

## 第3章 設計・施工



### 3.1 河川取水ポンプ場の設計施工

#### 3.1.1 概要

西系列水道水源開発事業における河川取水ポンプ場は、北から、宇嘉取水ポンプ場、辺野喜取水ポンプ場、佐手取水ポンプ場、佐手前取水ポンプ場、与那取水ポンプ場、宇良取水ポンプ場、比地取水ポンプ場、田嘉里取水ポンプ場、喜如嘉取水ポンプ場、我部祖河取水ポンプ場と、本部半島の満名取水ポンプ場、西屋部取水ポンプ場の12箇所であり、最大取水量の合計は2.778m<sup>3</sup>/sとなる。

取水施設は、河川水を安定的に取水するために河川を横断し堰を設置するものであり、西系列取水ポンプ場の設計上の特徴として、

- 比地取水ポンプ場（固定堰）を除いてゴム引布製起伏堰となっている。
- 無人管理で、久志で遠隔監視・操作する。
- 取水量の制御はポンプ運転台数を制御して行う。



図-3.1.1 河川取水ポンプ場位置図

表-3. 1. 1 河川取水ポンプ場施設諸元一覧 (12 施設) 企業局便覧等より

施設名	宇嘉取水ポンプ場	辺野喜取水ポンプ場	佐手取水ポンプ場
河川名	宇嘉川水系宇嘉川(普通河川)	辺野喜川水系辺野喜川(二級河川)	佐手川水系佐手川(普通河川)
河川概況	流域面積3.4km <sup>2</sup> 、河川延長2.3km 取水対象流域面積3.4km <sup>2</sup>	流域面積13.18km <sup>2</sup> 、河川延長8.0km 取水対象流域面積4.7km <sup>2</sup>	流域面積6.77km <sup>2</sup> 、河川延長5.14km 取水対象流域面積6.6km <sup>2</sup>
取水口の位置	国頭村宇嘉上袋原29-1番地先(左岸)	国頭村宇辺野喜上辺堂745番地先(右岸)	国頭村宇佐手白兼久原591番地先(右岸)
ポンプ場の位置	国頭村宇嘉上袋原4-3番地	国頭村宇辺野喜上辺堂741番地	国頭村宇佐手620番地
建設年度	昭和60年度(1985)	昭和60年度(1985)	昭和59年度(1984)
施設能力	日最大取水量:16,400m <sup>3</sup> /日 0.190m <sup>3</sup> /s	日最大取水量:6,900m <sup>3</sup> /日 0.080m <sup>3</sup> /s	日最大取水量:32,000m <sup>3</sup> /日 0.370m <sup>3</sup> /s
水利権許可	西系列水源開発の一環として水利処分 沖縄県指令土第1号、昭和62年1月5日	西系列水源開発の一環として水利処分 沖縄県指令土第1号、昭和62年1月5日	西系列水源開発の一環として水利処分 沖縄県指令土第1号、昭和62年1月5日
堰型式	堰型式:ゴム引布製起伏堰	堰型式:ゴム引布製起伏堰	堰型式:ゴム引布製起伏堰
堰規模	堰規模:堰高0.5m、堰長7.1m	堰規模:堰高0.5m、堰長15.0m	堰規模:堰高0.8m、堰長19.8m
河川占用面積	—	388.32m <sup>2</sup>	—
自動倒伏水位	0.70 m	0.84 m	1.12 m
構築物	建屋:RC造2階建	建屋:RC造地下1階付平屋建	建屋:RC造地下1階付平屋建
床面積	296.50m <sup>2</sup>	332.60m <sup>2</sup>	458.79m <sup>2</sup>
用地面積	用地面積:1,530.75m <sup>2</sup> (所有地)	用地面積:1,013m <sup>2</sup> (所有地)	用地面積:5,019.74m <sup>2</sup> (所有地)
ポンプ設備	型式:水中ポンプ 仕様:φ200×3.8m <sup>3</sup> /分 ×80m×90kW×3台	型式:横軸片吸込多段渦巻ポンプ 仕様:φ150×2.4m <sup>3</sup> /分 ×88m×75kW×2台	型式:横軸両吸込渦巻ポンプ 仕様:φ200×5.55m <sup>3</sup> /分 ×75m×110kW×4台
流量制御	ポンプ運転台数制御 ヘッダー管中心高:EL=4.6m	ポンプ運転台数制御 ヘッダー管中心高:EL=0.25m	ポンプ運転台数制御 ヘッダー管中心高:EL=-1.025m
	受電電圧:6,600V 変圧器:400kVA×1基	受電電圧:6,600V 変圧器:200kVA×1基	受電電圧:6,600V 変圧器:750kVA×1基
契約電力	172 kW(H23.1)	103 kW(H23.1)	196 kW(H23.1)

施設名	佐手前取水ポンプ場	与那取水ポンプ場	宇良取水ポンプ場
河川名	佐手前川水系佐手前川(普通河川)	与那川水系与那川(二級河川)	宇良川水系宇良川(普通河川)
河川概況	流域面積1.8km <sup>2</sup> 、河川延長2.0km 取水対象流域面積1.8km <sup>2</sup>	流域面積11.99km <sup>2</sup> 、河川延長4.4km 取水対象流域面積12.2km <sup>2</sup>	流域面積4.8km <sup>2</sup> 、河川延長3.5km 取水対象流域面積4.8km <sup>2</sup>
取水口の位置	国頭村宇佐手前川原14-1番地(左岸)	国頭村宇与那明地263-1番地先(左岸)	国頭村宇宇良前田原484-3番地先(左岸)
ポンプ場の位置	国頭村宇佐手14-1番地	国頭村宇与那252番地	国頭村宇宇良484-3番地
建設年度	昭和59年度(1984)	昭和59年度(1984)	昭和59年度(1984)
施設能力	日最大取水量:8,600m <sup>3</sup> /日 0.100m <sup>3</sup> /s	日最大取水量:32,700m <sup>3</sup> /日 0.378m <sup>3</sup> /s	日最大取水量:23,300m <sup>3</sup> /日 0.270m <sup>3</sup> /s
水利権許可	西系列水源開発の一環として水利処分 沖縄県指令土第1号、昭和62年1月5日	西系列水源開発の一環として水利処分 沖縄県指令土第1号、昭和62年1月5日	西系列水源開発の一環として水利処分 沖縄県指令土第1号、昭和62年1月5日
堰型式	堰型式:ゴム引布製起伏堰	堰型式:ゴム引布製起伏堰	堰型式:ゴム引布製起伏堰
堰規模	堰規模:堰高0.5m、堰長10.0m	堰規模:堰高0.7m、堰長16.0m	堰規模:堰高0.5m、堰長15.0m
河川占用面積	—	478.23m <sup>2</sup>	—
自動倒伏水位	0.70 m	0.98 m	0.42 m
構築物	建屋:RC造地下1階付平屋建	建屋:RC造地下1階付平屋建	建屋:RC造地下1階付平屋建
床面積	348.99m <sup>2</sup>	428.55m <sup>2</sup>	383.56m <sup>2</sup>
用地面積	用地面積:1,241.85m <sup>2</sup>	用地面積:3,395m <sup>2</sup> (所有地)	用地面積:1,885m <sup>2</sup> (所有地)
ポンプ設備	型式:横軸片吸込多段渦巻ポンプ 仕様:φ125×2.00m <sup>3</sup> /分 ×71m×45kW×3台	型式:横軸両吸込渦巻ポンプ 仕様:φ200×5.70m <sup>3</sup> /分 ×63m×110kW×4台	型式:横軸両吸込渦巻ポンプ 仕様:φ200×4.05m <sup>3</sup> /分 ×57m×75kW×4台
流量制御	ポンプ運転台数制御 ヘッダー管中心高EL=-1.24m	ポンプ運転台数制御 ヘッダー管中心高:EL=-1.9m	ポンプ運転台数制御 ヘッダー管中心高:EL=-2.1m
	受電電圧:6,600V 変圧器:200kVA×1基	受電電圧:6,600V 変圧器:750kVA×1基	受電電圧:6,600V 変圧器:500kVA×1基
契約電力	48 kW(H23.1)	177 kW(H23.1)	120 kW(H23.1)

施設名	比地取水ポンプ場	田嘉里取水ポンプ場	喜如嘉取水ポンプ場
河川名	比地川水系比地川(二級河川)	田嘉里川水系田嘉里川(二級河川)	外堀田川水系外堀田川(普通河川)
河川概況	流域面積18.81km <sup>2</sup> 、河川延長7.65km 取水対象流域面積6.1km <sup>2</sup>	流域面積8.91km <sup>2</sup> 、河川延長4.90km 取水対象流域面積5.4km <sup>2</sup>	流域面積4.93km <sup>2</sup> 、河川延長5.0km 取水対象流域面積3.5km <sup>2</sup>
取水口の位置	国頭村字半地209-3番地先(左岸)	大宜味村字田嘉里溝名原1140番地先(右岸)	大宜味村字喜如嘉外堀田原1028-1番地(右)
ポンプ場の位置	国頭村字半地209-3番地	国頭村字浜1049番地	大宜味村字喜如嘉1113番地
建設年度	昭和60年度(1985)	昭和57年度(1982)	昭和57年度(1982)
施設能力	日最大取水量:14,700m <sup>3</sup> /日 0.170m <sup>3</sup> /s	日最大取水量:19,900m <sup>3</sup> /日 0.230m <sup>3</sup> /s	日最大取水量:19,000m <sup>3</sup> /日 0.220m <sup>3</sup> /s
水利権許可	西系列水源開発の一環として水利処分 沖縄県指令土第1号、昭和62年1月5日	西系列水源開発の一環として水利処分 沖縄県指令土第1号、昭和62年1月5日	西系列水源開発の一環として水利処分 沖縄県指令土第1号、昭和62年1月5日
堰型式	重力式コンクリート	ゴム引布製起伏堰	ゴム引布製起伏堰
堰規模	堰規模:堰高0.5m、堰長36m	堰規模:堰高0.5m、堰長21.0m	堰規模:堰高0.4m、堰長10.5m
河川占用面積	35.66m <sup>2</sup>	827.75m <sup>2</sup>	—
自動倒伏水位	—	0.70 m	0.56 m
構築物	建屋:RC造地下1階付平屋建	建屋:RC造地下1階付平屋建	建屋:RC造地下1階付平屋建
床面積	303.32m <sup>2</sup>	335.40m <sup>2</sup>	335.40m <sup>2</sup>
用地面積	用地面積:1936.16m <sup>2</sup> (所有地)	用地面積:1,891m <sup>2</sup> (所有地)	用地面積:1,112m <sup>2</sup> (所有地)
ポンプ設備	型式:横軸片吸込渦巻ポンプ 仕様:φ150×2.55m <sup>3</sup> /分 ×49m×37kW×4台	型式:横軸両吸込渦巻ポンプ 仕様:φ200×3.45m <sup>3</sup> /分 ×47m×45kW×4台	型式:横軸両吸込渦巻ポンプ 仕様:φ200×3.30m <sup>3</sup> /分 ×39m×37kW×4台
流量制御	ポンプ運転台数制御 ヘッダー管中心高:EL=-1.75m	ポンプ運転台数制御 ヘッダー管中心高:EL=-3.16m	ポンプ運転台数制御 ヘッダー管中心高:EL=-2.5m
	受電電圧:6,600V 変圧器:300kVA×1基	受電電圧:6,600V 変圧器:300kVA×1基	受電電圧:6,600V 変圧器:300kVA×1基
契約電力	100 kW(H23.1)	93 kW(H23.1)	76 kW(H23.1)

施設名	我部祖河取水ポンプ場	満名取水ポンプ場	西屋部取水ポンプ場
河川名	我部祖河川(二級河川)	満名川水系満名川(二級河川)	屋部川水系西屋部川(二級河川)
河川概況	流域面積13.66km <sup>2</sup> 、河川延長3.7km 取水対象流域面積7.5km <sup>2</sup>	流域面積12.37km <sup>2</sup> 、河川延長4.0km 取水対象流域面積10.0km <sup>2</sup>	流域面積8.51km <sup>2</sup> 、河川延長1.9km 取水対象流域面積8.50km <sup>2</sup>
取水口の位置	名護市宇我我我我後原546-1番地先	本部町字伊野波364-3番地先(右岸)	名護市宇屋部石小堀1309-2番地先(左岸)
ポンプ場の位置	名護市宇我我我546-3	本部町字伊野波364-3番地	名護市宇屋部石小堀1311番地
建設年度	平成11年度(1999)	昭和57年度(1982)	昭和63年度(1988)
施設能力	日最大取水量:21,600m <sup>3</sup> /日 0.250m <sup>3</sup> /s	日最大取水量:23,300m <sup>3</sup> /日 0.270m <sup>3</sup> /s	日最大取水量:21,600m <sup>3</sup> /日 0.250m <sup>3</sup> /s
水利権許可	西系列水源開発の一環として水利処分 沖縄県指令土第1号、昭和62年1月5日	西系列水源開発の一環として水利処分 沖縄県指令土第1号、昭和62年1月5日	西系列水源開発の一環として水利処分 沖縄県指令土第1号、昭和62年1月5日
堰型式	ゴム引布製起伏堰	ゴム引布製起伏堰	ゴム引布製起伏堰
堰規模	堰規模:堰高0.6m、堰長19.0m	堰規模:堰高0.8m、堰長14.0m	堰規模:堰高0.5m、堰長14.1m
河川占用面積	827.54m <sup>2</sup>	716.48m <sup>2</sup>	548.23m <sup>2</sup>
自動倒伏水位	0.84 m	1.12 m	0.70 m
構築物	建屋:RC造地下1階 地上1階	建屋:RC造地下1階付平屋建	建屋:RC造地下1階付平屋建
床面積	663.84m <sup>2</sup>	427.60m <sup>2</sup>	435.31m <sup>2</sup>
用地面積	用地面積:1,530.17m <sup>2</sup>	用地面積:1,540m <sup>2</sup> (所有地)	用地面積:2,029.0m <sup>2</sup> (所有地)
ポンプ設備	型式:両吸込渦巻ポンプ 仕様:φ200×φ150×3.75m <sup>3</sup> /分 ×60m×75kW×4台	型式:横軸両吸込渦巻ポンプ 仕様:φ200×4.05m <sup>3</sup> /分 ×94m×110kW×4台	型式:横軸両吸込渦巻ポンプ 仕様:φ200×3.75m <sup>3</sup> /分 ×65m×75kW×4台
流量制御	ポンプ運転台数制御 ヘッダー管中心高:EL=-3.5m	ポンプ運転台数制御 ヘッダー管中心高:EL=-2.2m	ポンプ運転台数制御 ヘッダー管中心高:EL=-1.0m
電気設備	受電電圧:6,600V 変圧器:500kVA×1基	受電電圧:6,600V 変圧器:750kVA×1基	充電電圧:6,600V 変圧器:500kVA×1基
契約電力	116 kW(H23.1)	208 kW(H23.1)	132 kW(H23.1)

※流域面積及び河川延長は、沖縄県河川課河川指定調書(H20.4.1)より。

以下に各取水ポンプ場（取水堰）の写真を掲載する。

①宇嘉 H13.3 撮影



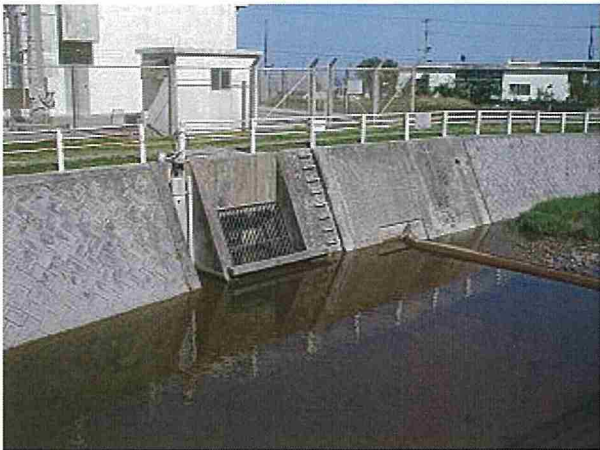
②辺野喜 完成直後 S61.10（左）、H13.3 撮影（右）



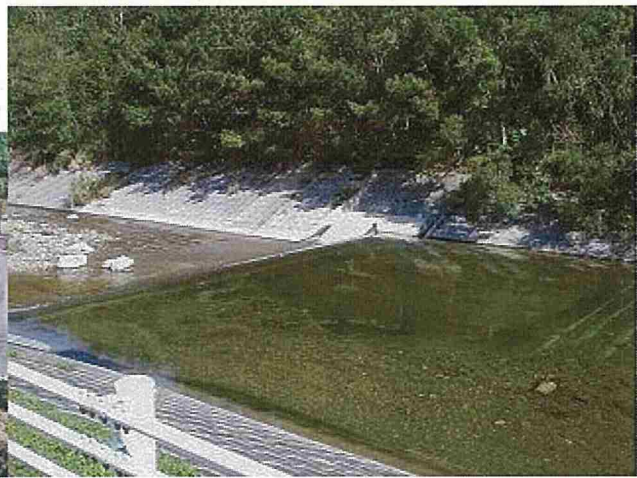
③佐手 完成直後時（左）、H13.3 撮影（右）



④佐手前 H13.3 撮影



⑤与那 H13.3 撮影 (右)



⑥宇良 H13.3 撮影



⑦比地 西系列唯一の固定堰 H13.3 撮影



⑧田嘉里 H13.3 撮影



⑨喜如嘉 H13.3 撮影





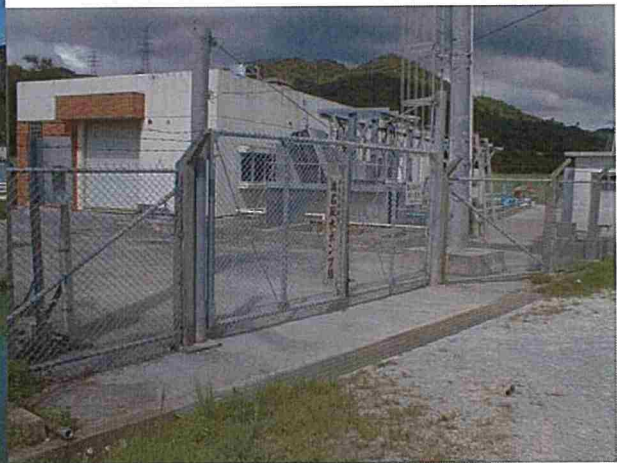
⑩我部祖河 完成直後時（左）、H13.3 撮影（右）



我部祖河取水ポンプ場

施設能力：21,600m<sup>3</sup>/日

⑪満名 H13.3 撮影



⑫西屋部 完成直後（左）、H13.3 撮影（右）



西屋部ポンプ場



### 3.1.2 河川取水ポンプ場の設計

#### (1) 調査設計フロー

河川取水ポンプ場の調査、設計のフローは以下の通り。

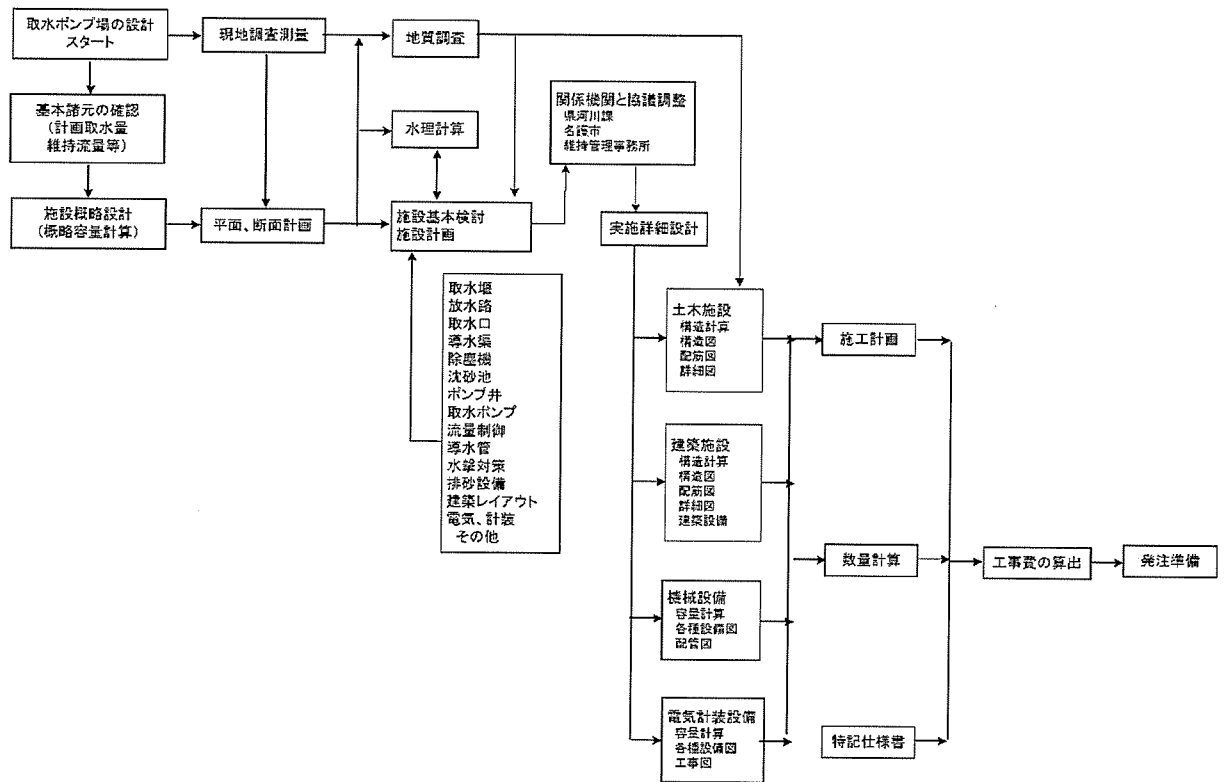


図-3.1.2 取水ポンプ場の調査設計フロー

典型的な取水ポンプ場の設計例として、西屋部川のポンプ場の設計について示す。

#### (2) 西屋部取水ポンプ場の設計

##### ① 設計範囲

西屋部取水ポンプ場の設計範囲は、名護市宇屋部地内の西屋部川左岸に取水ポンプ場を新設し、名護市道下に敷設された既設導水本管に接続するまでを対象とし、主要な施設は、取水堰、取水口、導水渠、除塵機、沈砂地、ポンプ井、ポンプ施設、導水管、管理棟及び電気計装設備等からなり、遠方監視制御設備による無人施設である。設計に当たっては、同系列の既設ポンプ場の運転状況を考慮した。

##### ② 設計諸元

###### 1) 位置

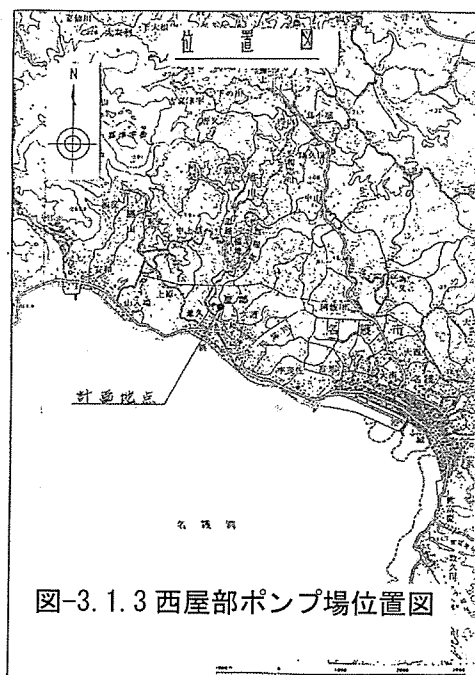


図-3.1.3 西屋部ポンプ場位置図

沖縄県名護市宇屋部地内（西屋部川河口より約1,090m 地点左岸）

2) 河川の名称

二級河川屋部川水系西屋部川

3) 目的

西屋部取水ポンプ場は、西系列水道水源開発事業の一環として計画するものである。

4) 取水量

計画最大取水量:0.25m<sup>3</sup>/s、15.0m<sup>3</sup>/min、=900m<sup>3</sup>/hr、=21,600m<sup>3</sup>/日

5) 主要施設の概要

主要施設の設計後の諸元を以表-3.1.1 に示した。これらの詳細については、③西屋部取水ポンプ場の設計で示した。

表-3.1.1 西屋部取水ポンプ場 主要施設の設計値

主要施設	諸元	備考
1. 取水堰	形式:ゴム引布製起伏堰、寸法: B=14.10m、H=0.50m	
2. 放水路	B=1.00m、L=4.00m、放流口寸法: B=0.70m、H=0.15m	
3. 取水口	B=2.00m、H=0.85m、電動ゲート(B=1.00m、H=1.00m)	
4. 導水渠	形式:鉄筋コンクリート造り、B=1.00m、H=1.50m、(水深H=0.313m)	
5. 取水口ゲート及び排砂柵	取水口ゲート:電動ゲート、B1.00m×H1.00m、排砂柵: B=1.60m、D=2.00m、H=3.80m×1池	
6. 自動除塵機	台数: N=1台、形式:回転式ネットスクリーン、除塵能力: 0.5t/h、水路幅: 1.0m、目幅: 5mm、電動機: 0.75kW×440V×60Hz	
7. 沈砂地	形式:地下式鉄筋コンクリート造り、寸法: B=2.75m、L=15.50m、H(H.W.L)=2.65m、H(L.W.L)=2.15m、池容量: V=225m <sup>3</sup> 、T=15分間、池数: N=2池	
8. ポンプ場計画地盤高	本取水ポンプ場は西屋部川に隣接して建設されることから、計画地盤高は、西屋部川の計画堤防高以上としてEL.+4.70mとする。	
9. ポンプ井	形式:地下式鉄筋コンクリート造、寸法: B=6.90m、L=23.50m、H(有効水深)=2.87m、有効容量: V=450m <sup>3</sup> (=15m <sup>3</sup> /min×30min)、池数: N=1池	
10. 導水管(支管)	管種:ダクタイル鋳鉄管(K形3種)、φ400mm、L=250m	
11. 取水ポンプ	台数: N=4台、形式:両吸込渦巻ポンプ、口径: φ200×150、吐出量: 3.75m <sup>3</sup> /min、全揚程: 65m、電動機: 75kW×440V×4P×60Hz	
12. 流量制御方式	形式:インライン・スリーブ型、台数: N=1台、口径: φ350mm、使用圧力: 1~10kg/cm <sup>2</sup> 、流量範囲: 3.75m <sup>3</sup> /min~15.0m <sup>3</sup> /min、電動機: 0.4kW×440V×60Hz	
13. 水撃防止対策	フライホイール式	
14. 排砂及び砂分離装置	定置式水中サンドポンプ方式、サイクロン方式	
15. 建築施設	(建築施設の設計概要を参照)	
16. 機械設備	(機械設備の設計概要を参照)	
17. 電気計装設備	(電気計装設備の設計概要を参照)	
18. 水理計算	取水口~ポンプ井まで水理計算のチェック	
19. 水理計算	導水管の水理計算(必要揚程の算定)	



