

鋼桁-RC 橋脚剛結部の応力伝達と耐荷機構に関する実験的研究

Experimental Study on Mechanisms of Stress Transfer and Ultimate Strength for Joint Section
Between Steel Girder and Reinforced Concrete Pier

長谷 俊彦*, 井ヶ瀬 良則**, 紫桃 孝一郎*, 清水 功雄***, 佐藤 徹***

Toshihiko Nagatani, Yoshinori Igase, Koichiro Shito, Isao Shimizu and Toru Sato

* 日本道路公団, 試験研究所 (〒194-0035 東京都町田市忠生 1-4-1)

** 工修 日本道路公団, 試験研究所 (〒194-0035 東京都町田市忠生 1-4-1)

*** (株) 宮地鐵工所, 技術部 (〒290-8580 千葉県市原市八幡海岸通 3 番地)

A hybrid rigid-frame bridge is a promising bridge structure which permits to save construction costs and also has durability and seismic safety. Some stress transfer mechanism at joint section, however, is still unknown, and the design method of this type of bridge has not been established.

Authors performed experimental and analytical studies with seven types of specimens to clarify the stress transfer mechanism and to suggest the rationalized design method for joint section between a steel girder and a reinforced concrete pier. In this paper, the role of stud shear connectors and cross girders to achieve the stress transfer mechanism are described, and embedded length of reinforcing bars and shear resistance are examined on the basis of examination.

Key Words: hybrid rigid-frame bridge, stress transfer mechanism, design method

1. はじめに

鋼桁と RC 橋脚を剛結した複合ラーメン橋は、耐震性に優れ、初期コスト・維持管理コストの縮減を図ることができる合理的な構造形式として注目されている。日本道路公団では既に数橋の施工実績を有しており^{1),2)}、現在も施工中あるいは計画中の橋梁が多く存在している。また、建設省や地方自治体においても計画が進められており、大規模な多径間の高架橋ばかりでなく、活荷重たわみを低減できる特長を生かして、2~3 径間の中小橋梁にも適用が検討されている。

複合ラーメン橋の設計において、特に鋼桁と RC 橋脚との剛結部は、異種材料を組み合わせるために応力伝達や耐荷機構が複雑で、性能を保証する設計法の確立が困難となっている。また、近年美観を考慮して様々な形状の橋脚が提案される中、橋脚と上部工との剛結部構造の多様化にも対応する必要があるが、現在のところ実験結果や FEM 解析結果を反映させた十分に信頼できる設計方法が一般化されているとは言い難い。このため、設計された構造を対象とした模型実験あるいは FEM 解析などにより、その都度安全性の照査を行っているのが実状である。

剛結構造を採用するにあたっての設計上の課題のひとつに、剛結部の接合材であるスタッドの最適な本数や配置の決定方法が明確となっていないことが挙げられる。

これまでの解析的検討によれば、剛結部に作用する断面力に対しては、主桁近傍に配置したスタッドのみが有効に作用するという結果が得られている。そのため、特に 2 主桁橋では 1 主桁あたりの断面力が多主桁橋に比べて大きいと、応力を伝達するのに十分なスタッド本数を主桁近傍に適切に配置できないという問題が生じている。また、筆者らの研究成果³⁾によると、スタッドならびに横桁に作用する応力は相対的に小さく、これらが主要な応力伝達経路とは考え難いという実験結果が得られており、これまでの設計法を見直す必要も生じてきている。このように、現状では剛結部における応力伝達や耐荷機構が十分解明されているとは言えない状況にあるため、剛結部の設計法を確立するためには、まずこれらのメカニズムを明らかにする必要がある。

本研究では、横桁の有無、横桁の位置と横桁フランジの向き、横桁に取り付けたスタッドの本数などをパラメトリックに変化させた実験を行い、剛結部の構造特性と耐荷性状の関係、鋼桁とコンクリート橋脚間の応力伝達経路と耐荷機構、ならびに剛結部における鉄筋の必要定着長に関する考察を行っている。これらの成果を基に、横桁の形状や配置などの剛結部の構造と応力伝達メカニズムおよび耐荷性能との関連性を検討し評価するとともに、実験結果の考察と FEM 解析による検証を通じて、将来の合理的な設計法の確立へ向けた可能性を示唆する。

2. 研究の概要

2.1 実験概要

(1) 実験供試体

本実験は2主桁橋へ剛結構造を適用することを念頭に、基本的な剛結部の応力伝達と耐荷機構を解明するための実験と位置づけた。ただし実験供試体形状は、いずれ2主桁モデルでの実験を行うことを前提として、剛結部の基本性状をより理解し易いものとするため、2主桁橋特有の構造もしくは横桁の境界条件は考慮しない、対称で単純な要素モデルとしている。また現行設計法⁴⁾では、横桁～スタッド～コンクリート～主鉄筋という応力伝達経路を考えているため、この実験では横桁および横桁に設けたスタッドの機能にも着目した。そのため、橋脚の主鉄筋はこれらがより明確となるように、主桁フランジ幅内には配置しないものとした。

スタッド本数の影響に関しては、道路橋示方書⁵⁾の許容せん断力により設計した場合（TYPE-1A）、鋼構造物設計指針⁶⁾による場合（TYPE-1B, 1C, 3）とスタッドを取り付けない場合（TYPE-1C', 2）の比較を行う。

また横桁構造に関しては、現在のところRC橋脚を外側から取り囲むように配置する構造が望ましいと考えているが、主鉄筋と横桁下フランジが干渉する場合は、現場での桁架設作業に困難さを伴うことが予想される。そこで、施工性に配慮した横桁構造を検討し、構造の違いによる耐荷性能の変化を確認するために、橋脚内にフランジを向ける内向き構造（TYPE-1C, 1C'）、鉄筋と干渉しないようにフランジを橋脚の外側へ向ける外向き構造（TYPE-1A, 1B）、横桁を橋脚中心部に完全に埋め込む構造（TYPE-2）、および内向き構造で横桁フランジが橋脚の外側へ位置する構造（TYPE-3）の4種類の構造を用いることにした。さらには、横桁を設けず主桁フランジと同幅の補剛材のみを取り付けた構造（TYPE-1D）も比較対象としている。

なお、RC柱の鉄筋配置は原則として全ての供試体で同一であるが、横桁をコンクリート内に埋め込んだTYPE-2のみは、横桁ウェブを貫通して帯鉄筋を配置した。

表-1に比較供試体の種類、表-2に使用材料の材料特性を示す。また、供試体の基本形状寸法および横桁構造を図-1に、供試体の全体構造の概念を図-2に示す。

表-1 実験供試体の種類

供試体 TYPE	横桁	横桁ウェブの スタッド本数	横桁構造
1A	有	標準（30本）	外向き
1B	有	少数（16本）	外向き
1C	有	少数（16本）	内向き
1C'	有	無し（0本）	内向き
1D	無	—	補剛材のみ
2	有	無し（帯鉄筋貫通）	完全埋め込み
3	有	少数（16本）	外向き

