

鋼板によりせん断補強したコンクリートはりの 力学性状に関する研究

A STUDY ON STRUCTURAL BEHAVIOR OF CONCRETE BEAM WITH STRENGTHENING SHEAR RESISTANCE BY STEEL PLATE

阿部英彦*・鳥羽正樹**・中島章典***・中井勝彦****

Hidehiko Abe, Masaki Toba, Akinori Nakajima and Katsuhiko Nakai

*正会員 工博 足利工業大学教授 土木工学科 (〒326 足利市大前町 268-1)

**正会員 工修 首都高速道路公団 神奈川管理部 (〒221 横浜市神奈川区東神奈川区 1-3-4)

***正会員 工博 宇都宮大学助教授 工学部建設学科 建設工学コース (〒321 宇都宮市石井町 2753)

****北海道大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒060 札幌市北区北 17 条西 8 丁目)

If there is not enough shear resistance of a concrete beam, its shear resistance is considered to be strengthened by a steel plate attached to the side of the concrete beam.

In this paper, first, experiments were conducted to clarify a shear resisting behavior of a concrete beam strengthened by an encased steel plate with studs. Secondly, the effects of an arrangement of studs and a thickness of the steel plate on the load carrying capacity and the failure mechanism of the beam were investigated by nonlinear two-dimensional rigid-body spring model analysis.

As a result, it was revealed that strengthening the shear resistance of a concrete beam by steel plate with studs was effective.

Key Words : composite beam, encased steel plate, shear resistance, elasto-plastic analysis, failure mechanism

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造物（以下「RC構造物」と呼ぶ）においては、曲げモーメントやせん断力等によってひびわれが生じ、放置しておくとも耐久性に支障をきたす可能性がある。これを補修・補強する方法の一つとして鋼板をコンクリート面に接着する方法があり、その場合、接着剤やすれ止め等で鋼板をコンクリートに定着させる方法が採用されている。

例えば、RC床板の下面に鋼板を接着して一体化し、RC床板のひびわれの進行による劣化を補修したり¹⁾、RCゲルバー桁の掛違い部の損傷に対して、鋼板を接着しアンカーボルトで固定して補修している例がある²⁾。また、RC橋脚の鉄筋の段落とし部に鋼板を接着し、耐震補強した例などもある³⁾。

以上のようにRC構造物に鋼板を定着した場合、これらの構造物は一種の合成構造物になる。しかし特にこれらの構造物に作用するせん断力に対して、RC部と鋼板の共働作用や抵抗性状に関してはあまり明らかにされていない。したがって、せん断力を受けるRC構造物に鋼板を定着した場合の補修・補強効果を明確にする必要がある。

このような目的で、著者らは鋼板を側面に定着したRC構造物のせん断力に対する抵抗性状を明らかにする

ために、スタッド付き薄鋼板をコンクリートのウェブ部分に埋め込んだはり試験体を製作し、この部分にせん断力を作用させた場合の力学性状や耐荷力を検討してきた^{4),5)}。

本研究では、ウェブ部分に埋め込んだ鋼板のせん断力に対する抵抗性状をさらに明確にするために、鋼板の厚さやスタッドの配置を変えた合成はり試験体の静的載荷実験を行った。また、以上の実験結果における鋼板のせん断力に対する基本的な抵抗性状を考察するために、せん断抵抗を鋼板で補強した合成はりの弾塑性性状を2次元の剛体ばねモデル解析を用いて検討した。

このような構造は、新設のRC構造物においてせん断補強筋の配筋が難しい箇所のせん断補強を行う場合等にも、初めからスタッド付き鋼板を埋め込むことで適用できる可能性がある。

2. 実験概要

本研究では、コンクリートに鋼板を定着した部分のせん断力に対する抵抗性状を把握するために、スタッドを溶植した鋼板（以下「ウェブ鋼板」と呼ぶ）をひびわれ観察を考慮してコンクリートはりの内部に垂直に埋め込んだはり試験体を製作し、静的載荷実験を行った。なお、実験に際して、せん断破壊より前に曲げ破壊が先行

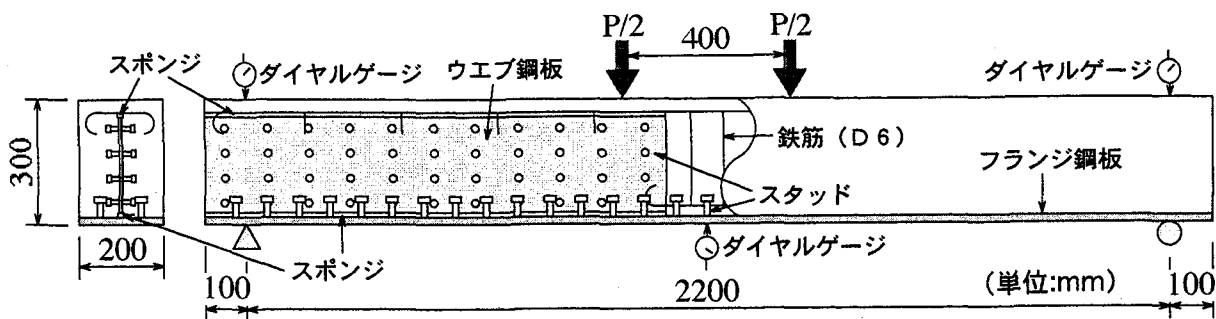


図-1 合成はり試験体の概要

表-1 ウェブ鋼板の種類

種類	板厚 (mm)	スタッド (mm)	降伏応力度 (kgf/cm ²)
A1	3.2	径: 6 高さ: 30	3300
A2	2.3		1900
B	2.3		1900
C	2.3		1900

