

(論文)

## 鋼2主桁とRC橋脚とを剛結合したラーメン橋

### Two-Girder Rigid Frame Bridge Combining Girders and RC Pier



山田岳史\*(工博)  
Dr. Takeshi Yamada



沼田 克\*\*  
Katsu Numata



春 文吉\*\*  
Bunkichi Haru

A new type of steel-concrete hybrid rigid frame bridge structure was developed in which the steel girder connects rigidly to RC pier without bearings. This type of bridge has many advantages. Maintenance costs are lower. The superstructure is lighter and bridge has much higher resistance to earthquake motion. However, the load transfer mechanism between the RC pier and steel girders is still not clear. Therefore, the structural characteristics of the hybrid rigid frame were investigated by cyclic loading test using a 1/3 scale specimen. Results indicated that the bridge was safe. The load sharing ratio between main girders and cross beams was determined by elasto-plastic finite element analysis.

まえがき = 上部構造と下部構造とを剛結合したラーメン形式の橋梁は、連続形式の橋梁と比較して、不静定次数の増加による耐震性の向上が期待できること、中間支点部の支承を省略することにより建設コストの低減及び維持管理の軽減が図れることなどから、これまでにPCラーメン橋で数多く採用されている。これらの特長に加え、PCラーメン橋に比べて橋脚及び基礎構造のさらなる規模縮小を目指して鋼桁とRC橋脚を剛結合した複合ラーメン橋が開発され、設計・施工実績<sup>1)</sup>が徐々に増えつつある。

一方、橋軸直角方向にプレストレスを導入した高耐久性のPC床版を採用することで、床版支間を従来の2倍以上に拡大し、鋼1桁橋の合理化を可能とした少数主桁橋梁が開発され、鋼橋の標準形式として認知されつつある。このような背景のもと、少数主桁橋梁である鋼2主1桁橋とRC橋脚を剛結合した複合ラーメン橋の開発は時代の要請とも考えられる。

今回、検討対象とした鯉川橋(写真1)は、日本道路公団日本海沿岸東北自動車道の五城目IC~琴丘ICに架設された鋼2主桁複合ラーメン橋である。本橋の剛結部は、図1に示すとおり主桁、横桁の各腹板によってRC橋脚柱頭部を取囲み、横桁腹板に取付けた孔あき鋼板(Perfobond-Leiste, 以下PBL)であるダイヤフラム、垂直補剛材などによって一体化した構造である。

本報では、この剛結部の設計法の確立に資するために、実施した実験と解析による検討結果について示すとともに、主桁からRC橋脚への荷重伝達機構の定量的把握を行った結果について述べる。

