

# 鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷機構に関する解析的研究

二羽淳一郎<sup>1</sup>・崔 益暢<sup>2</sup>・田辺忠顕<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 名古屋大学助教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

<sup>2</sup>正会員 工修 名古屋大学大学院 工学研究科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

<sup>3</sup>正会員 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

せん断力を受ける鉄筋コンクリートはりの斜めひび割れの発生、せん断補強筋の降伏、ウェブコンクリートの破壊までの一連の耐荷機構の変化に追従し、かつマクロ的な耐荷機構モデルの構築に役立つ簡易な解析手法として格子モデルを開発した。本研究は、格子モデルの適用可能性を既存のせん断耐荷力算定式や実験データにより検証した後、各種の試算を行い、従来の修正トラス理論の妥当性と問題点を明らかにするものである。

**Key Words:** shear resisting mechanism, shear strength, lattice model, modified truss analogy

## 1. 序論

土木学会コンクリート標準示方書には、せん断力を受ける鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷力を修正トラス理論に基づいて算定することが規定されている。すなわち、せん断耐荷力  $V$  はコンクリート貢献分  $V_c$  とせん断補強筋によるトラス機構の抵抗力  $V_s$  の和として与えられている。

45度の圧縮斜材角を仮定したトラス機構のみでは、実際に得られるせん断耐荷力を過小評価することから、これを補正するために、修正トラス理論にはコンクリート貢献分が加算されているのである。ACIのBuilding Code (318-89)にも基本的に同様な手法が示されている。これに対して、CEB-FIP Model Code 90<sup>1)</sup>には、トラスの圧縮斜材角を45度に固定しない方法が示されている。ただし、この方法は設計者が圧縮斜材角を制限内で任意に選択して、各トラス構成要素の抵抗力を算定し、作用力との比較により安全性を照査するものであって、せん断耐荷力自体を直接算定するものではない。

修正トラス理論による設計手法は、過去の豊富な実績により、わが国において幅広く受け入れられている。しかしながら、いくつかの問題点、疑問点を含んでいることも事実である。

例えば、 $V_s$  はせん断耐荷力と称されているが、実際には、せん断補強筋の降伏に対応するせん断抵抗力である。実験的には、せん断補強筋の降伏以後、配置されたせん断補強筋量によっては、さらに抵抗力が増加する領域が存在することが知られているが、この耐荷力の増加

分は無視されている。また、せん断補強筋の降伏を前提としているため、連続繊維補強材のような弾性—脆性破壊材料に対しては、 $V_s$  を定めることができない。

コンクリート貢献分  $V_c$  は、具体的にはせん断補強筋のないはりのせん断耐荷力相当分とされている。斜めひび割れの発生以後、ひび割れの進展、ひび割れ幅の拡大、および変形の増加に伴い、このコンクリート貢献分は減少していくと考えるのが自然であると思われるが、設計では斜めひび割れの発生以後終局に至るまで、 $V_c$  は一定値を保つとされている。

このような修正トラス理論に基づく設計方法に含まれる問題点に対処し、さらにどのような補強材を用いた場合でも統一的に適用可能なせん断耐荷力の算定方法を示すことがせん断設計法において急務となっているのである。

佐藤らは、非線形の有限要素解析に基づき、作用せん断力レベルの変化に伴うコンクリートとせん断補強筋のせん断力分担率の変化、補強筋の剛性変化がせん断耐荷力に及ぼす影響等を詳細に検討した結果を報告している<sup>2)</sup>。しかしながら、連続体としてモデル化したコンクリートはり中の力の流れをあらためて離散的に処理する際に、客観性が失われていく可能性がある。また現実的にこのような離散化にはかなりの困難を伴うものと思われる。

Schlaichらの提案するストラット-タイモデル<sup>3)</sup>は、支点付近やディーブーム等の不連続領域の設計に適用することを念頭に置いたものであり、せん断耐荷力自体を算定するものではないが、部材をストラットとタイに

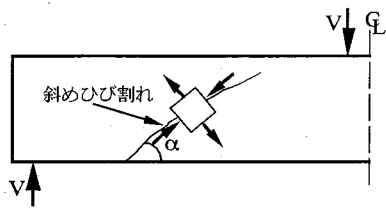


図-1 斜めひび割れの発生したコンクリートはり

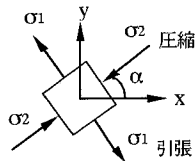


図-2 はり中の微小コンクリート要素の応力状態

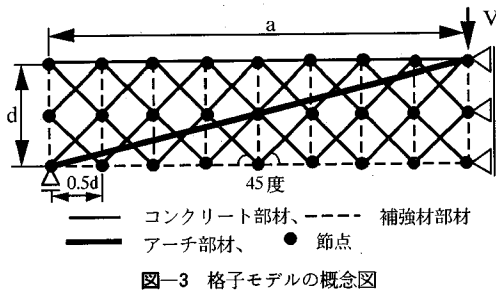


図-3 格子モデルの概念図

離散化しているので、力の流れが限定され、計算結果のポストプロセッシングが容易である。

本研究では、計算結果の処理に客観性があり、かつせん断耐荷機構を明快に表現するという要件を満たすものとして、コンクリート部材を格子状のトラスの集合体にモデル化する手法を検討した<sup>1)</sup>。変形の適合条件、力の釣合条件、および材料の応力-ひずみ関係の非線形性を考慮したこの格子モデルは、耐荷機構をトラス要素のみで構成しているために、有限要素解析に比較すれば、節点変位の総自由度も相当に少ない簡便な解析手法であるが、後述するようにコンクリートはりの斜めひび割れ発生、せん断補強筋の降伏、ウェブコンクリートの破壊に至るまでの一連の耐荷機構の変化をほぼ妥当な精度で追従できる。

本研究は、格子モデルによる解析結果に基づき、斜めひび割れ発生以後の変形の増加に伴うはり内部でのせん断力分担性状を明らかにし、これに基づいて修正トラス理論の妥当性を評価していくものである。