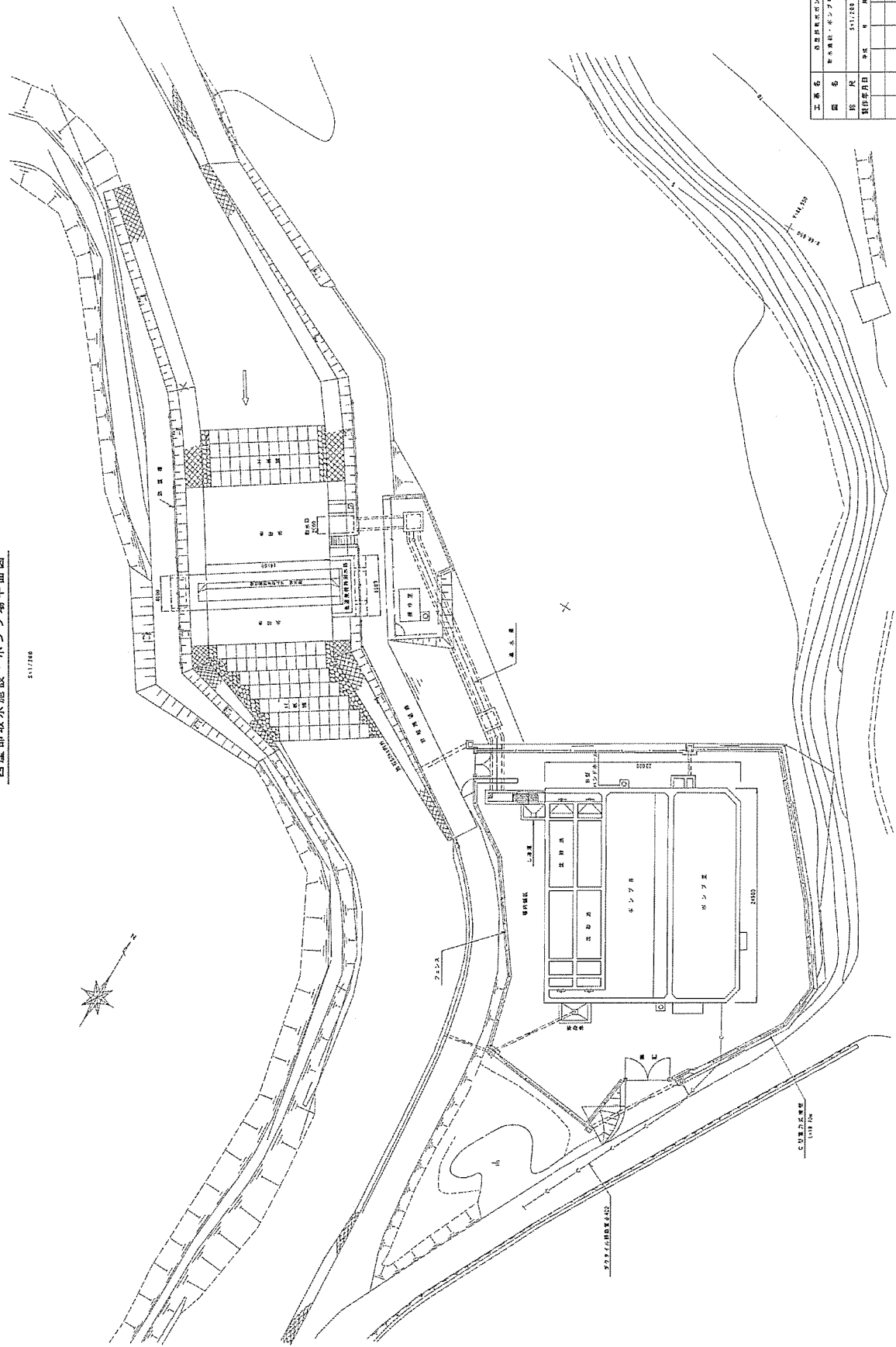
西屋部取水ポンプ場

6) 主要図

西屋部取水ポンプ場の主な設計図面として、全体平面図、水位高低図、計画フローシート、揚程縦断図を示す。

西屋部取水施設・ポンプ場平面図

5/17/86



工務名	西屋部取水施設
図名	西屋部取水施設平面図
図尺	5/17/86
設計者	〃
監理者	〃
承認者	〃
作成者	〃
作成日	〃
作成場所	〃

図-3.1.4 西屋部取水施設 全体平面図

沖繩県企業局

西屋部川水位高低計画図  
4-1720

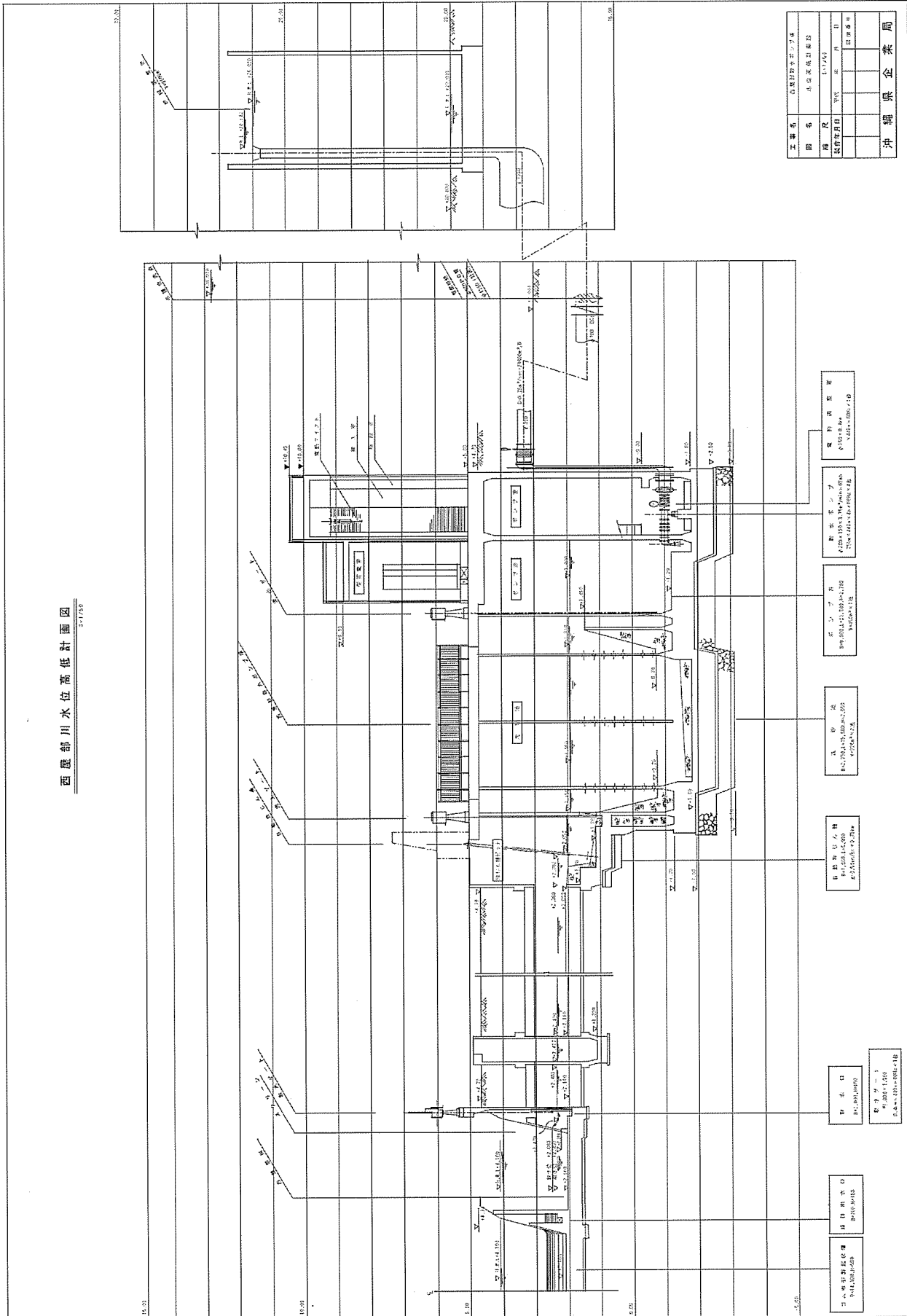


図-3.1.5 西屋部取水ポンプ場 水位高低計画図

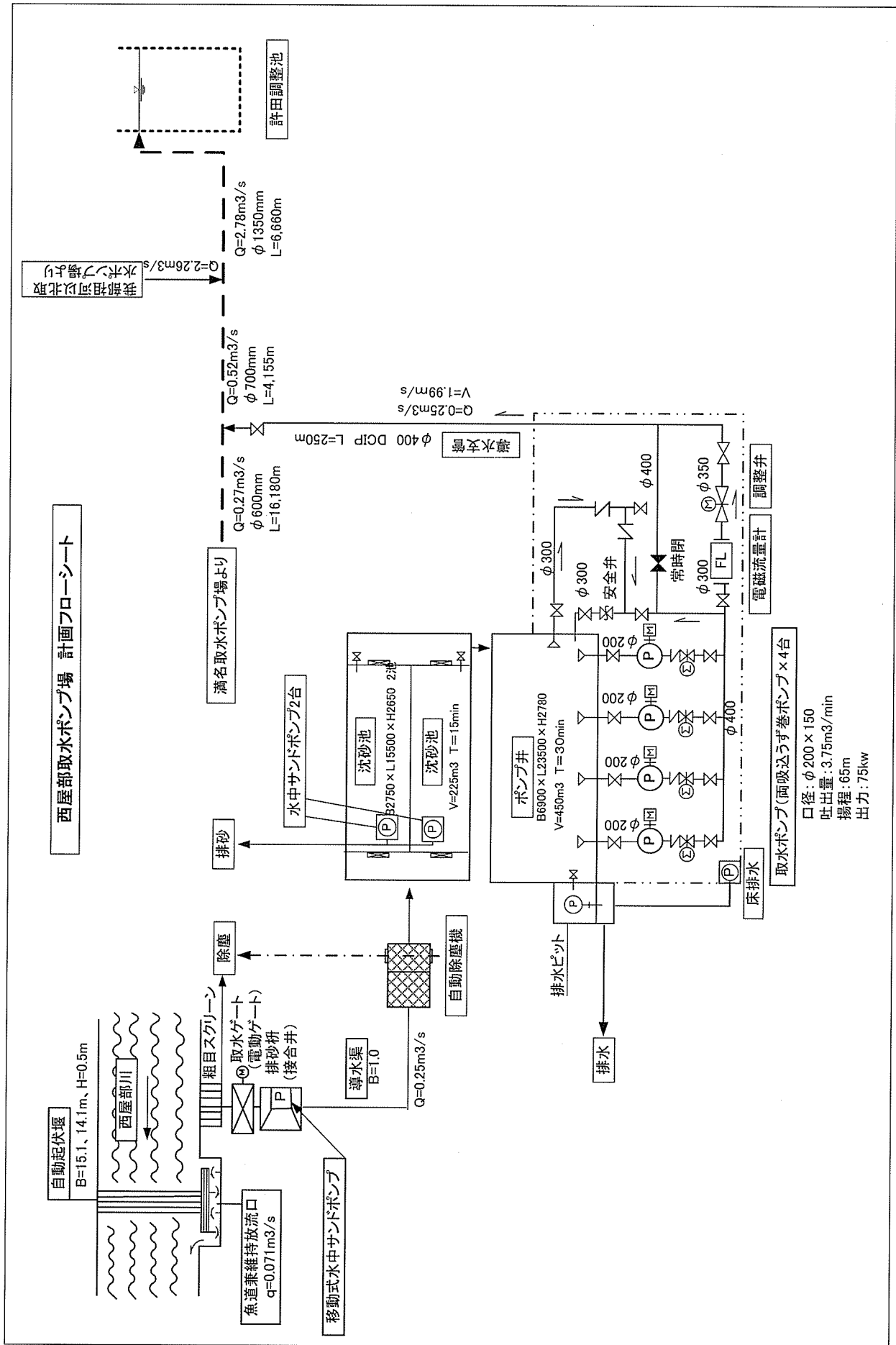


図-3.1.6 西屋部取水ポンプ場 計画フローチャート



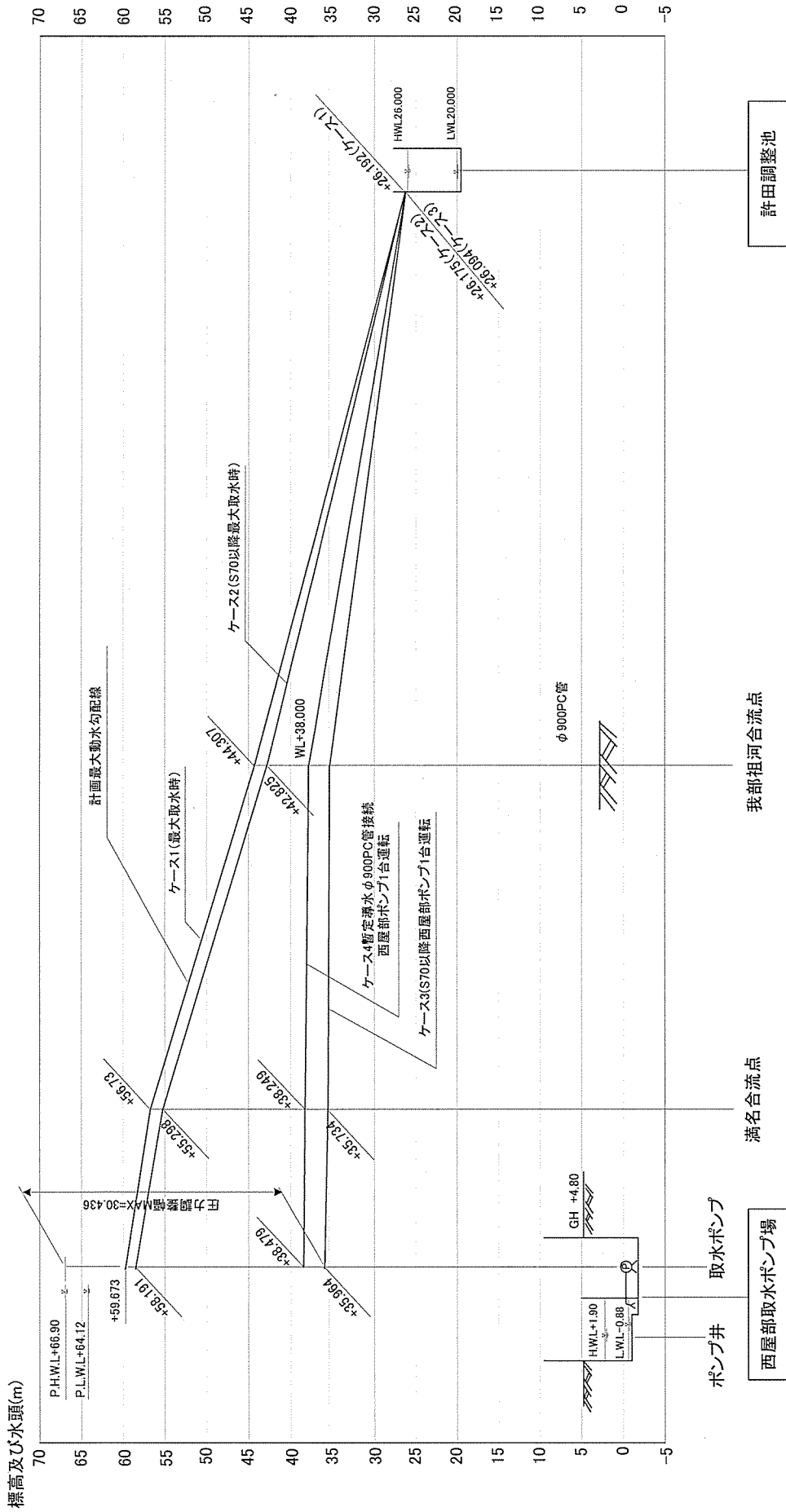


図-3.1.7 西屋部取水ポンプ場～許田調整池 揚程縦断面図

③ 西屋部取水ポンプ場の設計

1) 基本事項の整理

a. 計画最大取水量

西屋部川の平均年（S28年～S54年）において95日流量（豊水流量）時に取水可能な量を計画最大取水量として、次の量を取水する。これは、他の取水ポンプ場の取水規模と整合を図った。

$$Q=0.250\text{m}^3/\text{s}=15.0\text{m}^3/\text{min}=900\text{m}^3/\text{hr}=21,600\text{m}^3/\text{日}$$

b. 河川維持流量（取水制限流量）

取水の有無に関わらず、常時次の水量を放流できる施設とする。

$$Q=0.071\text{m}^3/\text{s}$$

c. 取水方式

取水堰と取水口による表流水取水

d. 取水地点

取水堰 西屋部川 N021+40（河口から約1,090m地点）

取水口 西屋部川 N021+46（河口から約1,096m地点）

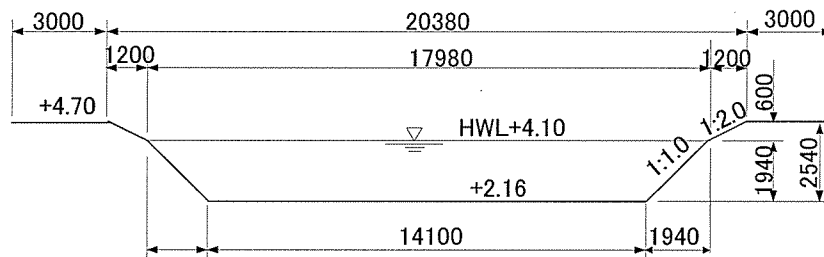
e. 河道条件

取水施設設置個所の河道条件は、河川管理者と協議の上決定した。取水施設設置個所においては所定の改修計画の河道とし、当該区間の上下流を現況河道に摺り付けるものとした。（当該地点では、1.3mの堤防嵩上げを行う予定で、本設計においても考慮。）

f. 西屋部河川河道諸元

i. 諸元（余裕高=0の場合）

計画位置	N0 21.40m 付近
計画高水流量	$Q=117\text{m}^3/\text{s}$ ( $195\text{m}^3/\text{s}\times 60\%$ )（県河川課協議決定事項）
〃 高水位	+4.10m（天端高+4.70m）
〃 河床高	+2.16m
〃 堤防高	+4.70m
〃 河床勾配	$i = 1/300$
〃 横断面図	



ii. 流量計算（Manning式による  $n=0.03$ ）

$$A = (17.98 + 14.10) \times 1/2 \times 1.94 + (17.98 + 20.38) \times 1/2 \times 0.60 = 42.626\text{m}^2$$

$$P = 14.10 + 2 \times (1.94^2 + 1.94^2)^{0.5} + 2 \times (0.6^2 + 1.20^2)^{0.5} = 22.270\text{m}$$

$$R = 42.626 / 22.270 = 1.914\text{m}$$

$$V = 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2} = 1/0.03 \times 1.914^{2/3} \times (1/300)^{1/2} = 2.967 \text{ m/s}$$

$$Q = A \cdot V = 42.626 \times 2.967 = 126.471 \text{ m}^3/\text{s} > 117 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 2) 取水堰

### a. 堰型式の検討

取水堰として一般に用いられている以下の3案について比較検討を行う。

#### A案：可動堰と固定堰の複合

取水口側に土砂の排砂を兼ねた可動堰を設置する。

#### B案：全門可動堰（鋼製転倒ゲート）

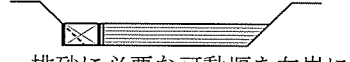
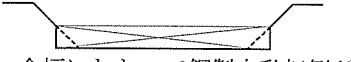

全幅にわたり、鋼製転倒ゲートとする。

#### C案：全門可動堰（ゴム引布製起伏堰）

全幅にわたり、ゴム引布製起伏堰とする。

また、比較検討に当たっての堰規模については、西屋部川の改修計画河道である底幅 14.1m を径間として検討する。次に比較検討表を掲げる。

表-3.1.2 堰形式比較表

堰型式比較表			
項目	型式		
	A 案	B 案	C 案
概要及び正面図	 ・排砂に必要な可動堰を左岸に配置し、その他は固定堰とする。	 ・全幅にわたって鋼製自動転倒ゲートとする。	 ・全幅にわたってゴム引布製起伏堰とする。
治水性及び河川への影響	・一部可動堰があるが大部分が固定堰の為治水性はある。(特殊な小河川以外は河川管理施設構造令上問題がある)	・治水上問題はない。 ・河床にゲートを埋伏する為河床に30~40cmの落差が必要 ・通水断面を有害しない為、長方形断面としなければならない。	・治水上問題はない。 ・河道への影響が少なく、最も治水性が良い。
適用河川	・はんらんの恐れがない溪流河川 ・土砂流の少ない河川 ・河川法上の適用を受けない小河川	・急流河川 ・土砂流の少ない河川 ・落差工のある河川 ・酸性度の低い河川	・緩流河川 ・汚水河川 ・河口防潮堰 ・軟弱地盤の井堰 ・長径間を必要とする井堰
利水及び操作性	・固定堰部が大きい為、常に河川水はかさ上げ状態にあり取水性は良い。 ・河床勾配が大きい場合排砂も速やかで問題ない。 ・可動堰部が小さい為操作性は良い	・A案に比べ排砂性は良い。 ・C案に比べ止水性はやや劣る。 ・操作、応答性は最も優れている。	・排砂性は良い ・止水性は最も優れている ・倒伏時、流れの集中減少が生じて制御性が悪くなる場合がある。
工事費	・やや高価	・高価	・安価
維持管理費	・やや安価(固定部の堆積土砂搬出)	・高価(油圧機構、塗装等メンテナンス)	・安価(機構が簡易、堰体はメンテナンスフリー)
工期	・長期	・長期	・短期
総合評価	・河川構造令上不適	×	・経済性が劣る
			△
			・規模的に適合する
			◎

本計画では下記の理由によりゴム引布製起伏堰とした。

- ・河川規模、堰規模共本計画に適合している。
- ・同系列の既設ポンプ場の堰型式と同じであり、保守管理に慣れており、また当形式の堰で不都合は生じていない。
- ・耐塩性に優れており地域的に適合している。
- ・河川に与える影響が最も少ない。
- ・最も経済的である。

b. 堰諸元の検討

i. 堰高の決定

取水堰(ゴム引布製起伏堰)の設置位置における計画河道の流下能力は、約126.47m<sup>3</sup>/sであり、そのときの水深は2.54mである。

河川管理施設等構造令によれば、起伏堰の場合水深の1/2すなわち、堰高1.27mまで可能であるが、堰が万一倒伏しない場合にあっても上流への背水の影響を最小限におさえる為、本計画では堰高を0.5mとする。

ii. ゴム引布製起伏堰倒伏時の流下量

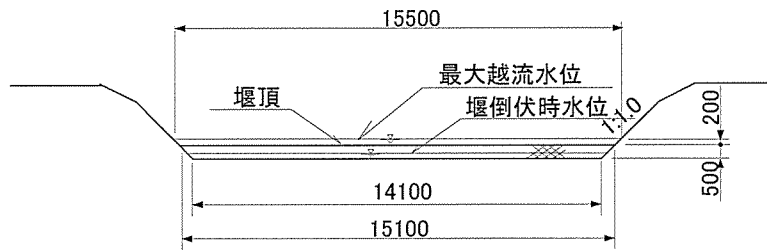
堰越流水深は、一般に「ゴム引布製起伏堰技術基準（案）」によれば、最大越流水深の標準値は空気膨張式の場合、0.2H (H=2 堰高) とされている。これに対し沖縄県企業局においては、種々検討の結果 0.4H まで越流水深を調整することが可能な構造としている。よって本計画においても 0.4H を採用する。

取水堰高  $H=0.5\text{m}$

倒伏時最大越流水深  $h_{mx}=0.5\text{m}\times 0.4+0.50=0.70\text{m}$

・最大越流水深時の河川流量

堰直上において限界水深が発生しているものとして検討する。



限界水深  $H_c$  の一般式

$$Q_c = (g \times B^2 \times H_c^3)^{0.5} \quad H_c = (Q^2 / (gB^2))^{1/3} \text{より}$$

ここに、 $Q_c$  : 越流量  $\text{m}^3/\text{s}$

$B$  : 水面幅 = (14.8m)

$H_c$  : 越流水深 = (0.20m)

$$Q_c = (4.8 \times 15.3^2 \times 0.20^3)^{0.5} = 4.284\text{m}^3/\text{s}$$

・堰倒伏後の水位

等流計算によりマンニングの平均流速式を用いて上記計算結果の最大越流水時流量  $Q_c = 4.284\text{m}^3/\text{s}$  に対応する堰倒伏後の河川水位を求める。

