

複合ラーメン橋・鋼桁-R C脚剛結部の 構造と力学性状について

A STUDY ON THE DESIGN FOR RIGID CONNECTION OF
STEEL GIRDER AND RC PIER IN HYBRID FRAME BRIDGE

松井 繁之*、 湯川 保之**、 和田 信良***、 石崎 茂****、 田中 俊彦*****
Shigeyuki MATSUI, Yasuyuki YUKAWA, Nobuyosi WADA, Shigeru ISHIZAKI, Toshihiko TANAKA

* 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘2-1)

** 日本道路公団 四国支社 構造技術課 課長代理 (〒760 高松市朝日町4-1-3)

*** 日本道路公団 四国支社 構造技術課 (〒760 高松市朝日町4-1-3)

**** (株)酒井鉄工所 橋梁設計部長 (〒590 堺市出島西町3-1)

***** (株)酒井鉄工所 橋梁設計部 課長代理 (〒590 堺市出島西町3-1)

To build a rigid frame type hybrid bridge consisting of steel girders and RC-piers, it is important to design durable beam-to-column connections for temperature effect and earthquake. RC-type rigid connection is a directly connecting method of steel girder and RC pier. At the connecting section, cross beams are installed and many studs are provided on girders and cross beams to ensure the bond to concrete. In Okou Viaduct, this type of connection was employed for the reasons of economical and aesthetical advantages and to obtain higher seismic resistance by increasing structural redundancy. Prior to actual construction, an elastic three-dimensional finite element analysis and a static cyclic-loading test using a quarter scale model in the vicinity of the connection were carried out in order to clarify the stress transfer mechanism and to confirm the ultimate strength and deformation capacity of the connection. From those results, it was confirmed that the RC-type rigid frame connection is an excellent structural detail of beam-to-column connections in hybrid rigid frame bridges.

Key Words : hybrid bridge, composite structure, beam-to-column connection, ductility

1. まえがき

構造の合理化という観点から、近年になって、その採用例が増加しつつある複合ラーメン鉄桁形式は、従来の連続鉄桁形式の鋼桁を中間支点部でRC橋脚と一体化することによって、中間支点部の支承を省略し、維持管理コストの低減を図ると同時に、不静定次数を高くして、耐震性の向上をも図るものである。このような上下部一体化橋梁の技術的課題としては、鋼桁とRC橋脚の剛結部において、鋼桁から作用する曲げモーメント、および軸方向圧縮力を円滑にRC橋脚へ伝達でき、かつ、耐久性に優れた構造詳細を選定することが重要である。

これまで、鋼桁とRC橋脚をPC鋼棒により締結するPC方式¹⁾や橋脚頂部をコンクリート充填鋼管構造とし鋼桁から作用する力を鋼管を介してRC橋脚へ伝達する充填方式²⁾などが、上記剛結部の構造として採用されてきた。高知自動車道・岡豊橋では、この剛結部の構造の新しい試みとして、RC橋脚の柱部を主桁上フランジ付

近まで延長することによって、主桁および鋼箱断面の横桁をRC橋脚内に埋め込み、この部分の鋼部材に溶植したスタッドにより、鋼桁をRC橋脚に直接剛結する結合構造が採用された。本剛結構造の特長としては、①橋脚梁部を省略でき橋脚頂部の集中質量が小さくなり耐震性が向上する、②剛結部形状が簡素化されシンプルでスレンダーな景観が得られる、③経済性、および施工性に優れる、などが挙げられる。しかし、これまで、本方式による剛結部の施工例はほとんど無く、その応力伝達機構や終局強度特性について未解明の点が多々ある。したがって、本方式を実構造物に採用する場合、以下に示す事項について、解析および実験によって、その性状を解明しておく必要があると考えられる。すなわち、①剛結部の応力伝達機構を解明し、設計方法を提案する必要がある。②本方式における橋脚部の設計は、主桁と橋脚の結合部を剛結と仮定した場合の断面力によるが、地震時における剛結部コンクリートの開口やひび割れによって結合部の剛性が低下した場合、上部工へ曲げモーメントが

分配されず、橋脚基部の負担が増加するものと考えられる。したがって、接合部の開口やコンクリートのひび割れによる接合部の剛性の変化を定量的に把握する必要がある。③地震時に剛結部において脆性的な破壊が生じないよう、RC柱の鉄筋降伏後、剛結部が崩壊に至るまでの変形性能を確認する必要がある。④橋脚コンクリート外縁位置における鋼桁下フランジとコンクリートの接触部には、局部的に大きな支圧応力が発生するものと思われる。この支圧応力によるコンクリートの圧壊、または剥離を防止するため、この部分のコンクリートの補強方法を検討する必要がある。

