

鋼 I 桁橋の主桁-横桁取合い部の補強方法に関する解析的検討

An Analytical Study on Strengthening at The Web Penetration in Plate Girder Bridges

鈴木博之*, 中村一平**, 西岡敬治***, 岩崎雅紀****, 石井博典*****

Hiroyuki SUZUKI, Ippei NAKAMURA, Takaharu NISHIOKA, Masanori IWASAKI and Hironori ISHII

*工博 福井工業大学講師 工学部建設工学科(〒910 福井市学園3-6-1)

** 阪神高速道路公団課長 大阪第一建設部(〒542 大阪市中央区西心斎橋1-2-4)

*** 阪神高速道路公団係長 保全施設部(〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

**** (株)横河ブリッジ課長 技術本部研究所(〒261 千葉市美浜区新港88番)

***** (株)横河ブリッジ 技術本部研究所(〒261 千葉市美浜区新港88番)

It is said that fatigue failure may occur in web penetration of plate girder bridges. In this paper, It is assumed that bridges will be strengthened by attaching additional members to a web plate of a main girder and/or a lower flange plate of a cross beam to protect against fatigue failure on the web penetration. Four strengthening methods are considered and stress analyses are performed in order to obtain stresses on a web penetration when a T-20 load was applied to composite girder bridges with 5 main girders. Then, the effect of the strengthening method is compared. A size of scallop on web penetration is also discussed.

Key Words: Fatigue, Strengthening, Plate Girder Bridge, Web Penetration.

1. まえがき

プレートガーダー橋の主桁と荷重分配横桁(以下、横桁という)の取合い部のディテールの一つに横桁フランジが主桁ウェブを貫通している構造がある。この構造の主桁ウェブ側溶接止端部に疲労亀裂の発生の可能性が指摘されている¹⁾。アメリカでは、このような構造をウェブ貫通と呼んでおり、この構造に既に疲労亀裂が発生したことが報告されている²⁾。

著者らは、既報において、道路橋合成 I 桁橋を対象に T 荷重 1 台が作用したときのウェブ貫通部の主桁腹板応力と横桁下フランジ応力を有限要素解析により求め、ウェブ貫通部の主桁腹板ならびに横桁下フランジに生じている応力を簡便に推定する方法を示した³⁾。また、この部位の疲労損傷に対処する方法として、主桁下フランジに逆 T 形の部材を新たに取り付ける方法を提案した。しかしながら、この方法は、主桁下フランジに溶接しなければならないこと、補強部材が大型になること、橋梁の桁下空間に制約がある場合が多いことなどの理由から、有効な方法ではあるが、実用化は難しいと考えられた。

本研究では、道路橋合成 I 桁橋のウェブ貫通部に想定される疲労損傷に対して、より簡易な 4 種類の補強方法について検討する。ウェブ貫通部は主桁作用による応力

と横桁の荷重分配作用による応力の 2 軸応力状態になっていると推察されるので、最初に、横桁応力と主桁応力との比をパラメータにとり、ウェブ貫通部の応力状態を把握し、つぎに、補強の効果について調査する。さらに、補強の効果は主桁および横桁の剛度にも依存すると考えられるので、主桁と横桁の剛度比が補強の効果に及ぼす影響について検討する。

2. 解析方法

解析は梁要素を用いた格子解析とシェル要素を用いた立体解析の 2 段階に分けて実施した。解析対象橋梁は阪神高速道路公団の標準図に示されている 5 本主桁の合成 I 桁橋である⁴⁾。橋軸直角方向断面ならびに一例として支間 25 m の場合の桁配置を影響線とともに図-1, 2 に示す。図-2 における GA, GB, GC は主桁を表し、1, 7 は端対傾構、2, 3, 5, 6 は中間対傾構、4 は横桁(充腹構造)を表している。走行車線載荷の場合の荷重載荷位置を図-3 に示す。解析には COSMOS/M を使用した⁵⁾。

