横補強筋が十分に強い RC 梁のせん断強度と立体破壊面

SHEAR STRENGTH AND THREE DIMENSIONAL FAILURE OF
RC BEAM WITH SUFFICIENT SHEAR REINFORCEMENT

伊 藤 朋*, 市之瀬 敏勝**

Tomo ITOH and Toshikatsu ICHINOSE

The prevailing two dimensional truss model represents experimental results well when shear reinforcement yields. The model, however, has two weak points when shear reinforcement does not yield. First, flexural deformation of shear reinforcement affect shear failure after flexural yielding. Second, sub-ties affect shear strength before flexural yielding. This paper shows an analysis considering three dimensional failure and the upper bound theorem. The effect of sub-ties on shear strength is studied. The analytical strengths agreed with the experimental ones and with the shear strength equation presented in AIJ Design Guidelines (1997). The calculated three dimensional strain distribution also agreed with the observed crack pattern inside the specimens.

Keywords : reinforced concrete, shear strength, sub-tie, upper bound theorem

鉄筋コンクリート, せん断強度, 中子筋, 上界定理

1 はじめに

二次元的な応力度の釣合を考慮したトラス機構^[1]は, 横補強筋が降伏する実験結果は比較的うまく説明できるが, 横補強筋が降伏しない場合には問題が多い。たとえば図1のような横補強筋のふくらみが曲げ降伏後のせん断破壊に大きな影響を及ぼすことが実験的に指摘されている(衣笠ら^[2])。中子筋の有無が曲げ降伏前のせん断強度にも影響があるという実験・解析結果もある(たとえば筆者ら^[3])。このような知見を受けて, 日本建築学会の靱性保証型耐震設計指針^[4]では, 中子筋の有無を考慮したせん断強度式が示された。しかし, この強度式に関する包括的な解析的検討は少ない。

本論文では, 上界定理に基づく極限解析により, 中子筋の有無がせん断強度に及ぼす影響を検討する。また, 著者ら^{[3],[5]}の実験結果と比較して妥当性を検証する。さらに, 靱性保証型耐震設計指針^[4]のせん断強度式の妥当性を検証する。なお, 既報^{[3],[5]}でも類似の三次元解析を行っているが, 本論文では解析の自由度を高めるとともに, より自然な形に修正した。

図1 横補強筋の曲げ

図2 コンクリートの応力-ひずみ関係

2 解析仮定

2-1 鉄筋に関する仮定

主筋と横補強筋は十分に強く, 降伏しないものと仮定する。ただし, 図1のような曲げ変形に対しては, 横補強筋の抵抗は無視できるものとする。横補強筋は材軸方向に十分に密に配筋されているものと仮定する。

2-2 コンクリートに関する仮定

コンクリートは図2のように完全剛塑性性と仮定する。コンクリートの引張強度は無視する。圧縮強度は有効圧縮強度 vf_c とする。 v は有効強度係数で式1に示すように仮定する (Nielsen^[6])。

$$v = 0.8 - \frac{f'_c}{200} \quad (1)$$

f'_c : シリンダテストによる圧縮強度 (MPa)

2-3 有効範囲に関する仮定

横補強筋の外側の領域はせん断強度に寄与しないものと仮定する^[3]。つまり, 図3の $j_e \times b_e$ で囲まれた領域のみでせん断応力度を負担するものとする。横補強筋量の少ない部材ではアーチ機構が卓越するので, 横補強筋の外側の領域もせん断強度に寄与するが, 横補強筋量の多い部材に関しては無視できるものとする。Collins らの実験^[7]でもせん断強度に及ぼすかぶり厚さの影響はほとんど見られていないし, 後で示すように, 内部ひび割れの状況から判断してもかぶりコンクリートの寄与は小さいようである。

2-4 部材の分割に関する仮定

横補強筋の内側の領域を図3のように微小な三角形に分割する。

* 熊谷組 修士(工学)
(執筆当時名古屋工業大学 大学院生)
** 名古屋工業大学 教授・工博

Kumagai Gumi Co. Ltd., M. Eng.
(Formerly Graduate Student of Nagoya Institute of Technology)
Prof., Dept. of Architecture, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

