



SUMMARY OF THE TEST RESULTS

Project: Geotechnical Investigation for WASA Master Plan, Faisalabad

Client: M/S ECOS Ltd

BH/ TP No.	Sample No	Depth (m)	NMC (%)	Bulk Density (kN/m ³)	Specific Gravity G _s
BH-03	17 (UDS)	5	2.37	16.54	2.66
	18 (UDS)	11	7.22	20.71	2.67
	19 (UDS)	15	9.19	17.99	2.67
	20 (UDS)	21	20.48	17.94	2.66
	21 (UDS)	25	21.92	20.86	2.67
	22 (UDS)	31	26.52	16.14	2.66
	23 (UDS)	35	24.92	20.47	2.65
	24 (SPT)	40	16.53		2.65
	25 (UDS)	5	4.32	16.20	2.67
	26 (UDS)	11	6.41	17.78	2.67
BH-04	27 (UDS)	15	12.36	17.35	2.67
	28 (UDS)	21	9.82	26.16	2.66
	29 (UDS)	25	17.35	19.44	2.65
	30 (UDS)	31	22.79	18.65	2.67
	31 (SPT)	36	32.67		2.66
	32 (SPT)	40	22.86		2.65



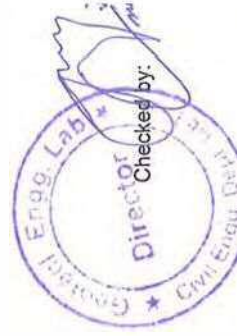
Prepared by:


SUMMARY OF THE TEST RESULTS

Project: Geotechnical Investigation for WASA Master Plan, Faisalabad

Client: M/S ECOS Ltd

BH/ TP No.	Sample No	Depth (m)	NMC (%)	Bulk Density (kN/m ³)	Specific Gravity G _s
BH-05	33 (UDS)	5	9.23	17.74	2.65
	34 (UDS)	11	7.28	16.47	2.65
	35 (UDS)	15	15.10	16.46	2.66
	36 (UDS)	21	23.43	18.48	2.67
	37 (UDS)	25	24.64	17.79	2.67
	38 (UDS)	31	23.30	17.50	2.67
	39 (SPT)	36	19.62		2.67
BH-06	40 (SPT)	40	20.11		2.67
	41 (UDS)	1.5	20.39	17.17	2.70
	42 (UDS)	5	21.26	16.61	2.65
	43 (UDS)	11	7.78	15.98	2.67
	44 (UDS)	15	9.63	18.34	2.68
	45 (UDS)	21	6.79	16.12	2.67
	46 (UDS)	25	18.72	18.05	2.66
	47 (SPT)	32	20.46		2.65
	48 (SPT)	36	22.78		2.67




 Prepared by:

資料7 その他の資料・情報
(3) 試掘調査結果

Survey List (Excavation and underground structure observation survey)

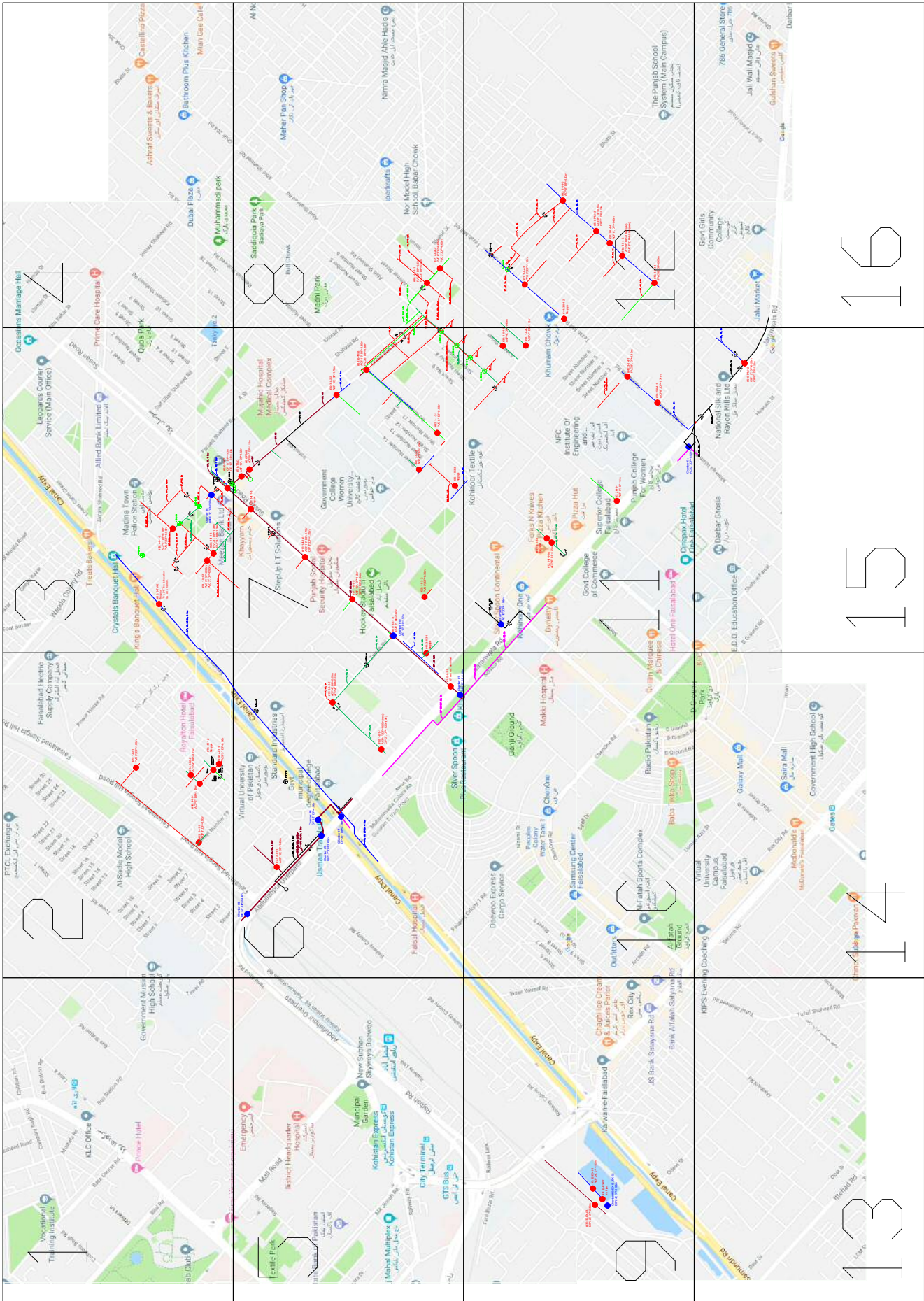
Sr.#	MAP #	Pit/Chamber Name	Excavation date	Pipe to be identified	Actual identified pipe	Road	Pavement	Notes
1	6	⑤-II-1-1	27-Jun	Installation point of a valve on Ex. Distribution Main (DN250)	PVC DN100, DP=1.8m PVC DN100, DP=1.9m	Main Rd (Susan Rd)	No pavement (green belt)	
2	3	⑥-PM-7	28-Jun	Intersection point of Ex. Distribution Main (DN300) and proposed Distribution Primary Main (DN450)	CIP DN250, DP=1.43m CIP DN250, DP=1.43m	Main Rd (Susan Rd)	No pavement (green belt)	
3	9	⑥-EX-01	28-Jun	Intersection point of Ex. Distribution Main (DN600) and proposed Interconnecting Main.	AC DN600, DP=1.65m	Inside Old JK WTP	No pavement	
4	9	⑥-EX-02	29-Jun	Intersection point of Ex. Distribution Main (DN600) and proposed Interconnecting Main.	No pipe	Inside Old JK WTP	No pavement	
5	7	⑥-TM-3	1-Jul	Intersection point of Ex. Distribution Main (DN250) and proposed Transmission Main (DN450)	AC DN250, DP=1.52m	Main Rd (Green Belt Rd)	No pavement (shoulder)	
6	7	⑥-PM-9	1-Jul	Intersection point of Ex. Distribution Main (DN250) and proposed Distribution Primary Main (DN450)	AC DN250, DP=1.18m	Main Rd (Green Belt Rd)	Brick (shoulder)	
7	11	②-II-3-1	2-Jul	Point of cutting or installation of a valve on Ex. Distribution Main (DN150)	AC DN200, DP=1.1m	Town Rd (Madina Town)	No pavement (shoulder)	
8	12	⑥-PM-13	2-Jul	Intersection point of Ex. Distribution Main (DN200) and proposed Distribution Primary Main (DN300)	AC DN200, DP=1.43m CIP DN75, DP=1.43m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
9	15	⑥-PM-12	3-Jul	Intersection point of Ex. Distribution Main (DN300) and proposed Distribution Primary Main (DN300)	Steel DN300, DP=0.23m Steel DN200, DP=0.23m	Main Rd (Jaranwala Rd)	Asphalt	
10	3	⑥-TM-2	4-Jul	Intersection point of Ex. Distribution Main (DN600) and proposed Transmission Main (DN450)	No pipe	Main Rd (Service road of Canal Expy)	Asphalt	
11	11	①-II-3-1	13-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN100) and proposed Distribution Secondary Main (DN200)	No pipe	Town Rd (Madina Town)	No pavement (shoulder)	
12	11	①-II-3-1A	13-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN100) and proposed Distribution Secondary Main (DN200)	AC DN150, DP=1.25m	Town Rd (Madina Town)	No pavement (shoulder)	
13	2	①-I-1-1	14-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN200)	AC DN100, DP=1.50m	Town Rd (Abdullar Pur)	Concrete	
14	2	①-I-2-2	15-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN100) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	AC DN100, DP=1.27m	Town Rd (Abdullar Pur)	Asphalt	
15	2	④-I-1-2	15-Jul	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN150)	No pipe	Town Rd (Abdullar Pur)	Asphalt	
16	7	①-II-1-6	16-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	AC DN250, DP=1.75m CIP DN75, DP=1.75m	Main Rd (Susan Rd)	No pavement (green belt)	
17	7	①-II-1-5	16-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	AC DN250, DP=1.24m CIP DN150, DP=1.24m	Main Rd (Susan Rd)	No pavement (green belt)	
18	6	①-II-1-1	17-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN100) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	AC DN100, DP=1.5m (new) AC DN50, DP=1.2m (old)	Town Rd (Madina Town)	Tile, Asphalt	
19	6	①-II-1-2	17-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN100) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	AC DN100, DP=0.57m AC DN100, DP=0.57m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
20	11	⑤-II-4-1	18-Jul	Installation point of a valve to Ex. Distribution Main (DN200)	AC DN200, DP=1.74m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
21	12	①-II-4-3	18-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	PVC DN75, DP=1.10m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
22	7	①-II-3-2	19-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	PVC DN75, DP=0.70m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
23	3	①-II-1-8	19-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	PVC DN100, DP=1.00m PVC DN75, DP=1.00m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
24	3	①-II-1-7	19-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	PVC DN75, DP=0.90m PVC DN75, DP=0.90m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	

