

回転ひび割れモデルによる RC 梁のせん断挙動解析

山谷敦¹・中村光²・檜貝勇³

¹正会員 東電設計株式会社 技術開発本部 (〒110-0015 台東区東上野 3-3-3)

²正会員 工博 山梨大学助教授 工学部土木環境工学科 (〒400-8511 甲府市武田 4-3-11)

³正会員 工博 山梨大学教授 工学部土木環境工学科 (〒400-8511 甲府市武田 4-3-11)

回転ひび割れモデルを用い、コンクリートの応力-ひずみ関係に引張側、圧縮側とも破壊エネルギーを導入した有限要素法解析により、せん断破壊となる RC 梁の数値解析を行った。その結果、せん断補強を行わない RC 梁に対しては、斜めひび割れの再現性に問題はあるものの、斜め引張破壊、せん断圧縮破壊といった破壊モードに関わらず、せん断挙動をある程度の精度で捉えることができた。また、破壊エネルギーの導入により解析結果の要素寸法依存性を軽減することができ、せん断強度の寸法効果を表現できた。せん断補強筋を有する RC 梁の解析では、せん断補強筋の効果を過小評価する傾向が示唆された結果となった。

Key Words : shear failure, rotating crack model, fracture energy, equivalent length, finite element method, diagonal tension crack, size effect, element size dependence

1. はじめに

せん断破壊は RC 構造物の代表的な破壊形態の一つであるが、破壊に至る耐荷機構は多くの要因に影響され極めて複雑であることから、せん断破壊の解析的な評価は現在においてもかなり困難である。RC 梁のせん断破壊形態は斜め引張破壊とせん断圧縮破壊に大別され、いずれも斜めひび割れの発生・進展に特徴づけられる。すなわち、せん断破壊を解析的に評価するには、斜めひび割れを精度良く捉えることが重要となる。

従来の分布ひび割れモデルに基づく有限要素法解析においては、ひび割れの方向を固定し、ひび割れ面でせん断力の伝達を考える一方向固定ひび割れモデルが比較的多く用いられてきた。しかし、一方向固定ひび割れモデルでは stress locking の影響が大きいことから、せん断軟化を含まないせん断伝達モデルを用いた場合には、ひび割れが広い範囲に渡って分布して解析結果が硬くなるという問題のあることが明らかになっている¹⁾。この問題を解決するには、せん断軟化も含めた厳密なせん断伝達モデルを用いることや、複数本のひび割れの発生を許容する多方向固定ひび割れモデルを用いることが考えられる。しかし、せん断軟化も含めてせん断伝達機構を精度良く捉えることのできるモデルは多くはないこと、また、多方向固定ひび割れモデルの場合には解析プログラムが複雑になること等の理由から、これらの手法によりせん断破壊を精度良く捉えた例は少ない²⁾。

一方、Rots³⁾は、主ひずみ方向が変化した場合にはひ

び割れを主ひずみ直交方向に回転させ、応力とひずみの主軸が常に一致するようにした回転ひび割れモデルにより、無筋コンクリートの破壊解析を行った。その結果、回転ひび割れモデルは応力状態が引張-せん断となる破壊実験を模擬でき、stress locking も軽減できることを示している。また、著者らは、回転ひび割れモデルは RC 梁のせん断挙動解析に対しても有効であることを示している^{3,4)}。回転ひび割れモデルは、未だによく分かっていないせん断伝達特性に関する材料パラメータに代わって、ひび割れの回転により間接的にせん断伝達特性の劣化を表現しているものと考えられ、しかもその考え方が簡単であることから回転ひび割れモデルを解析に導入することは比較的容易であり、数値解析上の簡便性を考えると、その適用性を検討することは工学的に意義のあることと考えられる。

コンクリートの応力は、引張側・圧縮側ともあるひずみに対してピークを有し、それ以降はひずみ軟化挙動を示す。軟化型の構成則を用いた解析における大きな問題の一つとして、解析結果の要素寸法依存性がある。すなわち、解析に用いる要素寸法の大きさに解が依存し、解の唯一性が保証されないという問題である。この問題に対して Bazant and Oh⁵⁾、Rots³⁾等は、コンクリートの構成則に破壊エネルギーを導入することで改善されることを示している。また、近年、コンクリート構造の数値解析における破壊エネルギーの適用性研究が数多くなされるようになった⁶⁾。これらの研究はそのほとんどが引張側の破壊エネルギーに対するものであったが、平井ら⁷⁾、

Nakamura and Higai⁹⁾は、一軸圧縮応力下のコンクリートには、明らかにある特定長さの破壊領域が存在することを示し、そこで消費されるエネルギーを圧縮側の破壊エネルギーと定義した。この圧縮側の破壊エネルギーは、コンクリートの圧壊とも深く関わっているせん断破壊の数値解析に対して有効であると考えられる。

本研究は、回転ひび割れモデルを用い、引張側、圧縮側の破壊エネルギーを考慮した非線形有限要素法解析により RC 梁のせん断挙動解析を行い、同手法の適用性とその問題点を検討したものである。

2. 解析方法

(1) 解析条件

本研究では、梁の解析を二次元平面応力場問題として取り扱った。非線形求解法は、最大荷重点以降の軟化挙動を捉えるため変位制御型の増分解析とし、Newton-Raphson 法により収束計算を行った。また、解析においては、最大荷重点までが 20 ステップ以上となるように変位増分量を設定した。

(2) 材料モデル

a) 圧縮応力を受けるコンクリート

圧縮応力を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係として、最大応力までは式(1)に示す一般的な 2 次放物線をを用いた (図-1 参照)。圧縮ひずみと直交方向に引張ひずみ ϵ_t が作用する場合には、Collins⁹⁾に従って式(2)のように圧縮強度の低減を考慮した。ただし、前川ら¹⁰⁾は、ひび割れによる圧縮耐荷能力の低下は十分大きなひび割れでは頭打ちとなることを指摘しており、本研究でも前川らにならない、圧縮強度の低減率の下限値を 0.6 とした。

コンクリートの圧縮破壊エネルギーに関する平井ら⁷⁾、Nakamura and Higai⁹⁾の研究によれば、一軸圧縮下におけるコンクリートには、明らかにある特定長さの破壊領域が存在し、そこで消費されるエネルギーは圧縮側の破壊エネルギー G_R として定義できる。また、有限要素法解析においては、軟化域を直線で近似して終局ひずみ ϵ'_m を式(3)のように定めれば、要素寸法によらず吸収エネルギー量は一定となるので、要素寸法依存性を軽減できる

$$\sigma'_c = f'_c \left\{ 2 \left(\frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_0} \right) - \left(\frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_0} \right)^2 \right\} \quad (1)$$

$$0.6 \leq \frac{f'_{max}}{f'_c} = \frac{1}{0.8 + 0.34 \left(\frac{\epsilon_t}{\epsilon'_0} \right)} \leq 1.0 \quad (2)$$

$$\epsilon'_m = \frac{2(G_{Rc} / f'_c) + \epsilon'_0}{l_{eq}} \quad (3)$$

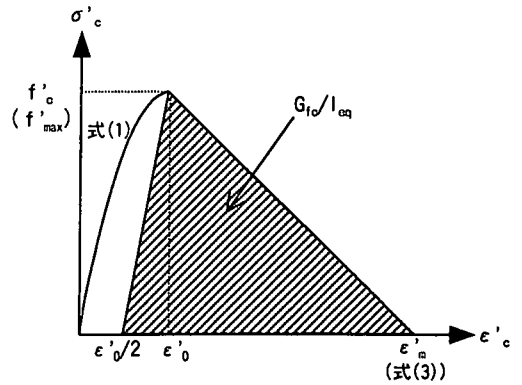


図-1 圧縮側の応力-ひずみ関係

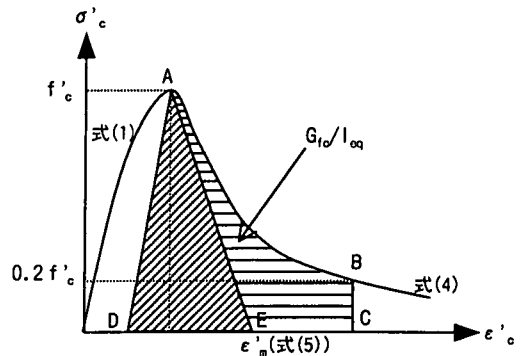


図-2 圧縮軟化域の改善

としている。ここで、 l_{eq} は要素の等価長さである。等価長さについては(3)で述べる。

さらに荒井¹¹⁾は、圧縮強度 $f'_c=10.5\sim 50.8\text{MPa}$ のコンクリートの一軸圧縮試験結果に基づき、 $G_{Rc}=8770(f'_c)^2 \text{ N/m}$ を得ている。本研究においても、圧縮軟化域の構成則は平井らの提案に準拠し、 G_{Rc} は荒井の実験式を用いる。しかし、コンクリートの軟化域における応力-ひずみ関係は本来直線的なものではなく、軟化初期に大きな勾配を持ち、軟化が進んでからは勾配が小さくなるような曲線であること、さらに、せん断破壊の解析においては、軟化初期の勾配が算定耐力に大きな影響を及ぼすと考えられることから、以下のような修正を施した。

