

鋼床版とRC床版の剛結構造に関する検討

Full-scaled Model Tests and Structural Study on Rigid Connection
Between Steel Floor Decks and Reinforced Concrete Floor Slabs

佐々木 秀智

Hidetomo SASAKI

川田工業(株)橋梁事業部東京技術部設計二課

岩崎 祐次

Yuji IWASAKI

川田工業(株)橋梁事業部東京技術部設計一課
課長

町田 文孝

Fumitaka MACHIDA

川田工業(株)技術開発本部技術研究室係長

Presently, to widen the floor slab of an existing bridge, or traffic access ramps, either the same structure as the existing floor system is applied or the different structure is attached to the existing one with a structural joint.

However, in order to assure driving comfort and ease of maintenance, integration between the existing structure and new expansion is increasingly demanded.

For the Hitotsubashi ramp work, by Metropolitan Expressway Public Corp., a new steel floor deck needed to be integrated into an existing RC floor deck bridge without the use of longitudinal joints. To deal with the issue, a new structure that rigidly connects steel floor decks with RC floor slabs, was designed, and tested for load strength and fatigue.

For testing a rigidly connected structure, a sample with plate ribs placed normal to a bridge axis was selected for the post cast concrete portion and a fatigue test was conducted to confirm the effect of deflection by a new girder and an existing girder upon rigid connectivity. The results of the test demonstrated that rigid connection between steel floor decks and RC floor slabs has satisfactory strength, with no significant problems on fabrication and erection.

Key words : steel floor deck, reinforced concrete floor slab, rigid connection, widening of floor slab

1. はじめに

一般に、橋梁の拡幅工事における既設構造と新設構造間の接合は、床組形式を既設構造と同じ構造にすることが可能な場合には一体化している。また、既設構造に対して異構造を用いなければならない場合、一体化構造にした際の接合部の耐久性の面から縦目地を設けて分離構造にするのが一般的である。しかしながら、車両の走行性や維持管理の面から考えると、接合部は可能なかぎり一体化構造にすることが望ましい。このようななか、首都高速一ツ橋出路上部、橋脚工事では、新規に橋脚が設置できないこと、街路が交差することによる維持管理の難しさ、および走行性の問題から、既設のRC床版を用いた橋梁に対して新設部に軽量の鋼床版構造を適用するとともに、接合部は縦目地を設けずに一体化構造にする必要が生じた。そこで、これに対応するため、新設の鋼床版と既設のRC床版を剛結して一体化する構造を考案し、接合部の部分模型による耐力試験および疲労試験を行い、考案した構造の妥当性について検証した（剛結接合構造部分模型試験）。^{1),2)}

この試験では、ループ形鉄筋、プレートリブおよびUリブを用いた3タイプの剛結接合構造を提唱し、その中でも、プレートリブもしくはUリブを橋軸直角方向に配置して接合する構造が、耐力、耐久性ともに優れてい

ることが確認された。

しかしながら、剛結接合構造部分模型試験は、各剛結接合構造の構造性能を検証するため床組構造のみを対象として試験を行ったが、実構造では接合部の下に縦桁を有するために、接合部の応力分布や橋軸および橋軸直角方向の変形による作用力状態などが異なり、必ずしも部分模型による試験が実構造の挙動を評価しているとはいえない。そこで、今回、剛結接合部の耐久性や耐力性能に対して実構造の挙動を評価するため、主桁、縦桁および横桁構造まで含めた全体モデルによる静的載荷試験および疲労試験を行い、検討することとした。試験に用いた剛結接合構造は、剛結接合構造部分模型試験で耐力および耐久性を保有する結果が得られた橋軸直角方向にリブ配置をする構造のうち、製作性や施工性を考え、プレートリブを配置する構造を採用した。本報告は、この実構造の挙動を考慮した全体モデルの試験結果について述べるものとする。

2. 試験体の設計

(1) 設計基本方針

試験体の設計は、以下に示す基本方針に則って行った。

- ① 剛結接合部や床組構造のディテールおよび既存主桁や新設主桁の間隔は、実構造と同じとする。
- ② 剛結接合部の構造ディテールは、剛結接合構造部分

模型試験において耐久性を有する結果が得られたプレートリブを橋軸直角方向に配置した構造を用いる。

- ③ 接合部の耐久性を評価するにあたり、既設部と新設部の活荷重によるたわみ差が接合部の損傷に対する主因と考えられることから、解析上、実橋で生じる最大たわみ差を試験体に反映させる。
- ④ 試験体の大きさは、試験を行うスペースの制約から幅6.0 m、長さ10.0 m以下とする。

