

岩知志発電所水路橋工事について

正員 北海道電力株式会社 大 橋 康 次

正員 同 上 酒 井 賢 一

1. はしがき

北海道電力 K. K. が目下強力に推進しつつあるものに日高電源開発計画があり、北海道を南北に縦走する日高山脈南部の西側をほぼ平行して太平洋に流れこむ沙流川(流域面積 1,350 km²)、新冠川(400 km²)、静内川(680 km²)を総合的に連絡し、新冠、奥高見両貯水池を中核として、総出力 35 万 KW を得ようとするものである。この地域は河川の流量、流況、標高、地形、地質その他から、河川単独の開発では有利、大規模な電力を得ることが難しいので流域変更方式により、これら 3 河川を有機的に連繋し、貯水池、調整池を持った発電所群として、北海道における強力な動力源たらんことを期したものであつて、計画にあたつては水力資源の有効利用と経済開発を二大眼目としている(図-1 参照)。

岩知志発電所は上記日高一貫開発計画の第1弾として

表-1 工事概要

取水河川名	沙流川水系沙流川
ダム位置	沙流郡日高村字富岡 10 番地先
発電所位置	沙流郡平取町大字楓去村字岩知志 1,027 番地
使用水量	最大 27.5 m ³ /s, 常時 5.74 m ³ /s, 常時 尖頭 27.5 m ³ /s
有効落差	最大 58.95 m, 常時 60.34 m, 常時尖 頭 53.95 m
発電力	最大 13,500 KW, 常時 1,900 KW, 常 時尖頭 13,500 KW
可能発生電力量	年間 76,728 M.W.H. 冬期 (12 月～3 月) 12,652 M.W.H.
流域面積	567 km ²
工事期間	昭和 31 年 10 月～昭和 33 年 9 月 (6 月 通水)
工事施工者	土木工事 1 工区飛島土木, 2 工区地崎 組, 3 工区佐藤工業, 電気工事日立製 作所

