

### (35) 鐮川橋の設計と施工

日本道路公団東京第二建設局 建設部 構造技術課  
 オリエンタル建設(株)・極東工業(株)共同企業体所長  
 飯東義夫  
 清水 孝  
 オリエンタル建設(株)東京支店 工務部 設計課 正会員 ○伊藤恵介

#### 1. はじめに

鐮川橋は上信越自動車道の一環として、群馬県西部の下仁田I・C(仮称)直近の佐久側に位置し利根川の支流である急峻なU字溪谷の一級河川鐮川に架設される橋梁である。(写真-1)

橋梁形式は、橋長がL=205m・中央径間長がL=135m・側径間長がL=34mのPC3径間連続箱桁橋である。

また、本橋はインターチェンジに近接するために、分流ランプによる平面線形のすり付けを橋梁内に設ける必要があり、有効幅員は上り線において(B=11.910m~B=9.250m)、下り線において(B=13.250m~B=9.250m)の幅員変化を有する。本橋は上記条件を有する橋梁の実施設計である。

本橋の特徴は、①・中央径間長が側径間長に比べ非常に大きいので、設計荷重時における橋梁の安定をたもつように、側径間の主桁断面内部にコンクリートを充填し、この側径間部をカウンターウエイトとして中央径間部の張出し施工を行った事、②・構造的には主桁断面を一室箱桁断面から二室箱桁断面に変化させる事により、幅員変化に対応した事である。ここに、設計及び施工上行った検討と対応策について報告する。構造寸法を図-1に示す。

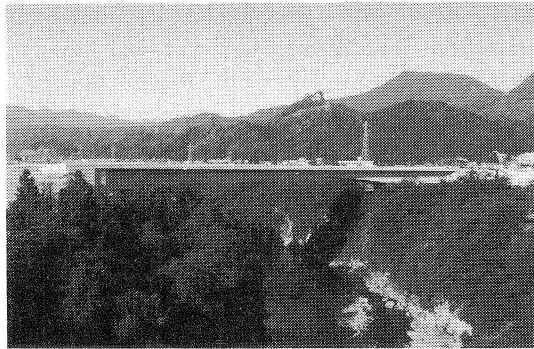


写真-1 完成写真

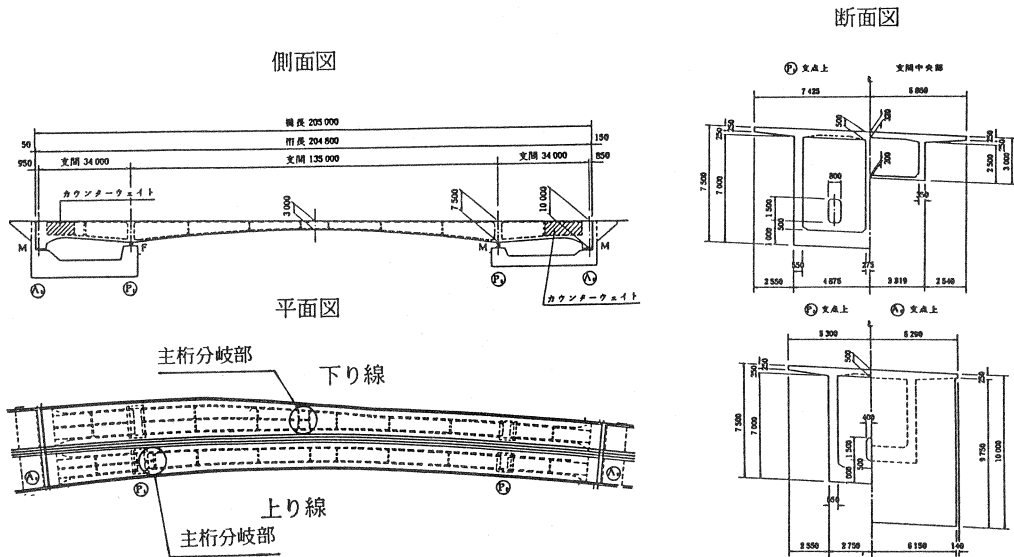


図-1 構造一般図

## 2. 幅員変化に対する設計検討

### 2.1 主桁分岐部構造形式

橋梁内の道路平面線形による幅員変化に対して、箱桁断面の張出し床版部の変化による対応、および箱桁断面を一室から二室に断面を変化させる対応が考えられる。構造および施工上より検討した結果、後者により対応する事とした。