(2) 全体解析

全体解析は、実橋の接合部に作用する応力および変形が最も不利な状態になる位置を求め、試験体の荷重荷重や断面決定に反映させるために行う。解析では、図1に示す格子モデルを使用した。解析モデルは新設部と既設部が剛結接合されるP6からP9橋脚間の2径間を、また、6主桁のうち結合部側の4主桁を解析対象とした。なお、接合部直下に設置する縦桁も解析モデルに考慮した。また、荷重の載荷は、図2に示すように出路完成時のレーンマーク位置に沿ってT荷重 ($P=10.0$ tf) を橋軸方向に移動載荷した (地覆内側線から0.8 mと2.6 mの位置に各10.0 tf載荷)。

解析の結果、接合部を挟む既存G桁と新設G2桁間の最大たわみ差は、P7からP9橋脚間の横桁No.19の位置に生じていた。その位置での橋軸直角方向の主桁のたわみ分布を図3に示す。これより、全体モデル試験体の設計は、最大たわみ差が生じる横桁No.19の位置に着目して行うこととした。

(3) 試験体の設計

全体解析で求められた既設部～新設部間のたわみ差が試験において反映できるようにするため、試験体には既設部の主桁2本と新設部の主桁2本を対象として用いることとした。また、横桁は試験体の両支点と支間中央荷重載荷点部の3カ所に設けることとした。なお、設計の結果、荷重載荷は、試験体の支間中央とし、橋軸直角方向の載荷間隔は内側から1.75 m、1.40 mの間隔とした。決定された全体モデル試験体および荷重載荷位置を図4