粗度係数  $N=0.03$

河川勾配  $I=1/300$

仮定水深  $h=0.331\text{m}$

$$A = (0.331 \times 2 + 14.10 \times 2) \times 1/2 \times 0.331 = 4.777 \text{ m}^2$$

$$P = 0.331 \times 2^{0.5} \times 2 + 14.1 = 15.036 \text{ m}$$

$$R = 4.777 / 15.036 = 0.318$$

$$I = 1/300 = 0.00333$$

$$V = 1/0.030 \times 0.318^{2/3} \times 0.00333^{1/2} = 0.897 \text{ m/s}$$

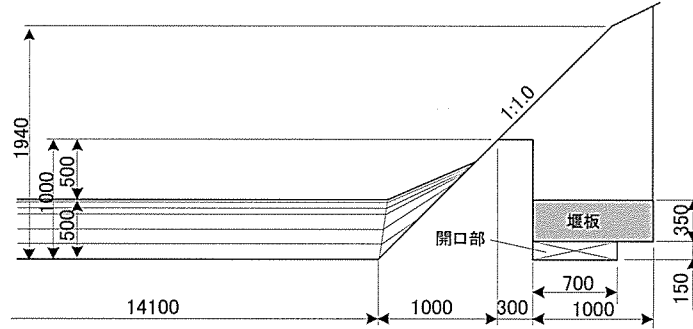
$$Q_0 = 4.777 \times 0.897 = 4.284\text{m}^3/\text{s} = Q_c$$

よって倒伏後の河川水深は 0.331m となる。

3) 放水路 (維持用水放流口の検討)

河川維持流量として、 $Q=0.071\text{m}^3/\text{s}$  を放流する。

形状は魚道との兼用を考慮して下図のとおりとする。



放流口の高さは、魚が自由に通過できる高さとして魚巣ブロックの標準孔径の 15cm を採用する。

この時、オリフィスとして計算すると、

$$Q = \frac{2}{3} \times C \times (2g)^{0.5} \times b (h_2^{1.5} - h_1^{1.5}) \text{ より}$$

$$0.071 = \frac{2}{3} \times 0.6 \times (2 \times 9.8)^{0.5} \times b \times (0.15^{1.5} - 0.00^{1.5})$$

$$b = 0.69$$

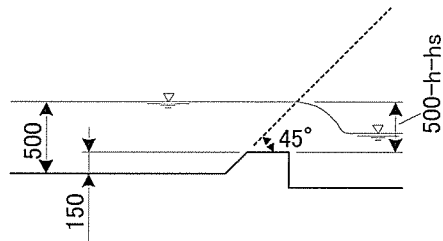
∴  $b = 0.70\text{m}$  とする。

この時のオリフィス部での流速は、

$$V = Q/A \times 0.071 / 0.07 / 0.15 = 0.68\text{m/s} \text{ であり、十分、魚の通過できる流速と考えられる。}$$

4) 取水口 (取水口寸法の検討)

a. 堰起立時越流量の計算



i. スクリーンによる損失水頭 ( $h_s$ )

$$h_s = f \times V^2 / (2g)$$

$$f = B \times \sin \theta (t/b)^{4/3}$$

ここに  $f$ : 損失係数

$V$ : 流速 (0.8m/s)

$B$ : バー形状による係数 (長方形=2.34)

$\theta$ : バーの傾斜角 ( $45^\circ$ )

$t$ : バー幅の (9mm)

b:バー間隔 (100 mm)

$$f = 2.34 \times \sin 45^\circ (9/100)^{4/3} = 0.067$$

$$h_s = 0.067 \times 0.8^2 / (2 \times 9.8) = 0.0022$$

ごみ等を考慮して3倍程度を見込む

$$h_s = 0.0022 \times 3 \approx 0.007\text{m}$$

ii. 取水口越流量 (堰起立時)

$$Q = C \cdot B \cdot h_m^{1.5}$$

ここに B:越流幅

Q:越流量 (最大取水量 0.25m<sup>3</sup>/s)

C:流量係数 = (1.8)

h<sub>m</sub>:越流水深

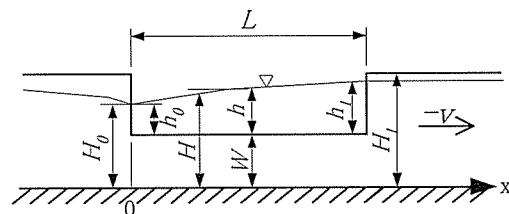
$$h_m = a_s - h - 0.007h_s = 0.493 - h$$

$$B = 0.25 / (1.8 \times (0.493 - h)^{1.5})$$

取水口堰高 h <sub>m</sub>	取水口幅 B <sub>m</sub>
0.00	0.401
0.05	0.471
0.10	0.564
0.15	0.691
0.20	0.876

b. 堰倒伏時取水口の幅の算定

越流量の検討は、Forchheimer (フォルヒハイマー) の横越流式を使用する。



横越流せき記号説明

$$Q_w = C_2 L ((h_0 + h_1)/2)^{1.5}$$

ここに Q<sub>w</sub>:横越流量 (m<sup>3</sup>/s)

C<sub>2</sub>:流量係数 = (1.901)

※ h<sub>0</sub>、h<sub>1</sub>:せきの上下流端における越流水深 (m)

((h<sub>0</sub>+h<sub>1</sub>)/2) = 0.331 - W とする。

$$L = 0.25 / (1.901 \times (0.331 - w)^{1.5})$$

取水口堰高 W <sub>m</sub>	取水口幅 B <sub>m</sub>
0	0.691
0.05	0.883
0.10	1.185
0.15	1.708
0.20	2.774

※河川流量 $\div 4.3\text{m}^3/\text{s}$  に対し取水量 ( $0.25\text{m}^3/\text{s}$ ) が小さいことから、河川水面の低下はないものとして、 $hw \div h_1$  とする。

### c. 取水口寸法の決定

前項までの検討結果より、計画最大取水量  $0.25\text{m}^3/\text{s}$  を取水するための取水口堰高と幅の関係は、種々の組合せが考えられる。

取水口前面での土砂の堆積並びに取水時に砂の流入を防止する意味から取水口堰高を  $h=0.15\text{m}$  とすると取水口の必要幅は、堰起立時で  $B=0.691\text{m}$ 、堰倒伏時で  $B=1.708\text{m}$  となる。

本計画では、堰倒伏時においても計画最大取水量を取水可能な施設としているので、最小必要幅は  $B=1.708\text{m}$  となるが塵芥等による閉塞も考えられることから 20%程度の余裕を考慮して  $B=2.00\text{m}$  とする。

## 5) 導水渠

取水口より沈砂地に至る導水渠は、樋管部、取水ゲート室及び除塵機ピット部より構成される。導水渠内においては、砂の堆積を避けることから、流速は、水路内面が摩耗されない程度に早めることが望ましく、また、水路中間部においての断面変化は、堆砂の原因や損失水頭の増加を招くことになるので極力避けるべきである。一般に導水渠(コンクリート水路)の流速の範囲は、 $0.3\text{m}/\text{s} \sim 3.0\text{m}/\text{s}$  とされている。

ここで粒径  $3\text{mm}$  程度以下の砂を対象に堆砂の掃流流速を求めると、(限界流速式より)

$$V = \sqrt{(8\beta / f \times g \times d \times (S - 1.0))}$$

ここに  $V$  : 限界流速 ( $\text{m}/\text{s}$ )

$\beta$  : 定数=0.05

$f$  : 摩擦抵抗係数=0.03……コンクリート

$d$  : 粒径 ( $\text{m}$ )

$S$  : 砂粒の比重=2.65

$$V = \sqrt{(8 \times 0.05 / 0.03 \times 9.8 \times 0.003 \times (2.65 - 1.0))} = 0.80\text{m}/\text{s}$$

これより導水渠の幅を  $B=1.0\text{m}$  とすると、有効水深は、 $Q=B \cdot h \cdot v$

より  $h=0.25/1.0 \times 0.8=0.313\text{m}$  となる。

また、暗渠部について維持管理を考慮した最少寸法として高さを  $H=1.5\text{m}$  とする。

## 6) 取水口ゲート及び排砂柵

施設内(池部)の維持管理時等に河川水の流入を停止するため、電動制水ゲートを設ける。本ゲートは、河川水が高濁度または、水質に異常をきたした場合、自動または遠方操作で閉塞でき、また、事後は開放できる型式とする。

排砂柵は、導水渠中の比較的粗い土砂等を流速の低下により滞留させ、可搬式サンドポンプで除去することにより、除塵機ピット内での堆砂を防ぐ。

### 1) 取水口ゲート



形式 電動ゲート B1.00m×H1.00m

2) 排砂機

B=1.60m、D=2.00m、H=3.80m×1池（維持管理用として同形状の人孔を導水渠の中間に1個設ける）

7) 自動除塵機

防塵方式には、一般に次のようなものがある。

1) 手掻き式

バースクリーン等で捕捉したゴミ等を人力で熊手により掻き揚げる方式。

2) 機械式

エンドレスチェーンにネットまたは複数のレーキを取り付けて連続的に掻き揚げる方式

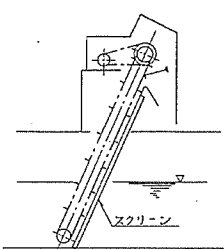
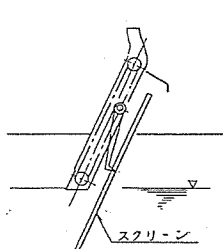
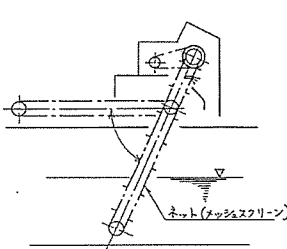
3) 間欠式

ワイヤーロープ、チェーンまたはラックギヤでレーキを上下させて掻き揚げる方式

本計画では、無人運転が条件であり、かつ、水面が低位置であることから機械式とする。

形式としては、一般に用いられる次の3形式について検討した。各項目を総合的に判定し、最も適合する回転式ネットスクリーンを採用する。

表-3.1.3 自動除塵機の比較検討表

	チェーン式バースクリーン	ピンラック式バースクリーン	回転式ネットスクリーン
略 図			
構造及び特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>・本機はバースクリーンの流入方向側にチェーンに固定されたレーキを取り付けてあり、チェーンが回転することにより、固定されたスクリーンの目の間をツメ付レーキが上昇しゴミを取る。</li> <li>・バースクリーンを利用するため浮遊物の形状によっては通過するものも多い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・本機は熊手形状したレーキが駆動装置とともにピン歯車とかみ合いながら、上昇、下降する。駆動部が水上にあるため維持管理に有利である。</li> <li>・同左</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・本機は網状のネットをエンドレスに取り付け、チェーンにて回転する。ネットにより捕捉された浮遊物はシャワーにより水とともに排出トラフに落ち鋼カゴ等で改修する。スクリーンの形状は左記2種の形状と異なり、枯葉、木片などの除去が可能である</li> </ul>
長所短所	<ul style="list-style-type: none"> <li>・掻き揚げが連続的に可能で掻き揚げ量が多い。</li> <li>・浮遊物の形状の制約があり粗大なものスリットを通過するようなものは掻き揚げできない。</li> <li>・スクリーンがSS製で腐食性に劣る。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・機械部分が水上にある。</li> <li>・同左</li> <li>・同左</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・掻き揚げが連続的に可能で掻き揚げ量が多い。</li> <li>・水中部を吊り上げて補修可能。</li> <li>・ろ過面にステンレス網を使用しているため耐食性に優れる。</li> <li>・ろ過面の目幅が小さく、微細な塵芥まで除去可能。</li> </ul>
実績及び用途	実績は多い。下水に多い。	実績が多くなって来ている。下水に多い。	実績は比較的少ない。上水に多い。
西屋部ポンプ場への適用	<ul style="list-style-type: none"> <li>・バースクリーンなので微細な塵芥は捕捉できない。</li> <li>・耐食性に劣る。</li> </ul>	・同左	<ul style="list-style-type: none"> <li>・取水口に荒目のスクリーンがあり粗大な塵芥はないものと考えられ適する。</li> </ul>
総合評価	△	△	○

## 8) 沈砂池 (形状寸法の検討)

a. 計画水量  $Q=0.25\text{m}^3/\text{s}=15.0\text{m}^3/\text{min}$

b. 池有効寸法

$B=5.50\text{m}$ 、 $L=15.50\text{m}$ (仮定値)

除去対象砂粒子:  $0.08\text{mm}$ (沈降速度  $0.6\text{m/s}$ )

滞留時間: 15 分間

池容量:  $15.0 \times 15 = 225.0\text{m}^3$

有効水深: (H. W. L.) =  $2.65\text{m}$

〃 : (L. W. L.) =  $2.15\text{m}$

所要水面積:  $225.0 / 2.65 = 85.0\text{m}^2$

池内平均流速  $V$  : (L. W. L.) =  $(0.25 / 5.50 / 2.15) \times 100 = 2.11\text{cm/s}$

(H. W. L.) =  $(0.25 / 5.50 / 2.65) \times 100 = 1.72\text{cm/s}$

池の必要長さ(L):  $L = \text{池の長さ(m)}$

$H = \text{有効水深 (H. W. L. } 2.65\text{m} = \text{L. W. L. } 2.15\text{m)}$

$L = K(H/u \cdot V)$

$u = \text{除去する砂の沈降速度} = 0.6\text{cm/s}$

$V = \text{池内平均流速 (cm/s)}$

$K = \text{係数} = 2.0$

$L(\text{H. W. L.}) = 2.0 \times (2.65 / 0.6 \times 1.72) = 15.2\text{m}$

$L(\text{L. W. L.}) = 2.0 \times (2.15 / 0.6 \times 2.11) = 15.1\text{m}$

(構造上  $L = 15.5\text{m}$  とする。)

池幅 :  $B = 85 / 15.5 = 5.48 \approx 5.50\text{m}$

c. 池数

隔壁にて分割して  $N = 2$  他とする

## 9) ポンプ場計画地盤高

本取水ポンプ場は西屋部川に隣接して建設されることから、計画地盤高は、西屋部川の計画堤防高以上とする。

ポンプ場敷地と接する計画堤防高は、上流側 (N021+20.0) が  $4.46\text{m}$ 、下流側 (N020+40.0) が  $4.54\text{m}$  となっている。これより、ポンプ場内の計画地盤高を  $+4.70\text{m}$  とする。

## 10) ポンプ井

### 1) 有効容量

ポンプ井の容量が小さいとポンプの始動、停止が頻繁となり、電動機の過熱、弁類、始動機等の消耗が著しく、また、電力の損失が大きく不経済となる。

ここで、取水を完全に停止した場合、最初に停止するポンプの運転時間を最小  $15\text{min}$  として、計画最大取水量の 30 分間容量とする。(水道施設設計指針・解説)

$V=15.0\text{m}^3/\text{min} \times 30\text{min}=450\text{m}^3$  この時ポンプの起動頻度(T)を算定すると、

$$T=4 \cdot V/Q$$

ここに V : ポンプ井有効容量 ( $\text{m}^3$ )

Q : ポンプ吐出量 ( $\text{m}^3/\text{min}$ )

T : 起動頻度 (起動～停止～起動の時間 : min)

なお、ポンプ起動頻度 (T) は、流入水量 (q) とポンプ吐出量 (Q) の関係が  $q=Q/2$  となる時に最も激しくなり、上式はこの時の関係を示す。

$$T=4 \times 450/15.0=120\text{min} \text{ (全台同時に起動停止の場合)}$$

## 2) 形状寸法

池幅 : 6.9m、池長 : 23.5m、有効水深 : 2.78m

$$V=6.90\text{m} \times 23.50\text{m} \times 2.78\text{m} \div 450\text{m}^3$$

## 3) 池数

N=1 池

## 4) 水位

HWL: EL. 1.90m

LWL : EL. -0.88m

## 1 1) 導水管 (支管)

### 1) 流量

$$Q=0.25\text{m}^3/\text{s}$$

### 2) 管径

「水道施設設計指針・解説」より、

$Q=0.25\text{m}^3/\text{s}$  のときの経済的口径は  $\phi 450 \sim \phi 500$  となる。

ただし、本図表は年間を通じて一定量を揚水する導水管系である。本計画においては、最大取水量導水期間は年間 95 日程度であること、また、導水管径の延長も比較的短いため、当区間の損失水頭の全揚程に占める割合が小さいことから管径  $D=\phi 400$  とする。

### 3) 管内流速

$$V=0.25/(\pi/4 \times 0.4^2)=1.99\text{m/s}$$

### 4) 延長

ポンプ場より、名護市道下に敷設された導水本管までの距離  $L=250\text{m}$

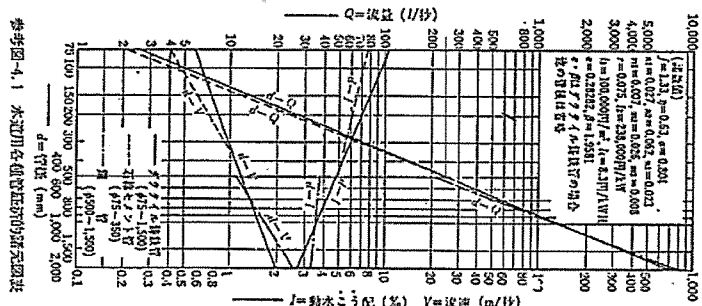
### 5) 管種

強度特性 (使用水圧  $10\text{kgf}/\text{cm}^2$  以下)、施工性、並びに耐久性 (塩害による腐食) 等を考慮して、ダクタイル鋳鉄管を使用する。

## 1 2) 取水ポンプ

### a. ポンプ形式の検討

水道用のポンプとして、一般的に使用されているのは、(1) 渦巻ポンプ、(2) 斜流ポンプ、(3)

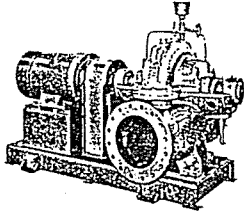

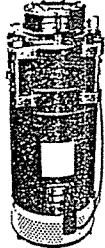


軸流ポンプの3種類であるが、通常揚程が20m以上または口径が200mm以下の場合には渦巻ポンプの適用範囲となる。

また、主軸の方向による形式として(1)横軸ポンプ、(2)立軸ポンプがあり、一般的傾向として横軸は陸上モーターポンプ、立軸は水中モーターまたは羽根車が水没した形式が多い。

概略設計によると、ポンプの規模が $Q=3.75\text{m}^3/\text{min}$ 、 $H=65\text{m}$ であることから、適合するポンプ形式として代表的な3タイプ(横軸両吸込渦巻ポンプ、立軸多段斜流ポンプ、水中モーターポンプ)について比較検討を行った。検討の結果、水撃対策上最も有利、保守点検が容易、ポンプの効率が良い、経済的に最も有利であることから、最適な形式として両吸込渦巻ポンプを選定した。

表-3.1.4 取水ポンプ形式の検討

比較案 項目	両吸込渦巻ポンプ	立軸斜流ポンプ (多段)	水中うず巻きポンプ (多段)	摘 要
ポンプの形状				
ポンプ特性 (比較回転度)	$N_s=100\sim700$	$N_s=250\sim800$	$N_s=120\sim250$	本計画の $N_s=110$ (P4 両吸込) $N_s=260$ (P4 多段(N=2))
ポンプ室面積	・据付面積は大きい	・据付面積は小さい	・据付面積は最も小さい	
ポンプ井、ポンプ室の高さ	・ポンプ井、ポンプ室共最も低い	・ポンプ井はやや深い ・ポンプ室は最も高くなる	・ポンプ井は最も深くなる ・ポンプ室はやや高くなる	
据付の難易	・容易である	・やや手数を要する	・容易である	
維持管理	・主要部がポンプ室内にあり点検、保守、組立、分解が容易	・電動機の保守点検は容易であるが、ポンプ部の保守点検は不便。また、組立分解は最も手数がかかる	・保守点検共に不便	
水理特性	・押込み方式の為キャビテーションの心配は少ない	・羽根車が常に水中にありキャビテーションの心配は少ない ・ポンプ井の形状によっては渦流が発生しL.W.Lでの湯水が不能になる場合がある	・羽根車が常に水中にありキャビテーションの心配は少ない ・渦流発生は立軸斜流より少ない	
騒音対策	・ポンプ電動機共地下室内であり騒音は外部に出ない	・電動機が地上ポンプ室の為、騒音対策が必要	・電動機、ポンプ共水中であり、騒音対策は不要	
水撃対策	・電動機の許容の $GD^2$ のフライホイールで本計画に対応可能	・軸受の構造上 $GD^2$ は $30\text{kg}\cdot\text{m}^2$ 程度のフライホイールが限界であり、本計画では別にサージタンクまたは圧力タンク等が必要。	・フライホイールの設置は困難であり、サージタンクまたは圧力タンクが必要(特殊な型式でフライホイール付きもある)	本計画の必要 $GD^2=50\text{kg}\cdot\text{m}^2$
水質の適応性	・常時空中であり腐食は少ない ・内部に軸受を有しないから、土砂等の異物に対し安全	・ポンプ部は常時水中にある為腐食されやすい ・水中軸受がある為、土砂等の異物の流入に対し、防塵対策が必要 ・浮遊砂が多い場合金属の磨耗が大きい。	・ポンプ、モーター共常時水中にある為、腐食されやすい ・水中軸受がある為、土砂等の異物の流入に対し、防塵対策が必要 ・浮遊砂が多い場合金属の磨耗が大きい。	河川表流水
ポンプの効率	約75~76%	約67~68%	約68~70%	
本ポンプ場への適合性	・水撃対策としてフライホイールにて対応できる為有利 ・耐腐食上有利であり、ポンプも堅固で耐久性がある ・保守点検が有利	・水撃対策として圧力タンク等が必要となる ・ポンプ井の水深を有効に用いる為には、渦流防止対策が必要	・水撃対策として圧力タンクまたはサージタンクが必要 ・ポンプ井がさらに深くなる	
設備費	安価	高価	やや高価	設備費及び建築費考慮
総合評価	◎	△	△	

b. ポンプ計画

i. 取水量

$$Q=0.25\text{m}^3/\text{s}$$

ii. 台数

「水道施設設計指針・解説」によれば、ポンプの台数は計画水量を基本として定まるものであるが、用途別、建設費、維持管理、運転動力費等を考慮して決定すべきであるとしている。

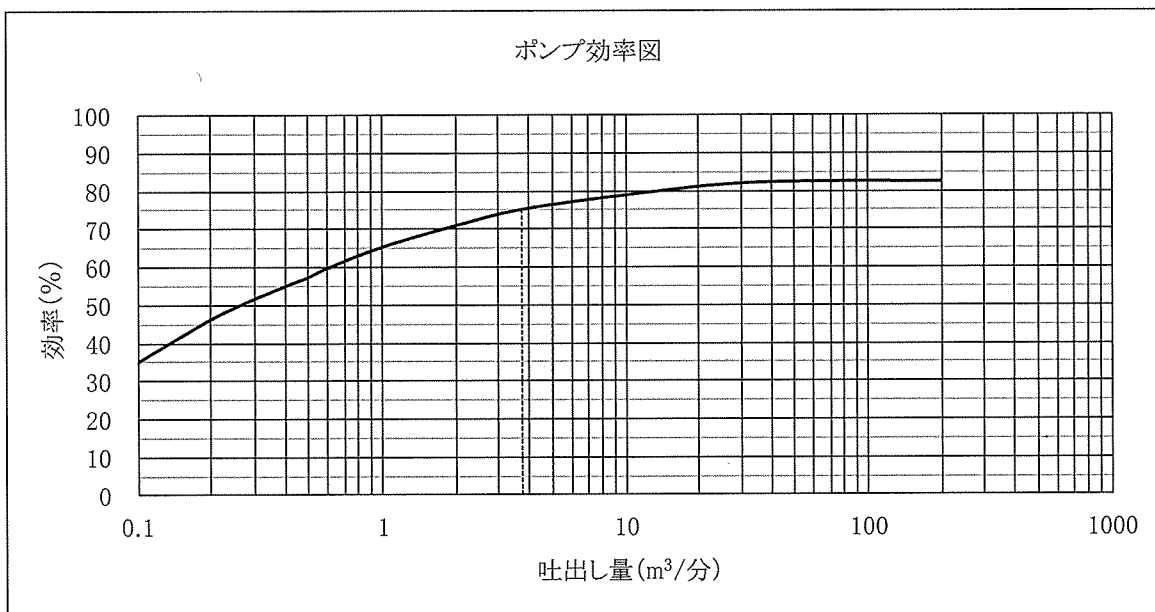
表-3.1.5 取水ポンプ、導水ポンプおよび送水ポンプの計画水量と台数

(水道施設設計指針・解説)

水 量 $\text{m}^3/\text{日}$	台数 ( ) 内は予備	台 数 計
2,800 ま で	1 (1)	2
2,500~10,000	2 (1)	3
9,000 以 上	3 (1) 以上	4 以上

西屋部取水ポンプ場は、 $21,600\text{m}^3/\text{日}$ の取水場であり同一容量のポンプを常用3台以上、予備1台計4台以上設置するのが望ましいが、本事業の全体計画では、1取水場のみ取水するのではなく、他の複数の取水場から取水する計画であり、ポンプの総台数が多く(40~50台)また、全台数同時運転する期間は、1年を通じて95日間の為、ポンプの故障による影響は比較的小さいと考え予備ポンプは設けないものとする。

ポンプ台数は、 $N=3$ 台の場合、 $Q=5.0\text{m}^3/\text{分}/\text{min}$ 、 $\eta=77\sim78\%$ 、 $N=4$ 台の場合  $Q=3.75\text{m}^3/\text{分}/\text{台}$ 、 $\eta=75\sim76\%$ と効率もほとんど差がなく、また、ポンプ井や調整池の容量的負荷を出来るだけ小さくするため設置台数は4台とする。



