

3. 耐震設計に用いる鉄筋コンクリート部材の耐力と変形性能

3. 1 はじめに

鉄筋コンクリート部材の耐震設計を行う場合、一般には、曲げ耐力、せん断耐力、変形性能（靱性率）が重要となる。これらの設計法について、海外と我が国を比較した場合、曲げ耐力に関しては、それほど大きな違いはないが、せん断耐力及び変形性能については、大きな相違が見受けられる。ここでは、主に、せん断耐力と変形性能の求め方について、日米の比較を行ってみた。アメリカの設計法については、テキスト I（橋梁の耐震設計と耐震補強）から抜粋し、我が国の設計法については、土木学会コンクリート標準示方書ならびに平成 8 年版道路橋示方書 V 耐震設計編をとりあげた。

3. 2 RC 部材のせん断耐力の求め方

3. 2. 1 ASCE-ACI426 のせん断耐力算出方法

コンクリート部材のせん断耐力に関する ASCE-ACI 合同の 426 委員会は、累加モデルに基づく設計式を次のように提案している。

$$V_d = \phi_s (V_c + V_s) \quad (3.1)$$

ここで、 V_d は設計せん断耐力、 V_c と V_s はせん断抵抗メカニズムにおけるそれぞれコンクリート及びせん断補強鉄筋の分担力、 ϕ_s はせん断耐力低減係数である。ASCE-ACI の設計式は ACI-318 に全面的に採用されているわけではないが、塑性ヒンジにおける耐力低減係数を大きめに修正している。本設計式はニュージーランドのコンクリート示方書に採用されており、安全側の設計耐力を与える式として広く知られている。

1) コンクリート分担力

せん断抵抗機構のうちコンクリートによって負担されるせん断力は、平均せん断応力 v_c から、次式のように表される。

$$V_c = v_c A_e \quad (3.2)$$

$$A_e = b_w d \leq 0.8 b_w h \quad (3.3)$$

ここで、 A_e は有効せん断面積であり、 b_w は長方形断面のウェブ幅、 d は有効高、 h は部材断面高である。ASCE-ACI426 委員会によれば、直径 D の円形断面柱の場合には $A_e = 0.8D^2$ となるが、これは総断面積を超えるので、 $A_e = 0.8A_{g, gross} = 0.628D^2$ とするのがよい。

平均公称せん断応力は、以下のようになる。

$$v_b = (0.066 + 10\rho_t) \sqrt{f'_c} \leq 0.2 \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}) \quad (3.4)$$

ここで $\rho_t = A_s / b_w d$ は引張鉄筋比で、柱では $0.5\rho_t$ とする。

軸力が存在する場合には次のように v_c を修正する。

$$v_c = \begin{cases} v_b \left(1 + \frac{3P}{f'_c A_g} \right) & (\text{軸圧縮力が作用する場合}) \\ v_b \left(1 + \frac{P}{500A_g} \right) & (\text{軸引張力が作用する場合}) \end{cases} \quad (3.5)$$

ここで引張の場合には、 P を負とする。

ニュージーランドのコンクリート示方書では、塑性ヒンジにおけるコンクリートの平均公

せん断応力度を次のように低減している。

$$v_c = \begin{cases} 0 & (P \leq 0.1f'_c A_g \text{ の場合}) \\ 4v_b \sqrt{\frac{P}{f'_c A_g}} - 0.1 & (P \geq 0.1f'_c A_g \text{ の場合}) \end{cases} \quad (3.6)$$

2) 横方向鉄筋の分担力 (トラス機構)

横方向鉄筋により分担されるせん断耐力は、以下の式によって表される。

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s} \quad (3.7)$$

ここで、 A_v はせん断力の作用方向にある 1 層の横方向鉄筋の全断面積、 s はスターラップや帯鉄筋の部材軸に沿う配置間隔、 d は有効高であり、断面の周囲に軸方向鉄筋が配置されている橋脚では $0.8h$ で与えられる。

一方、柱部材を対象にして近年開発された方法によると、せん断耐力は次式で与えられる。

$$V_d = V_c + V_s + V_p \quad (3.8)$$

ここで、コンクリートの負担するせん断耐力は、

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e \quad (3.9)$$

また、 $A_e = 0.8A_{gross}$ であり、 k は塑性ヒンジ区間においては部材の変位じん性率 μ に依存し、図 3.1 に示すように $\mu \leq 2$ では $k = 0.29$ であり、じん性率が増加するとともに減少し $\mu \geq 8$ では $k = 0.05$ とする。したがって、じん性率が小さい領域では、コンクリートの負担するせん断力 V_c を ASCE-ACI 426 あるいは ACI 318-89 で許容される以上に相当増加させていることになる。二方向に地震力を受ける柱部材では、一軸方向に地震力を受けるよりも k は早めに低減し始める。塑性ヒンジ以外の領域では、 k は初期値のまま一定にすればよい。

