

単純支持された RC ディープビームの終局耐力算定式に関する研究

A THEORETICAL STUDY ON ULTIMATE STRENGTH OF
SIMPLY-SUPPORTED REINFORCED CONCRETE DEEP BEAMS

元 大淵*、日野伸一**、太田俊昭***

Dae-yon WON, Shin-ichi HINO and Toshiaki OHTA

*工修 九州大学大学院 工学研究科博士後期課程 (〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

**工博 九州大学助教授 工学部建設都市工学科 (〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

***工博 九州大学教授 工学部建設都市工学科 (〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

The design of reinforced concrete deep beams is a topic which recurs in practice, particularly in the design of tall buildings, foundations and offshore structures. But, no accurate theory still exists for predicting ultimate shear strength of deep reinforced concrete beams, because of the greater number of parameters affecting beam strength.

In this paper, validities of code provisions for deep beams which are used currently in some countries are discussed, and the theoretical equations based on the theory of plasticity are presented to predict ultimate strength of reinforced concrete deep beams with simply-supported conditions. The accuracy of these equations are verified by comparison of the calculated results with experimental testing published by others.

Key Words: R. C. deep beams, shear strength, flexural strength, plastic theory

1. まえがき

鉄筋コンクリート(RC)ディープビームの設計は、高層ビルのパネル構造物、基礎構造物、最近では海洋構造物のディープグリッド壁体構造物などの設計時にしばしば必要とされている。ディープビームは、スパンと高さの比(L/h)、せん断スパンと有効高さの比(a_v/d)、コンクリートの圧縮強度、鉄筋の配置形状および量、支持条件、荷重の載荷位置などによって破壊挙動が変化する極めて複雑な構造的挙動を示す部材であるが、ディープビームを対象とした実物規模の実験研究^{1)、2)}ならびに設計指針の提案は通常のはり部材に比べて比較的最近のことである。したがって、現在、多くの国の設計示方書³⁾又は設計規準^{4)、5)}では、実験結果に基づく経験的な設計式が、安全側の結果がでるように設定され

ている。また、各国の設計規定では、ディープビームの適用範囲、引張主鉄筋およびせん断補強鉄筋などの設計に対してそれぞれ異なる規定が設定されている。その主な理由は、それらの示方書の規定が実験に基づく経験式であること、すなわち実験に用いた供試体の幾何学的な条件の差異に起因しているためと考えられる。

そこで、本研究では、先ず単純支持された RC ディープビームに対する各国の示方書の規定を分析し、これらの規定の妥当性について検討する。次に、塑性理論に基づいて RC ディープビームのせん断($L/h < 2.0$ の場合)および曲げ($L/h < 3.0$ の場合)に対する終局耐力の合理的な算定式を誘導する。さらに、本提案式による算定結果と既往の研究による実験結果との比較検討を行い、本提案式の妥当性を検証する。

2. 各国の示方書規定に対する考察

2-1 土木学会コンクリート標準示方書³⁾

わが国のコンクリート標準示方書では、スパンとはりの高さの比が次の値以下のはりをディープビームとして取り扱っている。

単純ばり : $L/h < 2.0$

2 スパン連続ばり : $L/h < 2.5$

3 スパン以上の連続ばり : $L/h < 3.0$

現行のコンクリート標準示方書の設計式は基本的に二羽らの研究^{6)、7)、8)}による。二羽らはディープビーム的な部材のせん断破壊時の基本メカニズムがタイドアーチ的な耐荷機構を形成すると仮定し、このような部材のせん断破壊はコンクリートの圧壊型の破壊が卓越することに重点を置いている。二羽のせん断強度算定式は、タイドアーチのアーチリブ部分の鉛直方向の圧縮応力の広がりと大きさを数値解析的に把握して、タイドアーチモデルに組み込んだものである。この式の特徴は、コンクリートの強度、引張鉄筋比、せん断スパン比のほかに、支承部における支圧板の部材軸方向の長さ r が取り入れられている点である。これは、 r によってアーチリブ部分のコンクリートの応力分布幅が変化するという数値解析結果が考慮されたものである。

しかしながら、示方書においては、引張鉄筋比や寸法効果の影響に対してはさらに検討を要するところであること、実構造物での支持条件が実験と必ずしも一致しない場合があること、他の示方書算定式との整合性を考慮するなどの理由で、安全側の評価や簡略化のなされたディープビームのせん断強度式が採用されており、また、

せん断補強鉄筋の効果については十分に解明されていないとして無視している。なお、同示方書では、タイドアーチのタイに相当する引張鉄筋量は通常のはり理論で計算し、断面の引張縁から $0.2h$ 以内に配置するように規定している。

図-1に示すようなタイドアーチ的な耐荷メカニズムが形成される場合、構造物の破壊は引張主鉄筋の降伏による破壊、引張主鉄筋定着部の破壊、または、アーチリブ部分のコンクリートの圧壊によって生じる。このようなタイドアーチ的な耐荷メカニズムが形成される時の引張主鉄筋の配置は断面の引張縁に集中させるのが最も効果的であり、また、ストラットの破壊はコンクリートの圧壊によることからせん断補強鉄筋の効果はきわめて少ないことがわかる。しかし、ディープビームのせん断破壊モードは、必ずしもコンクリートの圧壊型の破壊が卓越するのではなく、腹部の引張割裂あるいは斜引張によるせん断破壊がより一般的であることが既往の研究結果からわかる。このようなせん断破壊が生じる場合、ディープビームのせん断強度はコンクリートとの引張強度の影響も受け、さらに腹部に配置された水平および垂直鉄筋の補強効果も増加することが推測される。また、曲げ先行型の破壊が生じる場合、曲げによるスパン中央部の変位の増加とともに、ひび割れの発生による内部応力の再分配がせん断破壊時よりも大きくなり、最大モーメント領域に配置された等分布の水平鉄筋による曲げ抵抗効果も顕著になるものと考えられる。したがって、斜引張によるせん断破壊や曲げ破壊となるディープビームに対しては、今後のさらなる検討が必要と考えられる。