2. 1 格子解析

格子解析の解析ケースを表-1 に示す。対象橋梁の支

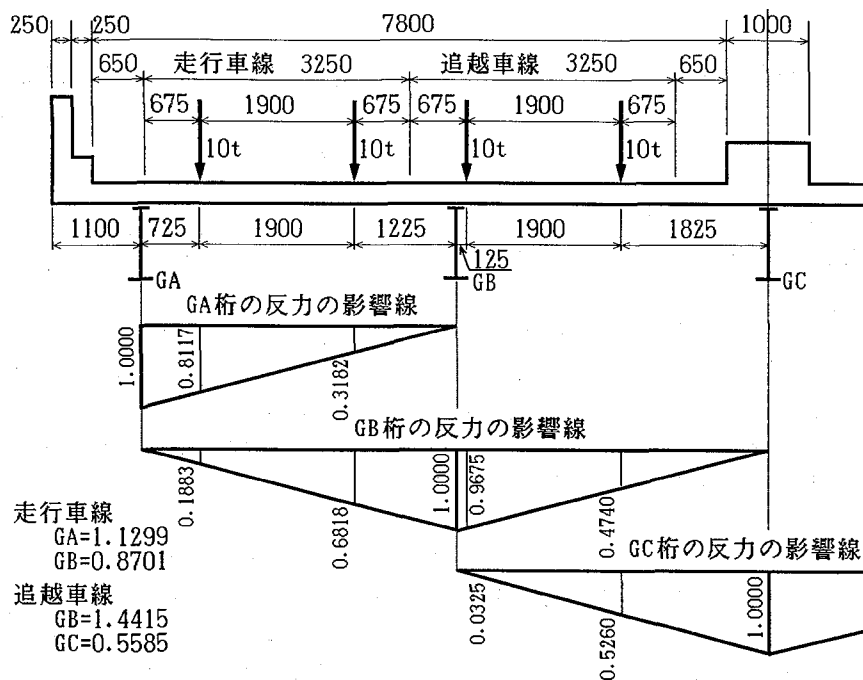


図-1 橋軸直角方向断面

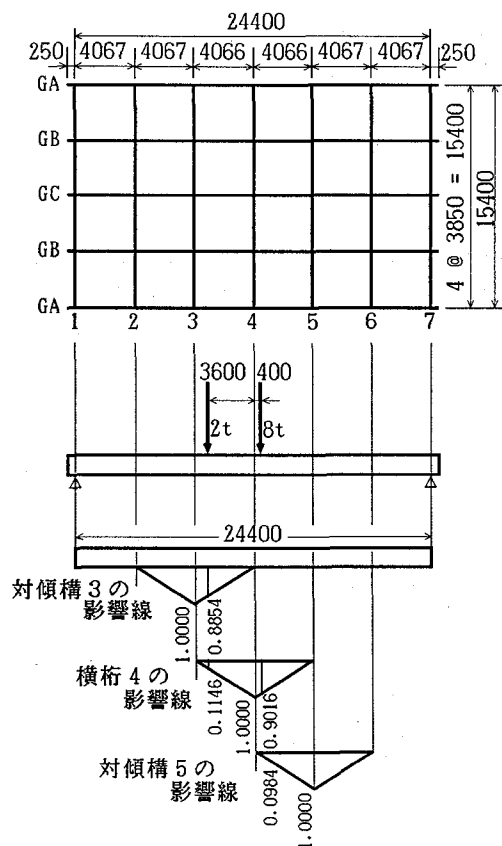


図-2 桁配置 (支間25m)

間は25m, 30m, 35mである。表中の桁剛度比とは、横桁の断面2次モーメントを主桁間隔で除したものの $(I/L)_{CB}$ と主桁の断面2次モーメントを支間長で除したものの $(I/L)_{MG}$ の比のことである。なお、表-1にお

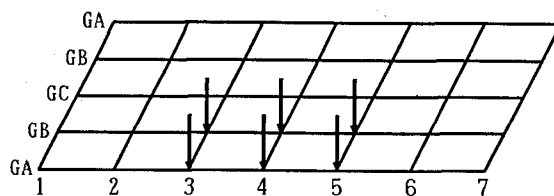


図-3 荷重載荷位置 (走行車線載荷)

表-1 解析ケース(格子解析)

支間 (m)	桁剛度比 $\frac{(I/L)_{CB}}{(I/L)_{MG}}$	腹板高 (m)	主桁 本数	主桁 間隔 (m)	載荷 車線
25	0.628	1.4	5	3.85	走行 追越
30	0.916	1.7	5	3.85	走行 追越
35	1.108	1.9	5	3.85	走行 追越

いては、支間が短いほど桁剛度比が小さくなっている。これは、今回の解析対象橋梁の主桁、横桁の断面2次モーメントの比に大きな違いがなかったこと、および主桁間隔が支間によらず3.85mと一定であったためである。解析に用いる荷重は既往の実測データとの比較のためT-20とした。また、解析においては衝撃は考慮していない。

