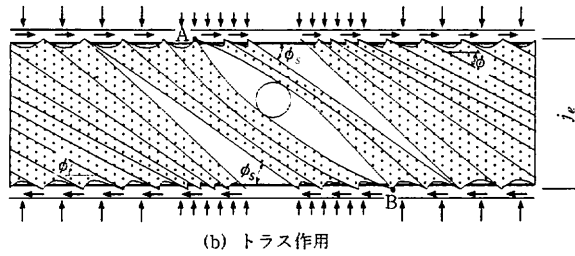
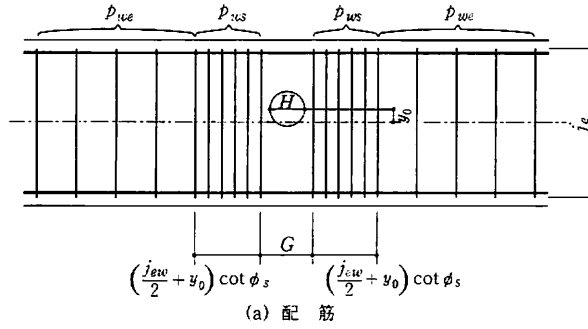
まず、解説図6.7.1(a)のような通常のおばら筋のみにより補強した有孔梁のせん断強度を考える。ここで、

$H$ : 円孔の直径 (長方形孔の場合は、その外接円の直径)

$G$ : 孔の両脇のおばら筋の間隔

$y_0$ : 材軸から孔の中心までの距離

とする。このような部材では、アーチ作用の発生は困難であり、解説図6.7.1(b)(c)のようなトラス作用によってせん断力が伝達されるはずである<sup>6.7.1)</sup>。 $\phi_s$ は、孔の上下でのコンクリートの圧縮応力の傾きを表す。水平方向の矢印は、主筋による付着力を表す。鉛直方向の矢印は、横補強筋の引張応力によってコンクリートに与えられる締付け力を表す。ハッチのない部分は、コンクリートの圧縮応力が流れない領域を示す。この領域が広がるほど、孔の周辺のハッチ領域での圧縮応力が厳しくなり、部材のせん断強度が低下する。 $j_e$ からハッチのない領域のせい、 $\frac{H}{\cos\phi_s} + G \tan\phi_s$ を差し引いた



解説図6.7.1 あばら筋により補強された梁

値を「トラス作用の有効せい  $j_{ew}$ 」と呼ぶ。 $j_{ew}$ は、次式で与えられる。

$$j_{ew} = j_e - \frac{H}{\cos \phi_s} - G \tan \phi_s \quad (\text{解6.7.1})$$

解説図6.7.1(b)(c)より、孔の両脇の横補強は、解説図6.7.1(a)のように、 $(\frac{j_{ew}}{2} + y_0) \cot \phi_s$ の範囲に施す必要があることがわかる。 $\cot \phi_s \leq 2$ であるので補強の範囲は  $j_e - \frac{\sqrt{3}H + G}{2} + 2y_0$  とすれば十分である。

ハッチ領域のコンクリートに生ずる圧縮応力度は、次式で表される。

$$\sigma_{cw} = \frac{\rho_{ws}\sigma_{wy}}{\sin^2\phi_s} = 1 + \cot^2\phi_s \cdot \rho_{ws}\sigma_{wy} \quad (\text{解6.7.2})$$

ただし、 $\rho_{ws}$ ：孔の両脇のあばら筋比とする。 $\nu\sigma_B = \sigma_{cw}$ より、 $\phi_s$ に関して次式を得る。

$$\cot\phi_s = \sqrt{\frac{\nu\sigma_B}{\rho_{ws}\sigma_{wy}} - 1} \quad (\text{解6.7.3})$$

上記の記号を用いて、通常のアばら筋による補強の有孔梁のせん断信頼強度は、次式で表される。

$$V_u = b_e j_{ew} \rho_{ws} \sigma_{wy} \cot\phi_s \quad (\text{解6.7.4})$$

ただし、 $\rho_{ws}\sigma_{wy} > \lambda\left(\frac{1}{2} - \frac{H}{j_e}\right)\nu\sigma_B$ の場合は、 $\rho_{ws}\sigma_{wy} = \lambda\left(\frac{1}{2} - \frac{H}{j_e}\right)\nu\sigma_B$ とみなす（補強限界）。

種々の  $\frac{H}{j_e}$  に対するせん断強度  $V_u$  の上限値（あばら筋を補強限界まで配筋した場合のせん断強度）を解説図6.7.2に示す。ただし、 $G=1.2H$ と仮定した。例えば  $\frac{H}{j_e}=0.25$  ( $j_e=0.8D$ とすれば、 $\frac{H}{D}=\frac{1}{5}$ に相当)の場合、 $\frac{V_u}{b_e j_{ew} \nu\sigma_B}$ の上限値は、0.233となる。つまり、これより大きなせん断力に対しては、あばら筋のみによる補強は不可能である。

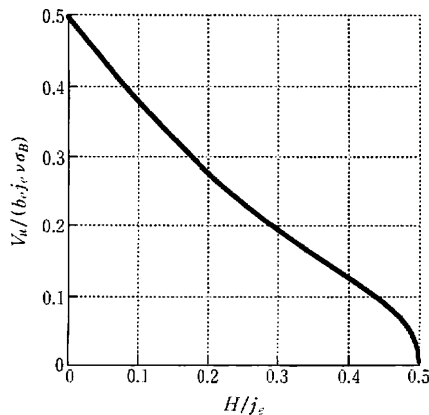
式(解6.7.4)は、 $j_{ew}$ の中にも  $\cot\phi_s$ が含まれており、設計式としては煩雑である。そこで  $G=1.2H$ として  $j_{ew}$ ではなく  $j_e$ と  $H$ のみを用いて  $\rho_{ws}\sigma_{wy}$ に関する3本の折れ線で近似する式(解6.7.5)～(解6.7.7)が得られる。これらの3式の最小値がせん断強度を与える。

$$V_u = 2b_e j_e \rho_{ws} \sigma_{wy} \quad (\text{解6.7.5})$$

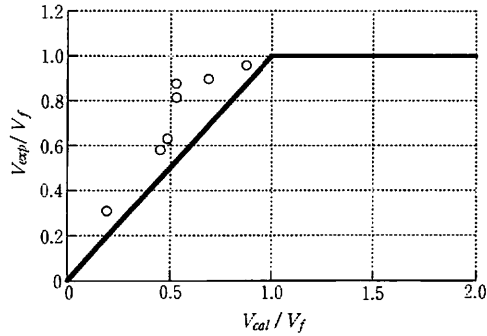
$$V_u = \frac{\rho_{ws}\sigma_{wy} + \lambda(1-2r)\nu\sigma_B}{3} b_e j_e \quad (\text{解6.7.6})$$

$$V_u = \lambda(0.5-r)b_e j_e \nu\sigma_B \quad (\text{解6.7.7})$$

ただし、 $r = \frac{H}{j_e}$ は  $j_e$ に対する孔径  $H$ の比である。式(解6.7.5)は、 $\rho_{ws}\sigma_{wy}$ が小さい場合を表し、 $j_{ew} = (1-2r)j_e$ 、 $\cot\phi_s = \frac{2}{1-2r}$ と近似したものである。式(解6.7.7)は、 $\rho_{ws}\sigma_{wy}$ が大きい場合の補強限界であり、このとき  $\cot\phi_s = \frac{j_e}{j_{ew}}$ である。式(解6.7.6)は、両者の中間である。



解説図6.7.2 孔の径がせん断強度の上限に及ぼす影響



解説図6.7.3 強度式の検証

文献6.7.2)～6.7.6)のうちで、通常のあばら筋による有孔梁について、前述の折れ線近似式により精度の検証を行った結果を解説図6.7.3に示す。式(解6.7.5)～(解6.7.7)は十分な精度を有していると言える。

### 2) 通常のあばら筋のみにより補強した有孔梁の計算例

6.4節のせん断強度の算定式を用いた計算例と同じ条件の梁の中央に15cmの孔を設ける場合を考える。設計せん断力は、安全側として144.8tを考える。6.5節の計算例によると、この梁の中央部には、3-D13の横補強筋がある。

$$r = \frac{H}{j_e} = \frac{15}{84} = 0.18$$

$$\lambda = \left(1 - \frac{s}{2j_e}\right) \left(1 - \frac{b_e}{4j_e(N_s + 1)}\right) = \left(1 - \frac{15}{2 \times 84}\right) \left(1 - \frac{65}{4 \times 84 \times (1 + 1)}\right) = 0.85$$

$$V_u = 2b_e j_e \rho_{ws} \sigma_{wy} = 2 \times 65 \times 84 \times \frac{1.27 \times 3}{65 \times 15} \times 3500 = 149352 \text{ kg} = 149.4 \text{ tf}$$

$$V_u = \frac{\rho_{ws} \sigma_{wy} + \lambda(1 - 2r) \nu \sigma_B}{3} b_e j_e = \frac{\frac{1.27 \times 3}{65 \times 84} \times 3500 + 0.85(1 - 2 \times 0.18) \times 0.52 \times 360}{3} \times 65 \times 84 = 189788 \text{ kg} = 189.8 \text{ tf}$$

$$V_u = \lambda(0.5 - r) b_e j_e \nu \sigma_B = 0.85 \times (0.5 - 0.18) \times 65 \times 84 \times 0.52 \times 360 = 278014 \text{ kgf} = 278.0 \text{ tf}$$

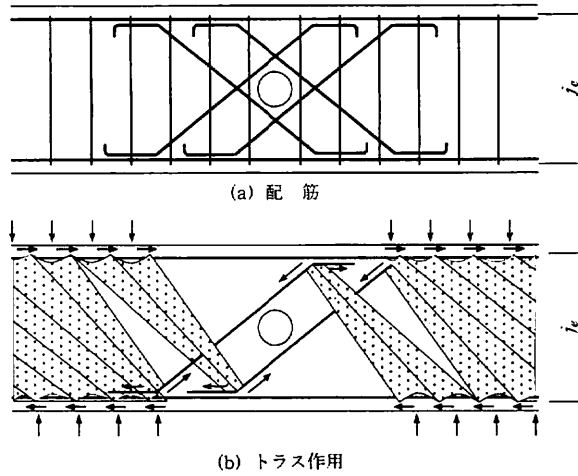
よってこの有孔梁のせん断強度は149.4tfであり、設計せん断力を上回っているので、この横補強筋量で十分である。つまり、特別に開口補強を施す必要がないことがわかる。ただし、本式では  $G \leq 1.2H$  なる仮定をおいているので、 $G \leq 1.2H$  を確認する必要がある。