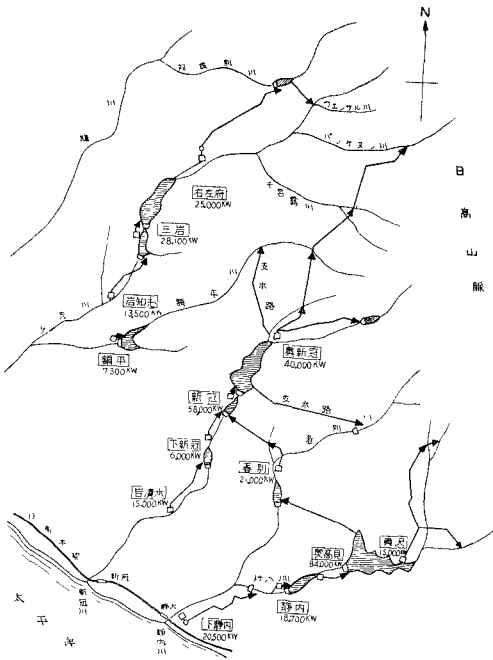


図-1 日高の電源開発図

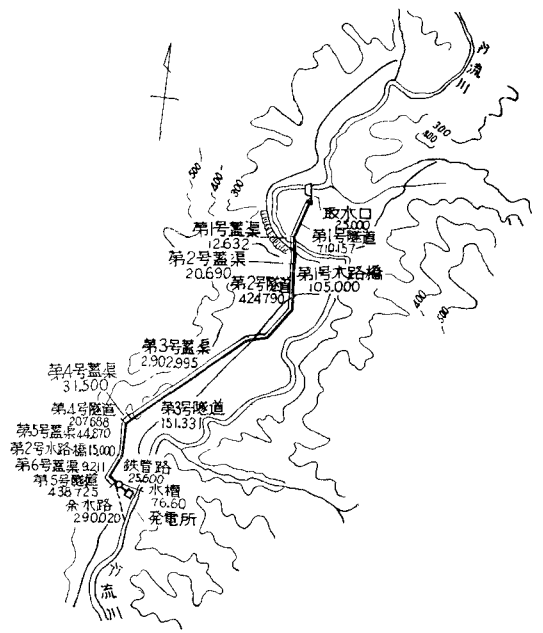


圖-2 岩知志發電所水路平面圖

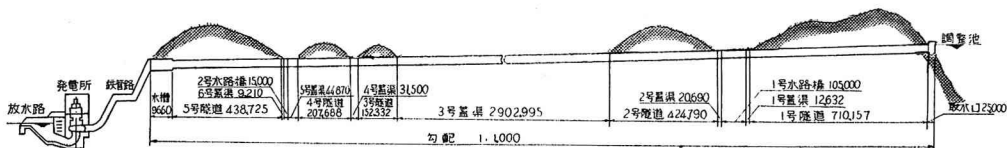


図-3 水路縦断面図

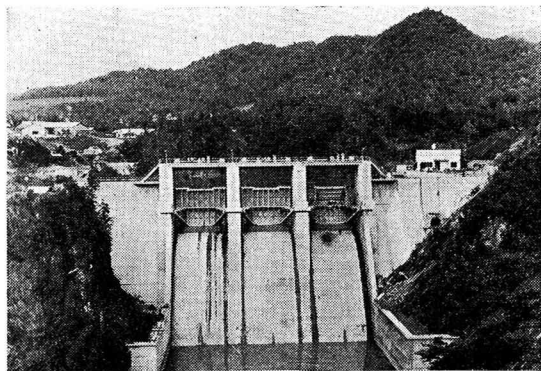


写真-1 岩知志ダム

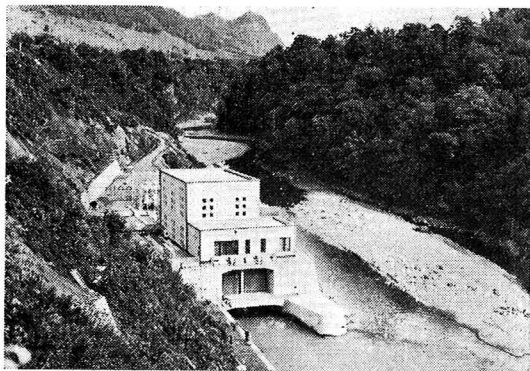


写真-2 岩知志発電所

昭和31年9月に着工し、昭和33年7月運転開始に至つたもので、その計画の概要は表-1、図-2、図-3に示すとおりである。この発電所では高落差カプラン水車の使用と径間99mのランガー桁拱式水路橋が主な設計の特色としてあげられるが、本稿では特に水路橋工事について詳述したい。

2. 水路橋の型式決定について

計画当初(昭和28年)この発電所の水路は、取水口を右岸に設け右岸沿いの「ルート」の設計であつたが、工事着手前(昭和30年)水路橋を設ける現在の「ルート」と比較した結果、水路長の短縮、利用落差の増加、工事費が安くなること(当時の物価による)などの利点より現在路線を撰定した。当時水路橋型式は、一応拱型式をとつていたが、昭和31年夏工事着手決定後、水路橋の型式として拱型式を採用するか、パイプビーム型式を採用するか比較検討を行つた。この検討の結果を要約すると、

- ① 水路が自由水面を有するパイプビームの場合支間は地形の関係上中央径間45m、側径間2@30mとなり、かつピアーの高さが30mにも達し工事費が増大する。
- ② 逆サイフォン型式とすれば、支間割は短縮されるが冬期負荷停止時管内水凍結の恐れがある。

以上よりパイプビーム型式は、工費、保守の面より有利でなく採用を見合せ、水路橋は自由水面を有する水路管をのせた拱型式として実施の設計を進めることにした。拱型式については、基本的に水路管を荷重とするか

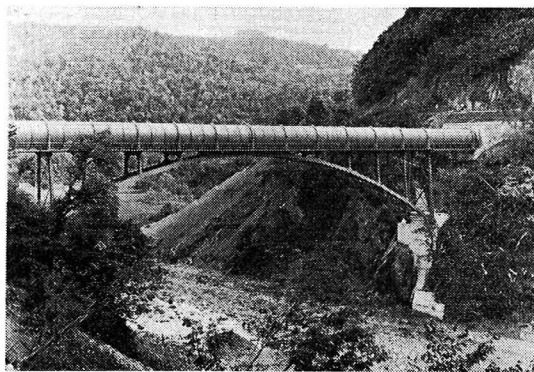


写真-3 岩知志水路橋

あるいは、橋の主桁として合成型式にするか決定しなければならなかつたが、先に中部電力奥泉発電所のローゼ型合成橋の例もあり、さらに、ランガー型式の案も既に一部のメーカーにおいては研究されていたので、メーカーの実施見積設計について検討し採用する方針をとつた。すなわち、昭和32年春メーカー発注の際は、

- ① 水路管を荷重とする2鉸構拱
- ② 水路管を主桁としアーチにより補剛したランガー桁拱橋

の2型式について見積提出を求めたのである。なお、この間、昭和32年に入り鋼材事情の悪化と、価格の上昇に伴ない別途無鉸コンクリート肋拱の検討を進めたが、工期と施工上の面からも至難であつたので採り上げなかつた。