格子解析における荷重および各部材の断面定数の求め方については文献3)と同様である。

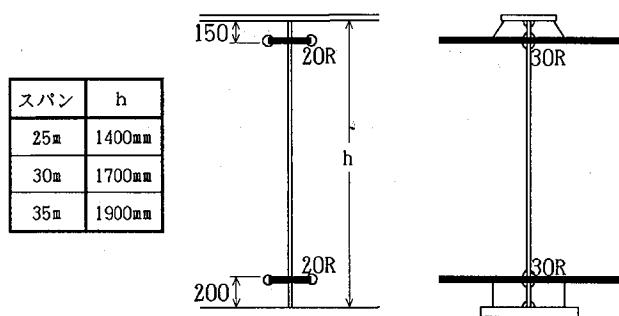


図-4 解析対象部の構造

表-2 主桁、横桁断面

支間 (m)	桁	U. Flg 幅×厚 (mm)(mm)	Web 幅×厚 (mm)(mm)	L. Flg 幅×厚 (mm)(mm)
25	主桁	250×20	1,400×9	430×32
	横桁	280×16	1,050×9	280×16
30	主桁	300×22	1,700×9	500×32
	横桁	290×19	1,350×9	290×19
35	主桁	350×28	1,900×9	610×32
	横桁	300×20	1,550×10	300×20

2. 2 立体解析

解析対象部はGB桁と横桁の取合い部である(図-2参照)。解析対象部の構造を図-4に、部材寸法を表-2に示す。本報の解析対象橋梁のウェブ貫通部の主桁には20Rのスカラップが設けられている。支間25mの場合における補強前の解析モデルを図-5に示す。図に示すようにウェブ貫通部の主桁に設けられたスカラップは四角形で近似した。スカラップに隣接する有限要素が解析モデルにおける最小サイズの要素であり、15mm×30mmの四角形要素である。このモデルは文献3)で用いたものと同じであり、このモデルで求めた解析値と実測値は良い対応を示していた。

立体解析においては、格子解析結果を用いて計算される上下フランジ縁応力と等しい応力がフランジ縁に生じるように主桁端面および横桁端面の変位量を決定し、これをそれぞれの端面に作用させた。すなわち、図-5においてX、Y、Z軸方向変位を U_x 、 U_y 、 U_z とし、X、Y、Z軸回りの回転を R_x 、 R_y 、 R_z とすると、主桁端面にはX軸方向強制変位 U_{x1} を与え、横桁端面にはZ軸方向強制変位 U_{z1} を与えた。また、主桁端面のウェブでは $U_z=R_x=R_y=0$ とし、フランジでは $R_x=R_y=0$ とした。同様に、横桁端面のウェブでは $U_x=R_y=R_z=0$ とし、フランジでは $R_y=R_z=0$ とした。

なお、主桁上フランジはRC床版で拘束されているが、上述のように、主桁を合成桁として取り扱った格子解析の結果に基づいて立体解析を行ったので、立体解析においては、主桁上フランジはその両端面を除いて変形を拘

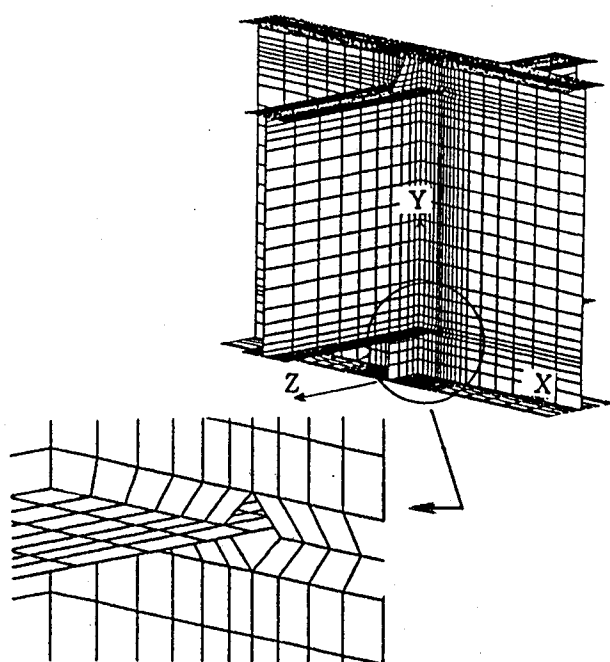


図-5 解析モデル

束しなかった。

ウェブ貫通部に想定される疲労損傷に対する補強方法としては、図-6に示す4種類の方法を考えた。図-6における補強材の寸法を表-3に示す。解析において、添接補強材は補強対象範囲の既存の要素の板厚を増加させることによって対処した。

後述の格子解析の結果によれば、走行車線載荷の場合における横桁下フランジの応力 σ_{CB} と主桁下フランジの応力 σ_{MG} との比はほぼ0であり、追越車線載荷の場合のそれはおよそ1であったので、立体解析の第一段階として、 σ_{CB}/σ_{MG} をパラメータにとり、支間25mの橋梁について、表-4に示す解析を実施した。つぎに、表-5に示すように、支間25m、30m、35mの橋梁について、 $\sigma_{CB}/\sigma_{MG}=1$ の場合における補強方法の効果を検討した。

