

小丸川 PC 桁の設計ならびに製作

野 口 功

1. 緒 言

小丸川鉄道橋は日豊本線の宮崎の北方約 25 km 川南～高鍋間を流れる小丸川にかかる橋梁で、現在 22.3 m の開床式上路鋼桁 35 連が架けられており、全長は 800 m あまりである。この橋梁は戦争中に米軍の機銃掃射をうけ、応急修理がほどこされたものが数連そのままに使用されているほか、海岸のすぐ近くにあるため、台風時のしぶきおよび潮風によってはなはだしい腐食をうけている。おりから国鉄においても大阪環状線において大量に PC 桁の使用が計画され、PC 桁の値段も鋼桁と十分競争しうるまでになってきたため、小丸川の橋桁の改築に PC 桁を使用することが計画されたわけである。

この橋梁の改築の計画に当って特に他の PC 橋と異なる点は次のようなことであった。すなわち第一は新設の橋梁と異なり、列車を通しながらその合間に鋼桁を PC 桁にとりかえねばならない点である。従って制約された短時間、しかも夜間に新旧桁を交換し、ただちに列車を通せるような架設方法を採用しなければならなかった。このため平行足場による横取り架設工法、エレクションガーダーを建築限界のほかに設置して使用する架設工法、操重車による架設工法などが比較検討されたが、35 連のくり返し使用ばかりでなく、広く他の桁交換工事にも使用できる操重車による架設工法がもっとも安全で経済的であるという結論に達し、この架設工法が採用されることになった。

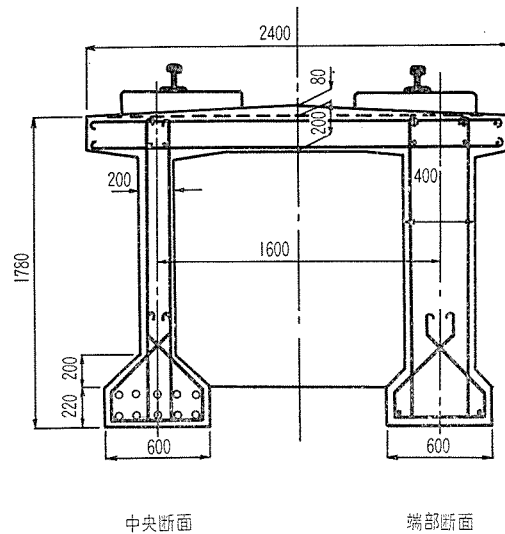
第二には在来の橋脚、橋台がそのまま PC 桁に使用され、上部構造重量が重くなるため(約 5 倍)、橋脚、橋台の安定性に問題があったが、この点については幸いなことに鉄道構造物設計基準が改訂され、震度のとり方に地域差がつけられ、当該地域の設計震度が従前より低くなったため、ほとんどこれらの補強を必要としなかった。

1958 年の 9 月頃に計画の大綱が決定され、1959 年の 3 月から 10 月までの間に桁の製作を行い、架設工事の終了は 1960 年の秋の予定である。この橋梁が完成すると純鉄道橋の PC 橋としてわが国はもちろん世界最長の橋梁となるはずである(ただし、道路、鉄道の併用橋としてはすでに南米において 1000 m 以上のものが架設されている)。

2. 設 計

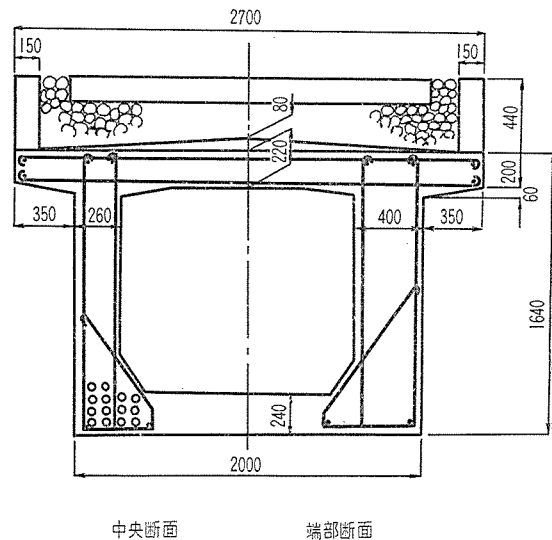
前述したように PC 桁の架設には操重車を使用することが予定されたため、操重車の架設能力から考えても、

