

2 径間 PC 橋の解体法におけるステップ解析

The Step analysis in Dismantling Construction Method of Two Span Pre-stressed Concrete Bridge

(株) 砂子組 ○正員 長谷川 雅樹 (Masaki Hasegawa)
 (株) 砂子組 正員 古川 大輔 (Daisuke furukawa)
 (株) 砂子組 正員 佐藤 清正 (Kiyomasa Sato)
 (株) 砂子組 正員 近藤 里史 (Satoshi Kondo)
 (株) 砂子組 正員 田尻 太郎 (Taro Tajiri)

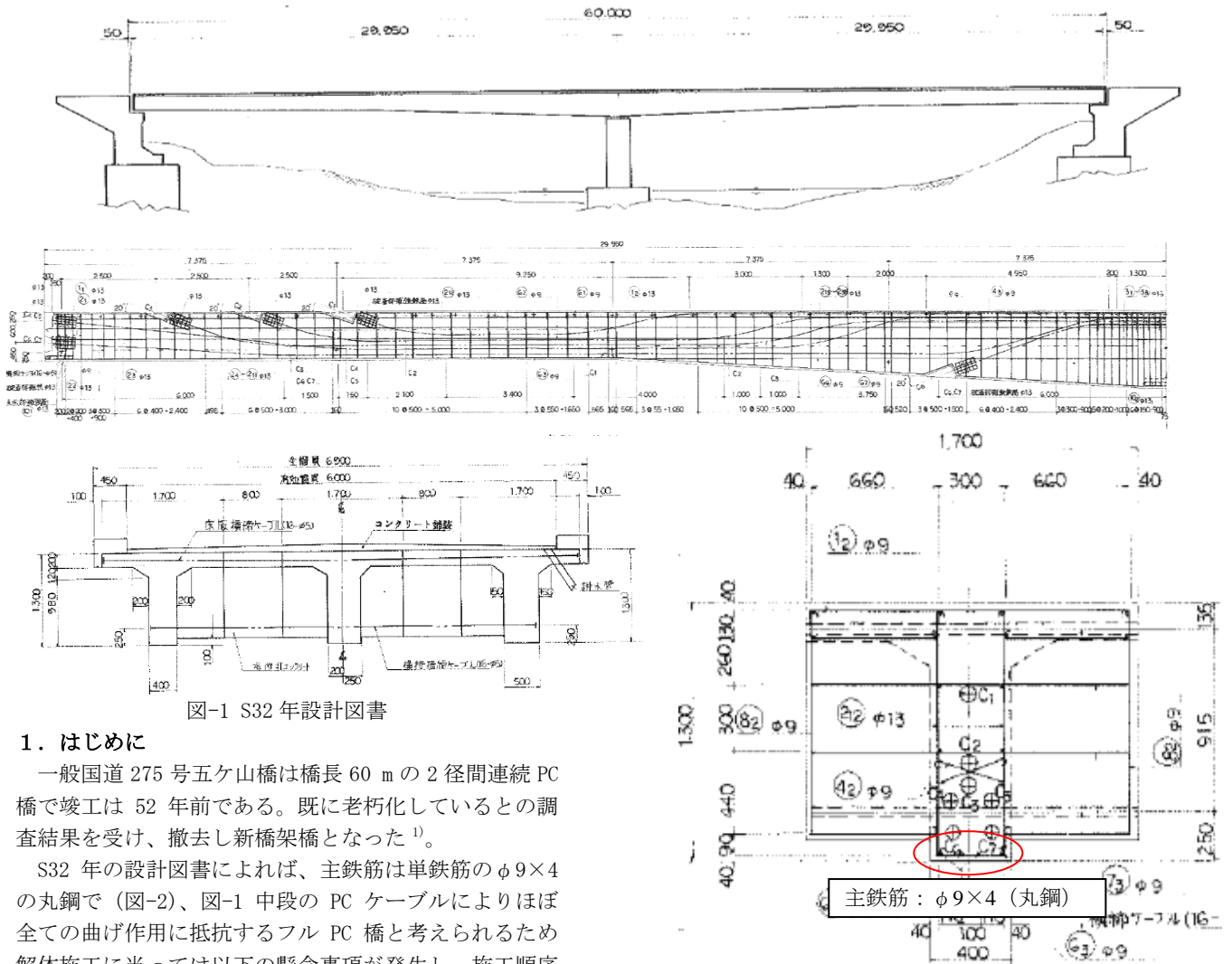


図-1 S32 年設計図書

1. はじめに

一般国道 275 号五ヶ山橋は橋長 60 m の 2 径間連続 PC 橋で竣工は 52 年前である。既に老朽化しているとの調査結果を受け、撤去し新橋架橋となった¹⁾。

