

[2031] 付着割裂する矩形断面鉄筋コンクリート梁のせん断抵抗機構

正会員 ○坂本 成弘（大成建設技術研究所）

辰巳 佳裕（東京大学大学院）

正会員 小谷 俊介（東京大学工学部）

正会員 青山 博之（東京大学工学部）

1. はじめに

鉄筋コンクリート部材がじん性を損なう原因としては、主筋の座屈、圧縮コンクリートの圧壊、せん断破壊、主筋沿いの付着破壊などがあげられるが、本研究では付着割裂する鉄筋コンクリート梁について実験を行ない、せん断力に対する抵抗機構を検討した。

付着割裂とは、異形鉄筋が引張力を受けるときその横節がコンクリートを押し開いて割り裂くことにより付着力を低くするもので、材に作用するせん断力はこの割裂幅を広げ、やがては主筋の応力が付着によりコンクリートに伝えられなくなる。ここで、付着割裂とはひび割れを示すものであり、この割裂幅が広がることによって主筋付着力が低下する。

付着割裂は材端に生じたせん断ひび割れの材中央側のひび割れ端から材の中央部に向けて主筋沿いに生じる。したがって、材の中央部にある材軸に直交する方向に配筋される補強筋は、特に付着割裂に対して有効であると考え、通常のせん断補強筋と区別して横補強筋と呼ぶ。

付着割裂する鉄筋コンクリート部材では、主筋沿いの付着応力度は、主筋引張端から低くなっている範囲があり、その他ではほぼ一定となる。主筋応力分布例を図1に示す。この応力分布の勾配が付着応力度となる。ここでは、付着応力度が低い、つまり主筋応力が一定の範囲を除いた範囲での付着応力度の平均を主筋平均付着応力度とする。

2. 実験概要

2.1 試験体形状 試験体は6体あり、高層壁式ラーメン構造[1]の梁を想定したスケール1/2モデルである。上端あるいは上端・下端で付着割裂して主筋付着力により梁の耐力が決まる試験体である。この実験により主筋付着力で耐力が決まる梁のせん断力に対する抵抗機構を検討する。内法スパン長さ160cm、せい40.0cm、幅27.5cm、主筋は上端・下端等量の3-D25(引張筋比1.53%)で、パラメータは、横補強筋の量・形状、上端ダミーコンクリート

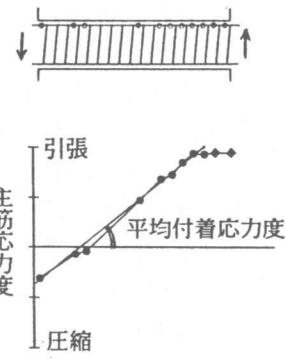


図1 主筋応力分布の一例

表1 試験体名とパラメーター			
試験体名	横補強筋形状	上端ダミー	
N-069	3-D6@90	0.39	無し
C-069	"		有り
N-066	3-D6@60	0.58	無し
C-066	"		有り
N-106	2-D10@60	0.86	無し
C-109	2-D10@90	0.57	有り

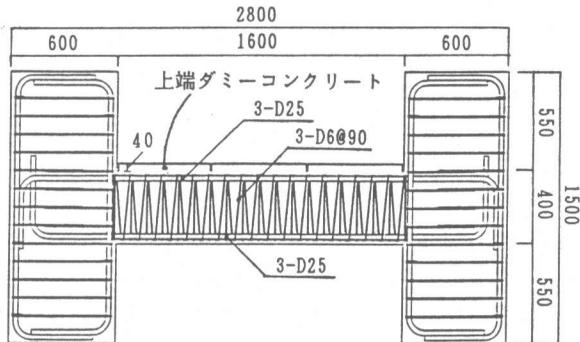


図2 試験体C-069配筋図(単位mm)

リートの有無である。せん断補強筋は梁が両端で曲げ降伏するときのせん断力に対して充分な耐力をもつ程度に入れた。

ダミーコンクリートとは、上端主筋かぶり厚が実物と同じになるように、梁上面にコンクリートを打ち増し、かぶり厚が上端主筋の付着割裂強度に与える影響を検討するものである。ここで、ダミーコンクリートが梁の曲げ強度あるいはせん断強度に影響をおよぼさないように梁危険断面およびスパン途中で梁材に垂直方向にダミーコンクリート深さの切れ目を入れた。

