

少主桁—RC橋脚剛結構造に関する研究と高月橋への適用

An investigation of rigid connection between steel girder and RC-pier
and
the applying to Kouzuki Bridge

中西克佳*, 安藤博文**, 鞆 一***, 家村 剛****, 稲村 康*****

Katsuyoshi Nakanishi, Hirofumi Ando, Hajime Tomo, Takeshi Iemura and Yasushi Inamura

- * : 工博 NKK 基盤技術研究所 都市工学研究部 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)
- ** : 日本道路公団四国支社 建設部構造技術課 (〒760-0065 高松市朝日町 4-1-3)
- *** : NKK 橋梁建設部橋梁設計室 (〒230-8611 横浜市鶴見区末広町 2-1)
- **** : NKK 鋼構造本部 (〒100-8202 東京都千代田区丸の内 1-1-2)
- ***** : 日本鋼管工事㈱ (〒230-8611 横浜市鶴見区末広町 2-1)

A new rigid connection system that bearing stress of concrete under main girders do not occur over the allowable bearing stress is proposed in this paper. A comparison is made with push over tests by use of five cantilever specimens with joint between steel beam and concrete slab including the one of the new rigid connection system and analyses by using Finite Element Method. The prediction that the previous rigid connection system produce greater bearing stresses of concrete particularly at the edge of RC pier under main girders was confirmed experimentally. Applying the new rigid connection system by using rubber, apron plate with studs, reduce fairly much bearing stress of concrete under main girders. The result enable designer to control the section force that transmit from main girder to pier. There is one thing to be noted that the use of this system poses bigger shear force to each stud of cross beam and main girder. This work is supported by the fact that the system is applied to Kouzuki Bridge completed in May 2002.

Key Words : rigid frame bridge, rigid connection system, bearing stress, RC- pier, plate girder

キーワード : ラーメン橋, 剛結構造, 支圧応力, RC 橋脚, 鋼桁

1. まえがき

鋼桁とRC橋脚とを剛結する上下部一体構造橋梁は、阪神・淡路大震災以降、コスト縮減を視野に入れた耐震性の向上、および維持・管理性の向上のための一形態として、採用される機会が多くなってきており、その中で種々の剛結構造が提案されている^{1)~10)}。上下部一体化は、地震に対して橋脚、および桁が橋梁全体系で抵抗するため、付加コストが発生する落橋防止装置を設置しなくても桁が崩落する心配を無くし、かつ沓レスによってその費用、および維持・管理の省力化に繋がる。

この鋼桁とRC橋脚とを剛結する上下部一体構造橋梁の課題の一つは、主桁下フランジ直下のRC橋脚に発生する過大な支圧応力であり、これに何らかの対策を施さない場合、コンクリートが許容できる支圧応力の数倍の応力が局所的に発生することが、過去のFEM解析によって分かっている²⁾。とくに、鋼桁が少主桁である場合、その応力がさらに大きくなる傾向にある。現在、この支圧応力対策として、①コンクリートの割裂を防止するために主桁下フランジ直下に網鉄筋を設置する²⁾、②横桁を剛にして橋軸直角方向に支圧力を分散させる⁸⁾、③過大な支圧力が作用する場所にゴ

ム板を介在させる⁷⁾などが採用されている。しかしながら、①の対策は、対処可能な応力の大きさに限界があり、少主桁の場合、単独で対処することは困難である。また、②の対策は、桁の重量、および製作工数が増大するため費用が嵩み、かつ既にRC橋脚が建設済みである場合には、橋脚との取合いの関係上、適用困難である。

そこで、本研究においては、鋼桁とRC橋脚とを剛結する上下部一体構造橋梁のRC橋脚に発生する支圧応力を回避する構造として、比較的シンプルな③の対策に着目し、これを基に新しい構造を提案し、FEM解析と要素実験との双方によりその有用性を確認した¹⁰⁾。そして、提案剛結構造を実橋に適用した。

2. 剛結構造

鋼桁とRC橋脚とを剛結する上下部一体構造橋梁の施工手順の一例を挙げると、つぎの通りである。まず、頂部を残して施工されたRC橋脚上に仮受け材を設置し、その仮受け材上に鋼桁を設置する。つぎに、主桁下フランジ下面位置まで仮受け材を埋め込んだ状態でコンクリートを打設し、鋼桁がRC橋脚上に載っている状態にする。最後に、主桁と横桁とによって囲ま

れた空間にコンクリートを打設し、鋼桁とRC橋脚とを剛結する。図1には、上下部一体構造橋梁剛結部の一例を示す。ここで、桁から脚への力の伝達は、主桁→横桁→横桁のスタッド→剛結部コンクリート→橋脚主筋→橋脚、および主桁→主桁および横桁の下フランジ→橋脚の2つの経路で行われると考えられる。

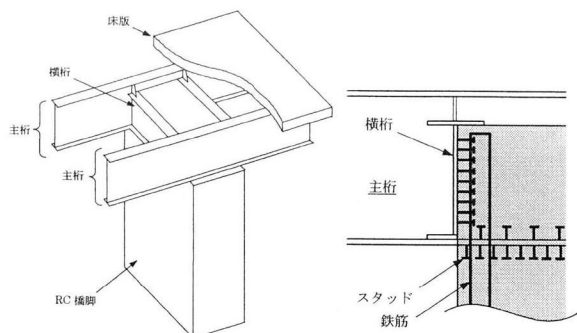


図1 上下部一体構造橋梁剛結部の一例

ところが、1.で述べたように、後者の経路で伝達される力によって、このRC橋脚剛結部には過大な支圧応力が発生する。

そこで、これを解消するために、主桁下フランジとRC橋脚との接合面の過大な支圧応力が発生する部分にゴム板を介在させ、かつ新たにRC橋脚方向にスタッドを設置したスカートプレートを横桁下フランジ直下に溶接しておく。ちなみに、スタッドの頭と橋脚躯体とが一体化するため、スカートプレートに大きな面外変形は生じない。また、地震時には、横桁ウェブ内面とRC橋脚との接合面にも過大な支圧応力が発生するため、この部分にも同様にゴム板を介在させ、かつ新たにRC橋脚方向にスタッドを設置した水平補剛材を剛結部分の主桁に溶接しておく。図2には、剛結構造の改良案を示す。

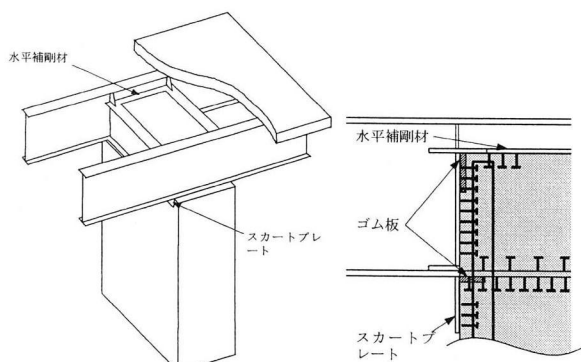


図2 剛結構造の改良案

図3、および図4には、図1、および図2それぞれにおける主桁下フランジ直下の応力流れを示す。この結果、RC橋脚に作用する支圧応力を、ゴム板により柔らかく受け、ゴム板が完全に圧潰する前に支圧力をスタッドのせん断抵抗により受け、限界値を超える支圧応力がRC橋脚面に作用しない応力伝達メカニズムを構成できる。ちなみに、図5に示すように、ゴム板のみであればゴム板を設置しない部分に過大な支圧

応力が移行し、他方、図6に示すように、スタッドのみであればスタッドにせん断力が作用する前にRC橋脚に過大な支圧応力が作用しコンクリートが圧壊する。すなわち、両者が共存して初めて成立する構造であると言える。

なお、地震時に横桁ウェブ内面とRC橋脚との接合面に発生する過大な支圧応力は、図2中に示した主桁の水平補剛材がスカートプレートの役目を果たすことによって、主桁下フランジ直下と同様に緩和される。

