

I - 94

おふきし
小鉾岸川橋の設計と施工

北海道開発コンサルタント(株) 正員 本間 雅史
日本道路公団 前田 良文
日本道路公団 小林 良
片山ストラテック(株) 正員 大久保 宣人

1. はじめに

北海道縦貫自動車道は、稚内～函館間を結ぶ全長698kmにおよぶ高速自動車国道であり、現在旭川鷹栖IC～長万部IC間が供用されている。

小鉾岸川橋は、北海道縦貫自動車道の長万部IC～虻田洞爺湖IC間の豊浦町に位置する橋長42.0mの鋼・コンクリート複合ラーメン橋である。

橋梁の構造は、支点部に設置した支承と桁端部に設置した伸縮装置により、温度変化等に対する移動を確保するのが一般的である。しかし、これらは構造上の弱点でもあり、走行性や維持管理面でも問題を残す箇所でもある。

今回、橋長42mの中規模橋梁において、伸縮装置と支承を省略し、鋼ラーメン桁とRC橋台を一体化した複合ラーメン橋形式を採用した。この構造は鋼桁からそれに連続する鋼支柱と橋台躯体の鉄筋

コンクリートが一体となった複合構造で、橋台下部では鋼支柱が途中定着するためのSRC構造からRC構造に移行する。

本構造の有利性としては、以下の点が挙げられる。

- ① 支承及び伸縮装置が不要となるため、走行性、維持管理の面で優れている。
- ② ラーメン構造のため、不静定次数が高く耐震性に優れる。
- ③ 活荷重たわみが単純桁橋に比べて小さくなる。
- ④ 鋼桁が橋台に埋め込まれているため、落橋防止構造が不要である。
- ⑤ 桁端部がシンプルであり景観上も優れている。

なお、本橋の上部工には耐候性鋼材を使用しており、主桁断面についてはフランジ幅一定・1ブロック1断面の合理化設計を行った。

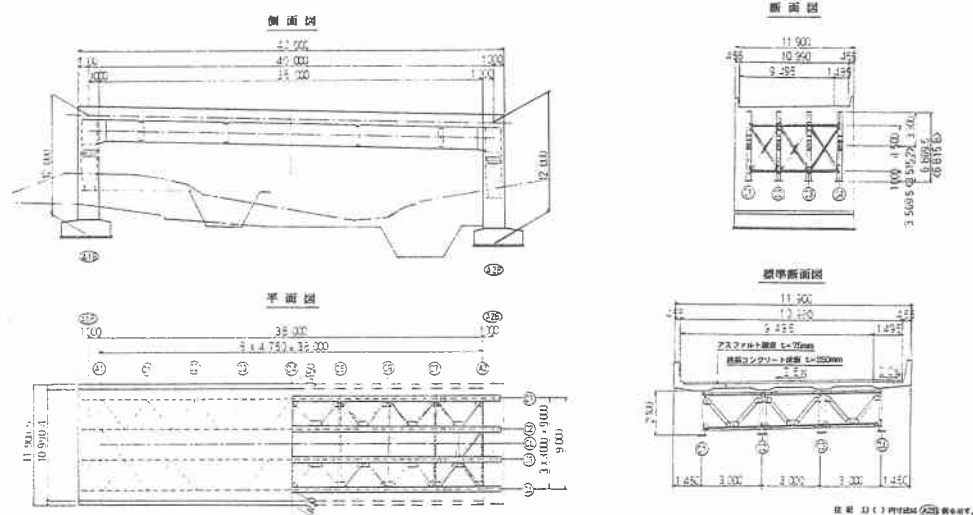


図-1 構造一般図

Design and Construction of Ofukishi-Bridge

by Masashi HONMA, Yosifumi MAEDA, Ryo KOBAYASHI and Nobuhito OKUBO

2. 設計条件

路線名：北海道縦貫自動車道函館名寄線
道路規格：第1種3級B
形式：鋼コンクリート複合ラーメン橋
活荷重：B活荷重
橋長：42.000m（道路中心線上）
支間長：38.000m（道路中心線上）
全幅員：11.900m
有効幅員：10.990m
舗装：アスファルト舗装 $t = 75\text{mm}$
床版：鉄筋コンクリート床版 $t = 250\text{mm}$
平面線形：R=2000m
縦断勾配： $i = 1.999\% \sim i = 4.000\%$ (VCL=600m)
横断勾配： $i = 2.5\%$
設計震度： $K_h = 0.17$