さて、上記の2鉸構拱とランガー桁拱橋につきメー

表-2 型式案の比較

型 式	鋼 材 重 量 (仕上重量) (t)		摘 要
	内 訳	計	
a. 水路管を荷重とする 2 鉸腔構拱	水 路 管 145.6 橋 体 186.0	331.6	主 径 間 75 m 側 径 間 15.5 m } 単桁 14.5 m }
b. 水路管を主桁とする 3 径間連続ランガー桁拱橋	水 路 管 151.2 橋 体 152.3	303.5	主 径 間 75 m 側 径 間 2 @ 12 m
c. 水路管を主桁とする 単径間ランガー桁拱橋	水 路 管 144.6 橋 体 169.4	314.0	主 径 間 75 m 側 径 間 15.5 m } 単桁 14.5 m }

(注) イ. 鋼材重量は見積設計によるものである。
ロ. 本重量には鋸接接手材料および鉄管覆 (約 30 t) を含んでいる。

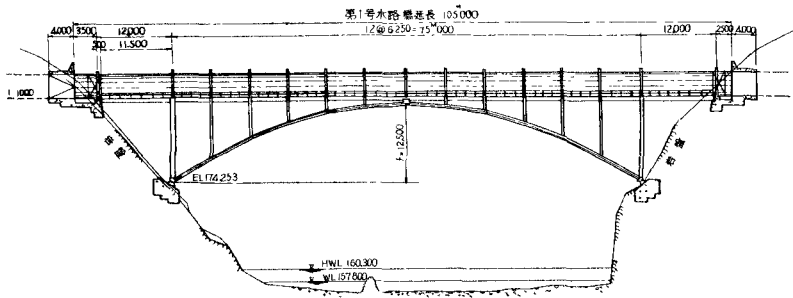


図-4 水路橋縦断面図

カー提出の設計について比較の結果、表-2 に示すとおり、3 径間連続ランガー桁拱橋 (b 型式) が鋼材重量少なく最も経済的であるが、技術的には荷重の性質上甚大な剪断曲げを受ける補剛桁に薄板中空管を充当する点が鋼橋構造技術上新しい分野で、多くの仮定事項を含むという不安もあつたため、北大工学部今教授の審査指導を受け、技術的に不安のないものとしてこれを採用することに最終決定を見るに至つたものである。

決定をみた水路橋の諸元概要は次のとおりである (図-4)。

水路通水量 (最大): 27.5 m³/s
 水路橋延長 (隧道入口胸壁内面間): 105 m
 支 間: 中央径間 75 m, 側径間 2 @ 12 m = 24 m
 橋体拱矢: 12.5 m
 拱 矢 比: 1:6
 水路橋縦断勾配: 1/600
 水路管内径: 3.630 m
 水路管壁厚: 9~10 m/m
 水路管支承間隔: 6.250 m
 幅 員: 高欄内面間 6.250 m
 鋼材重量: (仕上り) 水路管 121.3 t, 橋梁部 153.9 t
 計 275.2 t
 工 事 費: 85,000 千円

3. 設計仕様について

水路橋に関する設計仕様の主なる事項を示すと次のとおりである。

(1) 設計荷重

- i) 垂直荷重: 通水重量 10.1 t/m, 歩道分布荷重 0.1 t/m², 雪荷重 (歩道部のみ) 0.2 t/m²
- ii) 地震時荷重: 水平等値震度 0.15, 鉛直等値震度 0.10
- iii) 風荷重: 橋軸に直角に作用する水平動荷重とし風上側の有効鉛直投影面に対し 300 kg/m², 風下側の有効鉛直投影面に対し 150 kg/m²
- iv) 温度変化: 基準温度 10°C としこれより -40°C ~ +30°C

(2) 許容応力度

- i) 橋梁部: 鋼道路橋設計示方書に準拠
- ii) 水路管: 引張および圧縮に対し 1,150 kg/cm², 剪断に対し 900 kg/cm², 風圧を考慮する時許容応力度 30% 増し, 地震を考慮する時許容応力度 50% 増し, 充水および排水時許容応力度 20% 増し

(3) 接手効率および方法

- i) 水路管胴: 工場または仮工場突合せ溶接 (自動)

95%

工場または仮工場突合せ溶接 (手動)

90%

現場突合せ溶接

(手動)

80%

ii) リングガーター

溶接の場合 (仮工場)

	引 張 (%)	圧 縮 (%)	剪 断 (%)
突 合 せ 溶 接	90	100	65
隅 肉 溶 接	65	65	65

鉚接の場合は、原則として計算による接手効率を採用する。

iii) 橋 梁 部

工場製作は溶接構造とする。

	引 張 (kg/cm ²)	圧 縮 (kg/cm ²)	剪 断 (kg/cm ²)
突 合 せ 溶 接	1,300	1,300	800
隅 肉 溶 接	800	800	800