### 3) 斜め筋により補強した有孔梁のせん断強度

解説図6.7.4のように、孔の両脇のあばら筋よりも外側に定着した斜め筋については、定着領域でのコンクリートの圧縮応力がそれほど厳しくないため、少なくとも引張側ではその性能を十分発揮できると考えてよい。したがって、その効果を次式により評価して、式(解6.7.5)～(解6.7.7)から求められる  $V_u$  に加えてもよい。

$$V_u = A_x \sigma_{xy} \sin \theta_x \tag{解6.7.8}$$

ここで、 $\theta_x$  は斜め筋が材軸となす角度、 $A_x$  は引張側の斜め筋の断面積とする。



解説図6.7.4 斜め筋による孔の補強

4) 水平補強筋と孔の上下の横補強筋により補強した有孔梁のせん断強度

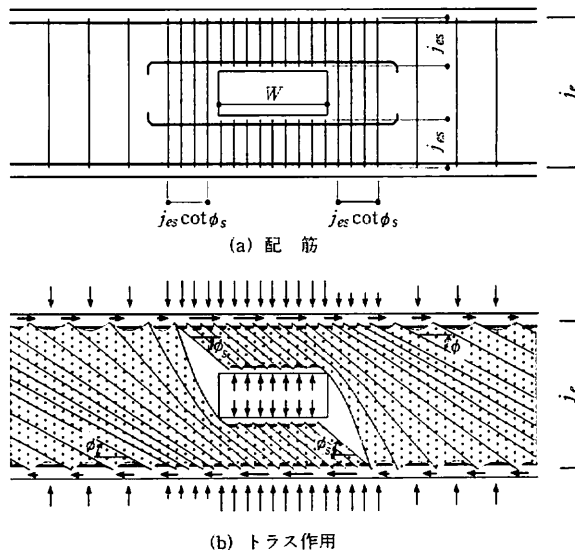
解説図6.7.5(a)のように、水平補強筋と孔の上下の横補強筋による補強を行った場合のトラス作用は、解説図6.7.5(b)のようになると考えられる。したがって、次式によりせん断強度を算定してもよい。

$$V_u = 2b_e j_{es} \rho_{ws} \sigma_{sy} \cot \phi_s \quad (\text{解6.7.9})$$

ただし、 $\rho_{ws} \sigma_{wy} > \lambda \frac{V \sigma_B}{2}$  の場合は、 $\rho_{ws} \sigma_{wy} = \lambda \frac{V \sigma_B}{2}$  とみなす（補強限界）

$j_{es}$  は、解説図6.7.5(a)に示すように上下の補強筋間の距離とする。 $\rho_{ws}$  は孔の上下の横補強筋比とする。 $\sigma_{sy}$  は、孔の上下の横補強筋の降伏強度とする。 $\cot \phi_s$  は、次式のうちの最小値とする。

$$\cot \phi_s = 2 \quad (\text{解6.7.10})$$



解説図6.7.5 水平補強筋と孔の上下の横補強筋により補強した有孔梁

$$\cot \phi_s = \sqrt{\frac{\nu \sigma_B}{\rho_{ws} \sigma_{wy}} - 1} \quad (\text{解6.7.11})$$

以上より、 $V_u$  と  $\rho_{ws} \sigma_{wy}$  の関係において3本の直線で折れ線近似すると式(解6.7.12)～(解6.7.14)が得られる。これらの3式の最小値がせん断強度を与える。

$$V_u = 4 b_e j_e \rho_{ws} \sigma_{sy} \quad (\text{解6.7.12})$$

$$V_u = \frac{2 \rho_{ws} \sigma_{sy} + 2 \lambda \nu \sigma_B}{3} b_e j_e s \quad (\text{解6.7.13})$$

$$V_u = \lambda b_e j_e s \nu \sigma_B \quad (\text{解6.7.14})$$

孔の上下の横補強筋は、解説図6.7.5(a)のように、孔の両側に  $j_{es} \cot \phi_s$  の範囲まで一様に配筋する。補強の範囲は、 $\cot \phi_s \leq 2$  であるので  $2j_{es}$  とすれば十分である。水平補強筋は、その外側で、梁の材軸に向けて折り曲げ定着する。水平補強筋の必要強度、 $a_s \sigma_y$  は、次式により定める。

$$a_s \sigma_y = \frac{V_u W}{2 j_{es}} \quad (\text{解6.7.15})$$

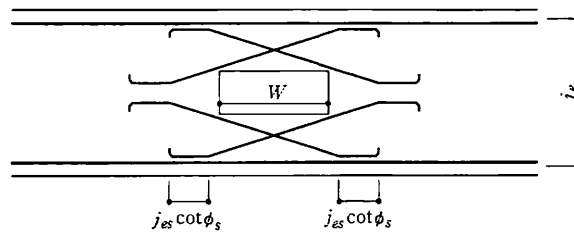
ただし、 $W$  は開口の横幅とする。最外縁の主筋の必要強度  $a_s \sigma_y$  は、次式以上であることを確かめる。

$$a_s \sigma_y = \frac{V_u (W + j_{es} \cot \phi_s)}{2 j_{es}} \quad (\text{解6.7.16})$$

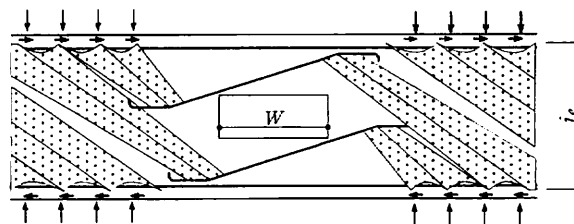
解説図6.7.6のような斜め筋を併用する場合は、その効果(引張側のみ)を式(解6.7.8)により評価して、 $V_u$  に加えてもよい。ただし、この場合も、斜め筋は開口の両側のあばら筋よりも外側に定着する。

#### 5) 孔の位置がヒンジ領域にかかる場合の $\nu$ と $\mu$

孔の位置は、梁のヒンジ領域外に作るのが望ましいが、やむをえずヒンジ領域にかかる場合は、 $\cot \phi_s$  の算定に際して、本文の式(6.4.1)のように  $(2-20R_p)$  による  $\cot \phi_s$  の制限を考慮する。また、



(a) 配筋



(b) トラス作用

解説図6.7.6 斜め筋による長方形開口の補強

有効係数  $\nu$  は、係数  $(1-20R_p)$  を考慮する。

#### 6) 特殊金物により補強した有孔梁のせん断強度

孔の補強に特殊金物などを使用する場合は、実験等により確かめられた範囲内において、その効果を考慮してよい。文献6.7.7)などにその研究例がある。

#### 7) 孔のない部分でのせん断強度

孔のない部分でのせん断強度は、トラス作用のみを考慮するものとし、本文の式(6.4.1)の第2項は無視する。

### 参考文献

- 6.7.1) 市之瀬・横尾：鉄筋コンクリート有孔梁のせん断設計法の一提案，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 319-322，1990。
- 6.7.2) 広沢・清水：鉄筋コンクリート有孔梁の耐震性能に関する研究(その3)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1593-1594，1978。
- 6.7.3) 東・遠藤・清水：鉄筋コンクリート有孔梁のせん断補強方法に関する実験研究，コンクリート工学年次講演会論文集，pp. 245-248，1982。
- 6.7.4) 遠藤・清水・津村：斜めワイヤメッシュで補強した鉄筋コンクリート有孔梁の多数回繰返し水平火力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 499-500，1985。
- 6.7.5) 青山・小谷・高橋・市之瀬：開口の有無による鉄筋コンクリート梁の変形モードの相違に関する実験的研究，日本建築学会東海支部研究報告，pp. 161-164，1983。
- 6.7.6) 津村：鉄筋コンクリート有孔梁のせん断破壊に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，pp. 47-60，1990。
- 6.7.7) 林・下妻：鉄筋コンクリート有孔梁のせん断伝達に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，pp. 333-338，1990。

## 6.8 付着に対する設計

### 6.8.1 設計方針

柱および梁部材では終局限界状態における主筋の設計用付着応力度  $\tau_f$  が付着信頼強度  $\tau_{bu}$  を下回ること(付着強度の確保)を原則とする。

ただし、設計用作用せん断力が、付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度  $V_{bu}$  を下回ることを確認すれば、付着強度を確保しなくてもよい。

主筋が多段配筋された部材では、前記の付着強度の確認は、断面内で部材せい  $D$  の引張側・圧縮側それぞれ1/4の範囲(図6.8.1の網掛け部分)に配筋されているすべての段の主筋について行う。

### 6.8.2 設計用付着応力度

設計用付着応力度は式(6.8.1)による。

$$\tau_f = d_b \Delta \sigma / \{4(L-d)\} \quad (6.8.1)$$

$\Delta \sigma$  は終局限界状態における部材両端部の主筋の応力度の差で、平面保持解析により求めることを原則とする。ただし、式(6.8.2)により  $\Delta \sigma$  を算定してもよい。

$$\begin{aligned} \Delta \sigma &= 2\sigma_{yu} && \text{(両端に正負繰返しの降伏ヒンジを計画する部材)} \\ &= \sigma_{yu} + \sigma_y && \text{(一端のみに降伏ヒンジを計画する部材、および、正側または負側一方向のみ} \\ & && \text{に対して両端部に降伏ヒンジが生じる部材)} \\ &= 2\sigma_y && \text{(降伏ヒンジを計画しない部材)} \end{aligned} \quad (6.8.2)$$