本文では、上記の事項を解明するために実施した剛結部近傍のFEM解析、および縮小モデルによる繰返し交番曲げ試験の結果について述べる。

2. 剛結部の構造詳細と設計法

図-1に本方式による剛結部の構造詳細の概要を示す。

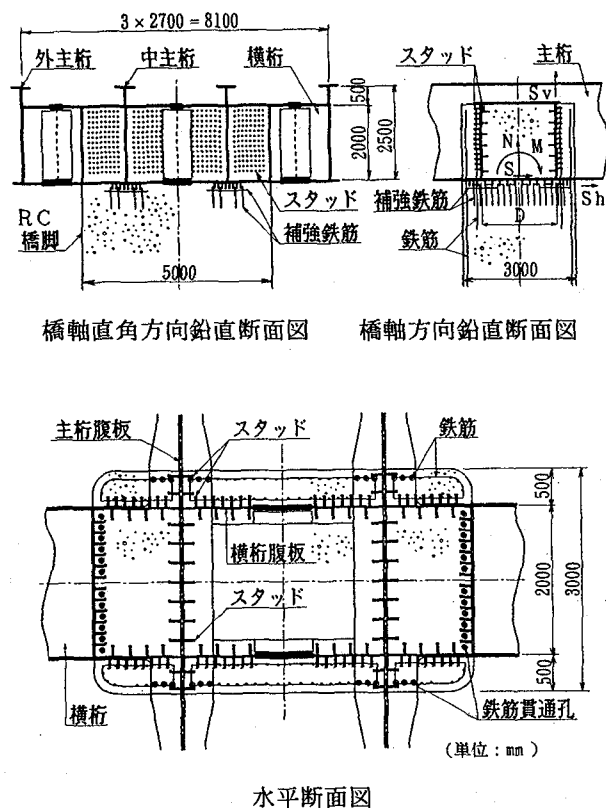


図-1 剛結部の構造概要

本方式では、鋼桁からRC柱に伝達される断面力のうち曲げモーメントと軸方向力は、柱に引張力が発生する部分では、横桁腹板外面のスタッドを介して、また、柱に圧縮力が発生する側では、横桁腹板のスタッドと主桁下フランジ下面コンクリートの支圧抵抗で伝達され、水平せん断力は、主桁下フランジ下面のスタッドでRC柱の鉄筋およびコンクリートに伝達されるものと考えられる。

したがって、本橋の剛結部の設計では、主桁下フランジ下面コンクリートの支圧抵抗と横桁外面および主桁下フランジ下面のスタッドのせん断抵抗のみで、鋼桁から作用する断面力をRC柱へ伝達するものとした。すなわち、引張側横桁腹板外面および主桁下フランジ下面のスタッドの設計せん断力を、式(1)により算定することとした。

$$\left. \begin{aligned} S_v &= \frac{M}{D} - \frac{N}{2} \\ S_h &= S \end{aligned} \right\} \text{----- (1)}$$

ここに

S_v : 引張側横桁腹板外面のスタッドに作用するせん断力 (tf)

S_h : 主桁下フランジ下面のスタッドに作用するせん断力 (tf)

M, N, S : それぞれ、剛結部主桁下フランジ位置における橋脚に作用する曲げモーメント (tf・m) 軸方向圧縮力 (tf)、およびせん断力 (tf)

D : 横桁腹板間隔 (m)

なお、 S_v は横桁腹板外面のスタッドに等分に作用するものとし、 S_h は主桁方向に三角形分布するものとしてスタッドを設計した。

また、主桁腹板と横桁腹板で囲まれた内面のコンクリートは、この部分が鋼材によって拘束された剛体としての挙動を保持できるよう、鋼材の内面に最小限のスタッドを設置することとした。鉄筋の配置は横桁腹板外面のスタッドから作用するせん断力を円滑にRC橋脚の鉄筋に伝達できるよう、この部分のスタッド前面に軸方向鉄筋を設置し、RC橋脚の主鉄筋とともにフープ筋により取囲んだ。さらに、主桁下フランジ下面コンクリートの局部的な圧壊や剥落を防止するため、この部分のコンクリートに、網形およびU形の補強鉄筋を設置することとした。

3. 剛結部近傍のFEM解析

3.1 解析モデル

剛結部における鋼桁からRC橋脚へのスタッドを介したの応力伝達機構を解明するため、図-2に示すような剛結部近傍を部分的に取り出した構造を、解析モデルとした弾性解析を行った。使用要素としては、鋼桁部には平面要素を用い、コンクリート部には六面体および五面体のソリッド要素を使用した。各部材の縦弾性係数は鋼桁部で 2.1×10^7 tf / m²、コンクリート部で 2.5×10^6 tf / m²とした。また、鋼桁とコンクリートの境界面にはスタッドに作用するせん断力を把握するため、せん断バネと鉛直バネを有する接合要素を用いた。ただし、鉛直バネは、バネに作用する力が引張となる場合のみ作

