

平山橋の設計と施工について

中 村 猛*
竹 田 弘**
緑 川 袈裟男***
船 引 正 義***

1. ま え が き

平山橋は神奈川県道山北～山中湖線の道路改良に伴い山北町湯本平地内を流れる河内川を横断する位置に架設された橋梁である。本橋の架設地点は深い峡谷で丹沢山系より流れる水が増水期には河床全体にわたって急流となる。これらの条件から総足場による施工が非常に困難であるためディビダーク方式による片持ばり架設工法を用いた。本橋付近の地盤は風化の進んだ凝灰岩であり、河岸にアンカーを打込んでも信頼性に乏しいので斜材付 π 型ラーメンの形式を採用した。架設時には仮支柱を設け転倒モーメントを受け持たせる方法とした。

P C 鋼材は架設鋼棒としてはディビダーク鋼棒 $\phi 27$ (SBPC 80/105) を用い、連続ケーブルとして、フレシネーケーブル 12- $\phi 7$ を用いた。

なお、ディビダーク方式による片持ばり工法の橋梁の設計施工については、すでに多くの報告がなされているので、ここでは小規模の橋梁の例として報告する。

2. 設 計 概 要

(1) 設 計 条 件

構造形式：斜材付 π 型ラーメン橋
架設工法：ディビダーク方式による片持ばり架設工法
橋 長：84.5 m
ス パ ン：10.5+65.0+9.0 m
幅員構成：0.40+4.0+0.40 m
橋 格：2等橋
縦断勾配：4.5% (片勾配)

(2) 主 要 材 料

上部構造
コンクリート ($\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$) 172 m³
P C 鋼棒 (SBPC 80/105 $\phi 27 \text{ mm}$) 11.0 t
P C 鋼線 (12- $\phi 7 \text{ mm}$) 8.2 t

鉄筋 SD 30 44.2 t
下部構造
コンクリート ($\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$) 113 m³
" ($\sigma_{ck}=210 \text{ kg/cm}^2$) 223 m³
P C 鋼棒 (斜材用第 1 種 $\phi 27 \text{ mm}$) 4.5 t
鉄筋 SD 30 24.3 t

3. 施 工 順 序

本橋はまず下部工が立ち上がってから側径間および張出し部 1 ブロック (3.5 m) を足場上にて施工した。

次にこの上でフォルバウワーゲンを組立て、2 ブロックを張出し施工した (2@3.5=7.0 m)。

次に垂直材より 9 m の位置に仮支柱を設け、連続するまで、フォルバウワーゲンによる張出し施工を行なった。

主桁と垂直材、斜材の接続はメナーゼヒンジとした。架設鋼棒は各施工段階で片引きとし、連続ケーブルは両引きで緊張した。斜材は計算上連続時まで張力が生じないが、斜材、垂直材、主桁を 3 辺としたトラスが、節点に多少の剛度があると曲げが作用するので、すぐに緊張した。

4. 設 計 計 算

この橋の構造上の特色として次の 2 点があげられる。

1) 河川流域の都合で中央支間が側径間に比べて従来の斜め π ラーメンより大きい。また、左右非対称構造である。2) 施工順序にしたがって構造系が 3 段階に変化する。

構造解析は基本構造系を図-2 のように考え、図-3 のような静定基本系として行なった。このときの弾性方程式は次のとおりである。

$$\delta_{10} + X \cdot \delta_{11} = 0$$

ここに δ_{10} : 任意点に載荷したときの B' 点の変位
 δ_{11} : B' 点に $H=1$ を載荷したときの B' 点の変位
 X : 不静定力