## 2. 格子モデル

### (1) 格子モデルの概要

図-1は斜めひび割れの発生したコンクリートはりの模式図である。ひび割れ面に沿うせん断応力を無視すると、図中に示す斜めひび割れと平行な微小要素には、2

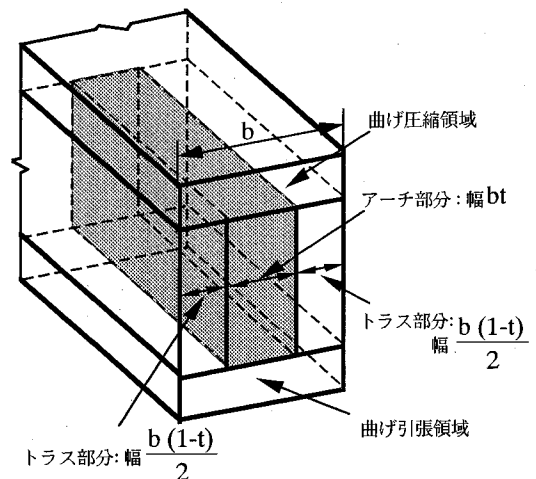


図-4 格子モデルにおけるはり断面の区分

単位せん断力に対する  
ポテンシャルエネルギー(N-mm)

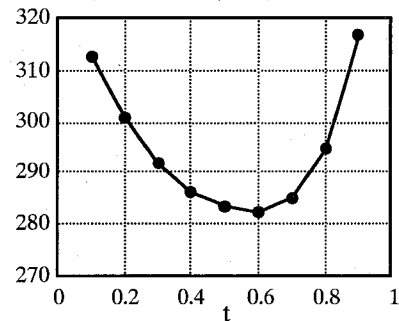


図-5 比率tの変化に伴うポテンシャルエネルギーの変化

軸の圧縮-引張応力が作用することになる(図-2)。

ウェブコンクリートに図-2のような圧縮-引張応力が作用することを念頭において、図-3のような格子モデルを設定した。すなわち、連続体である鉄筋コンクリートはりをトラスの集合体に置き換える。

コンクリートは、曲げ圧縮部材、曲げ引張部材、斜め圧縮部材、斜め引張部材、アーチ部材に、補強材は水平部材と垂直部材にモデル化される。ここで、コンクリートの斜め引張部材を考えているのが、従来のトラスモデルとの大きな違いであり、これにより斜めひび割れ発生前後のせん断耐荷挙動を精度良く表現していくことが可能となる。

図-3中の太い実線はコンクリートのアーチ部材を表している。格子モデルではトラスの斜材角は45度に固定しているが、このアーチ部材を考えることにより、せん断補強筋降伏以後の各部材における応力の再分配を表現することができる。アーチ部材は格子モデルの荷点と支点を両端の節点とするフラットで細長い部材とした。

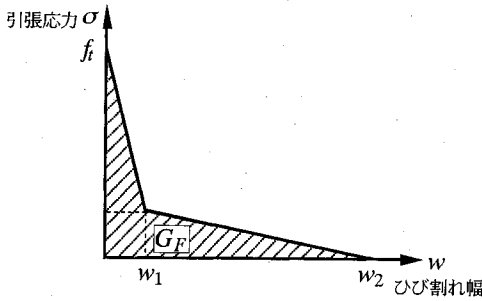


図-6 1/4引張軟化モデル

## (2) 各部材のモデル化

図-4は格子モデルにおけるはり断面の区分の概念図である。ウェブコンクリートを図-4に示すようにコンクリートのトラス部分(圧縮および引張斜材)とアーチ部分に区分する。網掛けした部分をアーチの幅に、残りをコンクリートのトラス部分の幅と考える。ここで、はり断面のコア部分にアーチ部分を仮定し、かぶり側にトラス部分を仮定したのは、トラス機構の形成にはせん断補強筋の存在が不可欠であるので、トラス部分はせん断補強筋の存在する側に仮定すべきであるという考えから、このように区分したものである。図-4において、アーチ部分の幅が占める割合を $t$ としておく。この $t$ の値は以下のようにして、個々の鉄筋コンクリートはりごとに定める。

すなわち、仮定した $t$  ( $0 < t < 1$ ) に対して微小な強制変位を作用させ、弾性解析により各部材のひずみエネルギーを計算する。作用させた単位せん断力による仕事(外力仕事)とひずみエネルギーを構造全体に加算したポテンシャルエネルギーが最小となるように $t$ を決定する。

はりに非線形性が現れてくるに伴い、ポテンシャルエネルギーの値は変化していくが、ここでは第一近似として、この手法を用いている。 $t$ の変化に伴うポテンシャルエネルギーの変化の一例を図-5に示す。この例の場合では、 $t=0.6$ と設定することになる。

アーチ部材の変位はその両端でトラス部材の変位と適合しているが、中間では独立としている。これは平面応力場を仮定しないことを意味するものであり、ウェブコンクリートにおけるスターラップの影響範囲を考慮したものである。現実には、両者の変位が完全に独立となることはないものと思われるが、はりの幅が相対的に増加していくにつれて、通常行われる平面応力場の仮定が成立しなくなることは十分に予想される。

曲げ圧縮領域の厚さは、曲げ終局時のコンクリート圧縮領域の厚さ、すなわち $x=(A_s \cdot f_s) / (0.68f'_c \cdot b)$ と仮定した。また曲げ引張領域の厚さは曲げ補強筋の図心位置から、はり下面までの距離の2倍とした。なお、こ