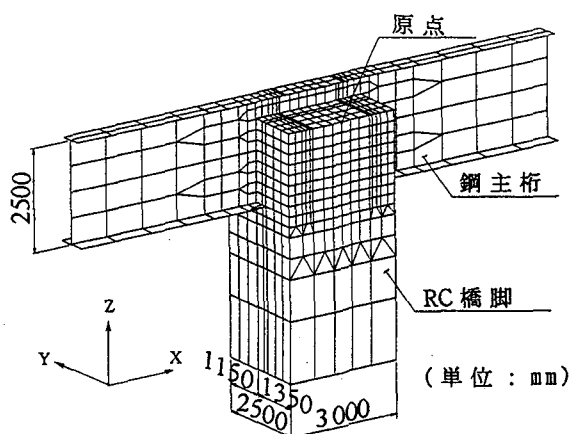


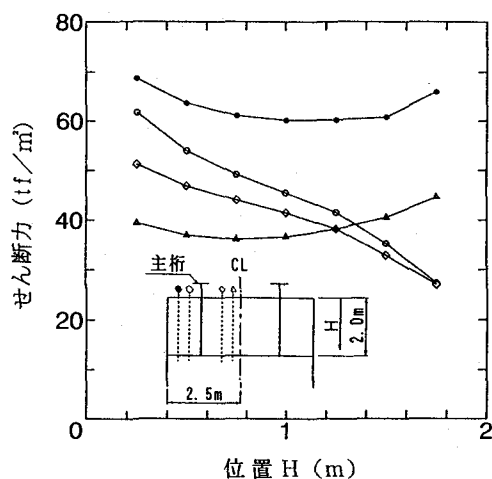
図-2 解析モデル

用し、圧縮となる場合にはバネ値を無限大として鋼桁とコンクリートの節点を共有させる非線形解析により解析を実施した。なお、本解析に用いたスタッドのせん断バネの値は、文献3)の結果を使用した。載荷荷重としては、解析モデルにおける剛結部のRC橋脚に発生する断面力が、実橋の地震時の設計断面力に等しくなるよう、鋼桁両端に鉛直および水平方向の外力を与えた。また、境界条件としては、コンクリート脚下端で固定とした。なお、

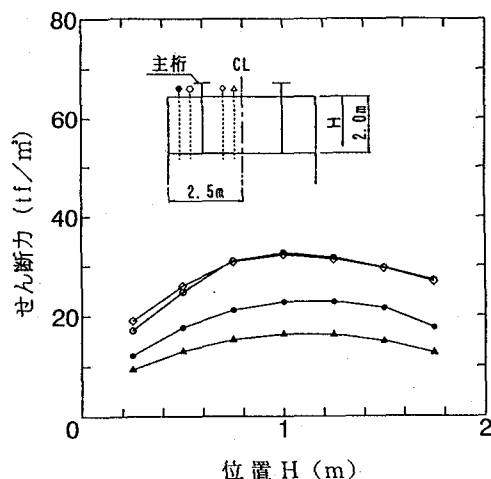
解析には汎用構造解析プログラム NASTRANを使用した。

3.2 解析結果と考察

図-3は、横桁腹板外面のせん断バネ要素に作用するせん断力の分布を示したものである。柱に引張力が作用する側の横桁腹板外面における、スタッドに作用するせん断力の鉛直方向の分布は、主桁から離れた位置では、ほぼ一定となるが、主桁近傍では下フランジに近づくに従って小さくなっている。これは、主桁下フランジ上面の支圧抵抗でも力が伝達されるため、スタッドに作用するせん断力が減少したものと考えられる。また、これらの図より、横桁腹板外面のスタッドに作用するせん断力の絶対値は、圧縮側コンクリート部に比べ引張側の方が大きな値となることがわかる。これは、圧縮側コンクリート部では、鋼桁下フランジと下面コンクリートの支圧抵抗で伝達される力が支配的となるためと思われる。ここで、式(1)より算定される引張側横桁腹板の単位面積当たりのせん断力は、 130 tf/m^2 であり、解析結果の平均値 50 tf/m^2 に比べ2倍以上の値となる。これは、引張側剛結部においても、主桁下フランジ上面コンクリートの支圧抵抗や下フランジ下面スタッドの引き抜き抵抗、あるいは主桁腹板のスタッドのせん断抵抗や横桁内

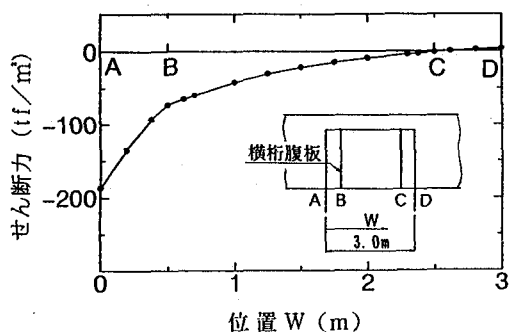


a) 柱に引張力が作用する側の腹板

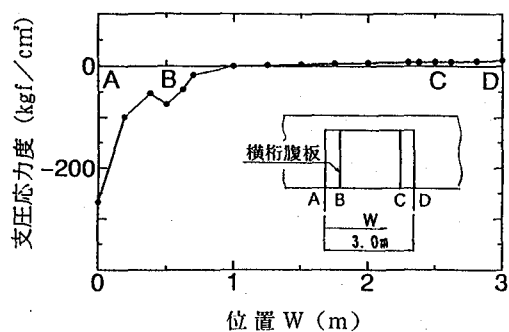


b) 柱に圧縮力が作用する側の腹板

図-3 横桁腹板外面のスタッドに作用するせん断力の分布



a) スタッドに作用する水平せん断力の分布



b) 下面コンクリートの支圧応力度の分布

図-4 主桁下フランジ下面部の応力度

面スタッドのせん断抵抗なども力の伝達に寄与するためと思われる。なお、式(1)によるせん断力は解析結果の最大値よりも十分大きく、安全側の評価となっているが、実橋において、式(1)で算定したスタッド本数は十分溶着可能な量であること、および、狭陰部へのコンクリート打設となるため、その充填の不確実性によるスタッドのせん断抵抗のバラツキや、FEM 解析でも明らかとなったスタッドの位置による作用力のバラツキを考慮して、本橋の設計では、式(1)をそのまま用いることとした。