3. 設計

3.1 主桁および橋台の設計

(1) 構造解析

本橋の構造解析は、上下部工一体複合ラーメン構造であることから立体骨組解析を行った。骨組形状図を図-2に示す。

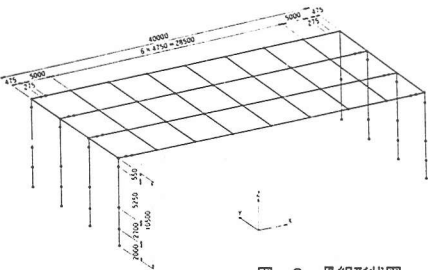


図-2 骨組形状図

(2) 荷重

プレートガーダー橋の設計荷重として通常考慮すべきものは、死荷重、活荷重、地震荷重、温度荷重などが挙げられるが、本橋においては上下部工一体のラーメン形式であることから、これらの荷重の他に静止土圧（浮力有、浮力無、全載、半載）、地震時土圧（浮力有、浮力無、全載、半載）、上載土について考慮した。

表-1 組合せ荷重ケース

組合せ	割増
死荷重+活荷重+静止土圧(浮力有、無、全載、半載)+上載土	1.00
死荷重+活荷重+温度変化+静止土圧(浮力有、無、全載、半載)+上載土	1.15
死荷重+静止土圧(浮力有、無、全載、半載)+上載土	1.00
死荷重+温度変化+静止土圧(浮力有、無、全載、半載)+上載土	1.15
死荷重+地震時慣性力+地震時土圧(浮力有、無、全載、半載)+上載土	1.50

(3) 主桁の設計

主桁の設計は、立体解析によって得られた作用力を用いて行った。プレートガーダー橋の設計は、通常曲げモーメント、せん断力を用いて行うが、本橋梁形式は、ラーメン形式であるため軸力が作用する。したがって、断面決定の際には曲げと軸力を同時に受ける部材としての照査を行った。なお、主桁の断面は上下フランジとも全長にわたり幅を一定として、現場継手位置において断面変化を行った。主桁の断面構成を図-3に示す。

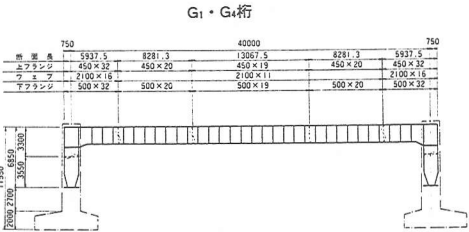
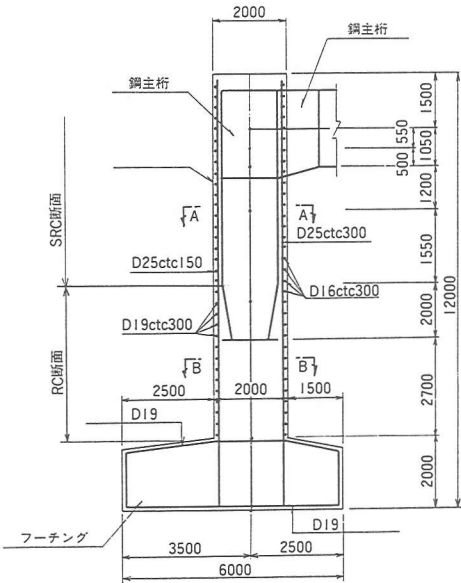