これらの三角形は、実際には図4のように、材軸方向に厚み dy を持つ三角柱として扱う。三角柱の頂点 OAB の y 座標は、厚み dy を保ったまま、任意の値をとり得るものとする。従って、上界定理より、せん断強度を最小にするような y 座標を選ぶことになる。このようにして決定された厚み dy の破壊領域の例を図5に示す。なお、この例は、後で報告する試験体の解析結果であり、横補強筋が強いために図5(a)では破壊領域の側面が z 軸方向に直立する（つまり y 座標が同一の値）という結果になっている。図5(b)の四隅の y 座標も同一である。

2-5 三角柱の変形に関する仮定

三角柱は、それぞれ一様なひずみ度で自由に変形できるものと仮定する。ただし、主筋と横補強筋が十分強いと仮定しているため、三角柱の各頂点がとり得る変形は次の2種類のみとなる。

(a) ふくらみ変形：図6の矢印で示すように、各頂点が x - z 面内に移動する変形。図の各矢印の大きさは、せん断強度を最小にするという条件から決定される。

(b) y - z 方向のせん断変形：図7に示すように、面 $O'A'B'$ が z 方向に Δu だけ移動するという変形。図4の三角形 OAB 上の法線ベクトルを

$$\mathbf{n} = (n_x, n_y, n_z) \quad (2)$$

と表すと、図7のせん断変形に伴うひずみは下記ようになる（計算の詳細は付録参照）。

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x & \gamma_{xy} & \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} & \varepsilon_y & \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} & \gamma_{yz} & \varepsilon_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \frac{n_x}{2} \\ 0 & 0 & \frac{n_y}{2} \\ \frac{n_x}{2} & \frac{n_y}{2} & n_z \end{bmatrix} \times \frac{\Delta u}{dy \cdot n_y} \quad (3)$$

Δu が z 方向であるので y - z 方向のせん断ひずみ γ_{yz} が生じるのは当然であるが、面 OAB の傾き n_x, n_z に応じて x - z 方向のせん断ひずみ γ_{xz} と z 方向の伸びひずみ ε_z も生じることに注目されたい。

図3 有効範囲

図4 三角柱

(a) 0度載荷

(b) 45度載荷

図5 破壊領域の例

3 解析方法

3-1 コンクリートのなす仕事

一つの三角柱のなす仕事 W_i は次式で与えられる。

$$W_i = (\sigma_1 \cdot \varepsilon_1 + \sigma_2 \cdot \varepsilon_2 + \sigma_3 \cdot \varepsilon_3) V_i \quad (4)$$

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$: 三角柱の主ひずみ

V_i : 三角柱の体積

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ は主ひずみに対応する応力であり、引張りひずみのときゼロ、圧縮ひずみのとき $-vf'_c$ となる。

コンクリートのなす仕事 W_c は三角柱全てを足し合わせたものであるので次式で表せる。

$$W_c = \sum W_i \quad (5)$$

3-2 鉄筋のなす仕事

鉄筋は十分に強く降伏しないと仮定したので、鉄筋のなす仕事はゼロである。

3-3 せん断力のなす仕事

せん断力 V_u のなす仕事は次式で与えられる。

$$W = V_u \cdot |\Delta u| \quad (6)$$

ここで Δu は、三角柱の主ひずみ $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ に伴って生じる梁のせん断力方向の変形(図7)である。コンクリートの内部仕事 W_c がせん断力によってなされる仕事 W と等しいから次式の関係が成り立つ。

$$W = W_c = \sum W_i \quad (7)$$

式(6)、式(7)よりせん断強度 V_u は次のように計算される。

$$V_u = \frac{\sum W_i}{|\Delta u|} \quad (8)$$

この解析は本質的に断面解析であるから、三角柱の厚さ dy は任意であり、せん断力が一様な部材であれば1箇所の断面を解析すれば十分である。

4 試験体の形状及び材料特性

4-1 載荷方向の異なる試験体^[6]

