

プレキャストU桁を用いたポータルラーメン橋の設計・施工

のみなあがり —能美根上スマートインターチェンジ橋—

東京土木支店	土木工事部 (名古屋支店駐在)	太田芳文
東京土木支店	土木工事部 (名古屋支店駐在)	松田正実
東京土木支店	土木工務部 (名古屋支店駐在)	山下茂樹
東京土木支店	土木技術部 (名古屋支店駐在)	川除達也

概要: 能美根上スマートインターチェンジ橋は、石川県能美市の北陸自動車道本線上に架橋した橋長 42.0m, 有効幅員 14.5m のランプ橋である。構造形式は PRC ポータルラーメン橋であるが、プレキャストU桁(Uコンボ橋)を採用したことが特徴となっている。

Key Words: PC 橋, U コンボ橋, セグメント

1. はじめに

能美根上スマートインターチェンジは、高速道路利便増進事業として、北陸自動車道小松 IC～美川 IC 間のほぼ中央(小松 IC から約 6 km) 石川県能美市に位置する本線直結型(トランペット型)のスマートインターチェンジであり、平成 30 年 3 月に供用を開始した(図-1, 写真-1)。

このうち能美根上スマートインターチェンジ橋は、北陸自動車道本線上に架橋した橋長 42.0m, 有効幅員 14.5m のランプ橋である。構造形式は PRC ポータルラーメン橋であるが、プレキャストU桁(Uコンボ橋)を採用したことが特徴となっている。本報告では、主桁や下部工との接合部の構造、施工手法および施工にともなう検討について述べる。



図-1 位置図



写真-1 インターチェンジ全景



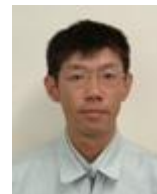
太田芳文



松田正実



山下茂樹



川除達也

2. 構造概要

2.1 形式・条件

本橋はUコンボ橋によるポータルラーメンである。工場製作によるプレキャストU桁セグメントを現場付近にて接合し、4本のU桁を架設したのち、プレキャスト板と場所打ちコンクリートによる床版を施工する形式となっている(図-2)。

橋長 42.0m (桁長 46.0m)、支間 40.0m、有効幅員 14.5m で、設計荷重は B 活荷重、海岸に近いことから塩害対策区分 I であり、コンクリートの設計基準強度は主桁が 60N/mm²、床版・横桁は 36N/mm² である。

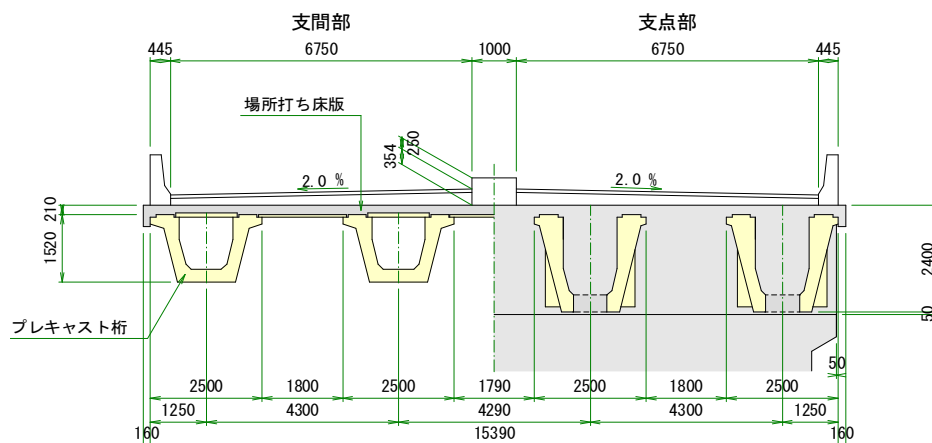


図-2 断面図

2.2 構造変更

当初、本橋は支間 40m のうち中央部の 29m のみをプレキャスト桁として仮支柱で支え、支点付近を場所打ち施工するスプライス構造であった。

しかし、供用中の高速道路上での施工となることから、安全上の観点で見直しが図られた。仮支柱を廃して、桁長全長をプレキャスト桁に変更し、施工中においても主桁が橋台で支持される構造に改めることとなった(図-3)。