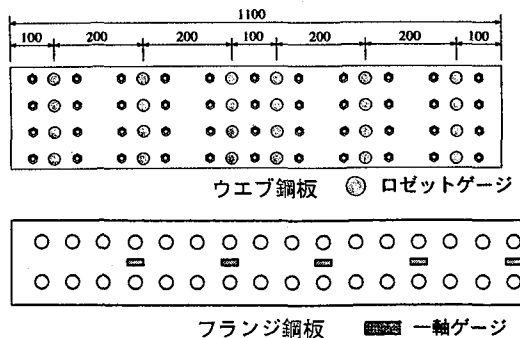


図-2 ひずみゲージ貼付位置

しないように曲げ抵抗を大きくするため、スタッド（径16mm、高さ50mm、配置間隔75mm）を溶植した鋼板（以下「フランジ鋼板」と呼ぶ）を試験体の底面に当てた。

せん断支間桁高比がなるべく大きくなるように、はり試験体のスパンを2.2m、高さを30cmとした。また、ウェブ鋼板は曲げに対する抵抗力をできるだけ小さくし、主にせん断力にのみ抵抗するように、図-1のように長さ1.1m、高さ23cmの鋼板をはりの中央部で左右に分離して2枚配置した。ウェブ鋼板の厚さやスタッドの配置が、せん断力に対する鋼板の抵抗性状や耐荷力に及ぼす影響を調べるために、表-1に示すように鋼板の厚さ2種類、スタッドの配置3種類を組み合わせ、A1、A2、BおよびCの4タイプの試験体を製作した。A1およびA2タイプはウェブ鋼板全体にスタッドを配置し、Bタイプは鋼板の上下縁、Cタイプは鋼板の中央高さ付近にスタッドを配置した（スタッドの配置の差異は図-3を参照）。また、図-2のようにウェブ鋼板には水平方向に6枚、鉛直方向に4枚、計24枚のロゼットゲージを貼付し、フランジ鋼板には一軸ゲージをスパン1/2部分の上面と下面に5枚ずつ貼付した。

なるべくウェブ鋼板の上下縁からコンクリートはり部に直接荷重が伝達することを避け、せん断力はスタッドを介してのみ鋼板に伝達されるように、図-1のようにウェブ鋼板の上縁と下縁に沿ってスポンジを付けた。

載荷方法は、図-1のように単純支持の静的2点載荷とし、荷重の段階ごとにスパン中央のたわみ、ロゼット

ゲージから得られるウェブ鋼板のひずみ、一軸ゲージから得られるフランジ鋼板のひずみを計測し、併せてコンクリート部のひびわれを観察した。実験においては、試験体の寸法の制約からかなり薄いウェブ鋼板を用いることが必要なため、それに溶植できるスタッドとしてφ6mmのスタッドを用いた。

3. 実験結果

(1) ウェブ鋼板の主ひずみ分布とひびわれ状況

ウェブ鋼板に貼付したロゼットゲージから得られた3方向のひずみに基づき、最大主ひずみ（引張）と最小主ひずみ（圧縮）およびそれらの方向を求め、それらを図-3に示した。図-3-aはコンクリートの斜めひびわれ発生前の荷重20tf時を表し、図-3-bは各タイプの最高荷重時をコンクリートのひびわれを重ねて表した。図中の実線は主引張ひずみの方向、点線は主圧縮ひずみの方向を表し、それらの直線の長さが値の大きさを表している。また、折れ曲がった線はひびわれを表し、斜線部はコンクリートが欠損した部分である。さらに、図中の○はウェブ鋼板のスタッドの配置を表している。

図-3-aに示す荷重20tf時では、ウェブ鋼板にせん断力あまり伝達されていないため、ウェブ鋼板の中央高さ位置の主ひずみは小さく、またタイプによる差異はあまり認められない。ただし、Aタイプの上下縁ではウェブ鋼板にも曲げによるひずみが発生していることがわ