2-2 ACI318-89⁴⁾

ACI318-89の設計規準は、純スパン(L_n)と有効高さ(d)の比が次の値以下のはりをディープビームとして取り扱っている。

・ 曲げ部材

単純ばり : $L_n/d < 2.5$

多径間連続ばり : $L_n/d < 1.25$

・ せん断部材

: $L_n/d < 5.0$

同基準では、曲げ部材の設計には非線形的なひずみ分布を考慮することと、せん断に対しては腹部に水平およ

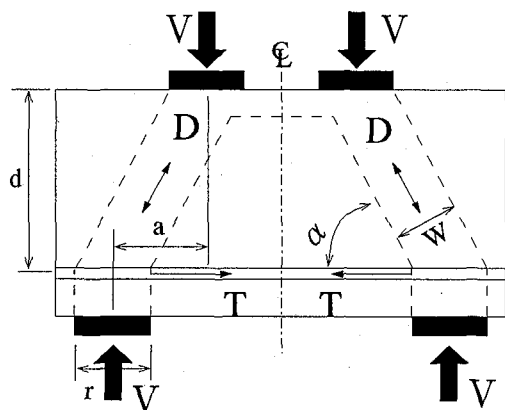


図-1 ディープビームのタイドアーチ機構⁶⁾

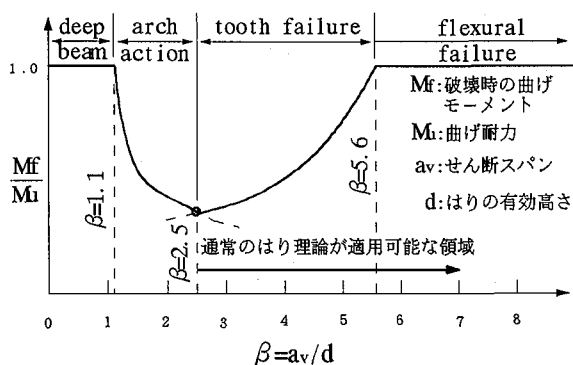


図-2 a_v/d による M_f/M_u の変化¹¹⁾

び垂直に配置されたせん断補強鉄筋の効果を考慮することが規定されている。また、コンクリートのせん断強度式は、コンクリートの圧縮強度、終局せん断力と終局モーメントの比、引張主鉄筋量の影響などを考慮しているが、これらの影響因子は実際には $2.0 < L_n/d < 5.0$ の際に考慮され、また、 $L_n/d < 2.0$ の場合にはコンクリートの圧縮強度の影響のみ考慮されている。

ACI318-89 の設計規準は、主に L/h の値が 2~5 の供試体を対象として、 a_v/d を変化させながら実験した結果^{9)、10)} にその根拠を置いている。この範囲でのはりは、Kani¹¹⁾ によって規定されたタイドアーチ的な挙動を示し、部材の破壊は曲げ-せん断破壊あるいは斜引張りひび割れによるせん断破壊の形態を示す。Kani の実験結果によると、この範囲 ($2.0 < L/h < 5.0$) でのコンクリートのせん断強度は引張主鉄筋量と a_v/d に大きく影響を受けることがわかっている(図-2 参照)。したがって、ACI318-89 の設計規準は $1.0 < a_v/d < 2.5$ の範囲ではその理論的な根拠を持つが、 $a_v/d < 1.0$ ($L/h < 2.0$) のディープビームに対しては、まだ十分に検討されているとはいえないと考えられる。

2-3 CIRIA Guide 2⁵⁾

CIRIA Guide 2 では、スパンと高さの比が単純支持はりの場合に 2.0 未満、連続はりの場合に 2.5 未満のディープビームに対して特別な設計指針が規定されており、コンクリートのせん断強度はコンクリートの圧縮強度、有効純せん断スパンと高さの比 (a_n/h) によって規定され、腹部に配置された鉄筋(引張主鉄筋も含む)による抵抗を考慮している。また、曲げ部材に対しては通常のはり理論によること、算定した引張主鉄筋は引張縁から

0.2h 以内に配置することが規定されている。

CIRIA Guide 2 の設計規準は、主に $L/h=2$ の単純支持の供試体を対象として a_n/h の値を変化させながら行った Kong ら¹²⁾ の実験結果に基づいたものである。実験では、曲げに対しては十分に補強された供試体を用いたため、はりの破壊は腹部内に生じた斜引張りひび割れが荷重点と支点に到達する斜引張破壊がほとんどであった。すなわち、CIRIA Guide 2 の設計規準では、部材の曲げ破壊は原則的に生じないように規定されているため、曲げに対する設計規定は、今後のさらなる検討が必要と考えられる。

以上のように、既往のディープビームに対する実験研究は、主にせん断耐力にその力点を置いてきたことがわかり、また、その算定においても対象とする供試体の幾何学的条件の統一についての認識が欠如し、各々の規定は互いに相異なるものとなっていることが明らかにされた。

3. 塑性理論の RC ディープビームへの適用

一般に、圧縮を受ける無筋コンクリートの典型的な応力-ひずみ曲線はひずみ軟化の挙動を示し、塑性理論を適用するために要求される完全塑性体としての挙動を示さない。しかし、鉄筋コンクリート構造物に対する塑性解析の結果と実験結果は、コンクリートの圧縮強度 f_c を有効係数と呼ばれる減少係数 η で補正することによってかなり良好な相関関係が得られることが知られている。一方、Johansen と Gvozdev^{13)、14)} によって開発された降伏線理論は、鉛直荷重を受ける RC コンクリートスラブの破壊荷重をよく予測している。また、Nielsen ら¹⁵⁾ は、剛ブロック間に存在する直線の降伏線(不連続領域)を仮定して鉄筋コンクリートはりのせん断破壊に対する解を誘導している。

そこで本章では、せん断力を受ける RC ディープビームに直線の降伏線を仮定し、上界定理の解を満たす理論的な終局耐力式を誘導するための基礎式を展開する。コンクリートは、剛-完全塑性材料であり、tension cut-off を持つ修正クーロンの破壊規準に従うものと仮定する。また、塑性変形時の塑性流れには associated flow rule を適用する。破壊時のはりは、直線で分離させた平面内の剛ブロックの結合で理想化させ、剛ブロッ