S32 年の設計図書によれば、主鉄筋は単鉄筋の $\phi 9 \times 4$ の丸鋼で (図-2)、図-1 中段の PC ケーブルによりほぼ全ての曲げ作用に抵抗するフル PC 橋と考えられるため解体施工に当っては以下の懸念事項が発生し、施工順序を考慮したステップ解析を行った。

- 1) 解体時に PC ケーブルを切断した時点で、その緊張効果は基本的に期待できないフル PC 橋である。
- 2) 現在の設計と比較して鉄筋比が異常に小さく丸鋼である。丸鋼はフック定着が基本でその間の付着は期待できないが、設計図書に定着位置の記載はない。解体の際の桁切断位置によっては無筋化する恐れがある。

従って解体時に引張作用に抵抗するのは、コンクリートの引張強度のみと考えるのが安全である。

しかしながら、

- 3) 老朽化でコンクリート引張強度を信頼できない。

- 4) ピア付近桁下面にすでに明瞭な縦クラックがある。という状況であった。

2. 現況の解析

- 5) PC ケーブルのグラウト状態は不明。だったので、現況解析でも PC ケーブルの緊張力は既に消失しており、PC ケーブルがいわば鉄筋化しているものとして安全側の想定を行った。図-3 は、中桁の応力図であるが、青ラインが桁上縁応力、赤ラインが下縁応力、青点線がコンクリートの許容圧縮応力度、赤点線は同引張強度である ($0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$)。縦目盛りは横桁間隔

図-2 主鉄筋

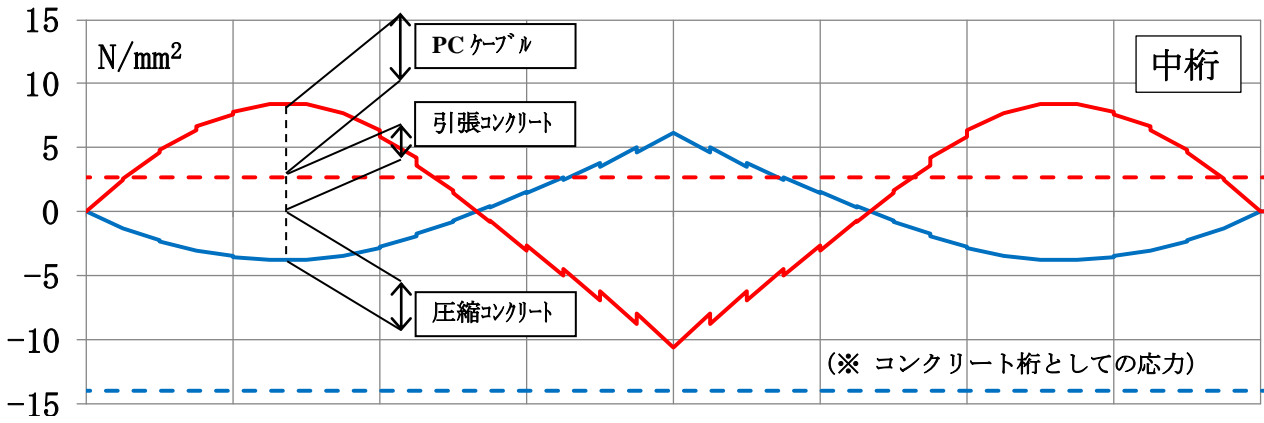


図-3 現況応力図

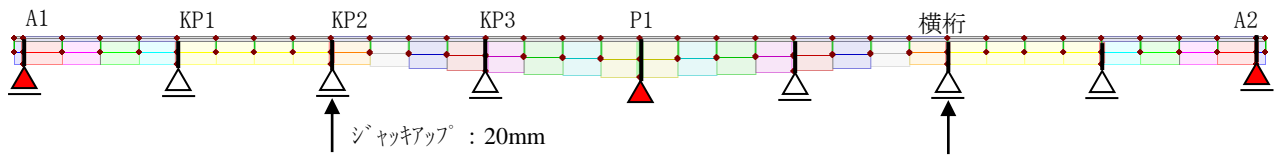


図-4 フレーム解析モデルとベント位置

で中央がピア位置となる。先の想定より、図-3 に示す応力分担を仮定した。

図-3 と前述の 1), 2), 5) より、解体過程で PC に関する効果は全て失われ、いわば無筋コンクリート桁になるとすれば、PC ケーブルの応力分担の消失により、橋全体の非常に広範囲にわたって無視できない損傷が発生する可能性があった。そのため図-4 に示すフレーム解析モデルにおいて、横桁位置にベントを立てる事とした。