れらのコンクリート水平部材の厚さの仮定は、計算されるせん断耐荷力の大きさにあまり影響を与えないことが、試算の結果、確認されている。

格子モデルの高さは、はりの有効高さ $d$ に一致させている。したがって、トラスの斜材とアーチ部材は、断面の上縁と曲げ補強筋の図心位置とを結ぶように配置される。また、垂直部材の水平方向間隔は水平部材間距離(=はりの有効高さ)の1/2としている。したがって、はり側面から見た場合のトラス斜材の幅は $d/2 \cdot \sin 45^\circ$ となる。また、はり側面から見たアーチ部材の幅は $d \cdot \sin \theta$ となる。ただし、 $\theta$ はアーチの傾斜角である。

## (3) 各部材の応力-ひずみ関係

### a) コンクリート引張斜材

コンクリートの引張斜材は、せん断力から生じる主引張応力に抵抗する。引張強度到達以前は弾性体とするが、ひび割れ発生以後は軟化挙動を示すと考えられる。したがって、引張強度到達以後については、コンクリートの引張軟化曲線を適用することにした。使用した軟化曲線は図-6に示す1/4モデルである。図-6に示すひび割れ幅 $w$ を引張斜材の長さ $L$ で除してひずみに変換した。コンクリートの破壊エネルギー $G_F$ は100N/mとしている。したがって、コンクリートの引張強度が3MPaならば、 $w_1=0.025\text{mm}$ 、 $w_2=0.167\text{mm}$ となる。

### b) コンクリート圧縮斜材およびアーチ部材

コンクリート圧縮斜材とアーチ部材はいずれも斜め圧縮力に抵抗する部材である。斜めひび割れ発生後のコンクリートの圧縮軟化特性には、Collinsらのモデルを用いた<sup>9)</sup>。軟化係数 $\eta$ の評価に必要な圧縮斜材と直交方向のひずみ $\epsilon_t$ には、当該の圧縮斜材と直交する引張斜材のひずみを用いた。またアーチ部材については、スパン中央に位置する引張斜材のひずみから、軟化係数を評価した。

使用したコンクリートの圧縮応力-ひずみ関係は式(1)の通りである。

$$\sigma_c = -\eta f'_c \left[ 2 \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right) - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (1)$$

$$\text{ただし、} \eta = \frac{1}{0.8 - 0.34(\epsilon_t/\epsilon_0)} \leq 1.0$$

$$\epsilon_0 = -0.002$$

### c) 垂直および水平部材

垂直および水平部材を形成する補強材の応力-ひずみ関係は完全弾塑性としている。

なお、曲げ引張側の水平部材には、コンクリートと補強材の付着を考慮して、岡村らのテンションスティフニングモデルを加算した。また、曲げ圧縮側の水平部材には曲げ圧縮部コンクリートの効果を加算しているが、この場合は圧縮軟化は考慮していない。すなわち、コンク

表一 実験データの諸元

No	実験者	断面形状	b cm	h cm	d cm	a/d	f' <sub>c</sub> MPa	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	E <sub>s</sub> MPa	f <sub>y</sub> MPa	A <sub>w</sub> cm <sup>2</sup>	E <sub>w</sub> MPa	f <sub>wy</sub> MPa	s cm	せん断耐力 V <sub>u</sub> (kN)		
															実験値	計算値1	計算値2
1	Ramirez <sup>7)</sup>	矩形	20.3	50.8	42.5	2.15	31.0	23.1	2.05x10 <sup>5</sup>	530	1.42	2.05x10 <sup>5</sup>	530	13.3	386	397(1.03)	341(0.88)
2	Clark <sup>8)</sup>	矩形	20.3	45.7	38.9	2.00	24.6	24.5	2.05x10 <sup>5</sup>	320	1.42	2.05x10 <sup>5</sup>	320	18.3	222	214(0.96)	207(0.93)
3	Leonhardtら <sup>9)</sup>	矩形	30.0	35.0	30.0	3.50	23.7	12.2	1.96x10 <sup>5</sup>	419	0.56	1.96x10 <sup>5</sup>	314	11.0	130	132(1.02)	131(1.01)
4	Leonhardtら	T形	30(15)	35.0	30.0	3.50	23.7	12.2	1.96x10 <sup>5</sup>	419	0.56	1.96x10 <sup>5</sup>	314	11.0	127	117(0.92)	98(0.77)
5	大内ら <sup>10)</sup>	矩形	45.0	60.0	52.5	2.86	43.9	95.7	1.96x10 <sup>5</sup>	383	1.43	1.96x10 <sup>5</sup>	355	25.0	519	556(1.07)	480(0.92)
6	大内ら	矩形	45.0	60.0	52.5	2.86	66.2	95.7	1.96x10 <sup>5</sup>	383	1.43	1.96x10 <sup>5</sup>	355	15.0	637	669(1.05)	599(0.94)

注) 計算値1は格子モデル, 計算値2は修正トラス理論。( )内は計算値/実験値。  
No.4はT形はりで, フランジ幅30cm, フランジ厚7.5cm, ウェブ幅15cm.