また、梁の2段目主筋においては、式(6.8.3)により  $\Delta \sigma$  を算定してもよい。

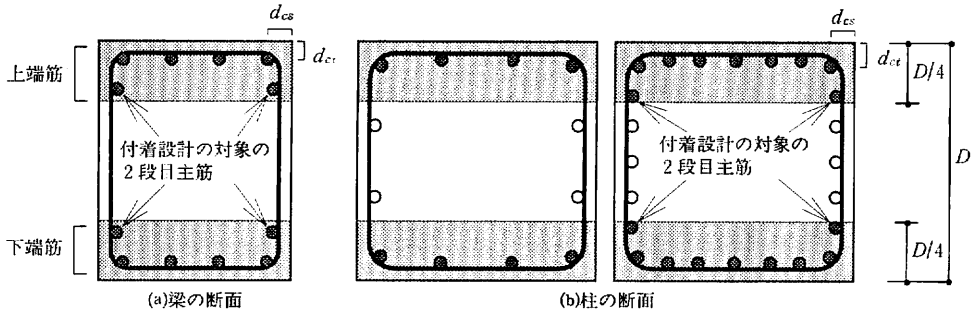


図6.8.1 付着強度の確保の対象となる主筋

$$\begin{aligned}
 \Delta\sigma &= 1.5\sigma_{yu} \quad (\text{両端に正負繰返しの降伏ヒンジを計画する部材}) \\
 &= \sigma_{yu} + 0.5\sigma_y \quad (\text{一端のみに降伏ヒンジを計画する部材, および, 正側または負側一方向のみ}) \\
 &\quad \text{に対して両端部に降伏ヒンジが生じる部材} \quad (6.8.3) \\
 &= 1.5\sigma_y \quad (\text{降伏ヒンジを計画しない部材})
 \end{aligned}$$

ここに、 $\sigma_{yu}$  および  $\sigma_y$  はそれぞれ主筋の上限強度算定用強度および信頼強度算定用強度、 $d_b$  は主筋径、 $L$ 、 $d$  は、それぞれ部材のクリアスパン長さ、有効せいである。

### 6.8.3 付着信頼強度

柱および梁の1段目主筋の付着信頼強度は、式(6.8.4)によることができる。

$$\tau_{bu} = \alpha_t \{ (0.086b_i + 0.11) \sqrt{\sigma_B} + k_{st} \} \quad (\sigma_B \text{ の単位は } \text{N/mm}^2 \text{ とする}) \quad (6.8.4)$$

ここで、 $\alpha_t$  は上端筋に対する付着強度低減係数で次式による。

$$\alpha_t = \begin{cases} 0.75 + \sigma_B/400 & (\text{梁の上端主筋}) \\ 1 & (\text{上記以外の主筋}) \end{cases} \quad (6.8.5)$$

$b_i$  は、割裂線長さ比で次式による。

$$b_i = \min(b_{si}, b_{ci}) \quad (6.8.6)$$

$$b_{si} = (b - N_1 d_b) / (N_1 d_b) \quad (6.8.7)$$

$$b_{ci} = \{ \sqrt{2}(d_{cs} + d_{ci}) - d_b \} / d_b \quad (6.8.8)$$

$b$  : 部材の幅、 $N_1$  : 1段目主筋の本数、 $d_{cs}$  : 主筋の中心から側面までのかぶり厚さ、 $d_{ci}$  : 主筋の中心から底面までのかぶり厚さ

$k_{st}$  は、横補強筋の効果で次式による。

$$k_{st} = \begin{cases} (56 + 47N_w/N_1)(b_{si} + 1)p_w & (b_{ci} \geq b_{si} \text{ のとき}) \\ 146A_w/(d_b s) & (b_{ci} < b_{si} \text{ のとき}) \end{cases} \quad (6.8.9)$$

$N_w$  : 1組の横補強筋の足の数 ( $= N_s + 2$ )、 $p_w$  : 横補強筋比、 $A_w$  : 横補強筋1本の断面積、

$s$  : 横補強筋間隔、 $N_s$  : 中子筋の本数

2段目主筋の付着信頼強度  $\tau_{bu2}$  は式(6.8.10)によることができる。

$$\tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_t \{ (0.086b_{si2} + 0.11) \sqrt{\sigma_B} + k_{st2} \} \quad (6.8.10)$$

割裂線長さ比  $b_{si2}$  および  $k_{st2}$  は、それぞれ式(6.8.11)および式(6.8.12)による。

$$b_{si2} = (b - N_2 d_b) / (N_2 d_b) \quad (6.8.11)$$

$$k_{st2} = 103(b_{si2} + 1)p_w \quad (6.8.12)$$

ここに、 $N_2$  : 2段目主筋の本数、

2段目主筋に対する強度低減係数  $\alpha_2$  は、1段目および2段目の主筋に生じる付着力の関係から求めることが原則であるが、次式によってもよい。

$$\alpha_2 = 0.6 \quad (6.8.13)$$

重力 ( $\text{kgf/cm}^2$ ) 単位系の場合は、上記の式(6.8.4)、(6.8.5)、(6.8.9)、(6.8.10)および式(6.8.12)に替えて、以下の式(6.8.4)'、(6.8.5)', (6.8.9)', (6.8.10)'および式(6.8.12)'を用いる。

$$\tau_{bu} = \alpha_t \{ (0.27b_i + 0.33) \sqrt{\sigma_B} + k_{st} \} \quad (6.8.4)'$$



$$\alpha_t = \begin{cases} 0.75 + \sigma_B / 4000 & (\text{梁の上端主筋}) \\ 1 & (\text{上記以外の主筋}) \end{cases} \quad (6.8.5)'$$

$$k_{st} = \begin{cases} (550 + 460N_w/N_1)(b_{s1} + 1)p_w & (b_{c1} \geq b_{s1} \text{ のとき}) \\ 1430A_w/(d_b s) & (b_{c1} < b_{s1} \text{ のとき}) \end{cases} \quad (6.8.9)'$$

$$\tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_t \{ (0.27b_{s2} + 0.33)\sqrt{\sigma_B} + k_{st2} \} \quad (6.8.10)'$$

$$k_{st2} = 1010(b_{s2} + 1)p_w \quad (6.8.12)'$$

#### 6.8.4 付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度

付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度  $V_{bu}$  は、式(6.8.14)および式(6.8.15)による値のうち最小値とする。

$$V_{bu} = T_x j_e + \left\{ \nu \sigma_B - \frac{2.5 T_x}{\lambda b_e} \right\} \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (6.8.14)$$

$$V_{bu} = \frac{\lambda \nu \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (6.8.15)$$

ここで、 $T_x$  は部材単位長さあたりに負担できる付着力であり、次式による。

$$\text{降伏ヒンジを計画しない部材： } T_x = \tau_{bu} \sum \phi_1 + \tau_{bu2} \sum \phi_2 \quad (6.8.16a)$$

$$\text{降伏ヒンジを計画する部材： } T_x = (1 - 10R_p)(\tau_{bu} \sum \phi_1 + \tau_{bu2} \sum \phi_2) \quad (6.8.16b)$$

ここに、 $\sum \phi_1$ ：1段目主筋の周長の合計、 $\sum \phi_2$ ：2段目主筋の周長の合計、

コンクリートの有効圧縮強度係数  $\nu$  は6.4節による。

### 1) 設計の基本的考え方

5章に示される曲げ強度および6.4節に示されるせん断強度は、主筋とコンクリートの間の付着が十分であることを前提に導かれている。主筋の付着破壊が生じて付着応力度が低下すると、圧縮側の主筋はその圧縮応力を維持できなくなる。その結果、コンクリートの圧縮応力が増大し、場合によってはコンクリートが圧壊し曲げ強度が低下することになる。また、付着応力度が低下すれば、トラス機構の負担するせん断力が低下し、せん断強度を維持できなくなることも考えられる。そこで、付着に対する設計は、上記の付着劣化に伴う曲げ強度・せん断強度の低下を防ぐために、設計用付着応力度  $\tau_f$  が付着信頼強度  $\tau_{bu}$  を下回る（付着強度の確保）ことを原則とすることとした。付着強度が確保されれば、終局限界状態に至るまで主筋の付着破壊は生じず、付着すべりの増大あるいは付着応力度の低下は起こらないものと考えられる。しかしながら、部材の耐力、変形性能が損なわれない範囲であれば、付着ひび割れの発生、付着すべりの増大あるいは付着応力度の低下は許容することができる。そこで、後述する方法などによりせん断強度、変形性能が損なわれないことが確認できれば、付着信頼強度  $\tau_{bu}$  を確保しなくてもよいこととした。

主筋の付着破壊が生じると、引張主筋の応力の上昇に伴って、圧縮側主筋は圧縮応力を維持できなくなり圧縮応力が低下する。すなわち、曲げ終局強度の計算における基本仮定である平面保持の仮定が成り立たなくなる。圧縮主筋の応力度が低下すれば、断面内の応力の釣合いから、低下した分だけコンクリートの圧縮応力が増加することになる。曲げ終局強度が引張鉄筋の降伏によって支配され、圧縮コンクリートの耐力が支配的でない場合には、コンクリートの圧縮応力の増加はあまり問題とならないが、圧縮軸力が大きい柱など圧縮側コンクリートの応力が曲げ終局強度を支配する場合には、コンクリートの圧縮応力の増加により、曲げ終局強度が低下することが考えられる。このような部材では、付着強度を確保するか、または、設計用曲げモーメントに対して曲げ終局強度に余裕を持たせておくことが望ましい。

既往の数多くの実験によれば、梁・柱部材が付着割裂破壊しても、せん断破壊ほど脆性的に耐力が低下することはない。たとえ、終局限界状態において主筋が付着破壊しても、それにより建物の倒壊が引き起こされることはあまり考えられない。そこで、本文の式(6.8.2)，(6.8.3)，(6.8.14)では、潜在ヒンジを無視し、降伏ヒンジの有無のみで $\Delta\sigma$ や $V_{bu}$ を算定することにした。

近年、主筋を2段配筋した梁部材実験で、2段目の主筋が付着割裂破壊する場合があること、また、2段目主筋の付着強度は、1段目と比較してかなり低いこと、などが明らかとなってきた。そこで、本指針では、主筋が多段配筋された部材では、断面最外縁の主筋（1段目主筋）に加えて、内側主筋に対しても、設計用付着応力度 $\tau_f$ および付着信頼強度 $\tau_{bu}$ を算定し付着強度の検討することとした。ただし、柱の中段筋のように部材中央部付近の主筋には大きな曲げ付着応力度が生じることはなく、付着破壊が生じることは考えられないので、付着設計における2段目主筋は、断面最外縁から部材せい $D$ の1/4の範囲に配筋された主筋で、1段目主筋以外の主筋と定義し、これに対して付着強度の検討を行なうこととした（本文の図6.8.1参照）。