図-4は、主桁下フランジ下面の水平せん断力、および支圧応力度の主桁腹板線上における分布を示したものである。この図より、主桁下フランジ下面部に作用するせん断力と支圧応力は、ともにコンクリートの圧縮縁に集中することがわかる。したがって、この部分のコンクリートに対しては何らかの補強が必要と考えられる。

4. 縮小モデルによる繰返し交番曲げ実験

4.1 供試体

供試体は載荷装置の制約から、実橋の1/4縮小モデルとし、図-5に示すように、RC橋脚と主桁2本で構成される剛結部付近の構造を部分的に取り出した形状とし、実橋とは上下逆の配置とした。そして、RC柱部の部材長は、実験におけるRC柱部の破壊形態が、せん断破壊より曲げ破壊が先行するよう、載荷装置の制約の範囲内で、せん断スパン・桁高比がなるべく大きくなるように決定した。なお、本実験におけるせん断スパン・桁高比は、3.44となった。

供試体の諸元と、使用した材料の力学特性を、表-1に示す。なお、鋼桁部の断面、およびRC柱部鉄筋の配筋は、実橋の1/4モデルに降伏モーメントが一致するように決定した。

図-6にスタッドの配置と配筋の状況を示す。主桁フランジとコンクリート接触部にはコンクリートの局所的な圧壊や剥落を防止するため、網形およびU形の補強鉄筋を設置した。

4.2 載荷方法

実橋の剛結部付近の鋼桁には、RC柱をはさんで左右で異なる曲げモーメントが作用し、RC柱部分には、軸方向圧縮力と曲げモーメントが同時に作用する。実験においても、この断面力分布が再現できるように、RC柱頂部に鉛直方向の軸圧縮荷重を作用させた状態で、同時に、RC柱頂部に引き押し両働型油圧ジャッキを用いて水平交番荷重を載荷し、剛結部に正負の交番曲げモーメントを発生させる方法とした。

載荷装置の概要は、図-7に示すとおりである。また、実験における軸方向圧縮荷重を、この荷重により供試体に発生する応力度が、実橋の地震時設計軸方向圧縮力による応力度と等しくなるよう決定した。こうして決定し

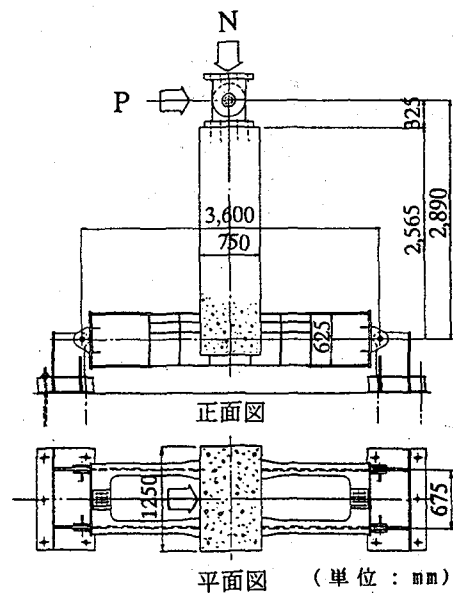


図-5 供試体の概要

表-1 供試体諸元と材料の力学特性

供試体断面諸元 mm				降伏点 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²
鋼桁	主桁	フランジ	150 × 12	283	212000
		腹板	625 × 9	293	210000
	横桁	腹板	500 × 4.5	—	—
RC柱	鉄筋	主鉄筋	D13	448	211000
		フ-ブ筋	D6	416	212000
	コンクリート		1250 × 750	$\sigma_{ck}=23.2$	16600
スタッド			$\phi 13 \times 65$	—	

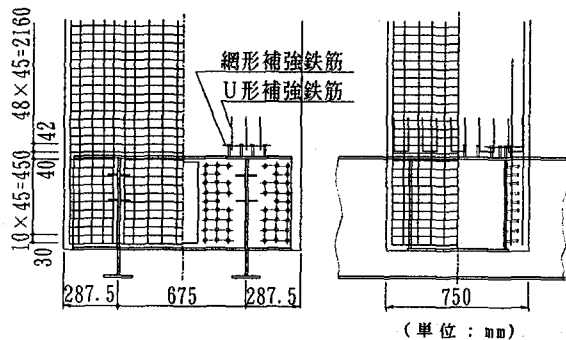


図-6 スタッドの配置および配筋の状況

た軸方向圧縮荷重は 39.25 tf であった。
また、水平荷重の制御方法は、RC柱の鉄筋が降伏するまでは、ロードセルにより荷重制御を行い、鉄筋降伏後は、鉄筋降伏時の実測変位 δy を基準として、 $2 \delta y$ 、 $3 \delta y$... と変位制御に切り換えた。実験はコンクリー

