

# 鉄筋コンクリート構造

## Reinforced Concrete

### (基礎編)

村上 聖 著  
熊本大学名誉教授

## 目次

- 1. 序論 … 1
  - 1. 1 特徴 … 1
  - 1. 2 歴史 … 2
  - 1. 3 鉄筋補強の原理 … 3
  - 1. 4 構造形式 … 4
  
- 2. 素材特性 … 5
  - 2. 1 コンクリート … 5
    - a. 強度性状 … 5
    - b. 変形性状 … 6
  - 2. 2 鉄筋 … 9
    - a. 概要 … 9
    - b. 機械的性質 … 10
  - 2. 3 複合性状 … 11
    - a. 付着性状 … 11
    - b. コンクリートで鉄筋を囲む効果 … 14
    - c. 鉄筋でコンクリートを囲む効果 … 14
  
- 3. RC 部材の弾性解析 … 15
  - 3. 1 軸圧縮力を受ける部材 … 15
  - 3. 2 曲げモーメントを受ける部材 … 17
    - a. 弾性解析 … 17
    - b. 許容応力度設計 (RC 梁) … 21
  - 3. 3 せん断力を受ける部材 … 24
    - a. 弾性解析 … 24
    - b. 斜張力理論 … 25
  - 3. 4 軸方向力と曲げを受ける部材 … 27
    - a. 弾性解析 … 27
    - b. 許容応力度設計 (RC 柱) … 30

- 4. RC 部材の終局強度 … 33
  - 4. 1 曲げ終局強度 ( $M_u$ ) … 33
    - a. 非線形解析 … 33
    - b. 等価ストレスブロック法 … 35
  - 4. 2 せん断終局強度 ( $Q_u$ ) … 38
    - a. 荒川 mean 式 … 38
    - b. トラスおよびアーチ機構による塑性解析 … 40
  
- 5. 許容応力度設計法 … 43
  - 5. 1 概要 … 43
  - 5. 2 構造計画 … 45
  - 5. 3 部材断面寸法の仮定 … 46
  - 5. 4 荷重・外力の仮定 … 47
    - a. 長期荷重 … 47
    - b. 短期荷重 … 49
  - 5. 5 応力計算 … 51
    - a. 鉛直荷重時応力の計算 … 51
    - b. 水平荷重時応力の計算 … 53
  - 5. 6 断面算定 … 57
    - a. 主筋算定 … 57
    - b. せん断補強筋算定 … 60
  - 5. 7 付着設計 (RC 梁) … 63
    - a. 付着応力度 … 63
    - b. 付着検定 … 64
    - c. 長期荷重に対する使用性確保 … 65
    - d. 短期荷重に対する損傷制御性確保 … 65
    - e. 大地震動に対する安全性確保 … 66
  - 5. 8 柱梁接合部 … 68
    - a. 短期許容せん断力 ( $Q_{Aj}$ ) … 68
    - b. 短期設計用せん断力 ( $Q_{Dj}$ ) … 69
    - c. 柱梁接合部内の帯筋 … 70

# 1. 序論

## 1. 1 特徴

鉄筋コンクリートは英語で「Reinforced Concrete」といい、頭文字をとって「RC」と略称する。直訳すると、「補強されたコンクリート」であり、コンクリートの短所を補強し、長所を生かしたコンクリート主体の構造である。

コンクリートの短所は、引張強度が小さく、乾燥による収縮が拘束されると簡単にひび割れが生じる。したがって、引張を受ける部位には補強が必要であり、reinforcement（補強）を「鉄筋」と訳している。また、長所はフレッシュコンクリートを型枠に充填し硬化させることにより自由な形を造れることであり、鉄筋としては曲げ加工しやすい棒鋼(steel bar)の形状が通常である。

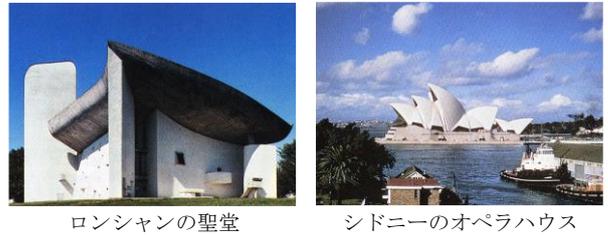
広義には、鉄骨を芯として周囲を RC で覆った鉄骨鉄筋コンクリート (steel encased reinforced concrete、SRC と略称する) や鋼管内部にコンクリートを充填し硬化させたコンクリート充填鋼管 (concrete filled tubular、CFT と略称する) などのコンクリートと鋼材の合成構造がある。なお、SRC は日本で独自に開発された構造であり、中高層建築や大スパン構造に利用されている。また、CFT の利点は、鋼管とコンクリートの相互作用によって圧縮やせん断などの各種耐力が増大する点や、鋼管の局部座屈変形が抑制されることによって曲げと圧縮を受ける柱材の変形能力の向上、コンクリート熱容量の付加による耐火性能の向上などがあげられる。

RC はコンクリートと鉄筋の複合材料 (composite material) であり、複合には力学的複合、機能的複合、経済性などがある。「力学的複合」としては、鉄筋に対するコンクリートの付着強度が大きいことや両者の熱膨張係数がほぼ等しい (約  $1 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ) ことがあげられ、RC が構造材として成立するための基本である。

「機能的複合」としては、コンクリートが強アルカリ性のため内部の鉄筋に対する防錆被覆やコンクリートの熱伝導率が小さいため内部の鉄筋が構造耐力上問題となる高温にさらされない耐火被覆としての役割をコンクリートが担っている。さらに、コンクリートが安価であるため、RC 構造は他構造と比べて経済的に優位であるとともに、居住性 (防振性、遮音性、気密・水密性、断熱・耐熱性など) が良好であり、最近では高さが 100m 超の超高層集合住宅にも RC 構造が広く利用されている。

表 1.1.1 コンクリートの長所・短所

短所	引張強度小、乾燥収縮ひび割れ → reinforcement (鉄筋)
長所	自由造形 → steel bar (棒鋼)



ロンシヤンの聖堂

シドニーのオペラハウス

図 1.1.1 自由形状の RC 造建物



SRC 梁と CFT 柱の接合部

鋼管内部のコンクリート充填

図 1.1.2 SRC 梁と CFT 柱

表 1.1.2 スパン長・建物高さで構造種別

建物高さ $h$ または階数 $n$	主要スパン長 $l$					
	$l \leq 10\text{m}$		$10 < l \leq 15$		$15 < l$	
$h > 100\text{m}$	S		S		S	
$100 \geq h > 60\text{m}$	SRC + S	S	SRC + S	S	SRC + S	S
$60 \geq h > 45$	SRC + S	S	SRC + S	S	SRC + S	S
$45 \geq h > 31$	SRC	S	SRC + S	S	SRC + S	S
$31 \geq h > 25$	RC	SRC	S	SRC + S	S	SRC + S
$25 \geq h > 20$ 6~	RC	SRC	S	SRC	S	SRC + S
$20 \geq h$ 5F	RC	S	PC	SRC	S	PC SRC + S

RC : 鉄筋コンクリートラーメン造      W : 鉄筋コンクリート壁式  
 PC : プレストレスコンクリート造      S : 鉄骨造  
 SRC : 鉄骨鉄筋コンクリート造      SRC+S : SRC柱, Sばり造

## 1. 2 歴史

建築物の生産には構造材料が安定かつ多量に供給されることが必要である。1824年に Aspdin (英) が「ポルトランドセメント」を発明した(工学で発明とは特許の取得を意味する)。また、1856年にベッセマー(英)が「製鋼法」を発明し、セメントおよび鋼材の工業生産化が始まったことが RC の歴史的端緒である。

1867年に Monier (仏) が「RC」を発明した。モルタルを金網で補強した植木鉢で特許を取得し、その後橋梁や建物などの構造物に普及していく。19C 末に RC 構造計算理論が発展するとともに 1918年に Abrams (米) が「水セメント比説」を提唱し、材料強度に基づく RC 構造設計が確立される。

1923年に地震国日本で関東大震災が起こり、RC 構造物の耐震性や耐火性が実証されることになり、RC が主要な構造として普及・拡大することになる。

近年では、以下に記すように①コンクリート製造・施工技術、②材料・工法の著しい発展を遂げている。

### ① コンクリート製造・施工技術

レディーミクストコンクリート (JIS)、アジテータトラックポンプ工法、ディストリビュータ (分配機)、振動締固め施工ロボット、情報化施工 (CALS)  
(Computer-aided Acquisition and Logistics Support)

### ② 材料・工法

プレキャストコンクリート (pre-cast concrete、PCa)

\* 工場生産された RC 部材を現場に搬入し、接合・組立

プレストレストコンクリート (pre-stressed concrete、PS)

\* あらかじめ圧縮力を加え、荷重による引張応力を低減して、ひび割れ軽減による高耐久性、長スパンを可能

RC 自動化建設システム

超軽量・超高層化技術 ⇒ New RC (超高層 RC 造)



図 1.2.1 ディストリビュータ

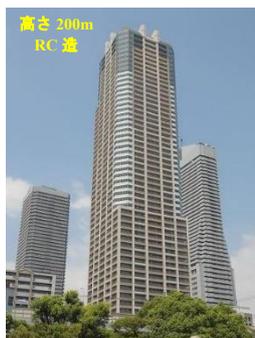


図 1.2.2 プレキャスト (PCa) RC 工法



同調クライミング仮設屋根 (キャノピー)  
資材のプレハブ化・ユニット化  
部材組立の機械化・自動化  
資材のコンピュータ管理  
プレキャスト工法、高強度コンクリート  
垂直運搬リフト高速化  
旋回式天井クレーン  
快適で安全な作業環境 (風雨・暑さ)

図 1.2.3 RC 自動化建設システム



クロスタワー大阪ベイ



麻布台ヒルズ



ペトロナス  
ツインタワー



タイペイ  
101



ブルジュ・  
ハリファ

図 1.2.4 超高層建築

### 1. 3 鉄筋補強の原理

コンクリートの引張強度は圧縮強度の約 1/10 以下と非常に小さいので、RC 構造計算規準では「コンクリートの引張応力は無視する」と仮定している。したがって、引張応力を受ける部位には必ず鉄筋を配置しなければ構造材として成立しないことになる。

図 1.3.1 に示す単純梁について鉄筋補強の原理を説明する。最大曲げモーメント箇所では引張縁の曲げ応力がコンクリートの引張強度に達すると**曲げひび割れ**が発生する。無筋コンクリート梁では一本の曲げひび割れが進展・拡大し、真っ二つに折れるが、曲げひび割れに直交する材軸方向に鉄筋を配置することにより鉄筋が引張応力を負担するために曲げひび割れが分散的に発生しながら、耐力が増加していく。圧縮側はコンクリートが主に圧縮応力を負担するが、コンクリートが圧壊すると脆性的な破壊性状を示すために、圧縮側にも材軸方向に鉄筋を配置することが RC 構造計算規準で規定されている（「複筋」の規定）。以上の曲げモーメントに抵抗するために材軸方向に配置する鉄筋を**主筋**（曲げ補強筋）といい、引張側に通す主筋を**引張鉄筋**、圧縮側に通す主筋を**圧縮鉄筋**という。

せん断力を受ける領域では、中立軸位置で最大せん断応力度 ( $\tau_{max}$ ) による引張主応力度（**斜張力**という）がコンクリートの引張強度に達すると材軸に対して斜め 45 度方向に**せん断ひび割れ**が発生し、それが進展・拡大して脆性的なせん断破壊を生じる。地震力の作用方向によりせん断ひび割れの方法は反転するために両方向のひび割れに効くように、材軸に直交する方向に主筋を囲むように閉鎖型に鉄筋を配置する（**せん断補強筋**）。特に梁の場合は**あばら筋**（スターラップ）、柱の場合は**帯筋**（フープ）または**巻筋**（スパイラル）という。

図 1.3.3 に RC 部材の破壊性状を示す。RC 梁・柱材の典型的な破壊には、曲げひび割れの進展・拡大、引張鉄筋の降伏から圧縮側コンクリートの圧壊に至る**曲げ降伏破壊**や材軸に対して斜め方向に生じるせん断ひび割れの進展・拡大による**せん断破壊**がある。構造設計では、耐震性のための**靱性確保**を目的に、脆性的なせん断破壊よりも延性的な曲げ降伏破壊が先行して生じるように、主筋およびせん断補強筋量の算定が行われる。

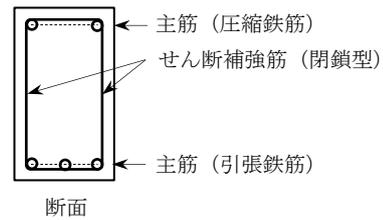
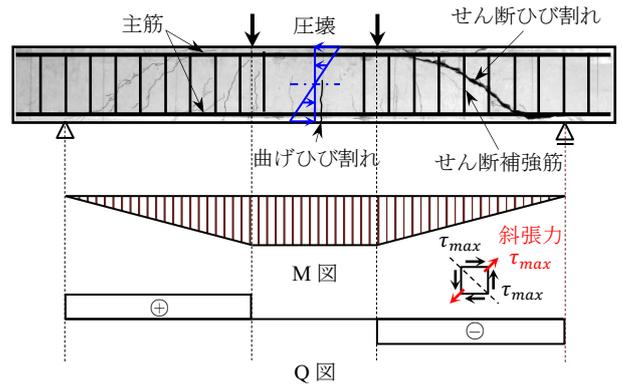


図 1.3.1 RC 単純梁に対する鉄筋補強の原理

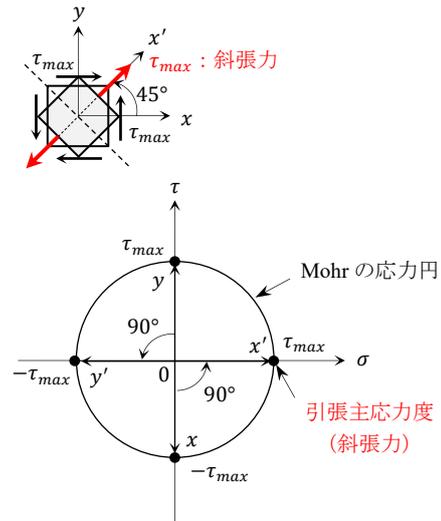


図 1.3.2 引張主応力度（斜張力）の算定

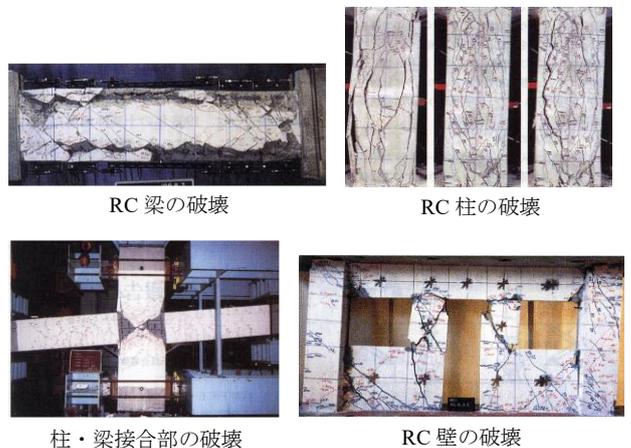


図 1.3.3 RC 部材の破壊性状

## 1. 4 構造形式

表 1.4.1 に示すように、RC に適した構造形式としてラーメン構造、壁式構造、フラットスラブ構造、シェル・折板構造などがある。

**ラーメン構造**は、剛接合された柱・梁のフレームと床・屋根スラブで構成された構造であり、通常は耐震壁がバランスよく配置される。**壁式構造**は、耐力壁とスラブの鉛直および水平方向の面材で構成された構造であり、壁が多い低層住宅に用いられ、耐震性に優れている。**フラットスラブ構造**は、車庫や倉庫のように積載荷重が大きく床スラブ厚が大きくなる場合、スラブが梁の役割を兼ね、梁を無くすることができるため、天井がフラットで階高を低く抑えられる、比較的柱を自由に配置することができるなどの特徴を有している。**シェル・折板構造**は、曲面あるいは平板を立体的に構成した構造であり、面内圧縮によりコンクリートの圧縮強度を有効に活用し、大スパン屋根や容器構造などに用いられる。

最近では、以下に記すように1) 大空間（無柱化）構造、2) 免震・制震構造など著しい発展を遂げている。

### 1) 大空間（無柱化）構造

#### ① メガストラクチャ

	×10	
	一般	メガストラクチャ
スパン長	6m	60m
階高	3~4m	—
柱寸法	0.6×0.6m	6×6m
梁せい	0.7m	7m (2階分)

#### ② チューブ構造

フレーム、トラスチューブ

シングル、チューブインチューブ、バンドルチューブ

\* 建物外周の柱を密に配置し、外周をチューブ型に強化

### 2) 免震・制震構造

地震力とは、地震動による建物の応答加速度に対する慣性力（水平力）であり、免震・制震構造は建物の応答加速度を低減するものである。**免震構造**としては、建物基礎に設置する**免震積層ゴム**が代表的なものであり、地盤と建物基礎の水平剛性を低減し建物の固有周期を長くすることにより建物に作用する地震力を低減し、耐震性の向上をはかるものである。**制震構造**は、地震動のエネルギーを**制震ダンパー**により吸収し、震動を制御するものである。ダンパーには、金属の塑性変形を利用したもの、オイルによる粘性減衰を利用したものなどがある。

表 1.4.1 RC に適した構造形式

ラーメン	柱・梁、スラブ、耐震壁	主として曲げモーメントに抵抗 接合部一体化（剛接）
壁式	耐力壁、スラブ	多壁低層（経済的） 耐震性大
フラットスラブ	柱、スラブ	無梁板構造 積載荷重大（車庫・倉庫） →スラブ厚大
シェル折板	曲面 折板	大スパン屋根、容器構造

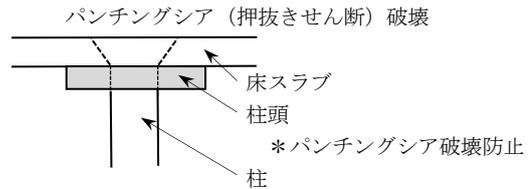


図 1.4.1 フラットスラブ構造

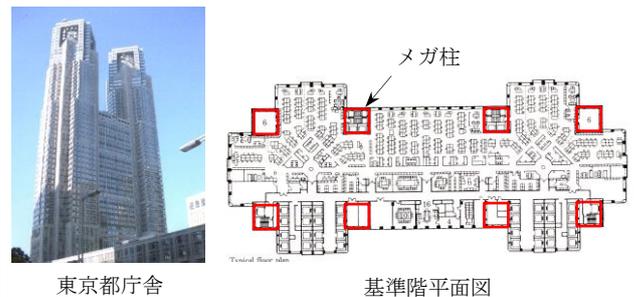


図 1.4.2 メガストラクチャ

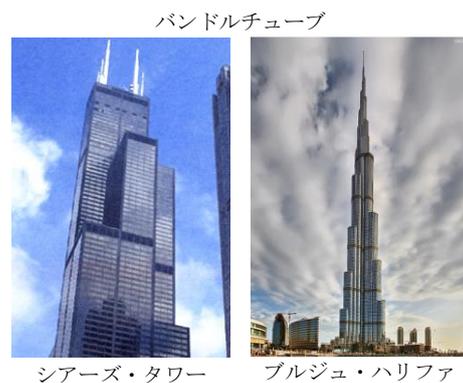


図 1.4.3 チューブ構造



図 1.4.4 京都大学百周年時計台記念館の免震レトロフィット

## 2. 素材特性

### 2. 1 コンクリート

#### a. 強度性状

##### 1) 各種強度

##### ① 圧縮強度 (compressive strength) ( $F_c$ )

コンクリートの場合、圧縮強度がもっとも大きいので、構造計算の基準となる**設計基準強度**として、コンクリートの許容応力度やヤング係数等の材料定数の算定に用いられる。コンクリートの圧縮強度試験 (JIS A 1108) には、図 2.1.1 に示すように直径に対する高さの比が 2 の円柱供試体を使用される。

\* 普通コンクリートの設計基準強度範囲 : 18~60(N/mm<sup>2</sup>)

##### ② 引張強度 (tensile strength) ( $F_t$ )

コンクリートの引張強度は、圧縮強度の約 1/10 以下と小さく、RC 構造計算規準では「コンクリートの引張応力度は無視する」と仮定している。コンクリートの引張強度試験 (JIS A 1113) は、図 2.1.1 に示すように円柱供試体を横置きし、直径方向に圧縮する**割裂引張強度試験**が規定されている。圧縮強度と割裂引張強度との関係は、図 2.1.2 に示すように測定値の回帰式として次式が与えられている。

$$F_t = 0.291F_c^{0.637} : \text{野口式}$$

ここに、

$F_t$  : 割裂引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

##### ③ 曲げ強度 (bending strength) ( $F_b$ )

コンクリートの曲げ強度試験 (JIS A 1106) は、図 2.1.1 に示すように正方形断面の角柱供試体を用い、スパン長さを 3 等分した 2 点に集中荷重を加える方式 (**3 等分点曲げ強度試験**) が規定されている。曲げ強度と割裂引張強度との関係として次式が与えられている。

$$F_b = 1.8F_t : \text{野口式}$$

ここに、

$F_b$  : 曲げ強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_t$  : 割裂引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

##### ④ せん断強度 (shear strength) ( $F_s$ )

コンクリートのせん断破壊は、最大せん断応力度による斜張力破壊であるために、理論的にせん断強度と引張強度は等しい ( $F_s = F_t$ )。

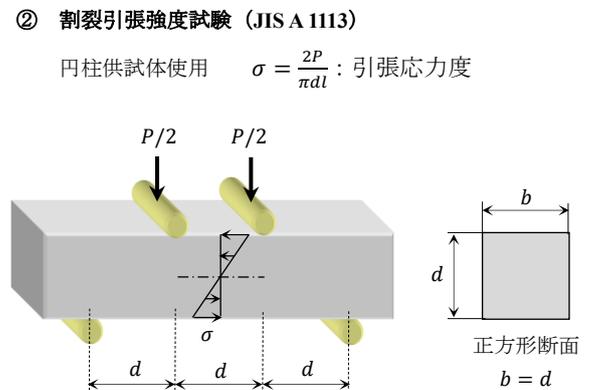
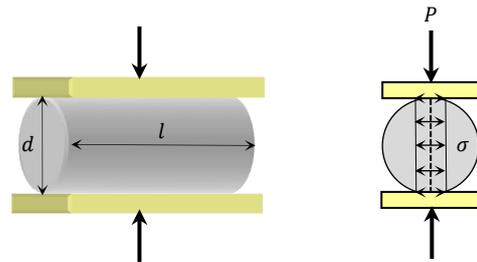
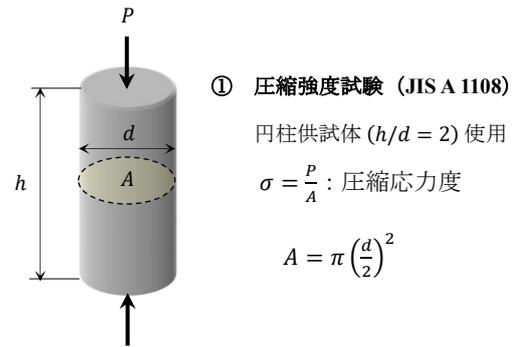


図 2.1.1 コンクリートの各種強度試験方法

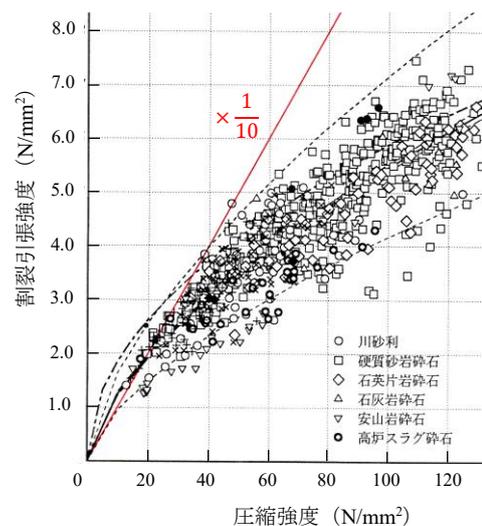


図 2.1.2 圧縮強度と割裂引張強度との関係

## 2) 許容応力度 (allowable stress)

### ① 許容圧縮応力度 ( $f_c$ )

長期:  $f_c = \frac{1}{3} F_c$  (N/mm<sup>2</sup>)

短期:  $f_c = \frac{2}{3} F_c$  (N/mm<sup>2</sup>)

\* 短期については、ほぼ弾性限度を採用している。

### ② 許容せん断応力度 ( $f_s$ )

長期:  $f_s = \min \left[ \frac{1}{30} F_c, 0.49 + \frac{1}{100} F_c \right]$  (N/mm<sup>2</sup>)

短期:  $f_s = [\text{長期に対する値}] \times 1.5$

\* 長期について、第一項は斜張力破壊による  $F_s = F_t = \frac{1}{10} F_c$  の関係、第二項はせん断ひび割れ強度の下限值を採用している。

## b. 変形性状

### 1) 圧縮応力度－ひずみ度関係

図 2.1.3 にコンクリートの圧縮応力度－ひずみ度関係を模式的に示す。弾性限度の約  $\left(\frac{2}{3}\right) F_c$  までほぼ線形弾性を示すが、それ以降は塑性変形により非線形な関係となる。また、圧縮強度時以降はひずみ度の増加とともに応力度が低下する圧縮軟化性状を示し、最終的に脆性的な圧壊を生じる。

圧縮応力度－ひずみ度関係の関数式として次式が提案されている。

#### ① e 関数式

$$\sigma = 6.75 F_c \left( e^{-0.812 \frac{\epsilon}{\epsilon_{co}}} - e^{-1.218 \frac{\epsilon}{\epsilon_{co}}} \right)$$

ここに、

$F_c$  : 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\epsilon_{co}$  : 圧縮強度時のひずみ度

#### ② Popovics 式

$$\sigma = F_c \frac{n \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_{co}} \right)}{n - 1 + \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_{co}} \right)^n}$$

ここに、

$n$  : 実験定数

表 2.1.1 許容応力度設計と耐震設計

許容応力度設計では、材料の応力度が弾性範囲で定められた許容応力度に達するときの応力（許容応力）が、弾性剛性に立脚した構造計算による応力（設計用応力）以上になるように部材断面の算定を行い、長期荷重に対する使用性の確保と短期荷重（中地震を対象）に対する損傷制御性の確保を検討する。一方、耐震設計（大地震を対象）では、部材に損傷が生じても建物が倒壊・崩壊しないこと（安全性の確保）が求められるものであり、地震がおさまった後で建物を継続使用できることを保証するものではない。

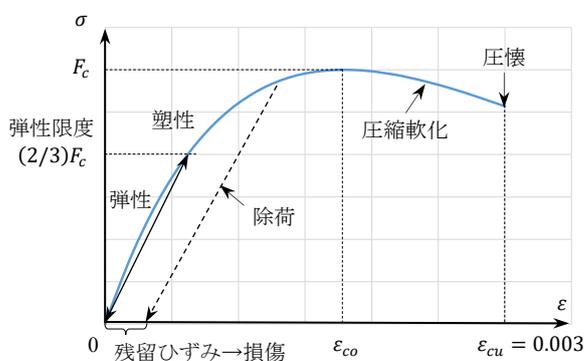


図 2.1.3 コンクリートの圧縮応力度－ひずみ度関係

## 2) 弾性定数

### ① ヤング係数 (Young's modulus)

図 2.1.4 に示すように、コンクリートの圧縮応力度-ひずみ度関係は、載荷初期から厳密には直線ではなく、接線勾配としてのヤング係数 (接線(tangent)ヤング係数、 $E_t$ )、原点での接線ヤング係数 (初期(initial)ヤング係数、 $E_i$ )、 $\frac{1}{3}F_c$  の応力度点と原点を結ぶ直線の勾配としてのヤング係数 (割線(secant)ヤング係数、 $E_s$ ) が定義できる。RC 構造計算規準では、図 2.1.5 に示す割線ヤング係数の測定値を統計処理して得られた次式を用いている。

$$E = 3.35 \times 10^4 \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \left(\frac{F_c}{60}\right)^{1/3}$$

ここに、

$E$  : ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma$  : 気乾単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$F_c$  : 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

