

越野尾橋架設工事報告

宮崎県土木部道路課
九電一つ瀬水力発電所建設所
住友建設株式会社

1. ま え が き

越野尾橋は九州電力KK一つ瀬水力発電所建設工事とともに国道付替工事の一環として、宮崎県を貫流する一つ瀬川の支流小川川が一つ瀬川に注ぐ地点に架設されたものである。架設地点の地形がきめて急しゅんであり、したがって100 m以上の長スパンが必要となったため、片持ばり架設法によるPC橋とランガー鋼橋の比較設計見積りが行なわれた結果、全く経済的理由から、Dywidag片持ばり架設法によるPC橋が採用されることになったのである。

工事概要

工事場所：宮崎県児湯郡西米良村越野尾
河川名：一つ瀬川の支流小川川
路線名：二級国道，熊本宮崎線
形式：Dywidag片持ばり架設法によるPC橋。中央径間にヒンジを有する3径間連続桁
橋長：21.00+100.00+21.00=142.00 m
有効巾員：6.00 m
活荷重：L-20, T-20
地震震度：水平方向；0.12, 鉛直方向；0.10
工事費：69 500 000 円
工期：昭和36年8月～昭和37年8月
管理：宮崎県
発注：九州電力KK
施工：住友建設KK
主要材料：

上部構造

コンクリート；900 m³ (σ_{28} =350 kg/cm²)
P C 鋼 棒；63 t (St 80/105 ϕ 27)
鉄 筋；35 t (異形鋼)

下部構造

コンクリート；840 m³ (σ_{28} =210 kg/cm²)
鉄 筋；35 t (丸鋼)

なお、本橋架設工事全般にわたり、かつ設計施工両面について系統的に述べようとするれば、どうしても皮相的な説明に過ぎなくなる。Dywidag片持ばり架設法による橋梁の設計施工については、かなりの報告^{1)~5)}が紹介されているので、これまでのこの種橋梁と多少異なっている点についてのみ設計施工の別なく報告させていただくことにする。

2. 設 計 概 要

構造形式を正確にいうと、中央径間中央にせん断力のみ伝達するヒンジをもち、両側径間端部がピンで支持され、柱部材が地盤に剛接された3径間連続ラーメンである。しかしながら、主桁断面にくらべて橋軸方向の橋脚断面が非常に小さいため、上部構造(主桁)の応力解析に際しては、橋脚の上端および下端をヒンジと仮定しても、すなわち、橋脚全体を大きなロッカー支承と考えるも、実際の構造に対する厳密解と大差ないのである。このような仮定を用いると、活荷重その他任意の荷重に対しては一次不静定構造であるが、静荷重およびプレストレスングのような対称荷重に対しては、構造自体が対称であるため完全な静定構造となり、設計計算が非常に簡単になる。

上部構造についてはこのような仮定にしたがって計算するのであるが、橋脚に対しては、上下両端に生ずる大きな曲げモーメントを無視することができない。橋脚の上下両端に最も大きな曲げモーメントが生ずるのは、クリープおよび乾燥収縮が完了して気温が最低となり、すなわち側径間が最も短くなった状態で、中央径間だけに活荷重を満載した場合である。この状態で、実際の構造に対する厳密解を求めたのであるが、本橋の場合には、最初橋脚に対して直角方向の地震に耐えうるよう設計された橋脚断面で十分であった。

橋軸方向の橋脚断面が非常に小さいので、橋軸方向の

図-1 一般図

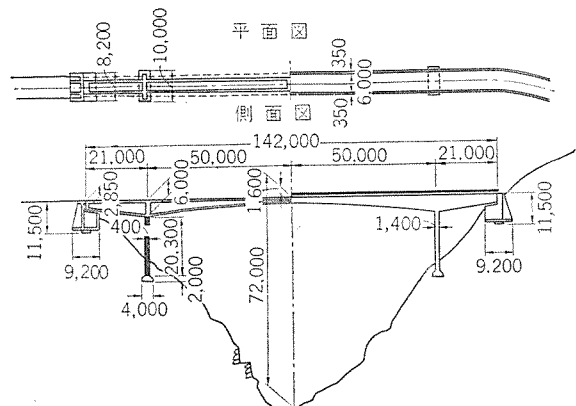


図-2 主構の設計曲げモーメント

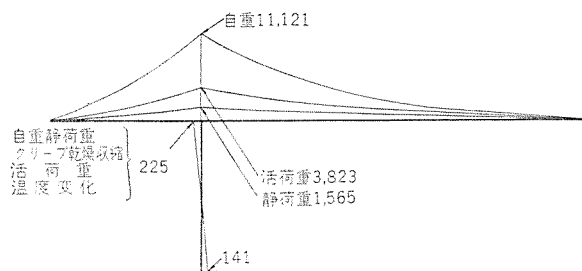
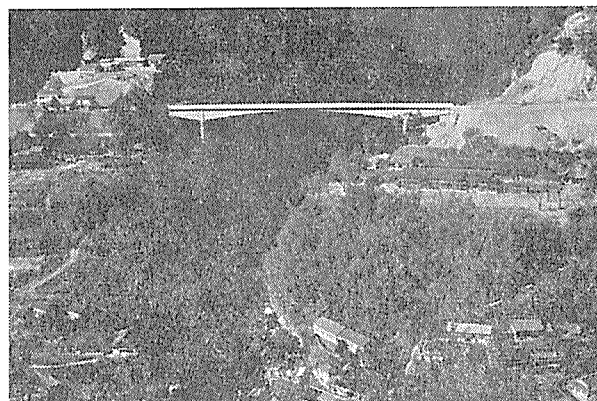