3. 解析結果および考察

3. 1 格子解析

25mの橋梁の格子解析結果から求めた主桁応力と横桁応力を図-7に示す。GB桁のウェブ貫通部の主桁腹板には、走行車線載荷の場合、116kgf/cm²の部材軸方向(橋軸方向)応力が生じており、追越車線載荷の場合には124kgf/cm²の応力が発生している。一方、ウェブ貫通部の横桁下フランジの部材軸方向(橋軸直角方向)応力は、走行車線載荷の場合には1.8kgf/cm²程度の応力しか生じていないのに対して、追越車線載荷の場合には143kgf/cm²の応力が発生している。したがって、走行車線を自動車が行き交う場合のGB桁のウェブ貫通部は1軸応力状態とみなすことができ、追越

表－3 補強材寸法(mm)

補強方法		支 間		
		2 5 m	3 0 m	3 5 m
I	b ₁	135.5	140.5	145
	b ₂	140	140	140
	b ₃	135.5	140.5	145
	h _u	134	134	134
	h _f	16	19	20
	h _l	134	134	134
	t ₁	9	9	9
	t ₂	9	9	9
II	b	300	310	310
	h ₁	287	287	287
	h ₂	134	134	134
	t	9	9	9
III	b ₁	320	370	360
	b ₂	180	225	210
	b ₃	135.5	140.5	145
	h _u	134	134	134
	h _f	16	19	20
	h _l	134	134	134
	t ₁	9	9	9
	t ₂	9	9	9
IV	b ₁	185	230	215
	b ₂	180	225	210
	t	16	19	20

表－4 解析ケース(立体解析①…支間2.5mの橋梁)

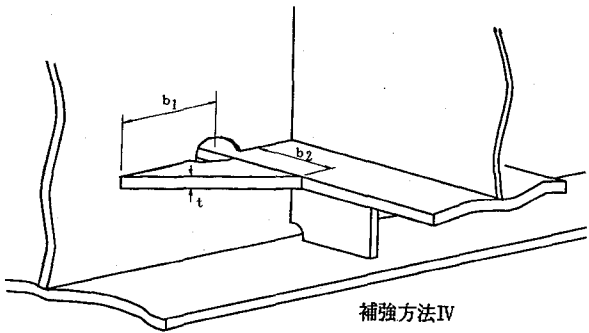
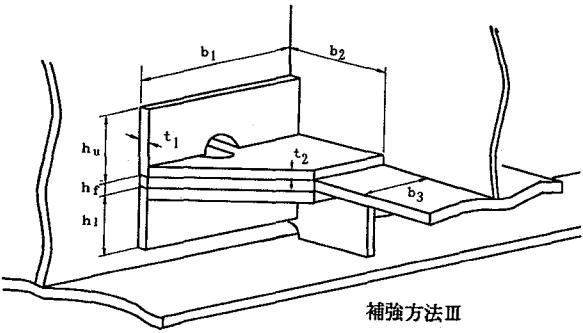
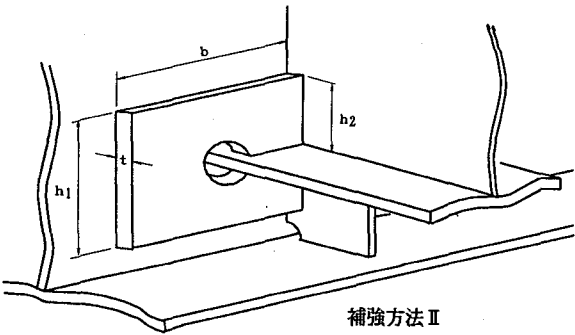
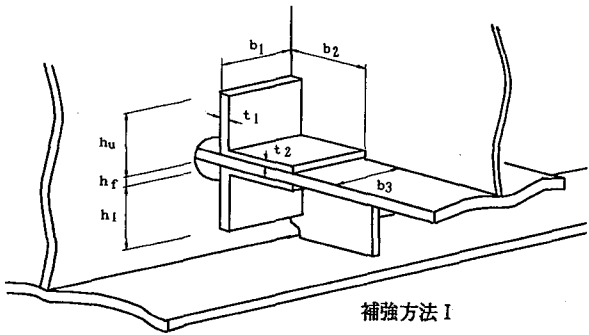
	σ_{CB}/σ_{MG}					
	0.0	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5
補 強 前	○	○	○	○	○	○
補強方法Ⅰ	○	／	／	○	／	○
補強方法Ⅱ	○	／	／	○	／	○
補強方法Ⅲ	○	／	／	○	／	○
補強方法Ⅳ	○	／	／	○	／	○

○：解析実施

表－5 解析ケース(立体解析②… $\sigma_{CB}/\sigma_{MG}=1.0$)

	支間		
	2 5 m	3 0 m	3 5 m
補 強 前	○	○	○
補強方法Ⅰ	○	○	○
補強方法Ⅱ	○	○	○
補強方法Ⅲ	○	○	○
補強方法Ⅳ	○	○	○