(水道施設設計指針・解説)

iii. 吐出量

$$15.0\text{m}^3/\text{min} \times 1/4 = 3.75\text{m}^3/\text{min}, 1\text{台}$$

iv. 口径

$$D = 146 \times (3.75 / (2.0 \sim 3.0))^{0.5} = 200 \sim 163\text{ mm}$$

故に、口径は、 $\phi 200\text{ mm}$ とする。

v. 全揚程

各年度計画における導水条件の内、ケース1（西屋部川=100%、満名川=100%、我部祖河以北=2.26m<sup>3</sup>/s）が最大揚程となることから、この時の必要揚程をポンプの全揚程とする。（導水管の水力計算参照）

・実揚程  $H_a$

$$\text{許田調整池} \quad H.W.L = +26.00\text{m}, L.W.L = +20.00\text{m}$$

$$\text{西屋部取水ポンプ場ポンプ井} \quad H.W.L = +1.90\text{m}, L.W.L = -0.88\text{m}$$

$$H_a = 26.00 - (-0.88) = 26.880\text{m}$$

・全揚程

$$H = \text{実揚程} + \text{導水管損失} + \text{弁曲管類損失} + \text{残留速度水頭}$$

$$= 26.880 + 33.481 + 4.447 + 0.192 = 65.000\text{m}$$

故に、全揚程を65.0mとする。

vi. 電動機出力

$$P_m = 0.163 \times Q \times H \times \gamma \times (1 + \alpha) / \eta$$

$$\text{ここに} \quad Q : \text{吐出量} \quad 3.75\text{m}^3/\text{min}$$

$$H : \text{全揚程} \quad 65\text{m}$$

$$\gamma : \text{液比重} \quad 1.0$$

$$\eta : \text{効率} \quad 0.75 \sim 0.76$$

$$\alpha : \text{電動機余裕} \quad 0.2$$

$$P_m = 0.163 \times 3.75 \times 65 \times 1.0 / (0.75 \sim 0.76) \times (1 + 0.2) = 63.6\text{kW} \sim 62.7\text{kW}$$

故に電動機の定格出力として75kWとする

vii. ポンプ仕様

形式 : 両吸込渦巻ポンプ（フライホイール付）

口径 :  $\phi 200\text{ mm}$

吐出量 :  $3.75\text{m}^3/\text{min}$

全揚程 : 65.0m

回転数 : 1,800rpm（同期速度）

電動機 : 75kW  $\times$  440V  $\times$  4p  $\times$  60Hz

台数 : 4台

### 1 3) 流量制御方式

#### a. 制御の目的及び条件

一般的に、流量（ポンプの運転状態）を制御する目的は、ポンプや原動機を安全かつ円滑に始動・停止させるとともに、ポンプの吐出量及びポンプ系管路の水圧を適正に保つことであり、施設全体から見ると制御することにより、取水の適正量を確保し、管内圧力あるいは、到達先（調整池）の水位を適正に保つことを目的としている。本計画における具体的な制御目的は、「適正で確実な取水」であり、これに付随して

- ・ポンプや電動機を円滑に且つ安全に運転する
- ・施設全体から見ての経済性を高める
- ・ポンプ井及び調整池の水位を適正に保つ

また、基本的な条件としては、以下の通りである。

- ・無人運転（完全自動運転）
- ・遠隔監視制御
- ・他取水ポンプ場と連携運転

#### b. 本計画における問題点

##### i. 取水量の安定性

平常時の河川流量が少量の為、流入量に比べポンプの揚水量が過大となり、常時定量を連続揚水することが困難である。

##### ii. 揚程変動

当計画では単管路で複数の取水場からの導水を圧送することから、最大取水時（全機場全台数運転）と最小取水時（1 機場 1 台運転）の管内圧力差が非常に大きい為、ポンプの定格範囲をオーバーし、安定した運転が得られない。

#### c. 流量制御方式の検討

上記の 2 項目の問題点について対策を検討した結果、揚程変動が非常に大きいことから回転数制御方式だけでは、1 機場単独運転時には取水量が低下する。本計画の運転制御方式は、「弁制御方式」または、「弁制御と回転数制御の併用方式」のいずれかを選定することとなるが、併用方式の場合、システムとして制御方法が複雑で且つ設備費が高価となることから、「弁制御方式」を選定した。弁制御方式として一般的に用いられている 4 つの形式（バタフライ弁、ロータ弁、オートバルブ、スリーブ型弁）を比較検討して決定した。比較検討の結果、次の理由により、スリーブ型弁を採用した。

- ・制御範囲が広い
- ・微調整が容易で確実な制御が可能である。
- ・本計画において調整弁のキャピテーション係数を求め検討した結果、バタフライ弁は不適。ロータ弁は許容限界で長期の使用に対し不安がある。

- ・オートバルブは無動力で圧力差のみで作動する機構であることから、定流量弁として使用する本計画のケースでは、ポンプ毎に計4台のオートバルブを設置しなければならず不経済である。また、ストレーナの設置が必要でスペース的に困難。

表-3.1.6 流量制御弁の比較

機種	バタフライ弁	ロート弁	オートバルブ	スリーブ弁
項目				
概要図				
流量特性				注文設計、製作のため特性はある程度自由に変わることができる。
構造	円板状の弁体に中心軸を設け、軸を回転することにより制御を行う。一般のバタフライ弁の様にゴムシートではなく、メタルシートを使用する。	円錐形の弁体に口径と同径の流水路を設けると共にその上下に弁体回転軸を設ける。リンク機構やネジを介して弁体を回転する事により制御を行う。	主弁直前のオリフィスで生じる差圧を利用して、定流量パイロットバルブの複合作動により主弁を開閉し、定流量制御と二次側圧力の自動制御を行う。	二重円筒構造をしていて、円筒に多数の穴を明け内側に噴出する水を、外筒を左右動作する事により制御を行う。
特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>・構造は非常に簡単である。</li> <li>・キャビテーション特性が良くない。</li> <li>・小開度の微調整が難しい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・弁本体の構造は簡単であるが、弁体を回転させるのにリンク機構やネジで行うため、駆動機構が複雑である。</li> <li>・全開時の流水路部は口径と同径であり障害物が無いため抵抗が小さい。</li> <li>・流量特性に優れている。</li> <li>・全開時に大きな操作が必要</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・無動力であるので停電時等の対策が必要である。</li> <li>・ゴミ等により自動機能が故障する恐れがありストレーナが必要である。</li> <li>・弁内部のパッキンが損傷しやすいので定期的に交換が必要で手間がかかる。</li> <li>・流量制御において段階的流量の自動制御は不可。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・構造は簡単である。</li> <li>・キャビテーションに対して優れた特性を有している。</li> <li>・制御範囲が広い。</li> <li>・騒音、振動が他の弁に比較して少ない。</li> <li>・微調整が容易である。</li> <li>・全開時の抵抗は他の弁に比較して大きい。</li> <li>・操作力が小さい。</li> <li>・流体に異物が多い場合は、ストレーナやドレーン配管をして、つまりのないようにする必要はある。</li> </ul>
許容キャビテーション係数 $\sigma$	長期使用の場合 3.0 短期使用の場合 1.5	長期使用の場合 1.5 短期使用の場合 1.1	長期使用の場合 1.0 短期使用の場合 0.5	長期使用の場合 0.4 短期使用の場合 0.2
弁通過許用流速(コントロール用)	8m/s	6m/s	6m/s	6m/s
許容Cv値	800 ( $\phi 350$ にて)	160 ( $\phi 350$ にて)	40 ( $\phi 350$ にて)	70 ( $\phi 350$ にて)
本計画必要台数	2~3台	1~2台	4台 (制御上ポンプ毎に必要)	1台
キャビテーション係数 $\sigma=1.51$ 、Cv値=149				
今回計画におけるキャビテーション係数 $\sigma$ 及びCv値	今回計画のキャビテーション係数 $\sigma$ 及びCv値には適さない。	短期使用の場合可	今回計画のキャビテーション係数 $\sigma$ 及びCv値とともに満足する。	今回計画のキャビテーション係数 $\sigma$ 及びCv値とともに満足する。



d. 本計画における調整弁のキャビテーション係数 $\sigma$ とCv値

i. キャビテーション係数 $\sigma$

最も不利な条件として、西屋部取水ポンプ場のポンプ1台運転時にて算定する。

$$\text{キャビテーション係数 } \sigma = (H_d + H_a - H_p) / \Delta H$$

ここに  $H_d$  : 元の下流側圧の水頭で表わしたもの (m)

$H_a$  : 大気圧を水頭で表したもの (m)

$H_p$  : その水温の蒸気圧を表したもの (m)

$\Delta H$  : 弁の上下流の圧力差を表したもの (m)

$$\sigma = (36.964 + 10.33 - 0.43) / 30.936 = 1.51$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H_d = 35.964 - (-100) = 36.964 \\ H_a = 10.33 \\ H_p = 0.43 \text{ (30°C)} \\ \Delta H = 66.90 - 35.964 = 30.936 \end{array} \right.$$

ii. Cv値

調整弁の口径選定用として同様の条件にてCv値を求める。

$$Cv = (1.167 \times Q \times P^{0.5}) / (P_1 - P_2)^{0.5}$$

ここに  $Q$  : 液体の流量 (m<sup>3</sup>/h)

$P$  : 液体の比重 (水=1)

$P_1$  : 流入圧力 (kg/cm<sup>2</sup>)

$P_2$  : 流出圧力 (kg/cm<sup>2</sup>)

$$Cv = (1.167 \times 3.75 \times 60) / (3.09)^{0.5}$$

$$= 149 \dots \dots \phi 350 \text{ mm スリーブ弁の許容 Cv 値} \approx 70 \text{ 以上} \dots \dots \text{OK}$$

1 4) 水撃防止付策

a. 計算条件

i. 各ポンプの仕様

表-3.1.7 西屋部取水ポンプ及び満名取水ポンプの比較

項目	満名取水ポンプ場 ポンプ	西屋部取水ポンプ場 ポンプ
機種	200×100 両吸込渦巻	200×150 両吸込渦巻
流量	4.05m <sup>3</sup> /min	3.75m <sup>3</sup> /min
全揚程	94m	65m
回転数	1750rpm	1750rpm
出力	110kW	75kW
台数	4台	4台
吸水位	-1.77m	-0.88m
吐出水位	44.31m	44.31m
実揚程	46.01m	45.19m
回転体GD <sup>2</sup>	ポンプ	3.6kgm <sup>2</sup>
	モーター	11kgm <sup>2</sup>
	フライホール	180kgm <sup>2</sup>
	計(1台)	194.6kgm <sup>2</sup>
		2.9kgm <sup>2</sup>
		6kgm <sup>2</sup>
		30kgm <sup>2</sup>
		38.9kgm <sup>2</sup>

ii. 配管系の仕様

管種：ダクタイル鋳鉄管 3種

主管弁：普通逆止弁

管長： } 水撃計算のモデル化による  
管径： }

iii. 計算の仮定

- ・満名ポンプ場と西屋部ポンプ場が同時に停電し、各ポンプが急停止した場合とする。(水撃的に最もきびしい条件)
- ・この時、我部祖河以北の取水ポンプ場からの導水系統は通常運転されているものとする。
- ・我部祖河以北の取水ポンプ場からの導水量は満名ポンプ場+西屋部ポンプ場=0.52m<sup>3</sup>/sに比して十分大きいものとし、合流点は大きな定圧水槽として考える。したがって、計算はこの合流点までとする。

iv. 配管系のモデル化

- ・ポンプは4台分の流量、GD<sup>2</sup>を有するものとして取扱う。(GD<sup>2</sup>：回転体の慣性)
- ・ポンプ廻りの配管は導水管と同径とする。

b. 計算方法

i. 計算の概要

- ・系全体の定常値を求める

圧力の初期値はあらかじめ別に計算するものであるが、再計算し系全体としてバランスの

とれた安定値を求める。今回のモデル計算では約 50 秒後から安定値を示しており、これが各所における定常運転の圧力値になる。

- ・定常の圧力値になってからポンプ動力を消失させる。

何らかの原因（停電、サーマルスイッチ等）でポンプが停止した場合を想定する。

- ・検討

計算した圧力値より、水柱分離が生じているか判断する。この現象が生じると管内の水が一気に気化し、これが再び水に戻り再結合する時に激しい圧力上昇を伴うので特別の対策を施す必要がある。最低圧力が-7m 以下の場合はこの対策を施すものとする。

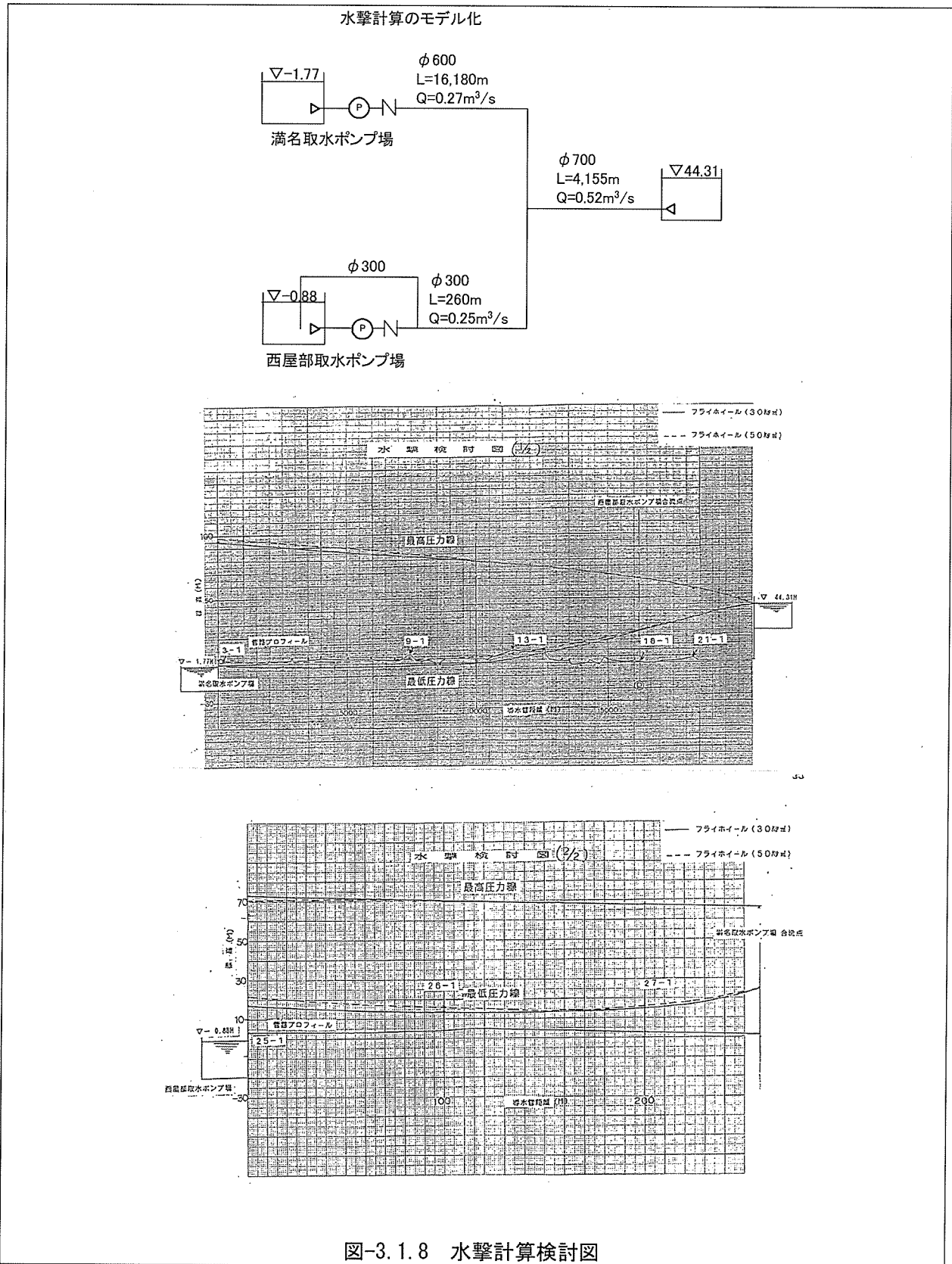
## ii. 図の説明

- ・横軸には秒 (s)、縦軸にはポンプ回転数 (rpm) の場合、圧力 (kg/cm<sup>2</sup>) の場合を示す。(流速は cm/s)

- ・大気圧を 0 (ゼロ) すなわちゲージ圧表示をしている。

c. 計算結果及び対策検討

水撃検討図を以下に示す。



#### i. 最低圧力について

検討図において、フライホイール 30kgm<sup>2</sup> を設けた場合、西屋部取水ポンプ場からの導水管には水柱分離が生じない。しかし、満名取水ポンプ場からの導水管は部分的に大きな負圧を生じ水柱分離を発生する。

この程度の水柱分離であれば負圧対策としてはGD<sup>2</sup>の増加で対応できる。

GD<sup>2</sup>を 50kgm<sup>2</sup>とした最低圧力線では、満名取水場からの導水管において最低圧力を-4m 以内に抑えることができ、水柱分離は発生せず、十分安全な範囲である。

#### ii. 最高圧力について

検討図において、どちらの導水管系においてもポンプ直後の圧力が最大になるがその圧力値は 10kg/m<sup>2</sup>にも達しない。

導水管はダクタイル鋳鉄管であることから耐圧の強度は十分であり、安全範囲内である。

#### iii. フライホイールと他の負圧防止対策について

一般的にはフライホイールの他に次の様な方法が挙げられる。

- ・コンベンショナルサージタンク
- ・ワンウェイサージタンク
- ・エアーチャンバー（圧力水槽）
- ・自動吸排気弁

本導水管系の圧力分布状態及びプロフィールから考えて有効であるのは、ワンウェイサージタンクである。しかし、この方法は、設置場所の制約、設備費等の問題があつてフライホイールで負圧防止ができない場合に採用するのが通常である。

本導水管系における両者の設備費を比較すると、フライホイールでは、主軸間に設置する形式となることから軸受の増程度でさほど高額にならないが、ワンウェイサージタンクでは 2ヶ所の設置が必要となり約 600～800 万円程度の設備となる。したがって、フライホイールを採用する手段が本導水管系において最適である。

### 1 5) 排砂及び砂分離装置

沈砂池内の砂除去を人力で行うことは極めて困難で且つ人手がかかる作業であり、本ポンプ場が無人運転を前提としていることから、何らかの機械的除砂設備を設ける必要がある。

本計画に適合すると考えられる除砂設備の内、一般的に用いられている次の各方式について比較検討を行い決定する。

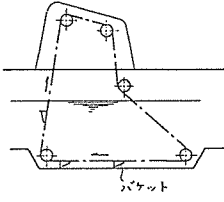
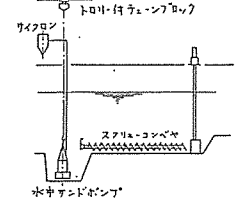
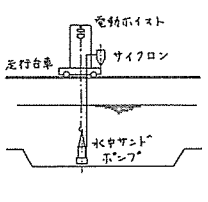
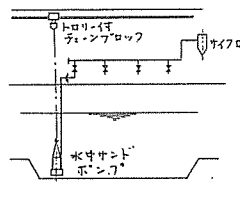
- ・Vバケット式沈砂掻揚機
- ・スクリュコンベア+水中サンドポンプ
- ・走行式水中サンドポンプ
- ・定置式水中サンドポンプ

比較検討を行った結果、「経済性」及び「簡便かつ、規模的に適合」より定置式サンドポンプ方式を採用した。

なお、砂の分離方式については、Vバケット式の場合、揚砂時に大部分の固液分離が可能となるが、水中サンドポンプ方式では分離装置が必要となる。これには遠心力を用いて比重の差によって分離するサイクロン方式と、ろ過による排砂池方式がある。

本計画では、ポンプ場の敷地に余裕がないこと、サンドポンプの水圧が利用できることからサイクロン方式を採用した。

表-3.1.8 排砂装置比較検討表

	Vバケット式沈砂掻揚機	スクリーコンベヤ+水中サンドポンプ	走行式水中サンドポンプ	定置式水中サンドポンプ
略 図				
機 構	本機は、2本のエンドレスチェーンに鋼板製Vバケットを連結して、駆動軸、水平軸のスプロケットを介して駆動し、池底に埋設したレールに接して移動する。沈砂を池端まで掻寄せ、自力でバケット内にかき込み、これを持ち上げ、上部で反転と同時に圧力水で洗浄をおこないホッパーの下部のトラフ内に落下させる。	本機は、スクリーコンベヤ減速機、水中サンドポンプ吊上機、サイクロンよりなる。流入側へスクリーコンベヤで沈砂を移送し、水中サンドポンプで揚砂し、サイクロンにて水と砂分を分離する。スクリー回転数は約2rpm。	本機は、走行装置、ポンプ吊上機、水中サンドポンプ、サイクロン制御盤及びレールからなり、水の流れ方向に移動し、水中サンドポンプにて揚砂する。尚、水中サンドポンプの後にサイクロンを設けて、水と砂分の分離を行う。走行速度は約1.0m/分。	本機は、水中サンドポンプ、全吊上機、サイクロン等よりなり吊上機を移動して水中サンドポンプにて揚砂する。水中サンドポンプの後には、サイクロンを設けて水と砂分の分離を行う。
実 績	下水では最も実績がある	近年、実績が伸びている	実績は多少ある	実績は多い
長 所	<ul style="list-style-type: none"> <li>構造が簡単で保守が容易である</li> <li>1台で掻寄、掻揚ができる</li> <li>沈砂の掻揚が連続的で掻揚量が多い</li> <li>自動運転が容易である</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>大量の沈砂が流入しても埋設しない</li> <li>自動運転が容易である</li> <li>構造が簡単で保守が容易である</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>大量の沈砂が流入しても埋設しない</li> <li>機械部は水上なので保守は容易である</li> <li>ポンプをセットすれば自動運転が可能である</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>大量の沈砂が流入しても埋設しない</li> </ul>
短 所	<ul style="list-style-type: none"> <li>運転停止時や、大量に流入した場合、埋設した運転不能となる</li> <li>水中部分の摩耗が多い</li> <li>池中に制限がある</li> <li>洗浄水が必要である</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>揚砂量に対して大量の水も同時に揚水するので揚砂効率が悪く動力が大きくなる</li> <li>ポンプの摩耗が激しい</li> <li>水中に摩耗部が多い</li> <li>池を空にしないと点検できない</li> <li>池長が長いと中間軸受を必要とする</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>揚砂量に対して大量の水も同時に揚水するので揚砂効率が悪く、動力が大きくなる</li> <li>ポンプの摩耗が激しい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>揚砂量に対して大量の水も同時に揚水するので揚砂効率が悪く、動力が大きくなる</li> <li>ポンプの摩耗が激しい</li> <li>自動運転が難しく、定期的な除砂作業が必要となる</li> </ul>
仕 様	池寸法：2.5 <sup>φ</sup> ×15.0 <sup>φ</sup> ×5.0 <sup>φ</sup> ×2池 形式：エンドレスチェーン式バケットコンベヤ 電動機：3.7kW 台数：2台	全 左 形式：スクリーコンベヤ 電動機：3.7kW 台数：2台 ポンプ：φ80×5.5kW×2台 吊上機：0.5t×1台 サイクロン：φ300×1台	全 左 形式：走行式揚砂機 スパン：6m 電動機：0.75kW 台数：1台 ポンプ：φ80×5.5kW×1台 吊上式：1.0t×約2.3kW×1台 サイクロン：φ300×1台	全 左 形式：定置式サンドポンプ ポンプ：φ80×5.5kW×2台 吊上機：0.5t×2台 サイクロン：φ300×1台
経済性	800% (定置式を100とした場合の概算費用)	680% (定置式を100とした場合の概算費用)	360% (定置式を100とした場合の概算費用)	100%
備 考				○

## 1 6) 建築施設設計の概要

### a. 平面配置計画

#### i. 建築床面積

地下1階	178.24 m <sup>2</sup>
1階	257.07 m <sup>2</sup>
合計	435.31 m <sup>2</sup>

#### ii. 監視操作室

電気室の監視並びに監視操作盤を設置し本機場の主要な全ての監視、制御、操作が効率良くできる配置及び形状とする。また、遠方監視制御用としてテレコン、テレメータ盤、ITV盤等の設置を考慮し且つ事務室として使用可能なスペースを確保する。

