

下田橋(波形鋼板ウエブ PC 橋)の設計

日本道路公団	中部支社	構造技術課	正会員	池田博之
日本道路公団	中部支社	四日市工事事務所		水口和之
鹿島建設(株)			正会員	○南雲広幸
鹿島建設(株)			正会員	山本 徹

1. はじめに

下田橋は、東海北陸自動車道として合掌作りの集落で有名な白川郷のある岐阜県白川村に建設される4径間連続ラーメン形式の橋梁である。本橋梁は、主桁自重の低減、プレストレスの効率的な導入、作業の省力化のためにウエブに波形鋼板を採用しており、その最大支間長 136.5mは、現在、建設中のものを含め波形鋼板ウエブ PC 橋としては、最大である。また、維持管理や部材断面厚の低減、施工性の向上等の理由より、主方向 PC 鋼材は全外ケーブル方式を採用している。さらに、本橋は、中央径間の長さに対して側径間が短いため、側径間には波形鋼板の内側にカウンターウェイトの役割を果たす裏打ちコンクリートを巻くこととしている。裏打ちコンクリート部については、累加強度に基づく考え方によりせん断力に対する設計を行っている。本報文では、このような特徴を有する本橋に関して、設計概要、および検討結果について述べるものである。

2. 橋梁概要

以下に下田橋の橋梁概要を示す。また、図-1, 2にそれぞれ橋梁一般図、主桁断面図を示す。

- ・ 構造形式：4径間連続 PC 波形鋼板ウエブ箱桁橋
- ・ 橋 長：269.500m
- ・ 支 間 長：44.250+136.500+48.900+38.350m
- ・ 幅 員：総幅員 11.500m (標準部)、14.000m (非常駐車帯部)
- ・ 桁 高：7.50m~4.00m
- ・ 斜 角： $\theta = 90.0^\circ$
- ・ 平面線形：R=5000m

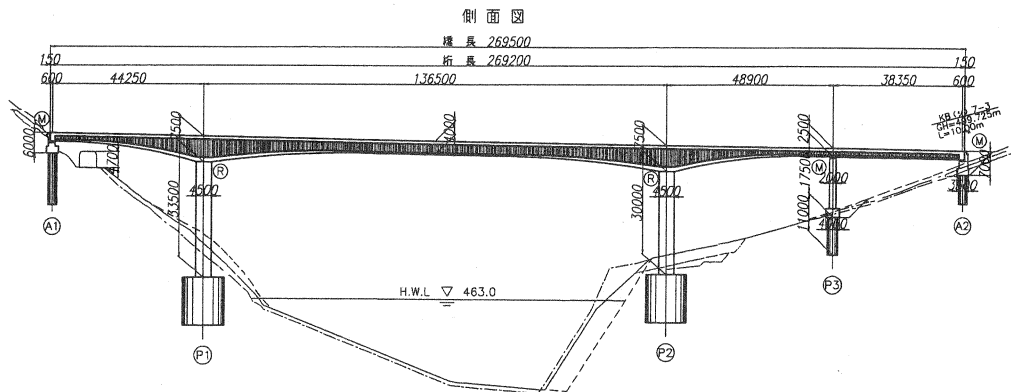
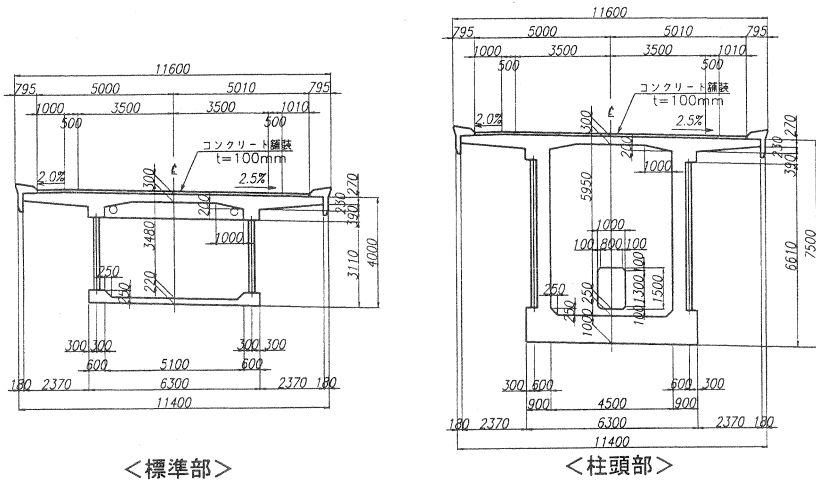