各試験体の名前およびパラメータを表1、試験体C-069の配筋図および各試験体の梁断面詳細図を図2、図3に示す。試験体N-069、C-069、N-066、C-066は径6mmのスパイアル筋と中吊り筋を使用しており、補強筋間隔はN-069、C-069が9cm、N-066、C-066が6cmである。試験体N-106、C-109は径10mmのスパイアル筋のみでN-106が間隔6cm、C-109が9cmである。

2.2 使用材料 使用材料特性を表2に示す。コンクリート設計強度 240kgf/cm^2 、主筋はSD35、横補強筋・せん断補強筋は高強度のスパイアル筋および中吊り筋を使用した。ここで、高強度鉄筋では明確な降伏点が現れなかったので、残留歪が0.002となる点とした。

2.3 加力 加力は変形逆対称加力とした。試験体柱の1本を固定し、もう一方の柱を押引ジャッキ2本により梁端部の回転を $\pm 1/10000\text{rad}$ 、梁の軸力を $\pm 0.45\text{kgf/cm}^2$ 以内に維持しながら加力を行なった(図4)。加力履歴は、変形制御で部材変形角1/25までの正負繰返載荷8Cycleまたは9Cycle行なった(図5)。

3. 実験結果

試験体は全て曲げ降伏後に付着割裂をおこし、荷重変形曲線は逆S字形の履歴ループ面積の小さいものとなった。鉄筋の破断あるいは載荷中の耐力低下はなかった。試験体C-109では付着割裂が上端と下端主筋沿いに生じ、他の試験体では上端主筋沿いのみに生じた。

上端ダミーコンクリートの有無が異

なる試験体N-069とC-069、N-066とC-066は、荷重履歴・破壊経過のいずれもほぼ同様の性状を示し、有意な差は認められなかった。

試験体C-066、N-069、C-109の荷重変形関係および部材角1/50の2Cycle目の加力を終了した時点でのひび割れ状態、部材角1/50までの加力Cycle最大変形時の主筋平均付着応力度を図6、図7に示す。図7では、実線が上端、破線が下端の主筋であり、縦軸に付着応力度の絶対値、横軸に

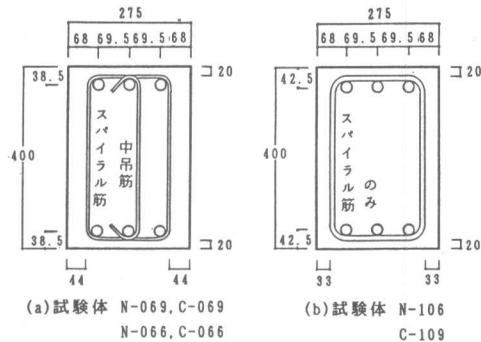


図3 試験体断面詳細図(単位mm)

表2 材料特性(単位: kgf/cm²)

鉄筋 降伏強度	コンクリート 圧縮強度	該当 試験体名
D25 3780	284	N-069, C-069
径10* 7270	235	N-066, C-066
径6* 7250	252	N-106, C-109

*公称径10mmまたは6mmの高強度異形(x節)鉄筋

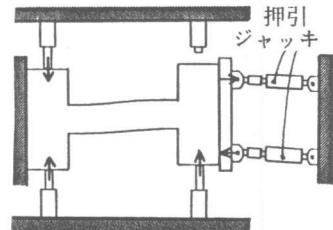


図4 加力装置略図

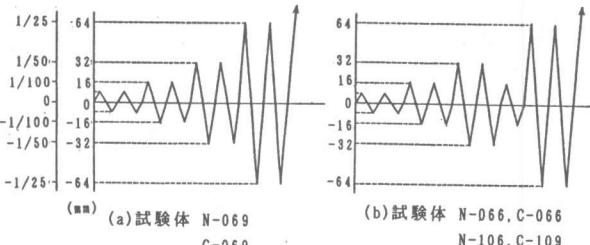
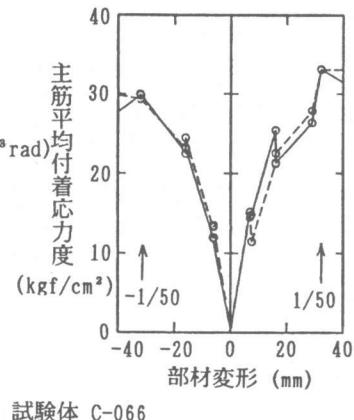
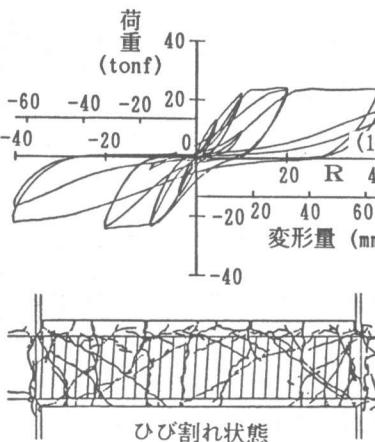