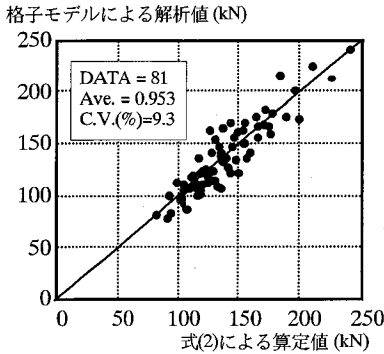


図-7 格子モデルと式(2)による算定値の比較

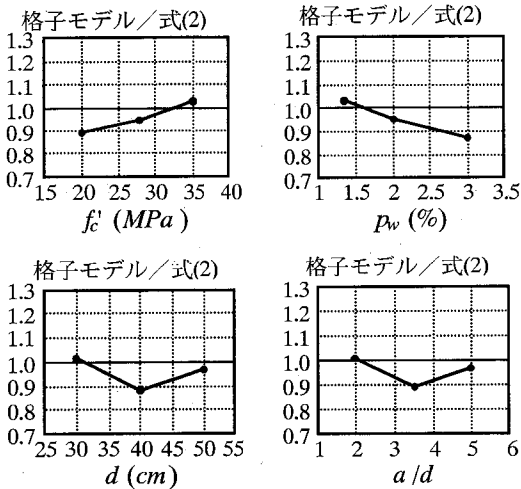


図-8 各パラメータの変化に伴うせん断耐力の変化

リートの応力-ひずみ関係は式(1)で $\eta=1$ としたものである。

垂直部材については、コンクリートの引張斜材においてウェブコンクリートの引張抵抗を考慮しているので、コンクリートの影響は加算していない。

以上のようにして構成した格子モデルを用い、変位制御により増分解析を行った。なお、収束計算には

Newton-Raphson 法を用いた。

### 3. 格子モデルの適用性の検討

#### (1) せん断補強筋のない場合

せん断補強筋のないコンクリートはりのせん断強度  $v_c$  (MPa) の算定式として、式(2)が提案されている<sup>6)</sup>。

$$v_c = 0.20 f_c'^{1/3} p_w^{1/3} d^{-1/4} \left[ 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right] \quad (2)$$

ここで、 $f_c'$  はコンクリートの圧縮強度 (MPa)、 $p_w$  は主鉄筋比 (%) =  $100A_s / (b_w \cdot d)$ 、 $d$  は有効高さ (m)、 $a/d$  はせん断スパン比である。

式(2)は多数の実験データとの検証より、その有効性が確認されており、コンクリート標準示方書の基礎式となっている。そこで、せん断補強筋のない場合の格子モデルの解析結果と式(2)による算定値を比較することにより、格子モデルの適用性を検討してみた。

図-7は格子モデルによるせん断耐力と式(2)によるせん断耐力と比較したものである。解析の対象としたはり全部で81通りであり、コンクリート強度を3水準、 $f_c' = 20, 28, 35$ MPa、主鉄筋比を3水準、 $p_w = 1.36, 2.0, 3.0\%$ 、有効高さを3水準、 $d = 30, 40, 50$ cm、せん断スパン比を3水準、 $a/d = 2.0, 3.5, 5.0$ に変化させたものである。なお、断面の幅は  $b_w = 30$ cm に固定している。格子モデルと式(2)によるせん断耐力を比較した結果、81個のデータに対して、その平均値は0.953、変動係数は9.3%となり、せん断補強筋のない場合の格子モデルによるせん断耐力の予測値は、平均として式(2)をやや下回るものの、そのばらつきは小さく、ほぼ妥当なものであることが確認された。

図-8は各パラメータ別に、格子モデルによるせん断耐力の平均値と式(2)による算定値の平均値を比較したものである。格子モデルによる予測値の変化の傾向は、式(2)による傾向と完全には一致しないが、その比率はいずれも0.9~1.1程度に収まっていることが認

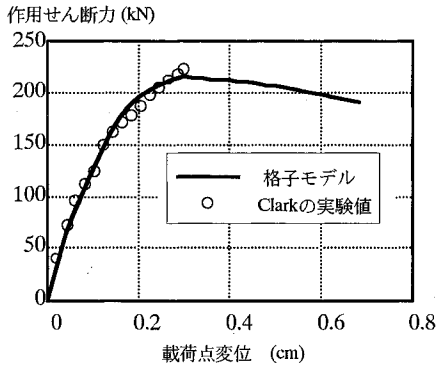


図-9 実験データとの比較 (No. 2)

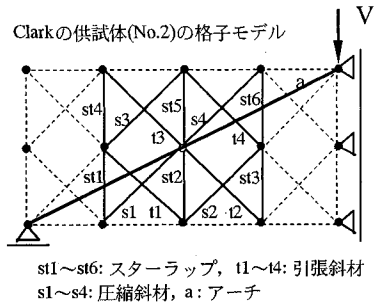


図-12 平均応力を算定したせん断スパン中央の部材

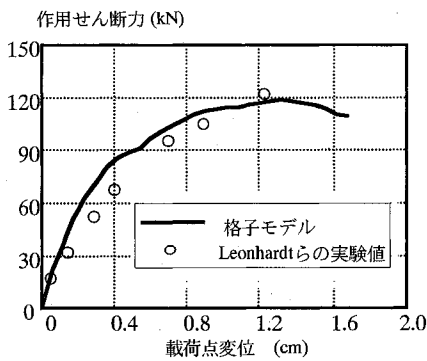


図-10 実験データとの比較 (No. 4)

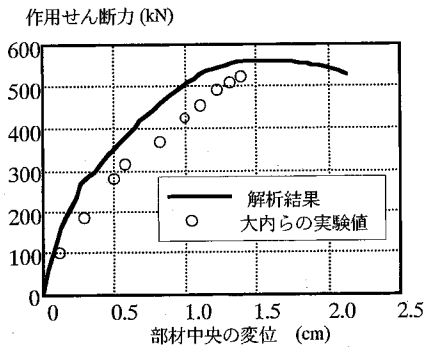


図-11 実験データとの比較 (No. 5)

められる。限られた範囲ではあるが、 $d$  の変化に伴うせん断強度の変化、いわゆる寸法効果についても、式(2)による予測と同程度であることが認められる。

なお、格子モデルにより予測された破壊モードは、いずれもコンクリート引張斜材の破壊となったが、これは選択したパラメータ  $a/d$  の範囲から考えて、せん断補強のないはりにおいて観察される斜め引張破壊モードに対応しているものと考えられる。以上のことから、格子モデルによる斜め引張破壊耐力の予測は、概ね妥当なもの

であると判断される。

## (2) せん断補強筋のある場合

続いて、せん断補強されたコンクリートはりのせん断耐荷性状に関して、実験データを基に格子モデルの適用可能性を検討する。

検討に用いた実験データの概要は表-1 に示す通りである。格子モデルによれば、作用せん断力と変位の関係のみならず、せん断耐荷機構を形成する各部材の応力状態の変化を容易に評価することができる。つまり、せん断耐荷機構の変化、すなわち各部材のせん断力分担の変化を客観的に明示できるのである。この点が、格子モデル開発の大きな理由となっている。