一般に、圧縮軟化域の応力-ひずみ関係は式(4)の Popovics 式¹²⁾により良く近似でき、式中のパラメータ m は平均的には 2.0 程度であることが知られている。平井らの実験においても、圧縮軟化域の応力-ひずみ関係は Popovics 式により良く近似できていることから、圧縮軟化域の構成則を $m=2.0$ とした Popovics 式で表し、図-2 に示すように、応力が圧縮強度の 20% に低下するまでの面積 ABCD が G_{Rc}/l_{eq} と等価であるとすれば、より正確な評価となる。さらに、前述したように、圧縮に起因するせん断破壊の性状は、主として軟化初期の勾配で決定されるとすれば、軟化域を Popovics 式の軟化初期勾配と

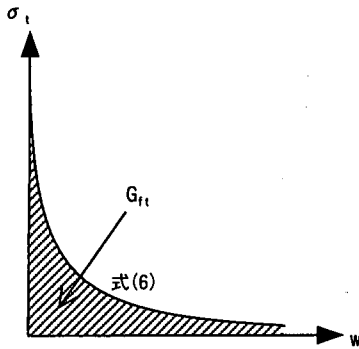


図-3 引張軟化特性

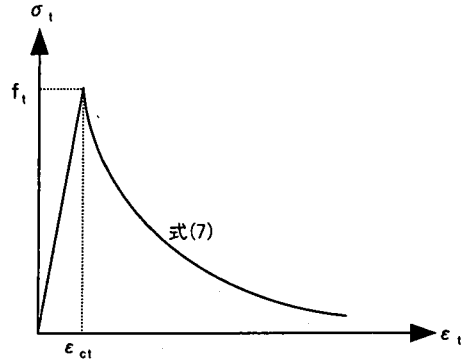


図-4 引張側の応力-ひずみ関係

等しい勾配の直線(図-2のAE)で近似しても十分な実用性を持つと考えられる。この場合、三角形ADEの面積はPopovics式による面積ABCDの約1/2であることから、圧縮破壊エネルギーを実際の値の1/2であるとして、式(5)によって終局ひずみ ϵ'_m を決定すればよいことになる。

$$\frac{\sigma'_c}{f'_c} = \frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_0} \frac{m}{m-1 + \left(\frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_0}\right)^m} \quad (4)$$

$$\epsilon'_m = \frac{G_{fc} / f'_c + \epsilon'_0}{\text{leq}} + \frac{\epsilon'_0}{2} \quad (5)$$

なお、式(2)に従って圧縮強度を低減する場合には、低減された圧縮強度 f'_{\max} まで軟化直線を平行移動させるものとした。また、除荷経路は原点指向型とした。これは、本研究では単調荷重を対象としており、除荷経路が解析結果に及ぼす影響は小さいと考えられることから、最も簡単なモデルを採用したものである。

b) 引張応力を受けるコンクリート

引張応力が引張強度 f_t に達するまでの範囲については、応力-ひずみ関係を直線とした。初期ヤング係数は、圧縮に対する応力-ひずみ曲線の初期勾配と同一である。

ひび割れ発生後の引張軟化域の応力-ひび割れ幅関係は、式(6)の3乗モデルで表した(図-3)。曲線の下側の面積は引張破壊エネルギー G_{ft} と等しい。破壊エネルギーは、ひび割れ付近に存在する特定の幅を持った破壊領域において消費されるのであるが、通常の有限要素法解析においては1要素の中で破壊エネルギーが消費されることになるので、要素の等価長さ leq を用いてひび割れ幅をひずみに変換すれば、式(7)のように、要素寸法が変化しても破壊エネルギーは変わらない形で応力-ひずみ関係を定めることができる(図-4)。また、除荷経路は、圧縮側と同様に原点指向型とした。なお、コンクリートの引張破壊エネルギー G_{ft} は、荒井¹¹⁾に基づき $34.5(f'_c)^{1/2} \text{N/m}$ とした。

$$\sigma_t = f_t \left\{ 1 + 0.5 \frac{f_t}{G_{ft}} w \right\}^{-3} \quad (6)$$

$$\sigma_t = f_t \left\{ 1 + 0.5 \frac{f_t}{G_{ft}} \text{leq} (\epsilon_t - \epsilon_{ct}) \right\}^{-3} \quad (7)$$

RC構造では、ひび割れ後、鉄筋とコンクリートの附着によりテンションステイフィングを生じるが、引張軟化特性とテンションステイフィングの挙動は類似しており、また現在のところ両者を厳密に区別するには至っていないことから、引張側の応力-ひずみ関係は引張軟化特性で代表させた。

c) 鉄筋

鉄筋の構成則は降伏点以降の勾配を零とした完全弾塑性モデルを用いた。有限要素モデル中の鉄筋は、軸方向鉄筋のように鉄筋が集中的に配置されている場合には、鉄筋位置にある要素の中で平均化された鉄筋比として、またスターラップのように分散して配置されている場合には、腹鉄筋比として部材全体で平均的にモデル化している。なお、ダウエル作用は考慮していない。

(3) 等価長さ(leq)

破壊エネルギー G_{ft} を分布ひび割れモデルに導入する際には、引張軟化特性が応力-ひび割れ幅関係で与えられることから、ひび割れの方向、要素形状、要素寸法等が考慮されたいわゆる等価長さが必要となる。しかし、ひび割れが矩形要素と直交する場合を除くと、等価長さの定め方は必ずしも明らかではない。著者らは、等価長さの概念を明らかにし、要素寸法・形状が異なるいくつかの解析モデルにおいて等価長さを種々変化させた解析を行い、特に要素形状が扁平である場合には、等価長さモデルの選択に十分な注意が必要であることを示した。また等価長さモデルとしては、ひび割れ直交方向に平行な直線と要素の交点の長さに基づいた等価長さが、解析結果の要素寸法および要素形状依存性を回避する上で比

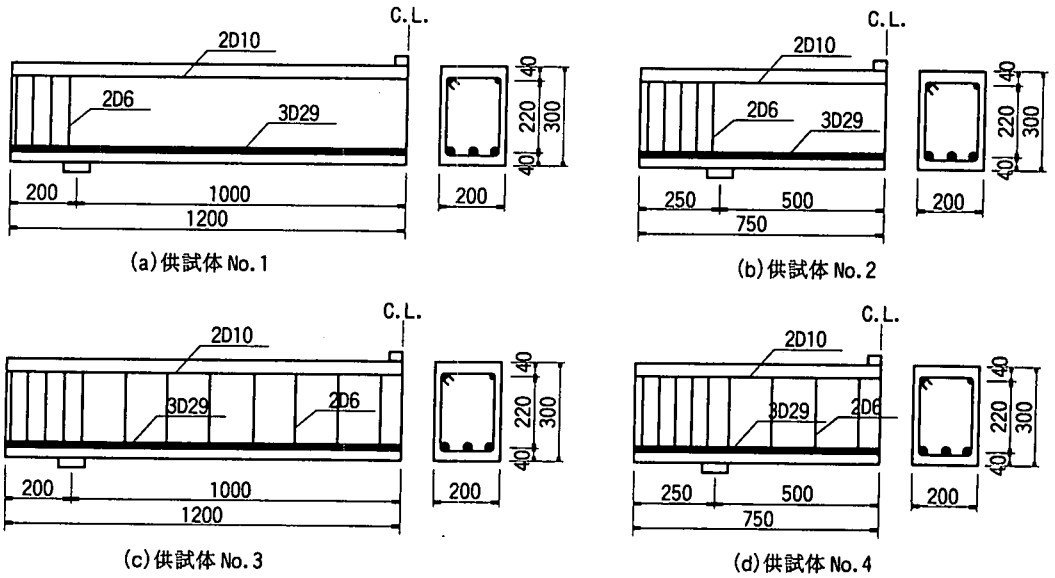


図-5 実験供試体

較的良好であることを示した¹³⁾。本研究ではこの研究結果を参考にして、要素の中心点を通り、ひび割れ直交方向に平行な直線と要素の2辺との交点距離を等価長さとした。

圧縮側の軟化域も破壊エネルギーと要素寸法の関数として表されることから等価長さが必要となる。圧縮側に対しても引張側と同様に、ひび割れ平行方向の直線と要素の交点長さを等価長さとした。従って、等価長さは、引張側と圧縮側でそれぞれ異なった値となる。

