

(13) 不等径間長を有する混合橋の設計について

- 北関東自動車道 小貝川橋 -

鈴木 永之¹・林 秀和²・豊田 貴季³・重田 光則⁴・園部 歩⁵

^{1,2}正会員 東日本高速道路(株) 関東支社 建設事業部 (〒110-0014 東京都台東区北上野一丁目10-14)

E-mail:n.suzuki.ac@e-nexco.co.jp

E-mail:h.hayashi.ac@e-nexco.co.jp

³非会員 東日本高速道路(株) 関東支社 宇都宮工事事務所 (〒321-0954 宇都宮市元今泉三丁目22-1)

E-mail:t.toyoda.ab@e-nexco.co.jp

^{4,5}非会員 (株)ハルテック 技術グループ 設計部 (〒101-0021 東京都千代田区外神田二丁目17-3)

E-mail:shigeta@haltec.co.jp

E-mail:a.sonobe@haltec.co.jp

小貝川橋は、北関東自動車道の真岡IC～岩瀬IC間（仮称）に位置する3径間連続鋼PRC混合箱桁橋である。本橋は不等径間長であることから長径間部(約2@110m)を鋼開断面合成箱桁とし、短径間部(約30m)をPRC箱桁としている。鋼桁とPRC桁との接合部には、鋼殻セル内はずれ止めとしてPBLを配置し、充填した高流動コンクリートと後面支圧板を介して断面力を伝達する接合法を採用している。本文は、この接合部に生じる断面力に対する鋼桁とPRC桁の各部材の設計概要および架設時・完成時の断面力を考慮したFEM解析結果等を報告するものである。

Key Words : *Steel PRC mixed girder bridge, Back compress plate, FEM analysis, Steel open section box girder, Composite slab*

1. はじめに

近年、架設地点の条件による著しい不等径間を有する連続桁橋に、反力バランスの確保を目的として、長径間部を鋼桁、短径間部をコンクリート桁とした混合橋が採用される事例が見られるようになっている。

本橋は、桁連続化による走行性、経済性、耐震性の向上、また維持管理費の低減などの理由から、不等径間橋梁に適した鋼桁とPRC桁による3径間連続混合橋を採用したものである(図-1.2)。

鋼桁の架設工法は、河川域内の架設可能期間が非出水期(2007年11月～2008年5月)に限定されるため、工期短縮を図ることを目的に、トラバークレーン4基(上下線各2基)による上下線同時架設を計画している。また、PRC桁の施工は県道を跨ぐため、切り廻しによりP1～P2間を1次施工、A1～P1間を2次施工とした2段階施工としている。

