

1 はしめに
房総導水路の新設専用導水路は通水量が計画最大 $1300\frac{m^3}{s}$ で 全線トンネル、暗渠 サイホンが交互に連結している地下水路である。従って地下水 降雨に共なう周辺排水 自然河川の洪水等は導水路内に流入も流出もしない。しかしトンネル 暗渠は内水圧のかからない開水路 サイホンは管水路であり 水理的には開水路等と管水路等が共存している。導水路の先端に 第1揚水機場があり 導水路中流部に第2機場がある。

上記のような導水路のポンプによる揚水と重力による自然流下の組合せという導水システムにおいて 第2機場の機能が急停止した場合に 自然流下して来る導水路内の水をどう処理するか重大問題となる。処理しなければならない水量は計画最大 $1300\frac{m^3}{s}$ の時約 $13万m^3$ に達する。この余水を処理する方法を水理上検討し 放水処理施設と第2機場上流導水路部分の計画を樹立したものである。

2. 房総導水路の概要
房総導水路建設事業は近年急速に発展している千葉県東京湾沿いの京葉工業地域に工業用水と上水道用水及び観光開発 都市化の著しい九十九里沿岸地域への上水道用水を供給するものである。この事業計画は千葉県佐原市粉石口地先において利根川から取水 土地改良施設の両総用水及び2級河川の栗山川を利用し 山武郡横芝町に幾地先で再取水し 長生郡長柄町と市原市に築造する長柄ダムと東金市に築造する東金ダムに導水するもので 導水施設のうち土地改良施設の一部揚水機場1ヶ所 導水路約31kmは共用し 新設は導水路約36km 揚水機場3ヶ所及びダム2ヶ所である。新設専用導水路は栗山川取水口から第1機場(坂田機場併設) 送水管 吐水槽 導水路(トンネル サイホン 暗渠) (以上「第1導水路」という) 第2機場 送水管 吐水槽 導水路(トンネル サイホン) (以上「第2導水路」という) 終点に長柄ダム 第1導水路中間地点で東金機場により東金ダムへ分水する。

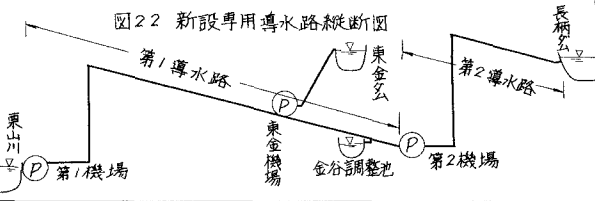
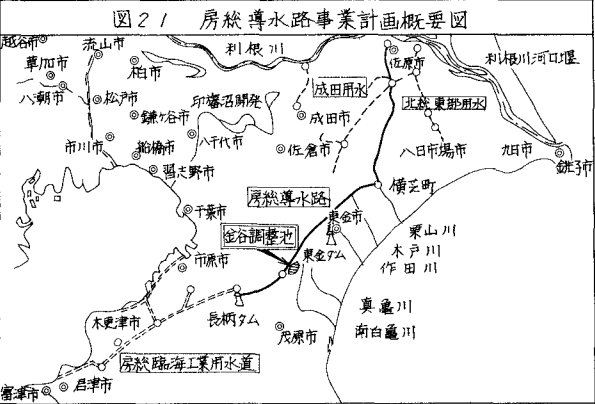


表 2.1 工種延長表		
工種	第1導水路	第2導水路
トンネル	16 661 000	7 202 255
サイホン	5 256 250	1 624 000
暗渠	978 550	—
その他	3 108 000	1 023 345

3 新設導水路の水理
3.1 第1導水路(トンネル 暗渠)
(1)トンネル $Q=1300\frac{m^3}{s}$, $n=0.014$, $I=\frac{1}{2100}$
2r標準馬蹄形, $r=1700mm$, $2r=3400mm$
水深 $H=2664mm$, フリーホート $f_b=0.736$
通水断面積 $A=8.135m^2$, 流速 $V=1.598\frac{m}{s}$
(2)暗渠 断面はトンネルに同じ $Q=1300\frac{m^3}{s}$, $n=0.015$, $r=1700mm$, $2r=3400mm$ 暗渠はトンネルとサイホ