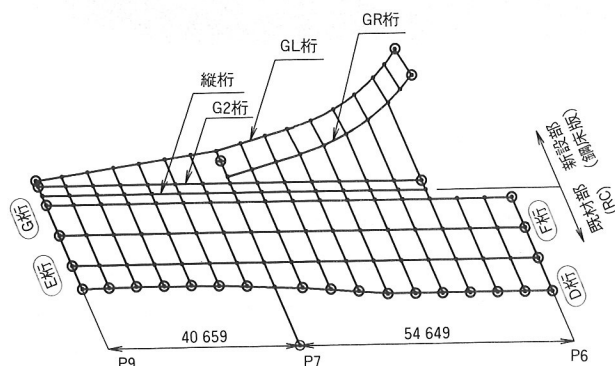


図1 全体解析モデル

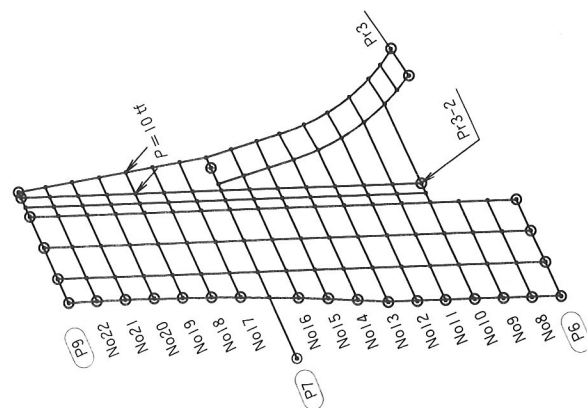


図2 荷重載荷位置

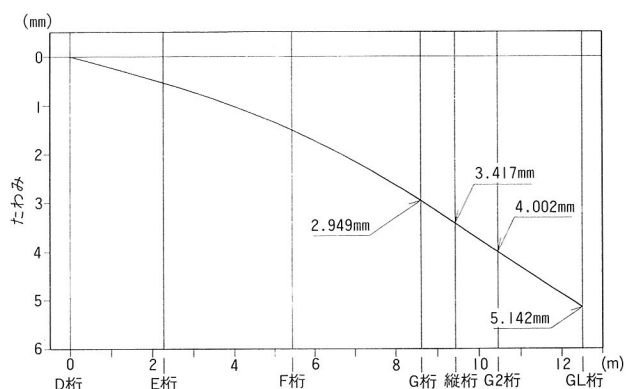


図3 全体解析橋軸直角方向最大たわみ分布

に示す。また、採用したプレートリブを用いた剛結接合部の構造詳細を図5に示す。

3. 静的載荷試験

(1) 静的載荷試験結果

静的載荷試験では、疲労試験前に溶接部の残留応力の再分配やコンクリート部のひびわれの発生が無いように注意しながら、試験体に影響面載荷を行った。そして、この影響面載荷により、剛結接合部およびその近傍に貼付したひずみゲージを用いて、着目部の発生応力の影響面を描いた。この各着目位置の影響面より、着目部の設計荷重 (10.0 tf) の移動による変動応力の推定を行うとともに、それを用いて接合部の溶接構造の疲労損傷に対する評価および終局耐力の推定を行った。また、これらの評価や推定では、RC床版部のひびわれによる断面剛性や中立軸の変化は無視して各着目部の応力を求めることとした。

この影響面載荷により、応力が大きくなっている部位は、図6に示すようにエンドプレート剛結部リブ近傍で

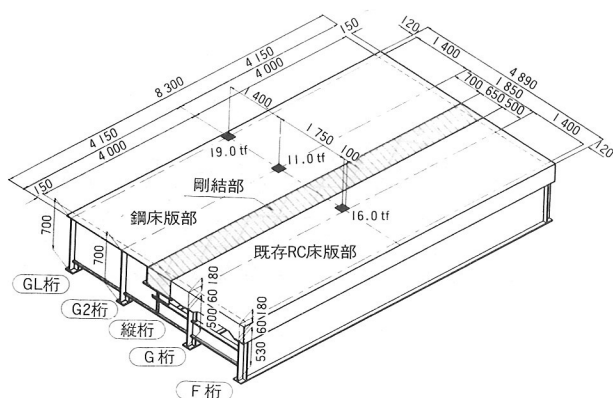


図4 試験体および荷重載荷位置

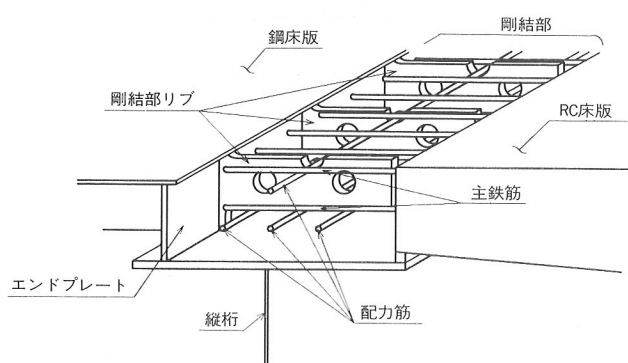


図5 剛結接合部構造詳細図

あり、その発生応力は、 $\sigma_{\min} = -197.1 \text{ kgf/cm}^2$ であった。この応力は日本鋼構造協会「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」³⁾に示されているディテールの疲労強度E等級に比べ小さい応力であり、その一定振幅の打ち切り限界を下回っていた。また、コンクリートのひびわれによる断面剛性および中立軸の変化を考慮したとしても、この部位では、疲労強度E等級以上の応力の発生は考えられないことから、本構造は設計荷重に対して耐久性を有する構造と考えられた。

(2) 終局耐力の推定

静的載荷試験の結果を用いて、簡単な剛結接合部近傍の終局耐力の推定を行った。推定では、本来、材料の塑性化やひびわれの発生による剛性の変化等を考えなければならないが、(1)で述べたようにコンクリートのひびわれによる断面剛性および中立軸の変化は考慮しないものとするとともに、各材料の塑性化を無視して実施した。

この結果、接合部およびその近傍の終局耐力は、床版の押し抜きせん断で決まり、その推定された終局耐力は、設計荷重の7倍程度となった。本推定におけるさまざまな仮定条件を考慮しても接合部およびその近傍は、十分な終局耐力を有するものと考えられた。