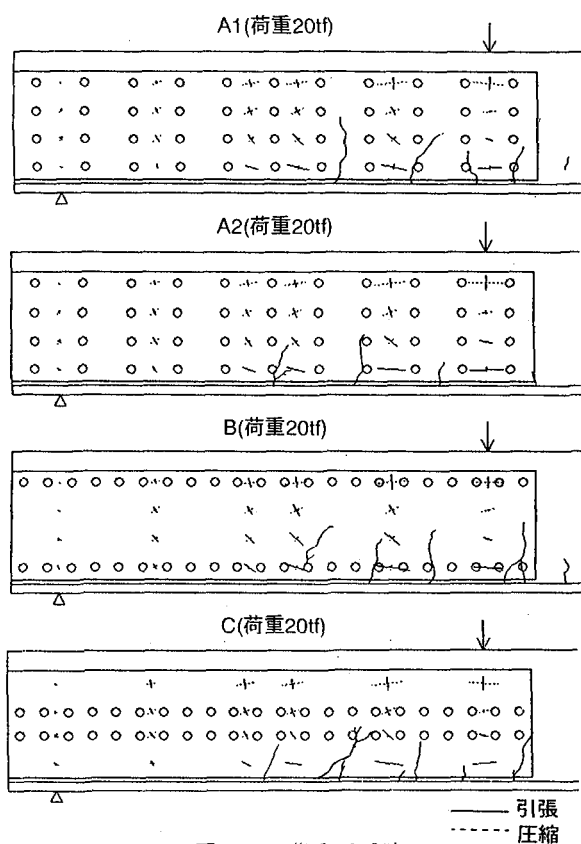


図-3-a 荷重 20tf 時

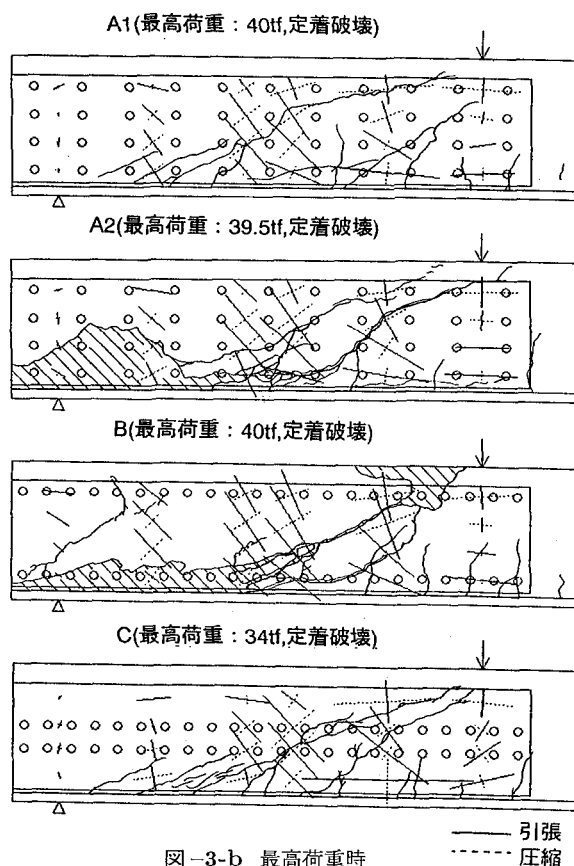


図-3-b 最高荷重時

図-3 ウェブ鋼板の主ひずみ分布とコンクリートのひびわれ状況

かる。一方、最高荷重時ではA1～Cタイプのいずれの試験体においても、スパン中央付近にコンクリートの曲げひびわれが、支点付近から載荷点にかけて斜めひびわれが発生しており、その部分のウェブ鋼板には、大きな主引張ひずみが発生している。また、A1およびA2タイプのひびわれ線はウェブ鋼板のスタッドを結ぶように伸びている。主引張ひずみの方向はコンクリートの斜めひびわれに対してほぼ直角であり、主圧縮ひずみの方向は斜めひびわれに沿うように分布し、鋼板とコンクリート部が協力してせん断力に抵抗していることが推測される。ウェブ鋼板全体にスタッドを配置したA1およびA2タイプは、スタッドの配置が同じため主引張ひずみや主圧縮ひずみの方向が全般的に一致しており、Bタイプの主ひずみ分布もA1およびA2タイプのそれに類似している。これに対して、Cタイプは位置によって主ひずみの方向や大きさがA1～Bタイプのそれと異なっている箇所がある。これはCタイプだけはウェブ鋼板の上下縁にスタッドを配置せず、鋼板の中央高さ位置にのみスタッドを配置したことにより、コンクリートから鋼板に伝達されるせん断力が局部的であり、両者の協力作用が十分でないためと考えられる。

(2) ウェブ鋼板におけるせん断応力分布

ウェブ鋼板全体のせん断応力分布を調べるために、3.(1) でロゼットゲージの測定値を基に求めた主ひずみからウェブ鋼板に作用する鉛直方向のせん断応力を各測定箇所 で算定し、その大きさを水平方向の直線の長さで表した。その直線の一端を便宜上直線で結んだものは、ウェブ鋼板の平均的なせん断応力分布と考えられ、これを図-4に示す。コンクリートの斜めひびわれ発生前の荷重 20tf 時 (図中の点線) では、いずれの試験体も同じような応力分布をしており、特に差異は認められない。これは、この荷重では、コンクリートに斜めひびわれが発生しておらず、試験体断面に作用するせん断力の大部分をコンクリート部分が負担しているからであると考えられ、この結果は図-3-aの主ひずみ分布図の結果に対応している。これに対して、実線で示した最高荷重時には、A1、A2およびBタイプのせん断応力は、水平方向に対しても鉛直方向に対しても、ウェブ鋼板の中央に向かってせん断応力の値は大きくなっており、また、BタイプはA1およびA2タイプと比較して鋼板の上縁と下縁の応力が大きくなっていることがわかる。つまり、コンクリートの斜めひびわれがウェブ鋼板の中央部分を横切るような位置に発生しているため、ひびわれ付近のコンクリート断面のせん断力が、上下縁のみのスタッド

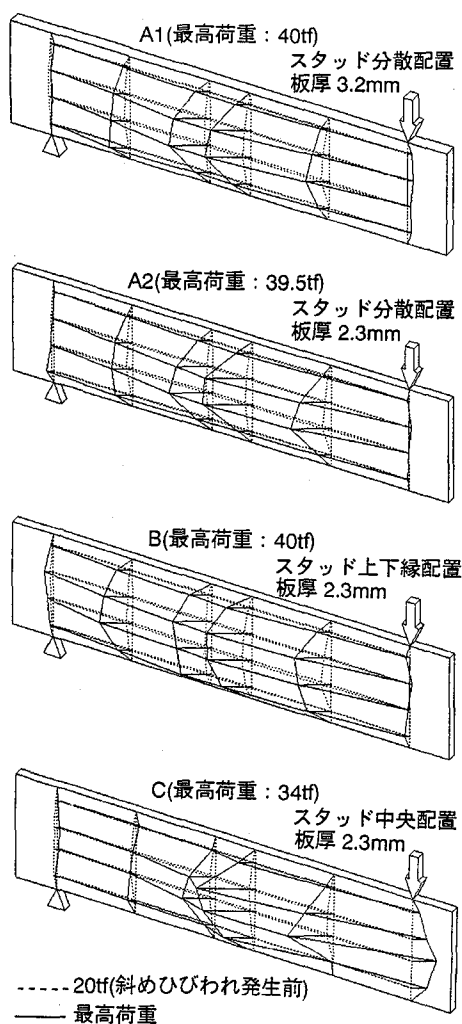


図-4 ウェブ鋼板のせん断応力分布

を介してウェブ鋼板に伝達されていることを意味している。一方、Cタイプも水平方向、鉛直方向に対してウェブ鋼板の中央に向かってせん断応力の値は大きくなっているが、この場合は中央部分のせん断応力の値だけが局部的に著しく大きくなっている。これはスタッドを鋼板の中央高さ付近に配置したことによって、斜めひびわれに伴うコンクリートの変形に対して、鋼板は中央部分の狭い範囲だけで抵抗するためと考えられる。したがって、ウェブ鋼板のせん断抵抗に対する協力作用を十分期待するためには、ウェブ鋼板の上下縁にスタッドを配置した方が有効であると言える。

(3) フランジ鋼板のスタッドに作用する水平せん断力

フランジ鋼板に配置したスタッドが伝達する水平せん断力の伝達性状を調べるために、まず、フランジ鋼板の上面と下面に貼付した一軸ゲージより得られたひずみの値から、フランジ鋼板の各断面(図-5参照)に作用する軸力を求める。隣り合った断面の軸力の差は、その断面の間のスタッドが伝達する水平せん断力と考えられ