図-3 主桁の断面構成

(4) 橋台の設計

橋台の設計についても、主桁の設計同様、立体骨組解析によって求められた作用力を用いて行った。断面は、図-4に示すように、隅角部から鋼支柱ウェブをしばり込む所までをSRC断面とし、鋼支柱フランジを鉄筋換算して決定した。それ以下は通常のRC断面として決定した。



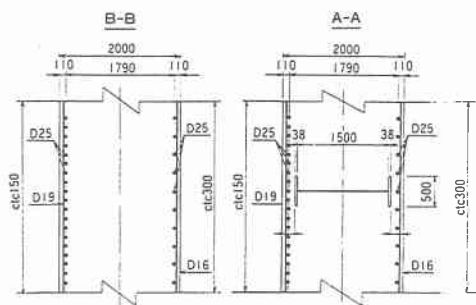


図-4 橋台側面図および断面構成

3. 2 隅角部の設計

(1) 設計方針

隅角部の設計は、以下の方針により行った。

- 1) 隅角部は、鋼構造からSRC構造へ力を伝達するためスタッドジベルを用いるものとする。
- 2) 鋼とコンクリートの設計断面力は、分担率を引張側の鉄筋と鋼支柱の断面積比から算出し、コンクリートが分担する断面力相当分をスタッドジベルが確実に伝達できるよう設計する。
- 3) 曲げモーメントに対しては主桁及び柱フランジ面の偶力を算出し、フランジに配置したスタッドジベルにより伝達を行う。また軸力およびせん断力については、ウェブに配置したスタッドジベルにより伝達を行う。
- 4) 一般的に、鋼ラーメン橋隅角部の設計においては、せん断遅れの影響を考慮してフランジ厚を決定するが、本橋は鋼桁がコンクリートに被覆されて一体化されているため、せん断遅れによる付加応力は考慮しない。

(2) 隅角部鋼構造部の断面決定要領

隅角部の断面は図-5に示すように、主桁側はA-A断面、柱側はB-B断面における立体解析からの断面力を用いて決定した。また、隅角部の腹板厚は式(1)～(3)により算出した。

$$t_1 = \frac{A_1}{0.6 \cdot D_1} \dots \dots \dots (1) \quad t_2 = \frac{A_2}{0.6 \cdot D_2} \dots \dots \dots (2)$$

$$t = \text{Min}(t_1, t_2) \dots \dots \dots (3)$$

ここに

t : 隅角部鉄骨腹板厚(cm)

t_1 : 主桁フランジ断面積から求まる隅角部の腹板厚(cm)

t_2 : 柱フランジ断面積から求まる隅角部の腹板厚(cm)

A_1 : 主桁側引張フランジ断面積(cm^2)

A_2 : 柱側引張フランジ断面積(cm^2)

D_1 : 主桁側の腹板高さ(cm)

D_2 : 柱側の腹板高さ(cm)

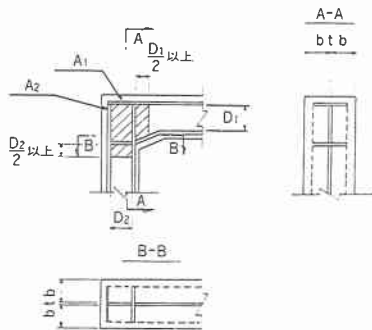


図-5 隅角部断面の構成

(3) スタッドジベルの設計要領

スタッドジベルの必要本数は、フランジとウェブについて、それぞれ式(4)、式(5)にて算出した。これらの式に用いた断面力の作用位置を図-6に示す。

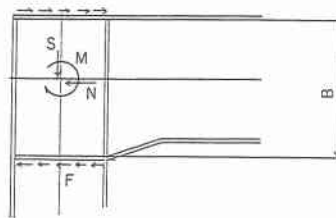


図-6 隅角部の断面力

使用スタッドジベルは $\phi 200 \times 150$ (SS400)であり、スタッド1本当たりの許容せん断力は、道路橋・同解説Ⅱ鋼橋編 9.5.6の規定に準じた。

$$n_{freq} = \frac{F}{Q_a} \times a \dots \dots \dots (4) \quad n_{wreq} = \frac{S+N}{Q_a} \times a \dots \dots \dots (5)$$