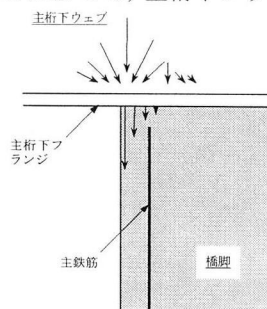


図3 図1における主桁下フランジ直下の応力流れ

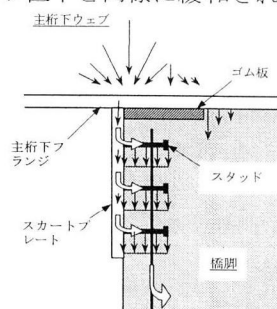


図4 図2における主桁下フランジ直下の応力流れ

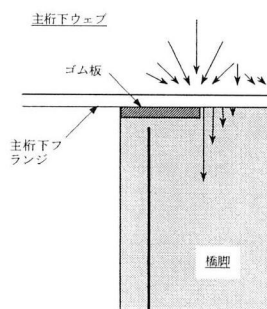


図5 図2でゴム板のみ設置時の主桁下フランジ直下の応力流れ

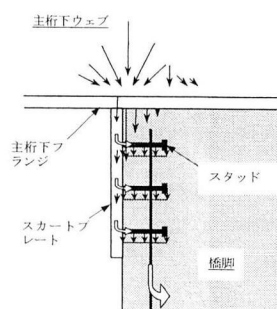


図6 図2でゴム板無し時の主桁下フランジ直下の応力流れ

3. 剛結部の解析的検討

3.1. 解析目的と解析条件

提案剛結構造を後述の5.に示す高月橋に適用した場合のコンクリート支圧応力度の低減効果、および他部材への力学的な影響を確認するため、剛結部のFEM解析を実施した。以下には、解析条件を挙げる。

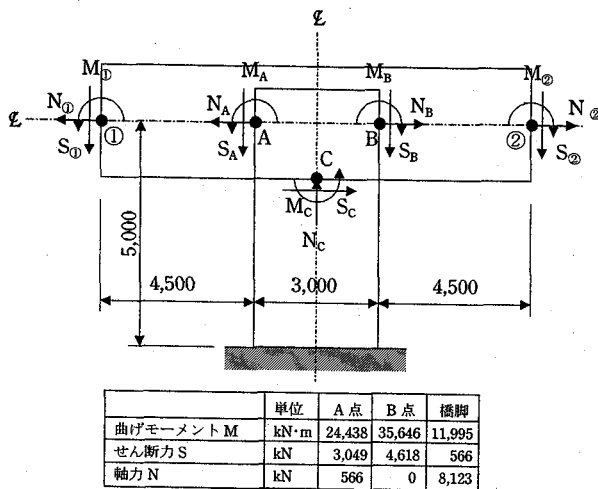
- ①地震荷重(レベル1)よりも常時荷重(死荷重+活荷重)の方が大きいため、載荷荷重には、常時荷重(死荷重+活荷重)を用いる。
- ②断面力が最大となる位置の剛結部を対象とする。
- ③剛結部近傍を部分的に取り出した構造を、解析モデルとした材料弾性解析とする。
- ④使用要素は、鋼桁部:シェル要素、コンクリート部:ソリッド要素、スタッド:バネ要素、および鋼とコンクリートとの接触:ギャップ要素とする。
- ⑤ヤング係数は、鋼桁部: $2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、およびコンクリート部: $2.45 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (23.5N/mm²圧縮強度を想定)とする。
- ⑥鋼とコンクリートとの境界面には、ギャップ要素を設置することによって、引張側の剛性を0、圧

縮側の剛性を無限大とする。ただし、スタッド設置位置においては、スタッドのせん断方向のずれ剛性を模したせん断バネと軸方向の剛性を模した軸方向バネとを設置し、軸方向バネに引張力のみが作用するようにする（接触力が作用するため圧縮側の剛性は無限大となる）。したがって、接触問題となるため、幾何学的非線形解析となる。

- ⑦鋼桁両端には、軸力、せん断力、および曲げモーメントを、同時性を考慮して与える。
- ⑧境界条件としては、主桁間中央に対称面を有し、コンクリート橋脚下端を固定とする。
- ⑨剛結部の FEM 解析には、汎用構造解析プログラム I-DEAS を使用する。

3.2. 剛結部の断面力

剛結部の FEM 解析に用いる断面力は、常時荷重（死荷重＋活荷重）時において橋脚（C 点）に作用する曲げモーメントが最大となる荷重載荷時の断面力とした。図 7 には、剛結部に作用する断面力を示す。



注：図中矢印の向きが正

図 7 剛結部に作用する断面力（寸法単位：mm）

ここで、力の伝達経路が実際と同等となるように、載荷点を点 A→点①、点 B→点②に移行させている。図 7 中の点①、および点②に作用させる断面力を、以下に示す。

$$\left. \begin{aligned} M_{\textcircled{1}} &= M_A - S_A \times 4.5 = 10,718 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \\ S_{\textcircled{1}} &= 3,049 \text{ [kN]} \\ N_{\textcircled{1}} &= 566 \text{ [kN]} \\ M_{\textcircled{2}} &= M_B - S_B \times 4.5 = 14,865 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \\ S_{\textcircled{2}} &= 4,618 \text{ [kN]} \\ N_{\textcircled{2}} &= 0 \text{ [kN]} \end{aligned} \right\} (1a \sim f)$$

なお、載荷点においては、断面力が桁高方向に分散するように、桁高方向に剛要素を設置している。

3.3. 解析モデルと解析ケース

解析モデルの構成を、以下に示す。

- 主桁：桁高 2.75m，桁間隔 5.5m
- 横桁：桁高 2m，桁間隔 3m
- 橋脚：断面 7m×3m
- 垂直補剛材：主桁ウェブ横桁位置に 16mm 厚

- スカートプレート：横桁ウェブ直下に 16mm 厚
- 水平補剛材：主桁ウェブ橋脚頂部位置横桁間に 19mm 厚

- 剛結部スタッド（φ25×150mm）：

- ・横桁ウェブ内面：630 本／1 横桁（125mm 間隔）
- ・主桁ウェブ内面：210 本／1 主桁（水平方向：200mm 間隔、鉛直方向：125mm 間隔）
- ・主桁下フランジ上面：30 本／1 主桁（橋軸方向に 200mm 間隔）
- ・主桁下フランジ下面：145 本／1 主桁（橋軸方向に 100mm 間隔）

- ゴム板敷設置位置の鋼とコンクリートとの境界面：2 重節点化により境界面の圧縮力を 0

表 1 には解析ケースを、図 8 には解析モデルをそれぞれ示す。

表 1 解析ケース

	断面構成
Case1	比較用断面（支圧応力対策無し）
Case2	Case1 に以下を加える。 ・ゴム板敷設：支圧応力が卓越する主桁下フランジ下面（橋脚面より 25cm），横桁ウェブ内面（主桁－横桁上フランジ角 50cm×50cm） ・スタッド設置：スカートプレートに φ25 スタッド 80 本／片側，水平補剛材に 72 本／片側

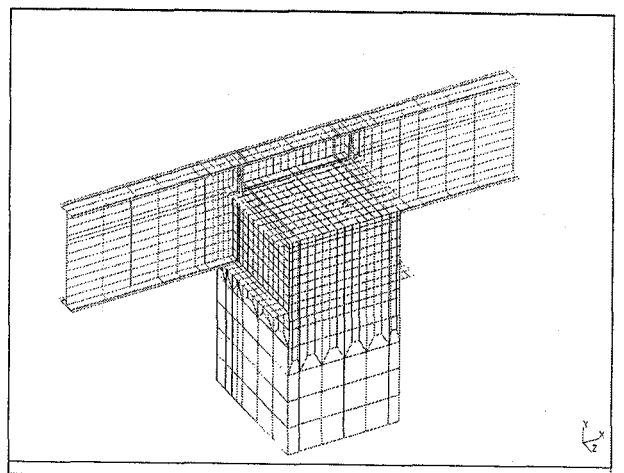


図 8 解析モデル

3.4. スタッドのせん断バネ定数

剛結部には、φ25 のスタッドを用いた。このスタッドのせん断バネ定数には、過去に実施された φ22 スタッドの押抜き試験結果から求めた値¹¹⁾を断面積比で補正した値を使用した。表 2 には、解析で用いたスタッドのせん断バネ定数を示す。なお、軸方向バネ定数は、断面積、長さ、およびヤング係数から算出したスタッドの軸方向剛性が前記せん断バネ定数の約 1.5 倍となったため、せん断バネ定数の 1.5 倍とした。

表 2 スタッドのせん断バネ定数

	断面積 (mm ²)	比率	せん断バネ定数 (kN/mm/本)
φ22	3.8013×10 ⁻⁴	1.000	81.6
φ25	4.9087×10 ⁻⁴	1.291	105.3

注：K_{φ22}＝81.6kN/mm/本（φ22 試験値）

3.5. 解析結果とその考察

図9には、主桁下フランジ直下のコンクリート支圧応力度の橋軸方向分布を示す。また、表3には、各種最大値の許容量に対する比率を示す。さらに、図10には、Case2の右横桁スタッドの鉛直せん断力分布を示す。