#### 1. 鯉川橋の概要

鯉川橋は、主桁間隔5.9m、橋長332.0m、最大支間

57.75m、平均橋脚高さ26.9m、最大橋脚高さ30.0mの6径間連続の鋼2主桁複合ラーメン橋である(図2)。

本橋は、中間支点部において、移動型枠の通過性と維持管理性の向上に配慮し、横桁高さを主桁取付け位置より漸減させる構造とし、床版と剛結部のクリアランス確



写真1 鯉川橋  
Photo 1 The Koikawa Bridge

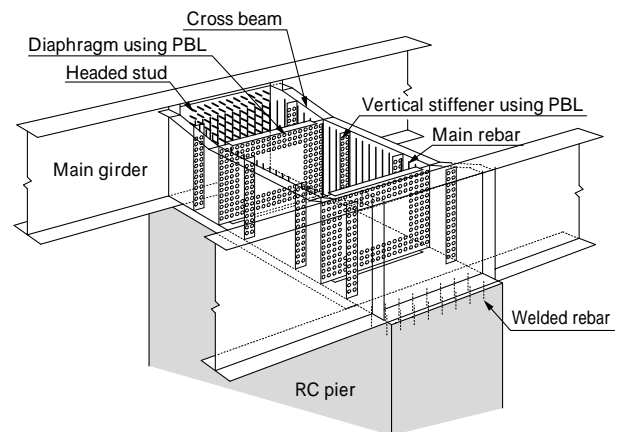


図1 鯉川橋の剛結部  
Fig. 1 Rigid coupling of the Koikawa Bridge

\*技術開発本部・機械研究所 \*\*都市環境・エンジニアリングカンパニー 構造技術部

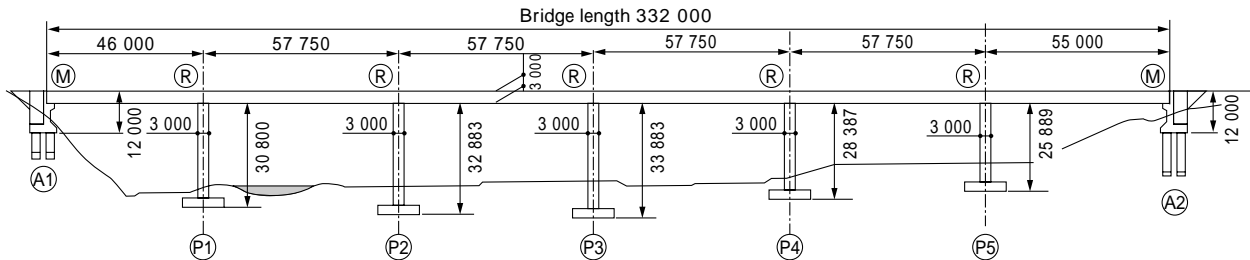


図2 鯉川橋の一般図  
Fig. 2 General drawing of the Koikawa Bridge

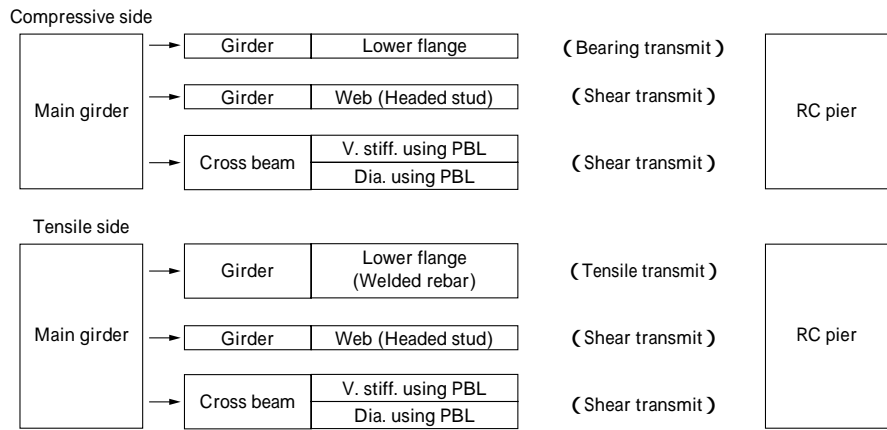


図3 剛結部における荷重伝達機構  
Fig. 3 Mechanism of load transfer at rigid coupling

保を図っている。ただし、横桁高さを過度に低減することは、剛結内部での主鉄筋の定着長を確保できなくなることから、本橋では横桁高さを主桁高さの0.7倍とした。

## 2. 剛結部の設計方針

本橋の剛結部の設計<sup>2)</sup>では、以下に示す基本方針を設定し、そのあと、この設計法の妥当性把握を行った。

孔あきダイヤフラム<sup>3)</sup>を主桁間に1:2:1程度となる位置に設置する。

主桁 - ダイヤフラム間に1枚、ダイヤフラム間に2枚の孔あき垂直補剛材を設置する。

施工性を考慮し、主鉄筋は主桁下フランジを貫通させない。

主桁からRC橋脚への荷重伝達は、図3に示すとおり主桁より直接伝達する経路と、横桁を介して伝達する経路の2系統と考える。また、主桁と横桁の荷重分担比は、圧縮側では1:1、引張側では全ての荷重を横桁より伝達する。

主桁と横桁の各荷重分担比に基づいて、横桁を等分布荷重の作用する単純ばりとして設計する。

RC橋脚と主桁下フランジの剝離防止として、下フランジ付き鉄筋を配置する。

床版施工性、維持管理性を考慮して、横桁高さを主桁高さの0.7倍とする。

さらに本橋の設計では、非線形動的解析を実施し、最大応答値を常時換算(1/1.7倍)したものと常時応答値を比較した。その結果、常時応答値を設計荷重とした。

## 3. 剛結部の構造特性把握<sup>4)5)</sup>

### 3.1 供試体及び試験の概要

設計の際に実施した立体フレーム解析より、本橋P1~P5橋脚の各剛結部のうち最も大きな断面力が発生する

P5橋脚剛結部を検討対象とした。

検討の内容は、剛結部及びその周辺部の安全性、設計法の妥当性の確認、さらには、設計の際に実施した非線形動的解析の仮定と同様に、剛結部の破壊がRC橋脚基部の塑性化よりも先行しないだけの耐力を有していることを確認することである。

本実験検討では、反力壁の性能、試験設備の大きさから、図4に示す縮尺率1/3の供試体を1体製作した。主桁の全長は5000mm、主桁高さ1000mm、全高5560mm、RC橋脚高さ4560mmである。供試体の製作は、実橋の施工ステップを踏まえ、1次施工としてRC橋脚を仕口部より350mm下までコンクリート打設し、その7日後に2次施工として剛結部をコンクリート打設した。

試験は、供試体重量27tonを考慮し、死荷重相当の鉛直荷重959kNを載荷した状態で、地震時を想定した交番繰返し載荷試験である。供試体は図5のとおり天地を逆さにし、主桁両端をピン支持した。水平載荷の途中、設計荷重相当(323kN)での構造特性を把握し、そのあと、降伏、終局に至るまでの挙動を把握した。RC橋脚の主鉄筋ひずみが降伏に達したときの水平変位を $y$ とし、 $+1y - 1y + 2y - 2y \dots$ の順に交番載荷を繰返した。

### 3.2 弾塑性有限要素解析の概要

図5のとおり鉛直荷重を載荷した状態を初期状態とし、そのあと、水平強制変位により水平荷重 $P_H$ を負荷し、鋼材及びコンクリートの材料非線形性を考慮した弾塑性有限要素解析を実施した。本解析では、汎用解析プログラムDIANA<sup>6)</sup>を使用した。本解析で使用したコンクリート要素は、smeared crack要素である。