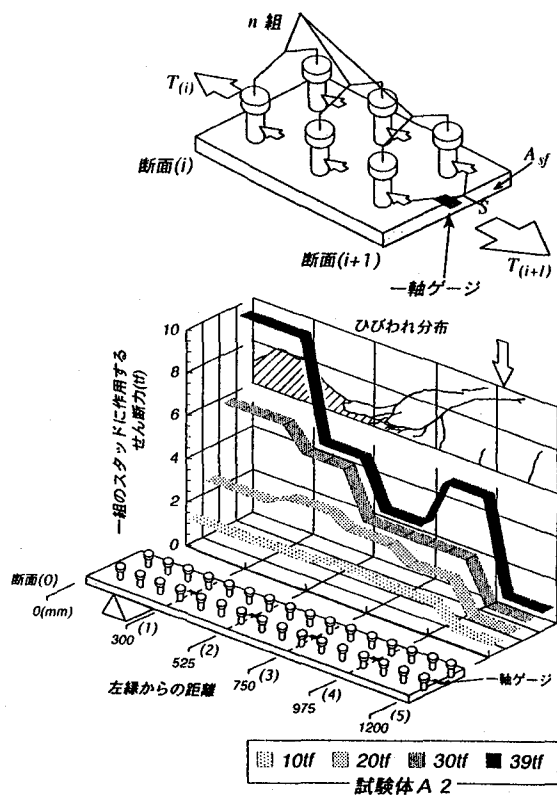


図-5 フランジ鋼板のスタッドに作用する水平せん断力分布

るので、これをスタッドの組数で除せば一組のスタッドに作用する平均的な水平せん断力が求まる。この水平せん断力の値を縦軸に、また、スタッドの位置を横軸にとり、A2タイプについて両者の関係を表したものが図-5である。

この図から、斜めひびわれ発生前の荷重 10tf および 20tf 時では、スタッドの位置による水平せん断力の大きさの差異は余りなく、ほぼ一定であるが、斜めひびわれ発生後の荷重 30tf および最高荷重時では、支点付近の水平せん断力が著しく大きくなっていることがわかる。これは斜めひびわれ発生後、コンクリート部材は斜めひびわれを境に外側(支点側)と内側に分けられ、ひびわれ面に沿って支点方向に作用するせん断力が、外側のコンクリート部材を外へ押し出すのに対して支点付近のスタッドがこれに抵抗するためである。一方、斜めひびわれの内側のスタッドでは、斜めひびわれの進展に伴ってスタッドとコンクリートの付着が悪くなり、スタッドに作用する水平せん断力が小さくなったと予想される。したがって、このような構造では、支点付近のコンクリートはりとフランジ鋼板の定着を強固にする必要があると考えられる。

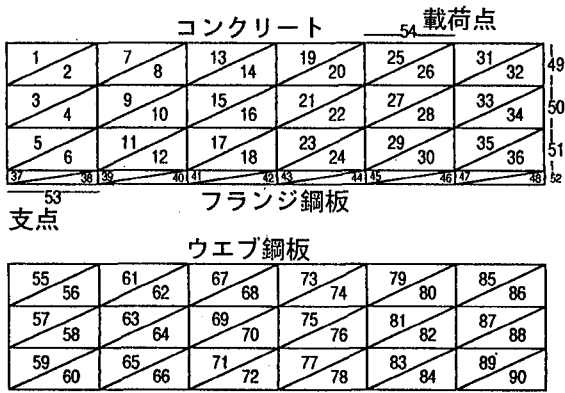


図-6 解析モデルの要素分割状況

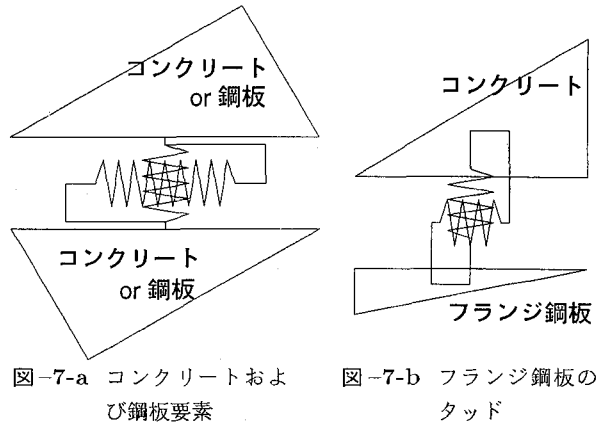


図-7-a コンクリートおよび鋼板要素

図-7-b フランジ鋼板のスタッド

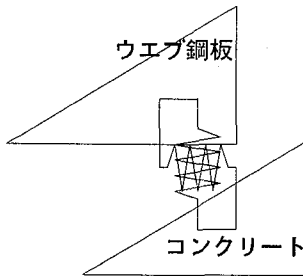


図-7-c ウェブ鋼板のスタッド

図-7 各要素の剛体ばねモデル

4. 剛体ばねモデルを用いた2次元弾塑性解析の概要

本研究の実験では、すべての試験体において、3.(3)で述べたように支点付近のフランジ鋼板のスタッドに作用する水平せん断力が著しく大きいことから、スタッドのまわりのコンクリートが圧壊することによってスタッドが水平せん断力を伝達できなくなり、結果的にこの部分が定着破壊を起こして試験体は終局状態に至った。したがって、ウェブ鋼板の厚さやスタッドの配置の差異が耐荷力に及ぼす影響は顕著には認められなかった。そこで、ウェブ鋼板の厚さやスタッドの配置が、対象とした合成はりの破壊のメカニズムや耐荷力に及ぼす影響を明らかにするために、剛体ばねモデルを用いた2次元の弾塑性解析を行った⁶⁾⁻⁹⁾。

剛体ばねモデル解析では、部材の要素自体の变形は無視し、要素を剛体と仮定して要素境界面に垂直および平行なばねを配置し、ひずみエネルギーはすべてこのばねが吸収するものとしている。そのため本研究で取り扱うコンクリートのひびわれ、せん断すべり、圧壊などの現象を要素境界のばね特性に直接導入できるなどの利点がある。

