

仙 境 覆 道 の 設 計 施 工 に つ い て

正 員 木 元 喬 之*
 正 員 高 谷 弘**
 正 員 ○ 鈴 木 欣 治***

§1. ま え が き

仙境覆道は一般国道230号線の改良計画の一部として薄別峡に架設されたものである。

この国道は札幌と道南、及び本州を最短距離で結ぶ北海道の幹線道路であり、北海道に於いては歴史が古く明治4年、北海道の開拓当初に東本願寺の手に依り開削されてから100年を経過しているが、地形の急峻さと地質の不良等から抜本的な改良工事は行なわれず、本願寺道路を骨格と

しながら戦後局部的な改良工事に依って辛うじて、道路の形態を保っていた。しかし自動車の発達、経済圏の拡大、敏速化などから、この道路の改良化が望まれ、昭和39年から抜本的な改良工事に着手した。

どのような道路に於いても、路線選定は基本的に、経済的で、走行性が良く、将来の維持管理が容易であり、その道路の性能が充分発揮される様なものでなければならない。

本国道のような山岳道路においても同様であり、路線選定に於いて、自然に逆らわず、土工量を少なくし、盛高が

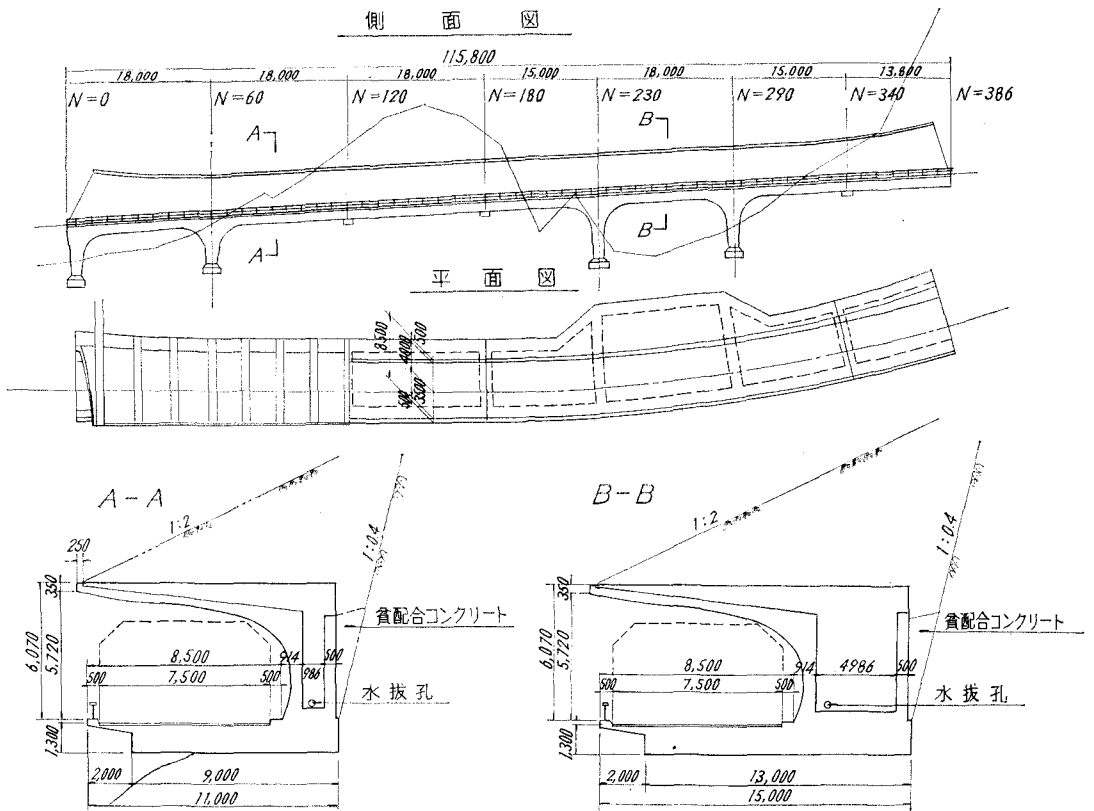


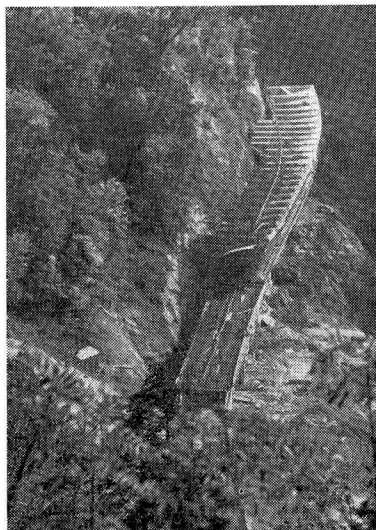
図-1

* 北海道開発局札幌開発建設部 国道橋梁係長

** 北海道開発コンサルタント K.K. 橋梁課主任技師

*** 北海道開発コンサルタント K.K. 橋梁課技師

仙境覆道が架設された地点は、橋梁とトンネルとの間の急斜面な山腹に位置し、谷測は 30 m 程度の溪谷であり、山側は落石、雪崩等の危険が多く含まれ、また、平面的には、S 字クロソイドと円曲線との合成されたものである。