(4) 回転ひび割れモデル

回転ひび割れモデルの応力-ひずみ関係は次式で与えられる。

$$\begin{pmatrix} \sigma_n \\ \sigma_t \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} E_n & 0 \\ 0 & E_t \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_t \end{pmatrix} \quad (8)$$

$$\begin{pmatrix} \Delta\sigma_n \\ \Delta\sigma_t \\ \Delta\sigma_{nt} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} E_n^T & 0 & 0 \\ 0 & E_t^T & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \frac{\sigma_n - \sigma_t}{\varepsilon_n - \varepsilon_t} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \Delta\varepsilon_n \\ \Delta\varepsilon_t \\ \Delta\gamma_{nt} \end{pmatrix} \quad (9)$$

ここで、n, tはそれぞれひび割れ直交方向と平行方向を、またTは接線係数であること表している。式(8)に示したとおり、回転ひび割れモデルでは、ひび割れ座標系において全応力形式で表した場合にはせん断項がないのが特徴である。また、増分形式で表した場合のせん断項は材料特性ではなく、主応力方向と主ひずみ方向を一致させるために必要となる係数である。すなわち、あるひび割れ後の釣り合い状態から $\Delta\tau$ だけせん断応力が変化する

ときの主応力方向の変化 $\Delta\theta_s$ 、および、 $\Delta\gamma$ だけせん断ひずみが増加するときの主ひずみ方向の変化 $\Delta\theta_e$ は、それぞれ式(10)、式(11)で与えられ、主応力方向と主ひずみ方向を一致させるための条件、 $\Delta\theta_s = \Delta\theta_e$ より、式(12)が得られる。

$$\tan 2\Delta\theta_s = \frac{2\Delta\tau}{\sigma_n - \sigma_t} \quad (10)$$

$$\tan 2\Delta\theta_e = \frac{\Delta\gamma}{\varepsilon_n - \varepsilon_t} \quad (11)$$

$$\frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_n - \sigma_t}{\varepsilon_n - \varepsilon_t} \quad (12)$$

3. 実験概要

(1) 供試体

RC梁のせん断破壊モードは、せん断スパン比により変化する。また、せん断補強筋の有無により破壊性状は異なる。本研究では、斜め引張破壊とせん断圧縮破壊となるせん断補強を行わないRC梁のデータ、および、せん断補強筋を有するRC梁のデータを得るために、No.1~No.4の4供試体の実験を行った。供試体の寸法、断面形状および鉄筋の配置を図-5に、またコンクリートおよび鉄筋の材料諸元を表-1、表-2に示す。供試体No.1はスパン長 $L=200\text{cm}$ 、有効高さ $d=26\text{cm}$ 、せん断スパン比 $a/d=3.85$ の斜め引張破壊となるRC梁であり、No.2は $L=100\text{cm}$ 、 $d=26\text{cm}$ 、 $a/d=1.92$ のせん断圧縮破壊となるRC梁である。引張鉄筋比はいずれも3.71%である。供試体No.3, No.4は、それぞれNo.1およびNo.2に腹鉄筋比0.24% (2D6, 13cmピッチ)のスターラップを配置したものである。4供試体とも荷重載荷方法はスパン中央部への単

表-1 コンクリートの材料諸元

| | f'_c (MPa) | f_t (MPa) | G_{fc} (N/m) | G_{ft} (N/m) |
|------|--------------|-------------|----------------|----------------|
| No.1 | 22.7 | 2.27 | 41800 | 164 |
| No.2 | 23.0 | 2.39 | 42000 | 165 |
| No.3 | 23.7 | 2.14 | 42800 | 168 |
| No.4 | 24.4 | 2.37 | 43400 | 171 |

表-2 鉄筋の材料諸元

| | f_y (MPa) | E_s (MPa) |
|----------------|-------------|-------------|
| 主鉄筋 (D29, D10) | 358 | 182000 |
| せん断補強筋 (D6) | 356 | 179000 |

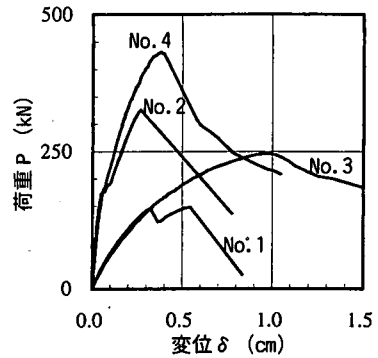


図-6 実験の荷重-変位関係

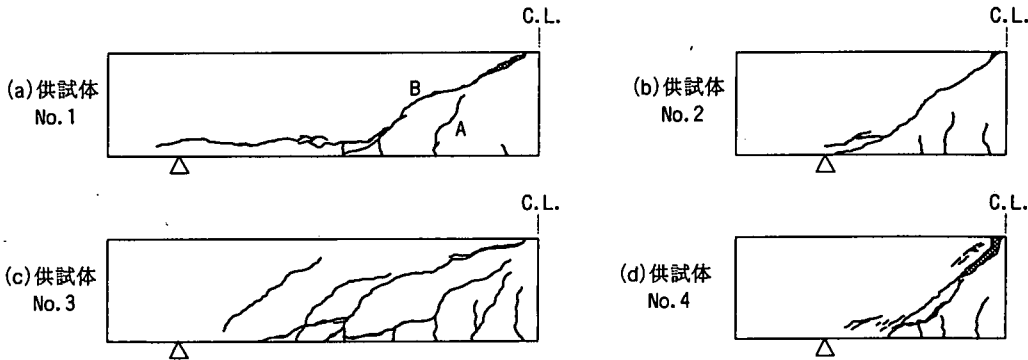


図-7 実験終了時のひび割れ状況

調集中載荷とし、応力集中を緩和するために荷重載荷点および支点には幅 8cm の支圧板を配置した。

(2) 実験結果の概要

実験で得られた 4 つの供試体の荷重-変位関係をまとめて図-6 に、実験終了時のひび割れ状況を図-7 にそれぞれ示す。

a) 供試体 No. 1

No.1 では、変位 δ がおよそ 0.32cm、荷重 P がおよそ 144kN となった時点で、それまでに発生していた斜めひび割れの 1 つ (図-7(a) の B) が載荷点に向かって進展して急激に荷重が低下した。しかし、図-6 に見られるように、一般の斜め引張破壊とは異なり、斜めひび割れによる荷重低下以降徐々に耐力が回復して、 $\delta=0.54$ cm 付近で第二のピーク $P=148$ kN を迎えてから再び荷重が低下していく性状を示した。これは、典型的な斜め引張破壊となるには No.1 の a/d が 3.85 とやや小さいことから、斜めひび割れ発生後に耐荷機構がアーチ機構に移行したためと考えられる。

b) 供試体 No. 2

No.2 の斜めひび割れは $\delta=0.06$ cm、 $P=177$ kN となった時点で発生し、その後、載荷点付近まで進展した。最終的には $\delta=0.28$ cm の時点で最大荷重 $P=326$ kN に達して、載荷点近傍のコンクリートの圧壊により急激な荷重低下