#### iii. 受変電室

高圧引込盤、受電盤、変圧器盤を設置し、高電圧室として一般者の出入室を制限する。

#### iv. 電気室

動力制御盤、直流電源盤及び継電器盤等を設置し、操作並びにメンテナンスを考慮した配置及び寸法、出入口等を計画する。

#### v. 水質計器室

濁度計、PH計、毒物混入検出装置等の水槽類を設置し、万一水槽類が破損しても電気設備に悪影響を与えないよう考慮する。

#### vi. 換気機械室

ポンプ室並びに電気室等の換気、排熱、除湿を目的とした吸気ファン及びダクト類を収納する。

#### vii. 休憩室兼作業室

ポンプ揚管理時に休憩もしくは会議または室内作業を行うスペースを設ける。

#### viii. 倉庫

定常的な維持管理に必要な備品並びに軽度な故障時の予備部品及び資材等を保管する倉庫を設ける。

#### ix. その他諸室

その他諸室として、搬入室、階段室、便所及び湯沸室を設ける。

### b. 立面計画

各電気盤の高さより、最低必要高さとして階高を3.8mまた、搬入室については、クレーンの吊り上げ代を考慮して5.0mとする。

### c. 仕上げ

#### i. 外部

外壁は塩害を考慮して、コンクリート打放しにエポキシ系タイル状吹付とする。屋根は電気機器を保護する為、防水を重点に考慮し、シート防水とする。

#### ii. 内部

床はモルタル、エポキシ樹脂仕上げとし、天井は監視室：化粧石膏ボード張り、電気室：騒

音防止で考慮して吸音効果のある「木毛セメント板」張りとする。

d. 電気設備

換気関係の動力設備、電灯、コンセント設備、電話等の弱電設備及び自動火災報知設備を設ける。

e. 給排水、衛生、換気設備

i. 給 水—— 名護市上水道より受水する。

ii. 排 水—— 雨水排水設備、流し台等の雑排水設備

iii. 衛生器具設備—— 便所

iv. し尿浄化槽設備—— 5人用浄化槽を設置する（くみとり槽付）

f. 換気設備

電気室、監視室、居室及び地下ポンプ室の換気を考慮し、各室の換気を均等にする為、給気はダクト、排気は換気扇による方式とする。

1 7) 機械設備設計の概要

本取水ポンプ場が機能するのに必要な主たる機械設備(ゲート、ポンプ等)は次のとおりである。これらの機械設備設計の概要を示す。

- a. 取水ゲート
- b. 自動除塵機
- c. 流入ゲート
- d. 流出ゲート
- e. 排水バルブ
- f. 除砂ポンプ
- g. サンプリングポンプ
- h. 取水ポンプ
- i. 電動調整弁
- j. 洗浄ポンプ
- k. ポンプ井排水ポンプ
- l. 床排水ポンプ
- m. 保守用ホイスト

a. 取水ゲート

i. 取水量            0.25m<sup>3</sup>/s

ii. 呑 口            1,000W×1,000H とする。

iii. 設計水深

扉中心より操作台までとする。

$H = (+5.32) - (+2.61) = 2.71$  故に 2.71m とする。

iv. 仕 様



形 式：電動角形ゲート  
 呑 口：幅 1,000 mm×高 1,000 mm  
 設計水深：約 2,710 mm (呑口中心)  
 揚 程：約 1,000 mm  
 水密方式：4 方水密  
 電 動 機：0.75kW×440V×60Hz  
 数 量：1 門

b. 自動除塵機

i. 除塵能力

$$g = V \times v \times \gamma \times \mu / \rho \times 60 \quad \text{TON/h}$$

V : レーキ 1 ヶ当りのしき (渣滓) 量  $0.0045\text{m}^3/\text{T}$

$$V = 1/2 \times 0.075 \times 0.150 \times 0.8 = 0.0045\text{m}^3/\text{T}$$

v : 掻上速度 3m/分

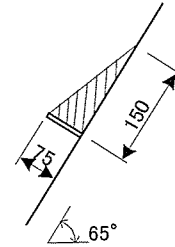
$\gamma$  : しき比重 0.8TON/m<sup>3</sup>

$\mu$  : 掻上効率 0.4

$\rho$  : ピッチ 0.5m

$$g = 0.045 \times 3 \times 0.8 \times 0.4 / 0.5 \times 60 \doteq 0.5\text{TON/h}$$

故に、除塵能力を 0.5TON/h とする



ii. 電動機出力

・ 運行部の重量

$$W_1 = 30\text{kg/m}$$

・ しきの重量

$$W_2 = 9\text{kg/m}$$

・ 掻上に必要な力

$$P = 2.1 \times W_1 \times L \times f + (W_1 + W_2) \times H$$

$W_1$  : 運行部の重量 30kg/m

$W_2$  : しきの重量 9kg/m

L : 水平距離 2.5m

H : 垂直距離 5.3m

f : 摩擦係数 0.3

$$P = 2.1 \times 30 \times 2.5 \times 0.3 + (30 + 9) \times 5.3 \doteq 226\text{kg}$$

・ 出力

$$P_s = P \times v / 6120 / \eta \times \alpha$$

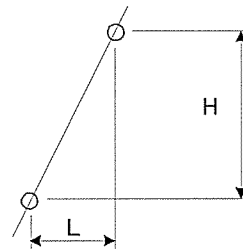
$\eta$  : 効率 0.7

$\alpha$  : 余裕率 3

v : 掻上速度 3.0m/min

$$P_s = 226 \times 3.0 / 6120 / 0.7 \times 3 \doteq 0.48\text{kW}$$

故に、電動機出力を 0.75kW とする。



iii. 仕 様

形 式：回転式ネットスクリーン

除塵能力：0.5TON/h

水路幅：1,000 mm

目 幅：約 5 mm

機 長：約 5900 mm

傾斜角：65°

電動機：0.75kW×440V×60Hz

数 量：1 台

c. 流入ゲート

i. 流入量

0.25m<sup>3</sup>/s

ii. 呑 口

□500 mm×500 mmとする

iii. 設計水深

扉中心より操作台までとする。

$H = (+5.00) - (+1.45) = 3.55\text{m}$  故に 3.55m とする。

iv. 仕 様

形 式：鋳鉄製外ネジ式角形ゲート

呑 口：幅 500 mm×高 500 mm

設計水深：約 3,550 mm (扉中心)

揚 程：約 500 mm

水密方式：4 方水密

数 量：2 門

d. 流出ゲート

i. 流出量

0.25m<sup>3</sup>/s

ii. 呑 口

□500 mmとする

iii. 設計水深

扉中心より操作台までとする。

$H = (+5.00) - (+0.45) = 5.45\text{m}$  故に 5.45m とする。

iv. 仕 様

形 式：鋳鉄製外ネジ式角形ゲート

呑 口：幅 500 mm×高 500 mm

設計水深：約 5,450 mm (扉中心)

揚 程：約 500 mm

水密方式：4 方水密

数 量：2 門

e. 排水バルブ

i. 口 径

φ 200mm とする

ii. 設計水準

弁中心より操作台までとする

$$H = (+5.00) - (-0.50) = 5.50\text{m} \quad \text{故に } 5,500 \text{ mm とする}$$

iii. 仕 様

形 式：鋳鉄製外ネジ式バルブ

口 径：φ 200 mm

設計水準：約 5,500 mm (呑口中心)

揚 程：約 200 mm

数 量：2 門

f. 除砂ポンプ

i. 吐出量

0.5m<sup>3</sup>/min とする

ii. 口 径

$$D = 146 \times (0.5 / (1.5 \sim 3.0))^{0.5} = 60 \sim 84 \quad \text{故に } \phi 80 \text{ mm とする}$$

iii. 全揚程

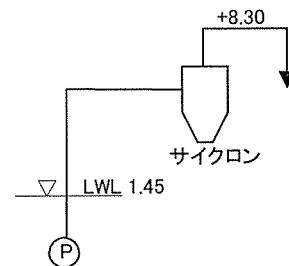
$$\text{実揚程} \quad (+8.30) - (+1.45) = 6.85\text{m}$$

$$\text{サイクロン損失} \quad = 6.00\text{m}$$

$$\text{摩擦損失} \quad 0.065 \text{ mm} \times 35\text{m} \times 1.2 \quad = 2.73\text{m}$$

$$\text{計} \quad = 15.58\text{m}$$

故に全揚程は 16.0m とする。



iv. 電動機出力

$$P_s = 0.163 \times Q \times H \times \gamma (1 + \alpha) / \eta$$

Q：吐出量 0.5m<sup>3</sup>/分

H：全揚程 16.0m

γ：液比重 1.05 t/m<sup>3</sup>

η：効 率 0.3

α：電動機余裕 0.15

$$P_s = 0.163 \times 0.5 \times 16 \times 1.05 (1 + 0.15) / 0.3 = 5.3\text{kW} \quad \text{故に電動機出力を } 5.5\text{kW とする。}$$

v. 仕 様

形 式：水中サンドポンプ

口 径：φ 80 mm

吐 出 量：0.5m<sup>3</sup>/min

全 揚 程：5.5kW×440v×60Hz

数 量 : 2 台

g. サンプリングポンプ

i . 吐出量

濁度計必要量 10L/min

ポンプ吐出量は 50L/min とする。

ii . 口 径

$$D=146 \times (0.05 / (1.5 \sim 3.0))^{0.5} = 19 \sim 27$$

故に水中ポンプのため  $\phi 32$  mm とする。

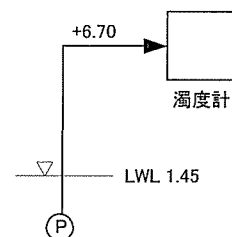
iii. 全揚程

実揚程  $(+6.70) - (+1.45) = 5.25\text{m}$

摩擦損失  $0.08 \times 30 \times 1.2 = 2.88\text{m}$

濁度計  $= 10.0\text{m}$

計  $= 18.13\text{m}$  故に余裕をみて 20m とする。



iv. 電動機出力

$$P_s = 0.163 \times Q \times H \times \gamma \times (1 + \alpha) / \eta$$
$$= 0.163 \times 0.05 \times 20 \times 1.0 \times (1 + 0.15) / 0.30$$
$$= 0.62\text{kW}$$

故に 0.75kW とする。

v. 仕 様

形 式 : 水中渦巻ポンプ

口 径 :  $\phi 32$  mm

吐出量 : 50L/min

全揚程 : 20m

電動機 : 0.75kW  $\times$  440V  $\times$  60Hz

数 量 : 2 台

h. 取水ポンプ

i . 吐出量

取水量 0.25m<sup>3</sup>/s、台数を 4 台とする。

$$0.25 \times 60 \times 1/4 = 3.75\text{m}^3/\text{min} \quad \text{故に } 3.75\text{m}^3/\text{min}$$

ii . 口 径

$$D=146 \times (3.75 / (1.5 \sim 3.0))^{0.5} = 163 \sim 231$$

故に  $\phi 200$  mm とする。(但し吐出側  $\phi 150$ )

iii. 全揚程

実揚程 = (許田調整池 HWL) - (ポンプ井 LWL) =  $(+26.00) - (-0.88) = 26.88\text{m}$

導水管損失 = 33.481m

弁曲管損失 = 4.447m

残流速度水頭 = 0.192m

計 65m

故に 65m とする。

iv. 電動機出力

$$P_s = 0.163 \times Q \times H \times \gamma \times (1 + \alpha) / \eta$$

$$=0.163 \times 3.75 \times 65 \times 10 \times (1+0.2) / 0.75$$

$$=63.6\text{kW}$$

故に 75kW とする。

v. 仕様

形式：両吸込渦巻ポンプ（フライホイール付）

口径： $\phi 200/150$  mm

吐出量： $3.75\text{m}^3/\text{min}$

全揚程：65m

電動機：75kW $\times$ 440V $\times$ 60Hz

数量：4台

i. 電動調整弁

i. 最大流量

取水ポンプ（ $3.75\text{m}^3/\text{min}/\text{台}$ ）4台運転時の流量とする。

$$Q=3.75 \times 4=15.0\text{m}^3/\text{min}=900\text{m}^3/\text{h}$$

ii. 差圧

$$\Delta P \doteq 0.3\text{kg}/\text{cm}^2$$

iii. 弁の損失係数

$$f_v \doteq 5.5$$

iv. 口径

$$C_v=1.167 \times Q \times (G/\Delta P)^{0.5}=46.200 \times D^2 / (f_v)^{0.5} \text{ より、}$$

$$D \doteq 1/200 \times ((G \times f_v \times Q^2) / \Delta P)^{0.25}$$

$$=1/200 \times ((1.0 \times 5.5 \times 900^2) / \Delta P)^{1/4}=0.31\text{m}$$

故に、 $\phi 350$  mm とする。

$$G=1.0 \text{ (水比重)}$$

v. 仕様

形式：スリーブ形

口径： $\phi 350$  mm

使用圧力：約 1~10kg/cm<sup>2</sup>

流量範囲：約  $3.75 \sim 15.0\text{m}^3/\text{min}$

電動機：0.4kW $\times$ 440V $\times$ 60Hz

数量：1台

j. 洗浄水ポンプ

i. 吐出量

$$\text{除塵機洗浄水量} \quad 0.2\text{m}^3/\text{min} \times 1.5\text{kg}/\text{cm}^2$$

$$\text{沈砂池洗浄水量} \quad 0.3\text{m}^3/\text{min} \times 17/\text{cm}^2$$

故に  $0.3\text{m}^3/\text{min}$  とする。

ii. 口径

$$D=146 \times (0.3 / (1.5 \sim 3.0))^{0.5}$$

$$=46 \sim 65$$

故に  $\phi 65$  mm とする。

iii. 全揚程



数 量 : 1 台

1. 床排水ポンプ

i. 吐出量

排水ピット内の排水を約 1 分以内に排水する。

$$0.6W \times 0.6L \times 0.45H \times 1/1.0\text{min} = 0.16\text{m}^3/\text{min}$$

ii. 口 径

$$D = 146 \times (0.2 / (1.5 \sim 3.0))^{0.5} = 38 \sim 53$$

iii. 全揚程

$$\text{実揚程} \quad (+4.50) - (-2.20) = 6.70\text{m}$$

$$\text{摩擦損失} \quad 0.09\text{mm} \times 15\text{m} \times 1.5 = 2.03\text{m}$$

$$\text{計} \quad 8.73\text{m}$$

iv. 電動機出力

$$\begin{aligned} P_s &= 0.163 \times Q \times H \times \gamma \times (1 + \alpha) / \eta \\ &= 0.163 \times 0.2 \times 10 \times 1.0 \times (1 + 0.15) / 0.5 \\ &= 0.75\text{kW} \end{aligned}$$

v. 仕 様

形 式 : 水中汚水ポンプ

口 径 :  $\phi 50\text{mm}$

吐 出 量 :  $0.2\text{m}^3/\text{min}$

全 揚 程 :  $10\text{m}$

電 動 機 :  $0.75\text{kW} \times 440\text{V} \times 60\text{Hz}$

数 量 : 1 台

m. 保守用ホイスト

i. 定格荷重

最大吊上物 : 取水ポンプ 約  $2.4\text{TON}/\text{台}$

ii. 揚 程

$6\text{m}$  とする。

iii. 仕 様

形 式 : オーバーヘッド形電動式クレーン

定格荷重 :  $2.8\text{TON}$

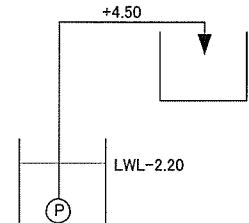
揚 程 :  $6\text{m}$

動 力 : 約  $3.2\text{kW} \times 200\text{V} \times 60\text{Hz}$

数 量 : 1 基

故に、余裕をみて  $0.2\text{m}^3/\text{min}$  とする。

故に  $\phi 50\text{mm}$  とする。



故に、余裕をみて  $10\text{m}$  とする。

故に  $0.75\text{kW}$  とする。

故に  $2.8\text{TON}$  とする。

1 8) 電気計装設備

a. 設計概要

i. 取水ポンプ場の目的

本取水ポンプ場は、沖縄本島の水道用水の水源として、西屋部川から取水することを目的とする。

## ii. 電気計装設備の概要

沖縄電力(株)から3相3線60Hz、6.6kV、1回線を架空線にて引込み、引込柱より受変電室高圧引込盤に配線し、変圧器にて440Vに降圧し動力設備を駆動する。さらに、変圧器にて440Vから210Vおよび105Vに降圧し、建築動力、照明電源及び雑電源とする。電気計装設備は、大別すると下記4設備に区分される。

- 受変電設備
- 低圧動力設備
- 監視制御設備
- 計装設備

### b. 受変電設備

沖縄電力(株)の架空線を構内の引込柱に引込み、柱上気中開閉器を経た後、受変電室内引込盤へ配電する。引込柱には避雷器も設置する。また、引込柱には、沖縄電力(株)の取引用変成器および電力量計が設置されるので取付スペースを考慮する。引込盤に引込んだ6.6kV

高圧回路に、受電盤の受電遮断器を経た後、変圧器盤の変圧器にて440Vに降圧する。

無停電電源装置は、充電器と蓄電池の組合せによる直流電源装置とインバータ設備より構成される。直流電源負荷は高圧遮断器、遠方監視制御設備、緊急遮断弁等とし、インバータ負荷としては、1TV及び計装機器とする。

### c. 低圧動力設備

受変電設備の変圧器にて降圧した440V回路は、主変圧二次盤を経て、取水ポンプ盤および補機盤から各動力負荷に配電する。

各負荷とも取水ポンプ盤または補機盤にて操作できるが、取水ゲート、取水ポンプ、除砂ポンプ、洗浄水用ポンプおよび流量調節弁については、現場操作盤を設置する。

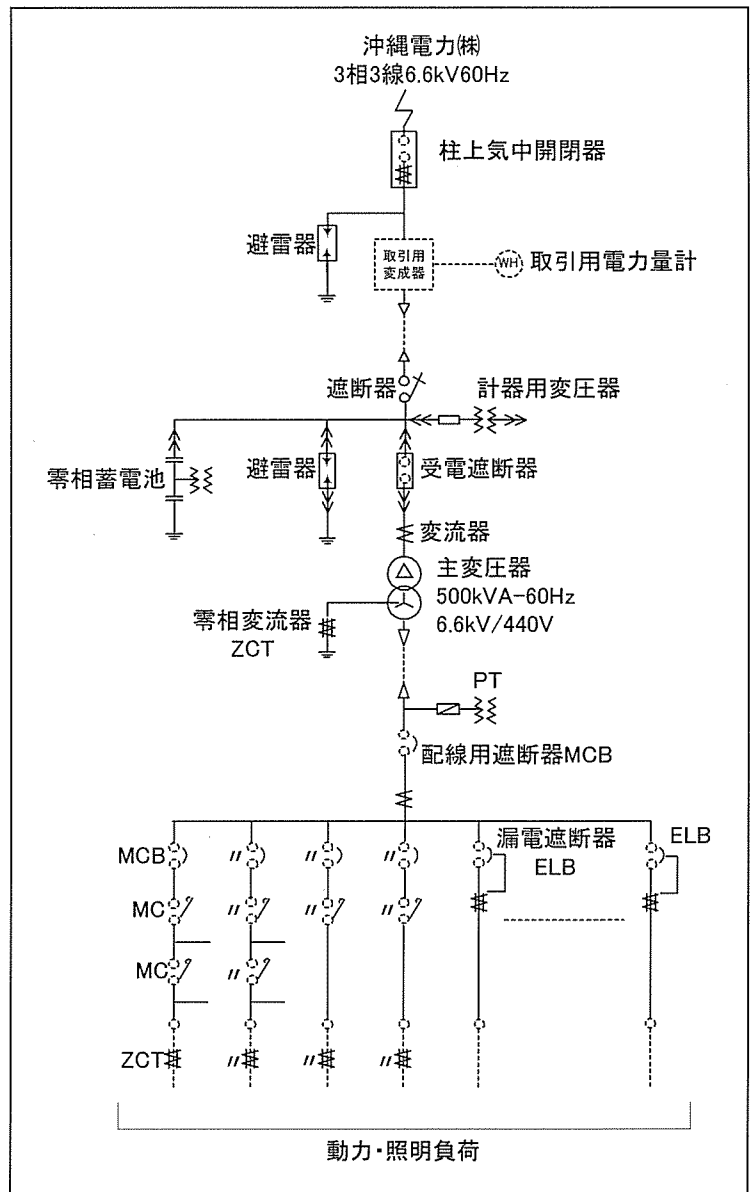


図-3.1.9 受変電設備設備概要



また、取水ゲート、流量調整弁は、監視操作盤からも操作を行う。

照明電源および雑電源用の照明変圧器は、照明変圧器継電器盤に収納し、3相 440V を単相 210V および 105V に降圧する。この盤には、制御用継電器も合わせて収納する。

また、取水口および、建築動力電源は補器盤に収納した変圧器により 3相 440V を 3相 210V に降圧し各盤に配電する。

#### d. 監視制御設備

本機場の状態・故障表示、電力計器および計装機器による指示・記録を監視操作盤にて行う。取水ポンプ台数制御も本盤にて行う。遠方監視制御設備との信号取合を行うための中継端子台を、監視操作盤内に設置する。

#### e. 計装設備

本機場の運転、制御を円滑にかつ適切に行う為に下記のプロセス値を測定し、指示・記録を行う。

- ①ラバ堰内圧力
- ②河川水位
- ③除塵機ピット水位
- ④降雨量
- ⑤取水 pH
- ⑥取水濁度
- ⑦沈砂池水位
- ⑧ポンプ井水位
- ⑨取水流量
- ⑩流量調整弁上流側圧力
- ⑪流量調整弁開度
- ⑫流量調整弁下流側圧力

#### f. 制御概要

本機場の主要機器は、遠方監視制御設備により遠方からも操作を行うものとし、この操作場所の切換は、監視操作盤上の切換スイッチにより一括して行う。

取水ポンプの自動運転は、ポンプ井水位一定制御または取水流量一定制御とする。

ポンプ井水位一定制御は、直接自動モードで取水ポンプの台数制御を行う。直接自動モードでも流量の設定を手動で行い流量調整弁の開度調節を行う。

取水ポンプは、水利権の許可範囲で取り得る限りの水を河川から取水することを目的としているので、ポンプ井の水位が高ければポンプ運転台数を増加し、ポンプ井の水位が低くなればポンプ運転台数を減少する。

流量一定制御は、設定流量に見合った流量になるよう台数制御を行い流量調整弁の開度調節を行う。また、弁上流側の圧力を測定し圧力補正をかけるものとする。

これは、本計画が一導水系に多数のポンプ場があり、各ポンプ場の運転状態により、導水管内圧力も刻々と変化しこれによって発生するポンプの Q/h の変動を防ぐ事を目的としている。

すなわち、設定流量に見合った流量が流れる様に制御し、ポンプを常に安定した状態（吐出量及び吐出圧力一定）で運転する必要があるからである。

g. 電力容量計算

表-3.1.9 西屋部取水ポンプ場 電力負荷リスト

設備	機器名称	単機容量 (kW)	設備		実働		備考
			台数	容量	台数	容量	
	(440V 負荷)						
	取水ポンプ	75	4	300	4	300	
	同上電動仕切弁	0.75	4	3.0	4	3.0	
	自動除塵機	0.75	1	0.75	1	0.75	電源送り
	除砂ポンプ	5.5	2	11.0	1	5.5	
	流量調整弁	0.4	1	0.4	1	0.4	
	サンプリングポンプ	0.75	2	1.5	1	0.75	
	ポンプ井排水ポンプ	2.2	1	2.2	1	2.2	
	オートストレーナ	0.4	1	0.4	1	0.4	電源送り
	充電器盤	15.8kVA	1	15.8kVA	1	15.8kVA	
	取水ゲート	0.75	1	0.75	1	0.75	
	洗浄水ポンプ	3.7	1	3.7	1	3.7	
	床排水ポンプ	0.75	1	0.75	1	0.75	
	200V 動力変圧器 (440/220V)	30kVA	1	30kVA	1	30kVA	
	(建築動力制御盤)	(15)	1 式				
	(取水口設備)	(3.4)	1 式				電源送り
	照明変圧器 (440/210-105V)	15kVA	1	26kVA	1	26kVA	3 相換算 (3) <sup>0.5</sup> ×15=26kVA
	計 (kW)			324.45		318.2	
	(kVA)			71.8		71.8	

1 9) 西屋部取水ポンプ場 取水口～ポンプ井 水理計算

1) スクリーンによる損失水頭  $\Delta h_0$

取水口寸法の検討での計算結果より

$$\Delta h_0 = 0.007\text{m}$$

2) 取水口の損失水頭(もぐり越流の場合)・・・水理公式集 (S60 版 P288) より

$$Q = C' \cdot B \cdot h_2 \cdot (h_1 - h_2)^{0.5}$$

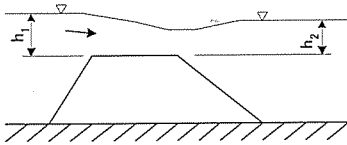
ここに  $Q$  = 越流量 (0.25m<sup>3</sup>/s)

$C'$  = 流量係数

$B$  = せき幅 (2.000m)

$h_1, h_2$  = せき頂を基準とする上流・下流の水深

$$(h_1 = 0.331 - 0.150 - 0.007 = 0.174)$$



$$C_0 = 1.37 + 1.02 \times 0.174 / 0.150 = 2.553$$

$$C_1 = 2.6 \times 2.553 = 6.638 \quad (C_1 / C_0 = 2.6 \text{ より})$$

$$0.250 = 6.638 \times 2.0 \times h_2 \times (0.174 - h_2)^{0.5}$$

$$\therefore h_2 = 0.160017\text{m}$$

$$\Delta h_1 = 0.174 - 0.160017 = 0.013983\text{m} \quad \approx 0.014\text{m}$$

3) 取水口～除塵機ピット

$$B = 1.000\text{m} \quad \times \quad L = 7.740\text{m}$$

(1) 漸縮部の損失水頭

水理公式集(S60 版 P396)より、漸縮部の損失水頭は非常に小さいことから無視する。

(2) 導水渠の摩擦損失水頭 (その 1)

$V = 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$  (Manning 式) により算定する。

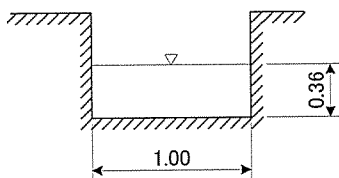
ここに

$V$  = 平均流速 (m/s)

$R$  = 径深 (m)

$I$  = 水面勾配

$n$  = 粗度係数 (0.015)



$$V = Q/A = 0.25 / (1.0 \times 0.36) = 0.694\text{m/s}$$

$$R = (1.0 \times 0.36) / (1.0 + 2 \times 0.36) = 0.209\text{m}$$

$$0.694 = 1/0.015 \times 0.209^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$I = 0.0009$$

$$\Delta h_2 = 7.74 \times 0.0009 = 0.0070 \quad \approx 0.007\text{m}$$

(3) 接合柵による損失 (2 箇所)

$$\begin{aligned} \text{流入側 } \Delta h_3 &= V^2 / (2g) \times f_1 \times 2 = 0.71^2 / (2 \times 9.8) \times 0.5 \times 2 \\ &= 0.504 / 19.6 \times 0.5 \times 2 = 0.0257 \quad \approx 0.026\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{流出側 } \Delta h_4 &= V^2 / (2g) \times f_0 \times 2 = 0.84^2 / (2 \times 9.8) \times 0.5 \times 2 \\ &= 0.709 / 19.6 \times 0.25 \times 2 = 0.018 \quad \approx 0.018\text{m} \end{aligned}$$

(4) 導水渠の摩擦損失水頭 (その2)

$L = 33.0\text{m}$

$\Delta h_5 = 33.0 \times 0.0013 = 0.0495 \approx 0.050 \quad \approx 0.050\text{m}$