この変更にともない、プレキャスト桁は変断面となったほか、供用中の道路上での施工であることを考慮し中間横桁を廃止した。

以上のことから、本橋においては次の3点が課題であった。

- (1) 架設時支間延長にともなう主桁の構造成立
- (2) プレキャスト桁と下部工の接合
- (3) 施工時の安全性の確保

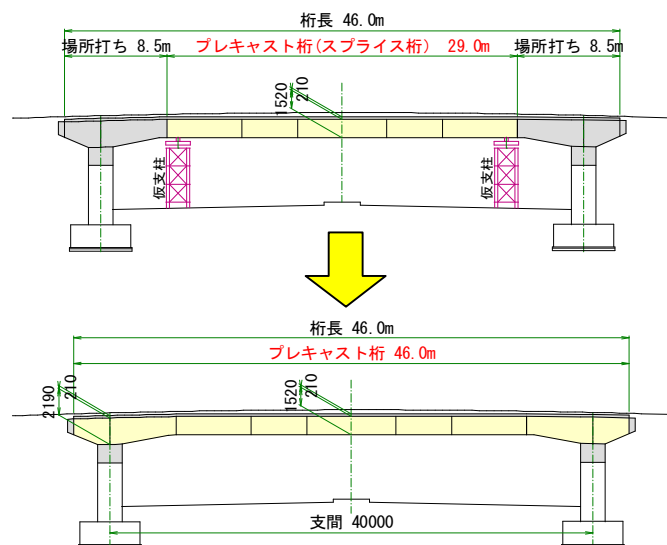


図-3 構造変更

3. 主桁の設計

3.1 主桁形状

本橋のプレキャストU桁は9セグメントからなり、桁高は支間中央部が 1.52m、支点部が 2.19m である。同様の支間を有するUコンボ橋の場合、桁高はおおむね 2.5m 程度であり、本橋の桁高はかなり低いといえる。構造変更にともない主桁支間部の曲げモーメントが増加することから、桁高増についても検討したが、下部工が一部着手済みであったこと、主桁架設時の重量増加につながることから、大幅な桁高増加は実施せず、PC 鋼材定着のため端部桁高のみを 1.29m から 1.55m に変更するに留めた。

3.2 PC 鋼材配置

一般にUコンボ橋では、外ケーブルを主とし、架設時の対応として下床版内ケーブルを併用する構造が多い。一方、本橋では、断面に制約があり外ケーブル(19S15.2)が1主桁あたり2本に限定されること、架設時の支間に対し桁高が低いこと、ポータルラーメンでは桁端への定着が望ましいことなどから、下床版ケーブル(12S12.7×3本)のほか、内ケーブルとしてウェブケーブル(1S28.6×10本)を桁長全長に亘って配置した(図-4)。