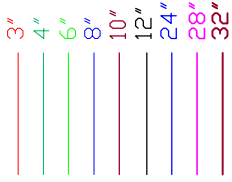
Sr.#	MAP #	Pit/Chamber Name	Excavation date	Pipe to be identified	Actual identified pipe	Road	Pavement	Notes
25	2	①-I-2-1	21-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	PVC DN75, DP=1.05m	Town Rd (Abdullar Pur)	Concrete, Asphalt	
26	2	④-I-1-3	21-Jul	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	ACP DN75, DP=0.96m	Town Rd (Abdullar Pur)	Concrete, Asphalt	
27	12	①-II-4-4	22-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN200)	ACP DN200, DP=1.45m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
28	11	①-II-4-2	22-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	ACP DN100, DP=1.75m	Town Rd (Madina Town)	Tile (shoulder)	
29	7	③-II-1-1	23-Jul	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN100)	PVC DN150, DP=0.80m	Main Rd (Susan Rd)	No pavement (green belt)	Count as 2 pits because of more than 3m2 of excavation area
30	7	③-II-1-3	23-Jul	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	No pipe	Main Rd (Susan Rd)	No pavement (green belt)	
31	11	①-II-4-1	24-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	ACP DN100, DP=1.45m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
32	7	①-II-2-1	24-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN100) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	PVC DN150, DP=0.93m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
33	3	④-II-1-2	26-Jul	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	ACP DN100, DP=0.68m PVC DN75, DP0.68m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
34	7	⑥-PM-8	26-Jul	Intersection point of Ex. Distribution Main (DN250) and proposed Distribution Primary Main (DN400)	ACP DN250, DP=1.30m PVC DN150, DP0.130m	Main Rd (Green Belt Rd)	No pavement (shoulder)	
35	9	⑥-EX-03	27-Jul	Connecting point of Ex.Arterial Main (DN800) and proposed Interconnecting Main.	DIP DN800, DP=2.30m	Town Rd (Jhal)	Asphalt	
36	7	①-II-3-3	27-Jul	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	No pipe	Town Rd (Madina Town)	Tile	
37	8	④-II-4-2	28-Jul	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	PVC DN150, DP=0.66m PVC DN75, DP=0.66m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
38	8	④-II-4-1	28-Jul	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	PVC DN150, DP=0.67m PVC DN75, DP=0.67m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
39	7	③-II-2-2	29-Jul	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN150)	ACP DN250, DP=1.70m	Main Rd (Green Belt Rd)	No pavement (shoulder)	
40	7	③-II-2-3	29-Jul	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN150)	ACP DN100, DP=1.45m	Town Rd (Madina Town)	Brick (shoulder)	Count as 2 pits because of more than 3m2 of excavation area
41	7	③-II-3-1	30-Jul	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN200)	No pipe	Main Rd (Susan Rd)	Tile, Asphalt	
42	11	③-II-4-1	31-Jul	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	PVC DN200, DP=1.40m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
43	12	③-II-4-6	31-Jul	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	ACP DN200, DP=1.43m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
44	12	③-II-4-2	1-Aug	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	No pipe	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
45	12	③-II-4-4	1-Aug	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN150)	PVC DN200, DP=0.60m	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
46	12	③-II-4-5	1-Aug	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	ACP DN200, DP=1.30m (OLD) PVC DN200, DP=0.50m (NEW)	Town Rd (Madina Town)	Asphalt	
47	6	②-I-1-1	2-Aug	Installation point of a valve to Ex. Distribution Main (DN250)	ACP DN250, DP=1.45m	Main Rd (Faisalabad Sangla Hill Rd)	Asphalt	
48	2	④-I-1-1	2-Aug	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN100)	ACP DN150, DP=1.13m	Town Rd (Abdullar Pur)	Concrete, Asphalt	
Valve chambers surveyed								
Chamber # 1	6	⑤-II-1-1	-	Installation point of a valve on Ex. Distribution Main (DN250)	AC DN250, DP=1.98m	Main Rd (Susan Rd)	-	
Chamber # 2	11	⑥-PM-10	-	Intersection point of Ex.Distribution Main (DN300) and proposed Distribution Primary Main (DN400)	DN250, DP=1.98m	Main Rd (Jaranwala Rd)	-	
Chamber # 3	11	⑥-PM-11	-	Intersection point of Ex.Arterial Main (DN500) and proposed Distribution Primary Main (DN300)	AC DN300, DP=0.92m	Main Rd (Jaranwala Rd)	-	

Sr.#	MAP #	Pit/Chamber Name	Excavation date	Pipe to be identified	Actual identified pipe	Road	Pavement	Notes
Chamber # 4	3	④-II-1-5	-	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	DN75, DP=0.92m	Town Rd (Madina Town)	-	
Chamber # 5	6	⑥-PM-4	-	Intersection point of Ex.Arterial Main (DN800) and proposed Distribution Primary Main (DN300)	DIP DN800, DP=3.66m	Main Rd (Canal Expy)	-	
Chamber # 6	6	⑥-PM-5	-	Intersection point of Ex.Arterial Main (DN600) and proposed Distribution Primary Main (DN300)	DIP DN800, DP=4.58m	Main Rd (Canal Expy)	-	
Chamber # 7	6	⑥-PM-6	-	Intersection point of Ex.Arterial Main (DN800) and proposed Distribution Primary Main (DN300)	DIP DN800, DP=3.66m	Main Rd (Jaranwala Rd)	-	
Chamber # 8	6	⑥-TM-1 / ⑥-PM-1	-	Intersection point of Ex.Arterial Main (DN800) and proposed Transmission Main (DN450) and proposed Distribution Primary Main (DN300)	DIP DN800, DP=2.44m	Main Rd (Faisalabad Sangla Hill Rd)	-	
Chamber # 9	9	⑥-EX-01 / ⑥-EX-02	-	Intersection point of Ex.Distribution Main (DN600) and proposed Interconnecting Main.	DIP DN600, DP=1.98m	Inside Old JK WTP	-	
Chamber # 10	7	③-II-1-1	-	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN100)	AC DN250, DP=1.52m AC DN150, DP=1.52m	Main Rd (Susan Rd)	-	
No need to be excavated								
-	3	⑥-PM-2	-	Intersection point of Ex. Distribution Main (DN250) and proposed Distribution Primary Main (DN400)	-	Main Rd (Susan Rd)	-	
-	3	⑥-PM-3	-	Intersection point of Ex. Distribution Main (DN300) and proposed Distribution Primary Main (DN400)	-	Main Rd (Susan Rd)	-	
-	12	⑤-II-4-2	-	Installation point of a valve to Ex. Distribution Main (DN200)	-	Town Rd (Madina Town)	-	
-	6	①-I-1-2	-	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN200)	-	Main Rd (Canal Expy)	-	
-	6	①-II-1-3	-	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	-	Town Rd (Madina Town)	-	
-	6	①-II-1-4	-	Connecting point of Ex. Distribution Main (DN75) and proposed Distribution Secondary Main (DN150)	-	Town Rd (Madina Town)	-	
Cannot be excavated								
-	3	④-II-1-1	-	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	-	Town Rd (Madina Town)	-	
-	3	④-II-1-3	-	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	-	Town Rd (Madina Town)	-	
-	3	④-II-1-4	-	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	-	Town Rd (Madina Town)	-	
-	7	③-II-1-2	-	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	-	Main Rd (Susan Rd)	-	
-	3	③-II-2-1	-	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN200)	-	Main Rd (Susan Rd)	-	
-	11	④-II-2-1	-	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	-	Town Rd (Madina Town)	-	
-	11	④-II-2-2	-	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	-	Town Rd (Madina Town)	-	
-	7	④-II-2-3	-	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	-	Town Rd (Madina Town)	-	
-	7	④-II-2-4	-	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	-	Town Rd (Madina Town)	-	
-	12	③-II-4-3	-	Cutting point of Ex. Distribution Main (DN75)	-	Town Rd (Madina Town)	-	

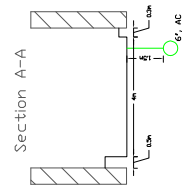
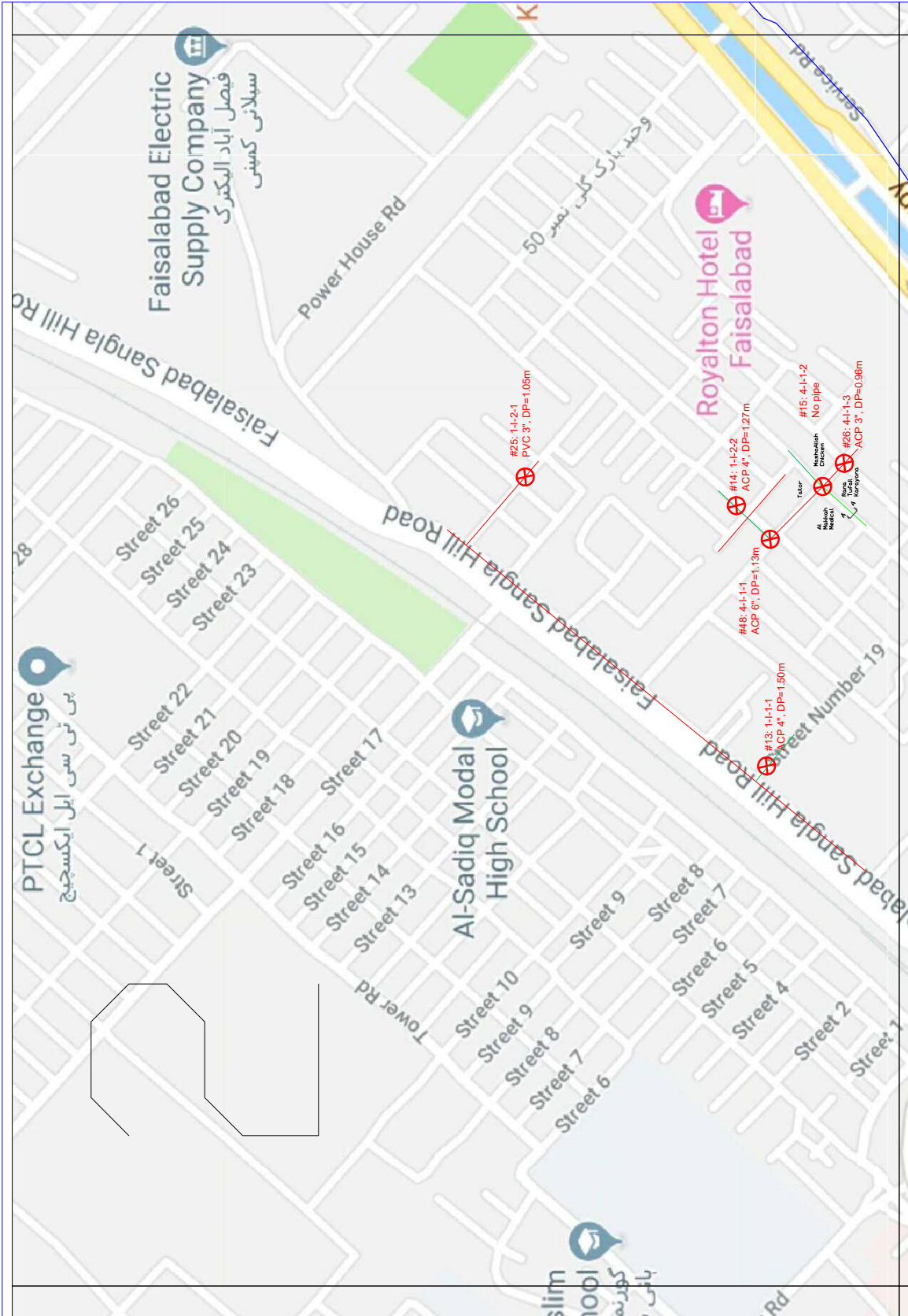
Notes:

- ① To identify actual connecting point of new distribution secondary main and existing distribution tertiary main.
- ② To identify actual isolation point (installing valve or cutting & plugging) between existing distribution primary main (to be used) and existing distribution secondary main (not to be used).
- ③ To identify actual isolation point (installing valve or cutting & plugging) between existing distribution secondary main and existing distribution tertiary main.
- ④ To identify actual isolation point (installing valve or cutting & plugging) of existing distribution tertiary main at boundary of DMA.
- ⑤ To identify actual valve installation point on existing primary or secondary main to isolate distribution area.
- ⑥ To identify actual location (alignment and depth) of existing underground infrastructure (big water supply pipe such as arterial main and primary main, sewerage pipe, drainage channel, commutation cable, etc.) in order to define alignment and depth of new transmission main and new distribution primary main.



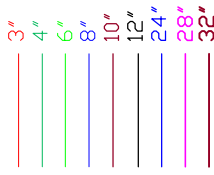
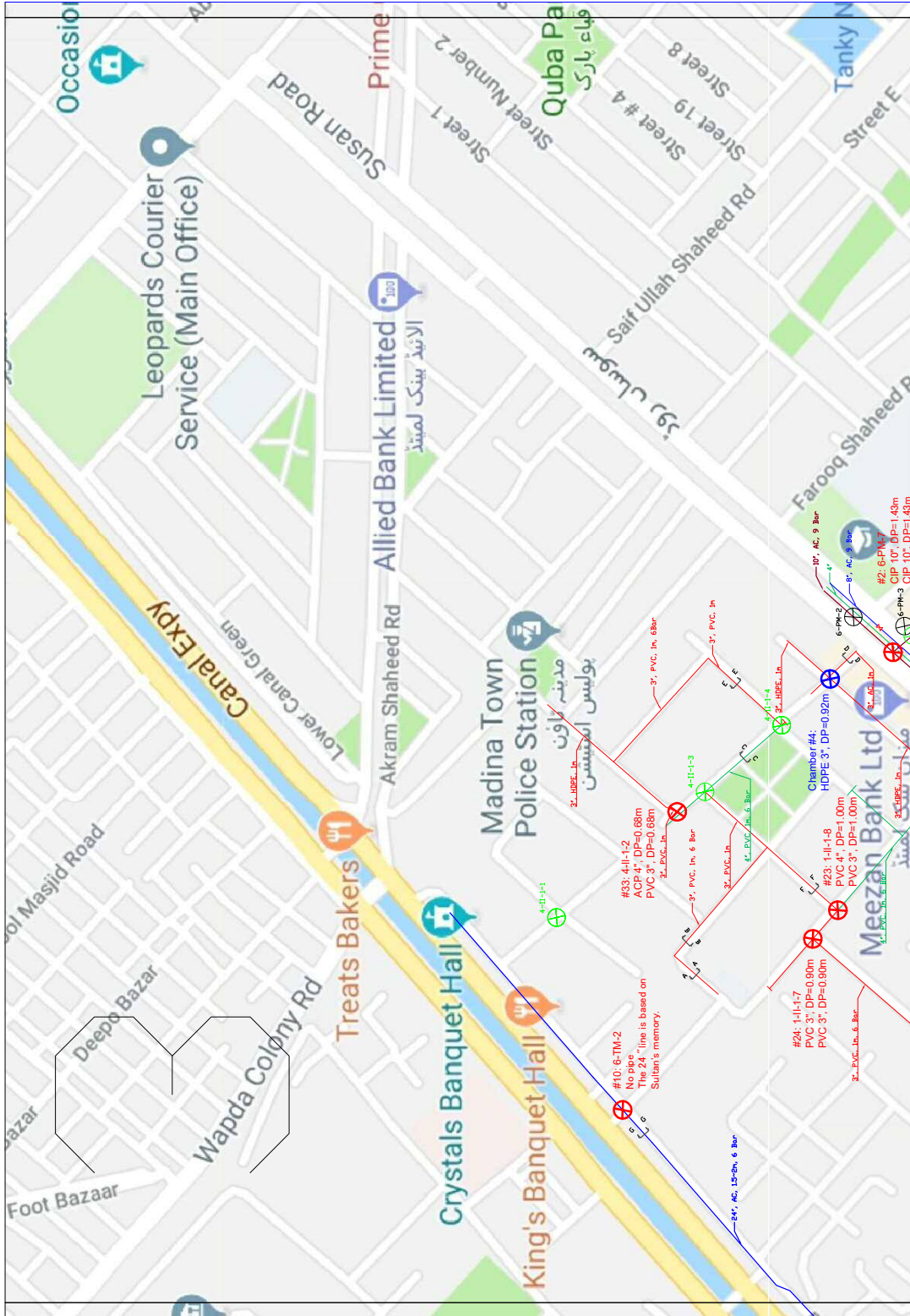