を示した。破壊モードは典型的なせん断圧縮破壊であった。

c) 供試体 No. 3

No.3 は、 δ がおよそ 1.0cm となった時点で斜めひび割れの 1 つが載荷点に向かって進展し、最大荷重 $P=245$ kN に達した。No.1 の斜めひび割れ発生荷重 144kN に比べると、せん断補強筋の効果により最大荷重は 101kN 程度増加したことになる。また、図-7 に示すように、No.3 の斜めひび割れは、No.1 に比べて梁全体に分散する傾向が顕著に見られた。最終的には載荷点近傍のコンクリートの圧壊を伴って破壊に至った。

d) 供試体 No. 4

No.4 の斜めひび割れ発生時の荷重および変位は No.2 とほぼ一致していた。最大荷重は 432kN ($\delta=0.38$ cm) であり、No.2 に対する荷重増加は 106kN と、せん断補強筋の効果は斜め引張破壊の梁と同程度であった。

4. せん断補強を行わない梁の解析結果

(1) 斜め引張破壊となる梁(供試体 No. 1)

供試体 No.1 の解析モデルを図-8 に示す。解析モデルは対称性を考慮して 1/2 モデルとしており、対称面の水平方向変位および支点の鉛直方向変位を拘束した。要素は 4 節点アイソパラメトリック要素を用いた。本研究で

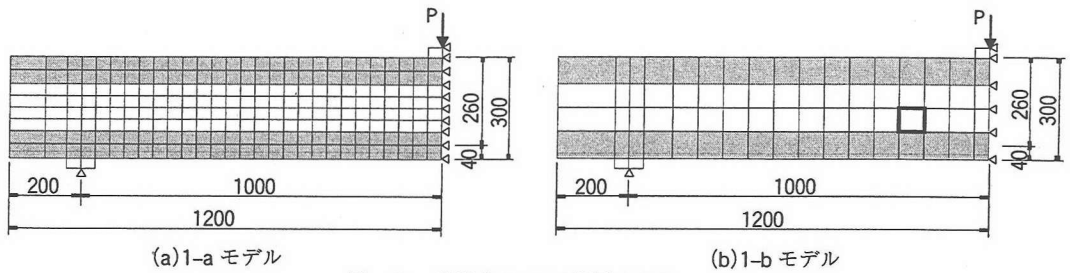


図-8 供試体 No.1 の解析モデル
(■ : 主鉄筋を含む要素)

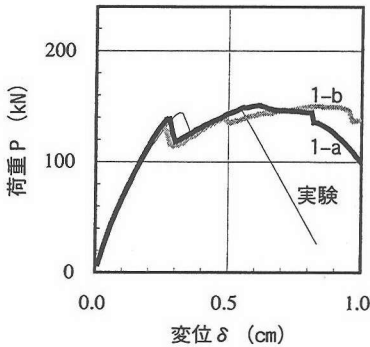


図-9 No.1の荷重-変位関係
(回転ひび割れモデル)

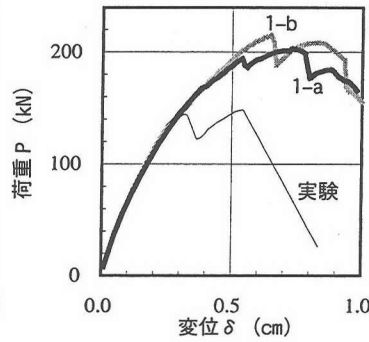


図-10(a) No.1の荷重-変位関係
(固定, $\beta=0.05$)

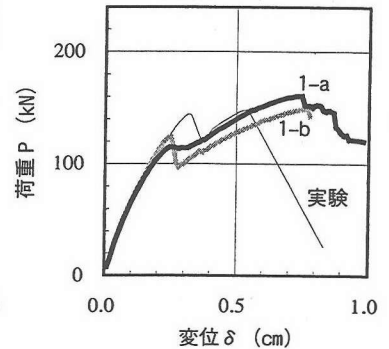


図-10(b) No.1の荷重-変位関係
(固定, $\beta=0.005$)

は、2. で示した解析方法の適用性を解の要素寸法依存性の観点からも検討することから、断面方向を8分割および4分割とした2つのモデルを設定した。ただし、要素形状の検討は行わないことから、図-8の要素分割では、正方形あるいは正方形に近い長方形要素が、部材軸および断面方向に直交するようにした。

また、回転ひび割れモデルとの比較のために、一方固定ひび割れモデルによる解析も行った。材料モデルは2. に従うものとし、ひび割れ面のせん断伝達特性は、簡易的に、せん断剛性を初期せん断剛性の β 倍に低減することにより表した。

a) 解析結果と実験結果の比較

細かい要素分割の1-aモデルと粗い要素分割の1-bモデルを、2. で示した材料モデルと回転ひび割れモデルを用いて解析したときの荷重-変位関係を図-9に示す。また、固定ひび割れモデルによる荷重-変位関係を図-10に示す。

図-9の回転ひび割れモデルによる結果を見ると、解析による斜めひび割れは、1-aでは変位 $\delta=0.28$ cm、荷重 $P=139$ kN、1-bでは $\delta=0.25$ cm、 $P=131$ kNとなった時点でそれぞれ生じており、変位レベル、荷重レベルとも実験結果($\delta=0.32$ cm、 $P=144$ kN)とほぼ一致している。また、斜めひび割れによる荷重低下の程度およびそれに続くアーチ機構による耐力上昇時の剛性も、解析結果と実験結果はほぼ一致している。ただし解析では、アーチ機構の崩壊に相当すると考えられる実験の $\delta=0.54$ cm

($P=148$ kN)付近の第二ピークは精度良く捉えられなかった(1-aは $\delta=0.6$ cm付近に第二のピークは見られるが、アーチ機構の崩壊は急激な荷重低下を示す $\delta=0.8$ cm付近であると考えられる)。この原因としては、後述するように、解析の斜めひび割れ発生位置が実験と異なり、アーチ機構を正確に表現できなかったことや、コンクリートの圧壊と関係する圧縮側の破壊エネルギーの問題が考えられる。圧縮側の破壊エネルギーの影響については供試体No.2の解析結果で述べる。ひび割れの方向が刻々と変化する回転ひび割れモデルの結果において、斜めひび割れが局所化する要素の、最初に生じたひび割れ方向に対するせん断応力の変化を図-11に示す。同図には、着目した要素(図-8(b)の太線で囲った要素)の4つの Gauss点におけるせん断応力-せん断ひずみ関係が示してある。これより、いずれの Gauss点においてもひずみ軟化性状が見られ、ひび割れが回転することにより陰にせん断軟化が考慮された結果となっていることが分かる。

図-10の固定ひび割れモデルによる荷重-変位関係には、実験結果に比べて解析結果が硬くなる $\beta=0.05$ のケースと、斜めひび割れ発生荷重が実験結果と比較的良好一致する $\beta=0.005$ のケースを示す。 $\beta=0.05$ のケースは斜めひび割れの発生を捉えられず、最大荷重は1-aで203kN、1-bで215kNと、実験値に対して37~45%程度大きくなっている。これは、一方固定ひび割れモデルに特有の、ひび割れ面での過剰なせん断力の発生や stress lockingによるものと考えられる。 β を0.005と小さくす

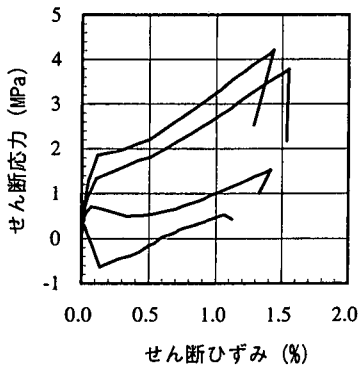


図-11 初期ひび割れ方向に対するせん断応力の変化

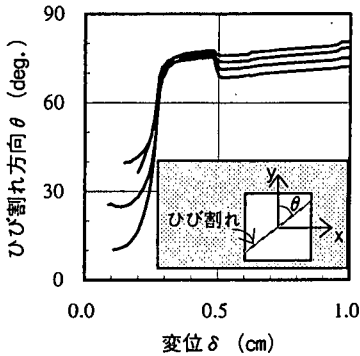


図-14 ひび割れ方向の変化

ると解析結果が軟らかくなり、要素分割が粗い 1-b では斜めひび割れによる荷重低下が捉えられている。

b) 要素寸法依存性

図-9 の回転ひび割れモデルの結果により要素寸法の影響を見ると、1-a が緩やかな荷重低下を開始する $\delta = 0.6\text{cm}$ となるまでは 1-a と 1-b の挙動がほぼ一致しており、斜めひび割れ荷重にも大きな違いはない。これは、斜め引張破壊と関連するコンクリートの引張側構成則に破壊エネルギーを導入したことによるものと考えられる。 $\delta = 0.8\text{cm}$ 以降の挙動が 1-a と 1-b で異なるのは、前述したように、斜めひび割れの再現性や圧縮側の破壊エネルギーの問題と考えられる。

c) ひび割れ性状

回転ひび割れモデルおよび固定ひび割れモデルにより得られた終局時のひび割れ状況を図-12、図-13 に示す。これらの結果は、いずれも 1-b モデルでの結果であり、便宜的に各 Gauss 点におけるひび割れ直交方向のひずみの値により、ひび割れの大きさと方向を表示した。