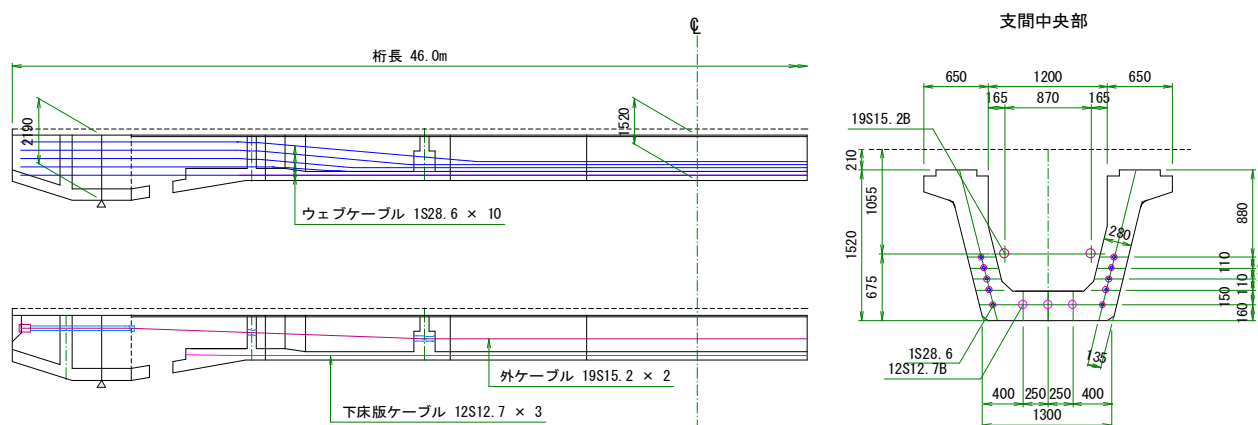


図-4 PC 鋼材配置

4. 下部工との接合部

4.1 下部工鉄筋との取り合い

本橋の施工にあたっては、橋台を施工したのち、プレキャスト桁4本を橋台上に架設し、その後支点付近にコンクリートを打設して剛結構造とする。主桁が場所打ちではなく、プレキャスト桁であることから、橋台の柱鉄筋は干渉する部位の切断を余儀なくされる(図-5)。

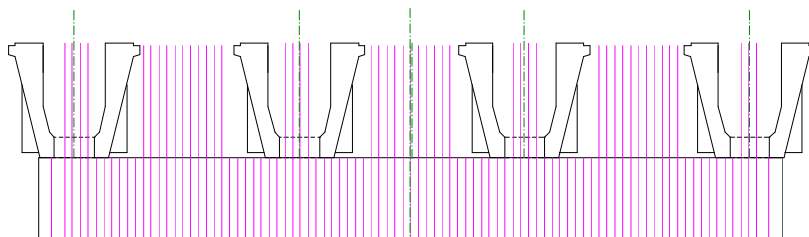


図-5 断面図

一方、構造特性について考えると、主桁の自重は単純桁状態で作用するため、スプライスとしていた元設計と比較して、主桁の曲げモーメントは増加するが、プレキャスト桁自重による橋台の曲げモーメントは発生しない(図-6)。

このため、橋台の曲げモーメントは、元設計より大きく減少することになる。この特性に着目し、桁と干渉する部位の柱主筋を考慮せずに検討を実施したところ、地震時も含め十分安全であった。

したがって、干渉する柱鉄筋の切断が可能となった。

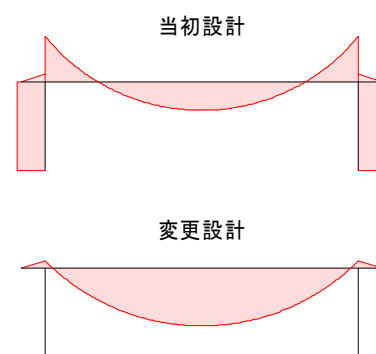


図-6 主桁自重による曲げ

4.2 プレキャスト桁と場所打ち横桁の一体化

支点部においてはプレキャスト桁の下床版を切り欠き、主桁内に柱鉄筋を飲み込む構造としたが、柱鉄筋の多くは桁間の横桁部に定着される。また、プレキャスト桁であることから、横方向の鉄筋が自由に配置できない。そこで主桁と横桁の一体化を図るため、横桁の横方向に1S28.6を10本配置し、1N/mm²のプレストレスを導入することとした。

5. 主桁の製作

主桁セグメントはピー・エス・コンクリート滋賀工場で製作した。本橋のU桁セグメントは断面が比較的小さく、定着突起、隔壁、偏向部があることに加え、変断面であることから、スランプフロー値60の高流動コンクリートを用いた。製作したU桁セグメントは、現地橋台背面に設けた仮設ヤードに搬入し、内ケーブルを緊張して一体化した。

6. 主桁の架設

6.1 600t 吊りクローラークレーンによる単吊り架設

主桁の架設は北陸自動車道を夜間通行止めとし、橋台背面に600t 吊りクローラークレーン1台を据えて実施した(写真-2)。主桁は1本あたり約180tで、主桁4本の架設を2夜間で完了した。