写真-1 完成状況



地震力は、当然両端の橋台に集中して作用することになる。地形の関係上、これまでに施工されたこの種の形式の橋梁にくらべて、中央径間に対し側径間がかなり短かいので、比較的大きなカウンター ウェイトが必要で、このカウンター ウェイトをかねた橋台の設計が、工事の経済性を左右する大きな要因となっている。できるだけコンクリート使用量を少なくするため、背面埋戻し土砂および前面に設けられたボックス内の土砂重量を利用するように設計されている。橋台に作用する揚力の最大値は553 t、これに対して埋戻し土砂重量を加算した橋台の重量は1056 tとなっている。

各部の寸法等は巻末の折込付図を参照されたい。主構の設計曲げモーメントは図-2のとおりである。

3. 施工計画

着工当時すでに進行中のダム建設工事の工程に関連して、当初は工期11カ月と限定され、かつ写真-1に見られる両側の取付道路工事が同時に着工されたため、施工計画の立案には苦心した。

仮設備用地あるいは資材置場等のために両側取付道路

を使用できないのはもちろんであるが、旧道の高さにも利用できる平地は皆無である。したがって労務者宿舎あるいは技術者の宿舎等は、工事現場から1~2 km離れた地点にたてられた。また仮設材、機器および諸資材の集積場所がなく、約30 km離れた国鉄終着駅所在地の杉安にある一つ瀬水力発電所建設工事総合資材置場に集積、必要に応じて、ごく少量づつ運搬せざるを得なかった。

現場内の仮設備については図-3に示す。バッチャープラントおよびホッパーあるいはコンプレッサー等は、すべて山肌を掘削して設置された。杉安の資材置場から運搬されてきた資材は、村道上から直接 No. 1 または No. 2 の簡易ケーブルで所定位置まで運ばれた。骨材は一度道路脇に設置されたホッパー No. 1 に集積し、必要に応じて、簡易ケーブルでバッチャープラント横のホッパーまであげるようにした。電力設備は100 kW、水は小川川から約80 mを2台のポンプで押しあげて使用した。

表-1 工程表

	36年				37年								
	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月
仮設工事	[Gantt chart bars from Aug to Dec]												
橋台掘削工	[Gantt chart bars for left and right banks]												
橋台工	[Gantt chart bars for left and right banks]												
橋脚掘削工	[Gantt chart bars for left and right banks]												
橋脚工	[Gantt chart bars for left and right banks]												
側径間又保工	[Gantt chart bars for left and right banks]												
側径間工	[Gantt chart bars for left and right banks]												
中央径間ワーゲン工	[Gantt chart bars for left and right banks]												
地覆高欄工	[Gantt chart bars for left and right banks]												
舗装工	[Gantt chart bars for left and right banks]												

なお工事なかばに、国道付替工事が全般にわたって非常に遅延してきたため、早期竣工の必要がなくなり、一時主力を他工事に転用したため、実施工程が予定より約1カ月おくれたのである。

4. 橋台および橋脚の基礎岩盤

橋台および橋脚の基礎岩盤は、その表面に対しほぼ直角に層をなす粘板岩で、部分的にはかなり深いところまで風化している。このため十分な地質調査が行なわれていなかったため、掘削状況に応じて適宜構造物の設計変更を行なった。岩盤の風化は層に沿ってある部分では浅く、ある部分では深く進行しているため、完全に良質な岩盤に