- Excavation pit
- Valve chamber surveyed
- No need to be excavated
- Cannot be excavated

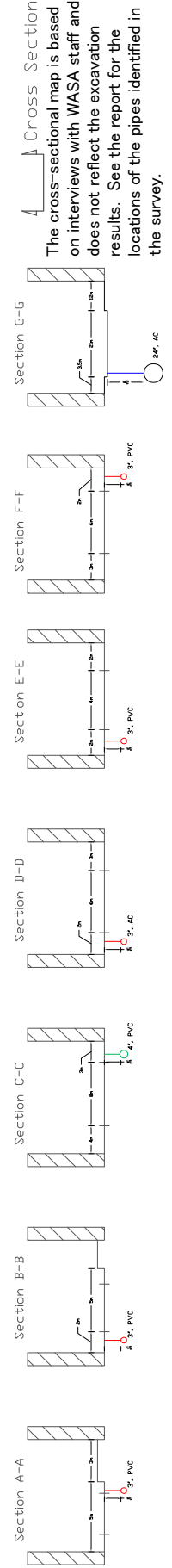


Section A-A

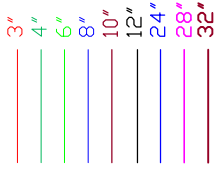
The cross-sectional map is based on interviews with WASA staff and does not reflect the excavation results. See the report for the locations of the pipes identified in the survey.



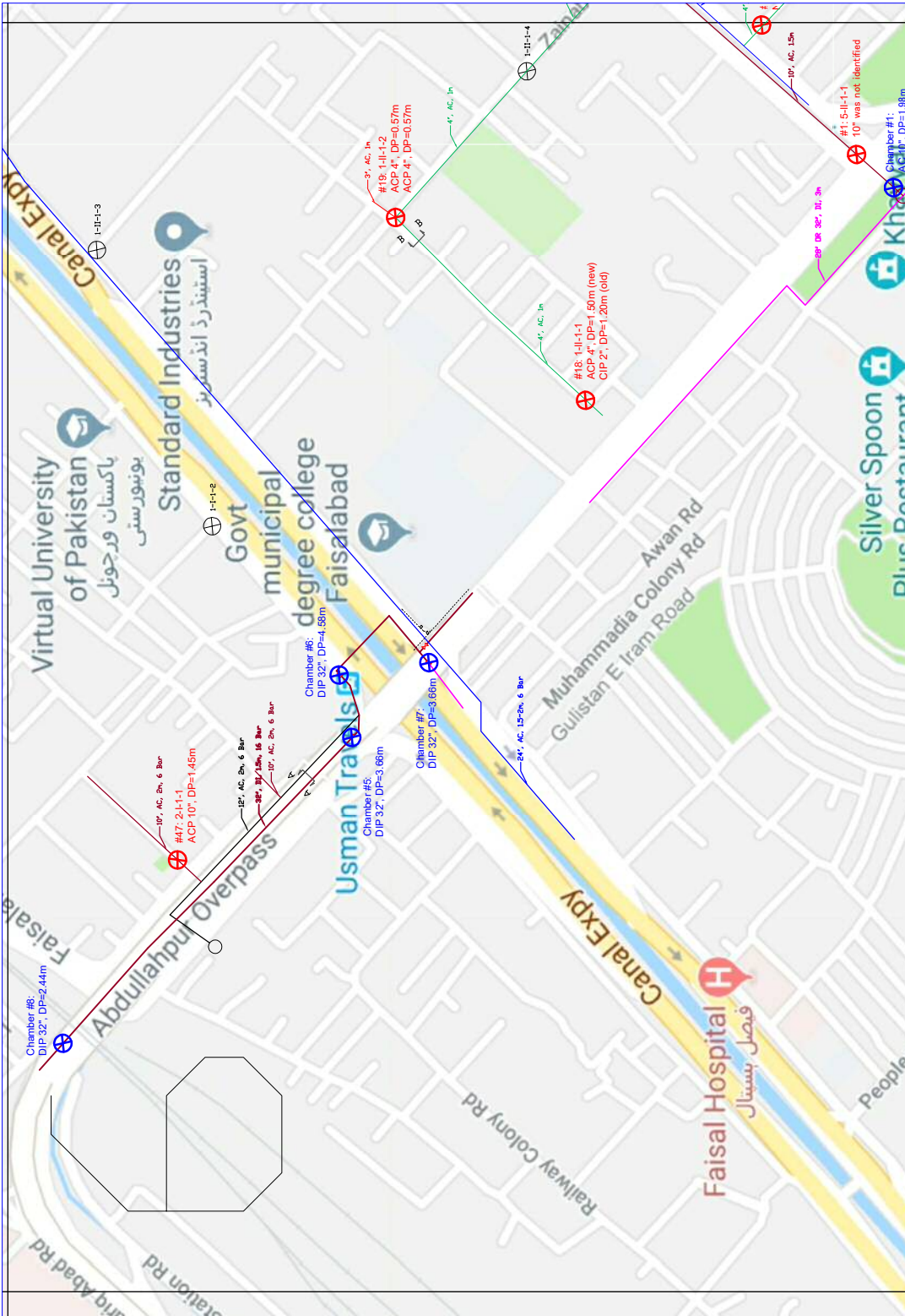
- Excavation pit
- Valve chamber surveyed
- No need to be excavated
- Cannot be excavated



4 Cross Section
 The cross-sectional map is based on interviews with WASA staff and does not reflect the excavation results. See the report for the locations of the pipes identified in the survey.

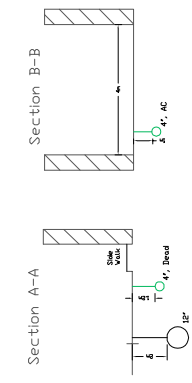


- Excavation pit
- Valve chamber surveyed
- No need to be excavated
- Cannot be excavated



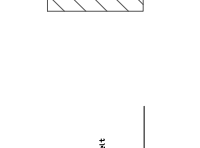
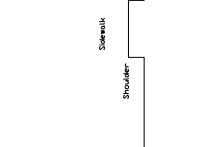
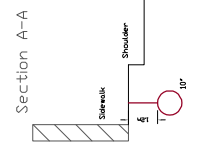
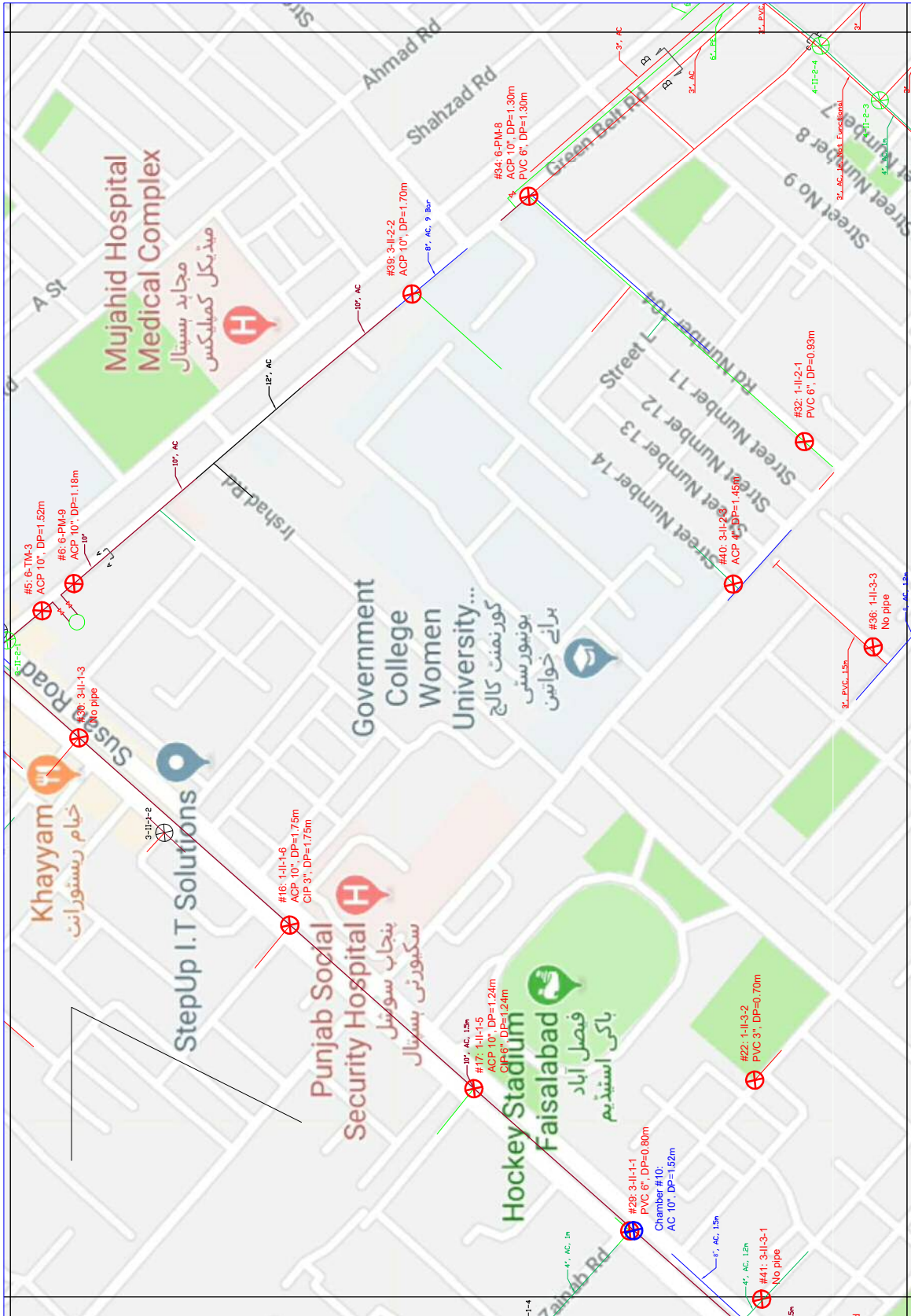
4 Cross Section

The cross-sectional map is based on interviews with WASA staff and does not reflect the excavation results. See the report for the locations of the pipes identified in the survey.