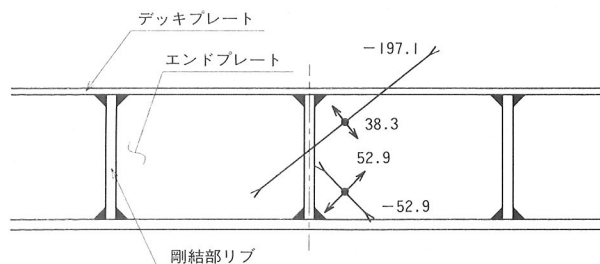


図6 設計荷重時最大主応力

4. 疲労試験

(1) 疲労試験方法

疲労試験は、電気油圧式サーボ型疲労試験機を3台用いて行った。疲労試験における各載荷位置での荷重値は、静的載荷試験によって得られた各主桁のたわみおよびその荷重値を用いて、実橋で生じる最大たわみ差を試験体に生じさせるように定めた。この結果、載荷荷重は、図4に示すように、鋼床版側よりGL桁上19.0 tf、G2桁上11.0 tf、G桁上16.0 tfとなった。試験荷重は一定振幅の正弦波で載荷し、載荷周波数は1.0 Hzで行った。また、試験開始後、コンクリート部のひびわれの発生や溶接部の疲労亀裂の発生を調べるため所定の繰返し回数ごとに試験機を一旦停止し、静的載荷試験および、ひびわれおよび亀裂の調査を行った。疲労試験の状況を写真1に示す。

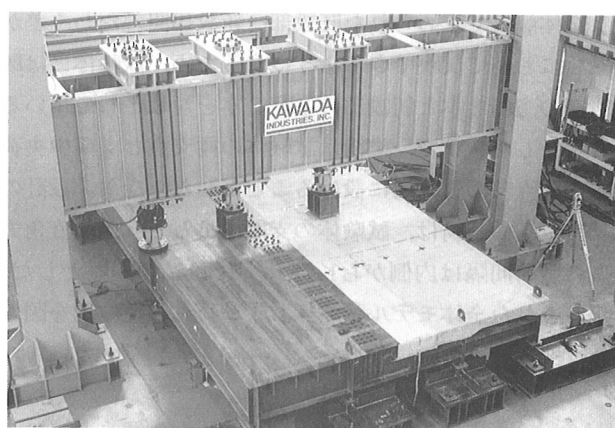


写真1 疲労試験状況

(2) 疲労試験結果

a) 鉄筋の応力

図7に剛結接合部に配置された配力筋の中間横桁上での発生応力と繰返し回数の関係を示す。疲労試験において、剛結接合部のコンクリート上面および接合部近傍の既存RC床版下面にひびわれが入ったため(ひびわれ確認回数、上面14万回、下面17.7万回)、断面剛性および中立軸の位置が変化し、それに伴い接合部内の鉄筋の応力が

変動している。しかしながら、疲労試験終了時であっても、その応力の変動量は大きなものではなかった。

b) コンクリートの応力

既設部RC床版主桁上（G桁、F桁）および剛結接合部縦桁上のコンクリート上面で計測された橋軸方向応力と繰返し回数の関係を図8に示す。疲労試験によるコンクリート上面の応力変化は、200万回の繰返し载荷後も大きな変化は見られなかった。また、他の箇所でも測定されたコンクリート応力についても同様に大きな変化は生じていなかった。

c) 剛結部の応力

剛結接合部コンクリート内のプレートリブについて、エンドプレートとの溶接部近傍で測定された応力の変化を図9に示す。なお、図中の応力の測定位置はプレートリブのコンクリート上面側である。プレートリブの応力は繰返し回数80万回以降、大きく変動している。これは、図10に示すように、剛結接合部のプレートリブ直上のコンクリート上面にひびわれが入ったことが原因と考えられる。この際、同じプレートリブの下側の応力の変化は、これよりも小さかった。