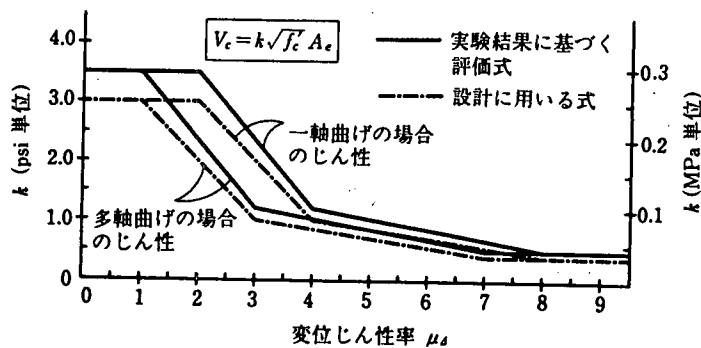


図-3.1 部材の変位靱性率とコンクリートの負担するせん断耐力の関係

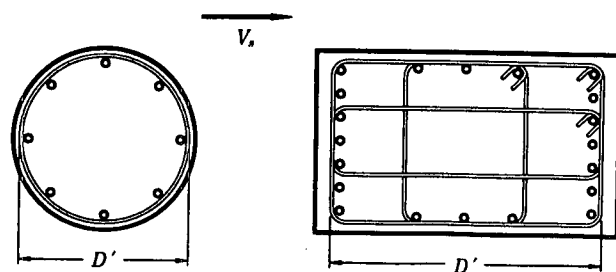
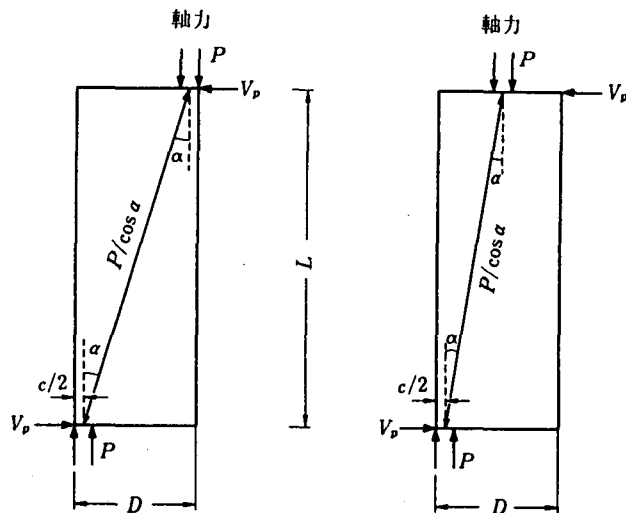


図-3.2 トラスメカニズムによるせん断耐力を求める際に用いる D' の定義



(a) 部材上下端に逆方向モーメントが作用する場合 (b) 片持梁の場合

図-3.3 柱のせん断耐力に対する軸力の寄与

トラス機構によるせん断耐力は、円形断面柱では、

$$V_s = \frac{\pi A_n f_{yh} D'}{2s} \cot \theta \quad (3.10a)$$

矩形断面の柱では、

$$V_s = \frac{A_v f_y D'}{s} \cot \theta \quad (3.10b)$$

ここで、 D' はコンクリートコアの大きさであり、円形断面、矩形断面いずれの場合にも図3.2に示すように外周に沿って配置した帯鉄筋の中心間隔である。式(3.10)において、曲げせん断ひび割れと部材軸のなす角 θ は $\theta = 30$ 度とすればよい。

軸圧縮力によるせん断耐力の増加は、図3.3に示すようにコンクリートの斜め圧縮ストラットによりもたらされるもので、軸圧縮力が作用しない場合のせん断耐力とは独立に次式によって与えられる。

$$V_p = 0.85P \tan \alpha \quad (3.11)$$

3) せん断応力の上限

コンクリートに作用する斜め圧縮応力が大きくなり過ぎるのを避けるため、せん断応力度 V_p / A_c は $0.2f'_c$ を超えてはならない。

3. 2. 2 日本におけるせん断耐力の求め方

1) 土木学会コンクリート標準示方書

設計せん断耐力 V_{yd} はコンクリートの負担する V_{cd} とせん断補強鉄筋の負担する V_{sd} との和で表される。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (3.12)$$

$$V_{cd} = \beta d \cdot \beta p \cdot \beta n \cdot f'_{vcd} \cdot b_w \cdot d \cdot l \gamma_b \quad (3.13)$$

ここに、 $f'_{vcd} : 0.2 \cdot (f'_{ck} / \gamma_m)^{1/3}$ (単位: N/mm^2)

$f'_{ck} :$ コンクリートの設計圧縮強度 (単位: N/mm^2)

$\beta d : (1/d)^{1/4} \leq 1.5$ (d の単位: m)

$\beta p : (100 p_w)^{1/3} \leq 1.5$

$\beta n : 1 + M_0 / Md \leq 2.0$

$Md :$ 設計曲げモーメント

- M_0 : 設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント
 b_w : 腹部の幅
 d : 断面の有効高さ
 p_w : 引張側鉄筋の鉄筋比 $A_s/(b_w \cdot d)$
 A_s : 引張側鋼材の断面積
 γ_b : 1.3
 γ_m : 1.3

$$V_{sd} = A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) \cdot z/s_s \times (1/\gamma_b) \quad (3.14)$$

- ここに、
 A_w : 区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
 f_{wyd} : せん断補強鉄筋の設計降伏強度
 α_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角
 z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鉄筋図心までの距離
 一般に $d/1.15$
 s_s : せん断補強鉄筋の配置間隔
 γ_b : 1.15

2) 道路橋示方書

せん断耐力 P はコンクリートの負担する S_c とせん断補強鉄筋の負担する S_s との和で表される。

$$P = S_c + S_s \quad (3.15)$$

$$S_c = 1000 c_c \cdot c_e \cdot c_{p_i} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \quad (3.16)$$