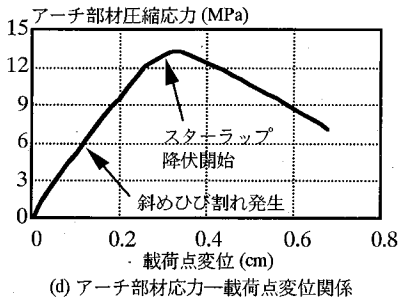
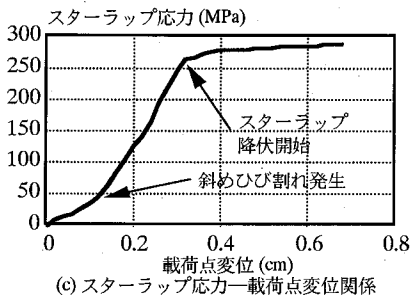
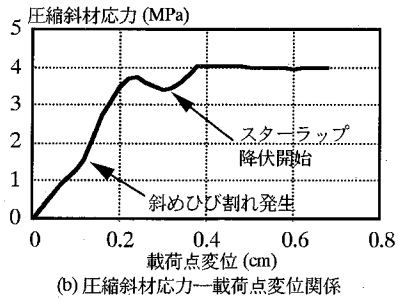
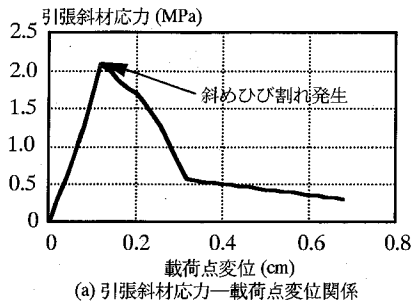
### a) 作用せん断力-変位関係

せん断補強されたコンクリートはりのせん断耐荷性状に対する、格子モデルの適用可能性を明らかにするために、作用せん断力と変位の関係が明示されている Clark の実験結果<sup>9)</sup>、Leonhardt らの実験結果<sup>9)</sup>、および大内らの実験結果<sup>10)</sup> を用いて、格子モデルによる解析結果と比較した。

図-9 は Clark の実験結果 (表-1 における No. 2、以下同様に表記する) と格子モデルによる解析結果との比較である。実験ではピーク以後の挙動が得られていないのであるが、格子モデルは、ピークまでの変位挙動を精度良く捉えていることがわかる。また、せん断耐荷力についても、実験値を精度良く予測していることが認められる。

図-10、図-11 はそれぞれ Leonhardt らおよび大内らの実験結果 (No. 4, No. 5) との比較である。これらの場合、格子モデルは、ピークまでの範囲で相対的に高めの剛性を与えているが、ピーク時の変位量については実験値と同程度となっており、概ね妥当である。

なお、図-10 に示す Leonhardt らの実験データ (No. 4) は T 形はりのデータである。この場合、アーチ部材とコンクリート斜材の幅の合計はウェブ幅と等しいと仮定している。格子モデルでは、 $V=60\text{kN}$  程度で勾配が変化



図—13 変位の増加に伴う各部材応力の変化 (No.2)

しており、これは斜めひび割れの発生に対応しているものと考えられるが、実験値には明瞭な勾配の変化は認められない。ただし、ピーク値およびピーク時の変位量については実験値にほぼ一致している。

大内らのデータは、高強度コンクリートを用いたものである。この場合、実験における  $V=300\text{kN}$  程度での勾配の変化を解析的にも捉えていることがわかる。なお、ピークの予測値は実験値より若干大きめである。

有限要素法に比較すると相当に簡便な解析手法であるが、今回開発した格子モデルは、以上を総合的に見れば、せん断補強されたコンクリートはりのせん断挙動をほぼ妥当に予測しうるものであると判断される。

#### b) 各部材の応力状態の変化

続いて、Clark の実験データ (No. 2) を対象に、荷重点変位の増加に伴う、コンクリートの引張斜材、圧縮斜材、およびスターラップの平均応力、ならびにアーチ部材の応力の変化を示す。図—12 は Clark の供試体 (No. 2) を格子モデルに置き換えたものである。図—12 中に実線で示したせん断スパン中央の各部材応力を平均化して、荷重点変位の増加に伴う変化を検討した。

図—13 (a) に示すように斜めひび割れの発生後、コンクリート引張斜材の抵抗力は急速に低下していく。逆に、スターラップの引張応力とコンクリート圧縮斜材応力はその後急速に増加していく (図—13 (b) (c))。圧縮斜材の応力は、スターラップの降伏開始前に低下を示した後、スターラップの降伏開始に伴って上昇していくが、ある程度の上昇を示した後は安定化する傾向を示す。なお、スターラップ降伏前の圧縮斜材応力の低下については、スターラップ、引張斜材、アーチ部材との総合的なせん断力の分担から、このような現象が生じたものと判断される。

スターラップについては、その降伏開始後も平均応力としてのスターラップ応力は変位の増加とともに漸増していく。また、アーチ部材の応力はスターラップの降伏開始以後も増加を示すが最終的にアーチ部材のコンクリートが圧縮軟化を示すことにより、終局を迎える (図—13 (d))。すなわち、解析的に得られる破壊形態は、スターラップ降伏後のアーチ部材の圧縮破壊によるせん断破壊である。これは Clark の実験結果とも一致している。なお、格子モデルにより予測された最終的な破壊形態は、No. 4, No. 5 も同様であり、いずれも実験結果と対応している。

#### 4. 各部材のせん断力分担

土木学会のコンクリート標準示方書に規定されている修正トラス理論によるせん断耐力の算定式 (式 (3)) では、コンクリート分担分が、斜めひび割れの発生以後も一定値を保つと仮定されている。

$$V_s = V_c + V_d \quad (3)$$

1. で述べた通り、このコンクリート分担分  $V_c$  が、コンクリートの引張抵抗のみに由来するとすれば、はりに斜めひび割れが発生した後は、ひび割れの進展、ひび割れ幅の拡大、および変形の増大とともに、 $V_c$  は低下していくと考える方が自然である。