## 2) 設計用付着応力度

曲げ解析により求められる終局限界状態における部材両端部の主筋の応力の差より生じる付着応力度を、ここでは設計用付着応力度と考える。設計用付着応力度は、鉄筋応力が引張となる側での斜めひび割れもしくは塑性ヒンジの発生を考慮すれば、式(解6.8.1)で与えられる。

$$\tau_f = (\pi d_b^2 / 4) \Delta\sigma / \{\pi d_b (L - d)\} = d_b \Delta\sigma / \{4(L - d)\} \quad (\text{解6.8.1})$$

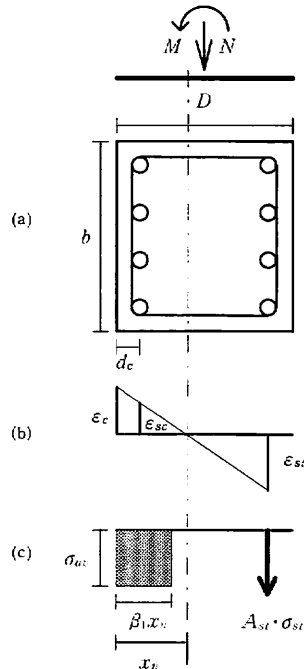
ここで、 $\Delta\sigma$ は同一鉄筋の部材両端部間の応力である。安全側の仮定として、本文中では、ヒンジの発生しない部材では、圧縮筋応力および引張筋応力ともに信頼強度算定用材料強度 $\sigma_y$ に達しているものと仮定し、 $\Delta\sigma = 2\sigma_y$ 。両端部に正負繰返しヒンジの発生する部材では、圧縮筋応力および引張筋応力ともに上限強度算定用材料強度 $\sigma_{yu}$ に達しているものと仮定し、 $\Delta\sigma = 2\sigma_{yu}$ 。正側あるいは負側の一方向応力のみに対して両端部にヒンジを生じる部材および片側のみにヒンジを生じる部材に関しては、引張筋応力は上限強度算定用材料強度 $\sigma_{yu}$ に、圧縮筋応力は信頼強度算定用材料強度 $\sigma_y$ に達しているものと仮定し、 $\Delta\sigma = \sigma_{yu} + \sigma_y$ とした。

ただし、主筋が2段配筋された梁の2段目主筋は中立軸の付近に位置することが多いため、圧縮応力度は1段目主筋と比較して通常はかなり小さい。そこで、圧縮筋応力は材料強度の0.5倍としてよいこととした。

また、圧縮筋応力は必ずしも $\sigma_y$ に到達しているとは限らないので、上限強度のときの圧縮筋応力 $\sigma_c$ を計算し、塑性ヒンジの発生しない部材では $\Delta\sigma = \sigma_y + \sigma_c$ 、一方向のみあるいは片側にのみ塑性ヒンジの発生する部材では $\Delta\sigma = \sigma_{yu} + \sigma_c$ としてよい。上限強度のときの圧縮筋応力 $\sigma_c$ は、5章に示されるように断面の釣合いと平面保持の仮定に基づき計算すれば求められるが、以下のように中立軸の位置 $x_n$ を略算して求めれば安全側となる。すなわち、解説図6.8.1(a)のように部材断面で圧縮鉄筋の応力度を無視し、ひずみ度および応力度の分布を(b)，(c)図のように仮定すると、断面内の釣合式は次式となる。

$$N = b\beta_1 x_n \sigma_{av} - A_{st} \sigma_{st} \quad (\text{解6.8.2})$$

ここで、 $\beta_1$ 、 $\sigma_{av}$ は5章による。



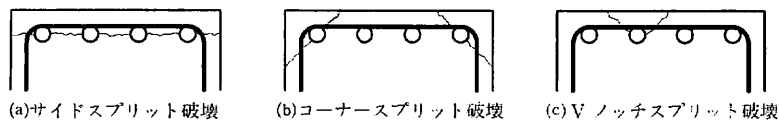
解説図6.8.1 圧縮主筋の応力度を無視した場合のひずみ分布と応力度の仮定

式(解6.8.2)は $x_n$ に関する1次式であり、容易に $x_n$ を求めることができる。式(解6.8.2)により略算した $x_n$ により圧縮鉄筋のひずみ度を求め、そのひずみ度から圧縮鉄筋応力度 $\sigma_c$ が略算できる。

### 3) 付着信頼強度

異形鉄筋を主筋に用いた部材の付着割裂強度式としては、これまで藤井・森田の提案式<sup>6.8.1)</sup>が広く用いられており、終局強度型耐震指針においても藤井・森田の提案式を基に導いた付着強度式が採用されてきた。しかしながら、近年の研究によると、この付着強度式は中子筋や中吊り筋などの副補強筋が配筋されている部材の付着割裂強度を過小評価することが指摘されている<sup>例えに6.8.2)</sup>。近年、付着強度に関する多くの実験研究が行われ、これらの実験結果を基に、副補強筋の効果を適切に評価し、また、1000kg/cm<sup>2</sup>クラスの高強度コンクリートを用いた部材にも適用可能で、比較的精度のよい付着割裂強度式が提案されている<sup>例えに6.8.3),6.8.4)</sup>。そこで、本指針では、文献6.8.3)に基づき付着強度式の制定を行った。

付着割裂破壊の破壊モードとしては、解説図6.8.2)に示すように、サイドスプリット、コーナースプリット、Vノッチスプリットモードがあることが知られている<sup>6.8.1)</sup>。一般的な梁・柱部材ではV



解説図6.8.2 付着割裂破壊の破壊モード

ノッチスプリット破壊は生じないと考えられるので、ここではサイドスプリット破壊およびコーナースプリット破壊を考える。

a) サイドスプリット破壊に対する付着強度

文献6.8.3)では、サイドスプリット破壊を対象に以下の付着割裂強度式を提案している。

$$\tau_{bcal} = \alpha_t \frac{(0.4 b_{si} + 0.5) \sqrt{\sigma_B} + 7.8 \times 10^4 \gamma (b_{si} + 1) \rho_w (d_b / j_t)}{1 + 9.2 \times 10^4 \gamma (b_{si} + 1) \rho_w (d_b / j_t) / \sigma_B} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (\text{解6.8.3})$$

ただし、 $\alpha_t$  は水平上端筋に対する付着強度低減率、 $b_{si}$  は割裂線長さ比、 $\gamma$  は横補強筋の有効係数で、それぞれ式(解6.8.4)～(解6.8.6)で与えられる。

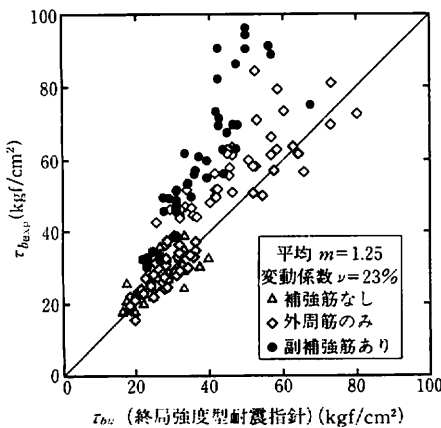
$$\alpha_t = \begin{cases} 0.75 + \sigma_B / 4000 & (\text{梁の上端主筋}) \\ 1 & (\text{上記以外の主筋}) \end{cases} \quad (\text{解6.8.4})$$

$$b_{si} = (b - N_1 d_b) / (N_1 d_b) \quad (\text{解6.8.5})$$

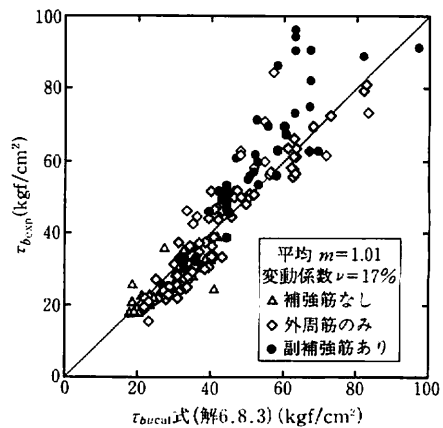
$$\gamma = (0.19 + 0.16 N_w / N_1) \quad (\text{解6.8.6})$$

解説図6.8.3および解説図6.8.4に、終局強度型耐震指針の付着強度式および式(解6.8.3)による付着割裂強度計算値と既往の実験でサイドスプリット破壊した試験体(文献6.8.1)、6.8.2)、6.8.4)～6.8.9)の166体)の実験値  $\tau_{bexp}$  の比較を示す。終局強度型耐震指針の付着強度式は、副補強筋を有する部材の付着強度を過小評価する傾向があるのに対して、(解6.8.3)式は  $\tau_{bexp} / \tau_{bcal}$  の平均値および変動係数はそれぞれ1.01、17%で、終局強度型耐震指針の付着強度式と比較して精度がよく、特に副補強筋がある場合にも実験値をよく評価できる。しかしながら、式(解6.8.3)は設計式としては式の構成がやや複雑である。そこで、設計の便を考慮して安全側の仮定より式(解6.8.3)を簡略化し、付着信頼強度を以下に導く。文献6.8.3)で対象としている実験で、式(解6.8.3)の分母が最大になる場合( $b \times D = 25 \times 42 \text{cm}$ 、 $j_t = 34 \text{cm}$ 、主筋 4-D19、 $\gamma = 0.35$ 、 $\rho_w = 1.12\%$ 、 $\sigma_B = 317 \text{kgf/cm}^2$ )を考えると、

$$\begin{aligned} \text{式(解6.8.3)の分母} &= 1 + 9.2 \times 10^4 \times 0.35 \times (2.27 + 1) \times 0.0112 \times (1.91 / 34) \div 317 \\ &\approx 1.2 \end{aligned} \quad (\text{解6.8.7})$$