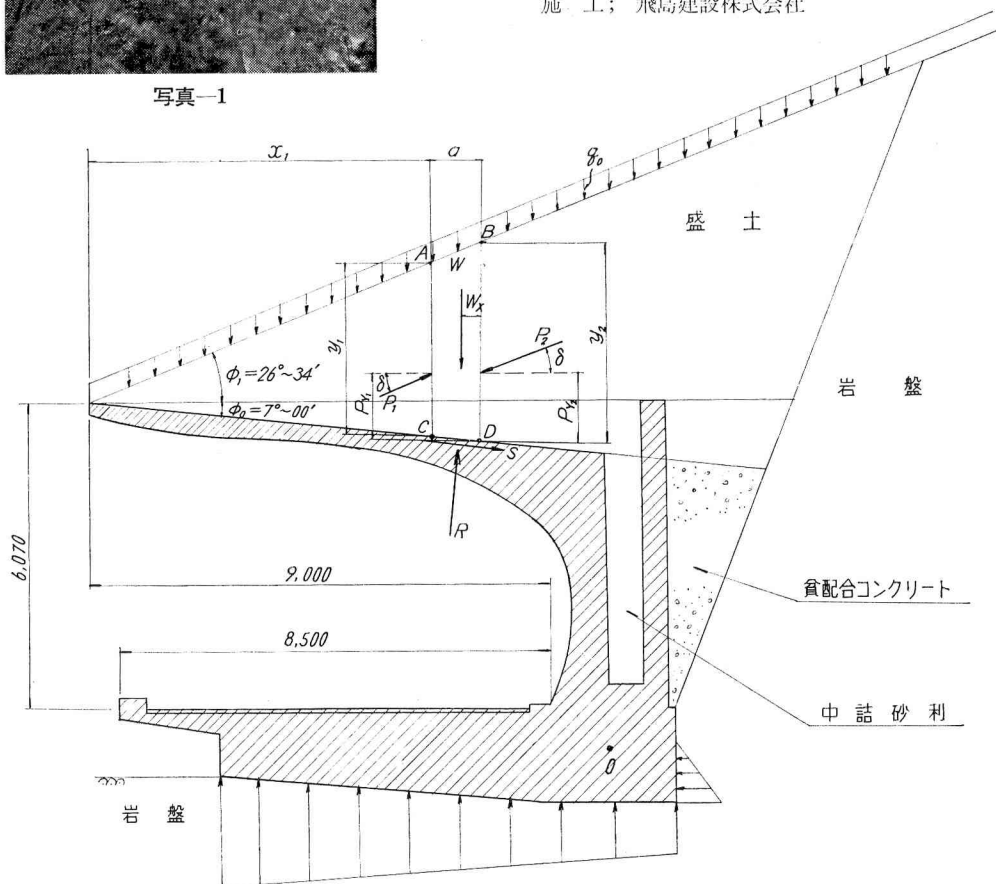
写真—1

覆道とは、図-1 及び 写真-1 の如く谷側を開放した片持梁式プレストレストコンクリートの屋根構造をもった片棧橋である。

尚、本型式としての道路構造物の例がなく、ここに設計の基本的考え及び施工について報告するものである。

§2. 工事概要

施 工； 飛島建設株式会社



图—2

§3. 外力系及び構造系

3-1. 外力系

外力の主たるものは土圧力であり、載荷土に依る土圧力、背面土圧力等がある。

載荷土に依る土圧力

地表面に対し ϕ_0 なる角度を有する面に内部摩擦角 ϕ なる土を、 ϕ_1 まで載荷した場合の外力の考え方として次の様なものを採用した。

図-2に於いて屋根部分を単位幅 a に分割し各ブロックには $P_1 P_2 R S W$ の5個の力が作用して鈎合の状態を保っているものとする。この様に考えれば、全水平力、全鉛直及びD点のモーメントの鈎合条件より未知反力RS及びRの作用位置を示すパラメーターを決定する事が出来る。実際の計算に於いては $a=20\text{ cm}$ のブロック分割し土の諸定数は次のものを使用した。

平時 $\delta=\phi=35^\circ$ 、地震時 $\delta=\phi/2=17^\circ$

ϕ_1 =設計上→ $26^\circ\sim 34^\circ$ 、施工上→ 25° 以下

背面土圧力