図-1 下田橋 全体一般図



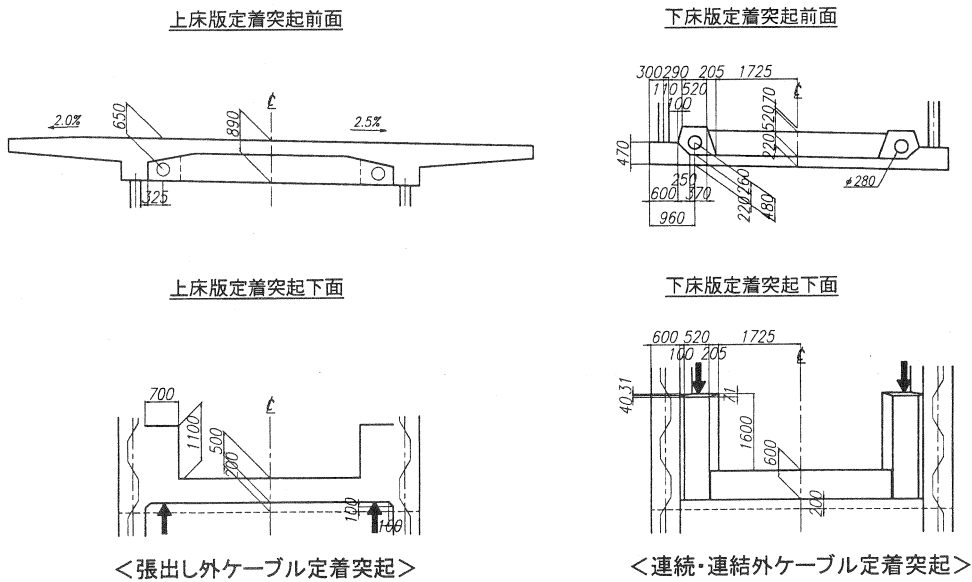
図—2 断面図

3. 外ケーブル定着部近傍の検討

本橋は、全外ケーブル方式を採用しており、張出し、連続・連結ケーブルともに 19S15.2 の大容量ケーブルを使用している。ウェブがコンクリートでないことより、外ケーブルの定着体および定着部近傍の波形鋼板に外ケーブルの定着による局部応力が影響を与えると考えられる。そのため、外ケーブル定着部近傍の3次元FEM解析を実施し、外ケーブル定着体および波形鋼板の安全性について検討を行った。

(1) 外ケーブル定着部の設計

図—3に張出しケーブル、連続・連結ケーブルの定着突起形状を示す。



図—3 外ケーブル定着突起形状

本橋の定着突起の設計方針では、鉄筋コンクリート構造として引張力をすべて鉄筋で負担させるものとし、プレストレス導入直後のケーブル張力に対し鉄筋の応力度を、 $100\text{N}/\text{mm}^2$ 以内に収めるように補強鉄筋

を配置するものとした。さらに、コンクリート要素内の引張応力度は 3.0N/mm^2 以内に収めるものとした。

1) 張出し外ケーブル定着突起の検討

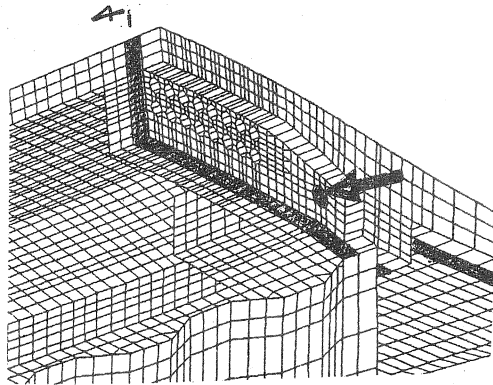
図-4に張出し外ケーブル定着部近傍のFEM解析による主引張り応力度のコンター図を示す。