* 神奈川県都市施設課長補佐
** 神奈川県松田土木事務所道路都市課
*** ビー・エス・コンクリート (株) 東京支店

図-1 一般図

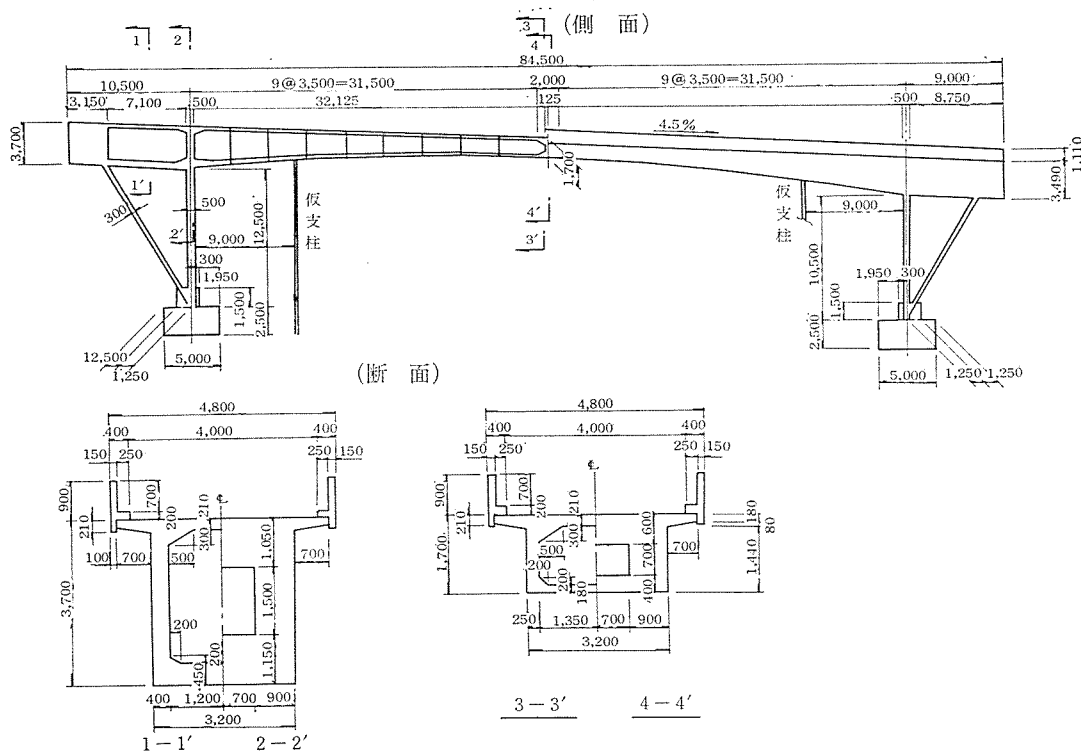


図-2

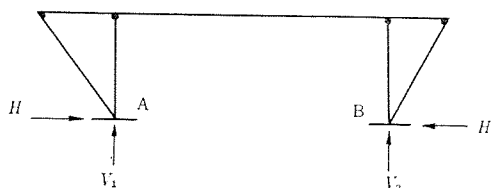
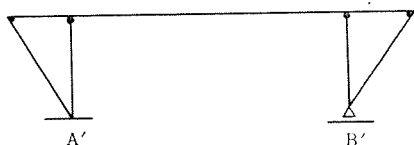


図-3



また施工時の断面力は次のように考えた。

- 1) 仮支柱設置前 (3ブロック張出しまで) は片持ばりと考えた。
- 2) 仮支柱設置後 (中央部連続するまで) は垂直材と仮支柱を支点とする単純張出しばりと考えた。

以上のようにして求めた各荷重による断面力は図-4から図-11までに示す。なお、図-4~10は曲げモーメントを、図-11はせん断力を示す。

また設計荷重時の最大反力は次のとおりであった。

$$V_1 \max = 596.6 \text{ t} \quad V_2 \max = 550.5 \text{ t}$$

$$H_{\max} = 341.3 \text{ t}$$

δ_{10}, δ_{11} は次の式で求めた。

$$\delta_{10} = \int \frac{M_0 M_1}{EI} dx + \int \frac{N_0 N_1}{EA} ds$$

$$\delta_{11} = \int \frac{M_1^2}{EI} dx + \int \frac{N_1^2}{EA} ds$$

ここで M_0, N_0 : 静定基本系に力が作用するときの任意断面の曲げモーメントおよび軸力
 M_1, N_1 : 静定基本系において大きさが1.0である荷重が X と同じやり方で作用する場合の曲げモーメントおよび軸力

このようにして不静定力 X を求めて断面力を計算した。

断面力の計算断面は各ブロックの継目および側径間の3等分点とした。

図-4 桁自重 (総足場施工) (t·m)

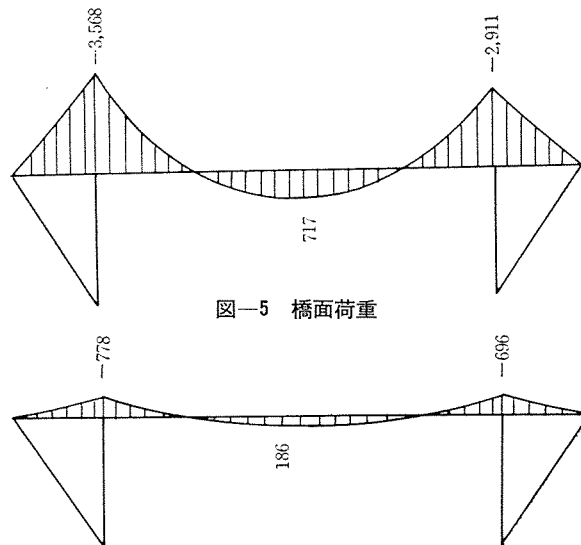


図-5 橋面荷重

図-6 活荷重 (max, min)