側面土圧力については次の事がらが考えられる。

- ① 土圧力を支持する構造
- ② 土圧力を消去する構造

①については構造物全体の安定性より問題が残るため、本橋では②の構造を考え図-2の様な処置により側面土圧力を取去る構造とした。もし貧配合コンクリート部分を土に置きかえれば、くさび型の土圧（載荷高約6m）が直接背

面に作用する事により本型式は滑動、転倒の面から成り立たない。従って貧配合コンクリートに依って土圧力が作用しない様に工夫した。但し本橋の場合には背面の岩盤が非常に良質で岩盤自体の崩落は考えられず又貧配合コンクリートの量も非常に少なくて済むという好立条件を考慮に入れ②を採用した。

積雪の影響

本稿の場合は水平方向に関係なく鉛直方向のみ上載荷重として 0.5 t/m^2 を考えた。

3-2. 構造系

屋根、背面部分はプレストレストコンクリート構造で、全体としてRC ラーメン構造である。

§4. 断面計算

4-1. 断面計算の考え方

構造上プレストレスを用いなければならないのであるが外力系の不確定要素が多いため、プレストレスのみで設計を行なうのは非常に危険を伴った設計法であるとする。従って全作用外力のうちプレストレスで対応せしめるのは平時の外力のみとし地震時の外力には、鉄筋が応力負担の主要部分をなす様に考える。すなわち実際の設計としては平時に対しプレストレスを導入し、地震時の応力に対しては部材の破壊モーメントを算出する事にし、それをもとにして設計を行なった。