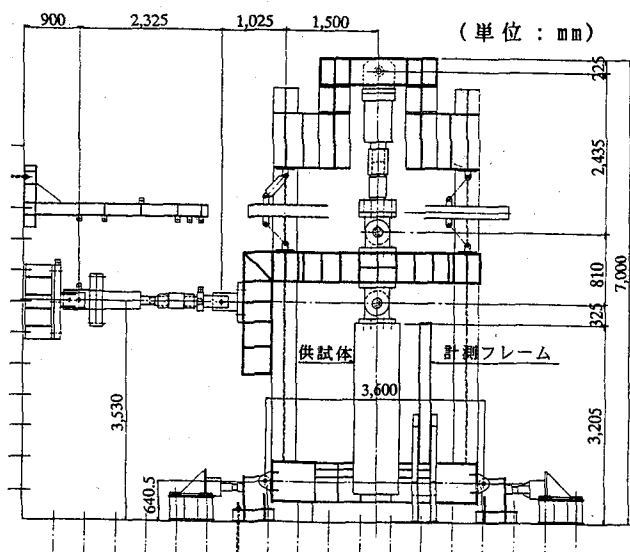


図-7 載荷装置概要図

ト圧壊後も継続し、水平荷重が鉄筋降伏荷重程度以下に低下するまで実施した。また、各載荷段階毎の繰り返し回数は、設計荷重、鉄筋降伏荷重、 $2\delta_y$ 、および $3\delta_y$ に対して、それぞれ3サイクルとし $4\delta_y$ 、および $5\delta_y$ に対しては1サイクルとした。なお、鉄筋降伏は、水平荷重-水平変位の履歴曲線の形状、および主桁フランジ直上付近での引張側主鉄筋のひずみが 2000μ 程度となったことにより判断した。

5. 実験結果および考察

5.1 剛結部の強度と変形性能

図-8は、水平荷重-水平変位の履歴曲線を示したものである。本実験では、実測の降伏変位 δ_y を基準として鉄筋降伏後の載荷変位を定めている。しかし、この実測降伏変位には、鋼桁のヒンジ支点部の遊びによる移動量や鋼桁の曲げ変形による剛結部の剛体回転による変位量を含んでおり、見かけ上大きな値となっている。したがって、図-8に示した水平変位は、実測変位よりこれらの変位を除去し補正したものを使用している。

また、表-2は、上記の剛体変位を除去した補正後の鉄筋の降伏変位 δ_y を基準とし、これに対する変位の倍率を示したものである。

これらの図および表より、最大荷重を達成した時の変位は、降伏変位の約4.2倍であり、かつ、供試体は、降伏変位の8.2倍の変位に対しても、最大荷重の84%程度の残存耐力を有していることがわかる。

図-9は、水平荷重-水平変位関係の1サイクル時、および3サイクル時の包絡線と、『兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様』⁴⁾ (以下『復旧仕

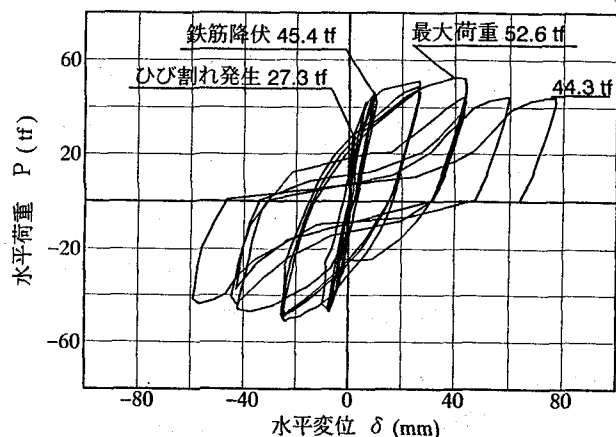


図-8 水平荷重-水平変位の履歴曲線

表-2 降伏変位に対する倍率

	δ_y	$2\delta_y$	$3\delta_y$	$4\delta_y$	$5\delta_y$
実測の変位 (mm)	17.5	35.7	53.1	68.0	85.6
補正後の変位 (mm)	9.4	26.6	43.4	59.4	77.0
補正後の倍率	1.0	2.8	4.6	6.3	8.2