ここに

n_{freq} : フランジの必要スタッド本数(本)

n_{wreq} : ウェブの必要スタッド本数(本)

$F=M/B$: 曲げモーメントによるフランジ力(kgf)

M : 梁側の曲げモーメント(kgf・ cm^2)

B : ウェブ幅(cm)

Q_a : スタッドの許容せん断力(kgf)

a : コンクリートが受け持つ分担力

柱側についても同様の計算式により求めた。図-7に隅角部におけるスタッドジベルの配置を示す。

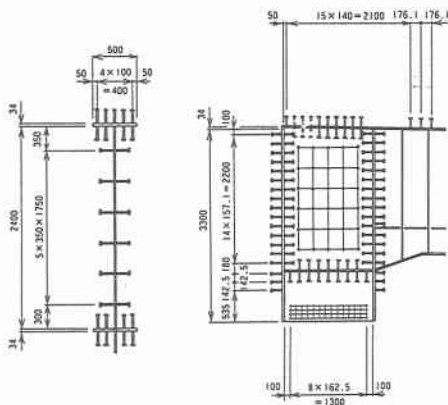


図-7 隅角部のスタッド配置

3. 3 複合継手部の設計

複合継手部とは、SRC断面からRC断面に移行する箇所を示し、鋼脚部下端の設計は、以下の方針により行った。

- 1) 複合継手部も隅角部と同様、スタッドジベルを用いてSRC構造部からRC構造部に力を伝達する。
- 2) 設計断面力は鋼とコンクリートの分担率から算出し、鋼が分担する断面力をコンクリートに伝達できるようにスタッドジベルの設計を行う。
- 3) フランジのスタッドジベル必要本数は、曲げモーメントから式(4)で、ウェブのスタッドジベル必要本数は、軸力およびせん断力から式(5)を用いて算出する。

図-8に柱基部のスタッドジベルの配置を示す。

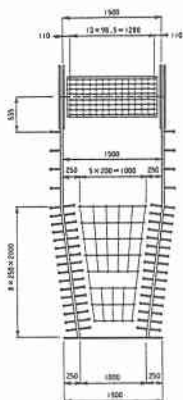


図-8 柱基部のスタッド配置

3. 4 橋台付近の床版配力鉄筋の補強

本橋の橋台付近の床版は、大きな負の曲げモーメントが発生する。橋軸方向の引張力に対して、通常、中間支点上の鉄筋補強の考え方は、活荷重および後死荷重、または活荷重のみによって生じる負の曲げモーメントのうち大きな値を示す方に応じた配筋を行い、その範囲は少なくとも死荷重によって負の曲げモーメントが生じる区間としている。しかし、本橋においては有害なひびわれなどの発生を押さえるため、負の最大曲げモーメントが抵抗曲げモーメント以下となるよう補強鉄筋の設計を行った。その結果、使用鉄筋はD22となった。補強鉄筋範囲を図-9に示す。

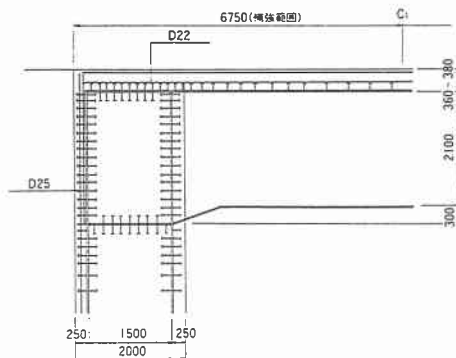


図-9 橋台付近の床版補強鉄筋範囲

3. 5 橋台と主桁下フランジ交差部の補強

隅角部における主桁下フランジと橋台コンクリートとの交差部は、主桁の活荷重などによるたわみの影響により、橋台コンクリートがはく離する恐れがある。したがって、図-11のような主桁下フランジに弾力性のある硬質ゴムを取り付ける構造とした。また、雨水などにより滞水する可能性もあるので、十分な水切り機能も考慮した。