解説図6.8.3 終局強度型耐震指針付着強度式による計算値と実験値の比較



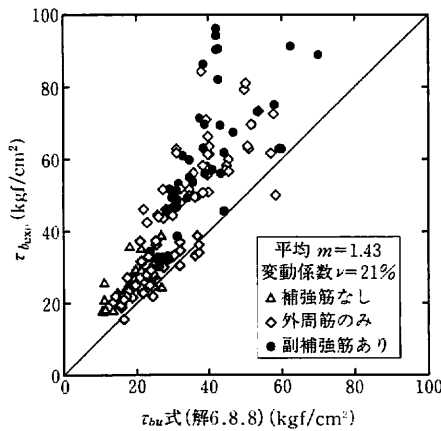
解説図6.8.4 式(解6.8.3)による計算値と実験値の比較

式(解6.8.3)は、実験値の平均値を推定する式であるが、付着信頼強度  $\tau_{bu}$  としては強度の下限値を与える必要があることからこれを0.8倍し、式(解6.8.7)を代入すると以下を得る。

$$\tau_{bu} = 0.8 \times \alpha_t \frac{(0.4b_{si} + 0.5)\sqrt{\sigma_B} + 7.8 \times 10^4 \gamma (b_{si} + 1) \rho_w (1.91/34)}{1.2}$$

$$\approx \alpha_t \{ (0.27b_{si} + 0.33)\sqrt{\sigma_B} + (550 + 460N_w/N_1)(b_{si} + 1)\rho_w \} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (\text{解6.8.8})$$

解説図6.8.5に示すように、式(解6.8.8)による  $\tau_{bexp}/\tau_{bu}$  の平均値および変動係数はそれぞれ1.43, 21%であり、実験値  $\tau_{bexp}$  が付着信頼強度  $\tau_{bu}$  を下回るのは166体中8体(5%)であり、実験値をほぼ安全側に評価する。したがって本指針では、サイドスプリット破壊に対する付着信頼強度  $\tau_{bu}$  を式(解6.8.8)により求めることとした。



解説図6.8.5 付着信頼強度と実験値の比較 (サイドスプリット破壊)

b) コーナースプリット破壊に対する付着強度

式(解6.8.8)を、コーナースプリット破壊に適用する場合を以下に考えてみる。式中の分子の第1項は割裂線長さ比に以下の  $b_{ci}$  を用いれば良い、

$$b_{ci} = \{ (\sqrt{2}(d_{cs} + d_{ct}) - d_b) / d_b \} \quad (\text{解6.8.9})$$

第2項は、解説図6.8.6に示す横補強筋が割裂に抵抗する作用 (拘束応力度  $\sigma_{cst}$ ) を考えれば、

$$(550 + 460)\sqrt{2}A_w / (d_b s) \approx 1430A_w / (d_b s) \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (\text{解6.8.10})$$

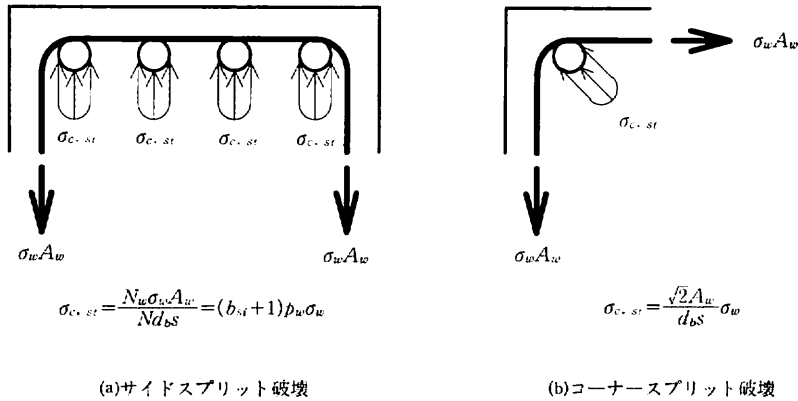
となる。式(解6.8.9)および式(解6.8.10)を用いて、コーナースプリット破壊に対する付着信頼強度  $\tau_{bu}$  は、以下で求めることとする。

$$\tau_{bu} = \alpha_t \{ (0.27b_{ci} + 0.33)\sqrt{\sigma_B} + 1430A_w / (d_b s) \} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (\text{解6.8.11})$$

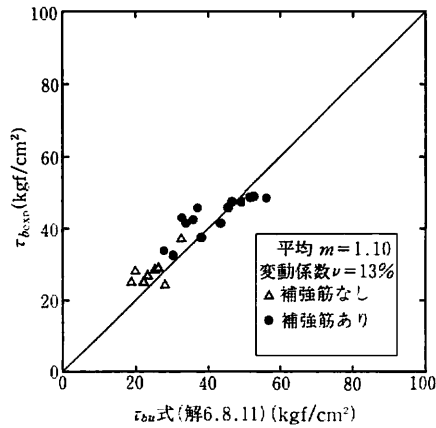
解説図6.8.7に式(解6.8.11)による付着信頼強度  $\tau_{bu}$  と既往の実験でコーナースプリット破壊した試験体 (文献6.8.1)の22体の実験値  $\tau_{bexp}$  の比較を示す。  $\tau_{bexp}/\tau_{bu}$  の平均値および変動係数はそれぞれ1.10, 13%である。

c) 2段目主筋の付着信頼強度

終局強度型耐震指針では、付着の設計は断面最外縁の主筋 (以下、1段目主筋) に対して行い、



解説図6.8.6 割裂作用に対する横補強筋の効果



解説図6.8.7 付着信頼強度と実験値の比較（コーナースプリット破壊）

柱の中段主筋、あるいは、2段配筋された梁の内側主筋（以下、2段目主筋）の付着の検定は行わないこととしていた。しかしながら、2段配筋された梁部材の既往の実験結果<sup>6.8.10)~6.8.15)</sup>によると、2段目主筋の付着強度は1段目主筋と比較してかなり低い場合があり、2段目主筋位置での付着割裂破壊が生じる場合があることが指摘されている。そこで、本指針では2段目主筋の付着強度を示し、2段目主筋を有する部材では2段目主筋の付着の検定を併せて行なうこととした。

狩野らは、2段配筋された梁について、1段目主筋と2段目主筋の応力の比を変数とした一連の実験研究を行い、2段目主筋の付着強度実験値を得ている<sup>6.8.10)~6.8.12)</sup>。この狩野らの実験結果によると、2段目主筋位置で生じる付着割裂の破壊モードはサイドスプリットとなること、1段目主筋に応力が作用しない場合（後述する  $\alpha_2 = 1$  の場合）の付着割裂強度は、同一配筋の1段目主筋の場合より高いことが報告されている。これは、かぶり厚さが十分であるために横補強筋に直接拘束されない主筋も、直接拘束される主筋と同等の付着割裂強度を発揮するためであると考えられる。そこで、2段目主筋が基本的に有する基本付着信頼強度  $\tau_{bu2b}$  は、1段目主筋の付着信頼強度式(解6.8.8)に基づき次式で与える。

$$\begin{aligned} \tau_{bu2b} &= \alpha_t \{ (0.27 b_{si} + 0.33) \sqrt{\sigma_B} + (550 + 460)(b_{si} + 1) \rho_w \} \\ &= \alpha_t \{ (0.27 b_{si} + 0.33) \sqrt{\sigma_B} + 1010(b_{si} + 1) \rho_w \} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (\text{解6.8.12}) \end{aligned}$$

解説図6.8.8に、狩野らの実験を中心とした2段目主筋の付着強度の実験値(文献6.8.5),6.8.10~6.8.13)の61体)と基本付着信頼強度  $\tau_{bu2b}$  の比較を示す。2段目主筋の付着強度の実験値  $\tau_{bexp}$  は半数程度が基本付着信頼強度  $\tau_{bu2b}$  を下回る。これは、文献6.8.11)でも指摘されているように、1段目主筋の付着応力が2段目主筋の割裂面に作用し、付着強度を低下させるからである(解説図6.8.9)。本指針ではこの影響を以下のとおり単純化して求めた。2段目主筋の割裂面においては、2段目主筋の付着応力  $\Sigma \Delta T_2$  に加えて最外縁主筋の付着応力  $\Sigma \Delta T_1$  を伝達する必要がある。したがって、2段目主筋の付着信頼強度  $\tau_{bu2}$  は見掛け上、基本付着信頼強度  $\tau_{bu2b}$  に対して式(解6.8.13)で決まる低減係数  $\alpha_2$  倍に低下すると考える。

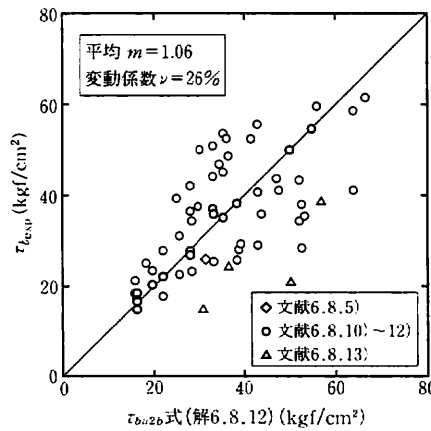
$$\alpha_2 = \Sigma \Delta T_2 / (\Sigma \Delta T_1 + \Sigma \Delta T_2) \quad (\text{解6.8.13})$$

ここに、 $\Sigma \Delta T_1$ ：最外縁主筋の付着応力の合計、 $\Sigma \Delta T_2$ ：2段目主筋の付着応力の合計

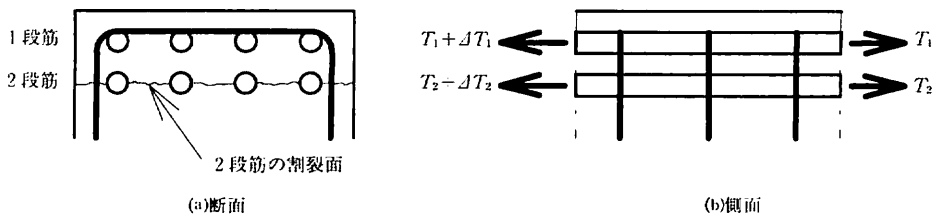
解説図6.8.10に、狩野らの実験結果について実験値と本付着信頼強度の比 ( $\tau_{bexp}/\tau_{bu2b}$ ) と低減係数  $\alpha_2$  との関係を示す。低減係数  $\alpha_2$  が低下するとともに  $\tau_{bexp}/\tau_{bu2b}$  が低下し、 $\tau_{bexp}/\tau_{bu2b}$  の下限がほぼ低減係数  $\alpha_2$  に対応する。そこで、2段目主筋の付着信頼強度  $\tau_{bu2}$  を次式で与えることとする。

$$\tau_{bu2} = \alpha_2 \tau_{bu2b} \quad (\text{解6.8.14})$$

実部材に対して、低減係数  $\alpha_2$  を求める際には、以下の式(解6.8.15)を用いて算定すればよい。



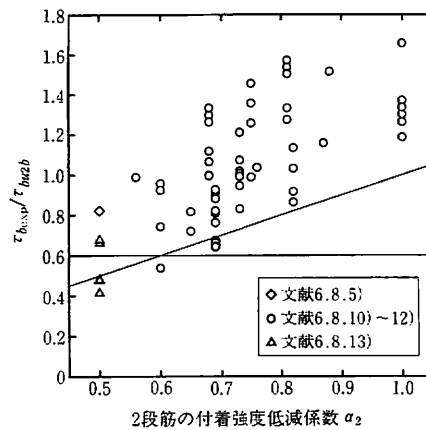
解説図6.8.8 2段目主筋の基本信頼付着強度  $\tau_{bu2b}$  と実験値の比較