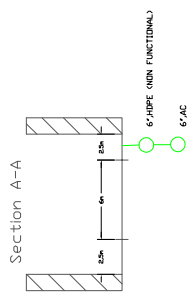
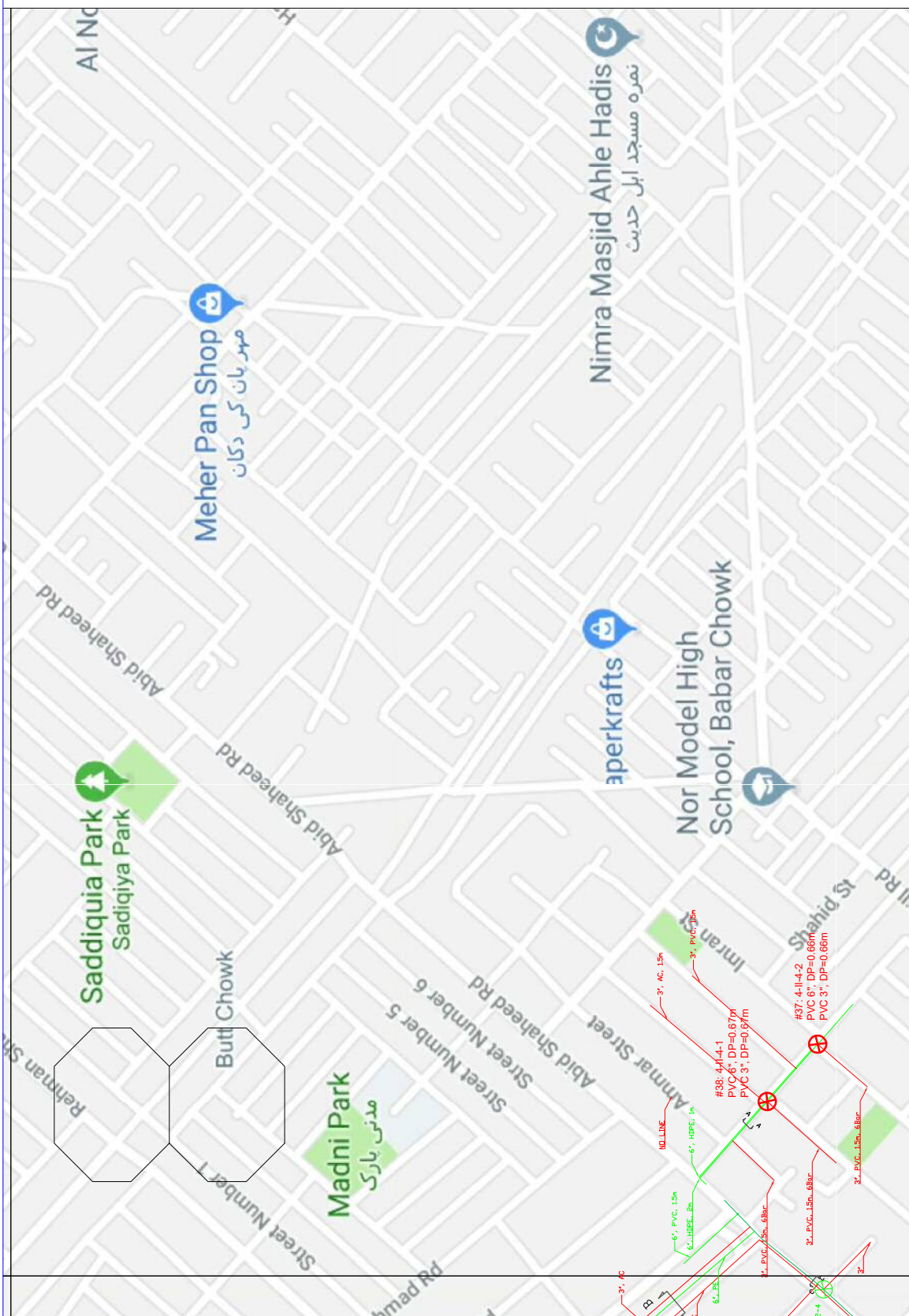
- 3"
- 4"
- 6"
- 8"
- 10"
- 12"
- 24"
- 28"
- 32"

- Excavation pit
- Valve chamber surveyed
- No need to be excavated
- Cannot be excavated



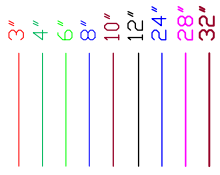
Section A-A
Section B-B
Section C-C

The cross-sectional map is based on interviews with WASA staff and does not reflect the excavation results. See the report for the locations of the pipes identified in the survey.

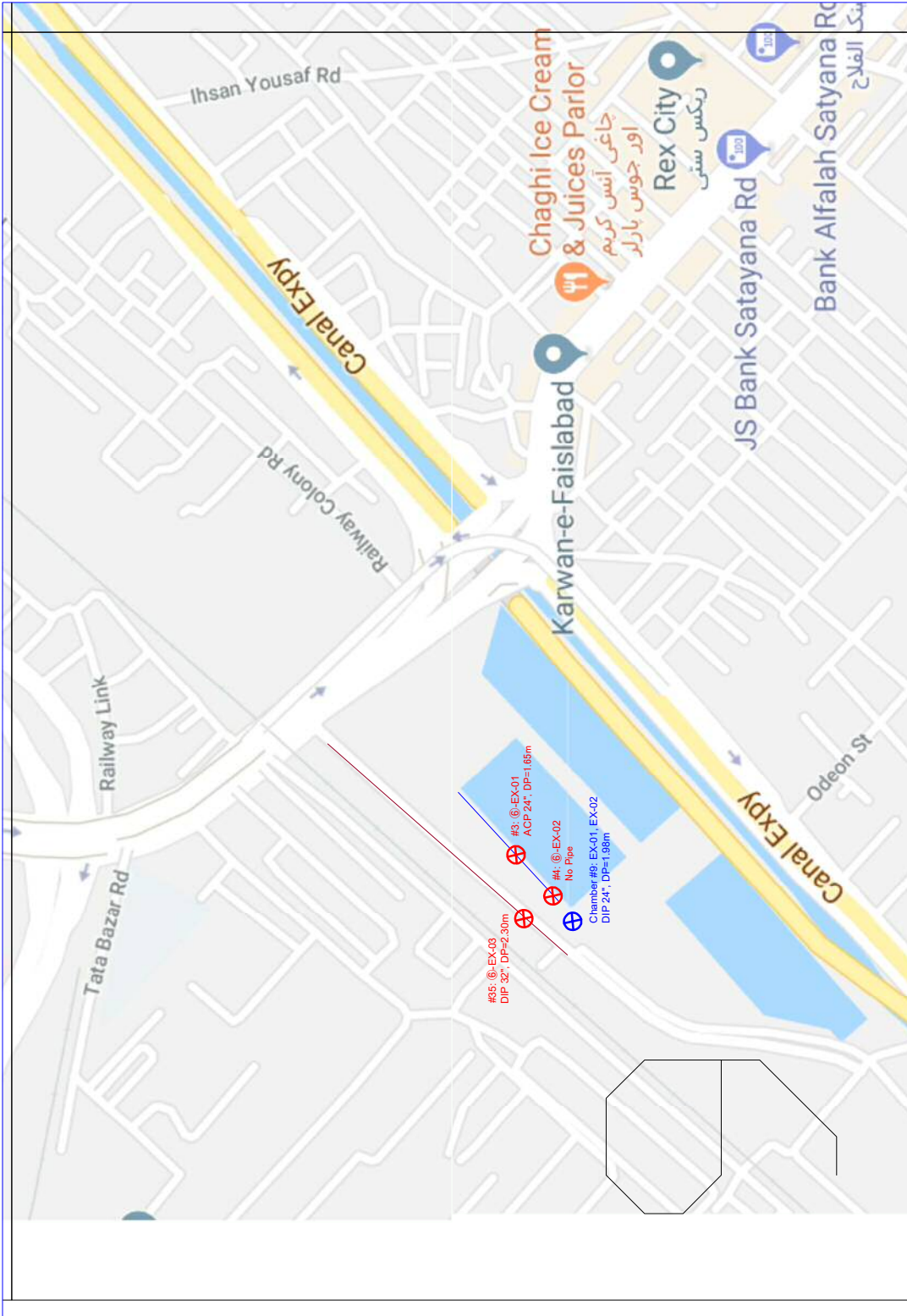


Cross Section

The cross-sectional map is based on interviews with WASA staff and does not reflect the excavation results. See the report for the locations of the pipes identified in the survey.

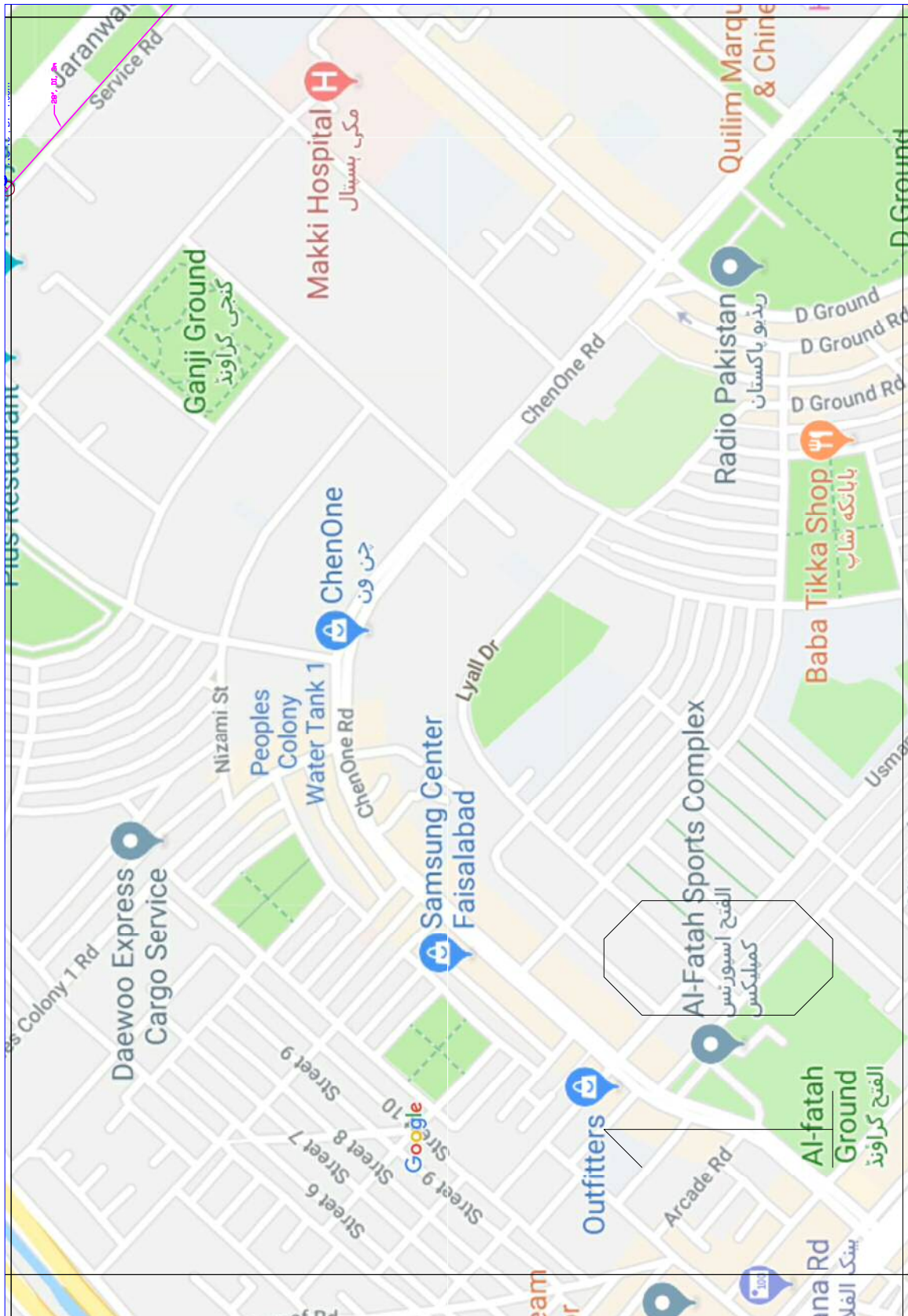


- Excavation pit
- Valve chamber surveyed
- No need to be excavated
- Cannot be excavated



4 Cross Section

The cross-sectional map is based on interviews with WASA staff and does not reflect the excavation results. See the report for the locations of the pipes identified in the survey.