### ② ポアソン比 (Poisson's ratio)

材料は、圧縮を受けると軸方向に縮み、横方向に膨らむ性質を有し、これをポアソン効果という。次式に示す軸方向ひずみ度に対する横方向ひずみ度の比の絶対値をポアソン比といい、RC 構造計算規準では、0.2と規定している。

$$\nu = \left| \frac{\varepsilon'}{\varepsilon} \right| = 0.2$$

ここに、

$\nu$  : ポアソン比

$\varepsilon$  : 軸方向ひずみ度

$\varepsilon'$  : 横方向ひずみ度

### ③ せん断弾性係数 (shear modulus of elasticity)

弾性範囲ではフックの法則により、せん断応力度はせん断ひずみ度に比例し、その比例定数をせん断弾性係数といい、次式で与えられる。

$$\tau = G\gamma$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ここに、

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma$  : せん断ひずみ度

$G$  : せん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

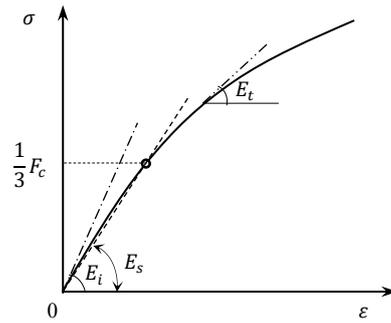


図 2.1.4 ヤング係数の定義

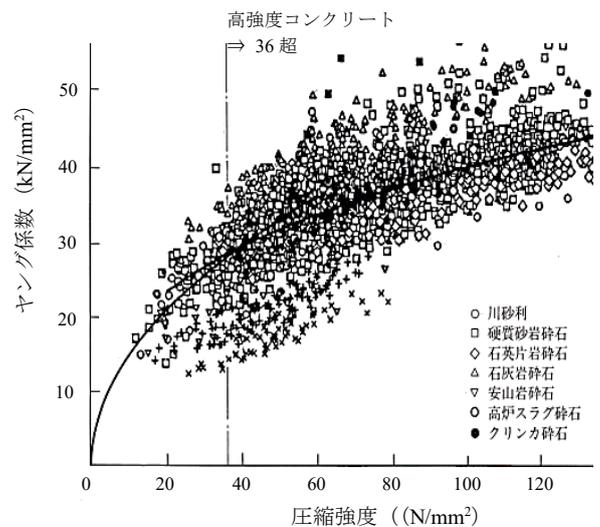


図 2.1.5 圧縮強度とヤング係数との関係

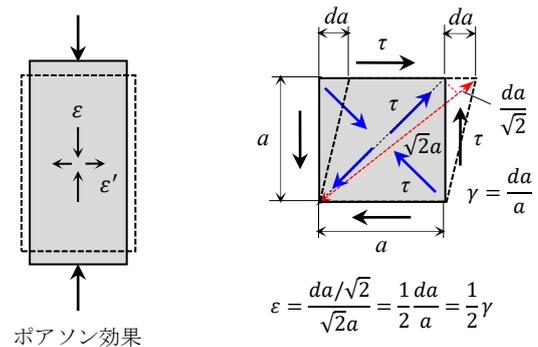


図 2.1.6 ポアソン効果およびせん断弾性係数

### 3) クリープ (creep)

持続荷重が作用すると、時間とともに変形が増大する現象をクリープという。コンクリートや木材のように内部に空隙水を含む材料に共通する性質である。クリープ係数は、次式で定義され、持続応力度が約 $\frac{1}{3}F_c$ 以下では、2~4に収束する。

$$\psi = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_e} \xrightarrow{t \rightarrow \infty} 2 \sim 4 \quad \left( \sigma_0 \leq \text{約} \frac{1}{3} F_c \right)$$

ここに、

$\psi$  : クリープ係数

$\varepsilon_e = \frac{\sigma_0}{E}$  : 弾性ひずみ度

$\varepsilon_c$  : クリープひずみ度

$\sigma_0$  : 持続応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E$  : ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

次式に示すように、時間とともに見かけのヤング係数 ( $E'$ ) は減少する。

$$\sigma_0 = E \varepsilon_e = E' (\varepsilon_e + \varepsilon_c)$$

$$\therefore E' = \frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_e + \varepsilon_c} E = \frac{1}{1 + \psi} E$$

クリープは、内部の水分移動に起因するため、クリープが大きくなる要因として以下があげられる。

- (1) 湿潤→乾燥
- (2) 部材寸法が小 (乾燥しやすいため)
- (3) 富調合、W/C 大、材齢短 (空隙量が多いため)

また、持続応力度が $(0.75 \sim 0.85)F_c$ に達すると、クリープ破壊を生じ、そのときの応力度をクリープ限度という。

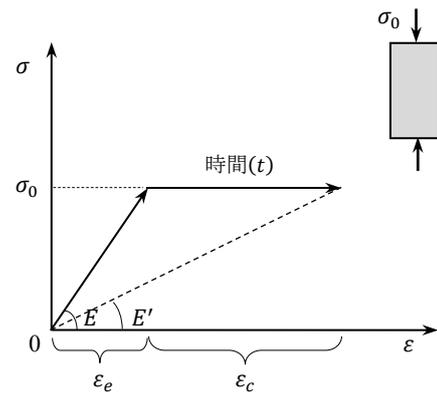


図 2.1.7 コンクリートのクリープ変形

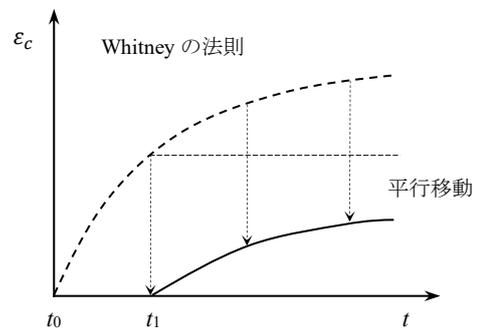


図 2.1.8 平行移動の法則

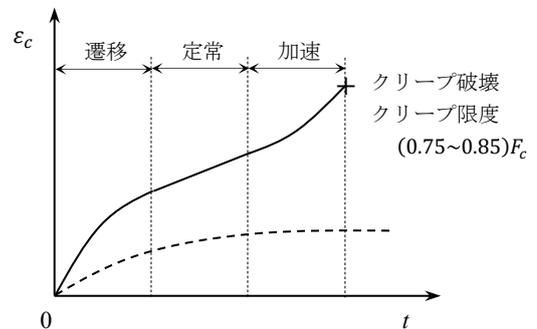


図 2.1.9 クリープ限度およびクリープ破壊

## 2. 2 鉄筋

### a. 概要

#### 1) 種類

鉄筋には次の種類がある。

##### ① 丸鋼 (round steel bar)

断面が真円であり、せん断補強筋のみに使用される。

##### ② 異形棒鋼 (deformed steel bar)

表面に突起 (円周方向の突起をふし、軸方向の突起をリブという) が加工されたもので、ふしのくさび作用によりコンクリートに対する付着強度が大きいため、主筋およびせん断補強筋の両方に使用される。

##### ③ 溶接金網、格子鉄筋

鉄筋が格子状に加工されたもので、**壁筋**や**スラブ筋**に使用される。壁にはせん断力により斜め引張ひび割れが生じ、地震力の作用方向によりせん断ひび割れの方向は反転するために両方向のひび割れに効くように、**縦筋**および**横筋**を格子状に配置する。スラブの長期設計用曲げモーメントは、長辺および短辺方向の**交差梁理論**により計算されるように、両方向の**主筋** (短辺方向)・**配力筋** (長辺方向) は格子状に配置される。

#### 2) 品質

鉄筋の品質は、表 2.2.1 に示すように鉄筋コンクリート用棒鋼 (JIS G 3112) で規定されている。

表 2.2.1 鉄筋コンクリート用棒鋼の品質規格

区分	記号
丸鋼	SR235 SR295
異形棒鋼	SD295A, SD295B SD345 SD390 SD490

\* S : Steel、R : Round、D : Deformed

\* 数値は、最小規格降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

\* SD295A : 降伏点 295 以上、引張強さ 440~600

\* SD295B : 降伏点 295~390、引張強さ 440 以上



突起  
ふし (円周方向)  
リブ (材軸方向)

図 2.2.1 異形鉄筋



図 2.2.2 壁筋



図 2.2.3 スラブ筋

### 3) 寸法

丸鋼については断面が真円なので、直径が 13mm の場合はφ13 (マルという) のように表す。異形鉄筋については、表面に突起を有するために、単位質量 (kg/m) が同一の丸鋼に置換したときの直径 (mm) を整数で求め、公称直径が 13mm の場合は D13 のように表す。なお、D は公称直径の呼び名を示す。また、異形鉄筋の呼び名ごとの公称断面積および周長は、表 2.2.2 に示すように与えられている。

#### b. 機械的性質

##### 1) 引張特性

###### ① 引張応力度－ひずみ度関係

図 2.2.4 に示すように、鉄筋の引張応力度－ひずみ度関係は、降伏点まで線形弾性であり、その後降伏棚およびひずみ硬化を経て最大応力度 (引張強度) に達すると局所的にくびれを生じ破断する。ひずみ硬化とは、ひずみ度の増加とともに降伏点が増加する性状をいう。

###### ② ヤング係数

RC 構造計算規準では、鉄筋の種類や品質に関わらず、ヤング係数を次式で与えている。

$$E = 2.05 \times 10^5$$

ここに、

$E$  : ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

###### ③ 破断伸び (breaking elongation)

破断伸びとは、次式に示すように変形前の基準となる 2 点間の距離 (標点距離、 $L_0$  という) に対する破断後の 2 点間の伸びの比で定義され、普通鉄筋の場合、20~30% に達する。

$$\delta = \frac{L - L_0}{L_0} \times 100$$

ここに、

$\delta$  : 破断伸び (%)

$L_0$  : 標点距離 (mm)

$L$  : 破断後の 2 点間の距離 (mm)

##### 2) 曲げ加工

鉄筋末端には定着のためにフックを設け、表 2.2.3 に示すように折曲げ角度が 90°, 135°, 180° について内法直径 (D) および余長が規定されている (標準フック)。

表 2.2.2 異形棒鋼の断面積および周長

呼び名	単位質量 (kg/m)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	周長 (mm)
D6	0.249	31.67	20
D10	0.560	71.33	30
D13	0.995	126.7	40
D16	1.56	198.6	50
D19	2.25	286.5	60
D22	3.04	387.1	70
D25	3.98	506.7	80
D29	5.04	642.4	90
D32	6.23	794.2	100
D35	7.51	956.6	110
D38	8.95	1140	120
D41	10.5	1340	130

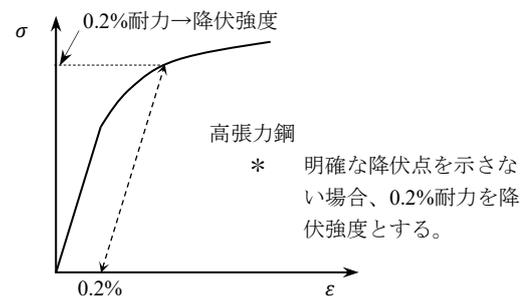
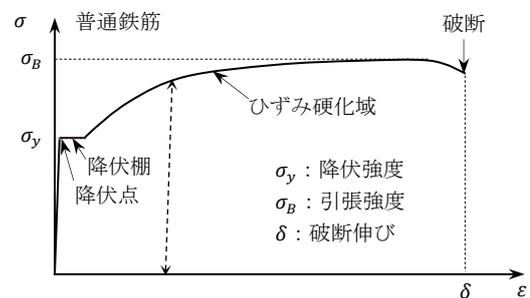


図 2.2.4 鉄筋の引張応力度－ひずみ度関係

表 2.2.3 標準フックの仕様

標準フック			
	余長 $4d_b$ 以上	余長 $6d_b$ 以上	余長 $8d_b$ 以上
折曲げ角度	180°	135°	90°

$d_b$  : 鉄筋径,  $D$  : 内法直径

### 3) 許容応力度

#### ① 引張・圧縮（主筋）

$f_t$  : 許容引張応力度

$r f_c$  : 許容圧縮応力度 \*  $r$  : reinforcement

\* なお、 $r f_c = f_t$

#### ② せん断補強（せん断補強筋）

$w f_t$  : 許容引張応力度 \*  $w$  : web

\* 表 2.2.4 に示すように、短期については最小規格降伏点を用いる。

### 2. 3 複合性状

#### a. 付着性状

##### 1) 付着作用

丸鋼の場合は、コンクリートの接着作用と摩擦作用により付着に抵抗する。一方、異形鉄筋の場合は、上記作用に加えてふしのくさび作用により、丸鋼よりも数倍付着強度は大きくなる。

異形鉄筋の付着破壊は、図 2.3.1 に示すようにふし前方の割裂応力の作用で生じる円周方向のリングテンションにより放射状の付着割裂ひび割れが進展・拡大して起こる。X 線造影撮影法によりコンクリート内部の異形鉄筋による付着割裂ひび割れ性状が可視化されている。

##### 2) 付着強度に及ぼす影響因子

コンクリートに対する鉄筋の付着強度に及ぼす影響として次のような要因があげられる。

#### ① 鉄筋の種類

異形鉄筋  丸鋼

$F_a$  : 付着強度 \*  $a$  : adhesion

#### ② 配筋方向

水平鉄筋  鉛直鉄筋

$F_a$

\* 水平鉄筋は梁主筋、鉛直鉄筋は柱主筋

\* 水平鉄筋の付着強度が小さいのは、図 2.3.3 に示すように打設後のコンクリートのブリーディングにより水平鉄筋下面の水隙やコンクリートの沈下による沈下ひび割れの発生、さらに表層強度の低下などがあげられる。

表 2.2.4 鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

種類	長期		短期	
	$f_t, f_c$	$w f_t$	$f_t, f_c$	$w f_t$
SR235	155	155	235	235
SR295	155	155	295	295
SD295A,B	195	195	295	295
SD345	215	195	345	345
SD390	215	195	390	390
SD490	215	195	490	490
溶接金網	195	195	295	295

表 2.3.1 鉄筋の付着作用

丸鋼	接着作用+摩擦作用
異形鉄筋	上記作用+ふしのくさび作用

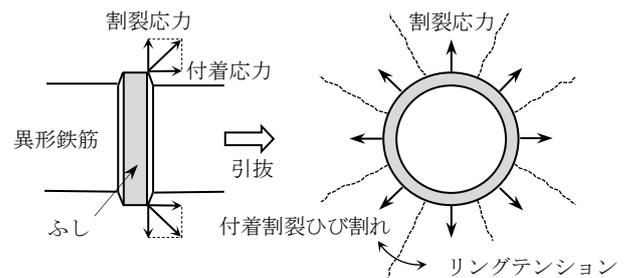


図 2.3.1 ふしのくさび作用

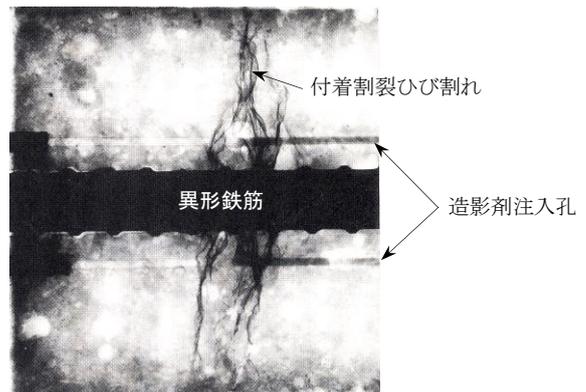


図 2.3.2 X線造影撮影法による付着割裂ひび割れ性状

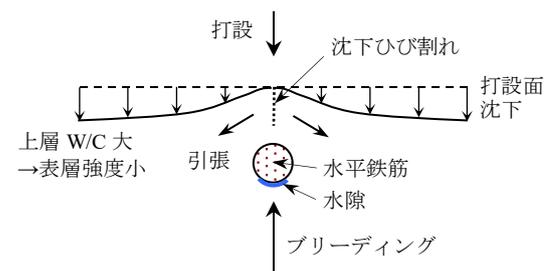


図 2.3.3 コンクリートのブリーディング

③ 配筋位置

上端筋  下端筋  
 $F_a$

- \* 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。
- \* 上端筋の方が下端筋よりもコンクリートのブリーディングの影響を受けやすいので、付着強度はかなり小さくなる。

④ コンクリートの圧縮強度

付着強度はコンクリートの圧縮強度が大きくなるほど増加するが、比例的には増加せず、圧縮強度の平方根に比例するといわれている。すなわち、

$$F_a \propto \sqrt{F_c}$$

ここに、

$F_a$  : 付着強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

⑤ その他

異形鉄筋による付着割裂ひび割れが相互に合体して割裂面が形成されると付着破壊を生じることから、割裂面長さ(かぶり厚さ、鉄筋間のあき等)が大きくなるほど、また割裂面を横切る横補強筋(せん断補強筋)量が多くなるほど、付着割裂強度は増加する。安全性確保の検討では、上記の影響が鉄筋配置と横補強筋による修正係数の形で考慮されている。

- \* 付着に関しては、せん断補強筋を特に横補強筋という。

3) 許容付着応力度

付着設計では、表 2.3.2 および 2.3.3 に示すように使用性および損傷制御性の確保の検討には許容付着応力度 ( $f_a$ )、安全性の確保の検討には付着割裂の基準となる強度 ( $f_b$ ) がそれぞれ用いられる。なお、上記の付着強度に及ぼす影響因子を考慮して、「丸鋼」と「異形鉄筋」、「上端筋」と「その他」で  $f_a, f_b$  の値が異なる。

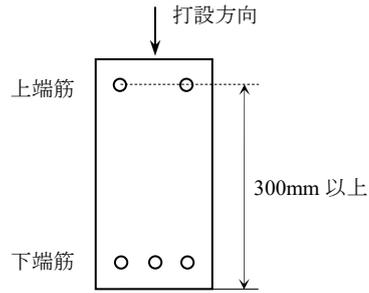


図 2.3.4 上端筋の定義

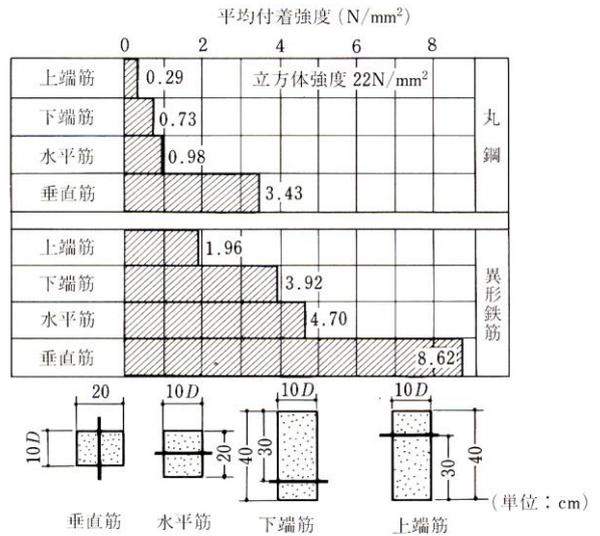


図 2.3.5 付着強度に及ぼす影響因子

表 2.3.2 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度  $f_a$  (N/mm<sup>2</sup>)

	長期	
	上端筋	その他
異形鉄筋	$\min \left[ \frac{1}{15} F_c, 0.9 + \frac{2}{75} F_c \right]$	$\min \left[ \frac{1}{10} F_c, 1.35 + \frac{1}{25} F_c \right]$
丸鋼	$\min \left[ \frac{4}{100} F_c, 0.9 \right]$	$\min \left[ \frac{6}{100} F_c, 1.35 \right]$

- 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) 異形鉄筋で、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、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。

\* 短期: 長期に対する値の 1.5 倍

表 2.3.3 付着割裂の基準となる強度  $f_b$  (N/mm<sup>2</sup>)

	安全性確保のための検討	
	上端筋	その他
普通コンクリート	$0.8 \times \left( \frac{F_c}{40} + 0.9 \right)$	$\frac{F_c}{40} + 0.9$

- 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) 多段配筋の 1 段目 (断面外周) 以外の鉄筋に対しては、上表の値に 0.6 を乗じる。

#### 4) 継手

継手には、次の3種類がある。

##### ① 重ね継手

- \* 鉄筋と鉄筋を重ねてコンクリートとの付着により接合する方法で、次式により必要な重ね継手長さ ( $l$ ) を求める。

$$\tau_a \psi l = T (= a \sigma_t)$$

$$\tau_a = \frac{a \sigma_t}{\psi l} \leq f_a$$

$$\therefore l \geq \frac{a \sigma_t}{\psi f_a} = \frac{\sigma_t d_b}{4 f_a}$$

ここに、

$\tau_a$  : 付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\psi$  : 鉄筋周長 (mm)

$l$  : 重ね継手長さ (mm)

$T$  : 鉄筋引張応力 (N)

$a$  : 鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_t$  : 引張鉄筋の継手部分の最大存在応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

- \* 安全性確保の検討では、 $\sigma_y$ を用いる。

$f_a$  : 許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

- \* 安全性確保の検討では、 $K f_b$ ,  $K$  : 鉄筋配置と横補強筋による修正係数( $\leq 2.5$ )を用いる。

$d_b$  : 鉄筋径 (mm)

##### ② 圧接継手

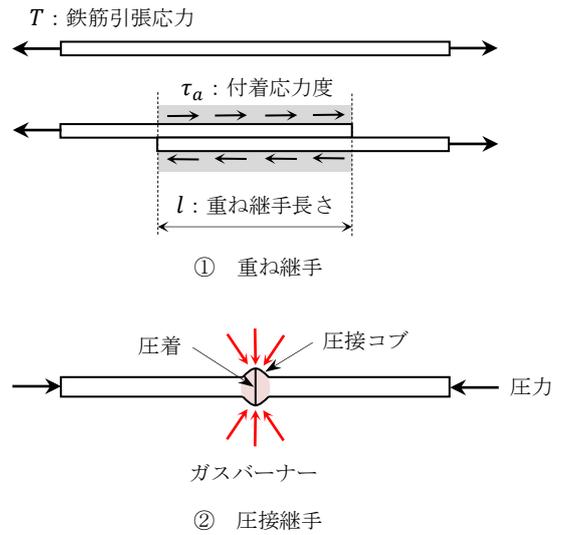
- \* 鉄筋端面同士を突き合わせ、その周囲をガスバーナーで加熱しながら加圧し接合する方法

##### ③ 機械式継手

- \* 鋼管 (カプラー、スリーブ) 内部で鉄筋を突き合わせ、鋼管と異形鉄筋やねじ鉄筋のふしとかみ合いを利用して接合する方法で、ねじ鉄筋継手、鋼管圧着継手、グラウト充填式継手などがある。

#### 5) 定着

図2.3.7に示すように、梁主筋は柱梁接合部に定着されるが、投影定着長さ ( $l_{ah}$ ) は必要定着長さ ( $l_{ab}$ ) 以上とし、鉄筋端部は90°標準フックにより上端筋は下向きに、下端筋は上向きに折り曲げて十分な定着を確保する (これを抱え込み定着という)。



③ ねじ鉄筋継手の施工例

図 2.3.6 各種継手工法

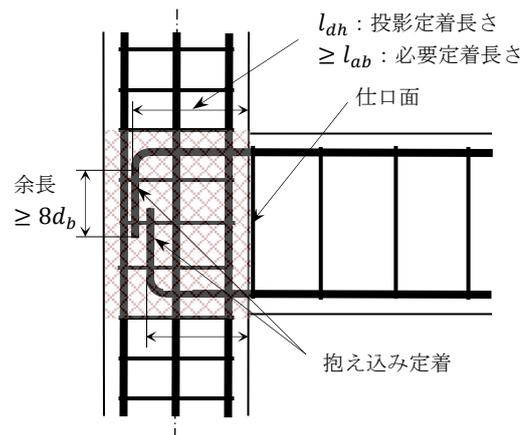


図 2.3.7 柱梁接合部への梁主筋の定着

$$\text{RC 構造計算規準: } l_{ab} = \alpha \frac{S \sigma_y d_b}{4 K f_b}$$

ここで、 $\alpha = 1.0$  (横補強筋で拘束されたコア内に定着)、 $S = 1.0$  (直線定着)とすると、安全性確保の検討における重ね継手長さの算定式と同じ。なお、標準フックを設ける場合は、フックの効果を考慮し、 $S = 0.7$ とする。

b. コンクリートで鉄筋を囲む効果

1) 防錆被覆

コンクリートは強アルカリ性であり、アルカリ性環境下では鉄筋表面に不動態皮膜が形成されるため、鉄筋は防錆される。ただし、コンクリートの中性化や塩化物浸透（塩害）により不動態皮膜が破壊されると発錆するため、十分なかぶり厚さを確保することが必要となる。



図 2.3.8 中性化試験

2) 耐火被覆

コンクリートは熱伝導率が小さいため、十分なかぶり厚さが確保されれば、内部の鉄筋が構造耐力上問題となる高温にさらされることはない。したがって、RC 構造物はそのまま耐火構造に指定される。

表 2.3.4 に示すように、建築物の部位や階数に応じて耐火時間が規定されている。なお、耐火性能は、通常の火災時の加熱に耐えるべき時間（耐火時間）という形で示されている。

表 2.3.4 耐火時間の規定

建築物の階数		建築物の部分				
		①	②	③		
建築物の部分	間仕切壁	1 時間	2 時間	2 時間		
	耐力壁	1 時間	2 時間	2 時間		
壁	外壁	非耐力壁	延焼のおそれのある部分	1 時間	1 時間	1 時間
			延焼のおそれのある部分以外の部分	30 分	30 分	30 分
	柱	1 時間	2 時間	3 時間		
	床	1 時間	2 時間	2 時間		
	梁	1 時間	2 時間	3 時間		
	屋根	—	—	30 分		

c. 鉄筋でコンクリートを囲む効果

内部のコンクリートは、主筋およびせん断補強筋で囲まれている。軸圧縮力が作用する RC 柱の場合、ポアソン効果によりコンクリートは軸方向に縮むとともに横方向に膨張する。その膨張が帯筋により拘束されると反力として内部コンクリート（コンファインドコンクリート）に側圧が作用し、この側圧の作用により、図 2.3.9 に示すようにコンクリートの圧縮強度や圧縮靱性が増加する。この効果をコンファインド効果（横補強効果）という。

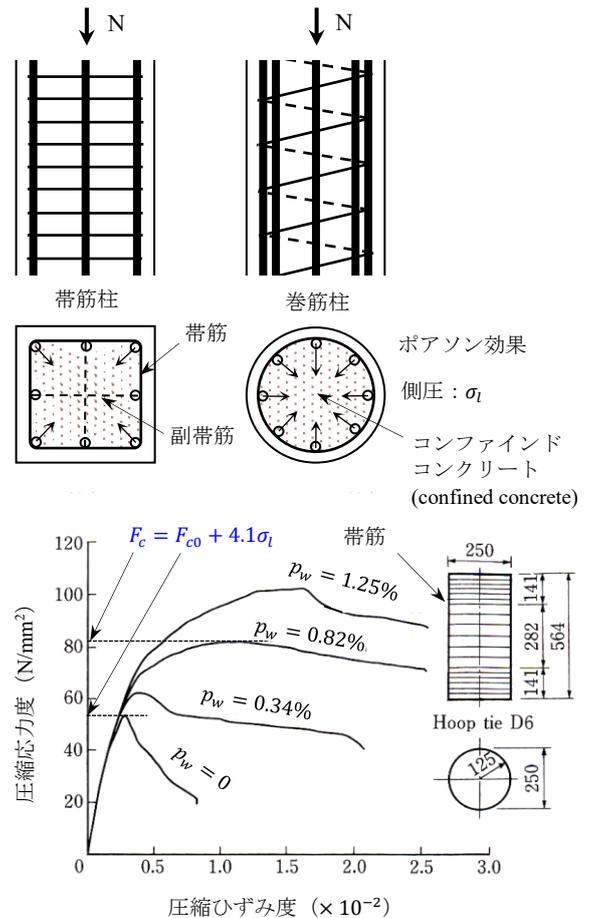


図 2.3.9 横補強筋によるコンファインド効果

### 3. RC 部材の弾性解析

#### 3. 1 軸圧縮力を受ける部材

##### a. 弾性解析

##### 1) 解析の仮定

###### ① 平面保持の仮定

“変形前に材軸に直交していた断面は、変形後も材軸に直交する平面を保つ。”したがって、軸圧縮力により断面全体が一様に縮むと仮定する。

###### ② 材料は線形弾性

コンクリートおよび鉄筋は、フックの法則に従う。

$$\sigma = E\varepsilon$$

ここに、

$\sigma$  : 軸応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E$  : ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\varepsilon$  : 軸ひずみ度

その他に、コンクリートと鉄筋は完全に付着されている、鉄筋の座屈はないものと仮定する。

##### 2) 解析方法

- ① RC 部材の軸方向縮みを $\Delta l$ とすれば、平面保持の仮定よりコンクリートおよび鉄筋の縮みも $\Delta l$ に等しい。

したがって、

$$\frac{\Delta l}{l} = {}_c\varepsilon_c = {}_s\varepsilon_s$$

ここに、

$l$  : 柱材の長さ (mm)

$\Delta l$  : 軸方向縮み (mm)

${}_c\varepsilon_c$  : コンクリートの圧縮ひずみ度

${}_s\varepsilon_s$  : 鉄筋の圧縮ひずみ度

\* 左側添字の“c”は concrete、“s”は steel bar を、右側添字の“c”は compression、“t”は tension を表す。

- ② 軸方向の力のつり合いより、

$$N = N_c + N_s$$

ここに、

$N$  : 軸圧縮力 (N)

$N_c = A_c \sigma_c$  : コンクリートが負担する圧縮力 (N)

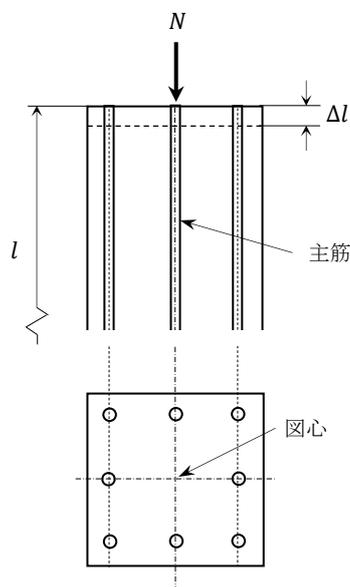


図 3.1.1 中心圧縮を受ける RC 柱

$$N_s = A_s \sigma_c : \text{鉄筋が負担する圧縮力 (N)}$$

$$A_c : \text{コンクリートの断面積 (mm}^2\text{)}$$

$$A_s : \text{鉄筋の断面積 (mm}^2\text{)}$$

$$c\sigma_c = E_c c\varepsilon_c : \text{コンクリートの圧縮応力度 (N/mm}^2\text{)}$$

$$s\sigma_c = E_s s\varepsilon_c : \text{鉄筋の圧縮応力度 (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_c : \text{コンクリートのヤング係数 (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_s : \text{鉄筋のヤング係数 (N/mm}^2\text{)}$$