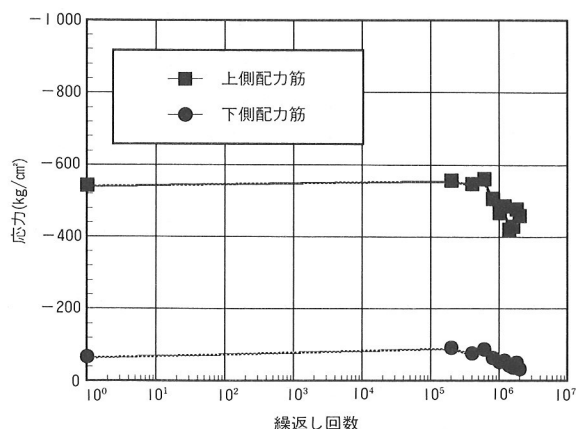


図7 剛結接合部配力筋の中間横桁上の応力変化

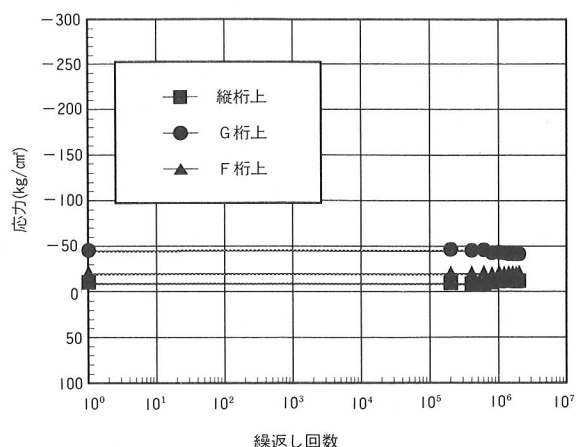


図8 コンクリート上面の応力変化

また、剛結部に関して、その他の部位では特に大きな応力の変動は見られなかった。

d) 剛結部近傍の応力

繰返し回数200万回時の中間横桁上接合部近傍の鋼部材の主応力図を図11に示す。横桁の垂直補剛材上端部で $\sigma_{\min} = -142 \text{ kgf/cm}^2$ の応力が発生しているが、初期応力と大きな変化はなかった。

