構造工学論文集 Vol.37A (1991年3月)　　土木学会

既設鋼桁橋下フランジ補強ディテールの疲労強度
FATIGUE PERFORMANCE OF STRENGTHENED FLANGE OF EXISTING STEEL BRIDGE GIRDER

三木千寿*、中村賢造**、田中雅人***
By Chitoshi Miki,Kenzou Nakamura and Masato Tanaka

In order to increase the load carrying capacity of existing steel bridge girder , the lower flange are sometimes strengthened by adding reversed T-section members . In this retrofitting work , T-section members are fabricated as some blocks in the shop because of the transportation and handling in the field and assembled in the field . Longitudinally welded joints between the lower flange of existing girder and the web of newly attached members have the lowest fatigue resistance among these connections . Local stresses on the surface of bottom flange at the vicinity of scallop's boxing weld beads are measured under static loads . Fatigue tests are carried out to examine the fatigue performance of four different connection details.

1．はじめに

既設橋梁の耐荷力を増す目的で、主桁や縦桁あるいは横桁の下フランジに逆T型の補強部材を取り付けられることがある．このような補修・補強工事において、既設桁の下フランジと補強材ウェブの接合は高力ボルト接合と溶接接合が考えられる．高力ボルト接合を採用した場合は疲労上の問題は生じない．しかし、その場合は下フランジにボルト孔による欠損が生じることとなり、そのため場合によっては既設桁下フランジの公称応力は補強前よりも高くなることがある．したがって溶接による補強が選択されることが多い．溶接接合の場合はボルト孔のような欠損は生じず継手効率はよいが疲労上の配慮が必要である．

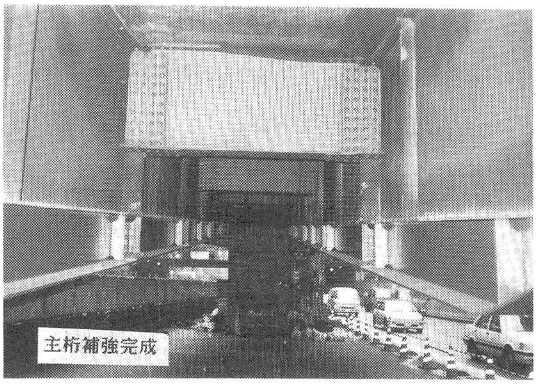
補強材を既設桁に溶接で取り付ける場合、新設の施工と異なりクレーンなどの大きさ、能力が制限される場合が多い．このため、補強材も必然的に長さ、重量が制限され、補強区間が長い場合は、補強材と下フランジの溶接接合部以外に、補強材同士の接合構造も考慮する必要が出てくる．

本研究は、既設鋼桁橋の下フランジに逆T型補強部材を溶接にて取り付ける場合に考えられる構造ディテールとそれに伴う疲労上の問題点を実験的に検討したものである．

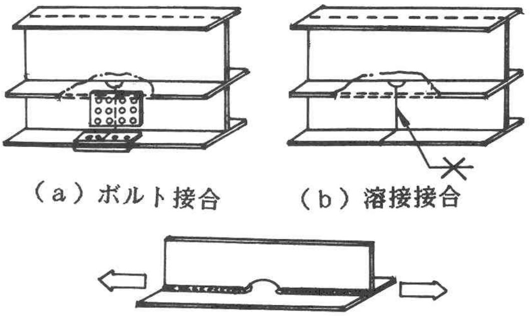
2．下フランジの補強ディテール

既設桁下フランジと補強材の継手部の接合をボルト接合した場合、活荷重が補強前後で変化しないとすれば、既設桁下フランジの応力は減少する．同様に補強前後で死荷重が変化しない場合、基本的に補強部材は

*工博　東京工業大学　教授　工学部土木工学科　（〒152　東京都目黒区大岡山 2-12-1）
**　㈱東京鉄骨橋梁　取手工場　課長　（〒302　茨城県取手市下高井 1020）
***　同上　取手工場　（　同上　）