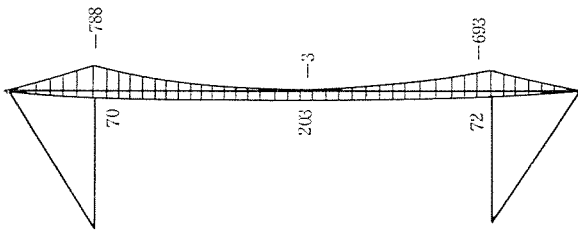


図-7 地震時

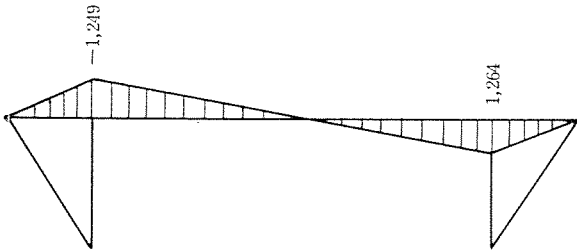


図-8 仮支柱撤去直前

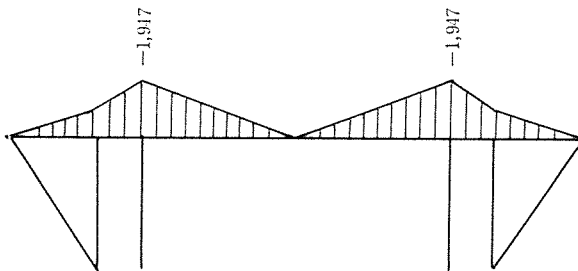


図-9 仮支柱撤去直後

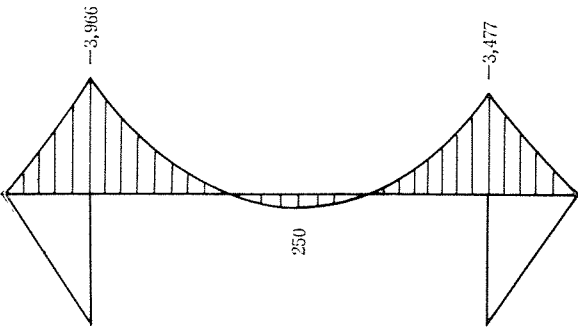
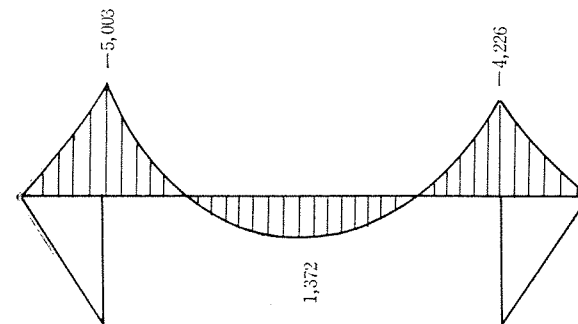


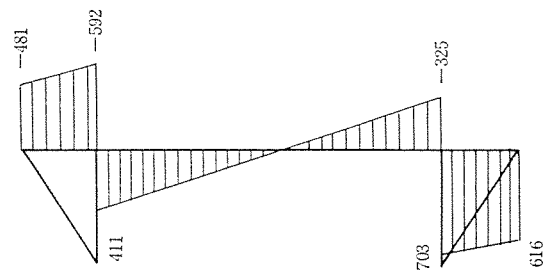
図-10 設計荷重時 (最大)



○上げ越し

架設時のたわみとして次の要素を考慮した。

図-11 設計荷重時 (max) (t)



- 1) 自重
- 2) 架設鋼棒のプレストレス
- 3) フォルバウアーゲン自重
- 4) 仮支柱の弾性変形

以上はすべて静定構造における弾性変形である。

連続後の静荷重と連続ケーブルのプレストレスおよびその2次応力によるたわみは、連続後の構造において発生する。

コンクリートのクリープによるたわみは次のように考えた。クリープの進行を各種文献を参考にして次のように仮定した。

- 1) クリープ係数 $\varphi_{\infty}=2.0$ とした。
- 2) 各ブロックのコンクリートの材令差によるクリープたわみの変化は微小であるので無視した。

以上の仮定をもとにして自重と架設鋼棒のプレストレスとその減少によるクリープたわみは次の2つの状態で計算した。

- 1) クリープの進行は架設終了直後に始まって連続構造になる前に終了する。
- 2) クリープの進行は連続構造になってから始まり終了する。

実際のたわみは上の2つの状態の間にあると考えられるので、おのおの状態で計算したたわみの平均の値をもとに上越量を決めた。この場合、それぞれのたわみの差はかなり小さいものとなり、実際状態が、いずれに偏ったとしても施工上さしつかえないものと考えた(図-12)。

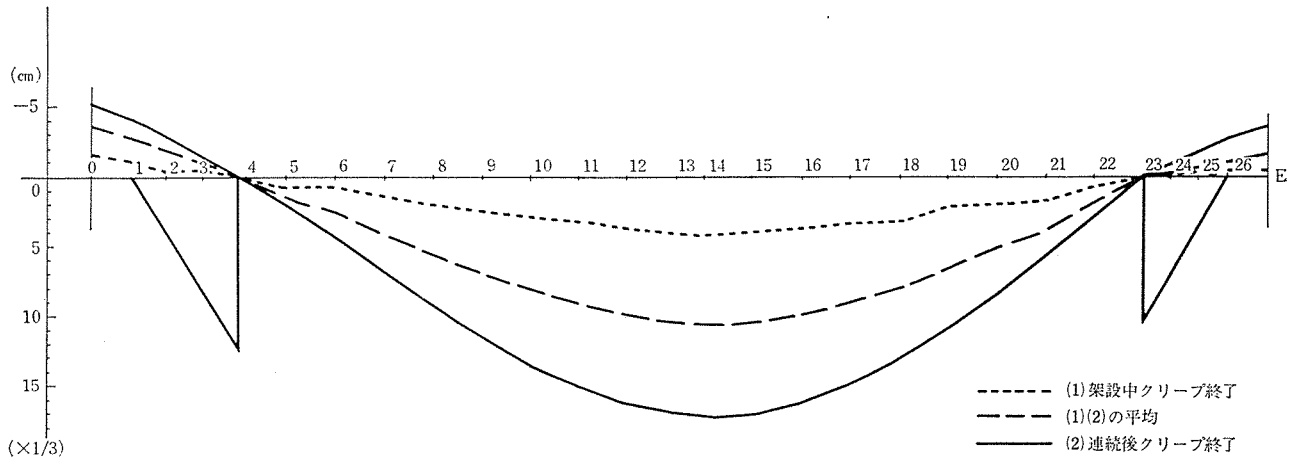
また連続後に発生するクリープたわみとして次の要素を考慮した。

- 1) 主桁自重
- 2) 静荷重
- 3) 連続ケーブルのプレストレスとその2次応力、およびプレストレスの減少
- 4) 乾燥収縮

クリープたわみの計算には連続条件式を Sattler の近似式で解いた次の式を用いた。

- 1) 自重, 静荷重, プレストレスとその2次応力

図-12 連続後のたわみ表 (クリープを含む)