本橋のような混合橋では鋼桁とPRC桁の接合部では主桁の剛性が急変するため、過大な応力集中を生じさせることなく円滑に断面力を伝達できる構造とする必要があ

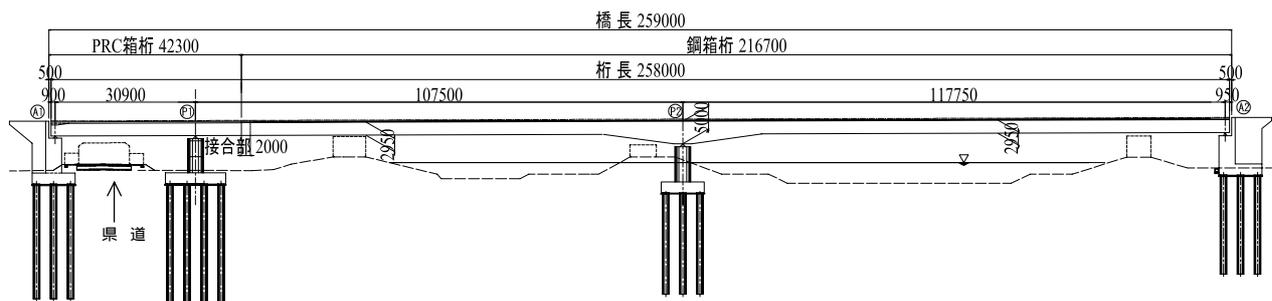


図-1 小貝川橋の側面図

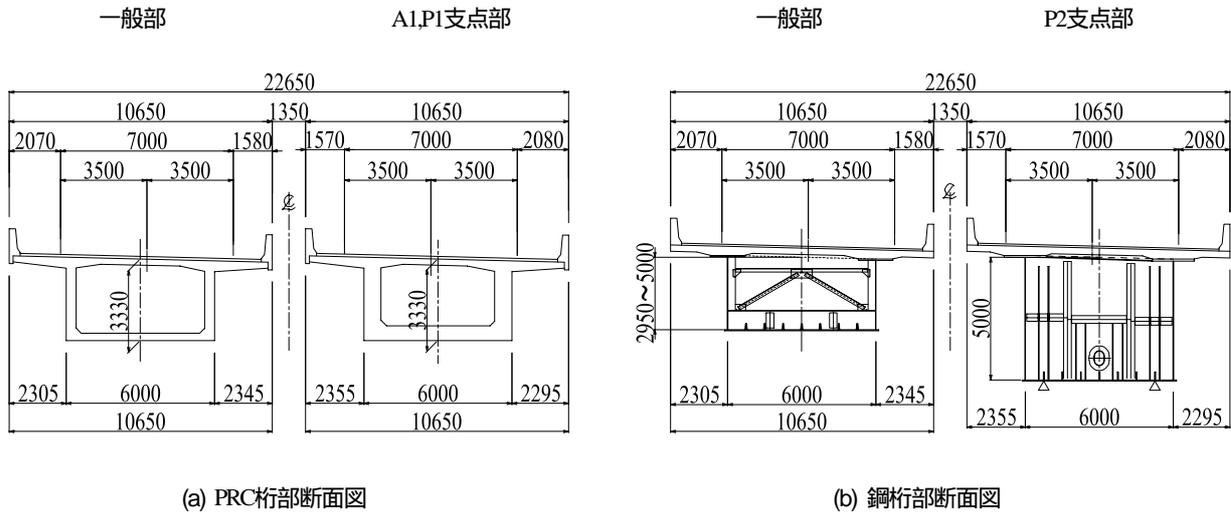


図-2 小貝川橋の断面図

る。本橋では、混合橋において過去に実績を有する鋼殻セルを用いた「後面支圧板方式」を採用し、接合部近傍のFEM解析により照査を行った。本文では、不等径間を有する混合桁橋である小貝川橋について、設計の概要を述べるとともに、混合橋において最も留意が必要となる接合部に対する過去の事例を参考とした構造の妥当性と安全性の検証結果について報告する。

2. 工事概要

工事名：北関東自動車道 小貝川橋（鋼上部工）工事
 路線名：北関東自動車道 高崎水戸線
 工事場所：栃木県下都賀郡二宮町
 工期：2006年8月～2008年12月
 橋梁形式：3径間連続鋼開断面・PRC箱桁混合橋
 橋長：259.00m（PRC桁部=42.3m+鋼桁部=216.7m）
 支間長：30.900m+107.500m+117.750m
 有効幅員：10.000m
 平面曲線：R=4000m～R=24000m

横断勾配：2.5%

縦断勾配：0.3%

接合部：マルチセル後面支圧板方式

床版：鋼桁部；形鋼リブ型合成床版（ $t=260\text{mm}$ ）

コンクリート設計基準強度 $\alpha_c=36\text{N/mm}^2$

PRC桁部；PC床版（ $t=255\text{mm}$ ）

コンクリート設計基準強度 $\alpha_c=40\text{N/mm}^2$

施工方法：鋼桁部；トラバークレーンベント架設工法

PRC桁部；固定式支保工架設工法

外ケーブル：フレシナー工法

内ケーブル：シングルストランド工法

3. 設計方針

(1) 施工順序

施工順序を図-3に示す。まず、鋼殻セルと鋼桁の連結後にPRC桁と一体化すると、鋼桁の温度変化による影響と、PRC桁の1次施工桁に生じる乾燥収縮による変形に鋼殻セルが追従できないことが懸念される。そこで、鋼殻セルをPRC桁に先行一体とする施工順序とした（STEP-2）。

次に、1次施工桁に所定のコンクリート強度が発現した後、鋼殻セルと鋼桁との架設誤差を実測した結果を調整ブロックに反映し、その調整ブロックを落とし込み架設する（STEP-3：暫定連続桁状態）。1次施工桁と鋼桁が連続化した後、県道の切り廻しを行い、PRC桁の2次施工により鋼桁とPRC桁全体を連続化する（STEP-4）。また、PRC桁が硬化する前に鋼桁の温度変化による伸縮作用が影響すると、PRC桁にクラックが発生することが懸念されるため、PRC桁が硬化するまでP1免震支承を仮固定し、鋼桁の温度変化を伝達しないようにしている。

なお、鋼桁と1次施工桁の暫定連続桁状態で、仮に合成床版のコンクリートを打設すると、1次施工桁端の跳ね上がり量が約100mmになるため、桁全体を連続化した後に床版を打設することとした（STEP-5、6）。

(2) 骨組解析

a) 骨組モデル

解析に用いた骨組モデルは、接合部の発生断面力を適正に評価するため、図-4に示すように接合部の骨組を密にしたフィッシュボーンとしている¹⁾。施工順序を考慮して各施工段階での支持条件をモデルに反映し、PRC桁の乾燥収縮やクリープおよび温度応力などの不静定力を考慮した断面力を算出した。

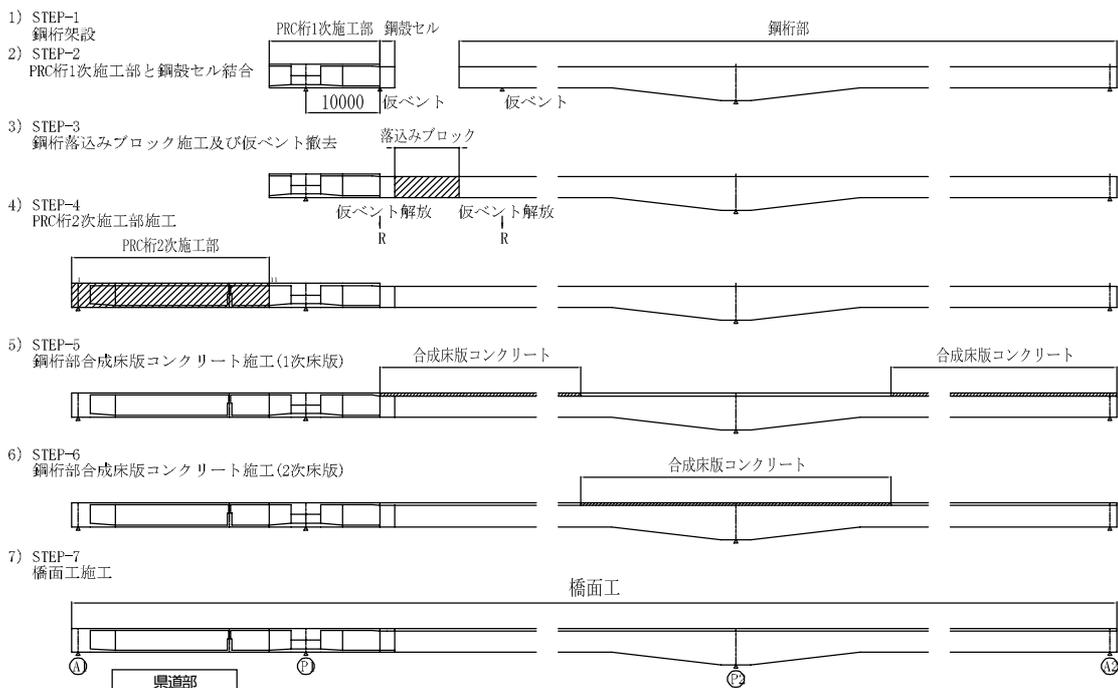
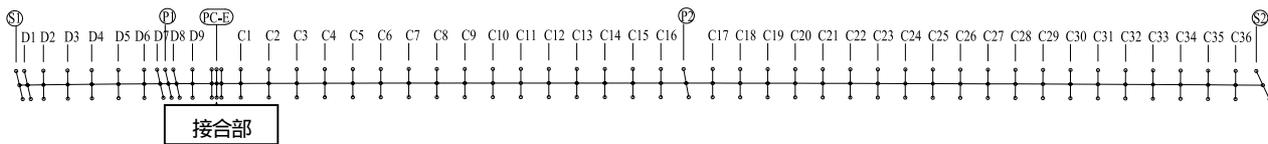