引張応力度の最大値は定着突起と床版打ち下ろし部の接続部で 2.9N/mm^2 となっている。また、鉄筋による補強は最大D25を使用し定着部の補強を行った。

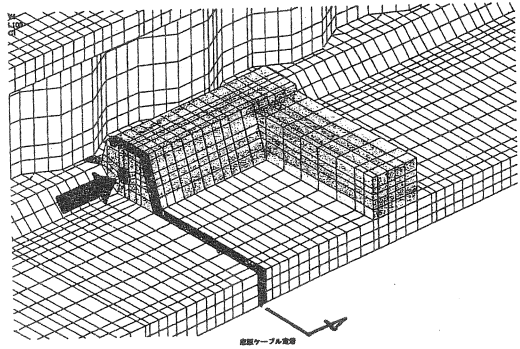
2) 連続・連結外ケーブル定着突起の検討

図-5に連続・連結外ケーブル定着突起近傍のFEM解析による主引張り応力度のコンター図を示す。

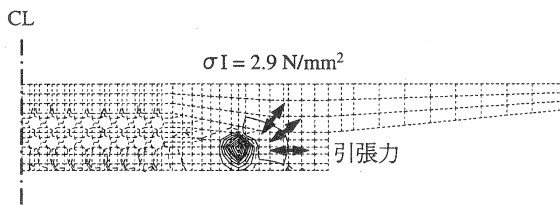
この解析においても引張応力度の最大値は 3.0N/mm^2 以下となっており、また、鉄筋の補強量は最大D22を125ピッチで配筋することで鉄筋応力度 100N/mm^2 を満足する結果となった。



<FEM要素分割図>

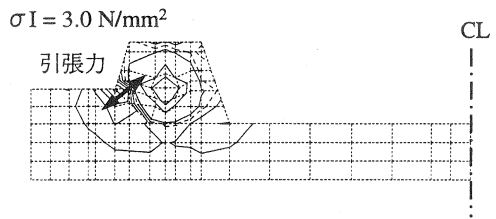


<FEM要素分割図>



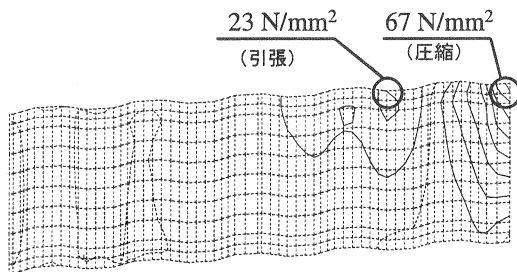
<主引張り応力コンター図>

図-4 張出し外ケーブルの定着突起FEM解析結果

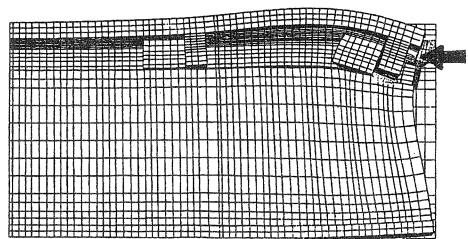


<主引張り応力コンター図>

図-5 連続・連結外ケーブルの定着突起FEM解析結果



<波形鋼板の鉛直方向応力度コンター図>



<変形図>

図-6 定着突起近傍波形鋼板応力度FEM解析結果

(2)外ケーブル定着部近傍の波形鋼板の設計

張出し外ケーブル定着部近傍の波形鋼板には、図一6に示すように鉛直方向に大きな応力度が発生する。これは、プレストレス力により張出しブロック先端部の上床版が下側を向き、逆にブロック後部は浮き上がるようにするのに対して波形鋼板ウェブが抵抗をしているためである。

波形鋼板の板厚、フランジとの溶接サイズ、アングルジベルのピッチを決定するには、全体フレーム解析によって発生するせん断力、横方向断面に対する活荷重による面外曲げ（首振り）の他に、この波形鋼板に発生する鉛直方向応力度を考慮した。

4. 裏打ちコンクリート部のせん断力に対する設計について

側径間部 (A1-P1、P2-A2) については、本橋の特徴である支間割の不均等（側径間長/中央径間長=0.32）を解消するための対策として、カウンターウェイトの役割でウェブの波形鋼板の内側にコンクリートを裏打ちする構造となっている。この部分の構造は、鉄筋コンクリートと波形鋼板による今までに例のない合成構造であるため、設計手法の確立については、本来は、実験的アプローチをする必要があるが、今回は、以下のように安全を考えて設計荷重作用時、および終局荷重作用時についてせん断力に対する設計を行った。

(1)設計荷重作用時

コンクリートウェブ部と波形鋼板のせん断剛性比で作用せん断力を分配し、それぞれの部材について設計した。

1) 波形鋼板

波形鋼板に発生するせん断応力度が許容せん断応力度以下であることを照査した。

2) ウェブコンクリート

道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編（以下道示Ⅲ）のPC部材のせん断の設計の考え方（以下のa）、b）に基づきウェブコンクリートの設計を行った。ただし、斜め引張り応力度の許容値は、コンクリート標準示方書「設計編」に示されている引張り強度の75%とした。

a) ウェブに生ずる斜め引張り応力度の照査

$$\sigma I \leq \sigma I_a = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

$$(0.75f'_{td} = 2.0 \text{ N/mm}^2)$$

ここに、 σI ：ウェブコンクリートに発生する斜引張応力度

b) ウェブに生ずる平均せん断応力度の照査

$$\tau \leq \tau_a = 0.55 \text{ N/mm}^2$$

ここに、 τ ：ウェブコンクリートに発生する平均せん断応力度

満足しない場合は終局荷重作用時で必要スターラップ量を計算（道示ⅢPC部材のせん断の考え方）した。

(2)終局荷重作用時

1) 波形鋼板座屈照査

終局荷重作用時にコンクリートと鋼板が分離した状態を想定し、波形鋼板の弾性座屈を避けるため主径間の波形鋼板と同様に座屈検討¹⁾（局部座屈、全体座屈、連成座屈）を行い最低板厚を12mmとした。

2) 累加強度式による照査

終局荷重作用時のせん断力に対しては、波形鋼板の降伏せん断耐力とコンクリートのせん断耐力、スターラップの受け持つせん断耐力の累加で抵抗するものと考えた。ただし、累加が成立するために

は終局状態において波形鋼板と裏打ちコンクリートの一体性が確保されている必要があるが、両者の一体性については、(3)で述べる合成壁の設計の考え方にに基づき必要配置間隔を確保した。

終局荷重作用時において以下の式にて照査する。

$$S_u \leq S_{stu} + S_{cu} + S_{cwu}$$

ここに、 S_u ：終局荷重時作用せん断力

S_{stu} ：スターラップの負担するせん断耐力

S_{cu} ：コンクリートの終局せん断耐力

S_{cwu} ：波形鋼板の終局せん断耐力

スターラップは一般的なPC部材と同様に設計荷重作用時のコンクリートの平均せん断応力が 0.55N/mm^2 を超えた場合に配置するものとし、その分担分は全せん断力から波形鋼板の降伏せん断耐力とコンクリートのせん断耐力を引いた残りとする。

$$A_{sw} = 1.15 \times S_{stu} \times a / (\sigma_y \times d)$$

$$S_{stu} = S_u - S_{cu} - S_{cwu}$$

ここに、 A_{sw} ：斜引張鉄筋量

σ_y ：スターラップの降伏強度

a ：スターラップのピッチ

d ：有効桁高

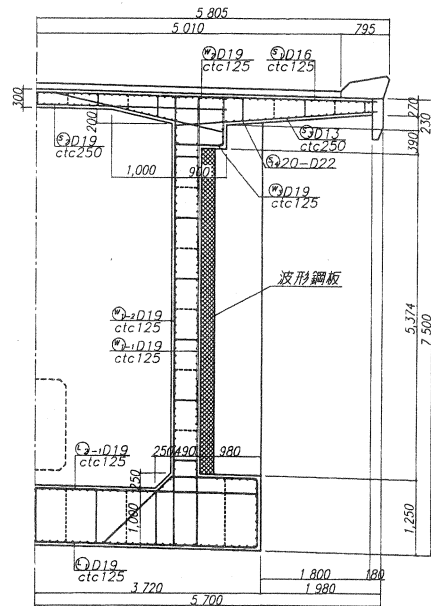


図-7 裏打ちコンクリート部配筋図

上記の計算の結果、側径間にはスターラップを $D16@125 \sim D19@125$ で配置した。図-8に側径間部の終局荷重時作用せん断力とスターラップの負担するせん断耐力、コンクリートの終局せん断耐力、波形鋼板の終局せん断耐力との関係を示す。

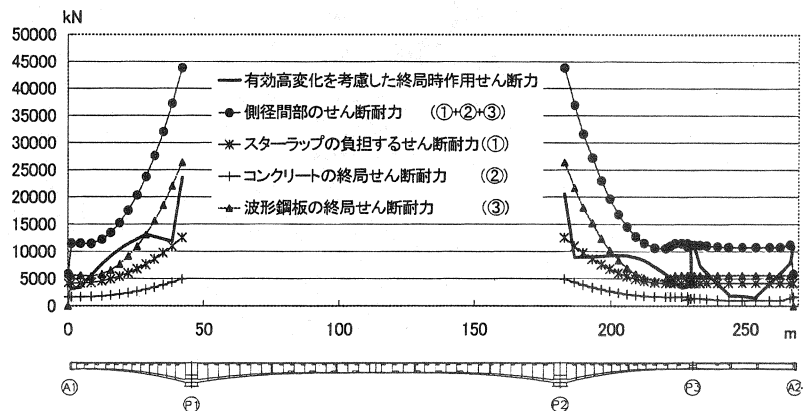


図-8 側径間部終局時作用せん断力とせん断耐力の関係

(3) 波形鋼板と裏打ちコンクリートとの一体性の検討

1) スタッドによる一体性の確保

原子力施設の設計において、鋼板とコンクリートの合成壁が適用されている例が多い。その設計においては、スタッジベルの配置ピッチが以下の条件を満足すれば鋼板とコンクリートの両者が、降伏及び終局時において一体化していると考えられるものとしている²⁾。

2) スタッドの間隔

スタッドの配置間隔は以下の式を満足する間隔とする。(図-9 参照)

$$B/t = 20$$

ここに、 B 、 t それぞれ、スタッド間隔および波形鋼板板厚とする。

スタッドの配置間隔は、波形鋼板厚 $t=12\text{mm}$ であるため、 $B=20 \times 12=240 \geq 200\text{mm}$ とした。

3) スタッドの埋め込み深さとスタッド径

スタッドの埋め込み深さは、軸力の5%を軸力と直行方向の分力としたときに、鋼板の降伏分力 $0.05N$ に対して引き抜けないよう、以下の式に従い決定する。(図-10 参照)

$$0.6 \times \sqrt{\sigma_{ca}} \times \pi \times L_e^2 = B \times \sigma_{sy} \times 0.05$$

ここに、 σ_{ca} : コンクリートの圧縮強度

L_e : 埋め込み深さ

σ_{sy} : 鋼板の降伏強度

概算式は、 $L_e \approx 10 \times \phi$ となり、スタッドの長さ L_e は、スタッド径を $\phi 19$ とした場合、 $L_e=200\text{mm}$ となる。

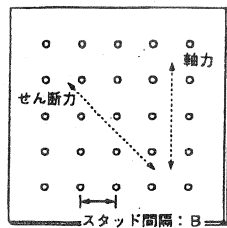


図-9 スタッド間隔について

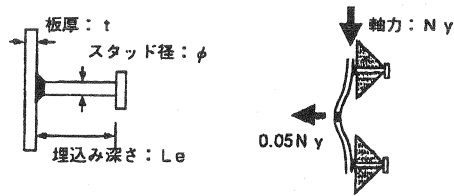


図-10 スタッド埋め込み深さと引抜き力の関係

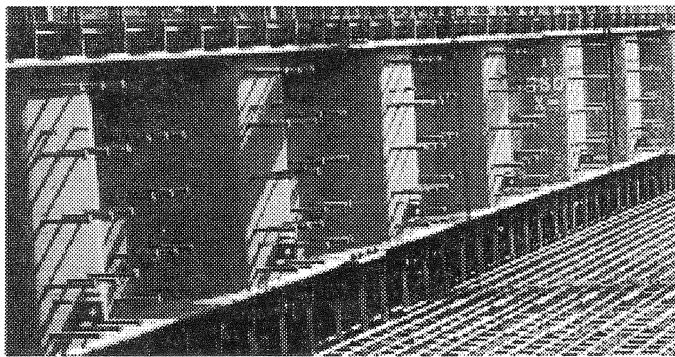


写真-1 側径間波形鋼板裏打ち部スタッド配置状況

おわりに

本橋は、2001年7月現在、A2-P3間の支保工施工工部が終了し、P1、P2橋脚からの張り出し施工を実施している。本年末には桁施工が完了の予定である。本橋の施工については、別の機会に紹介したいと考えている。

参考文献

- 1) 波形鋼板ウェブP C橋設計マニュアル(案)、H10/12、波形鋼板ウェブ合成構造研究会
- 2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG460-1991) (社)日本電気協会、電気技術基準調査委員会