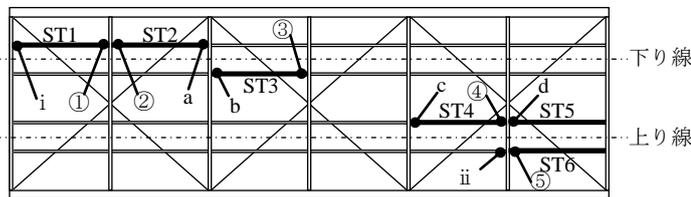


下路鉸桁の縦桁ウェブ切欠部に発生したき裂に対する原因分析

東日本旅客鉄道株式会社 東京支社 東京土木技術センター 正会員 ○岩岸 現
高久 智成
窪田 利幸

1. はじめに

本稿の対象は、下路鉸桁の縦桁に発生したき裂である。対象とする桁は、過去に縦桁を取替えられており（以下、新縦桁とする）、1990年に実施した検査により、新縦桁において5箇所（図-1 ①～⑤）のき裂が発見された（図-1 ①～⑤）。さらに、2014年に実施した詳細な検査において、新たに4箇所（図-1 a～d）のき裂が発見された。本稿は、き裂の発生原因と応急対策について報告する。



ST1～6 : 縦桁取替箇所 ①～⑤ : 1990年き裂
a～d : 2014年き裂 i, ii : 測定箇所

図-1 平面図

2. 対象とする桁の特徴

以下に対象とする桁の概要を示す。

- 製作年 : 1904年
- 構造形式 : 開床式 2線2主 下路鉸桁
- 支間長 : 19.8m
- 曲線半径 : 620m

対象とする桁はドイツ（HARKORT社）からの輸入桁であり、日本で最初に導入されたバックルプレート（以下、BPとする）桁の1つであった。その後、1970年頃（詳細は不明）に床組上フランジ縁端からBPを切断・撤去し、開床式に改造した。BPの板厚は6mmであり、現行の基準よりも薄かったことと、道床厚が薄く縦桁に列車荷重が直接載荷される構造であったことから、BPにき裂等の変状が多発し、改造したものと推察される。

開床式に改造後、縦桁が6箇所取替えられている（図-1 ST1～6）。そのため、新縦桁ではBPの撤去片（以下、BP片）が無い状態である（図-2）。

縦桁の上フランジ上面の位置は、横桁の上フランジ上面の位置と高さが揃えられているため、横桁上フランジが干渉する部分の縦桁の上フランジを切欠いている。旧縦桁と新縦桁の断面寸法が異なるため、旧縦桁

に比べ新縦桁は、ウェブまで切欠いた構造となっている（写-1）。一方、縦桁下フランジは片側が横桁のウェブまで伸びている構造となっている。

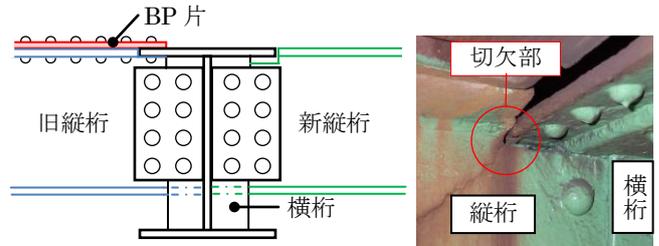


図-2 連結部（側面図）

写-1 新縦桁

3. 変状および修繕履歴

1990年に発見されたき裂は、全て新縦桁のウェブで発生しており、き裂の発生原因は切欠構造であると判断している。切欠部から斜め下方方向に進行するき裂については1面当板補強を施し、切欠部から上フランジに進行するき裂については、縦桁の上フランジとウェブを連結する2面当板補強（図-3）を施している。

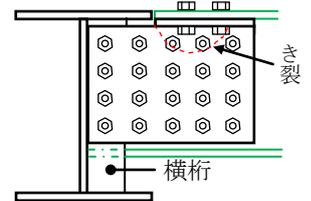


図-3 2面当板補強

4. 変状概要

2014年に新たに発見されたき裂は新縦桁ウェブ切欠部から発生しており（写-1）、斜め45度下方に進行している。いずれのき裂も赤錆が析出していることから進行性が認められる。bのき裂は新縦桁ウェブ高さに対して4割以上き裂が進行している状態であった。

5. き裂の発生原因と健全度判定

5.1. 調査

(1)磁粉探傷試験（縦桁ウェブの表裏におけるき裂長の差異の把握）および、(2)縦桁ウェブの応力測定（縦桁の挙動の把握）を実施した。

(1)磁粉探傷試験

いずれのき裂も塗膜割れ以上にき裂が進行しているが、表裏のき裂長にはほとんど差異が見られなかった。表-1に各々のき裂長を示す。

表-1 き裂長

a	160 mm	c	30 mm
b	260 mm	d	100 mm

Keyword: 疲労き裂, 切欠, 面外曲げ変形, 下路鉸桁

連絡先 〒101-0021 東京都千代田区外神田 1-17-4 JR秋葉原ビル6F 東京土木技術センター TEL03-3257-1693

(2) 縦桁ウェブの応力測定

変状原因を①ウェブの連結による縦桁ウェブ上部での引張応力の発生と、②縦桁の上フランジ首部での面外曲げ変形の2種類と想定した。新縦桁および旧縦桁ウェブ切欠部の健全箇所を対象とし、**図-4**に示す位置に3軸ひずみゲージを貼付けした。**図-1**に示すi, iiの2箇所について応力測定を実施した。列車通過時のiの応力波形を**図-5**に示す。