図-12 の回転ひび割れモデルによるひび割れ状況には、図-7 の実験結果よりも載荷点に近い位置で斜めひび割れに相当すると考えられるひび割れが見られ、それが支点に向かって軸方向鉄筋に沿って進展していることが分かる。解析により得られた斜めひび割れは、実験結果 (図

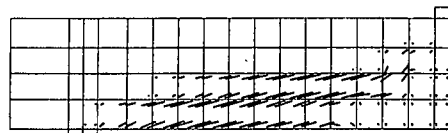
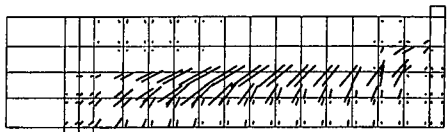


図-12 No.1 のひび割れ状況 (回転ひび割れモデル)



(a) $\beta = 0.05$



(b) $\beta = 0.005$

図-13 No.1 のひび割れ状況 (固定ひび割れモデル)

-7(a) の A の曲げひび割れが斜めひび割れに進展したものを模擬しているものと考えられる。また図-14 にひずみが局所化する要素 (図-8(b) の太線で囲った要素) のひび割れ方向の変化を示すが、斜めひび割れが発生して荷重低下を呈する変位 $\delta = 0.25 \sim 0.3\text{cm}$ の辺りまではひび割れ方向の変化が著しく、その後ひび割れは一定方向となる傾向にある。以上より、回転ひび割れモデルでは、先に局所化したひび割れの挙動が卓越する傾向を示すことから、実験結果に見られるような第二のひび割れ (図-7(a) の B) の発生を表現することは困難であるものと考えられる。従って、今回の回転ひび割れモデルによる解析では、マクロな情報としての耐力は精度良く表現できても、ひび割れ状況は必ずしも実験と一致しない結果となった。

一方、固定ひび割れモデルの結果は、荷重-変位関係と対応して、 β の値によりひび割れの性状が異なっている。 $\beta = 0.05$ のケースでは、断面上段までひび割れが進展しているものの局所化の程度は小さく、 $\beta = 0.005$ のケースでは、回転ひび割れモデルと同様に、軸方向鉄筋付近にひび割れが局所化している。これは、 β が大きくなると曲げひび割れ面でのせん断伝達力も大きくなり、それに伴って曲げひび割れから発生するせん断ひび割れが断面上方へ進展しやすくなること、また β が大きいほど

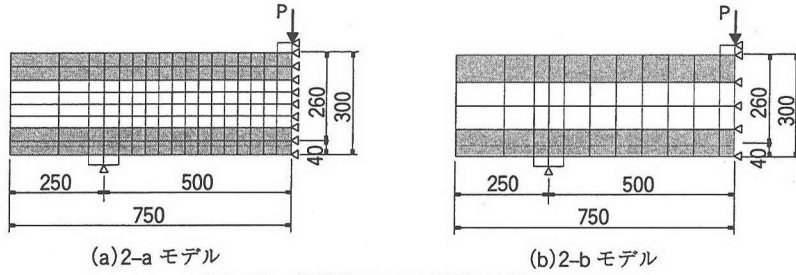


図-15 供試体 No.2 の解析モデル
(■ : 主鉄筋を含む要素)

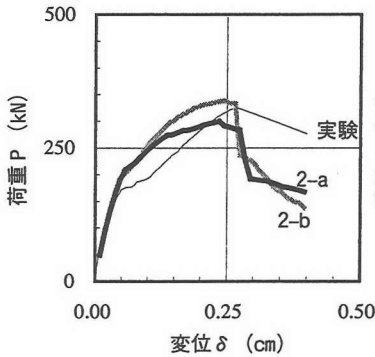


図-16 No.2の荷重-変位関係
(回転ひび割れモデル)

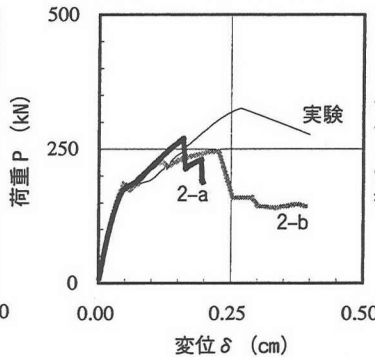


図-17(a) No.2の荷重-変位関係
(固定, $\beta=0.005$)

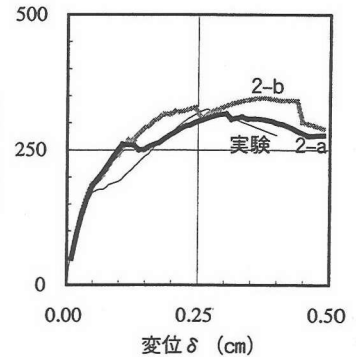


図-17(b) No.2の荷重-変位関係
(固定, $\beta=0.04$)

stress locking の影響でひび割れが部材全体に広がることによるものと考えられる。

要素分割が細かい 1-a モデルのひび割れ状況も 1-b モデルと同様の結果であった。

(2) せん断圧縮破壊となる梁(供試体 No.2)

供試体 No.2 の解析モデルを図-15 に示す。供試体 No.1 と同様に、要素分割の細粗による 2-a、2-b の 2 つのモデルを設定した。

a) 解析結果と実験結果の比較

回転ひび割れモデルおよび固定ひび割れモデルによる荷重-変位関係をそれぞれ図-16、図-17 に示す。

図-16 の回転ひび割れモデルの結果では、荷重 P がおよそ 200kN に達した段階で、それまでの緩やかな変化に比べて明らかに急激な剛性低下が見られる。また、解析結果のひび割れ状況の変化から、 $P=200$ kN 付近で斜めひび割れが顕著になり始めることが確認できた。このことから、回転ひび割れモデルによる斜めひび割れ発生荷重は約 200kN と判断された。これは、実験結果の 177kN に比べると若干大きめの値であり、それ以降、最大荷重に達するまでの挙動も硬めの傾向を示している。しかし、最大荷重は 2-a が 299kN、2-b が 337kN と、実験結果の 326kN とほぼ対応している。また、解析は最大荷重時の変位レベルもほぼ再現している。図-18 に、斜めひび割れが発生してまもなくの主圧縮応力増分と最大荷重後の

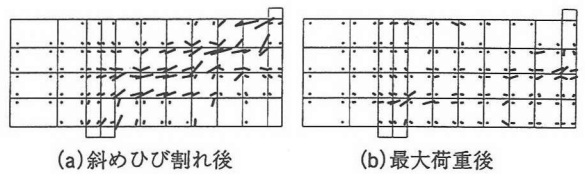


図-18 主圧縮応力増分図

主圧縮応力増分の分布を示す。これらには、応力に多少の乱れは見られるものの、斜めひび割れ発生後のアーチ機構の成立および最大荷重後のアーチ機構の崩壊が捉えられている。

図-17 の固定ひび割れモデルの結果は、供試体 No.1 と同様、 β の値により異なる挙動を示している。供試体 No.1 においては、 β を 0.005 と小さくすることで斜めひび割れ発生荷重をほぼ捉えることができた。そこで、供試体 No.2 においても $\beta=0.005$ として解析を行ったところ、図-17(a) に示すように、斜めひび割れ発生時の剛性低下は明確に捉えられているものの、最大荷重は 2-a が 270kN、2-b が 246kN と、実験結果の 326kN に比べるとやや小さめの評価となった。最大荷重の再現性に着目した場合には、図-17(b) に示すように $\beta=0.04$ と、供試体 No.1 に比べると大きめの β を採用しなければならない。従って、せん断伝達特性をせん断低減係数 β で表した場合には、実験結果と整合性の高い β の値が斜め引張破壊とせん断圧縮破壊のケースで異なっていることから、