4-2. 屋根部分の設計

道路方向についてはストラットで弾性支持されたRC連

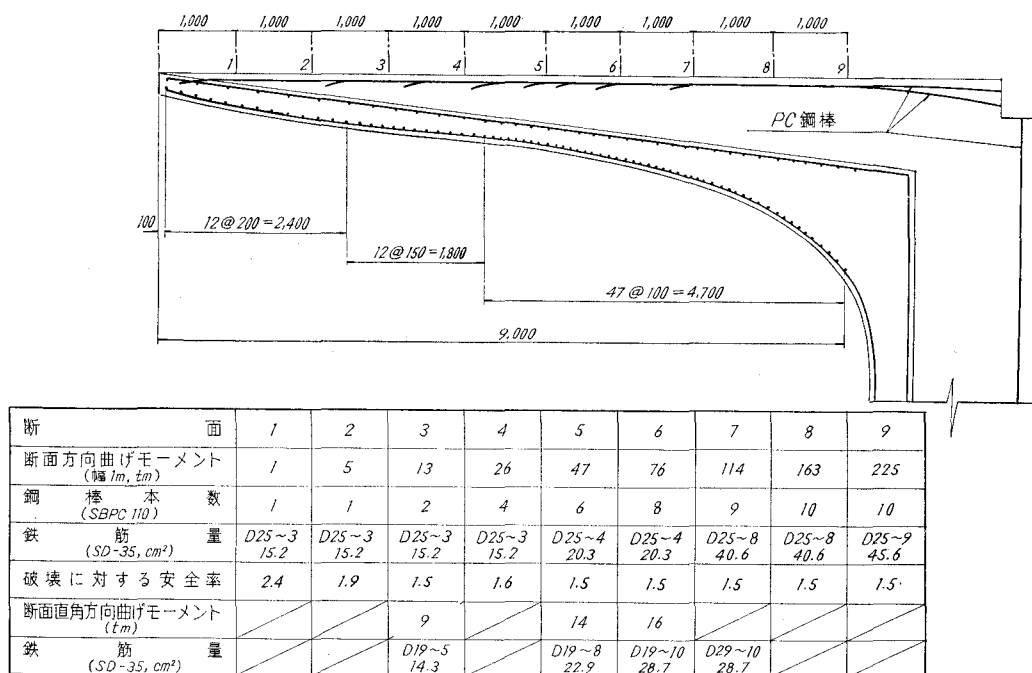


図-3

続版として解く。又道路横断方向に対しては片持 T 型断面梁としプレストレスト構造として解くものとする。

この様にすれば圧縮断面が RC 構造となり、引張断面ではプレストレスト構造とする事が出来て、構造上有利である。但しストラット間隔は 4.5 m とする (図-3)。

4-3. 側壁 (背面) 部分の設計

PC 箱型断面として考える。この場合貧配合コンクリート打設に依るコンクリート横応力が残留応力として残るのでこれを考慮した。但し、横応力としては 2 t/m^2 と仮定する。

4-4. 底版部分の設計

底版部分は次の 2 つの場合がある。

- ① 底版部分が直接岩盤に接地している箇所
- ② 底版部分が岩盤に接地していない箇所

前者については図-2を参照して地盤反力による 0 点の曲げモーメントに依って断面を決定し、後者については、図-4 の様な活荷重載荷を考へて Pucher の表を利用して考へた。尚橋軸方向については、検討手段の 1 ケースとして 3 径間連続梁の曲げモーメントを計算しこれに依り断面の検討を行なった。

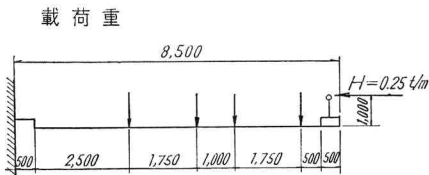


図-4

§ 5. 施 工

施工は設備工、躯体工、工程に別けて記述していく事とする。

5-1. 設備工

架設地点の立地条件及び、特殊構造物であるという事より、計画性、施工性を重んじて立案した。

まず、動力として、受電点が近いことにより全て電力でもって考へ、トランス全容量 220 kVA を使用した。

5-2. 躯体工

昭和 42 年、コンプレッサ等の設備が完了後、岩切土工、及び床版、橋脚基礎の掘削を始めた。岩種は、変朽安山岩で節理が多いもの、10,000 m^3 であり、コンプレッサ (100 HP) 及び火薬に依って破碎し、ブルドーザーに依って溪谷へ落下せしめた。