図5 加力履歴

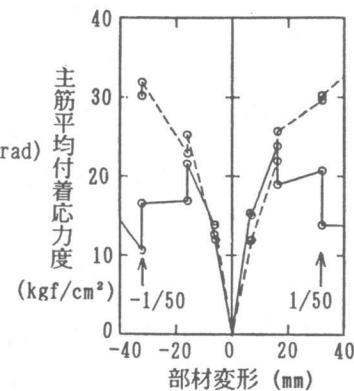
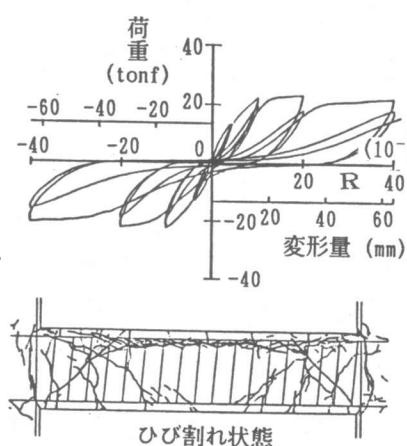
試験体の部材変形量を示す。主筋平均付着応力度は、引張り試験結果から得られる主筋の応力-歪関係をもとに、除荷・再載荷曲線にRamberg-Osgoodの履歴モデルを用いて、主筋の歪から応力度を求め、各区間の単位面積あたりの応力度として算定した。横補強筋は全試験体とも部材角 $1/50$ までは降伏しなかった。また、部材角 $1/25$ の加力Cycleでは歪ゲージが切れており付着応力度は算定できなかった。

試験体C-066は、上端主筋沿いに生じた付着割裂の幅はあまり広がらず、付着応力度は、上端・下端でほぼ同じ値を示しており、部材角 $1/50$ では、2Cycle目の1Cycle目に対する最大荷重の比(耐力維持率)が0.9以上と高い。

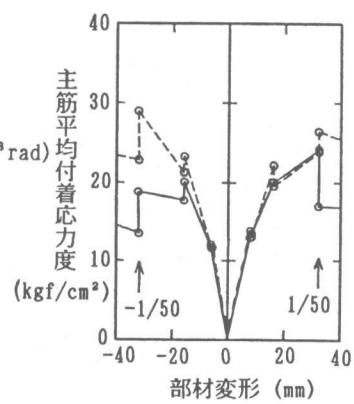
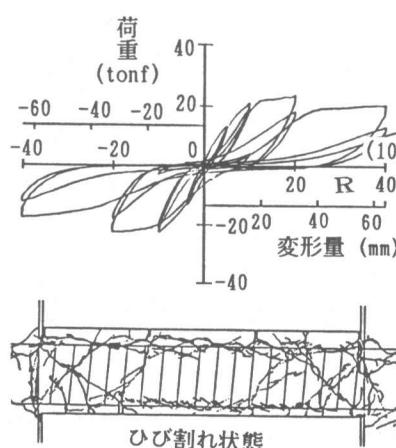
試験体N-069は、上端主筋沿いに生じた付着割裂の幅が広がり、上端の付着応力度が下端に比べて低くなってしまっており、耐力維持率も0.8程度と低い。試験体C-109は、上端・下端主筋沿いに付着割裂を生じ、部材角 $1/50$ で上端・下端ともに付着応力度が低下し、耐力維持率も0.8以下と低くなっている。



試験体 C-066



試験体 N-069



試験体 C-109

図6 荷重変形曲線および部材変形角 $1/50\cdot 2$ Cycle終了後のひび割れ状態

図7 主筋平均付着応力度

試験体N-069では、部材角1/100以後の変形とともに、上端主筋の付着応力度が低下したのに対し、試験体の耐力はあまり落ちていない(図6)。下端主筋の付着応力度は上端主筋の付着応力度低下につれて低くなるのではなく、逆に高くなっている。このことから、梁のせん断力は、上端主筋付着力のみにより決まるものではなく、上端および下端の主筋付着力から決まるものと考え、梁のせん断力に対する抵抗機構を検討した。