図-3 仮設備見取図

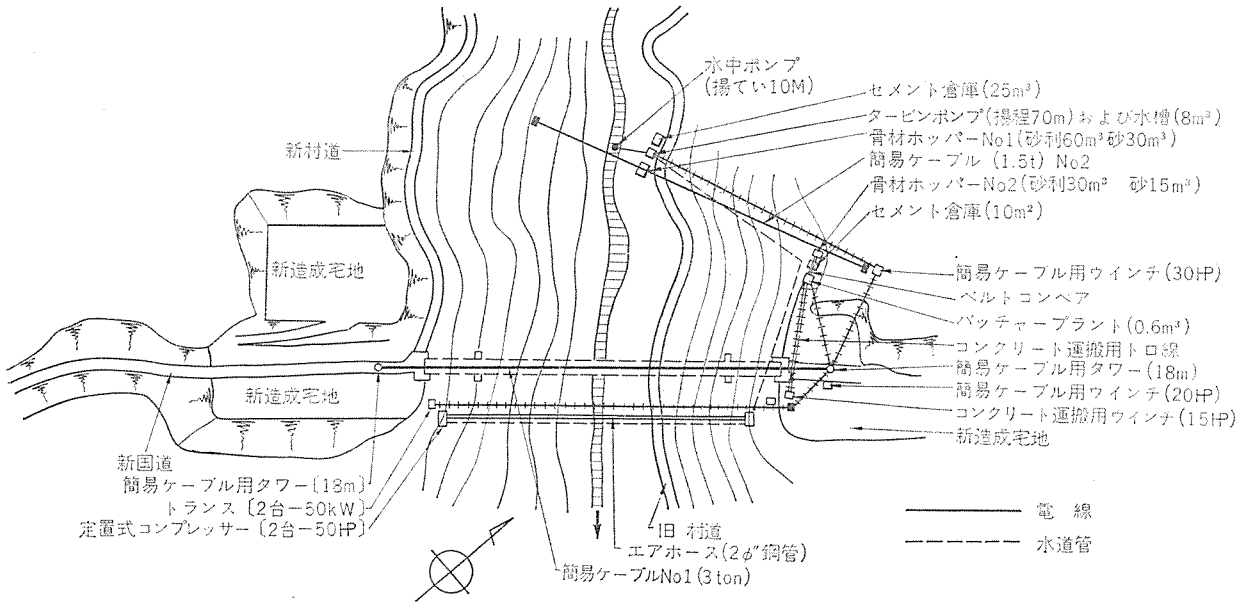


写真-2 右岸橋台の基礎岩盤

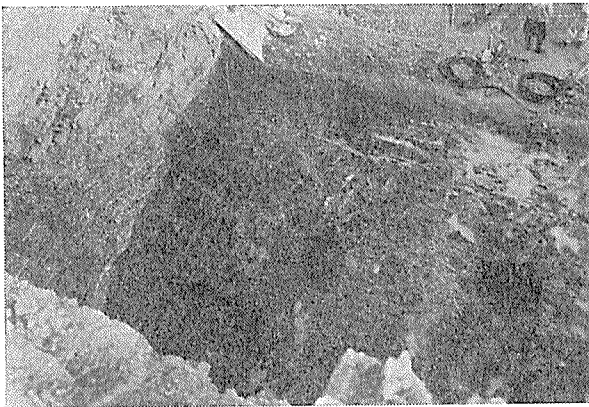


写真-4 左岸橋台、橋脚の完成

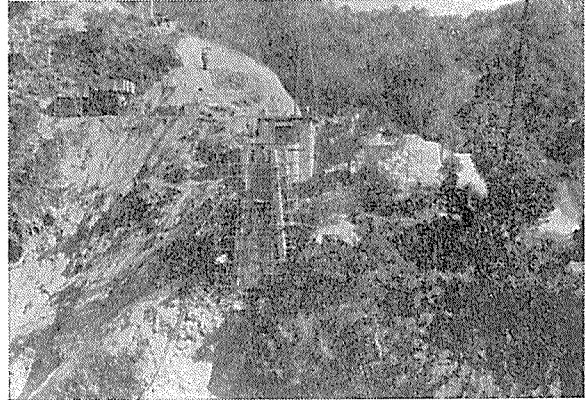
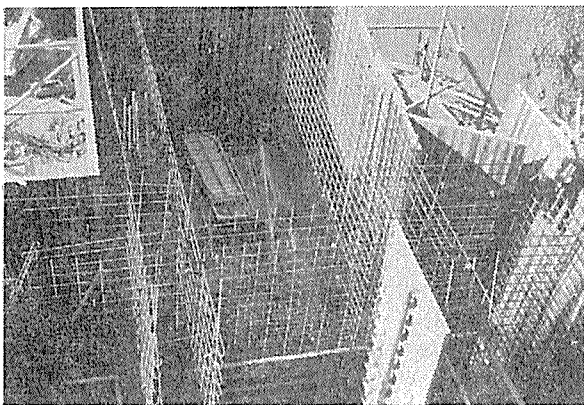


写真-3 左岸橋台の型わく建込み



到達することはできなかった。そのかわり地耐力を常時 140 t/m²、地震時 200 t/m² におさえて橋台および橋脚が設計されている。

5. 側径間の施工

側径間は支保工上で施工される。側径間を支保工上で施工する場合にはいろいろ厄介な問題がある。本橋のよ

うに側径間に使用するコンクリート量が片側だけで 200 m³ を超える場合、地理的あるいは仮設上の条件によって、1日に打設されるコンクリート量はせいぜい 50 m³ 程度であるから、当然数ブロックに分割して施工しなければならない。ブロック施工すれば側径間の完成にはかなりの期間を要し、しかもこれが完成するまではきわめて不安定な状態におかれ、その間に起るかもしれない地震に対して万全を期するためには、支保工の高さや急傾斜の基礎地盤を考慮するとき、莫大な費用を投じて完全な支保工を造らなければならない。またこれまでに用いられた木造支保工の場合、高さが 10 m 程度のものでも、コンクリートの打設によって 8 cm もの収縮を示している。これらの事情を考慮して、われわれは下記のような工法を採用することにした。

支保工は 図-4 に示すように、4本の現在打ち鉄筋コンクリート管とし、この上に H ビームを渡す。コンクリート管の施工には外径 60 cm および内径 80 cm の無筋コンクリート管（井戸のわくとして市販されているも