○：解析実施



図－6 補強方法

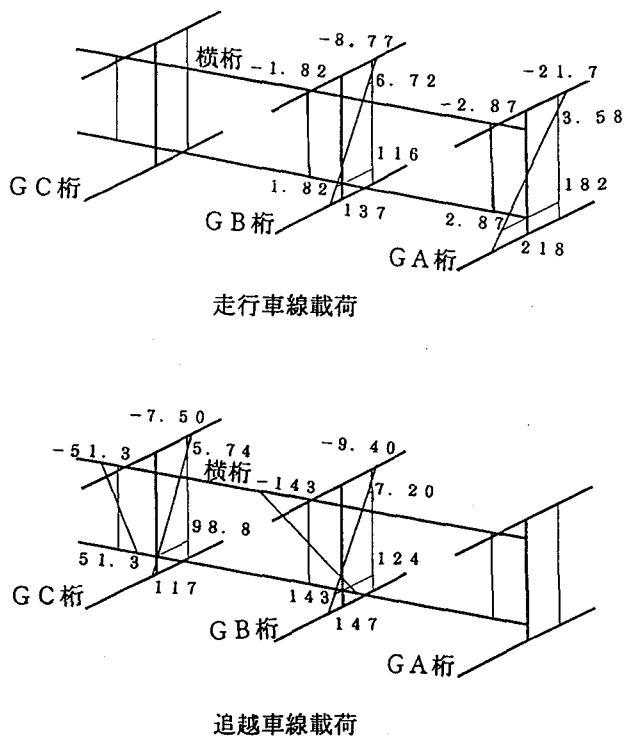


図-7 格子解析結果（支間25mの場合）

車線を通行する場合のウェブ貫通部は主桁腹板応力と横桁下フランジより伝わる応力の2軸応力状態になっているといえる。

図-8は、格子解析の結果得られた横桁下フランジ応力とGB桁下フランジ応力との比 σ_{CB}/σ_{MG} を、横桁剛度 $(I/L)_{CB}$ と主桁剛度 $(I/L)_{MG}$ との比に対してプロットしたものである。この図より、図-7で得られた「GB桁のウェブ貫通部は、走行車線載荷の場合、1軸応力状態であり、追越車線載荷の場合には、2軸応力状態にある」という結果は、本研究の範囲においては、桁剛度比に依存しないことがわかる。また、追越車線載荷の場合、ウェブ貫通部の横桁には、この断面の主桁下フランジに発生している応力にほぼ等しい応力が生じており、これも桁剛度比によらず成り立つことがわかる。

3. 2 立体解析

(1) σ_{CB}/σ_{MG} の影響

格子解析の結果、GB桁の横桁下フランジ応力と主桁下フランジ応力との比 σ_{CB}/σ_{MG} は、図-8に示したように、横桁剛度と主桁剛度との比によらず、概ね0か1であったが、立体解析の第一段階として、支間25mの補強前の橋梁を例にとり、ウェブ貫通部の応力状態が横桁下フランジ応力にどの程度依存するのか、検討した。

解析にあたって、図-5の解析モデルの主桁端面には追越車線載荷した場合の格子解析から得られたフランジ応力に等しい応力が生じるように強制変位を与え、横桁端面には主桁フランジ応力の0倍から1.5倍の応力が