したがって、

$$N = E_c A_c c\varepsilon_c + E_s A_s s\varepsilon_c$$

ここで、 $c\varepsilon_c = s\varepsilon_c$ だから

$$N = E_c \left( A_c + \frac{E_s}{E_c} A_s \right) c\varepsilon_c$$

$n = \frac{E_s}{E_c}$  : ヤング係数比、 $A_e = A_c + nA_s$  : 等価断面積とおくと

$$N = E_c A_e c\varepsilon_c$$

上式は、鉄筋をその断面積 ( $A_s$ ) にヤング係数比 ( $n$ ) を乗じた断面積 ( $nA_s$ ) をもつコンクリートに置き換えることにより、単独の線形弾性材料に関する力学公式をそのまま適用できることを意味している。これを“等価断面の概念”という。

### 3) 等価断面

鉄筋をコンクリートに置き換えた等価断面を用いて、以下に軸圧縮力を受ける部材について解析結果を示す。

$$N = EA\varepsilon \Rightarrow N = E_c A_e c\varepsilon_c, A_e = A_c + nA_s$$

$$c\varepsilon_c = \frac{N}{E_c A_e}$$

$$c\sigma_c = E_c c\varepsilon_c = \frac{N}{A_e}$$

$$s\sigma_c = E_s s\varepsilon_c = n E_c c\varepsilon_c = \frac{nN}{A_e}$$

ここに、

$N$  : 軸圧縮力 (N)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_e = A_c + nA_s$  : 等価断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : コンクリートの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_s$  : 鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$n$  : ヤング係数比

$c\varepsilon_c$  : コンクリートの圧縮ひずみ度

$c\sigma_c$  : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$s\sigma_c$  : 鉄筋の圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

表 3.1.1 力学公式

1) 軸方向力 (N)

$$N = EA\varepsilon$$

2) 曲げモーメント (M)

$$M = EI_n \phi$$

$$\sigma = E\varepsilon = E\phi y = \frac{M}{I_n} y$$

3) せん断力 (Q)

$$\tau = \frac{QS}{bI_n}$$

### 3. 2 曲げモーメントを受ける部材

#### a. 弾性解析

##### 1) 解析の仮定

###### ① 平面保持の仮定

平面保持の仮定から、図 3.2.1 に示すように、 $dx = \rho d\theta$ ,  $dx' = (\rho + y)d\theta$  だから、断面の軸ひずみ度は、次式で与えられる。

$$\varepsilon = \frac{dx' - dx}{dx} = \left(\frac{1}{\rho}\right)y = \phi y$$

ここに、

$\varepsilon$  : 軸ひずみ度

$\rho$  : 曲率半径 (mm)

$\phi = \frac{1}{\rho}$  : 曲率 (1/mm)

$y$  : 中立軸位置からの距離 (mm)

###### ② 材料は線形弾性

コンクリートおよび鉄筋は、フックの法則に従う。

$$\sigma = E\varepsilon = E\phi y$$

ここに、

$\sigma$  : 軸応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E$  : ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

ここで、コンクリートおよび鉄筋の弾性限度は次のとおりとする。

###### (1) コンクリート

$$\sigma_c \leq \frac{2}{3}F_c : \text{弾性限度}$$

$$\sigma_t \leq F_t$$

ここに、

$\sigma_c$  : 圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_t$  : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_t$  : 曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$* F_t = 0.56\sqrt{F_c}$$

###### (2) 鉄筋

$$\sigma \leq \sigma_y$$

ここに、

$\sigma_y$  : 降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

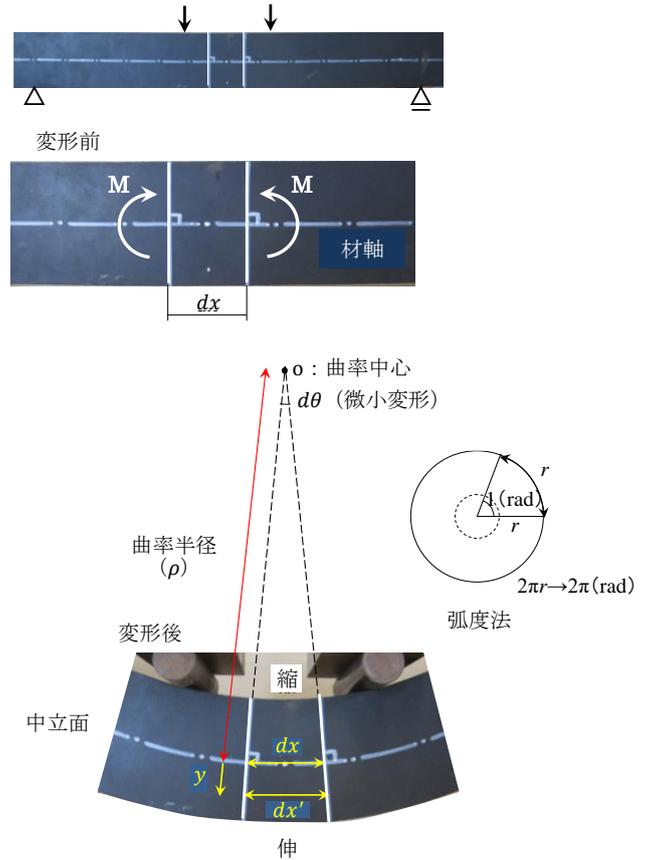


図 3.2.1 平面保持の仮定

## 2) 解析方法

図 3.2.2 に長方形断面の RC 梁について  $\varepsilon$  分布および  $\sigma$  分布を示す。ここで、 $c\varepsilon_c, s\varepsilon_c, s\varepsilon_t, c\varepsilon_t$  は、圧縮縁コンクリートひずみ度、圧縮鉄筋ひずみ度、引張鉄筋ひずみ度、引張縁コンクリートひずみ度、 $c\sigma_c, s\sigma_c, s\sigma_t, c\sigma_t$  は、圧縮縁コンクリート応力度、圧縮鉄筋応力度、引張鉄筋応力度、引張縁コンクリート応力度をそれぞれ示す。なお、左側添字の”c”は concrete、”s”は steel bar、右側添字の”c”は compression、”t”は tension を示す。

同図に鉄筋をコンクリートに置き換えた等価断面を示す。圧縮および引張鉄筋は、その位置でそれぞれ断面積が  $na_c$  および  $na_t$  のコンクリート断面に置き換わるが、後述の断面を分割して断面定数を計算する際にコンクリート断面と鉄筋等価断面の重複を避けるために、鉄筋の穴を埋めた残りの断面積、それぞれ  $n'a_c$  および  $n'a_t$  (なお、 $n' = n - 1$ ) が鉄筋位置に張り付いていると考える。

### (1) 曲げひび割れが発生するまで

各位置の軸ひずみ度は、平面保持の仮定より次式で与えられる。

$$\begin{aligned} c\varepsilon_c &= \phi x_n : \text{圧縮縁コンクリートひずみ度} \\ s\varepsilon_c &= \phi(x_n - d_c) : \text{圧縮鉄筋ひずみ度} \\ s\varepsilon_t &= \phi(d - x_n) : \text{引張鉄筋ひずみ度} \\ c\varepsilon_t &= \phi(D - x_n) : \text{引張縁コンクリートひずみ度} \end{aligned}$$

ここに、

- $\phi$  : 曲率 (1/mm)
- $x_n$  : 中立軸高さ (mm)
- $d_c$  : 圧縮縁・圧縮鉄筋重心間距離 (mm)
- $d$  : 有効せい (mm)
- \* 圧縮縁・引張鉄筋重心間距離
- $D$  : 梁せい (mm)

### ① 軸方向の力のつり合いより

$$S_n = 0$$

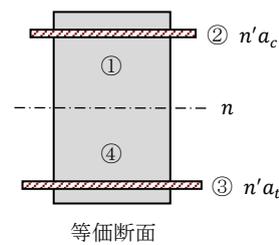
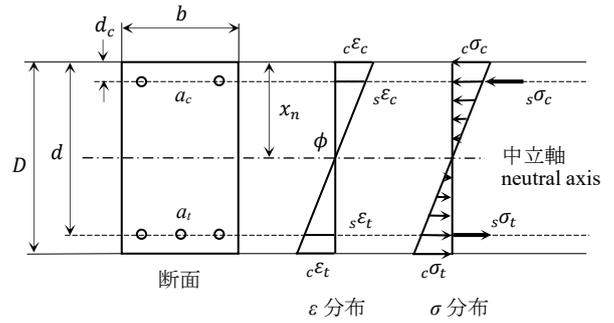
ここに、

$S_n$  : 中立軸に関する断面 1 次モーメント (mm<sup>3</sup>)

いま、等価断面を 1) 圧縮側コンクリート断面、2) 圧縮鉄筋等価断面、3) 引張鉄筋等価断面、4) 引張側コンクリート断面に分割して  $S_n$  を計算すると、

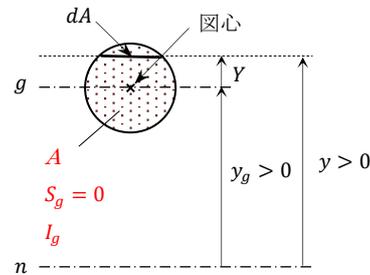
$$S_{n1} = bx_n \times \frac{x_n}{2} = \frac{bx_n^2}{2}$$

$$S_{n2} = n'a_c(x_n - d_c), S_{n3} = -n'a_t(d - x_n)$$



- $b$  : 梁幅
- $D$  : 梁せい
- $d$  : 有効せい
- $x_n$  : 中立軸高さ
- $a_c$  : 圧縮鉄筋断面積
- $a_t$  : 引張鉄筋断面積
- $n$  : ヤング係数比
- $n' = n - 1$

図 3.2.2 RC 梁断面の  $\varepsilon, \sigma$  分布および等価断面



$$\begin{aligned} S_n &= \int_A y dA = \int_A (y_g + Y) dA = y_g \int_A dA + \int_A Y dA = y_g A + S_g \\ &= y_g A \\ I_n &= \int_A y^2 dA = \int_A (y_g + Y)^2 dA = y_g^2 \int_A dA + 2y_g \int_A Y dA + \int_A Y^2 dA \\ &= y_g^2 A + 2y_g S_g + I_g \\ &= y_g^2 A + I_g \end{aligned}$$

図 3.2.3  $S_n, I_n$  の計算

$$N = \int_A \sigma dA = E\phi \int_A y dA = E\phi S_n$$

ここで、 $N = 0$  だから

$$S_n = 0$$

$$S_{n4} = -\frac{b(D-x_n)^2}{2}$$

$$S_n = \sum_{i=1}^4 S_{ni}$$

ここに、

$b$  : 梁幅 (mm)

$a_c$  : 圧縮鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a_t$  : 引張鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$S_n = 0$  より、

$$x_n = \frac{\frac{bD^2}{2} + n'(a_c d_c + a_t d)}{bD + n'(a_c + a_t)}$$

ここに、

$x_n$  : 中立軸高さ (mm)

② 中立軸に関するモーメントのつり合いより

$$M = EI_n \phi \Rightarrow M = E_c I_n \phi \text{ (等価断面適用)}$$

$$I_{n1} = bx_n \times \left(\frac{x_n}{2}\right)^2 + \frac{bx_n^3}{12} = \frac{bx_n^3}{3}$$

$$I_{n2} = n'a_c(x_n - d_c)^2, I_{n3} = n'a_t(d - x_n)^2$$

$$I_{n4} = \frac{b(D-x_n)^3}{3}$$

$$I_n = \frac{bx_n^3}{3} + n'a_c(x_n - d_c)^2 + n'a_t(d - x_n)^2 + \frac{b(D-x_n)^3}{3}$$

ここに、

$M$  : 曲げモーメント (N・mm)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$I_n$  : 中立軸に関する断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$\phi$  : 曲率 (1/mm)

③ 曲げひび割れ発生時点

曲げひび割れ発生は、引張縁コンクリート応力度 ( $c\sigma_t$ ) がコンクリートの曲げ引張強度 ( $F_t$ ) に達するときだから、

$$c\sigma_t = E_c c \varepsilon_t = E_c \phi (D - x_n) = F_t \text{ より、}$$

$$\phi = \frac{F_t}{E_c (D - x_n)}$$

$$M = E_c I_n \phi = \frac{I_n F_t}{D - x_n}$$

ここに、

$\phi$  : 曲げひび割れ発生時の曲率 (1/mm)

$M$  : 曲げひび割れモーメント (N・mm)

\* 鉄筋等価断面については、鉄筋位置に薄く張り付いているので、等価断面の図心を通る軸に関する断面 2 次モーメントは無視できる。



図 3.2.4 曲げひび割れ発生

(2) 引張鉄筋が降伏するまで

引張鉄筋が降伏するまでに曲げひび割れは中立軸位置に向かって進展・拡大するため、解析ではコンクリートの引張応力度は無視する。図 3.2.5 に引張側コンクリート断面无視した有効等価断面を示す。

① 軸方向の力のつり合いより、

$$S_{n1} = bx_n \times \frac{x_n}{2} = \frac{bx_n^2}{2}$$

$$S_{n2} = n'a_c(x_n - d_c), \quad S_{n3} = -na_t(d - x_n)$$

$S_n = \sum S_{ni} = 0$  より、

$$x_n^2 + \frac{2}{b}(n'a_c + na_t)x_n - \frac{2}{b}(n'a_cd_c + na_td) = 0$$

ここに、

$x_n$  : 中立軸高さ (mm)

② 中立軸に関するモーメントのつり合いより、

$$M = E_c I_n \phi$$

$$I_{n1} = bx_n \times \left(\frac{x_n}{2}\right)^2 + \frac{bx_n^3}{12} = \frac{bx_n^3}{3}$$

$$I_{n2} = n'a_c(x_n - d_c)^2, \quad I_{n3} = na_t(d - x_n)^2$$

$$I_n = \frac{bx_n^3}{3} + n'a_c(x_n - d_c)^2 + na_t(d - x_n)^2$$

ここに、

$I_n$  : 中立軸に関する断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

③ 引張鉄筋降伏時点

引張鉄筋が降伏するのは、引張鉄筋応力度 ( $s\sigma_t$ ) が鉄筋の降伏強度 ( $\sigma_y$ ) に達するときだから、

$$s\sigma_t = E_s s\varepsilon_t = nE_c \phi (d - x_n) = \sigma_y \text{ より、}$$

$$\phi = \frac{\sigma_y}{nE_c(d - x_n)}$$

$$M = E_c I_n \phi = \frac{I_n \sigma_y}{n(d - x_n)}$$

ここに、

$\phi$  : 引張鉄筋降伏時の曲率 (1/mm)

$M$  : 引張鉄筋降伏モーメント (N・mm)

ただし、

$$c\sigma_c = E_c c\varepsilon_c = E_c \phi x_n \leq \frac{2}{3}F_c$$

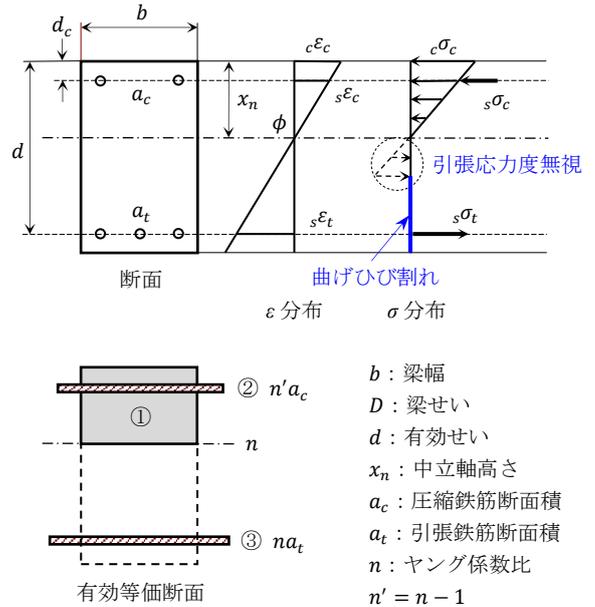


図 3.2.5 RC 梁の有効等価断面

\* なお、圧縮縁コンクリート応力度が多少弾性限度を超えても、計算結果に大きな差異はない。

b. 許容応力度設計 (RC 梁)

1) 基本仮定

① 平面保持の仮定

$$\varepsilon = \phi y$$

② 材料は線形弾性

$$\sigma = E\varepsilon : \text{フックの法則}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} : \text{ヤング係数比}$$

なお、ヤング係数比は、許容応力度設計法では表 3.2.1 に示す値を用いる。

③ コンクリートの引張応力度は無視する

コンクリートの引張強度は、圧縮強度の約 1/10 以下と小さいので、設計では最初からコンクリートの引張応力度を無視して扱う。したがって、許容応力度設計の計算式は、表 3.2.2 に示すように引張鉄筋が降伏するまでの弾性解析がベースとなる。

2) 許容曲げモーメント

RC 梁の許容曲げモーメントは、①圧縮縁コンクリート応力度 ( $c\sigma_c$ ) がコンクリートの許容圧縮応力度 ( $f_c$ ) に達するとき、②引張鉄筋応力度 ( $s\sigma_t$ ) が主筋の許容引張応力度 ( $f_t$ ) に達するときの曲げモーメントのうち、小さい方の値で決まる。したがって、

$$\textcircled{1} \left\{ \begin{array}{l} c\sigma_c = E_c\phi x_n = f_c \quad \therefore \phi = \frac{f_c}{E_c x_n} \\ M_1 = E_c I_n \phi = \frac{I_n f_c}{x_n} = \frac{I_{n1} f_c}{x_{n1}} b d^2 \\ C_1 = \frac{M_1}{b d^2} = \frac{I_{n1} f_c}{x_{n1}} \end{array} \right\}$$

$$\textcircled{2} \left\{ \begin{array}{l} s\sigma_t = n E_c \phi (d - x_n) = f_t \quad \therefore \phi = \frac{f_t}{n E_c (d - x_n)} \\ M_2 = E_c I_n \phi = \frac{I_n f_t}{n(d - x_n)} = \frac{I_{n1} f_t}{n(1 - x_{n1})} b d^2 \\ C_2 = \frac{M_2}{b d^2} = \frac{I_{n1} f_t}{n(1 - x_{n1})} \end{array} \right\}$$

ここに、

$$x_{n1} = \frac{x_n}{d} : \text{中立軸高さ比}$$

$$I_{n1} = \frac{I_n}{b d^3}$$

$$M_A = \min[M_1, M_2]$$

$$C = \min[C_1, C_2]$$

$\varepsilon$  : 軸ひずみ度

$\phi$  : 曲率 (1/mm)

$y$  : 中立軸位置からの距離 (mm)

表 3.2.1 コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比

コンクリート設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数比 $n$
$F_c \leq 27$	15
$27 < F_c \leq 36$	13
$36 < F_c \leq 48$	11
$48 < F_c \leq 60$	9

表 3.2.2 計算式

$$x_n^2 + \frac{2}{b}(n'a_c + na_t)x_n - \frac{2}{b}(n'a_c d_c + na_t d) = 0$$

ここで、 $x_{n1} = \frac{x_n}{d}$  : 中立軸高さ比

$$d_{c1} = \frac{d_c}{d}$$

$$p_t = \frac{a_t}{b d} : \text{引張鉄筋比}$$

$$\gamma = \frac{a_c}{a_t} : \text{複筋比}$$

$$x_{n1}^2 + 2(n'\gamma p_t + np_t)x_{n1} - 2(n'\gamma p_t d_{c1} + np_t) = 0$$

$$\therefore x_{n1} = p_t \left\{ \sqrt{(n'\gamma + n)^2 + \frac{2}{p_t}(n'\gamma d_{c1} + n)} - (n'\gamma + n) \right\}$$

$$M = E_c I_n \phi$$

$$I_n = \frac{b x_n^3}{3} + n'a_c(x_n - d_c)^2 + na_t(d - x_n)^2$$

$$= b d^3 \left[ \frac{x_{n1}^3}{3} + p_t \{ n'\gamma (x_{n1} - d_{c1})^2 + n(1 - x_{n1})^2 \} \right]$$

ここで、 $I_{n1} = \frac{I_n}{b d^3}$

$$M_A \geq M_D$$

ここに、

$M_A$  : 許容曲げモーメント \*A: allowance

$M_D$  : 設計用曲げモーメント \*D: design

図 3.2.6 に示すように、引張鉄筋比 ( $p_t = \frac{a_t}{bd}$ ) に対する  $C_1$  および  $C_2$  のうち小さい方の値で許容曲げモーメントが決まり、両者の交点をつり合い点という。つり合い点では、圧縮縁コンクリート応力度と引張鉄筋応力度が同時にそれぞれの許容応力度に達し ( $c\sigma_c = f_c$  &  $s\sigma_t = f_t$ )、そのときの引張鉄筋比をつり合い鉄筋比 ( $p_{tb}$ ) という。また、 $p_t < p_{tb}$  のとき、引張鉄筋応力度が先にその許容応力度に達し ( $s\sigma_t = f_t$ ,  $c\sigma_c < f_c$ )、 $p_t > p_{tb}$  のとき、圧縮縁コンクリート応力度が先にその許容応力度に達する ( $c\sigma_c = f_c$ ,  $s\sigma_t < f_t$ )。

グラフより、縦軸の  $C = \frac{M}{bd^2}$  に設計用曲げモーメント ( $M_D$ ) を代入し、それに対応する引張鉄筋比 ( $p_t = \frac{a_t}{bd}$ ) を読み取って、引張鉄筋量を算定する。ここで、 $M_D$  が大きくなると、必要な  $p_t$  が  $C_1$  で決まる ( $c\sigma_c = f_c$ ,  $s\sigma_t < f_t$ ) ため、引張鉄筋量が多くなり、図 3.2.7 に示すように、曲げ耐力は大きくなるもののコンクリートの圧壊が早期に生じ靱性が大きく低下する。したがって、その場合には終局破壊性状の靱性確保を目的に、複筋比 ( $\gamma = \frac{a_c}{a_t}$ ) を大きくすることにより、 $C_1$  の線を上方にシフトさせ、 $C_2$  で必要な  $p_t$  が決まるようにする ( $p_t \leq p_{tb}$ )。

### 3) つり合い点

$$C_1 = C_2$$

$$\frac{I_{n1}f_c}{x_{n1}} = \frac{I_{n1}f_t}{n(1-x_{n1})} \quad \therefore x_{n1} = \frac{nf_c}{f_t + nf_c}$$

上式を  $x_{n1}$  の 2 次方程式に代入することにより、つり合い鉄筋比が次式により求められる。

$$p_{tb} = \frac{1}{2 \left( 1 + \frac{f_t}{nf_c} \right) \left\{ \left( 1 + \frac{f_t}{nf_c} \right) (n'\gamma d_{c1} + n) - (n'\gamma + n) \right\}}$$

ここに、

$p_{tb}$  : つり合い鉄筋比

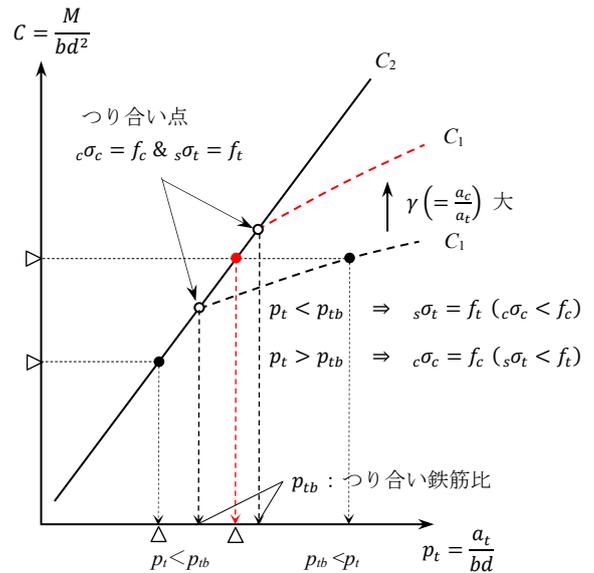


図 3.2.6 C -  $p_t$  関係

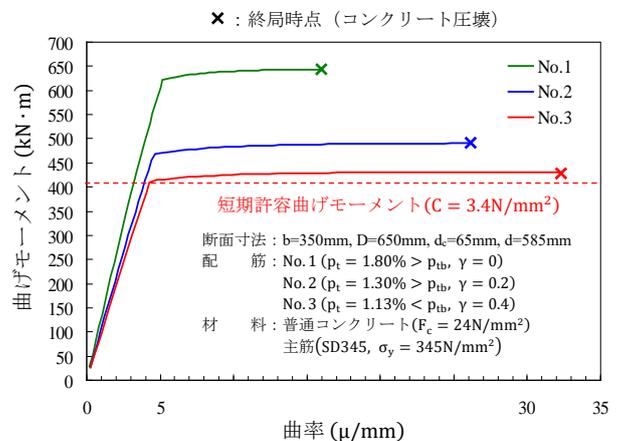
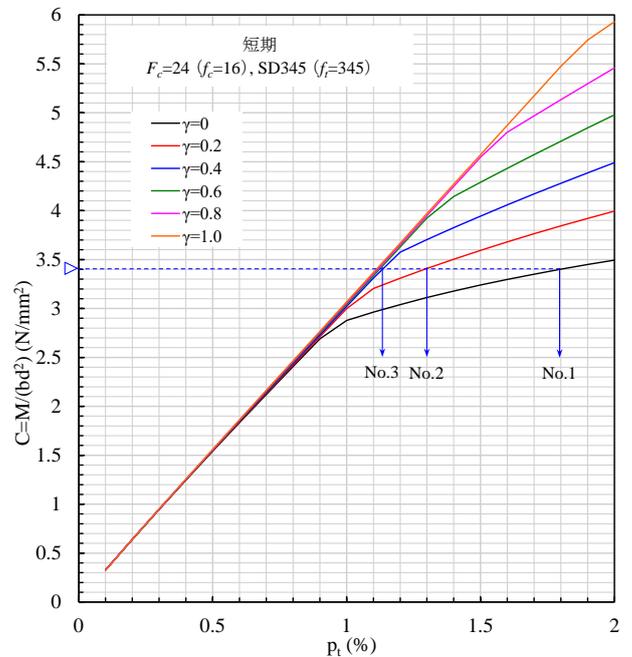


図 3.2.7 RC 梁の終局時点までの  $M - \phi$  関係の解析結果

#### 4) 略算式

靱性確保を目的に、 $p_t \leq p_{tb}$ を前提とすると、以下のように許容曲げモーメントの略算式が得られる。

$$M = T \times j = a_t s \sigma_t j \Rightarrow M_A = a_t f_t j$$

ここに、

$T = a_t s \sigma_t$  : 引張鉄筋合力 (N)

$a_t$  : 引張鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$s \sigma_t$  : 引張鉄筋応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_t$  : 主筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_A$  : 許容曲げモーメント (N・mm)

$j$  : 応力中心距離 ( $= \frac{7}{8}d$ ) (mm)

略算式を用いた RC 梁の主筋算定方法を以下に示す。

$M_A \geq M_D$  より、

$$a_t \geq \frac{M_D}{f_t j}$$

ここに、

$M_D$  : 設計用曲げモーメント (N・mm)

上式により、必要な引張鉄筋断面積 ( $a_t$ ) が求まるので、主筋径を選定し、 $a_t$ を鉄筋の公称断面積で除し、小数点以下を切り上げて引張鉄筋の必要本数を決定する。ただし、略算式の適用が  $p_t \leq p_{tb}$ を前提としているので、実際に配筋する引張鉄筋断面積 ( $a_t = [\text{引張鉄筋本数}] \times [\text{公称断面積}]$ ) に対して、次式に示す複筋比の最小値 ( $\gamma_{min}$ ) を満足するように、圧縮鉄筋を算定する。

$p_t (= \frac{a_t}{bd}) \leq p_{tb}$  より、

$$\gamma \geq \frac{1 - 2p_t \frac{f_t}{f_c} \left(1 + \frac{f_t}{nf_c}\right)}{2n'p_t \left(1 + \frac{f_t}{nf_c}\right) \left\{ \left(1 + \frac{f_t}{nf_c}\right) d_{c1} - 1 \right\}} \quad \gamma_{min}$$

$a_c = \gamma a_t \geq \gamma_{min} a_t \Rightarrow$  主筋径・必要本数

ここに、

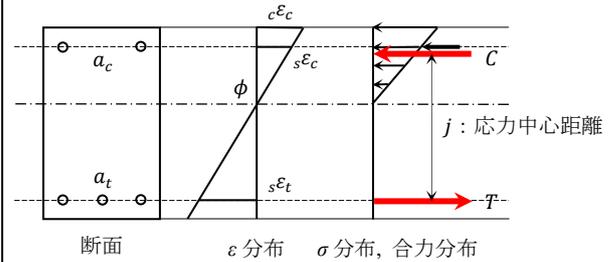
$\gamma$  : 複筋比

$p_t$  : 引張鉄筋比

$f_c$  : コンクリートの許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$d_{c1} = \frac{d_c}{d}$$

$a_c$  : 圧縮鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)



$$T = a_t s \sigma_t = a_t E_s s \varepsilon_t = a_t n E_c \phi (d - x_n)$$

$$j = \frac{M}{T} = \frac{E_c I_n \phi}{a_t n E_c \phi (d - x_n)} = \frac{I_n}{n a_t (d - x_n)} = \frac{I_{n1}}{n p_t (1 - x_{n1})} d$$

$$\therefore \frac{j}{d} = \frac{I_{n1}}{n p_t (1 - x_{n1})} \left( \geq \frac{7}{8} \right)$$