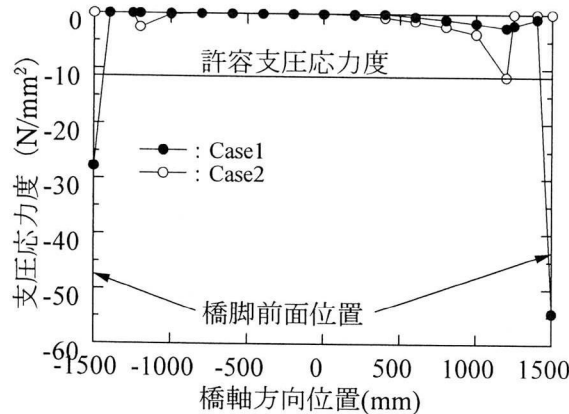


図9 主桁下フランジ直下のコンクリート支圧応力度の橋軸方向分布

表3 各種最大値の許容量に対する比率

			Case1	Case2
鋼材主応力度			67%	57%
コンクリート支圧応力度			434%	100%
スタッドせん断力	横桁	左横桁ウェブ内面	31%	61%
		右横桁ウェブ内面	66%	118%
	主桁	ウェブ内面	148%	157%
		下フランジ上面	67%	143%
		下フランジ下面	88%	211%

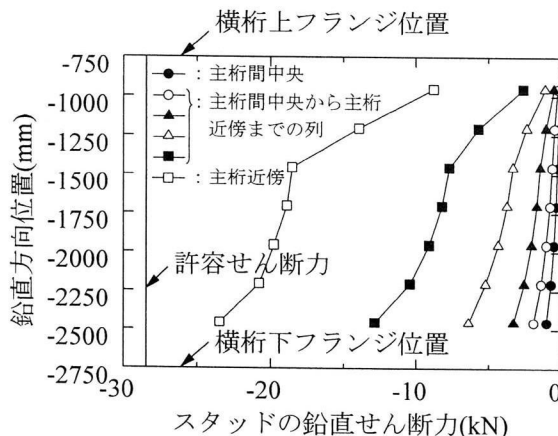


図10 Case2の右横桁ウェブ内面スタッドの鉛直せん断力分布

ここで、コンクリートの許容支圧応力度 σ_{ba} は、以下の式より求めた¹²⁾。

$$\sigma_{ba} = (0.25 + 0.05A_c/A_b) \sigma_{ck} = 11.5 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (2)$$

ただし、 $\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$

σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (=23.5N/mm²)

A_b : コンクリート面の全面積 (=4,400,000mm²)

A_c : 支圧を受けるコンクリート面の全面積

$$(=21,000,000\text{mm}^2)$$

また、スタッド1本当たりの許容せん断力は、以下の式より求めた¹³⁾。

$$Q_a = 9.4d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} = 28.5 \text{ [kN]} \quad (3)$$

ここに、記号 d は、スタッド径 (=25mm) である。

図9のCase1と許容支圧応力度とを比較することによって、下フランジ下面に作用するコンクリート橋脚の支圧応力度が橋脚前面位置において過大であることが分かる。そして、これは、Case2の結果より、支圧応力度が卓越する面にゴム板等の弾性体を敷設し、支圧力を鋼板→スタッド→橋脚と伝達させることによって支圧応力度が飛躍的に緩和されることが分かる。しかしながら、表3より、その分、横桁ウェブ内面主桁近傍のスタッド、および主桁下フランジ下面ゴム板敷設位置のスタッドに大きなせん断力が作用することが分かる。ここで、図10より、横桁ウェブ内面スタッドの鉛直せん断力は、下フランジ側を最大値にとるほぼ三角形分布していることが分かる。

なお、ここでは載荷荷重として常時荷重を用いたが、別途、地震時(レベル2)応答解析を実施し、地震時(レベル2)の同様なFEM解析により剛結部の安全性を確認している。

4. 剛結部の実験的検討

4.1. コンクリートの支圧に関する実験

(1) 実験方法と実験供試体

実橋を想定し、その1/3の大きさの模型実験を、コンクリートの支圧に着目して実施した。図11には、図2すなわち提案構造を想定した実験方法と支圧実験供試体(実験供試体 KOUZUKI)の概略を示す。

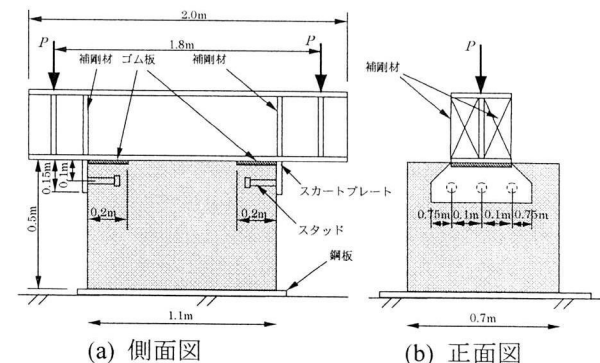


図11 実験方法と支圧実験供試体の概略

主桁を想定したI形断面の鋼梁を、RC橋脚を想定したRC躯体上に設置する。ここに、鋼梁とRC躯体とは、鋼梁下フランジに溶殖したスタッドによって接合されている。荷重載荷は、常時荷重を想定して、図11に示したように、張り出した鋼梁の両端に境界条件をピンにして、2台の油圧ジャッキによって鉛直下向きに行った。

支圧実験供試体は、コンクリートの支圧応力への対策を何ら施さない実験供試体 BASIC、補剛材(22mm厚)により軸直角方向に支圧力の分散効果を期待する

実験供試体 STIFF, 支圧応力が作用する部分に網鉄筋を埋設し（支圧面直下 100mm 位置に D16 を鋼梁軸方向に 100mm 間隔, 鋼梁軸直角方向に 150mm 間隔で設置）コンクリートの割裂を防止した実験供試体 MESH, 実験供試体 STIFF において支圧応力が作用する部分にゴム板（5mm 厚）を設置した実験供試体 CR5, および提案構造である実験供試体 KOUZUKI の計 5 体とした。ここで、各支圧実験供試体の半分（A 面側）は、鋼梁と RC 躯体との付着を切っている。表 4 には、支圧実験供試体の内訳を示す。

表 4 支圧実験供試体の内訳

No.	実験供試体名	備考
1	BASIC	—
2	MESH	網鉄筋設置
3	STIFF	補剛材設置
4	CR5	補剛材+ゴム板設置
5	KOUZUKI	提案構造

(2) 支圧実験供試体と想定橋梁との相似則

支圧実験供試体の設計思想は、つぎの通りである。すなわち、想定橋梁の主桁寸法を、上下フランジ 670mm×51mm, ウェブ 2,680mm×17mm とし、この 3 分の 1 程度の縮小模型を考える。これに加え、試験装置の制限等を加味した結果、支圧実験供試体の主桁寸法を、上下フランジ 200mm×19mm, ウェブ 300mm×22mm とした。

両者の断面二次モーメント I を比較すると、

$$I_{rea} = 14,113,466 [\text{cm}^4]$$

$$I_{spe} = 24,284 [\text{cm}^4]$$

となる。ここに、添字の rea は想定橋梁, spe は支圧実験供試体を意味する。

コンクリートの主桁方向の支圧応力分布は、主桁の曲率に大きく影響されると考えられるので、想定橋梁の主桁曲率を支圧実験供試体の鋼梁で再現できるか否かを照査する。

想定橋梁主桁の橋脚幅区間 (2D) の曲率を θ とすれば、

$$\theta_{rea} = M_{rea} \cdot (2D) / (2EI_{rea}) \quad (4a)$$

となり、実験供試体主桁の曲率も同様に θ_{rea} とする必要があるので、

$$\theta_{spe} = \theta_{rea} = M_{spe} \cdot (2D/3) / (2EI_{spe}) \quad (4b)$$

とする。ここに、M は曲げモーメント, E はヤング係数である。

したがって、曲げモーメントに関しては、

$$M_{spe} = M_{rea} / 193.7 \quad (5)$$

とする。すなわち、想定橋梁主桁と同じ曲率を支圧実験供試体の鋼梁に与えるためには、想定橋梁主桁に作用する曲げモーメントの 1/193.7 を支圧実験供試体の鋼梁に与える必要がある。

つぎに、せん断力 S は、寸法を 1/3 にすると、支圧面積、およびウェブ断面積が 1/9 になるため、想定橋梁の 1/9 にする必要がある。すなわち、

$$S_{spe} = S_{rea} / 9 \quad (6)$$

とする。

曲げモーメントとせん断力との比率を想定橋梁と同等にするには、支圧実験供試体の荷重載荷点からコンクリート端部までの距離 L は、

$$L = M_{spe} / S_{spe} = (M_{rea} / 193.7) / (S_{rea} / 9) \\ = (M_{rea} / S_{rea}) / 21.52 = 0.359 [\text{m}] \approx 0.35 [\text{m}] \quad (7)$$