表-2 使用材料

コンクリート	早強コンクリート
	圧縮強度： $f_c = 31.0 \text{ N/mm}^2$ 弾性係数： $E_c = 2.29 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
鋼板	SM400A材
	降伏強度： $f_{sy} = 298.7 \text{ N/mm}^2$ 引張強度： $f_{su} = 448.9 \text{ N/mm}^2$ 弾性係数： $E_s = 2.08 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
主鉄筋	SD345材
	降伏強度： $f_{ry} = 373.3 \text{ N/mm}^2$ 引張強度： $f_{ru} = 546.4 \text{ N/mm}^2$ 弾性係数： $E_r = 1.88 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

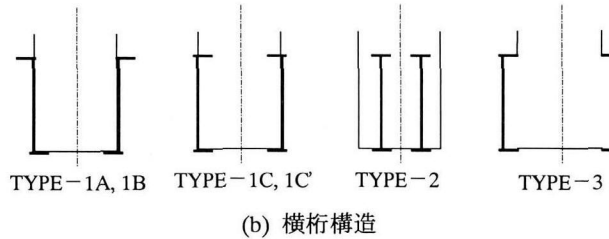
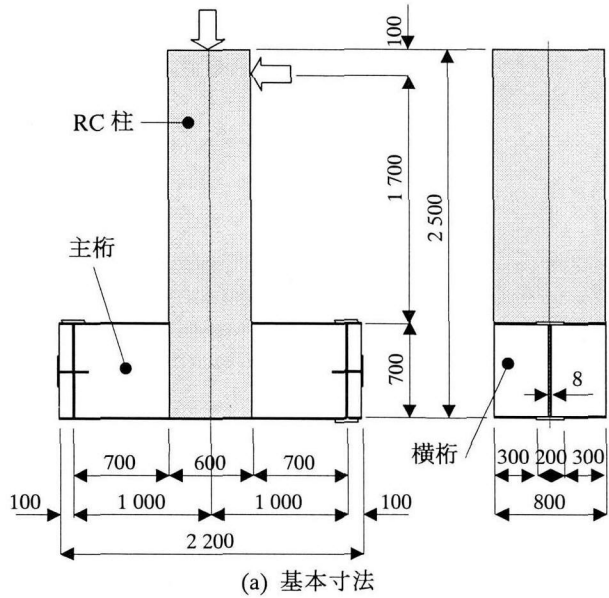


図-1 供試体形状寸法

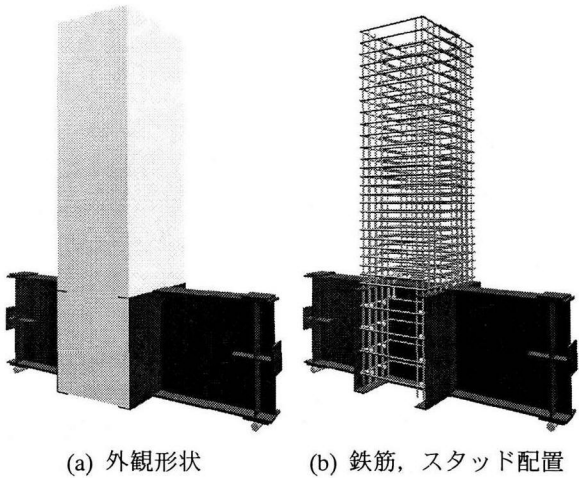


図-2 供試体概念図（TYPE-1C）

(2) 実験要領

供試体は鋼桁端部を支点（片側固定，片側可動）とし，RC柱端部に荷重を載荷する方法とした（図-3）．荷重は実際の構造物と同様に，上部工の自重に相当する鉛直方向の圧縮力を柱の軸方向力として与え（柱軸方向荷重 = 235 kN，コンクリート応力度 = 0.49 N/mm²），軸方向力一定下で水平荷重を与えることにより剛結部に曲げモーメントを生じさせている．載荷実験の要領は，はじめに，主鉄筋に貼り付けたひずみゲージの最大ひずみが，鉄筋の降伏応力度（約 373 N/mm²）に達するまでの単調載荷実験を行った．この主鉄筋降伏時の荷重載荷位置での水平変位を，降伏変位 δ_y と定義している．次に降伏変位を一つのサイクルと考えて $\pm \delta_y$ ， $\pm 2\delta_y$ ， $\pm 3\delta_y$ ， $\pm 5\delta_y \cdots$ という順序で，変位制御による交番載荷実験を行った．最終的には実験装置の限界性能から，およそ $20\delta_y$ 程度までの載荷を行っている．

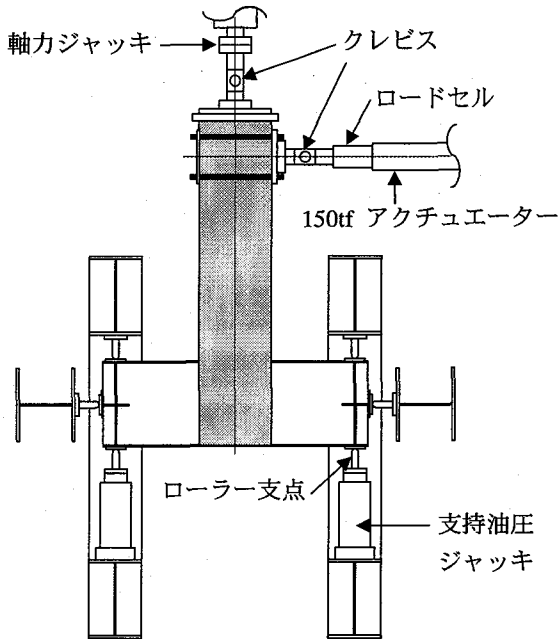


図-3 載荷要領図（平面図）

2.2 FEM 解析概要

FEM 解析に用いるモデルは，図-4 に示すように実験供試体の主桁ウェブ中心線上で対称条件を与えた 1/2 モデルで，支点や荷重条件は実験要領に準じている．

モデルに使用した材料要素は，鋼板は 4 節点平面シェル要素，鉄筋はトラス要素，スタッドは 3 次元はり要素，コンクリートは 8 節点ソリッド要素を用いた．なお，剛結部の鋼板とコンクリートの要素同士は節点を共有せず，接触要素を用いて同一座標の節点間では圧縮力のみを伝達させるような接合条件とした．

要素の材料特性は，鋼材は実験供試体の特性値に合わせ，コンクリートは圧縮試験の結果から図-5 に示す応力-ひずみ構成関係を与えている．また，鋼材は von Mises の降伏条件による完全弾塑性体とし，コンクリートには Mohr-Coulomb 則による破壊基準を適用した．