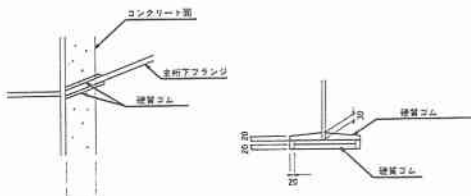


図-10 下フランジのゴム補強

3. 6 実験から実橋への反映

床版および橋台コンクリートのひび割れを制御するため、実験を基に以下の項目について施工を実施するとともに、設計方針の妥当性を確認した。

- 1) スタッシベル設置領域の拡大および主桁フランジ橋台交差部にハンチを採用した。(図-11)
- 2) 橋台および床版コンクリートに膨張コンクリートを使用した。(図-12)
- 3) 鋼支柱を巻くスターラップを設置した。

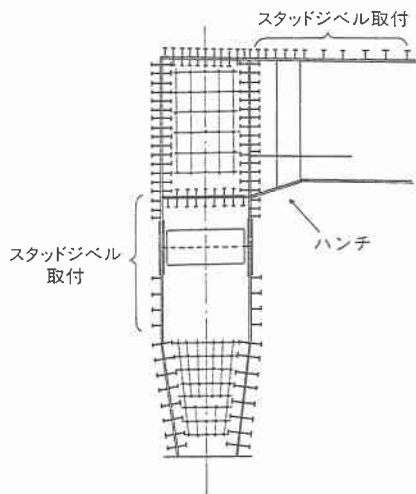


図-11 隅角部スタッシベル取付範囲およびハンチ形状

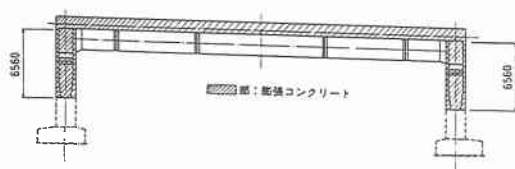


図-12 膨張コンクリート使用範囲

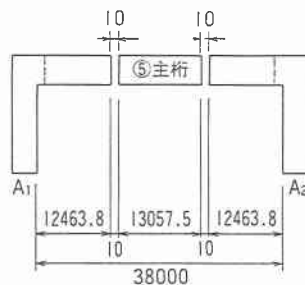
4. 現場施工

4-1 架設工

本橋の架設は、ラーメン構造であることから、まず鋼支柱の建て込みを行い、次に隅角部を架設し、最後に主桁支間中央部の架設を行った。鋼支柱と主桁の架設完了後、橋台のコンクリートを打設した。本橋では橋台と鋼钣桁が剛結されているため、橋台コンクリートの設計強度が得られるまで主桁の温度変化による応力を橋台に発生させないことが必要である。本橋の上部工は耐候性鋼材を使用しているた

め、現場継手部に10mmのすき間を設けており、主桁の伸縮はそのすき間で行われるように、片側を長孔にした仮添接板で主桁を固定し、主桁に温度応力を発生させないようにした。そして、橋台コンクリート養生完了後、主桁連結部を正規の添接板に取り替え、ボルトの本締めを行った。温度変化による主桁伸縮量を図-16に示す。また、主桁連結までの要領を以下に示す。

- (1) 鋼製ベントにて主桁を支持し、下フランジとサドル間にテフロン板を設置し、主桁温度変化に伴う伸縮移動時の摩擦抵抗の軽減を図る。
- (2) 架設部材形状保持のため、主桁は仮添接板(片側は移動を吸収するためボルト孔が長孔)にて連結する。(図-14)
- (3) 橋台コンクリート養生完了後、添接部に治具をセットし、温度軸力を油圧ジャッキにて主桁に導入し、高力ボルト本締めを行い主桁を連結する。(図-15)