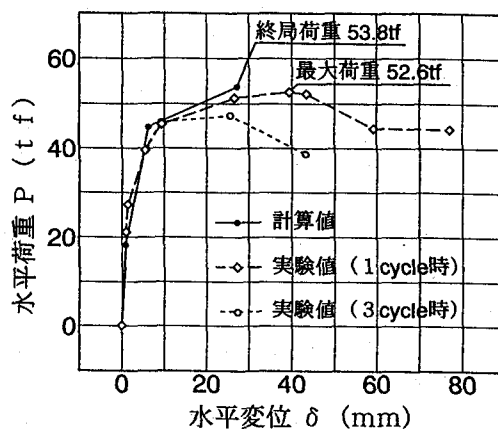


図-9 水平荷重-水平変位関係の包絡線

様』と言う)により計算した、ひび割れ発生時、鉄筋降伏時、および終局時の水平荷重と水平変位の計算値を共にプロットしたものである。この図より、鉄筋降伏以前の荷重に対しては、1サイクル時と3サイクル時のP- δ 関係には目立った差異は認められないが、それ以降は3サイクル時の耐力が1サイクル時の耐力に比べ著しく低下していくことがわかる。これは、繰り返し載荷によって、RC柱の鉄筋降伏による塑性化が進展するためと考えられる。また、実験における最大荷重は、終局荷重の計算値と良い一致を示した。

ここで、文献5)と同様に、実験において、載荷荷重が

表－３ 各荷重段階における水平荷重と水平変位

	(tf,mm)						
	ひび割れ時		鉄筋降伏時		終局時		
	Pc	δ_c	Py	δ_y	Pu	δ_u	μ
計算値	18.3	0.9	44.8	6.3	53.8	27.2	4.3
1 サイクル時	27.3	1.4	45.4	9.4	(52.6)	58.7	9.3
3 サイクル時	—	—	45.9	9.4	(47.4)	30.9	4.9

ただし、()内は最大荷重を示す

最大荷重に達した後、計算上の降伏荷重まで低下した点を終局と定義し、靱性率 μ を式(2)によって定義する。
すなわち、

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad \text{----- (2)}$$

ここに、

δ_u : 終局変位

δ_y : 計算の降伏変位

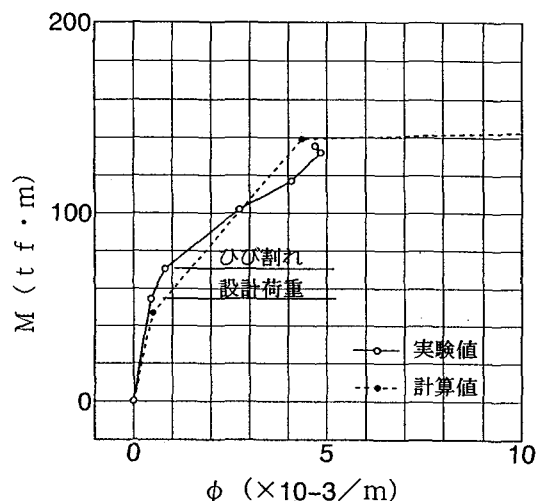
表－３は、各荷重段階における水平荷重と水平変位の実験値と計算値を対比すると共に、式(2)による靱性率の実験値と計算値を対比したものである。この表より実験結果の靱性率は、1 サイクル時はもとより、3 サイクル時においても計算値に比べて大きな値となり、供試体は十分な変形性能と靱性を有していることが分かる。

なお、本剛結構造では、スタッドから伝達されるせん断力をRC柱の鉄筋に円滑に伝達するため、スタッド前面に軸方向鉄筋を配置しているが、上記の各段階毎の水平荷重、および水平変位の計算値は、すべてこの軸方向鉄筋が、RC柱の断面剛性に寄与するものとして算定したものである。

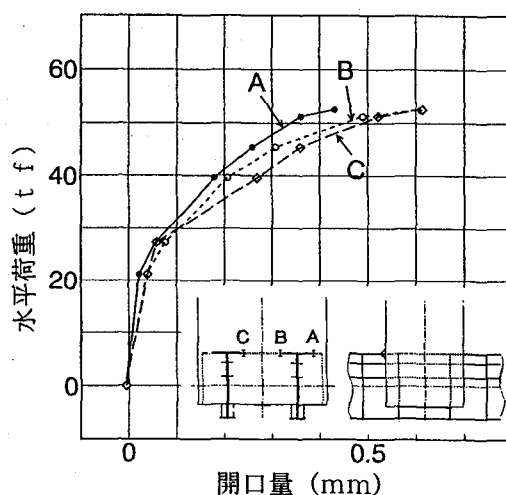
図－１０は、RC柱基部の曲げモーメント－曲率 ($M-\phi$) 関係を示したものである。ただし、図中に示した計算値は、『復旧仕様』により算出したものである。この図より、103.0tf・m 以上の荷重レベルでは、曲率の実験値は、計算値より大きな値となり、若干の剛性低下が認められる。しかし、それ以下の荷重レベルでは曲率の実験値は、計算値に比べて小さく、剛結部の剛性低下は、ほとんど無いと判断できる。実橋の地震時設計荷重に対応する供試体の剛結部の作用曲げモーメントは54.6 tf・mであることから、本剛結構造は、設計レベルの地震力により発生する曲げモーメントの1.9倍(=103.0 / 54.6)の曲げモーメントに対しても剛性の低下は無く、主桁とRC橋脚の結合部を剛結と仮定できると考えられる。