ン又はトンネルとトンネルに挟まれて短距離である。

3. 2 第2導水路(トンネル)

$Q=1300\frac{m^3}{s}$, $\eta=0.014$, $I=\frac{1}{1850}$, 2r標準馬てい形, $r=1650^m$, $2r=3300^m$, 水深 $H=2.627^m$
フリーボート $f_b=0.637^m$, 通水断面積 $A=7778^m^2$, 流速 $V=1.671^m/s$

3. 3 サイホン

サイホンは内径2800^{mm}の鋼管である。サイホン数は26箇所あり $Q=1300\frac{m^3}{s}$ $\eta=0.012$ とき入口 曲がり、摩擦 出口の各損失により全損失水頭を計算した。

表 2.2 新設機場ポンプ型式表					
	両統 第1機場	第1機場	坂田機場	第2機場	東金機場
実揚程	20'800	31'886	3'772	69'050	22'800
損失揚程	2'200	13'114	7'228	4'200	7'200
全揚程	23'000	45'000	11'000	73'250	30'000
台 数	2 台	4 台	2 台	4 台	1 台
揚水量 (1台当り)	198.6 $\frac{m^3}{min}$	325.0 $\frac{m^3}{min}$	125.1 $\frac{m^3}{min}$	325.0 $\frac{m^3}{min}$	60 $\frac{m^3}{min}$
型 式	両吸込渦巻 ボリュートポンプ	横型両吸込渦 巻ボリュートポンプ	左同じ	"	両吸込渦巻 ボリュートポンプ
吸込口径	1200 m	1100 m	1100 m	1100 m	800 m
吐出口径	1000 m	900 m	1100 m	800 m	700 m
電動機型式	巻線形誘導電動機	左同じ	"	"	"
" 出力	800KW (1600KW)	1800KW (7200KW)	280KW (560KW)	3000KW (12000KW)	360KW (360KW)
" 回転数	333rpm	500rpm	500rpm	600rpm	750rpm
" 極数	18 Pole	12 Pole	12 Pole	10 Pole	8 pole

4 等流水深計画による導水路内の水理現象

2r標準馬てい形断面のまま第2機場の吸水槽に結び放水処理をしない場合の第2機場の機能急停止時に生ずる導水路内の水理現象が具体的にどうなるか、水理模型実験により確認した。

実験は吸水槽の型状を $50 \times 50 = 2500^m^2$ と $30 \times 30 = 900^m^2$ について行った。

第2機場の急停止した場合吸水槽及び上流導水路における流れの急遮断によるサージ波の挙動とその対策である。房総導水路のような送水システムにおいては開水路部分では特性曲線法等による段波計算を行ない 管水路部分は通常のサージの計算し トンネル内で開水路流と管水路流とが互に遷移する場合は両者の組合せで計算するという方法がとられるが大容量の電算機でも不可能に近い。又

トンネル サイホンの結合部の段波の取扱等 現象的に不明点が多く単に計算のみでは これらの現象を十分に知ることは困難である。従つて導水路内の水位上昇を処理する前提としての実験から次の事項が明らかになった。

- (1) 第2機場において 吸水槽の大きさに関係なくポンプが急停止した場合吸水槽のサージは発生しない。
- (2) ポンプ停止後も導水路内の水が上流から流入するため吸水槽及びトンネル内の水位は次第に上昇する。
- (3) サイホンとトンネルの結合部のトランジションでは トンネル内が満流となる前後に急激な水位上昇及び水面変動がみられる。
- (4) サイホントランジションのマノホール部は小さくすると水位上昇が大きくなる。
- (5) 吸水槽を小さくすると水位の上昇速度 及びトランジション部における水位上昇とその後の水面変動が大きくなる。
- (6) トンネルと吸水槽の取付水路中を変えても上記の水理現象に影響しない。
- (7) トンネル内を満流にしないためには流入してくる水を越流させるなどとして吸水槽 及び導水路外に導くことが必要である。