写真－１　実橋の補強施工例



図－１　補強材同士の接合方法

図－２　補強材同士を溶接継手とした場合の構造詳細例

死荷重応力度の低減に寄与せず、逆にボルト孔欠損分が死荷重応力度の増加となって現われる．

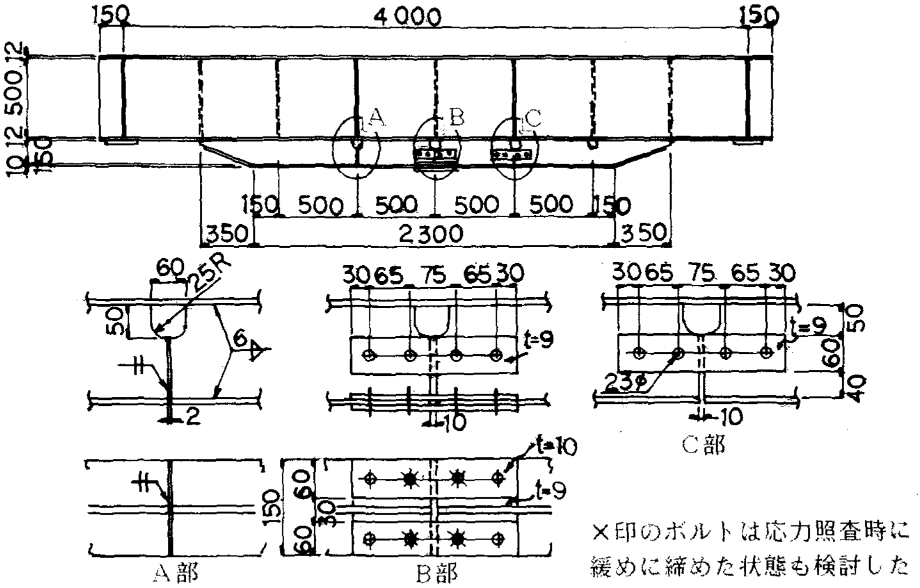
図－１に既設桁下フランジと補強材の接合部を溶接した場合の構造詳細を示す．補強部材同士の接合部をボルト継手としたものを（ａ）、同様に溶接継手としたものを（ｂ）に示す．これらは、いずれも既設桁の下フランジと補強材ウェブの間の縦ビード溶接が分断され、廻し溶接が存在する．これらの疲労強度は1989年版ＪＳＳＣ疲労設計指針（案）[2]では（ｃ）のような継手ディテールに対応しＦ等級に分類される．

実橋の適用例を写真－１に示す．本橋は道路橋であるが、同様な継手ディテールは鉄道橋にも存在する．このような既設桁下フランジとウェブ間の縦ビード溶接継手に注目して考えられるディテールを図－２に示す．これらは疲労上の弱点となるスカーラップの廻し溶接部に対して配慮したものである．図－２（ａ）は一般的なスカーラップ、（ｂ）はスカーラップを極力小さくし、スニップカットとしたもの、（ｃ）はスカーラップを設けず縦ビードを断続としたもの、（ｄ）は断続部を残さず全て埋め戻したものである．補強部材のウェブおよび下フランジの継手を高力ボルト継手とした場合も溶接の場合も、下フランジとウェブ間の縦ビードについては同様の疲労上の配慮が必要であるが、その場合、高力ボルト継手と溶接継手の剛性の差による荷重分配に注意しなければならない．

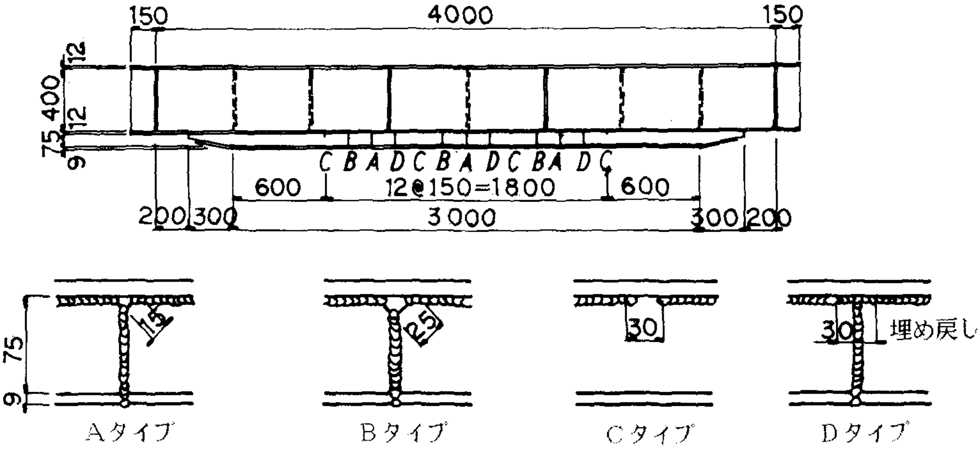
写真－１の例では、既設桁のフランジと補強材ウェブとの間の縦ビード溶接継手はすみ肉溶接とした．この継手を開先溶接にすることも考えられるが、鈑桁のフランジ、ウェブの継手はすみ肉溶接で施工されるのが一般的であり、また実際の補強工事では、溶接変形の発生を少なくするため、溶接量を極力少なくすることは重要であると思われる．ただし、すみ肉溶接に対しては、超音波による検査は非常に困難なため、現場においては十分な施工管理により良好な品質を確保する必要がある．