3. 解体過程のステップ解析の概要

ベント敷設時（解体開始時）にも 5) の事情を考慮し、桁に対してケーブルの緊張効果はなく、自重によってたわんだ状態においてベントは敷設されると仮定した。ベントは解析上単純支持としたが、負反力は持てないとした。

たわんだ状態でのベント敷設を仮定すると、解体過程において全てのベントに均等に桁重量が配分される事はなくなる。また解析上負反力が発生した場合、桁がベントから浮いたとみなせるので、負反力が発生したベントを無視する繰り返し計算が必要である。

負反力を考慮した繰り返し計算は、図-5 の手順で行った。

4. ステップ解析結果

1 回の桁の撤去長さは、横桁間隔とした。まず端部から撤去するケースと中央部（ピア）から撤去するケースを試算したが、中央部からの撤去では桁切断による開放モーメントが大きく、残存部に過大な応力発生が見られたので、端部からの撤去とした。次に撤去時の無応力化をはかるため、図-4 に示した径間中央のベントで 20 mm のジャッキアップを行う事とした。ジャッキアップ量は、桁上縁に過大な引張が作用しない範囲として決定した（図-6）。図-6 の実線は図-3 と同じであり、点線は現況応力である。以後、中桁の結果のみ示す。なお図中の赤

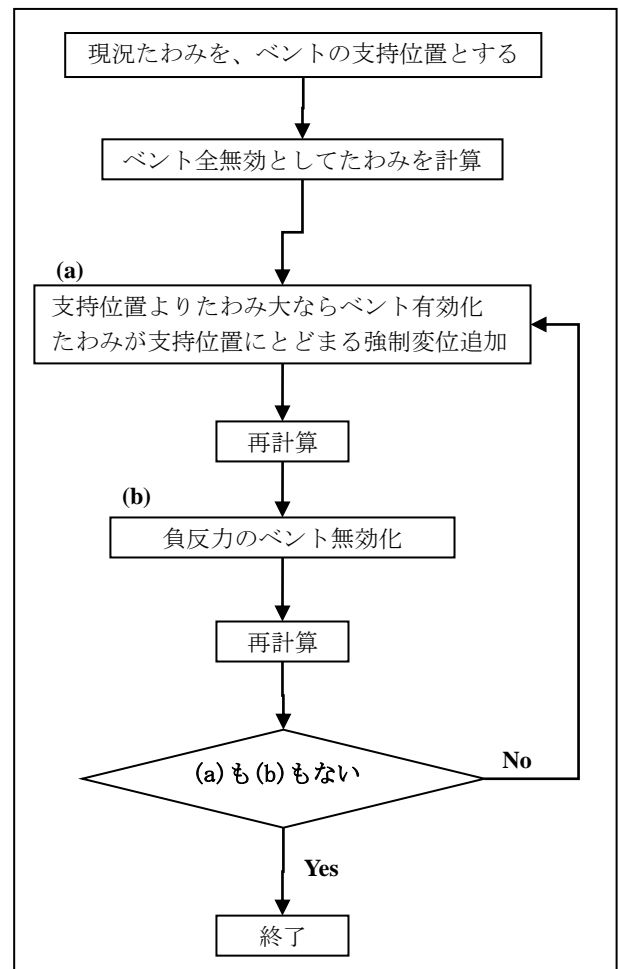


図-5 解体過程の各ステップの計算フロー
三角は有効なベントおよび支点を表す。

図-6 の状態で図-4 の A1~KP1 を撤去すると図-7 となり、KP3 付近の引張作用が増加傾向にある。以後、KP2 ~KP3 等を撤去すると既存クラックの存在するピア周辺の桁下面の引張作用はさらに増加すると予想できる。