図6に示す本解析モデルは、1/2対称モデルであり、節点数4672、要素数5585である。表1、2に使用要素と鋼・コンクリート境界面のモデル化について示す。ス

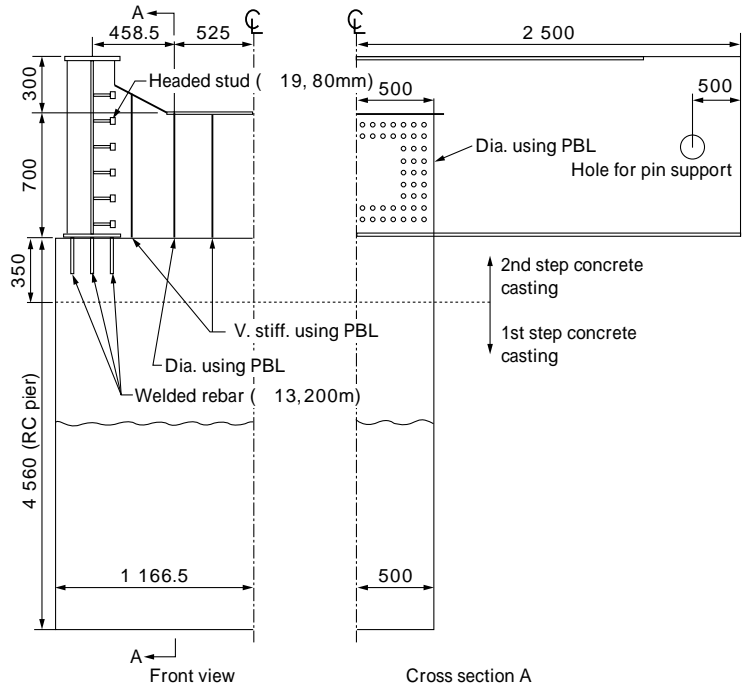


図4 1/3縮小供試体の概要  
Fig. 4 Structural outline of 1/3 scale specimen

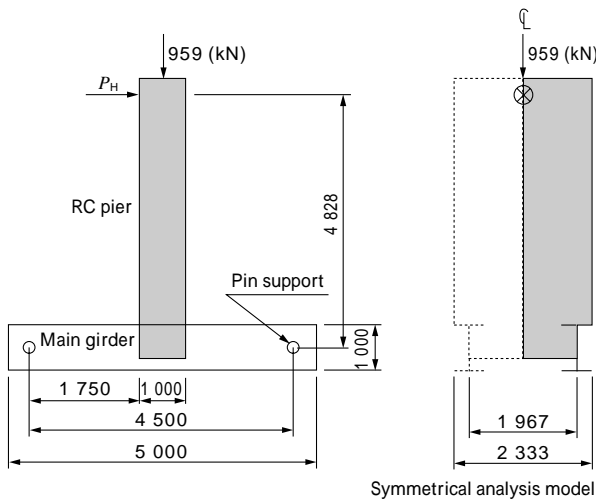


図5 載荷試験における荷重条件と境界条件  
Fig. 5 Load and boundary conditions in loading test

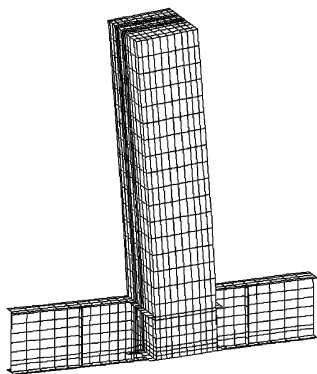


図6 弾塑性有限要素解析モデル  
Fig. 6 Elasto-plastic finite element analysis model

表1 使用要素と鋼・コンクリート境界面のモデル化  
Table 1 Type of element used for analysis

Member	Element	Constitution
Concrete	Solid	Mohr-Coulomb
Main girder, cross beam	Shell	Von Mises
Rebar	Beam	

表2 鋼・コンクリート間の境界条件

Table 2 Boundary conditions at steel-concrete interface

Boundary between steel and concrete	Idealized boundary condition
Steel plate with stud-concrete (Main girder s web)	Rigidity
Lower flange with rebar-concrete	
PBL-concrete (Diaphragm, Vertical stiffener)	Hinge
Steel plate-concrete	

タッド付き鋼板、下フランジ付き鉄筋が溶植された鋼板、及び孔あき鋼板 - コンクリート間は完全合成を仮定し、横桁腹板などずれ止めを有しない鋼板 - コンクリート間は、支圧力のみ伝達することとし、引張とせん断力の伝達はない（接触解析）ものとした。

解析に用いた材料構成則は表1のとおり、鋼材及び鉄筋には von Mises の降伏基準、コンクリートには Mohr-Coulomb の破壊基準<sup>7)8)</sup>を適用した。鋼材及び鉄筋には、バイリニア型の応力 - ひずみ曲線を仮定した。コンクリートには、マルチリニア型の応力 - ひずみ曲線を仮定し、ひび割れ発生後のソフトニング効果もマルチリニアにより定義した。

コンクリートの材料構成則である Mohr-Coulomb 則については、内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$  とし、粘着力  $c$  は以下の式によった。

$$c = - \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi} \dots \dots \dots (1)$$

3.3 交番繰返し載荷試験の結果及び考察

1) 変形状

図7に+1<sub>y</sub>までにおける、水平荷重 - 水平変位関係の試験結果と解析結果を示す。

解析によれば、水平荷重 250kN 時に RC 橋脚基部においてひび割れが発生し、RC 橋脚の剛性低下が始まる。一方試験によれば、200kN で打ち継ぎ目の開口が目視によって確認された。さらに 曲げひび割れは 300 ~ 500kN で発生し、そのあと、ひび割れ本数は増加せず、定常状

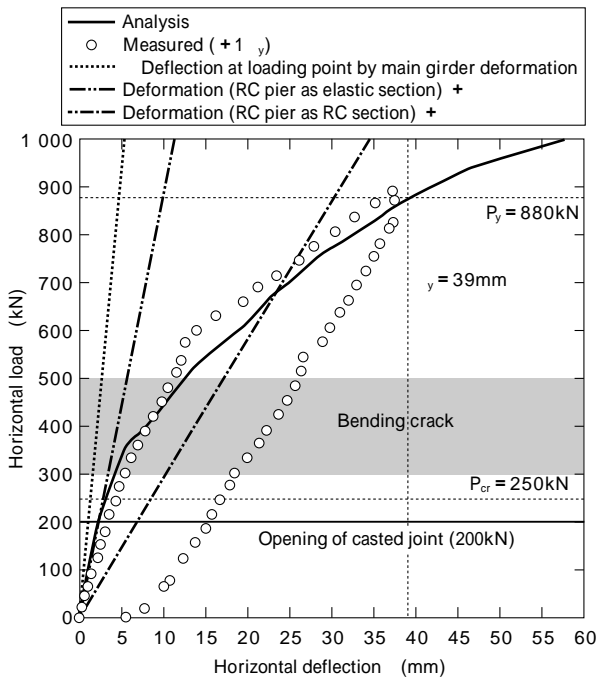


図7 水平荷重 - 水平変位曲線 (+1 y)  
Fig. 7 Relationship between horizontal deflection and horizontal load (+1 y)