ただし、裏溶接を行えない場合は、1,100 kg/cm²とする。現場接手は鉚接とし、計算による接手効率を用いる。

(4) 水路管の最小厚

鉄管各部の板厚は、摩耗並びに錆代としての余裕厚 2 mm を含み、最小厚 9 mm とする。

(5) 水路管の勾配について

設計仕様中特に配慮したのは水路勾配である。水路管は 1/1,000 の勾配で最大使用水量を通し得る断面として設計したが、負荷変動 (水路内水位の変動)、気温変化に伴ない弾性支承のため、水路橋区間では水路勾配の変化を考慮し、気温の上限値又は下限値に対し最大使用水量時に 1/1,000 の水路勾配が得られるよう、1/600 に相当する高差を設けた。

また、現地の気象条件が夏期 +30°C、冬期 -20°C の実測値があり、年平均気温 +5°C 最大使用水量時に規定の 1/600 の勾配が確保できるよう、架設時の骨組調整を行うこととした。温度応力としては、設計、製作、架設の基準温度を 10°C とし、上記各段階における温度差は骨組の座標応力により補正することとし、完成後の温度応力は従荷重として扱った。

4. 設計上の問題点について

(1) 応力解法の概要

本水路橋の計算設計は日立造船 K.K. によるもので、その骨子を示すと次のとおりである。

基本構造の解析に当つては、本水路橋が図-5に示すように、(A)、(B)、(C)、(D) 間の鉄管が L_1 、 L_2 、 L_3 からなる補剛構と z_1 、 z_2 、 z_3 からなる垂直材によつて補剛されたランガー桁拱とし、補剛構および垂直材は軸方向力のみを受ける部材と考え、緊板による 2 次応力は省略した。本構造は外的 3 次不静定構造物となり、この不静定力の算定に当つては種々の方法が考えられるが、図-6に示すような連続桁を基本構とすると外的 2 次の不静定であり、さらに、水平力 H が未知であると考えれば、図-6に示す構造物を基本構とする外的 1 次不静定構造物として解くことができる。

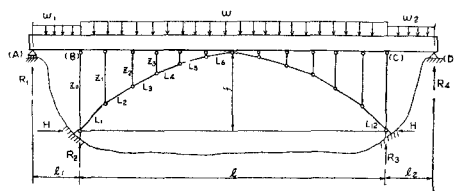


図-5

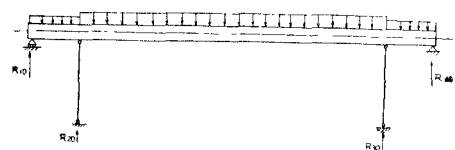


図-6

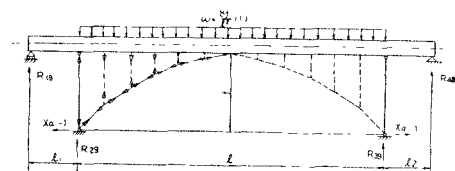


図-7

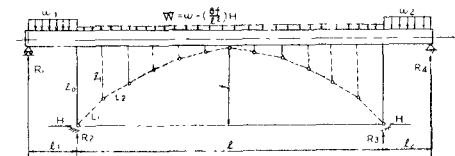


図-8

すなわち、図-7に示す $x_a = -1$ という仮想荷重状態と図-6に示す実際変形状態とを組合せて方程式をたてると

$$H = \frac{\sum W m \delta_{ma} + 1 \cdot \delta_{at} - L_a}{\delta_{aa}}$$

ここに δ_{ma} : $x_a = -1$ による m 点の変位
 δ_{aa} : $x_a = -1$ による a 点の変位
 δ_{at} : 温度変化による a 点の変位
 L_a : 支点沈下量

上式により不静定反力 H が求まれば、図-7 に示すように $\left(-\frac{8f}{l^2}H\right)$ の仮想等布荷重を考えた場合と同様になり、したがって、図-6 と組合わせることにより中央径間の荷重は $W=w-\left(\frac{8f}{l^2}\right)H$ となり、図-8 に示すように基本構に対しては、 $w_1 W w_2$ の荷重状態の構造物を解けばよいことになる。

ただし、アーチ軸線は放物線とし、 $y=\frac{4f}{l^2}(lx-x^2)$ と考える。単位荷重が載荷された場合の不静定力 H は

$$H=\frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}}=\frac{[M_0M_a]+[N_0N_a]+[Q_0Q_a]}{[M_a^2]+[N_a^2]+[Q_a^2]}$$