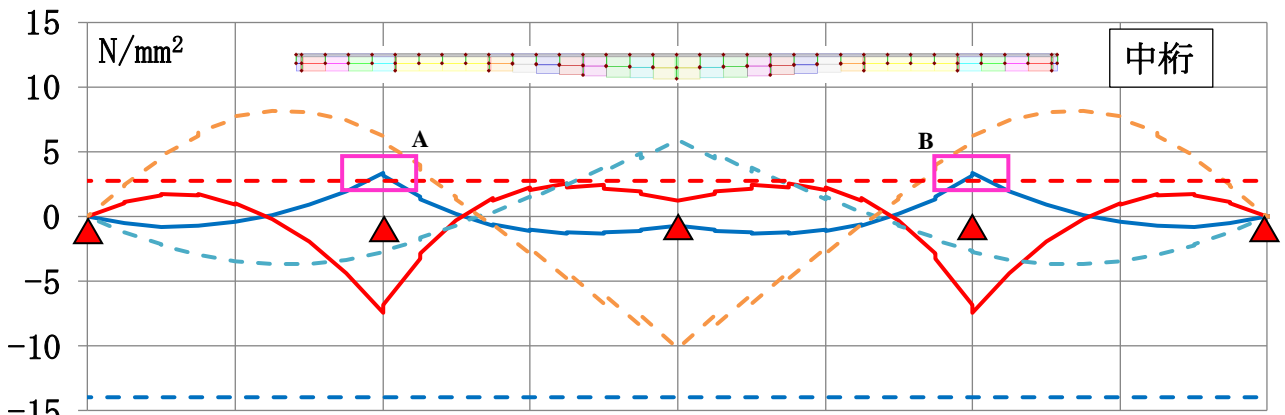


図-6 ジャッキアップ時

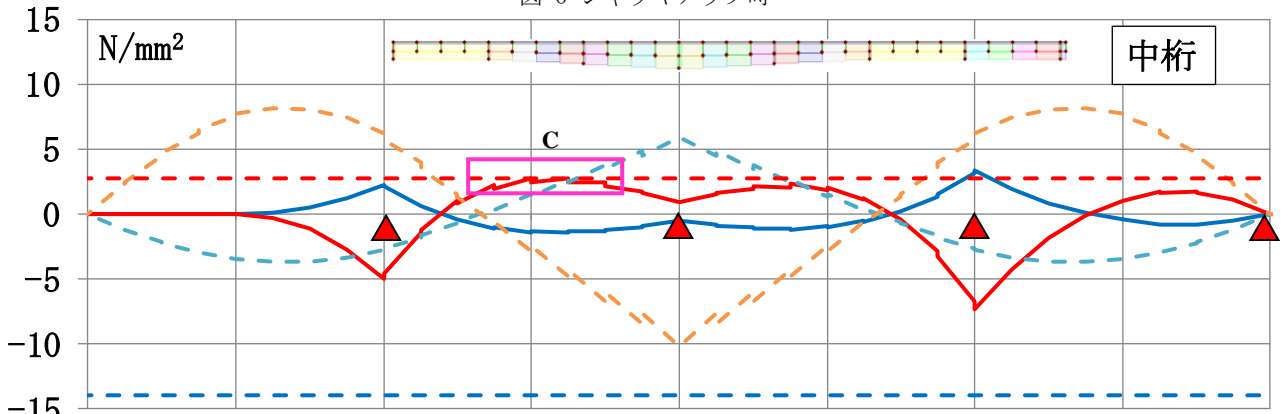


図-7 A1～KP1 撤去

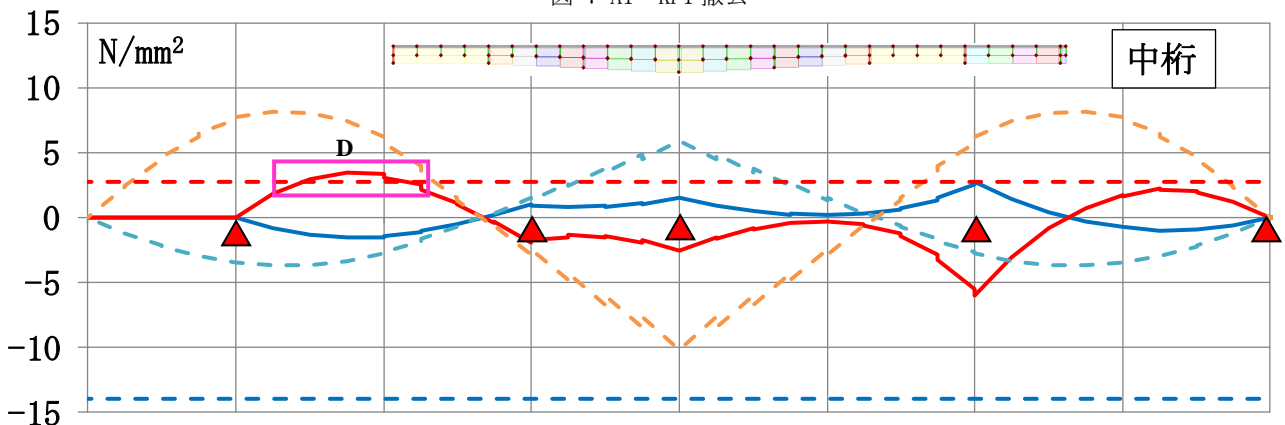


図-8 ジャッキダウン時

そのため、A1 側はジャッキダウンする事とした (図-8)。

図-9, 10, 11 に KP1 以降の撤去時の応力を示すが、ジャッキダウン時 (図-8) が最もクリティカルな状態で、これ以降は作用応力が小さく、次に述べる補強対策を併用すれば、十分安全に施工できると判断した。

5. 補強対策

図-6 の箇所 A, B (ジャッキアップ点) では、ジャッキアップ時に桁上縁応力がコンクリート引張強度を僅かに超過する。これに対しては断面計算の結果、横桁間隔 1/4 の範囲で D25 @ 125 を配置し、厚 40 mm の J-ティフコムを打設する補強で対処可能なのがあった。図-7, 8 の C と D の桁下面については、鉄筋+ティフコム打設、鋼板接着等を検討したが、河床から約 10 m の作業で施

工困難な事、補強材の重量を考慮すると大きな応力改善にはならない事、老朽化でコンクリート引張強度を信頼できない事、さらにステップ解析ではジャッキ変位を除き具体的な変位数値は数 mm であり、解析結果が施工時の現実の桁挙動と合わない恐れは十分にあったため、最終的には図-12 に示す形でベントを縦桁でつなぎ、落橋を防止する事とした。