岩切土工においては、設計仮定載荷土の土圧の考へ方と一致させる様のり勾配をたてるため火薬等の使用量に充分注意をはらった。

床版、橋脚基礎の掘削においては岩のゆるみ等に充分注

意し、余掘部分は、岩の風化、凍上による疲労を考慮し、貧配合のコンクリートで埋めもどし安全を計った。

岩切土工及び床版、橋脚基礎の掘削完了後、線形が複雑であるため、基線をもうけ構造物の各点を立体的に計算し再測量を行なった。

つづいて橋脚、床版の一部 ($N=180 \sim 340$) の施工にとりかかった。支保工は鋼製 (ビデー足場, H-Beam), 型枠は鋼製を主体にし、木製を補助的に使用し、適正な沈下及び施工性を早めた。次に垂直部 PC 鋼棒をすえ付、コンクリート打設を行なった。12 月より翌年 5 月までは冬期間のため工事を一時中止した。

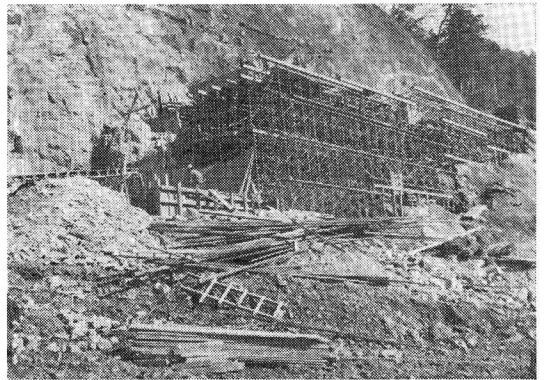


写真-2

昭和 43 年 5 月より、除雪をしながら設備の検査、整備、増設を行ない、前年度に引き続き残りの橋脚、床版 ($N=0 \sim 180$, $N=340 \sim 386$) の施工に取りかかった。

次に屋根構造部を行なった。屋根構造部は、全体的に曲線 (3 次放物線) の多い複雑な形状で、美観上特に大切な所でもあり、支保工は鋼製 (ビデー足場) と木製の利点を合成して使用した。型枠は、鋼製等の同一規格のものは構造上使用出来ず全て木製とした。尚型枠は、櫛型は高さ 15 cm、厚さ 24 mm を 30 cm ピッチとし上に 16 mm の幕板、および 3 mm のパネコート塗りの耐水ベニヤを張ってコンクリートの美観を良好にせしめた。フォームタイは $\phi 9 \text{ mm}$ を (2.3 ケ/ m^2) 使用し、アンカ等も電気溶接で固定し型枠の移動を防いだ (写真-3)。

次に鉄筋、PC 鋼棒、照明器具等をすえつけてからコンクリートポンプでコンクリート打設を行ない養生した。コンクリートがプレストレス導入の所要強度 ($\sigma_{cut}=245 \text{ kg/cm}^2$) に達してから順次緊張しグラウト工を行なって躯体工は完成した。つづいて、排水設備、及び背面埋戻しを行なった。

なお、背面埋戻しは 80 mm 級混合砕石と高炉セメント 100 kg/cm^2 との混合材料を使用した。



写真—3

コンクリート工

本構造物のコンクリートで特質なものは屋根構造である。基本的条件としては

- ① PC 構造であり高張度を必要とし、バラツキが少ないものでなければならない。
- ② 力学的に特異であり打設方法をよく検討しなければならない。

- ③ 構造が複雑で美観が望まれるものである。
- ④ 工程上、クリチカルパスである。

まず配合は $\sigma_{cK}=400 \text{ kg/cm}^2$ (変動係数 1.5%を見込んだもの)、及び $\sigma_{cut}=245 \text{ kg/cm}^2$ を早期に出さなければならない。この様な高度強のコンクリートを得るために、材料を選び、試験した結果、セメントは貧配合であると高強度にならず、過度の富配合であると、ヒビワレ、乾燥収縮、硬化熱等の悪影響を与えるため、普通ポルトランドセメント 410 kg/cm^2 とした。骨材はなるべく少ない単位水量で所要のワーカビリティをもつコンクリートが出来る様な粒度をもつものでなければならないので、本工事では表-1の如き骨材を使用した。