図 3.2.8 RC 梁の応力中心距離(j)の計算

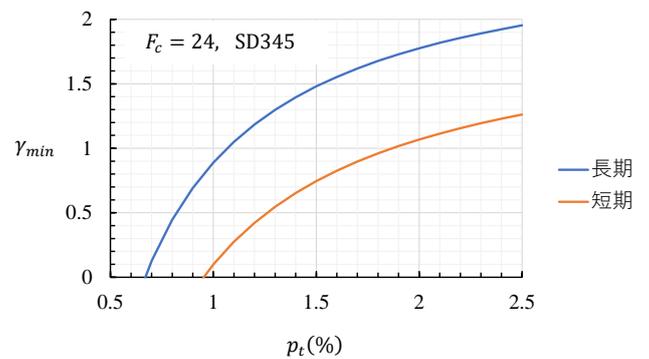


図 3.2.9  $p_t \leq p_{tb}$ を満足する複筋比( $\gamma$ )の最小値

### 3. 3 せん断力を受ける部材

#### a. 弾性解析

以下に、せん断応力度に関する力学公式を示す。

$$\int_{A_y} \sigma dA + \tau b dx = \int_{A_y} (\sigma + d\sigma) dA$$

$$\tau b dx = \int_{A_y} (\sigma + d\sigma) dA - \int_{A_y} \sigma dA = \frac{dM}{I_n} \int_{A_y} y dA$$

( $\because \sigma = \frac{M}{I_n} y, \sigma + d\sigma = \frac{M+dM}{I_n} y$ )

$$\therefore \tau = \frac{1}{b I_n} \frac{dM}{dx} \int_{A_y} y dA$$

ここに、

$\sigma$  : 曲げ応力度

$\tau$  : せん断応力度

$b$  : 切断面の幅

$y$  : 中立軸位置からの距離

$A_y$  : 中立軸位置から  $y$  以上離れた断面

ここで、 $\frac{dM}{dx} = Q$  だから

$$\tau = \frac{QS}{b I_n}, \quad S = \int_{A_y} y dA$$

図 3.3.2 の RC 梁の有効等価断面について、以下にせん断応力度の計算式を示す。

$$\tau = \frac{QS}{b I_n}$$

$$I_n = \frac{b x_n^3}{3} + n' a_c (x_n - d_c)^2 + n a_t (d - x_n)^2$$

$$S = \int_{A_y} y dA$$

①  $x_n \geq y > x_n - d_c$

$$S = b(x_n - y) \times \frac{x_n + y}{2} = \frac{b(x_n^2 - y^2)}{2}$$

②  $x_n - d_c > y \geq 0$

$$S = \frac{b(x_n^2 - y^2)}{2} + n' a_c (x_n - d_c) y$$

③  $0 > y > x_n - d$

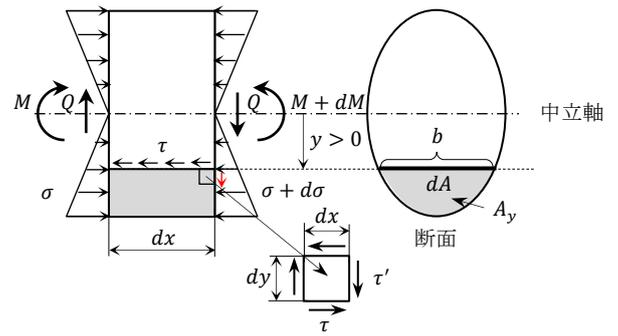
$$S = b x_n \times \frac{x_n}{2} + n' a_c (x_n - d_c) x_n = \frac{b x_n^2}{2} + n' a_c (x_n - d_c) x_n$$

( $\because S_n = \frac{b x_n^2}{2} + n' a_c (x_n - d_c) x_n - n a_t (d - x_n) x_n = 0$ )

$$\therefore S = n a_t (d - x_n) x_n$$

④  $x_n - d > y \geq x_n - D$

$$S = S_n = 0$$



$$\tau dx \times dy = \tau' dy \times dx \quad \therefore \tau = \tau' \text{ (共役性)}$$

図 3.3.1 せん断応力度の計算

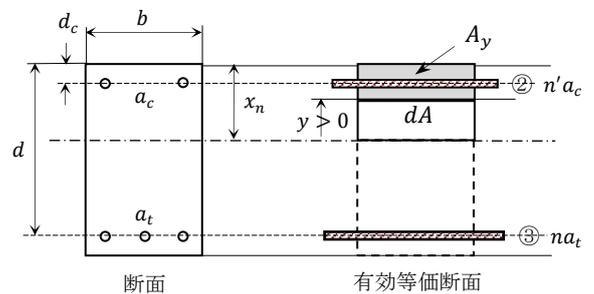


図 3.3.2 RC 梁の有効等価断面

図 3.3.3 に $\tau$ 分布を示す。 $0 \geq y > x_n - d$ の範囲でせん断応力度は最大となり、最大せん断応力度 ( $\tau_{max}$ ) は次式により与えられる。また、その範囲での斜張力は、 $\tau_{max}$ に等しく、斜め  $45^\circ$  方向に作用する。

$$\tau_{max} = \frac{QS_{max}}{bI_n} = \frac{na_t(d-x_n)}{bI_n}Q = \frac{Q}{bj}$$

$$\left[ \because j = \frac{M}{T} = \frac{M}{a_t s \sigma_t} = \frac{M}{a_t n E_c s \varepsilon_t} = \frac{E_c I_n \phi}{a_t n E_c \phi (d-x_n)} = \frac{I_n}{na_t(d-x_n)} \right]$$

ここに、

$\tau_{max}$  : 最大せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$j$  : 応力中心距離 (mm)

$Q$  : せん断力 (N)

### b. 斜張力理論

許容応力度設計のベースとなる斜張力理論によるせん断設計式を RC 梁について以下に示す。

図 3.3.4 に示すように、1 組のせん断補強筋が負担する範囲における斜張力 ( $\tau_{max} = \frac{Q}{bj}$ ) は、コンクリートにせん断ひび割れが発生するまではコンクリートの引張強度によって負担され、ひび割れ発生後はひび割れをまたぐせん断補強筋の引張抵抗によって負担されると考える。したがって、

$$\tau_{max} = \frac{Q}{bj} = \tau_c + \tau_w$$

ここに、

$\tau_c$  : コンクリートが負担する斜張力 (N)

$\tau_w$  : せん断補強筋が負担する斜張力 (N)

せん断補強筋が負担する斜張力 ( $\tau_w$ ) がせん断ひび割れ面で一様に分布すると仮定すると、その合力 ( $\tau_w b S$ ) の鉛直方向成分とせん断補強筋の引張応力 ( $T_w$ ) が釣り合うので

$$\tau_w b S \cos 45^\circ = T_w$$

$$T_w = a_w w \sigma_t$$

$$\therefore \tau_w = \frac{a_w}{bx} w \sigma_t = p_w w \sigma_t$$

ここに、

$T_w$  : せん断補強筋引張応力 (N)

$a_w$  : 1 組のせん断補強筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

\* 図 3.3.4 に示すように、せん断ひび割れ面をまたぐせん断補強筋全断面積をいう。

$w \sigma_t$  : せん断補強筋引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_w = \frac{a_w}{bx}$  : せん断補強筋比

$x$  : せん断補強筋間隔 (mm)

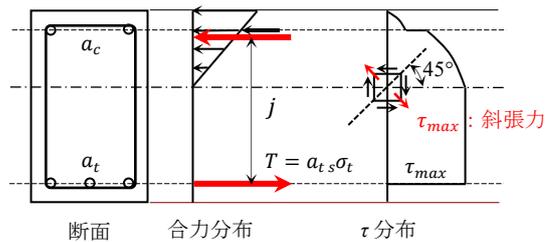


図 3.3.3 RC 梁断面の  $\tau$  分布

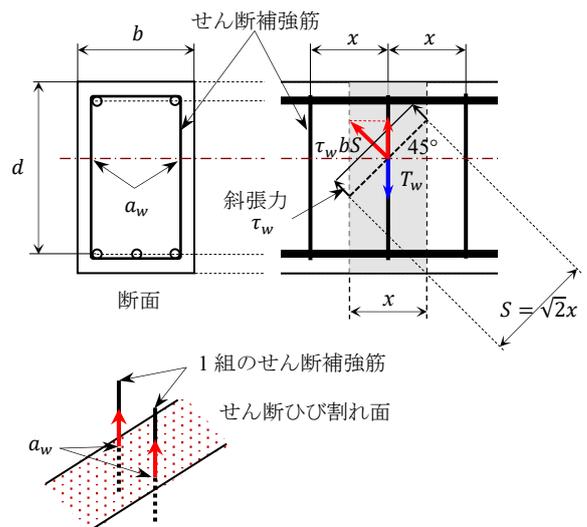


図 3.3.4 斜張力理論

したがって、

$$\frac{Q}{bj} = \tau_c + p_{ww}\sigma_t$$

$$\therefore Q = (\tau_c + p_{ww}\sigma_t)bj$$

ここで、 $\tau_c = f_s$ 、 $w\sigma_t = wf_t$ とおけば、許容せん断力が次式で与えられる。

$$Q_A = (f_s + p_{ww}wf_t)bj$$

ここに、

$Q_A$  : 許容せん断力 (N)

$f_s$  : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$wf_t$  : せん断補強筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b$  : 梁幅 (mm)

$j$  : 応力中心距離 (mm)

上式を $Q_A \geq Q_D$ に代入して、せん断補強筋比 ( $p_w = \frac{a_w}{bx}$ ) の最小値 ( $p_w^{min}$ ) およびせん断補強筋間隔 ( $x$ ) の最大値が求められる。

$$p_w \geq \frac{1}{wf_t} \left( \frac{Q_D}{bj} - f_s \right) \Rightarrow p_w^{min}$$

$$x = \frac{a_w}{bp_w} \leq \frac{a_w}{bp_w^{min}}$$

なお、後述の RC 構造計算規準におけるせん断設計式は、上記の斜張力理論をベースに、過去の膨大な実験結果や震災被害をもとに設定されている。

### 3. 4 軸方向力と曲げを受ける部材

#### a. 弾性解析

##### 1) 中立軸が断面外にある場合

① 軸方向の力のつり合いより、

$$N = E_c \phi S_n \quad \dots (1)$$

ここに、

$N$  : 軸方向力 (N)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\phi$  : 曲率 (1/mm)

$S_n$  : 中立軸に関する断面 1 次モーメント (mm<sup>3</sup>)

② 中立軸に関するモーメントのつり合いより、

$$M + N(x_n - g) = E_c I_n \phi \quad \dots (2)$$

ここに、

$M$  : 曲げモーメント (N・mm)

$x_n$  : 中立軸高さ (mm)

$g$  : 図心軸位置から圧縮縁までの距離 (mm)

$I_n$  : 中立軸に関する断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

(1)  $g, I_g$  の計算

$$S_g = \frac{bg^2}{2} + n'a_c(g - d_c) - n'a_t(d - g) - \frac{b(D-g)^2}{2} = 0 \text{ より、}$$

$$g = \frac{\frac{bD^2}{2} + n'(a_c d_c + a_t d)}{bD + n'(a_c + a_t)} \quad \dots (3)$$

ここに、

$g$  : 図心位置から圧縮縁までの距離 (mm)

$b$  : 柱幅 (mm)

$D$  : 柱せい (mm)

$$I_g = \frac{bg^3}{3} + n'a_c(g - d_c)^2 + n'a_t(d - g)^2 + \frac{b(D - g)^3}{3} \quad \dots (4)$$

ここに、

$I_g$  : 図心軸に関する断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

(2)  $S_n, I_n$  の計算

$$S_n = A_e(x_n - g) \quad \dots (5)$$

ここに、

$S_n$  : 中立軸に関する断面 1 次モーメント (mm<sup>3</sup>)

$A_e = bD + n'(a_c + a_t)$  : 等価断面積 (mm<sup>2</sup>)

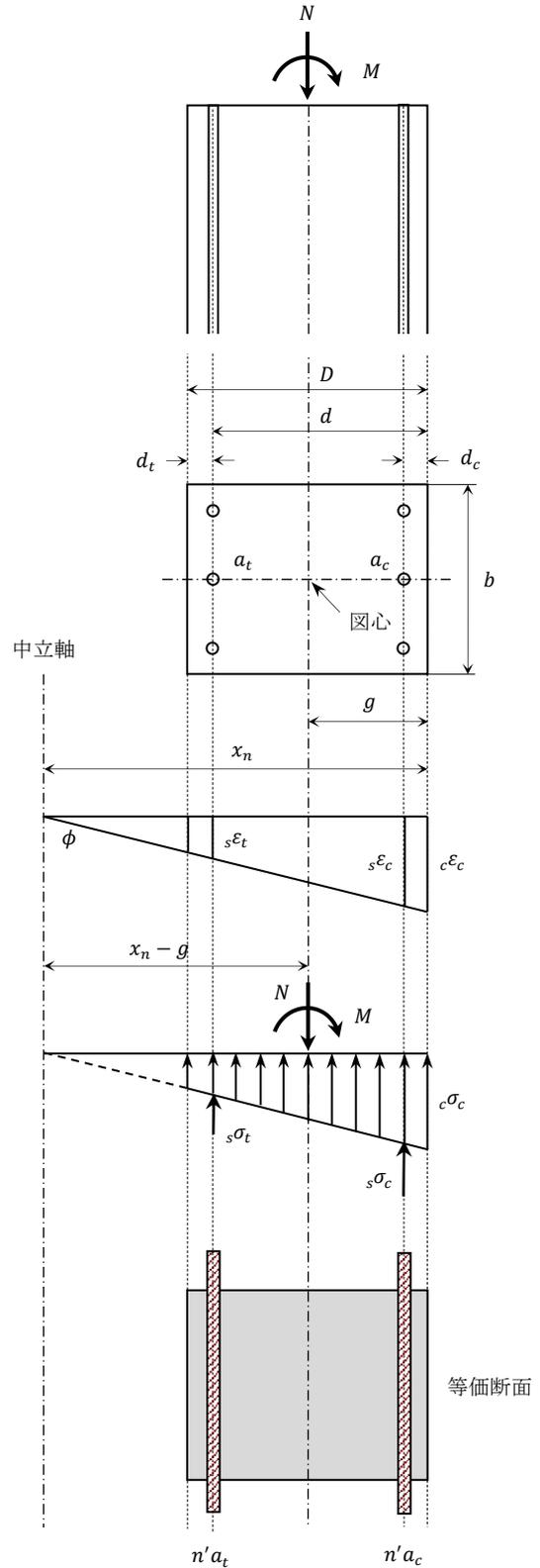


図 3.4.1 RC 柱断面の  $\epsilon, \sigma$  分布および等価断面

$$I_n = I_g + A_e(x_n - g)^2 \quad \dots (6)$$

ここに、

$I_n$  : 中立軸に関する断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

### (3) 中立軸高さの計算

(1)式より、

$$E_c \phi = \frac{N}{S_n}$$

上式を(2)式に代入して、

$$M + N(x_n - g) = E_c I_n \phi = \frac{I_n}{S_n} N$$

上式に(5), (6)式を代入して、

$$M + N(x_n - g) = \frac{I_g + A_e(x_n - g)^2}{A_e(x_n - g)} N$$

よって、

$$x_n = g + \frac{I_g}{\left(\frac{M}{N}\right) A_e} \quad \dots (7)$$

ここに、

$x_n$  : 中立軸高さ (mm)

ここで、中立軸は断面外より、 $x_n \geq D$ だから

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{I_g}{A_e(D - g)} \quad \dots (8)$$

ここに、

$e = \frac{M}{N}$  : 偏心距離 (mm)

### (4) 応力度の計算

$$\textcircled{1} \quad c\sigma_c = E_{cc}\varepsilon_c = E_c \phi x_n = \frac{x_n}{S_n} N \quad \dots (9)$$

$$\textcircled{2} \quad s\sigma_c = E_{ss}\varepsilon_c = nE_c \phi (x_n - d_c) = \frac{n(x_n - d_c)}{S_n} N \quad \dots (10)$$

$$\textcircled{3} \quad s\sigma_t = E_{ss}\varepsilon_t = nE_c \phi (x_n - d) = \frac{n(x_n - d)}{S_n} N \quad \dots (11)$$

ここに、

$c\sigma_c$  : コンクリート圧縮縁応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$s\sigma_c$  : 圧縮鉄筋応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$s\sigma_t$  : 引張鉄筋応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

2) 中立軸が断面内にある場合

① 軸方向の力のつり合いより、

$$N = E_c \phi S_n \quad \dots (1)'$$

② 中立軸に関するモーメントのつり合いより、

$$M + N(x_n - g) = E_c I_n \phi \quad \dots (2)'$$

(1)  $S_n, I_n$  の計算

$$S_n = \frac{bx_n^2}{2} + n'a_c(x_n - d_c) - na_t(d - x_n) \quad \dots (5)'$$

$$I_n = \frac{bx_n^3}{3} + n'a_c(x_n - d_c)^2 + na_t(d - x_n)^2 \quad \dots (6)'$$

(2)  $x_n$  の計算

(1)'式より、

$$E_c \phi = \frac{N}{S_n}$$

上式を(2)'式に代入して、

$$M + N(x_n - g) = E_c I_n \phi = \frac{I_n}{S_n} N$$

上式に(5)',(6)'式を代入して、

$$x_n^3 + 3(e - g)x_n^2 + \frac{6}{b} \left\{ (n'a_c + na_t)(e - g) \right\} x_n$$

$$- \frac{6}{b} \left\{ (n'a_c d_c + na_t d) \right\} = 0 \quad \dots (7)'$$

ここで、中立軸は断面内より、 $x_n < D$ だから

$$e = \frac{M}{N} > \frac{I_g}{A_e(D - g)} \quad \dots (8)'$$

(3) 応力度の計算

$$\textcircled{1} \quad c\sigma_c = E_c c \varepsilon_c = E_c \phi x_n = \frac{x_n}{S_n} N \quad \dots (9)'$$

$$\textcircled{2} \quad s\sigma_c = E_s s \varepsilon_c = n E_c \phi (x_n - d_c) = \frac{n(x_n - d_c)}{S_n} N \quad \dots (10)'$$

$$\textcircled{3} \quad s\sigma_t = E_s s \varepsilon_t = n E_c \phi (d - x_n) = \frac{n(d - x_n)}{S_n} N \quad \dots (11)'$$

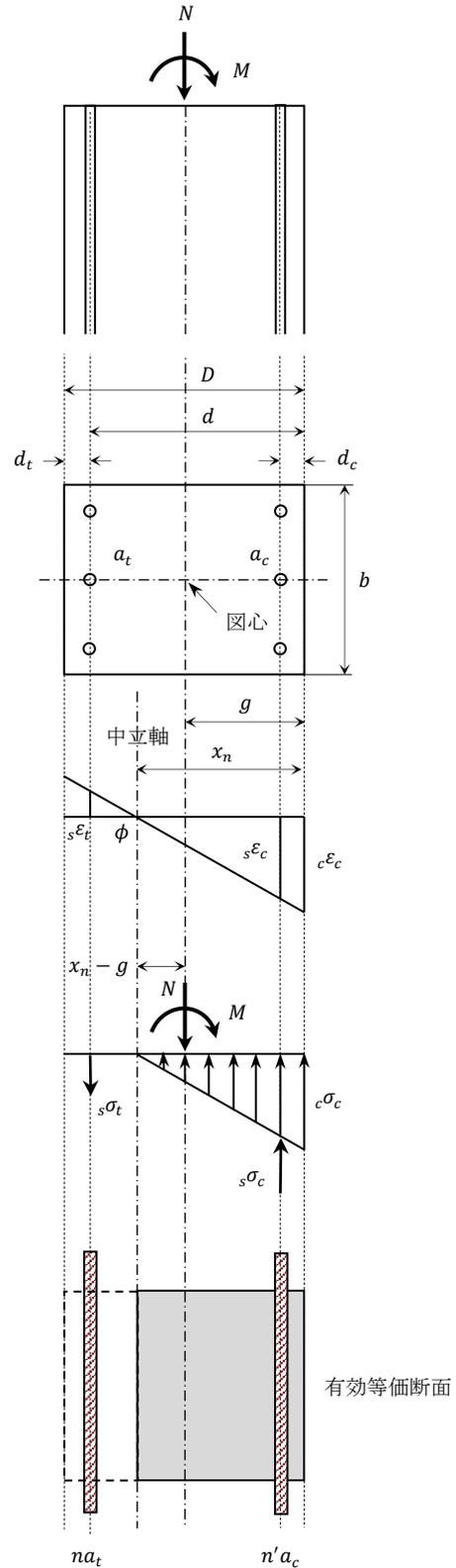


図 3.4.2 RC 柱断面の  $\varepsilon, \sigma$  分布および有効等価断面

b. 許容応力度設計 (RC 柱)

1) 中立軸が断面外にある場合

(9)式より、

$$c\sigma_c = \frac{x_n}{S_n} N = f_c$$

$$\therefore N_1 = \frac{S_n}{x_n} f_c = \frac{S_{n1}}{x_{n1}} f_c bD$$

$$\frac{N_1}{bD} = \frac{S_{n1}}{x_{n1}} f_c$$

(10)式より、

$$s\sigma_c = \frac{n(x_n - d_c)}{S_n} N = r f_c$$

$$\therefore N_2 = \frac{S_n}{n(x_n - d_c)} r f_c = \frac{S_{n1}}{n(x_{n1} - d_{c1})} r f_c bD$$

$$\frac{N_2}{bD} = \frac{S_{n1}}{n(x_{n1} - d_{c1})} r f_c$$

よって、

$$\frac{N}{bD} = \min \left[ \frac{N_1}{bD}, \frac{N_2}{bD} \right] \quad \dots (12)$$

また、

$$M + N(x_n - g) = \frac{I_n}{S_n} N$$

$$\therefore M = \left\{ \frac{I_n}{S_n} - (x_n - g) \right\} N = \left\{ \frac{I_{n1}}{S_{n1}} - (x_{n1} - g_1) \right\} \left( \frac{N}{bD} \right) bD^2$$

よって、

$$\frac{M}{bD^2} = \left\{ \frac{I_{n1}}{S_{n1}} - (x_{n1} - g_1) \right\} \left( \frac{N}{bD} \right) \quad \dots (13)$$

表 3.4.1 計算式

$$p_c = \frac{a_c}{bD}, p_t = \frac{a_t}{bD}, d_{c1} = \frac{d_c}{D}, d_{t1} = \frac{d_t}{D}, x_{n1} = \frac{x_n}{D}$$

(3)式

$$g = \frac{\frac{bD^2}{2} + n'(a_c d_c + a_t d)}{bD + n'(a_c + a_t)} = \frac{\frac{1}{2} + n'\{p_c d_{c1} + p_t(1 - d_{t1})\}}{1 + n'(p_c + p_t)} D$$

ここで、 $g_1 = \frac{g}{D}$

(4)式

$$I_g = \frac{bg^3}{3} + n'a_c(g - d_c)^2 + n'a_t(d - g)^2 + \frac{b(D - g)^3}{3}$$

$$= \left\{ \frac{g_1^3}{3} + n'p_c(g_1 - d_{c1})^2 + n'p_t(1 - g_1 - d_{t1})^2 + \frac{(1 - g_1)^3}{3} \right\} bD^3$$

ここで、 $I_{g1} = \frac{I_g}{bD^3}$

(5)式

$$A_e = bD + n'(a_c + a_t) = \{1 + n'(p_c + p_t)\} bD$$

$$S_n = A_e(x_n - g) = A_{e1}(x_{n1} - g_1) bD^2$$

ここで、 $A_{e1} = \frac{A_e}{bD}$ ,  $S_{n1} = \frac{S_n}{bD^2}$

(6)式

$$I_n = I_g + A_e(x_n - g)^2 = \{I_{g1} + A_{e1}(x_{n1} - g_1)^2\} bD^3$$

ここで、 $I_{n1} = \frac{I_n}{bD^3}$

2) 中立軸が断面内にある場合

(9)'式より、

$$c\sigma_c = \frac{x_n}{S_n} N = f_c$$

$$\therefore N_1 = \frac{S_n}{x_n} f_c = \frac{S_{n1}}{x_{n1}} f_c bD$$

$$\frac{N_1}{bD} = \frac{S_{n1}}{x_{n1}} f_c$$

(10)'式より、

$$s\sigma_c = \frac{n(x_n - d_c)}{S_n} N = r f_c$$

$$\therefore N_2 = \frac{S_n}{n(x_n - d_c)} r f_c = \frac{S_{n1}}{n(x_{n1} - d_{c1})} r f_c bD$$

$$\frac{N_2}{bD} = \frac{S_{n1}}{n(x_{n1} - d_{c1})} r f_c$$

(11)'式より、

$$s\sigma_t = \frac{n(d - x_n)}{S_n} N = f_t$$

$$\therefore N_3 = \frac{S_n}{n(d - x_n)} f_t = \frac{S_{n1}}{n(1 - d_{t1} - x_{n1})} f_t bD$$

$$\frac{N_3}{bD} = \frac{S_{n1}}{n(1 - d_{t1} - x_{n1})} f_t$$

よって、

$$\frac{N}{bD} = \min \left[ \frac{N_1}{bD}, \frac{N_2}{bD}, \frac{N_3}{bD} \right] \quad \dots (12)'$$

$$\frac{M}{bD^2} = \left\{ \frac{I_{n1}}{S_{n1}} - (x_{n1} - g_1) \right\} \left( \frac{N}{bD} \right) \quad \dots (13)'$$

表 3.4.2 計算式

(5)'式

$$S_n = \frac{bx_n^2}{2} + n'a_c(x_n - d_c) - na_t(d - x_n)$$

$$= \left\{ \frac{x_{n1}^2}{2} + n'p_c(x_{n1} - d_{c1}) - np_t(1 - d_{t1} - x_{n1}) \right\} bD^2$$

ここで、 $S_{n1} = \frac{S_n}{bD^2}$

(6)'式

$$I_n = \frac{bx_n^3}{3} + n'a_c(x_n - d_c)^2 + na_t(d - x_n)^2$$

$$= \left\{ \frac{x_{n1}^3}{3} + n'p_c(x_{n1} - d_{c1})^2 + np_t(1 - d_{t1} - x_{n1})^2 \right\} bD^3$$

ここで、 $I_{n1} = \frac{I_n}{bD^3}$

以上の計算結果を図 3.4.3 に示す。グラフより、横軸の $\left(\frac{M}{bD^2}\right)$ と縦軸の $\left(\frac{N}{bD}\right)$ に設計用応力 $(M_D, N)$ を代入し、その座標点に対応する引張鉄筋比 $(p_t = \frac{a_t}{bD})$ を読み取って、引張鉄筋量を算定する。柱の場合には、長期応力は小さく、地震力による短期応力が支配的であり、地震力の作用方向によって M 図は反転するため、圧縮鉄筋と引張鉄筋は同一本数で配置する $(a_c = a_t)$ 。また、地震力は 2 方向に作用するため、図 3.4.4 に示すように、x および y 方向のそれぞれについて主筋算定を行う。なお、4 隅の主筋は両方向に兼ねてよい。また、y 方向については、 $b \rightarrow D, D \rightarrow b$ に読み替えることに注意が必要である。

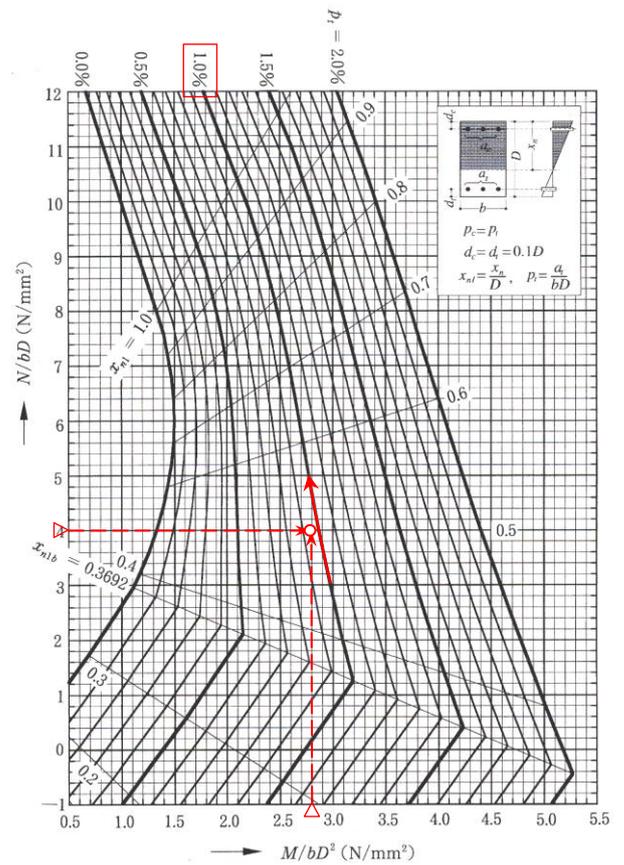


図 3.4.3 柱の短期許容曲げモーメント-軸方向力関係  
( $F_c=24, SD345 : f_c=16, f_t=345, n=15$ )

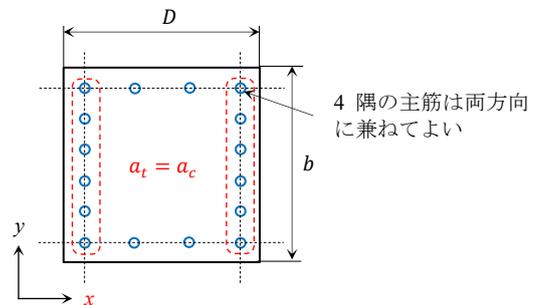


図 3.4.4 RC 柱の主筋算定

#### 4. RC 部材の終局強度

##### 4. 1 曲げ終局強度 (ultimate strength in flexure, $M_u$ )

###### a. 非線形解析 (non-linear analysis)

###### 1) 仮定

###### ① 平面保持の仮定

$$\varepsilon = \phi y$$

###### ② 材料の応力度-ひずみ度関係

###### (1) コンクリート: $\varepsilon$ 関数式

$$\sigma = 6.75 F_c (e^{\alpha \varepsilon} - e^{\beta \varepsilon})$$

ここに、

$F_c$ : 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\alpha = -\frac{0.812}{\varepsilon_{co}}, \quad \beta = -\frac{1.218}{\varepsilon_{co}}$$

$\varepsilon_{co}$ : 圧縮強度時ひずみ度

###### (2) 鉄筋: 完全弾塑性

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon & (\varepsilon \leq \varepsilon_y) \\ \sigma_y & (\varepsilon > \varepsilon_y) \end{cases}$$