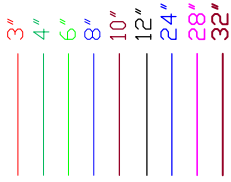


4 Cross Section

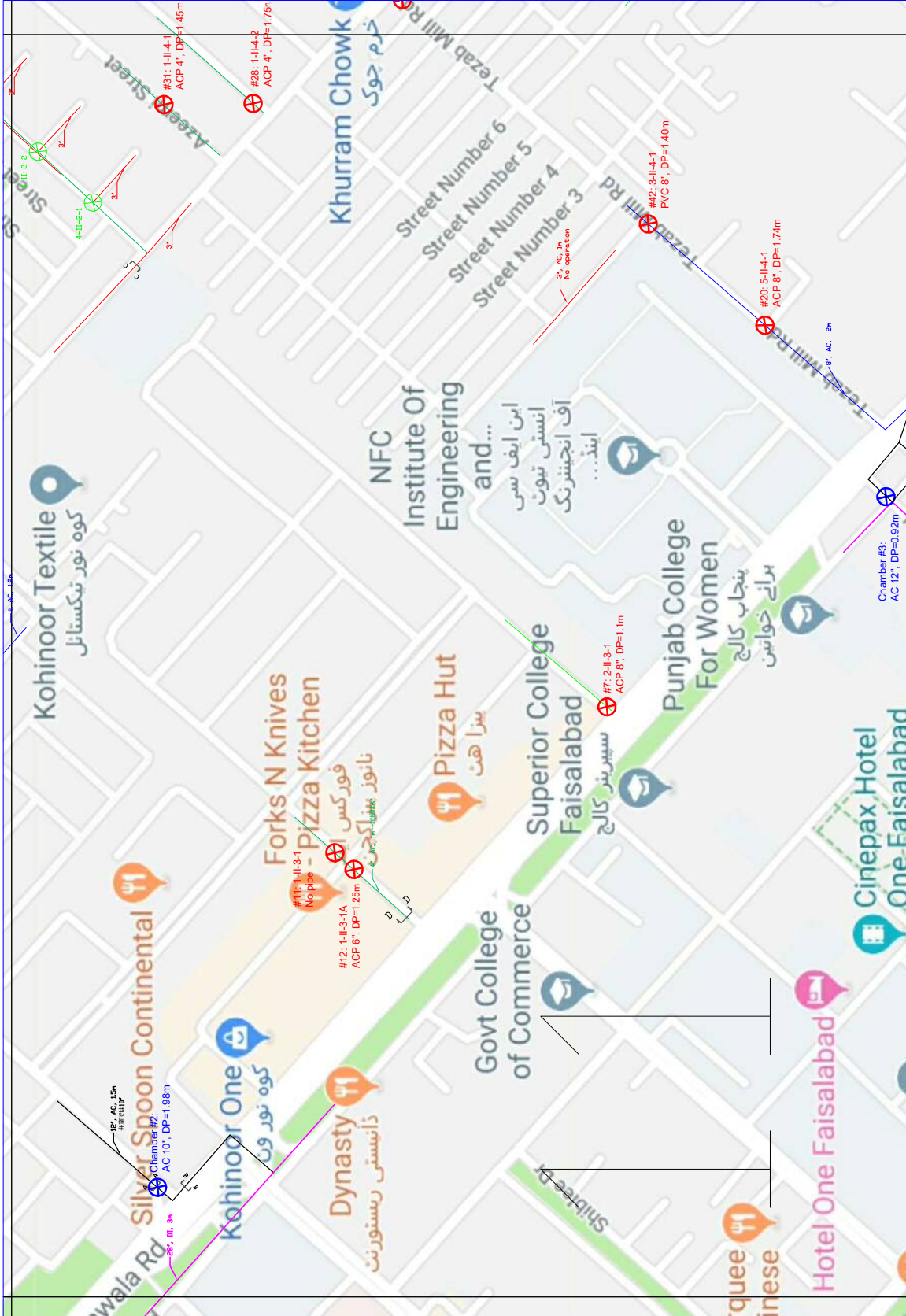
The cross-sectional map is based on interviews with WASA staff and does not reflect the excavation results. See the report for the locations of the pipes identified in the survey.

- 3"
- 4"
- 6"
- 8"
- 10"
- 12"
- 24"
- 28"
- 32"

- Excavation pit
- Valve chamber surveyed
- No need to be excavated
- Cannot be excavated

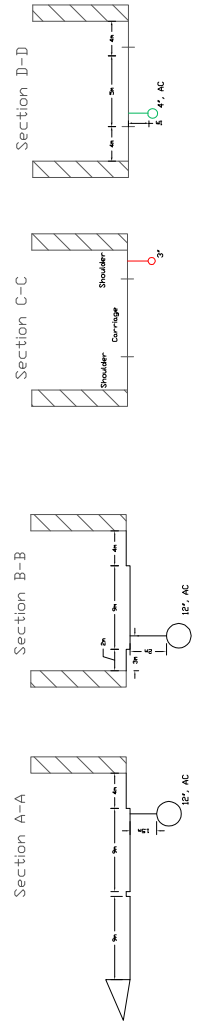


- Excavation pit
- Valve chamber surveyed
- No need to be excavated
- Cannot be excavated







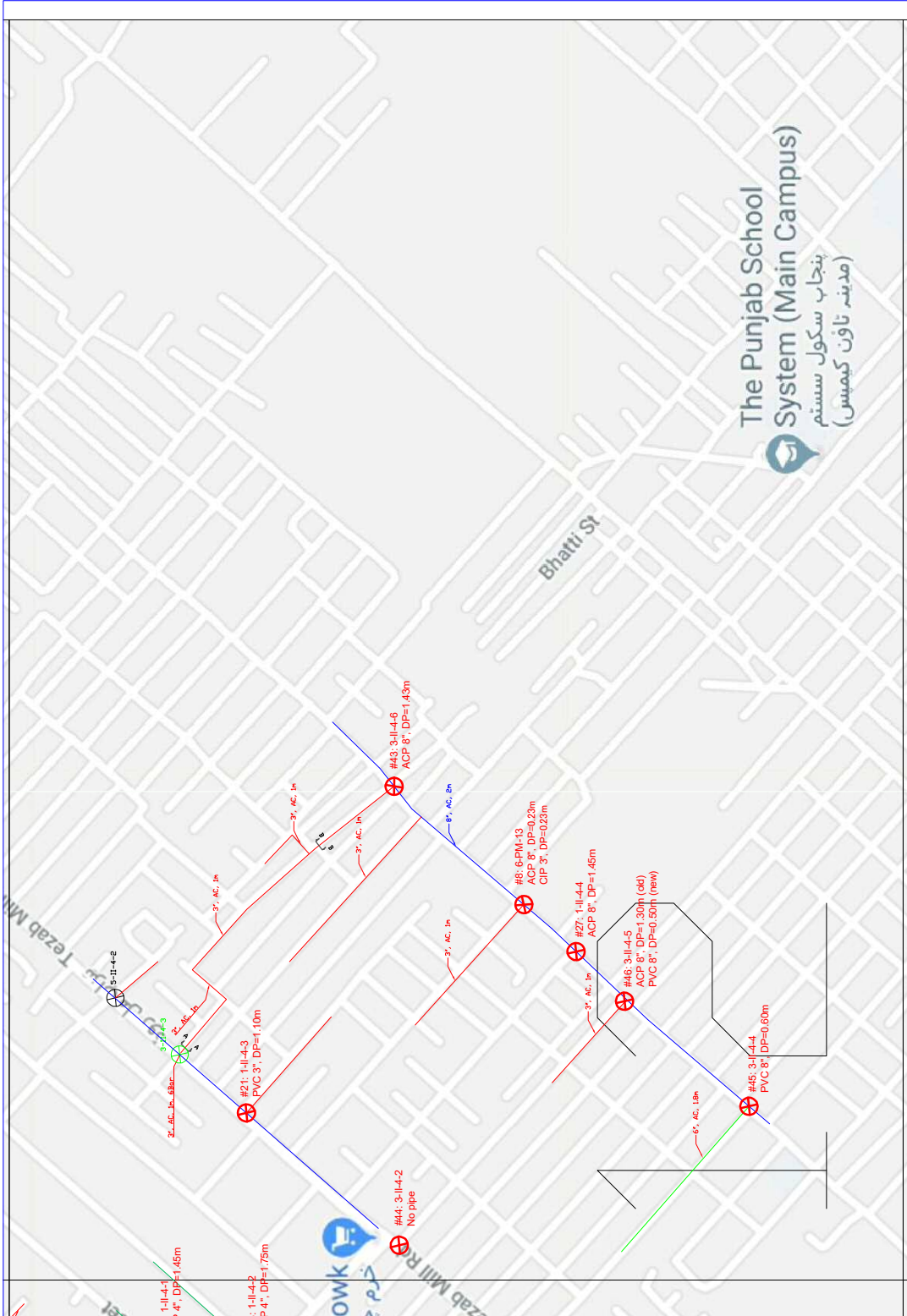
4 Cross Section

The cross-sectional map is based on interviews with WASA staff and does not reflect the excavation results. See the report for the locations of the pipes identified in the survey.



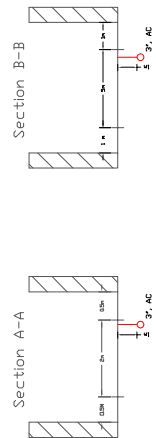
- 3"
- 4"
- 6"
- 8"
- 10"
- 12"
- 24"
- 28"
- 32"

-  Excavation pit
-  Valve chamber surveyed
-  No need to be excavated
-  Cannot be excavated







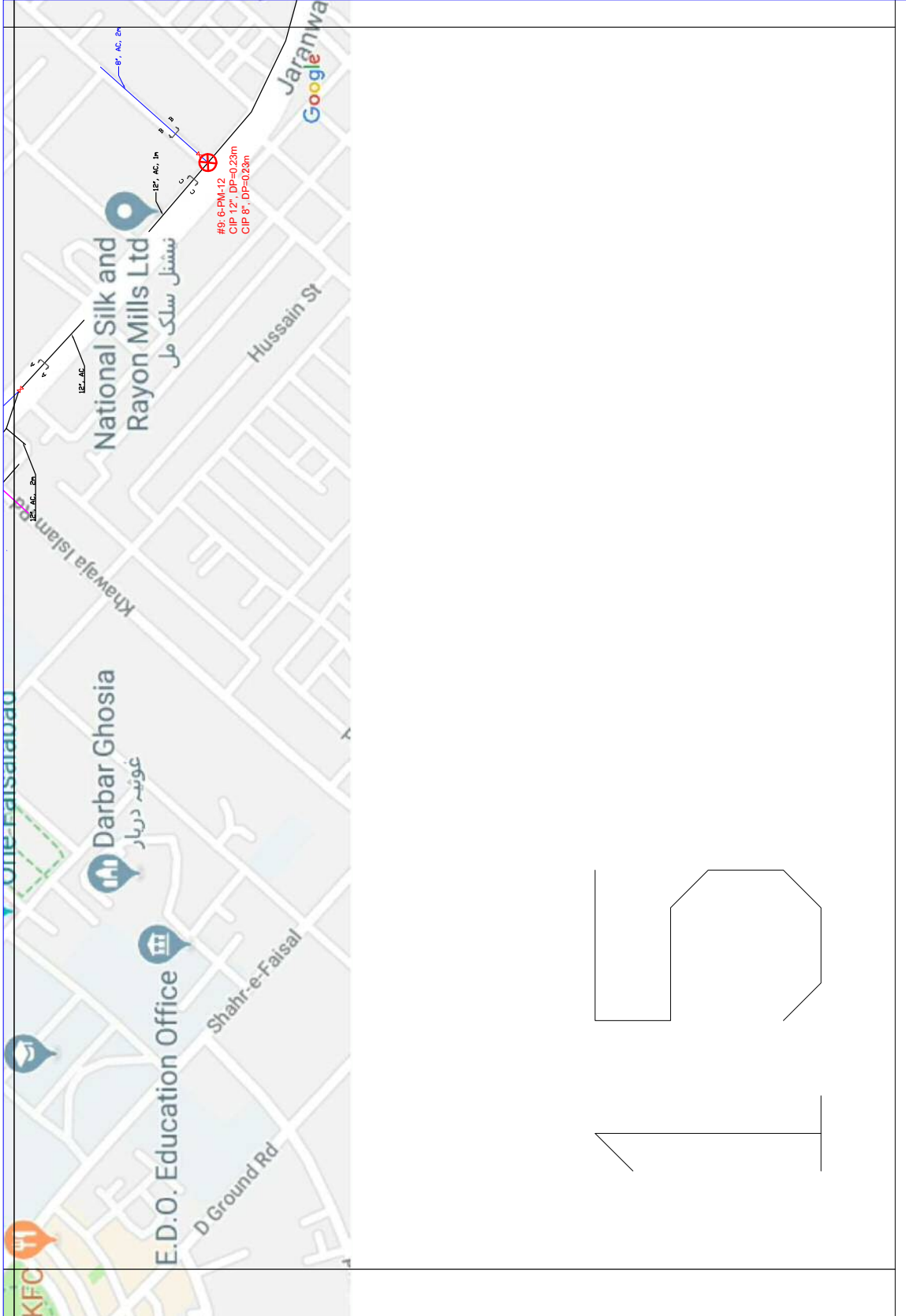
4 Cross Section

The cross-sectional map is based on interviews with WASA staff and does not reflect the excavation results. See the report for the locations of the pipes identified in the survey.

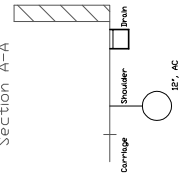


- 3"
- 4"
- 6"
- 8"
- 10"
- 12"
- 24"
- 28"
- 32"

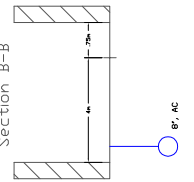
-  Excavation pit
-  Valve chamber surveyed
-  No need to be excavated
-  Cannot be excavated



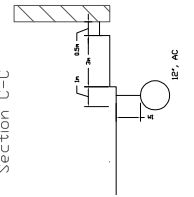
Section A-A



Section B-B



Section C-C



4 Cross Section

The cross-sectional map is based on interviews with WASA staff and does not reflect the excavation results. See the report for the locations of the pipes identified in the survey.