4) 除塵機ピット急拡損失

$\Delta h_6 = (V_1 - V_2)^2 / (2g)$       ここに  $V_1 =$  急拡前流速 (0.842m/s)

$V_2 =$  急拡後流速  $= 0.25 / (0.969 \times 1.0) = 0.258\text{m/s}$

$\Delta h_6 = (0.842 - 0.258)^2 / (2 \times 9.8) = 0.341 / 19.6$   
 $= 0.017 \quad 0.017\text{m}$

5) 自動除塵機の損失

$\Delta h_7 = 1 / (\alpha \times \beta - 1)^2 \times V^2 / (2g)$

ここに

$\alpha =$  流量係数で面積縮小比

$\beta = A \times A_3 \times r$  で決まる値

$r =$  通水率 (70%)

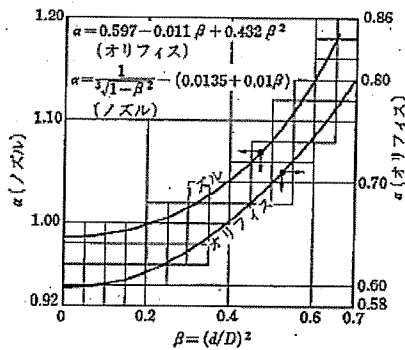
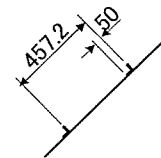
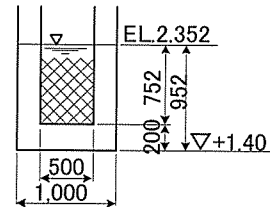


図 3.3 流量係数

水理公式集 (H60 版 P. 407) より

$A_1 =$  機械フレーム有効面積比

$= 0.550 \times 0.752 / (1.0 \times 0.952) = 0.43$

$A_2 =$  ネットスクリーン部有効面積比  $= 550 \times (457.2 - 50) / (550 \times 457.2) = 0.89$

$A =$  総合有効面積比  $= A_1 \times A_2 = 0.43 \times 0.89 = 0.383$

$A_3 =$  ネットスクリーン本体の有効面積比 ( $= 0.8$ )

$\beta = 0.383 \times 0.8 \times 0.7 = 0.214$

$\alpha = 0.615$  (図 i より)

$V =$  ネット前の平均流速 (0.26m/s)

$\Delta h_7 = (1 / (0.615 \times 1 / (0.383 \times 0.8 \times 0.7) - 1)^2 \times 0.26^2) / (2 \times 9.8)$   
 $= (1.63 \times 4.66 - 1)^2 \times 0.0676 / 19.6 = 43.50 \times 0.00345$   
 $= 0.150$

$\therefore 0.30\text{m}$  にて自動除塵機運転開始とする。

6) 流入ゲートの損失

$\Delta h_8 = 1 / C^2 \times V^2 / (2g)$

ここに

$C =$  オリフィスの損失係数 ( $= 0.6$ )

$$V=0.25 \times 1/2 / (0.5 \times 0.5) = 0.50 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_g = 1/0.6^2 \times 0.50^2 / (2 \times 9.8) = 2.78 \times 0.013 = 0.036 \quad 0.036 \text{ m}$$

7) 流入側整流壁の損失(整流壁孔  $\phi 100 \text{ mm} \times 77$  ヶ所)

$$\Delta h_g = 1/C^2 \times V^2 / (2g)$$

$$\text{通水断面積 } A = 0.785 \times 0.102 \times 77 = 0.604 \text{ m}^2$$

$$\text{通過流速 } V = 0.25 \times 1/2 / 0.604 = 0.207 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_g = 1/0.6^2 \times 0.207^2 / (2 \times 9.8) = 2.78 \times 0.0022 = 0.006 \quad 0.006 \text{ m}$$

8) 流出側整流壁の損失

$$\Delta h_{10} = h_g = 0.006 \text{ m}$$

9) 流出ゲートの損失

$$\Delta h_{11} = h_g = 0.036 \text{ m}$$

表-3.1.10 取水口～ポンプ井間の損失水頭のとまとめ

記号	項目	損失水頭(m)
$\Delta h_0$	スクリーンによる損失水頭	0.007
$\Delta h_1$	取水口の損失水頭(もぐり越流の場合)	0.014
$\Delta h_2$	導水渠の摩擦損失水頭(その1)	0.007
$\Delta h_3$	接合柵による損失(流入側)	0.026
$\Delta h_4$	接合柵による損失(流出側)	0.018
$\Delta h_5$	導水渠の摩擦損失水頭(その2)	0.050
$\Delta h_6$	除塵機ピット急拡損失	0.017
$\Delta h_7$	自動除塵機の損失	0.150 →0.300
$\Delta h_8$	流入ゲートの損失	0.036
$\Delta h_9$	流入側整流壁の損失(整流壁孔 $\phi 100 \text{ mm} \times 77$ ヶ所)	0.006
$\Delta h_{10}$	流出側整流壁の損失	0.006
$\Delta h_{11}$	流出ゲートの損失	0.036

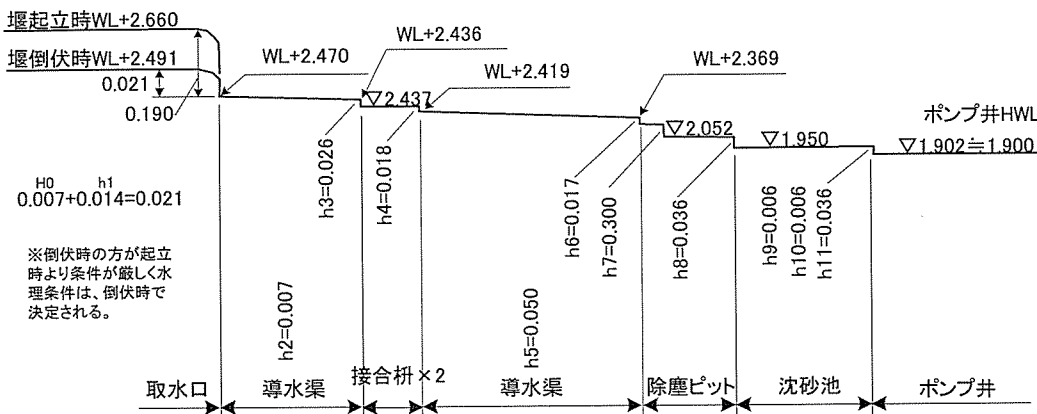
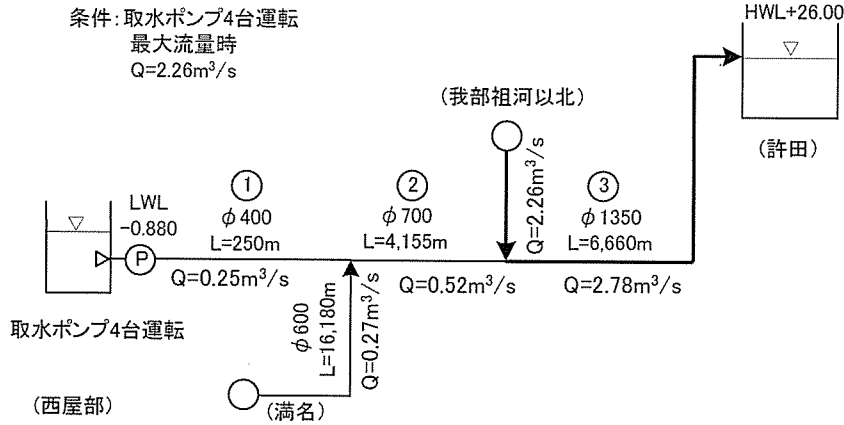


図-3.3.2 西屋部取水ポンプ場 取水口～ポンプ井間の損失水頭の縦断面

## 20) 導水管の水理計算

西屋部取水ポンプ場で取水した水は、満名ラインと合流し、さらに我部祖河川以北の取水分と合流して、許田調整池へ導水される。最大流量時及び最小流量時の必要揚程等の基礎数値を求める。

ケース 1



ポンプ揚程計算表

名称	算式	揚程
実揚程	26.000 - (-0.665)	26.665m
導水管損失		33.481m
残留速度水頭	$V^2 / (2g) = 1.942^2 / 19.6$	0.192m
弁・曲管類損失 + $\alpha$		4.662m
取水ポンプ全揚程		65.00m

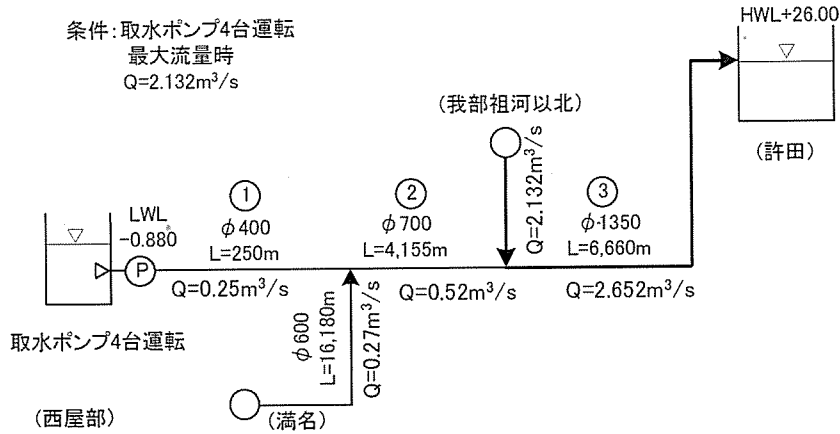
導水管損失水頭計算表

管水路/流量計算 (Hazen-Williams) ----

C=110 (水道施設設計指針より)

NO	管径 (mm)	流量 (m <sup>3</sup> /s)	流速 (m/s)	勾配 (%)	延長 (m)	区間損失 (m)	追加損失 (m)	動水位 (m)	EH (m)	動水頭 (m)
0										
1	400	0.25	1.989	11.77	250	2.943	2.943			
2	700	0.52	1.351	2.99	4,155	12.423	15.366			
3	1,350	2.78	1.942	2.72	6,660	18.115	33.481			

ケース 2



ポンプ揚程計算表

名 称	算 式	揚 程
実 揚 程	26.000 - (-0.665)	26.665m
導 水 管 損 失		32.016m
残 留 速 度 水 頭	$V^2 / (2g) = 1.853^2 / 19.6$	0.175m
弁・曲管類損失 + α		5.144m
取水ポンプ全揚程		64.00m

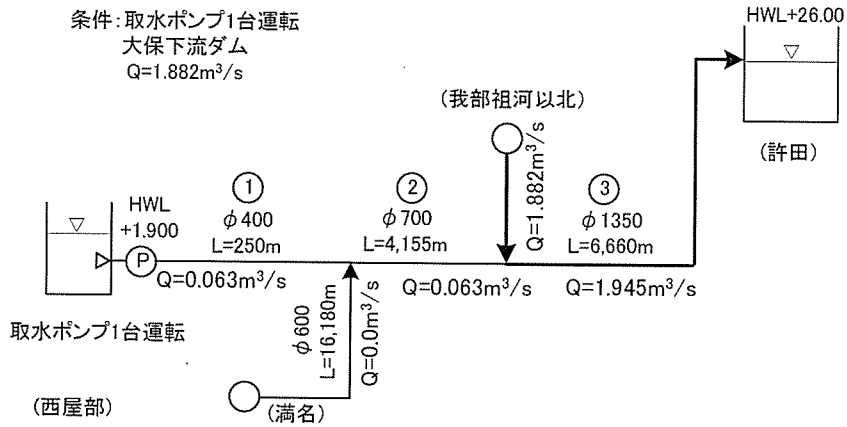
導水管損失水頭計算表

管水路/流量計算 (Hazen-Williams) ----

C=110 (水道施設設計指針より)

NO	管径 (mm)	流量 (m <sup>3</sup> /s)	流速 (m/s)	公配 (%)	延長 (m)	区間損失 (m)	追加損失 (m)	動水位 (m)	EH (m)	動水頭 (m)
0										
1	400	0.25	1.989	11.77	250	2.943	2.943			
2	700	0.52	1.351	2.99	4,155	12.423	15.366			
3	1,350	2.652	1.853	2.5	6,660	16.65	32.016			

ケース 3



ポンプ揚程計算表

名称	算式	揚程
実揚程	26.000 - (2.115)	23.885m
導水管損失		9.870m
残留速度水頭	$V^2 / (2g) = 1.359^2 / 19.6$	0.094m
弁・曲管類損失 + $\alpha$		1.151m
取水ポンプ全揚程		35.00m

導水管損失水頭計算表

管水路/流量計算 (Hazen-Williams) -----

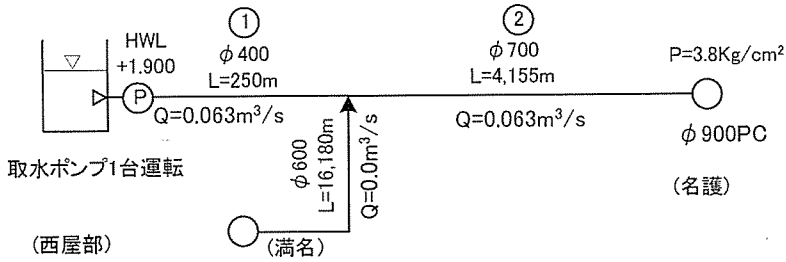
C=110 (水道施設設計指針より)

NO	管径 (mm)	流量 (m <sup>3</sup> /s)	流速 (m/s)	勾配 (%)	延長 (m)	区間損失 (m)	追加損失 (m)	動水位 (m)	BH (m)	動水頭 (m)
0										
1	400	0.063	0.501	0.92	250	0.23	0.23			
2	700	0.063	0.164	0.06	4,155	0.249	0.479			
3	1,350	1.945	1.359	1.41	6,660	9.391	9.87			



ケース 4

条件:取水ポンプ1台運転  
 暫定導水  
 φ900 PC管接続



ポンプ揚程計算表

名 称	算 式	揚 程
実 揚 程	38.000 - (2.115)	35.885m
導 水 管 損 失		0.479m
残 留 速 度 水 頭		-m
弁・曲管類損失 + α		1.636m
取 水 ポ ン プ 全 揚 程		38.00m

導水管損失水頭計算表

管水路/流量計算 (Hazen-Williams) -----

C=110 (水道施設設計指針より)

NO	管径 (mm)	流量 (m³/s)	流速 (m/s)	勾配 (%)	延長 (m)	区間損失 (m)	追加損失 (m)	動水位 (m)	BH (m)	動水頭 (m)
0										
1	400	0.063	0.501	0.92	250	0.23	0.23			
2	700	0.063	0.164	0.06	4,155	0.249	0.479			

(2) 幹線導水施設の設計

1) 幹線導水施設の設計経緯

幹線導水施設のルート等については、昭和 55 年度、昭和 62 年度、平成 3 年度、平成 4 年度、平成 6 年度、平成 10 年度と検討され、最終的には、道路区間及びトンネル区間の組み合わせ案が固まったものである。平成 10 年度までの幹線導水ルートに関する報告書の概要は以下の通りである。

表-3.2.2 幹線導水路施設の設計経緯

報告書名	年 度	内 容
西系列水道施設基本計画書(その1) A	昭和 55 年度	大保～許田間で、国道・県道ルートに敷設する計画。 導水管がどのルートを占有するかという事よりも、将来の導水量の変動を見越した水道施設(管路・タンク・調整池・ポンプ場の検討を行った。
西系列導水施設(大保～嘉手納)基本計画 事業計画報告書 B	昭和 62 年度	大保取水ポンプ場～伊波増圧ポンプ間をトンネル(圧力管方式で計画) 導水管のルートを国道(県道)案とトンネル案に分けて比較している。その中で経済性、施工性共にすぐれたトンネル案を推奨している。
西系列導水トンネル予備調査書 C	平成 3 年度	大保取水ポンプ場～許田増圧ポンプ場～伊波増圧ポンプ場ルートのトンネル(無圧案、有圧案) 大保取水ポンプ場～許田増圧ポンプ場～伊波増圧ポンプ場までのルートをトンネルで施工をするための予備調査を行っている。
大保～伊波導水施設実施設計 事業実施計画報告書 D	平成 4 年度	大保～伊波間の実施設計を行い、道路ルート案とトンネルルート案の比較検討 道路ルート案とトンネルルート案の比較検討を行っている。そのうち羽地～許田間は、施工性、環境への影響、工事費が有利なのは道路案である。しかし、国道 58 号線の約 4.7 km の区間は全線車道(1 車線)となるため道路占有許可が得られない可能性もあるため、トンネル案を採用せざるを得ないと結論づけられている。
西系列幹線導水施設調査設計(導水トンネル)その1 E	平成 6 年度	平成 4 年度報告書を基に、導水トンネルルートを対象として、施工計画及び工事に伴う自然・社会環境への影響を調査設計
西系列幹線導水施設調査設計(導水トンネル)その1水文調査	平成 7 年度	平成 6 年度業務に伴って実施した水文調査
西系列幹線導水施設調査設計(導水トンネル)その2水文調査	平成 7 年度	平成 6 年度業務の継続として平成 7 年度について水文調査実施
西系列幹線導水施設調査設計(導水トンネル)その3	平成 10 年度	羽地～許田区間について、以下の 3 案で比較検討し、最終的に新トンネル案になった。 ・国道ルート案 ・旧トンネルルート案(水源地の近くを抜けるルート) ・新トンネルルート案(旧トンネル案と名護東バイパスとの間の案) 羽地～世富慶間、世富慶～許田間に分けて検討。

昭和 55 年度、昭和 62 年度、平成 3 年度、平成 4 年度、平成 6 年度の調査概要は以下の通りである。



表-3.2.3(1) 西系列導水施設に関する既計画書及び調査の概要 (S55~H6)

項 目	A.西系列水道施設基本計画書 (その1)			B.西系列導水施設(大保~嘉手納)基本計画事業計 画 報告書			C.西系列導水トンネル	
1.作成年度	昭和 55 年度			昭和 63 年度			平成 3 年度	
2.計画・調査の 目 的	西系列導水施設の一環として、奥調節池から 根路銘中継ポンプ場、大保下流ダム、羽地増圧 ポンプ場を経由して、許田調整池に至る導水施 設を計画する。			本基本調査の目的は、西系列水道水源開発施設 整備事業のうち、大保以南導水施設(大保~嘉手納 間)整備基本調査を行うものである。			大保ダム~伊波調整池へ ついて、地水条件及び立地 の比較検討等を行い、トン	
3.計画最終年度	昭和 65 年度(平成 2 年度)			昭和 76 年度(平成 13 年度)			_____	
4.導水ルート	①奥ダム~大保根路銘中継ポンプ場間 .....国道 58 号 ②根路銘中継ポンプ場~大保下流ダム(大保) .....国道 331 号、.....県道 9 号 ③大保ダム~宮城橋.....県道 9 号 ④宮城橋~許田調整池.....国道 58 号			①大保取水ポンプ場~伊波増圧ポンプ場.....トン ネル(圧着管方式)			①大保取水ポンプ場~許田 :無圧案、有圧案共同 ②許田増圧ポンプ場~伊波 :無圧案 A ルート、有圧案	
5.ルート図	(省略)			(省略)			(省略)	
6.導水量及び 導水管口径	区 間	最大導水量 (m <sup>3</sup> /s)	口径 (mm)	区 間	最大導水量 (m <sup>3</sup> /s)	口径 (mm)	区 間	最
	奥ダム~宇嘉	0.290	φ 500	大保~我部祖河	1.858	φ 1,350	無	圧
	宇嘉~辺野喜川	0.480	φ 700	我部祖河~西屋部	2.108	φ 1,350	大保~我部祖河	
	辺野喜~佐手	0.560	φ 700	西屋部~許田	2.628	φ 1,350	我部祖河~西屋部	
	佐手~佐手前	0.930	φ 900	許田~名嘉真	2.628	φ 1,500	西屋部~許田	
	佐手前~与那ダム	1.030	φ 900	名嘉真~伊波	2.697	φ 1,500	許田~名嘉真	
	与那ダム~宇良	1.410	φ 1,000				名嘉真~伊波 - 2.6km	
	宇良~比地	1.680	φ 1,100				伊波 - 2.6km ~ 伊 波増圧	
	比地~田嘉里	1.850	φ 1,100				有	圧
	田嘉里~喜如嘉	2.080	φ 1,200				大保~我部祖河	
	喜如嘉~根路銘	2.230	φ 1,200				我部祖河~西屋部	
	根路銘~大保下 流ダム	2.230	φ 1,200				西屋部~許田	
	大保下流ダム~羽 地増圧	1.882	φ 1,200				許田~名嘉真	
	羽地増圧~我部 祖河	1.882	φ 1,200				名嘉真~伊波	
	我部祖河~本部 系	2.132	φ 1,200					
	本部系~許田	2.652	φ 1,350					
7.概算工事費	①大保ダム~羽地増圧 φ 1,200 × 14.02km 40.4 億円 ②羽地増圧~我部祖河 φ 1,200 × 3.73km 10.0 億円 ③我部祖河~本部 φ 1,200 × 3.49km 8.3 億円 ④本部~許田 φ 1,350 × 6.60km 23.6 億円 計 82.6 億円			①大保ダム~許田調整池 φ 1,200~φ 1,350 × 23.1km 176.5 億円 ②許田~伊波 φ 1,500 × 18.90km 182.8 億円  計 359.3 億円			_____	

調査書		D.大保～伊波導水施設実施設計事業実施計画報告書				E.西系列幹線導水施設調査設計(導水トンネル)その1			
		平成4年度				平成6年度			
<p>とする西系トンネルに の調査、トンネルルート の選定を行う。</p>		<p>過去3回の西系列導水施設調査報告書を基に、大保以南の 導水施設の内、大保～伊波間の実施計画設計を行い今後の 導水施設事業推進の指針とするものである。</p>				<p>平成4年度の事業実施計画報告書を基に、大保～伊波間の幹 線導水施設の一部に計画されている導水トンネルルート(区間合 計延長約14km)を対象として、施工計画及び工事に伴う自然・社 会環境への影響の調査を行い、今後の導水施設(トンネル部)事 業推進の指針を目的としたものである。</p>			
		平成15年度				平成15年度			
<p>王ポンプ場……トンネル 、 王ポンプ場……トンネル ルート</p>		<p>①大保取水ポンプ場～羽地ダム付近 (以下大保) (以下羽地) ……トンネル、道路案 比較 ②羽地～西系列許田増圧ポンプ場(以下許田) ……トンネル、道路案 比較 ②許田～伊波増圧ポンプ場 ……トンネル、道路案 比較</p>				<p>①大保取水ポンプ場～羽地ダム付近 (以下大保) (以下羽地) ……トンネル、道路案 比較 ②羽地～西系列許田増圧ポンプ場(以下許田) ……トンネル、道路案 比較 ②許田～伊波増圧ポンプ場 ……トンネル、道路案 比較</p>			
		(省略)				(省略)			
水量 (/s)	口径 (mm)	区 間	最大取水量 (m3/日)	最大導水量 (m3/日)	トンネル内径 (mm)	区 間	最大取水量 (m3/日)	最大導水量 (m3/日)	トンネル内径 (mm)
58	φ1,700	大保～羽地 ①道路案 ②トンネル案	168,900	168,900	φ1,200	大保～羽地 ①道路案 ②トンネル案	同左		
108	φ1,700		168,900	168,900	φ1,350				
328	φ1,900	羽地～許田 ①道路案  ②トンネル案	我部祖河川 21,600	羽地～許田 ①道路案	φ1,350	羽地～許田 ①道路案  ②トンネル案	同左		
397	φ1,900								
397	φ1,500								
358	φ1,350	許田～伊波 ①道路案 ②トンネル案	名嘉真川 6,000	許田～伊波 ①道路案 ②トンネル案	φ1,500	許田～伊波 ①道路案 ②トンネル案	同左		
108	φ1,350								
328	φ1,350								
328	φ1,500								
397	φ1,500								
1. 取水施設			6,467,000		1. 取水施設			6,536,500	
2. 増圧ポンプ場			14,116,800		2. 増圧ポンプ場			12,562,900	
3. 調整池施設			1,003,300		3. 調整池施設			1,131,500	
4. 導水本管			23,568,400		4. 導水本管			30,563,100	
5. 導水管			3,568,400		5. 導水管			2,227,600	
6. トンネル			15,819,600		6. トンネル			16,132,000	
合計			64,253,200		合計			69,153,600	
諸雑費			126,800		諸雑費			263,400	
事業費計			64,380,000		事業費計			69,417,000	
消費税					消費税				
総事業費計			66,255,000		総事業費計			71,500,000	

表-3.2.3(2) 西系列導水施設に関する既計画書及び調査の概要 (S55~H6)

項 目	A.西系列水道施設基本計画書 (その1)	B.西系列導水施設(大保~嘉手納)基本計画事業計 画 報告書	C.西系列導水
8.課 題	記 述 な し	<p>今後、当事業の進展を計る上での主な課題を下記に示す。</p> <p>① 導水路線の調査            主要な計画路線の種別としては、国道、県道、トンネル区間があり、これらの関連諸官庁との渉外作業が主なものとなる。            特に、トンネル区間は延長が長く(42km)、今後予備調査を行い、路線計画をさらに検討する必要がある。この予備調査では、他のダム事業の計画及び農業用水、簡易水道、その他利水者との調整を計る必要がある。</p>	<p>調査から明らかになった原因)は下記の通りである。</p> <p>(1)地 山 条 件</p> <p>① 主要な河川では、約10mである。            ② 脆弱岩(主に名護の地層中を通る区間)            ③ 花崗岩・千枚岩はまで及んでいる。            ④ 剥離面(片理面・層ルートと平行している)            ⑤ 断層、破砕帯がトンネルと交する沢筋に沿って            ⑥ 脆弱岩中に硬質化する。</p> <p>(2)立 地 条 件</p> <p>① 大部分の河川で利用されている。</p> <p>以上の問題点から今後検討の課題として次の点を調査検討</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>① 河川筋における沖把握            ② 脆弱岩の強度の検討            ③ 花崗岩、千枚岩の把握            ④ 断層、破砕帯の分布            ⑤ 湧水地区、湧水量の把握            ⑥ 漂流水利用の実態(利用目的等)の把握            ⑦ トンネル施工が表(環境アクセス)の把握            ⑧ トンネル工区割の検討            ⑨ 進入路条件の検討・進路、橋梁の整備            ⑩ 周辺環境状況の把握・給電、給水条件・建設ヤード(坑口)</p> </div>