格子モデルでは、せん断耐力機構を形成する各部材の

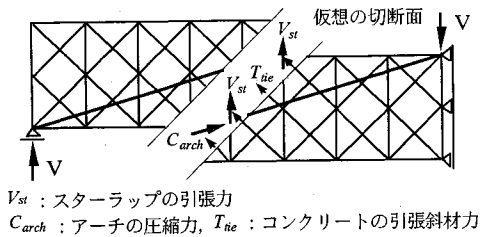
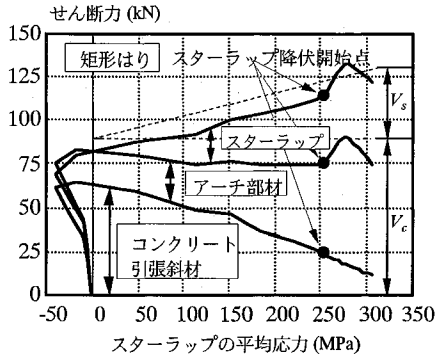
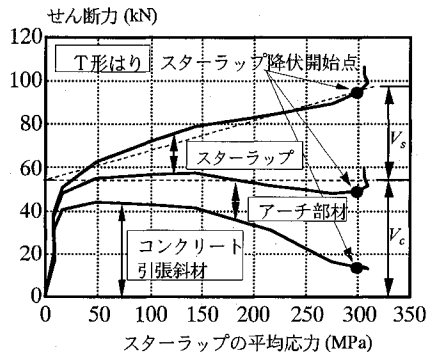


図-14 格子モデルのフリーボディと各部材力



(a) 格子モデルによるせん断力の分担 (No.3)



(b) 格子モデルによるせん断力の分担 (No.4)

図-15 格子モデルによるせん断力の分担評価

応力を基に、各材が分担するせん断力を評価できるので、これを用いて各材のせん断力の分担を評価することにした。

試算を行う例として Leonhardt らの実験データ (No. 3, No. 4) を取り上げる。図-13 に示した各部材の応力状態から考えて、はりのせん断耐荷機構を支配するのは、コンクリートの引張斜材、アーチ部材、およびスターラップの抵抗力であると判断される。したがって、図-14 に示すように、せん断スパン中央で格子モデルのフリーボディを考え、ここでの各材力より、作用せん断力の分担の程度を評価することとした。

図-15 (a), (b) はそれぞれ Leonhardt らの実験データ (No. 3, No. 4) に対して、格子モデルから得られるせん断力の分担状況の変化を示したものである。図中の

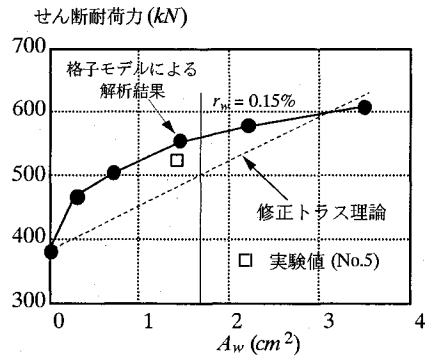


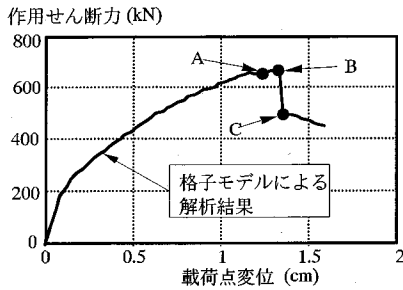
図-16 せん断補強量に伴うせん断耐荷力の変化

破線は式 (2) による  $V_c$  の計算値と 45 度トラスを仮定したスターラップによるせん断抵抗分  $V_s = A_w \sigma_w z / s$  を加算したものである。

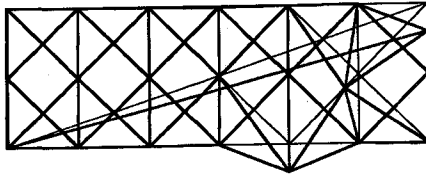
コンクリート貢献分である  $V_c$  はコンクリート引張斜材による抵抗力とアーチの抵抗力から構成される。スターラップの平均応力が 0 に近い場合は、このうち引張斜材の抵抗力の比率が高いが、スターラップ平均応力の増加に伴い (すなわち変形の増加に伴い)、引張斜材の抵抗力は単調に減少していく。しかし、これを補うようにアーチ部材の抵抗力が増加していくため、結果的に、おおよ  $V_c$  相当のコンクリート貢献分が保持されていることがわかる。修正トラス理論における  $V_c$  の根拠をコンクリートの引張抵抗のみと見なさず、このようにアーチの負担分と合わせて考えていくことにより、斜めひび割れの発生以後も  $V_c$  が保持されることが説明できるのである。

図-15 より、スターラップの貢献分はスターラップが降伏するまでは 45 度のトラス機構に基づいて単調に増加していくと見なすことができる。しかし、スターラップの降伏以降は、アーチの負担分が急増する (図-15 中の ●印がスターラップ降伏開始点)。アーチ部材抵抗力の急増点がスターラップの降伏開始点に対応している。スターラップが破断しないかぎり、スターラップの引張抵抗力は保持されるので、最終的なせん断耐荷力はアーチの破壊に支配されることになる。図-15 (a) にはアーチの軟化状態が明確に示されている。この場合は、アーチの軟化が比較的早い段階で起きているため、格子モデルによるせん断耐荷力 (132kN) と修正トラス理論によるせん断耐荷力 (131kN) は同程度となっているものと考えられる (表-1 参照)。