$$\delta = \varphi'_{\infty} \cdot \delta_0$$

2) プレストレスの減少, 乾燥収縮

$$\delta = \frac{\varphi'_{\infty}}{2} \cdot \delta_0$$

ここで δ_0 : 弾性たわみ

$$\varphi'_{\infty} = \varphi_{\infty} - \varphi_{\infty}(1 - e^{-at})$$

5. 施工概要

施工範囲は橋梁上・下部工, 取付道路, 土留擁壁工, 橋台根巻, 雑割石積工, 野面石積工を含む一式施工である。現場の立地条件が悪く, 現場仮設備および資機材の置場がほとんどなく, 幅員 8 m の県道の一部 4.0 m を防護柵で仕切り諸資材置場, 搬入路に使用した。またコンクリートその他資機材運搬には橋軸方向にケーブルクレーン(吊り能力 2.95 t)を設置した。下部工岩盤掘削には火薬を使用した。また上部工については冬期施工であり, 工期短縮の目的で蒸気養生設備を設けた。

6. 工 程

本河川は雨期には水量が急増するので基準の掘削を湯

表-1 実施工事工程表

工種	9月		10月		11月		12月		1955年1月		2月		3月	
	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20
仮設備工	[Gantt chart showing construction progress from September to March]													
ウイング工	[Gantt chart showing wing construction progress]													
下部工	[Gantt chart showing lower structure construction progress]													
下部工	[Gantt chart showing lower structure construction progress]													
上部工	[Gantt chart showing upper structure construction progress]													
上部工	[Gantt chart showing upper structure construction progress]													
取付道路工	[Gantt chart showing approach road construction progress]													
野面工	[Gantt chart showing ground surface construction progress]													
橋面工	[Gantt chart showing bridge deck construction progress]													
路片付工	[Gantt chart showing pavement construction progress]													
吊り橋解体	[Gantt chart showing suspension bridge dismantling progress]													

表-2 1 サイクルの工程表

	1日	2	3	4	5	6	備 考
コンクリート打設	[Bar]						ケーブルクレーン使用
養生	[Bar]	[Bar]					ボイラー使用
型わく脱型		[Bar]					打機目ナフピンを含む
鋼棒緊張			[Bar]				
架設車移動			[Bar]				底型わく組立を含む
型わく掃除			[Bar]				
側型わく設置				[Bar]			
鉄筋組立				[Bar]			
鋼棒配置				[Bar]			
連続ケーブル配置					[Bar]		
内型わく組立					[Bar]		
床版鉄筋組立						[Bar]	

水期に施工した。また, 県道の拡幅工事と合わせて, 3月末竣工の目標で進められた。工期短縮のために左右岸から同時に着手した。特に張出し架設部は冬期施工のため, コンクリート打設を午前中に行ない, 1ブロック全体をシートでおおい, 約 18 時間蒸気養生を行なって, 1 サイクル 6 日の工程で進んだ。

7. 仮 設 備

宿舎, 事務所, 鉄筋加工場は, 現場より約 200 m 離れた場所に設けた。また橋軸線上に設置したケーブルクレーンの左岸側タワーは県道の上に建て, 右岸側タワーは高圧線があるため高さ制限があり, 図-13 のように 13 m にした。そのためにサグが大きくとれず主索の径を大きくした。