ここに、

$\sigma_y$ : 降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_s}: \text{降伏ひずみ度}$$

$E_s$ : ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

###### ③ コンクリートの引張応力度は無視する

###### 2) 解析

各位置の軸ひずみ度は、平面保持の仮定により、次式で与えられる。

$${}_c\varepsilon_c = \phi x_n$$

$${}_s\varepsilon_c = \phi(x_n - d_c)$$

$${}_s\varepsilon_t = \phi(d - x_n)$$

###### ① 軸方向の力のつり合いより、

$$C_c = \int_{A_c} \sigma dA = \int_0^{x_n} \sigma b dy = \frac{b}{\phi} \int_0^{{}_c\varepsilon_c} \sigma d\varepsilon$$

: コンクリート圧縮合力

$$C_s = a_c s \sigma_c: \text{圧縮鉄筋合力}$$

$$T = a_t s \sigma_t: \text{引張鉄筋合力}$$

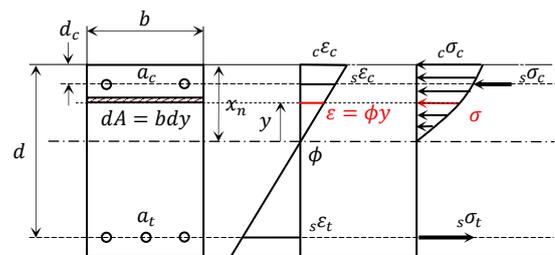
$$C_c + C_s = T$$

上式により、 $x_n$  が求められる。

$\varepsilon$ : 軸ひずみ度

$\phi$ : 曲率 (1/mm)

$y$ : 中立軸位置からの距離 (mm)



断面  $\varepsilon$  分布  $\sigma$  分布

図 4.1.1 RC 梁断面の  $\varepsilon, \sigma$  分布

変数変換

$$\varepsilon = \phi y$$

$$d\varepsilon = \phi dy$$

$$\therefore dy = \frac{d\varepsilon}{\phi}$$

② 中立軸に関するモーメントのつり合いより、

$$M = \int_{A_c} y \times \sigma dA + C_s(x_n - d_c) + T(d - x_n)$$

ここで、

$$\int_{A_c} y \times \sigma dA = \int_0^{x_n} y \sigma b dy = \frac{b}{\phi^2} \int_0^{c\epsilon_c} \sigma \epsilon d\epsilon$$

### 3) 解析のフローチャート

図 4.1.2 に、解析のフローチャートを示す。また、図 4.1.3 に RC 梁の曲げモーメント-曲率関係の非線形解析結果と実験結果との比較を示す。

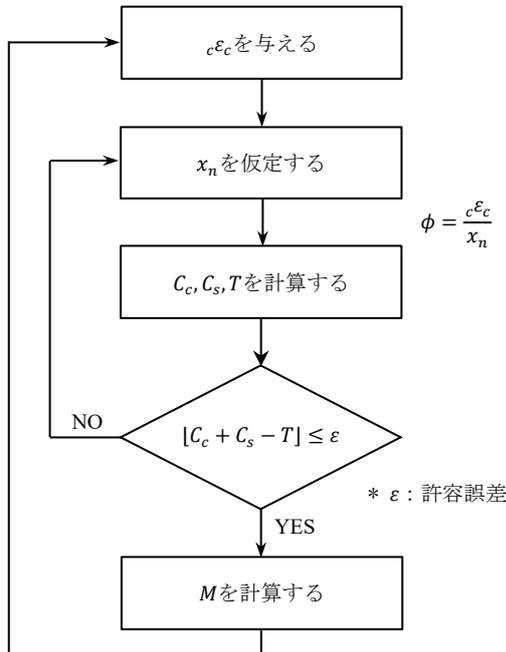
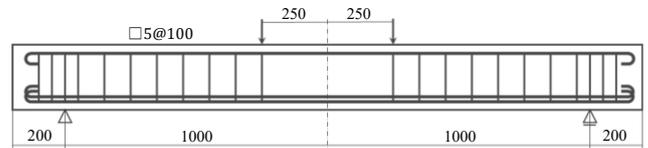


図 4.1.2 解析のフローチャート

表 4.1.1 計算式

$$\int_0^{c\epsilon_c} \sigma d\epsilon = 6.75F_c \left[ \frac{1}{\alpha} e^{\alpha\epsilon} - \frac{1}{\beta} e^{\beta\epsilon} \right]_0^{c\epsilon_c}$$

$$\int_0^{c\epsilon_c} \sigma \epsilon d\epsilon = 6.75F_c \left\{ \left[ \frac{\epsilon}{\alpha} e^{\alpha\epsilon} - \frac{\epsilon}{\beta} e^{\beta\epsilon} \right]_0^{c\epsilon_c} - \left[ \frac{1}{\alpha^2} e^{\alpha\epsilon} - \frac{1}{\beta^2} e^{\beta\epsilon} \right]_0^{c\epsilon_c} \right\}$$



コンクリート：  
 $F_c = 35.2(\text{N}/\text{mm}^2)$ ,  $E_c = 28.6(\text{kN}/\text{mm}^2)$ ,  
 $\epsilon_{ca} = 2250(\mu)$   
 主筋：SD295A, D13  
 圧縮鉄筋：2-D13、引張鉄筋：5-D13  
 $\sigma_y = 346(\text{N}/\text{mm}^2)$ ,  $E_s = 205(\text{N}/\text{mm}^2)$ ,  
 $\sigma_B = 495(\text{N}/\text{mm}^2)$   
 セン断補強筋：φ5 みがき棒鋼  
 $\sigma_y = 689(\text{N}/\text{mm}^2)$ ,  $\sigma_B = 783(\text{N}/\text{mm}^2)$

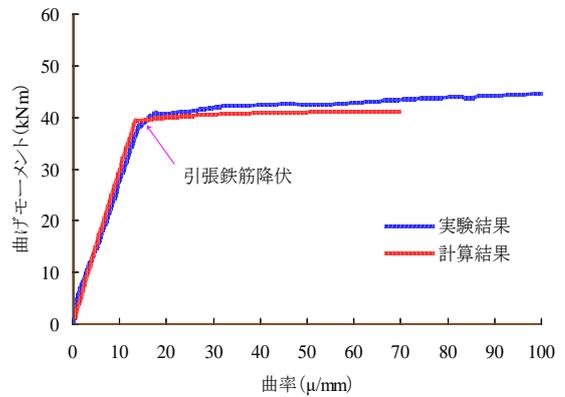


図 4.1.3 RC 梁のM - φ関係の非線形解析結果

## b. 等価ストレスブロック法

等価ストレスブロック法とは、非線形な圧縮側コンクリートの応力度分布を、圧縮合力の大きさと作用位置が一致するように長方形分布に置き換え、RC 部材の曲げ終局強度を略算的に計算する方法である。

### 1) RC 梁

図 4.1.4 に長方形断面の RC 梁の終局時の  $\epsilon$  分布および  $\sigma$  分布を示す。終局時点では、圧縮縁コンクリートひずみ度 ( ${}_c\epsilon_c$ ) がコンクリートの終局ひずみ度 ( $\epsilon_{cu} = 0.003$ ) に達している。

いま、実際の圧縮側コンクリートの応力度分布に対して、圧縮合力の大きさと作用位置が一致するように、図の  $k_1, k_3$  の値を以下のように定める。

$$k_1 = \begin{cases} 0.85 & (F_c \leq 28) \\ 0.85 - 0.05 \frac{F_c - 28}{7} & (F_c > 28) \end{cases}$$

$$(k_2 = \frac{k_1}{2})$$

$$k_3 = 0.85$$

① 軸方向の力のつり合いより、

$$C_c = k_3 F_c k_1 x_n b = k_1 k_3 b F_c x_n$$

: コンクリート圧縮合力

いま、圧縮鉄筋応力度は弾性範囲内と仮定し、 $\phi = \frac{\epsilon_{cu}}{x_n}$  だから

$$C_s = a_c s \sigma_c = a_c E_s s \epsilon_c = a_c E_s \phi (x_n - d_c) = a_c E_s \frac{x_n - d_c}{x_n} \epsilon_{cu}$$

: 圧縮鉄筋合力

また、引張鉄筋は終局時にはすでに降伏しているので

$$T = a_t \sigma_y$$

: 引張鉄筋合力

$$C_c + C_s = T$$

$$\therefore k_1 k_3 b F_c x_n^2 + (a_c E_s \epsilon_{cu} - a_t \sigma_y) x_n - a_c E_s \epsilon_{cu} d_c = 0$$

上式により、 $x_n$  が求められる。

ただし、 $|{}_s\epsilon_c| = |\phi(x_n - d_c)| \leq \epsilon_y$  : check

② 中立軸に関するモーメントのつり合いより、

$$M = C_c \left(1 - \frac{k_1}{2}\right) x_n + C_s (x_n - d_c) + T (d - x_n)$$

③ 終局曲げモーメントの略算式

次式に終局曲げモーメントの略算式を示す。

$$M_u = a_t \sigma_y j, \quad j = 0.9d$$

ここに、

$M_u$ : RC 梁の終局曲げモーメント

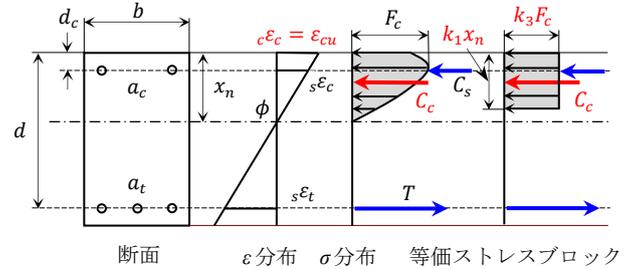


図 4.1.4 RC 梁の等価ストレスブロック

## 2) RC 柱

図 4.1.5 に長方形断面の RC 柱の終局時の $\varepsilon$ 分布および $\sigma$ 分布を示す。終局時点では、圧縮縁コンクリートひずみ度 ( ${}_c\varepsilon_c$ ) がコンクリートの終局ひずみ度 ( $\varepsilon_{cu} = 0.003$ ) に達している。

① 軸方向の力のつり合いより、

$$C_c = k_3 F_c k_1 x_n b = k_1 k_3 b F_c x_n$$

: コンクリート圧縮合力

いま、圧縮鉄筋応力度は弾性範囲内と仮定し、 $\phi = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_n}$  だから

$$C_s = a_c s \sigma_c = a_c E_s s \varepsilon_c = a_c E_s \phi (x_n - d_c) = a_c E_s \frac{x_n - d_c}{x_n} \varepsilon_{cu}$$

: 圧縮鉄筋合力

また、引張鉄筋は終局時にはすでに降伏しているので

$$T = a_t \sigma_y : \text{引張鉄筋合力}$$

$$N = C_c + C_s - T$$

$$\therefore k_1 k_3 b F_c x_n^2 + \{(a_c + a_t) E_s \varepsilon_{cu} - N\} x_n$$

$$-(a_c d_c + a_t d) E_s \varepsilon_{cu} = 0$$

上式により、 $x_n$  が求められる。

ただし、 ${}_s\varepsilon_c = \phi(x_n - d_c) \leq \varepsilon_y$  : check

もし、圧縮鉄筋も降伏している場合、 $C_s = a_c \sigma_y$  に置き換える。

そのとき、

$$x_n = \frac{N + (a_t - a_c) \sigma_y}{k_1 k_3 b F_c}$$

② 中立軸に関するモーメントのつり合いより、

$$M + N \left( x_n - \frac{D}{2} \right) = C_c \left( 1 - \frac{k_1}{2} \right) x_n + C_s (x_n - d_c) + T (d - x_n)$$

③ 終局曲げモーメントの略算式

以下に RC 柱の終局曲げモーメントの略算式の誘導を示す。

a) 軸方向の力のつり合いより、

$$C_c = k_1 k_3 b F_c x_n$$

$$C_s = a_c \sigma_y \text{ (圧縮鉄筋降伏)}$$

$$T = a_t \sigma_y \text{ (引張鉄筋降伏)}$$

$$N = C_c + C_s - T = k_1 k_3 b F_c x_n + (a_c - a_t) \sigma_y$$

ここで、 $a_c = a_t$  だから

$$N = k_1 k_3 b F_c x_n [= C_c] \quad \therefore \quad x_n = \frac{N}{k_1 k_3 b F_c}$$

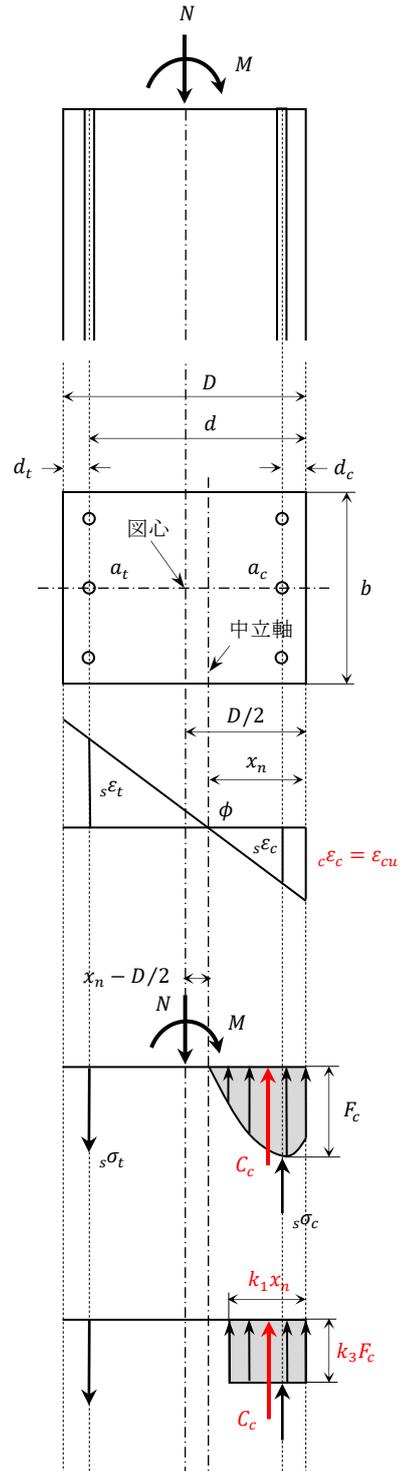


図 4.1.5 RC 柱の等価ストレスブロック

b) 中立軸に関するモーメントのつり合いより、

$$M + N \left( x_n - \frac{D}{2} \right) = C_c \left( 1 - \frac{k_1}{2} \right) x_n + C_s (x_n - d_c) + T (d - x_n)$$

ここで、 $C_c = N$ ,  $a_c = a_t$ だから

$$\begin{aligned} M &= -N \left( x_n - \frac{D}{2} \right) + N \left( x_n - \frac{k_1}{2} x_n \right) \\ &\quad + a_c \sigma_y (x_n - d_c) + a_t \sigma_y (d - x_n) \\ &= 0.5N(D - k_1 x_n) + a_t \sigma_y (d - d_c) \end{aligned}$$

ここで、 $x_n = \frac{N}{k_1 k_3 b F_c}$ だから

$$M = 0.5ND \left( 1 - \frac{1}{k_3} \frac{N}{bDF_c} \right) + a_t \sigma_y (d - d_c)$$

また、 $d_c = d_t = 0.1D$ ,  $\frac{1}{k_3} = 1.18 \approx 1$ とすると

$$M = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right)$$

ただし、 $N$ が大きくなると、コンクリートが圧壊する時点 ( $c\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ ) でも引張鉄筋が降伏しない場合がある。

$c\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  &  $s\varepsilon_t = \varepsilon_y$  (つり合い点)

$$\phi = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_n} = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}{d}$$

$$\therefore x_n = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} d \left[ = \frac{N}{k_1 k_3 b F_c} \right]$$

$$\therefore N = k_1 k_3 b F_c \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} d$$

ここで、

$$k_1 = k_3 = 0.85 \quad (F_c \leq 28)$$

$$\varepsilon_{cu} \approx 0.003 \sim 0.004$$

$$\varepsilon_y \approx 0.0015 \sim 0.002$$

$$\varepsilon_{cu} \approx 2\varepsilon_y$$

$$d = 0.9D$$

$$\therefore N = 0.72bF_c \frac{2}{3}d = 0.43bDF_c \Rightarrow N \leq 0.4bDF_c$$

RC柱の終局曲げモーメントの略算式を次式に示す。

$$M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \left[ \frac{N}{bDF_c} \leq 0.4 \right]$$

ここに、

$M_u$  : RC柱の終局曲げモーメント

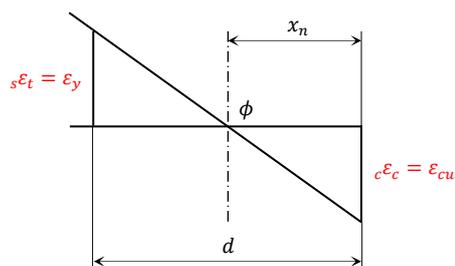


図 4.1.6 終局時のつり合い点

#### 4. 2 せん断終局強度 (ultimate strength in shear, $Q_u$ )

RC 部材のせん断終局強度の算定には、実験式による荒川式やトラス・アーチ機構の塑性解析に基づく理論式がある。

##### a. 荒川 mean 式

荒川 mean 式は、図 4.2.1 に示す過去の膨大な実験結果の統計処理に基づくせん断終局強度の平均式である。なお、図の実験値は旧単位で表されている。

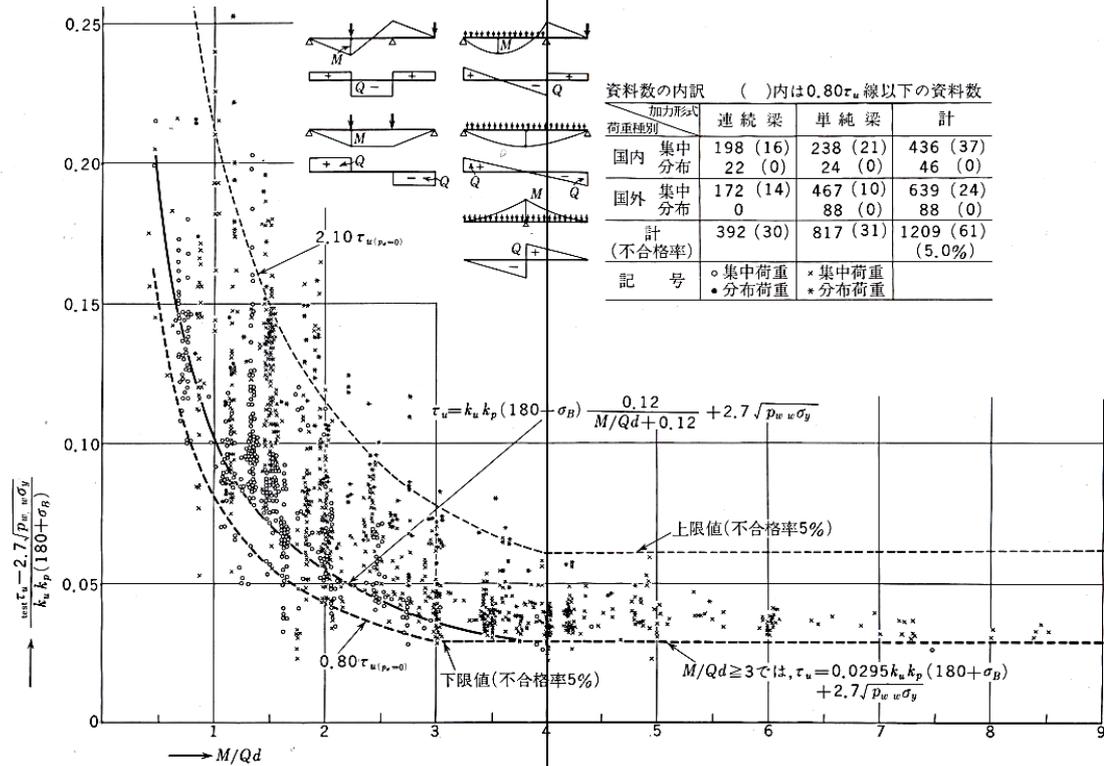


図 4.2.1 普通コンクリート梁のせん断終局強度の実験結果

##### ① せん断ひび割れ強度

$$\tau_c = k_c (49.0 + F_c) \frac{0.085}{\left(\frac{M}{Qd}\right) + 1.7}$$

$$Q_c = \tau_c b j, \quad j = \frac{7}{8} d$$

ここに、

$\tau_c$  : せん断ひび割れ発生時のせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

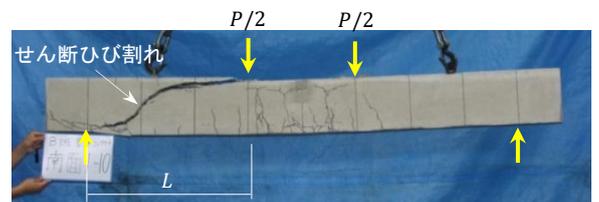
$Q_c$  : せん断ひび割れ強度 (N)

$k_c$  : 断面寸法による補正係数

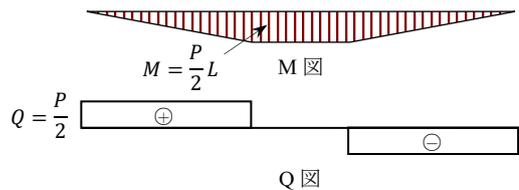
$F_c$  : コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\frac{M}{Qd}$  : せん断スパン比

\* せん断スパン比とは、有効せい ( $d$ ) に対するせん断スパン長さ ( $L$ ) の比を表す。



RC 梁のせん断破壊



$$\frac{M}{Qd} = \frac{L}{d} : \text{せん断スパン比}$$

図 4.2.2 せん断スパン比

② せん断終局強度

$$\tau_u = k_u k_p (17.7 + F_c) \frac{0.115}{\left(\frac{M}{Qd}\right) + 0.12} + 0.846 \sqrt{p_w \sigma_{wy}}$$

$$Q_u = \tau_u b j, \quad j = \frac{7}{8} d$$

ここに、

$\tau_u$  : せん断破壊時のせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q_u$  : せん断終局強度 (N)

$k_u$  : 断面寸法による補正係数

$$k_p = 0.82 p_t^{0.23}$$

$p_t = \frac{a_t}{bd}$  (%) : 引張鉄筋比

$p_w = \frac{a_w}{bx}$  : せん断補強筋比

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

上式の第一項は、コンクリートのせん断強度に関係し、コンクリートの圧縮強度 ( $F_c$ )、引張鉄筋のだぼ作用 ( $k_p = 0.82 p_t^{0.23}$ )、せん断スパン比 ( $\frac{M}{Qd}$ ) の影響が考慮されている。特に、せん断スパン比の影響については、 $\frac{M}{Qd} \leq 3$ においてコンクリートのせん断強度が急増するという実験結果を反映している。また、第二項は、せん断補強筋の効果を示している。なお、コンクリートの許容せん断応力度 ( $f_s$ ) は、長期ではせん断ひび割れ強度の下限值、短期では(コンクリートの)せん断終局強度の下限值を採用している。

$$\left. \begin{array}{l} d < 280 \\ k_u = \min[(760 - d)/600, 1] \\ 280 \leq d < 400 \\ k_u = 5.5 \times 10^{-6} d^2 - 4.44 \times 10^{-3} d + 1.6064 \\ 400 \leq d \\ k_u = 0.72 \end{array} \right\}$$

b. トラスおよびアーチ機構による塑性解析

1) 終局強度型耐震設計指針

せん断抵抗には、図 4.2.3 に示すように、せん断補強筋のトラス作用により伝達されるせん断力と、せん断補強筋の関与しない機構で伝達されるコンクリートの負担するせん断力が考えられる。後者には、曲げ圧縮域コンクリートを斜めに伝わる圧縮力のせん断力方向の分力（アーチ作用）、ひび割れ面における骨材のかみ合い作用および主筋のだぼ作用などが含まれるが、ここでは、塑性理論に基づいたアーチ作用のみを考慮する。

本指針式は、塑性理論の下界定理に基づいており、つり合い条件としてはせん断力のつり合い、塑性条件としてはせん断補強筋応力とその信頼強度に達していること、およびトラス・アーチ機構の重ね合わせにより生じるコンクリート圧縮束応力がコンクリートの有効圧縮強度に達していることを用いている。ただし、つり合い条件としてせん断力のみを考慮しているため、曲げ主筋は無限に強く、降伏しないものと仮定している。

① トラス機構 (truss mechanism)

図 4.2.4 に示すせん断ひび割れ面で切断したときのせん断力方向の力のつり合いより、ひび割れ面をまたぐせん断補強筋の組数は、 $\frac{j_t \cot \phi}{x}$  だから

$$V_t = \frac{j_t \cot \phi}{x} a_w \sigma_{wy} = b j_t \frac{a_w}{bx} \sigma_{wy} \cot \phi = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi$$

ここに、

$V_t$  : トラス機構による負担せん断力 (N)

$j_t$  : 主筋重心間距離 (mm)

$\phi$  : コンクリート圧縮束の部材軸に対する角度

$x$  : せん断補強筋間隔 (mm)

$a_w$  : 1組のせん断補強筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_w = \frac{a_w}{bx}$  : せん断補強筋比

また、1組のせん断補強筋が負担するコンクリート圧縮束の圧縮合力 ( $c\sigma_t bx \sin \phi$ ) のせん断力方向の分力とせん断補強筋引張応力 ( $a_w \sigma_{wy}$ ) がつり合うので、

$$c\sigma_t bx \sin \phi \times \sin \phi = a_w \sigma_{wy}$$

$$\therefore c\sigma_t = \frac{a_w \sigma_{wy}}{bx \sin^2 \phi} = (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy}$$

ここに、

$c\sigma_t$  : コンクリート圧縮束の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

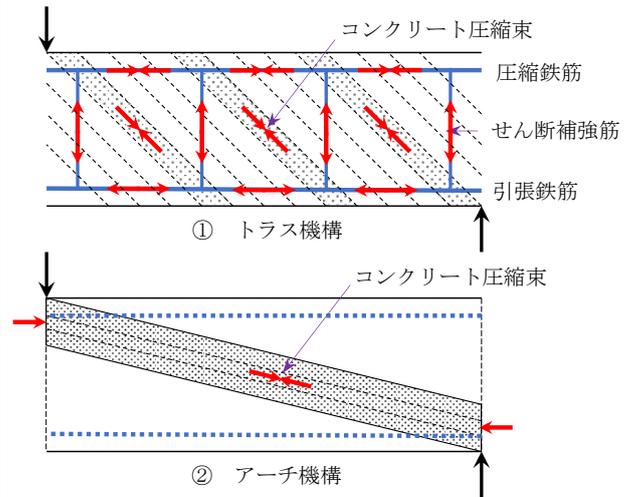


図 4.2.3 トラスおよびアーチ機構

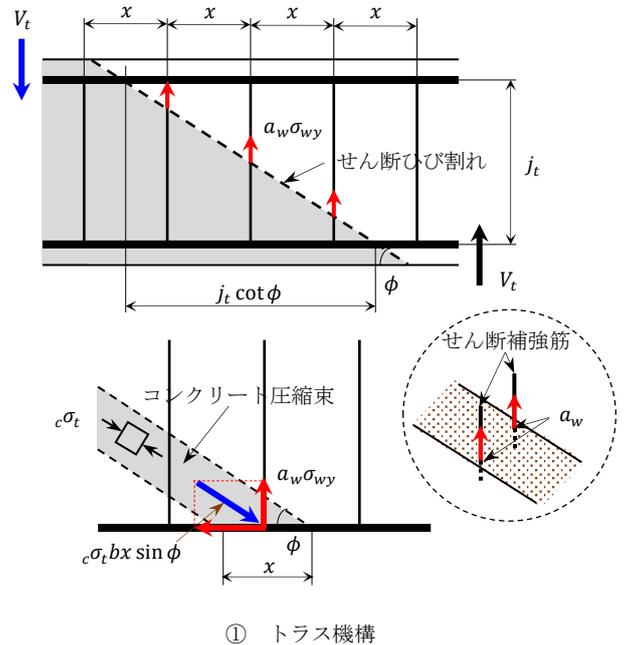


図 4.2.4 トラス機構の解析

② アーチ機構 (arch mechanism)

図 4.2.5 に示すアーチ機構による負担せん断力とコンクリート圧縮束の圧縮合力 ( $c\sigma_a \frac{bc}{\cos \theta}$ ) のせん断力方向の成分が釣り合うので、

$$V_a = c\sigma_a \frac{bc}{\cos \theta} \sin \theta = c\sigma_a bc \tan \theta$$

ここに、

$V_a$  : アーチ機構による負担せん断力 (N)

$\theta$  : コンクリート圧縮束の部材軸に対する角度

$c\sigma_a$  : コンクリート圧縮束の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

また、図 4.2.5 に示す幾何学的関係より、

$$\tan \theta = \frac{D - c}{L + c \tan \theta}$$

$$\tan^2 \theta + \frac{L}{c} \tan \theta - \frac{D - c}{c} = 0$$

$$\therefore c \tan \theta = \frac{-L + \sqrt{L^2 + 4c(D - c)}}{2}$$

ここに、

$L$  : せん断スパン長さ (mm)

塑性理論の下界定理より、 $V_a$  が最大値 (すなわち、 $c \tan \theta$  が最大値) を示すのは、 $c = \frac{D}{2}$  のときだから

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1} - \frac{L}{D}$$

$$c\sigma_a = \frac{V_a}{b \left(\frac{D}{2}\right) \tan \theta}$$

ここで、トラス・アーチ機構の重ね合わせにより生じるコンクリート圧縮束応力がコンクリートの有効圧縮強度に達していることより、

$$vF_c = c\sigma_t + c\sigma_a = (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} + \frac{V_a}{b \left(\frac{D}{2}\right) \tan \theta}$$