ここでは、対称性を利用して実験に用いた合成はりのスパン中央より左半分について図-6のように、コンクリートおよび鋼板を2次元の三角形平面剛体要素に分割した。解析に際しては、対象とした合成はりの破壊のメカニズムや耐荷力を明らかにすることを目的とし、要素境界面に垂直なばねおよび平行なばねにはできるだけ簡易な材料の構成則を適用した。

コンクリート要素には、図-7-aのように要素境界面に対して垂直な応力を表す垂直ばね(以下「直ばね」と呼ぶ)と、要素境界面に対して平行な応力を表すせん断ばね(以下「せん断ばね」と呼ぶ)を設け、直ばねには圧縮域や引張域において図-8-aに示すような応力とひずみの関係を適用した。引張域においては、コンクリー

表-2 解析に用いた諸定数の基準値		
コンクリートの弾性係数 E_c (kgf/cm ²)		3.0×10^5
コンクリートの圧縮強度 σ_{co} (kgf/cm ²)		470
コンクリートの引張強度 σ_{to} (kgf/cm ²)		1.0
コンクリートのせん断強度 c (kgf/cm ²)		$0.13\sigma_{co}$
コンクリートの内部摩擦角 ϕ (deg)		35
鋼板の弾性係数 E_s (kgf/cm ²)		2.1×10^6
ウェブ鋼板の降伏応力度 $2c$ (kgf/cm ²)	A1 タイプ	3300
	A1,B,C	1900
フランジ鋼板の降伏応力度 $2c$ (kgf/cm ²)		2700
ウェブスタッドの降伏強度 Q_u (tf)		5.0
ウェブスタッドのずれ止め剛度 (kgf/cm)		1.8×10^6
フランジスタッドの降伏強度 Q_u (tf)		50.0
フランジスタッドのずれ止め剛度 (kgf/cm)		5.0×10^6

トのひびわれをモデル化するために、コンクリートは引張りに対してほとんど抵抗できないものと仮定し、このばねの応力値がコンクリートの引張強度 σ_{to} に達した時、ばね定数をゼロとして、それ以上の引張力には抵抗できないものとした。またこの時、ひびわれによりコンクリート断面のせん断方向のかみ合わせが悪くなることを考慮して、この部分のせん断ばねのばね定数を1/4に低下させた。一方、圧縮域においては、直ばねがコンク

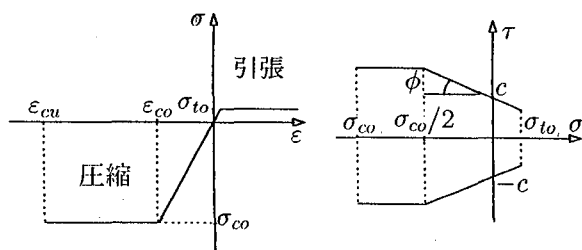


図-8-a コンクリートの直
応力とひずみの関
係

図-8-b コンクリートの降
伏線

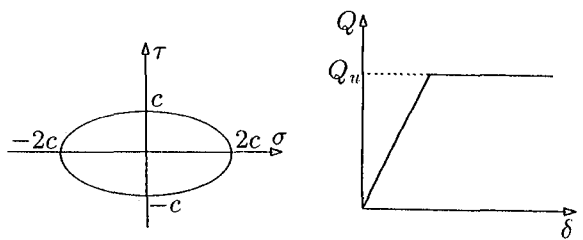


図-8-c 鋼板の降伏曲線

図-8-d スタッドに作用す
る力と変位の関係

図-8 材料の構成関係

リートの圧縮強度 σ_{co} に達した時、このばねのばねは降伏するものとし、さらに直ばねのひずみが圧縮限界ひずみ ϵ_{cu} (0.35%) に達した時、コンクリートが圧壊してこの部分での応力の伝達は失われるとしてせん断ばねのばね定数もゼロとし、それ以上のせん断力には抵抗できないものとした。

次に、コンクリート断面のせん断すべり現象を想定し、直ばねとせん断ばねの応力の相関関係を図-8-bに示すようなモール・クーロン型の降伏線で表した。そしてせん断ひずみが $1.5\epsilon_{cu}$ に達した時、せん断破壊のメカニズムが形成されたとして2方向のばね定数をゼロとし、それ以上の力には抵抗できないものとした。

一方、鋼板要素にもコンクリート要素と同様に、図-7-aに示すような直ばねとせん断ばねを設け、2方向のばねの相関関係が図-8-cに示すようなミーゼスの降伏条件に従うものとした。2方向のばねの応力がこの降伏曲線に達した後は、2方向の応力が降伏条件を満たすようにばね定数を変化させた。

フランジ鋼板のスタッドは、スタッドに作用する鉛直方向と水平方向の力を図-7-bのようにコンクリートとフランジ鋼板の相対変位によって規定されるような鉛直ばねと水平ばねにモデル化した。水平せん断特性を表す水平ばねについては、スタッドに作用する力と変位の関係を図-8-dのように完全弾塑性型で表した。ただし、鉛直ばねに対しては常に弾性の関係を有するものとして、かなり大きなばね定数 ($1.0 \times 10^8 \text{ kgf/cm}$) を与えた。また、ウェブ鋼板のスタッドは、同一平面上にあるウェブ鋼板とコンクリート要素の重心の相対的な鉛直

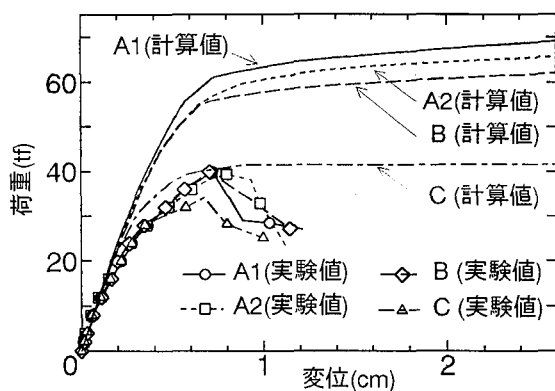


図-9 荷重たわみ曲線 (解析パターン1)