主桁分岐位置は設計及び施工方法を検討の上決定した。設計においては、道路橋示方書におけるPC床版の最大支間(1=6.0m)に準ずる事を基本とした。

また、下り線の主桁分岐位置は、P1からの3主スライド型ワーゲンによる張出し施工と、P2からの2主スライド型ワーゲンによる張出し施工を考慮し、中央閉合部付近に設ける事とした。上り線の主桁分岐位置については、2主スライド型ワーゲンにより施工を行う事とし、張出し施工部を避けて場所打支保工施工部に設けるものとした。

分岐部横桁の形状は横桁を1枚壁とした場合、主桁分岐の影響によるねじりモーメントが、横桁部に過大な応力を発生させるので、中ウェブを伸ばし横桁を2枚壁としてねじり剛性をたかめ応力を緩和するものとした。

主桁分岐部形状を図-2に示す。

### 2.2 上り線主桁分岐部の応力検討

#### 1) 解析方法

上り線主桁分岐部は断面力が最大となる中間支点に近傍しており、応力伝達が複雑で平面モデル解析では断面変化部の応力状態を明らかにする事は出来ないため、主桁分岐部における断面形状の妥当性及び構造の安全性を確認するために、3次元のFEM解析により応力検討を行う事とした。

解析にあたっては特に以下の項目に着目した。

- ①. 主桁分岐による断面変化部上床版・下床版への影響
- ②. 断面変化部の外主桁・内主桁の応力状態
- ③. 主桁分岐横桁部に発生する応力状態

なお、解析モデルは支点横桁部の剛性を適切に評価するためにsolid要素を取り入れ、さらに横桁開口部も考慮するものとした。解析モデルを図-3に示す。

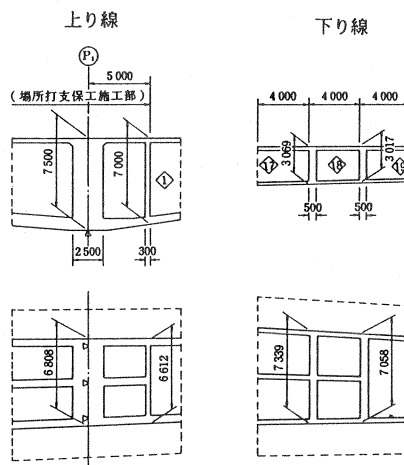


図-2 主桁分岐部形状図

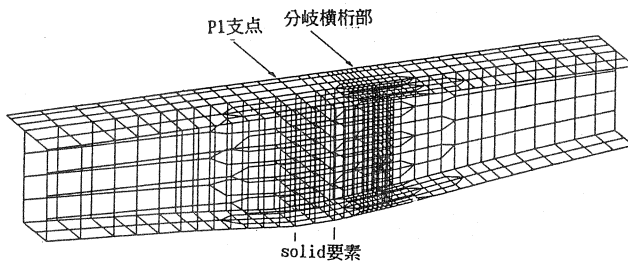


図-3 FEM解析モデル

2) 解析結果

ここにFEM解析結果について述べる。主桁分岐部の構造図を図-4に示す。

①. 上床版部について(図-6)

断面変化付近の上床版に発生する引張応力は $\sigma = -204\text{kgf/cm}^2$ であり、設計計算における設計荷重による主桁上縁の曲げ引張応力 $\sigma = -151\text{kgf/cm}^2$ に対して、 $\sigma = -53\text{kgf/cm}^2$ の引張応力集中が生じている。

②. 下床版部について(図-7)

断面変化付近の下床版に発生する圧縮応力は $\sigma = 176\text{kgf/cm}^2$ であり、設計計算における設計荷重による主桁下縁の曲げ圧縮応力 $\sigma = 162\text{kgf/cm}^2$ に対して、 $\sigma = 14\text{kgf/cm}^2$ の圧縮応力集中が生じている。

③. 外ウェブ・中ウェブについて

断面変化部において応力度の不連続性は無く応力集中も見られない。

④. 分岐横桁部について(図-8)