３．試験体

試験体形状を図－３に示す．試験体はⅠ型、Ⅱ型試験体の２体を製作した．Ⅰ型試験体では補強材の下フランジおよびウェブ同士を高力ボルト継手にした場合の高力ボルトと溶接継手の剛性差による荷重分配の差に起因する断続縦ビード溶接部の応力集中を調べる目的で、各継手部での補強部材同士の接合を変えている



（a）　I型試験体形状



（b）　II型試験体形状

図－3　試験体形状

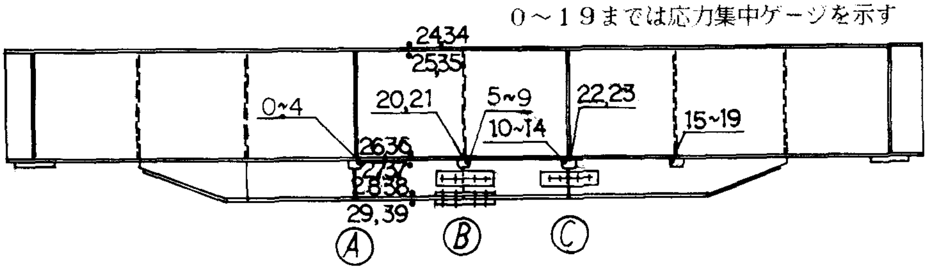
．I型試験体にて使用したスカーラップは実橋の補修工事にて使用実績のある寸法形状のものとした．II型試験体では桁下フランジと補強材ウェブの間に各種のスカーラップディテールを含んでいる．本実験の目的は以下の通りである．

①着目点はスカーラップ部の廻し溶接近傍であり、この近傍の応力状態、亀裂の発生状況を確認する．

②スカーラップ部を含めた継手部はいわゆるボルトと溶接の併用継手と考えられ、全溶接の場合と剛度が異なるものと思われる．このため、フランジ、ウェブの添接状況を変えた種類にて疲労強度の比較を行なう．

③全溶接の場合も含めて各種のスカーラップディテールの疲労強度の比較を行なう．

I型試験体は補強材同士の接合部に全てスカーラップを有しており、補強材ウェブのみボルト接合したもの、フランジ、ウェブをボルト接合したものおよび溶接接合としたディテールとした．II型試験体はスカーラップ形状、大きさを変化させた２種類のスニップカットの継手構造、スカーラップがなく不連続部分をなくした埋め戻し継手構造および参考のために断続溶接の構造の各種ディテールを複数箇所設定した．スニッ



図－4　Ⅰ型試験体の応力測定位置

プカットの寸法は補強材ウェブの表面にカット面が残る程度のものとして25mm、溶接ビードで表面が覆われ板厚方向の内部に不溶着部分が残るのもとして15mmを想定した．

鋼材は全てSS41とし、既設桁部分を前もって製作し、補強材と既設桁の接合は補強現場の状態と合わせるために上向き溶接にて施工した．既設桁下フランジと補強材ウェブの接合部は、すみ肉溶接の３層盛とし、１層目は補修専用棒 KS-1000、２、３層目は低水素系溶接棒 KSA-76 （いずれも川崎製鉄製）を使用した．補強材の溶接はガウジングを伴う突合せ溶接とし KSA-76 を使用した．このように実際の現場溶接を再現出来るように努めた．

載荷はいずれも試験桁中央部１ｍが一様な純曲げ区間となるように２点載荷とした．Ⅰ型試験体ではＡ、Ｃ部分が、Ⅱ型試験体では両側の３箇所ずつの対象部位が曲げおよびせん断を同時に受ける載荷状態となる．断面力がどのような成分で構成されていても、一般に疲労強度は亀裂発生点の局部的な応力変動範囲が支配的なパラメータとなる．

４．溶接止端部近傍の応力分布

疲労試験に先立ち、Ⅰ型試験体について、図－４に示すように３９枚のゲージを貼り、各部の応力状態の照査を行なった．着目部であるスカーラップ近傍にはゲージ長１mm、ゲージ間隔２mmの応力集中ゲージを貼り、局部応力分布を細かく調査した．実橋では補強部材間の高力ボルト接合のボルト本数、配置により、その部分の剛性が変化し、下フランジ近傍の応力も変化する可能性がある．したがって、添接部の剛度の違いによる、下フランジにおけるスカーラップ近傍の応力を比較するために

