

### 鋼製橋脚横梁内支点ダイアフラムに発生した疲労き裂に対する補強構造の疲労試験

首都高速道路株式会社 正会員 ○牧山 大祐  
 首都高速道路株式会社 正会員 梶原 仁  
 一般財団法人首都高速道路技術センター 正会員 齋藤 豪

#### 1. はじめに

首都高速道路において鋼製橋脚横梁内の支点ダイアフラムと横梁上フランジの溶接部に生じるき裂タイプの分類及び発生率をそれぞれ図-1, 2に示す<sup>1)</sup>。ダイアフラムの縦リブ貫通スリットの廻し溶接部に生じるき裂(タイプ1)の発生率が最も高い(全体の42%)。タイプ1の発生原因は、上フランジを介してダイアフラムに活荷重が伝達され、スリットが局部変形(図-3)することで、ダイアフラムの廻し溶接部において応力集中が生じるためである<sup>2)</sup>。

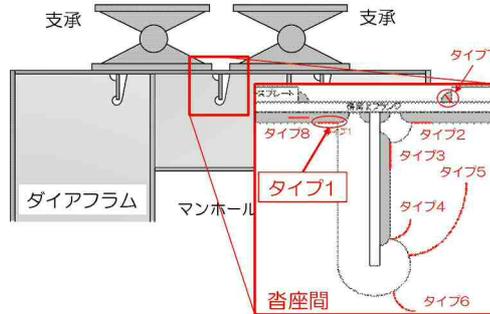


図-1 き裂タイプ分類

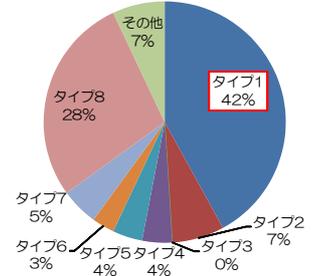


図-2 き裂タイプ別発生率

タイプ1への対策として、L型の鋼ビルトアップ材(以下、L型材)を用いてダイアフラムと縦リブをボルト添接(図-4)してスリットの局部変形を抑制しつつ、ダイアフラムと上フランジの溶接継手を溶接補修によってF.P化する補強構造が提案され、補強効果確認試験が実施された<sup>3)</sup>。L型材は126×104×16×160mm、約5kgと軽量で、取付けにおいて施工性が良い。補強効果確認試験の結果、ダイアフラムの廻し溶接部に生じる応力は約60%低減された。

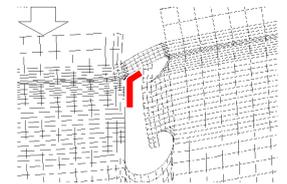


図-3 スリット局部変形

本文では、軽量のL型材と溶接補修(F.P化)を併用した補強構造に対して、実物大試験体による疲労試験を行い、疲労耐久性を確認した結果について報告する。

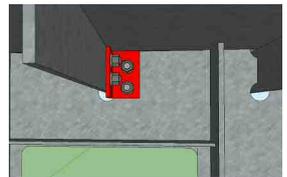


図-4 L型材イメージ

#### 2. 無補強疲労試験

##### (1) 着目位置

タイプ1の再現を目的として、無補強状態での疲労試験を行った(図-5)。試験体の寸法・形状は首都高速道路でタイプ1が多く報告されている橋脚の寸法・形状等を参考に決定し、実物大で製作した<sup>3)</sup>。図-6にひずみゲージ貼付位置を示す。ダイアフラムの廻し溶接止端部の応力確認のため、止端3mm位置に5連ゲージG-1を貼付した。止端からの測定位置は3,5,7,9,11mmである。また、上フランジとダイアフラム溶接部の応力分布確認のため、止端12mm位置に20mm間隔でG-2.1~2.6を貼付した。さらに、沓座端部直下のダイアフラム溶接部の応力確認のため、止端5mm位置にG-3を貼付した。補強効果の応力評価は、G-1の止端5,11mm位置の測定結果を2点外挿により算出したホットスポット応力を用いている。また、疲労試験のき裂検知には、G-1の止端3mm位置の測定結果に着目した。



図-5 実物大疲労試験

##### (2) 荷重載荷方法

実橋では、2つの支承から支点ダイアフラムに交互に活荷重が載荷され、スリットが局部変形を繰り返す、タイプ1が生じる。この挙動を再現するため、2つの沓座に対し、左右の油圧ジャッキから一定の周波数で交互に載荷を行った。荷重範囲

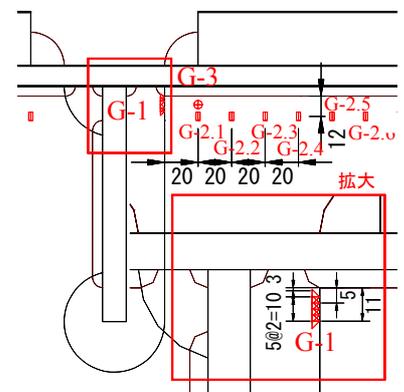


図-6 ひずみゲージ貼付位置

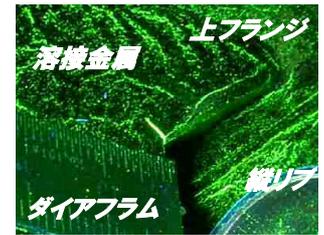
キーワード 疲労き裂, 鋼製橋脚, 支点直下, 補強, 疲労試験

連絡先 〒100-8930 東京都千代田区霞ヶ関1-4-1 首都高速道路株式会社 鋼構造物疲労対策課 TEL 03-3539-9546

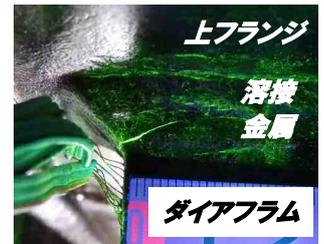
$\Delta P$ は150kNとした。これは既往の検討<sup>3)</sup>より、一般的な鋼桁橋に対するFEM解析の結果のうち、25t車2台載荷時の支点反力を参考にした。なお、静的載荷試験にあたっては、疲労試験の上限荷重以下で載荷しており、着目部の応力とひずみの関係は弾性域内であることを確認している。