いま r を不静定係数とすると、

$$r=\frac{[M_a^2]}{[M_a^2]+[N_a^2]+[Q_a^2]}$$

$$\therefore H=-\frac{r}{[M_a^2]}\{[M_0M_a]+[N_0N_a]\}+\frac{[Q_0Q_a]}{[M_a^2]+[N_a^2]+[Q_a^2]}$$

解析の結果求められた $r_m=0.8019$ であるが、剪断力による水平反力をも加味し、いわゆる平均値的 r_m を求めた結果は $r_m=0.8569$ である。

求められた不静定力である水平反力は下記のとおりである。

	常 時	+30℃時	-40℃時
水 平 反 力 (t)	719.806	752.401	676.346

また弦材応力、垂直材応力は夫々下記のとおりである。

弦材応力	常 時 (t)	+30℃時 (t)	-40℃時 (t)
L_1	844.548	882.792	793.557
L_2	806.543	843.065	757.846
L_3	772.712	807.702	726.057
L_4	747.303	781.143	702.182
L_5	729.811	762.859	685.747
L_6	720.958	753.605	677.428

垂直材応力	常 時 (t)	+30℃時 (t)	-40℃時 (t)
端 垂 直 材	102.226	82.059	129.109
中間垂直材	40.141	41.959	37.718

(2) 薄板中空管の挫屈について

本水路橋は水路が自然流下式であり、このため管内は常に partial flow となるが、この場合の薄板中空管の挫屈強度は無水時の薄板中空管の挫屈強度とほぼ等しい

ものと考えられる。このような場合挫屈の原因となる管応力は通水時のものを用い、これを無水時の中空管挫屈理論にのせて、胴板の安定の度合を知るという方法を用いてもさしつかえない。上記の考え方より薄板中空管の場合挫屈安全率 (r_b) を計算した結果は表-3 のとおりである。

表-3 挫屈安全率-1)

水路管の断面点	挫屈荷重の状態	死荷重 +水荷重	死荷重 +水荷重 +温 度
主径間中央	一様な圧縮力	3.48	2.28
	純粋 曲げ*	3.86	2.44
中間支点上 横 断 面	一様な圧縮力	3.78	2.44
	純粋 曲げ*	3.88	2.49
中間支点上 主径間寄り	剪断力のみに	11.7	8.08
中間支点上 側径間寄り	よる挫屈	5.44	4.71

(注) * 剪断を伴わない曲げのこと。

水路管の実際の曲げは剪断を伴う曲げであるが、このような場合における薄板中空管の挫屈理論は未解決の問題に属するので、ここでは挫屈に関するドイツ設計規格 DIN 4114 の C § 17, 3 の剪断曲げに関する平面板の挫屈理論を近似的に準用して挫屈安全率を求めてみると、表-4 のとおりである。

表-4 挫屈安全率-2)

水路管の断面点	挫屈荷重の状態	死荷重 +水荷重	死荷重 +水荷重 +温 度
中間支点上 側径間寄り	剪断 曲げ	3.58	2.37

表-4 の安全率は参考値として求めたのであるが、一般に曲面板は挫屈に対して平面板より強いであろうと想像されるのでこの数値は挫屈安全率として十分安全な目安を与えるものと考えられる。

結局表-3, 4 を総合してランガー-ヘンリーの水路管は薄板中空管の挫屈に対して十分安全といえる。

(3) 水路管の比較換算応力について

本水路橋の薄板中空管は、本来の水路管として軸方向応力および円周方向応力を受ける外水路橋の主桁としての大きな軸方向応力を生ずる。これらの連立応力から Von Mises-Hencky の理論により、次式で比較換算応力を計算し、材料の降伏点に対する応力度の高さを判定することによつて、本橋のような合成式橋梁の主要部材たる水路管の材料力学的強度の確実な認識を得ることができる。

表-5 比較換算応力による限度安全率

荷 重	比較換算応力 (a)	許 容 応 力 限 度 (b)	限度安全率 a/b
主荷重 (死荷重+水荷重)	900 kg/cm ²	0.75 $\sigma_F^* = 1,725 \text{ kg/cm}^2$	1.92
主荷重+温度荷重	1,081 "	0.75 $\sigma_F = 1,725$ "	1.60
主荷重 (半充水荷重)+温度荷重	1,158 "	0.75 $\sigma_F = 1,725$ "	1.49
主荷重+風荷重+温度荷重	1,282 "	0.80 $\sigma_F = 1,840$ "	1.43
主荷重 (半充水荷重)+風荷重+温度荷重	1,301 "	0.80 $\sigma_F = 1,840$ "	1.41
主荷重+温度荷重+地震荷重	1,936 "	0.90 $\sigma_F = 2,070$ "	1.07