中ウェブの影響によると思われる $\sigma = -68\text{kgf/cm}^2$ の引張応力集中が生じている。

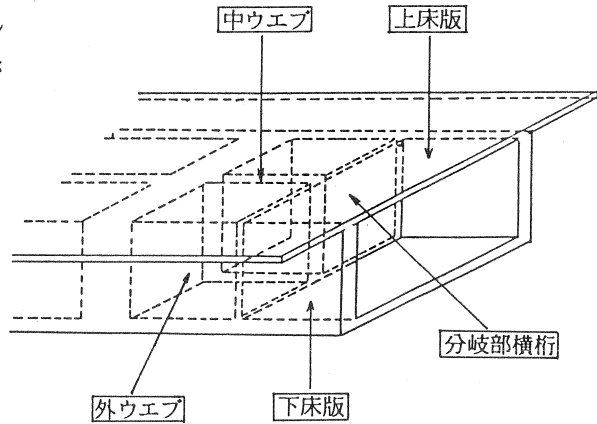


図-4 主桁分岐部構造図

3) 補強検討

解析結果より①、④に対して補強が必要と判断し補強方法の検討を行う。上記の発生応力に対する補強として、プレストレス及び鉄筋による補強が考えられる。①に対する床版部の補強については、床版は活荷重による変動荷重を直接受ける部材であるので、ひびわれを発生させない為にフルプレストレスとし、耐久性を高めた。また、補強プレストレスについてもFEM解析により補強の有効性を確認した。

④に対する分岐横桁部の補強については、ひび割れ制御を行い剛性を高める事とし、軸引張力に対してはプレストレスによる補強を、局部曲げに対しては鉄筋による補強を行った。