①　ウェブの添接を行なわない場合

②　フランジの添接で内側のボルト２列を緩く締めた場合

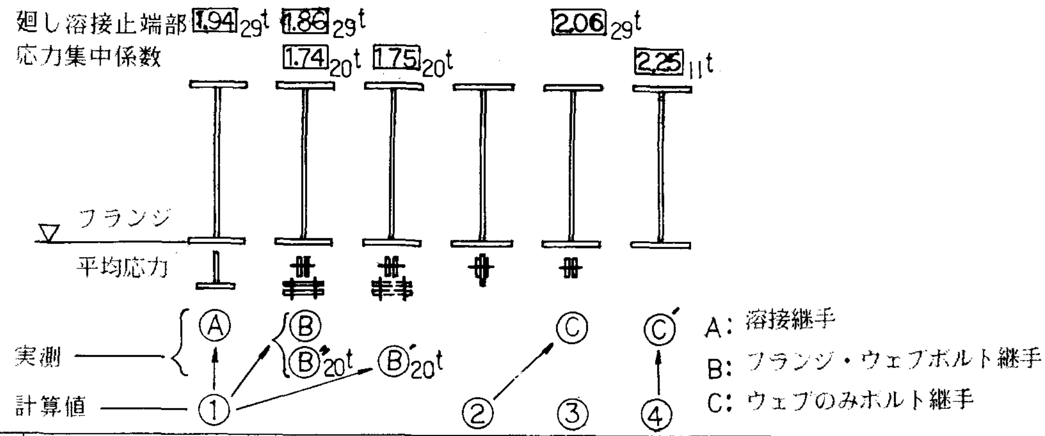
③　全てのボルトを所定通り締めた場合

の３通りについての応力状態を調査した．

図－５（ａ）に示すように、Ａは溶接構造、Ｂは補強材フランジ、ウェブ共にボルト接合としたもの、Ｃは補強材のウェブのみ添接したものを示す．Ｂ’、Ｃ’は正規の状態（フランジの全ての高力ボルトを所定の軸力にて締めた状態）からボルトを緩めたものを示す．図－５（ｂ）に止端部近傍の応力測定結果を示す．Ａ以外の計測点では廻し溶接部に最も近い位置で高い値を示している．Ａの最近傍点での応力の低下は、ゲージが剥離していると考えられ、最大応力は他の４点から外挿して求めることが適当と思われる．その場合はもう少し高い値であることも予想できる．

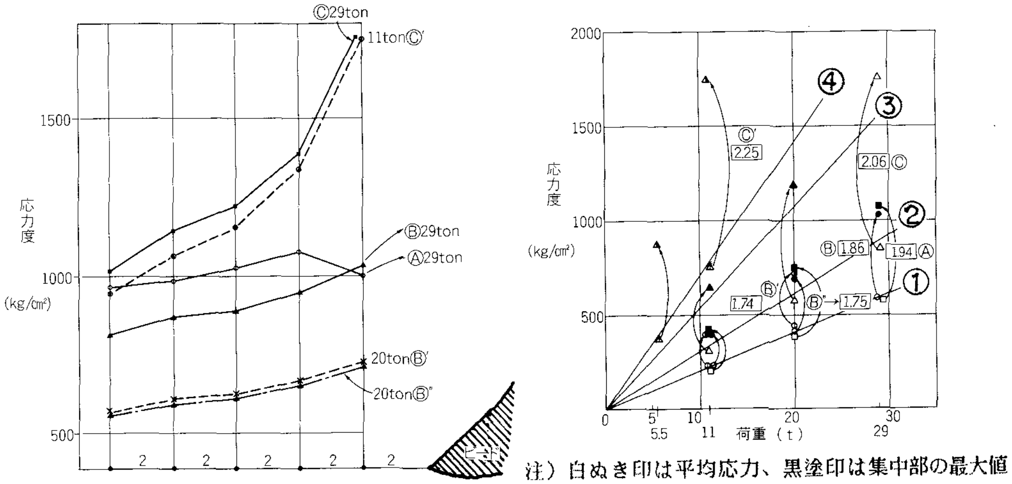
図－５（ｃ）に応力集中係数の関係を示す．①～④は断面計算で有効とする補強部材の面積を変化させて計算した既設桁下フランジ下面の応力度である．また、図中の白ぬき印は既設桁フランジ下面の平均応力の実測値、黒塗印は廻し溶接部止端近傍の応力集中ゲージによる実測値の最大を示す．

ボルトを正規の状態で締めた場合、廻し溶接部止端近傍の応力集中係数（最大値／公称応力）はＡ＝1.94、Ｂ＝1.86、Ｃ＝2.06となっており、ウェブのみ添接した場合のＣはフランジ、ウェブを添接した場合のＢより集中係数が高くなっている．また全溶接Ａはボルト接合Ｂより高くなっている．