5.2 鋼桁とコンクリート接合部の開口

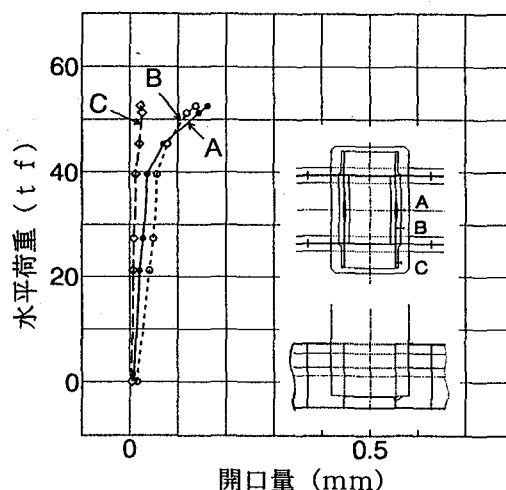
各荷重段階における水平荷重と、主桁フランジ端部で



図－１０ RC柱基部の曲げモーメント－曲率関係



図－１１ 主桁フランジとコンクリートの開口量



図－１２ 横梁フランジ部の開口量

測定したフランジとコンクリートの接触面の開口量の関係を図-11に、また、横桁フランジとコンクリートの接触面の開口量を、図-12に示す。これらの図より、主桁フランジ部の開口量は、ひび割れ発生荷重（27.3tf）時までは最大 0.08mm と小さい値となったが、ひび割れ発生荷重を超えると、急速に増加し、最大荷重時には、最大 0.61mm の開口が観測された。しかし、実橋の地震時設計荷重に対応する供試体の水平荷重は 21.2tf であり、実験では、その 2 倍程度の荷重に対しても開口量は 0.2 mm 程度であり、有害なひび割れは発生しなかった。また、横梁フランジ部の開口量は、ひび割れ荷重時で 0.05mm、最大荷重時でも最大 0.16mm であり、横梁腹板とコンクリートの剥離は見られなかった。したがって、本供試体で用いたスタッドジベル本数で、横梁腹板とコンクリートは十分に結合され一体化されていることが確認できた。

5.3 コンクリートのひずみ

図-13は、主桁フランジ直上におけるコンクリートの圧縮ひずみの測定値を各荷重段階毎に示したものである。図に示した計算値は、鋼、およびコンクリートともに縦弾性係数を一定とし、引張側のコンクリートを無視したRC断面として計算したもので、横梁腹板前面の軸方向鉄筋も断面に考慮している。この図より、すべての荷重段階で主桁腹板位置において支圧によるひずみの集中が見られ、ひび割れ時には、実験値は計算値の 1.9 倍となった。しかしながら、最大荷重時においても、この応力集中部のコンクリートは圧壊しなかった。これは、圧縮応力にともなうコンクリートの割裂に対して、この部分に設置した網形の補強鉄筋が有効に作用したためと考えられ、本補強方法の有効性が確認できた。