解説図6.8.9 2段目主筋位置で生じる付着割裂破壊

解説表6.8.1 2段目主筋の付着強度の検討対象試験体

文献	試験体数	加力方法	$b \times D$ (cm)	1段目主筋	2段目主筋	備考	記号
6.8.5	1	単純梁	31×46	4-D25	4-D25		◇
6.8.10～ 6.8.12	56	キャンティ レバー型	20×52	2-D23, 2-D19	3-D23, 2-D19	1段目・2段目主筋の 引抜力の比を実験変数	○
6.8.13	4	大野式	25×40	4-D22	4-D22		△



解説図6.8.10  $\tau_{bexp}/\tau_{bu2b}$  と低減係数  $\alpha_2$  の関係

$$\alpha_2 = \Delta\sigma_2 \sum A_{s2} / (\Delta\sigma_1 \sum A_{s1} + \Delta\sigma_2 \sum A_{s2}) \quad (\text{解6.8.15})$$

ここに、 $\Delta\sigma_1$ 、 $\Delta\sigma_2$ ：それぞれ1段目主筋、2段目主筋の部材両端部間の応力差、

$\sum A_{s1}$ 、 $\sum A_{s2}$ ：それぞれ最外縁主筋、2段目主筋の断面積合計

主筋両端部の圧縮・引張降伏を仮定し、 $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2$  とすれば、低減係数  $\alpha_2$  は以下で求められる。

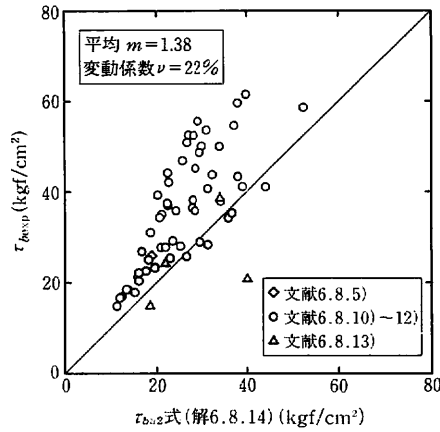
$$\alpha_2 = \sum A_{s2} / (\sum A_{s1} + \sum A_{s2}) \quad (\text{解6.8.16})$$

実部材では、解説図6.8.9に示すように1段目主筋に2段目主筋と同量あるいはそれ以上の主筋が配筋されるのが通常である。これらの配筋に対して、低減係数  $\alpha_2$  は0.5以下となるが、解説図6.8.10では文献(6.8.5)、(6.8.13)の5体のみが1段目・2段目の主筋が同量で  $\alpha_2 = 0.5$  に対応しており、 $\alpha_2 < 0.5$  の範囲の実験データは含まれていない。また、文献(6.8.14)の部材実験によると、1段目に2段目より多くの主筋が配筋されている部材では、1段目主筋に沿った付着割裂破壊が生じるが、1段目・2段目の主筋が同量の場合は、2段目主筋位置での付着割裂破壊を生じ、2段目主筋の付着強度は1段目の半分程度であることが報告されている。以上より、実部材の2段目主筋の付着信頼強度は基本付着信頼強度  $\tau_{bu2b}$  の0.5倍程度であると考えられるが、実部材に対応する  $\alpha_2 \leq 0.5$  の実験データが限られていること、2段目主筋の付着設計が困難なることを考慮して、実験・解析により新たな知見が得られるまで当面の間、低減係数  $\alpha_2$  は0.6を下限值としてよいこととした。

$$\alpha_2 \geq 0.6 \quad (\text{解6.8.17})$$

通常の部材では、1段目に2段目と同量あるいはそれ以上の主筋が配筋されるために  $\alpha_2 = 0.6$  と



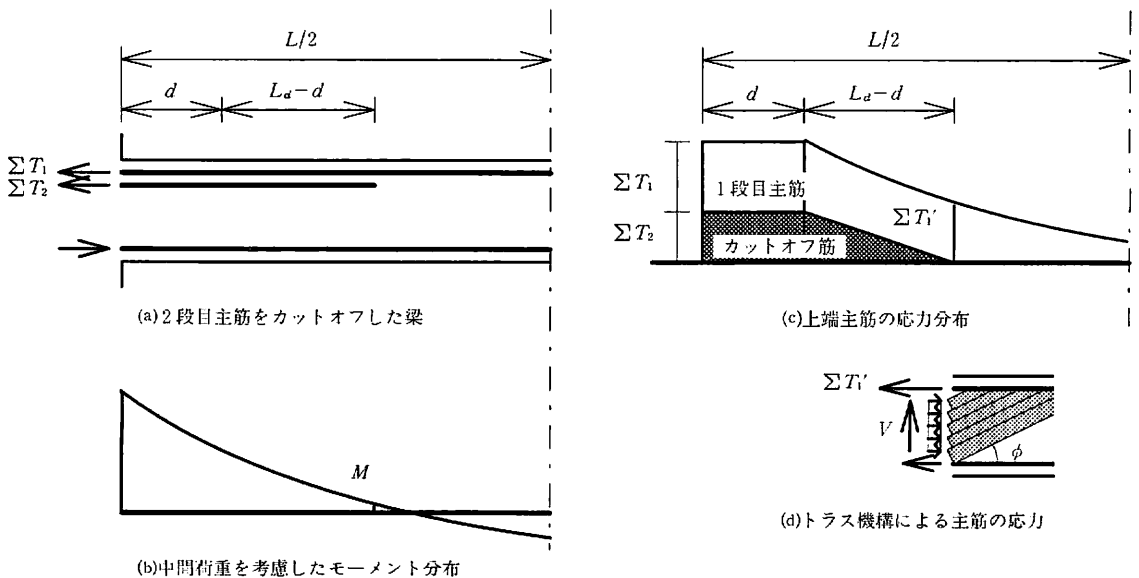


解説図6.8.11 2段目主筋の付着信頼強度  $\tau_{bu2}$  と実験値の比較

なることから、本文中には  $\alpha_2=0.6$  として示した。解説図6.8.11に示すように、式(解6.8.14)による  $\tau_{bexp}/\tau_{bu2}$  の平均値および変動係数はそれぞれ1.38、22%で、実験結果のほぼ下限値を評価できる。

d) カットオフ筋の定着

部材中央部で主筋の本数を減じて配筋する(カットオフ)部材で、2段目主筋をカットオフする場合に、2段筋の低減係数に  $\alpha_2=0.6$  を用いるとかなり長い定着長さが必要となり、カットオフすることが困難になる場合がある。ここで、解説図6.8.12(a)に示すような上端主筋が2段配筋され、2段目主筋がカットオフされる梁部材を考えてみる。梁の中間荷重を考慮したモーメント分布(解説図6.8.12(b))に対する上端主筋の応力分布を、せん断抵抗機構による引張応力の増加を考慮して解説図6.8.12(c)のように仮定する。主筋が2段配筋される区間では、カットオフ筋(2段目主筋)と



解説図6.8.12 2段目主筋をカットオフする場合の主筋の応力度分布

比較して1段目主筋の応力勾配はゆるやかであり付着応力度が低くなる。式(解6.8.13)で考えたように、1段目主筋の付着応力が低い場合には2段目主筋の付着強度はそれほど低下しない。そこで、カットオフ筋に対しては、1段目およびカットオフ筋の付着力  $\sum \Delta T_1$  および  $\sum \Delta T_2$  を求め、式(解6.8.13)により低減係数  $\alpha_2$  を算定してもよい。1段目およびカットオフ筋の付着力  $\sum \Delta T_1$  および  $\sum \Delta T_2$  は解説図6.8.12(c)の応力分布から以下で求められる。

$$\sum \Delta T_1 = \sum T_1 - \sum T_1' \tag{解6.8.18}$$

$$\sum \Delta T_2 = \sum T_2 \tag{解6.8.19}$$

$\sum T_1$ 、 $\sum T_2$ ：それぞれ、1段目主筋およびカットオフ筋(2段目主筋)の終局限界状態における部材端部の引張合力で、降伏ヒンジを計画する場合  $\sigma_{yu} \sum A_{s1}$  および  $\sigma_{yu} \sum A_{s2}$  としてよい。