(注) σ_F^* : 材料降伏点応力度

$$\text{比較換算応力 } \sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2 + 3\tau^2}$$

σ_1 = 管胴板の軸方向応力

σ_2 = 管胴板の円周方向応力

τ = 管胴の剪断応力

上式により求めた結果についてその限度安全率を示すと表-5のとおりである。

上記の結果から水路管は、合成型式橋梁の主桁として起り得る各種合成荷重の下において、材料力学的に十分安全であると考えられる。

5. 構造について

本水路橋の構造の概要は図-4のとおりであるが、この各部の詳細については、日立造船の詳細設計図に基づき種々討議検討の上決定した。構造設計上主要な問題となった事項を紹介すると次のとおりである。

(1) 接手の構造について

この水路橋の現場接手は、橋梁製作の常道である銲接の仕様で発注した。すなわち、水路橋水路管部はこの場合橋梁の主要部材であつて、

イ) 最近溶接接手をとつている水圧鉄管の様に剛支点をもたず、99mの長さにする弾性支点であること。

ロ) 据付上より見て溶接より銲接の方が現場調整度が高いと考えられること。

ハ) その他(低温脆性等の問題がないこと)。

などを考慮したものである。

しかし、この水路管の現場接手については、メーカー側より溶接に変更の要望が強く、この点については管胴接手の仕上げ法、精度の確保、据付方法などについて詳細な資料の提出を求めて検討を行った。

さらに、保守上より見て銲構造は、発電所運転上過水時には夜間断水する負荷運転を考えると反復荷重になり銲ゆるみを生じ漏水の懸念があり得ること、かつ溶接接手がより経済的であることなど併せ考慮して最終的には溶接接手をとる事に変更した。

管胴は内径 3.630 m で輸送上より現場仮工場で管胴仕

上げをすることになったが、溶接作業に当つては常に下向きの状態で行うことにした。

現場仮工場にてはロータリー治具の使用可能であるが、現場接手においても側部で間先をなめつける設計とし可能な限り下向き溶接とした。また、溶接部は加工完了の都度 T ジョイントは全部、縦横接手は溶接線 1 箇所当り 1 枚宛 X 線検査を実施して溶接結果を判定し、3 級以下は不合格とした。なお、橋体部については、工場製作分に溶接を採用したが現場接手はすべて銲接構造とした。

(2) アーチ部材

アーチ部材は放物線をなす 12 格間 (格間長 6.250 m) の充腹アーチであり、弦材は現場銲接箇所のみ有孔蓋板を有し他は密閉断面の函型断面で、格点間には 4 箇所ダイヤモンドフラムを配し、ダイヤモンドフラムのフイレットは水防溶接を行い密閉部に腐食の生じ得ない構造とした。

上部蓋板の巾は 415 m/m、下部蓋板の巾は 625 m/m とし高さは 550 m/m で前掲弦材応力に対し安全であると共に、架設時 2 鉸接構拱として心配のないものとして設計した。弦材の継手は架設時の作業を考慮して、格点より 0.85 m 離れた位置に設けた。

(3) 水路管支承部

水路管部のリングガーダー支承は、当初滑り支承として設計したが、支承 1 個当り約 4.5 t の摩擦抵抗を生じ管胴と共にリングガーダー支承部が自由に移動することを期待できず、その結果支承部周辺とそれに接続する管胴々板に不明解な応力を発生する恐れが考えられたため摩擦抵抗の少ないロッカー支承とした。

なお、水路管はその大きな曲げ剛性の関係から上横構はあるが、風荷重地震荷重の大部分は鉄管により負担され支承構造を通して垂直材に伝達されるので、この間の応力伝達のよい構造とすべく詳細に検討したわけである。参考までに水路管支承部の反力を示すと表-6のとおりである。

表-6 反力表 (但し満水時)

支 承 位 置	常 時 (t)	温 度 変 化 時		地 震 時		常時+地震時
		+30°C (t)	-40°C (t)	垂 直 (t)	横 方 向 (t)	
中間垂直材上部	39.985	41.796	37.571	—	—	—
端垂直材上部	101.828	81.740	128.606	262.920	62.010	364.750
水路管端部	12.181	22.308	— 1.317	—	— 18.665	—