6. まとめ

今後とも、撤去時に無筋コンクリート桁に近い状態となる橋梁等が解体対象となる可能性は、十分あると考えられる。

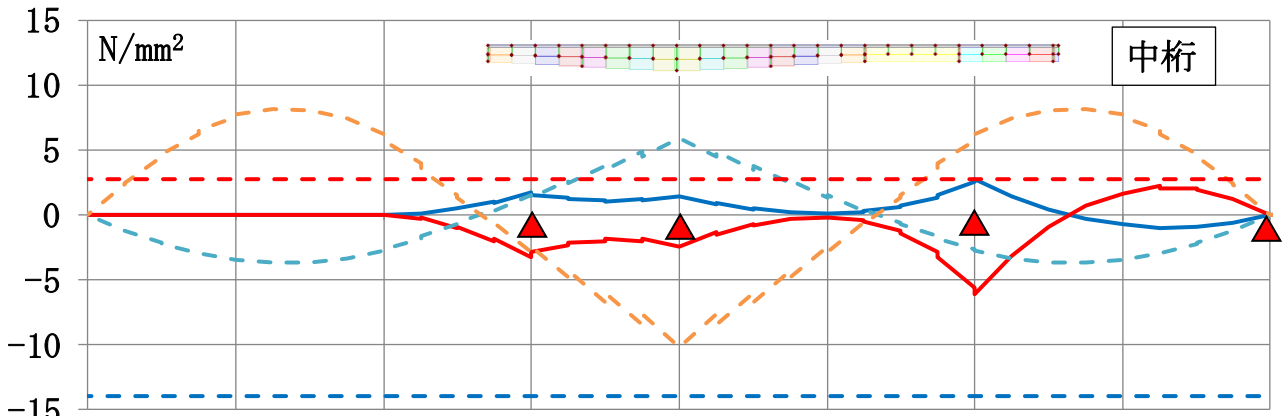


図-9 KP1~KP2 撤去

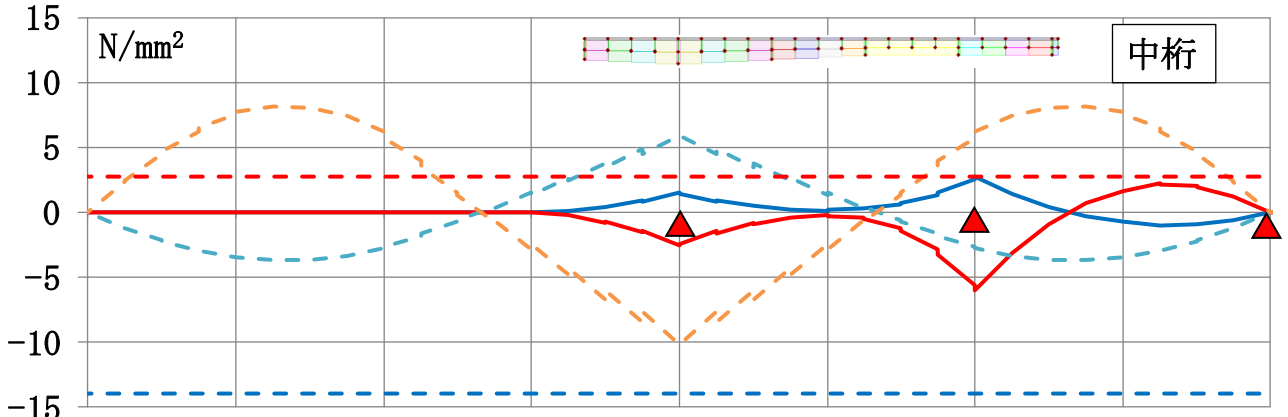


図-10 KP2~KP3 撤去