試験体の断面図を図8に示す。試験体はそれぞれ載荷方向の違いにより0度載荷、45度載荷試験体と呼ぶことにする。試験体幅・せ

図6 三角柱のふくらみ変形

図7 三角柱のせん断変形

いは共に250mmで、有効幅・有効せいは共に210mmである。クリアスパン長さは400mmである。コンクリートの圧縮強度は19.5MPaである。荷重方法は2台の油圧ジャッキと2つの反力点からなる逆対称曲げ方式とした。両試験体とも、最大変形時に蛍光塗料入りのエポキシ樹脂を注入し、樹脂硬化後に除荷して切断した。図8の破線はx軸方向の切断位置を表す。y軸方向には反曲点から40mmの位置で切断した。

4-2 補強筋比が等しく中子筋の有無が異なる試験体^[3]

試験体の断面を図9に示す。試験体はそれぞれ中子筋の有無により中子有、中子無試験体と呼ぶことにする。但し、試験体のせん断補強筋比は等しい。試験体幅・せいは共に300mmで、有効幅・有効せいは共に250mmである。クリアスパン長さは500mmである。コンクリートの圧縮強度は24.8MPaである。荷重方法は2台の油圧ジャッキと2つの反力点からなる逆対称曲げ方式とした。

5 解析結果

5-1 試験体内部のひずみ

破壊領域の形状はスタブにより移動が拘束されるため、部材の中央とスタブ付近の材端部では異なる。0度荷重試験体について、破壊領域の範囲を透視図で表したものを図10に示す。部材中央での破

図11 ひずみ分布 (x-z 断面)

図12 ひび割れ模式図

図8 荷重方向の異なる試験体

図9 中子筋の有無が異なる試験体

図10 破壊領域範囲

(a) 0度荷重

(b) 45度荷重

図13 試験体切断写真 (x-z 断面)

(a) y-z 断面中央 (0度載荷)

(b) y-z 断面端部 (0度載荷)

(c) y-z 断面中央 (45度載荷)

(d) y-z 断面端部 (45度載荷)

図14 ひずみ分布 (y-z 断面)

(a) y-z 断面中央 (0度載荷)

(b) y-z 断面端部 (0度載荷)

(c) y-z 断面中央 (45度載荷)

(d) y-z 断面端部 (45度載荷)

図15 試験体切断写真 (y-z 断面)

壊領域は線のみで表し、最端部での破壊領域は陰影をつけた。部材中央に比べ、材端部ではスタブにより破壊領域の移動が拘束され、せん断強度は大きくなる。図中の数字116は、中央部のせん断強度を100としたときの値である。したがって、端部ではせん断破壊が生じにくいといえる。

反曲点から40mmのx-z断面でのひずみ度分布を図11に示す。太い線が圧縮ひずみを、細い線が引張ひずみを表す。極限解析であるため、線の長さ(ひずみの絶対的な大きさ)に意味はない。図中の灰色は、スタブにより破壊領域の移動が拘束され、せん断破壊が生じにくい領域を表す。ひび割れは引張ひずみ度と直行方向に生じる。よって、図11のひずみ度分布は、模式図12のようなひび割れ発生を意味する。実験の切断写真を図13に示す。これらのひび割れは図12とよく対応している。また、図13(a), (b)から、補強筋で囲まれた範囲とかぶりコンクリート部分では破壊性状が異なり、2-3で述べた有効範囲の仮定は妥当であるといえる。なお、図11(a)は上下方向に図6のふくらみ変形が発生しているように見えるが、実際にはふくらみ変形はゼロである。上下方向のひずみ ϵ は、図7のせん断変形において、中央部の三角柱が図5(a)のように傾いたため(つまり式(3)の n_z が大きな値となったため)に生じたものである。図11(b)には若干のふくらみ変形が含まれている。

図8の破線で示した切断位置におけるひずみ度分布を図14に示す。図中の灰色の領域は、図11と同じく、スタブの拘束によりせん断破壊が生じにくい領域を表し、数字116, 103は、図10と同じく、中央部のせん断強度を100としたときの強度を示す。また、図14の破線は、図13の切断を行った箇所を示す。図14に対応する写真を図15に示す。図14(a)では引張ひずみ度が大きく圧縮ひずみ度が小さい。図15(a)ではほぼ解析で予測された方向への引張ひび割れが観察され