主桁分岐部の補強鋼材配置を図-5に示す。

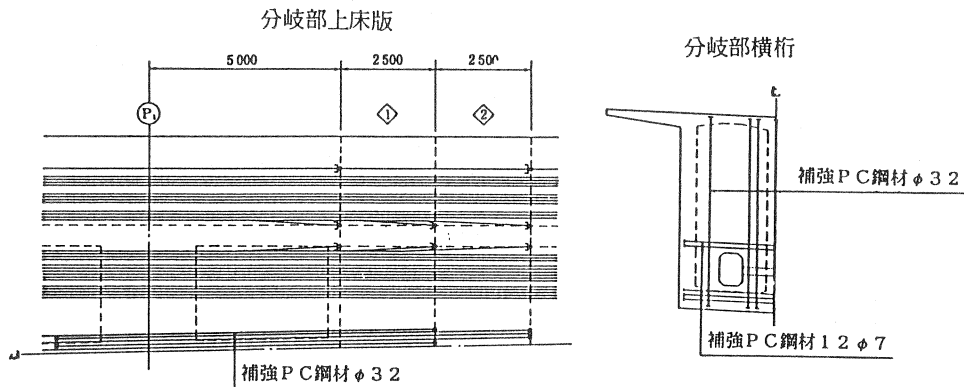


図-5 補強鋼材配置図

FEM解析結果

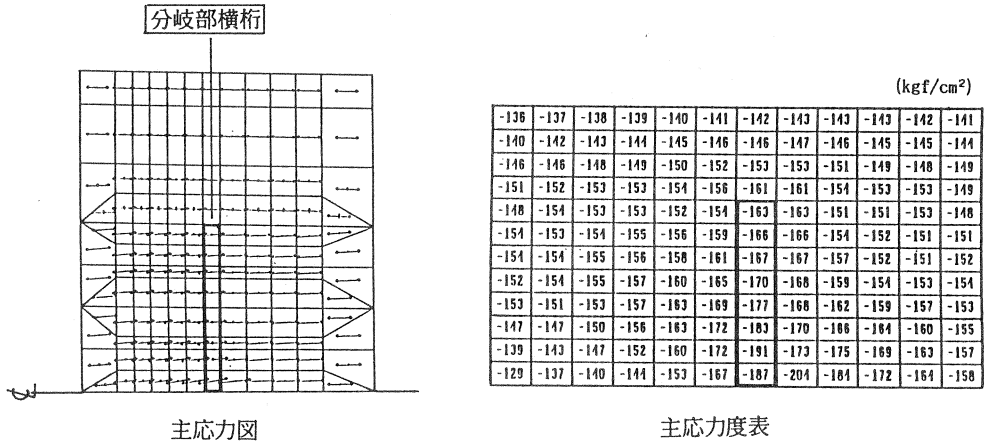


図-6 上床版

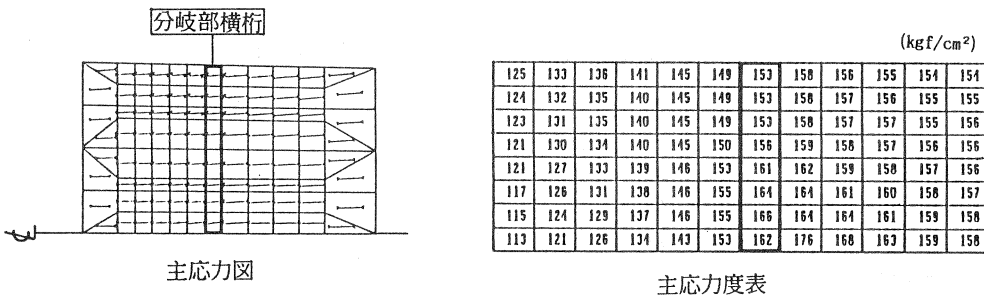


図-7 下床版

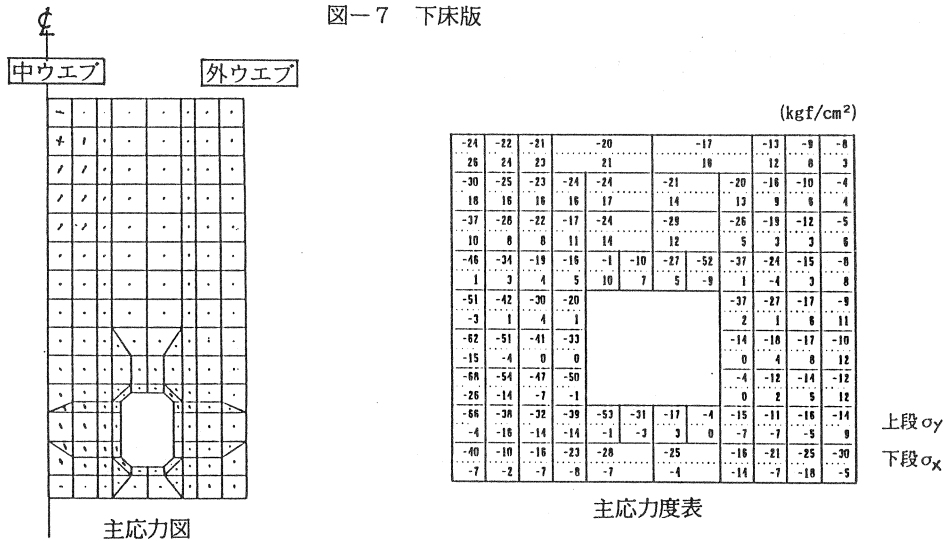


図-8 分岐横桁部

3. 桁内カウンターウエイトの検討

本橋は支間比が0.25 : 1.0 : 0.25の不等径間の3径間連続桁であり、設計荷重時に負反力の発生が予想され主桁断面内にカウンターウエイトを設置し、橋梁が安定した状態となる様にカウンター重量を決定した。

また、架設時(張出し施工時)の主桁の転倒に対しても、安全率を保つ様にカウンター重量を決定した。カウンターウエイト検討フローを図-9に示す。

以下にその検討方法について述べる。

1) 設計荷重時における安定の検討

日本道路公団設計要領第二集(2-4)に従い、次式により反力の計算を行う。

$$R = R1+i + Rd1 + Rd2/1.2 > 0$$

上式を満足する場合は、架設時の安定の検討をおこなう。

上式を満足しない場合は、下式によりカウンターウエイト重量を決定する。

$$R = R1+i + Rd1 + Rd2/1.2 + Rd3 > 0$$

2) 架設時の安定

①常時

張出し施工時において、A1橋台・A2橋台に作用する正の反力から抵抗モーメント(MR)を負の反力から転倒モーメント(MT)を求め安全率の計算を行う。なお、作用荷重として主桁自重・カウンターウエイト・ワーゲン荷重・作業荷重を考慮する。