図-1 3 案の桁断面



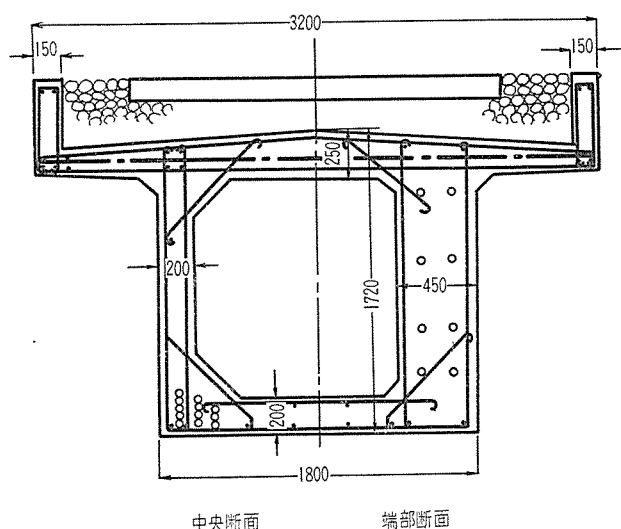
コンクリート量	36m ³
P.C.ケーブル	12×φ7ケーブル20本
鉄筋	2.3t
架設重量	90t

(a) レール直結方法



主桁コンクリート量	44.0m ³
上置、砂利止めコンクリート	5.8m ³
P.C.ケーブル	12×φ7ケーブル28本
鉄筋	3.0t
架設重量	120t

(b) バラスト式



主桁コンクリート	42.0m ³
砂利止めコンクリート	2.8m ³
P.C.ケーブル	12×φ7ケーブル24本
鉄筋	1.6t
架設重量	110t

(c) バラスト式

また短時間の間に桁の取扱いを行う点、橋脚の安全性からできるだけ桁の重量を軽くすることが必要であった。このため図-1に示すような案が提出された。まず第一はできるだけ死荷重を軽くし、P.C.桁の負担を少なくし、もって桁自重を軽減せしめようとする考えで、全死荷重の25%、全活荷重の10%をしめるバラストをなくし、軌道をP.C.桁に直結する案であったが、種々検討の結果、このように長大な橋梁に経験の少ない直結方式を採用することは適当でないという結論に到達した。第二はバラストを使用するが、バラストの巾を極端にせまくし、バラスト重量を少しでも軽くし、あわせて上部突縁の巾をきりつめるという考えであったが、これも保線作業その他の関係からバラスト巾を広くする必要にせまられ、廃案となった。その結果、上突縁巾は正規の最少巾3.2mをとること。排水勾配のコンクリートは桁本体に組み入れ、別に保護層は設けないこと（架設地点が温暖の地であるため凍害の心配はない）、断面はできうるかぎり薄くし、軽量化を計ることを考慮して精密な計算

を行った結果、第2案よりむしろ軽い断面をうることができた。桁高は旧鋼鉄桁の桁高を考えた上、橋脚頂面に10cm厚さの補強用コンクリートを打ちたすことを考慮して決定した。

箱型断面を採用したのは同じコンクリート断面積で、できるだけ大きな断面係数をもたせるためであることはいうまでもないが、35回のくり返し作業に対し、鋼製内わくの組立、解体を容易に行いうるだけの中空部の高さがとれたからでもある。

上縁スラブははじめ鉄筋により補強することが考えられたが、前述のように保護層を排したため、コンクリートのひびわれから腐食性の水が浸入して、スラブの耐久性をそこなうことをおそれ、鋼棒により、横方向のプレストレスをあたえることにした。

縦方向プレストレスケーブルは、12×47のフレシネーケーブルであるが、プレストレス導入時に上縁側に生ずる引張力が許容引張応力10kg/cm²に対し余裕があったため、ケーブル本数を節約する意味から、スパン中央において分散配置をせず、下縁に近く集中的に配置した。所要ケーブル本数が奇数の場合には下縁スラブの中央に直線ケーブルを1本配置する予定であったが、計算結果が偶数本であったため下縁スラブ内には縦方向P.C.ケーブルは配置しなかった。

腹鉄筋に関しては、現在国鉄のP.C.桁においては一般の場合、設計荷重時の最大斜引張応力が9kg/cm²以下、設計活荷重の1.75倍の荷重時に16kg/cm²以下になるように腹部厚さを決めているので、これにならぬφ9のU型筋鉄筋を50cm間隔に配置した。