る。図14(b)では引張ひずみ度と同程度の大きな圧縮ひずみ度が算出されている。図15(b)では予測通り圧縮破壊のような細かいひび割れが観察される。図15(c)の場合は、図14(c)から予測されるような圧縮破壊は顕著ではないが、少なくともひび割れが約45度の方角であるという点では解析と実験が一致している。図15(d)のひび割れ方向も、図14(d)の主ひずみの方向と一致している。

なお、実験では、部材角1/50という大変形時に樹脂の注入を行っているので、実験写真のひび割れのほとんどはコンクリートの塑性的な変形に起因したひび割れであるものと判断できる。

5-2 各三角柱のせん断力負担

荷重方向が異なる試験体についてのせん断力負担分を、要素ごとに濃淡により表したものを図16(a), (b)に示す。色が濃い場所ほどせん断力の負担は大きい。図16(c), (d)は各試験体の1/4を拡大したもので、この範囲での各三角柱が受け持つせん断力の%表示をしている。

0度荷重試験体は破壊領域の上下端でのせん断力負担が小さく、四隅でのせん断力負担が大きい。これらのことから圧縮応力の伝達は靱性保証型耐震設計指針^[4](以下指針とする)と同様な形式(図17)で行われる事が予想される。

同指針で45度荷重試験体についての応力伝達のメカニズムは記さ

図18 強度の比較

図19 中子有試験体のモデル

図16 各三角柱のせん断力負担分

図17 指針^[4]の圧縮領域

図20 各三角柱のせん断力負担分と有効幅の関係

れていないが、本解析では、縦の中心軸でせん断力をよく負担していることがわかる。

なお、図16では断面を64個の三角柱に分割した（図10では32個）が、分割数を増やしてもせん断強度の変化は1%程度であった。

5-3 靱性保証型耐震設計指針^[4]の強度式の検証

指針^[4]では、断面内の補強筋間隔を図18右上のように b_s で表し、 b_s/j_e が増加するとせん断強度 V_u が低下するものとしている。横補強筋が十分に強い場合についてこの関係を図示すると、図18の破線のようになる。図18の縦軸は、せん断強度を有効範囲での断面力（有効圧縮強度×有効断面積）で除し基準化している。以下、これを基準化せん断強度と呼ぶ。指針^[4]では材軸方向の横補強筋間隔 s の影響も考慮されているがここでは本解析との比較のため $s=0$ と仮定した。

本解析で得られるせん断強度を実線で示す。横軸が実用的な範囲（0.5～2.0）では解析値と指針値はほぼ一致している。ただし、横軸が2.0以上では指針の強度式は過小（安全側）に評価している。

図18には、4-2節で紹介した実験値も四角でプロットした。ただし、中子有試験体は、横補強筋の形状（図19(a)）から有効範囲を2つに分割すると考え、図19(b)に示す横補強筋形状に置換した。実験値と解析値の対応は良好である。

次に各三角柱のせん断力負担分を図20に示す。縦軸と横軸は図18と同様に基準化している。図中の1～8の数字は、右上に示す三角柱の番号と対応している。 b_s/j_e が0.2より小さい領域では、せん断力

負担は断面全体ではほぼ一様である。 b_s/j_e が0.2を超えて1.0あたりまでは、要素3、4の負担が小さくなる。また、 b_s/j_e がさらに大きい場合には、要素1、2、5の負担も小さくなる。その結果、横補強筋近傍の要素、6、7、8だけがせん断力のほとんどを負担する。

図21に指針^[4]の強度式と横補強筋量の関係を破線で示す。縦軸は基準化せん断強度で、横軸は横補強筋量（せん断補強筋比×補強筋降伏強度）をコンクリートの有効圧縮強度で除し基準化している。材軸方向の横補強筋間隔 s は前と同様に0と仮定した。せん断スパン比は文献[3]の試験体と同様に1.67とし、かぶり部分を含まずに有効範囲のみを対象とした。

図中の実線は解析値を示す。ただし、この図の解析では2章の仮定を一般化して横補強筋の降伏もあり得るものとし、せん断強度を横補強筋の仕事と足し合わせた $W = W_c + W_s$ から求めた。その結果、破壊領域は図5とは異なり破壊領域の側面が傾く形状になった。図21の白丸より左側のプロットが横補強筋の降伏した解析結果である。図21の解析値と指針の値はほぼ一致している。