ケーブルクレーンの仕様

最大スパン	116 m
設計荷重	2 950 kg
最大揚程	37 m
主索最大サグ	6 m
鋼 索 主索	32φ(6×7) A種 B.S. 62.1 t

図-13 ケーブルクレーン配置図

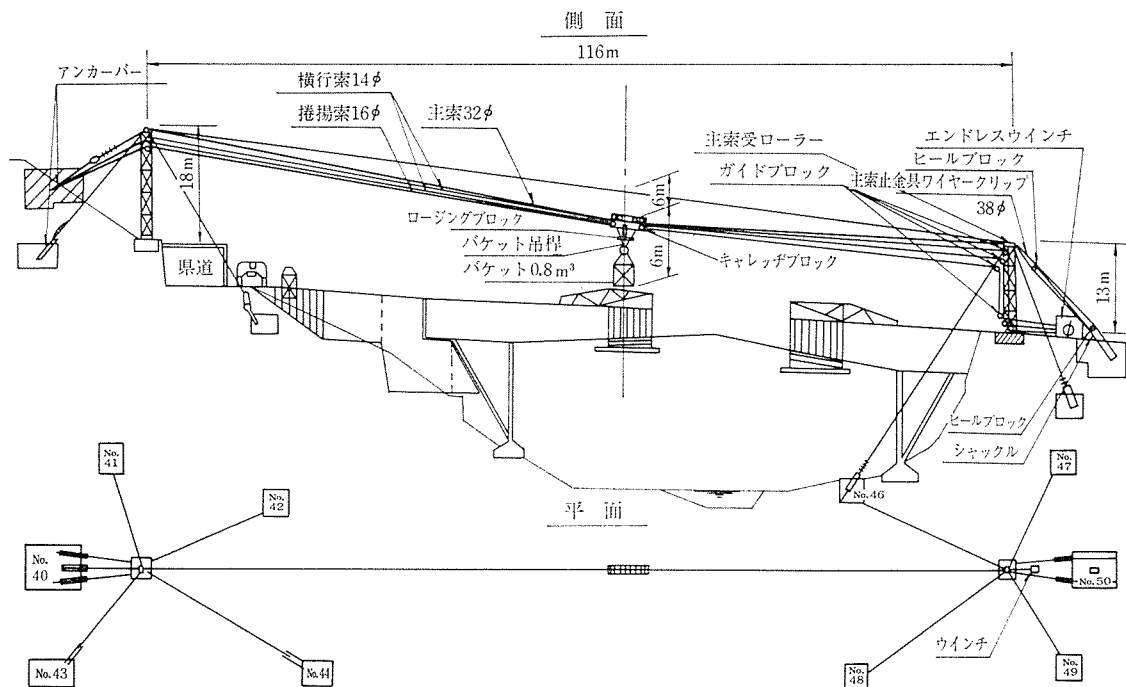


表-3 ケーブルクレーン資材数表

名 称	規 格	員 数	備 考
ウ ィ ン チ	E-67	1	電動式 15 kW
キャレッジブロック	EC-314	1	上 8 輪 300 φ 下 2 輪 350
ロージングブロック	EB-441B	1	350 φ 2 輪
ヒールブロック	EB-465	2	” × 5 車
”	EB-410	1	1 車 × 2 車
スナッチブロック	EB-451	3	350 φ
ガイドブロック	GB-1	6	”
主 索 止 金 具	EM-910	2	”
鉄 塔	13 m	1 基	
”	18 m	1 ”	
バ ケ ッ ト	0.8 m³	1	
バ ケ ッ ト 吊 桿		1	
ターンバックル	38 φ × 1000	12	控索用
ア ン カ ー バ ー	50 × 100 × 6.0	2	主索用
”	50 × 50 × 1.0	8	諸索用
”	”	4	鉄塔用
”	”	2	ウインチ用
ワイヤーロープ	32 φ (6 × 7)	200 m	主索
”	16 φ (6 × 19)	300 m	巻揚索
”	14 φ (6 × 19)	400 m	横行索
”	22 φ (6 × 19)	200 m	控索
”	12 φ (6 × 19)	100 m	横行索ヒール索
”	16 φ (6 × 19)	200 m	主索ヒール索
ワイヤークリップ	32 φ	16	主索
”	22 φ	120	控索
”	16 φ	15	巻揚ヒール索
”	14 φ	10	横行索
”	12 φ	10	ヒール索用
ワイヤーユース	24 mm	24	控索用
”	18 ”	3	巻揚索用ヒール
”	16 ”	2	横行索
”	14 ”	2	ヒール索
シ ャ ッ ク ル	28 φ	36	控索用
”	25 φ	10	諸索用
”	12 φ	4	ヒール索用
主索受けローラー		2	主索用タワー工

巻揚索 16 φ (16 × 19) A 種 B.S.=14.1 t
 横行索 14 φ (6 × 19) A 種 B.S.=10.8 t
 主索緊張用ヒール索 16 φ (16 × 19) A 種 B.S.=14.1 t
 横行索緊張用ヒール索 12 φ (6 × 19) A 種 B.S.=7.92 t
 鉄塔用控索 20 φ (6 × 19) A 種 B.S.=22 t
 ただし B.S.:保証破断荷重 (t)

ケーブルクレーン設置前に次の点に注意した。

- 1) 鉄塔の強度計算を行なう、2) 主索、鉄塔用アンカーブロックは現場の立地条件 (角度, 土質) を考え決定する、3) 設計荷重時のサグを考え鉄塔高を決定する、4) 運転時風速 16 m/sec, 休止時 50 m/sec の風圧を考慮する。

このほか主索、横行索、巻上索の張力についてそれぞれ計算し、安全をたしかめる。主索張力は次のようになった。

$$H = L/4 f (G_1/2 + P) = 20.6 \text{ t (水平力)}$$

$$V = G_1 + P/2 + H \cdot h/L = 5.64 \text{ t (垂直分力)}$$

$$H_{\max} = \sqrt{H^2 + V^2} = 21.4 \text{ t}$$

主索安全率 (N)

$$N = B \cdot S / H_{\max} = 2.9 > 2.7$$

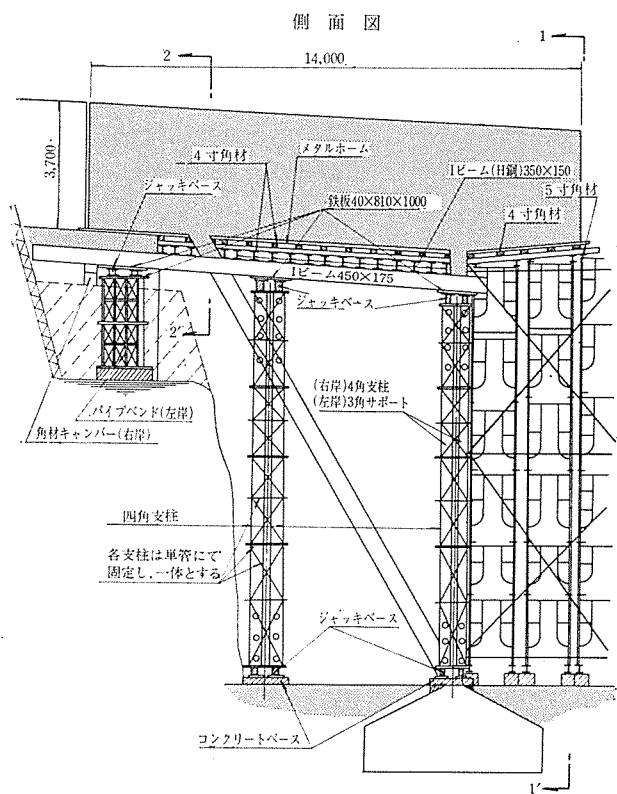
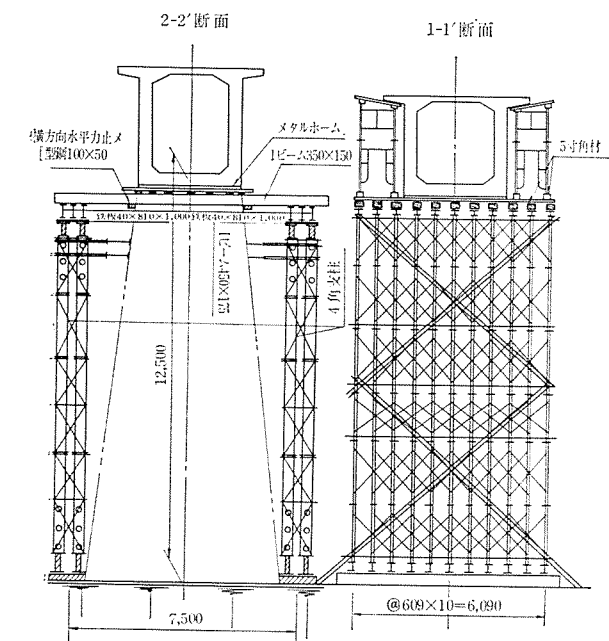
ゆえに安全である