シューは一般の設計にならって滑りシューを使用することにしたが、これを腹部の下にだけそれぞれ独立したシューを配置するか、下縁スラブ全巾にわたる長いシュー1個を使用するかについて検討した結果、前者においては内側の定着ボルトのはめ込みが困難なため、鋼鉄桁のシューのように外側1本のボルトの使用になること、従ってシューを桁にとりつけたままP.C.桁を運搬するのが厄介になる。これに反し、後者の場合はシューに不均

図-2 P.C.桁の側面図

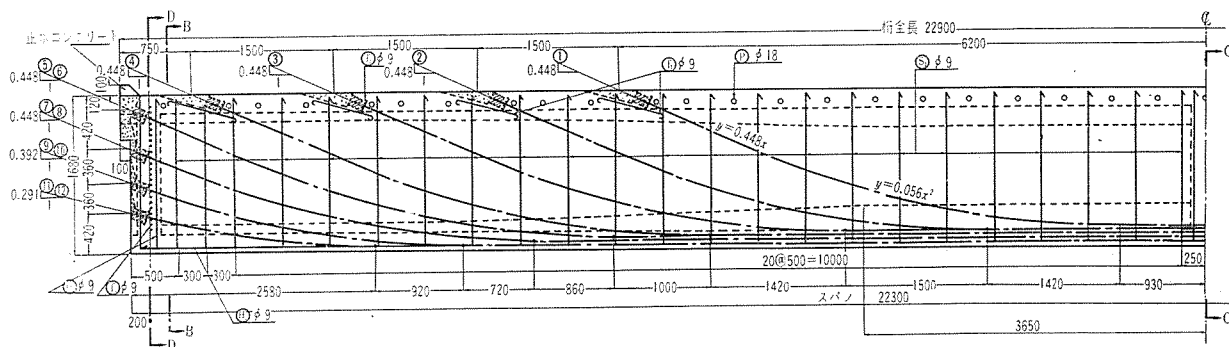


図-5 供試体コンクリートの強度分布

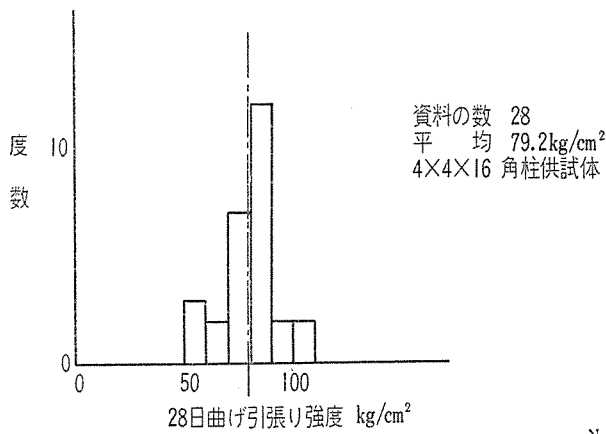
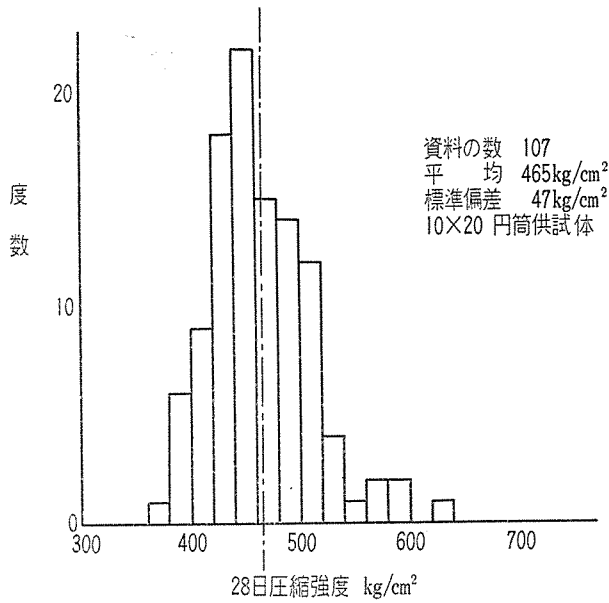