図-3 施工順序



(a) 骨組モデル

b) 接合位置の検討

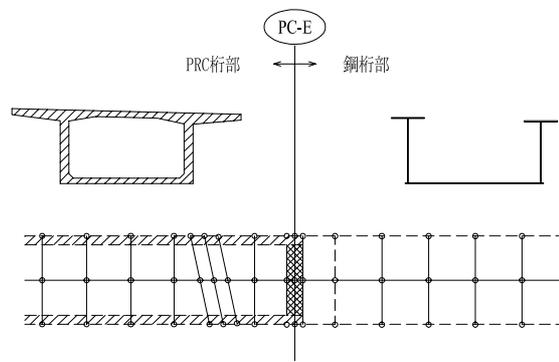
接合部の位置については、接合部の各発生断面力が、架設系において正曲げ、完成系においては負曲げが卓越することから、それぞれの断面力を考慮して検討した。

まず、架設系および完成系ともに外ケーブルで対処した場合について検討したところ、架設系の正曲げに対して合理的でなく不経済となる結果が得られた。

そこで、内ケーブルを最大配置して対処することとした。その結果、内ケーブルで対処できる最大範囲は、P1橋脚からP2橋脚側への接合部までの距離は10mとなった。また、7mとした場合と経済比較を行ったところ、10mの場合よりも不経済となる結果が得られた。以上の検討結果から、P1橋脚から接合部までの距離を10mとした場合が最も経済的かつ合理的な接合位置となった。

(3) 鋼桁部の設計

鋼桁部は、支間長が100mを超える長支間であるため形式を開断面箱桁とし、上フランジにずれ止めとしてスタッドを配置した合成桁としての設計を行った。床版は、型枠施工期間の短縮を考慮し、鋼コンクリート合成床版を採用している²⁾。なお、本橋では中間支点部付近の負



(b) 接合部詳細

図-4 骨組解析

曲げ域 ($0.15L$: L =支間長) において下側配力鉄筋を配置し鋼断面に加算することとした。

(4) PRC桁部の設計

PRC桁部のひび割れ制御方法は、表-1によることとした³⁾。また、PC鋼線配置については、施工順序を考慮し架設系と完成系について検討した。図-5にPRC桁の曲げモーメント図を示す。まず、架設系である1次施工時は、鋼桁との暫定連続桁となり、下フランジに引張応力が作

表-1 PRC桁の設計方針

	主 桁	鋼殻セル	上床版	横 桁
プレストレス導入直後	方法B	方法C		方法B
死荷重時	方法B	方法C	方法C	方法B
死荷重 + 温度時	方法B	方法C	方法C	
設計荷重時	方法A	方法C	方法B	方法A
設計荷重 + 温度時	方法A	方法C	方法B	
設計荷重 + 風 時			方法A	
設計荷重 + 衝突時			方法A	

方法A：コンクリートに生じる曲げひび割れを制限値まで許容する方法
 方法B：コンクリートに曲げ引張応力を発生させるが曲げひび割れは発生させない方法
 方法C：コンクリートに曲げ引張応力を発生させない方法

用するため、桁下側に内ケーブルを配置し、橋軸方向にプレストレスを導入して抵抗させることとした。また、完成系においては、PI支点で卓越する負曲げモーメントにより上フランジに引張応力が発生するため、外ケーブルで抵抗させる設計としている。

(5) PC床版と合成床版の連続性について

本橋は図-6に示すように、PC床版と合成床版が連続する構造であるため、構造の異なる床版の連続性について検討する必要がある。そこで、図-7に示すように、鋼殻セルとの境界面から500mmの範囲にも横締め鋼材を配置し、橋軸直角方向へのプレストレス導入範囲を延長して、床版張出部の応力伝達をスムーズにする構造とした。また、鋼殻セルの範囲で両者の配力鉄筋を結束することにより橋軸方向鉄筋の連続性を確保することとした。