e) 変位

中間横桁部のG2桁、縦桁、G桁の各鉛直方向変位の変化を図12に示す。他の部位と同様に、鉛直変位についても大きな変化は見られなかった。

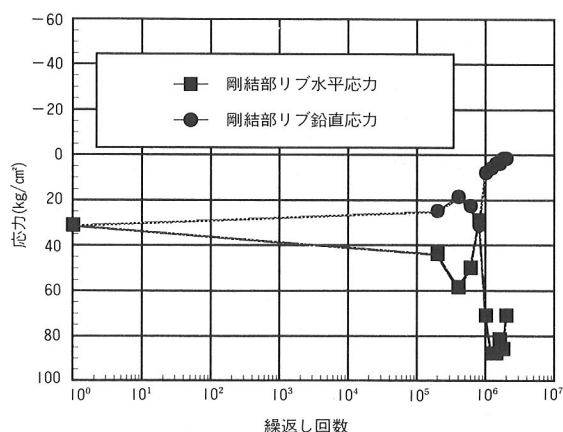


図9 剛結接合部プレートリブの応力変化

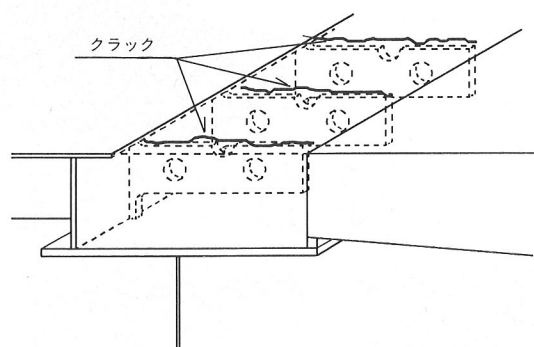


図10 剛結部コンクリート部ひびわれ

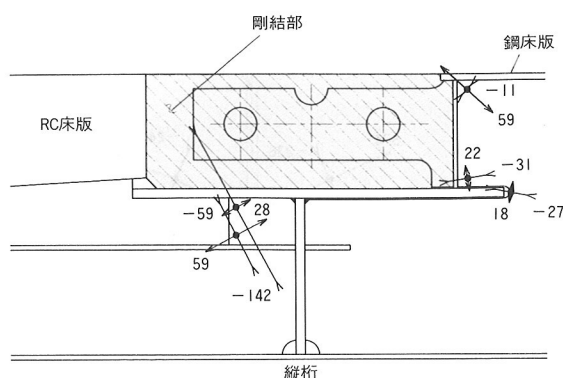


図11 疲労試験終了時剛結部の応力分布

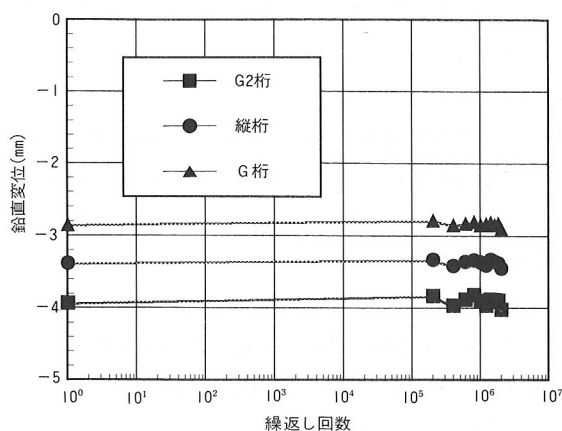


図12 中間横桁位置での各桁の鉛直変位の変化

f) 横桁取付ガセット部

G2桁ウェブの横桁取付ガセット部において溶接のために設けられてたスカラップから写真2に示すような疲労亀裂が繰返し回数80万回で発生した。亀裂の進展を観察しながら疲労試験を続行し、疲労亀裂は試験終了時に長さ3 cm程度になっていた。

次に、この部分の亀裂発生直後(80万回)の主応力測定結果を図13に示す。また、試験体と実橋の横桁取付位置での主桁の曲げ変形による応力の比較結果を表1に示す。試験体の設計では、接合部の挙動に着目したため、

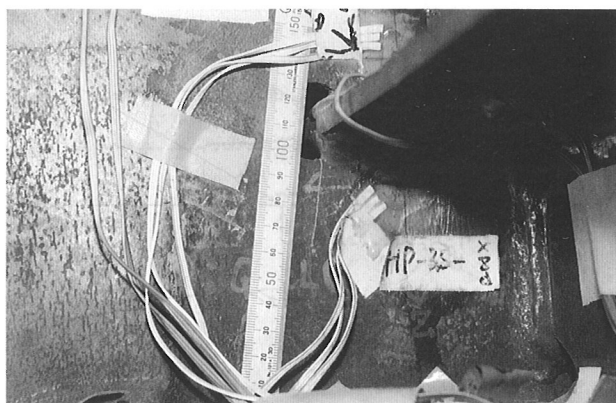


写真2 横桁部疲労亀裂

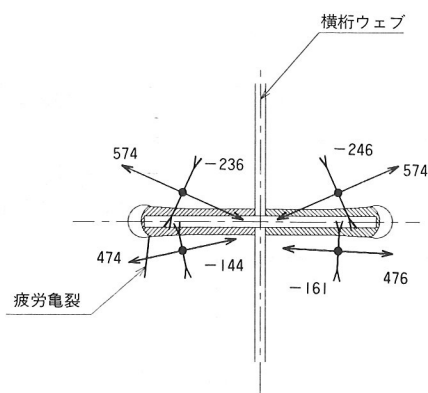


図13 横桁取付部主応力(80万回時)

表1 横桁下フランジ取付位置応力

P9~P7間横桁最大応力 (横桁No.19)	主桁ウェブ応力 (横桁下フランジ交差部)	備考
全体解析値(T-25(i))	95kgf/cm ²	応力振幅($M_{max} \sim M_{min}$)
全体解析値(T-60(i))	285kgf/cm ²	T-25×3倍
試験体解析値	682kgf/cm ²	
試験体測定値	561kgf/cm ²	

横桁取付位置での桁の曲げ変形による応力が実橋に比べ大きなものとなっている。この際、横桁からの力が同時に作用し、2軸の力が作用したとも考えられたが、横桁取付ガセット近傍の横桁下フランジの応力を測定した結果、 -20 kgf/cm^2 と小さかった。これより、この疲労亀裂の発生原因は主桁の曲げ応力が主因と考えられた。

また、実橋では、表1に示すように、JSSC疲労設計指針に示されたT-60荷重を載荷しても、その応力は小さいことから、疲労亀裂の発生はほとんど無いものと考えられた。

5. コンクリートのひびわれ対策

(1) 剛結接合部コンクリート上面のひびわれ

試験開始14万回頃より接合部のコンクリート上面において、図10に示すようなプレートリブ直上のひびわれが確認されたが、図8に示すように疲労試験の間、コンクリートに関して大きな変化は見られなかった。

このひびわれの発生原因として考えられる要因を下記に示す。

- ① コンクリートのかぶりが少ない(既存床版厚18 cm, 上側かぶり3 cm)。
- ② 剛結部コンクリートのクリープ、乾燥収縮の影響。

また、これを防ぐための対応処置として

- ① メッシュ筋を挿入し、ひびわれの発生を防止する。
 - ② 鋼繊維補強コンクリート(スチールファイバー入)を用いてコンクリートの引張強度を向上させる。
- などの方法が考えられる。