※「西系列幹線導水施設調査設計業務委託(導水トンネル)その3報告書平成10年沖縄県企業局」より

<p>予備調査書</p>	<p>D.大保～伊波導水施設実施設計事業実施計画報告書</p>	<p>E.西系列幹線導水施設調査設計(導水トンネル)その1</p>
<p>点(今後の課題となる要 求レベルが低く土被りは 千枚岩)が広く分布し、こ まかい。 ヒが進み、風化帯が深部 面・節理面等)がトンネル 間が多く存在する。 ルルートに直交ないし斜 本も存在する。 岩、貫入岩等)が存在  水が取水され、多様に  ンネル施工までの調査 ずられる。 課題 層の分布、性状の  ヒ強度、性状の把 握の把握 付 川流量・取水量・  水に及ばず影響の  状況 付</p>	<p>イ区間 ①国道占用協議の経緯から見て、長期間が予想される。 特に道路布設(推定)は、占用許可が長くなる可能性がある。 ②工事期間中は沿線住民の生活に支障(交通渋滞及び騒音 等)来す恐れがあるため、道路状況(市街地あるいは郊外交通 量)により実施設計で施工時期、施工方法(昼夜間の別、開削、 推進の別)の十分な検討が必要である。 ③歩道内の街路樹の移設、復旧が生じるため、復旧後の街路 樹の管理が必要となる。 ④河川占用協議関連自治体の調整及び住民説明が必要であ る。 ロ区間 ①湧水等による水源、農業用水等の枯渇及び土砂崩れ等の 突発事故による、工事停止及び対策等で工期が延びる可能性 がある。 ②土被り約10m 前後の河川[世富慶川]、实在断層横断(1ヶ所) 及び切羽の自立に乏しい土質があり、湧水の発生等の危険が ある。このため、環境への影響が大きく懸念される。 ③切盛土工及び残土置き場、処分地からの赤土流出による河 川、海岸への汚染、発生土や生コン運搬による一般在来道住 民の生活への支障がある。 ④イ区間の④と同様。 ハ区間 イ区間①②③④と同様。</p>	<p>トンネル区間 A.実測調査の密度が薄く、十分なデータを用いて予測・評価を行 っているとはいえない面があるため、比較的影響の度合いが大き いと予想される場所では追加実測調査を実施して、予測・評価精 度を向上させる必要がある。 B.水文事象の自然変動と湧水発生の影響、あるいは社会活動と トンネル建設に伴う変化の違いを明確にするために、指標となる 環境データを工事中及び場合によっては竣工後も継続的に調査 する必要がある。 水文調査……地表水調査、取水堰調査、既設井戸地下水位調 査、観測井水位調査 環境調査……各立坑口付近の騒音調査、振動調査</p>

2) 幹線導水ルート（羽地～許田間）の検討（H10）

平成10年度の「西系列幹線導水施設調査設計業務委託（導水トンネル）その3報告書」では、羽地～許田間について検討を行っている。羽地～許田間については、道路案、名護バイパス（道路トンネル）等を勘案し、トンネルルート案を設定した。

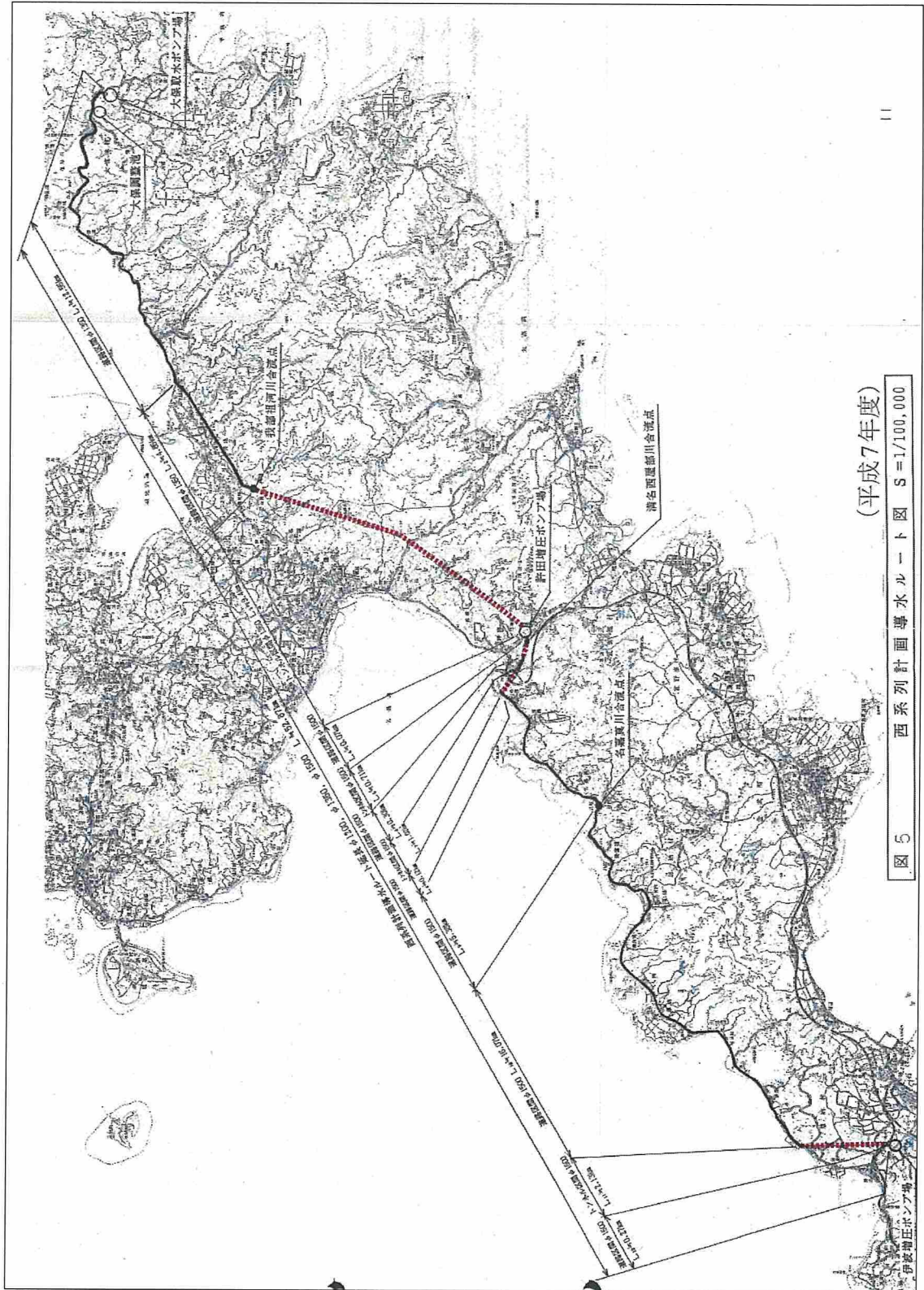


図-3.2.1 西系列幹線導水路ルート図（最終案） H10 実施設計報告書より





図-3.2.2 西系列幹線導水路ルート図（羽地～許田間のルート比較案） H10 実施設計報告書より

3) 幹線導水ルート (羽地～許田)

羽地～許田間の導水ルートは、以下の通り、新トンネルルートとなった。

表-3.2.4 羽地～世富慶 導水ルートの比較検討

8.羽地～世富慶間 導水ルート選定比較表

案	A案 旧トンネルルート案	B案 新トンネルルート案 (水源地・名護東バイパスルートを意識した案)	C案 国道ルート案
1.導水量	190,500m <sup>3</sup> /日	A案に同じ。	A案に同じ。
2.導水方式	大保調整池からの自然流下方式。	A案に同じ。	A案に同じ。
3.延長	開削工法 830m 推進工法 40m トンネル工法 5,050m 区間延長計 5,920m	開削工法 830m 推進工法 40m トンネル工法 5,105m 区間延長計 5,975m	開削工法 3,670m 推進工法 5,960m 区間延長計 9,630m
4.管口径	φ1,350 (トコ部、馬蹄形 2,728 <sup>H</sup> ×2,300 <sup>W</sup> )	φ1,350 (トコ部、馬蹄形 2,728 <sup>H</sup> ×2,300 <sup>W</sup> )	φ1,350
5.協議の必要性	土地所有者に対し、地上権の設定やトンネル掘削に伴う湧水の問題(水利権の問題)を協議することが必要である。	A案と基本的に同じである。但し、湧水の問題(水利権の問題)は、A案に比べ水源地から離れているため、緩和され説明しやすい。	道路管理者・警察署などとの協議を行い、許可を取っておくことが必要である。
6.施工性	トンネル施工を行うについて、つぎの問題がある。 ①トンネル始点から1.85km付近に実在断層 F7(破碎帯幅 5m)があり、突発湧水、崩落発生が懸念される。 ②トンネル始点から約 2.6kmを過ぎてから、割離性に富む脆弱岩の千枚岩が主体をなしているため、切羽の崩落が考えられる。	A案と基本的に同じである。	工区数を多くすると、トンネル案より工期を短くできる。(工期2年で完了可能) 施工の技術としては、地元施工業者でも工事が可能な推進工法主体である。 国道ルートは埋設物が多く、推進工法・カーブ推進工法・シールド工法などを行う必要がある。
7.工期	工期は7年程かかる。 (トコ部の立杭数はトコ部杭口を含め2カ所。)	工期はA案よりトコ部の立杭数(トコ部杭口を含め4カ所)を増やしているため約2年で完了できる。	工期2年で完了可能。
8.環境への問題	水源の枯渇、切盛土および残土置き場、処分地からの赤土流出による河川、海岸への汚染。 発生土や生コン運搬による一般在来道の沿線住民への生活の支障がある。	A案と基本的に同じであるが、水源の枯渇については、B案で水源地とトンネルルートを離しているため問題はA案より緩和される。	国道が交通の主要幹線であるため、夜間工事であっても交通渋滞を引き起こす可能性がある。
9.補償問題	土盛り 20m 以下の区間の地上権の設定(将来の基礎杭に対する補償)や、トンネル通過による湧水の問題(水利権の問題)を補償する必要がある。	A案と基本的に同じである。名護市の土地所有者に対し、湧水の問題は説明がしやすい。	国道敷地内を掘通するので、基本的に補償問題は発生しない。
10.経済性	概算工事費の内訳は次の通りである。 ①開削工法 830m×40万円/m=3億3,200万円 ②推進工法 40m×100万円/m=4,000万円 ③トンネル工法 5,050m×125万円/m=63億1,250万円 計 66億 8,450万円 概算工事費以外に補償費が必要である。	概算工事費の内訳は次の通りである。 ①開削工法 830m×40万円/m=3億3,200万円 ②推進工法 40m×100万円/m=4,000万円 ③トコ部工法 5,105m×125万円/m=63億 8,125万円 計 67億 5,325万円 概算工事費以外に補償費が必要である。	概算工事費の内訳は次の通りである。 ①開削工法 3,670m×40万円/m=14億 6,800万円 ②推進工法 5,960m×100万円/m=59億 6,000万円 計 74億 2,800万円 補償費は基本的に必要ではない。

ルートの選定については、A案、B案、C案の3ルートの内、補償費を含めないとA案が一番経済的であるが、工期が7年程かかり、平成12年度までの完了がむずかしい。従って、B案で工事を行わざるを得ない。

表-3.2.5 世富慶～許田間 導水ルートの比較検討

9.世富慶～許田間 導水ルート選定比較表

案	A'案 旧トンネルルート案	B'案 新トンネルルート案 (水源地・名護東バイパスルートを意識した案)	C'案 国道ルート案
1.導水量	235,400m <sup>3</sup> /日	A'案に同じ。	A'案に同じ。
2.導水方式	大保調整池からの自然流下方式。	A'案に同じ。	A'案に同じ。
3.延長	開削工法 630m 推進工法 270m トンネル工法 3,850m 区間延長計 4,750m	開削工法 630m 推進工法 343m トンネル工法 3,835m 区間延長計 4,808m	開削工法 1,387m 推進工法 3,233m 区間延長計 4,620m
4.管口径	φ1,500 (トコ部、馬蹄形 2,843 <sup>H</sup> ×2,500 <sup>W</sup> )	φ1,500 (トコ部、馬蹄形 2,843 <sup>H</sup> ×2,500 <sup>W</sup> )	φ1,500
5.協議の必要性	土地所有者に対し、地上権の設定やトンネル掘削に伴う湧水の問題(水利権の問題)を協議することが必要である。	A'案と基本的に同じである。但し、湧水の問題(水利権の問題)は、A'案に比べ水源地から離れているため、緩和され説明しやすい。	道路管理者・警察署などとの協議を行い、許可を取っておくことが必要である。
6.施工性	トンネル施工を行うについて、つぎの問題がある。 ①世富慶川は土盛り 10m となるため、湧水対策が必要となる。 ②トンネル始点から1.6km付近に実在断層 F8(破碎帯幅 5m)があり、突発湧水、崩落発生が懸念される。 ③トンネル始点から全線にわたって、割離性に富む脆弱岩の千枚岩が主体をなしているため、切羽の崩落が考えられる。	A'案と基本的に同じである。	工区数を多くすると、トンネル案より工期を短くできる。(工期2年で完了可能) 施工の技術としては、地元施工業者でも工事が可能な推進工法主体である。 国道ルートは埋設物が多く、推進工法・カーブ推進工法・シールド工法などを行う必要がある。
7.工期	工期は7年程かかる。 (トコ部の立杭数は2カ所。)	工期はA'案よりトコ部の立杭数(4カ所)を増やしているため約2年で完了できる。	工期2年で完了可能。
8.環境への問題	水源の枯渇、切盛土および残土置き場、処分地からの赤土流出による河川、海岸への汚染。 発生土や生コン運搬による一般在来道の沿線住民への生活の支障がある。	A'案と基本的に同じであるが、水源の枯渇については、B'案で水源地とトンネルルートを離しているため問題はA'案より緩和される。	国道が交通の主要幹線であるため、夜間工事であっても交通渋滞を引き起こす可能性がある。
9.補償問題	土盛り 20m 以下の区間の地上権の設定(将来の基礎杭に対する補償)や、トンネル通過による湧水の問題(水利権の問題)を補償する必要がある。	A'案と基本的に同じである。名護市の土地所有者に対し、湧水の問題は説明がしやすい。	国道敷地内を掘通するので、基本的に補償問題は発生しない。
10.経済性	概算工事費の内訳は次の通りである。 ①開削工法 630m×45万円/m=2億 8,350万円 ②推進工法 270m×110万円/m=2億 9,700万円 ③トンネル工法 3,850m×135万円/m=51億 9,750万円 計 57億 7,800万円 概算工事費以外に補償費が必要である。	概算工事費の内訳は次の通りである。 ①開削工法 630m×45万円/m=2億 8,350万円 ②推進工法 343m×110万円/m=3億 7,730万円 ③トコ部工法 3,835m×135万円/m=51億 7,725万円 計 58億 3,805万円 概算工事費以外に補償費が必要である。	概算工事費の内訳は次の通りである。 ①開削工法 1,387m×45万円/m=6億 2,415万円 ②推進工法 3,233m×110万円/m=35億 5,630万円 計 41億 8,045万円 補償費は基本的に必要ではない。

ルートの選定については、A'案、B'案、C'案の3ルートの内、C'案が一番経済的なのでC'案で基本設計を進めていたが道路管理者から占用許可が得られず、C'案は廃案となった。また、A'案は、工期が7年程かかるため、平成12年度までの完了がむずかしい。従って、B'案で工事を行わざるを得ない。

(3) 工事、施工概要

導水施設工事（国庫補助）の実施状況は以下の通りである。昭和55年度から平成21年度まで示した。

表-3.2.6(1) 導水施設建設工事の概要（主要工事）国庫補助工事

年度	工事名	工事概要	工期	位置
S55	田嘉里～塩屋導水管	φ1,200mm L=6,365m	着S56.3.26 完S56.12.25	大宜味村塩屋～喜如嘉
	塩屋～大保導水管	φ1,200mm L=3,369m	着S56.3.26 完S56.12.25	大宜味村田港～大保
	満名～名護導水管	φ700mm L=4,742m	着S56.3.27 完S56.12.25	名護市城～屋部
S57	満名～名護導水管	φ600mm DCIP	着S56.8.1 完S57.3.20	名護市屋部～本部町満名
	根路銘増圧ポンプ場	土木建築、一式 機械、電気 一式	着S56.9.17 完S57.3.26	大宜味村根路銘
	大保～導水トンネル導水管	φ1,200mm	着S56.9.30 完S57.3.25	大宜味大保～東村宇出那覇
	田嘉里～塩屋導水管	φ1,200mm 浜～喜如嘉 他、6河川伏越し	着S56.10.1 完S57.10.30	浜～喜如嘉他、6河川
	根路銘調整池	調整池築造 一式	着S56.10.16 完S57.5.12	大宜味村根路銘
	辺土名～与那導水管	φ1,000～1,100mm SP	着S57.10.1 完S58.12.31	国頭村辺土名～与那
	比地～辺土名導水管	φ1,100mm SP	着S57.10.1 完S58.12.31	国頭村奥間～辺土名
S58	瑞慶山ダム～嘉手納導水管	φ1,100mm SP,DCIP	着S58.9.30 完S59.6.15	沖縄市倉敷～嘉手納町屋良
	与那～宇嘉導水管	φ1,100mm DCIP	着S58.9.30 完S59.7.8	国頭村与那～宇嘉
	根路銘増圧ポンプ場	機械、電気 一式	着S59.3.30 完S59.9.20	大宜味村根路銘
S59	瑞慶山ダム～嘉手納導水管	φ1,000mm SP,DCIP	着S59.7.2 完S60.6.15	沖縄市白川及び倉敷
S60	嘉手納～北谷浄水場導水管	φ1,350mm SP	着S60.3.29 完S61.3.10	北谷町砂辺
	伊地サージタンク	円形 R.C 径4m	着S59.12.25 完S60.3.30	国頭村伊地
	辺野喜、宇嘉サージタンク	円形 R.C 58.4m <sup>3</sup> 円形 R.C 81.0m <sup>3</sup>	着S60.10.1 完S61.3.20	国頭村辺野喜
S61	嘉手納井戸郡～北谷浄水場導水管	φ450,500mm DCIP	着S60.10.1 完S62.3.17	嘉手納基地～北谷宮城
	嘉手納井戸郡～北谷浄水場導水管	φ500mm DCIP	着S62.3.30 完S63.3.30	北谷町上勢頭～砂辺
	瑞慶山ダム～嘉手納導水管	φ1,000mm SP,DCIP	着S63.1.26 完S63.6.26	沖縄市大工廻～知花
H1	伊波～嘉手納導水管	φ1,350mm SP,DCIP	着H1.8.12 完H2.2.15	読谷村親志～比謝缸
	伊波～山城導水管	φ800mm DCIP	着H1.9.8 完H2.2.28	石川市伊波
	川崎～倉敷導水管	φ500mm DCIP	着H1.10.31 完H2.12.28	具志川市川崎～栄野比
H2	伊波増圧ポンプ場	敷地造成工事 一式	着H1.9.30 完H2.3.15	石川市伊波
	伊波増圧ポンプ場	土木建築 一式 機械、電気 一式	着H2.5.30 完H3.3.27	石川市伊波
	伊波～山城導水管	φ800mm DCIP	着H2.6.1 完H3.1.7	石川市嘉手苅～伊波
	伊波～嘉手納導水管	φ1,350mm DCIP	着H2.7.2 完H3.3.5	恩納村山田
H3	川崎～倉敷導水管	φ500mm DCIP	着H2.8.25 完H3.2.28	栄野比～池原
	瑞慶山接合井	土木構造物 一式	着H2.9.29 完H3.9.30	沖縄市知花
	宇嘉～座津武導水管	φ600mm DCIP	着H2.10.12 完H3.3.29	国頭村宇嘉
	石川～伊波導水管	φ1,100mm DCIP	着H2.10.1 完H4.1.31	石川市石川
	伊波増圧ポンプ場	建築、場内配管 一式 機械、電気 一式	着H3.7.10 完H4.3.18	石川市伊波
	伊波～嘉手納導水管	φ1,350mm DCIP	着H3.9.2 完H4.3.31	恩納村仲泊、山田
	伊波～山城導水管	φ800mm DCIP	着H3.9.25 完H4.3.23	石川市伊波～山城
	座津武～武見導水管	φ600mm DCIP	着H3.12.7 完H4.12.15	国頭村宇嘉
	瑞慶山接合井電気設備	電気設備 一式	着H3.9.18 完H4.2.29	沖縄市知花

表-3.2.6(2) 導水施設建設工事の概要（主要工事） 国庫補助工事

年度	工事名	工事概要	工期	位置
H4	伊波増圧ポンプ場	電気計装設備・機械設備・特高受電設備・遠方監視制御設備	着 H4.8.11 完 H5.3.25	石川市伊波
	伊波調整池	円筒形プレストレストコンクリートタンク 一基 内径 D=46.1m 有効水深 He=6.0m 有効容量 Ve=10,014m <sup>3</sup>	着 H4.7.10 完 H5.3.26	石川市伊波
	伊波～嘉手納導水管	φ 1,350mm DCIP	着 H4.6.20 完 H6.3.31	石川市伊波・読谷村大湾 恩納村仲泊～山田
	石川～伊波導水管	φ 1,100mm DCIP	着 H4.7.28 完 H5.3.19	石川市石川～伊波
H5	伊波増圧ポンプ場	場内整備・遠方監視制御設備・電気計装設備・機械設備	着 H5.7.14 完 H7.3.31	石川市伊波
	瑞慶山ダム注水施設	土木工事・建築工事・電気計装設備工事	着 H5.7.31 完 H6.1.25	石川市楚南
	伊波～嘉手納導水管	φ 1,100mm DCIP	着 H5.9.29 完 H7.3.30	読谷村比謝町～嘉手納町水釜
	嘉手納合流弁室	合流弁室 22m×11m 電気室 6m×11m 管弁類 φ 900m	着 H5.9.1 完 H7.3.31	嘉手納町水釜
	瑞慶山ダム～嘉手納導水管	電気計装設備 φ 1,000mm DCIP	着 H5.12.25 完 H6.3.31	沖縄市池原
H6	西系列遠方監視設備	遠方監視制御設備	着 H6.7.22 完 H6.11.25	名護市久志
	伊波増圧ポンプ場	電気計装設備・遠方監視制御設備	着 H6.8.25 完 H7.3.31	石川市伊波
H7	田港～田井等導水管	φ 1,350mm DCIP	着 H7.12.18 完 H9.3.25	大宜味村白浜～津波
	伊波増圧ポンプ場	自家発電設備	着 H7.9.27 完 H8.8.20	石川市伊波
	幸喜～富着導水管	φ 1,350mm DCIP	着 H8.3.26 完 H9.3.31	名護市喜瀬～恩納村伊武部
H8	田港～田井等導水管	φ 1,350mm DCIP	着 H8.8.20 完 H10.3.31	大宜味村白浜・津波・大保・田港
	伊波導水トンネル	φ 1,500mm SP	着 H8.9.18 完 H10.3.31	恩納村富着
	富着～伊波導水管	φ 1,500mm DCIP	着 H8.9.25 完 H9.3.31	恩納村富着～石川市伊波
	幸喜～富着導水管	φ 1,500mm DCIP	着 H8.9.25 完 H10.3.25	恩納村瀬良垣～恩納・安富祖
	伊波増圧ポンプ場	電気計装設備・機械設備	着 H8.9.26 完 H9.9.30	名護市喜瀬・幸喜 石川市伊波
	大保流量制御弁室	電気計装設備	着 H9.1.30 完 H10.3.20	大宜味村田港
	大保調整池	取付道路	着 H9.3.25 完 H9.10.20	大宜味村田港
	H9	田港～田井等導水管	φ 1,350mm DCIP	着 H9.9.30 完 H11.3.31
幸喜～富着導水管		φ 1,500mm DCIP	着 H9.8.28 完 H11.3.19	名護市幸喜～喜瀬・恩納村名嘉真・恩納・谷茶・瀬良垣・大宜味村田港
大保調整池		取付道路・築造・造成・流出入管 V≒10,600m <sup>3</sup> φ 1,350mm×2、φ 800mm×1 φ 500mm×1 φ 1,500mm SP・DCIP	着 H9.9.18 完 H11.3.31	名護市許田
許田導水トンネル			着 H9.10.3 完 H10.3.31	名護市許田
許田増圧ポンプ場		造成・建築・土木・動力設備・配電盤設備・機械設備・電気計装設備・特高受変電設備	着 H10.2.10 完 H11.3.31	名護市許田
大保流量制御弁室		遠方監視制御設備	着 H9.12.26 完 H10.3.31	大宜味村田港
H10	田港～田井等導水管	φ 1,350mm DCIP	着 H10.6.13 完 H11.7.18	名護市源河・幸喜 恩納村恩納・谷茶～富着
	幸喜～富着導水管	φ 1,500mm DCIP	着 H10.8.3 完 H12.3.23	恩納村名嘉真～安富祖・瀬良垣・恩納・谷茶・名護市喜瀬
	許田増圧ポンプ場	建築電気設備・動力設備・遠方監視制御設備・自家発電設備・中系機械設備・動力設備・流入弁室築造・機械設備・計装設備	着 H10.8.3 完 H12.3.31	名護市許田
	瀬良垣調圧水槽	RC造 20m <sup>2</sup>	着 H11.3.18 完 H11.12.13	名護市瀬良垣
	恩納調圧水槽	RC造 20m <sup>2</sup>	着 H11.3.18 完 H11.12.13	恩納村恩納
	幸喜導水トンネル	φ 1,500mm SP・DCIP	着 H10.6.13 完 H12.3.31	名護市幸喜
	大保調整池	電気計装設備	着 H10.6.13 完 H11.4.9	大宜味村田港
	羽地～許田導水管	φ 1,500mm DCIP	着 H11.3.16 完 H12.1.10	名護市許田