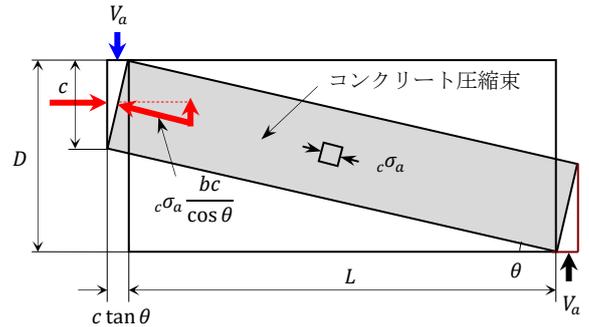
$$\therefore V_a = \tan \theta \left\{ 1 - \frac{(1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy}}{vF_c} \right\} b \left(\frac{D}{2}\right) vF_c$$

ここに、

$F_c$  : コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$v$  : コンクリート圧縮強度の有効係数

\* ひび割れ分割されたコンクリートの圧縮強度の低下を考慮した低減係数



② アーチ機構

図 4.2.5 アーチ機構の解析

以上の解析結果をまとめると、

$$V_u = V_t + V_a$$

$$V_t = bj_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi$$

$$V_a = \tan \theta (1 - \beta) b \left( \frac{D}{2} \right) v F_c$$

ここに、

$V_u$  : せん断終局強度 (N)

$V_t$  : トラス機構による負担せん断力 (N)

$V_a$  : アーチ機構による負担せん断力 (N)

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy}}{v F_c}$$

$$p_w \sigma_{wy} \geq v F_c \rightarrow p_w \sigma_{wy} = v F_c$$

なお、以下に示すように、 $\tan \theta$ 、 $v$ 、 $\cot \phi$ の取り方の違いでA法およびB法の2案が提案されている。

(1) A法

$$\tan \theta = \sqrt{\left( \frac{L}{D} \right)^2 + 1} - \frac{L}{D}$$

$$v = 0.7 - \frac{F_c}{200}$$

$$\cot \phi = \min \left[ 2.0, \frac{j_t}{D \tan \theta}, \sqrt{\frac{v F_c}{p_w \sigma_{wy}}} - 1.0 \right]$$

(2) B法

$$\tan \theta = \sqrt{\left( \frac{2M}{QD} \right)^2 + 1} - \frac{2M}{QD}$$

$$v = \frac{\left( \frac{2M}{QD} \right) + 1}{4}$$

$$\cot \phi = 1.0$$

表 4.2.1  $\cot \phi$  の計算 (A法)

許容しうる $\phi$ の最小値が26.6度

$$\cot \phi = 2.0 \quad \dots (1)$$

$$\frac{\partial V_u}{\partial (\cot \phi)} = bj_t p_w \sigma_{wy} + \frac{\tan \theta \left( -2 \cot \phi \frac{p_w \sigma_{wy}}{v \sigma_B} \right) b D v F_c}{2} = 0$$

$$\cot \phi = \frac{j_t}{D \tan \theta} \quad \dots (2)$$

$$c \sigma_t = (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} = v F_c$$

$$\cot \phi = \sqrt{\frac{v F_c}{p_w \sigma_{wy}}} - 1.0 \quad \dots (3)$$

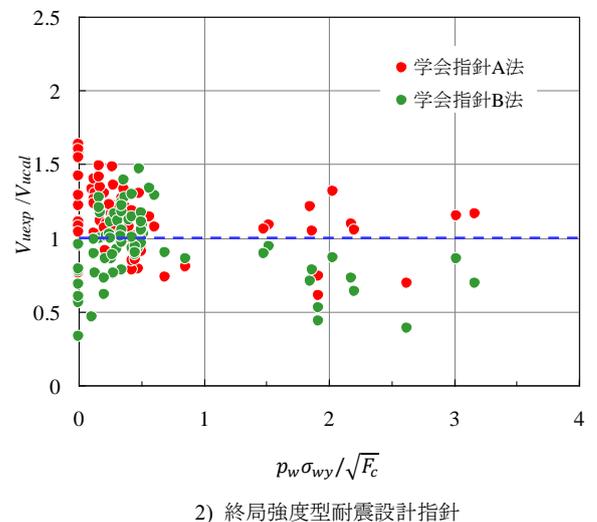
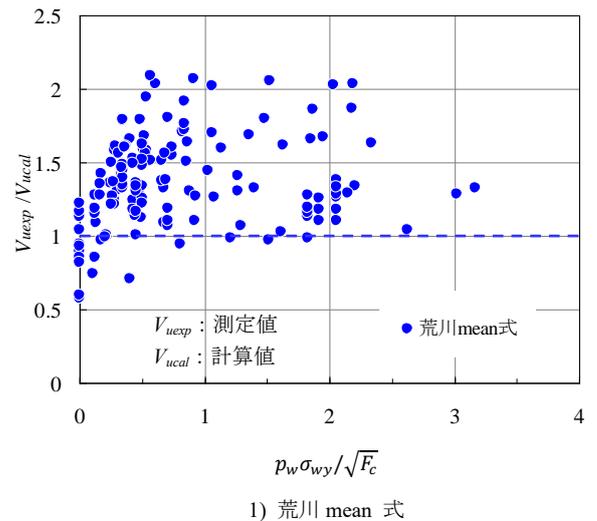


図 4.2.6 せん断終局強度の実験結果と解析結果

## 5. 許容力度設計法 (allowable stress design)

### 5.1 概要

以下に許容力度設計法のフローを示す。

#### (1) 構造計画

構造種別および構造形式を選定する（ここでは、RC ラーメン構造について説明する）。

- \* 柱割（スパン長さ）、階高、大梁、床スラブ（小梁）、耐震壁、基礎形式などの計画

#### (2) 部材断面寸法を仮定

表 5.1.1 に示すように、標準的な部材断面寸法を仮定する。

#### (3) 荷重・外力を仮定

長期荷重 = 固定荷重 + 積載荷重

短期荷重 = 長期荷重（鉛直荷重） + 地震力（水平力）

#### (4) 応力計算

ここでは、鉛直荷重時応力はたわみ角法により、水平荷重時応力は D 値法により計算する。

#### 基本仮定

##### ① 材料

線形弾性： $\sigma = E\varepsilon$ （フックの法則）

##### ② 部材

柱・梁：線材置換（部材中心線）

##### ③ 架構

立体ラーメン → 平面ラーメン

#### 準備計算

##### ① 断面 2 次モーメント ( $I$ )

##### ② 剛度 ( $K = \frac{I}{l}$ , $l$ : 材長)

##### ③ 剛比 ( $k = \frac{K}{K_0}$ , $K_0$ : 標準剛度)

#### (5) 断面算定

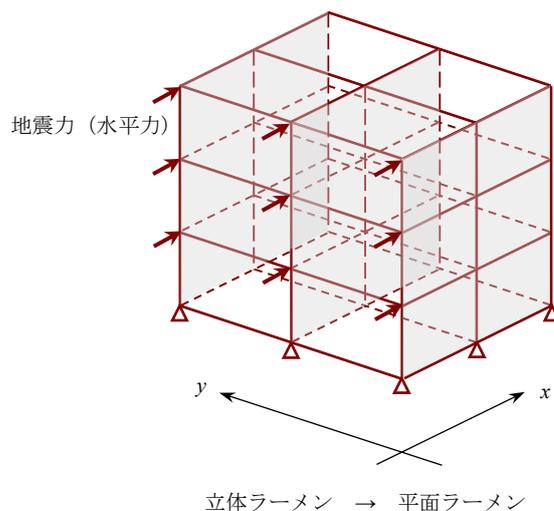
設計用応力  $\leq$  許容応力

$$M_D \leq M_A \Rightarrow \text{主筋算定}$$

$$Q_D \leq Q_A \Rightarrow \text{せん断補強筋算定}$$

表 5.1.1 RC 部材断面の標準的寸法

スパン長さ ( $l$ )	約 6m (経済的)
柱断面	最上階 柱せい ( $D$ ) $(1/12 \sim 1/15) l$ 1 階下がるごと +50mm
大梁断面	梁せい ( $D$ ) $(1/8 \sim 1/12) l$ 梁幅 ( $b$ ) 約 $(1/2) D$
床スラブ	厚さ ( $t$ ) 120~150mm 区画面積 $>$ 約 25m <sup>2</sup> → 小梁を設ける
基礎梁	柱脚固定 → (基礎梁剛度)/(柱剛度) = 2~3



架構 (骨組)

- \* 柱・梁 → 線材 (部材中心線)
- \* 接合部 → ピン、剛節点
- \* 基礎 → 固定、ピン、ローラ支点
- \* 耐震壁 → 地震力負担
- \* その他 → 荷重

図 5.1.1 構造物のモデル化

(6) 配筋設計

柱・梁 ⇒ 主筋・せん断補強筋

\* 柱梁接合部、付着、継手・定着

その他：スラブ、壁、基礎スラブの配筋など

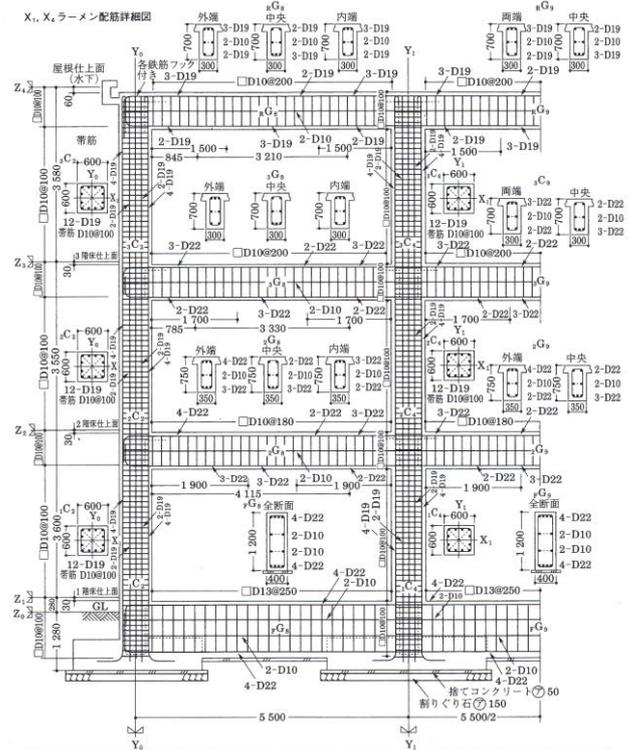


図 5.1.2 配筋詳細図

二次設計（耐震安全性の確認）では、保有水平耐力の計算により大地震に対する安全性が検討される。

$$Q_u \geq Q_{un}$$

ここに、

$Q_u$ ：保有水平耐力

\* 大地震動により崩壊機構を形成するときの各階の鉛直部材が負担するせん断力の総和（層保有せん断力）

$Q_{un}$ ：必要保有水平耐力

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

ここに、

$D_s$ ：構造特性係数

\* 構造物の靱性による低減係数

$F_{es}$ ：形状特性係数

\* 偏心率・剛性率（不整形を表す指標）による割増係数

$$Q_{ud} = Z \times R_t \times A_i \times C_0 \times \sum_{j=1}^n W_j$$

：層せん断力

\*  $C_0 = 1.0$ （大地震動に対するベースシア係数）

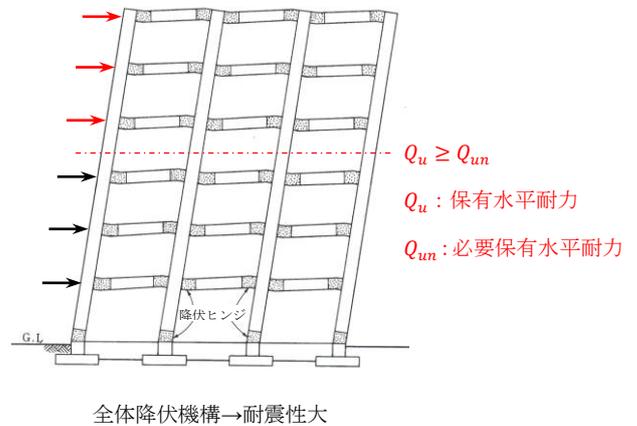


図 5.1.3 耐震安全性の確認

## 5. 2 構造計画

### a) 基礎の計画

基礎の計画にあたっては、沈下、不同沈下、転倒のおそれがないように、建物の敷地の地盤条件を考慮して、直接基礎、くい基礎支持形式等を選択する。

- \* 直接基礎、くい基礎
- \* 独立フーチング基礎、連続フーチング基礎、べた基礎

### b) ブロック割り

複雑な平面や長大な平面を持つ建築物の場合には、**エキスパンションジョイント (expansion joint, E.J.)** を設けて、平面をブロック分割し、乾燥収縮や温度応力による構造物の変形や、複雑な地震応答によって局所的な応力集中が起こることを避ける。

### c) スパン割と梁の配置

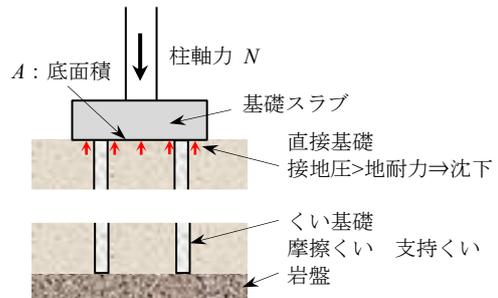
RC 建物では、6~7m が経済スパンであると一般にいられている。その場合、柱の負担面積は 20~50m<sup>2</sup>、階高は 3~4m のものが多い。スパンを大きくする場合には、次のような配慮をする。

- \* 大スパン方向の梁を太くする。
- \* 柱は全般に太くし、大スパン方向の断面せいを大きくする。
- \* 大スパン方向に直交する方向のスパンを小さくする。
- \* 大スパンの両側に短スパンを設ける。
- \* 両方向に耐震壁を増して、水平剛性を確保する

### d) 耐震壁

耐震壁は建築構造物の挙動を支配する重要な構造要素であり、その設定は構造計画でもっとも重要な作業である。耐震壁が多ければ、構造物の剛性および耐力が上昇するので、強度型で地震力に抵抗するのに有効である。

耐震壁の設定にあたっては、①偏心壁による**振れ**に注意する、②不連続壁では柱の負担が大きくなるので、柱の設計応力に余力をとる、③開口の大きさは、各階の壁板の見付け面積の 20% 以下とし、靱性を大きくすることが肝要である。また、立体的に不連続な耐震壁の配置も壁のない階に変形が集中するので望ましくない。例えば、1 階だけ壁のない「**ピロティ構造**」では、1 階に被害が集中しやすいので、必要な場合には、1 階の柱の設計にあたっては、特にその強度と粘りに注意する。



許容地耐力 長期 : 200kN/m<sup>2</sup>  
 $N = 1200\text{kN}$   
 接地圧 :  $\sigma = N/A \leq$  許容地耐力  
 $\therefore A \geq 6\text{m}^2 (2.5 \times 2.5\text{m})$

図 5.2.1 基礎の計画

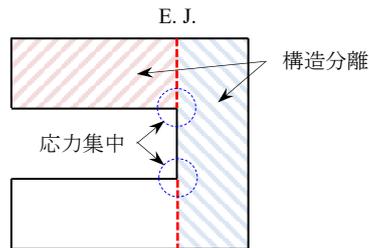


図 5.2.2 エクスパンションジョイント

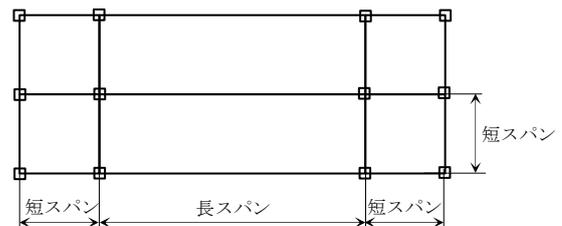
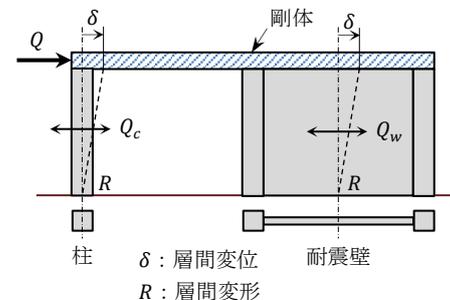


図 5.2.3 スパン割と梁の配置



$$Q = Q_c + Q_w = (D_c + D_w)\delta \quad \therefore \delta = \frac{Q}{D_c + D_w}$$

$$Q_c = D_c\delta = \frac{D_c}{D_c + D_w}Q \Rightarrow \text{小}$$

$$Q_w = D_w\delta = \frac{D_w}{D_c + D_w}Q \Rightarrow \text{大}$$

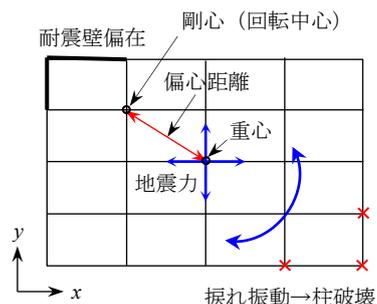


図 5.2.4 耐震壁の役割と配置

### 5. 3 部材断面寸法の仮定

#### a) 柱

最上階の柱せい ( $D$ )  $D = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{15}\right) l$

1階下がるごとに、+50mm

#### b) 大梁

梁せい ( $D$ )  $D = \left(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{12}\right) l$

梁幅 ( $b$ )  $b = \text{約} \frac{1}{2} D$

#### c) 基礎梁

計算上、最下階柱脚を固定とみなすには、十分な剛性を持つ基礎梁が必要であり、基礎梁の剛度 ( $K_b$ ) は、中柱の剛度 ( $K_c$ ) の2~3倍とする。

$$K_b = (2 \sim 3) K_c$$

$$K_b = \frac{I_b}{l}, \quad K_c = \frac{I_c}{h}$$

$$I_b = \frac{bD^3}{12}, \quad I_c = \frac{b'D'^3}{12}$$

ここに、

$K_b$  : 基礎梁の剛度

$K_c$  : 中柱の剛度

$I_b$  : 基礎梁の断面2次モーメント

$I_c$  : 中柱の断面2次モーメント

$b' \times D'$ ,  $h$  : 中柱の断面寸法、柱材長 (層高)

$b \times D$ ,  $l$  : 基礎梁の断面寸法、梁材長 (スパン長)

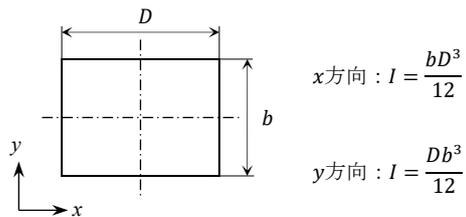


図 5.3.1 柱断面寸法

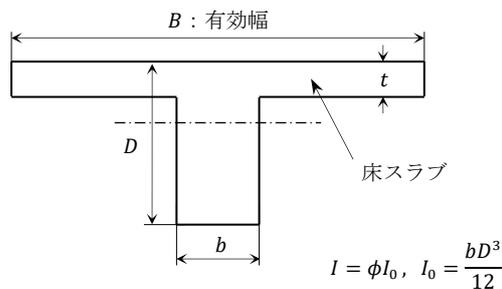


図 5.3.2 大梁断面寸法

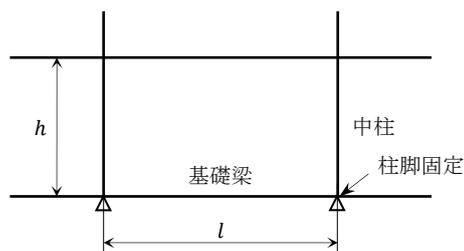


図 5.3.3 基礎梁と中柱

5. 4 荷重・外力の仮定

a. 長期荷重 (long term load)

1) 固定荷重 (dead load)

固定荷重は、材料の重量であり、RCの単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)は、コンクリートの単位容積重量 +1(kN/m<sup>3</sup>)とする。

単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)×断面積(m<sup>2</sup>) ⇒等分布荷重(kN/m)

単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)×体積(m<sup>3</sup>) ⇒集中荷重 (kN)

2) 積載荷重 (live load)

積載荷重は、人・物品の重量であり、室の種類に応じて建築基準法施行令第 85 条で与えられている。

表 5.4.1 RC の単位体積重量

	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
普通コンクリート	23 +1 (鉄筋分)
RC	24

表 5.4.2 室の種類と積載荷重

室の種類	構造計算の対象	(い)	(ろ)	(は)
		床 (kN/m <sup>2</sup> )	大梁、柱、基礎 (kN/m <sup>2</sup> )	地震力 (kN/m <sup>2</sup> )
(1) 住宅の居室、住宅以外の建築物における寝室又は病室		1.8	1.3	0.6
(2) 事務室		2.0	1.8	0.8
(3) 教室		2.3	2.1	1.1
(4) 百貨店又は店舗の売場		2.9	2.4	1.3
(5) 劇場、映画館、演芸場、観覧場、公会堂、集会場その他これらに類する用途に供する建築物の客席又は集会室	固定席	2.9	2.6	1.6
	その他	3.5	3.2	2.1
(6) 自動車車庫及び自動車通路		5.4	3.9	2.0
(7) 廊下、玄関又は階段		(3)から(5)までに掲げる室に連絡するものにあつては、(5)の「その他」の数値による。		
(8) 屋上広場又はバルコニー		(1)の数値による。ただし、学校又は百貨店の用途に供する建築物にあつては、(4)の数値による。		

(い) 床の構造計算

床には荷重が直接作用するため構造計算では超過確率が1%となる積載荷重を用いている。

(ろ) 大梁、柱または基礎の構造計算

大梁や柱は複数の床を支えているためすべての床が最大荷重にはならないとして床の場合よりも低減している。

(は) 地震力の計算

地震荷重の構造計算では実際より大きな荷重が安全側になるとは限らないので平均的な積載荷重を用いる。

① 柱・梁単位重量 (kN/m)

柱単位重量 :  $24bD$ (kN/m) → 柱自重

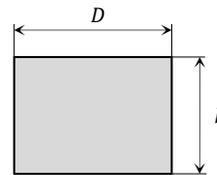


図 5.4.1 柱断面

梁単位重量 :  $24b(D - t)$ (kN/m) → 梁自重

\* 梁とスラブの共有断面は、スラブ断面に含める。

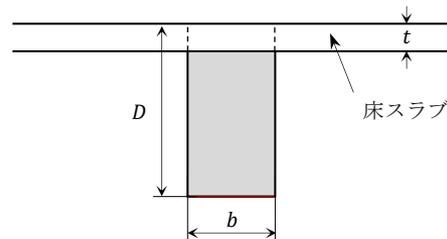
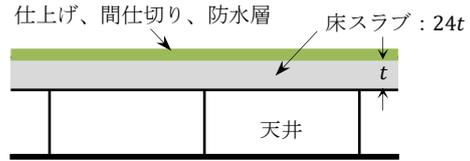


図 5.4.2 梁断面

② 床単位荷重(kN/m<sup>2</sup>)

床単位荷重=固定荷重+積載荷重 → 大梁支持



屋根	押えモルタル	60mm	1.15 (kN/m <sup>2</sup> )
	アスファルト防水層		
	ならしモルタル		
	床スラブ	130mm	3.12
	天井 (吸音テックス・下地・つり木とも)		0.15
Σ			4.42→4.5
2,3 階床	アスファルトタイル	30mm	0.6
	モルタル		
	床スラブ	130mm	3.12
	天井 (同上)		0.15
	間仕切り	0.4m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	0.08
Σ			3.95→4.0

図 5.4.3 床固定荷重試算例

③ 壁単位荷重(kN/m<sup>2</sup>)

一体打ち壁 (耐震壁) → 柱支持

非構造用壁 (開口付き壁) → 大梁支持

\* 壁単位荷重(kN/m<sup>2</sup>)×内法高さ(h<sub>0</sub>)(m) : 等分布荷重(kN/m)

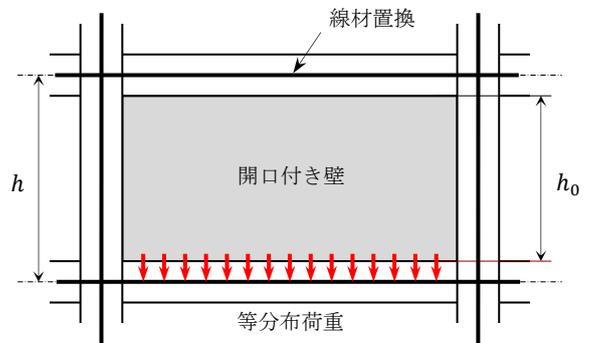


図 5.4.4 壁荷重

④ その他

屋上階 パラペット単位重量(kN/m) → 大梁支持

小梁 → 大梁支持

\* 小梁単位重量(kN/m)×長さ(l)(m) : 集中荷重(kN)

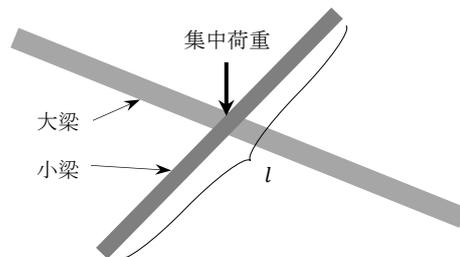


図 5.4.5 大梁に作用する小梁重量

**b. 短期荷重 (short term load)**

短期荷重は、常時に作用する長期荷重と非常時の主に地震力の和である。

$$\text{短期荷重} = \text{長期荷重} + \boxed{\text{地震力 (earthquake load)}}$$

地震力とは、地震動による建物の応答加速度 ( $a'$ ) に対する慣性力 ( $P$ ) である。

$$P = ma' = \left(\frac{W}{g}\right)a' = \left(\frac{a'}{g}\right)W = KW$$

ここに、

$m$  : 質量

$W = mg$  : 重量

$g$  : 重力加速度

$K$  : 震度 (1924年 震度法)

図 5.4.7 に示すように、 $i$  層で切断したときの水平方向の力のつり合いより、

$$Q_i = \sum_{j=i}^n P_j$$

$P_i = K_i W_i$  :  $i$  層に作用する水平力

$$Q_i = C_i \times \sum_{j=i}^n W_j$$

ここに、

$Q_i$  :  $i$  層の層せん断力

$W_i$  :  $i$  層の建物重量

$C_i$  :  $i$  層の層せん断力係数

また、

$$C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_0$$

ここに、

$Z$  : 地震地域係数

- \* その地方における過去の地震の記録に基づく震害の程度及び地震活動の状況その他地震の性状に応じて 1.0 から 0.7 までの範囲内において国土交通大臣が定める数値

$C_0$  : 標準せん断力係数 (ベースシア係数)

- \* 許容応力度設計  $C_0 \geq 0.2$  (中地震)
- \* 耐震安全性確認  $C_0 \geq 1.0$  (大地震)

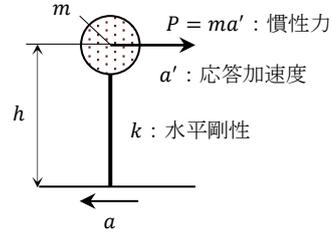


図 5.4.6 質点系の振動モデル

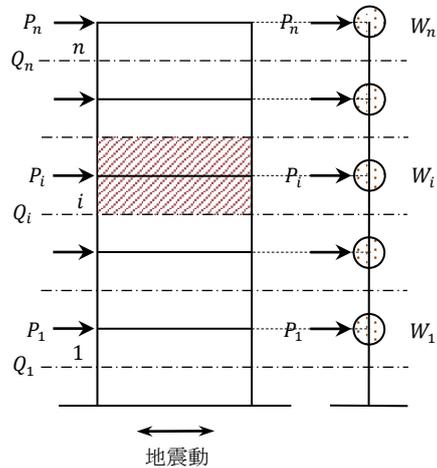


図 5.4.7 水平力と層せん断力

**$R_t$  : 振動特性係数**

\* 地震動の卓越周期と建築物の固有周期とが互いに接近している場合に地震動は建物内で大きく増幅される性質がある。地震動の卓越周期は建設地点の地盤の特性との関係が深いので、地盤種別をパラメータにして建築物の周期と地震動の増幅との関係を表すものが振動特性係数である。

$$T < T_c \quad R_t = 1$$

$$T_c \leq T < 2T_c \quad R_t = 1 - 0.2 \left( \frac{T}{T_c} - 1 \right)^2$$

$$2T_c \leq T \quad R_t = \frac{1.6T_c}{T}$$

ここに、

$T$  : 建物の設計用 1 次固有周期(s)

※ RC 造 :  $T = 0.02h$ ,  $h$  : 建物高さ(m)

$T_c$  : 地盤種別に応じた数値(s)

※ 第 1 種地盤  $T_c = 0.4$

第 2 種地盤  $T_c = 0.6$

第 3 種地盤  $T_c = 0.8$

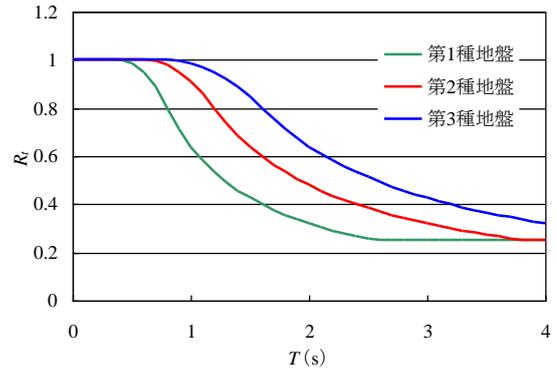
**$A_i$  : 高さ方向の層せん断力分布係数**

\* 建物各層に生じる加速度は建築物の高さ、固有周期により変化し、その結果建築物各層のせん断力分布も影響を受ける。このような地震層せん断力の高さ方向の分布を定める係数が  $A_i$  である。なお、 $A_i$  の算定はこの告示に記載された方法によらず、地震応答計算などの精算法により求めたものを使用することもできる。

$$A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T}$$

ここに、

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=i}^n W_j}{\sum_{j=1}^n W_j}$$



第 1 種地盤	岩盤、硬質砂れき層その他主として第 3 紀以前の地層によって構成されているもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき、これと同程度の地盤周期を有すると認められるもの
第 2 種地盤	第 1 種地盤及び第 3 種地盤以外のもの
第 3 種地盤	腐植土、泥土その他これらに類するもので大部分が構成されている沖積層（盛土がある場合においてはこれを含む）で、その深さがおおむね 30m 以上のもの、沼沢、泥海等を埋め立てられてからおおむね 30 年経過していないもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき、これらと同程度の地盤周期を有すると認められるもの

図 5.4.8 振動特性係数

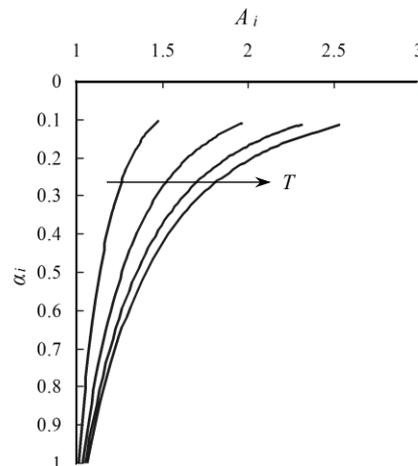


図 5.4.9 層せん断力分布係数

## 5. 5 応力計算

ここでは、長期荷重（鉛直荷重）の応力計算にたわみ角法、地震力（水平力）の応力計算にはD値法を用いる。

### a. 鉛直荷重時応力の計算

たわみ角法の基本公式を以下に示す。

$$M_{AB} = k(2\phi_A + \phi_B + \psi) + C_{AB}$$

$$M_{BA} = k(\phi_A + 2\phi_B + \psi) + C_{BA}$$

ここに、

$M_{AB}, M_{BA}$  : 節点モーメント

$k$  : 部材の剛比

$\phi_A, \phi_B$  : (係数付き) たわみ角

$\psi$  : (係数付き) 部材角

\* 節点の移動を無視する場合は、 $\psi = 0$

$C_{AB}, C_{BA}$  : 中間荷重による節点の固定端モーメント

各節点におけるモーメントのつり合いによる、次式の節点方程式を解くことにより、(係数付き) たわみ角ならびに節点モーメントが得られる。また、単純梁としたときの中間荷重による応力を重ね合わせて、全体の応力が算定される。

$$\begin{bmatrix} k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -C \end{Bmatrix} \therefore \begin{Bmatrix} \phi \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} -C \end{Bmatrix}$$

準備計算として、 $k, C, M_0, Q_0$ を求める。

#### (1) 剛比の計算

$$K = \frac{I}{l}$$

ここに、

$K$  : 剛度

$I$  : 断面2次モーメント

\* 全断面有効、鉄筋を無視する。

\* 図5.5.2に示すように、梁についてはスラブの協力幅( $b_a$ )を含むT形、L形断面とする。

\* T形、L形断面： $I = \phi I_0$ ,  $I_0 = \frac{bD^3}{12}$  (付4. 断面二次モーメント計算式)

$l$  : 材長

$$k = \frac{K}{K_0}$$

ここに、

$k$  : 剛比

$K_0$  : 標準剛度

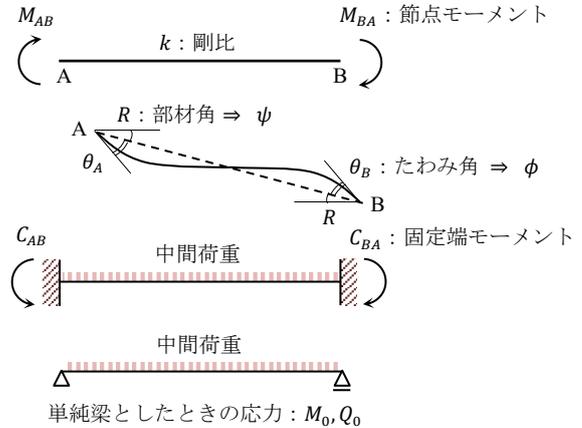
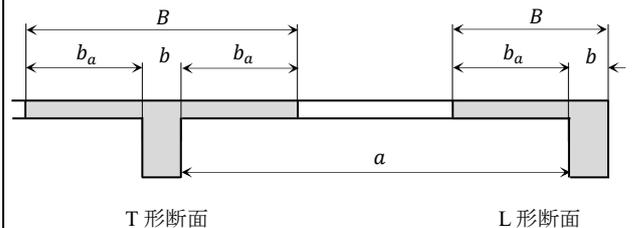


図 5.5.1 たわみ角法



ラーメン材、連続梁の場合  
 $B$  : 有効幅、 $b_a$  : 協力幅、 $b$  : 梁幅  

$$b_a = \begin{cases} \left(0.5 - 0.6 \frac{a}{l}\right) a & (a < 0.5l) \\ 0.1l & (a \geq 0.5l) \end{cases}$$

図 5.5.2 スラブの協力幅および梁の有効幅

(2)  $C, M_0, Q_0$ 計算

$C, M_0, Q_0$ は、A) 床荷重、B) 小梁重量、C) 壁荷重、D) 大梁重量について計算する。

A) 床

図 5.5.3 に示すように床スラブを分割し（梁の交点から描いた 2 等分線および梁に平行な直線から成る台形または三角形の部分）、各大梁が負担する区画の床荷重が大梁に分布荷重として作用するものとして応力計算を行う（付 6. RC 床梁応力計算式）。

B) 小梁

各大梁が負担する区画における小梁重量が大梁に集中荷重として作用するものとして応力計算を行う（付 6. RC 床梁応力計算式）。

C) 壁

屋上階では建物周囲にパラペットがあり、パラペット重量が大梁に等分布荷重として作用するものとして応力計算を行う（付 6. RC 床梁応力計算式）。一般階で外壁（開口付き壁）がある場合は、壁荷重が壁直下の大梁に等分布荷重として作用するものとして応力計算を行う（付 6. RC 床梁応力計算式）。

D) 大梁

大梁自重が大梁に等分布荷重として作用するものとして応力計算を行う（付 6. RC 床梁応力計算式）。

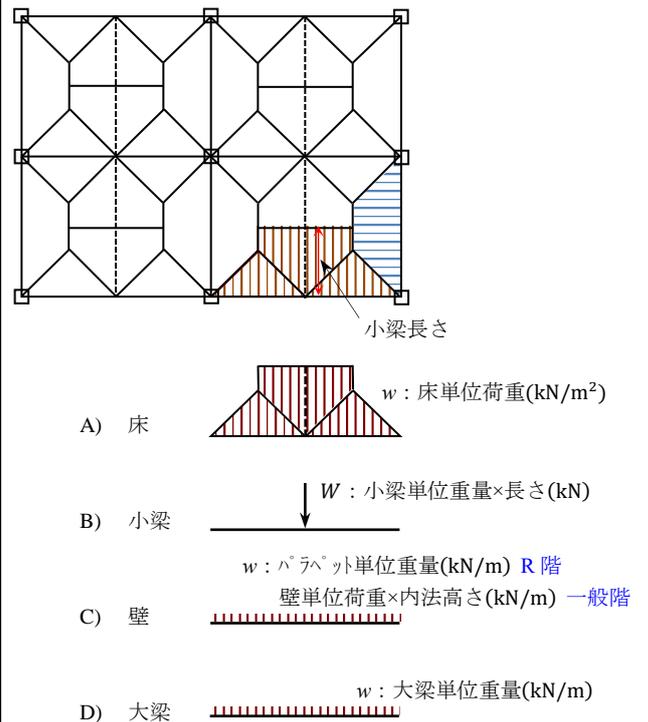


図 5.5.3  $C, M_0, Q_0$ の計算

**b. 水平荷重時応力の計算**

D 値法の仮定は、以下のとおりである。

① 地震力は床位置に集中して作用する。

② 床の構造は水平方向に剛（剛床の仮定）

剛床の仮定より、 $i$  層の鉛直部材の層間変位 ( $\delta$ ) は等しい。

③ せん断力分布係数 (D 値)

フックの法則より、各鉛直部材のせん断力 ( $Q$ ) と層間変位 ( $\delta$ ) に比例関係があり、その比例定数を D 値という。すなわち、

$$\text{各鉛直部材} : Q = D\delta$$

ここで、 $i$  層の層せん断力 ( $Q_i$ ) は、その層の鉛直部材のせん断力 ( $Q$ ) の総和に等しいので、

$$Q_i = \sum Q = \left( \sum D \right) \delta \quad \therefore \delta = \frac{Q_i}{\sum D}$$

したがって、

各鉛直部材 :

$$Q = D\delta = \left( \frac{D}{\sum D} \right) Q_i$$

上式より、層せん断力 ( $Q_i$ ) は、各鉛直部材の D 値に比例配分される。また、地震力は  $x$  および  $y$  方向の 2 方向に作用し、それぞれの方向について、

$$Q_x = \left( \frac{D_x}{\sum D_x} \right) Q_i$$

$$Q_y = \left( \frac{D_y}{\sum D_y} \right) Q_i$$

ここに、

$Q_x, Q_y$  : 鉛直部材の  $x$  および  $y$  方向のせん断力

$D_x, D_y$  : 鉛直部材の  $x$  および  $y$  方向の D 値

$Q_i$  :  $i$  層の層せん断力

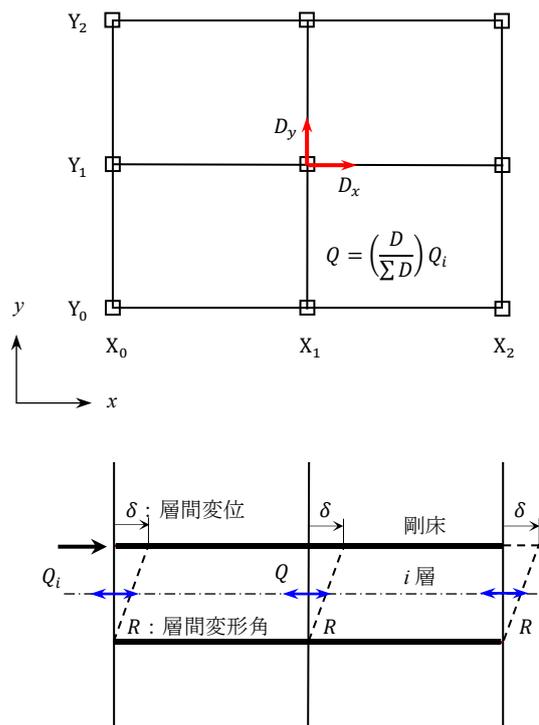


図 5.5.4 層間変位、層間変形角および D 値

以下に、(1)両端固定の柱、(2)他端ピンの柱の場合について D 値の計算例を示す。

(1) 両端固定

$$Q = \frac{12Ek_cK_0R}{h} = k_c \left[ \frac{12EK_0}{h^2} \right] \delta$$

$$\therefore D = \frac{Q}{\delta} = k_c \left[ \frac{12EK_0}{h^2} \right]$$

ここに、

Q : せん断力

$\delta$  : 水平方向変位

D : D 値

E : ヤング係数

$K_0$  : 標準剛度

$k_c$  : 柱の剛比

$R = \frac{\delta}{h}$  : 部材角

h : 柱の材長

両端固定の場合、D 値の単位を  $\left[ \frac{12EK_0}{h^2} \right]$  とすると、D 値は、 $k_c$  となる。

(2) 他端ピン

$$Q = \frac{3Ek_cK_0R}{h} = \frac{k_c}{4} \left[ \frac{12EK_0}{h^2} \right] \delta$$

$$\therefore D = \frac{Q}{\delta} = \frac{k_c}{4} \left[ \frac{12EK_0}{h^2} \right]$$

他端ピンの場合、D 値の単位を  $\left[ \frac{12EK_0}{h^2} \right]$  とすると、D 値は、 $\frac{k_c}{4}$  となる。

以下に、D 値法による部材の応力計算方法を示す。

1) 柱の D 値、せん断力

一般の柱の場合には、その D 値は、上記の両端固定と他端ピンの場合の中間の値をとる。そこで、

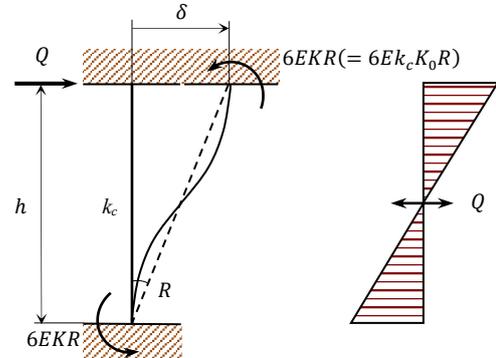
$$D = ak_c$$

ここに、

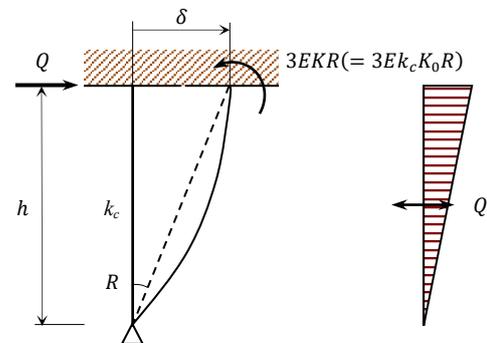
D : 柱の D 値

a : 平均剛比 ( $\bar{k}$ ) で決まる係数 (資料参照)

$k_c$  : 柱の剛比



(1) 両端固定



(2) 他端ピン

図 5.5.5 D 値の計算例

したがって、柱のせん断力は、次式により得られる。

$$Q = \left( \frac{D}{\sum D} \right) Q_i$$

ここに、

$Q$  : 柱のせん断力

$D$  : 柱の  $D$  値

$Q_i$  :  $i$  層の層せん断力

## 2) 柱の反曲点位置、曲げモーメント

柱の  $M$  図は、柱のせん断力 ( $Q_c$ ) を勾配とする直線となり、反曲点位置を与えれば、確定する。そこで、柱高さ ( $h$ ) に対する柱脚から反曲点位置までの高さの比である反曲点高比を次式で与える。

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

ここに、

$y$  : 反曲点高比

$y_0$  : 標準反曲点高比

\* 平均剛比 ( $\bar{k}$ )、層数 ( $m$ )、層位置 ( $n$ ) で定まる値 (資料参照)。

$y_1$  : 上下の梁の剛比変化による修正値

\* 平均剛比 ( $\bar{k}$ )、 $\alpha_1 = \frac{k_1+k_2}{k_3+k_4}$  で定まる値 (資料参照)。

$y_2$  : 上層の層高変化による修正値

\* 平均剛比 ( $\bar{k}$ )、 $\alpha_2 = \frac{h_{i+1}}{h_i}$  で定まる値 (資料参照)。

$y_3$  : 下層の層高変化による修正値

\* 平均剛比 ( $\bar{k}$ )、 $\alpha_3 = \frac{h_{i-1}}{h_i}$  で定まる値 (資料参照)。

したがって、

$$M_T = Q_c h (1 - y)$$

$$M_B = Q_c h y$$

ここに、

$M_T$  : 柱頭の曲げモーメント \*  $T$ : top

$M_B$  : 柱脚の曲げモーメント \*  $B$ : bottom

$Q_c$  : 柱のせん断力

$h$  : 柱高さ

$y$  : 反曲点高比

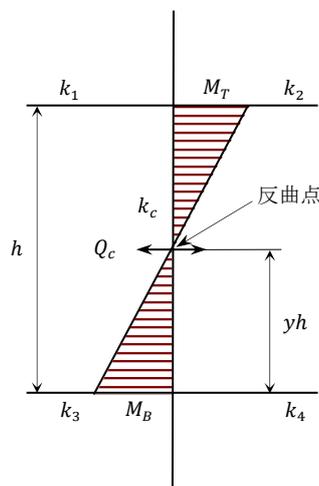


図 5.5.6 反曲点高比および柱の曲げモーメント

3) 梁の曲げモーメント、せん断力

節点におけるモーメントのつり合いより、

$$M_T' + M_B' = M_L + M_R$$

ここで、柱脚および柱頭の曲げモーメントの和が、梁の剛比に比例配分されるとすると、梁端の曲げモーメントは次式で与えられる。

$$M_L = \frac{k_1}{k_1 + k_2} (M_T' + M_B')$$

$$M_R = \frac{k_2}{k_1 + k_2} (M_T' + M_B')$$

また、梁のせん断力 ( $Q_b$ ) は、

$$Q_b = \frac{M_L' + M_R'}{l}$$

4) 柱の軸方向力

節点における左右の梁のせん断力の差 ( $\Delta Q_i$ ) が柱の軸方向力として伝達されるので、 $i$ 層の柱の軸方向力 ( $N_i$ ) は、

$$N_i = \sum_{j=i}^n \Delta Q_j$$

ここに、

$N_i$  :  $i$ 層の柱の軸方向力

$\Delta Q_i$  :  $i$ 層の左右の梁のせん断力の差

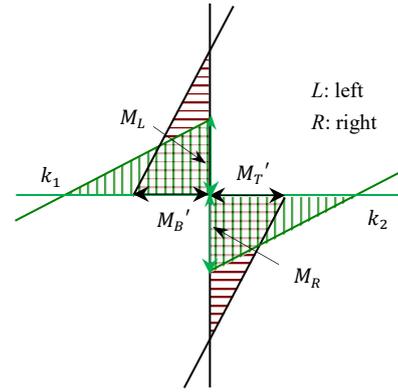


図 5.5.7 節点におけるモーメントのつり合い

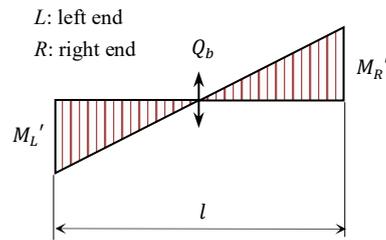


図 5.5.8 梁のせん断力

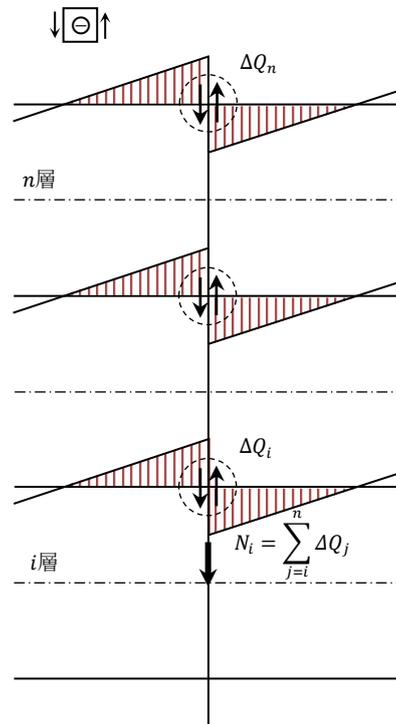


図 5.5.9 柱の軸方向力

## 5. 6 断面算定

### a. 主筋算定

#### 1) 梁

梁の主筋算定方法を以下に示す。

$p_t \leq p_{tb}$ を前提に、許容曲げモーメント ( $M_A$ ) の略算式は、

$$M_A = a_t f_t j, \quad j = \frac{7}{8} d$$

$M_A \geq$  設計用曲げモーメント ( $M_D$ ) より、

$$a_t \geq \frac{M_D}{f_t j}$$

⇒ 主筋径・必要本数

ただし、 $p_t = \frac{a_t}{bd} \leq p_{tb}$ より、

$$\gamma \geq \frac{1 - 2p_t \frac{f_t}{f_c} \left(1 + \frac{f_t}{nf_c}\right)}{2n'p_t \left(1 + \frac{f_t}{nf_c}\right) \left\{ \left(1 + \frac{f_t}{nf_c}\right) d_{c1} - 1 \right\}} \quad \gamma_{min}$$

$a_c = \gamma a_t \geq \gamma_{min} a_t \Rightarrow$  主筋径・必要本数 (最低 2 本)

以下の構造規定が計算結果よりも優先される。

#### ① 最小鉄筋量

長期荷重時に正負最大モーメントを受ける箇所 (梁端上端、中央下端) について

$$a_t \geq 0.004bd$$

\* 例えば、ウォールガーダーや基礎梁では、常時においてひび割れ発生の可能性も少なく、また現実に 0.4%の引張鉄筋量を配筋できないことも想定されるので、長期荷重時の存在応力による必要量の 4/3 倍でもよい。

\*  $p_t = \frac{a_t}{bd}$  小  $\rightarrow$  剛性低下 (たわみ、振動障害)

#### ② 主要な梁は、全スパンにわたり複筋とする。

\* 靱性向上 (圧壊遅延)、クリープ・乾燥収縮低減、あばら筋施工 (ガイド)

#### ③ 主筋には D13 以上 (通常、D16 以上) を用いる。

\* 丸鋼は主筋には使用できない。

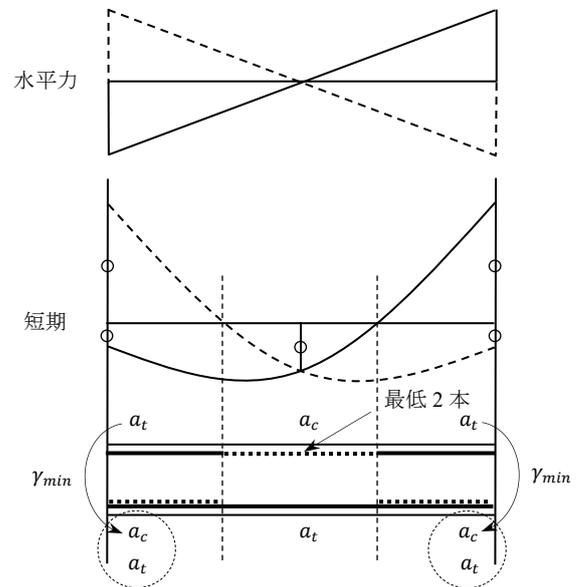
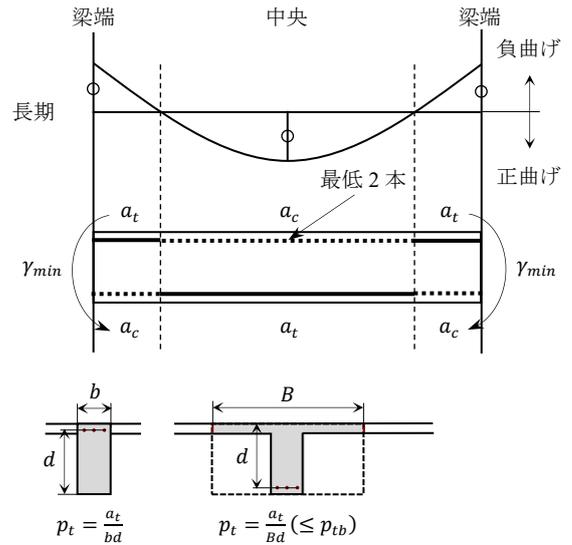


図 5.6.1 梁の断面算定

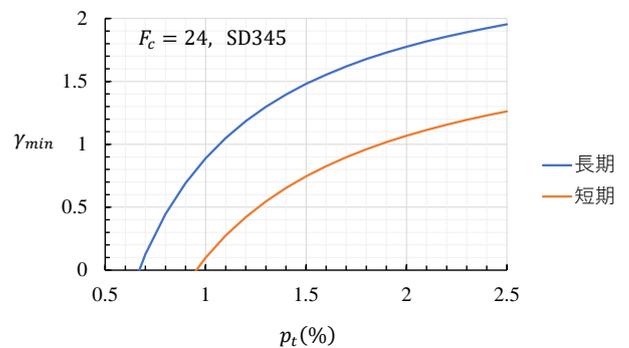


図 5.6.2  $p_t \leq p_{tb}$ を満足するための  $\gamma$  の最小値

④ 主筋間のあき

(主筋間のあき)  $\geq \max[25\text{mm}, 1.25G_{max}, 1.5d_b]$

ここに、

$G_{max}$  : 粗骨材の最大寸法

$d_b$  : 主筋径

\* コンクリート打設、付着強度確保

⑤ 多段配筋は、2段以下とする。

\* 内側の主筋は曲げ補強効果・付着強度小

⑥ 補助筋

\* 腹筋、幅止め筋

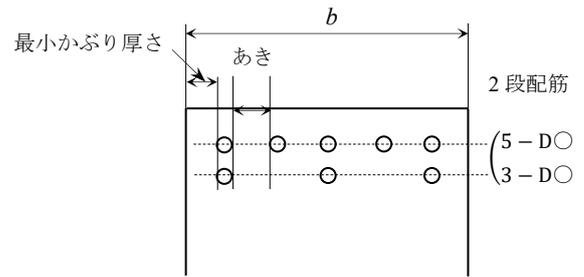
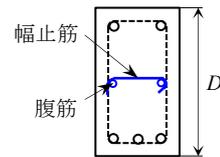


図 5.6.3 主筋間のあきおよび多段配筋



腹筋	$D < 600$	不要
	$600 \leq D < 900$	2 - D10(9φ) 1段
幅止筋	$900 \leq D < 1200$	4 - D10(9φ) 2段
	$1200 \leq D$	D10(9φ) @300 以内
幅止筋		D10(9φ) @1000 以内で割り付ける

図 5.6.4 腹筋および幅止め筋

## 2) 柱

柱の主筋算定方法を以下に示す。

図 5.6.5 より、横軸の $\left(\frac{M}{bD^2}\right)$ と縦軸の $\left(\frac{N}{bD}\right)$ に設計用応力 $(M_D, N)$ を代入し、その座標点に対応する引張鉄筋比 $(p_t = \frac{a_t}{bD})$ を読み取って、引張鉄筋量を算定する。柱の場合には、長期応力は小さく、地震力による短期応力が支配的であり、地震力の作用方向によって M 図は反転するため、圧縮鉄筋と引張鉄筋は同一本数で配置する $(a_c = a_t)$ 。また、地震力は 2 方向に作用するため、x および y 方向のそれぞれについて主筋算定を行う。なお、4 隅の主筋は両方向に兼ねてよい。

また、図 5.6.6 に示すように、軸圧縮力 $(N)$ が大きくなると、曲げ耐力は大きくなるが、変形能力が小さく破壊性状が脆性的となるため、次式のように軸方向力の制限が設けられている。

$$\frac{N}{bD} \leq \frac{1}{3} F_c$$

ここに、

$N$  : 短期荷重時軸方向力

以下の**構造規定**が計算結果よりも優先される。

### ① 最小鉄筋量

$$a_g \geq 0.008bD$$

ここに、

$a_g$  : 主筋全断面積

### ② 主筋は D13 以上 (通常、D16 以上) かつ 4 本 (4 隅) 以上 (帯筋により緊結) とする。

\* 全主筋は、全長にわたって**通し筋**

### ③ 材の最小径とその主要支点間距離の比

普通コンクリート 1/15 以上

軽量コンクリート 1/10 以上

\* 座屈防止

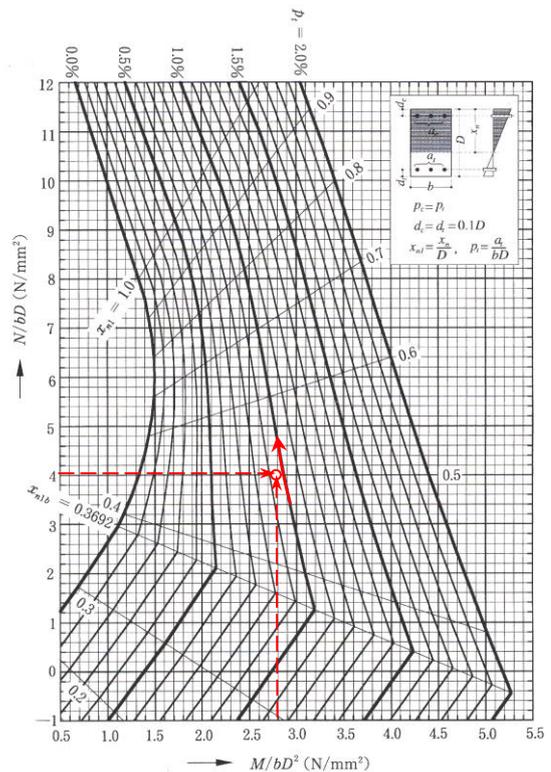


図 5.6.5 柱の短期許容曲げモーメント-軸方向力関係 ( $F_c=24$ , SD345 :  $f_c=16$ ,  $f_t=345$ ,  $n=15$ )

短期設計用軸方向力は、地震力の向きによって大小 2 種生じる。軸方向力は小さいから安全とは限らないので、同じ  $M$  に対して  $N$  が小さい方から大きい方の値まで連続的に変化していく間で必要な  $p_t$  のうちもっとも大きな値を選定しなければならない。

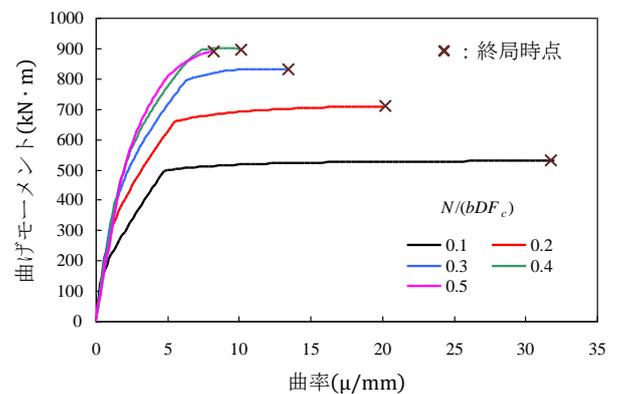


図 5.6.6 RC 柱の  $M - \phi$  関係の解析結果

## b. せん断補強筋算定

せん断破壊は非常に脆性的であるため、大地震動に対する安全性の確保のために、曲げ耐力を上回るせん断耐力を部材に与え、部材が万一破壊するときには、曲げで破壊するようにせん断設計を行うことを原則とする。

$$Q_A \geq Q_D$$

ここに、

$Q_A$  : 許容せん断力

$Q_D$  : 設計用せん断力

### 1) 許容せん断力

長期 :  $Q_{cr}^{min} \rightarrow Q_{AL}$  : 長期許容せん断力

\*  $Q_{cr}^{min}$  : せん断ひび割れ強度の下限値

短期 :  $Q_u^{min} \rightarrow Q_{AS}$  : 短期許容せん断力

\*  $Q_u^{min}$  : せん断終局強度の下限値

### ① 梁

$$Q_{AL} = \alpha f_s b j, \quad j = \frac{7}{8} d$$

$$Q_{AS} = \{\alpha f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\} b j \quad * \text{安全性確保}$$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad (1 \leq \alpha \leq 2)$$

### ② 柱

$$Q_{AL} = \alpha f_s b j$$

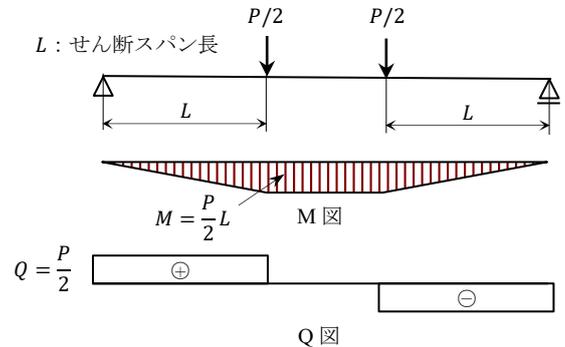
$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad (1 \leq \alpha \leq 1.5)$$

$$Q_{AS} = \{f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\} b j \quad * \text{安全性確保}$$

斜張力理論

$$Q_A = (f_s + p_w f_t) b j, \quad j = \frac{7}{8} d$$

$p_w = \frac{a_w}{b x}$  : せん断補強筋比



$$\frac{M}{Qd} = \frac{L}{d} : \text{せん断スパン比}$$

図 5.6.7 せん断スパン比

← 長期荷重によるせん断ひび割れを許容する場合

$$Q_{AL} = \{\alpha f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\} b j$$

\* 損傷制御性確保 (安全性確保の検討を行う場合は、省略可)

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

$$Q_{DS} = Q_L + Q_E$$

\* 損傷制御性確保 (安全性確保の検討を行う場合は、省略可)

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

$$Q_{DS} = Q_L + Q_E$$

## 2) 設計用せん断力

### (1) 長期設計用せん断力

$$Q_D = Q_L$$

ここに、

$Q_L$  : 長期荷重によるせん断力

### (2) 短期設計用せん断力

\* 安全性確保

$$Q_D = Q_L + nQ_E$$

ここに、

$Q_E$  : 地震力によるせん断力

$n \geq 1.5$  (通常、 $n = 2$ )

$$Q_D = Q_L + \frac{\sum M_y}{l'}$$

ここに、

$M_y$  : 部材の降伏曲げモーメント

$l'$  : 内法スパン長さ

#### ① 梁

$$Q_D = Q_L + \frac{\sum_B M_y}{l'}$$

$${}_B M_y = a_t \sigma_y j, \quad j = 0.9d$$

ここに、

$\sum_B M_y$  : 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

$l'$  : 内法スパン長さ

#### ② 柱

$$Q_D = \frac{\sum_c M_y}{h'}$$

$${}_c M_y = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad \left[\frac{N}{bDF_c} \leq 0.4\right]$$

ここに、

$\sum_c M_y$  : 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、小さい方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。

$h'$  : 内法高さ

\* 損傷制御性確保

$$Q_D = Q_L + Q_E$$

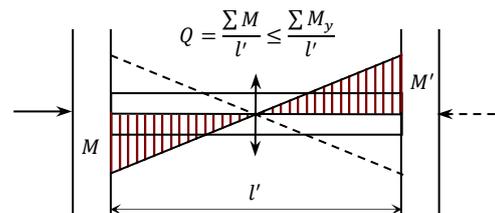
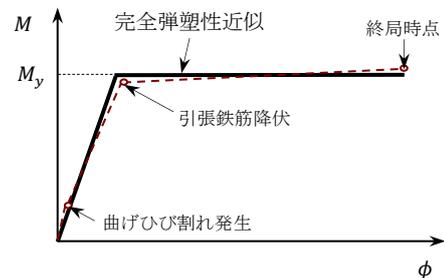
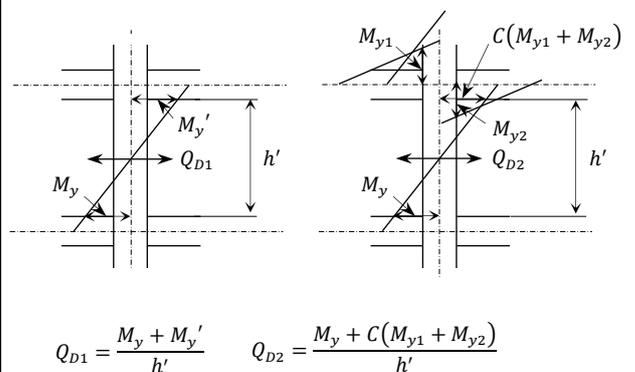


図 5.6.8 短期設計用せん断力



$$Q_{D1} = \frac{M_y + M_{y'}}{h'}$$

$$Q_{D2} = \frac{M_y + C(M_{y1} + M_{y2})}{h'}$$

ただし、上階に柱がある場合は  $C = 1/2$   
ない場合は  $C = 1$  とする

図 5.6.9 柱頭の降伏曲げモーメント

### 3) せん断設計

$$Q_D \leq Q_A = \{\alpha f_s + 0.5 p_w f_t (p_w - 0.002)\} b j$$

$$\therefore p_w \left( = \frac{a_w}{b x} \right) \geq 0.002 + \frac{2}{w f_t} \left( \frac{Q_D}{b j} - \alpha f_s \right)$$

$p_w^{min}$

$$x = \frac{a_w}{b p_w} \leq \frac{a_w}{b p_w^{min}}$$

ここに、

$p_w$  : せん断補強筋比

$x$  : せん断補強筋間隔

以下の構造規定が計算結果よりも優先される。

① せん断補強筋は、 $\phi 9$ またはD10以上の鉄筋を使用する。

② 最小鉄筋量

$$p_w \geq 0.2\%$$

③ せん断補強筋間隔

$$\text{梁} : x \leq \min \left[ \frac{D}{2}, 250\text{mm} \right]$$

$$\text{柱} : x \leq 100\text{mm}$$

\* ただし、柱の上下端より柱の最大径の1.5倍または最小径の2倍のいずれか大きい方の範囲外では、帯筋間隔を前期数値の1.5倍まで増大することができる。

④ 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型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。



図 5.6.10 短柱のせん断破壊

## 5. 7 付着設計 (RC 梁)

### a. 付着応力度

次の2種類の付着応力度が付着検定に適用される。

#### 1) 曲げ付着応力度

$$\tau_a \left( \sum \psi \right) dx = dT \quad \therefore \tau_a = \frac{1}{\sum \psi} \frac{dT}{dx}$$

ここに、

$\tau_a$  : 曲げ付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$T$  : 引張鉄筋応力 (N)

$\sum \psi$  : 引張鉄筋の周長和 (mm)

ここで、

$$dM = dT \times j, \quad \frac{dM}{dx} (= Q) = \frac{dT}{dx} \times j, \quad \therefore \frac{dT}{dx} = \frac{Q}{j}$$

したがって、

$$\tau_a = \frac{Q}{(\sum \psi)j}$$

上式によって与えられる付着応力度は曲げ付着応力度と呼ばれ、せん断力が作用する部分で平面保持の仮定のもとで生じる局所的な付着応力度である。なお、局所の付着が一部分損なわれたとしても、部材の曲げ・せん断に対する終局強度は必ずしも損なわれない。

#### 2) 平均付着応力度

図 5.7.2 に付着長さ ( $l_d$ ) のカットオフ筋の場合を示す。材端にはせん断ひび割れが生じ、仕口面の鉄筋引張力度 ( $\sigma_t$ ) がおよそ  $d$  だけ離れた断面までテンションシフトにより一定に分布し、付着応力度は 0 となるため、有効付着長さは ( $l_d - d$ ) となる。

$$\tau_a \psi (l_d - d) = T (= a \sigma_t)$$

$$\therefore \tau_a = \frac{a \sigma_t}{\psi (l_d - d)} = \frac{\sigma_t d_b}{4(l_d - d)}$$

ここに、

$\tau_a$  : 平均付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\psi = \pi d_b$  : 鉄筋周長 (mm)

$a = \frac{\pi d_b^2}{4}$  : 鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$d_b$  : 鉄筋径 (mm)

$d$  : 有効せい (mm)

$l_d$  : 付着長さ (mm)

$\sigma_t$  : 鉄筋存在応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

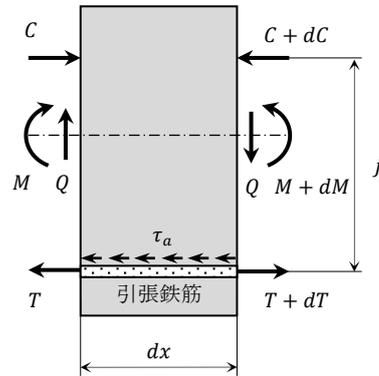


図 5.7.1 曲げ付着応力度

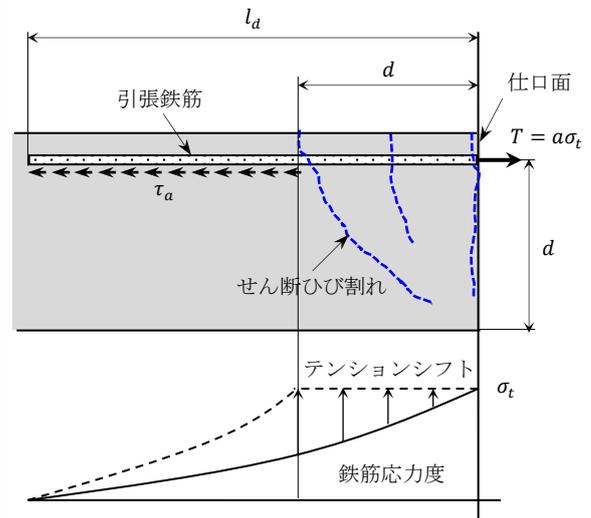


図 5.7.2 平均付着応力度

b. 付着検定

- (1) 曲げ材の引張鉄筋ではスパン内において付着応力度の算定を行い、長期荷重に対する**使用性確保**、短期荷重に対する**損傷制御性確保**、大地震動に対する**安全性確保**のための検討を行う。
- (2) 付着検定断面は、スパン内で最大曲げモーメントとなる断面（梁端、スパン中央）、カットオフ筋が計算上不要となる断面とする。  
 \*  $l'$  : カットオフ筋が計算上不要となる長さ
- (3) **カットオフ筋**の付着長さ ( $l_d$ ) は、付着検定断面（仕口面）から鉄筋端までの長さとする。
- (4) **通し筋**の付着長さ ( $L'$ ) は、(a) 一端が曲げ降伏で他端が弾性の部材では  $L' = L$ 、(b) 両端が曲げ降伏する部材では  $L' = 0.5(L + d)$  とする。なお、 $L$  : 内法スパン長さで、付着検定断面において通し筋とカットオフ筋の両方がある場合は  $L$  を  $(L - l')$  とする。なお、(a) の場合は、長期荷重および短期荷重（損傷制御性）に対する検討、(b) の場合は、大地震動に対する安全性確保のための検討に用いる。

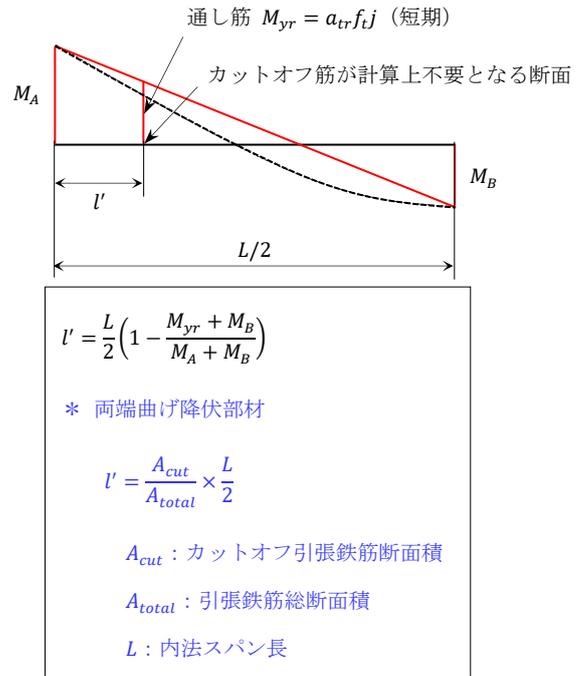


図 5.7.3 カットオフ筋が計算上不要となる位置

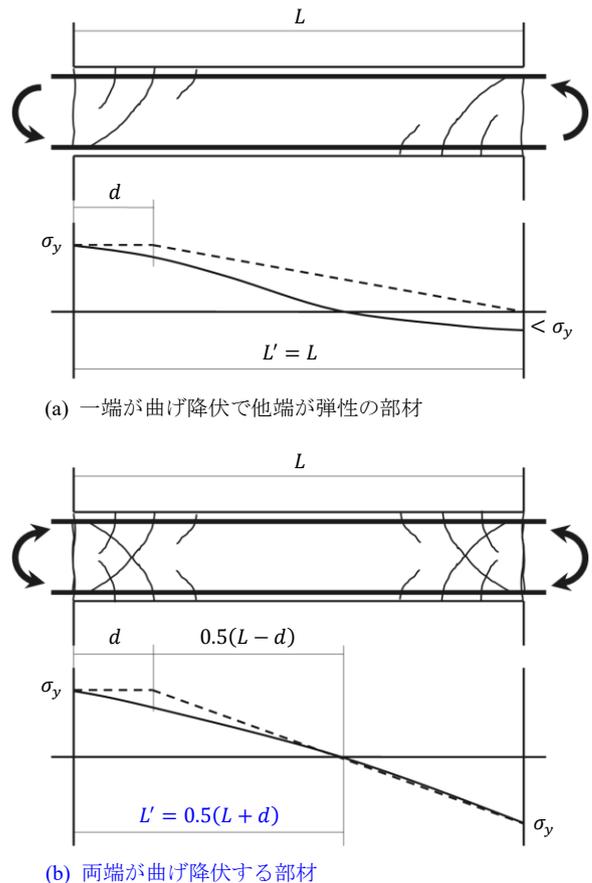


図 5.7.4 通し筋の付着長さ

c. 長期荷重に対する使用性確保

$$\tau_{a1} = \frac{Q_L}{(\sum \psi)j} \leq l f_a \quad \dots (1)$$

$$\tau_{a2} = \frac{l \sigma_t d_b}{4(l_d - d)} \leq 0.8 l f_a \quad \dots (2)$$

- \* 平均付着応力度の場合、有効付着長さが比較的長くなり、平均付着強度を低く評価すべきことから、許容付着応力度を0.8倍した数値を採用している。

ここに、

$\tau_{a1}$  : 引張鉄筋の曲げ付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sum \psi$  : 引張鉄筋の周長和 (mm)

$j$  : 応力中心距離 ( $= \frac{7}{8}d$ ) (mm)

$Q_L$  : 長期荷重時せん断力 (N)

$l f_a$  : 長期許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{a2}$  : 引張鉄筋の平均付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$d_b$  : 主筋径 (mm)

$l \sigma_t$  : 長期荷重時の鉄筋存在応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$* \quad M_L = a_{tL} \sigma_t j \quad \therefore \quad l \sigma_t = \frac{M_L}{a_{tj}}$$

なお、図 5.7.5 に示すように、梁端上端は式(1)により、中央下端については、長期仕様によるカットオフ長さを( $l_d \geq \frac{l}{4} + d$ )とした上で、式(2)により付着検定を行う。なお、せん断ひび割れを生じない場合、テンションシフトを考慮せず、 $l_d - d$ の代わりに $l_d$ を用いて算定してよい。

d. 短期荷重に対する損傷制御性確保

$$\tau_{a1} = \frac{Q_L + Q_E}{(\sum \psi)j} \leq s f_a$$

$$\tau_{a2} = \frac{s \sigma_t d_b}{4(l_d - d)} \leq 0.8 s f_a$$

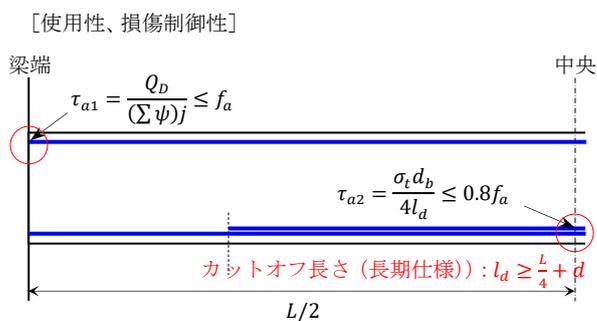
ここに、

$Q_E$  : 水平荷重時せん断力 (N)

$s f_a$  : 短期許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$s \sigma_t$  : 短期荷重時の鉄筋存在応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$* \quad M_S = a_{tS} \sigma_t j \quad \therefore \quad s \sigma_t = \frac{M_S}{a_{tj}}$$



[使用性、損傷制御性]

- \* 中央下端の通し筋の付着検定が必要ないのは、中央下端の主筋本数が長期で決まる場合がほとんどであり、長期荷重による曲げモーメント分布が梁端負曲げ、中央正曲げのため、通し筋が左右に滑ることはないと考えてよいからである

図 5.7.5 使用性、損傷制御性確保のための付着検定

e. 大地震動に対する安全性確保

(1) 通し筋に対する付着検定

$$\tau_D = \frac{\sigma_y d_b}{4(L' - d)} \leq K f_b$$

ここに、

$\tau_D$  : 安全性検討用の平均付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

\* 2 段目以降の鉄筋は、0.75 を乗じる

$\sigma_y$  : 鉄筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$K$  : 鉄筋配置と横補強筋による修正係数 (後述)

$f_b$  : 付着割裂の基準となる強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$L'$  : 通し筋の付着長さ (mm)

$L$  : 内法スパン長さ (mm)

\* 仕口面において通し筋のみの場合、 $L' = 0.5(L + d)$

通し筋とカットオフ筋の両方がある場合、

$$L' = 0.5(L - l' + d)$$

$l'$  : カットオフ筋が計算上不要となる長さ (mm)

\* 両端曲げ降伏部材の場合、

$$l' = \frac{A_{cut}}{A_{total}} \times \frac{L}{2}$$

ここに、

$A_{cut}$  : カットオフされる引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{total}$  : 引張鉄筋の総断面積 (mm<sup>2</sup>)

(2) カットオフ筋に対する付着検定

$$\tau_D = \frac{\sigma_y d_b}{4(l_d - d)} \leq K f_b$$

ここに、

$\tau_D$  : 安全性検討用の平均付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$l_d$  : 鉄筋の付着長さ (mm)

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

ここに、

$C$  : 付着検定断面位置における鉄筋間のあき、または最小かぶり厚さの3倍のうちの小さいほうの数値で、 $5d_b$ 以下とする。

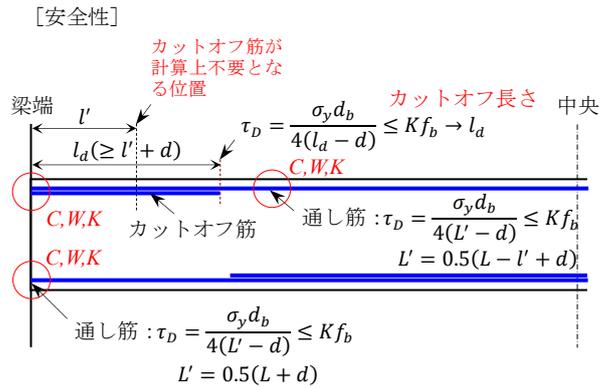
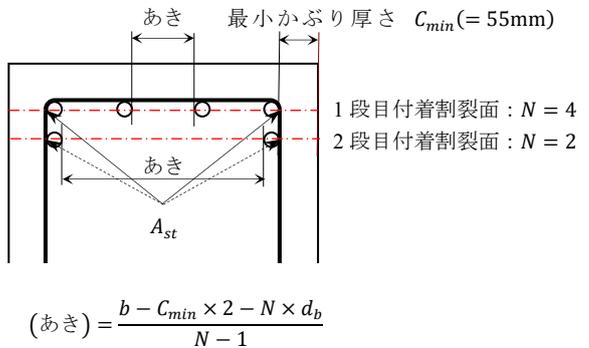


図 5.7.6 安全性確保のための付着検定



$$C = \frac{b - N d_b}{N} \leq \min(3C_{min}, 5d_b)$$

図 5.7.7 C, W の算定

$W$  : 付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで、次式による。

$$W = 80 \frac{A_{st}}{sN} \leq 2.5d_b$$

ここに、

$A_{st}$  : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面を横切る  
1組の横補強筋全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$s$  : 1組の横補強筋の間隔 (mm)

$N$  : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面における鉄筋本数

以下の**構造規定**が計算結果よりも優先される。

- ① カットオフ筋は、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 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配する。
- ③ 柱および梁（基礎梁を除く）の出隅部分においては、原則として鉄筋の末端に標準フックを設ける。

## 5. 8 柱梁接合部

旧基準では、柱梁接合部の構造計算は省略されていたが、近年、コンクリートおよび鉄筋が高強度化し、接合部パネルゾーンが小さくなったために、接合部のせん断設計が要求されている。また、柱梁接合部の場合、長期荷重時のせん断力は小さく、水平荷重時のせん断力が支配的であるために、短期荷重時のみを検討すればよい。すなわち、

$$\boxed{\text{短期許容せん断力}} \geq \boxed{\text{短期設計用せん断力}}$$

### a. 短期許容せん断力 ( $Q_{Aj}$ )

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

ここに、

$\kappa_A$  : 接合部の形状による係数

$\kappa_A$	接合部の形状
10	十字形接合部
7	T形接合部
5	ト形接合部
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 (N/mm<sup>2</sup>)

$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$  : 接合部の有効幅 (mm)

ここに、

$b_b$  : 梁幅 (mm)

$$b_{ai} = \min \left[ \frac{b_i}{2}, \frac{D}{4} \right] \text{ (mm)}$$

$b_i$  : 梁両側面から柱側面までの長さ (mm)

$D$  : 柱せい (mm)

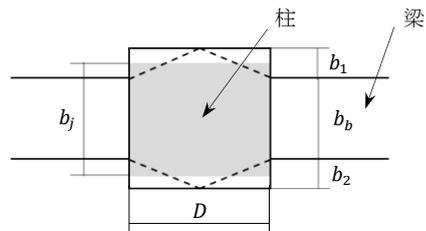
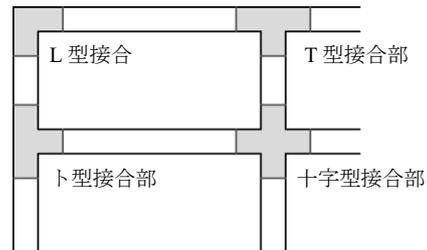


図 5.8.1 柱梁接合部および接合部の有効幅

b. 短期設計用せん断力 ( $Q_{Dj}$ )

$$Q_j = T + C' - Q_c = T + T' - Q_c = \sum \frac{M_b}{j} - Q_c$$

ここで、階高： $H$ 、スパン長さ： $L$ の均等ラーメンを仮定すると、

$$\frac{H}{2} Q_c = \frac{1}{2} \sum M_b' \quad \therefore Q_c = \sum \frac{M_b}{H(1-D/L)}$$

$$\therefore Q_j = \sum \frac{M_b}{j} - Q_c = \sum \frac{M_b}{j} \left\{ 1 - \frac{j}{H(1-D/L)} \right\}$$

ここで、 $\xi = \frac{j}{H(1-D/L)}$ とおくと

$$Q_j = \sum \frac{M_b}{j} (1 - \xi) \Rightarrow Q_{Dj1} = \sum \frac{M_y}{j} (1 - \xi)$$

また、

$$Q_c = \sum \frac{M_b}{j} \xi$$

$$Q_j = \frac{1}{\xi} Q_c - Q_c = Q_c \frac{1 - \xi}{\xi} \Rightarrow Q_{Dj2} = Q_D \frac{1 - \xi}{\xi}$$

したがって、

$$Q_{Dj} = \min[Q_{Dj1}, Q_{Dj2}]$$

ここに、

$\Sigma(M_y/j)$ : 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。なお、外端の梁では、上端引張とする。

$Q_D$ : 柱の短期設計用せん断力、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 (T形、L形) では接合部直下の柱の値とする。

$j$ : 梁の応力中心距離、 $\xi$ の計算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、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、外端の接合部 (ト形、L形) 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。

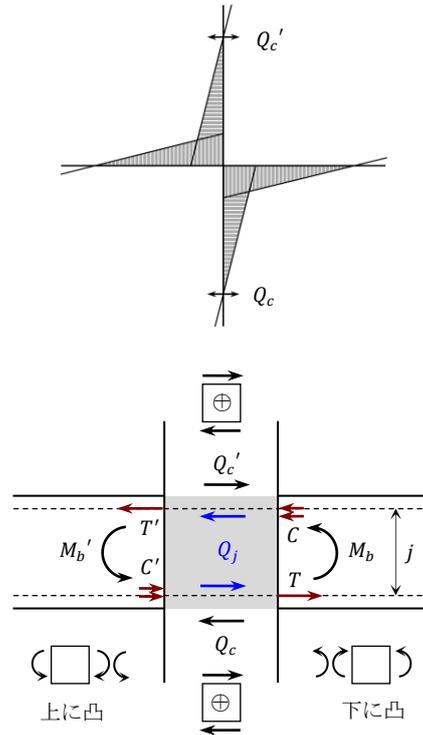


図 5.8.2 柱梁接合部のせん断力

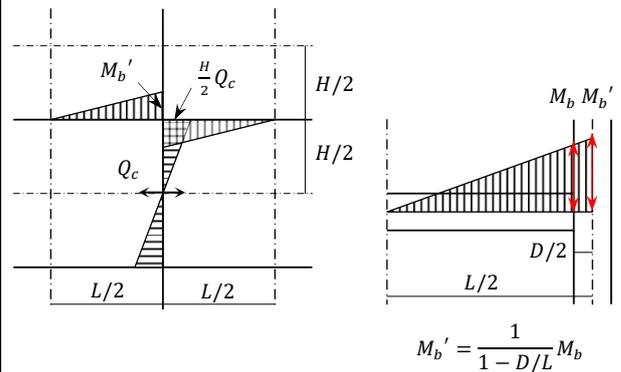


図 5.8.3 梁端の曲げモーメント

### c. 柱梁接合部内の帯筋

※ 接合部内の帯筋は柱の帯筋とは異なり、せん断補強筋として接合部のせん断強度を上昇させる効果はほとんどない。

※ 接合部内の帯筋の役割は、主として接合部コアコンクリートを拘束する横補強筋として考える。

さらに、以下の構造規定を満足させる必要がある。

- ① 帯筋は、 $\phi 9$ 、D10以上を用いる。
- ② 帯筋比は、0.2%以上とする。
- ③ 帯筋間隔は、150mm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。

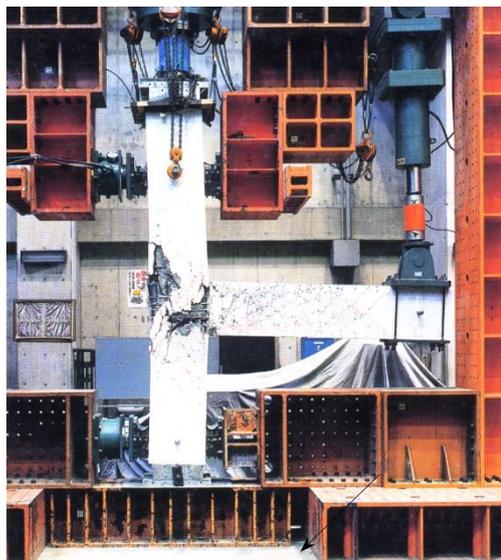


図 5.8.4 柱梁接合部の破壊状況

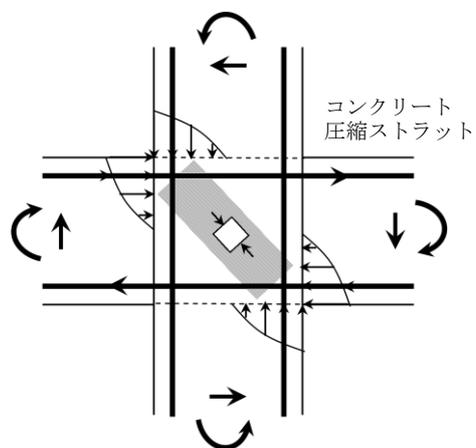


図 5.8.5 柱梁接合部周辺の応力状態

応力の増大とともに斜めせん断ひび割れが発生し、斜めひび割れに平行なストラット内に圧縮力が流れる。このとき、接合部横補強筋はトラス機構の形成に役立ち、せん断抵抗要素として機能する。しかし、梁降伏先行を実現させる場合には、地震力による繰返し荷重によって梁主筋に沿った付着劣化が避けられないので、パネル内の斜めストラットに圧縮力が集中することになる。規準では、接合部内のせん断伝達機構としてこの斜め圧縮ストラットが主であると考え、横補強筋の効果を見逃している。ただし、横補強筋による接合部コアコンクリートの拘束作用によって、コンファインド効果による圧縮強度の増大に伴うせん断終局強度の増加に間接的に寄与する。