ただし $G_1 = 464 \text{ kg}$ (分布荷重)
 $P = 4038 \text{ kg}$ (集中荷重)
 $H = 20600 \text{ kg}$ (水平力)
 $h = 14.2 \text{ m}$ (高低差)
 $L = 116 \text{ m}$ (スパン)
 $f = 6 \text{ m}$ (最大サグ)

8. 側径間支保工

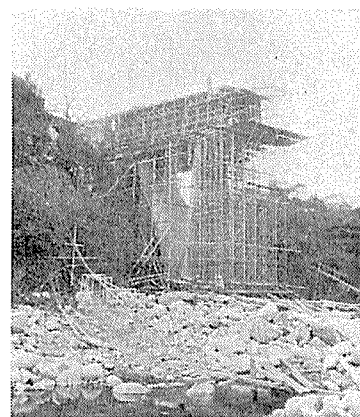
側径間（右岸 9.0 m, 左岸 10.5 m）と中央径間側各 3.5 m を支保工による現場打で施工した（図-14）。側径間支保工は地盤の高低差および斜材があるため四角支柱，Iビームの組合せによる支保工とし，中央径間側の 3.5 m はビティわくによる支保工とした。四角支柱 4 本を 1 組とした支保工は，荷重が 4 本に均等に分布するよ

図-14 上部工支保工断面図



う，40 mm 厚の鉄板をジャッキとビームの間に敷き，それぞれ溶接にて固定し，水平力は斜材，垂直材にとらせた。

写真-1 側径間支保工



9. ワーゲン

ワーゲンの自重は足場，型わく材を含め約 30 t である。組立解体作業はケーブルクレーンにより行なった。構造は I 梁，形鋼の組合せにより主ばりと底わく部に分れている。

底わく，足場はそれぞれ主ばりより鋼棒（φ27 mm）で吊り下げられた構造で，ワーゲンは 1 ブロックごとにアンカーし移動する（図-15）。

ワーゲン組立て，移動につき考慮した点を次にあげる。

1) 高所作業をできるだけ少なくするために現場の立地条件，およびケーブルクレーン，トラッククレーン等の吊り上げ能力を考え，足場の良い所で，できるだけ多くの仮組みを行なうこと。

2) 組立て前にワーゲンの組立順序を考え搬入，仮置きに十分な計画をたてること。

3) 縦断勾配がある場合でもワーゲンは必ず水平にセットすること。

○ワーゲンの上げ越しについて

ワーゲン自体の変形を考慮して，左岸側第 1 ブロックは 25 mm の上げ越しをした。変形の実測結果は 40 mm

表-4 ワーゲンによるたわみ実測表

左 岸		ブロック No.	右 岸	
予 測	実 測		予 測	実 測
+25	-40	1	+45	-50
25	25	2	25	30
25	30	3	25	27
25	25	4	25	25
20	20	5	20	20
20	20	6	20	23
15	15	7	15	15
15	15	8	15	10

図-15 ワーゲン主構造図

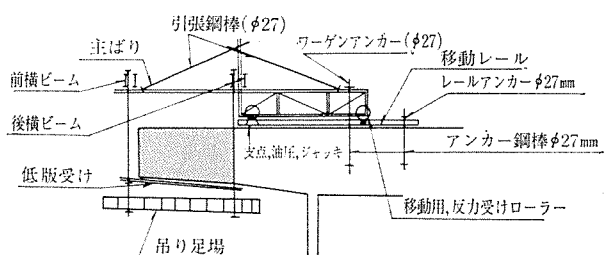
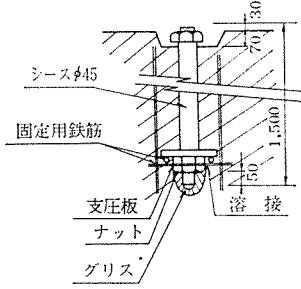