5 処理河川と処理方法の検討

水理実験の結果の通り導水路外に放流する必要がわかったので、処理出来る自然河川の能力、及び利用状況とそれにとまう処理方法について検討する。

5. 1 余水処理河川

余水処理をするには自然河川が考えられるが両統台地から 太平洋の九十九里海岸に注ぐ河川は 導水路上流側から木戸川 作田川 真亀川 南白亀川があり各河川は坂状に上流で支流に別れ これらを導水路がサイホンで横断している。これらの河川の支流はいずれも流下能力が小さく 河川改修も遅れており 洪水時は田越して

流下する状態で導水路最大1300^{m³}の余水を1次的に放水出来る能力を持っている河川はない。

さらに千葉県において 改修計画のある河川もあるが その計画の実態もさまざまな理由により 大巾に遅れ完了の目途さえついていない。建設所としても この放水処理にける理由で 放水路を新設したり 又放水河川を改修することは 事業予算の上ばかりでなく これらの各河川の用排水慣行、用地、工期、その多数の複雑な問題を解決せねばならず非常に困難が予想されるので 放水路の新設や河川の改修でなく他の方法で処理することが出来ないか 検討した。

5. 2 余水処理方法

余水処理する方法について考えられることを列記すると

(1)導水路内に貯留

この案の1つは 門扉等によりトンネル 暗渠のフリーボートに貯留する考え方である。導水路内にある間隔で門扉を設置し第2機場急停止と同時に この門扉を操作し各々の区間内にその部分の水を貯留するという利根導水路の武蔵水路方式である。門扉直上流がトンネル内で満流にならない高さまでの貯留であるので、最下流端はそれぞれの区間の残水量を貯留出来るようにしなければならないと同時に門扉設置場所には予備発電機も設置しなければならない。従って第2機場の急停止との一連の操作が要求され 不特定時の操作不良等保守の重大性を考えると現実的には不可能である。

他の1つは吸水槽から上流に向って 断面によるが13万^{m³}の貯留が出来る地点までトンネル内を隔壁で区切り通常時は片側通水し第2機場急停止と同時に越流させ貯留出来ないかというトンネル貯留案である。導水路計画ルートは固結シルトの泥岩地質であるが山が小さく背が痩せているので大断面になるトンネルは不可能である。

(2)貯水槽設置案

この案は吸水槽の直下を地下室とし第2機場急停止した時に吸水槽の一部から越流させ13万^{m³}の水を貯留し、通常時に補助ポンプ等により吸水槽に返水する方法である。

地下室としての構造物が大きく構造、地質、管理等に問題がある。

(3)第2機場に予備発電設備

この案は 第2機場のポンプ型式計画通り4台全部の自家用発電設備となると3000×4台=12000^{kW}となり、これだけの発電所と同じであり建設費が高く 用地の取得及び日常の保守、特に商用電源から予備発電機に移行する時の信頼性等管理面から不利である。

(4)導水路外の放流

この案には 放流方式に2通り考えられ 1つは放流河川のある所にそれぞれ放水施設を設置する案と最下流の吸水槽の出来るだけ近くに放水施設を1ヶ所設置し直下流に1次的な調整池を設け取付河川の通水能力に合せて緩慢に再放流する案である。前者は それぞれの放水施設(口)の能力は各河川の能力は各河川の流下能力に合せて放水量とするがこの合計が1300^{m³}以上になるようでないといけないし 導水路内貯留案と同様 各放流口の場所に本線門扉を設け 流量を制御させることと放流口側に門扉又はバルブを設け本線門扉と連動させると同時に第2機場ポンプと連動させなければならない。これらの全施設が第2機場急停止と同時に一連操作で作動する機能を持たせるとともにこれらの予備発電機も設置しなければならない 導水路内貯留と同様敏感な管理が要求されるので不可能である。

従って第2機場の近くに余水処理能力を持つ調整池適地があれば余水処理システムが簡単であり最有利な案に考えられる。建設所としては調整池を設け導水路外に一次貯留する案に決定し 調整池の適地を検討した結果第2機場から約10km地点の金谷池先に調整池に適したおぼれ谷の谷津田で 2次放流の河川は南白亀川の上流の金谷川があり 洪水時でないかぎり20^{m³}程度の放水は可能であるのでこの地に決定した。

6 放水処理施設

余水を貯留する金谷調整池は第2機場より約10km上流のトンネルと暗渠の交互している位置であるので、放水施設の施工性 経済性から暗渠部とし 放水路の取付 吸水槽に近いことから下流暗渠部付近に設置する。