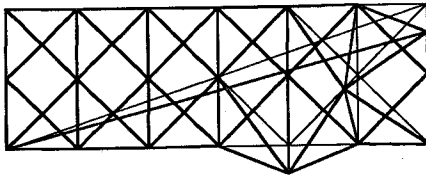
図-15 (b) では、スターラップの降伏開始が遅く、このためアーチ部材抵抗力の急増点の出現も遅れている。図-15 では横軸をスターラップの平均応力としているため、明瞭なアーチの軟化が図-15 (b) 中には現れていない。しかしながら、この場合はスターラップの降伏以



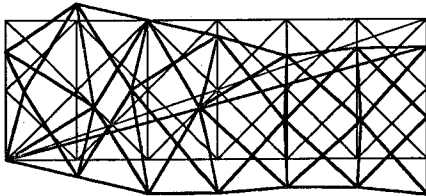
図一17 せん断力-変位関係の解析結果 (No. 6)



(a)A点における変位増分



(b)B点における変位増分



(c)C点における変位増分

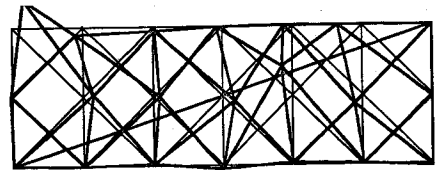
図一18 予測される変位増分形 (No. 6)

後、アーチ部材抵抗力の増加により、さらにせん断耐荷力が上昇するため、格子モデルによるせん断耐荷力 (117 kN) は、修正トラス理論によるもの (98kN) よりもかなり大きくなった (表一1 参照)。

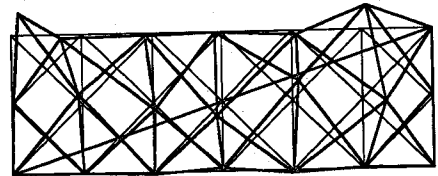
なお、図一15 (a) では载荷の初期にスターラップの平均応力が圧縮となっているが、図一15 (b) では引張となっている。図一15 (b) は T 形断面はりの場合であり、この場合はフランジ幅と同じ幅の矩形断面に比較して、コンクリートの引張斜材の断面積が相対的に小さいことから、このように引張応力が発生したものと考えられる。

## 5. せん断補強の程度とせん断耐荷力

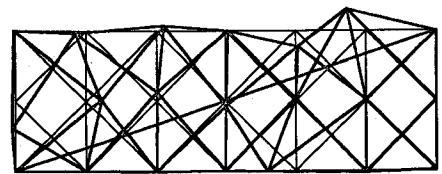
格子モデルによれば、せん断補強されたコンクリート



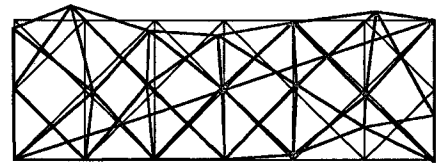
(a)A点における1次の固有モード (固有値=12525.8)



(b)B点における1次の固有モード (固有値=-5851.4)



(c)C点における1次の固有モード (固有値=-2207551.6)



(d)C点における2次の固有モード (固有値=-529350.1)

図一19 予測される固有モード (No. 6)

はりのせん断耐荷力は、最終的にアーチ部材の圧縮軟化に支配されると予測された。アーチ部材の軟化がスターラップの降伏以後、比較的早期に起これば、せん断耐荷力は修正トラス理論による値に近くなり、アーチの軟化が遅れる場合には、せん断耐荷力は修正トラス理論による値よりも増加していく。

修正トラス理論は、スターラップ降伏以後のせん断耐荷力の上昇を考慮しておらず、この点では安全側の評価であると言えるが、例えば、連続繊維補強材のような降伏現象を示さない材料に対しては、スターラップの降伏そのものが存在しないわけであり、適用が困難である。

通常の鋼材をせん断補強筋に用いた場合、せん断補強の程度が少ないと、修正トラス理論による値を大きく上回る場合があることが定性的に知られているが、この点を定量的に明らかにするため、大内らのはり (No. 5) を対象に格子モデルにより試算を行った。試算においては、せん断補強筋の断面積  $A_s$  以外は、No. 5 の諸元に一致させている。試算の結果を図一16 に示す。

図一16 に示されるように、せん断補強筋の断面積を 0



から $3.5\text{cm}^2$  (せん断補強筋比 $r_w=A_w/(bs)$ で0から0.31%)まで変化させた結果、場合によっては修正トラス理論によるせん断耐荷力を10数%上回るケースが認められた。コンクリート標準示方書には棒部材の最小せん断補強筋比として0.15%が規定されているが、 $r_w=0.15\%$ に対して本例の場合では約10%のせん断耐荷力の増加が見込まれる。修正トラス理論値からのせん断耐荷力の増加分は、図-16に示されるように一定ではなく、せん断補強筋比に依存して変化していく。

## 6. ポストピーク領域における格子モデルの挙動

せん断破壊の本質を数学的に考察するため、格子モデルから得られるせん断耐荷力の周辺において、固有値解析を行い、ポストピーク領域における格子モデルの挙動について検討することとした。計算の対象としたものは、大内らの実験データ(No. 6)である。図-17は格子モデルにより得られた作用せん断力と載荷点変位の関係を示している。ピーク以前の図中のA点では、格子モデルの接線剛性マトリクスの固有値はすべて正となっていたが、ピークに対応するB点において、接線剛性マトリクスの最小の固有値が初めて負となった。また、作用せん断力の急激な低下が観察された直後の図中のC点では、複数の負の固有値が得られた。

図-18は、点A、B、Cにおける変位増分を示している。図中の太い実線が得られた変位増分であり、細い実線はNo. 6のはりの格子モデルの初期状態である。点A、Bの変位増分の形はほぼ同様であって、載荷点付近で卓越した変位増分が観察される。予測される破壊モードがアーチ部材の軟化に支配されているため、ピークに至る載荷過程でアーチ部材が圧縮され、これに伴って発生する載荷点の沈下が認められる。これに対して複数の負の固有値が存在しているC点では、変位増分がはりの全体において発生しており、変形がはり全体に及んでいることがわかる。