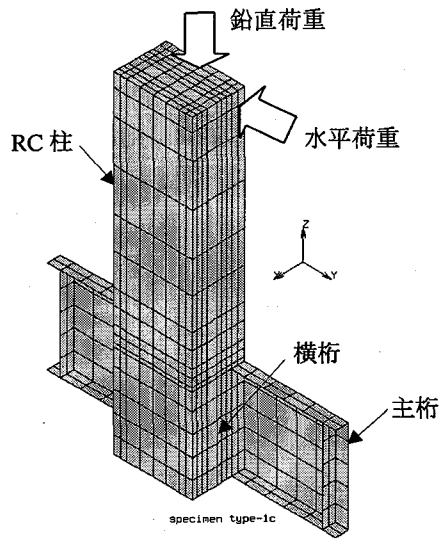


図-4 解析モデル（TYPE-1C）

表-3 解析に用いた材料特性値

	弾性係数 (N/mm ²)	降伏応力度 (N/mm ²)
鋼板，スタッド	2.08×10^5	298.7
鉄 筋	1.88×10^5	373.3

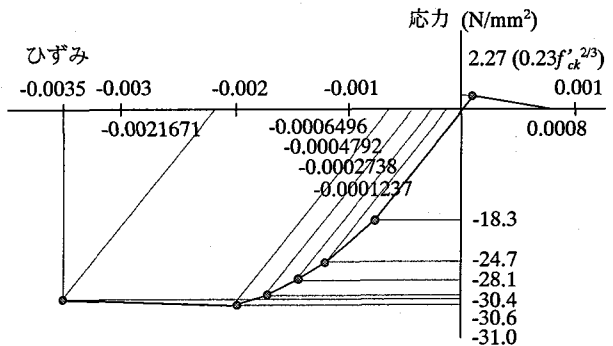


図-5 コンクリートの構成曲線

3. 実験結果および考察

3.1 荷重-変位関係

単調載荷実験結果から，各供試体の主鉄筋降伏時の水平荷重と荷重載荷位置での水平変位量をまとめ，表-4 に示す．

表-4 単調載荷実験結果

供試体 番 号	主鉄筋降伏荷重 (kN)	降伏変位 (mm)
TYPE-1A	283.4	5.77
TYPE-1B	292.7	7.61
TYPE-1C	277.5	5.97
TYPE-1C'	317.2	7.37
TYPE-1D	291.7	7.89
TYPE-2	305.0	7.99
TYPE-3	342.7	7.85
設計値*	334.7	5.13

※ RC断面計算による

また、単調載荷時のP- δ 関係を直接的に比較できるよう、近似曲線によって補正した結果を図-6に示す。

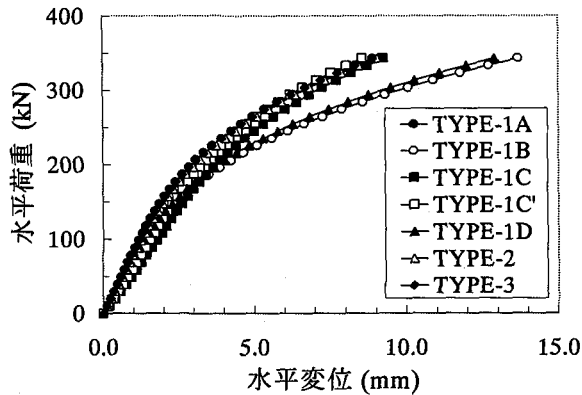


図-6 単調載荷実験における各供試体のP- δ 関係

表-4によれば、主鉄筋降伏時の荷重に大きな違いはなくほぼ同程度であったが、RC柱の降伏変位は供試体のタイプによって比較的大きな差が生じており、スタッドを多数用いたTYPE-1Aと、横桁内向き構造でスタッドを少数取り付け付けたTYPE-1Cの変位が小さい。図-6では、各供試体の初期剛性に大きな違いは見受けられないが、同一横桁構造でスタッド本数の異なるTYPE-1AとTYPE-1Bとの比較によれば、スタッドを多数用いたTYPE-1Aの変位が小さい。また同一スタッド本数で横桁下フランジの向きが異なるTYPE-1BとTYPE-1Cとの比較では、内向き構造のTYPE-1Cの変位が小さくなっている。このように、横桁構造やスタッド本数が柱の変位挙動に影響し、スタッド本数が多い場合あるいはフランジ内向き構造の横桁の場合に、剛結部の一体化が高まることによって曲げ変形が抑制され、その結果変位が小さくなる傾向が表れるものと考えている。

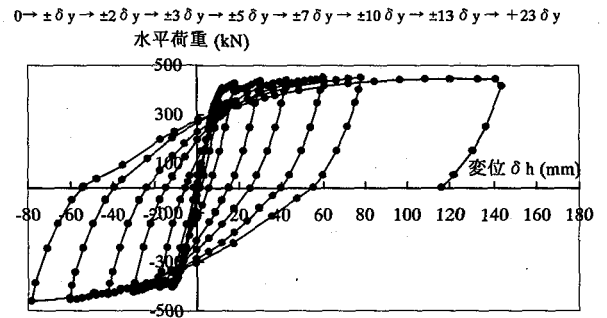
単調載荷実験に引き続き行った、交番載荷実験の結果を表-5に示す。

表-5 交番載荷実験結果

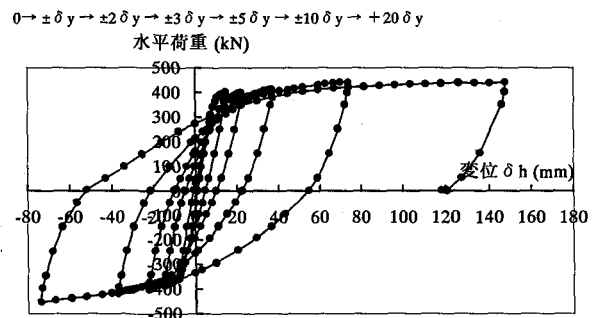
供試体番号	最大荷重(kN)	最大変位
TYPE-1A	450.1	24 δ_y
TYPE-1B	480.0	20 δ_y
TYPE-1C	449.6	23 δ_y
TYPE-1C'	440.3	20 δ_y
TYPE-1D	345.2	3 δ_y
TYPE-2	454.5	20 δ_y
TYPE-3	457.5	20 δ_y

横桁の無いTYPE-1Dを除く供試体では、最大変位は20 δ_y 以上と十分なじん性を保有している。横桁を有する構造では、特に構造細目を規定せずとも耐震設計上の性能が保証でき、また、横桁が無い構造でも3 δ_y までは他の供試体と同様の性状を示していることから、帯鉄筋配置などを見直すことで、実橋に適用できる可能性はあると思われる。

スタッド本数の違いによる影響に関しては、スタッドを設けたTYPE-1Cが最大変位 23 δ_y まで荷重が下がることなく変形が増加した(図-7 (a))のに対し、同一横桁構造でスタッドの無いTYPE-1C'は、初期変形量はやや大きめであるものの、図-7 (b)に示すように20 δ_y まで十分な変形性能を保持している。



(a) TYPE-1C (スタッド有)



(b) TYPE-1C' (スタッド無)

図-7 交番載荷実験によるP- δ 履歴曲線

横桁を有する他の比較供試体でも、20 δ_y まで荷重低下が生じず、履歴曲線にも変位勾配以外に有意差は現れなかったことから、横桁構造およびスタッド本数にかかわらず、耐荷性能はほぼ同等であると判断される。