4. せん断力に対する抵抗機構

4.1 トラス作用とアーチ作用 市之瀬の方法[2]にしたがい、梁のせん断力に対する抵抗機構をトラス作用とアーチ作用に分けて考える。トラス作用とは、主筋・横補強筋を引張材、コンクリートを圧縮斜材とし、主筋付着力によって順次せん断力を伝達するものである(図9)。アーチ作用とは、梁が両端間に圧縮力を持つコンクリートストラットを形成してせん断力を伝達するもので梁主筋の付着抵抗を必要としない(図10)。

付着割裂する梁では、図1に示したように主筋応力分布を図8とモデル化できる。上端・下端ともに引張側で付着応力度が低い範囲があり、他では一定となる。また、上端と下端の主筋平均付着応力度が異なる。ここで、梁両端の危険断面をA-A'、B-B' とし、上端・下端の付着応力度の低い範囲の梁中央側端断面C-C'、D-D' 間について、主筋応力分布からトラス作用・アーチ作用が伝達するせん断力を考える。

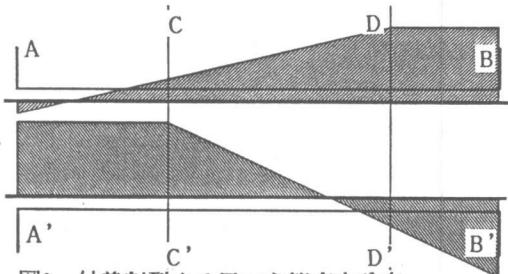


図8 付着割裂する梁の主筋応力分布

i) トラス作用が伝達するせん断力 上端・下端の主筋平均付着応力度が異なる場合のトラス作用の応力状態として図9を考える。すなわち、下端の主筋付着応力度 τ_{av} 、上端の下端に対する主筋付着応力度の比 α 、D-D' 断面における上端主筋引張力 T_{ext} 、下端主筋圧縮力 T_{int} 、下端主筋位置に作用するコンクリートストラットの材軸に対する角度 ϕ を考える。 j は主筋間距離、 Ψ は主筋周長である。トラス作用のストラットは、水平力の釣合から図9に示すように材軸方向に角度がかわり、一つのストラット要素を見ると、上端の幅 $d\ell$ に対して、下端では $\alpha d\ell$ となる。

トラス作用が伝達するせん断力 Q_t は、任意の断面E-E'について、断面を横切る微小のストラットの力の鉛直成分を積分する。上端主筋位置から材軸直交方向に x 離れた位置を横切る微小のストラットの角度を ϕ_x とし、幅を dx とすると、ストラットが上端主筋と接する長さ $d\ell$ は、

$$d\ell = \alpha d\ell + (dx \cdot \cot \phi_x - \alpha d\ell) \frac{j}{j-x} \quad \dots \dots \dots \quad ①$$

となる。ストラット力の材軸方向成分 dN_t は、ストラットが主筋と接する範囲長さでの総付着力として求められる。

$$dN_t = \alpha \tau_{av} \Psi d\ell \quad \dots \dots \dots \quad ②$$

ストラット力の鉛直成分 dQ_t は、ストラットの角度 ϕ_x と力の材軸方向成分 dN_t との釣合から

$$dQ_t = \frac{dN_t}{\cot \phi_x} \quad \dots \dots \dots \quad ③$$

となる。トラス作用が伝達するせん断力 Q_t は、断面E-E'について dQ_t を積分し、①②③式から

$$Q_t = \int_0^j \frac{\alpha \tau_{av} \Psi}{\cot \phi_x} \cdot \frac{j \cot \phi_x}{j - (1 - \alpha)x} dx = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \cdot \log \frac{1}{\alpha} \cdot \tau_{av} \Psi \cdot j \quad \dots \dots \quad ④$$

となる。

トラス作用のス
トラットによる梁
の軸力 N_{td} は、断
面 D-D' の下端主筋
位置に作用するス
トラットが上端主
筋に作用する位置
と断面 D-D' の間の
長さ $j \cot \phi$ の範
囲の上端主筋総付
着力である。