図-19は、固有値解析から得られる点A、B、Cにおける固有モードを示したものである。この場合、点A、Bの1次の固有モードは載荷点付近においてかなり異なった形状を示している。変位増分については、図-18に示したようにほぼ同様であったが、最小固有値が負に転じた影響が固有モードに現れたものと予測される。点Cにおける1次の固有モードは点Bにおけるものとほぼ同様である。一方、2次の固有モードははり全体において大きな変化を示しており、この傾向は変位増分において観察された状況と類似している。

## 7. 結 論

本研究で示した格子モデルは、せん断力を受ける鉄筋コンクリートはり、格子状のトラスとアーチの集合体に置換え、構成材料の非線形性を考慮した増分解析を行うものである。従来のトラス理論とは異なり、モデルの中にコンクリートの引張斜材とアーチ部材を組込んだ点に特徴がある。有限要素法に比較すれば、節点変位の総自由度が相当に少ない簡略化された解析手法であり、またアーチ部材とコンクリート斜材の幅の比率の設定等、計算上の仮定も含んではいるが、実験データとの比較によれば、せん断耐荷性状の予測精度はそれほど低いものではない。せん断補強されていないはりの斜め引張破壊耐荷力の予測精度は、マクロ的なせん断耐荷力算定式とほぼ同等であり、またせん断補強されたはりの挙動もかなりの精度で予測可能である。

特に、耐荷機構を形成している部材を離散化していることから、解析結果に基づいて、客観的にはり内部でのせん断力の分担を明らかにすることができる。せん断補強筋比の変化に伴うせん断耐荷力の変化も予測していくことができる。格子モデルによる解析の結果、得られた結論は以下の通りである。

(1) 修正トラス理論では、コンクリート分担分 $V_c$ は、斜めひび割れの発生以後も一定値を保つと仮定されているが、これはコンクリートの引張抵抗に加えて、アーチの圧縮力を考慮することにより説明できる。斜めひび割れの発生以後、変形の増大に伴い、コンクリートの引張斜材の抵抗力は減少していくが、アーチ部材の圧縮抵抗がこれを補っていくために、おおよそ $V_c$ 相当のコンクリート貢献分が斜めひび割れの発生以後も保持されていく。

(2) スターラップによるせん断抵抗機構は、斜めひび割れの発生後に顕著となる。これによる抵抗力は、45度のトラス機構に基づいて評価することができる。スターラップの降伏開始以後は、アーチの負担分が増加していき、最終的にアーチの圧縮軟化により、せん断抵抗力はピークを迎える。

(3) せん断補強筋比によっては、修正トラス理論によるせん断耐荷力の予測値を10数%上回るせん断耐荷力を示すことがある。このせん断耐荷力の増加分を無視することは安全側の近似であることは間違いないが、安全性のマージンはせん断補強筋比の変化に伴って、変化していくことに留意すべきである。

(4) 固有値解析によれば、解析的に得られるせん断力-変位関係のピーク点は、格子モデルの接線剛性マトリクスにおける負の固有値の出現に対応している。複数の負の固有値が出現した後の変位増分の形は、1次モード以外の固有モードに追隨していく可能性があり、これ

は不安定な軟化経路の存在を示唆している。

ここに示した格子モデルは、補強材の種類が変化しても適用可能である。例えば、降伏性状を示さない連続繊維補強材をスターラップに用いた場合では、せん断補強筋の降伏に対応したせん断耐荷力などはありえず、したがって修正トラス理論を適用していくこと自体が問題であると考えられる。格子モデルによる広範なパラメトリックスタディーと検証実験により、今後、連続繊維補強材を使用した場合のせん断設計に役立つ資料を呈示していきたいと考えている。

#### 参考文献

- 1) CEB:CEB-FIP Model Code 1990, *Bulletin d'Information*, No. 213/214, 437pp., 1993.
- 2) 佐藤, 上田, 角田:有限要素解析による連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐荷性状の定性的評価, 土木学会論文集, No. 484/V-22, pp. 51-60, 1994.
- 3) Schlaich, J., Schafer, K. and Jennewein, M.: Toward a Consistent Design of Structural Concrete, *PCI J.*, May -June, 1987.
- 4) 崔, 二羽:格子モデルによるRCはりのせん断性状の解析的評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, 1994年6月.
- 5) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, *ACI J.*, pp. 219-231, 1985.
- 6) 二羽, 山田, 横沢, 岡村:せん断補強鉄筋を用いない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.
- 7) Anderson, N. S. and Ramirez, J. A.: Detailing of Stirrup Reinforcement, *ACI J.*, pp. 507-515, 1989.
- 8) Clark, A. P.: Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams, *ACI J.*, pp. 145-156, 1951.
- 9) Leonhardt, F. and Walther, R.: Beitrage zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau, 4. Fortsetzung des Kapitels II: Versuchsberichte, *Beton und Stahlbetonbau*, pp. 161-173, 1962.
- 10) 大内, 高橋, 谷口, 山下:高強度コンクリート・高強度鉄筋を用いたRCはりのせん断実験, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集, V-341, pp. 698-699, 1991.

(1994.6.13 受付)

## ANALYTICAL STUDY ON THE SHEAR RESISTING MECHANISM OF REINFORCED CONCRETE BEAMS

Junichiro NIWA, Ik Chang CHOI and Tada-aki TANABE

To capture the shear resisting mechanism of reinforced concrete beams, such as the occurrence of diagonal cracking, the yielding of shear reinforcement, and the crush of web concrete and also construct a practical macroscopic shear resisting model, the lattice model, that can be considered as a simplified analytical model, has been newly developed. The applicability of the lattice model is examined by proposed equations and existing experimental data. After the verification for the lattice model, the validity and problems of the modified truss analogy are examined using the lattice model.