とする必要がある。

なお、支圧実験供試体の鋼梁の曲率は、 $P = 265 \text{ kN}$ 時、想定橋梁主桁の曲率と同等になり、 $P = 1,265 \text{ kN}$ で曲げによる終局を迎える。

一方、 $P = 1,265 \text{ kN}$ 時、コンクリートに作用する支圧応力は、鋼梁下フランジ全面積 A_f から平均的に作用すると仮定すれば、

$$\sigma_{bea,max} = P / A_f = 11.5 [\text{N/mm}^2] \quad (8)$$

$$< \sigma_{ck} = 23.5 [\text{N/mm}^2] \quad \text{O.K.}$$

となる。支圧応力が鋼梁中央から鋼梁軸方向に三角形分布すると仮定すれば、

$$\sigma_{bea,max} = 2P / A_f = 23.0 [\text{N/mm}^2] \quad (9)$$

$$< \sigma_{ck} = 23.5 [\text{N/mm}^2] \quad \text{O.K.}$$

となる。

したがって、支圧応力が主桁の長手方向に三角形分布するならば、鋼梁が降伏する $P = 1,265 \text{ kN}$ 時においても、コンクリートは圧壊しないはずである。

ちなみに、 $P = 265 \text{ kN}$ 時、コンクリートに作用する支圧応力は、同様に、鋼梁下フランジ全面積から平均的に作用すると仮定すれば 2.4 N/mm^2 , 支圧応力が鋼梁中央から鋼梁軸方向に三角形分布すると仮定すれば 4.8 N/mm^2 となる。

最後に、RC 躯体に使用した鉄筋は、想定橋梁橋脚の最大鉄筋が D51 であると考え、その約 1/3 の径 D16 とした。

(3) 材料試験

使用コンクリートは普通コンクリート、使用鋼材は SM490A, ゴム板の材質は CR (硬度 50~60) とした。

表 5 にはフレッシュコンクリートの特性、表 6 には硬化コンクリートの力学的特性、表 7 には支圧実験供試体鋼梁の製作に用いた鋼板 (SM490A) の機械的性質を示す。また、図 12 には硬化コンクリートの応力-ひずみ曲線 (材齢 29 日)、図 13 には使用鋼板の応力-ひずみ曲線を示す。なお、コンクリートは、打設後、気中養生した。

表 5 フレッシュコンクリートの特性

種類	呼び強度	最大骨材寸法	スランプ	空気量
普通	18N/mm ²	20mm	8.5cm	4.6%

表 6 硬化コンクリートの力学的特性 (支圧実験)

材 齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
7	14.60	—	—	—
28	25.10	—	—	—
29	27.12	2.47	22.72	0.174
48	28.95	2.71	22.42	0.186

注：材齢 29 日は実験初日、48 日は実験終日の前日

表 7 使用鋼板 (SM490A) の機械的性質

板厚 (mm)	上降伏点 (N/mm ²)	下降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	伸び率 (%)
19	343.3	329.0	522.2	204.5	0.27	27.1
22	333.5	325.7	507.0	207.9	0.28	26.6

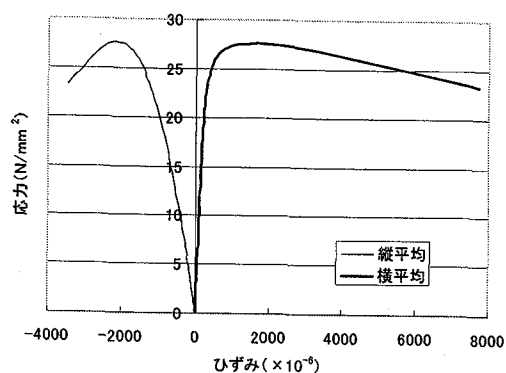


図 12 硬化コンクリートの応力-ひずみ曲線 (材齢 29 日)

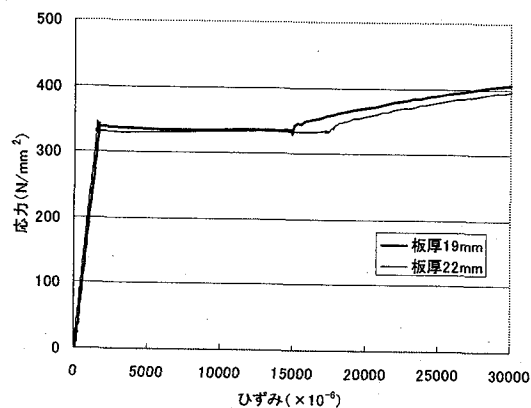


図 13 使用鋼板の応力-ひずみ曲線

(4) 载荷と計測

载荷は、荷重制御とし、49kN (5tf) 刻みで 1,275kN (130tf) まで行い、その後、耐荷力に応じ適宜、漸増・計測した。荷重の载荷状況を、図 14 に示す。载荷方法は、4.1. (1) に示した通りである。計測点を、図 15 ~ 図 17 に示す。

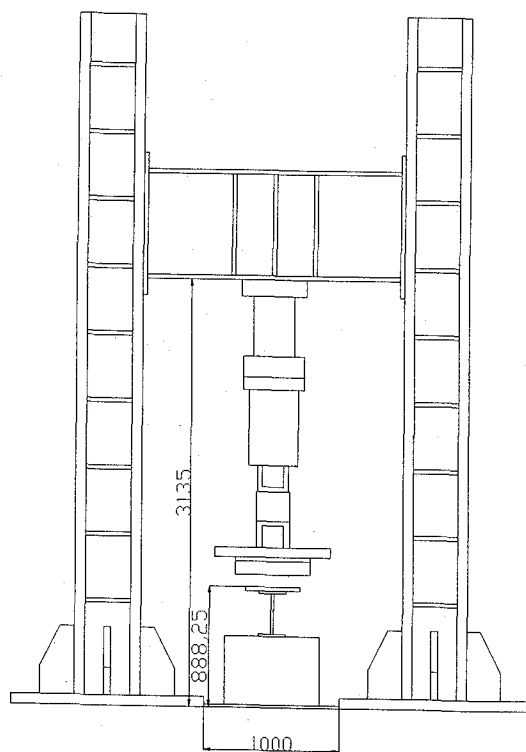
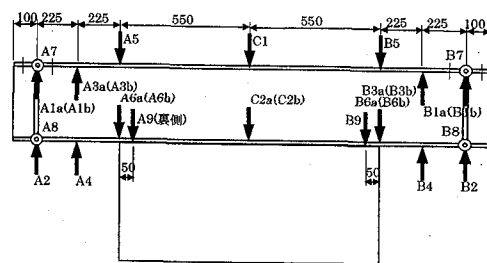
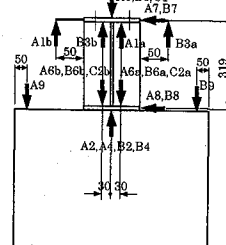


図 14 载荷状況 (寸法単位 : mm)



(a) 側面図



(b) 断面図

図 15 変位計設置位置 (寸法単位 : mm)

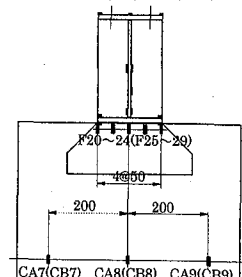
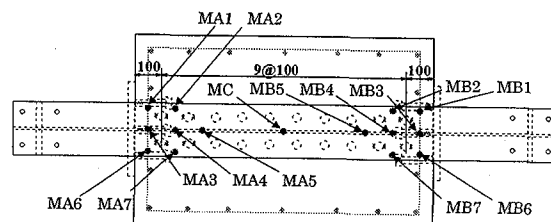
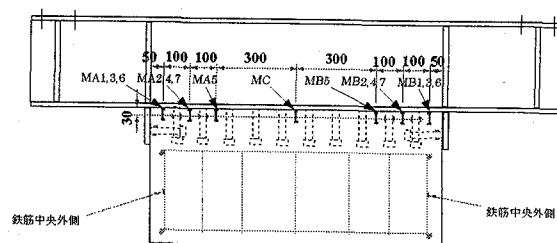


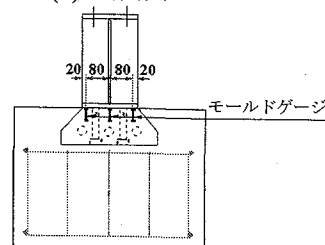
図 16 RC 躯体の一軸ひずみゲージ貼付位置 (実験供試体 KOUZUKI の場合) (寸法単位 : mm)