実測値	A	：スカーラップ付き溶接構造	計算値	①：補強材フランジ、ウェブを考慮した場合
	B	：補強材フランジ・ウェブ共にボルト接合（正規状態）		②：③＋補強材ウェブを考慮した場合
	B′	：Bでフランジ内側のボルトを緩めた場合（荷重２０ｔ）		③：④＋ウェブの添接板を考慮した場合
	B″	：B′と比較するために正規状態の２０ｔを示す		④：既設桁のみ有効断面とした場合
	C	：補強材のウェブのみを添接した状態（正規状態）		
	C′	：ウェブのボルトをはずした状態		

（ａ）　継手の剛度



注）白ぬき印は平均応力、黒塗印は集中部の最大値
□の数値は応力集中度

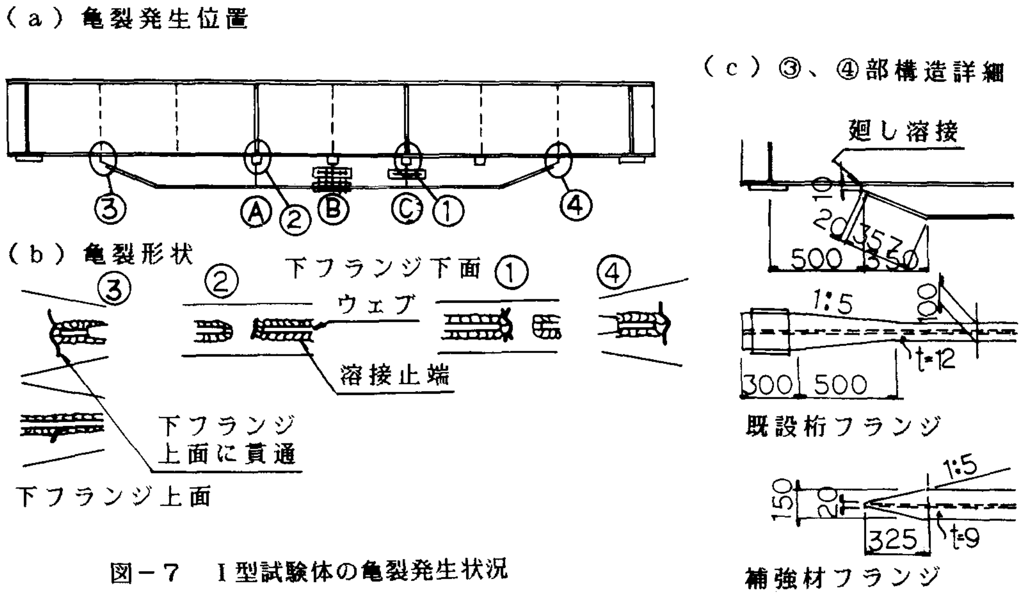
（ｂ）　止端部の局部応力度の計測結果　　（ｃ）　平均応力と応力集中係数の関係

図－５　継手剛度の相違と応力集中係数の関係

フランジの内側のボルトのみを緩めたＢ’はすべてのボルトを正規の締付力を導入した状態と変わらず、全てのボルトをはずした場合のＣ’はＣに比べ集中係数がかなり高くなっている．これらの結果、添接部の剛度が低くなるに従ってビードの止端部の応力集中係数は高くなる傾向が確認できた．また、ボルト接合と溶接継手では、溶接継手の方がやや集中係数が高い結果となっている．これはボルト接合の場合添接板により断面が大きくなった結果であると思われる．したがって実橋で補強材間を高力ボルトで接合する場合、母材断面で応力を照査しておくことは安全側と言えよう．

表－1　Ｉ型試験体の亀裂発生状況

No.	亀裂の長さ（全長）	応力範囲	繰り返し数	備考
①	20(mm)	640,7(kg/cm²)	850,000	補強フランジをボルト接合し、さらに亀裂部（下フランジ）をボルト接合することにより補修
②	12(mm)	516.6(kg/cm²)	950,000	亀裂部を削りとることにより補修
③	46(mm)		1,600,000	図－８　疲労試験結果のまとめの対象外
④	38(mm)		1,600,000	同上



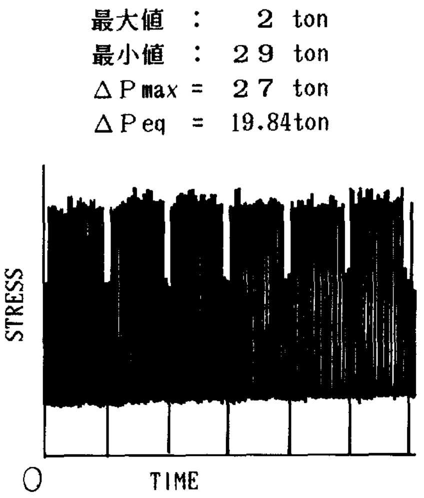
図－７　Ｉ型試験体の亀裂発生状況

５．疲労試験の結果および考察

Ｉ型試験体の載荷方法は２点載荷で載荷荷重は29～２ｔの範囲、既設桁の下フランジ下面の応力範囲は設計値で 554kg/cm²である．また、載荷方法は同様の２点載荷であるが、II型試験体はＩ型試験体よりも断面をやや小さくし、最大29 ton、最小を２ tonとした図－６に示すようなランダム荷重を載荷した．等価荷重は 19.84ｔでありこれに相当する発生応力度は桁中央部の純曲げ区間で 840kg/cm²となっている．

（１）疲労亀裂の発生、進展

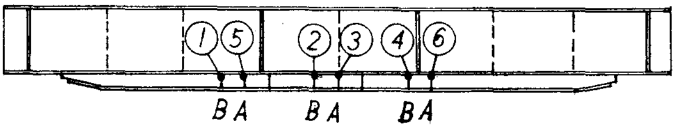
Ｉ型試験体の亀裂の発生状況を図－７および表－１に示す．亀裂は①～④の順番に４箇所発生した．最初に廻し溶接止端の局部応力が高くなったフランジの添接を行なっていない継手の廻し溶接部に亀裂が発生した．この亀裂はフランジの添接を新たに追加することで応力を下げ、実験を継続した．次に②の、補強材同

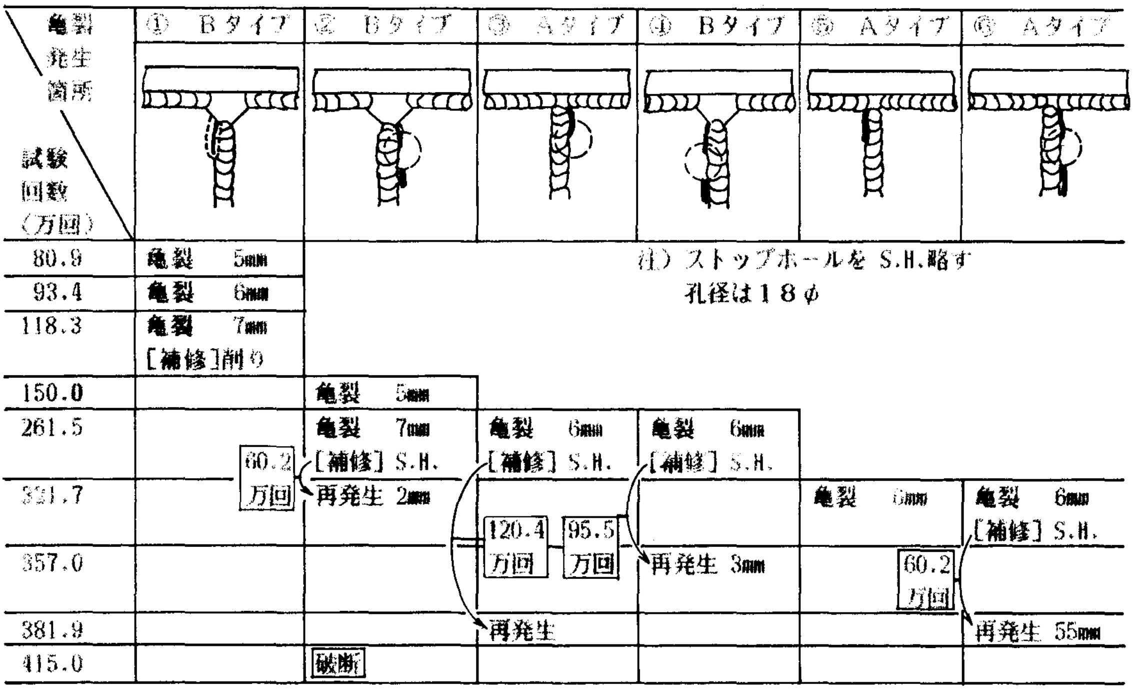


図－６　II型試験体載荷ランダム荷重

表－２　B試験体の亀裂発生状況

亀裂 No.	ｽﾆｯﾌﾟｶｯﾄ形状	亀裂長さ (mm)	応力範囲 (kg/cm²)	公称せん断応力範囲 (kg/cm²)	繰り返し数 (回)	備考 (18φのｽﾄｯﾌﾟﾎｰﾙをS.H.と略す)
①	B	5	700	232	807,000	7mm のとき、亀裂を削りとる
②	B	5	840	0	1,500,000	7mm のとき、S.H.で補修 3,217,000回でS.H.から亀裂
③	A	6	840	0	2,615,000	S.H.により補修 3,819,000回でS.H.から亀裂
④	B	6	840	0	2,615,000	S.H.により補修 3,570,000回でS.H.から亀裂
⑤	A	6	780	232	3,217,000	
⑥	A	6	780	232	3,217,000	S.H.により補修 3,817,000回でS.H.から亀裂



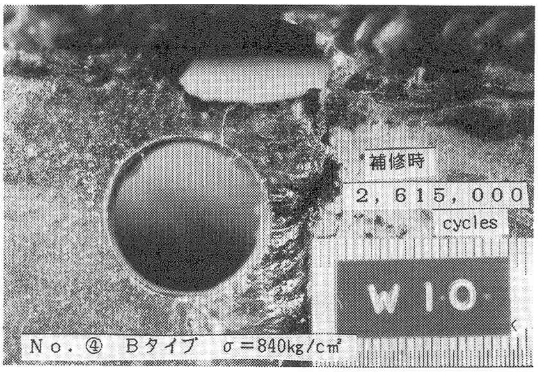


図－８　Ⅱ型試験体の亀裂発生状況

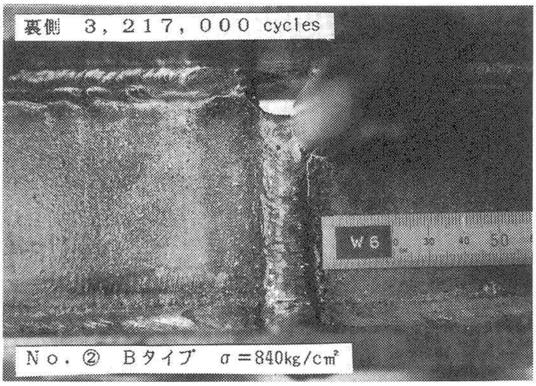
士を溶接接合した継手構造の廻し溶接部に亀裂が発生した．最後に③、④の補強材の始端部の廻し溶接に亀裂が発生し疲労試験の継続が不可能となったために実験を中止した．

Ⅱ型試験体の亀裂の発生状況を図－８および表－２に示す．亀裂は①～⑥の順番に全てのスニップカットの構造に発生している．亀裂の発生は全てスニップカットの埋め残し部分から発生し補強材ウェブの突合せ溶接ビード止端部に沿って進展している．②～④の位置は純曲げ区間であり、①、⑤、⑥は曲げおよびせん断応力が作用する区間である．発生した６箇所のなかで応力範囲の最も低い①で最初に亀裂が発生している．①の公称応力度が低いのに亀裂の発生が早いことに対して、これがせん断応力の影響とするならば応力的

写真－２　④の初期亀裂の発生状況



写真－３　④亀裂の補修状況



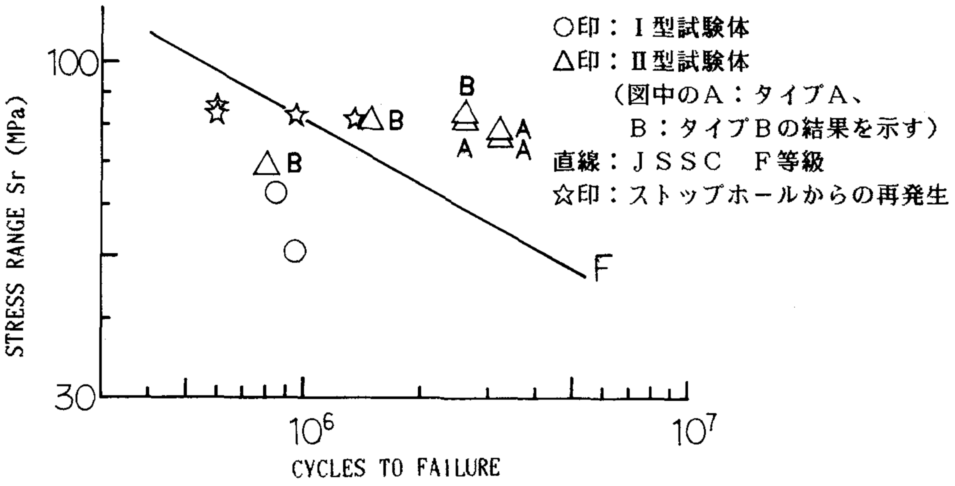
写真－４　②のストップホールからの亀裂再発生状況

にもっと条件が厳しい⑤、⑥の発生が遅いことに対し整合性がとれない．また、亀裂の発生モードおよび破壊モードにもせん断力による影響は見られない．着目部位は上向き溶接にて施工を行なっており、これらの施工による溶接ビード形状の出来具合が、亀裂の発生のばらつきに大きく影響していることが予想される．スニップカットの大きさの影響では、埋め残しの大きいスニップカットのほうが早めに亀裂が発生している傾向が見える．また、ストップホール(18φ)により補修を行なったが４箇所から亀裂が再発生している．②、④の初期亀裂の発生状況、およびストップホールによる補修後の亀裂再発生状況を写真－２～４に示す．

（２）疲労強度

図－９に疲労試験結果を示す．図中の○印はＩ型試験体、△印はⅡ型試験体の結果を示す．併せてＪＳＳＣ疲労設計指針のＦ等級を直線にて示す．Ⅱ型試験体では等価応力でプロットしている．また、ストップホールからの亀裂再発生の結果を☆印で示す．この応力範囲は初期亀裂発生位置と同じものでプロットしている．

Ｉ型試験体においては、ウェブのみの添接および溶接継手の結果であり、フランジ、ウェブを高力ボルトで添接した構造が最も強く、 160万回まで亀裂の発生は見られなかった．廻し溶接部の疲労亀裂の発生とその位置の応力に着目すると補強部材間の接合方式は関係なく、したがって本実験により検討したスカーラップ構造の採用は、既設桁下フランジの応力レベル 500kg/cm²を上限とし、それ以上の応力が発生する場合はこのような構造を控えたほうが良いものと思われる．ここで検討した縦ビード溶接をスカーラップで切断してしまうディテールは、たとえば箱桁の縦リブと排水導水板の交差部、フランジやウェブの横方向継手とその縦リブ等に見うけられ、活荷重が高い位置については注意が必要である．



図－９　疲労試験結果

Ⅱ型試験体においては、亀裂は全てのスニップカットの構造に発生しており、埋め戻し構造および断続溶接では応力範囲 840kg/cm²、繰り返し数 415万回の試験範囲では亀裂の発生は見られなかった．Ｉ型試験体の結果に比べ高めの疲労強度となっており、廻し溶接を行なうためのすき間の埋め残し部分の大きさ、形状の影響が表われているものと思われる．ＪＳＳＣ疲労設計指針のＦ等級に比べやや低めの値となっているのは、指針の実験結果は小型の試験結果を主に反映させた結果であるため高めの許容値となっており、このような大型の試験体の結果に基づく検討が必要であろう．

ストップホールの疲労強度はＦ等級の基準線近傍に分布している．ストップホールの応力集中係数は２～３の間と考えられ、Ｉ型試験体で実測されたスカーラップの応力集中係数とほぼ近い値である．ストップホールの孔の表面は機械加工されているのに対し、Ｉ型試験体は溶接ビードの微細な表面形状に起因する差異により、ストップホールの疲労強度より低めの値になったものと思われる．Ⅱ型試験体の応力集中に関しては計測を行なってはいないが、廻し溶接に伴うすき間をスニップカットとしたため、応力集中度はＩ型試験体より低い値となったものと予想される．これらを定量的に評価することは今後の検討課題と考えている．

６．結論

既設鋼橋の下フランジに逆Ｔ字型補強部材を溶接にて取り付ける場合の疲労強度の問題を検討し、以下の結果を得た．

（１）補強部材を構成する新設フランジ、ウェブの現場継手の剛度に差がある場合、既設桁下フランジ下面のスカーラップにより断続された、縦ビード溶接の廻し溶接部止端前縁に生じる応力集中に差があることが確認できた．

（２）本実験で検討したスカーラップ構造の疲労強度はかなり低く、補強後の既設桁下フランジ応力範囲が 500kg/cm²程度以上となる場合はスカーラップなしの溶接構造が望ましい．

（３）廻し溶接に伴うすき間をスニップカットにすることで多少の疲労強度の向上は見られる．しかし、実験を行なった全ての箇所に亀裂の発生が見られ、ＪＳＳＣ疲労設計指針Ｆ等級を下まわるものも見られた．このため、廻し溶接に伴うすき間を残さず完全に埋め戻す構造が望ましい．

謝辞

本研究は首都高速道路　宝町付近拡幅工事に関連して実施したものである．有益な助言を頂いた首都高速道路公団　第三建設局　半野　久光氏、桑野　忠生氏に深謝いたします．また、本実験を実施するにあたり、法政大学工学部　土木工学科　森　猛専任講師、および東京工業大学　土木工学科　河野　雅技官には有益な助言と実験の協力を得た．ここに記して深謝します．

参考文献

１）桑野　忠生、半野　久光　「変動荷重下における上向き補修溶接実験」土木学会、第45回年次学術講演会　Ｉ－123

２）「疲労設計指針（案）」日本鋼構造協会　平成元年１１月、ＪＳＳＣレポートＮｏ．１４

（１９９０年１０月１２日受付）