使用したクローラークレーンはカウンターウェイトとして350tの外部ウェイトを装備するが、空荷の状態ではカウンターが過大(逆向きに転倒する)となるため、主桁の架設が完了すると外部ウェイトは地面に下ろす形を取る。この状態ではクレーンの旋回ができないため、別途200t 吊りクローラークレーンを用意し、カウンターウェイトを移動してから旋回させた。

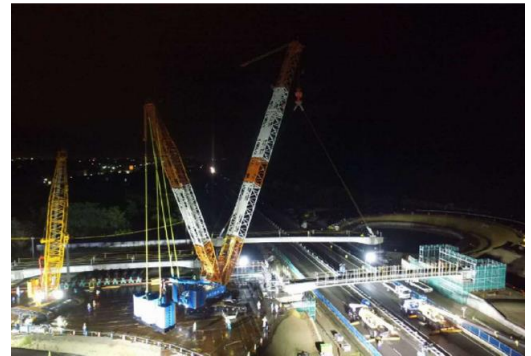


写真-2 架設状況

6.2 吊金具・吊ワイヤー

主桁の架設は両支点部の2点吊りで1台のクレーンにて行うことから、吊ワイヤーは 60° の傾斜を持つ形となる。これにより主桁の自重のみならず、水平力も作用することから、吊金具にはPC鋼棒($\phi 32 \times 8$ 本)の緊張により摩擦を与え水平力に抵抗する構造とした。PC鋼棒の配置にあたって、主桁の支点付近には図-7に示す突起を設ける構造とした。この突起は横桁横締PC鋼材の定着部材や、ジャッキによる主桁仮受台も兼ねている。

また、主桁のねじりを防止するため、4本の吊ワイヤーをマンションタイプのPC鋼材とし、緊張ジャッキによる長さ調整が可能な構造とした(図-8)。事前にFEMによるねじり検討を実施し、両支点の勾配差0.4%(下フランジ幅で5mm)を許容と定め、施工時の管理に反映した(図-9)。

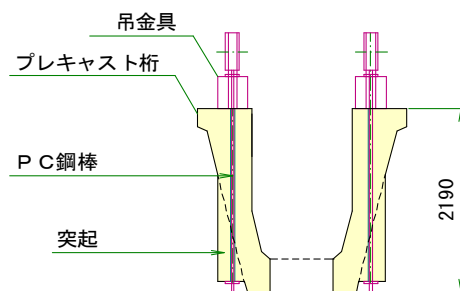


図-7 吊金具

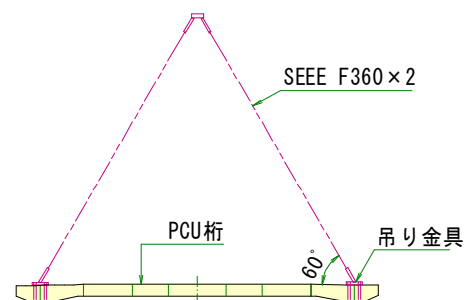


図-8 架設時荷姿

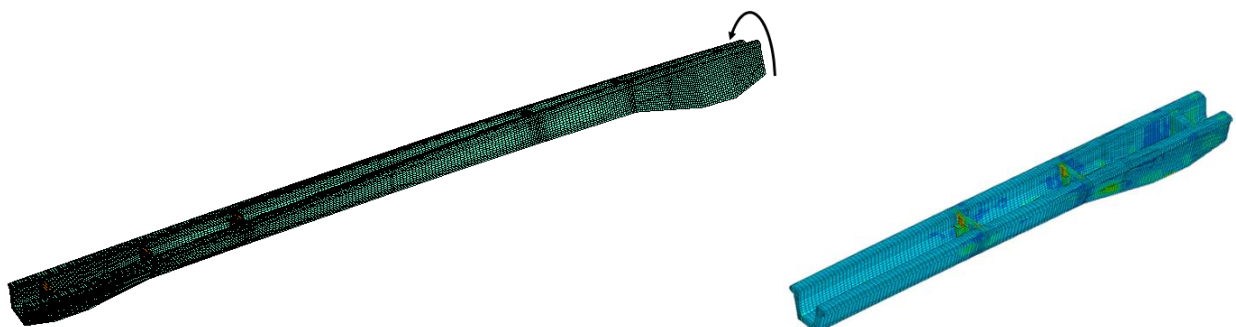


図-9 架設時ねじりのFEM解析

6.3 主桁の据え付けと仮固定

橋台上に架設した主桁は、橋台と 50mm の隙間をもってジャッキにより仮受けを行い、その間にモルタルを打設した。通行止め交通解放前に所定のモルタル強度を確認し、仮受けジャッキを撤去している。