態となった。

主桁近傍の主鉄筋が降伏するときの水平変位(+1 y)は39mm, 水平荷重は880kNであり, 解析結果とほぼ一致し, 試験では40mmを1 yと定義した。

水平荷重載荷点における水平荷重 - 水平変位の履歴曲線を図8に示す。図より, +2 yまでは解析結果と試験結果はほぼ一致する結果を得た。しかし±3 y以降は, 解析では主鉄筋降伏後の加工硬化の影響により, 荷重が徐々に増加するものの, 試験では中間帯鉄筋の帯鉄筋に対する拘束効果の低下によって, 主鉄筋の座屈と同時にかぶりコンクリートの剥落が発生し, 徐々に荷重が低下することとなった。これは, 中間帯鉄筋, 帯鉄筋に関しては, 供試体において地震時保有水平耐力相当の荷重を満たす鉄筋量とし, 実橋の1/3程度の鉄筋量となった

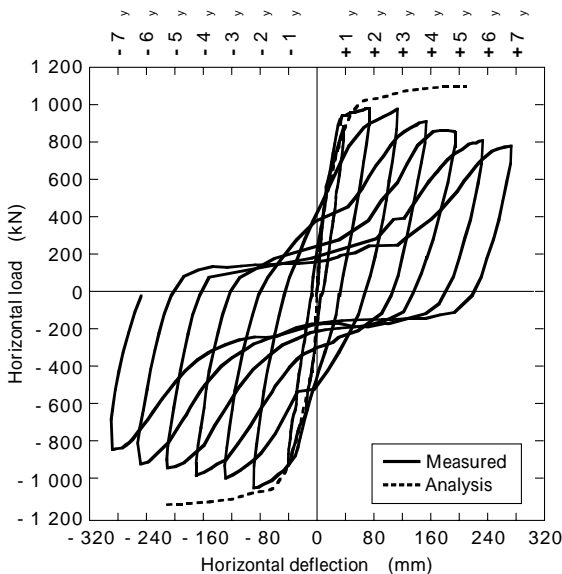
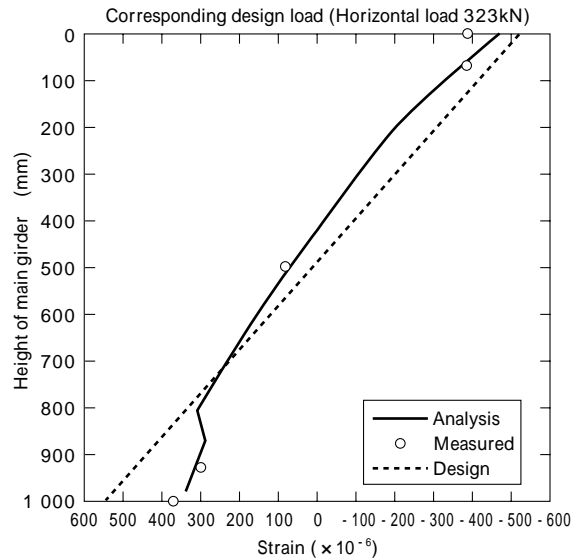
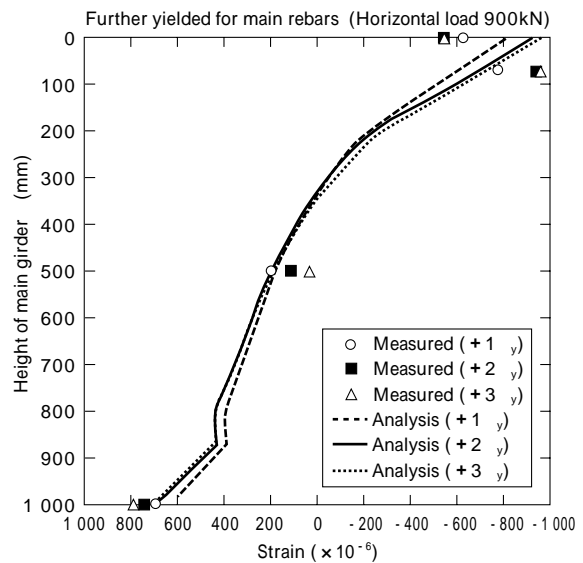


図8 水平荷重 - 水平変位の履歴曲線  
Fig. 8 Hysteresis curve of horizontal deflection and horizontal load



(a) Strain distribution of main girder (design load)



(b) Strain distribution of main girder (rebar yield)

図9 主桁の断面内ひずみ分布 (設計荷重) と主桁の断面内ひずみ分布 (主鉄筋降伏)

Fig. 9 Strain distribution of main girder (design load) and main girder (rebar yield)

めである。したがって, 実橋における耐荷力, じん性率は供試体よりも上回るものと判断できる。

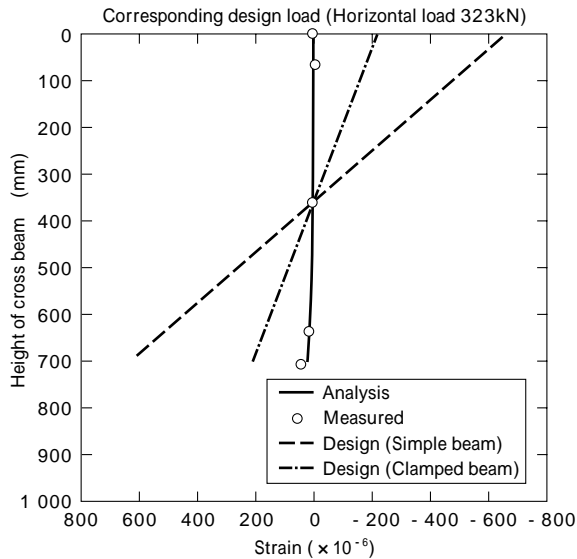
## 2) 主桁のひずみ性状

図9(a)に設計荷重(水平荷重323kN)における主桁仕口部の断面内ひずみ分布を示す。この図より, 設計値は試験結果を安全側に評価しており, 前述の設計方針によって主桁を設計することの妥当性が確認できた。