なお、主桁ウェブ間は、鋼殻セルの上フランジが床版を支持しているため、十分剛性を確保した構造となっている。

(6) 接合部の設計方針

a) 接合法の決定

接合部の構造は、鋼殻セル内にずれ止めとしてPBLを配置し、中詰めコンクリートと後面支圧板を介して断面

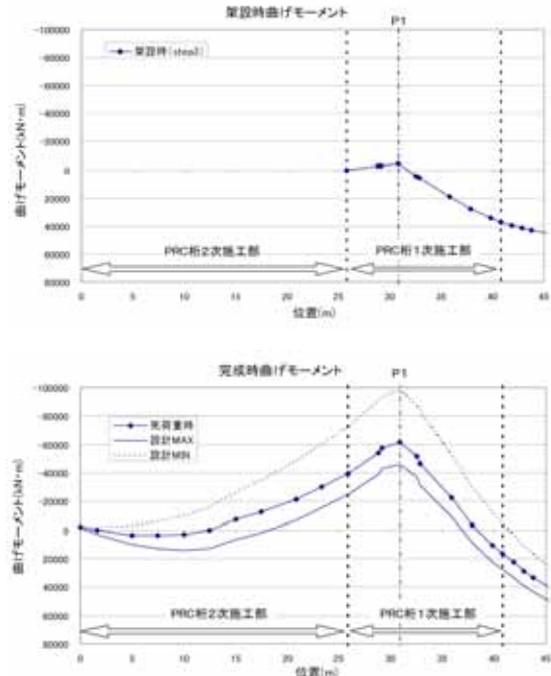


図-5 PRC桁の曲げモーメント図

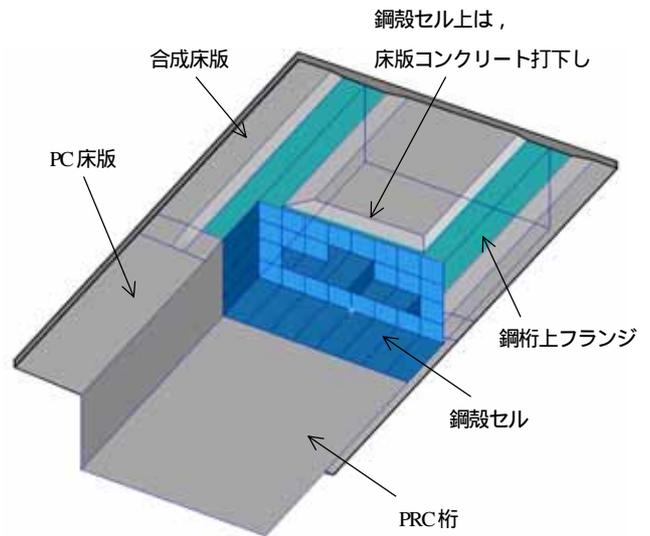


図-6 床版接合部の概念図（下側から見上げた図）

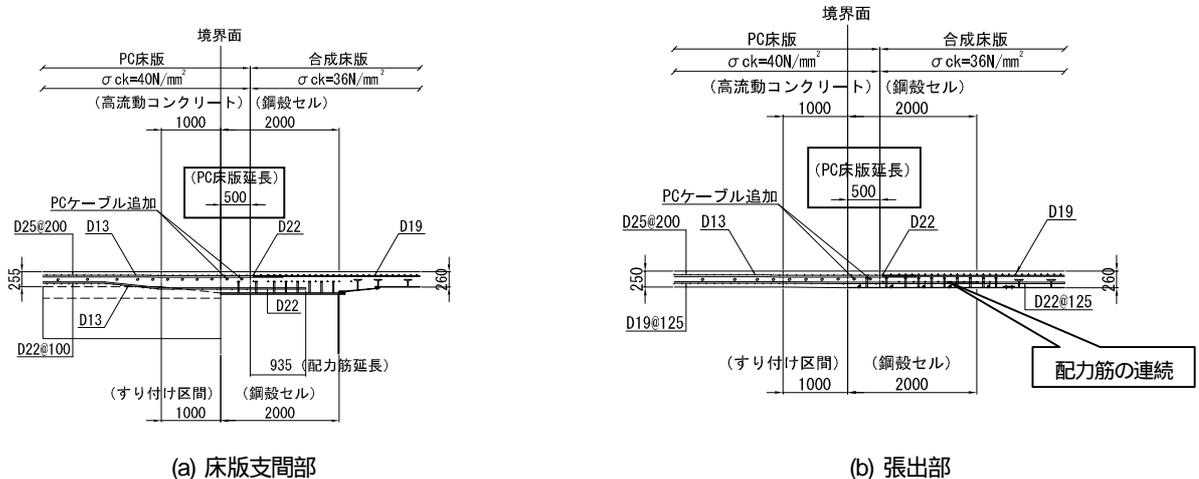


図-7 床版接合部の側面図

力を伝達する接合法「後面支圧板方式」を採用している。概要図を図-8に示す。

この接合法は、支圧板、中詰めコンクリート、ずれ止め（PBL）などの接合要素で構成しており、中詰めコンクリートとコンクリート横桁が連続一体化するため、ずれ止めおよび支圧板から鋼殻セルウェブ・フランジおよび鋼桁への応力伝達が比較的スムーズである⁴⁾。また、ずれ止めをPBLとすれば、頭付スタッドと比較して狭隘な鋼殻セルの工場製作性が容易になるなどの理由から、最近では混合橋の接合部に多く採用されている。

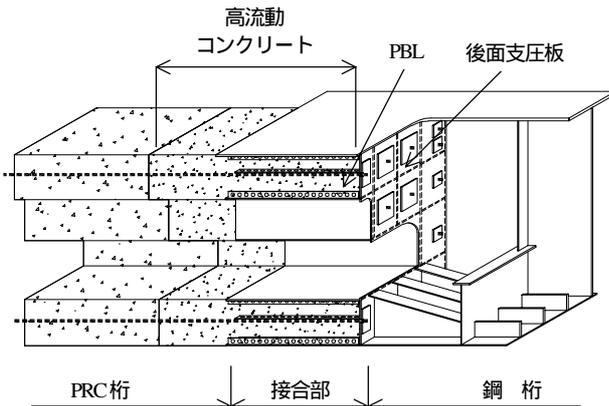


図-8 後面支圧板方式の概要図

b) 接合部の断面力

接合部の設計は、骨組解析により算出した断面力に対して、鋼殻セルとPRC桁がそれぞれ単体で抵抗できるように設計を行った。また、鋼殻セル部のコンクリートのひび割れ制御方法については、混合橋の接合部として最も重要な部位であると考え、引張応力を生じさせない「方法C」（表-1参照）を採用することとした。