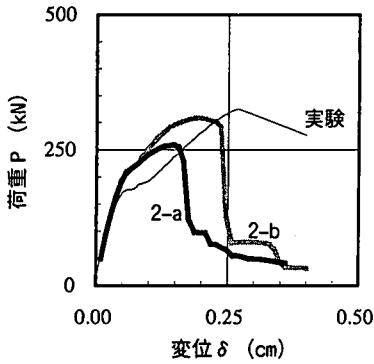


図-19 No.2の荷重-変位関係
(圧縮破壊エネルギー無)

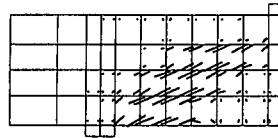
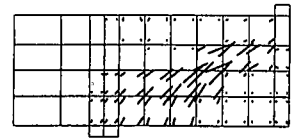
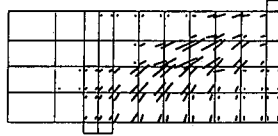


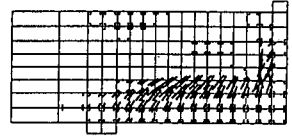
図-20 No.2のひび割れ状況
(回転ひび割れモデル)



(a) $\beta=0.005(2-b)$



(b) $\beta=0.04(2-b)$



(c) $\beta=0.005(2-a)$

図-21 No.2のひび割れ状況
(固定ひび割れモデル)

一方向固定ひび割れモデルを用いたせん断挙動解析には厳密なせん断伝達モデルを用いる必要があることが分かる。

b) 要素寸法依存性

圧縮側の破壊エネルギーを考慮せず、要素寸法に関わらず軟化域の終局ひずみ ϵ'_m を 0.01 として、回転ひび割れモデルにより解析した結果を図-19 に示す。同図と図-16 を比較すると、圧縮側の破壊エネルギーを考慮しない場合には、荷重が急激に低下する変位レベルが要素の細粗により大きく異なり、それに伴って最大荷重の違いも大きくなる傾向となっていることが分かる。すなわち、圧縮側の破壊エネルギーを考慮することにより、要素寸法依存性はある程度改善されることが分かる。ただし、No.2の要素寸法による最大荷重の違い(図-16)は、No.1の斜め引張荷重の違いよりも大きくなっている。これは、平井ら⁷⁾の破壊エネルギーは一軸応力状態の実験から得られたものであり、一方で梁のせん断圧縮破壊においては、せん断-圧縮、引張-圧縮等の二軸応力場の影響が大きいとめと考えられる。

c) ひび割れ性状

両ひび割れモデルの終局時のひび割れ状況を図-20 および図-21 に示す。回転ひび割れモデルではディーブーム特有の Shear band が見られ、アーチ機構が捉えられている。固定ひび割れモデルでも、図-21(a)、(b) に示す 2-b モデルの結果と 2-a で $\beta=0.04$ としたケースは Shear band を捉えているが、図-21(c) に示す 2-a で $\beta=0.005$ としたケースは斜めひび割れの再現性に乏しい結果となった。

5. せん断補強筋の効果

4.の検討では、せん断補強を行わない RC 梁のせん断挙動をある程度評価できた。ここでは供試体 No.3 およ

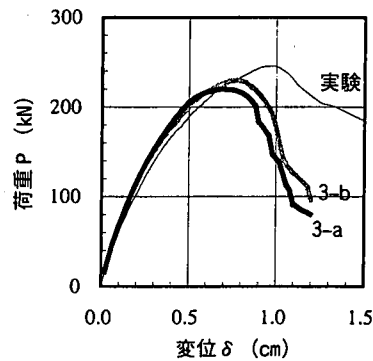


図-22 No.3の荷重-変位関係
(回転ひび割れモデル)

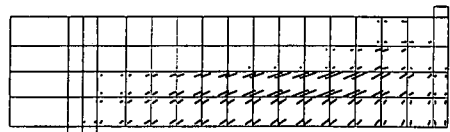


図-23 No.3のひび割れ状況(回転ひび割れモデル)

び No.4 のシミュレーション解析に基づき、せん断補強筋を有する梁に対する適用性を検討した。No.3 および No.4 の解析モデルはそれぞれ No.1, No.2 と同様である。前述したように、せん断補強筋は腹鉄筋比として部材全体で平均的にモデル化されているだけであり、スタレープの拘束によるコンクリートの応力-ひずみ関係の変化は考慮していない。

(1) 供試体 No.3

解析結果の荷重-変位関係を図-22 に、3-b による終局時のひび割れ状況を図-23 に示す。解析結果の 3-a, 3-b は、供試体 No.1, No.2 と同様、要素分割の細粗を表す。

解析は最大荷重までの剛性の変化を、実験よりもわずかに硬めではあるが精度良く模擬している。最大荷重は、

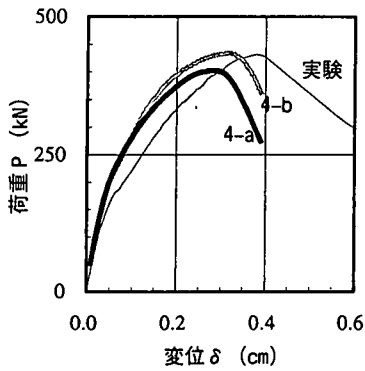


図-24 No. 4の荷重-変位関係
(回転ひび割れモデル)

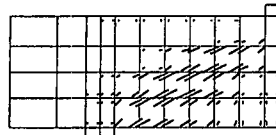


図-25 No. 4のひび割れ状況
(回転ひび割れモデル)

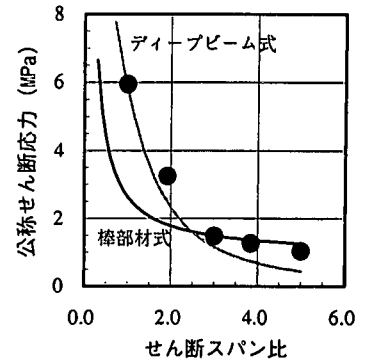


図-26 せん断スパン比の影響

実験の最大荷重 245kN に対して、3-a が 220kN、3-b が 230kN であり、ここで提案した手法は No.3 のせん断補強筋の効果を精度良く模擬していることが分かる。

また、3-a と 3-b の挙動はほぼ一致しており、破壊エネルギーの導入により要素寸法依存性も小さい結果となっている。最大荷重点以降、要素分割の粗い 3-b の挙動が若干硬くなっているのは、前述したように、圧縮側の破壊エネルギーの精度によるものと考えられる。

解析によるひび割れはせん断補強筋を配置していない No.1 よりもひずみの局所化の程度が小さく、実験結果の傾向は捉えている。ただし、No.1 の解析で指摘したように、回転ひび割れモデル特有の先に発生した斜めひび割れへの局所化により、破壊に直接結びつく斜めひび割れの再現はできていない。3-a のひび割れ性状も同様であった。

(2) 供試体 No. 4

解析結果の荷重-変位関係を図-24 に、4-b による終局時のひび割れ状況を図-25 に示す。

解析では、せん断補強筋のない供試体 No.2 と同様、斜めひび割れ発生後の挙動が実験結果に比べてやや硬めであるが、最大荷重は 4-a が 402kN、4-b が 434kN と実験の 432kN と良く一致しており、No.4 のせん断補強筋の効果が正確に捉えられている。

また、要素寸法依存性およびひび割れ性状の再現性も No.2 と同程度である。なお、4-a のひび割れ性状も同様であった。

6. 解析手法の一般的適用性

本研究では、回転ひび割れモデルを用い、引張側、圧縮側の破壊エネルギーを考慮した有限要素法解析は、RC 梁のせん断挙動解析手法として有効であることを示してきた。しかしこれまでは限られた条件下での適用性を検討したものであり、解析手法としての一般性が示された