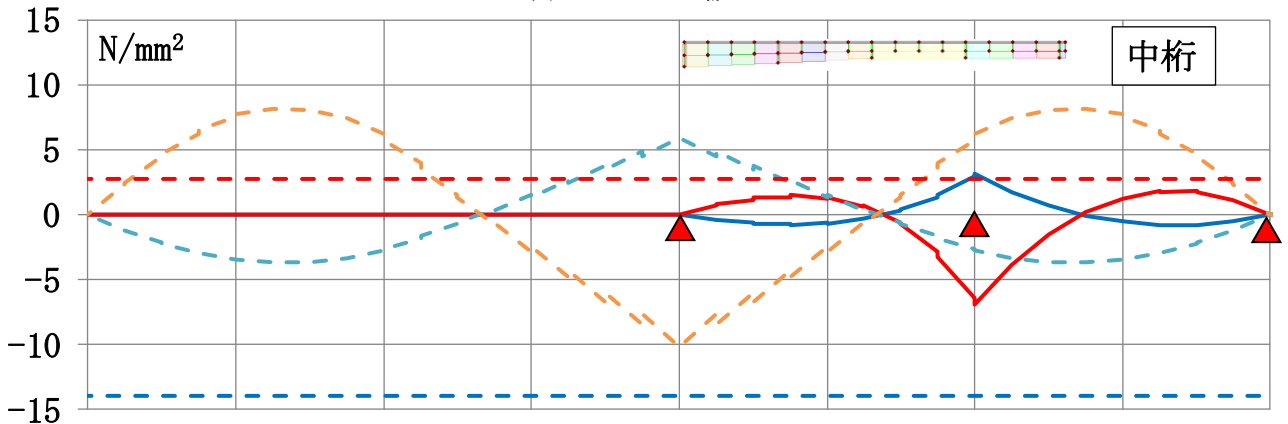


図-11 KP3~P1 撤去

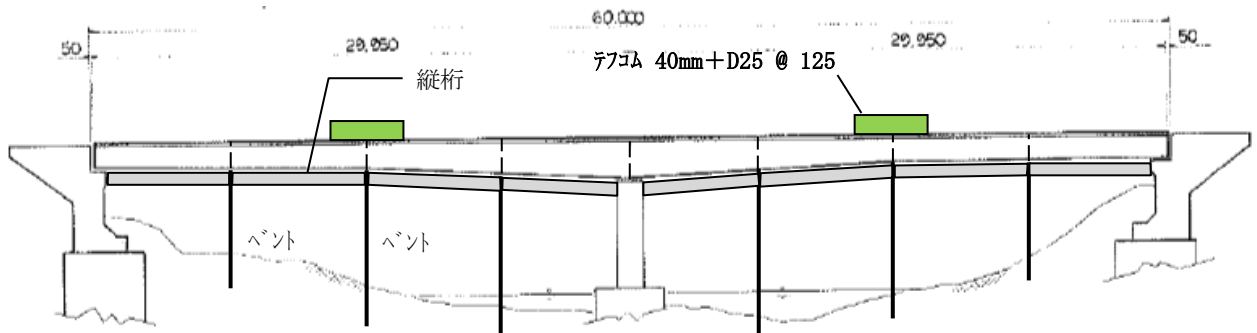


図-12 補強工と縦桁

[参考文献]

1) 一般国道 275 号 沼田町 五ヶ山橋架替の経緯-E1 判定の橋梁への対応について, 堀田暢夫, 中嶋尚志,

竹森博美、第 59 回北海道開発技術研究発表会, 平成 27 年.