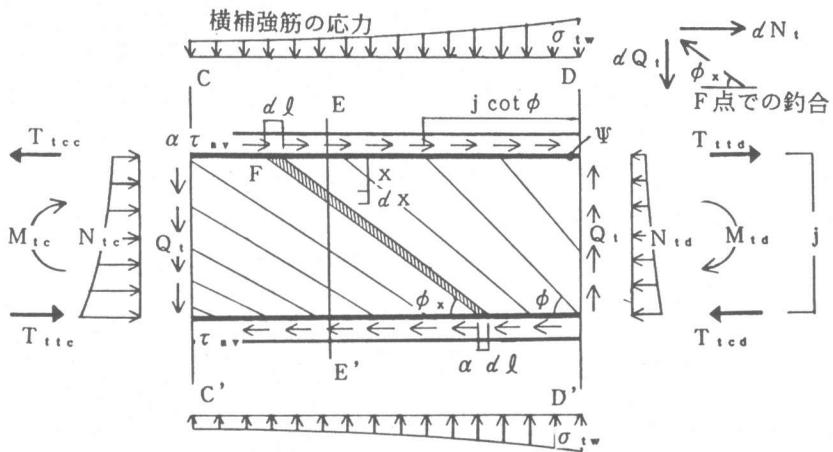


図9 トラス作用の応力状態

$$N_{td} = \alpha \tau_{zv} \Psi j \cot \phi \quad \dots \dots \dots \textcircled{5}$$

ii) アーチ作用が伝達するせん断力 アーチ作用の応力状態として図10を考える。すなわち、コンクリートストラットの材軸方向に対する角度 θ 、材軸方向成分 N_a 、鉛直成分 Q_a 、材軸に沿って一定の上端主筋引張力 T_{atb} 、下端主筋引張力 T_{atd} を考える。D は梁せい、L は梁スパンである。アーチ作用が伝達するせん断力すなわちアーチ作用のストラット力の鉛直成分 Q_a は、 $Q_a = N_a \cdot \tan \theta$ となる(図10)。

ここで、トラス作用とアーチ作用を加えあわせて、D-D' 断面での梁軸力の釣合から(図11)、 $-(T_{td} + T_{tb}) + (T_{td} - T_{tb}) + N_{td} + N_a = 0$ である。 $T_s = T_{td} + T_{tb}$ 、 $T_c = T_{td} - T_{tb}$ とおくと、⑤式から、アーチ作用が伝達するせん断力は、

$$Q_a = (T_s - T_c - \alpha \tau_{zv} \Psi j \cot \phi) \tan \theta \quad \dots \dots \dots \textcircled{6}$$

となる。

4.2 せん断力の算定および実験結果との比較

i) トラス作用・アーチ作用が伝達するせん断力の算定 実験で得られた主筋応力分布から④⑥式を用いてトラス作用・アーチ作用が伝達するせん断力を算定する。式の中で、 j 、 Ψ は試験体特性であり、 τ_{zv} 、 α 、 T_s 、 T_c は、実験で得られた値を用いる。ここで、 ϕ 、 θ を仮定する。

アーチ力の角度 θ は、ストラットの主圧縮応力に対して伝達するせん断力が最大となる角度、即ち、図10で $x_a = 0$ 、 $5D$ と仮定した。 θ を梁スパン L、せい D で表わすと

$$\tan \theta = (\sqrt{L^2 + D^2} - L) / D \quad \dots \dots \dots \textcircled{7}$$

となる。トラスのストラットの角度は、

$$\cot \phi = 1 \quad (\cot \phi = 45^\circ) \quad \dots \dots \dots \textcircled{8}$$

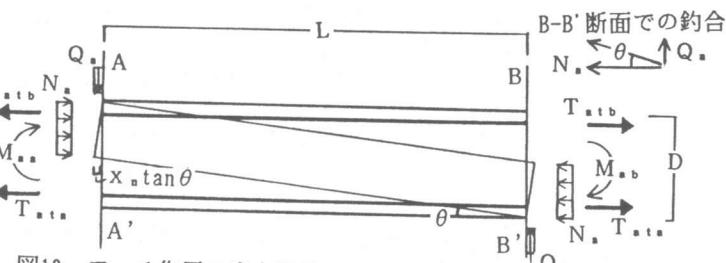


図10 アーチ作用の応力状態

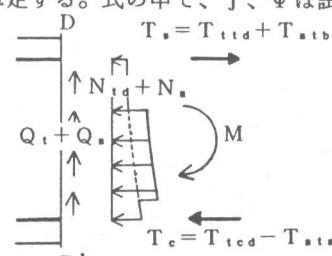


図11 トラス作用とアーチ作用の材軸方向力

とした。 $\cot\phi = 1$ 、2のふた通りについて算定したが、大きな差はなく、 $\cot\phi = 1$ とした方が若干実際に梁にかかるせん断力に対して相関が良かったため、ここでは、 $\cot\phi = 1$ の結果だけ示す。