参考のため、文献[3]の実験で得られた横補強筋の応力を横軸の σ_{sv} と見なし、その時々々のせん断力を縦軸の V と見なして図21に白い白丸でプロットした。実験では、中子筋の存在によりせん断強度が19%上昇したが、横補強筋の応力上昇はさらに大きく33%であった。解析値でも、せん断強度が最大となるときの（図中の白丸）の σ_{sv} はちょうど33%大きくなっており、実験と解析が対応しているといえる。

5-4 実験値と解析値のせん断強度の比較

4章で示した試験体についての実験値と解析値を図22に示す。解析値は0度載荷以外の試験体では実験値をやや上回っているが、全般的にはほぼ一致している。

6 結論

- 1) 破壊領域の立体的なゆがみとふくらみを考慮することにより、実験結果とよく対応するせん断強度とひずみ度分布が得られた。
- 2) 中子筋があるとせん断応力分布は均一になる。本解析で得られたせん断応力分布と靱性保証型耐震設計指針に記されたせん断応力分布はほぼ一致する。
- 3) 靱性保証型耐震設計指針に記される横補強筋が降伏しない範囲での強度式は、有効幅が有効せいの2倍程度までは本解析結果と

(a) 中子筋無し

(b) 中子筋有り

図21 セン断強度と横補強筋量の関係

図22 実験値と解析値の比較

一致するが、2倍以上では本解析より小さめ（安全側）になる。

参考文献

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
- [2] 衣笠秀行，野村設郎：正負繰返し履歴による曲げ降伏ヒンジの破壊性状，コンクリート工学論文集，pp.21-32，1994.7
- [3] 半谷公司，市之瀬敏勝：立体破壊面を考慮したRC梁のせん断強度，日本建築学会構造系論文集，No.467，pp.105-113，1995.1
- [4] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説，1997
- [5] 飯田まゆみ，市之瀬敏勝，坪井征司：RC柱の2方向せん断強度と立体破壊面，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.863-868，1995
- [6] M.P. Nielsen: Limit Analysis and Concrete Plasticity, Prentice-Hall, pp.226, 1984
- [7] Rahal, K.N. and Collins, M.P.: Effect of Thickness of Concrete Cover on Shear-Torsion Interaction An Experimental Investigation, ACI Structural Journal, pp.334-342, 1995

付録

1 三角柱の形状及び変形

微小破壊領域中の一つの三角柱を付図1に示す。面OABの法線ベクトルを $\mathbf{n}$ とする。面OABは二つのベクトル $\mathbf{a}=\mathbf{OA}$ ， $\mathbf{b}=\mathbf{OB}$ により表せる。よって面の法線ベクトル $\mathbf{n}$ は次式により与えられる。

$$\mathbf{n} = (n_x, n_y, n_z) = \frac{\mathbf{a} \times \mathbf{b}}{|\mathbf{a} \times \mathbf{b}|} \quad (\text{付1})$$

せん断力方向への変形成分をベクトル $\Delta \mathbf{u} = (0, 0, u_z)$ と表し， $\mathbf{n}$ と $\Delta \mathbf{u}$ のなす角を θ とする。

2 三角柱のせん断変形 $\Delta \mathbf{u}$ によるひずみ

y-z 平面上に投影した三角柱を付図2に示す。破壊領域幅 dy をベクトルで表すとこれは y 軸と平行であるから $\mathbf{c} = (0, dy, 0)$ と表すことができる。よって法線ベクトル $\mathbf{n}$ 方向の三角柱の高さは $\mathbf{c}$ と $\mathbf{n}$ との内積 ($= dy n_y$) によって表される。一方，付図2より変位ベクトル $\Delta \mathbf{u}$ の法線方向成分は $|\Delta \mathbf{u}| \cdot \cos \theta$ である。よって法線方向へのひずみ ε_n は次式で与えられる。

$$\varepsilon_n = \frac{|\Delta \mathbf{u}| \cdot \cos \theta}{dy \cdot n_y} = \frac{(\mathbf{n}, \Delta \mathbf{u})}{dy \cdot n_y} = \frac{n_z \cdot u_z}{dy \cdot n_y} \quad (\text{付2})$$