(a) 上面図



(b) 側面図



(c) 断面図

図 17 モールドゲージの設置位置 (寸法単位 : mm)

鋼梁の曲げ性状、および横倒れの有無を把握するため、鋼梁には合計 25 本の高感度変位計を設置した。また、コンクリートの支圧応力分布を確認するため、鋼梁と RC 躯体との間に合計 15 本のモールドゲージを設置した。さらに、RC 躯体端部のコンクリート応力を把握するため、RC 躯体端面鋼梁下フランジ直下に一軸ひずみゲージを貼付した。なお、実験供試体

KOUZUKI の RC 躯体端面鋼梁下フランジ直下にはスカートプレートが設置されているため、図 16 に示したように、スカートプレート上に一軸ひずみゲージを貼付した。

(5) 実験結果とその考察

載荷実験より得られた各支圧実験供試体のひび割れ発生状況を、図 18～図 22 に示す。

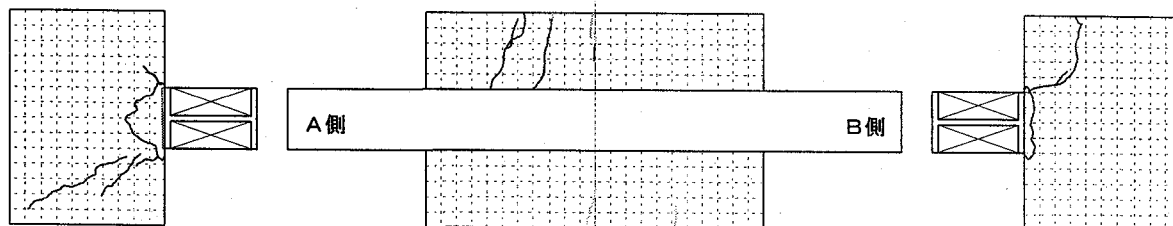


図 18 実験供試体 BASIC のコンクリートのひび割れ状況

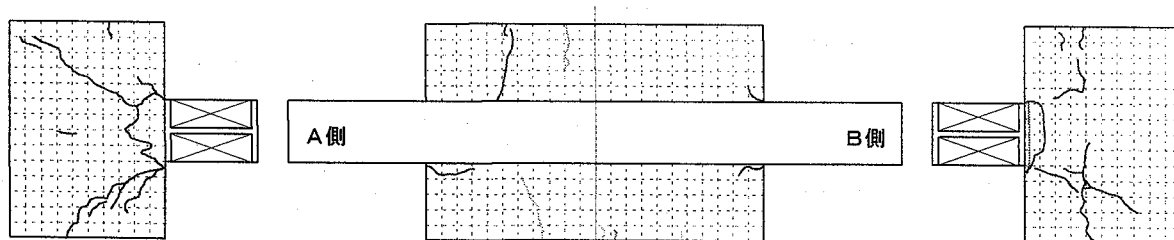


図 19 実験供試体 MESH のコンクリートのひび割れ状況

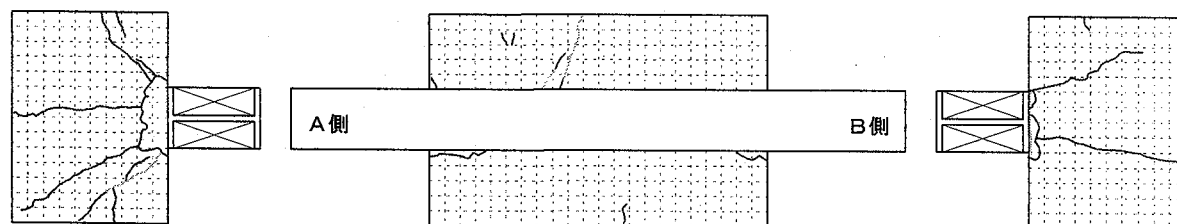


図 20 実験供試体 STIFF のコンクリートのひび割れ状況

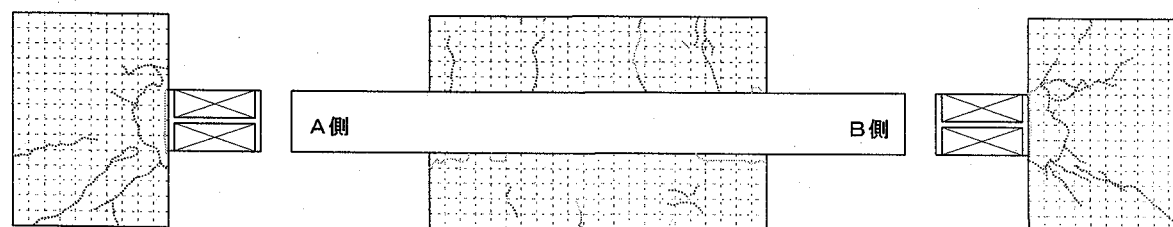


図 21 実験供試体 CR5 のコンクリートのひび割れ状況

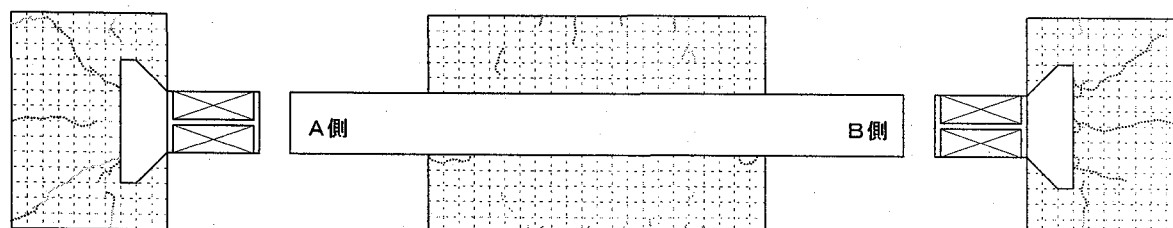


図 22 実験供試体 KOUZUKI のコンクリートのひび割れ状況

実験供試体 BASIC (図 18 参照) は、A 面支圧面が $P=490\text{kN}$ (50tf) で圧壊し始め $P=588\text{kN}$ (60tf) で全体的に圧壊し、 $P=588\text{kN}$ で B 面支圧面も圧壊し始めた。終局荷重時には、A 面でコンクリートが剥落し、B 面においてもひび割れが発生した。最大荷重は、 $1,211\text{kN}$ (123.5tf) であった。

実験供試体 MESH (図 19 参照) は、B 面支圧面が $P=490\text{kN}$ で圧壊し始め $P=686\text{kN}$ (70tf) で全体的に圧壊した。 $P=785\text{kN}$ (80tf) で A 面にもひび割れが生じ、終局荷重時には、両面でコンクリートが剥落した。最大荷重は、 $1,303\text{kN}$ (132.9tf) であった。

実験供試体 STIFF (図 20 参照) は、B 面下フランジ直下角が $P=392\text{kN}$ (40tf) で圧壊し始め、 $P=686\text{kN}$ で B 面上部が全体的に圧壊した。終局荷重時には、両面でコンクリートが剥落し、ひび割れがコンクリート底面まで達した。最大荷重は、 $1,385\text{kN}$ (141.2tf) であった。

実験供試体 CR5 (図 21 参照) は、 $P=686\text{kN}$ で両面下フランジ直下のコンクリートが圧壊し、 $P=785\text{kN}$ で角部にひび割れが発生し始めた。 $P=883\text{kN}$ (90tf) で B 面にひび割れが走り、さらに $P=981\text{kN}$ (100tf) で B 面コンクリートが剥落し、ひび割れは蜘蛛の巣状に発生した。終局荷重時には、A 面においても、コンクリートが剥落し、蜘蛛の巣状のひび割れが発生した。ここで、コンクリートの圧壊は、実験供試体 STIFF よりも後に起きているものの、終局時のコンクリート破壊は、実験供試体 STIFF よりも激しいことが分かる。最大荷重は、 $1,286\text{kN}$ (131.1tf) であった。

実験供試体 KOUZUKI (図 22 参照) は、 $P=686\text{kN}$ でスカートプレートとコンクリートとの剥離が始まった。しかしながら、他 4 体の支圧実験供試体のほぼ終局荷重である $P=1,177\text{kN}$ (120tf) 以前では、下フランジ直下のコンクリートの変状は見られず、 $P=1,177\text{kN}$ でスタッドの耐力が失われ、初めてスタッド設置位置からひび割れが発生した。実験終了後、下フランジ直下のコンクリートの損傷状況を把握するために、鋼梁、およびスカートプレートを切断したところ、下フランジ直下のコンクリートには、何ら損傷が無かった。