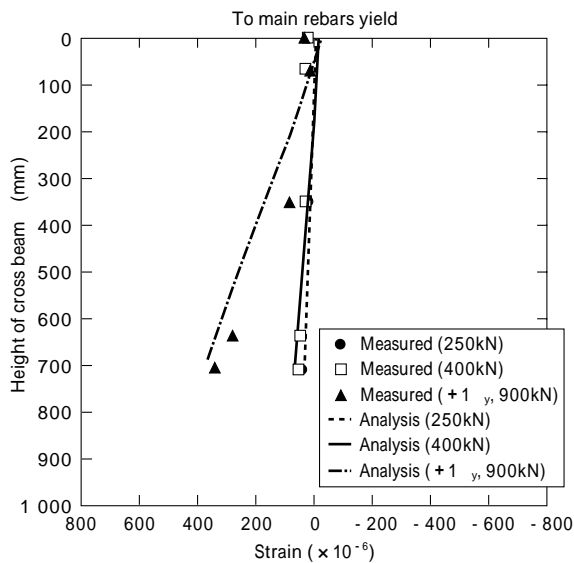
次に, 主鉄筋降伏以降における主桁の断面内ひずみ分布の一部を図9(b)に示す。主鉄筋の降伏以降, 主桁の断面内ひずみ分布は変化しておらず, RC橋脚から主桁への荷重伝達がほとんどないものと判断でき, RC橋脚仕口部での塑性ヒンジの形成が認められる。

## 3) 横桁のひずみ性状

図10(a)に設計荷重(水平荷重323kN)における圧縮側(主鉄筋が圧縮)横桁の中央断面におけるひずみ分布を示す。この図より, 設計荷重レベルではほぼ無応力の状態で推移しており, 単純ばりとして設計した結果と



(a) Strain distribution of compressive cross beam (design load)



(b) Strain distribution of compressive cross beam (to main rebars yield)

図10 圧縮側横桁の断面内ひずみ分布（設計荷重）と圧縮側横桁の断面内ひずみ分布（主鉄筋降伏まで）

Fig.10 Strain distribution of compressive cross beam (design load) and compressive cross beam (to main rebars yield)

は全く一致しない結果となった。また、両端固定ばりとして設計した場合には単純ばりに比べて試験結果に近くものの、その応力（ひずみ）も試験結果とは一致しない結果となった。

図 10 (b) に圧縮側となる横桁の中央断面におけるひずみ分布を各荷重段階について示す。図中の水平荷重 250kN は解析上で曲げひび割れが発生する直前の荷重であり、400kN は本試験で曲げひび割れがほぼ発生した荷重である。この図より、図 10 (a) と同様に 400kN まではほぼ無応力の状態であるものの、降伏荷重 900kN では比較的大きなひずみが発生することが明らかとなった。また、図 11 の水平荷重と横桁上フランジのひずみとの関係からも同様のことが言え、水平荷重と横桁上フランジのひずみの関係に線形性は認められず、横桁へ伝達される荷重の変化がおよそ 400 ~ 600kN にて発生したものと考えられる。