変位および水平変位によって規定される図-7-cのような2方向のばねでモデル化した。これら両方向のばねの特性も図-8-dのような完全弾塑性型で表した。フランジ鋼板のスタッドの水平ばね特性およびウェブ鋼板のスタッドのばね特性は、別に実施した押し抜き試験におけるせん断力・ずれ関係に基づいて決定している。また、解析に用いた諸定数は各種材料試験の結果に基づき表-2のように設定し、コンクリートのせん断強度、内部摩擦角、せん断ひずみの限界値等は参考文献 (8)、(9) を参考にその値を決定した。特に、コンクリートはほとんど引張応力に抵抗しないという考えと、できるだけ簡易な解析モデルを用いるという立場から、その引張強度を $\sigma_{to}=1.0 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

5. 解析結果および考察

解析では、ウェブ鋼板へのスタッド配置を実験の場合と同様の条件とするために、スタッドをモデル化したばねを剛体要素の重心の節点を利用してウェブ鋼板全体に配置したもの (A1およびA2タイプ、要素番号1-55,2-56,・・・,36-90の全要素間にウェブスタッドを配置)、鋼板の上下縁に配置したもの (Bタイプ、要素番号1-55,7-61,・・・,31-85および6-60,12-66,・・・,36-90の12要素間にウェブスタッドを配置)、鋼板中央高さ付近に配置したもの (Cタイプ、3-57,4-58,9-63,・・・,34-88の12要素間にウェブスタッドを配置) の4つのモデルを考えた。ウェブ鋼板の厚さに関しては、A1タイプを厚さ3.2mmとし、それ以外は厚さ2.3mmとした。なお、以下では解析モデルについても試験体と同じくA1、A2、B、Cの名称を用いる。ただし、B、Cタイプでは、ウェブ鋼板のスタッドの本数を考慮して、降伏強度およびずれ止め剛度を表-2の値の3倍に設定している。

材料試験より得られた弾性係数、降伏応力度等をそのまま適用した場合 (解析パターン1) の荷重とスパン

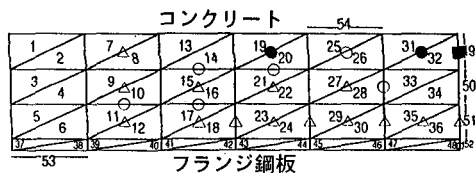


図-10-a A1 タイプ

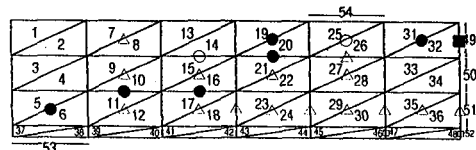


図-10-b A2 タイプ

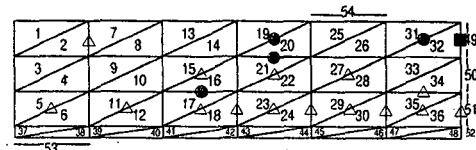


図-10-c B タイプ

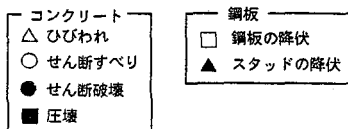
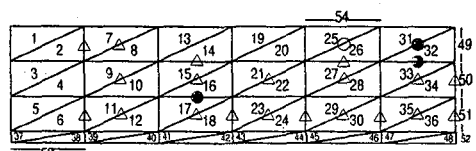


図-10-d C タイプ

図-10 解析モデルの終局状態 (解析パターン1)

中央の鉛直変位との関係を前述の実験結果とともに図-9に示す。この図は、縦軸に荷重を、また、横軸に変位をとった。ただし、この場合の計算結果では、フランジ鋼板のスタッドに相当する水平ばねは終局状態におい

ても降伏していない。この図から、A1、A2およびBタイプの計算値の最高荷重は実験値のそれよりもかなり大きくなっている。これはフランジ鋼板の支点付近のスタッドに相当するばねが降伏することによって生じる破壊のメカニズムが形成されないために、解析モデルの最高荷重は実験値より大きくなったと思われる。これに対してCタイプのコンクリート部には、荷重の低い段階からコンクリートの引張強度に達したばねが多く、作用する荷重に対してコンクリート断面が抵抗できなくなり、最高荷重は他の3タイプよりも小さい約40tfとなった。

ここで、各解析タイプの破壊のメカニズムを、図-10に示す解析モデルの終局状態を調べることによって考察する。要素境界に配置したばねにおいて、それぞれ△はコンクリートひびわれを、○はコンクリートのせん断すべりを、●はせん断破壊を、■は圧壊の条件を満足したことを意味している。また、□は鋼板の降伏を表し、▲はスタッドが降伏したことを表している。これらの図から、A1およびA2のウェブ鋼板とそのスタッドの一部は降伏し、作用する荷重に対して、ウェブ鋼板がコンクリート部に協力できなくなっているため、コンクリート断面には引張強度に達した直ばねや、載荷点付近においてモール・クーロンの降伏条件に達した2方向のばねが存在していることがわかる。また、せん断ひずみが大きくなったせん断ばねもある。つまり、コンクリート断面にひびわれやせん断破壊が生じている。しかし、結果的にはA1およびA2タイプはスパン中央でフランジ鋼板が引張降伏し、コンクリート上縁の直ばねが圧縮限界ひずみに達して曲げ破壊が生じ、変位が急激に大きくなったと考えられる。一方、Bタイプでは、ウェブ鋼板のスタッドは降伏していないが、ウェブ鋼板は全体的に降伏し、最終的にはコンクリート断面にひびわれ、せん断すべりなどの破壊メカニズムが生じて終局状態に至ったと考えられる。これに対して、Cタイプでは、ウェブ鋼板の降伏は局部的に生じ、また、コンクリート断面にも局部的に引張強度に達した直ばねが多くなり破壊のメカニズムが構成されて、結果的に荷重が増加しなくなったものと考えられる。以上のことから、もし実験において定着破壊が生じなければ、ウェブ鋼板のスタッドの配置が最高荷重に影響を及ぼしたとの予想される。