付着の有無の観点で各支圧実験供試体の破壊性状を見ると、ひび割れ発生状況は、付着のない A 面の方が付着のある B 面よりも激しいことが分かる。

図 23、および図 24 には、各支圧実験供試体の 196kN 時における支圧方向ひずみの鋼梁軸方向分布、および鋼梁軸直角方向分布 (最大断面位置) をそれぞれ示す。

図 23、および図 24 より、以下のことがわかる。

- ① 実験供試体 MESH は、支圧方向ひずみが実験供試体 BASIC よりも小さい。→支圧面への網鉄筋補強の効果あり。
- ② 実験供試体 STIFF は、支圧方向ひずみの最大値が最も大きい。→垂直補剛材のみなら、設置しない方がよい。
- ③ 実験供試体 STIFF は、フランジ端部において支圧方向ひずみが最大となる。→主桁が面外偏心することを考慮すれば、垂直補剛材を設置しない方が

よい。

- ④ 実験供試体 CR5 は、ゴム板終端位置の支圧方向ひずみが実験供試体 MESH と同程度である。→ゴム板敷設の効果は、支圧面への網鉄筋補強程度である。
- ⑤ 実験供試体 KOUZUKI は、ゴム板終端位置においても支圧方向ひずみが小さい。→スカートプレートスタッドが作用力の大半を受け持っている。

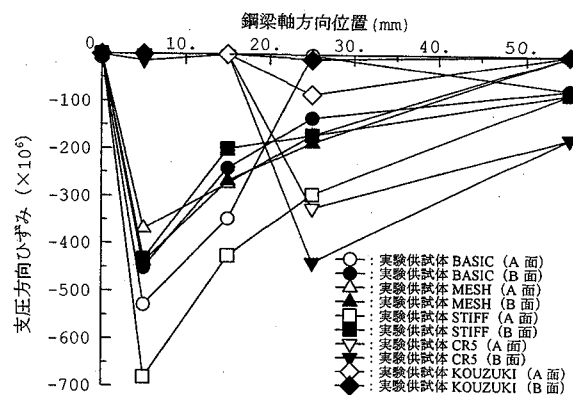


図 23 各実験供試体の $P=196\text{kN}$ (20tf) 時における支圧方向ひずみの鋼梁軸方向分布

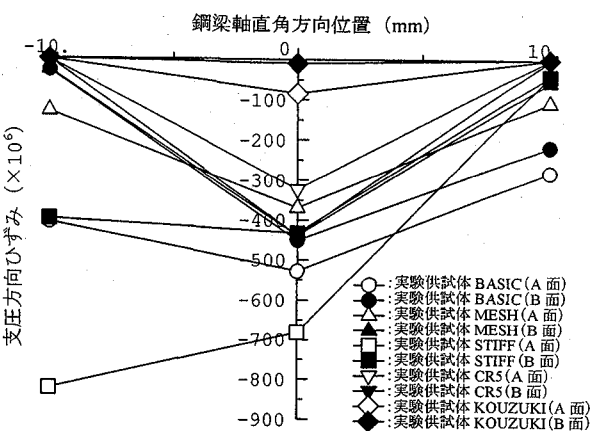


図 24 各実験供試体の $P=196\text{kN}$ (20tf) 時における支圧方向ひずみの鋼梁軸直角方向分布 (最大断面位置)

表 8 には、ひずみ計測値から算出した $P=196\text{kN}$ 時における実験供試体 KOUZUKI のスカートプレートの作用軸力を示す。

表 8 $P=196\text{kN}$ (20tf) 時における実験供試体 KOUZUKI のスカートプレートの作用軸力

ひずみゲージ No.	A 面 (付着なし)					B 面 (付着あり)				
	F20	F21	F22	F23	F24	F25	F26	F27	F28	F29
ひずみ ($\times 10^{-6}$)	-169	-294	-326	-225	-132	-149	-246	-301	-218	-97
応力 (N/mm^2)	-35.14	-61.12	-67.78	-46.78	-27.44	-30.98	-51.14	-62.58	-45.32	-20.17
応力平均値 (N/mm^2)	-47.65					-42.04				
作用力 (kN)	-210					-185				

表 8 より、載荷荷重の殆どがスカートプレートからスタッドを通じて RC 躯体に伝達されていることが分かる。

4.2. 支圧回避型スタッドの押抜き試験

(1) 実験目的と実験供試体

前述の 2. で提案を行い、3., および 4.1. でその有

用性を確認した上下部一体構造橋梁剛結部の提案構造においては、提案構造の構成要素であるゴム板の敷設位置がスタッドの設置位置と重なる場合がある。この場合、スタッドの根元において、鋼とコンクリートとの間にゴム板が介在することとなり、この構造に起因して、スタッドのせん断耐力が低下する可能性がある。

そこで、ゴム板敷設によるスタッドのせん断耐力、破壊性状、および相対ずれ剛性のそれぞれの変化量を確認するため、押抜き試験を実施した。試験体の形状としては、図 25 に示すように、鋼構造協会の標準試験体に準拠した¹⁴⁾。

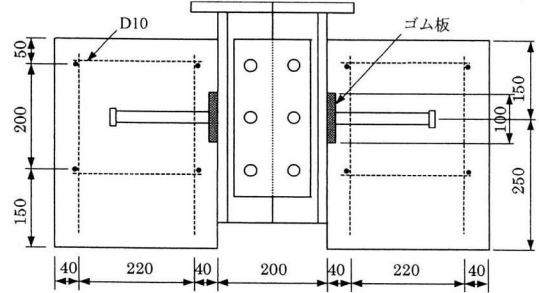


図 25 ゴム板を敷設した試験体（寸法単位：mm）

押抜き試験体の構成を、以下に列举する。

- ① RC 躯体の厚さは、300mm とする。
- ② コンクリートは、普通コンクリートとし、圧縮強度 23.5N/mm^2 、最大骨材寸法 20mm、および空気量 4% とする。
- ③ コンクリートに使用する鉄筋は、D10 とする。
- ④ コンクリートの打込み方向は、スタッドの正立方向とし、打設後、気中養生する。
- ⑤ スタッドとしては、高さ 150mm の $\phi 22$ 頭付きスタッドを用いる。
- ⑥ H 形鋼フランジ面にはグリースを塗布し、コンクリートの付着を除去する。また、H 形鋼とコンクリートとの接合面の開止めは、使用しない。
- ⑦ ゴム板の材質は、CR（硬度 50～60）とする。

押抜き試験体の内訳を、表 9 に示す。ここで、試験は、各種、同一条件で製作した 3 体の押抜き試験体について 1 体を単調増加荷重法、2 体を漸増繰返し荷重法によって行った。

表 9 押抜き試験体の内訳

No.	試験体名	荷重方法	ゴム板厚さ (mm)
1	CR-S-1A	単調増加	0
2	CR-S-1B	漸増繰返	
3	CR-S-1C	漸増繰返	
4	CR-S-2A	単調増加	5
5	CR-S-2B	漸増繰返	
6	CR-S-2C	漸増繰返	
7	CR-S-3A	単調増加	10
8	CR-S-3B	漸増繰返	
9	CR-S-3C	漸増繰返	

(2) 荷重方法

図 26 には、押抜き試験体の荷重状況を示す。押抜

き試験体と底鋼板との間には、石膏を介在させることによって、試験体の全底面に底鋼板からの反力が均等に作用するようにした。また、H 形鋼と試験機の載荷ヘッドとの間には、水平方向の力を逃がすために、図 26 に示したような 2 枚のテフロン板を介在させた。

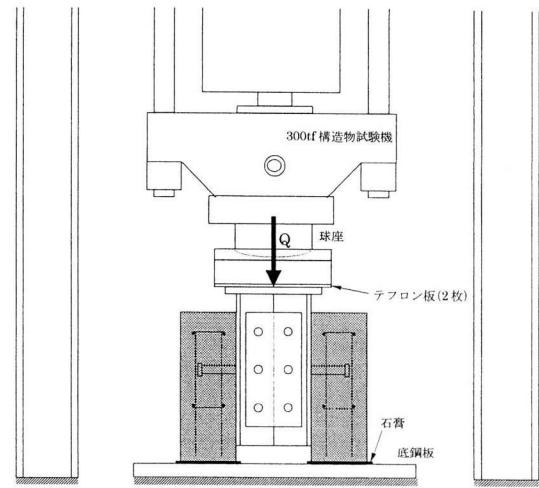


図 26 押抜き試験体の荷重状況

(3) 計測方法

載荷荷重とともに、鋼フランジとコンクリートとの間に生じる相対ずれを、図 27 に示す要領で計測した。すなわち、測定位置は、図 27 に示したように、スタッドが配置されている水平面内で、H 形鋼左右のコンクリートの内側面 4 箇所で行った。