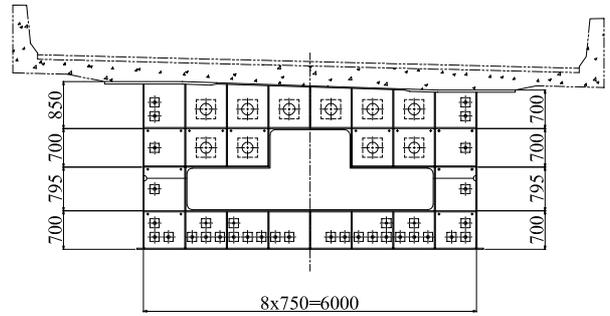
c) 鋼殻セルの構造

鋼殻セルの構造および寸法は、工場製作およびPCケーブル配置を考慮して、図-9とした。

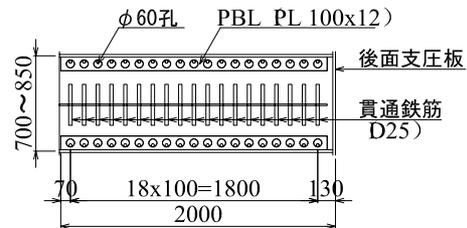
接合部の長さは、鋼桁からの応力が中詰めコンクリートに、ずれ止めを介して一様に伝達できる長さとするこ



写真-1 鋼殻セル（仮組立状況）



(a) 後面支圧板側の断面図



(b) セルの側面図

図-9 鋼殻セル詳細図

とが望ましい。接合部が長いほどその応力分散効果は高いとされるが、実績などをもとにセル断面の2~3倍程度の2mとした⁵⁾。

鋼板の板厚は、鋼桁としての必要板厚とし、セルの板厚も鋼桁と同厚とした。また、後面支圧板の板厚は、セルと同厚の $t=20\text{mm}$ としたが、比較検討として $t=40\text{mm}$ の場合についてもFEM解析を実施し、応力伝達についてずれ止めとの分担率や応力分布の比較検討を行った。

4. 接合部のFEM解析

(1) 解析方針

接合部の挙動を検証するのにFEM解析を実施し、各断面力に対する応力分布を把握するとともに安全性についても検証した。検証項目としては、下記に示す内容とした。

- ・鋼殻セルを構成する鋼板の応力分布状態
- ・鋼殻セル部のコンクリートの応力分布状態
- ・ずれ止め(PBL)のせん断力分布
- ・ずれ止め(PBL)と後面支圧板の荷重分担率

a) 解析モデル

解析モデルの概要図を図-10に、鳥瞰図を図-11に示す。解析モデルの対象とした範囲は、接合部への影響を考慮して、桁高の3倍程度の範囲とし、PRC桁部=8mと接合部=2mおよび鋼桁部=6mの計16mの範囲とした。支持条件は、端部を固定支持した片持ち梁状態とした。