**(3) 無補強試験体に対する疲労試験結果**

疲労試験開始後、繰返し回数  $N=95$  万回で G-1 のひずみが増加し、その後減少した。 $N=95$  万回でき裂が発生し、ひずみが解放されると推測される。 $N=160$  万回で、ダイアフラム側の廻し溶接止端部に発生したき裂を MT にて確認した (図-7(a))。これは、実橋で多数生じているタイプ 1 を再現したき裂である。き裂はダイアフラム側溶接止端部を起点に、片側 (便宜上裏面とする) から上フランジ方向に斜めに進展した。図-8 にき裂長と  $N$  の関係を示す。 $N=200$  万回で裏面き裂は 4mm となり、表面に 1mm のき裂が回り込んだ。 $N=210$  万回で裏側き裂 8mm に達すると、き裂の進展速度は低下した。これは、き裂先端がスリット近傍から遠ざかり、スリットの局部変形による影響が小さくなったためと考えられる。その後、表裏き裂はともに進展し、 $N=272$  万回で、き裂先端が上フランジ直前まで進展したと考えたため (図-7(b))、試験を終了した。



(a)  $N=160$  万回時点



(b)  $N=272$  万回時点

図-7 き裂進展状況

**3. 補強後疲労試験**

**(1) 補修及び補強方法**

前章で生じたき裂を切削によって除去した後、現場溶接にて F.P.化した。無補強試験体に対する静的載荷試験結果 (G-2.1~2.6 の測定値) から、ダイアフラム溶接部の応力分布 (図-9) を確認し、スリットより 150mm を F.P.化区間とした。F.P.区間の先 50mm は遷移区間として既設溶接ビードと摺付けた。溶接補強後、L 型材でダイアフラムと縦リブをボルト添接した。

補強後試験体に対する静的載荷試験の結果、G-1 において、無補強時に対する L 型材設置後の応力範囲が約 50%低減された。

**(2) 補強後試験体に対する疲労試験**

無補強疲労試験でき裂が確認された  $N=160$  万回及び  $\Delta P=150$  kN の条件を、実橋での供用後 20 年間経過時にタイプ 1 が発生した状態と仮定し、補強後 100 年間の疲労耐久性を目標として、補強後の疲労試験の繰返し回数を設定した。試験時間短縮のため  $\Delta P=250$  kN とした場合、鋼構造物における応力範囲と繰返し回数の関係より、下式より繰返し回数は約 173 万回となる。

$$(100/20) \times (150/250)^3 \times 1.60 \times 10^6 = 1.73 \times 10^6$$

従って、補強後試験体に対する疲労試験の繰返し回数は 200 万回とした。疲労試験の終了後、MT を行ったがタイプ 1 の再発は確認されなかった。また、G-1 を含む全てのひずみ測定値に有意な変化はないことを確認した。

**4. おわりに**

鋼製橋脚横梁内支点ダイアフラムに発生したき裂に対する軽量な L 型材と溶接補修 (F.P.化) を組合せた補強構造について、実物大の疲労試験を行い、疲労耐久性を確認した。今後は、本補強構造の寸法効果に対する解析的な検証や、実橋における適用などを通して、補強効果の更なる検証を実施していく予定である。

**参考文献**

- 1) 木ノ本ら：鋼横梁支点直下ダイアフラム溶接部の疲労損傷原因の一考察，土木学会第59回年次学術講演会，I-548，pp.1093-1094，2004.9
- 2) 穴見ら：鋼製橋脚横梁支点直下ダイアフラムの疲労損傷に対する補修・補強検討，構造工学論文集，Vol53A，pp.755-765，2007.3
- 3) 村井ら：鋼製橋脚横梁内支点ダイアフラムに発生した疲労き裂に対する補強構造の効果確認試験，土木学会第69回年次学術講演会，I-489，pp.977-988，2014.9

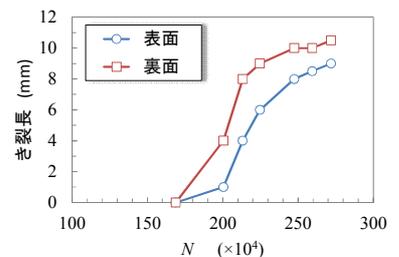


図-8 き裂長と  $N$  の関係

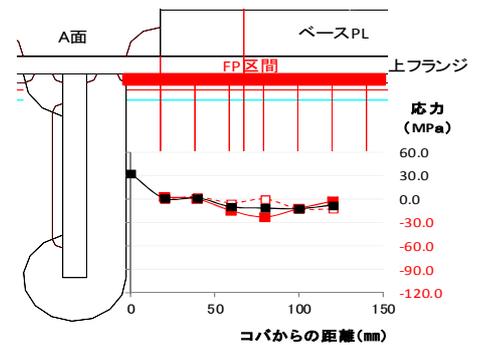


図-9 ダイアフラム溶接部の応力分布