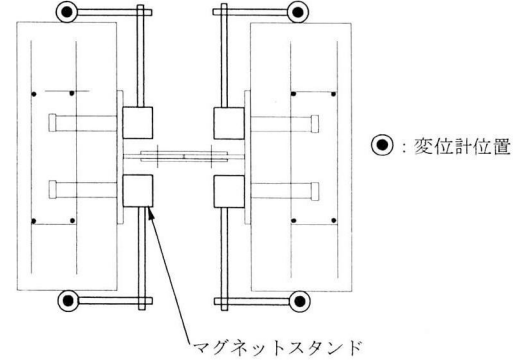


図 27 変位計設置位置

(4) 材料試験

コンクリートは、4.1. (3) と同じものを用いた。ただし、材齢の影響を受けるため、4.1. (3) と同様な材料試験を実施した。表 10 には、硬化コンクリートの力学的特性を示す。また、図 28 には、硬化コンクリートの応力-ひずみ曲線（材齢 74 日）を示す。

表 10 硬化コンクリートの力学的特性（押抜き試験）

材 齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	ポアソン比
7	14.60	—	—	—
28	25.10	—	—	—
74	27.72	2.41	23.65	0.185
102	31.73	3.00	24.88	0.204

注：材齢 74 日は試験初日、102 日は試験終日の前日

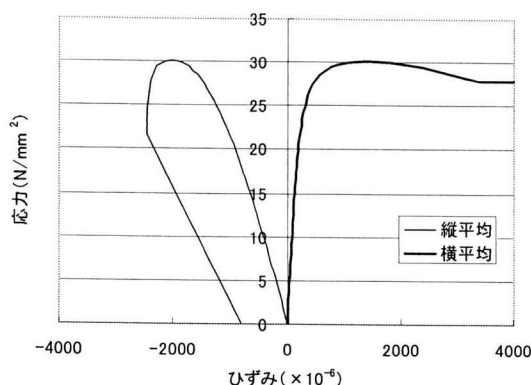


図 28 硬化コンクリートの応力-ひずみ曲線 (材齢 74 日)

(5) 押抜き試験結果とその考察

表 11 には、押抜き試験結果を示す。また、図 29 には、各試験体の作用せん断力と相対ずれ量との関係を示す。

表 11 押抜き試験結果

No.	試験体名	最大せん断力 (kN)			相対ずれ定数 (kN/mm)
		試験体当り	スタッド当り	平均値	
1	CR-S-1A	502.6	125.65 (conc)	136.22	1150.24
2	CR-S-1B	540.7	135.18 (conc)		197.11
3	CR-S-1C	591.3	147.83 (conc)		269.13
4	CR-S-2A	518.5	129.63 (stud)	125.70	419.85
5	CR-S-2B	456.1	114.03 (conc)		126.84
6	CR-S-2C	533.8	133.45 (conc)		717.69
7	CR-S-3A	545.6	136.40 (conc)	130.28	763.37
8	CR-S-3B	537.3	134.33 (conc)		363.50
9	CR-S-3C	480.4	120.10 (stud)		463.92

※注 conc: コンクリート破壊, stud: スタッド破壊
相対ずれ定数は、 Q_a 時の割線により算出

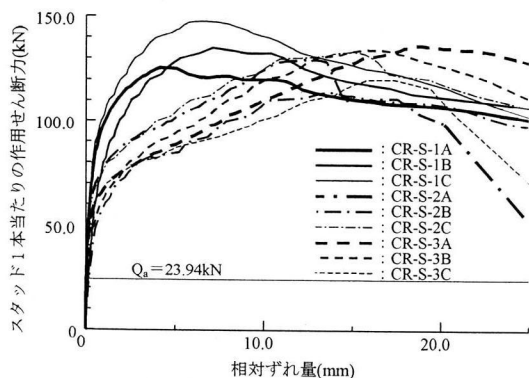


図 29 各試験体の作用せん断力と相対ずれ量との関係

表 11, および図 29 より、以下のことが分かる。

- ① 単調増加荷重の場合、スタッドのせん断耐力は、ゴム板 (10mm 厚以下) の設置によって低下しない。
- ② 漸増繰返し荷重の場合、スタッドのせん断耐力は、ゴム板 (10mm 厚以下) の設置によって約 1 割低下する。
- ③ ゴム板を介在した場合としない場合との破壊性状の有意な差は、見留められない。
- ④ スタッドの許容せん断力 Q_a 以下のせん断力下においては、ゴム板を介在した場合としない場合との相対ずれ定数の有意な差は、見留められない (差は誤差のバラツキ内)。

5. 実橋への適用

本研究で提案した上下部一体構造橋梁の剛結構造を、実橋 (高月橋) に適用したので、以下に紹介する。

高月橋は、図 30 に示すように、松山自動車道の愛媛県周桑郡丹原町に位置しており、図 31(a)~(c)に示すように、2 主桁桁が RC 橋脚の最上部で剛結される形式である。剛結方式は、主桁ウェブ、主桁下フランジ、および横桁ウェブにスタッドを設置することによって、力を桁から橋脚に伝達させる、いわゆる RC 方式である。



図 30 高月橋の建設位置

以下に、高月橋の主な特徴をまとめる。

形 式: 鋼 3 径間連続ラーメン橋

上下部一体 2 主桁桁 (主桁間隔 5.5m)

現場打ち PC 床版

橋 長: 124.8m

支間長: 38.0+47.5+38.0m

工 期: 2000 年 6 月~2002 年 6 月

荷重条件: B 活荷重

架設方法: クローラークレーン・ベント工法

剛結構造、およびスタッド (φ 25×150mm) の配列は、前述の 3. で示した剛結部の FEM 解析によって、検討・決定した。FEM 解析の結果から、主桁下フランジ直下の橋脚コンクリートに過大な応力が発生することが明らかとなり、この部分近傍の欠落ちが懸念された。これに対し、1. に示した横桁の箱化等、過去の事例を適用した場合の効果についても検討を行ったものの、図 9 に示したように、発生応力が許容値の数倍であることに加え、RC 橋脚が既に建設済みであり大幅な設計変更が不可能であったことから、若干の設計変更で支圧応力の低減効果が大きい新しい剛結構造を提案する必要が生じた。

以上の経緯から、2. で提案し、4. で実験的検証を行った剛結構造が採用されるに至った。

図 32 に高月橋剛結部の斜視図を、図 33 に主桁下フランジ直下、および横桁ウェブ内面に設置したゴム板の敷設状況を示す。ここで、ゴム板の設置範囲、同板厚、およびスタッドの配列は、3. で用いた Case2 の解析モデルにおいて、パラメトリックに FEM 解析を実施し、その結果から最適値を抽出し決定した。結果として、スタッドの発生せん断力は、常時で許容せん断

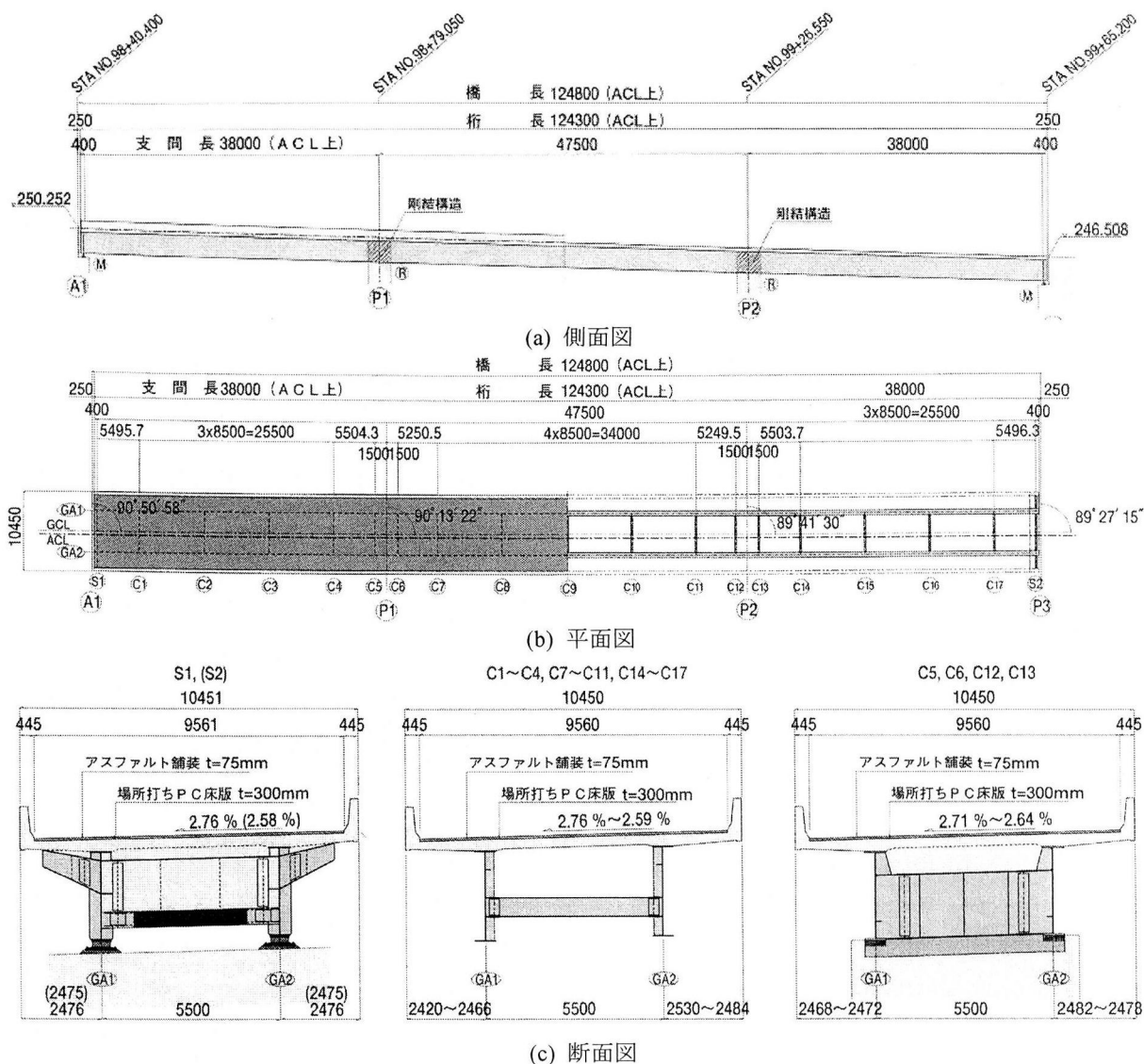


図 31 高月橋の一般図 (寸法単位 : mm)

力内、地震時で降伏せん断力内に収った。そして、ゴム板には、斜張橋等のケーブル用止水ゴムで実績のある CR ゴム (厚さ 5mm, 硬度 30~40) を用いた。なお、ゴム板には、スタッド位置への設置がスムーズに行えるように、切欠きを設けた。

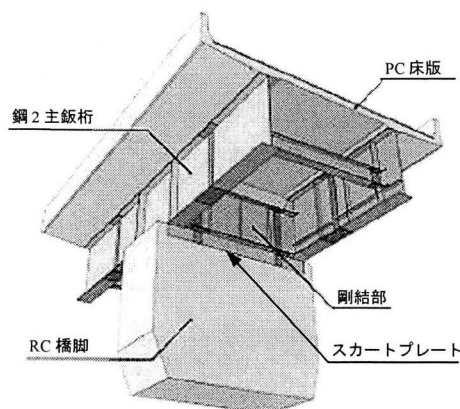


図 32 高月橋剛結部の斜視図

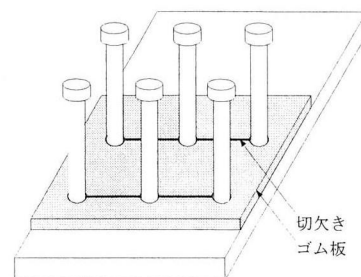


図 33 ゴム板の設置状況

6. まとめ

本研究は、鋼桁と RC 橋脚との上下部一体構造橋梁剛結部に発生する支圧応力に着目して実施したものである。本研究により得られた主な成果をまとめると、以下のとおりである。

- (1) RC 橋脚に作用する支圧応力を、ゴム板により柔かく受け、ゴム板が完全に圧潰する前に支圧力をスタッドのせん断抵抗により受け、限界値を超え

る支圧応力が RC 橋脚面に作用しない上下部一体構造橋梁剛結部を提案した。

- (2) 剛結部の FEM 解析結果より、下フランジ下面に作用する RC 橋脚の支圧応力度が橋脚前面位置において集中することが分かった。そして、これは、支圧応力度が卓越する面にゴム板等の弾性体を敷設し、支圧力を鋼板→スタッド→橋脚と伝達させることで飛躍的に緩和とできることが分かった。しかしながら、その分、横桁ウェブ内面主桁近傍のスタッド、および主桁下フランジ下面ゴム板敷設位置のスタッドに大きなせん断力が作用することが分かった。
- (3) 支圧実験結果より、以下のことが分かった。
 - ① 支圧面への網鉄筋補強は、若干の効果がある。
 - ② 支圧力の分散効果を期待して垂直補剛材を設置する（これのみの場合）と、主桁の面外偏心時、さらに局所的な支圧をコンクリート面に作用させる危険性がある。
 - ③ ゴム板敷設（これのみの場合）の効果は、支圧面への網鉄筋補強程度である。
 - ④ ゴム板+スタッド付きスカートプレートの場合、スカートプレートのスタッドが支圧力の大半を受け持っている。
- (4) 押抜き試験結果より、スタッドの根元に 10mm 厚程度のゴム板を介在した場合としない場合とを比較すると、以下のことが分かった。
 - ① 破壊性状に有意な差はない。
 - ② スタッドのせん断耐力は、最大約 1 割低下する。
 - ③ 許容せん断力以下において、スタッドのずれ性状には、有意な差はない。
- (5) 本研究で提案し、有用性の検証を行った上下部一体構造橋梁剛結部の提案構造が、実橋に適用された。

参考文献

- 1) 佐久間 智, 柴田 清: 鋼・コンクリート複合ラーメン橋—山形自動車道 阿古耶橋—, プレストレストコンクリート, Vol.37, No.2, pp.79-86, 1995 年 5 月。
- 2) 松井繁之, 湯川保之, 和田信良, 石崎 茂, 田中俊彦: 複合ラーメン橋・鋼桁—RC 脚剛結部の構造と力学性状について, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.43A, pp.1936-1974, 1997 年 3 月。
- 3) 鈴木祐二, 水口和之, 吉田雅彦, 中嶋博功, 館 浩司: 複合ラーメン橋剛結部の一構造と模型実験. 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1435-1446, 1998 年 3 月。
- 4) 佐々木保隆, 平井 卓, 明橋克良: 鋼・コンクリート複合ラーメン橋の剛結部に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1447-1457, 1998 年 3 月。
- 5) 日本道路公団: 設計要領第二集. 橋梁設計編, 1998 年 7 月。
- 6) 望月秀次, 湯川保之, 和田信良, 石崎 茂, 田中俊彦: 岡豊橋の設計と施工, 橋梁と基礎, pp. 23-28, 1999 年 3 月。
- 7) 小野誠大, 安藤博文, 宝角正明: 春日川橋の鋼箱桁と RC 橋脚剛結部の設計, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集, I-A318, 1999 年 9 月。
- 8) 望月秀次, 築山有二, 成瀬隆弘, 雨森慶一, 中嶋浩之: 宿茂高架橋の計画・設計, 橋梁と基礎, pp. 25-32, 2000 年 4 月。
- 9) 新形式の鋼・コンクリート複合橋梁調査研究小委員会 (委員長: 栗田章光 (大阪工業大学教授)): 鋼・コンクリート複合橋梁の最近の進歩, 土木学会鋼構造委員会, pp.130-138, 2001 年 11 月。
- 10) 中西克佳, 安藤博文, 靱 一, 家村 剛, 稲村 康: 上下部一体構造橋梁における剛結部コンクリートの支圧に関する実験的研究, 土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集, I-373, 2002 年 9 月。
- 11) 松田哲夫, 長谷俊彦, 紫桃孝一郎, 西海健二, 田浦淳義: 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 回年次学術講演会講演概要集, I-124, 1995 年 9 月。
- 12) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV. 下部工編, 丸善, pp.147-154, 2002 年 3 月。
- 13) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II. 鋼橋編, 丸善, pp.335-336, 2002 年 3 月。
- 14) (社) 日本鋼構造協会: 頭付きスタッドの押抜き試験方法 (案) とスタッドに関する研究の現状, 1996 年 11 月。

(2002年9月13日受付)