ク間の相対的な変位 h 表現するために剛体変形を仮定する。

3-1 コンクリートの降伏基準

修正クーロンの降伏基準は、破壊面と平行な移動をする滑り破壊と破壊面に鉛直な移動をする引張分離破壊に区分される。滑り破壊は、断面内のせん断応力 $|\tau|$ が滑り抵抗を越える時に発生する。滑り抵抗は材料の粘着力と内部摩擦角の特性によって決められる。

$$|\tau| = c - \sigma \tan \phi \quad (1)$$

ここに、
 c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角
 σ : 垂直応力(+:引張)

一方、引張分離破壊は、断面内の引張応力 σ が引張強度に到達するときに発生する。

$$\sigma = f_t \quad (2)$$

ここに、 f_t : コンクリートの引張強度

図-3に、本研究に用いた tension cut-off を持つ修正クーロンの降伏基準を $(\sigma - \tau)$ の座標系で、また図-4に平面応力状態 $(\sigma_3 = 0)$ に対する降伏基準を主応力座標系でそれぞれ示す。ここで、 k は材料変数で次のように定義される。

$$k = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3)$$

既往の研究結果^{16), 17)}によると、 k は約 4.0 の値を示すことが明らかにされている。そこで本研究では $k = 4.0$ を使用し、この時のコンクリートの内部摩擦角 ϕ は 37° となる。

3-2 内部エネルギーの発散

(1) コンクリートによる内部エネルギーの発散

降伏線に沿って発散するコンクリートによる内部エネルギーは、以下のように算定できる。すなわち、図-5に示すような2つの剛ブロックIとII間に幅 δ を持つ狭い領域内部で生じる平面的な剛体変形を考慮する。図-5で v は2つの剛ブロック間の相対変位を示し、 n 軸から α の角度を持つ方向に向かっている。変位領域でのひずみは、以下のように表される。

$$\varepsilon_n = \frac{v}{\delta} \sin \alpha, \quad \varepsilon_t = 0, \quad \gamma_{nt} = \frac{v}{\delta} \cos \alpha \quad (4)$$

この時の主ひずみは次式のようになる。

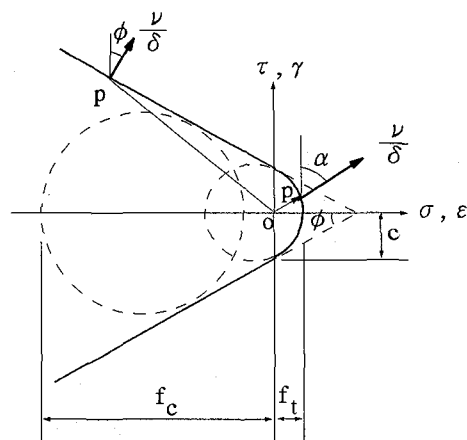


図-3 修正クーロンの破壊基準 $(\sigma - \tau)$

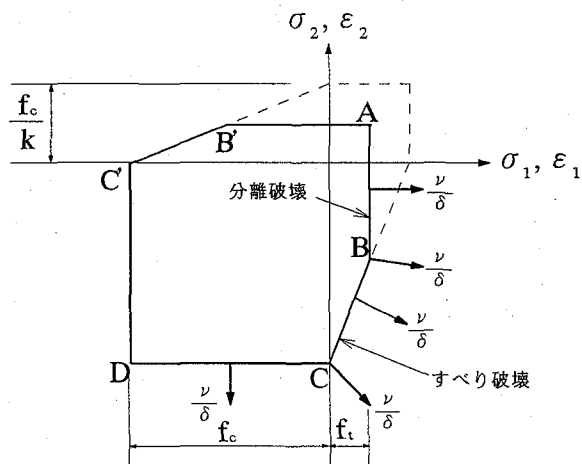


図-4 平面応力状態 $(\sigma_3 = 0)$ での降伏基準

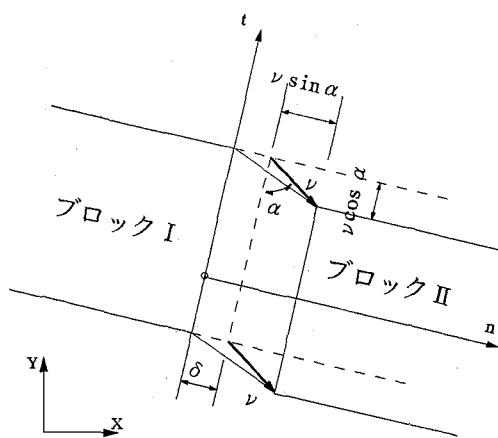


図-5 2つの剛ブロック間の変位領域

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{pmatrix} = \frac{v}{2\delta} (\sin \alpha \pm 1) \quad (5)$$

式(5)より 変位領域での主ひずみの値は $\varepsilon_1 > 0$, $\varepsilon_2 < 0$ になり、そして 図-4に示した降伏面上での主応力

(σ_1, σ_2)は associated flow rule を満足するために A-B-C 線上に位置することが分かる。また、図-5 に示した変位領域での単位体積当たりの内部エネルギーの発散量は以下のとおりである。

$$W_I = \delta(\sigma_1 \varepsilon_1 + \sigma_2 \varepsilon_2), \sigma_3 = 0 \tag{6}$$

A-B-C 線上での塑性流れは α の値によって次の 4 つの領域で区分される。

$\alpha = 90^\circ$	線 A B 間
$\phi < \alpha < 90^\circ$	点 B
$\alpha = \phi$	線 B C 間
$0 < \alpha < \phi$	点 C

各領域内での単位体積当たりの内部エネルギーの発散量は、式(6)より以下のように求められる。

1) 線 AB 間

$$W_I = \delta \varepsilon_1 f_t = v f_t \tag{7}$$

2) 点 B

点 B での応力 (σ_1, σ_2) = ($f_c, k f_t - f_c$) と式(5)の主ひずみを式(6)に代入し計算すると、以下ようになる。

$$W_I = v \left(\frac{1 - \sin \alpha}{2} f_c + \frac{\sin \alpha - \sin \phi}{1 - \sin \phi} f_t \right) \tag{8}$$