資料7 その他の資料・情報
(4) 設計計算書

設計計算書

目 次	頁
1 取水・浄水場の諸元.....	1-1
1.1 取水・導水施設.....	1-1
(1) 計画取水量.....	1-1
(2) 取水導水フロー.....	1-1
(3) 取水導水施設.....	1-1
1.2 浄水場施設.....	1-4
(1) 前処理施設.....	1-4
(2) 急速ろ過池・浄水池/送水ポンプ棟.....	1-8
(3) 排水処理施設.....	1-13
2 原水水質と薬品注入.....	2-1
2.1 原水水質と予測.....	2-1
(1) 原水水質データ.....	2-1
(2) 水質予測.....	2-2
2.2 薬品注入.....	2-10
(1) 浄水場処理水量.....	2-10
(2) 原水水質.....	2-10
(3) 薬品.....	2-10
(4) 薬品注入.....	2-10
3 取水・浄水場水位計算.....	3-1
3.1 取水・導水水位計算.....	3-1
(1) フロー.....	3-1
(2) 水理計算.....	3-1
3.2 浄水場水位計算.....	3-4
(1) フロー.....	3-4
(2) 水理計算.....	3-4
4 配水場施設諸元.....	4-1
4.1 配水場 DZ I (Abuddulah Pur).....	4-1
(1) 需要水量.....	4-1
(2) 配水場.....	4-1
4.2 配水場 DZ II (Madina Town No.2).....	4-2

(1) 需要水量.....	4-2
(2) 配水場.....	4-2
5 送配水システム	5-1
5.1 送配水システムの概要.....	5-1
(1) 給水区域.....	5-1
(2) 設計基準.....	5-2
5.2 送水管の設計	5-4
(1) 送水管の水理計算と口径の決定.....	5-5
5.3 配水管システム.....	5-7
(1) 配水本管の水理・管網計算と口径の決定.....	5-7
(2) 配水支管管網計算と口径の決定.....	5-9
参考 2028 年における配水管システム.....	5-20
(1) 配水本管水理・管網計算と管径の決定.....	5-20
(2) 配水支管管網計算と口径の決定.....	5-22

添付表

1-1 灌漑水路停止時における浄水池容量	1-11
1-2 マスバランス	1-17
1-3a 排泥池容量計算	1-18
1-3b 排水池容量計算	1-19
2-1a WASA-F による灌漑水路と原水池流出水の水質.....	2-3
2-1b 灌漑水路と原水池流出水の濁度変化	2-3
2-1c 原水池の沈殿効果	2-3
2-2a 原水（灌漑水路）水質 – 水温.....	2-4
2-2b 原水（灌漑水路）水質 – pH	2-5
2-2c 原水（灌漑水路）水質 – 濁度.....	2-6
2-3a マスタープランにおける水質試験結果.....	2-7
2-3b 過去の水質調査結果.....	2-7
2-4 原水（灌漑水路）の沈降試験における濁度低下	2-8
2-5 原水池流出濁度予測	2-9

添付計算書

1-2 沈殿池排泥計算	1-20
3-1 急速攪拌強度	3-10
3-2 緩速攪拌強度と GT 値.....	3-10

3-3	沈殿水集水損失	3-11
3-4	ろ過池損失水頭	3-12
4-1	配水池の容量（滞留時間）	4-1

1. 取水・浄水場諸元

1.1 取水・導水施設

(1) 計画取水量

計画プロダクションは、45,500 m³/d (10 mgd)とする。
 計画取水量は浄水場の処理水量とし、浄水工程での損失を5%とする。
 従って、取水量は、プロダクション/(1-5/100)、すなわち47,900 m³/dとする。
 注：灌漑局からの水利権は20cfs (48,900 m³/d)であり計画取水量以内となる。

(2) 取水・導水フロー

灌漑水路(Rahk Branch Canal)から取水された原水は粗目スクリーンを通過後、既原水池(A及びB池)に導入される。自然沈殿による濁度低下した原水は細目スクリーン通過後原水ポンプにより着水井に導水され浄水工程に導入される。冬季灌漑水路の濁度が低下した場合、粗目スクリーンから直接導水ポンプ棟に導水される事も予想されるためバイパス管設けることにする。この工程を以下の模式図に示す。



(3) 取水・導水施設

1) 取水口

浄水場への取水はRahk Branch Canal (RBC)の最末端で行われる事になり、取水地点での水路断面は底幅約12mで水路底はライニングされていない。側壁はコンクリートライニングでそのスロープは1:1.5。水位は現地での測量結果+184.86と得られ、チャンネルの底盤のレベルは+183.32であった。従って、水深は1.54となり水路の流下断面積は約22 m²となる。チャンネルの計画流量は灌漑局によれば最末端で11.27m³/sとしていることから、この地点での流速は約0.51m/sということになる。なお、RBCの最末端でRBCは支線のDijkot Disty (Distribution canal)へ分水している。OJK浄水場スタッフによればチャンネルの水位は安定しており、その変動幅は小さいとのことであった。

取水口の諸元

取水地点では水路に平行して幹線道路が走っており、取水口の建設は水路と幹線道路間の限られた区間(幅約3.3m)に限定される。

取水庭の高さ	水路底盤より 50 cm あげる、従って取水庭のレベル	+	183.82
取水口流入速度		<	0.6 m/s
取水口断面	取水口は 2 つとし、各断面は		
	幅		0.6 m
	水深		1.01 m
	断面積		0.606 m ²
	従って、流入流速は		0.46 m/s < 0.6

付帯設備

取水口にはストップロックを設置する
 スクリーンはその設置場所が限られており、またその運転・維持管理のスペース確保が難しいため、浄水場内に設置する。

2) 導水管 (取水口～粗目スクリーン)

管 材	ダクタイル 鋳鉄管
口 径	800 mm
流 速	1.10 m/s

3)	粗目スクリーン・分岐バルブ室		
	粗目スクリーン	基 数	1 基
		タイプ	手動バースクリーン
		幅	1.6 m
		高さ	3.0 m
		バー間隔	60 mm
	分岐バルブ	個 数	原水池 A、B 及び導水棟へのバイパス用 3 基
		タイプ	単面間バタフライバルブ
		口 径	800 mm
4)	原水池流入・流出		
	流 入	流入から流出へのショートカットを防止し、原水池容量(沈降面積)を有効に利用するため池長方向に導水管を設置する	
		管 材	鉄筋コンクリート管
		口 径	900 mm
	流出ピット	常時は表面からの沈澱水取水のため、各流出ピットに 2 ヶ所越流堰を設け、越流は潜り堰とする	
		越流量	1 ヶ所当たり 0.277 m ³ /s
		堰 幅	1.0 m
		越流水深	0.5 m
		灌漑水路停止時には原水池を貯水池として活用するため、原水池下部に流出ゲートを設ける。	
		基 数	1 基
		サ イ ズ	600 x 600 mm
	流出管(原水池～導水ポンプ棟着水渠)		
		管 材	ダクタイル 鑄鉄管
		口 径	800 mm
		流 速	1.10 m/s
5)	導水ポンプ棟 着 水 渠	原水ポンプ棟ポンプ井の前の導水路に細目スクリーンを設置する。その諸元は	
		幅	1.15 m
		長さ	1.6 m
		高さ	4.3 m
		細目スクリーンの維持管理のため原水池 A 及び B からの導水路流入点及びポンプ井への流出点にそれぞれゲートを設置する。	
		基 数	各水路に 2 基
		サ イ ズ	600 x 600 mm
	細目スクリーン	タ イ プ	自動縦型ネットスクリーン
		基 数	2 基
		幅	1 m
		高さ	5.4 m
		メッシュ	12 mm
	ポンプ井	ポンプ井はポンプの諸元に基づくポンプ室の形状(長さ及び高さ)合わせ以下の形状寸法とする。	
		幅	3.6 m
		長さ	19.6 m
		水深	4.3 m
		有効容量	303 m ³
		滞留時間	9 分

ポンプ室	導水ポンプの選定(容量・台数等)及び付帯設備(流量計・流量制御バルブ等)に合わせ以下の形状寸法とする。		
	幅		4.2 m
	長さ		20.0 m
	高さ	梁下	6.6 m
電気室	ポンプ室上部に受・配電盤、ポンプ制御盤、ポンプ搬入室等を配置した電気室を設け、以下の形状寸法とする。		
	幅		4.2 m
	長さ		20.0 m
	高さ	梁下	3.5 m
6) 導水管		ダクタイル 鋳鉄管	
	流量計及び流量制御バルブはポンプ室に設置され、その諸元は以下に定める。		
流量計	タイプ	電磁流量計	
	口径		500 mm
流量制御バルブ	タイプ	バタフライバルブ	
	口径		500 mm
導水管 (導水ポンプ棟～着水井)	管 材	ダクタイル 鋳鉄管	700 mm
	口径		700 mm
			1.41 m/s

1.2 浄水場施設

(1) 前処理施設 (急速攪拌池、フロック形成池、沈殿池)

プロダクション				45,500 m ³ /d
処理水量	処理過程のロス	5%		47,900 m ³ /d 2,000 m ³ /h 33.3 m ³ /min 0.554 m ³ /s
1) 着水井				
滞留時間				3 min.
池数				2 池
諸元	幅			3.0 m
	長さ			3.0 m
	水深			5.5 m
	容量	(1 池あたり)		49.5 m ³
付帯設備	流入管	口径	700 mm	1 ヶ
	流入ゲイト	諸元	600 x 600 mm	2 基
	バイパスゲイト	諸元	500 x 500 mm (流出部)	1 基
	流出管	口径	600 mm	2 ヶ
	排水管	口径	150 mm	2 ヶ
2) 急速攪拌				
方式			滝による水理攪拌	
攪拌強度				500 sec ⁻¹
池数				2 池
処理水量			23,950 m ³ /d	0.277 m ³ /s
			着水部	流出部 (攪拌部)
滞留時間			146 sec	24 sec
諸元	幅		3.0 m	3.0 m
	長さ		3.0 m	0.8 m
	水深		4.5 m	2.8 m
	容量		40.5 m ³	6.72 m ³
攪拌強度	水温			15 °C
	攪拌強度		-	497 sec ⁻¹

攪拌強度	
$G = (1/\mu x (\rho x g x q x hf / V))^{0.5} =$	497 sec ⁻¹
ここに、	μ : 水の粘性土 0.00098 kg/m/s
	ρ : 水の比重 1,000 kg/m ³
	g : 重力の加速度 9.8 m/sec ²
	q : 流量 0.277 m ³ /s
	hf : 損失水頭 (自由落下高) 0.60 m
	V : 溶積 6.72 m ³

3) フロック形成					上下う流
方式					4 池
池数					0.139 m ³ /s
処理水量		11,975 m ³ /d			約 20 ~ 60 sec ⁻¹
攪拌強度					4 列
列数					1.85 m
諸元	幅				9.75 m
	長さ				3.5 ~ 3.8 m
	水深				約 30 min
滞留時間					約 80,000
攪拌エネルギー(GT-値)					

$G = (1/\mu * (\rho * g * q * hf / V))^{0.5}$		
where,	μ :	viscosity (15°C) 0.00098 kg/m/s
	ρ :	specific gravity of water 1,000 kg/m ³
	g :	gravity acceleration 9.8 m/s ²
	q :	flow rate variable m ³ /s
	V :	volume variable m ³

各期における攪拌強度・GT値の計算

a. デザイン処理水量 (2038 日最大需要量)	1池当たり処理水量	0.1386 m ³ /s
---------------------------	-----------	--------------------------

諸元	単位	水路ナンバー				Total
		No.1	No.2	No.3	No.4	
阻流壁	nos.	5	5	5	5	20
阻流板	nos.	3	4	5	6	18
スリット口径・配置	mm	w300 x h80 x n4				
スリット開口面積	m ²	0.288	0.384	0.480	0.576	-
スリット通過流速	m/s	0.481	0.361	0.289	0.241	-
スリット損失水頭	m	0.164	0.092	0.059	0.041	0.356
水路の容積	m ³	68.1	65.2	63.5	62.4	259.2
幅	m	1.85	1.85	1.85	1.85	-
長さ	m	9.7	9.7	9.7	9.7	-
水深	m	3.80	3.63	3.54	3.48	3.61
水路の滞留時間	sec	491	470	458	450	1,869
攪拌強度	sec-1	57.8	44.2	35.9	30.2	43.6
G-値	-	28,400	20,800	16,400	13,600	79,200

b. デザイン処理水量 (2038 日最少需要量)	1池当たり処理水量	0.1048 m ³ /s
---------------------------	-----------	--------------------------