次に実験における定着破壊を再現するために、フランジ鋼板のスタッドに相当する水平ばねの降伏強度を小さくし、これを降伏させる場合を考えた。これは、この構造におけるフランジ鋼板のスタッドは引張側にあり、押し抜き試験におけるスタッドのずれ止め剛度および降伏強度よりもこの場合の方がかなり低下することに対応させたものである。また、スパン中央側に向かうにつれてコンクリートの斜めひびわれ、曲げひびわれに伴うスタッドとコンクリートとの付着力の低下も考慮して、支点から載荷点に向かってフランジ鋼板のスタッド

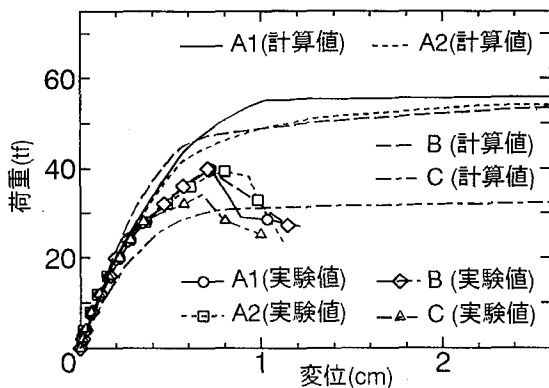


図-11 荷重たわみ曲線(解析パターン2)

に相当する水平ばねのばね定数を徐々に小さくした。数値計算においては、フランジ鋼板のスタッドの降伏強度 $Q_u=20\text{tf}$ 、そのずれ止め剛度を支点から2箇所ずつ初期ずれ止め剛度の10、7.5、5%とした。この場合(解析パターン2)の荷重とスパン中央の鉛直変位の関係を実験値とともに図-11に示す。この図からCタイプ以外は、解析による最高荷重は実験のそれと比較して大きい。荷重と変位の関係は解析パターン1の場合より実験結果に近くなっていることがわかる。また、実験と同様にA1、A2およびBタイプにおいて荷重と変位の関係および最高荷重にほとんど差が見られない。つまり、解析パターン1と比較してもわかるように、支点付近のフランジ鋼板のスタッドが降伏したことによって、ウェブ鋼板のスタッドの配置による耐荷力への影響が現れる前に破壊のメカニズムが構成され、荷重が増加しなくなったと考えられる。ただし、実験では最高荷重以後の荷重と変位の関係に劣化現象が認められるが、解析では、材料の構成関係等にこのような劣化現象は考慮しておらず、また、荷重増分法を採用しているために、荷重が減少することはなく、最高荷重以後の両者の荷重と変位の関係が大きく異なっている。

この場合の解析モデルの終局状態を図-12に示す。各記号の意味は図-10の場合と同様に、コンクリートのひびわれやせん断すべり等を表している。この図から、各タイプとも解析パターン1の場合と同様の終局状態が現れているほか、支点付近のフランジ鋼板のスタッドが降伏していることがわかる。したがって、A1、A2およびBタイプにおいて支点付近のフランジ鋼板とコンクリートはりの定着部がコンクリートの変形に対して抵抗できなくなり、鋼板の厚さやスタッドの配置が耐荷力に及ぼす影響が表れる前に荷重が増加しなくなったと考えられる。

次に、ウェブ鋼板の厚さが合成はりの耐荷力や破壊のメカニズムに及ぼす影響を調べるために、A1、A2タイプと同様に、スタッドをウェブ鋼板全体に配置し、

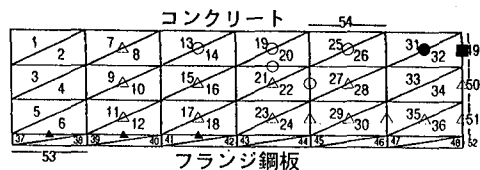


図-12-a A1タイプ

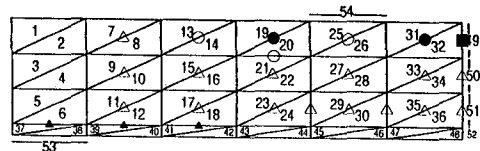


図-12-b A2タイプ

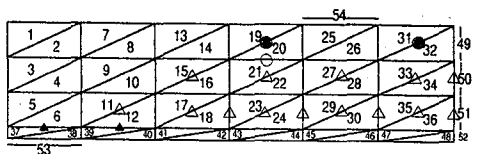


図-12-c Bタイプ

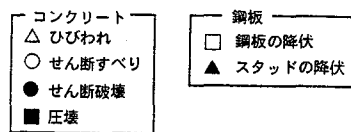
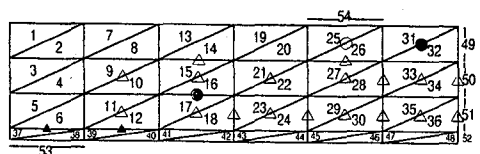


図-12-d Cタイプ

図-12 解析モデルの終局状態(解析パターン2)

鋼板の厚さを1.0mmとした場合(解析パターン3: A Dタイプ)の荷重とスパン中央の鉛直変位の関係をA1、A2タイプとともに図-13に示す。この場合、ウェブ鋼板の降伏応力度はすべて 3300kgf/cm^2 としてい