また、トラス作用によるせん断力および軸力は、上端・下端の付着応力度を主筋沿いに一様としているため、C-C'、D-D'断面間長さが充分に大きくなければならない。この長さを決めるのは梁両端での付着応力度が低い範囲の長さであるが、部材角1/50において、文献による付着喪失長さ[3]とほぼ同じで1D程度であった。C-C'、D-D'断面間長さは2Dとなり、 $\cot\phi = 2$ としてもD-D'断面を横切るコンクリートストラットはこの断面から2j離れた位置までなので、この方法より算定して良いとした。

ii) 実験結果との対応　トラス作用・アーチ作用が伝達するせん断力を④⑥⑦⑧式を用いて、試験体N-069について加力Cycleの最大変形時で求め、図12に示す。○がトラス作用、◆がアーチ作用で、縦軸が伝達するせん断力(tonf)の絶対値、横軸が部材変形量である。付着割裂により上端主筋付着応力度が伝達するせん断力は小さくなるがアーチ作用によるせん断力は試験体の耐力維持に比べてあまり高くなっているのがわかる。

ここで、各加力Cycleの最大変形付近の加力ステップにおいて、トラス作用とアーチ作用が伝達するせん断力を加え合わせて、実際に試験体にかかるせん断力との比較を図12と同様にして図13に示す。実線が算定値、破線が実際に梁にかかるせん断力である。算定値は良い対応を示している。この対応は、加力Cycleの最大変形時のみでなく、梁の降伏・除荷時の荷重低下でもある程度良い値を示している。

5.まとめ

付着割裂する鉄筋コンクリート梁のせん断力に対する抵抗機構を検討した。鉄筋コンクリート部材は主筋沿いに付着割裂を生じると主筋付着力が低下し材の耐力が低下するが、梁では上端と下端の主筋付着強度が異なる。抵抗機構はトラス作用とアーチ作用の二つのモデルに分けて考えたが、トラス作用ではこの上端と下端の主筋付着力の差を考慮したものとした。実験で計測された主筋応力から主筋沿いの平均付着応力度を求めて、部材に作用するせん断力を算定した結果、実験で得られたせん断力と良い対応を示した。このことから、せん断力の伝達機構を上記のようにモデル化するのは適切であると考えられる。

[参考文献] 1) 青山 博之 他:高層鉄筋コンクリート造壁式ラーメン構造の構法概要と研究開発の中心課題、日本建築学会大会学術講演梗概集、1986。 2) 市之瀬 敏勝 他:鉄筋コンクリート梁柱部材のせん断設計法、日本建築学会東海支部研究発表会研究報告集、1988。 3) 吉岡 研三 他:鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その40:異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱の付着割裂破壊モードの判別と限界引張り鉄筋比)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1976。

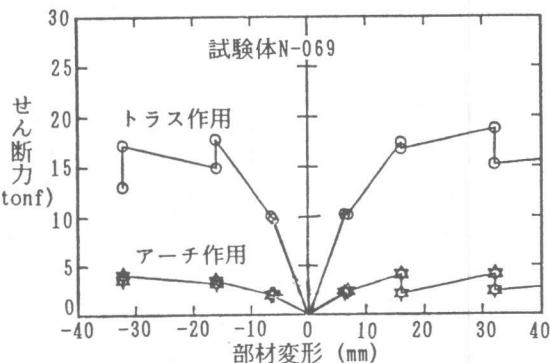


図12 トラス作用・アーチ作用が伝達するせん断力

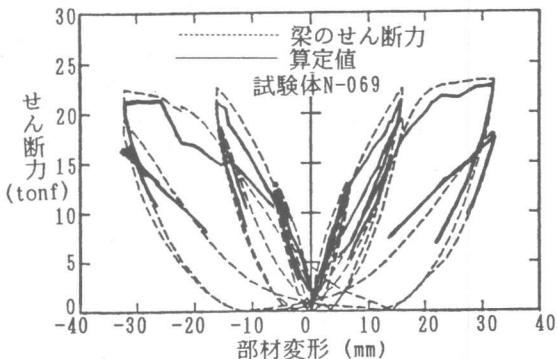


図13 算定値と実際のせん断力の比較