カットオフ筋端部の1段目主筋の引張応力  $\sum T_1'$  は、解説図6.8.12(d)のように  $\cot \phi = 2$  のトラス機構を仮定し、以下で略算してもよい。

$$\sum T_1' = M / (0.9d) + V \tag{解6.8.20}$$

$M$ ：カットオフ筋端部位置での作用モーメント、

$V$ ：カットオフ筋端部位置での作用せん断力、

#### 4) 付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度

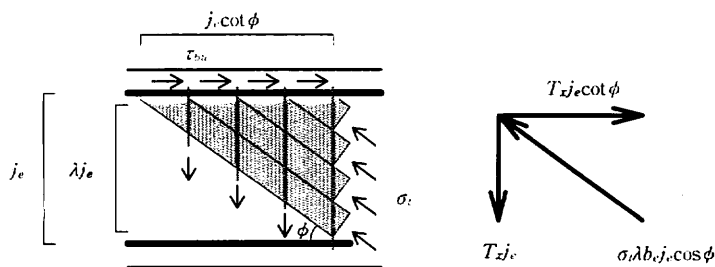
##### a) 塑性ヒンジを計画しない部材

付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度  $V_{bu}$  は、6.4節に示されたトラス・アーチ機構に基づき以下で求める。解説図6.4.11を参考にして、主筋の付着応力が付着信頼強度  $\tau_{bu}$  (2段目主筋は  $\tau_{bu2}$ ) に達したときのトラス機構における応力の釣合状態を解説図6.8.13のように考える。主筋の付着破壊は1段目・2段目の付着強度が低い方のいずれかに生じるので、他方の主筋の付着応力度が必ずしも付着信頼強度に達するとは限らない。既往の部材実験<sup>6.8.14)</sup>によると2段目主筋が付着破壊した部材の1段目主筋の付着応力度は、2段目主筋の最大付着応力度を上回り付着強度程度までの上昇が認められる。そこで、本指針では設計の便を考慮して、1段目・2段目主筋ともに付着信頼強度に達しているとしてよいこととする。付着強度に支配されるトラス機構の負担せん断力  $V_{bt}$  は、次式で与えられる。

$$V_{bt} = T_x j_e \tag{解6.8.21}$$

ここで、 $T_x$  は部材の単位長さあたりに負担できる付着力であり、次式による。

$$T_x = \tau_{bu} \sum \phi_1 + \tau_{bu2} \sum \phi_2 \tag{解6.8.22}$$



解説図6.8.13 トラス機構における応力の釣合い

ここで、横補強筋は降伏せず、コンクリートは有効圧縮強度  $\nu\sigma_B$  に達していないものとする、コンクリート斜め圧縮応力度  $\sigma_t$  は、次式で与えられる。ただし、ここでは圧縮応力度  $\sigma_t$  が最大となるようにトラスの傾斜角  $\cot\phi=2$  と仮定する。

$$\sigma_t = \frac{T_x}{\lambda b_e \sin\phi \cos\phi} = \frac{2.5 T_x}{\lambda b_e} \quad (\text{解6.8.23})$$

ただし、トラス機構の有効係数  $\lambda$  は式(6.4.8)により、トラス機構の有効断面幅  $b_e$  は6.4節による。式(解6.4.14)および式(解6.8.23)より、アーチ機構が負担するせん断力  $V_{ba}$  は次式で与えられる。

$$V_{ba} = (\nu\sigma_B - \sigma_t)(bD/2)\tan\theta \quad (\text{解6.8.24})$$

ただし、 $\nu = \nu_0$  (6.4節による)

トラス機構が負担するせん断力  $V_{bt}$  とアーチ機構が負担するせん断力  $V_{ba}$  の和として、付着破壊の影響を考慮したせん断強度  $V_{bu}$  は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} V_{bu} &= V_{bt} + V_{ba} \\ &= T_x j_e + \left\{ \nu\sigma_B - \frac{2.5 T_x}{\lambda b_e} \right\} \frac{bD}{2} \tan\theta \end{aligned} \quad (\text{解6.8.25})$$

ただし、 $V_{bu}$  は6.4節と同様に次式を上限とする。

$$V_{bu} = \frac{\lambda \nu \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (\text{解6.8.26})$$

#### b) 塑性ヒンジを計画する部材

塑性ヒンジを計画する部材のせん断強度  $V_{bu}$  の算定では、塑性変形によるコンクリート有効圧縮強度および付着強度の低下を考慮して、式(解6.8.25)、式(解6.8.26)において、以下のコンクリートの有効係数  $\nu$  および部材の単位長さあたりに負担できる付着力  $T_x$  を用いる。

$$\nu = (1 - 20R_p)\nu_0 \quad (\text{解6.8.27})$$

$$T_x = (1 - 10R_p)\{\tau_{bu}\sum\phi_1 + \tau_{bu2}\sum\phi_2\} \quad (\text{解6.8.28})$$

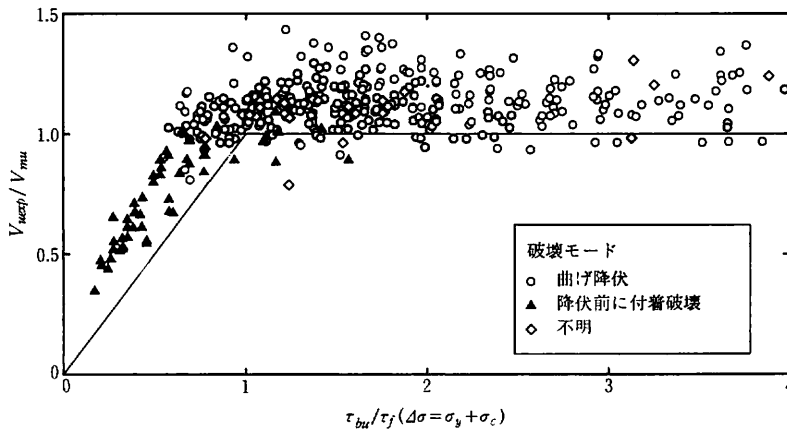
#### 5) 設計法の検証

6.4節「せん断強度」で検証に用いた既往の部材実験データ<sup>6.4.12)~6.4.64)</sup>、および付着割裂破壊した試験体を含む既往の部材実験データ<sup>6.8.13)~6.8.26)</sup>を用いて、本指針の付着に対する設計法の検証を行った。検証の対象は、正負繰返し加力を受けた試験体を中心とした364体とし、曲げ降伏前にせん断破壊した試験体は除外した。諸強度の計算には実験者により報告されている鉄筋の実測降伏強度およびシリンダー試験によるコンクリートの実測圧縮強度を用いた。曲げ終局耐力  $V_{mu}$  は、これらの実測強度を用いて平面保持を仮定した曲げ解析により求めた。検証に用いた試験体の変数の範囲を解説表6.8.2に示す。

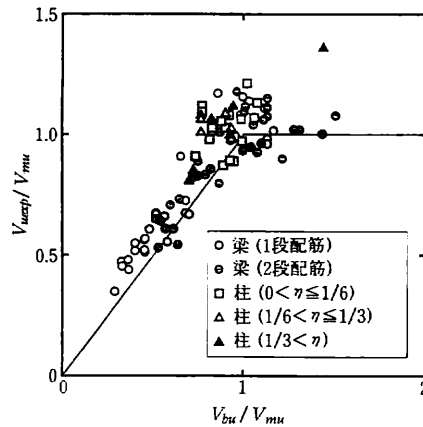
解説図6.8.14に、付着信頼強度  $\tau_{bu}$  と設計用曲げ付着応力度  $\tau_f$  の比  $\tau_{bu}/\tau_f$  と実験最大強度  $V_{uexp}/V_{mu}$  との関係を示す。ここで、2段目主筋がある部材の  $\tau_{bu}/\tau_f$  は1段目主筋・2段目主筋のうち低い方の値とし、曲げ付着応力度  $\tau_f$  は、引張・圧縮主筋の応力度をそれぞれ実測降伏強度  $\sigma_{yexp}$ ・曲げ解析による圧縮応力度  $\sigma_c$  として求めた。図中では、各試験体を破壊モードにより分類して示し

解説表6.8.2 検証に用いた実験データの変数範囲

コンクリート強度： $\sigma_B$	140～1 160kgf/cm <sup>2</sup>
主筋降伏強度： $\sigma_y$	3 210～11 030kgf/cm <sup>2</sup>
引張鉄筋比： $\rho_t$	0.35～3.89%
せん断補強筋比： $\rho_w$	0～2.53%
せん断補強筋降伏強度： $\sigma_{wy}$	2 130～13 090kgf/cm <sup>2</sup>
せん断スパン比： $M/QD$	0.88～3
軸力比： $N/(bD\sigma_B)$	-0.110～0.732



解説図6.8.14 付着強度計算値  $\tau_{bu}$  と最大強度実験値  $V_{uexp}$



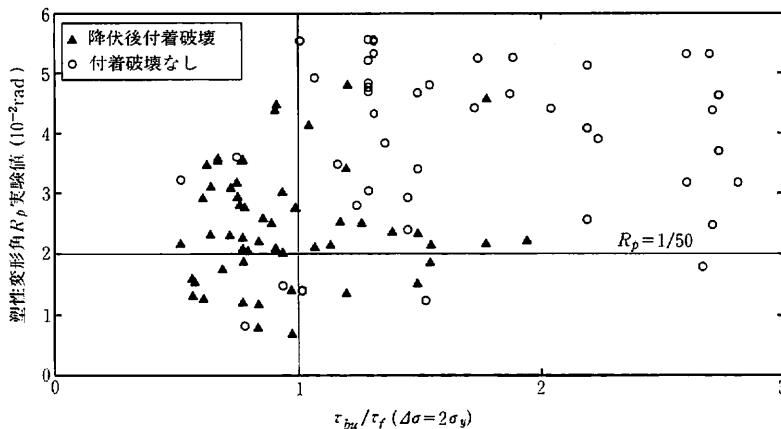
解説図6.8.15 せん断強度  $V_{bu}$  と最大強度実験値  $V_{uexp}$  の関係 ( $\tau_{bu}/\tau_f < 1$  の試験体)

た。解説図6.8.14において付着信頼強度  $\tau_{bu}$  が設計用付着応力度  $\tau_f$  を上回る  $\tau_{bu}/\tau_f \geq 1$  の範囲では、ほとんどの試験体で実験最大強度  $V_{uexp}$  は曲げ終局強度計算値  $V_{mu}$  を上回っており、 $V_{uexp}/V_{mu} < 1$  の試験体の多くも実験時に主筋の降伏が確認されている。また、解説図6.8.15に、前述の実験デー

タで  $\tau_{bu}/\tau_f < 1$  の試験体95体について、実験最大強度  $V_{uexp}/V_{mu}$  と式(解6.8.25)、式(解6.8.26)により求めたせん断強度  $V_{bu}/V_{mu}$  の関係を示す。解説図6.8.15より、付着信頼強度  $\tau_{bu}$  が設計用付着応力度  $\tau_f$  を下回っても、せん断強度  $V_{bu}$  が曲げ終局強度  $V_{mu}$  を上回れば、実験最大強度  $V_{uexp}$  は曲げ終局強度  $V_{mu}$  を上回る。また、 $V_{bu}/V_{mu} \leq 1$  の実験データ72体に対して、 $V_{uexp}/V_{bu}$  の平均値および変動係数はそれぞれ1.17および12%であり  $V_{bu}$  は実験値  $V_{uexp}$  の下限値を評価することができる。