3.2 破壊形態

交番載荷実験中に生じた破壊と、実験終了後のひびわれ性状から、供試体の破壊モードを分析し表-6に示す。

表-6 供試体の破壊形態

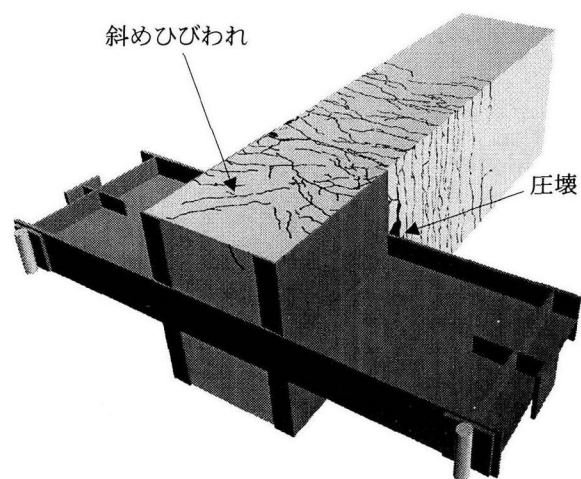
供試体番号	破壊モード	備考
TYPE-1A	RC柱曲げ破壊	
TYPE-1B	RC柱曲げ破壊	
TYPE-1C	RC柱曲げ破壊	鉄筋座屈
TYPE-1C'	RC柱曲げ破壊	せん断ひびわれ
TYPE-1D	剛結部せん断破壊	
TYPE-2	RC柱曲げ破壊	コンクリート剥落
TYPE-3	剛結部せん断破壊* RC柱曲げ破壊	3 δ_y 時せん断 20 δ_y 時曲げ

* 交番載荷 3 δ_y 時にせん断ひびわれが生じたが、その後の載荷でも荷重が落ちなかったため、他の供試体と同様に実験を継続した。

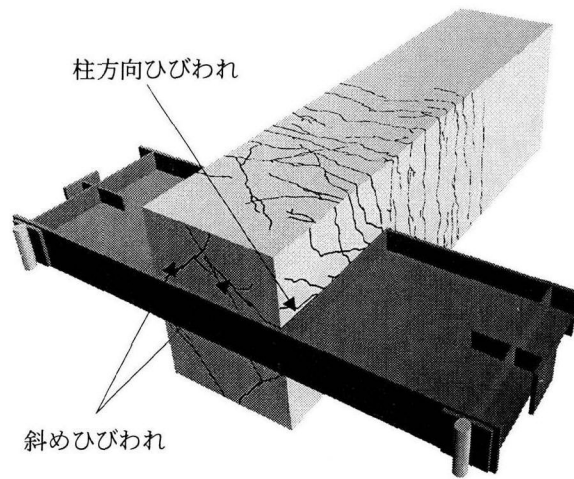
破壊形態とその特徴を以下に整理する。

①RC柱曲げ破壊モード

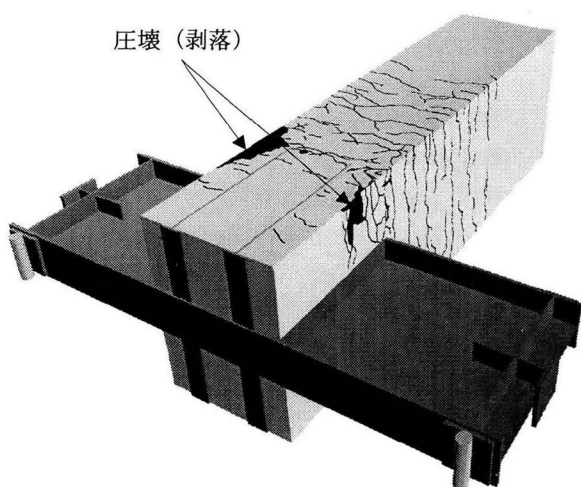
TYPE-1A, 1B, 1C, 1C'およびTYPE-2の5体の供試体は、剛結部の耐荷力が柱の耐荷力を上回っているため、柱部材に曲げ破壊が生じたと考えている。これらの供試体の中では、横桁をコンクリート内へ完全に埋め込んだTYPE-2の損傷が最も激しい。これは剛結部コンクリートにひびわれが生じた場合、他の供試体は横桁が外面に配置されているため、横桁ウェブによってひびわれがある程度制限されるが、横桁が埋め込まれているTYPE-2では、柱の回転角の増大とともに引張側ではひびわれ幅が拡大し、圧縮側ではコンクリートの圧壊が起こったことによると思われる。これにより、一般的には横桁を外側に配置した方が、安定した曲げ破壊モードとなり、コンクリート剥落の恐れは少ないと考えられる。曲げ破壊モードの代表例として、TYPE-1CとTYPE-2のクラックパターンを図-8に示す。



(a) TYPE-1C

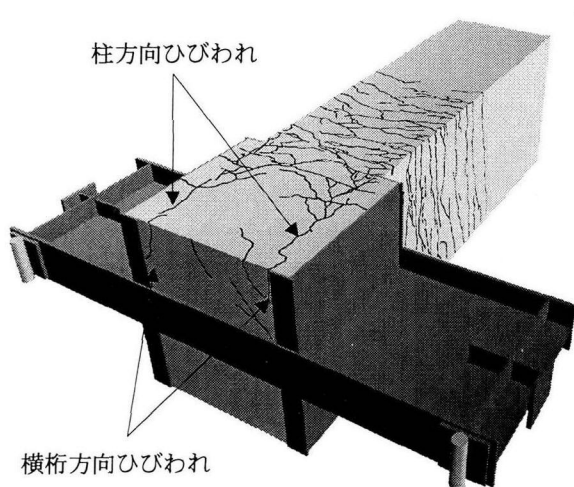


(a) TYPE-1D



(b) TYPE-2

図-8 曲げ破壊モードのひびわれ性状



(b) TYPE-3

図-9 せん断破壊モードのひびわれ性状

②剛結部せん断破壊モード

剛結部内のコンクリートがせん断破壊したTYPE-1DとTYPE-3は、ひびわれ性状が全く異なるものであった。まずTYPE-1Dについて考察する。

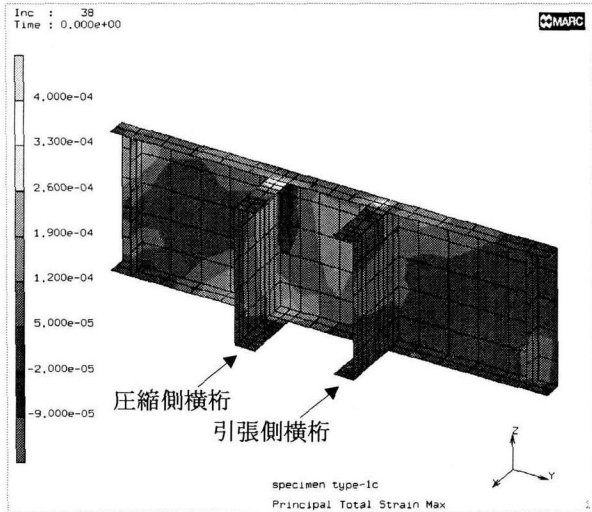
横桁のないモデルであるTYPE-1Dは、単調載荷時には他の供試体と同様に、主鉄筋の降伏に至るまで特に変状は見られなかったが、交番載荷の $3\delta y$ 時に補剛材部から外側コンクリートにずれが生じ、RC部材の端面には斜め方向のひびわれが発生した(図-9 (a))。この破壊は鋼材によって拘束された領域と、鋼材のないRC部材との耐力差によるもので、一種の押し抜きせん断破壊であると考えている。

TYPE-3は横桁がRC柱厚に対してフランジ幅分外側に位置する構造で、RC柱厚に相当する内側横桁フランジ位置で柱部材方向の破壊が生じた(図-9 (b))。これも横桁によって拘束された領域と、拘束されないRC部材との耐力の差によるせん断破壊であると思われる。

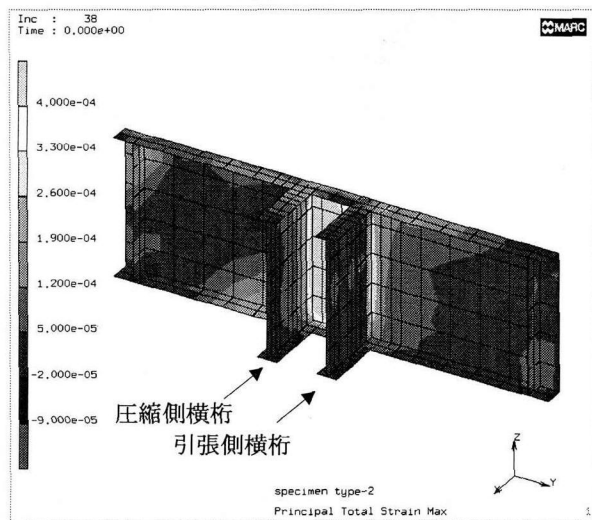
3.3 横桁およびスタッドの役割

横桁およびスタッドの有無にかかわらず、剛結部の耐荷性能はほぼ同等であることが確認されたことから、横桁と横桁に設けたスタッドの役割について考察する。

まず横桁に関しては、現行設計法⁹⁾では剛結部に作用する曲げモーメントの偶力、特に引張力は直接的に応力として伝達されると考えている。しかし、実験による横桁ウェブのひずみ計測結果では、初等理論による計算値に対して20%程度の値しか得られていない。これはFEM解析結果でも同様で、引張側ウェブが圧縮ウェブよりも、引張ひずみが相対的に小さい値となっている（図-10）。



(a) TYPE-1C



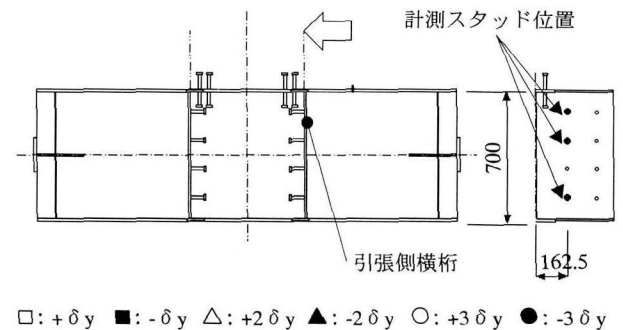
(b) TYPE-2

(鉛直荷重 = 235 kN, 水平荷重 = 294 kN)

図-10 鋼要素最大主ひずみコンター

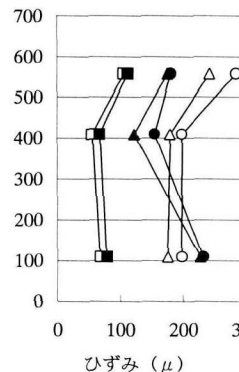
このように、横桁が応力伝達上、主要な役割を果たしているとは考え難いが、横桁によって剛結部の剛性、じん性など耐荷性能が向上し、せん断破壊を防ぐ効果が確認できている。これらのことから、横桁は剛結部のせん断補強鋼材で、かつ応力伝達の円滑化に寄与する部材と考えることができる。

次に、スタッドの役割について考察する。実験結果によれば、スタッドに生じるひずみは相対的に小さく、荷重の増減とスタッドひずみが比例した挙動を示していない（例として、図-11にTYPE-1Cのひずみ分布を示す）。最終的にコンクリートのひびわれがかなり進行した状態でも、スタッドが降伏するまでには至らなかった。このようなひずみ性状から、スタッドを介して鋼桁とコンクリート間の応力伝達が行われているとは考え難い。しかし、スタッドが鋼とコンクリート間の剥離を抑え、付着性能を低下させない機能を有しているため、剛結部の剛性が高まる効果が認められる。剛結部剛性の高まりによって応力伝達が効率的に行われるため、結果的には耐荷性能の向上に貢献している。

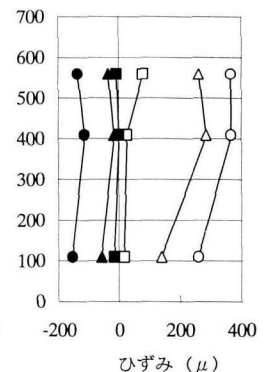


下端からの高さ (mm)

下端からの高さ (mm)



(a) 軸ひずみ



(b) 曲げひずみ

図-11 引張側横桁スタッドのひずみ分布

3.4 剛結部の応力伝達機構と耐力の評価

(1) 応力伝達機構

横桁と横桁に取り付けたスタッドが、剛結部の応力伝達において主要な伝達経路の役割を果たしているとは考え難いことから、現行設計法の考え方を見直し、実際の挙動に合った応力伝達メカニズムを考察する。

横桁およびスタッドによる応力伝達に代わる考え方として、文献 7) ではトラス理論による応力伝達モデルが提案されている。これによれば、剛結部では鋼とコンクリート間の応力は、せん断抵抗機構により伝達されるというもので、剛結部内の主ひずみの方向から、対角方向の応力伝達経路で主にコンクリートに圧縮応力、鋼材に引張応力を分担させる考え方である。

これに基づいて、横桁が内向き構造でスタッドを用いていない TYPE-1C' の主ひずみ分布から、剛結部内の応力伝達経路を分析する。主桁ウェブでは柱側のコーナーから圧縮応力および引張応力が、それぞれ対角のコーナーに向かって伝達されている様子がわかる(図-12)。このとき、剛結部外ウェブの圧縮側下フランジ近傍では大きなひずみが発生しているが、剛結部内のひずみは比較的小さい。剛結部内コンクリート内のひずみ分布も鋼桁と同様で、主ひずみの方向はパネルのコーナーから対角方向へと向かっている様子が確認できる(図-13)。

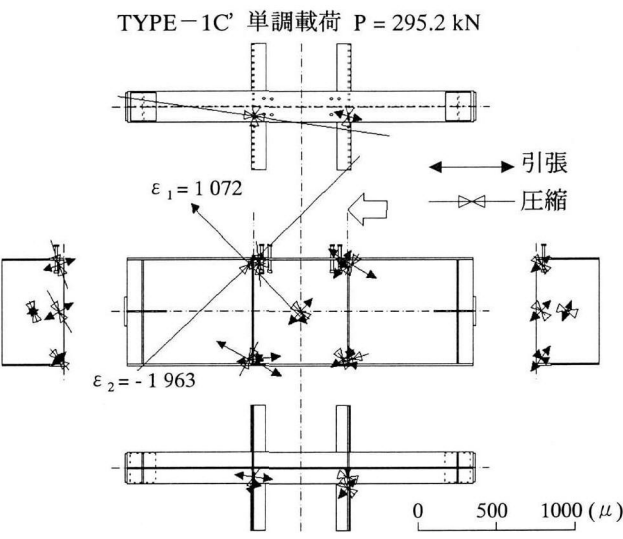


図-12 鋼桁の主ひずみ分布 (TYPE-1C')

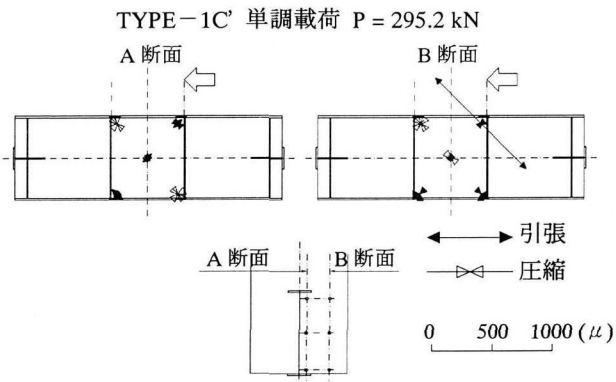


図-13 コンクリートの主ひずみ分布 (TYPE-1C')

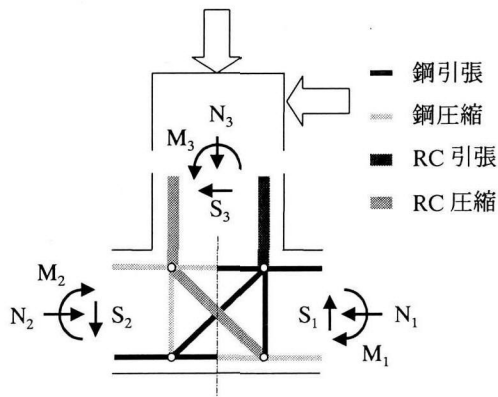


図-14 応力伝達モデル

実験結果から、剛結部内の応力伝達はトラス理論に基づくせん断抵抗機構によって説明できることを確認した。この応力伝達機構を単純にモデル化すると、図-14に示すトラスモデルとして表わすことができる。ただし、横桁構造の違いによって剛結部のひずみ性状も変化することから(図-15)、構造に応じた耐荷機構を考える必要がある。また剛結部近傍のウェブコーナー部、特に橋脚の圧縮側コーナーでの応力集中は問題点であり、応力度の超過が起こらないよう、あるいは疲労に対する配慮から、この部位の応力度を低下させる必要がある。この問題に対して、実際の複合ラーメン剛結部の設計においては、剛結部の主桁フランジ幅を拡幅し、横桁ウェブ厚を増厚することなどにより、構造的に対処した例がある。

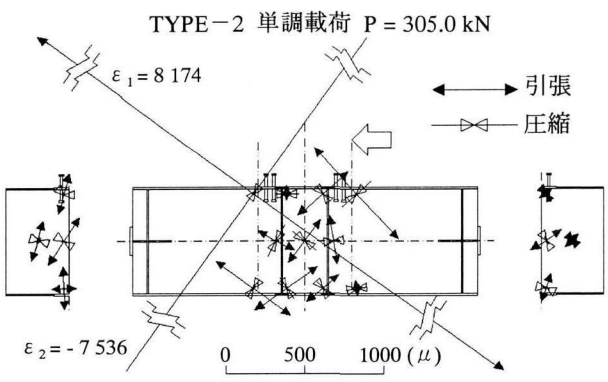
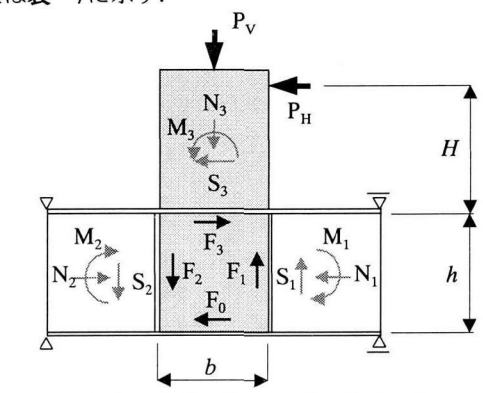


図-15 鋼桁の主ひずみ分布 (TYPE-2)

(2) 剛結部耐力の評価方法

トラス理論による耐荷機構が形成される場合、その耐力はせん断耐力として評価する方法が示されている⁸⁾。本研究においても同様の耐荷メカニズムが確認されたことから、この方法で剛結部耐力の試算を行ってみる。なお、実験では耐力の目安を水平荷重にしていることから、図-16の作用荷重と剛結部作用せん断力の関係により、せん断耐力を水平荷重に換算した結果も表わす。耐力の試算結果は表-7に示す。



$$F_0 = \left| \frac{M_1}{h} \right| + \left| \frac{M_2}{h} \right| - \left| \frac{N_2}{2} \right|, \quad F_1 = \left| \frac{M_3}{b} \right| - \left| \frac{N_3}{2} \right|$$

$$F_2 = \left| \frac{M_3}{b} \right| + \left| \frac{N_3}{2} \right|, \quad F_3 = \left| \frac{M_1}{h} \right| + \left| \frac{M_2}{h} \right| + \left| \frac{N_2}{2} \right|$$

図-16 作用荷重と剛結部せん断力

表－7 剛結部耐力試算結果

(a) せん断耐力

	評価式	耐力 (kN)
(1)	$V_{ucd} = 1.25\sqrt{f_c} \cdot b_i \cdot D$	835.2
(2)	$V_{usd} = D \cdot t_w \cdot f_{sy} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}}$	827.8
(3)	$V_{ub} = 0.20 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_s \cdot h \cdot d'$	1 020.2
(4)	$V_{uh} = 0.20 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_s \cdot h \cdot b'$	1 246.7

(b) 水平荷重

	換算値 (kN)	実験値 (kN)	備考
(1)	285.2	—	
(2)	282.7	—	
(3)	348.4	345.2	TYPE-1D
(4)	425.7	403.1	TYPE-3

(1)：主桁フランジ幅内コンクリート圧壊耐力

(2)：主桁ウェブせん断降伏耐力

(3)：剛結部桁方向せん断耐力

(4)：剛結部柱方向せん断耐力

f_c ：コンクリート圧縮強度

b_i ：主桁フランジ幅

D ：剛結部の幅

t_w ：主桁ウェブ厚

f_{sy} ：鋼板の降伏応力度

h ：剛結部の高さ

d ：有効高さ

d' ：せん断破壊面の長さ

b' ：せん断破壊面の幅

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d: \text{m})$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100A_s / (b_w \cdot d)}$$

$$\beta_s = 5 / (1 + \cot^2 \theta)$$

また、安全係数 γ は全て1.00としている

TYPE-1Dの実験結果と比較すれば、破壊面でのせん断耐力が実際の破壊荷重に近い結果が得られている。また、計算耐力がRC柱の設計終局荷重 $P_u = 377.4 \text{ kN}$ 以下であることから、剛結部での破壊を裏付ける結果となっている。TYPE-3でもほぼ同様で、概ね一致した結果が得られていることから、せん断耐力による評価は妥当であると考えられる。

曲げ破壊モードの供試体では、剛結部で破壊が生じていないことから、設計終局荷重より剛結部の耐力が上回っていると考えられる。鋼、コンクリート個々の耐力は設計終局荷重以下となっているが、フランジ幅内では鋼とコンクリートが一体化して挙動し、実際には累加耐力もしくはそれ以上の耐力が発揮されているものと思われる。横桁がある剛結部構造では、より以上の耐力になることは明らかであるが、TYPE-3を除く横桁構造では剛結部で破壊していないため、耐力の評価はできない。さらに横桁位置、フランジの向き、スタッド本数など、剛結部構造と耐力との関連性の解明も今後の課題である。

3.5 主鉄筋の定着長に関する考察

橋脚主鉄筋の剛結部内への定着長の計算方法は、現行の設計要領⁹⁾では道路橋示方書⁹⁾の考え方を基本としており、次式および図-17に示すように鉄筋許容応力度による基本定着長に、橋脚有効高さの1/2を合わせた定着長とすることを原則としている。

$$\ell_d = L_0 + \frac{d}{2} = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_c} \phi + \frac{d}{2}$$

ここに、 σ_{sa} ：鉄筋の許容応力度

τ_c ：コンクリートの許容付着応力度

ϕ ：鉄筋の直径

d ：橋脚の有効高さ

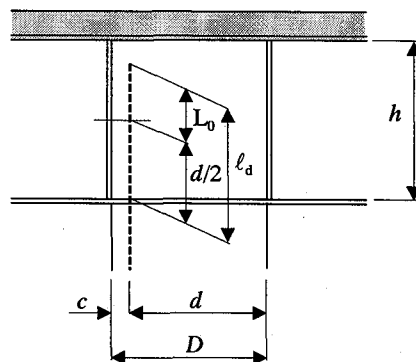


図-17 主鉄筋の定着長

しかしながら、橋脚幅が大きい場合あるいは主鉄筋に太径鉄筋を用いる場合など、この計算による定着長では主桁の桁高以上となってしまうことがある。ニュージーランドの基準¹⁰⁾では $d/2$ もしくは 8ϕ のいずれか小さい値を加算長としており、実際の構造物の大きさに見合った定着長の考え方を設計法に導入する必要があると考えている。このような背景から、今回の実験結果を基に、主鉄筋の定着長に関する考察を行ってみる。

剛結部の剛性、特に横桁とスタッドによる影響を考慮し、TYPE-1A、1B、1Cおよび1C'を比較対象として検討する。図-18に主鉄筋が降伏した状態での計測データを基に水平荷重 $P_H = 300 \text{ kN}$ 時に換算した、各供試体の剛結部内引張主鉄筋の軸ひずみ分布を示す。

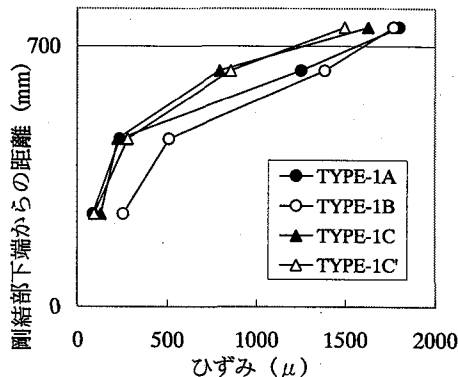


図-18 引張主鉄筋の軸ひずみ分布 (実験値)

主鉄筋のひずみ分布から鉄筋の付着応力度を計算する方法¹¹⁾により、各計測位置での付着応力度を算出する。

$$\tau = \frac{E \cdot D}{4} \cdot \frac{d\varepsilon}{dx}$$

ここに、 E ：主鉄筋の弾性係数

D ：主鉄筋の径

$\frac{d\varepsilon}{dx}$ ：ひずみ分布曲線の傾き

なお、ひずみ分布曲線は着目点の前後を合わせた3点の実験データ（端部では2点）を用い、2次放物線で近似した。剛結部内引張主鉄筋の付着応力度分布を図-19に表わす。

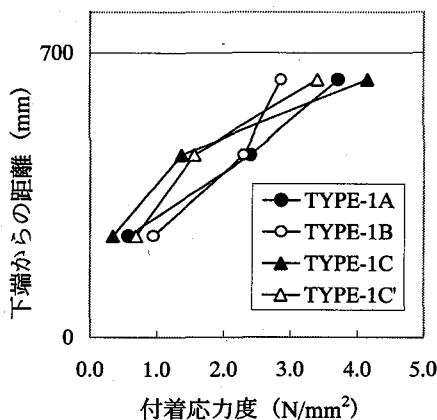


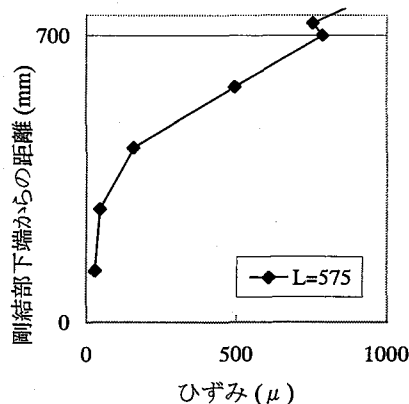
図-19 引張主鉄筋の付着応力分布（実験値）

横桁構造の違いによる影響については、横桁フランジ内向き構造のTYPE-1Cおよび1C'が、主桁下フランジ近傍で付着応力の高まる傾向がうかがえる。この構造の違いが剛結部の剛性に影響し、内向き構造の方が一般的に剛性が高くなると考えられる。剛性が高い場合、剛結部内の柱側近傍で主鉄筋とコンクリート間の応力伝達が集中的に行われることにより、付着応力度も高まるものと思われる。

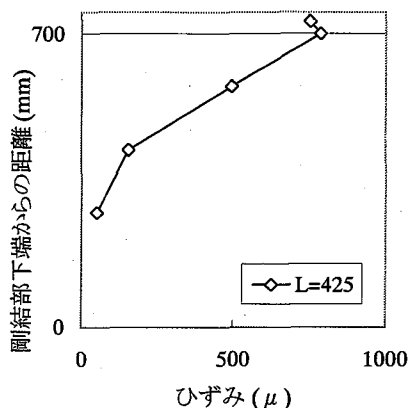
スタッド本数の影響に関しては、スタッド本数の多い供試体で付着応力が高く表れている。これも横桁構造と同様に、剛結部の剛性による影響と考えられ、スタッドを多く用いた場合、剛結部の一体性がより高まり、剛性に反映されるものと思われる。

杉山らの研究¹²⁾によれば、剛結部の剛性が高い場合には主鉄筋の付着応力度も高まり、剛結部内コンクリートに定着破壊が発生する恐れがあるとしている。本実験での定着長（670mm、約42φ）は、設計要領による定着長（700mm、約44φ）に近い十分な長さであったため、剛結部内で定着破壊は生じなかった。そこでFEM解析により、主鉄筋定着長を変化させた場合の影響を検討することとした。なお、この検討に用いるモデルは、実験結果で付着応力度が最も高く発生したTYPE-1Cとし、定着長は575mm（約36φ）と425mm（約27φ）の2種類としている。

解析による水平荷重 $P = 300 \text{ kN}$ 載荷時の、剛結部内引張主鉄筋の軸ひずみ分布を図-20に示す。



(a) $L = 525 \text{ mm}$



(b) $L = 425 \text{ mm}$

図-20 引張主鉄筋の軸ひずみ分布（解析値）

このひずみ分布から、実験と同様の方法で付着応力度を計算し、付着応力分布として図-21に表わす。

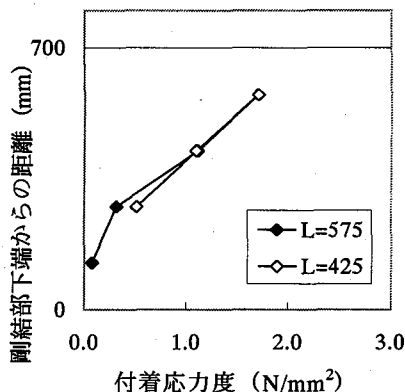


図-21 引張主鉄筋の付着応力分布（解析値）

さらにこの付着応力分布から、剛結部内の平均付着応力度を求める。平均付着応力度は剛結部内に位置する鉄筋の付着応力度を積分し、その長さで割ることで計算する。平均付着応力度と水平荷重との関係を図-22に示す。

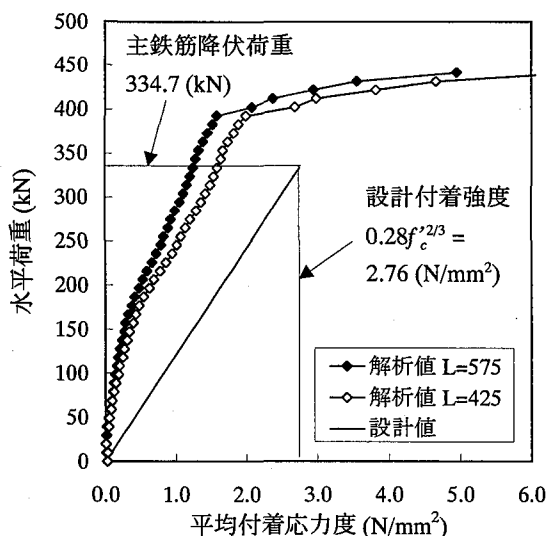


図-22 荷重-平均付着応力関係図（解析値）

図中にはコンクリート標準示方書¹³⁾による設計付着強度と、RC柱の主鉄筋降伏曲げモーメントから換算した降伏荷重の値を合わせて示した。この設計付着強度と主鉄筋降伏荷重との交点と原点を結んだ直線に対して、平均付着応力度がこれを超過し、右方に位置した場合に主鉄筋に付着劣化が生じて、RC柱の降伏前に剛結部で定着破壊が起こることになる¹²⁾。今回のモデルでは定着長を短縮した場合でも、平均付着応力度は増加するものの、依然として安全側に位置しており、定着破壊は起こらないことになる。ただし、解析では付着応力度が実験値に比べて低いことなど、現時点では定着長を評価する上で十分なデータが得られたとは言えないが、付着応力による定着長算定法と定着長短縮の可能性は確認できた。

4. まとめ

複合ラーメン橋剛結部の応力伝達と耐荷機構を解明する目的で、横桁およびスタッドの役割に着目した7体の供試体による載荷実験、および FEM 解析を行った。この研究によって得られた知見は以下の通りである。

①剛結部内の応力伝達は、トラス理論に基づくせん断抵抗機構によると考えられる。

②剛結部では鋼とコンクリートが一体化して挙動し、鋼材の拘束効果によって優れた耐荷性能を発揮する。

③横桁は剛結部の主要な応力伝達部材としては機能していないようである。ただし、横桁が応力伝達の円滑化に寄与し、耐荷機構の一部として機能している。

④横桁はまた、剛結部のせん断破壊を制御するせん断補強鋼材の役割を持つ。

⑤横桁ウェブのスタッドは、剛結部の応力伝達において、横桁と同様に主要な役割を果たしているとは考え難い。ただし、鋼とコンクリート間の付着を確保することで、結果的に耐荷性能の向上に貢献する。

なお、横桁構造に関しては、剛結部の剛性に影響して耐荷性能に反映されることはわかったが、モデル化の問題から応力伝達上の機能を評価するには未解明な点が多く、主鉄筋の必要定着長と同様に今後の課題としたい。

本研究は「鋼桁とコンクリート橋脚の剛結構造の応力伝達に関する検討」として行ったものである。同時に「鋼橋の経済性に関する研究委員会」（委員長：西川和廣建設省土木研究所橋梁研究室長）の上下部一体 W/G との共同研究で、川崎製鉄：田中祐人氏、三井造船：小林潔氏、片山ストラテック：大久保直人氏らの協力を得ました。また、この研究には埼玉大学工学部の町田篤彦教授に、計画立案から実験の指導に至るまで多大なご指導を頂きました。ここに深謝いたします。

参考文献

- 1) 紫桃，長江：鋼とコンクリートの複合構造，山形自動車道 阿古耶橋，日本道路公団技術情報，No. 111，pp. 23～29，1992年 1月
- 2) 小川，寺田：JH日本道路公団における複合構造橋梁，橋梁と基礎，Vol. 31，No. 8，pp.48～55，1997年 8月
- 3) 長谷，井ヶ瀬，他：鋼桁とRC橋脚の剛結部応力伝達機構に関する実験的考察，第4回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp. 207～212，1999. 11
- 4) 日本道路公団：設計要領第二集 橋梁建設編 9章 複合構造，平成10年 7月
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，9章 合成げた，平成 8年12月
- 6) 土木学会：鋼構造物設計指針・PART B・合成構造物，平成 9年版，平成 9年 9月
- 7) 佐藤，清水，太田，町田：複合ラーメン橋の接合部設計法に関する一提案，土木学会構造工学論文集，Vol. 45A，pp. 1431～1438，1999年 3月
- 8) 土木学会：鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針（案），平成 4年12月
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，12章 ラーメン橋，平成 8年12月
- 10) 土木学会：COMPARATIVE PERFORMANCES OF SEISMIC DESIGN CODES FOR CONCRETE STRUCTURES，5.4 NEW ZEALAND CODE，1999
- 11) 島，周，岡村：マッシュパなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係，土木学会論文集，No. 378/V-6，pp.165～174，1987年2月
- 12) 杉山，Afifuddin，町田，佐藤：鋼-コンクリート複合構造接合部の耐荷機構に関する研究，コンクリート工学年次講演会論文集，Vol. 19，No. 12，pp. 1449～1454，1997年 6月
- 13) 土木学会：コンクリート標準示方書（平成 8年制定）設計編，3章 材料の設計用値，平成 8年 3月

（1999年 9月17日受付）