また、施工中にレベル 1 地震相当($kh=0.25$)に耐えられるよう、仮固定アンカーとして 1 支点あたり S35CN $\phi 32 \times 2$ 本を配置した (図-10)。

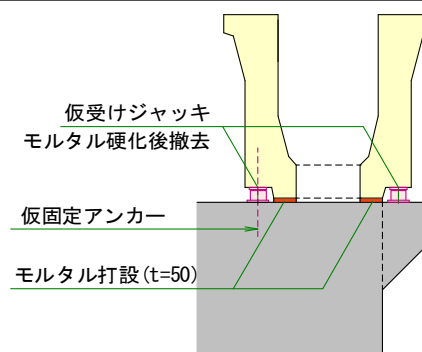


図-10 主桁の仮固定

6.4 その他

限られた夜間通行止め時間内で確実に架設作業を完了するため、①主桁架設訓練の実施、②各段階での作業中止決定時刻を定めた時間管理、③クレーン故障に備えたメーカー整備士・交代要員の確保、これらを実施対策として盛り込んだ。

また、600t 吊クローラークレーンの転倒防止対策として、砕石 50cm 敷き均し+鉄板 3 枚敷きによる地盤補強を実施した。

7. 床版の施工

Uコンボ橋の床版は、PC 板を敷設し場所打ち床版を構築するが、本橋は塩害対策区分 I であることから、PC 板に所定のかぶりを確保すると板厚がいたずらに厚くなる。そこで、桁間に配置する PC 板には塩害の影響を受けない UFC 板 (ダクタalfォーム・ $t=50\text{mm}$) を用いることとした。

また、本橋は中間横桁を有しない構造である。床版コンクリート打設時における主桁のねじりや変形について、全体 FEM モデルにて検証し、打設順序に反映した (図-11・図-12)。

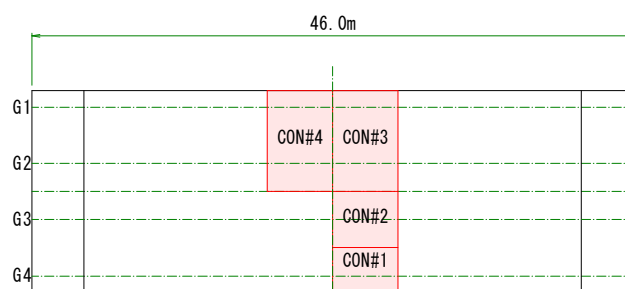


図-11 床版打設載荷パターン

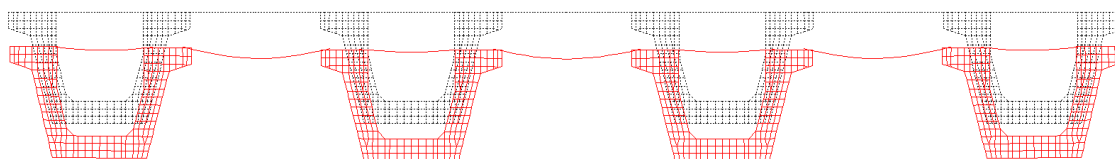


図-12 床版打設時の変形図

8. おわりに

平成 29 年 4 月に本橋の構造変更を含めた詳細設計を開始し、平成 30 年 3 月には供用を開始するタイトなスケジュールに加え、近年希にみる豪雪に見舞われた。しかしながら、関係各位のご尽力により、平成 30 年 2 月に上部工の竣工、翌 3 月には無事予定通りの開業の運びとなった (写真-3)。本報告が今後の橋梁技術の一助になれば幸いである。

最後に、本工事の施工にあたりご支援ご協力をいただいた関係各位に厚くお礼申し上げます。



写真-3 完成写真