6. ランガー桁アーチの撓みおよび 製作キャンバー

ランガー桁アーチの撓みの算定に当つては、応力解析時の基本構により端垂直材の弾性変形を考慮し弾性係数

$2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 温度膨脹係数 (1°C 当り) 1.2×10^{-5} として、曲げモーメントによる撓みおよび剪断力による撓みを求めた。中央径間中心における各状態の撓み量は表-7のとおりである。

表-7 ランガー桁拱中心点の撓み

荷 重	曲げモーメントによる撓み (cm)	剪断力による撓み (cm)	計 (cm)
主 荷 重 (死荷重+水荷重)	5.24	0.33	5.57
主荷重+温度荷重 (-30°C)	2.69	0.18	2.87
主荷重+温度荷重 (-40°C)	8.63	0.52	9.15
主荷重+温度荷重 (-5°C)	5.66	0.35	6.01

本水路橋の製作キャンバーは、アーチが Cantilever-cable erection により架設されランガー桁拱として完成し水荷重満載後に規定の放物線となるよう定めなければならない。このため次の場合の格点変位を求め製作時のキャンバーを決定した。

基準満水時の撓み $\delta_1 = 6.01 \text{ cm}$
 死荷重のみによる撓み $\delta_2 = 1.59 \text{ cm}$
 水荷重のみによる撓み $\delta_3 = 6.01 - 1.59 = 4.42 \text{ cm}$
 架設時水路管を荷重とする2鉸腔拱時の撓み

$$\delta_4 = 2.09 \text{ cm}$$

橋体キャンバー (中央点)

$$\delta_5 = 4.42 + 2.09 = 6.51 \approx 6.60 \text{ cm}$$

水路管のキャンバー (中央点)

$$\delta_6 = 6.60 - 2.09 = 4.51 \approx 4.50 \text{ cm}$$

上記のとおりクラウン上格点における製作キャンバーは、アーチ材 6.6 cm、水路管 4.5 cm としアーチ材格点製作キャンバーを表-8のように決定した。

表-8 拱材製作キャンバー (単位: mm)

	格点 0 (端柱部)	格点 1	格点 2	格点 3	格点 4	格点 5	格点 6 (クラウン)
製作キャンバー	0	20.2	36.7	49.5	58.7	64.2	66.0
実測キャンバー 上流側	0 (0)	21.0 (21.5)	35.5 (38.0)	53.0 (53.0)	61.0 (60.0)	64.0 (64.0)	67.0
実測キャンバー 下流側	-1.0 (-1.0)	18.5 (21.5)	34.0 (39.0)	52.0 (51.5)	62.0 (60.0)	64.0 (65.0)	66.5

ただし、括弧内の実測キャンバーは橋梁下半部を示す。

7. 製 作

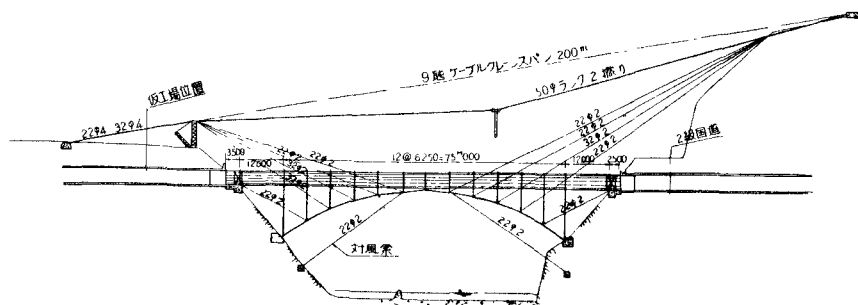
水路橋の製作は日立造船 K.K. 神奈川工場において行つた。アーチ主桁の格点および部材添接部はすべて当初より仕上り径に孔あけし、工作の精度を向上せしめた。

工場製作は表-9に示す工事工程表のとおり、橋梁部は昭和32年10月20日から、水路管部は昭和32年11月15日からそれぞれ着手し、工場におけるアーチ部の仮組は工場製作の完了をまつて昭和33年2月20日に行つた。なお、水路管部については全く行わなかつた。鉚孔は

アーチ部材の製作キャンペーンに対する実測の結果は、表-7 のとおりであるが、径間長は 4 kg の圧力をかけた時に誤差の最大値は +4 mm、拱矢は -0.9 mm で成績は非常に良好であった。なお、計測当日の外気温は 9°C

8. 架設工事

この水路橋は取水口下流 720m の地点で沙流川本流を横断して架設されたもので、本橋の架設地点は谷が深く下に支保工を組んで架設することが不可能なため、図-9に示すように左岸側に高さ 15m の架設用鉄塔をたて、右岸側は山腹に固定台を設け、その頂部から伸ばしたケーブルにより斜め後方に吊上げつつアーチ主桁を兩岸アーチ橋台より組立て、突桁式に架設を進める方法を採用した。