#### 4) 主鉄筋のひずみ性状

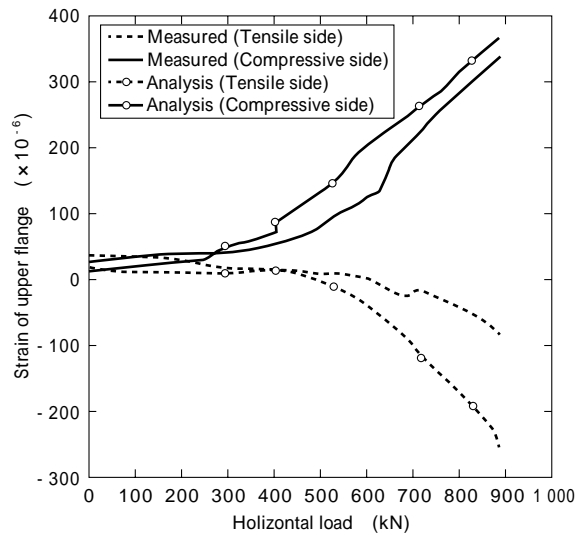


図11 水平荷重 - 横桁上フランジのひずみ曲線

Fig.11 Relationship between load and strain at upper flange of cross beam

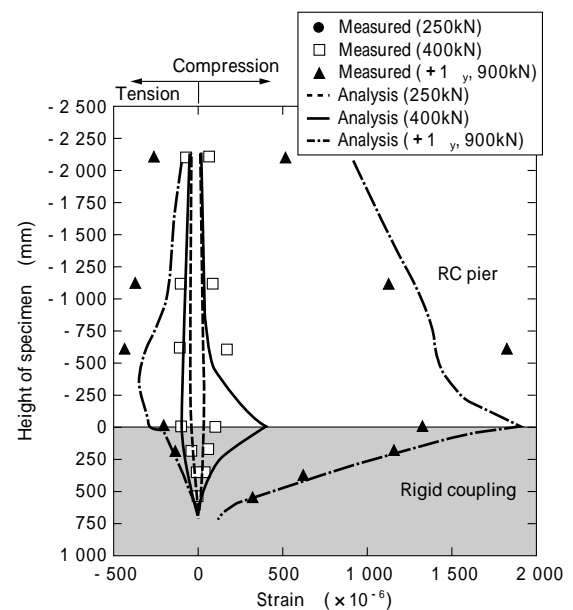


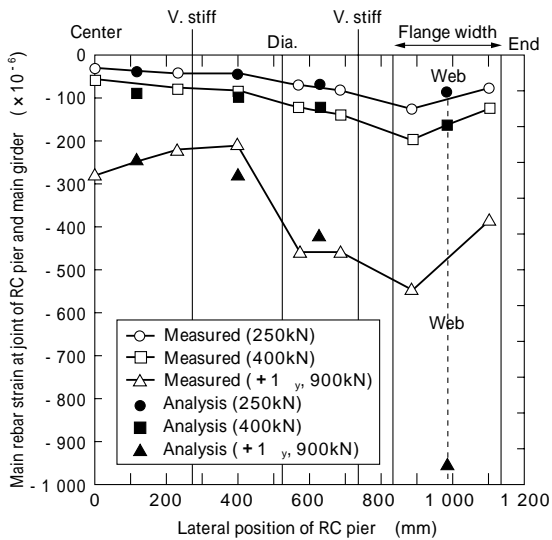
図12 主鉄筋のひずみ分布

Fig.12 Strain distribution of main rebar

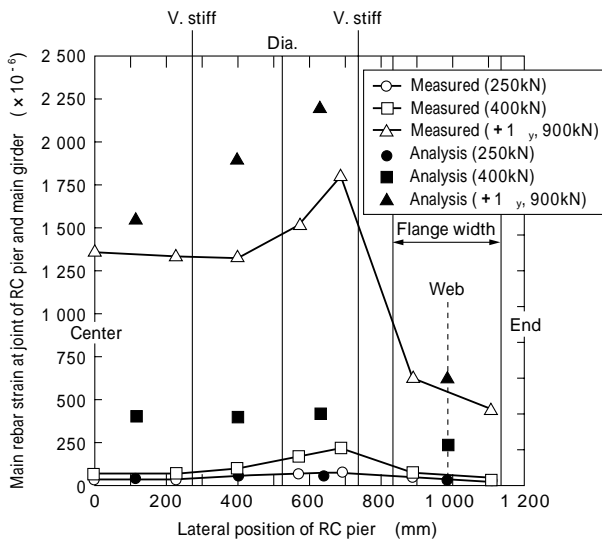
図 12 に主桁近傍に配置された主鉄筋の鉛直方向ひずみ分布を示す。+ 1<sub>y</sub> に至るまで、剛結内部における主鉄筋のひずみは RC 橋脚仕口部より天端にかけて漸減していることから、主鉄筋が十分に定着されていることが確認できた。

図 13 に RC 橋脚仕口部における主鉄筋のひずみ分布を示す。図中の対称位置とは主桁間の中心位置のことである。白抜き印付きの実線は、各荷重段階における計測値を示したものであり 塗りつぶしの印は解析結果である。

圧縮側の主鉄筋では、主桁下フランジ直下（試験での供試体の設置状況では直上）から橋脚幅中央へ向かって主鉄筋のひずみが減少し、降伏荷重時には、荷重伝達にダイアフラムの寄与も認められる。一方引張側主鉄筋では、主桁近傍の主鉄筋をピークとした分布となることが明らかとなった。このことから、RC 橋脚への荷重伝達は、圧縮側では荷重伝達に果たす主桁の役割は大きく、引張側では主桁近傍の孔あき垂直補剛材からの荷重伝達が主



(a) Strain distribution of compressive rebar



(b) Strain distribution of tensile rebar

図13 RC橋脚仕口部における圧縮側主鉄筋のひずみ分布と引張側主鉄筋のひずみ分布

Fig.13 Strain distribution of compressive rebar and tensile rebar

であると判断できる。また引張側に関しては、全ての荷重を横桁より伝達するとして剛結部の設計方針に近い挙動を呈したものと考えられる。

さらに、圧縮側においては計測値と解析結果はほぼ一致するものの、引張側においては、特に400kNのひび割

れ発生後と考えられる荷重状態において一致していない。これは、RC橋脚仕口部での曲げひび割れ発生よりも打ち継ぎ目の開口が先行したことによる影響と考えられる。

#### 4. 主桁と横桁の荷重分担比の解析的検討<sup>4)</sup>

図10より、設計荷重(水平荷重323kN)において、横桁に発生する応力は極めて小さいことが明らかになった。すなわち、横桁の設計法を再検討する必要があると考えられる。

そこで横桁に作用する荷重を定量的に把握するため、主桁と横桁の荷重分担比を明らかにすることとした。

主桁からRC橋脚への荷重伝達経路は、図3に示すとおり、主桁からRC橋脚へ直接伝達する経路、横桁を介して伝達する経路の2経路が考えられる。本検討では、この2経路に流れる荷重の分担比を逆解析により定量的に把握することとした。

##### 4.1 解析手法

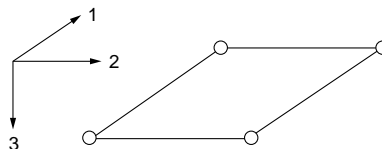
荷重分担比を算出するために実施した逆解析のフローを図14に示す。

1/3縮小供試体に対して実施した弾塑性有限要素解析で出力された主桁、横桁に関する各節点の変位(並進、回転)を、主桁及び横桁からなるshell要素のみの解析モデルに対して強制変位させた。その結果、solid要素などと節点を共有していたshell要素の各節点及び支持点ではそれぞれ節点反力が出力され、主桁の一般断面などでは、節点反力はないこととなる。出力された節点反力を各部材ごとに合計することで、各部の分担荷重とした。

##### 4.2 解析結果

逆解析によって算出した1/3縮小供試体の主桁、横桁の鉛直荷重分担比を図15に示す。処女載荷の鉛直荷重のみの載荷状態及び設計荷重レベル(水平変位5mm程度)では、主桁:横桁の荷重分担比はおおよそ4:1であることが判明した。しかし、水平荷重載荷点の変位の増大、すなわち終局状態へ向かうにつれ、その荷重分担比は1:1に収束する傾向となることが明らかとなった。

ここで、この荷重分担比は水平荷重によって剛結部に発生する偶力によって、全ての部材が圧縮状態とはなら



Elasto-plastic finite element analysis (solid, shell, beam)  
Output displacements at each node of shell elements ;  $u_1, u_2, u_3, \dots, u_n$

F. E. Model is composed of main girders and cross beams (only shell element)

- Enforced displacements are subjected to each node ;  $u_1, u_2, u_3, \dots, u_n$
- Output reaction force at each node
- ↓ Sum up reaction force at each node = Reaction force of each member

図14 逆解析のフロー

Fig.14 Flow of reverse analysis

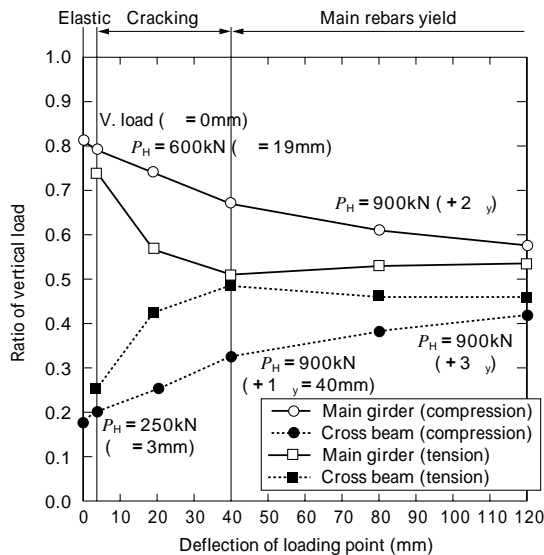


図15 主桁，横桁の鉛直荷重分担比  
Fig.15 Ratio of vertical load between main girder and cross beam

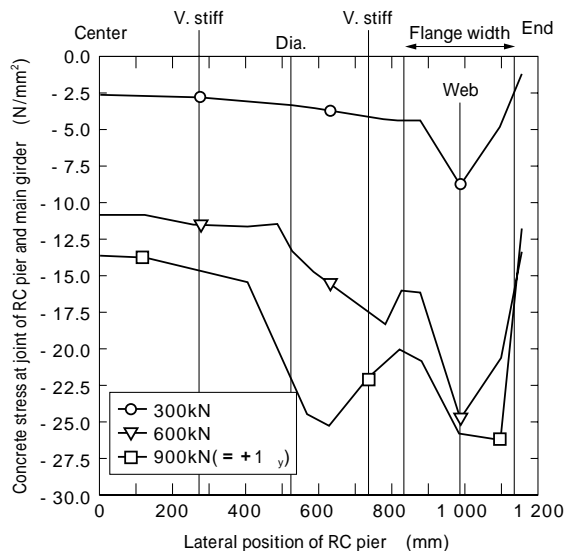


図16 圧縮側 RC 橋脚仕口部の鉛直方向応力分布  
Fig.16 Concrete stress distribution at joint of RC pier and main girder (analysis)

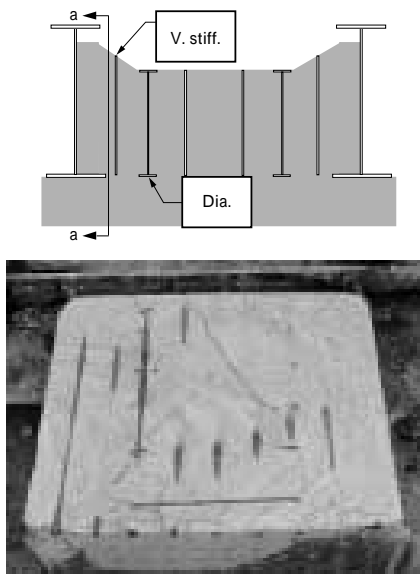


写真2 剛結部の切断面 (a - a 断面)  
Photo 2 Cut-off surface of rigid coupling (a-a section)

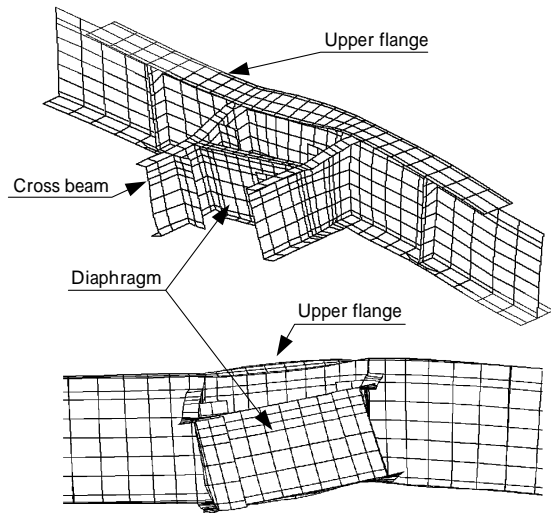


図17 +1 delta 時の変形図  
Fig.17 Deformation of analysis model

ないため，圧縮側と引張側に区別し，式(2)のように算出した。

$$R_g : R_c = \frac{P_{g,i}}{P_{g,i} + P_{c,i}} : \frac{P_{c,i}}{P_{g,i} + P_{c,i}} \dots\dots\dots(2)$$

$R_g$  : 主桁の鉛直荷重分担比

$R_c$  : 横桁の鉛直荷重分担比

$i$  : 圧縮もしくは引張

$P_{g,i}$  : 荷重状態  $i$  側の主桁の分担比率

$P_{c,i}$  : 荷重状態  $i$  側の横桁の分担比率

なお，弾塑性有限要素解析と逆解析による主桁と横桁の変形とひずみは，ほとんど同じであることを確認した。

図 16 に 1/3 縮小供試体の弾塑性解析による各荷重段階の圧縮側 RC 橋脚仕口部の応力分布を示す。水平荷重 300kN 程度の低荷重レベルでは応力分布が主桁近傍に集中しているもの，降伏荷重の 900kN 程度では橋脚幅中央に向かって広がっていくことが確認できる。また，載荷試験の  $\pm 1 \delta$  に至った時点では，主桁下フランジ直下のコンクリートのひずみは - 2 000  $\mu$  前後であった。

写真 2 には，主桁 - ダイアフラム間における剛結部の切断面を示す。切断面全体に斜めひび割れが確認できる。図 17 には， $\pm 1 \delta$  時の主桁と横桁の変形図を示す。ダイアフラムが主桁腹板よりも回転していることから，両者の間でねじれ挙動が発生したものと考えられる。写真 2 及び図 16 から判断して，この主桁 - ダイアフラム間におけるねじり剛性の低下により，荷重分担比が変化したものと同推測できる。

#### 4.3 横桁設計法の検討

横桁の設計は，設計荷重に対して主桁と横桁の荷重分担比を 1:1，主桁間隔を支間とした単純はりとして設計したのに対し，解析上は主桁と横桁の荷重分担比は 4:1 であることが判明した。一方終局荷重レベルでは，解析結果と実験結果から判断して，横桁に作用する荷重は大きく，また荷重分担比も変化した。

以下に 1/3 縮小供試体の圧縮側の横桁に対して実施した設計検討結果を示す。

- 1) 単純はりとして仮定し，1:1 の荷重分担比として設計荷重によって決定した横桁断面に対して，RC 橋脚主鉄筋

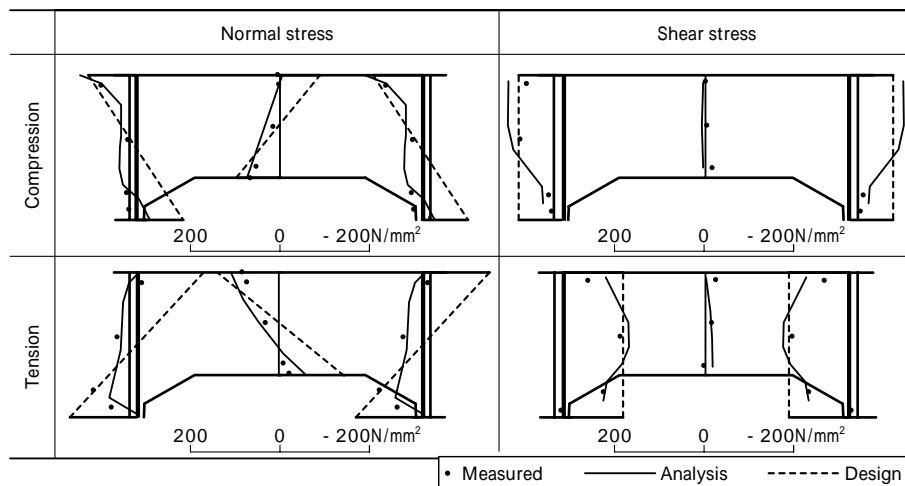


図18 降伏荷重時の横桁の応力分布  
Fig.18 Stress distribution of cross beam at yielding load

降伏時の断面力によって、単純はりとして設計計算すると、降伏応力度を過大に超過し、耐震設計の基本方針である終局時に鋼断面を降伏させないことを保証できない。

- 2) 一方、RC 橋脚主鉄筋降伏時の断面力によって、1:1 の荷重分担比、両端固定はりとして設計計算すると、図 18 のとおり、ほぼ試験結果と合致する。

以上のことから、設計荷重が常時断面力あるいは非線形動的解析による最大応答値のいずれの場合でも、圧縮側横桁の設計には、設計荷重によって変化する荷重分担比を 1:1 に固定して安全性を確保し、両端固定はりとして設計することで、非線形動的解析の最大応答値に対して横桁が降伏しない断面とするのが有用な設計法と考えられる。

むすび=鋼 2 主桁と RC 橋脚とを剛結した複合ラーメン橋に関して、実橋の 1/3 縮小供試体を製作し、交番繰返し載荷試験を実施すると同時に、材料非線形性を考慮した弾塑性有限要素解析を実施した。さらに剛結部の構造特性の把握と設計法の妥当性を検討した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- 1) RC 橋脚が終局に至るまで主桁の降伏は認められず、ラーメン橋全体を考えた場合、橋脚基部の塑性ヒンジの形成まで主桁の降伏がないことを確認した。また、剛結部の挙動が原因となって急激に荷重が低下することもなかった。
- 2) 横桁の断面内ひずみ分布より、400kN まではほぼ無応力に近い状態で推移するのに対し、降伏荷重 900kN では比較的大きなひずみが分布することを確認した。
- 3) 剛結内部における主鉄筋のひずみ分布は、RC 橋脚仕口部から剛結部天端に向かって徐々に減少しており、主鉄筋の降伏までは十分に定着が確保されている

ものと判断できる。

- 4) 鯉川橋 P5 橋脚剛結部の 1/3 縮小供試体における主桁と横桁の荷重分担比は、初期荷重レベルでは 4:1 であるが、その後 RC 橋脚仕口部の塑性化とともにほぼ 1:1 へ収束する傾向があることが明らかとなった。
- 5) RC 橋脚仕口部の終局荷重に対して剛結部を設計する場合、圧縮側横桁の設計法は、RC 橋脚仕口部の降伏荷重に対して、主桁との荷重分担比を 1:1、主桁間隔を支間とした両端固定はりによって断面照査することが合理的である。また、引張側横桁に関しても同様の荷重に対して、横桁がすべて荷重を分担した両端固定はりとした設計が妥当であると考えられる。

本研究は、日本道路公団・鋼 2 主桁ラーメン橋の剛結部に関する技術検討委員会(委員長 埼玉大学 町田篤彦教授)の中で実施したものである。本委員会の各委員には貴重なご助言、ご指導をいただいた。ここに記して、深く感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 岩立次郎ほか：橋梁と基礎，Vol.36，No.8 (2002) p.40.
- 2) 財団高速道路技術センター：平成 11 年度鋼 2 主桁ラーメン橋の剛結部に関する技術検討報告書(2000)。
- 3) 明橋克良ほか：鋼構造論文集，第 8 巻，第 31 号 (2001) p.81.
- 4) 山田岳史ほか：構造工学論文集，Vol.48A (2002) p.1327.
- 5) 木水隆夫ほか：橋梁と基礎，Vol.36，No.10 (2002) p.11.
- 6) DIANA/Nonlinear Analysis User's manual Release 7.
- 7) W. F. Chen : Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw-Hill International Book Company (1982)。
- 8) 田辺忠顕ほか：コンクリート構造，朝倉書店 (1992)。