(a) 変形前

(a) 変形前

(b) 変形後

(b) 変形後

付図1 三角柱の形状

付図2 y-z 平面上で見た三角柱

また， $|\Delta \mathbf{u}| \cdot \sin \theta$ は変位ベクトル $\Delta \mathbf{u}$ の接線方向成分である。接線方向へのひずみ γ_t は次式で与えられる。

$$2\gamma_t = -\frac{|\Delta \mathbf{u}| \cdot \sin \theta}{dy \cdot n_y} = -\frac{|\mathbf{n} \times \Delta \mathbf{u}|}{dy \cdot n_y} \quad (\text{付3})$$

3 三角柱のひずみ ε_n ， γ_t の xyz 座標への変換

三角柱のひずみ ε_n ， γ_t のうち， ε_n は法線ベクトル $\mathbf{n}$ の方向に生じる。せん断ひずみ γ_t が生じる方向の単位ベクトルを $\mathbf{l}$ ，ひずみが0となる方向の単位ベクトルを $\mathbf{m}$ で表す。ベクトル $\mathbf{m}$ は法線ベクトル $\mathbf{n}$ と変位ベクトル $\Delta \mathbf{u}$ に直交し，それらの外積をその大ききで除したもので与えられる。

$$\mathbf{m} = \frac{\mathbf{n} \times \Delta \mathbf{u}}{|\mathbf{n} \times \Delta \mathbf{u}|} = (m_x, m_y, m_z) \quad (\text{付4})$$

また，せん断ひずみ方向のベクトル $\mathbf{l}$ は法線ベクトル $\mathbf{n}$ とひずみ0方向のベクトル $\mathbf{m}$ に直交し，それらの外積によって与えられる。

$$\mathbf{l} = \mathbf{n} \times \mathbf{m} = (l_x, l_y, l_z) \quad (\text{付5})$$

これらのベクトルを用いて三角柱のひずみ ε_n ， γ_t を xyz 座標上のひずみに変換する。その計算は次式で与えられる。

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{x0} & \gamma_{xz0} & \gamma_{xy0} \\ \gamma_{yz0} & \varepsilon_{y0} & \gamma_{yx0} \\ \gamma_{zx0} & \gamma_{zy0} & \varepsilon_{z0} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} n_x & l_x & m_x \\ n_y & l_y & m_y \\ n_z & l_z & m_z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_n & \gamma_t & 0 \\ \gamma_t & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} n_x & n_y & n_z \\ l_x & l_y & l_z \\ m_x & m_y & m_z \end{bmatrix} \quad (\text{付6})$$

$$= \begin{bmatrix} n_x^2 \varepsilon_n + 2n_x l_x \gamma_t & n_x n_y \varepsilon_n + (n_y l_x + n_x l_y) \gamma_t & n_x n_z \varepsilon_n + (n_z l_x + n_x l_z) \gamma_t \\ n_x n_y \varepsilon_n + (n_y l_x + n_x l_y) \gamma_t & n_y^2 \varepsilon_n + 2n_y l_y \gamma_t & n_y n_z \varepsilon_n + (n_z l_y + n_y l_z) \gamma_t \\ n_x n_z \varepsilon_n + (n_z l_x + n_x l_z) \gamma_t & n_y n_z \varepsilon_n + (n_z l_y + n_y l_z) \gamma_t & n_z^2 \varepsilon_n + 2n_z l_z \gamma_t \end{bmatrix}$$

上式に付式(2)，(3)，(4)，(5)を代入して本文の式(3)が得られる。

4 ふくらみ変形によるひずみ

三角柱のふくらみ変形は xz 面上でのみ生じるため，そのひずみは以下のよう表される。

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{x1} & 0 & \gamma_{xz1} \\ 0 & 0 & 0 \\ \gamma_{zx1} & 0 & \varepsilon_{z1} \end{bmatrix} \quad (\text{付7})$$

三角柱のひずみの合計は付式(7)と本文の式(3)の和で表される。

5 フローチャート

本解析方法をより明確にするために，以下にフローチャートを示す。三角柱の各頂点の y 座標とふくらみ変形の大きさをパラメータとして Do ループで回し，最小となるせん断強度を得た。

付図3 フローチャート

(1999年3月10日原稿受理，1999年6月25日採用決定)