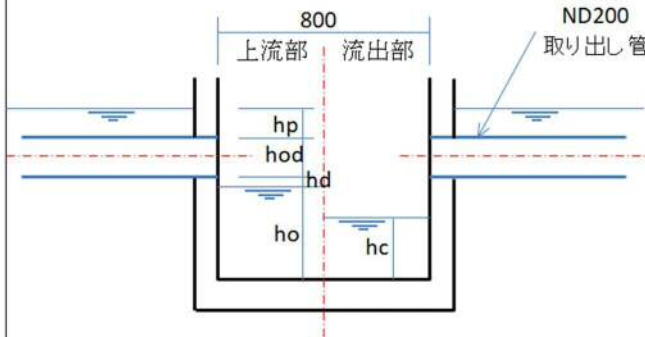
諸元	単位	水路ナンバー				Total
		No.1	No.2	No.3	No.4	
阻流壁	nos.	5	5	5	5	20
阻流板	nos.	3	4	5	6	18
スリット口径	mm	w300 x h80 x n4				
スリット開口面積	m ²	0.288	0.384	0.480	0.576	-
スリット通過流速	m/s	0.364	0.273	0.218	0.182	-
スリット損失水頭	m	0.094	0.053	0.034	0.023	0.204
水路の容積	m ³	65.5	63.8	62.9	62.3	255
幅	m	1.85	1.85	1.85	1.85	-
長さ	m	9.7	9.7	9.7	9.7	-
水深	m	3.65	3.56	3.50	3.47	3.55
水路の滞留時間	sec	625	609	600	594	2,428
攪拌強度	sec-1	44.6	33.9	27.4	22.6	33.3
G-値	-	27,900	20,600	16,400	13,400	78,300

c. デザイン処理水量 (2023 日最少需要量) 1池当たり処理水量 0.0626 m³/s

諸元	単位	水路ナンバー				Total
		No.1	No.2	No.3	No.4	
阻流壁	nos.	5	5	5	5	20
阻流板	nos.	3	4	5	6	18
スリット口径	mm	w ³⁰⁰ x h ⁷⁵ x n ⁴				
スリット開口面積	m ²	0.317	0.384	0.480	0.576	-
スリット通過流速	m/s	0.198	0.163	0.130	0.109	-
スリット損失水頭	m	0.028	0.019	0.012	0.008	0.067
水路の容積	m ³	63.0	62.5	62.1	61.9	250
幅	m	1.85	1.85	1.85	1.85	-
長さ	m	9.7	9.7	9.7	9.7	-
水深	m	3.51	3.48	3.46	3.45	
水路の滞留時間	sec	1,007	999	992	989	3,987
攪拌強度	sec-1	24.8	20.5	16.4	13.4	19.3
G-値	-	25,000	20,500	16,300	13,300	75,100

4) 沈殿池					
方 式				傾斜管	
池 数				4 池	
処理水量			12,000 m ³ /d	500 m ³ /h	
表面負荷				1 m ³ /h/m ²	
効 率				80 %	
傾 斜 管	傾斜管のサイズ			80 x 80 mm	
	設置高さ			1.0 m	
	設置角度			60 度	
	有効面積			0.577 m ² /m	
	傾斜管モジュール (1.0 x 1.0m)			7.22 m ² /モジュール	
	池の有効面積			625 m ² /池	
	傾斜管モジュール数			>87 組/池	
池の諸元	池幅	槽 数		2 槽	
		1槽 1列当たりモジュール数		4 ユニット	
		モジュールと側壁の間隔	約	10 cm	
		沈殿水集水渠の幅 (側壁含む)		1.3 m	
		1池当たり池幅		9.7 m	
	池長さ	モジュール数 (87 x 1/8)		11 ユニット	
		モジュール設置長さ(モジュールの設置間隔含む)		12.0 m	
		流入部(壁厚含む) (1.5 + 0.25)		1.75 m	
		池の長さ		13.75 m	
	水深	傾斜管上部水深		0.8 m	
		傾斜管の高さ(支台含む)		1.2 m	
		傾斜管下部の高さ		1.5 m	
		余裕高		0.4 m	
		池の深さ		3.5 m	
沈殿水の取り出し	方式			円管	
		取り出し管	口径	200 mm	
		本数		4 本/槽	
		堰負荷		< 200 m ³ /d/m	
	沈殿水流出渠			コンクリート	
		幅(内法)		0.8 m	

沈殿水取り出しの水理



- hp: 取り出し管損失
 - hdo: 取り出し管外径
 - hd: 自由落下高
 - ho: 最上流部水深
 - hc: 流失部限界水深
 - h: 沈殿水取り出し損失水頭
- $$h = hp + hdo + hd + ho - hc$$

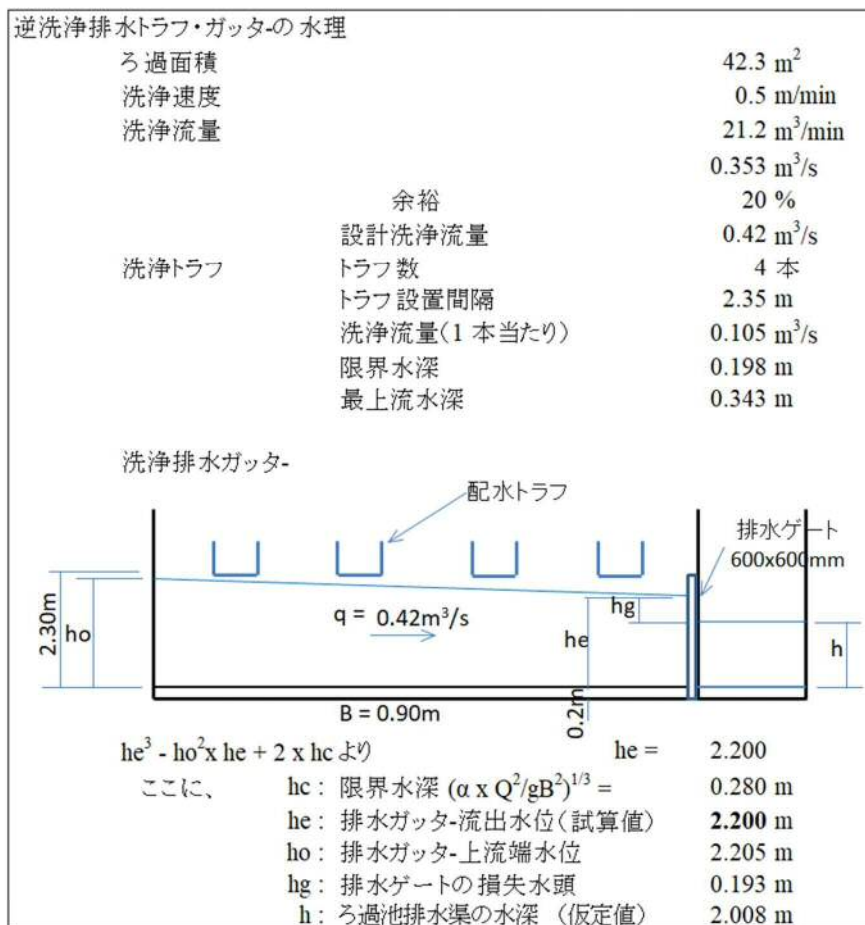
沈殿水取り出し管の損失				
沈殿水流出量				0.139 m ³ /s
取り出し管	口径			200 mm
		外径		216 mm
	本数			8 nos.
	流速			0.98 m/s
	スリットヶ所数			10 nos/管
	スリット総数			80 nos/池
	スリット口径			65 mm
	スリット面積			0.265 m ²
	スリット流入流速			0.522 m/s
	スリット管損失水頭			0.039 m
	スリット管外径		hdo:	0.216 m
	取り出し管からの落下高			0.051 m
	取り出し管損失水頭 (hor+hod+hd)			0.306 m
沈殿池流出渠の損失				
限界水深	$hc = (\alpha \times q^2 / (g \times b^3))^{1/3} =$			0.150 m
	ここに、 α : 係数			1.1
	g : 重力の加速度			9.8
	b : 流出渠の幅			0.8
流出渠最上流の水深				
	$ho = 1.732 \times hc =$			0.260 m
流出渠の損失水頭				0.110 m

(2) 急速ろ過池・浄水池 / 送水ポンプ棟

1) 急速ろ過池

処理水量			
プロダクション水量			45,500 m ³ /d
処理水量	損失ロス	3 %	46,900 m ³ /d
諸元 タイプ	ろ過材 ろ過方式 流量制御		単層(砂) 定速ろ過 流入均等分配
ろ過速度			140 m/d
ろ過砂・砂利	ろ過砂	有効径 均等係数 ろ層厚	0.9 mm 1.4 100 cm
	ろ過砂利	層数 層厚 粒径 総厚	4層 5 cm 2 ~ 50 mm 20 cm
集水装置	タイプ 逆洗時の損失水頭		ノズルタイプ 最大 70 cm
池数			8池
	1池当たりろ過流量		5,860 m ³ /d
ろ過池形状寸法	幅		4.5 m
	長さ		9.4 m
	ろ過面積		42.3 m ²
	高さ	ろ過速度	139 m/d
		砂上水深	1.25 m
		閉塞水頭	1.30 m
		ろ過砂・砂利層厚	1.2 m
		集水装置	1.1 m
		余裕高	0.9 m
	洗浄排水ガッター	幅	0.9 m
		長さ	9.4 m
		水深	4.5 m
	操作廊・管廊	幅	4 m
		長さ	44.4 m

ろ過洗浄	方式		空気 + 逆洗
	空気洗浄	洗浄速度	0.9 ~ 1.0 m/min
		洗浄時間	10 min
	逆洗浄	初期洗浄速度 (空気+水)	0.25 m/min
		洗浄時間	2 ~ 3 min
		終期洗浄速度 (水のみ)	8 ~ 10 min
	洗浄トラフ	本数 (1池当たり)	4本
		幅	40 cm
		高さ	40 cm
		長さ	4.65 m



ろ過池の配管・バルブ/ゲート

管・バルブ・ゲート	サイズ (mm)	流速 (m/s)	管・バルブ・ゲート	サイズ (mm)	流速 (m/s)
流入ゲート	300 x 300	0.76	洗浄本管	500	2.01
洗浄排水ゲート	600 x 600	1.10	空気管	250	15.3
ろ過流出管	250	1.51	空気本管	300	7.8
ろ過流出本管	800	1.08	ろ過排水管	150	-
洗浄管	450	2.48	ろ過排水本管	200	-

2) 浄水池・送水ポンプ棟

a. 浄水池

滞留時間*		1.2 時間
容 量		2,280 m ³
池 数		2 池
形状寸法 (1池当たり)	幅	15.8 m
	長さ	17.2 m
	有効水深	4.5 m
	容量	1,223 m ³
	有効容量	1,194 m ³
	余裕高	0.65 m
	滞留時間	1.26 hours

注* 滞留時間の設定については添付表 1-1参照

b. 送水ポンプ棟

ポンプ室	導水ポンプの選定(容量・台数等)及び付帯設備(流量計・流量制御バルブ等)に合わせ以下の形状寸法とする。	
	幅	9.4 m
	長さ	32.4 m
	高さ	梁下 7.8 m
電気室	ポンプ室上部に受・配電盤、ポンプ制御盤、ポンプ搬入室等を配置した電気室を設け、以下の形状寸法とする。	
	幅	4.2 m
	長さ	32.4 m
	高さ	梁下 3.5 m

添付表 1-1 灌漑水路停止時における浄水池容量

1 In Year 2028

水需要 日最大需要水量 17,860 m³/d
 日最小需要水量 13,500 m³/d 750 m³/h
 日当たり給水時間 18 時間 (5 to 22)

供給量 浄水場 (12 時間運転) 3,700 m³/d 310
 Arterial Mainより受水 9,800 m³/d 1,640

注: Arterial Main からの受け水 1日当たり6時間 (3 times each 2 hours)

水需要は冬期間需要の日最小として日最大需要量の約 75%を見込む

灌漑水路供給停止日数を 21 日と見込む

原水池 2 池 (A 及び B池) の有効容量を78,300 m³ と見込む 3,700 m³/d

1.1 送水量一定運転

時間	供給量				需要水量		バランス		送水量 %
	浄水場	Arterial M.	計	累計	(送水)	累計			
								750	
1			0	0		0	0	750	
2			0	0		0	0	750	
3			0	0		0	0	750	
4			0	0		0	0	750	
5			0	0	750	750	-750	0	100%
6		1,640	1,640	1,640	750	1,500	140	890	100%
7	310	1,640	1,950	3,590	750	2,250	1,340	2,090	100%
8	310		310	3,900	750	3,000	900	1,650	100%
9	310		310	4,210	750	3,750	460	1,210	100%
10	310		310	4,520	750	4,500	20	770	100%
11	310		310	4,830	750	5,250	-420	330	100%
12	310	1,640	1,950	6,780	750	6,000	780	1,530	100%
13	310	1,640	1,950	8,730	750	6,750	1,980	2,730	100%
14	310		310	9,040	750	7,500	1,540	2,290	100%
15	310		310	9,350	750	8,250	1,100	1,850	100%
16	310		310	9,660	750	9,000	660	1,410	100%
17	310		310	9,970	750	9,750	220	970	100%
18	310	1,640	1,950	11,920	750	10,500	1,420	2,170	100%
19		1,640	1,640	13,560	750	11,250	2,310	3,060	100%
20			0	13,560	750	12,000	1,560	2,310	100%
21			0	13,560	750	12,750	810	1,560	100%
22			0	13,560	750	13,500	60	810	100%
23			0	13,560		13,500	60	810	100%
24			0	13,560		13,500	60	810	100%
	3,720	9,840	13,560		13,500				