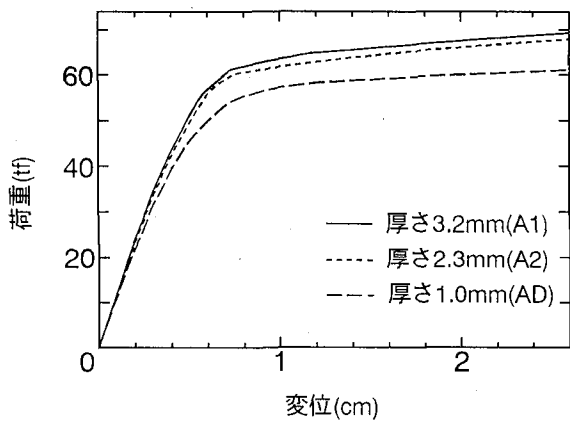


図-13 荷重たわみ曲線（解析パターン3）

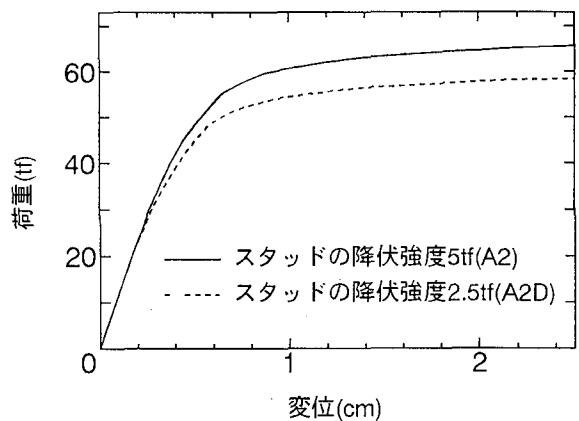


図-14 荷重たわみ曲線（解析パターン4）

る。この図から、A1（厚さ3.2mm）タイプとA2（厚さ2.3mm）タイプの最高荷重の差に比較して、A2タイプとADタイプの差は大きく、板厚によってはウェブ鋼板の厚さも耐荷力に影響を及ぼすことがわかる。

また、ADタイプの終局状態では、ウェブ鋼板の降伏箇所が多く、A1タイプより早い段階からウェブ鋼板がコンクリートに協力しなくなり、コンクリート断面にはひびわれやせん断すべり、せん断破壊のメカニズムが生じている。以上のことから、ウェブ鋼板の厚さを薄くすると低い荷重段階からウェブ鋼板が降伏し、コンクリート断面に破壊のメカニズムが生じて荷重が増加しなくなると考えられる。

ウェブ鋼板のスタッドの強度が合成はりの耐荷力や破壊のメカニズムに及ぼす影響を見るために、ウェブ鋼板の厚さとスタッドの配置はA2タイプと同じにし、ウェブ鋼板のスタッドの降伏強度を小さくし、降伏させた場合（解析パターン4：A2Dタイプ）の荷重と変位の関係を図-14に示す。この図からA2Dタイプ（降伏強度2.5tf）の最高荷重はA2タイプ（降伏強度5.0tf）のそれに比べて10tf程度小さい値となっており、スタッドの強度も耐荷力に影響を及ぼすことがわかる。

A2Dタイプの終局状態では、A2タイプと比較して降伏しているウェブ鋼板のスタッドが多く、鋼板の降伏箇所は少ない。また、この場合もコンクリート断面にはひびわれやせん断すべり、せん断破壊のメカニズムが生じている。つまり、ウェブ鋼板のスタッドの降伏によってコンクリートからウェブ鋼板に力が伝達されず、コンクリート断面に破壊のメカニズムが生じ、荷重が増加しなくなったと思われる。ただし、解析パターン3および4は、解析の見地から、鋼板の厚さやスタッドの降伏強度を変化させたものである。

以上のことから、本研究で対象とした合成はりの耐荷力や破壊のメカニズムは、ウェブ鋼板の厚さやスタッドの配置およびその強度などに影響されると考えられる。

6. まとめ

本研究では、コンクリートはりのウェブ部分にスタッドを配置した鋼板を埋め込んだ合成はりについて、鋼板のせん断補強効果を調べるために、静的載荷実験および2次元の弾塑性解析を行った。

その結果、スタッド付き鋼板をコンクリートはりの内部に埋め込むことによって、鋼板がコンクリート断面と一体となってせん断力に抵抗し、鋼板のせん断補強効果が認められた。このとき、ウェブ鋼板のスタッドの配置はスタッドの上下の間隔が小さいものよりも大きいものの方が鋼板を有効に働かせることが明らかにされた。

ただし、ここで実施した静的載荷実験では、各試験体とも支点付近においてコンクリートの底面に当てたフランジ鋼板のスタッドが定着破壊したために、ウェブ鋼板の種類の差異が耐荷力に及ぼす影響はあまり認められなかった。

しかし、剛体ばねモデルを用いた2次元の弾塑性解析によって、対象とした合成はりのせん断抵抗性状と破壊のメカニズムに及ぼすウェブ鋼板の厚さやスタッドの配置の差異の影響が明らかにされた。

参考文献

- 1) 小松秀樹・飯東義男：道路橋床板の変状と補修・補強工法，コンクリート工学，Vol.31，No.7，pp.43-47，1993.7.
- 2) 竹村泰弘・曾野康男：RCゲルバー桁橋のヒンジ部の補修および補強，橋梁と基礎，Vol.18，No.12，pp.13-19，1984.12.
- 3) 日本鋼構造協会：構造物への接着接合の適用，接着接合小委員会報告，p.109，1993.11.
- 4) 鳥羽正樹・谷中聡久・阿部英彦・中島章典：鋼板でせん断抵抗を補ったRC梁の実験的研究，土木学会第47回年次学術講演会講演概要集第1部，pp.346-347，1992.9.
- 5) 鳥羽正樹・茂木孝昌・阿部英彦・中島章典：鋼板でせん断補強した合成梁の実験的研究，土木学会第48回年次学術

講演会講演概要集第1部, pp.1150-1151, 1993.9.

- 6) 川井忠彦・竹内則雄：離散化極限解析プログラミング，コンピュータによる極限解析法シリーズ2，培風館，1990.6.
- 7) 竹内則雄：地盤力学における離散化極限解析，コンピュータによる極限解析法シリーズ4，培風館，1991.
- 8) 園田恵一郎・鬼頭宏明・奥谷知明：剛体バネ要素法による

R Cはり及び合成はりの終局強度解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.393-398，1989.6.

- 9) 上田真稔・竹内則雄・樋口晴紀・鬼頭宏明・川井忠彦：引張・圧縮破壊を考慮したR C構造物の離散化極限解析，構造工学論文集 Vol.36A，pp.315-323，1990.3.

(1994 年 9 月 14 日 受付)