混和材は、プラスチックをセメント重量の 0.2% 使用した。なお配合は表-2の通りである。

管理試験の結果は、強度は 100% 信頼出来、変動係数は 2.5% であり良好なコンクリートであった。

施工方法はコンクリートミキサー (21 s) に依る現場練りとし、6 ton ダンプに依り運搬し機械打設とした。

床版、橋脚等は、プレッサー施工で充分であるが、屋根構造になると、上程距離、衝撃、振動等の点で不十分でありポンプ (6 inch パイプ) によって打設した。打設はシュートに受けてコンクリートの分離を生じない様に締め固め養生はサランテックス及びむしろ散水とした。

表—1

種 類	産 地	性 質				状 況			
		最大寸法 (mm)	比 重	単位容積量 重	実 績 率 (%)	吸 水 率 (%)	洗 い 試 験 (%)	有 機 物	粗 粒 率
細 骨 材	錦 岡	2.5	2.68	1.69	—	1.01	1.90	合 格	2.50
粗 骨 材	常 盛	25.0	2.62	1.59	59	2.62	2.80	"	6.66

表—2

粗骨材最大寸法	W/C (%)	S/a (%)	W (kg)	C (kg)	S (kg)	G (kg)	混 和 剤 (kg)
25	45	42	185	410	737	995	0.82

グラウト工

グラウトは、十分に PC 鋼棒を包みこれをさびない様に保護し、確実に十分な付着が得られるものでなければならない。配合については表-3の通りである。

表—3

セメント (kg)	水 (kg)	ボゾリス No. 5 (ℓ)	アルミ粉
100	40	250	

施工はグラウトポンプにて、 $5\sim 10 \text{ kg/cm}^2$ でゆっくり行ない、出口をふさいでから 20~30 sec 圧入し完全ならしめた。又コンクリート打設時にシース内にセメントペーストの流入を防ぐため取付部は、急結セメントで十分に水密にした。

PC 工

PC 鋼棒は、設計、施工に当り十分注意をはらった。

材質については $\phi 33 \text{ mm}$ の両端部に転造ネジのある圧延鋼棒を使用した。機械的性質は表-4の通りである。

施工は、PC 鋼棒を正規な位置にすえつける様な鉄筋等

表-4

項 目	平行部直径 (mm)	引張荷重 (kg)	引張強さ (kg/mm ²)	伸 び (%)	耐 力 (kg/mm ²)	弾性係数 (kg/mm ²)	ネジ部 破断荷重 (kg)	ネジ部 破断強さ (kg/mm ²)
規 格 値	32.2±0.5	—	110 以上	5.0 以上	95 以上	—	86,820 以上	110 以上
試 験 値	32.30	98,300	120.0	7.2	107.9	20,200	94,800	120.3
"	32.50	98,200	120.3	7.0	—	—	—	—

のガイドを充分にし、コンクリートが $\sigma_{cut}=245 \text{ kg/cm}^2$ 以上になってから、垂直部、水平部を漸次緊張した。ジャッキはキャリブレーションのゆきとどいた、BBRV ジャッキ (120 ton)、圧力計示度は片引双針式圧力計、伸びは、伸び計に依って設計仮定値を下らない所まで緊張した。