図-4 支保工概略図

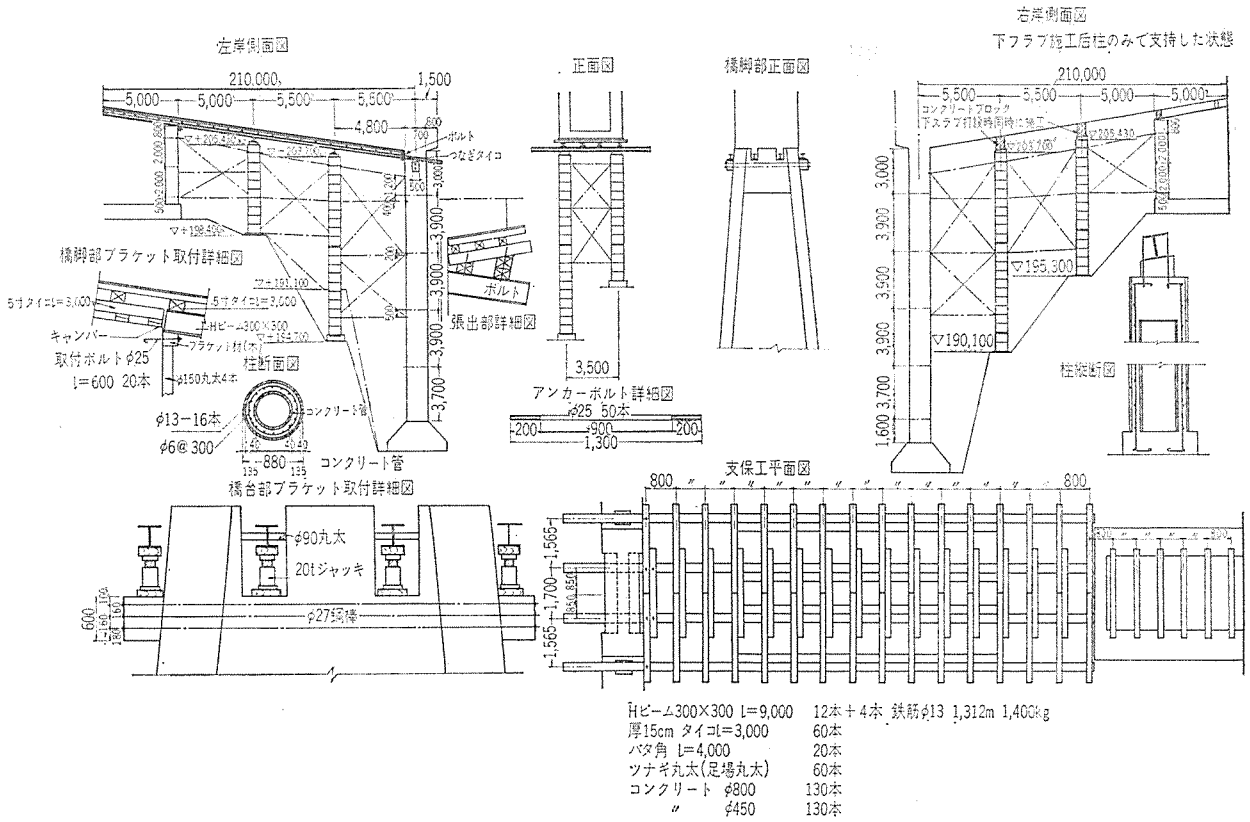


写真-5 左岸側支保工の完成

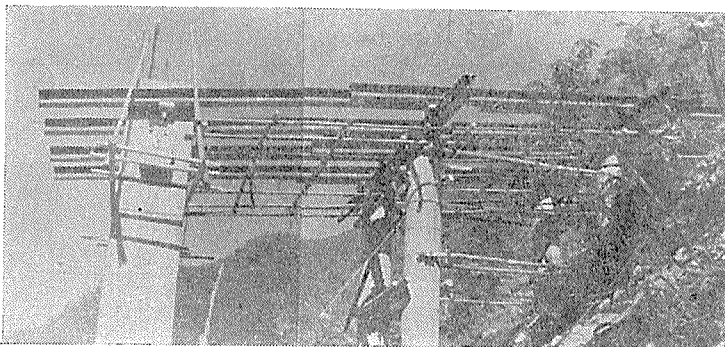


写真-6 最初に打設されたスラブ

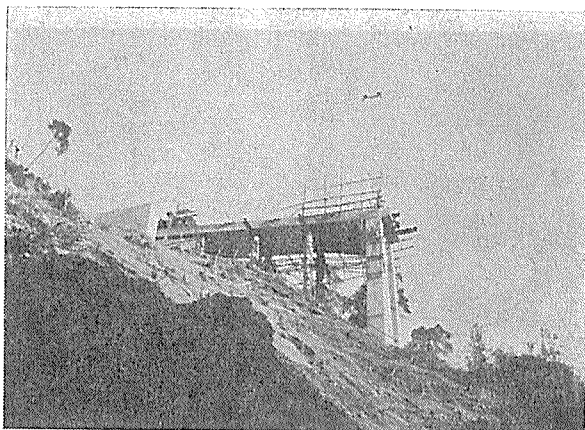
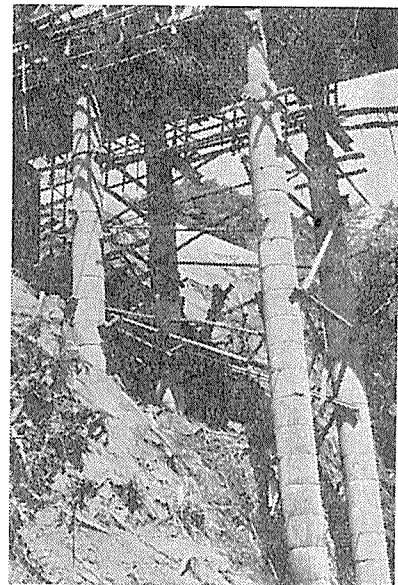


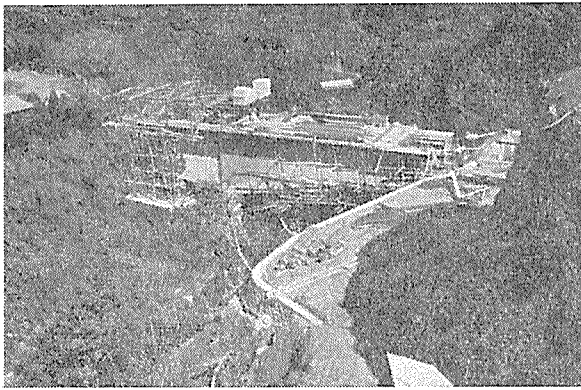
写真-7 支保工コンクリート支柱



の)を内側および外側の型わくがわりに使用したので、施工が簡単かつ確実であった。支保工沈下の問題はこれで十分に解決された。

次に側径間の下スラブとウェブの一部(桁下端より1mの高さまでの部分)を一体として約50m³のコンクリートを打設し、ただちにこの中に配置されている水平定着用の10本の鋼棒を緊張し橋台に定着する(折込付図参照)。ここでこの下スラブは直接鉄筋コンクリート

写真—8 側径間完了前に片持ばり架設作業を開始



支保柱に支持されるようになるので、Hビームを抜きとり、他岸側径間支保工に転用される。残り 150 m³ のコンクリートは7ブロックにわけ、既設の下スラブをはりとしてこの上で打設される。下スラブが橋脚と橋台を緊結してラーメンを形成しているのので、その後の地震に対しては十分安全であり、打設コンクリートの重量による橋脚前傾の心配も皆無である。したがって支柱をつなぐ補助部材も、下スラブコンクリートの重量が作用したときの影響を考慮すれば十分であり、その後の大きな荷重に対しては、下スラブが支柱の水平変化を完全にとめるので不必要となり、支柱自体も純然たる圧縮部材として十分であればよいことになる。また橋脚頭部の4.5 mの区間が完成すると、ただちにフォルバウアーゲン(以後VBWと略記する)の組立を開始し、側径間と同時に中央径間の施工にとりかかっても十分安全である。もちろん種々の状況によって、中央径間と側径間を対称に施工することはできなかったが、側径間が完成する前にすでに中央径間の片持ばり架設に着手できたため、工期短縮には大いに役立った。

ここで、下スラブをはりとして使用したときの応力が、主桁が完成し設計荷重が作用するときまで残留し、これが設計荷重による応力と合成されて許容応力を超えるのではないかという問題が生ずる。本橋の側径間は前述のように中央径間片持桁の長さにくらべて短かいので、せん断力が大きく、これに対応して桁断面が大きくなっているのので曲げ応力に対しては十分余裕がある。すなわち設計荷重作用時に側径間断面の下端に作用している圧縮応力は、最も大きな点でも、約 65 kg/cm² であるから、許容応力 115 kg/cm² に対して 50 kg/cm² の余裕を持っていることになる。下スラブを施工するとき、ウェブを下端から 1 m の高さまでふくめたのは、はりの応力を 50 kg/cm² 以下におさえるためである。当然クリープによって残留応力は減少するはずであるが、これを正確に算出することは困難であるから考慮に入れていない。

6. 中央径間の片持ばり架設作業

中央径間は、最初の7回を長さ 2 m ずつのブロックに、次の 11 回を 3 m ずつのブロックにして片持ばり施工された。これは、片持ばり主桁の桁高が基部で 6 m、最先端では 1.6 m と大きく変化しているのので、このように施工区間の間隔を変化させて1回に打設するコンクリートの重量をなるべく等しくし、VBW の能力を経済的に利用するためである。

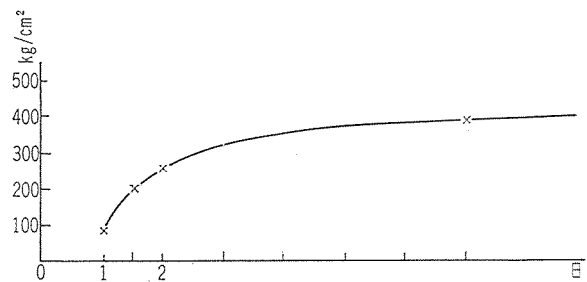
主桁に用いるコンクリートの配合は表—2 に示す。この配合によるコンクリート強度の時間的変化の状態は、標準養生による供試体強度の平均値を図—5 のとおりであった。設計計算に使用したコンクリートの 28 日強度は 350 kg/cm² であるが、片持ばり施工区間のプレストレスは、コンクリート強度が 200 kg/cm² に達したとき導入した。プレストレストコンクリート設計施工指針によれば、コンクリート強度が σ_{28} の 70% に

表—2 コンクリートの配合

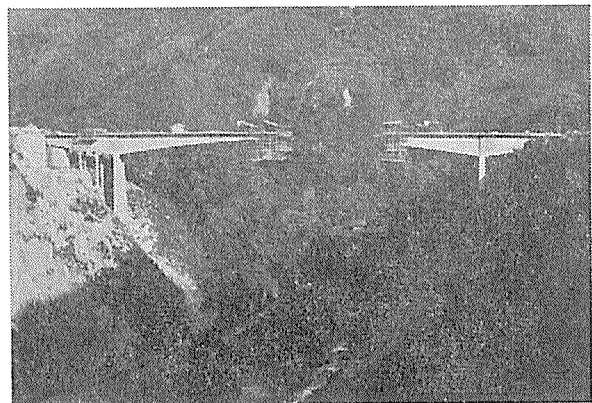
材 料	数 量	備 考
単位セメント量	375 kg	小野田早強ポルトランドセメント
単 位 水 量	140 kg	
水セメント比	37.4%	F.M. 3.49 最大寸法 30 mm F.M. 7.24
絶体細骨材率	30.0%	
細 骨 材	600 kg	
粗 骨 材	1 230 kg	
ポゾリス No. 5	1.87 kg	

注：スランブ 5 cm

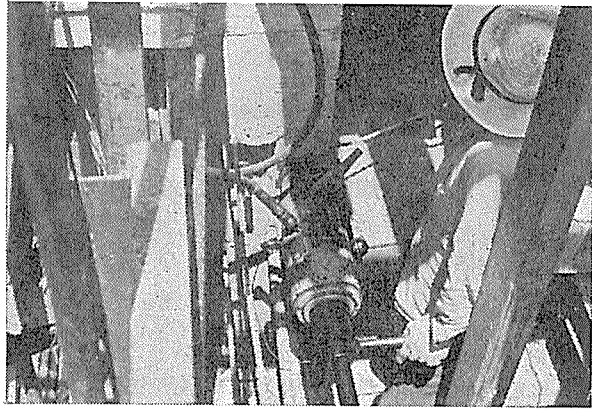
図—5 コンクリート強度



写真—9 片持ばり架設状況



【写真-10 VBW 内におけるプレストレス導入作業



達するまでプレストレスを導入してはならないことになっているが、片持ばり施工法では、一断面で定着される鋼棒は、そのブロックを通る全鋼棒の一部にすぎず、また定着される鋼棒自身についても、その全長の一部が材令の若いコンクリートの中にあるだけであるから、定着部の補強に注意すれば、コンクリート強度が σ_{28} の70%に達するまえにプレストレスの導入を行なってさしつかえないという見解をとったのである。

7. 中央ヒンジ、橋端部支承

中央ヒンジは 図-6 に示すような鋳鋼製とし、2本の主桁に各1組づつ取り付け、凹部にはグリースを充填し、取り付け後開口部を鉄板でおおい、グリースの洩出を止めている。また1組のヒンジに働く鉛直せん断力は約20tであるが、図-6 に示すとおり、オス、メス両金物の接触物にはホゾがあり、ある程度の横方向せん断力もとれるようにしている。

VBW の先端部がじゃまになって、中央部では2台のVBW を同時に用いることができない。したがって、左右両主桁先端部 1.5m ずつの部分には、1台のVBW で施工しなければならない。このさいVBW の乗っていない方の主桁には、VBW のカウンター ウェイトをのせ、

図-6 中央 ヒンジ

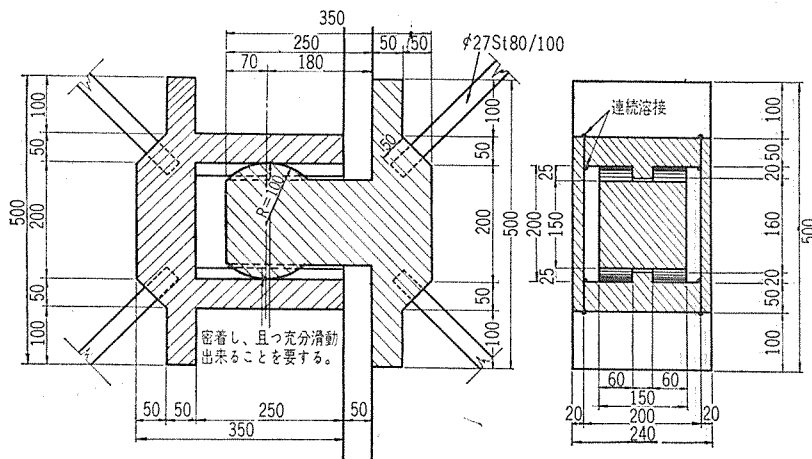


写真-11 1 台のワーゲンで中央ヒンジ部の施工

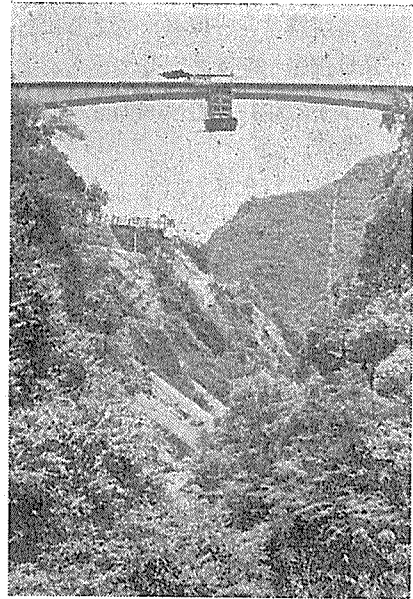
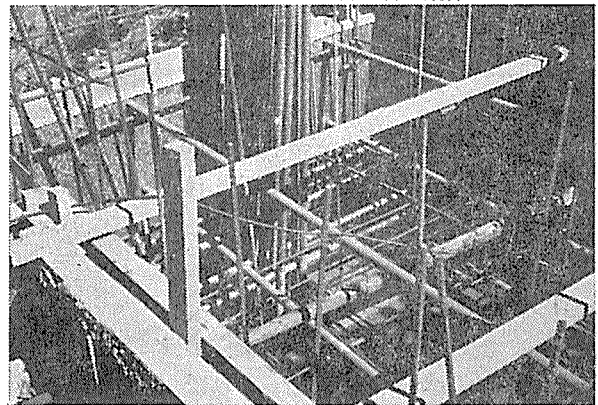


写真-12 桁端部主桁定着用鋼棒



両主桁のたわみを等しくし、同時に中央ヒンジを設置した。

前述のとおり橋台には橋脚から最大 553 t の揚力が作用する。同様に地震時には橋軸方向に 164 t の圧縮および引張力が働き、橋軸と直角方向には 42 t の水平力が作用するこれらの力に対する。構造は折込付図に示す。

すなわち鉛直方向の力に対しては、2本の主桁と橋台の間に桁および橋台と一体になるようコンクリート打ちこれに断面 80×30 cm の短柱を配し、これを通してそれぞれ 20 本ずつのPC鋼棒で緊結する。553 t の揚力に対し鋼棒緊張力の合計は 720 t で、このとき鋼棒の応力は 3470 kg/cm^2 となり、許容応力 6300 kg/cm^2 に対し十分余裕がある。これは、この鋼棒は最も重要な部材であるから特に3倍の破壊安全率をとったためである。

橋軸方向の地震力に対しては付図に

示すとおり、厚さ30 cm、巾4.30 mのコンクリート版を主桁下床版および橋台と一体となるように打設し、これに10本のPC鋼棒を配置緊張している。また橋軸と直角方向に働く水平力は、この床版のせん断抵抗で受持つようにしている。

上記の鉛直力および水平力に対するコンクリート床版あるいは柱は、いずれも多少の回転および変位をともなうものであるから、本来ならばこれをロッカー構造にすべきであるが、その回転および変位がごく小さいので、ロッカーにする必要はないと考え、いずれも橋桁および橋台と一体にすることにより、鋼材の保護に重点をおいたのである。

8. 長径間PC橋の設計施工に対する考察

越野尾橋の中央径間は、わが国でこれまで施工されたPC橋の中では最も長いものである。ところが全体の構造形式も施工方法も根本的にはこれまで施工されてきたDywidag片持り方式の橋梁と何ら異なる点がないので、特に長スパン橋梁としての考慮がはらわれていない。

しかしながら、ちょうどスパン100 m程度を境として、長大スパン橋梁の特性があらわれてくると思われるので、本橋架設工事を終えて、われわれの気づいた点を二、三述べてみたい。

(1) 主桁ウェブの厚さについて

これまで設計されたこの種の橋梁の場合、ウェブの厚さはすべて40 cm以上である。これは、全鋼棒を上スラブ内に配置しきれないので、かなりの本数の鋼棒がウェブ内に配置され、これを2本ならべて定着するためには、最小20 cmずつの支圧巾が必要となるからである。

ところで、いうまでもなくウェブが全断面の断面二次モーメントにおよぼす影響はごく小さいのに、桁高が大きくなると、ウェブの占める面積が非常に大きくなる。図-2からもわかるように、長スパンPC橋においては自重の占める割合がきわめて大きいのであるから、これ

を小さくすることが必要である。そのためにはウェブをうすくするよりほかに方法がない。断面積が小さくなければプレストレスの導入効果も大きくなる。

越野尾橋の場合、この厚さを36 cmにまで減じ、そのかわりアンカープレートののちに補強鉄筋を配した。しかしながらウェブで鋼棒を2本ずつ定着する場合、斜鋼棒を用いるときは、鋼棒および鉄筋の配置上からも36 cmが限度である。そこで多少上スラブが厚くなっても鋼棒はすべて上スラブ内に配置定着するようにすれば、いちじるしくウェブ厚さを減じることができる。ウェブの厚さを減ずれば当然斜鋼棒使用量が増加する。越野尾橋の設計当初はこれを恐れたのであるが、実際に略算してみると、斜鋼棒の増加量は主鋼棒の減少量にくらべてはるかに少ない。ちなみにドイツでは長大径間の橋梁において、ウェブの厚さを25 cmとしているものが多い。特に現在施工中のベンドルフにあるライン橋は、スパン208 m、巾員29.5 mの長大橋であるが、ウェブを4本用いて橋脚上のウェブ厚さは30 cmである。

(2) 桁高について

本橋の場合、桁高は8.5 m以下なら任意に決定することができたので、種々の桁高について比較検討した結果、片持桁基部における橋高を6 mに決めたのである。これから見ると、これまでに架設されたPC橋の桁高は、もちろん種々の条件から桁高の制限を受けたものが多いけれども、橋梁架設工事費のみについていうならば、いくぶん経済的な桁高より小さいのではないと思われる。越野尾橋の場合には、使用するVBWの大きさ等から限定されたのであるが、使用材料のみについては、ウェブ厚さを小さくして、しかもいままし桁高を大きくした方が有利である。

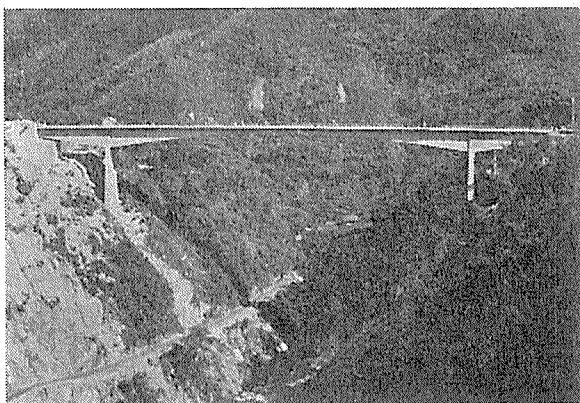
あまり桁高を大きくすると、コンクリートを一回で打設するのが困難になるが、本橋架設工事の経験から8 m程度までは可能と考えられる。

(3) 主桁の上越しについて

スパン70~80 m程度までは、自重による曲げモーメントとプレストレスによる曲げモーメントがほぼ等しいか、あるいはそれ以下であるので、上越し計算に際してのコンクリートの弾性係数や、クリープ係数のとり方が、実際の値とかなり異なっても、施工完了後の橋面勾配の変化が小さく問題ない。しかし、スパンがそれ以上になると、どうしても自重による曲げモーメントの方が大きくなるので、上記の問題が生じてくる。

越野尾橋では上越し計算に際し、諸数値の取り方を在来どおりに考え、プレストレスコンクリート設計施工指針に定められた、合成断面算出に用いるべきコンクリートの弾性係数(325 000 kg/cm²)、およびクリープ係

写真-13 地覆高欄工事の状況



数としては片持桁完成時のクリープ進向度を考慮してプレストレスの減少計算に用いるクリープ係数の3/4を用いた。また施工中におけるクリープの影響は、一般に非常に小さいので考慮していない。

しかし指針に定められたこれらの諸数値は、ある特定の事項に対して安全側になる数値を取っているのであるから、今後これらの数値の取り方が塑性たわみに大きく影響する。長大橋の施工に際しては、数値そのものをもっと検討する必要があると考える。越野尾橋のたわみが

どのように進行するかは、今後の長期にわたる測定結果に待たねばならないが、興味ある問題であろう。

(4) 震動特性について

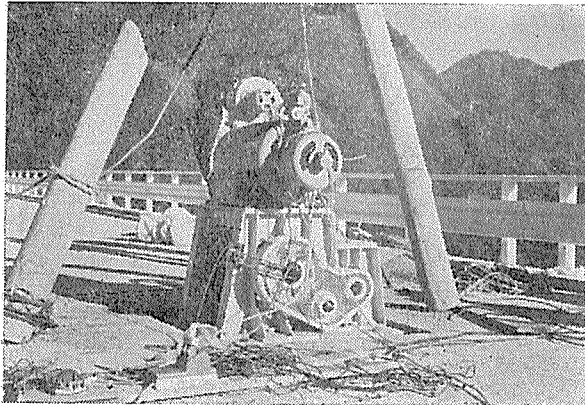
PC長大橋の計画に際して常に問題にされるのは、その震動特性に関する事項である。本橋においては、建設省土木研究所の御好意により、鉛直方向および水平方向の固有震動数、震動のモード、振幅ならびに減衰についての実験を行なうことができた。この結果については、おって同研究所より御発表願えるものと思う。

参 考 文 献

- 1) 能登尚平・上前行孝：Dywidag方式嵐山橋の構造，設計，「道路」1958年12月号。
- 2) 中島儀八・今井勤・小田純夫：Dywidag工法による嵐山橋の設計，施工について「材料試験」第8巻，第67号，昭和34年6月
- 3) 徳島県土木部，別子建設KK設計部：名田橋上部構造の設計に際しての問題点「プレストレス コンクリート」Vol. 3, No. 1, 1961。
- 4) 新谷 進：寺地橋の設計施工報告—Dywing工法ラーメン橋「プレストレス コンクリート」Vol. 3, No. 6, 1961。
- 5) 中島儀八：最近の橋梁架設工法第1部 Dywing工法「建設の機械化」128号，1960年10月

1963. 1. 15・受付

写真-14 震動試験用起震機



プレキャスト コンクリートと 製造装置の 設計、製作監理並調査、研究

護岸擁壁ブロック用D-4型成型機

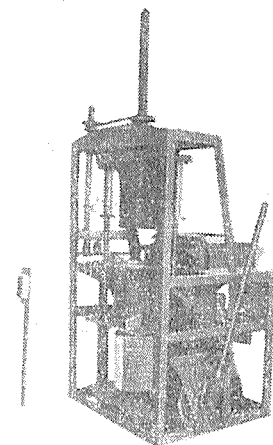
不 二

1月の出来事

◎ かねてより鋭意研究開発中のフォームクリートセットの使用実験を銭高組施工のビル新築現場（東京都千代田区大手町）において実施いたしました。

ちなみにフォームクリートセットとは、仕様により適当に混練されたモルタルを、ホースから射出させモルタルの充填作業をおこなうもので、その適用工事としては、建築における屋根、床、壁、窓枠並炭坑、鉄道における坑道、隧道の裏込め、一般土木、農業土木におけるダム、河川、用排水路の目地、亀裂のグラウト、道路路盤下の新造、補修等、広範囲なものがあげられます。

◎ 企業の目論見、生産の計画、工場の設置等に際しては弊社企画室に御相談下さい。



(カタログ進呈 乞雑誌名記入)



不二設計所

本社 東京都品川区西大崎3-533 電話 大崎(491) 8223・8462
研究工場 宮城県玉造郡岩出山町駅前 電話 岩出山 174