鋼板とコンクリートとの境界条件は、接触・剥離挙動をギャップ要素（非線形バネ要素）にて考慮した。ただし、圧縮力は伝達するが、引張力は伝達しない条件とし、

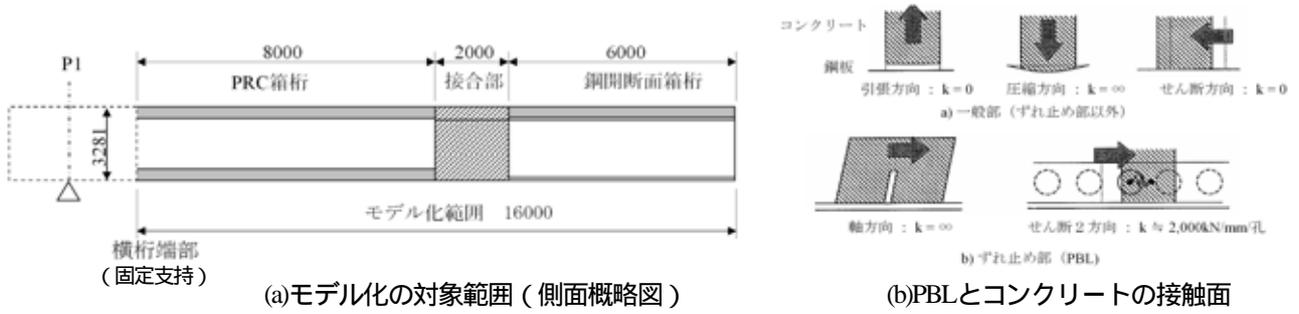


図-10 解析モデルの概要

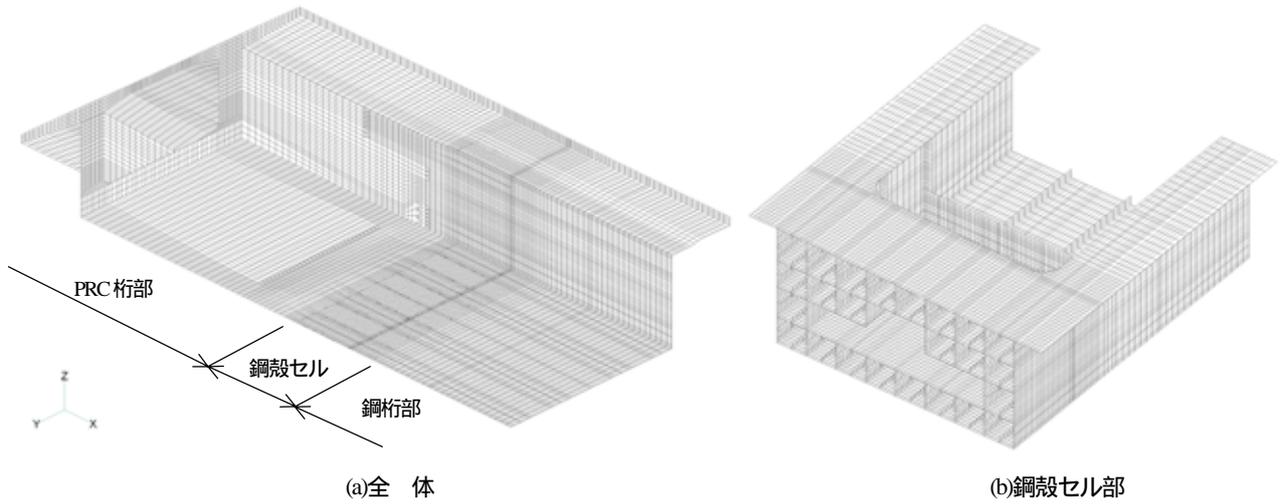


図-11 FEM解析モデルの鳥瞰図

鋼桁とコンクリートとの付着力および摩擦力は無視した。PBLは、並進3方向の線形バネ要素とし、PBL孔のモデル化は行わない。

b) 解析に用いた断面力

解析に用いた断面力は、架設系においてPRC桁の1次施工桁と鋼桁が暫定的に連続桁となるケースと、完成系において曲げモーメントが最大・最小となるケースの断面力を採用することとした。

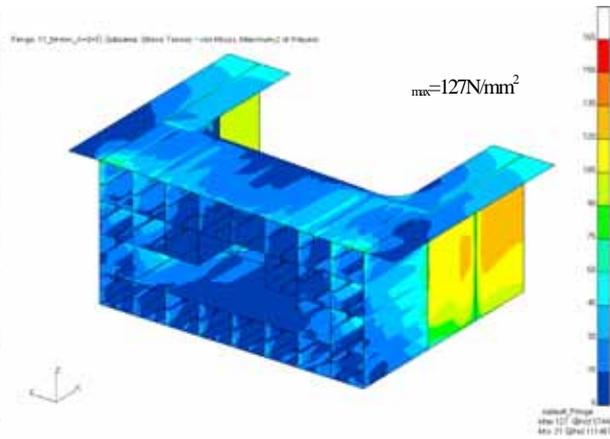
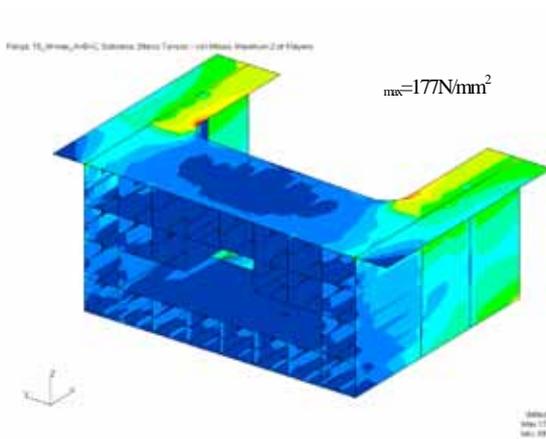
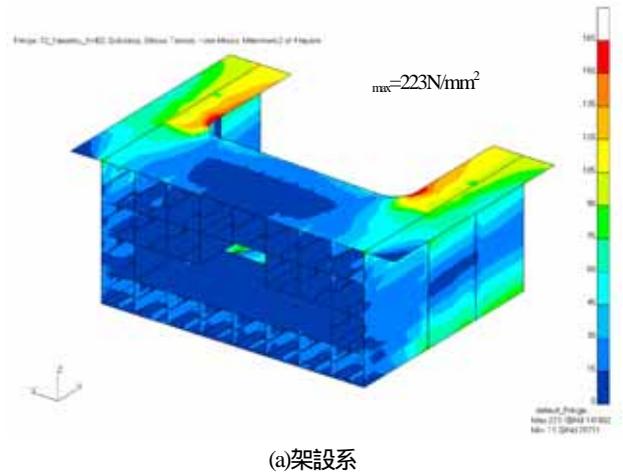


図-12 鋼殻セルのFEM解析結果

(2) 解析結果

a) 鋼殻セルを構成する鋼板の応力分布状態

図-12に鋼殻セルのVon-Misesの応力分布状態を示す。また、表-2に発生応力度を示す。

架設時において上フランジのフィレット部に応力集中が見られるが、許容応力度の範囲に入っている。

完成時曲げモーメントMax時については、応力集中も特に見られず、発生応力度の最大値も許容応力度に対して十分満足する値となっている。

完成時曲げモーメントMin時については、主桁ウェブと鋼殻セルウェブの境界において応力度の変化が他ケースと比較して大きくなっている。しかし、発生応力度は、許容応力度に対して十分小さい値である。これらの結果より、鋼殻セルは十分な耐荷力を有していることが確認できた。

表-2 鋼殻セルの最大発生応力度

	最大応力 N/mm ²	許容応力度 N/mm ²	%
架設時	223	262	85
完成時曲げモーメントMax	177	210	84
完成時曲げモーメントMin	127	210	60