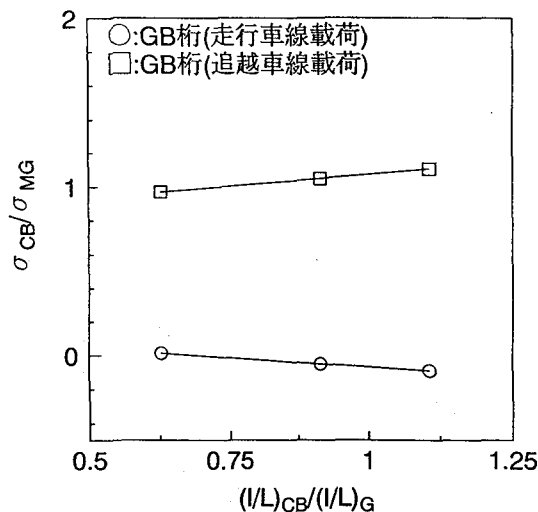


図-8 桁剛度比と σ_{CB}/σ_{MG} の関係

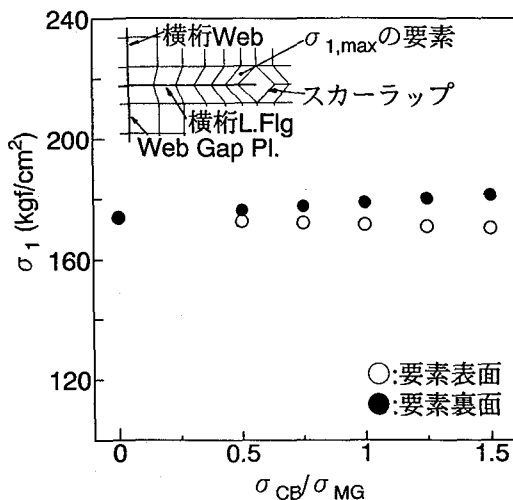


図-9 主応力の最大値と σ_{CB}/σ_{MG} の関係

フランジに生じるように強制変位を与えた。

ウェブ貫通部の主桁腹板のスカールアップ近傍において主応力が最大であった要素の表裏の主応力と σ_{CB}/σ_{MG} の関係を図-9に示す。この図においては、横桁下フランジ応力の増加に伴い、板曲げ応力が若干増加する傾向を示しており、横桁下フランジ応力と主桁下フランジ応力との比 $\sigma_{CB}/\sigma_{MG}=1.5$ のとき、およそ5%となっている。

(2) 補強の効果

ウェブ貫通部に図-6に示す4種類の補強を実施した場合を想定し、横桁下フランジ応力と主桁下フランジ応力との比が $\sigma_{CB}/\sigma_{MG}=0, 1, 1.5$ の場合について立体解析を行い、補強の効果について検討した。

解析結果を図-10～12に示す。これらの図はスカールアップ近傍で補強前に主応力が最大であった要素に着目して、補強後のその要素の主応力をプロットしたものである。これらの図は、 σ_{CB}/σ_{MG} によらず、いずれの方法も補強の効果があることを示しており、補強方法

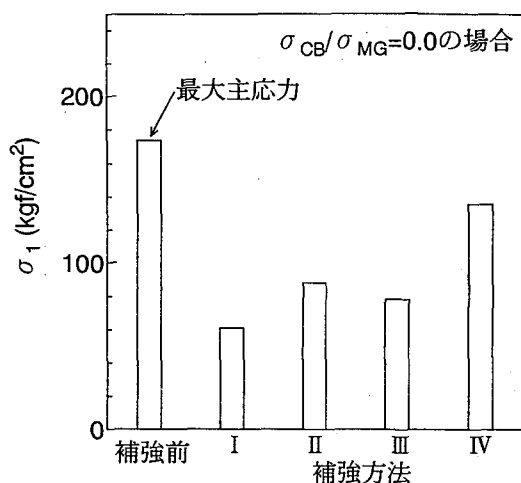


図-10 補強の効果

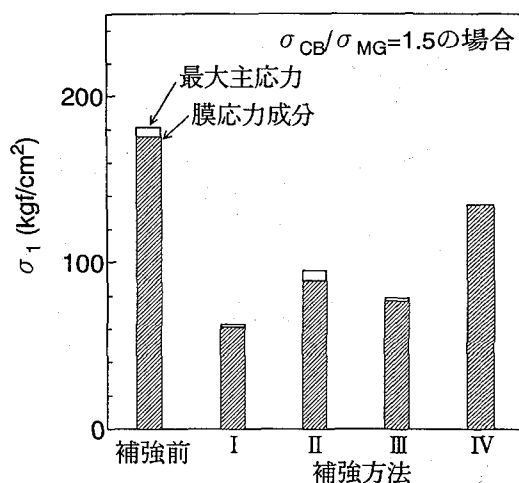


図-12 補強の効果

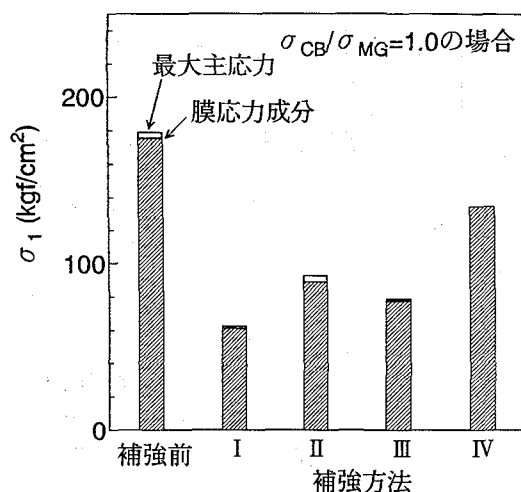


図-11 補強の効果

I～IIIにおけるウェブ貫通部の主桁腹板の主応力は、補強前に比べて半減している。補強方法Ⅲが補強方法Ⅰより応力が高くなっているのは、次のように考えることができる。補強方法Ⅰでは、補強板と主桁ウェブの境界における断面変化のため、この部分に応力集中が生じ、スカーラップ周辺の応力が主桁ウェブ方向に分散され、応力が減少したと思われる。一方、補強方法Ⅲでは横桁下フランジを拡幅したため、補強範囲の中で拡幅部の剛性が最も大きくなり、補強板内の応力は拡幅部近傍が最大となるはずである。この応力集中とスカーラップの応力集中の相乗効果のため、補強方法Ⅲは補強方法Ⅰより応力が高くなったものと考えられる。