写真-1 コンクリート打ち作業



昇は容易に行われるが、振動が弱いために、この部分のコンクリートの締固めに疑問があった。このため、実際の型わくを使用し、1.5 m の長さ分だけコンクリートの打ち込み試験を行い、腹部および底版の各部のコンクリート内部にのこる 0.5 mm 以上の気泡の実測、および、コアの採取によるコンクリートの圧縮強度の試験を行った結果、底版の部分のコンクリートは腹部の部分のコンクリートにくらべて、気泡の残留量は多少多くなるが、圧縮強度にはほとんど影響がないことが判明した。ただこの場合、底版のコンクリート内の気泡は完全に外に逃げる事ができず、内型わくの底面に空気の層ができるため、この厚さに相当する 3~5 mm だけ内型わくを上げ越しておく必要はある。

コンクリートの打ち込みは早朝 6 時頃からはじめ、

写真-2 桁側面の散水養生

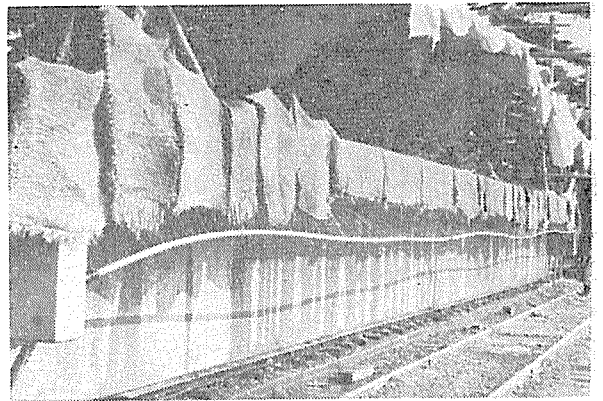
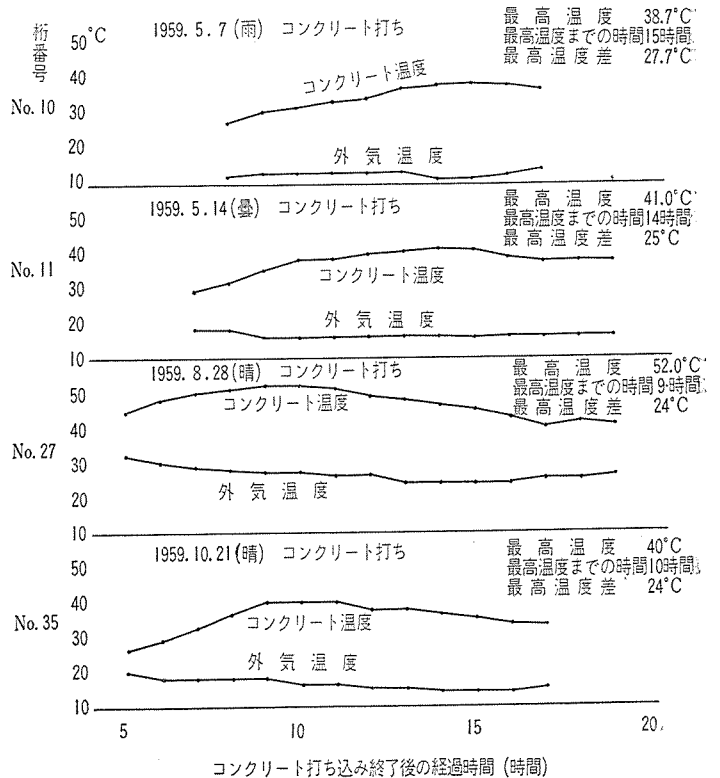


図-6 PC 桁のコンクリート温度の測定結果



暑過ぎには終了することができた。夏期にはコンクリート打込み後数時間たってコンクリートがかなり硬くなってから上縁スラブに灌水し、コンクリートの養生および冷却を行った。

材令1日でコンクリートは 150 kg/cm^2 以上の強度に達するので、コンクリート打込みの翌朝、まず中央部のダイヤフラムの部分の型わくの取りはずしから始めて脱わくを行った。脱わく後の桁の側面には写真-2に示すような散水の養生を行った。