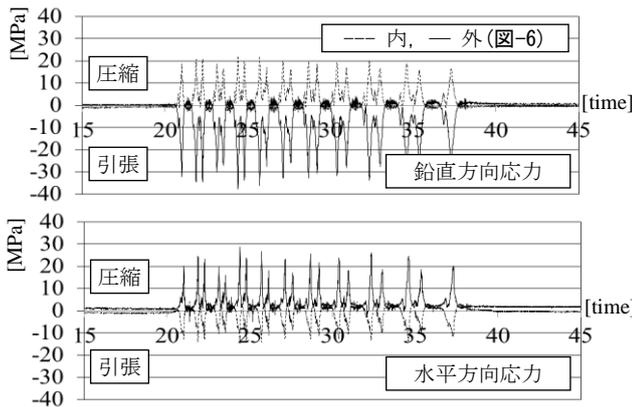
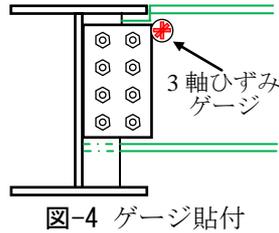


図-5 応力波形

ロゼッタ解析を用いて、列車通過時の応力波形から最大主応力、主応力方向の算出を行った。結果を**表-2**、**図-7**に示す。旧縦桁よりも新縦桁(i)の最大主応力が大きく、実際のき裂の進行方向とほぼ直角に交わることがわかった。

表-2 主応力および主応力方向

測定点	最大主応力 [MPa]	主応力方向 θ [deg]
i	60.59	146.01
ii	42.15	148.89

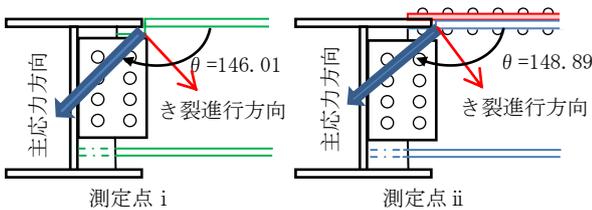


図-7 切欠部に生じる主応力方向

また、主応力波形を用いて、累積疲労損傷度解析を行った。**表-3**にき裂発生寿命を示す。

表-3 き裂発生寿命

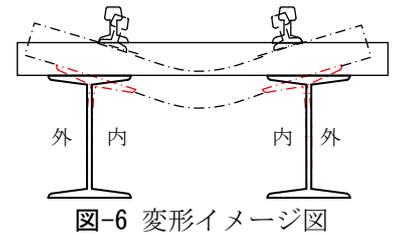
測定点	強度等級	修正マイナー	き裂発生寿命
i	C	無し	13年
ii	D	有り	37年

曲げに関する強度等級は規定されていないが、旧縦桁の強度等級には、円孔を有する母材と同種構造であると考えC等級を用い、新縦桁の強度等級には、一段下のD等級を用いて解析を行った。なお、旧縦桁は機

関車荷重が作用していたことから修正マイナー則を用いている。

5. 2. き裂の発生原因

応力測定の結果、鉛直方向の応力が内外で正負となることから、**図-6**のように上フランジが面外に変形していることがわかった。



桁の特徴および測定結果より、縦桁ウェブに生じたき裂の原因は①切欠構造による応力集中と、②縦桁上フランジの面外曲げ変形の2点であることがわかった。

なお、旧縦桁はウェブまで切欠かない構造であることから、新縦桁よりも応力集中しない構造である。さらに、旧縦桁は面外曲げ変形に対してBP片が応力を受持つ構造となっていることから、き裂には至っていないと推測される。

5. 3. 健全度判定

面外曲げ変形に起因するき裂の進行速度は一定と推測されることと、ウェブ中立軸よりも上の領域にき裂があることから、脆性的な破断には至らないと判断し、列車の徐行および抑止は行わなかった。しかし、き裂の規模は大きく線区重要度、列車本数、社会的重要度を考慮して、応急対策が必要であると判定した。

健全部の累積疲労損傷度解析(1970年起算)の結果、解析対象の縦桁は、累積疲労損傷度がき裂の発生限界を超えていることが明らかになった。そのため、緊急性は無いが、同種構造である全ての縦桁に対して恒久対策が必要であると判定した。

6. 応急対策

a, bのき裂に関しては、残存する断面が少なくレールジョイントが近傍にあることから、1面当板補強を施した。dのき裂に対してはストップホールを施し、cのき裂はき裂長が短いため、継続的に監視することとした。現在のところ進行は認められていない。

7. おわりに

発生原因の推定および応急対策まで行ったが、全ての縦桁に対して恒久対策を行う必要がある。今後は、安価で施工性の良い恒久対策の検討を行う。

参考文献

1) 齋田秀世 バックルプレート桁の歴史と形態的特徴について 土木学会第54回年次学術講演会
 2) 飯島哲ノ助 昭和34年7月 橋けたはこんな所が悪くなっている 鉄道土木 Vol.1 No7