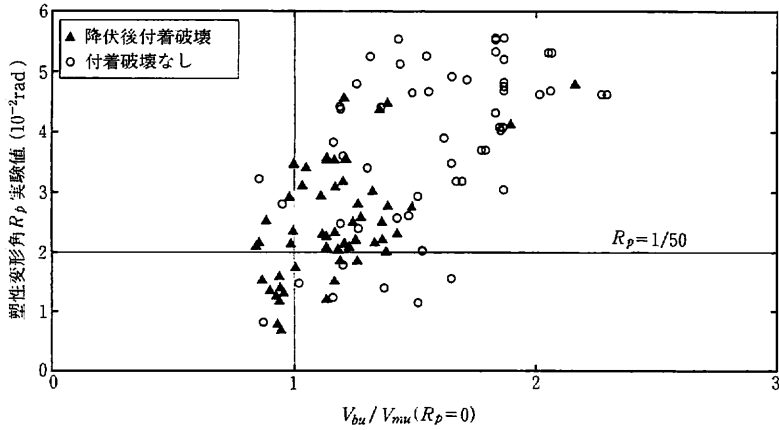
したがって、降伏ヒンジを計画しない部材では、 $\tau_{bu}/\tau_f \geq 1$  または  $V_{bu}/V_{mu} \geq 1$  を満たせば、曲げ終局強度計算値  $V_{mu}$  を発揮できると考えられる。

降伏ヒンジが生じる部材では、強度に加えて塑性変形性能も確保する必要がある。解説図6.8.16に前述の実験データのうち曲げ降伏した試験体125体について、付着信頼強度  $\tau_{bu}/\tau_f$  と降伏ヒンジ領域の塑性変形角  $R_p$  実験値の関係を示す。ここで、曲げ付着応力度  $\tau_f$  は引張・圧縮主筋の降伏を仮定して求め、塑性変形角  $R_p$  は、限界部材角  $R_u$  (荷重-変形関係の包絡線で耐力が最大耐力の80%まで低下する点の変形角) から降伏変形角  $R_y$  を除いた値として求めた。ばらつきはあるものの  $\tau_{bu}/\tau_f$  が增大するとともに塑性変形角  $R_p$  も増加する傾向があり、 $\tau_{bu}/\tau_f > 1$  の範囲では、終局状態に至るまで付着破壊が生じないか、または、降伏後に付着破壊が生じても塑性変形角  $R_p$  が1/50程度以上あり、4.5.5項に示される限界検討用部材変形角(梁：1/50、柱：1/67)を概ね確保できる。一方、 $\tau_{bu}/\tau_f < 1$  の範囲では、ほとんどの試験体で降伏後の付着割裂破壊が報告されており、塑性変形角  $R_p$  が1/50以下のものが多い。したがって、終局限界状態において主筋の付着破壊を完全に防止するためには、付着信頼強度  $\tau_{bu}$  が主筋の両端降伏を仮定した曲げ付着応力度  $\tau_f$  を上回ればよいと考えられる。

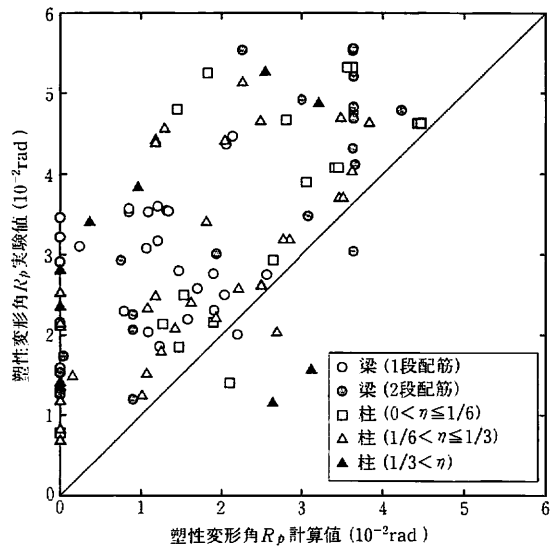


解説図6.8.16 付着強度計算値  $\tau_{bu}$  と塑性変形角実験値  $R_p$  の関係

解説図6.8.17に塑性変形角  $R_p$  の実験値と式(解6.8.22)、式(解6.8.23)によるせん断強度  $V_{bu}/V_{mu}$  ( $R_p=0$  として算定) の関係を示す。付着信頼強度  $\tau_{bu}$  が曲げ付着応力度  $\tau_f$  を下回り降伏後に付着破壊が生じた試験体でも、せん断強度  $V_{bu}$  が曲げ終局強度  $V_{mu}$  を上回るものも多く、 $V_{bu}/V_{mu}$  が增大するとともに塑性変形角  $R_p$  も増加する傾向がある。解説図6.8.18に塑性変形角  $R_p$  の実験値と計算値の比較を示す。塑性変形角  $R_p$  の計算値は、式(解6.8.25)～(解6.8.28)によるせん



解説図6.8.17 セン断強度計算値  $V_{bu}$  と塑性変形角実験値  $R_p$  の関係



解説図6.8.18 塑性変形角  $R_p$  の実験値と計算値の比較

断強度  $V_{bu}$  と曲げ終局強度  $V_{mu}$  が等しくなるときの塑性変形角  $R_p$  として求めた。ばらつきが大きいものの計算値は実験値の概ね下限を評価する。

付着破壊はせん断破壊と比較すると脆性的ではなく、部材としての耐力・変形性能が損なわれなければ、主筋の付着破壊による付着すべりの発生および付着強度の低下は許容できる。付着割裂ひび割れおよび付着すべりの発生などを許容するならば、その部材に対して必要な塑性変形角  $R_p$  に対してせん断強度  $V_{bu}$  が確保されればよい。

## 参考文献

- 6.8.1) 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 付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果—, 日本建築学会論文報告集, pp. 47-54, 1982.9.
- 6.8.2) 前田匡樹・小谷俊介・青山博之：RC部材の付着割裂強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13 No.2, pp.145-150, 1991.6.
- 6.8.3) 前田匡樹・小谷俊介：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2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, pp.657-658, 1994.9.
- 6.8.4) 角 徹三・張 建東・熊谷信太郎・飯塚信一：高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリートはりの付着割裂強度, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13 No.2, pp.163-168, 1991.6.
- 6.8.5) 市之瀬敏勝・横尾慎一・南 宏一：付着割裂強度に及ぼす主筋本数と横補強筋の効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13 No.2, pp.157-162, 1991.6.
- 6.8.6) 市之瀬敏勝・横尾慎一：高強度コンクリートを用いたRC部材の付着割裂実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14 No.2, pp.75-80, 1992.6.
- 6.8.7) 角 徹三・山田 守・合樂将三：鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度算定式の提案, 日本建築学会論文報告集, pp.23-33, 1990.8.
- 6.8.8) 竹内匡和・藤沢正視・上之蘭隆志・村田達雄・村上秀夫：高強度鉄筋・高強度コンクリートを用いたRC部材の付着性状(その1)実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, pp.353~354, 1989.10.
- 6.8.9) 田中久也・上田秀樹・熊森雅己・有馬文昭・古橋 剛・鈴木 亨：高強度材料を用いたRC部材の付着性能に関する基礎的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, pp.369-370, 1991.9.
- 6.8.10) 対比地健一・川村厚司・高木仁之・狩野芳一：二段配筋における内側主筋位置での付着割裂破壊(その1)実験概要及び実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, pp.221-222, 1993.9.
- 6.8.11) 対比地健一・川村厚司・高木仁之・狩野芳一：二段配筋の内側主筋位置における付着割裂破壊, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16 No.2, pp.241-246, 1994.6.
- 6.8.12) 対比地健一・川村厚司・高木仁之・狩野芳一：主筋の配列と横補強筋の拘束効果が主筋の付着性状に及ぼす影響(その3)実験概要及び実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, pp.935-936, 1992.8.
- 6.8.13) 永井 覚・加藤友康・別所佐登志：高強度材料を使用した高層RC造短スパン梁の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17 No.2, pp.583-588, 1995.6.
- 6.8.14) 大屋戸理明・金久保利之・藤沢正視・園部泰寿：2段配筋を有する鉄筋コンクリート梁の付着性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15 No.2, pp.187-192, 1993.6.
- 6.8.15) 石川裕次・木村秀樹・長島俊雄・菅野俊介：短スパン梁の強度と靱性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16 No.2, pp.341-346, 1994.6.
- 6.8.16) 森田司郎・藤井 栄・栗林博之・大上 実：RC短柱における付着割裂破壊時の局所付着応力—すべり曲線(その1)実験結果概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, pp.2101-2102, 1983.9.
- 6.8.17) 森本久雄・森田司郎・藤井 栄・栗林博之：RC短柱における付着割裂破壊時の局所付着応力—すべり曲線, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, pp.1865-1866, 1984.10.
- 6.8.18) 金久保利之・藤沢正視・折原信吾・広沢雅也・園部泰寿：高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた構造部材の耐震性能に関する研究(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, pp.405-408, 1989.10.
- 6.8.19) 奥出久人・高木仁之・狩野芳一：付着割裂破壊に支配される梁のせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, 11-2, pp.81-86, 1989.
- 6.8.20) 松原洋志・高木仁之・狩野芳一：二段配筋されたRC梁の付着割裂破壊, コンクリート工学年次

論文報告集, 13-2, pp. 151-156, 1991.6.

- 6.8.21) 新田隆雄・高木仁之・松原洋志・植松卓二・狩野芳一：RC 梁の付着割裂破壊に及ぼすせん断スパン比の影響（その 1）実験結果および概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，C 構造 II，pp. 309-310, 1990.10.
- 6.8.22) 加藤大介：高強度材料を用いた RC 柱の曲げ性能の評価に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，13-2, pp. 415-420, 1991.
- 6.8.23) 加藤大介・菊池政智：高強度材料を用いた RC 柱の曲げ性能の評価に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，14-2, pp. 541-546, 1992.
- 6.8.24) 唐津俊一・清水秀夫・鮎子多浩一・益尾 潔：8 000kg/cm<sup>2</sup>級高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断耐力と曲げ靱性（その 1）実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，C 構造 II，pp. 689-670, 1989.
- 6.8.25) 古川 淳・藤井 栄・藤谷秀雄・藤沢正視：高強度コンクリート梁の付着割裂破壊，コンクリート工学年次論文報告集，14-2, pp. 547-552, 1992.
- 6.8.26) 細川洋治・前田匡樹・小谷俊介・青山博之：鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊性状に関する実験研究（その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集，C 構造 II，pp. 215-216, 1993.9.