- ここに、
 P : せん断耐力 (kN)
 S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)
 τ_c : コンクリートが負担する平均せん断応力度 (N/mm^2) (表-3.1)
 c_c : 荷重の正負交番作用の影響による補正係数で、タイプ1地震動で 0.6、タイプII地震動で 0.8
 c_{p_i} : 橋脚断面の有効高さ d に関する補正係数 (表-3.2)
 c_e : 引張主鉄筋比 p_i に関する補正係数 (表-3.3)
 b : せん断耐力を算定する方向に直角方向の橋脚断面の幅 (m)
 d : せん断耐力を算定する方向に平行な方向の橋脚断面の有効高 (m)
 p_i : 引張主鉄筋比で、中立軸よりも引張り側にある主鉄筋の断面積の総和を $b \cdot d$ で除した値 (%)

$$S_s = A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta) / (10 \times 1.15 a) \quad (3.17)$$

- ここに、
 S_s : 帯鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)
 A_w : 間隔 a および角度 θ で配筋される帯鉄筋の断面積 (mm^2)
 σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏点 (N/mm^2)
 θ : 帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度 (度)
 a : 帯鉄筋の間隔 (m)

表-3.1 コンクリートの負担できる平均せん断応力度 τ_c (N/mm^2)

コンクリートの設計基準強度	21	24	27	30	40
コンクリートの負担できる平均せん断応力度	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41

表-3.2 橋脚断面の有効高 d に関する補正係数 c_c

有効高(m)	1以下	3	5	10以上
c_c	1.0	0.7	0.6	0.5

表-3.3 引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数 c_{pt}

引張主鉄筋比 (%)	0.2	0.3	0.5	1.0以上
c_{pt}	0.9	1.0	1.2	1.5

3.3 横拘束されたコンクリートの応力-ひずみ曲線

鉄筋コンクリート橋脚のような部材では、曲げ圧縮力が作用すると、比較的変形が小さい段階でコンクリートのかぶりが剥がれ、圧縮コンクリートのコアを拘束し、圧縮鉄筋の座屈を防ぐ横拘束鉄筋がないと、部材は破壊に至る。横拘束鉄筋を密に配置すれば、軸方向鉄筋と協力して、コンクリートが横方向に膨張するのを防ぐとともに、コンクリートコアを健全な状態に保ち、圧縮強度を増大させる。さらに重要なことは、破壊に至るまで大きな圧縮ひずみが期待できることである。

1) 横拘束されたコンクリートの応力-ひずみ曲線 (アメリカ)

拘束筋の目的は、図-3.4 に示すように、コンクリートの圧縮強度と終局ひずみを増大させることである。これまでいろいろな拘束コンクリートの応力-ひずみ関係が提案されてきたが、これらの多くはある限られた条件下においてしか適用できない(例えば、円形断面や矩形断面)。近年提案された以下の提案式はどのような断面形状に対しても、またどのような横拘束鉄筋量に対しても適用可能である。図-3.4の記号を用いると、

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x} \quad (3.18)$$

ここに、

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_t}{f'_c}} - \frac{2 f'_t}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (3.19)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (3.20)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (3.21)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.22)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}) \quad (3.23)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (3.24)$$

式(3.18)~式(3.24)において、 f'_{cc} 、 ϵ_{cc} はコンクリートの応力-ひずみ関係において、応力が最大となるときの応力とひずみであり、 f'_t は有効横拘束応力である。 $f'_t = 0$ とすると、

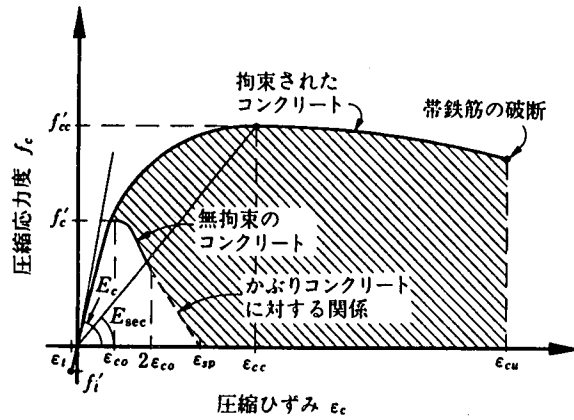


図-3.4 コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係

式(3.18)～式(3.24)は無拘束コンクリートの式となる。

円形断面では有効横拘束応力 f'_i は、平均拘束応力 $f_l = \frac{2f_{yh}A_{sp}}{f_s}$ と、次式の関係がある。

$$f'_i = K_e f_l \quad (3.25)$$

矩形断面では、主方向に異なる横拘束鉄筋比 ρ_x 、 ρ_y (面積比) を用いて、拘束応力は以下のようなになる。

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh} \quad (3.26a)$$

$$f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh} \quad (3.26b)$$

式(3.25)、式(3.26)において、 K_e は拘束有効係数と呼ばれ、有効に拘束されているコアの最小面積 (テキスト I の図-4.2 参照) と帯鉄筋の中心線によって囲まれる公称コアの面積によって定まる。 K_e は円形断面では 0.95、矩形断面では 0.75、矩形の壁断面では 0.6 となる。式(3.26)によって与えられる方向によって、異なった有効拘束応力 f'_{lx} 、 f'_{ly} をもつ矩形断面に対しては、 $f'_{lx} > f'_{ly}$ とするとコンクリートの強度は、図-3.5 の f'_{cc}/f'_c 関係から求められる。

コンクリートの終局圧縮ひずみは、図-3.4 に示したように横拘束鉄筋が破断するときであり、これは、横拘束鉄筋が最大応力 (f_{uh}) まで引張られたときの最大ひずみエネルギー量と、拘束されることによってコンクリートに吸収されるエネルギーの増加量とが等しいとおくことによって求められる。コンクリートに吸収されるエネルギーの増加量は図-3.4 の斜線部によって示されている。終局圧縮ひずみを安全側に評価すると、(3.27)式のようなになる。