表-3.2.6(3) 導水施設建設工事の概要（主要工事） 国庫補助工事

年度	工事名	工事概要	工期	位置
H11	我部祖河取水ポンプ場	建設・計装設備・電気設備・機械設備	着 H11.7.6 完 H12.3.31	名護市呉我
	我部祖河導水管	φ 500mm DCIP	着 H11.8.14 完 H12.3.31	名護市呉我～振慶名
	許田調整池	築造	着 H11.10.1 完 H13.3.31	名護市許田
	許田増圧ポンプ場	ITV設備・自家発電設備・特高受変電設備・造成	着 H12.3.16 完 H13.3.31	名護市許田
	幸喜～富着導水管	φ 1,500mm DCIP	着 H11.6.30 完 H12.4.30	恩納村名嘉真・安富祖
	名護導水トンネル	D=2.45m H=2.67m A=5.39m <sup>2</sup>	着 H11.9.17 完 H13.3.31	名護市名護・伊差川
	羽地～許田導水管	工事用道路整備	着 H11.9.17 完 H12.3.31	名護市許田
	H12	許田増圧ポンプ場	場内整備	着 H13.3.16 完 H13.7.31
名護導水トンネル		D=2.45m H=2.67m A=5.39m <sup>2</sup>	着 H12.9.23 完 H14.3.31	名護市数久田・世富慶・親川
幸喜～富着導水管		φ 1,500mm DCIP	着 H12.8.8 完 H13.11.10	恩納村瀬良垣・恩納・谷茶
羽地～許田導水管		φ 1,500mm DCIP	着 H12.9.29 完 H14.3.31	恩納村恩納 名護市許田・世富慶
H13	名護導水トンネル	D=2.45m H=2.67m A=5.39m <sup>2</sup>	着 H13.4.3 完 H14.3.31	名護市名護・伊差川
	羽地～許田導水管	φ 1,500mm DCIP	着 H13.7.5 完 H15.3.20	名護市川上・東江～世富慶
	田港～田井等導水管	φ 1,350mm DCIP	着 H13.9.29 完 H14.5.31	名護市川上
	我部祖河導水管	φ 500mm DCIP	着 H13.9.29 完 H14.3.29	名護市親川～川上
	我部祖河取水堰	移設工事	着 H13.11.23 完 H14.3.25	名護市呉我
H14	名護導水トンネル	D=2.45m H=2.67m A=5.39m <sup>2</sup>	着 H14.4.1 完 H16.3.10	名護市名護・伊差川・世富慶・ 数久田
	羽地～許田導水管	φ 1,500mm DCIP	着 H14.10.1 完 H15.10.31	名護市東江
H15	名護導水トンネル	D=2.45m H=2.67m A=5.39m <sup>2</sup>	着 H15.4.1 完 H17.3.10	名護市名護・伊差川
	羽地～許田導水管	φ 1,500mm DCIP	着 H15.4.1 完 H16.6.10	名護市許田
H16	羽地～許田導水管	φ 1,500mm DCIP	着 H16.4.1 完 H17.8.31	名護市許田・城～東江
	名護導水トンネル	D=2.45m H=2.67m A=5.39m <sup>2</sup>	着 H16.4.1 完 H17.3.31	名護市名護・伊差川・親川・ 許田
	大保取水ポンプ場導水管	φ 1,350mm DCIP	着 H16.6.30 完 H17.3.31	大宜味村田港
	我部祖河・西系導水管	連結配管工事	着 H16.12.24 完 H17.3.31	名護市田井等
H17	名護導水トンネル	D=2.45m H=2.67m A=5.39m <sup>2</sup>	着 H17.4.1 完 H19.2.28	名護市親川・世富慶・数久田・ 伊差川
	大保取水ポンプ場	造成	着 H17.7.1 完 H18.3.31	大宜味村田港
	羽地～許田導水管	φ 1,500mm DCIP	着 H16.6.30 完 H17.3.31	名護市城～東江
H18	名護導水トンネル	D=2.45m H=2.67m A=5.39m <sup>2</sup>	着 H18.4.1 完 H20.2.20	名護市親川・世富慶・数久田・ 許田
	大保取水ポンプ場	導水管: φ 1,500mm SP 工水管: φ 250mm DCIP 建設	着 H18.9.8 完 H20.1.4	大宜味村田港
H19	名護導水トンネル	D=2.45m H=2.67m A=5.39m <sup>2</sup>	着 H19.4.1 完 H20.6.30	名護市親川・世富慶・数久田・ 許田
	大保取水ポンプ場	建設	着 H19.8.31 完 H20.5.31	大宜味村田港
	大保ダム取水管	φ 800mm φ 1,000mm DCIP	着 H19.8.31 完 H20.8.15	大宜味村田港
	大保ダム注水管	φ 1,200mm DCIP φ 700mm SP	着 H19.12.28 完 H20.11.30	大宜味村田港

表-3.2.9 西系列導水管（中部）の諸元

中部の導水本管(その1)

位置	管径 (mm)	管種	延長(m)	建設年度
石川浄水場～山城ダム	φ 800	SP	2,522.0	昭和 53 年
山城ダム～倉敷ダム	φ 800	SP	2,690.0	〃
倉敷ダム～倉敷	φ 700	DCIP	1,140.0	昭和 59 年
川崎ポンプ場～倉敷	φ 500	DCIP	4,997.0	平成 2 年
漢那～石川浄水場	φ 900	PCP	17,428.0	昭和 41 年
赤崎～伊波増庄ポンプ場	φ 1,100	DCIP	2,047.0	平成 4 年
伊波増庄ポンプ場～山城	φ 800	DCIP	3,989.0	〃
倉敷ダム～嘉手納	φ 1,000	DCIP	4,757.0	昭和 61 年
〃	φ 1,000	DCIP	2,497.0	昭和 63 年
〃	φ 1,000	DCIP	548.0	〃
嘉手納～北谷浄水場	φ 1,350	DCIP	4,169.0	昭和 61 年
〃	φ 1,350	SP	2,395.0	〃
合計(全体)			49,179.0	
西系列合計			14,481.0	

表-3.2.10 西系列導水管（中部）の諸元

中部の導水本管(その2)

位置	管径(mm)	管種	延長(m)	建設年度
倉敷～白川	φ 500	DCIP	3,144.0	昭和 51 年
〃	φ 200	DCIP	241.0	平成 14 年
〃	φ 150	DCIP	491.0	〃
嘉手納井戸群～北谷浄水場	φ 150	DCIP	48.0	平成 13 年
〃	φ 100	〃	152.0	〃
〃	φ 200	DCIP	535.0	平成 14 年
〃	φ 200	DCIP	381.0	平成 15 年
〃	φ 500	DCIP	762.0	平成 17 年
〃	φ 400	〃	174.0	〃
〃	φ 300	〃	288.0	〃
〃	φ 200	〃	0.5	〃
〃	φ 150	〃	723.0	〃
〃	φ 400	〃	68.0	〃
〃	φ 150	DCIP	731.0	平成 19 年
〃	φ 200	〃	5.0	〃
嘉手納井戸群～白川水質浄化施設	φ 200	DCIP	540.0	平成 11 年
〃	φ 400	DCIP	192.0	平成 12 年
〃	φ 350	〃	458.0	〃
〃	φ 300	〃	82.0	〃
〃	φ 200	〃	2,076.0	〃
〃	φ 150	〃	227.0	〃
〃	φ 100	〃	12.0	〃
〃	φ 300	SUS304	55.0	〃
〃	φ 200	SUS304	54.0	〃
嘉手納井戸群～白川水質浄化施設	φ 100	DCIP	63.0	平成 18 年
〃	φ 150	DCIP	1,750.0	平成 19 年
比謝川ポンプ場～屋良・千貫田	φ 750	PCP	808.0	昭和 42 年
比謝川ポンプ場～屋良 581-2	φ 500	DCIP	645.0	平成 16 年
伊波増庄～嘉手納合流弁室	φ 1,350	DCIP	6,894.0	平成 6 年
〃	φ 1,350	SP	1,211.0	〃
〃	φ 1,100	SP	4,177.0	〃
〃	φ 1,100	DCIP	2,525.0	〃
合計(全体)			29,512.5	

(2) 宇嘉～大保間の導水管敷設

宇嘉～大保間（延長 L=28km）の導水管路の敷設は、昭和 57 年～昭和 60 年に行われた。管径  $\phi 700$  ～ $\phi 1200$  で、管種は DCIP（ダクタイル鋳鉄管）、SP（鋼管）を採用している。国道 58 号及び国道 331 号に埋設された。

(3) 名護導水トンネルの施工

大保～伊波間の幹線導水路のうち、最も重要な工事区間は名護トンネルで、名護トンネルの工区割りは以下のように細分されている。図-3.2.3、図-3.2.4 に事業区分図及び工事工程を示した。

トンネル内に  $\phi 1,350$ 、 $\phi 1,500$  の導水管を埋め込んでいる。

第 1 工区 その 1=許田工区

第 1 工区 その 2=数久田工区

第 2 工区 その 1=世富慶工区

第 2 工区 その 2=幸地工区

第 2 工区 その 3=伊差川工区

第 2 工区 その 4=山田工区

図-3.2.5 には、空中写真上にルートを示した。

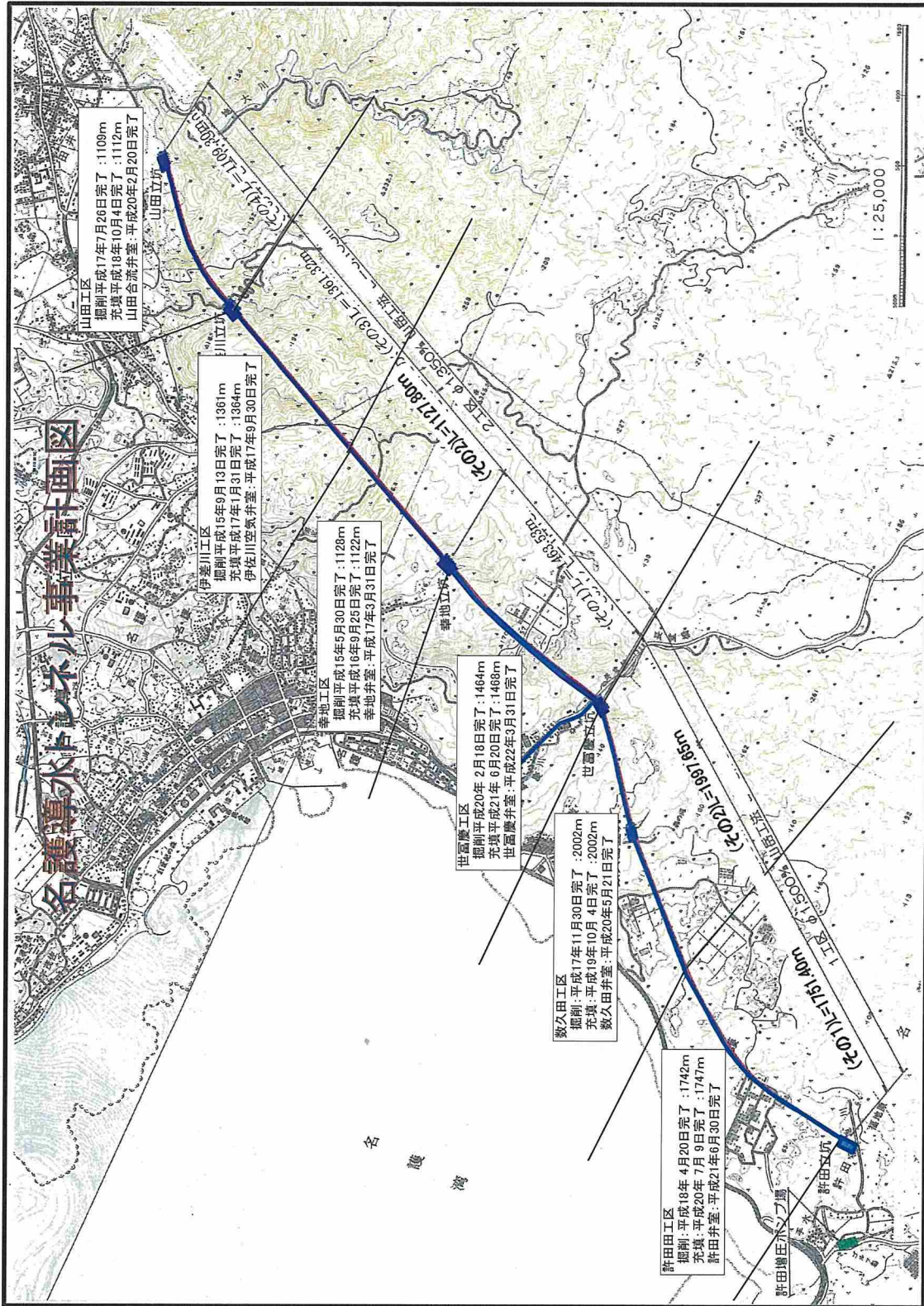


図-3.2.3 名護トンネル事業計画図



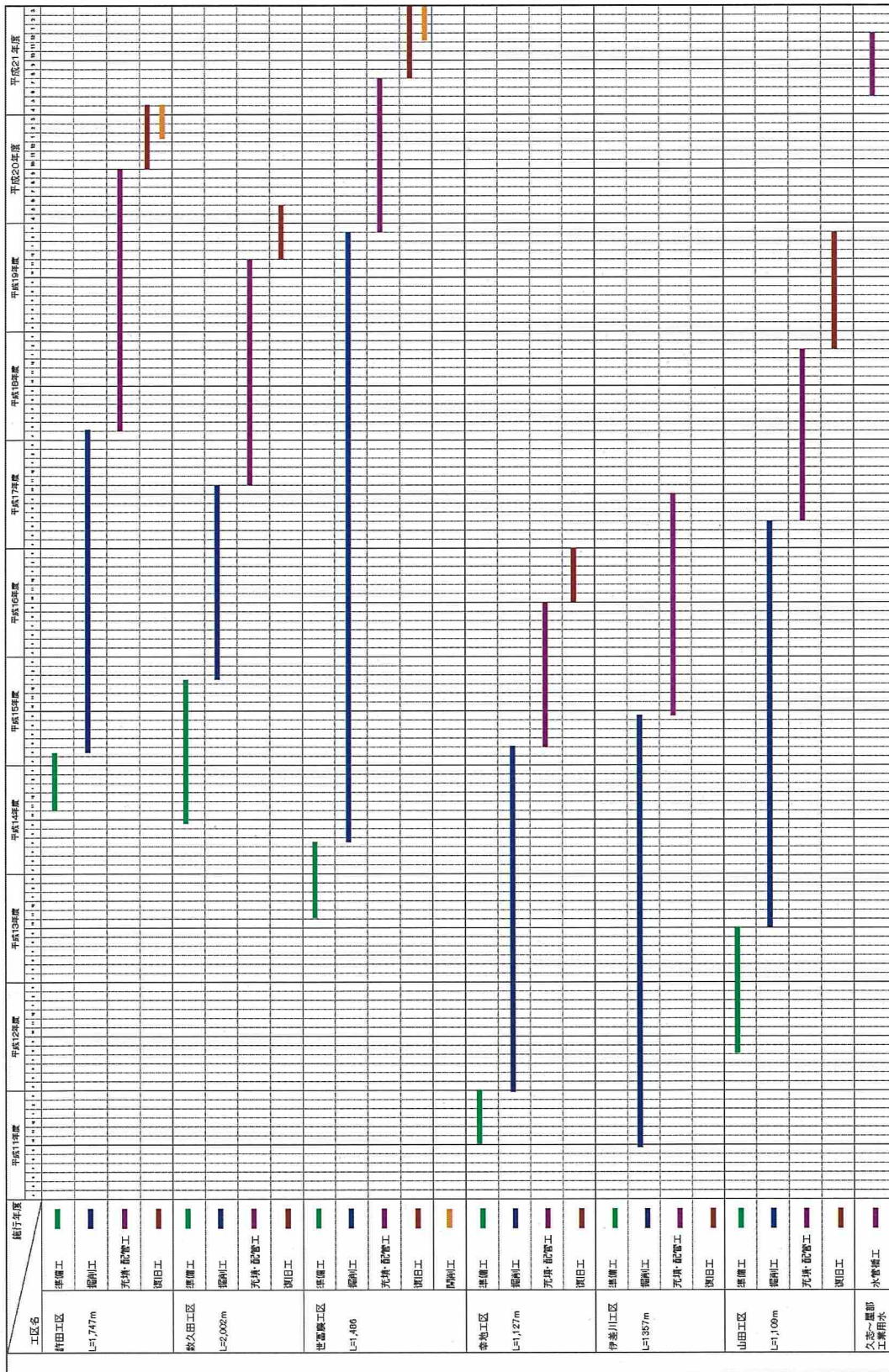





図-3.2.4 西系列幹線導水工事工程表

凡 例	
	トンネル部
	開削部
	推進部
	立坑部
	許田増圧ポンプ場
	作業範囲 (資材ヤード等)



※ 本導水トンネルルート及び管土盛りは、概略設計に基づくものであり、現地の測量や土質調査の結果によっては、多少の変更が生じる場合もあります。



導水トンネル完成後は、坑口は以下のように管理施設として利用。



許田弁室



世富慶弁室

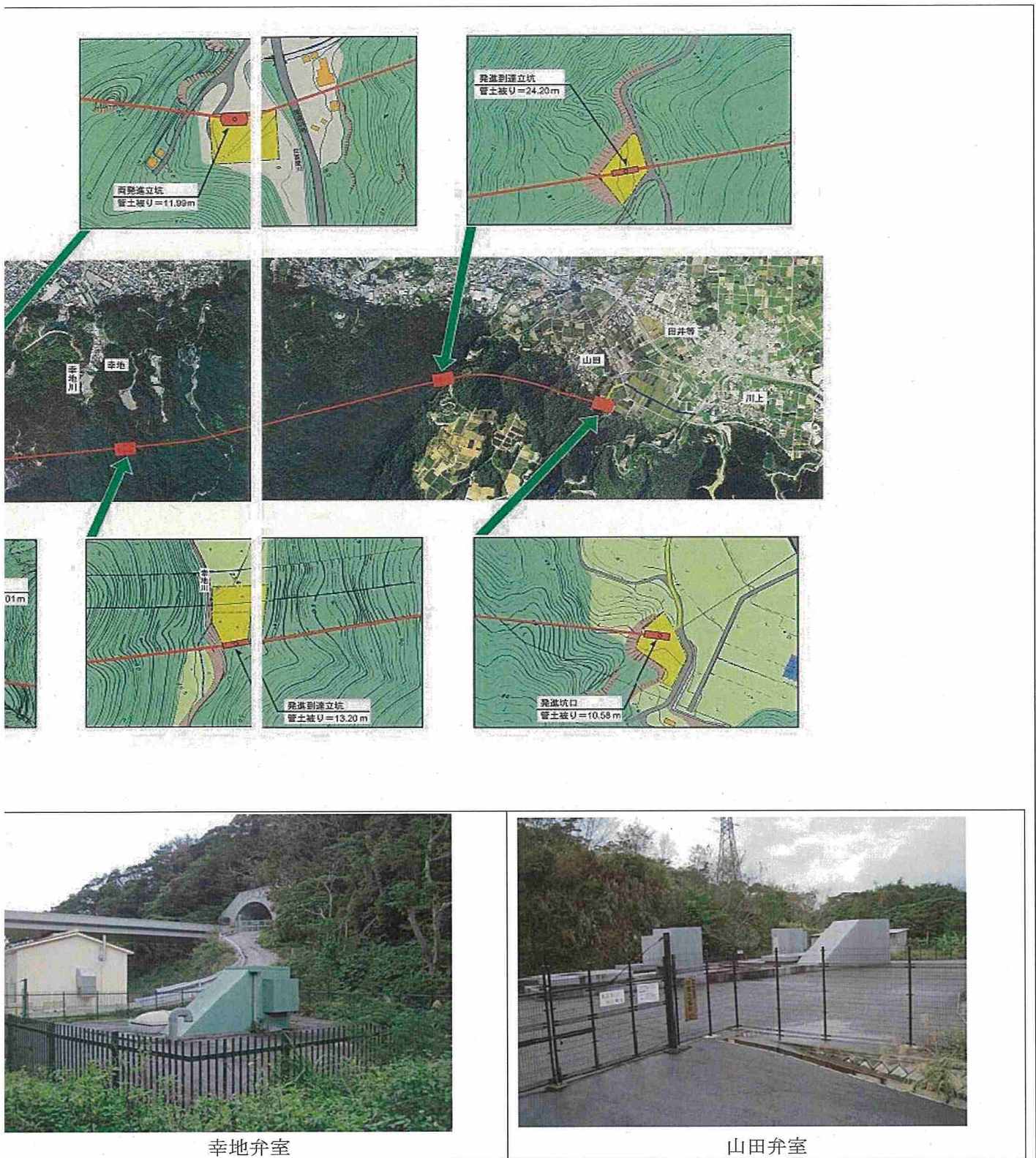


図-3.2.5 西系列幹線導水路 名護トンネル概要図

#### (4) 伊波導水トンネルの設計施工

伊波導水トンネルは、西系列幹線導水施設の中では、最初に着手した導水トンネルであり、その後のトンネル工事に生かされた。延長 1.27km、 $\phi 1,500$  のトンネル。以下に設計や施工の考え方を示した。

##### ① 設計（ルート、工法、施工計画）

伊波導水トンネルルートについては、施工性、環境影響、協議調整事項、コストなどを総合的に評価して、3案の内、トンネル延長が最小となるルート案を選定した。

トンネル掘削工法は、TBM法、自由断面機械掘削法、発破工法の3手法のうち、経済性や周辺環境を考慮して自由断面機械掘削法を選定した。

トンネルルート上の地形は、標高 40~60m の丘陵地であり、最小土かぶりは 20m である。ルート上の丘陵地は、多数の沢が切れ込む複雑な地形となっており、ルート上の左右は深い谷（標高 20~30m）になっている。

トンネルルート上の丘陵地は、本島北部に広く分布する「名護層群」の粘板岩が大部分を占め、2箇所断層には石英安山岩や安山岩の岩脈が局所的に分布する。粘板岩の特性として、剥離性に富み小規模な破碎帯が想定されたが大部分は新鮮な岩盤と判断して施工に望んだ。

施工期間は、平成8年9月から平成10年3月までで、当初、月進 130m のトンネル掘削を計画していたが、10箇所以上の破碎帯や湧水による切羽の流出が見られたため、月進 100m にとどまった。富着側から迎え掘り（3ヶ月間 300m）を実施したことで、所定の工期内で完了させた。

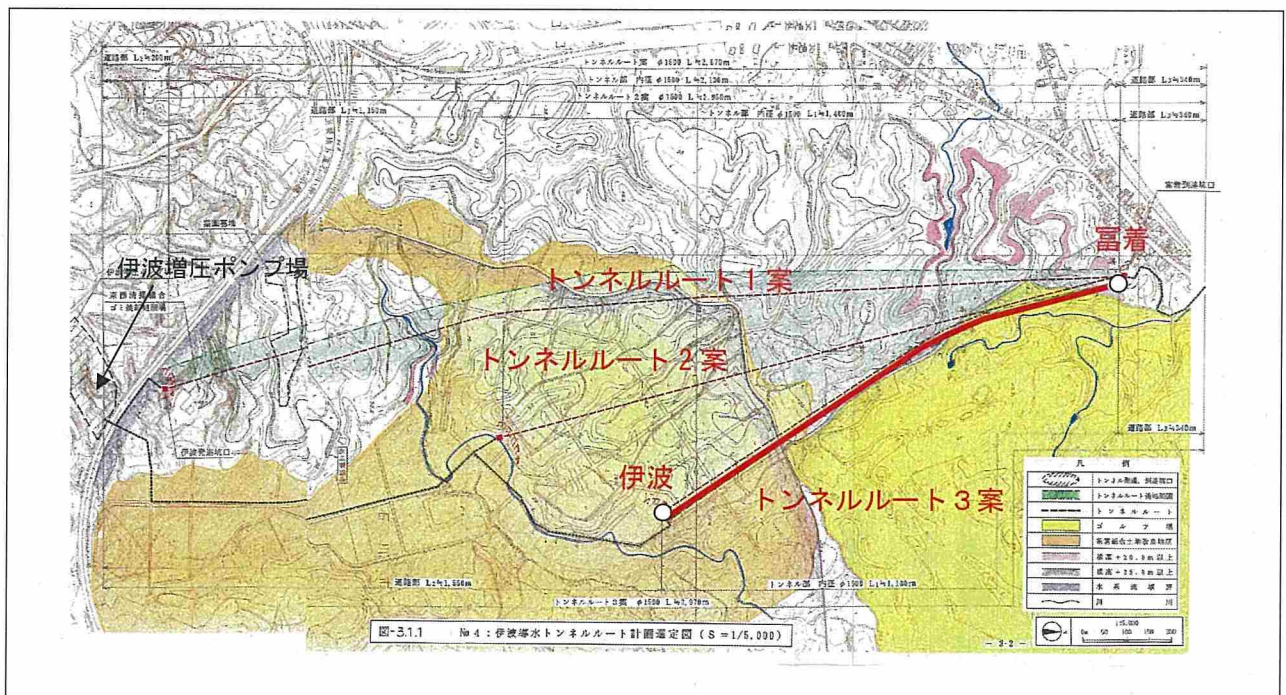


図-3.2.6 伊波トンネルルート案