図-16 ワーゲンアンカー図



であった。この誤差の原因は各節点およびIビームのボルト締め(手締め)によるゆるみ、および吊り鋼棒と横ビームとのなじみが原因であると考え、修正の結果表-4のように次のブロックからの変形は計算値とほとんど一致した。ワーゲンアンカーは、鉛直鋼棒のある区間はこれらを使用し、その他の所では図-16のようにアンカーの転用を考え抜きとりができる方法をとった。このアンカー鋼棒は、レール移動等を考えコンクリート面より上には出ないよう埋め込み、また。これの横方向の移動には特に注意をはらった。

図-17 仮支柱組立図

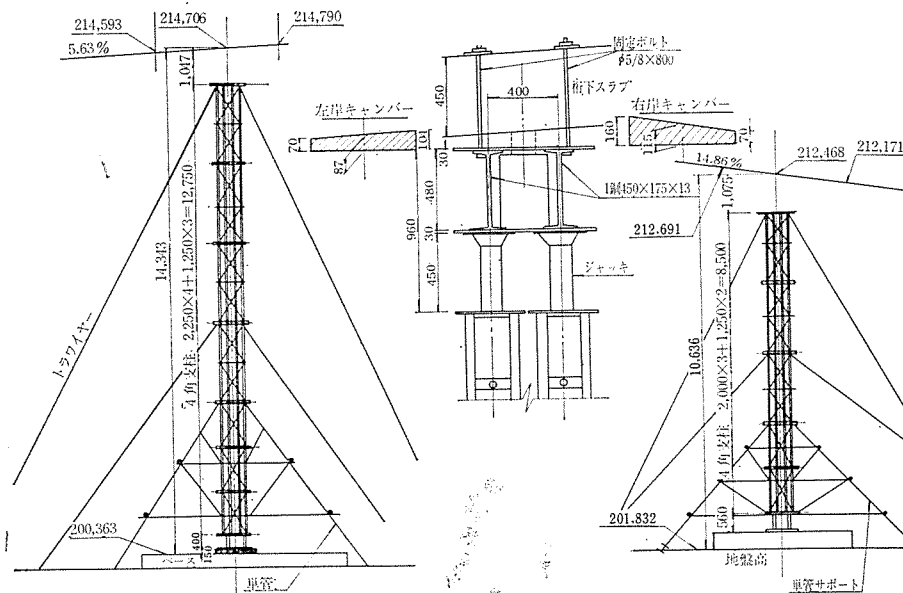


写真-2

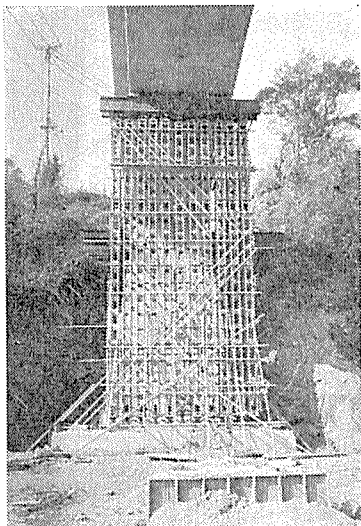
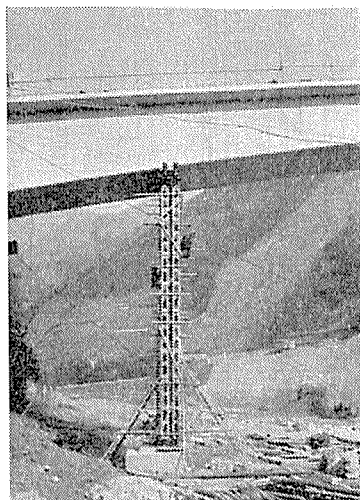


写真-3



10. 仮支柱

仮支柱は四角支柱とIビームで構成され、頭部Iビーム間に、200 t ジャッキ 2台がそう入できる構造とした(図-17)。左岸側仮支柱の計算反力は 322.7 t, 右岸側では 373.5 t であり、その他作業荷重、ワーゲン荷重を考え約 30 t をプラスし、四角支柱の本数を決定した。その結果、左岸側に 20 本、右岸側に 22 本の四角支柱(耐力 20 t/本, 安全率 1.5 倍)を使用した。

仮支柱の頭部と桁の底面が平面で接しないため、木製のキャンバーをはさみIビームを桁底面にボルトで締付け固定した。また仮支柱の基礎の沈下は張出し時に計算外の不測の事故を起こす可能性が大きいので、岩盤まで掘削し、その上に 1.5 m 厚のコンクリート仮基礎を造った。仮支柱には、左岸側は 4 ブロックのコンクリート

打設後、右岸側は 4 ブロックにワーゲンを移動と同時に荷重がかかるため側径間にカウンターウェイト用のコンクリートブロックを載荷した。

また、主桁は地震時の水平移動を考え、左岸側は後方のウィングに、右岸側はアンカーブロックにアンカーした。

11. 配線、緊張

配線については、特に支点部付近では鉄筋、架設鋼棒、せん断鋼棒が多いため、施工精度を上げるよう鉄筋組立順序、鋼棒配線順序等を検討し、立体的な計画で施工した。各ケーブル組立てにあたり、相互の位置関係、ジョイントの状態、定着部分とグラウト孔等をチェックポイントとし、作業者に注意徹底し明確に示した。

緊張については「ディビダーク工法設計施工指針(案)」49条にしたがって計算した。緊張作業を容易にするため、すべての鋼棒の定着部での緊張力を 35.3 t として設計計算をした。