しかしながら、既存RC床版の主鉄筋のかぶりは、竣工図などから3 cmとなっており、ひびわれの対応処置方法①の溶接金網を設置する方法を採用した場合、金網は上側主鉄筋(D-16)の上に設置され、そのかぶりは1.8 cmしか確保できず、逆にひびわれの発生を招く可能性がある。このため、ひびわれの発生を抑制するためには②の鋼繊維補強コンクリートを用いることが最適と考えられる。

(2) コンクリート下面のひびわれ

疲労試験終了時の荷重載荷点直下の既存RC床版下面に生じたひびわれの状況を写真3に示す。

このひびわれの発生原因は、次のように推定された。

- ① 荷重載荷位置直下（G桁載荷）であった。
- ② 試験結果より床版下面には、橋軸方向に18 kgf/cm²程度の引張応力が発生していた。しかしながら、試験体のRC床版の設計時には、床版下面のコンクリートを計算上考慮していなかった。

これらの原因推定より、今回のひびわれが、床版構造に悪影響を及ぼすものとは考えにくい。よって、このひびわれに対する補強および補修は特に行わないものとした。

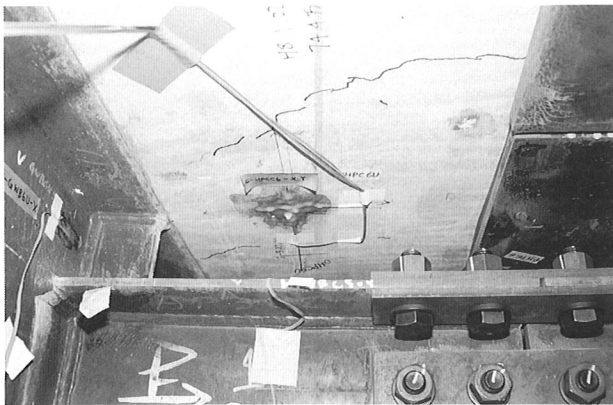


写真3 既存床版下面コンクリートのクラック

6. 結論

前回実施した剛結接合構造部分模型試験よりプレートリブを橋軸直角方向に配置した構造（タイプ-2）を異なった床組構造の剛結接合構造として採用し、この構造に対して実構造のたわみ差から生じる断面力を評価することが可能な全体模型を製作し、剛結部構造の耐久性の検討を行った。その結果、以下のことが確認された。

- ① 採用した剛結接合構造は設計荷重に対して十分な耐力を有しているものと推定できる。
- ② 疲労試験の結果、採用した剛結接合構造にはコンクリート上面のひびわれが発生した以外、何ら問題は生じなかった。これより、コンクリート上面のひびわれに対して何らかの対処を施すことにより、本構造は十分な耐久性を有するものと考えられる。
- ③ G2桁のウェブに取り付けた横桁取付ガセットの溶接部に疲労亀裂の発生が見られたが、この部位に関して実橋で生じる応力をJSSCのT-60荷重を用いて照査したところ、本試験で生じたような大きな応力は発生しないことから、問題のないものと考えられた。
- ④ 剛結接合部のコンクリート上面にプレートリブに沿って発生したひびわれは、かぶり厚の薄さ、および乾燥収縮の影響と考えられるが、これは鋼繊維補強コンクリートを使用することにより、コンクリートの引張

強度を向上させ、ひびわれの発生を抑制することが可能と考えられる。

今後、このような異種構造を剛結接合する際に、本報告が、一資料になれば幸いである。

最後に、本検討を行うにあたり多大なるご指導を賜った首都高速道路公団東京第2保全部設計課および西部改築事務所の方々に、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 富永博夫・荻原充信・大塚秀樹・佐々木秀智・伊藤博章・町田文孝：鋼床版とRC床版の剛結接合構造に関する実験，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，I-A405，1995. 9.
- 2) 船本浩二・富永博夫・大塚秀樹・佐々木秀智・町田文孝：鋼床版とRC床版の剛結接合構造に関する実験，第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，1995. 11.
- 3) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，1993.
- 4) 船本浩二・富永博夫・大塚秀樹・佐々木秀智・町田文孝：鋼床版とRC床版の剛結接合構造に関する実験（その2）I-A365，1996. 9.