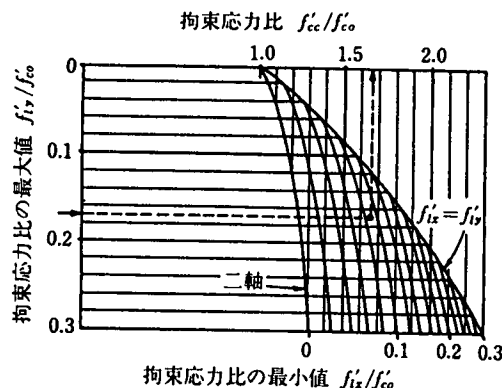


図-3.5 2方向に異なる拘束を与えた矩形断面コンクリートの圧縮応力の増加

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (3.27)$$

ここに、 ϵ_{su} は最大引張応力時の鉄筋のひずみであり、 $\rho_s (= 4A_{sp}/D's)$ は横拘束鉄筋の体積比である。矩形断面の場合には、 $\rho_s = \rho_x + \rho_y$ となる。一般に ϵ_{cu} は 0.012~0.05 となり、拘束されていないコンクリートの4倍~16倍になる。式(3.27)は一軸圧縮下における拘束を考慮したものであり、曲げあるいは曲げと軸圧縮を受ける場合には、断面の終局圧縮ひずみは式(3.27)よりも少なくとも50%程度大きくなる。このように終局圧縮ひずみを低めに評価するのは、要求じん性率を確保する際の不確実性に対して十分な余裕を持たせるためであり、終局ひずみの低減係数と考えることができる。

式(3.27)は軸方向に圧縮されたコンクリートの中央部の特性を表したものであるが、多くの場合には大きな地震力が作用する断面(限界断面)は支持部材(例えば、フーチングや横梁)に隣接しており、支持部材の剛性が限界断面において付加的な拘束を与える。

以上、拘束コンクリートの応力-ひずみモデルについて述べてきたが、これらは、後述する解析の基礎となり、またモーメント-曲率解析に最も重要となる。

2) 道路橋示方書におけるコンクリートの応力-ひずみ曲線

コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、一般に図-3.6 に基づき式(3.28)によって算出する。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\epsilon_c - \epsilon_{cc}) & (\epsilon_{cc} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}) \end{cases} \quad (3.28)$$

$$n = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{E_c \epsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (3.29)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8\alpha\rho_s\sigma_{sy} \quad (3.30)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_s\sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (3.31)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s\sigma_{sy}} \quad (3.32)$$

$$\epsilon_{cu} = \begin{cases} \epsilon_{cc} & (\text{タイプ I の地震動}) \\ \epsilon_{cc} + \frac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプ II の地震動}) \end{cases} \quad (3.33)$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \leq 0.018 \quad (3.34)$$

- ここに、 σ_c : コンクリート応力度(N/mm^2)
 σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度(N/mm^2)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)
 ϵ_c : コンクリートのひずみ
 ϵ_{cc} : 最大圧縮応力時ひずみ
 ϵ_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ
 E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm^2)
 E_{des} : 下降勾配(N/mm^2)
 ρ_s : 横拘束筋の体積比

- A_h : 横拘束筋の断面積 (cm^2)
- s : 横拘束筋の間隔 (cm)
- d : 横拘束筋の有効長(cm)で、帯鉄筋や中間帯鉄筋により分割拘束されるコアコンクリートの辺長のうち最も長い値とする。
- σ_{sy} : 横拘束筋の降伏点(N/mm^2)
- α, β : 断面補正係数で、円形断面の場合には $\alpha = 1.0$, $\beta = 1.0$, 矩形断面および中空円形断面、中空矩形断面では $\alpha = 0.2$, $\beta = 0.4$ とする。
- n : 式 (3.29) で定義される定数

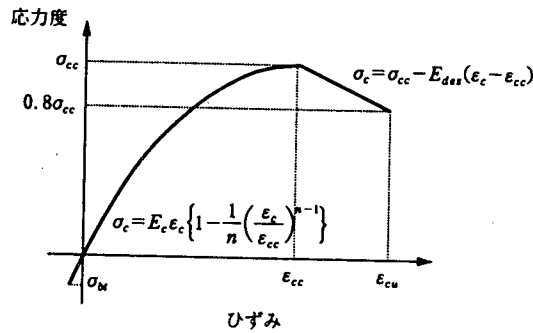


図-3.6 コンクリートの応力-ひずみ曲線

3. 4 RC部材の変形性能の求め方

1) アメリカにおける場合

a) 曲げモーメント-曲率関係の解析

設計曲げ耐力を断面の曲げモーメント-曲率関係より求める。この手法は、設計で考慮しているレベルの塑性回転が生じる時の過強度を推定するために用いられる。曲げモーメント-曲率解析では、最外縁のコンクリートのひずみが 0.004 に達した時か、最外縁の引張鉄筋のひずみが 0.015 に達した時のいずれか早い方を設計曲げ耐力とする。鋼材の応力度-ひずみ関係には、ひずみ硬化を考慮しておく必要がある。米国で用いられている 60 級の鉄筋 ($f_y = 414 \text{ MPa}$) では、特別の実験結果がない場合には、図-3.7 に示すような関係が用いられている。図 3.7 において、ひずみ硬化領域の応力度-ひずみ関係は以下ようになる。

$$f_s = f_{ye} \left[1.5 - 0.5 \left(\frac{0.12 - \epsilon_s}{0.112} \right)^2 \right] \quad (3.35)$$

ここで、 $\epsilon_{sh} = 0.008$ 、 $\epsilon_{su} = 0.12$ としている。

コンクリートの応力度-ひずみ関係は、かぶりコンクリート部とコアコンクリート部とは区別しなければならない。これらの各領域では、許容圧縮強度や許容ひずみが異なるためである。図-3.8(a)に示すように、円形断面橋脚に対する曲げモーメント-曲率関係は、最外縁ひずみが ϵ_c となる状態に対して、軸力と曲げモーメントがつり合うように算出する。軸力のつり合いは、

$$P = \int_{x=(D/2)-c}^{D/2} [b_{c(x)} f_{c(\epsilon_x)} + (b_{(x)} - b_{c(x)}) f_{cu(\epsilon_x)}] dx + \sum_{i=1}^n A_{si} f_s(\epsilon_{xi}) \quad (3.36)$$

ここで、

$$\epsilon_x = \frac{\epsilon_c}{c} (x - 0.5D + c)$$

また、曲げモーメントのつり合いは、

$$M = \int_{x=(D/2)-c}^{D/2} [b_{c(x)} f_{c(\epsilon_x)} + (b_{(x)} - b_{c(x)}) f_{cu(\epsilon_x)}] x dx + \sum_{i=1}^n A_{si} f_s(\epsilon_{xi}) x_i \quad (3.37)$$

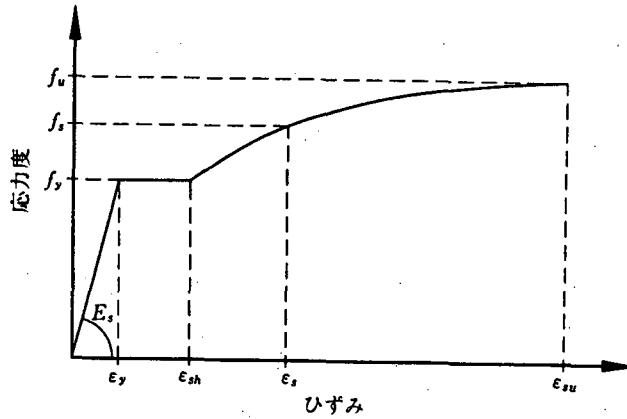


図-3.7 60級鉄筋の引張応力-ひずみ関係

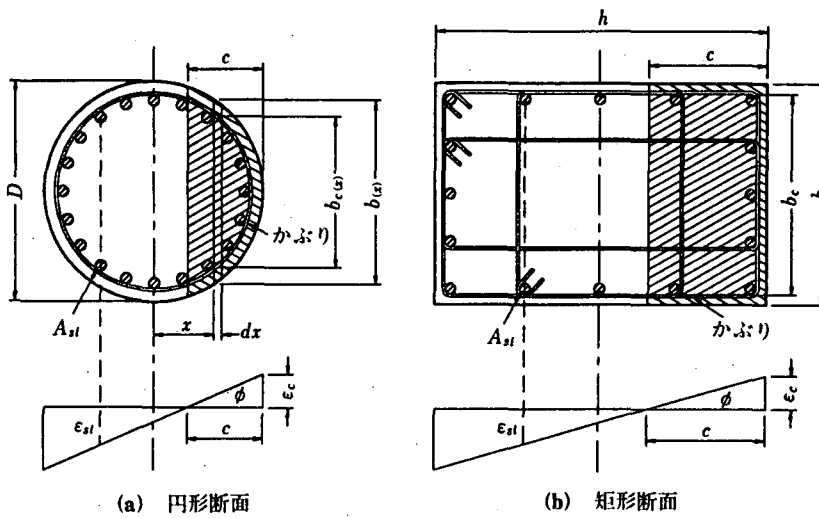


図-3.8 橋脚断面のひずみ分布

ここで、曲率は次式のようになる。

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{c} \quad (3.38)$$

式(3.36)および(3.37)で、 $f_{c(\epsilon)}$ 、 $f_{cu(\epsilon)}$ 、 $f_{s(\epsilon)}$ は、それぞれ拘束コンクリート、非拘束コンクリート、鉄筋の応力度-ひずみ関係であり、 A_{si} は図心軸から x_i の位置にある鉄筋の断面積である。その他の記号の定義については、図-3.8(a)に示している。

軸力 P と最外縁圧縮ひずみを用いて、式(3.36)から、トライアンドエラーにより c の値を求めることができる。 c が求められると、式(3.37)、式(3.38)から曲げモーメント M と曲率 ϕ を計算することができる。曲げモーメント-曲率の関係は、式(3.27)で与えられる終局ひずみまで ϵ_c の値を増加させていくことにより求められる。 $b_{(x)} = b$ 、 $b_{c(x)} = b_c$ を代入し、図-3.8(b)の記号を用いれば、式(3.36)～(3.38)は矩形断面にも適用できる。

曲げモーメント-曲率関係は、簡単な計算機で求めることができる。また、拘束コンクリート、非拘束コンクリート、鉄筋の応力-ひずみ曲線を用いることにより、本手法は耐震設計法の基礎として広く用いられている。

b) 曲げじん性と塑性回転角

① 塑性保有回転角

塑性ヒンジが生じる断面のモーメント-曲率関係を図-3.9に示すようにバイリニアにより近似できる。原点と初降伏点とを結ぶ直線を、上記の方法により求められる設計最大塑性モ

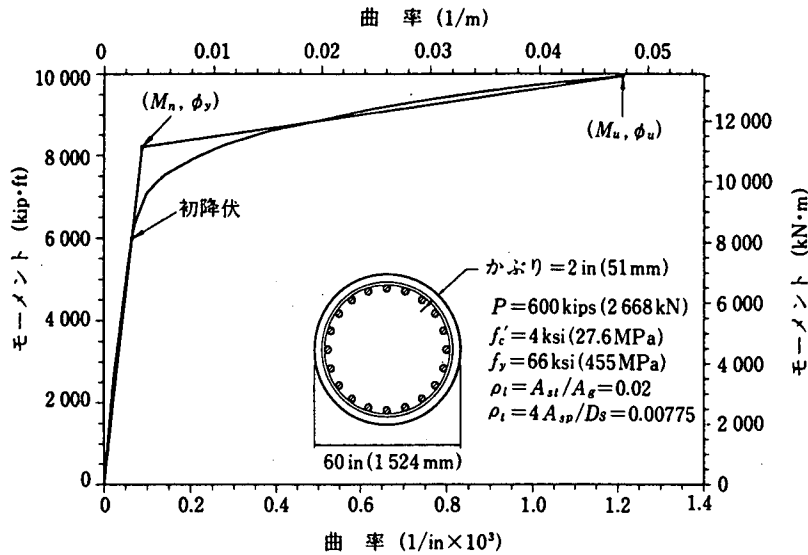


図-3.9 橋脚断面のモーメント-曲率関係

ーメント M_n まで延長して、降伏曲率 ϕ_y を定める。最大塑性曲率 ϕ_u は、限界圧縮ひずみ ϵ_{cu} に対応する終局曲率 ϕ_u と降伏曲率 ϕ_y の差として求められ、以下のように表される。

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y \quad (3.39)$$

塑性曲率は、塑性ヒンジ長 L_p 間で一定であると仮定する。塑性ヒンジ長は、これにより算出される塑性回転角が、実際に構造物に発生する塑性回転角と一致するように定める。

解析や実験によれば、図-3.10 のフーチングのような支持部材に隣接して塑性ヒンジが形成される場合には、塑性ヒンジ長は次のように求められる。

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (\text{MPa}) \quad (3.40)$$

ここで、 L は塑性ヒンジから反曲点までの距離であり、 d_{bl} は主鉄筋径である。式(3.40)の第2項は、橋脚の主鉄筋に生じるひずみが支持部材(この場合にはフーチング)の中まで及ぶこと(ひずみ貫入)によって生じる付加的な回転角を与えている。したがって、塑性回転角は以下のようなになる。

$$\theta_p = L_p \phi_p = L_p (\phi_u - \phi_y) \quad (3.41)$$

限界曲率 ϕ_y と ϕ_u はモーメント-曲率解析を行わなくてもひび割れ断面の等価剛性 I_e を求める設計チャートを用いて求めることができる。

②部材の保有じん性率

断面の保有曲率じん性率は、次のように定義される。

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (3.42)$$

図-3.10 から、近似的に部材の降伏変位 Δ_y は、以下のようなになる。

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3} \quad (3.43)$$

塑性変位 Δ_p には塑性回転角 ϕ_p による寄与分と、降伏モーメント M_n から終局モーメント M_u へ増加することによる付加的な弾性変位(図-3.9 参照)が含まれることから、次式のよ

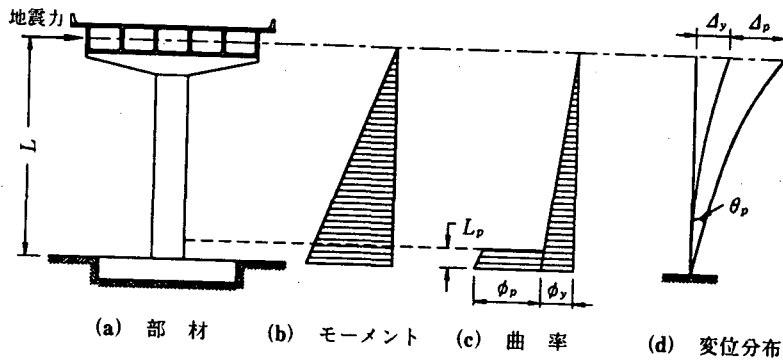


図-3.10 橋脚の変形

うになる。

$$\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_n} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\phi_u - \phi_y) (L - 0.5L_p) \quad (3.44)$$

したがって、部材の変位じん性率 μ_Δ は、以下のようにになる。

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{M_u}{M_n} + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (3.45)$$

2) 日本における場合

a) コンクリート標準示方書

部材じん性率には、さまざまな因子が影響を及ぼすため、構造物あるいは部材に応じて、これらの因子の影響を適切に考慮してこれを評価しなければならない。過去の研究から、 V_{yd}/V_{mu} が 2 以上であれば、曲げ降伏後の交番载荷によっても安定した曲げ破壊となり、軸圧縮応力度 1.0 N/mm^2 、コンクリート強度 $20 \sim 30 \text{ N/mm}^2$ 、鉄筋降伏強度 $300 \sim 400 \text{ N/mm}^2$ の通常の場合では、部材じん性率が 10 程度となることが確かめられている。

すなわち、特別な検討を行わない場合、塑性ヒンジとなる区間においては、式(3.46)を満足するのがよい。

$$V_{yd}/V_{mu} \geq 2 \quad (3.46)$$

ここに、 V_{yd} : 曲げ降伏が想定されている区間の設計せん断耐力 (式(3.12)~(3.14))。
 なお、 V_{cd} 算出に用いる γ_b は 1.3、 V_{sd} 算出に用いる γ_b は 1.15 とする。

V_{mu} : 部材が曲げ耐力 M_u に達するときの部材各断面のせん断力

また、下式は、既往の実験結果をもとに、じん性率に及ぼすせん断補強鉄筋の寄与分とコンクリート断面の寄与分を独立であると考えて作成したもので、 $V_{cd}/V_{mu} \leq 1.4$ 、 $V_{sd}/V_{mu} \leq 1.4$ の範囲で成り立つものである。この式において、部材係数 γ_b を 1.5 とすれば与えられるじん性率は一般に安全側であり、適切なじん性率評価式が得られない場合、この式によって設計じん性率を求めてよい。

$$\mu_d = [\mu_0 + (1 - \mu_0)(\sigma_0/\sigma_b)]/\gamma_b \quad (3.47)$$

$$\text{ここに、} \mu_0 = 12(0.5V_{cd} + V_{sd})/V_{mu} - 3 \quad (3.48)$$

σ_0 : 軸圧縮応力度

σ_b : 釣合破壊時の軸圧縮応力度

ただし、 V_{cd} の算出に用いる γ_b は 1.3、 V_{sd} の算出に用いる γ_b は 1.15 とする。

なお、釣合破壊時の軸圧縮応力度 σ_b とは、鉄筋に発生している引張力の合力位置の鉄筋が降伏ひずみに達すると同時に、コンクリートの縁圧縮ひずみが終局ひずみになるよう

な軸力が作用した場合の断面の平均圧縮応力度をいう。

b) 道路橋示方書におけるじん性評価法

① 許容塑性率の定義

道路橋示方書では、地震時保有水平耐力法により鉄筋コンクリート橋脚に対してじん性を考慮した耐震設計を行う場合には、式(3.49)により定義される「許容塑性率」を求め、地震時に生じる橋脚の変形がこの許容塑性率を超えないように設計することとされている。

$$\mu_a = \begin{cases} 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} & \text{(曲げ破壊型)} \\ 1.0 & \text{(曲げ損傷からせん断破壊移行型)} \\ 1.0 & \text{(せん断破壊型)} \end{cases} \quad (3.49)$$

ここで、

μ_a : 許容塑性率

δ_y 、 δ_u : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位ならびに終局変位

α : 地震動の発生頻度や橋の重要度を考慮して設定される安全係数 (表-3.4)

表-3.4 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数

橋の種別	タイプⅠの地震動に対する 容塑性率の算出に用いる 係数 α	タイプⅡの地震動に対する 容塑性率の算出に用いる 係数 α
B種の橋	3.0	1.5
A種の橋	2.4	1.2

このように、道示では、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚のみに対してじん性を考慮した設計が認められており、曲げ損傷からせん断破壊移行型の場合には許容塑性率が 1.0 とされている。また、他のじん性評価式の中で用いられているじん性率と式(3.49)で与えられる許容塑性率は定義が異なるが、許容塑性率の算定において重要なのは終局変位 δ_u の評価法である。そこで、ここでは、道示に示されている曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚を対象とした終局変位の評価法について紹介することにする。

② 解析方法

道示では、塑性ヒンジ領域での曲げモーメント-曲率関係に基づいた終局変位の算出方法が用いられている。すなわち、帯鉄筋による拘束効果を考慮したコンクリートの応力度-ひずみ曲線を適用して、各断面の軸力と曲げモーメントのつり合い条件から初降伏時の曲げモーメント M_{ya} と曲率 ϕ_{yo} 、ならびに終局時の曲げモーメント M_u と曲率 ϕ_u の関係を解析し、これを断面高さ方向に積分することにより変位量が算出されている。この手法では、塑性ヒンジが生じる断面位置を考慮して合理的に終局変位が評価できるため、単柱形式の橋脚だけでなく不静定のラーメン橋脚等にも適用できるというメリットも有しており、様々な構造形式のある道路橋への適用という観点からは、本手法が有効と考えられている。

③ コンクリートの応力度-ひずみ曲線と終局ひずみ

コンクリートの応力度-ひずみ曲線モデルとしては、図-3.6 に示される帯鉄筋による拘束効果を考慮したモデルが適用されている。平成2年版道路橋示方書で規定されていたコンクリートの応力度-ひずみ関係式では、帯鉄筋量によらず終局ひずみが 0.0035 で一定値とし

て終局変位が解析されていたが、横拘束効果を見込んだ新しいコンクリートの応力度-ひずみ関係式が導入されている。

ここで、終局ひずみ ϵ_{cu} は、地震動により橋脚の応答の繰り返し特性を考慮するため、道示に規定されるタイプⅠの地震動に対する設計とタイプⅡの地震動に対する設計とでそれぞれ異なる2通りの値が定義されており、式(3.50)で与えられている。

$$\epsilon_{cu} = \begin{cases} \epsilon_{cc} & (\text{タイプⅠの地震動}) \\ \epsilon_{cc} + 0.2\sigma_{cc}/E_{des} & (\text{タイプⅡの地震動}) \end{cases} \quad (3.50)$$