写真-4 ケーブル配置

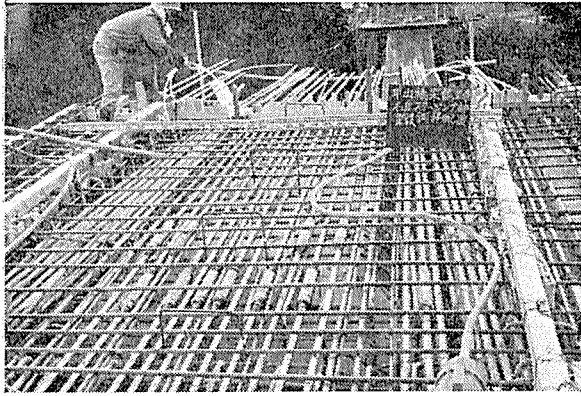


写真-5 定着部・グラウト孔詳細

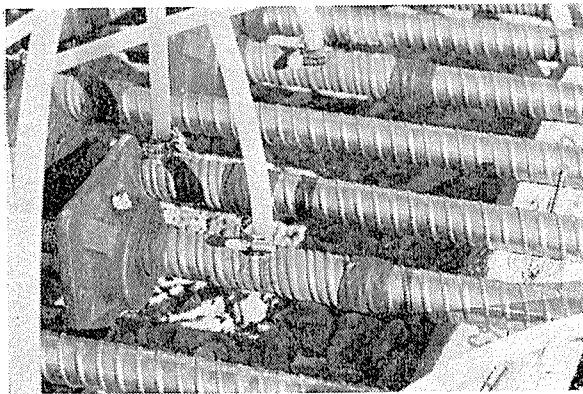
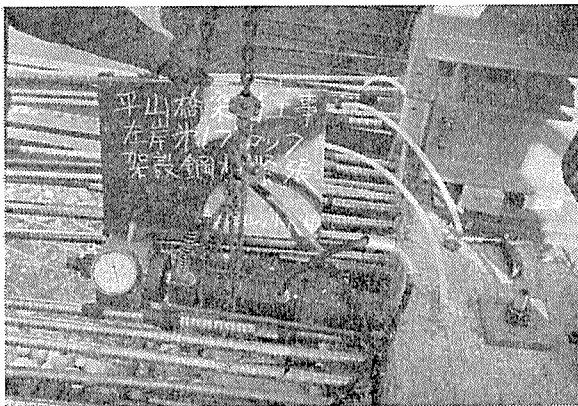


写真-6 緊張（頭部にあるのはダイナモーター）



12. コンクリート打設、養生

側径間、すなわち支保工部は2層に分けてコンクリートを打設し、ワーゲン施工部は1層で打設した。冬期施工であるため、コンクリートの打設は午前中に終わらせ蒸気養生を行なった。

蒸気養生はブロック全体をシートでおおい、左岸部橋脚横にボイラー設備を設け、ボイラーより左右岸へ鉄パイプ（保温のため2重におおった）にて蒸気を送る方法とした。使用したボイラーの規格は次のとおりである。

最大蒸発量 170 kg/H

写真-7

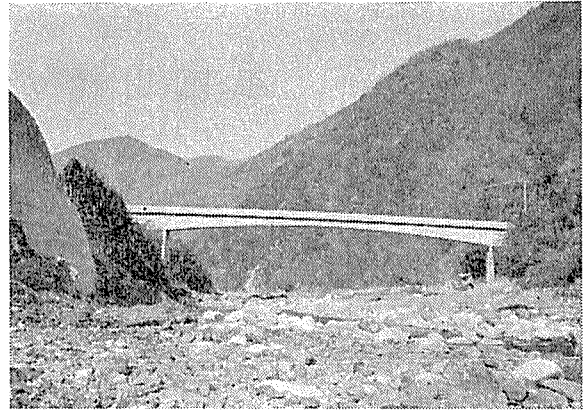
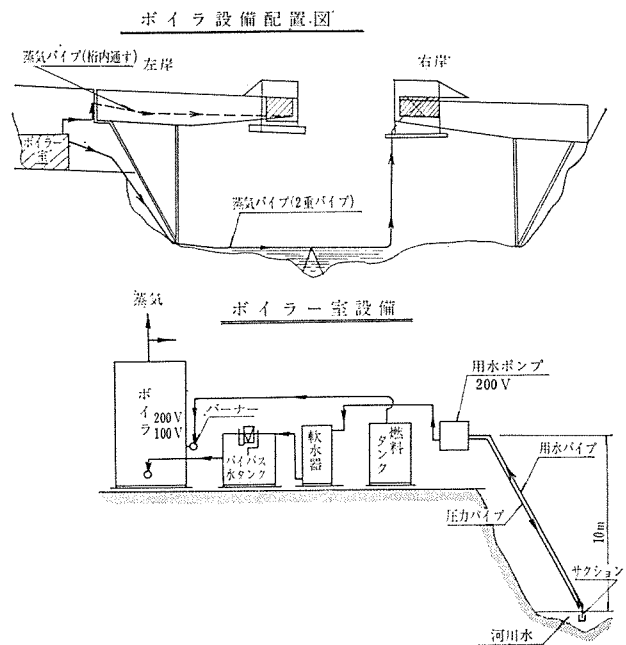


図-18



燃料消費量 16 l/H (重油)

駆動電力 0.6 kW (月見製作所製)

13. あとがき

平山橋は昭和46年に上・下部工一式工事で約5ヵ月間で、無事に完成することができました(写真-7)。

今後この程度の規模の橋梁をディビダーク方式の片持ばり工法により設計、施工されるとき本報告がその資料の一助ともなれば幸いと存じます。

最後に本橋の設計施工に際しご指導を頂いた方々に対し、誌上より厚くお礼申し上げます。

1972.1.12・受付