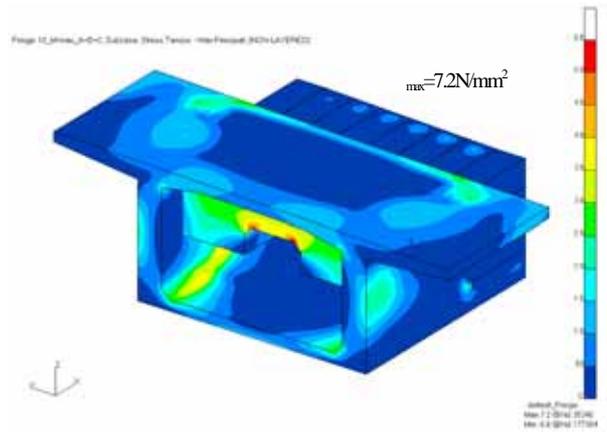
b) PRC桁のコンクリートの応力分布状態

図-13に、鋼殻セル近傍のPRC桁における完成時曲げモーメントMaxおよびMin時のコンクリート応力分布状態(1)を示す。

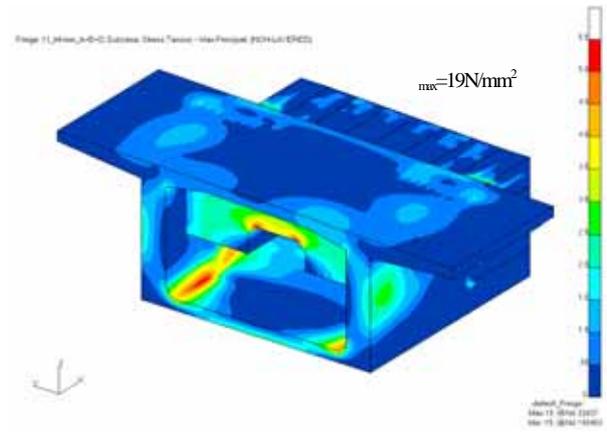
断面中心部のマンホールの角部に引張応力が生じている。この引張応力に対しては、横締めPC鋼材および補強鉄筋を配置してひび割れを制御することとした。

c) ずれ止め(PBL)と後面支圧板の荷重分担率

軸方向力の伝達は、付着・摩擦を無視した後面支圧板とPBLで行うものとしているが、FEM解析から得られたPBLに作用するずれせん断力と後面支圧板の支圧力との



(a) 曲げモーメントMax時



(b) 曲げモーメントMin時

図-13 PRC桁のFEM解析結果

荷重分担率を用いて、接合部におけるPBLの耐力に対する安全性を検証する。図-14にずれ止め(PBL)と後面支圧板の分担率について、各鋼殻セル毎の平均値を示す。

上段は、支圧板に生じる支圧力を示しており、負の値は支圧板にコンクリートを押付ける方向の作用力である。これより、中詰めコンクリートには圧縮力が作用していることが分かる。

上段：支圧板の支圧力(負の場合：コンクリートに押付ける方向) 下段：PBLの作用力(負の場合：PRC桁側に押付ける方向)

-3405 [84%] -643 [16%]	-2779 [98%] 48 [2%]	-2388 [87%] 399 [13%]	-2566 [82%] 848 [18%]	-2564 [82%] 599 [18%]	-2581 [83%] 441 [15%]	-2698 [90%] 112 [4%]	-3061 [83%] -628 [17%]	-3265 [53%] 2902 [47%]	-2718 [60%] 1831 [40%]	-2566 [68%] 1220 [32%]	-2560 [73%] 960 [27%]	-2557 [72%] 1000 [28%]	-2558 [65%] 1350 [35%]	-2638 [57%] 2001 [43%]	-2945 [51%] 2871 [49%]
-1082 [73%] -396 [27%]	-2677 [75%] 885 [25%]	-141 [52%] -129 [48%]			-140 [52%] -130 [48%]	-2675 [70%] 830 [24%]	-1178 [71%] -483 [29%]	-1031 [71%] 417 [29%]	-2765 [72%] 1053 [28%]	-326 [45%] -393 [55%]			-327 [46%] -385 [54%]	-2766 [72%] 1089 [28%]	-1137 [70%] 493 [30%]
-830 [84%] 158 [16%]							-835 [94%] 52 [6%]	-1118 [96%] 52 [4%]							-1186 [98%] -5 [0%]
-1828 [54%] 1580 [46%]	-1566 [55%] 1295 [45%]	-1533 [55%] 1257 [45%]	-1041 [51%] 1019 [49%]	-1041 [51%] 1008 [49%]	-1533 [56%] 8221 [44%]	-1564 [56%] 1233 [44%]	-1819 [55%] 1470 [45%]	-3005 [81%] 698 [19%]	-2377 [80%] 603 [20%]	-2184 [74%] 750 [26%]	-1641 [74%] 890 [26%]	-1642 [74%] 572 [26%]	-2191 [76%] 692 [24%]	-2413 [83%] 487 [17%]	-3104 [86%] 505 [14%]