T(°C)	-5	0	5	10	15	20	25	30	
L(m)	38,000	-7	-5	-2	±0	+2	+5	+7	+9

図-13 温度変化による主桁伸縮量

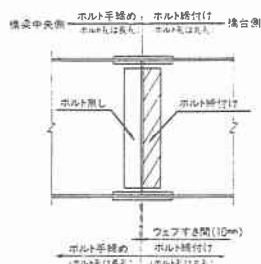


図-14 仮スプライスセット図

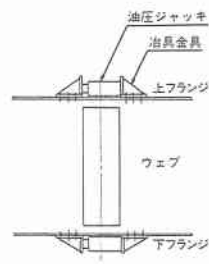


図-15 ジャッキセット図



写真-1 小鈴岸川橋完成写真

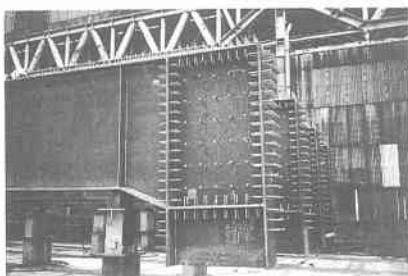


写真-2 仮組立状況（隅角部）

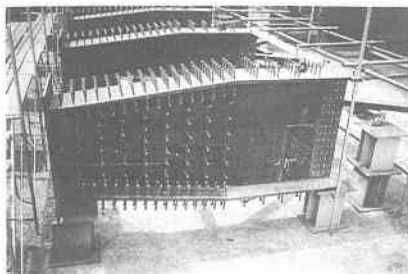


写真-3 仮組立状況（脚部）

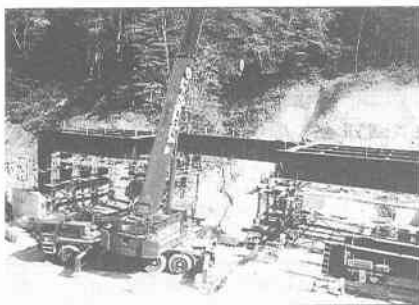


写真-4 架設状況

5. あとがき

以上により鋼単純桁のジョイントレス化は、鋼・コンクリート複合ラーメン形式を採用することにより、構造上も問題がないことが確認された。また、経済的には、鋼重は重くなるが支承、伸縮装置、落橋防止装置が不要となるため、従来の単純鉄桁形式と比べほとんど差がないことが明らかとなった。したがって、維持管理の軽減、走行性の向上、ラーメン形式による耐震性の向上等を考えると、当該形式の採用は大きなメリットがもたらされている。

一方、施工面では、今回、フーチングまでが下部工工事、他の部分は上部工工事という発注形態であったため、特に、RC構造からSRC構造へ移行する部分の位置と構造に制約条件が多くなった。しかし、このことは上部工業者による下部工からの一括施工によって解消できると考えられる。

今後、本橋梁形式をより優れたものにするための検討課題を以下に列記する。

① 2次部材の合理化

横構、対傾構などの2次部材は従来設計を踏襲した。しかし、本橋梁形式は上下部工一体のラーメン構造であり、全体構造の有利性に着目すれば、横構の省略、対傾構の合理化も十分可能であると考えられる。

② 鋼脚部埋め込みの最適長の検討

鋼支柱の躯体内への埋め込みを下部工工事における埋め戻し高さを考慮して、両橋台ともフーチング天端から2.7mの位置としたが、さらに解析・実験等により、隅角部から付着部までの最適長さ等の検討を行う必要があると考えられる。

最後に、本文の作成に際して、日本道路公団北海道支社室蘭工事事務所の方々および関係者各位に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路公団：設計要領 平成2年7月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説
平成6年2月
- 3) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄骨鉄筋コンクリート構造物指針
- 4) 土木学会：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン