

関越自動車道大峰橋 (PC 上部工) の設計と施工

小 川 健*
上 田 健 三**

1. ま え が き

関越自動車道新潟線は、東京都練馬区を起点とし、埼玉、群馬両県を経て、新潟県長岡市で北陸自動車道と連結して新潟市に至る延長約 300 km の高速自動車国道である。昭和 60 年 10 月に全線開通したが、関越トンネルを含む月夜野～湯沢間が暫定施工区間となっており、現在二期線工事を施工中である。

大峰橋はこの区間の月夜野～水上間に位置しており、一級河川利根川、国鉄上越線、および県道沼田～水上線を跨ぐ総延長 318 m の PC 3 径間連続ラーメン橋である。本橋は利根川を 1 スパンで斜めに渡ることから、中央径間長は 131 m (上り線) と連続ラーメン形式としては現在のところ我が国有数のものとなっているほか、構造的には一般的な連続ラーメン橋と異なり、P₁ 橋脚は剛結としているが、P₂ 橋脚は可動支承としており、A₁ 橋台に PC ケーブルとゴム支承よりなる水平バネ支承を設置した水平力分散固定方式を採用し、耐震性の向上を図っている。また A₁ 橋台側の径間は、供用中の道路、

鉄道を跨ぐうえ、急峻な地形に取り付くため、端部の支保工施工が困難なことから、逆張り出し施工を行った。

本文は、この逆張り出し施工を特徴とする一期線の上部工の設計、施工を中心に、二期線の実施における留意点等を付け加え、その概要を報告するものである。

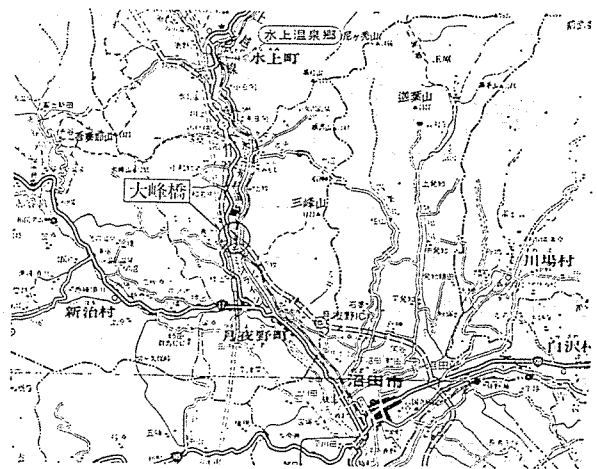


図-1 橋梁位置図

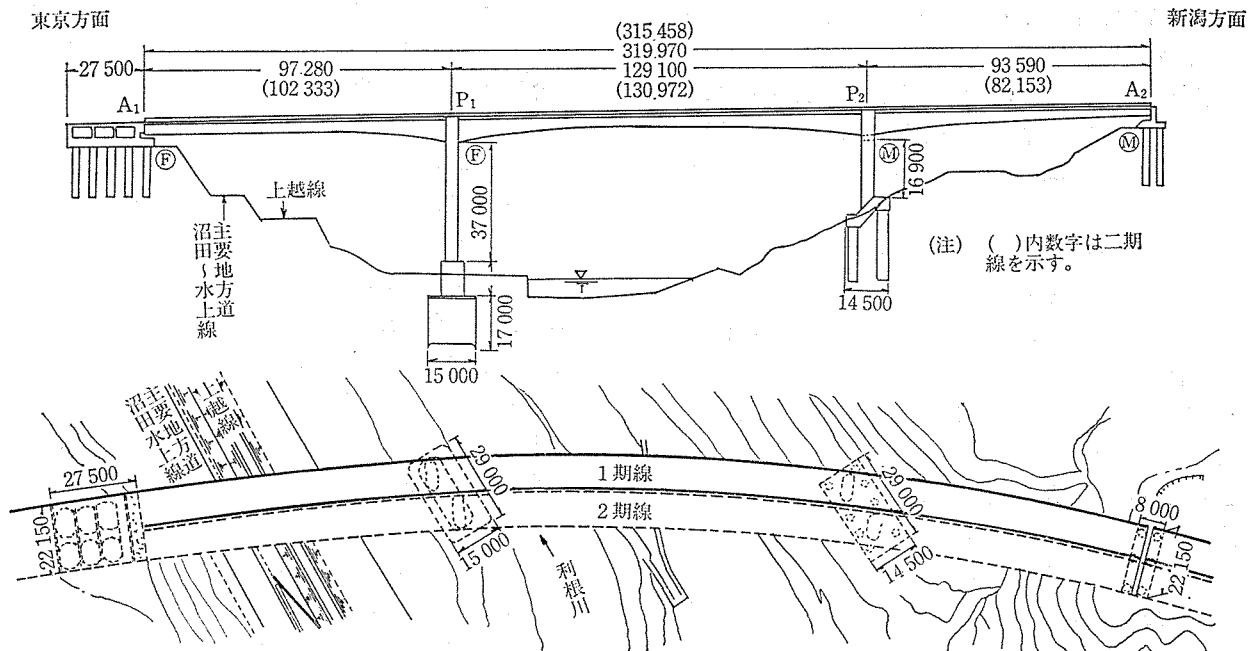
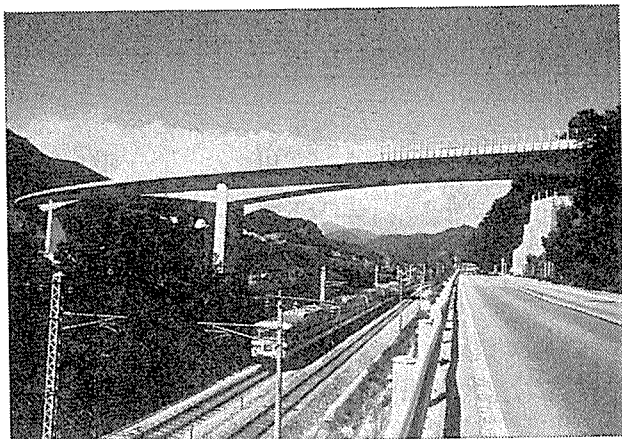


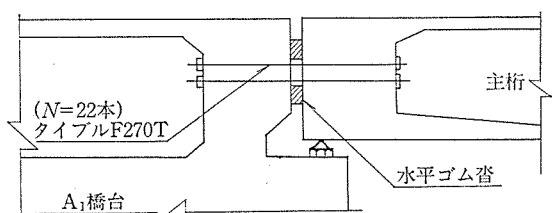
図-2 橋 梁 一 般 図

* 日本道路公団東京第二建設局建設部構造技術課課長

** (株) 銭高組土木本部 PC 部技術課課長補佐



写真—1 橋梁完成写真



図—3 水平バネ支承構造図

図—1 に大峰橋の架橋位置図，図—2 に橋梁全体一般図を示す。また 写真—1 は一期線の完成写真である。図—3 は水平バネ支承構造図である。

2. 工事概要

2.1 橋梁諸元

工事名：関越自動車道大峰橋（PC 上部工）工事

路線名：関越自動車道新潟線

工事場所：（自）群馬県利根郡月夜野町大字下牧

（至）群馬県利根郡月夜野町大字小川

工期：昭和 58 年 9 月 1 日～昭和 60 年 7 月 21 日
（1 期線）

昭和 61 年 5 月 31 日～昭和 63 年 6 月 18 日
（2 期線）

橋種：プレストレストコンクリート道路橋

構造形式：3 径間連続ラーメン箱桁橋

架設工法：片持張出し工法（ディビダーク工法）

橋格：一等橋

道路規格：第一種第 3 級 A 規格

橋長：320.370 m（1 期線）
315.844 m（2 期線）

桁長：319.970 m（1 期線）
315.458 m（2 期線）

支間：96.480 m+129.100 m+92.790 m（1 期線）
101.519 m+130.972 m+81.353 m（2 期線）

有効幅員：9.75 m（1 期線）

9.00 m（2 期線）

平面曲線：A=300～R=700 m

縦断勾配：→0.376%～→4.000%

横断勾配：→1.355%～4.000%

2.2 主要材料仕様および数量（一期線）

コンクリート： $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$	3 866 m ³
鉄筋：SD 30	324 t
P C 鋼棒： $\phi 32$ A種 2号（主方向）	304 t
$\phi 32$ B種 2号（逆張出し架設）	16.5 t
$\phi 32$ A種 2号（横方向）	46.1 t
$\phi 32$ B種 2号（鉛直方向）	28.6 t
支 承：ピボットローラー沓（A ₁ 部）	7.4 t
ピンローラー沓（P ₂ , A ₂ 部）	58.1 t

3. 設 計

3.1 設計条件

活荷重：TL-20, TT-43

衝撃係数： $i=10/(25+l)$

材料強度：2.2 参照

クリープ係数および乾燥収縮度：本橋のように張出し架設を行う連続桁では，施工時の構造系と完成時の構造系が異なるため，主桁コンクリートのクリープ作用により，施工後に自重およびプレストレスによる 2 次断面力には移行が生じる。またコンクリートのクリープおよび乾燥収縮により，プレストレス力には減少が生じる。そのクリープ係数，乾燥収縮度の算定にあたって，本橋では主桁完成時の各部材の平均材合より，クリープ係数ならびに乾燥収縮度を求めた。その結果，次のような値で設計計算を行った。

不静定力算出用クリープ係数； $\varphi=1.6$

不静定力算出用乾燥収縮度； $\epsilon_s=15 \times 10^{-5}$

有効係数算定用クリープ係数； $\varphi=2.0$

有効係数算定用乾燥収縮度； $\epsilon_s=18 \times 10^{-5}$

3.2 主桁断面構成

主桁の断面構成は，図—4 に示すように，一室箱形断面であり，各柱頭部の桁高は，P₁ で 8.0 m，P₂ で 7.5 m とし，A₁ 端部と中央径間中央部で 4.0 m，A₂ 端部で 3.5 m の変断面で，その間を sin 曲線ですりつけている。

上床版厚は全長にわたり 32 cm とし，底版厚は断面力に応じて 80 cm～20 cm まで変化させている。またウェブ厚についても設計，施工上から 70 cm～35 cm の範囲で変化させており，主桁の自重を軽減させるように配慮している。

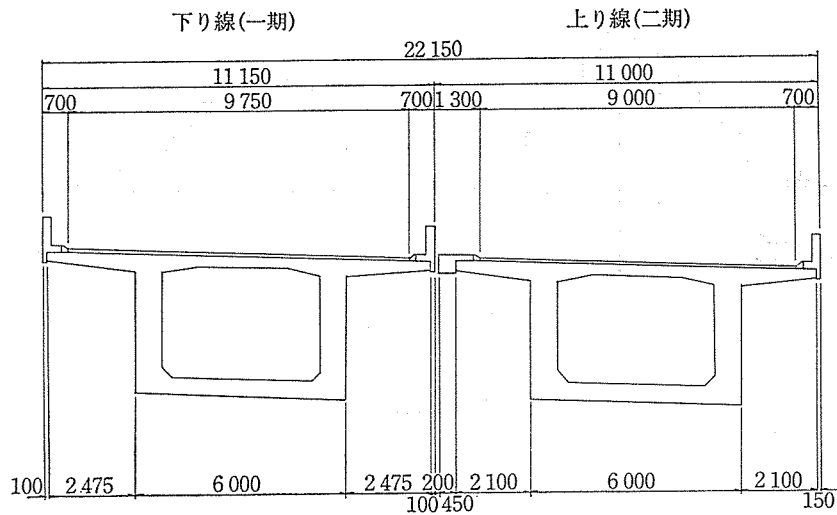


図-4 主桁断面構成

3.3 主桁の設計

本橋は平面曲線を有するため、主桁の断面力解析はつぎのように行った。

主方向の曲げ、せん断、軸力については、一室箱桁の主桁を一本の棒と考え、曲線を無視して面内解析で計算した。次に曲線の影響によって生じる主桁のねじりモーメントおよび A_1 , P_2 , A_2 で 2 点支持となっている支承に生じる反力差は平面格子により求めた。

図-5 に一期線における曲げおよびせん断力図を示す。

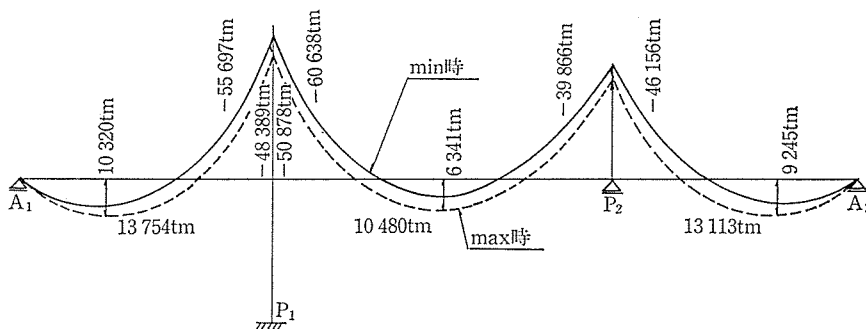
また本橋は、張出し架設時の外的静定から、側径間の連結、さらに中央径間の連結によって完成時までには構造系が変化する。このため設計においては、張出し架設時、

側径間閉合時、中央連結時の各段階の主桁の応力を照査するとともに、完成構造系においては、後死荷重、活荷重による断面力、またプレストレスによる弾性 2 次断面力、施工完了後のコンクリートのクリープにより発生する 2 次断面力等の主荷重および従荷重、特殊荷重等も考慮して主桁の応力照査を行っている ($A_1 \sim P_1$ 軸力考慮)。

主方向の PC 鋼棒としてディビダーク鋼棒 A 種 2 号 $\phi 32$ mm を使用した結果、各設計断面に有効な鋼材本数は 図-6 のようになり、主要断面の曲げ応力度は表-1 のようである。

床版の設計はボックスラーメン解析で行った結果、横締め PC 鋼棒 (ディビダーク鋼棒 A 種 2 号 $\phi 32$) は、全橋にわたって 50 cm ピッチで配置されることになった。

(1) 主桁設計荷重時曲げモーメント(クリープ終了時)



(2) クリープ終了時設計せん断力

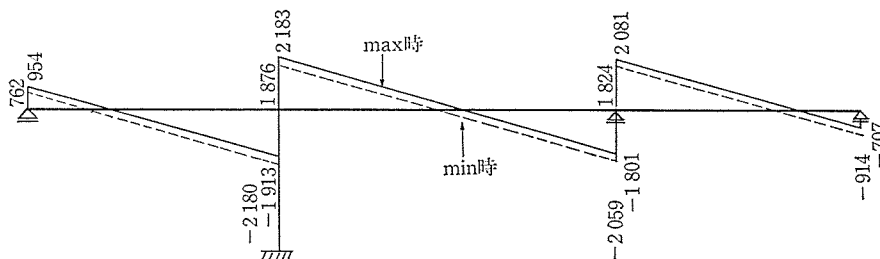


図-5 断面力図

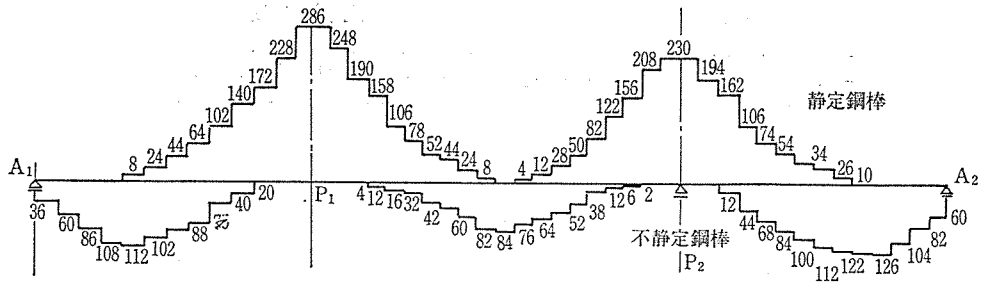


図-6 設計断面に有効な鋼棒本数

表-1 主要断面曲げ応力度

表-1 の①

(A ₁ ~P ₁)		
鋼材本数	112本	
鋼材図心	3.553m	
	上縁 (kg/cm ²)	下縁 (kg/cm ²)
設計荷重時	85.5	-3.7
設+温度差	93.9	-11.9

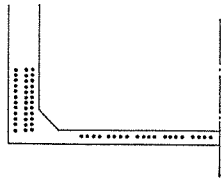


表-1 の②

(P ₁)		
鋼材本数	294本	
鋼材図心	0.486m	
	上縁 (kg/cm ²)	下縁 (kg/cm ²)
設計荷重時	7.6	115.2
設+温度差	16.9	115.6

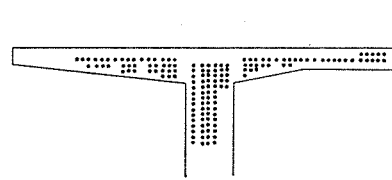


表-1 の③

(P ₁ ~P ₂)		
鋼材本数	84本	
鋼材図心	3.638m	
	上縁 (kg/cm ²)	下縁 (kg/cm ²)
設計荷重時	63.1	-1.7
設+温度差	79.3	-17.6

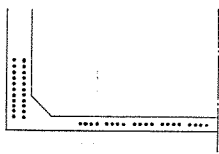


表-1 の④

(P ₂)		
鋼材本数	242本	
鋼材図心	0.461m	
	上縁 (kg/cm ²)	下縁 (kg/cm ²)
設計荷重時	10.4	103.6
設+温度差	22.3	98.5

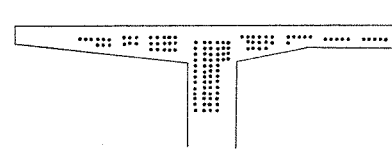
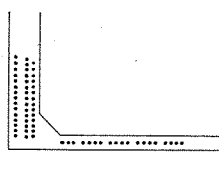


表-1 の⑤

(P ₂ ~A ₂)		
鋼材本数	126本	
鋼材図心	2.948m	
	上縁 (t/m ²)	下縁 (t/m ²)
設計荷重時	105.2	-8.0
設+温度差	112.2	-14.2



横桁の設計は、 P_1 部ではシャイベ理論を適用し、その他の横桁の設計は、横桁を支承で単純支持されて有効幅上の荷重は全面で受け、有効幅以外のすべての荷重は主桁のウェブを通して受ける梁として解析している。

また二期線では、上床版の横締め鋼棒は一期線側からの緊張ができないため、全鋼棒一方向からの片引きとして設計している。

4. 施 工

本橋の施工は、ほとんどが地上より 40 m~50 m の高所作業であることから、荷役設備として地上にトラッククレーン、橋面にユニバーサルクレーンを併設置した。また P_1 ~ P_2 間が河川上であるため、工事用栈橋を設置し、コルゲートセル締切を使用した築島を作業ヤードとした。主桁の施工では最大 5 基の中型ワーゲンを使用しており、国鉄上越線および県道の上空を通過するワーゲンは落下物の発生を防ぐためワーゲンの全面を金網張りした上から養生シートで覆い、完全防護の状態で行ったほか、使用鋼棒がワーゲンから突出するのを防ぐため、長さを短くして接続した。この完全防護は、最低気温が -10°C にも達する冬期施工の養生のためにも役立ったことは言うまでもないが、同時に谷川おろしの強風を受けることから風荷重に対する注意を十分に払う必要があった。特に二期線の工事では、一期線に極めて接近して施工を行うため、荷役作業やワーゲンの設置空間に制限を受けることに加えて、一期線の干渉による風の影

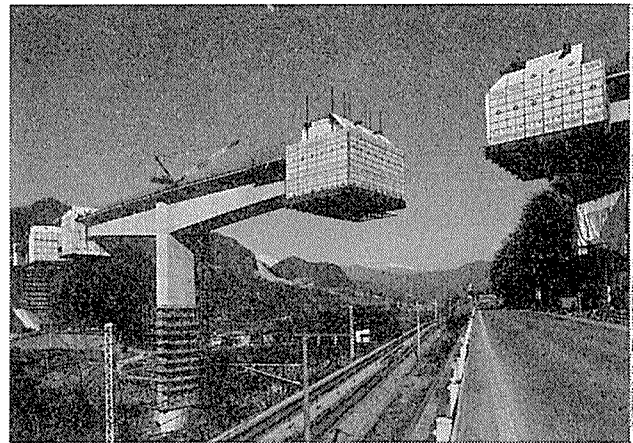


写真-2 張出し架設状況

響が生ずる可能性が考えられたため、これについても検討した。

図-7 に架設要領図を示す。また写真-2 は一期線の張出し架設状況である。

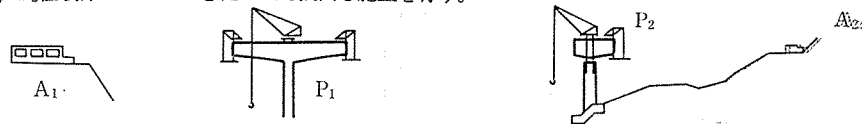
4.1 柱頭部の施工

P_1 および P_2 柱頭部は、橋脚上部に鋼製ブラケットを取り付け、その上にH鋼を敷き並べ、ビティー枠を組み立てて柱頭部を施工した。鋼製ブラケットはH形鋼で製作したものを使用し、橋脚を貫通させた PC 鋼棒と埋込みボルトで固定した。

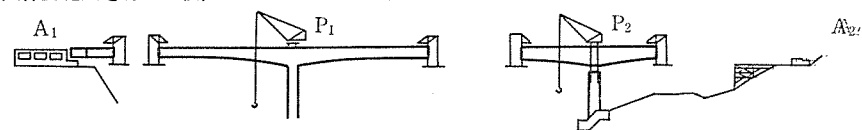
コンクリートの打設は下床版およびウェブを打設し、内支保工を組み立てて上床版を打設した。

写真-3 に一期線の柱頭部施工状況を示す。

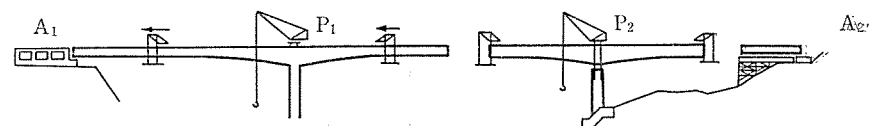
1. P_1 柱頭部、 P_2 柱頭部にワーゲンを組み立て張出し施工を行う。



2. A_1 側径間支保工を行った後、逆張出し施工を行う。また、 A_2 側径間場所打ち部の支保工を組む。



3. A_1 側径間を閉合する。 A_2 側径間場所打ち部の桁製作を行う。



4. A_2 側径間を閉合した後、中央径間を閉合する。

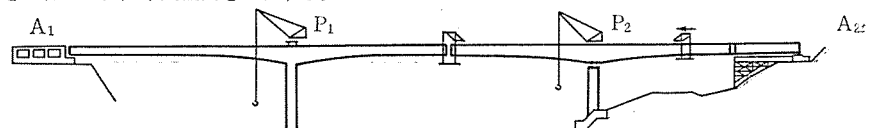
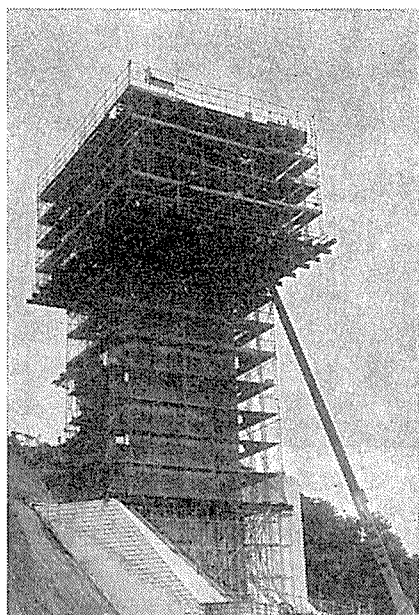


図-7 架設要領図



写真—3 柱頭部支保工

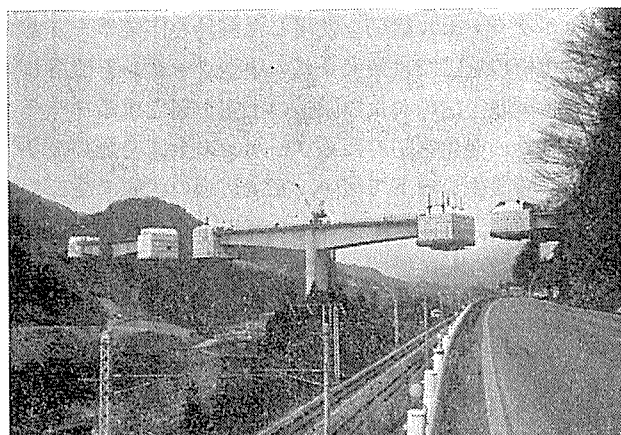
4.2 ワーゲンの施工

柱頭部施工後、フォルバワーゲンを柱頭部にセットするが、柱頭部の桁長を 10 m としたので、まず 1号ワーゲンをセットし、第1ブロックを施工、ワーゲンを前進させたのち、2号ワーゲンをセットした。張出し施工におけるコンクリートの打設は、E 60 型のパワーリーチを使用し生コンクリートを荷揚げする。荷揚げした生コンクリートは、一たんコンクリートホッパー (2.5 m³

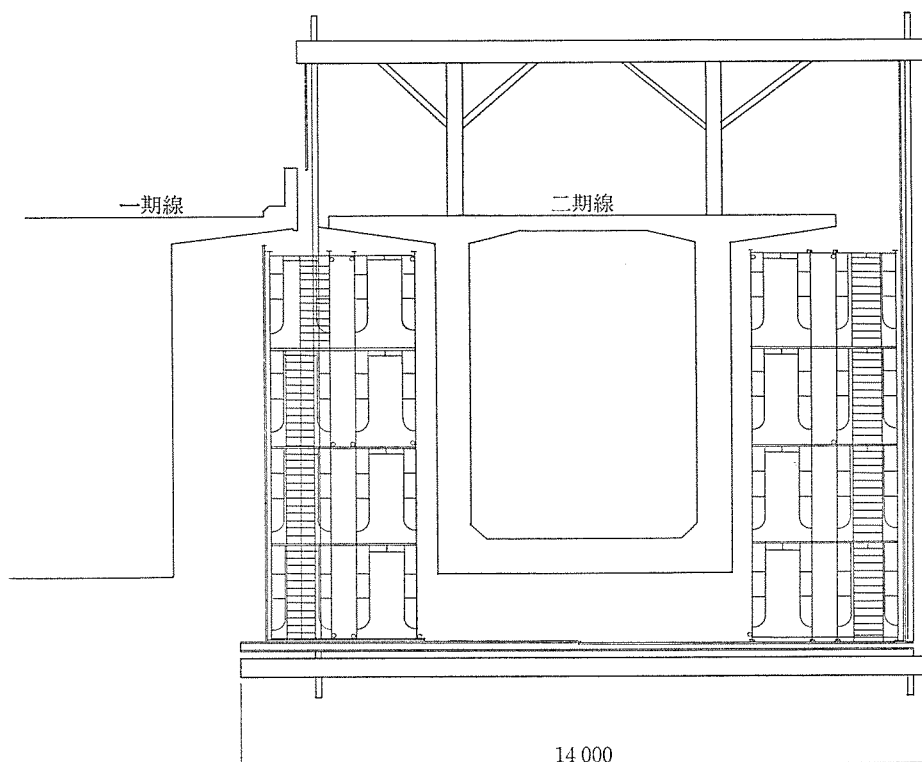
容量)に移し、そこからカート車で打設箇所まで運搬して打設した。

国鉄上越線および県道の上空で施工する箇所については、鋼棒は全カップリングとし、ワーゲンから鋼棒が出ないようにした。またワーゲン移動については、列車の通過しない時間帯に限られ、その時間帯をのがすと次回まで延期せざるを得ないという厳しい条件の施工であった。また二期線の施工では、図—8 にワーゲンの設置状態を示すように、一期線とのクリアランスが少なく、ワーゲン移動時や、風荷重を受けたときに、吊材が一期線に接触しないような対策をする必要がある。

写真—4 に一期線の張出し架設状況を示す。



写真—4 張出し架設状況



図—8 ワーゲンの据付け状態

4.3 支保工部の施工

A₂ 橋台側桁端部の支保工施工部の全長は、35.590 m であり、このうち 32.090 m を接地式支保工とし、残り 3.5 m を吊支保工により施工した。急斜面に支保工を設置するため、その基礎は階段状のコンクリートの直接基礎とし、その上にH形鋼を組み立てた。

二期線の支保工設置箇所の斜面は、一期線箇所よりも急勾配で、なおかつ二方向に傾斜している複雑な地形をなしており、支保工計画については十分な検討を行わなければならない。

また吊支保工は、P₂ より張り出してきたワーゲンの部材を吊支保工に転用して A₂ 側径間の閉合を行った。

一期線における接地式支保工を 写真—5 に示す。

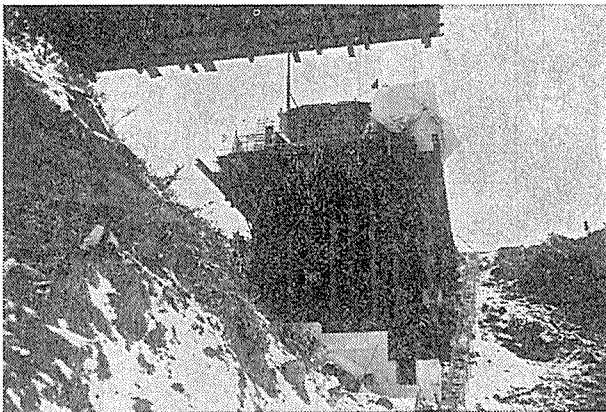
4.4 中央連結部の施工

中央径間中央部の連結は、P₂ 橋脚より張出し架設してきたワーゲンを使用して、吊支保工により施工した。その状況を 写真—6 に示す。本橋は張出し長が長いいため、施工中の桁の挙動は大きくなる。したがって、上げ越し管理は極めて慎重に行う必要があった。

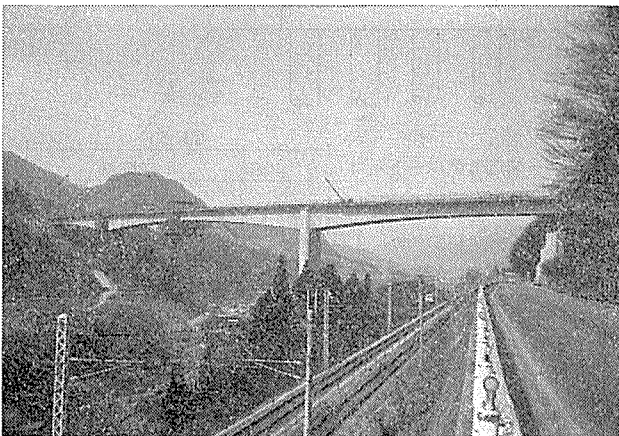
4.5 A₁ 側径間の施工 (逆張出し架設)

(1) 施工法の検討

前述のように A₁ 橋台側の径間は 97.280 m で、P₁ 橋



写真—5 A₂ 支保工



写真—6 中央連結状況

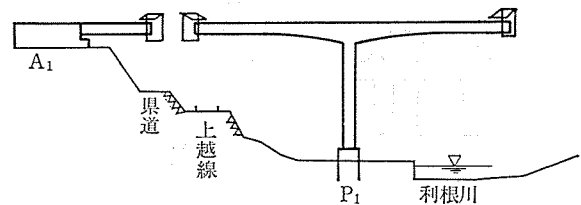
脚からの対称張出し架設が可能な長さは 66.50 m で、残る 30.78 m の主桁は、供用中の道路、鉄道上でもあり、急峻な地形にとりつくため、その施工方法をいかにするかが本橋梁の架設における最大の課題となった。

施工方法としては、図—9 に示す案が考えられた。この4案のうちで、施工性、経済性からみると①案と③案に選ばれた。しかし③案については、供用中の鉄道に近接しており、基礎地盤に悪影響も考えられるため、①案が施工性、安全性、経済性のすべての面で満たされていると判断してこれを採用して施工することにした。

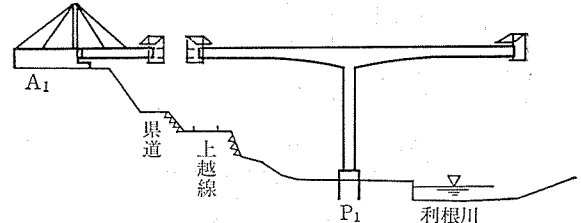
(2) 逆張出し架設の施工要領

逆張出し架設の施工要領は 図—10 に示すとおりである。逆張出し施工は、橋脚からの張出し施工と同様、ワーゲンの組立てスペースが必要で、桁端部 7.30 m を支保工で施工し、逆張出し施工の1ブロックの長さを 3.50

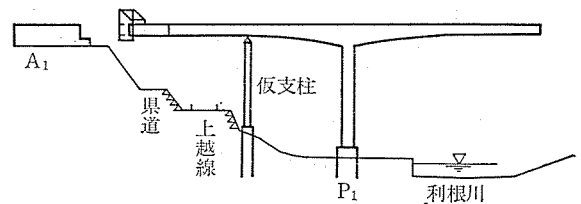
① 逆張出し案



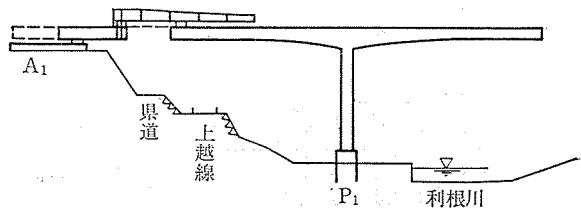
② ビロン斜吊り併用による逆張出し案



③ 中間仮支柱併用による張出し施工案

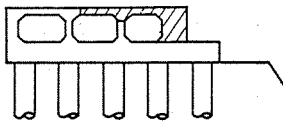


④ 押し出し工法案

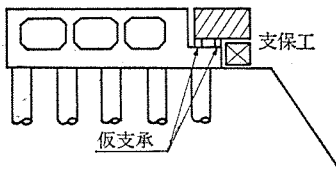


図—9 東京側側径間施工案

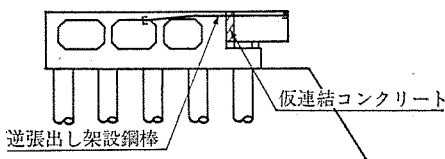
- ① 逆張出し架設鋼棒等配置し、橋台の前壁および上床版の施工。



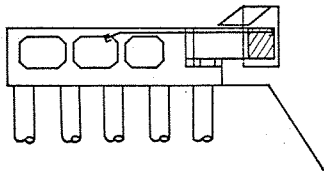
- ② 本支承、仮支承施工後、桁端ブロックの施工。



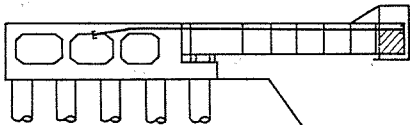
- ③ 橋台と橋桁とを仮連結するコンクリート施工後、逆張出し架設鋼棒の緊張。



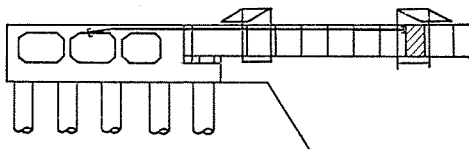
- ④ ワーゲン組立て後、逆張出し施工。



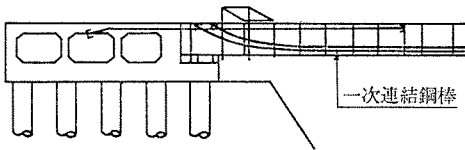
- ⑤ 逆張出し施工。



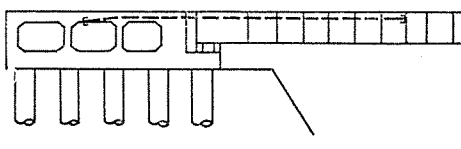
- ⑥ 逆張出し用ワーゲン撤去、P₁から張り出してきたワーゲンにより逆張出した橋桁とを連結。



- ⑦ 側径間の連結一次鋼棒緊張後、ワーゲンをA₁方向へ前進、解体する。



- ⑧ 逆張出し架設鋼棒の応力解放後、仮支承、連結コンクリートの撤去。



- ⑨ 側径間の二次緊張、側径間閉合終了。

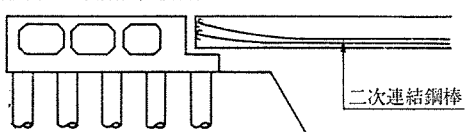


図-10 逆張出し架設要領

m として6ブロック逆張出し施工していった。その後ワーゲンを組み立てた位置までバックし解体、P₁より張り出してきたワーゲンにより吊支保工施工して側径間の連結を行った。

(3) 逆張出し架設時の検討

前述のような施工法で橋桁を架設していく場合、設計上種々の検討が必要である。特に橋桁と橋台とを仮連結する部分は、設計、施工上の要であり、特に入念な検討が必要である。また橋台の安全性についても重要な検討項目である。一期線での検討内容を以下に示す。

逆張出し施工時における橋桁本体の検討は、一般的な張出し施工と同様に各検討断面で曲げ応力度を照査して安全性が確認できれば特に問題となることはない。しかし橋桁と橋台とを仮連結する部分については、打継部が縁切れの状態であり、しかもその断面には最大の応力が発生するため十分な安全性が確保できるように配慮している。仮連結コンクリートの断面形状を 図-11 に示す。

構造解析モデルおよび設計断面を 図-12 に示す。解

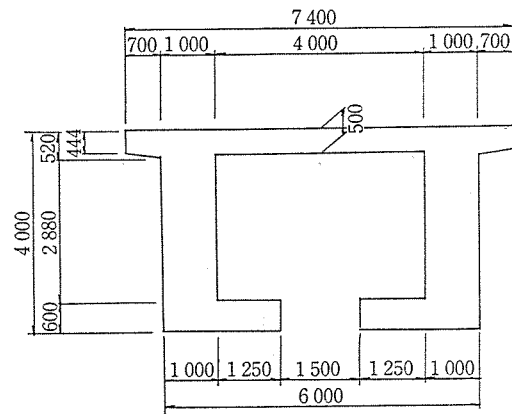


図-11 仮連結コンクリート断面形状

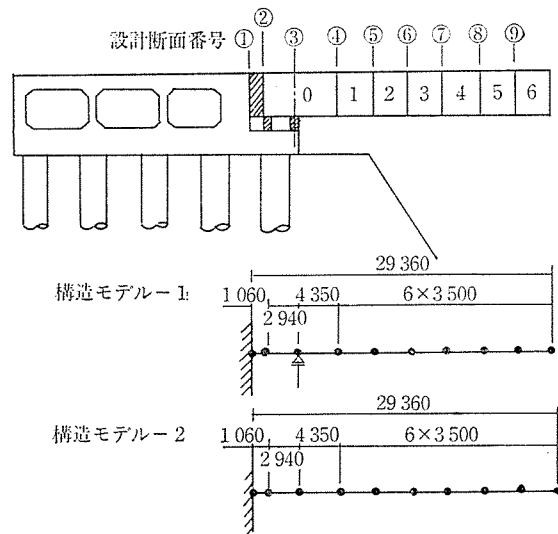


図-12 構造解析モデルおよび設計断面

析モデル化を2ケース考えたのは、曲げモーメントおよびせん断力に対して安全設計となるように配慮したためである。また載荷荷重については、以下の荷重を施工順序に従って載荷して断面力を算出した。

- ① 自重（横桁、突起コンクリート重量も含む）
- ② ワーゲン重量（ $W=70$ t）
- ③ プレストレス（ $P_t=56$ t/本）
- ④ 作業荷重（ $W=300$ kg/m²）
- ⑤ 地震力（ $K_H=0.13, K_V=0.05$ ）

図-13 に逆張出し施工時の最大張出し状態における曲げモーメント図を示す。

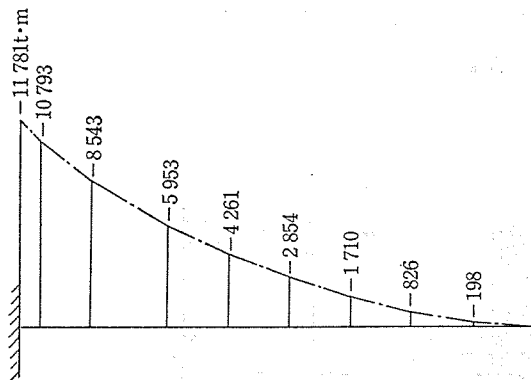


図-13 逆張出し施工時曲げモーメント

各設計断面に発生する最大断面力に対して応力照査を行った。特に橋桁と橋台との打継目地断面については、曲げ引張応力度が発生しないように、また引張縁の圧縮応力度にも少し余裕をもたせるように逆張出し架設用PC鋼棒（ディビダーク鋼棒B種2号φ32mm）の数量を決定した。

主桁と橋台の打継目地部の鋼材配置図を図-14に示す。また、打継目地断面における各張出し施工段階での曲げ応力度を表-2に示す。

せん断力の検討については、構造モデル1とモデル2で解析した安全側の値を用いた。この結果、A₁橋台と主桁との目地断面において上向きせん断力（アップリフト）が働くことも考えられるので、図-15のように斜めPC鋼棒を配置して補強している。

(4) A₁橋台の安定

逆張出し架設の基本的な考え方は、A₁橋台を支持体として、橋桁が突出していくことである。それゆえ、A₁橋台の安定の照査を実施するとともに、橋台の各部の応力検討を行っている。

最大逆張出し時における橋台の転倒に対する安全率は常時で3.15、地震時で2.27となった。また橋台の基礎は深礎杭になっており、その検討も行った結果、許容値内にあることが確認された。

表-2 曲げ応力度

断面 施工 ブロック		① (t/m ²)				② (t/m ²)			
		曲げ 応 力 度		累 計 曲 げ 応 力 度		曲 げ 応 力 度		累 計 曲 げ 応 力 度	
		上 縁	下 縁	上 縁	下 縁	上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
0 _R	C	-109.3	130.3	-109.3	130.3	-79.1	94.3	-79.1	94.3
	P	316.6	-95.1	207.3	35.2	316.6	-95.1	237.5	-0.0
1	W	-52.1	62.1	155.2	97.3	-46.2	55.1	191.3	54.3
	C	-68.7	81.8	86.5	179.1	-61.4	73.2	129.9	127.5
	P	251.6	-78.4	338.1	100.7	251.6	-78.1	381.5	49.4
2	W	-19.5	23.2	318.6	123.9	-19.5	23.2	362.0	72.6
	C	-84.3	100.5	234.3	224.4	-77.7	92.6	284.3	165.2
	P	252.0	-78.6	486.3	145.8	252.0	-78.6	536.3	86.6
3	W	-19.5	23.2	466.8	169.0	-19.5	23.2	516.8	109.8
	C	-101.2	120.6	365.6	289.6	-94.9	113.1	421.9	222.9
	P	137.1	-42.5	502.7	247.1	137.1	-42.5	559.0	180.4
4	W	-19.5	23.2	483.2	270.3	-19.5	23.2	539.5	203.6
	C	-119.7	142.7	363.5	413.0	-113.6	135.4	425.9	339.0
	P	91.1	-28.0	454.6	385.0	91.1	-28.0	517.0	311.0
5	W	-19.5	23.2	435.1	408.2	-19.5	23.2	497.5	334.2
	C	-140.1	167.0	295.0	575.2	-133.9	159.6	363.6	493.8
	P	69.2	-220	364.2	553.2	69.2	-22.0	432.8	471.8
6	W	-19.5	23.2	344.7	576.4	-19.5	23.2	413.3	495.0
	C	-160.4	191.2	184.3	767.6	-154.3	183.9	259.0	678.9
	P	46.6	-15.3	230.9	752.3	46.6	-15.3	305.6	663.6
W 撤去		149.6	-178.3	380.5	574.0	143.7	-171.2	449.3	492.4
吊支保工		-93.9	111.9	286.6	685.9	-90.4	107.7	358.9	600.1

C: 主桁コンクリート, P: プレストレス, W: ワーゲン

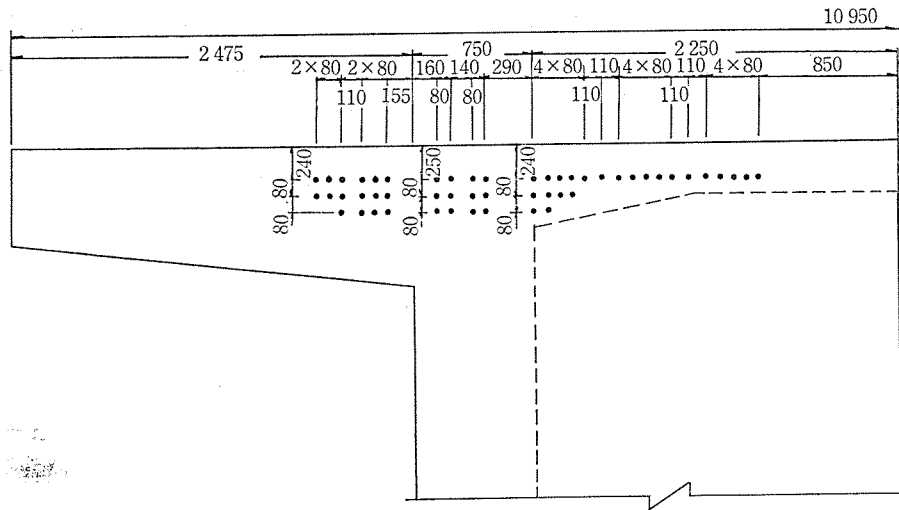


図-14 逆張出し架設鋼棒

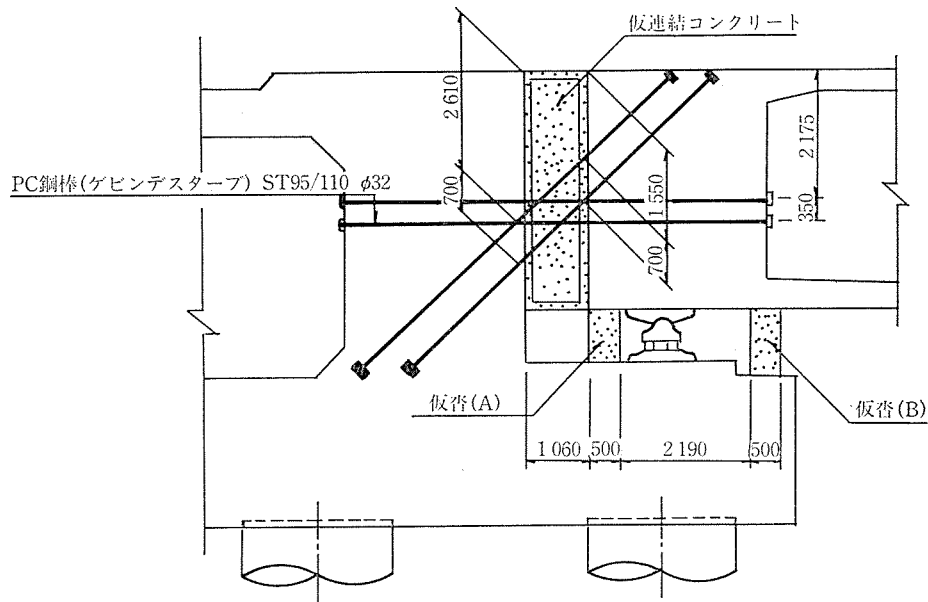


図-15 仮連結部の補強

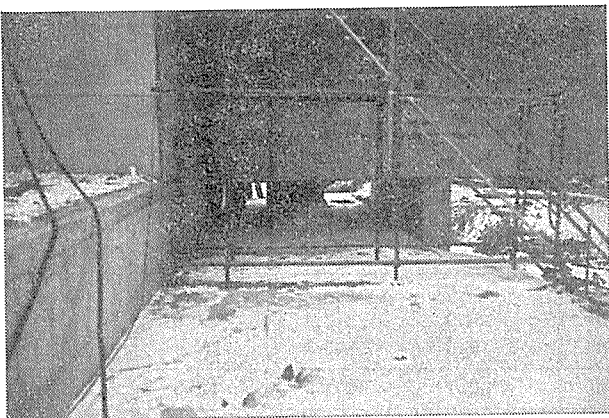


写真-7 仮連結状況

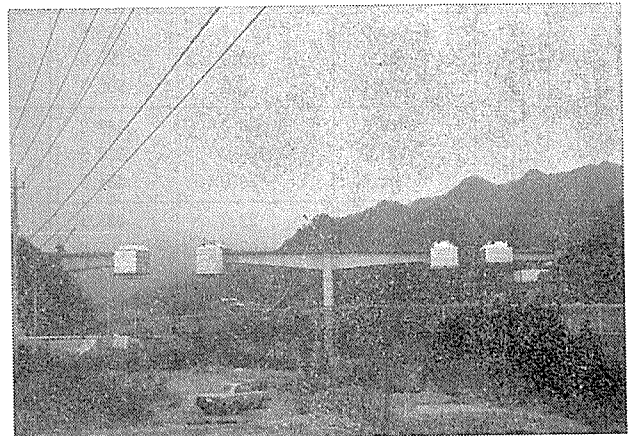


写真-8 逆張出し架設状況