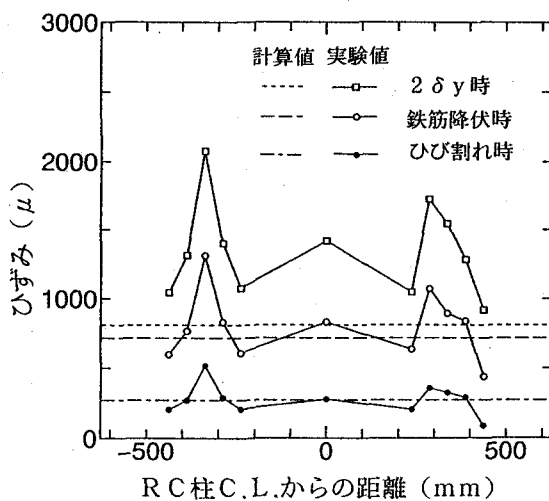


図-13 コンクリートのひずみ分布

5.4 RC柱のひび割れ状況と破壊性状

各荷重段階におけるコンクリートのひび割れの進展状況を図-14に示す。供試体RC柱部における最初のひ

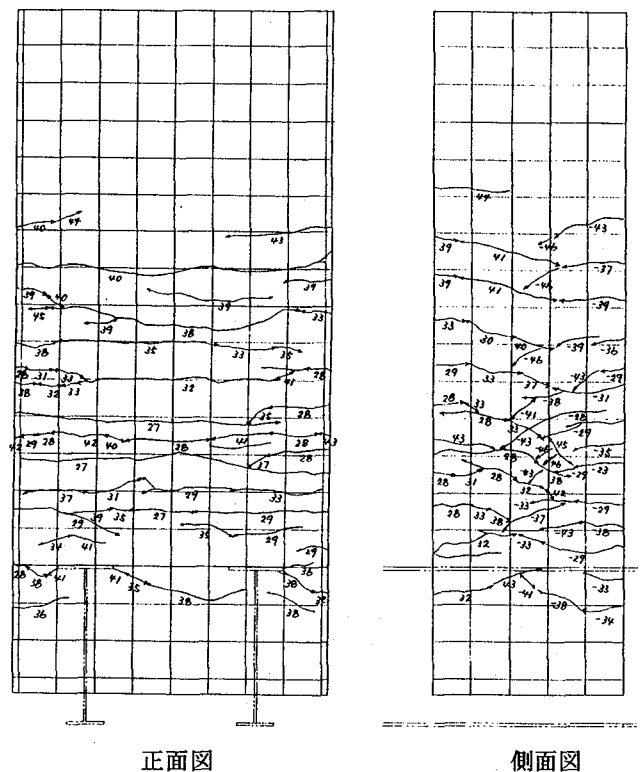


図-14 コンクリートのひび割れ状況



写真-1 かぶりコンクリートの剥落



写真-2 最終破壊状況

び割れは、押し方向の水平荷重 27.3tf で、水平ジャッキ側のコンクリート面に確認された。発生位置は、鋼桁フランジから約 50cm 上側で、横梁腹板のスタッド前面に設置した軸方向鉄筋の縁端位置と一致していた。これは、RC 柱の軸方向鉄筋がこの部分で段落とし構造となったためと考えられる。ひび割れ発生後は、水平荷重が 40tf 程度までは、荷重の増加につれて、ひび割れは進展し、新たなひび割れの発生も広範囲であった。しかし、水平荷重が 40tf を超えると、ひび割れ幅の増大は観測されたが、新たなひび割れの発生は停留した。

コンクリート部の破壊は、押し方向に $3\delta y$ の変位を与えた後の引き側の載荷時に、最初にひび割れが認められた位置の圧縮側コンクリート部に観測された。その破壊性状は、写真-1 に示すように、軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのみの剥落であった。その後、荷重の増加と共に、鉄筋内側のコンクリートの圧壊に進展した。RC 脚柱部の最終の破壊状況を写真-2 に示す。なお、剛結部のコンクリートには、フランジ端部から進展したひび割れが見られるが、それ以外は RC 柱部のコンクリートの圧壊時においても健全であった。このことから、横桁腹板外面のスタッドとその前面に配置した軸方向鉄筋、および RC 柱の主鉄筋とこの軸方向鉄筋を結ぶフープ筋などの組合せによる剛結部の構造は、剛結部での力の伝達に対して十分有効であることが確認できた。

6. 結論

高知自動車道・岡豊橋で採用した剛結部構造の解析と縮小モデルによる模型実験により、以下に示す事項が明らかとなった。

(1) 実橋の常時および地震時の設計荷重に相当する荷重レベルでは、供試体の剛結部のコンクリートには異常はなく、健全であった。また、最終破壊は RC 柱部で発生し、この時、剛結部の鋼桁とコンクリートは十分結合され一体化されていた。このことより、スタッドジベルを用いた本剛結部の設計法の妥当性が確認できた。

(2) 実験では、実橋の剛結部の地震時設計曲げモーメントに相当する曲げモーメントの 1.9 倍の曲げモーメントに対しても剛性の低下は無く、本剛結構造は、主桁と RC 橋脚の結合部を剛結とした設計上の仮定を十分満たしている。

(3) 供試体は、降伏変位の 8.2 倍の変位に対しても、最大荷重の 84% 程度の残存耐力を有しており、また、本

文で定義した靱性率では、実験値は、解析値以上の値となり、本剛結構造は十分な靱性を有していると言える。

(4) 主桁フランジとコンクリートの接触面では、主桁腹板位置において、支圧によるコンクリートの圧縮ひずみの集中が見られたが、最大荷重時においても、この応力集中部のコンクリートに圧壊や剥落などの現象は発生せず極めて健全であった。これは、この部分に設置した網形の補強鉄筋が有効に作用したためと考えられ、本補強方法の有効性が確認できた。

7. あとがき

鋼・コンクリート複合ラーメン橋は、経済性および耐震性を兼ね備えた省力化構造形式として、今後ますますその適用例が増加するものと思われる。本文で紹介した剛結部構造は、解析および実験によって、経済性、施工性のみならず、耐荷性、および靱性の面でも優れた構造であることが確認された。今後、本方式が鋼・コンクリート複合ラーメン橋の剛結構造の一形式として検討されることを期待する次第である。

最後に、本実験は、大阪工大摂南大学の八幡実験場において実施されたものであり、実験の計画、および実施にあたって、大阪工業大学の栗田章光教授には多くの助言を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 紫桃孝一郎、長江 進：鋼とコンクリートの複合構造、一山形自動車道阿古耶橋一、日本道路公団技術情報、No.111、1992.1。
- 2) 角 昌隆、他：千曲川橋複合剛結部の設計について、土木学会第 51 回年次学術講演会、I - A451、1996.9。
- 3) 松田 哲夫、他：スタッドを用いた鋼桁-RC 桁結合部の力学特性について、土木学会第 50 回年次学術講演会、I - 124、1995.9。
- 4) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様（案）、1995.2。
- 5) 滝本和志、川島一彦：基部で曲げ破壊する RC 橋脚のエネルギー吸収容量の定式化、土木学会論文集、No.532/V - 30、pp. 5 - 13、1996.2。

(1996 年 9 月 6 日受付)