放水施設として要求される機能は(イ)通常時に導水路内の通水に支障を来さないこと。(ロ)異常時には安全かつ確実に導水路内の余水を排出できること。構造形式については(イ)構造物の作動と伴わないもの即ち横越流堰 サイホン余水吐等水位上昇により自動的に余水の排出が行なわれる型式のもの(ロ)構造物の作動を伴うもの即ち門扉 バルブ等伴うもので作動により放水施設としての機能を発揮させる形式のものであるがこの形式は述べた如く房総導水路の放水処理施設としては適していない。従つて施設の維持管理面から又機能的に安全確実面からトンネル中間に設置される余水吐としては横越流堰が最有利であるとした。

7 導水路内の水理現象

計画地点に横越流堰を設け 第2機場の機能が急停止した時に吸水槽を含む導水路系内に生ずる非定常水理現象を検討し トンネル及び暗渠が水位上昇にともなつて 満流状態にならないような断面の形状と範囲を見出し 尚横越流量から堰長を検討した。

7.1 計算

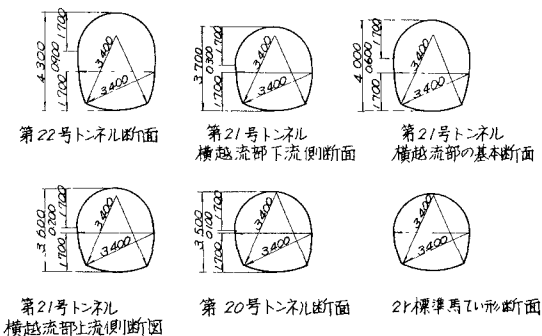
解析上 導水路等は(イ)下流端の吸水槽 (ロ)開水路 (ハ)サイホン (ニ)横越流堰を持つ開水路の組合せとして表わされ それぞれの条件から計算式を立て次の計算条件で求めた。(a)吸水槽面積 8000 m^2 (b)等価矩形断面水路巾 3.2 m (c)計算断面間距離 50 m (d)計算時間間隔 10 sec (e)上流端の境界条件 下流端から適当な距離を取りその位置を計算上の上流端として流量は一定であるとする。(f)初期条件 流量 $1300\text{ m}^3/\text{s}$ (g)計算時間 60 分 (h)横越流堰の高さ $H=2.720\text{ m}$ (i)サイホン損失係数 第14号 第15号 第16号とも一定値

7.2 結果

主要トンネルにおける最大水深は表7-1の通りであり 2t標準馬蹄形では断面が不足するので計画としては水位上昇高から所要直線長を挿入しトンネル断面を決定した。

トンネル名	最大水深	所要直線挿入長	所要トンネル高さ	直線挿入長	トンネル高さ	備考
第22号トンネル	3.680	0.880	4.280	0.900	4.300	
	3.637	0.837	4.237			
第21号トンネル	3.073	0.273	3.673	0.300	3.700	
	3.362	0.562	3.962	0.600	4.000	余水吐部
	2.974	0.174	3.574	0.200	3.600	
	2.955	0.155	3.555			
第20号トンネル	2.871	0.071	3.471	0.100	3.500	
	2.823	0.023	3.423			
	2.791	—	3.400	—	3.400	
	2.763	—	3.400			

図7-1 決定トンネル断面



横越流堰の長さは計算結果最大越流量が $195\text{ m}^3/\text{s}$ で平均越流水深 0.222 m であり 越流量の変化が $1300\text{ m}^3/\text{s}$ を挟んで上下していることから $1300\text{ m}^3/\text{s}$ の越流量とすると 40 m の長さになり この時の越流水深は 0.30 m となり 最大越流量を $20\text{ m}^3/\text{s}$ とすると 0.42 m となる。

8 おわりに

施設の安全及び管理の有利性のために余水処理を十分に検討する必要があるが計算で行った場合は定量的にとの程度の誤差を含んでいるか水理実験等によって比較しなければならない。このような導水システムは今後の水資源開発において数多例が出て来るとと思われるので 電算機 水理実験等によって深く研究される必要が痛感されます。