管理試験の結果は 図-5、図-6 の通りである。

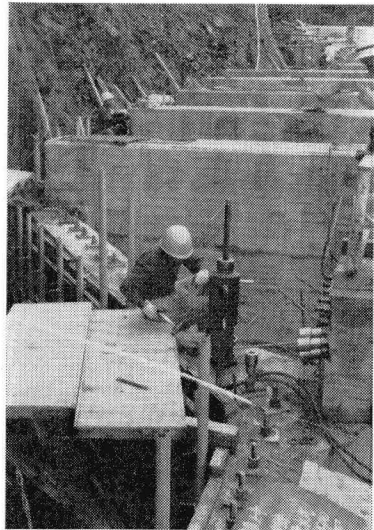


写真-4

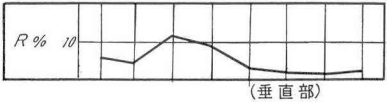
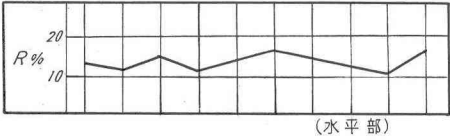


図-5 範囲の管理図

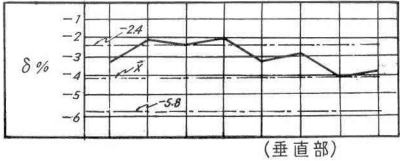
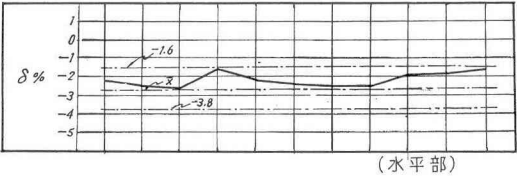


図-6 平均値の管理図

5-3. 工程表

工程表は表-5 の通りである。

表-5 工 程 表

工 種	42 年												43 年												44 年										摘 要
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10				
仮 設 備 工	■												■																				ミキサ ケーブル 機械		
橋 脚 工					■								■																				4" 基		
床 版 工							■						■																				116 m		
屋 根 構 造 工														■																					116 m
岩 切 土 工			■																														10000 m ³		
載 荷 土 工																																	2000 m ³		
雑 工																																			

— 予定

§6. 考 察

以上設計、施工を通して次のような結果が出る。

設計について

① 主として外力は土圧力であり、不確定要素の多含し

ている外力系に対するプレストレスト構造物の設計法に対しては、プレストレストのみに依る方法は非常に危険をと
もなった設計方法であると思われるので、鉄筋コンクリ
ートとプレストレストコンクリート両者の設計法の間間的な

考え方に依り設計すべきであると思う。

② 地形上から構造物に PC アンカーを考えたが岩盤クリープ等の不明な点が考えられるので本構造物には最終的には採用しなかった。

③ 本構造物設置場所は地盤が非常に良好であった事が本型式決定の一因をなしていると思うが、今後このような構造物を設置するには充分なる地質調査が必要であろう。

④ コンクリートのクリープたわみについて

通常クリープたわみについては弾性たわみと永久的たわみの累計と考えられている。後者については、コンクリートの質、型枠取りはずしの時期が要因と思われるが本構造物設計上は、クリープ係数 $\phi=2$ として検討を行なったが、これに関しては現在測定中である。

施工について

① コンクリートに於ける問題点

イ. 設計強度に対して実際の強度が非常に高い値とな

り、これはコンクリートの諸定数の問題、施工の時期、経済性等から充分検討の余地がある。

ロ. 構造物の大型化、複雑化にともない、コンクリート打設方法の機械化にともなう、仕様及び配合の検討が必要である。

② PC に於ける問題点

イ. 設計計算で与えられるプレストレス導入量及び、伸び量と、実際の量とはかならずしも一致せず、これらの相互関係は管理図の如くである。これは PC 鋼棒の性状のバラツキ、摩擦係数仮定の違い等にもとづくものであり、より実状に合った考え方が望ましかった。

ロ. 当工事で、水平部で緊張中、低荷重で切断した事故があり、種々試験の結果、熱影響部の大きさ、形状及びマルテンサイトの焼戻部の大きさ等、強度の劣化起因が重複した状態にあったためと考えられ、取りあつかいには充分注意をはらわなければならない事を再認識した。