わけではない。

そこで、せん断挙動に及ぼす(1)せん断スパン比の影響、(2)圧縮強度の影響、(3)主鉄筋比の影響、(4)せん断補強筋量の影響、および、(5)せん断強度の寸法効果の検討を行い、本研究で提案した手法のせん断挙動解析手法としての一般性を検討した。

(1) せん断スパン比の影響

せん断スパン比 $a/d=1, 3, 5$ の RC 梁の解析を行い、 $a/d=3.85$ の No.1 および $a/d=1.92$ の No.2 の解析結果と併せて、 a/d の変化に伴うせん断耐力の変化を数値解析的に評価した。解析に用いた $a/d=1, 3, 5$ の RC 梁の諸元は No.1 と同様とした。No.2 のコンクリートの諸元は No.1 と僅かに異なるが、解析結果に大きな違いを与えるものではない。また解析モデルは要素分割の粗い 1-b に従い、断面方向の要素分割を 4 分割とした。図-26 は、解析結果(図中●)を式(13)、式(14)に示す二羽の棒部材式¹⁴⁾およびディープビーム式¹³⁾と比較したものである。

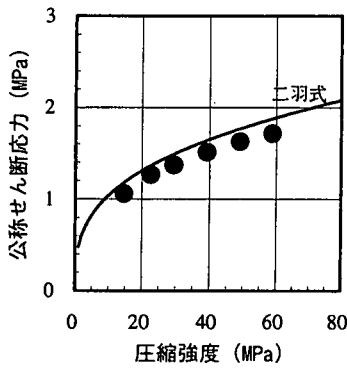
$$v_c = 0.20f_c^{1/3}(100p_t)^{1/3}\left(\frac{d}{100}\right)^{-1/4}(0.75 + \frac{1.4}{a/d}) \quad (13)$$

$$v_c = \frac{0.24f_c^{2/3}(1 + (100p_t)^{1/2})(1 + 3.33\frac{r}{d})}{(1 + (a/d)^2)} \quad (14)$$

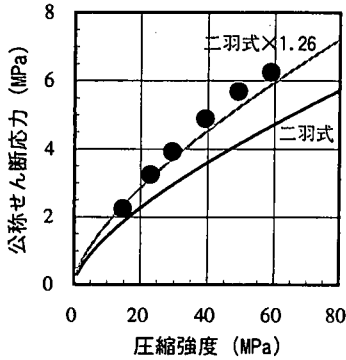
解析結果は、 $a/d=1.92$ の No.2 の解析値がディープビーム式よりも若干大きい他は、全般的に解析値と二羽式は良く一致しており、 a/d の変化に伴うせん断破壊形態の違いおよびせん断耐力の変化を精度良く模擬している。

(2) 圧縮強度の影響

式(13)、式(14)の二羽式によると、せん断強度に及ぼす圧縮強度 f_c の影響は、斜め引張破壊に対しては f_c の $1/3$ 乗に、また、せん断圧縮破壊に対しては f_c の $2/3$ 乗に、それぞれ比例する形で表される。そこで、斜め引張破壊、せん断圧縮破壊となる No.1 および No.2 を基に、

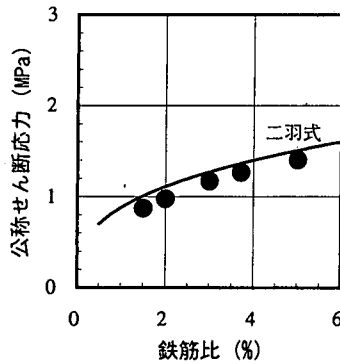


(a) 斜め引張破壊

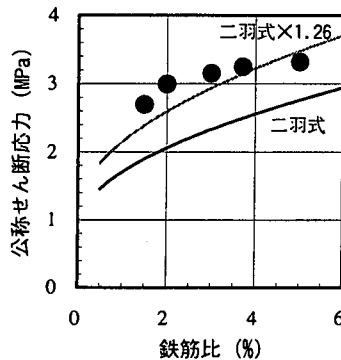


(b) せん断圧縮破壊

図-27 圧縮強度の影響



(a) 斜め引張破壊



(b) せん断圧縮破壊

図-28 主鉄筋比の影響

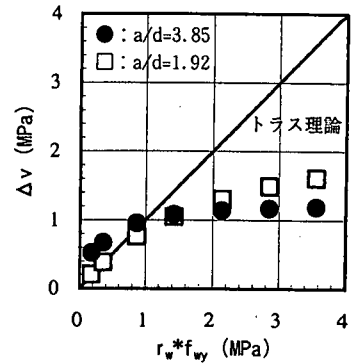


図-29 せん断補強筋の影響

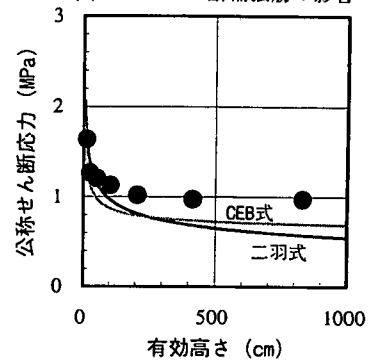


図-30 せん断強度の寸法効果

圧縮強度 f_c を 14.7~58.9MPa と変化させた解析を行い、せん断強度に及ぼす f_c の影響を評価した。解析モデルは要素分割の粗い 1-b, 2-b に従った。 f_c の変化に合わせて、圧縮側の破壊エネルギー G_k と引張側の破壊エネルギー G_a は前述の荒井の実験式により、また引張強度 f_t は $0.27f_c^{2/3}$ MPa として、それぞれ算定した。

解析結果と二羽式との比較を図-27 に示す。図-27(a)には $f_c=22.7$ MPa の No.1 の結果を、また図-27(b)には $f_c=23.0$ MPa の No.2 の結果を併せて示してある。図-27(a)の斜め引張破壊の結果では、解析のせん断強度は二羽式と良く一致しており、 f_c によるせん断強度の変化が捉えられている。一方、図-27(b)のせん断圧縮破壊の結果では、解析によるせん断強度は二羽式による計算値よりも全般的に大きくなっている。ところが、図-27(b)の基になった No.2 の実験のせん断強度は 3.13MPa であるのに対して、二羽式による計算値は 2.49MPa であり、もともと実験結果は二羽式の 1.26 倍となっている。また、4. の解析では、2-b と実験の最大荷重はほぼ一致していた。このことから、二羽式による計算値を 1.26 倍した修正値と解析結果を比較すると、両者はほぼ一致することが分かる。

(3) 主鉄筋比の影響

二羽式における主鉄筋比 ρ の影響は、斜め引張破壊では $(100\rho)^{1/2}$ に、せん断圧縮破壊では $(1+(100\rho)^{1/2})$ に、それぞれ比例する形で表される。そこで、No.1 と No.2 において、主鉄筋比 ρ を 1.5~5% と変化させた解析を行い、せん断強度に及ぼす ρ の影響を評価した。解析モデルは 1-b, 2-b に従った。

解析結果と二羽式との比較を図-28 に示す。せん断圧縮破壊の結果には、圧縮強度の影響の検討と同様に、二羽式を 1.26 倍に修正した値も示してある。図-28(a)の斜め引張破壊の結果では、解析のせん断強度は二羽式と良く一致しており、 ρ によるせん断強度の変化が捉えられている。図-28(b)のせん断圧縮破壊の結果においても、解析によるせん断強度の増加率が二羽式 $\times 1.26$ よりも幾分緩やかではあるが、 ρ によるせん断強度の変化はほぼ捉えられている。

(4) せん断補強筋比の影響

$a/d=3.85$ の No.3 (3-b) と $a/d=1.92$ の No.4 (4-b) を基に、せん断補強筋比を種々変化させた解析を行い、その結果とトラス理論を比較した。解析においては主鉄筋の降伏強度をあらかじめ大きな値に設定して、最大荷重以