図-10～12において、補強方法Ⅳは、主応力が補強前の70%程度までしか低減されていない。これは、補強方法Ⅳでは主桁を補強していないためである。

今回の解析対象橋梁のウェブ貫通部にはスカーラップが設けられているので、スカーラップがない場合に比べて変形しやすく、要素の主応力の最大値が、図-10～

12に示すように、補強前でも約180 kgf/cm²と比較的小さかったものと考えられる。補強方法ⅢおよびⅣにおいて、横桁下フランジに新たに取り付けられた補強部材の端部にはスカーラップがなく、そこに生じていた主応力の最大値は230 kgf/cm²にも達していた。補強前と補強方法Ⅲ、Ⅳではディテールが違うので、単純に比較することはできないが、スカーラップはこの部位の応力を改善する効果があるように思われる。しかしながら、その効果の程度はスカーラップサイズに依存するものと考えられる。

そこで、スカーラップがない場合 ($R=0$ mm)、およびスカーラップ径が $R=10, 20, 30, 40, 50$ mm の場合について解析し、スカーラップ径がウェブ貫通部の応力に及ぼす影響について調査した。 $R=0$ mm の場合の解析モデルを図-13に示す。この解析モデルは別途実施している実験供試体を対象としたものであり、横桁下フランジ応力と主桁下フランジ応力との比は $\sigma_{CB}/\sigma_{MG}=0.22$ とした。

解析結果を図-14に示す。図の縦軸は、 $R=0 \sim 50$ mm のモデルにおいて図-13で*印で示した要素の最大主応力を $R=0$ mm の最大主応力で無次元化したものである。この図より、スカーラップはウェブ貫通部の応力を緩和する効果があり、本解析モデルの場合には、 $R=40$ mm で応力が最小になることがわかる。

このように、本研究の範囲においては、スカーラップは拘束の程度を緩和し、発生応力を低減させる効果があるという結果が得られたが、現状の $R=20$ mm のスカーラップは、溶接施工性がよくないので、疲労亀裂の発生の可能性が高く、より大きなスカーラップを設けることも新規の橋梁においては有効な対策であると思われる。しかしながら、図-14に示すように、大きすぎるスカーラップは必ずしも応力を低減するとは限らないので、スカーラップサイズは発生応力と施工性とのかね合いで選択する必要がある。一方、既設橋の場合にはス