$$MR = (RdoR + RcoR) \times L$$

$$MT = (RdoT + RdwT + Rdst) \times L$$

$$(+ (W0 + Wc + WW + WS) \times Kh \times h)$$

ここに、

RdoR : 側径間自重による橋台反力

RcoR : カウンターウエイトによる橋台反力

RdoT : 中央径間自重による橋台反力

RdwT : ワーゲン荷重による橋台反力

Rdst : 作業荷重による橋台反力

W : 各載荷荷重

L : 側径間長

h : 地震時水平力作用位置

②地震時

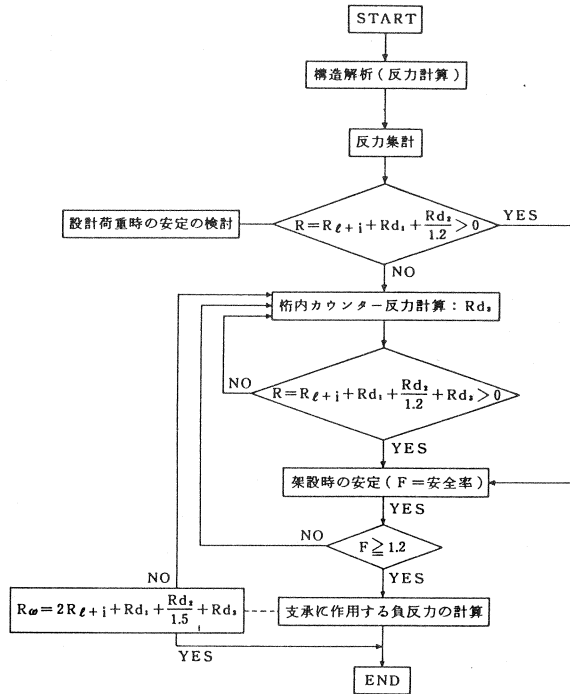
本橋の地震時安全率は、土木学会鋼構造架設設計指針を参考にF=1.2として検討し、安全率を満足しない場合はカウンターウエイト重量の変更を行う。

3) 支承に作用する負反力の計算

以上の検討よりカウンターウエイトを決定し、

$$R = 2 \cdot R1+i + Rd1 + Rd2/1.5 + Rd3$$

により支承に作用する負反力の計算を行い、A1支承・A2支承の設計を行う。



ここに、

R : 反力

R1+i : 活荷重最大負反力(衝撃含む)

Rd1 : 負の反力を生じさせる部分に加わる死荷重反力

Rd2 : 正の反力を生じさせる部分に加わる死荷重反力

Rd3 : 桁内カウンターウエイトによる反力

図-9 桁内カウンターウエイト検討フロー

#### 4. 施工

本橋の架設工法は、側径間部については支保工による場所打ち工法、中央径間部については張出し工法を採用した。施工順序は、側径間場所打部を施工後、主桁箱桁断面内部に前項の検討により決定された、カウンターウエイトコンクリートの打設を行い、次に側径間部をカウンターとして中央径間部を片持ち架設工法により施工を行った。幅員変化区間の張出しについては、スライドタイプ(2主・3主)のフォルバウワージェンを使用した。張出しブロック数は片側19ブロックとし、1ブロックの長さは2.5mから4.0m、コンクリート打設量は $54\text{m}^3$ から $29\text{m}^3$ で施工を行った。(写真-2)

また、張出し施工時には端支点到、設計荷重の2.5倍の反力が作用する為、コンクリート仮沓を設けて受け持たす事とした。さらに、P2支承・A2支承は共に可動沓であり、施工時地震時の滑動に対して、安全性を考慮して落橋防止を設置した。

次に、張出し施工時における、主桁の転倒に対する安全の確認方法として、各ブロック施工時の支点反力の設計値を基に、実際の施工において、相違なく推移している事を反力の測定により確認する事とした。測定方法は、各支点の主桁コンクリート内に埋め込んだ有効応力計とひずみゲージ、並びに仮支承に埋め込んだひずみゲージによりコンクリートの内部応力を計測し、そのデータを基に反力を算出した。側径間施工時から張出し施工完了時まで、施工段階に合わせて計測を行い、設計値との比較検討を行い施工を進めた。

その計測結果は、おおむね設計値と合致した値が得られた。

#### 5. おわりに

主桁分岐部においては、検討結果による補強対応を行い、特に問題もなく無事施工を完了した。主桁分岐部はなめらか形状として、応力集中を緩和させる構造とする事が好ましいと思われるが、構造上応力の集中が考える場合には、十分な検討を行うべきである。

本報告が今後のコンクリート橋を計画する上において参考になれば幸いである。



写真-2 張出し架設状況