前の主鉄筋降伏を防止した。解析結果を図-29 に示す。図中、せん断補強筋応力 $r_{f,wy}$ (r_w はせん断補強筋比, f_{wy} はせん断補強筋の降伏強度) が 0.85MPa の解析値は No.3 および No.4 の解析結果である。 $a/d=3.85$ の解析結果は、 $r_{f,wy}$ がおよそ 1MPa に達するまではせん断補強筋による強度増分 Δv がトラス理論よりもやや大きめの値を示し、それ以降の応力レベルでは Δv が頭打ちとなりトラス理論から大きく乖離している。また、 $a/d=1.92$ の解析結果は、 $r_{f,wy}=1\text{MPa}$ までは Δv がトラス理論とほぼ一致しているが、それ以降は $a/d=3.85$ の解析結果と同様、トラス理論から乖離する傾向が見られる。これは、トラスを構成する引張腹材、すなわち、せん断補強筋が多くなるとせん断補強筋の降伏が遅れ、その分圧縮斜め材を構成するウェブコンクリートの負担が大きくなることを数値解析的に評価しているとも考えられるが、トラス理論から乖離し始める $r_{f,wy}$ の値がかなり小さな応力レベルであることから、この結果はむしろ、圧縮側の破壊エネルギーの問題あるいは現時点での解析手法の適用限界を示しているとも考えられる。ただし、トラス理論との比較からは、今回の解析結果は $r_{f,wy}=1\text{MPa}$ までは妥当な結果を示していると考えられ、通常のせん断補強の範囲であれば十分な適用性を有していると考えられる。

(5) せん断強度の寸法効果

RC 梁の公称せん断強度は、梁寸法の増加に伴って低下していくことが実験的に知られている。今後、コンクリート構造物がますます大型化していくことを考えると、せん断強度の寸法効果を捉えることのできる数値解析手法の開発が求められる。そこで、解析手法の寸法効果解析への適用性を検討した。解析は、供試体 No.1 を基に、梁高さ h を 15cm~960cm と相似的に変化させた RC 梁を対象とした。有効高さおよびスパン長も相似的に変化させている。解析モデルは 1-b に従った。解析結果と二羽式、CEB 式¹⁰⁾との比較を図-30 に示す。解析結果は、既存の計算式と同様に、有効高さが大きくなるに従ってせん断強度が低下していく性状を捉えているが、有効高さが 100cm となった辺りからは既存式よりもせん断強度が若干大きくなっている。せん断強度の寸法効果に対しては、二羽ら¹⁷⁾も有効高さが 100cm を越えるとせん断強度はコンクリート標準示方書式よりも大きくなり、CEB 式に近づいていくという結果を得ており、解析による計算値は CEB 式よりも幾分か大きくなっているものの、二羽らと同様の結果を示唆しているものと考えられる。

(6) 解析手法の一般性

以上の検討から、本研究で提案した手法は、せん断補強筋の無い RC 梁のせん断挙動解析においては、斜め引張破壊およびせん断圧縮破壊にわたる幅広いせん断ス

ン比の RC 梁に適用可能であることが分かった。また、斜め引張破壊に対しては、せん断強度に及ぼす圧縮強度、主鉄筋比の影響を適切に評価でき、せん断圧縮破壊に対しては、それらによるせん断強度の変化を二羽式とほぼ同一に捉えられることが確認できた。さらに、斜め引張破壊強度の寸法効果解析への適用の可能性も示された。

せん断補強筋を有する場合には、せん断補強程度が比較的小さな段階から、せん断補強筋の効果をトラス理論よりも小さく評価していた。この結果は圧縮側の破壊エネルギーの問題あるいは現時点での解析手法の適用限界を示しているものと考えられ、今後より詳細な検討が必要であると考えられる。

7. 結論

本研究は、回転ひび割れモデルを用い、引張側、圧縮側の破壊エネルギーを考慮した有限要素法解析により RC 梁のせん断挙動解析を行い、同手法の適用性とその問題点を検討した。本研究で得られた結果は、以下のとおりである。

- (1) 本研究で提案した手法は、せん断補強筋を配置していない RC 梁に対しては、斜め引張破壊およびせん断圧縮破壊のいずれに対しても適用が可能であり、せん断強度に及ぼす圧縮強度、主鉄筋比の影響を評価できる。
- (2) 引張側の構成則に破壊エネルギーを考慮することにより斜め引張破壊荷重の要素寸法依存性を軽減でき、せん断強度の寸法効果のある程度模擬できる。
- (3) 平井らの圧縮側の破壊エネルギーを導入することにより、せん断圧縮破壊荷重の要素寸法依存性を軽減できる。ただし、平井らの破壊エネルギーは、限られた条件下で得られたモデルであり、今後この種のデータの蓄積が望まれる。
- (4) せん断補強筋を有する RC 梁の解析では、せん断補強筋応力が比較的小さな段階から、せん断補強筋の効果を過小評価する傾向が示唆されており、今後、詳細な検討が必要である。
- (5) 回転ひび割れモデルでは、斜め引張破壊時のひび割れの回転が急激で、先に局所化したひび割れの挙動が卓越する傾向を示すことから、特にせん断スパン比が大きい場合の斜めひび割れの再現性に乏しい。この問題に対しては、ひび割れ面でのせん断伝達をある程度許容した上で新たなひび割れが発生する、多方向固定ひび割れモデルのような考え方が有効であると考えられる。また、著者らは、多方向固定ひび割れモデルと類似した不連続回転ひび割れモデルを提案しており⁹⁾、今後、このモデルの RC 構造の数値解析への適用性を検討していく予定である。

参考文献

- 1) Rots, J. G. : Computational modeling of concrete fracture, Dissertation, Delt University of Technology, 1988.
- 2) An, X. : Failure analysis and evaluation of seismic performance for reinforced concrete in shear, Dissertation, Tokyo university, 1996.
- 3) 山谷敦, 中村光, 飯塚敬一, 檜貝勇: 回転ひび割れモデルによる RC 梁のせん断挙動解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.359-364, 1996.
- 4) 飯塚敬一, 中村光, 足立正信, 檜貝勇: 不連続回転ひび割れモデルによる RC 梁の有限要素法解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.459-464, 1997.
- 5) Bazant, Z. P. and Oh, B. H. : Crack band theory for fracture of concrete, *Materials and Structures*, RILEM, 16(93), pp.155-177, 1983.
- 6) 破壊力学の応用研究委員会: 破壊力学の応用研究委員会報告書, 日本コンクリート工学協会, 1993.
- 7) 平井圭, 中村光, 檜貝勇: コンクリートの圧縮破壊領域の推定に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.339-344, 1995.
- 8) Nakamura, H. and Takeshi H. : Fracture zone and fracture energy of concrete under uniaxial compressive stress, *Int. Conf. On Urban Engineering in Asian Cities in 21st Century*, pp.d105-d110, Nov. 20-23, 1996, Bangkok, Thailand.
- 9) Collins, M. P. and Vecchio, F. : The response of reinforced concrete to In-plane shear and normal stresses, University of Toronto, 1982.
- 10) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂, 1991.
- 11) 荒井正英: 引張・圧縮破壊エネルギーならびに圧縮破壊領域に対するコンクリート強度の影響, 山梨大学卒業論文, 1997.
- 12) Popovics, S. : A review of stress-strain relationships for concrete, *J. of ACI*, Vol.67, No.3, pp.243-248, 1970.
- 13) 山谷敦, 中村光, 足立正信, 檜貝勇: 破壊エネルギーを考慮した有限要素法解析における要素形状の検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.57-62, 1997.
- 14) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986年8月.
- 15) 二羽淳一郎: 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対する解析的研究に関するコロキウム論文集, 1983年10月.
- 16) CEB : CEB-FIP Model Code 1990, *Bulletin d'Information*, No.213/214, 1993.
- 17) 二羽淳一郎, Nasra Zareen, 田辺忠顕: 破壊力学に基づくコンクリートはりのせん断強度寸法効果解析, 土木学会論文集, No.508/V-26, pp.45-53, 1995年2月.

(1998.7.27 受付)

SHEAR BEHAVIOR ANALYSES OF RC BEAMS USING ROTATING CRACK MODEL

Atsushi YAMAYA, Hikaru NAKAMURA and Takeshi HIGAI

Finite element analyses of RC beams, whose failure modes are shear failure, are performed using rotating crack model and considering both fracture energies for tension and compression sides. As the results, although rotating crack model can not simulate diagonal tension crack perfectly, shear behavior of RC beam without shear reinforcement is captured regardless of failure modes, element size dependence in a numerical analysis is reduced owing to fracture energies and size effect of shear strength is simulated by the analysis. The analysis tends to underestimate an effect of shear reinforcement.