後面支圧板厚 t=20mm

後面支圧板厚 t=40mm

(a) 曲げモーメントMax

-3265 [53%] 2902 [47%]	-2718 [60%] 1831 [40%]	-2566 [68%] 1220 [32%]	-2560 [73%] 960 [27%]	-2557 [72%] 1000 [28%]	-2558 [65%] 1350 [35%]	-2638 [57%] 2001 [43%]	-2945 [51%] 2871 [49%]	-3292 [53%] 2893 [47%]	-2622 [60%] 1764 [40%]	-2436 [68%] 1142 [32%]	-2422 [73%] 874 [27%]	-2415 [73%] 910 [27%]	-2417 [66%] 1258 [34%]	-2512 [57%] 1908 [43%]	-2931 [51%] 2833 [49%]
-1031 [71%] 417 [29%]	-2765 [72%] 1053 [28%]	-326 [45%] -393 [55%]			-327 [46%] -385 [54%]	-2766 [72%] 1089 [28%]	-1137 [70%] 493 [30%]	-1060 [72%] 408 [28%]	-2581 [74%] 908 [26%]	-382 [48%] -412 [52%]			-381 [48%] -407 [52%]	-2587 [73%] 943 [27%]	-1170 [71%] 481 [29%]
-1118 [96%] 52 [4%]							-1186 [98%] -5 [0%]	-1132 [97%] 39 [3%]							-1195 [98%] -22 [2%]
-3005 [81%] 698 [19%]	-2377 [80%] 603 [20%]	-2184 [74%] 750 [26%]	-1641 [74%] 890 [26%]	-1642 [74%] 572 [26%]	-2191 [76%] 692 [24%]	-2413 [83%] 487 [17%]	-3104 [86%] 505 [14%]	-2981 [81%] 695 [19%]	-2305 [81%] 539 [19%]	-2073 [76%] 654 [24%]	-1666 [75%] 536 [25%]	-1667 [76%] 518 [24%]	-2081 [78%] 598 [22%]	-2346 [85%] 429 [15%]	-3083 [86%] 511 [14%]

後面支圧板厚 t=20mm

後面支圧板厚 t=40mm

(b) 曲げモーメントMin

図-14 ずれ止め(PBL)と後面支圧板の分担率分布

また、後面支圧板の板厚の影響について、板厚 $t=20\text{mm}$ と $t=40\text{mm}$ の場合について比較した。この結果、板厚の違いによってPBLの平均分担率に大きな差異は生じなかった。よって、経済性に優ることから、後面支圧板の板厚は $t=20\text{mm}$ とした。

また、各荷重ケースで得られた作用力および分担率の平均値をそれぞれ表-3および表-4に示す。圧縮側においては、既往の文献4に示される分担率とほぼ同等の値が得られた。しかし、引張側では後面支圧板の分担率が大きくなり、文献4とは異なる結果となった。これは、接合部の位置や鋼殻セルの断面形状などの違いによるものと考えられる。

PBLの耐力評価については、安全率および分担率を用いて、ずれ耐力を満足していることを確認した。なお、PBLに貫通鉄筋を設置するとPBLの耐荷力が向上することから⁴⁾、引張圧縮断面に関わらず設置することとした。

表-3 ずれ止め(PBL)の作用力

	最大作用力 kN	$0.7 \times 1.4 \times d^2 \times w$ kN	安全率
架設時	67	141	2.1
完成時曲げモーメントMax	57	141	2.5
完成時曲げモーメントMin	70	141	2.0

表-4 ずれ止め(PBL)と後面支圧板の荷重分担率

	小貝川橋		新川橋	
	PBL	後面支圧板	PBL	後面支圧板
圧縮側鋼殻セル	27%	73%	35%	65%
引張側鋼殻セル	38%	62%	60%	40%

5. まとめ

本橋の施工順序を考慮した断面力を用いて、過去の事例を参考に接合部の安全性を検証した結果を以下に示す。完成時において、鋼殻セルに応力集中は生じないこと

を確認し、また応力度についても許容応力度を満足していることを確認した。

FEM解析から得られた安全率および荷重分担率を用いてPBLのずれ耐力を算出し、PBLの作用力が満足していることを確認した。

PBLと後面支圧板の荷重分担率は、圧縮側において30:70となり、文献4と概ね一致していることを確認した。なお、引張側についてはセルの大きさおよびPBLの孔の個数、板厚、後面支圧板の板曲げ剛性などの差異によるものとする。

後面支圧板の板厚を $t=20\text{mm}$ と $t=40\text{mm}$ とした場合の両者の分担率に、大きな差異は生じなかったことから、 $t=20\text{mm}$ を採用した。

6. おわりに

今後、鋼桁の工場製作を経て、現場架設およびPRC桁施工を開始していくが、計画どおりの供用開始に向けて鋭意工事を進めているところである。また、鋼殻セルの高流動コンクリートの打設前に、充填性を確認するためセルを再現した供試体にて充填実験を実施し、高流動コンクリートの配合確認を行う予定である。

最後に、本文が鋼桁とPRC桁の混合橋の詳細設計に関して一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 社団法人日本橋梁建設協会：開断面箱桁橋のコンセプトと設計例, 2006
- 2) 社団法人日本橋梁建設協会：合成床版設計・施工の手引き, 2005
- 3) 東日本高速道路株式会社：設計要領第二集, 2006.
- 4) 財団法人高速道路技術センター：高松自動車道 鋼・コンクリート混合橋の設計施工に関する詳細検討報告書, 2000.
- 5) 社団法人プレストレストコンクリート技術協会：複合橋設計施工基準, 2005.

THE DESIGN OF THE MIXED GIRDER BRIDGE THAT HAS THE INEQUITABLE SPAN

Noriyuki SUZUKI, Hidekazu HAYASHI, Takaki TOYOTA,
Mitsunori SHIGETA and Ayumu SONOBE

Kokaigawa Bridge is consecutive steel PRC mixed box girders between 3-span to be located in (a tentative name) between the Mooka IC - Iwase IC of Kita Kanto Expressway. Kokaigawa Bridge is the inequality span; a department (assume about 2@110m) a steel open section box girder, and a PRC box girder regards about 30m department (between short span section). Between the long span section in a steel cell and post PBL at the joint with a steel girder and the PRC girder as an end and adopt the joining method to transmit a section through high performance concrete and back compress plate which I filled up. This report reports the design summary of each member of a steel girder for the principal stress to occur at this joint and the PRC girder and the FEM analysis result that considered at construction and a section of the completion.