圖—9 水路橋架設圖

発電所の通水時期が昭和33年6月末に予定されていたため、橋梁架設の時期としては不利ではあったが、昭和33年3月16日より雪中について据付けを開始した。また、重量物の運搬は4月下旬以降は解水のため道路が泥濘化するので、路盤の凍結中にほとんどを完了させ、後の作業に支障のないよう留意した。

アーチ部材の架設工事は支承コンクリートの打設完了

表一9 水路橋工事工程表

	32年						33年						
	A	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7
橋 樑 部	設計							2月 竣工	3月 開始	4月 竣工	5月 竣工	6月 竣工	7月 竣工
水 路 管 部	設計							2月 竣工	3月 開始	4月 竣工	5月 竣工	6月 竣工	7月 竣工

後約10日間の養生をおき、4月1日より開始した。据付けには9穂吊ケーブルクレーンを使用し左右両岸より交互に継ぎのばし横構材を取付けながら進めたが、各格点はリーマボルトで仮留めの上吊索により両岸に固定した。アーチクラウン閉合に伴う上げ越量は50cmとなるよう格点の高さをターンバックルで調整した。アーチの閉合はクラウンをはさむ第6,7弦材を予め地上で継ぎ合わせた上吊込み、一端はボルトで仮留め他端を隣接弦材にもたせ、上げ越量だけ両岸の吊索をゆるめ仮め合わせて結合した。アーチ部材は設計当初懸念されたように曲げ剛性に乏しいため容易に変形を生じ非常に不安定であつたため、吊索により細心調整し正規のアーチ形とした後で鉸鉚に入つた。

最終調整後のアーチ格点の据付誤差は表-10のとおりである。

アーチ部材鉋鉋後、これを足場に垂直材上弦材を架

表—10 拱部材据付精度 (单位: mm)

格 点	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
上 流 拱	0	-11	- 5	+ 1	+17	+18	+22	+20	+12	+ 8	- 2	- 1	0
下 流 拱	0	- 5	-10	+ 2	+14	+24	+25	+17	+ 8	- 1	- 7	- 3	0

設し、アーチ軸線が仮組時の座標に合致するよう調整しながら橋体部を据付け、開始以来約 1 ヶ月の短時日を以て完了した。

引続いて 5 月 18 日より水路管の架設を開始したが、水路管の仮組を行わなかつたためにリングガーダー支承部の開脚と、上弦材の支承取付位置との間に多少のズレを生じ、現場修正をみた点もあつたが、幸いに天候に恵まれ当初懸念された橋体上の溶接作業も順調に進み、昭和 33 年 6 月 11 日予定工程通り無事架設を完了することができた。この間詳細工程は表-9 のとおりである。

なお、この間に死荷重応力を測定する目的で起拱点よりの L_1 および L_{12} 弦材の応力測定を実施した。これは電力技術研究所が担当し、次の 2 方法によつた。

i) 電気抵抗線歪計

4 ゲージ方法によりバックライトゲージを焼付けて長期間の使用に耐え得るようにし、かつ鋼製プロテクターにより保護し外気と絶縁した。

ii) マイハック振動線歪計

V.S.M., T-101 ゲージ、標点長 100 mm の振動線ゲージを用い、電気抵抗線歪計のチェック用として L_1 上流側部材に外周 4 点取付けた。これも鋼製プロテクターにより保護し外気と絶縁した。

上記装置を用いて架設開始の 4 月以降 7 月上旬迄約 3

ヶ月間測定を実施した。

また、架設完了に伴ない通水時の応力測定を 6 月 28 日～7 月 2 日に亘り電力技術研究所、北大工学部、日立造船 K.K. により実施したがその結果は現在取纏め中である。

9. む す び

岩知志発電所は去る 7 月 24 日官庁試験を終えて、仮使用認可を受領し、直に営業運転に入つた。

当初の予定工期どおりに発電開始したわけで、日高電源開発第 1 陣としては順調な滑り出しといえよう。

この発電所工事中、最も工期的にギリギリであつたのは、本稿の水路橋工事であつて、しかも、水力技術部門としては比較的 case の少ないこの種の橋梁の諸問題と取組み、設計から工事完了に至るまで短期間のうちに予期どおりの完成をみたことは、現場関係者（所長中村謙平）と共にこの上ない喜びである。

最後にこの水路橋の型式の立案設計者日立造船 K.K. の技術陣並びに本設計について実地に審査、指導を戴いた北大工学部今教授、応力測定検討に参画された電力技術研究所土木部構造研究室の方々には、この紙上にて厚く謝意を表する次第である。