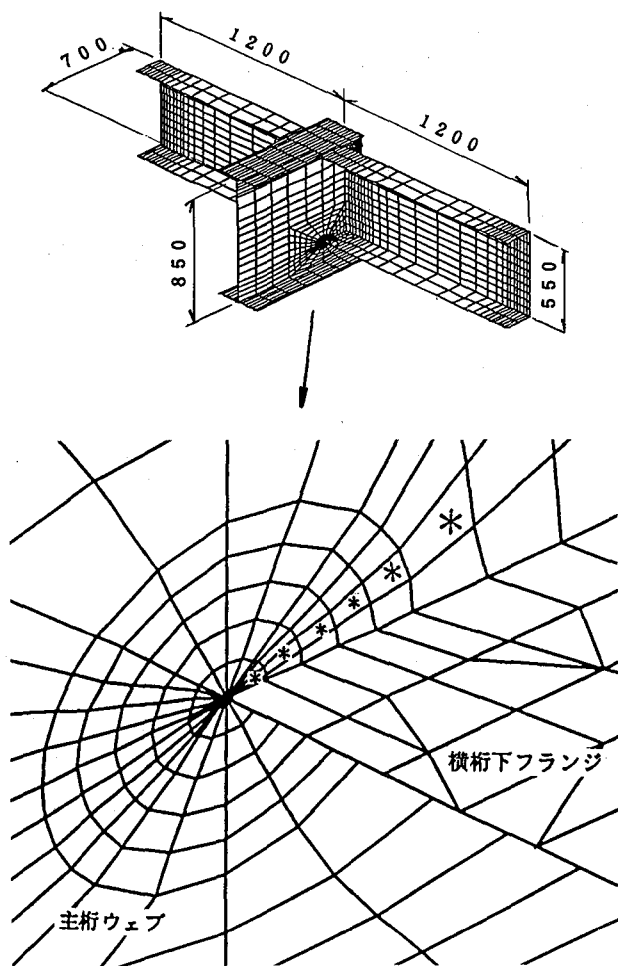


図-13 解析モデル

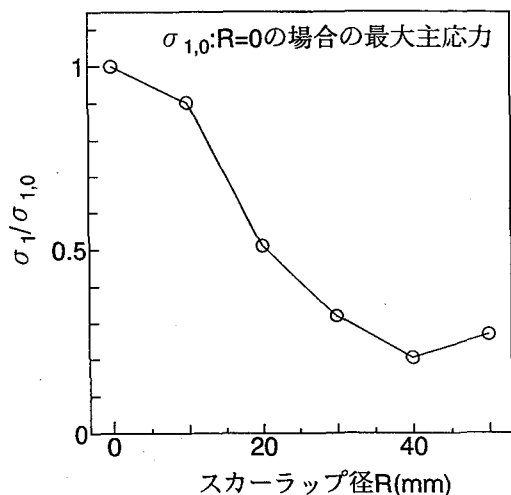


図-14 スカーラップサイズの影響

カーラップを新たに設けたり、既にあるスカーラップを大きくしたりすることは不可能に近く、現実的ではないように思われる。アメリカでウェブ貫通部に実施された補修方法に、フランジのこばの溶接（まわし溶接）に沿ってスリットを入れ、そのスリット端にボルト孔をあ

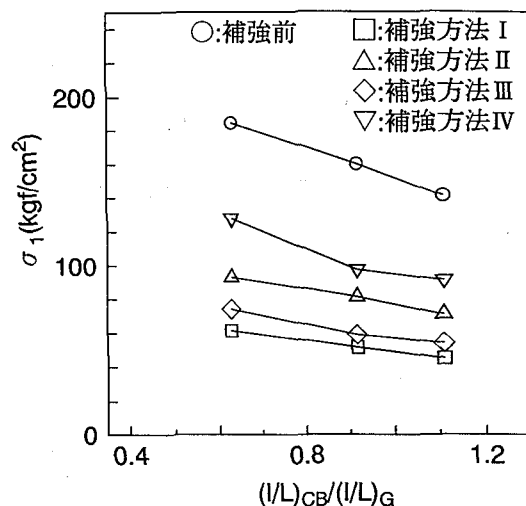


図-15 桁剛度比の影響

けた方法が報告されているが²⁾、本解析の結果によれば、この方法は合理的な方法であると思われ、このようにして拘束を和らげることもこの部位の改善策の選択肢の一つであると考えられる。

(3) 桁剛度比の影響

ここでは、桁剛度比と補強方法の効果について述べる。図-15に桁剛度比による補強効果の違いを調査した結果を示す。図中の σ_1 はスカーラップ近傍で補強前に主応力が最大であった要素の主応力である。補強方法Iが最も効果的であり、補強方法III、II、IVの順で効果が減少していることがわかる。しかしながら、補強方法の違いによる補強の効果は、桁剛度比に依存しているとは認められず、補強方法Iが桁剛度比によらず最も補強効果が高い。

4. まとめ

本研究では、5本主桁のプレートガーダー橋を取り上げ、横桁フランジが主桁ウェブを貫通しているディテール（ウェブ貫通部）に対して4種類の補強方法を想定し、これらの補強の効果を検討するため、数値解析を実施した。結果は以下の通りである。

1) 横桁下フランジの自由突出幅に等しい幅のL形部材を用いて横桁下フランジと主桁ウェブを継いだ補強方法が最も効果があった。また、これは桁剛度比に依存しなかった。

2) スカーラップにはウェブ貫通部の拘束の程度を緩和し、発生応力を低減させる効果があった。溶接施工性の点からも、新規の橋梁においては、スカーラップ径Rを40mm程度まで大きくすることもウェブ貫通部の改善策の一つであると考えられる。

3) 補強前のウェブ貫通部における主桁腹板のスカーラップ近傍に生じる応力は、横桁下フランジ応力と主桁下フランジ応力との比によらず、ほぼ一定値であった。

参考文献

- 1) 米倉徹, 長沼敏彦, 丸山悟, 羽子岡爾朗; 鋼鈑桁の横桁下フランジ損傷部調査報告, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集, I-215, pp. 428~429, 平成6年9月.
- 2) 阿部英彦, 三木千壽訳監修; 鋼橋の疲労と破壊, pp. 119~135, 建設図書, 1987年9月.
- 3) 鈴木博之, 関惟忠, 西岡敬治, 岩崎雅紀, 羽子岡爾朗; 鋼桁橋の主桁-横桁取合い部の疲労に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 919~926, 1996年3月.
- 4) 阪神高速道路公団; 鋼単純合成げた標準設計(案) 設計図集, 昭和42年5月.
- 5) SRAC社; COSMOS/M・コマンドノート, 1994年.

(1996年9月6日受付)