PC 桁の温度測定結果については図-6に示してある。

これによると外気温とコンクリートの最高の温度差は外気温と関係なく $24^{\circ}\sim 28^{\circ}\text{C}$ の範囲にある。しかしこれは同じ条件のもとにおける測定結果でない点に注意しなければならない。というのは夏期には桁の温度上昇の防止の手段として次のような方法を行ったからである。

a) 混和剤として硬化遅延作用のあるポゾリス No. 8の使用。

b) 箱型桁の中空部の空気を冷却するため桁の両端に扇風機をとりつけ、中空部内の空気の換気を行った。

c) 上縁スラブに灌水してコンクリートの温度上昇をさまたげた。

このほか全般的な方法として、

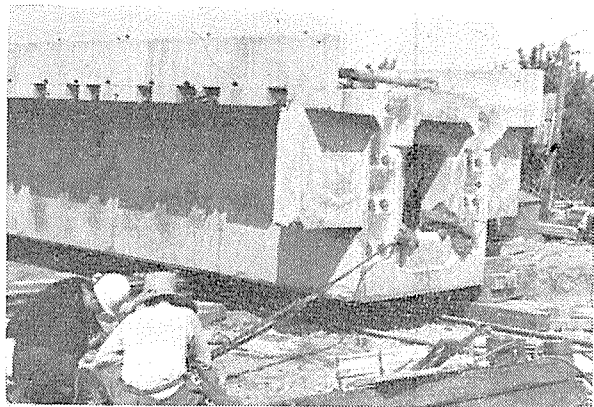
a) 単位セメント量をできるだけ少なくした。

b) 桁の最高温度時を真夜中の気温の低い時期に一致させた。

このような方法を講ずることによって季節に無関係に外気温と桁の最高温度差を 25°C 前後に保つことができたのである。

プレストレスは設計の際には圧縮強度が 350 kg/cm^2 に達してから導入するように決めていたが、実際の施工においてはプレストレス導入前に温度降下および乾燥収縮によるひびわれの発生するのを防ぐため、および桁製作ベンチの使用回転の能力率を上げるために圧縮強度が 300 kg/cm^2 に達した頃に全ケーブルの $1/3$ のプレストレスの導入を行い、PC 桁を桁置物に運搬した。桁の運搬は桁端に設けたジャッキ受けの袖にジャッキを入れ、写真-3に見るように桁運搬軌道のトロに横取りし、15 HP のウインチで桁置場まで運搬し、さらに横取りによって図-4および口絵写真に示すような位置に仮置した。第2次のプレストレスは材令10日前後でコンクリートの圧縮強度が 400 kg/cm^2 に達してから残りの $2/3$ のケーブルの緊張を行った。第1次の緊張から第2次の緊張までの間における乾燥収縮およびクリープによるプレストレスの低下については全然考慮をしなかった。これは第1次プレストレスによっては桁の自重を支える程

写真-3 PC 桁の横取り作業



度のプレストレスしかはいらぬために、クリープを生ずるほどの応力が桁に生じてないからである。

全ケーブルのプレストレスが終ってまずコンクリートのクリープおよび乾燥収縮がおこらない状態においてスパン中央におけるPC鋼線の応力は 98.5 kg/mm^2 、ケーブルあたりの緊張力で 45.4 t が設計の際に決められた値であった。しかし実際の緊張には数%の誤差はまぬかれないものである。Xercavins等の実験結果によると、PCケーブルの量が決められている場合にプレストレスのレベルを上げると、PC桁の疲労に対する強さが非常に高くなることが示されているので、設計の際に決めた緊張力より実施の緊張力をわずかに高目にとった。すなわち桁中央部における緊張力を設計の 98.5 kg/mm^2 に対し、 101.5 kg/mm^2 とし約3%高め、さらにのびの計算の際にPC鋼線の応力分布が桁中央から桁端まで直線的に変化する、という仮定によって近似計算を行ったため、精密計算の値より2~4%高い応力を与える結果となるので、合計して応力は5~7%設計の値より高くしたことになる。プレストレスのレベルをあげても各ケーブル間の鋼線応力のばらつきが多くては疲労に対して悪い影響をあたえるので、プレストレスのレベルをあげると同時に、スパン中央におけるケーブルの応力が一定になるようにつとめ、コーン定着時の滑り量は8mmにおさえ、これ以上の滑りを生じたものは、おすコーンを取りかえケーブルの緊張のやりなおしを行った。

シースとPC鋼線との摩擦に関してははじめの4本の桁の96本のケーブルについて摩擦測定を行い、摩擦測定を行ったケーブルについては測定した値によって緊張力を決めたが、それ以後のケーブルはこれらの測定結果から μ と λ を最少自乗法により計算しこの値によって決めた。実測から得た摩擦係数は $\mu=0.32$ $\lambda=0.0074$ であった。桁製作工程のなかば頃になるとシースの内面にかかなりのさびが生じ、摩擦係数が大きくなり、計算の鋼線ののび量と、ジャッキのマノメーターの読みとにいくい違いを生ずるケーブルが、しばしば出るようになった