3) 線 BC 間と点 C

線 BC 間に $\alpha = \phi$ 、点 C に $f_t = 0$ の条件を用いれば、式(6)は以下のように求められる。

$$W_I = v \left(\frac{1 - \sin \alpha}{2} \right) f_t \tag{9}$$

(2) 鉄筋による内部エネルギーの発散

鉄筋による内部エネルギーの発散量の計算は、降伏線と交差する鉄筋のみを対象とする。図-6 に示すような X 軸から θ_1 の角度で降伏線と点 s で交差しているある鉄筋を考慮する。相対変位 v による鉄筋の変位は $v \cos \gamma$ であり、この鉄筋による内部エネルギーの発散量は以下ようになる。

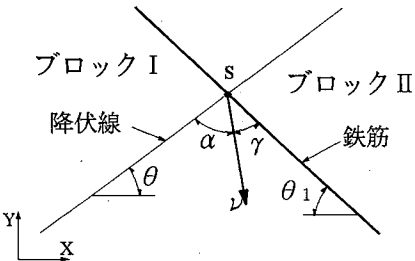


図-6 降伏線と交差する鉄筋

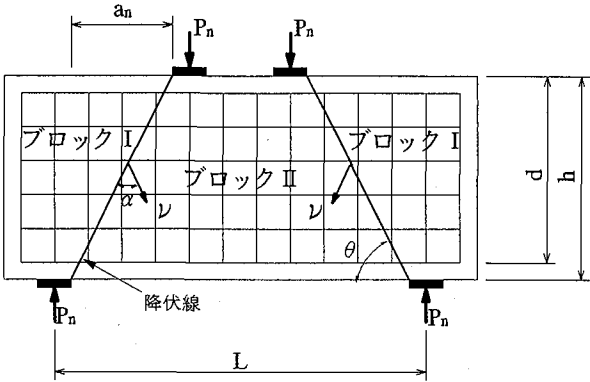


図-7 ディープビームのせん断破壊メカニズム

$$W_s = A_s f_y v \cos \gamma \tag{10}$$

ここに、 $\gamma = 180^\circ - (\theta + \theta_1) - \alpha$

A_s = 鉄筋の断面積

f_y = 鉄筋の降伏応力

また、降伏線と交差する鉄筋の数を N_s とすれば、全鉄筋による内部エネルギーの発散量は以下になる。

$$W_{s, total} = \sum_{k=1}^{N_s} A_{s,k} f_{y,k} v \cos \gamma_k \tag{11}$$

4. せん断耐力算定式の誘導

L/h の値が 2.0 以下の単純支持された RC ディープビームに対する既往の実験結果によれば、せん断による破壊線は大部分が荷重点と支承の前面を連結する直線の形態を示すことがわかる。そこで、本研究ではせん断破壊時の降伏線は荷重点と支承の前面を連結する直線で仮定する。すなわち、単純支持された RC ディープビームの破壊メカニズムを図-7 のように仮定し、図-7 の剛ブロック II は剛ブロック I に対して降伏線に沿って α の角度で変位 v を生じるものとする。

したがって、ディープビームのせん断耐力 V_{ns} は、このようなせん断破壊が起こると仮定した、平面応力状態での荷重伝達能力 P_n を求めることに帰着する。

1) $\alpha > \phi$ の場合

外力による仕事量 W_E は次式で表される。

$$W_E = P_n v \sin(\theta + \alpha) \tag{12}$$

コンクリートによる内部エネルギー発散量 W_{IC} は、式(8)から以下のように求められる。

$$W_{IC} = v \left(\frac{1 - \sin \alpha}{2} f_c + \frac{\sin \alpha - \sin \phi}{1 - \sin \phi} f_t \right) \frac{bh}{\sin \theta} \tag{13}$$

ここに、 b : はりの幅

また、鉄筋による内部エネルギー発散量 W_{IR} は、式(11)

から以下のように求められる。

$$\begin{aligned} W_{IRH} &= -\sum A_h f_y v \cos(\theta + \alpha) \\ W_{IRV} &= \sum A_v f_y v \sin(\theta + \alpha) \end{aligned} \quad (14)$$

ここに、 W_{IRH} =水平方向に配置された鉄筋による
内部エネルギー発散量

W_{IRV} =降伏線と交差する垂直方向の鉄筋による
内部エネルギー発散量

A_h =水平鉄筋の断面積

A_v =垂直鉄筋の断面積

また、破壊時のせん断強度 τ_u は次式で求められる。

$$\tau_u = \frac{P_n}{bh} = \frac{V_{ns}}{bh} \quad (15)$$

ここで、

$$\Phi_h = \frac{\sum A_h f_y}{bh f_{ce}}, \Phi_v = \frac{\sum A_v f_y}{bh f_{ce}}, \beta = \frac{a_n}{h}$$

と置換し、

$$W_E = W_{IC} + W_{IRH} + W_{IRV} \quad (16)$$

の関係式に代入すると次式が求められる。

$$\begin{aligned} \frac{\tau_u}{f_{ce}} &= \frac{(1+\beta^2)}{2} \frac{1-\sin\alpha}{\cos\alpha + \beta \sin\alpha} + \frac{(1+\beta^2)}{2} \frac{\sin\alpha - \sin\phi}{\cos\alpha + \beta \sin\alpha} \frac{f_t}{f_c} \\ &+ \Phi_h \frac{\sin\alpha - \beta \cos\alpha}{\cos\alpha + \beta \sin\alpha} + \Phi_v \end{aligned} \quad (17)$$

ここに、 f_{ce} =コンクリートの有効圧縮強度(= $v_e \cdot f_c$)

式(17)は、 α を変数とする一つの上限值である。そして、式(17)の最小値は、 $\partial \tau_u / \partial \alpha = 0$ の条件から α が次の場合に得られる。

$$\sin\alpha - \beta \cos\alpha = \frac{(1-2\Phi_h)(1-\sin\phi) - 2 \frac{f_t}{f_c}}{1-\sin\phi - 2 \frac{f_t}{f_c} \sin\phi} \quad (18)$$

また、 $\alpha > \phi$ と $\sin\alpha - \beta \cos\alpha > 0$ の条件から式(17)の適用可能な範囲は次のとおりである。

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{a_n}{h} \leq 0.75 \\ \Phi_h &< \frac{1}{2} \left[1 - \sin(\phi + \theta_1) \sqrt{1 + \beta^2} \right] + \\ &\frac{f_t}{f_c} \frac{\sin\phi \sin(\phi + \theta_1) - 1}{1 - \sin\phi} \end{aligned} \quad (19)$$

ここに、 $\theta_1 = \sin^{-1} \left(\frac{-\beta}{\sqrt{1 + \beta^2}} \right)$

2) $\alpha = \phi$ の場合

$$\begin{aligned} \frac{\tau_u}{f_{ce}} &= \frac{(1+\beta^2)}{2} \frac{1-\sin\phi}{\cos\phi + \beta \sin\phi} + \Phi_h \frac{\sin\phi - \beta \cos\phi}{\cos\phi + \beta \sin\phi} \\ &+ \Phi_v \end{aligned} \quad (20)$$

3) $0 < \alpha < \phi$ の場合

コンクリートによる内部エネルギー発散量を求めるときに式(9)を使用し、 $\alpha > \phi$ と同じ方法によれば、次の上限値が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{\tau_u}{f_{ce}} &= \frac{(1+\beta^2)}{2} \frac{1-\sin\alpha}{\cos\alpha + \beta \sin\alpha} + \Phi_h \frac{\sin\alpha - \beta \cos\alpha}{\cos\alpha + \beta \sin\alpha} \\ &+ \Phi_v \end{aligned} \quad (21)$$

式(21)の最小値は、 $\partial \tau_u / \partial \alpha = 0$ の条件から α が次の場合に得られる。

$$\sin\alpha - \beta \cos\alpha = 1 - 2\Phi_h \quad (22)$$

また、 $0 < \alpha < \phi$ と $0 < \sin\alpha - \beta \cos\alpha < \sin\phi - \beta \cos\phi$ の条件から式(21)の適用可能な範囲は次のとおりである。

$$\begin{aligned} \alpha &\geq \tan^{-1} \beta \\ \frac{1-\sin\phi + \beta \cos\phi}{2} &< \Phi_h \leq \frac{1}{2} \end{aligned} \quad (23)$$

以上のように、終局せん断耐力 V_{ns} は、 α の条件によって変化するせん断強度 τ_u の値を用いて次式で算定される。

$$V_{ns} = \tau_u bh \quad (24)$$

ここで、 $\alpha > \phi$: 式(17)

$\alpha = \phi$: 式(20)

$0 < \alpha < \phi$: 式(21)

5. 曲げ耐力算定式の誘導

RC ディープビームに対する既往の研究が、主にせん断耐力の算定にその力点を置いてきたことは、2. の各国の示方書の規定からも明らかである。また、曲げに対する現行の各国の示方書の規定は概略的に次のように要約できる。

『部材の最大作用力は通常のはり理論により求め、これに対抗する終局曲げ耐力を誘発させるために必要な引張主鉄筋は、引張縁から $0.2h$ 以内に配置すること。また、部材の脆性的な破壊を防止し、より良好なひび割れの分散効果をもたらすとともに、ひび割れ幅を制限するために最小の水平鉄筋を追加配置すること』

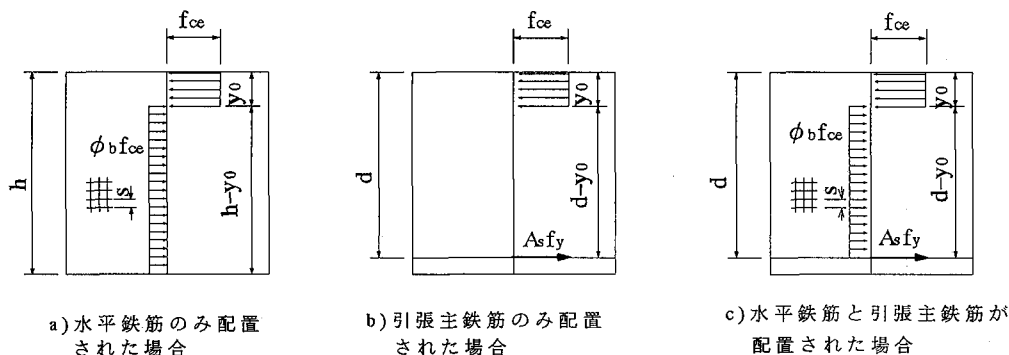


図-8 終局状態でのディープビームの曲げ応力分布

しかし、等分布に水平鉄筋が配置されたディープビームに対する破壊実験結果¹⁸⁾によると、たとえ少量の水平鉄筋が配置されてもこれらによって部材の曲げ耐力はかなり増加することが明らかにされている。したがって、等分布に配置された水平鉄筋の効果を無視したディープビームに対する曲げ設計は、部材の曲げ耐力を必要以上に増加させ、このためディープビームは腹部の斜引張りひび割れによる急激な破壊を招来する恐れがある。本研究では、ディープビームの場合も一般のはり部材と同じように破壊時に十分な延性挙動を示す曲げ先行破壊型の設計をするために必要な、より精度の高い合理的な曲げ耐力の算定式を提案する。

5-1 終局状態での内部応力分布

曲げ破壊の場合、最大モーメント領域で生じた曲げひび割れは、荷重の増加によって部材軸直角方向に漸次的に進展し、ひび割れ幅もかなり拡大して行くこととなる。このことは、急激なせん断破壊とは異なっており、塑性理論を適用するためにはコンクリートの引張抵抗を無視するのが妥当と考えられる。

図-8に引張主鉄筋と水平鉄筋がそれぞれ配置された場合に対する終局状態でのディープビームの応力分布を示す。

(1) 等分布に水平鉄筋のみ配置された場合

内力の釣り合い条件($\sum F_x=0$)により、

$$f_{ce} y_o = (h - y_o) \Phi_b f_{ce} \quad (25)$$

$$y_o = \frac{\Phi_b}{1 + \Phi_b} h \quad (26)$$

となる。ここで、 Φ_b は水平鉄筋の補強程度を示す値で以下のとおりである。

$$\Phi_b = \frac{A_h f_y}{b s f_{ce}} \quad (27)$$

ここに、s : 水平鉄筋の間隔

(2) 引張主鉄筋のみ配置された場合

内力の釣り合い条件($\sum F_x=0$)により、

$$f_{ce} y_o b = A_s f_y \quad (28)$$

$$y_o = \frac{A_s f_y}{b f_{ce}} \quad (29)$$

となる。

(3) 水平鉄筋と引張主鉄筋がともに配置された場合

内力の釣り合い条件($\sum F_x=0$)により、

$$f_{ce} y_o b = (d - y_o) \Phi_b f_{ce} b + A_s f_y \quad (30)$$

$$y_o = \frac{\Phi_b f_{ce} b d + A_s f_y}{f_{ce} + \Phi_b f_{ce}} \quad (31)$$

となる。

5-2 終局耐力の算定

弾性状態での圧縮-引張の応力場は、ひび割れの発生によって引張に対する抵抗力がなくなることにより、内部応力の流れは図-9に示すような直線的な形状に変わることが考えられる。そこで、本研究ではディープビ

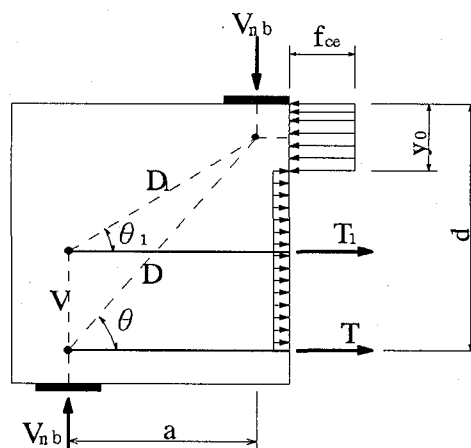


図-9 曲げ終局状態での力の流れ

表-1 せん断耐力算定結果と実験値との比較

No.	供試体	P _h (%)	P _v (%)	f _{ck} (N/mm ²)	a _n (mm)	h (mm)	b (mm)	a _n h	V _{実験値} (kN)	V _{示方書} (kN)	V _{実験値} V _{示方書}	V _{解析値} (kN)	V _{実験値} V _{解析値}
1	0A0-44	-	-	20.5	203	356	102	0.57	140	131	1.07	144	0.97
2	0A0-48	-	-	20.9	203	356	102	0.57	136	132	1.03	147	0.93
3	1A1-10	0.23	0.28	18.7	203	356	102	0.57	161	125	1.29	161	1.00
4	1A3-11	0.45	0.28	18.0	203	356	102	0.57	148	123	1.20	156	0.95
5	1A4-12	0.68	0.28	16.1	203	356	102	0.57	141	116	1.22	143	0.99
6	1A4-51	0.68	0.28	20.6	203	356	102	0.57	171	131	1.31	174	0.98
7	1A6-37	0.91	0.28	21.2	203	356	102	0.57	184	133	1.38	178	1.03
8	2A1-38	0.23	0.63	21.7	203	356	102	0.57	175	135	1.30	205	0.85
9	2A3-39	0.45	0.63	19.8	203	356	102	0.57	171	128	1.34	187	0.91
10	2A4-40	0.68	0.63	20.3	203	356	102	0.57	172	130	1.32	191	0.90
11	2A6-41	0.91	0.63	19.1	203	356	102	0.57	162	126	1.29	180	0.90
12	3A1-42	0.23	1.25	18.3	203	356	102	0.57	161	124	1.30	173	0.93
13	3A3-43	0.45	1.25	19.2	203	356	102	0.57	173	126	1.37	181	0.96
14	3A4-45	0.68	1.25	20.7	203	356	102	0.57	179	132	1.36	196	0.91
15	3A6-46	0.91	1.25	19.8	203	356	102	0.57	168	129	1.30	188	0.89
16	0B0-49	-	-	21.7	267	356	102	0.75	149	109	1.37	131	1.14
17	1B1-01	0.23	0.24	22.1	267	356	102	0.75	147	110	1.34	163	0.90
18	1B3-29	0.45	0.24	20.1	267	356	102	0.75	144	105	1.37	151	0.95
19	1B4-30	0.68	0.24	20.8	267	356	102	0.75	140	107	1.31	156	0.90
20	1B6-31	0.91	0.24	19.5	267	356	102	0.75	153	104	1.47	148	1.03
21	2B1-05	0.23	0.42	19.2	267	356	102	0.75	129	103	1.25	162	0.80
22	2B3-06	0.45	0.42	19.0	267	356	102	0.75	131	102	1.28	161	0.81
23	2B4-07	0.68	0.42	17.5	267	356	102	0.75	126	98	1.29	148	0.85
24	2B4-52	0.68	0.42	21.8	267	356	102	0.75	150	109	1.38	185	0.81
25	2B6-32	0.91	0.42	19.8	267	356	102	0.75	145	104	1.39	167	0.87
26	3B1-08	0.23	0.63	16.2	267	356	102	0.75	131	94	1.39	138	0.95
27	3B1-36	0.23	0.77	20.4	267	356	102	0.75	159	106	1.50	173	0.92
28	3B3-33	0.45	0.77	19.0	267	356	102	0.75	158	102	1.55	161	0.98
29	3B4-34	0.68	0.77	19.2	267	356	102	0.75	155	103	1.50	163	0.95
30	3B6-35	0.91	0.77	20.7	267	356	102	0.75	166	107	1.55	175	0.95
31	4B1-09	0.23	1.25	17.1	267	356	102	0.75	153	97	1.58	145	1.06
32	1-30	-	2.45	21.5	178	762	76	0.23	239	192	1.25	254	0.94
33	1-25	-	2.45	24.5	178	635	76	0.28	224	158	1.42	239	0.94
34	1-20	-	2.45	21.3	178	508	76	0.35	189	144	1.31	185	1.02
35	1-15	-	2.45	21.3	178	381	76	0.47	164	110	1.49	148	1.11
36	1-10	-	2.45	21.7	178	254	76	0.70	89	64	1.39	98	0.91
37	2-30	-	0.86	19.2	178	762	76	0.23	249	182	1.37	228	1.09
38	2-25	-	0.86	18.6	178	635	76	0.28	224	159	1.41	193	1.16
39	2-20	-	0.86	19.9	178	508	76	0.35	215	139	1.55	168	1.28
40	2-15	-	0.86	22.7	178	381	76	0.47	140	113	1.24	144	0.97
41	2-10	-	0.86	20.3	178	254	76	0.70	99	62	1.60	93	1.06
42	3-30	2.45	-	22.5	178	762	76	0.23	276	197	1.40	345	0.80
43	3-25	2.45	-	21.0	178	635	76	0.28	225	169	1.33	256	0.88
44	3-20	2.45	-	19.2	178	508	76	0.35	208	137	1.52	175	1.19
45	3-15	2.45	-	21.9	178	381	76	0.47	159	111	1.43	134	1.19
46	3-10	2.45	-	22.6	178	254	76	0.70	86	65	1.32	76	1.13
47	4-30	0.86	-	22.0	178	762	76	0.23	242	194	1.25	278	0.87
48	4-25	0.86	-	21.0	178	635	76	0.28	201	169	1.19	217	0.93
49	4-20	0.86	-	20.1	178	508	76	0.35	180	139	1.29	169	1.07
50	4-15	0.86	-	22.0	178	381	76	0.47	109	111	0.98	125	0.87
51	4-10	0.86	-	22.6	178	254	76	0.70	96	65	1.48	78	1.23
52	5-30	0.61	0.61	18.5	178	762	76	0.23	239	178	1.34	304	0.79
53	5-25	0.61	0.61	19.2	178	635	76	0.28	208	161	1.29	211	1.23
54	5-20	0.61	0.61	20.1	178	508	76	0.35	173	139	1.24	217	0.79
55	5-15	0.61	0.61	21.9	178	381	76	0.47	127	111	1.14	168	0.99
56	5-10	0.61	0.61	22.5	178	254	76	0.70	78	65	1.20	104	0.80
57	G33S-11	-	-	23.3	102	229	76	0.45	85	79	1.08	88	0.76
58	G33S-12	-	1.09	19.9	102	229	76	0.45	85	73	1.16	98	0.75
59	G33S-31	-	-	19.9	102	229	76	0.45	108	85	1.27	75	0.97
60	G33S-32	-	1.09	20.1	102	229	76	0.45	101	85	1.19	99	1.02
61	1A2	0.51	0.24	29.6	65	500	100	0.13	375	254	1.48	429	0.87
62	2A2	0.51	0.24	22.7	65	500	100	0.13	308	222	1.39	336	0.92
63	1C2	0.35	0.24	28.4	265	900	100	0.29	485	409	1.11	542	0.89
64	A1	-	-	54.4	60	400	100	0.15	464	379	1.22	572	0.81
65	A2	-	-	54.4	220	400	100	0.55	338	248	1.36	399	0.85
66	R2	-	-	51.8	110	400	100	0.28	401	351	1.14	499	0.80
67	R3	-	-	51.8	60	400	100	0.15	532	370	1.44	567	0.94
68	R4	-	-	51.8	10	400	100	0.03	683	386	1.77	646	1.06
◎供試体の出典 No. 1-31:文献 10) No. 32-56:文献 12) No. 57-60:文献 9) No. 61-63:文献 18) No. 64-68:文献 8)										平均値 標準偏差	1.32 0.19	0.95 0.12	

ームの曲げ耐力は、通常のはり部材とは違い、図－ 9 に示した力の流れに基づいて算定できるものとする。

図－ 9 の θ 、 θ_1 は、以下のように求められる。

$$\begin{aligned}\theta &= \tan^{-1}\left(\frac{d-y_o/2}{a}\right) \\ \theta_1 &= \tan^{-1}\left(\frac{d}{2a}\right)\end{aligned}\tag{32}$$

したがって、ディーブビームの終局曲げ耐力 V_{nb} は次の式で計算できる。

$$\begin{aligned}V_{nb} &= D\sin\theta + D_1\sin\theta_1 \\ &= T\tan\theta + T_1\tan\theta_1\end{aligned}\tag{33}$$

ここに、 $T=A_s f_y$

$$T_1=\Phi_b f_{ce} b(d-y_o)$$

6. 解析結果および考察

本研究で提案したディーブビームの終局耐力算定式の妥当性を検証するため、他の研究者らによって発表された実験研究^{8) 9) 10) 12) 18)}から得られた実際の破壊荷重との比較を行った。

6－1 セン断耐力

表－ 1 に本提案式による予想せん断耐力 $V_{\text{解析値}}$ 、土木学会コンクリート標準示方書による算定結果 $V_{\text{示方書}}$ 、実験による破壊時せん断力 $V_{\text{実験値}}$ を示す。ここで、せん断耐力算定にあたり、コンクリートの有効圧縮強度 f_{ce} は $0.67 f_{ck}$ を、コンクリートの引張強度と圧縮強度との比は $1/15$ の値を用いた。このような比較的に安全側の値を用いた理由は、ディーブビームのせん断破壊は主に腹部の斜引張応力がコンクリートの引張強度を超えるとときに脆性的な破壊の様相を示す点から、完全塑性体と仮定したコンクリート材料の有効性を補完するためである。

表－ 1 により、本提案式は a_n/h の値が 1.0 以下 ($L/h \leq 2.0$) のディーブビームの斜引張りび割れによるせん断破壊荷重をよく予測していることがわかる。大別してディーブビームの脆性的な破壊モードはせん断補強鉄筋の有効性によって、腹部の斜引張破壊、腹部内のコンクリートの圧壊、載荷点付近の支圧破壊の 3 つに区分される。本研究で得られた提案式は斜引張りび割れによる破壊が生じるときのせん断耐力の予測式であるため、他の 2 つの破壊モードには適用できないことも明らかである。また、載荷点付近の支圧による破壊は、載荷点付近に適切な鉄筋の補強によって容易に解決できる。しかし、腹部内のコンクリートの圧壊による破壊は、腹部内に等分布の水平および垂直鉄筋がコンクリートの斜引張強度を超えるほど十分に配置された場合に生じる破壊モードで、これに対する研究は今後の課題である。

一方、コンクリート標準示方書による算定値はかなり安全側の結果を示していることがわかる。

6－2 曲げ耐力

表－ 2 に本提案式による予想破壊荷重、土木学会のコンクリート標準示方書による算定結果、実験による実破壊荷重を示す。ここで、曲げ耐力の算定に際し、コンクリートの有効圧縮強度 f_{ce} は通常のはりと同じの $0.85 f_{ck}$ を使用した。表－ 2 により、本提案式は L/h の値が 3.0 以下のディーブビームの曲げ破壊荷重を比較的よく予測していることがわかる。一方、コンクリート標準示方書による算定結果は実際の破壊荷重よりかなり下回る過大に安全側の結果を示すことがわかる。したがって、本解析結果からディーブビームの曲げ耐力算定には、水平鉄筋の影響を考慮することの必要性が明らかにされた。

しかし、等分布に水平鉄筋が配置されたディーブビー

表－ 2 曲げ耐力算定結果と実験値との比較

供試体	ρ_s (%)	f_{ys} (N/mm ²)	ρ_h (%)	f_{yh} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	b (mm)	$\frac{L}{h}$	$\frac{a_v}{d}$	$V_{\text{実験値}}$ (kN)	$V_{\text{示方書}}$ (kN)	$\frac{V_{\text{実験値}}}{V_{\text{示方書}}}$	$V_{\text{解析値}}$ (kN)	$\frac{V_{\text{実験値}}}{V_{\text{解析値}}}$
1A1	0.22	382	0.51	454	26.0	100	1	0.42	240	89	2.70	192	1.25
1B1	0.22	382	0.50	454	24.8	100	3	1.53	78	25	3.12	53	1.47
2D1	0.27	334	0.35	438	34.7	100	3	1.52	90	49	1.84	67	1.34
3E1	0.16	479	0.27	211	31.5	100	2	0.74	90	45	2.0	62	1.45
◎文献 18) から引用 $\rho_s = (A_s/bd) \times 100$										平均値	2.42	1.38	
										標準偏差	0.52	0.09	

ムに対する曲げ破壊実験が今まであまり行われていないことから、本提案式の妥当性について言及するには、今後さらなる実験的研究が必要と判断される。

7. まとめ

本研究は、単純支持された RC ディープビームに対する土木学会のコンクリート標準示方書をはじめとする各国の現行の設計規定の問題点について考察するとともに、塑性理論に基づく合理的なディープビームの曲げおよびせん断耐力式を提案して、既往の実験結果と比較することによりその妥当性を検証したものである。得られた結果を要約すると、次のとおりである。

- (1) 塑性理論による RC ディープビームの終局耐力解析は、コンクリートの圧縮強度を有効圧縮強度とすることによって、十分な理論的根拠と妥当性を持つ。
- (2) 本研究で提案したディープビームのせん断耐力式は、単純支持された RC ディープビーム($L/h < 2.0$)の腹部内の斜引張りひ割れによるせん断破壊荷重を精度よく予測できる。
- (3) ディープビームに対する現行の土木学会コンクリート標準示方書の規定は、実験値を総じて安全側に評価している。また、斜引張りひ割れによるせん断破壊およびせん断補強鉄筋の効果について、今後さらに検討する必要があると考えられる。
- (4) ディープビームの曲げ耐力算定には水平鉄筋の影響を考慮するべきであり、本提案式を用いれば、 $L/h < 3.0$ のディープビームの曲げ破壊荷重を精度よく予測できる。
- (5) 本研究で提案したせん断耐力算定式は斜引張りひ割れによるせん断破壊荷重の予測を目的としたものであり、腹部内のコンクリートの圧壊による破壊荷重の予測に適用するためには、今後さらなる検討が必要である。また、曲げ耐力算定式についても追加の実験研究による検証が必要である。

参考文献

- 1) Albritton, G. E. : Review of Literature Pertaining to the Analysis of Deep Beams, Technical Report No. 1-701, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 80pp., 1965.
- 2) C & CA : Bibliography on Deep Beams, Library of Bibliography No. ch. 71(3/69), Cement & Concrete

Association, London, 8pp, 1969.

- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編）、平成3年版、pp. 160-162.
- 4) ACI Committee 318: Building Code of Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89), American Concrete Institute, Detroit, 111pp., 1989.
- 5) CIRIA Guide 2: The Design of Deep Beams in Reinforced Concrete, Ove Arup & Partners and Constructional Industry Research & Information Associations, London, 131pp., 1977.
- 6) 二羽：FEM解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式、第2回 RC 構造のせん断問題に関する解析的研究に関するコロキウム論文集、pp. 119-126, 1983. 10.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書（昭和61年制定）改訂資料、コンクリート・ライブラリー 第61号、pp. 179-181, 1986. 10.
- 8) 二羽淳一郎：ディープビーム的鉄筋コンクリート部材のせん断耐荷機構（東京大学学位論文）
- 9) de Paiva, H. A., Rawdon and Siess, Chester P. : Strength and Behaviour of Deep Beams in Shear, ASCE, Proceedings V. 91, ST5, pp. 19-41, Oct. 1965.
- 10) Smith, K. N. and Vantsiotis, A. S. : Shear Strength and Behaviour of Deep Beams in Shear, ACI Journal, Proceedings V. 79, No. 3, pp. 201-213, May-June 1982.
- 11) Kani, G. N. : The Riddle of Shear Failure and Its Solutions, ACI Journal, Proceedings V. 61, No. 4, pp. 441-467, April 1964.
- 12) Kong, F. K., Robins, P. J. and Cole, D. F. : Web Reinforcement Effect on Deep Beams, ACI Journal, Proceedings V. 67, No. 12, pp. 1010-1017, Dec. 1970.
- 13) 太田俊昭：構造物の非弾性解析、新体系土木工学8、技報堂出版、pp. 203-208, 1980.
- 14) Nielsen, M. P. : Limit Analysis and Concrete Plasticity, Prentice Hall, New Jersey 1984.
- 15) Nielsen, M. P., Bræstrup, M. W. and Bach, F. : Rational Analysis of Shear in Reinforced Concrete Beams, IABSE Proceedings P-15/78, 16pp., 1978.
- 16) Johansen, K. W. : Brudetingskriterier for Sten og Beton (Failure Criteria of Concrete and Rock), Bygningsstat. Medd., V. 29, No. 2, pp. 25-44, 1958.
- 17) Richart, F. E., Brandtzaeg, A. and Brown, R. L. : A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses, Univ. Ill. Eng. Exp. St. Bull. 185, 1928.
- 18) Subedi, N. K., Vardy, A. E. and Kubota, N. : Reinforced Concrete Deep Beams-Some Test Results, Magazine of Concrete Research, V. 38, No. 137, pp. 206-219, December 1986.

(1995年9月18日受付)