ここに、 σ_{cc} ：拘束コンクリートの最大圧縮応力

ϵ_{cc} ：最大圧縮応力時のひずみ

E_{des} ：下降勾配

④ ひずみ分布の設定

初降伏時並びにタイプⅠとタイプⅡそれぞれの地震動に対する終局時の曲率は、断面内のひずみ分布を図-3.11のように設定して解析することとされている。ここで、終局ひずみはコンクリート断面の最外縁位置に与えて計算することが多いが、本来、終局ひずみは帯鉄筋で拘束された断面に対して定義されたものであることから、拘束断面の最外縁位置に与えられたものである。さらに、終局時には、かぶりコンクリート部では圧縮応力を負担しないものとされている。これは、鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計で想定している終局時には、荷重の正負交番繰り返し載荷によりかぶりコンクリートが剥落するような損傷が生じており、圧縮応力に対してはもはや抵抗できないことを解析モデルに反映させたものである。

⑤ 終局変位の算出

終局変位は、断面基部で発生する塑性ヒンジを考慮して、式(3.51)により算出されている。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(H - L_p/2) \quad (3.51)$$

ここに、 L_p ：等価塑性ヒンジ長で、下式により求められる。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (3.52)$$

ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$

D：断面高さ

h：橋脚基部から上部構造慣性力の作用位置までの距離

ϕ_y ：断面の降伏曲率で、 $\phi_y = (M_u / M_{yo})\phi_{yo}$

ϕ_u ：断面の終局曲率

平成2年道路橋示方書では、ひびわれ時、初降伏時、終局時の3点を直線補完した曲率分布を高さ方向に数値積分して終局変位が求められていた。しかしながら、終局時に形成される塑性ヒンジは面的に生じるのではなくある高さをもっていることを考慮し、図-3.12に示すように、塑性ヒンジの区間では塑性曲率が一定値を示すものと仮定して終局変位が算出されている。

塑性ヒンジ長に関しては、橋脚の高さ、断面寸法、軸方向鉄筋径、帯鉄筋間隔等によって変化することが知られている。しかしながら、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対する塑性ヒンジ長に関する実験的な研究結果から、塑性ヒンジ長は、概ね断面寸法の0.5倍に近似するという結果も得られている。そこで、道示では、米国での研究成果等も参考にした上で、塑性ヒンジ長を式(3.52)により算出するものとしている(図-3.12参照)。すなわち、せん断支間比が3以上の橋脚では、塑性ヒンジ長を0.5D(D：断面寸法)と設定されている。なお、せん断支間比が小さくなると、せん断変形が卓越してくるため、一般に曲げ変形に起

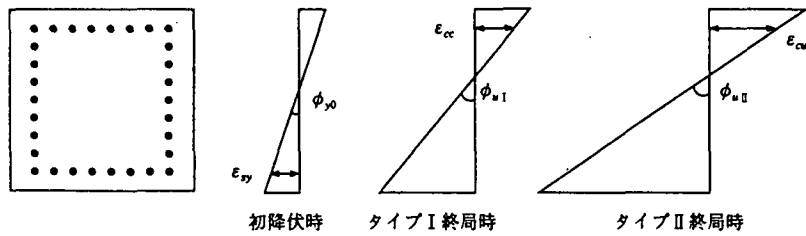


図-3.11 初降伏時と終局時におけるひずみ分布の設定

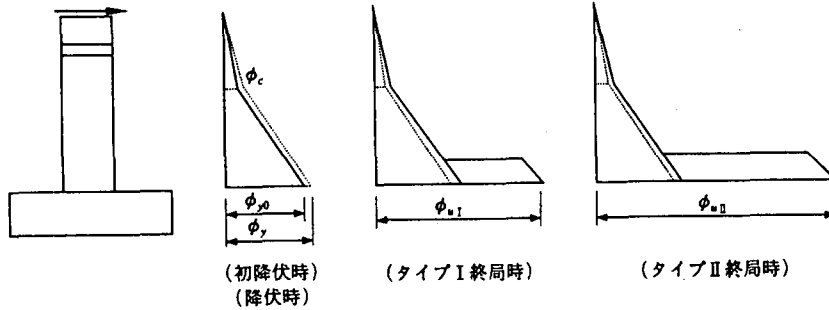


図-3.12 曲率の高さ方向分布

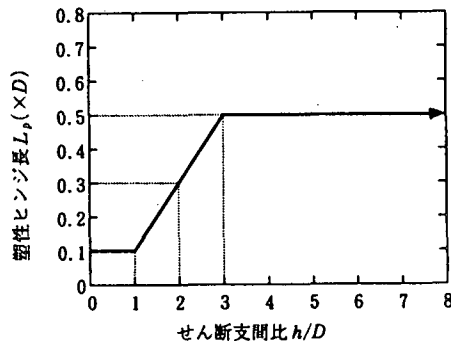


図-3.13 せん断支間比と塑性ヒンジ長の関係

因する変位が小さくなるため、このような条件下においては、塑性曲率分布が計測されたデータがまだ十分でないことから、Priestley らの研究結果を踏まえ、せん断支間比が3未満の橋脚に対しては、塑性ヒンジ長を $0.5D$ から低減させて適用している。

参考文献

- [1]M.J.N.Priestley, F.Seible and G.M.Cavi(川島一彦監訳)：橋梁の耐震設計と耐震補強、技報堂出版、1998年
- [2]コンクリート標準示方書（平成8年制定）・設計編・耐震設計編、土木学会、1996年
- [3]道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、(社)日本道路協会、1996年
- [4]兵庫県南部地震に関する耐震技術特別研究委員会報告書、日本コンクリート工学協会、1997年
- [5]塑性域の繰り返し劣化性状に関するシンポジウム委員会報告集、日本コンクリート工学協会、1998年