1.2 水位制御送水

時間	供給量			需要水量		バランス		送水量 %	
	浄水場	Arterial M.	計	累計	(送水)	累計			
							600		
1			0	0	0	0	0	600	
2			0	0	0	0	0	600	
3			0	0	0	0	0	600	
4			0	0	0	0	0	600	
5			0	0	600	600	-600	0	
6		1,640	1,640	1,640	900	1,500	140	740	120%
7	310	1,640	1,950	3,590	975	2,475	1,115	1,715	130%
8	310		310	3,900	900	3,375	525	1,125	120%
9	310		310	4,210	750	4,125	85	685	100%
10	310		310	4,520	600	4,725	-205	395	80%
11	310		310	4,830	600	5,325	-495	105	80%
12	310	1,640	1,950	6,780	900	6,225	555	1,155	120%
13	310	1,640	1,950	8,730	975	7,200	1,530	2,130	130%
14	310		310	9,040	900	8,100	940	1,540	120%
15	310		310	9,350	750	8,850	500	1,100	100%
16	310		310	9,660	600	9,450	210	810	80%
17	310		310	9,970	600	10,050	-80	520	80%
18	310	1,640	1,950	11,920	750	10,800	1,120	1,720	100%
19		1,640	1,640	13,560	900	11,700	1,860	2,460	120%
20			0	13,560	600	12,300	1,260	1,860	80%
21			0	13,560	600	12,900	660	1,260	80%
22			0	13,560	600	13,500	60	660	80%
23			0	13,560	0	13,500	60	660	
24			0	13,560	0	13,500	60	660	
	3720	9,840	13,560		13,500				1.00

1.3 浄水池容量:	送水量一定運転、844 m ³ /時間	3,060 m ³
	水位制御運転	2,460 m ³
	浄水池の諸元	
	定量運転	水位制御運転
	幅 (m)	31.6 (15.8m x 2 - 0.4)
	長さ (m)	21.6 (4.4m x 5span - 0.4)
	水深 (m)	4.5
	有効面積 (m ²)	683 (wall thick: 0.4m)
	容量 (m ³)	3,072
		2,446

(3) 排水処理施設

排水処理施設は排泥・排水池、汚泥濃縮槽、濃縮汚泥輸送ポンプ棟及び天日乾燥床からなる。

1) 排泥池

a. 沈殿排泥

処理水量		47,900 m ³ /d
		最大
汚泥量	汚泥引き抜き回数	4 回/d
	最大設計原水濁度(原水池流出濁度)	200 NTU
	沈殿池流出濁度	5 mg/l
	Alum 注入率(固形)	33 mg/l
	TS/濁度比	1.0
	汚泥量	10,080 kg/d
	固形物量	1,010 m ³ /d
	含水比	1.0%
	汚泥量	1,010 m ³ /d
	余裕	20%
		1,210 m ³ /d
	1回当たり汚泥量	300 m ³ /time

排泥池容量は1池当たり250m³とし、予備池1池を設けることとする(添付表 1-3a:「排泥池容量計算」参照)。

b. 排泥池諸元

池数		2池
容量(最高濁度時、1,000 mg/lの容量とする)		250 m ³
排水時間		水位制御による連続運転
形状寸法	幅	4.2 m
	長さ	20.0 m
	有効水深	3 m
	容量	504 m ³

c. 付帯設備

攪拌機

排泥の沈降を抑え、できるだけ均等な濃度の汚泥を後続の濃縮槽へ輸送するため、水中攪拌機を各池に2機設置する事とする。

汚泥輸送ポンプ設備

汚泥輸送はポンプによる事とし、各池に2台(内予備1)の水中汚水ポンプを設置する。ポンプの吐出先は排泥池上床版に小出し槽を設け、この小出し槽から濃縮槽へは自然流下とする。

上記小出し槽には濃縮への送泥と天日乾燥床への直接送泥の機能を持たし、もって高濁度時での濃縮槽規模を縮小する。ちなみに1000 NTU以上の原水高濁度は年に数回にとどまる。

2) 排水池

a. ろ過池洗浄排水および上澄水

処理水量		46,900 m ³ /d
ろ過池数		8 池
ろ過池逆洗浄配水量		
ろ過面積		42.3 m ²
	洗浄諸元	洗浄速度時間(min)
		初期 0.25 2~3
		終期 0.5 8~10
		水量
		21
		169
ろ過継続時間		48 h
洗浄回数(1日当たり)		4 times
洗浄水量		190 m ³ /time
	余裕	20%
		910 m ³ /d
	1回当たり洗浄水量	230 m ³ /time
固形物量	流入濁度 5	流出濁度 1
	排水濃度	0.21 %
上澄水 (24時間連続流入)		
濃縮槽		850 m ³ /d
天日乾燥床		300 m ³ /d

排水池容量は1池当たり210m³とし、2池を設けることとする(添付表 1-2b:「排水池容量計算」参照)。

b. 排水池諸元

池数		2 池
容量(1池当たり)		210 m ³
排水時間		水位制御による連続運転
形状寸法	幅	4.2
	長さ	20.0
	有効水深	2.5
	容量	210

c. 付帯設備

攪拌機

排泥池と同様、水中攪拌機を1池当たり2台設置する。

返送ポンプ

返送ポンプとして1池当たり2台(内1台予備)の水中汚水ポンプを設ける。

越流防止ポンプ

浄水場周辺には適当な排水用施設がないため、排水池には浄水場の排水が流入することになる。従って、排水池には排水ポンプ(水中汚水ポンプ)を設置し常時は原水池に排水する事とするが、必要に応じて浄水場北西境界近くに沿って流れる排水路(旧灌漑水路で現在使用されていない)に排出させる事とする。

3) 濃縮槽				
方式	重力式センターフィード			
汚泥量	10,080 kg			
汚泥負荷量	20 kg/d/m ²			
池数	2 池			
表面積	252 m ²			
形状寸法	径	12.8 m		
	有効水深	4.0 m		
	滞泥 深さ	0.5 m		
	滞泥量	64 m ³		
	底板傾斜	10%		
	センターフィード	径	2.5 m	
排泥	汚泥ピット	径	2.2 m	
	掻き寄せ機	回転式		
	汚泥引き抜き管	口径	150 mm	
4) 濃縮汚泥輸送ポンプ室				
ポンプ室	地下		60 m ²	
	幅	5 m		
	長さ	12 m		
	高さ	梁下	5.55 m	
電気室	地上		60 m ²	
	幅	5 m		
	長さ	12 m		
	高さ	梁下	3.5 m	
5) 天日乾燥床				
汚泥量*	911,400 kg/年			
年負荷量	220 kg/m ²			
天日乾燥床面積	4,140 m ²			
池数	7 池			
	1 池当たり	600 m ² /池		
形状寸法	幅	20 m		
	長さ	30 m		
	ろ床 砂	30 cm		
	砂利	20 cm		
	砂上水深	1.5 m		
付帯設備	余裕高	50 cm		
	配管	流入管	PE 150 mm	
		上流水流出管	RCP 150 mm	
	角落とし	(上澄水流出渠)	幅 x 高さ (20cm x 8枚)	0.6 x 1.6 m
	ランプ	(乾燥汚泥搬出用)	幅 x 長さ (3.0m x 7.5m)	1 箇所/ベッド

注：污泥量

$$Q = 47,900 \text{ m}^3/\text{d}$$

Month	Turbidity (average)	Alum	Sludge		Sludge by Seasons		Annual (kg)
			kg/d	kg/mon	Dry Season	Wet Season	
Jan	21	29	1,091	33,800	33,800		
Feb	16	27	830	23,200	23,200		
Mar	32	34	1,674	51,900	51,900		
Apr	46	42	2,435	73,100		73,100	
May	44	41	2,328	72,200		72,200	
Jun	67	50	3,530	105,900		105,900	
Jul	121	59	6,218	192,800		192,800	
Aug	114	58	5,871	182,000		182,000	
Sep	52	44	2,744	82,300		82,300	
Oct	22	30	1,151	35,700	35,700		
Nov	19	28	984	29,500	29,500		
Dec	18	28	937	29,000	29,000		
Ave/Total	48	39	2,483	911,400	203,100	708,300	911,400

kg/year

添付表 1 - 2 マスバランス

原水最高濁度：1000 NTU、原水池流出濁度：200 NTU

	原水池流出		処理後		排水・排泥量		注
	濁度	固形物量	処理水量	水量	水量	固形物量	
原水・浄水及び排水	NTU	mg/l	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	kg/d	
浄水プロセス プロダクション水量			45,500				
浄水量	200	200		47,900	-		損失水量 (見込値) 5% TSS/NTU = 1.0
沈殿池							
流入量	200	200	47,900			10,080	Alum dosage 66, sludge concentration 0.85%
流出量				46,720	1,180		損失水量 2.5%
ろ過池							
流入量	9.2	5	46,720			190	Washing per Filter 190 m ³ /filter
流出量		1		45,810	910		ろ過池洗浄 4 filters/d 1.9%
浄水池							
流入量		1	45,810				処理水濁度 1 mg/l
流出量		1		45,620	190	50	other losses 190 m ³ /d 0.40%

注：各数値は下期「処理工程での損失」の計算値参照

排水処理

		原水池流出		処理後		排水・排泥量		注
		濁度	固形物量	処理水量	水量	返送水量	固形物量	
		NTU	mg/l	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	kg/d	
排泥池	inflow		8,500	1,180	-		10,080	固形物含有率 0.85 %
	outflow		8,500		1,180		10,080	損失: 2.5%
濃縮槽	inflow		8,500	1,180			10,080	固形物含有率 0.85%
	outflow		30,000		330		9,900	天日乾燥床への流出 3% 28.3%
天日乾燥床	inflow		210		850	850	180	上澄水(固形物含有率) 0.02%
	inflow		30,000	330			9,900	
排水池 (兼返送)	inflow		329,000		30		9,870	乾燥汚泥(固形物含有率) 35%
	inflow		100		300	300	30	上澄水
返送	inflow		210			850	180	濃縮槽からの流入
	inflow		100			300	30	天日乾燥床からの流入
outflow	inflow		180			1,150	210	上澄水計
	outflow		180			1,150	210	着水井への返送濁度 0.02% (200mg/l)
返送	inflow		1,150			910	190	from waste water tank
	inflow		200			1,150	210	from Recycling Sump
inflow			200			45,840	9,170	from Raw water 4.5%
inflow			200			47,900	9,570	Total inflow

処理工程での損失

Clarifier: Treatment capacity	47,900 m ³ /d	Filter: Treatment capacity	46,690 m ³ /d
Turbidity	200 NTU	No. of filter for wash	4 filters/d
Alum Dosage (8% liquid Alum)	66 mg/l	Filter area	42.3 m ²
Solid	10,320 kg/d	Washing rate & time	
Sludge extraction		initial w/air	0.25 x 2min
Effluent to filter	5 mg/l	backwashing	0.5 x 8min
or 17,700 x 5/(350+80x0.234) =	236 kg/d	Washing waste water	190 m ³ /filter
	3%		760 m ³ /d
Sludge content	1%	Allowance	20%
Sludge volume	1,010 m ³ /d	Loss of Backwash waste water	910 m ³ /d
Allowance for design of	20%	Solid content in backwash waste water	1.9%
Loss of sludge extraction	2.5%	Turbidity of filtered water	1 mg/l
		Solid	190 kg/d
		Solid content	173 mg/l
Clear Water Reservoir		Total loss in treatment process	2,310 m ³ /s
Sludge content of filtered water	1 mg/l		5%
Minor water loss for plant operation	0.4%		
Loss of water	190 m ³ /d		

添付表 1 - 3a 排泥池容量計算

最高濁度時		(沈澱排泥: 4回/日)			
時間	流入	流出	バランス	累計	
				150	
1		50	-50	100	
2		50	-50	50	
3		50	-50	0	
4	300	50	250	250	沈殿排泥
5		50	-50	200	
6		50	-50	150	
7		50	-50	100	
8		50	-50	50	
9		50	-50	0	
10	300	50	250	250	沈殿排泥
11		50	-50	200	
12		50	-50	150	
13		50	-50	100	
14		50	-50	50	
15		50	-50	0	
16	300	50	250	250	沈殿排泥
17		50	-50	200	
18		50	-50	150	
19		50	-50	100	
20		50	-50	50	
21		50	-50	0	
22	300	50	250	250	沈殿排泥
23		50	-50	200	
24		50	-50	150	
	1,200	1,200			
排泥池容量				250	m ³

添付表 1 - 3b 排水池容量計算

(ろ過洗浄排水:4回/日、上澄水流入)

時間	流入				流出	バランス	累計
	洗浄排水	上澄水 1	上澄水 2	Total			
							228
1		35	13	48	86	-38	190
2		35	13	48	86	-38	152
3		35	13	48	86	-38	114
4		35	13	48	86	-38	76
5		35	13	48	86	-38	38
6		35	13	48	86	-38	-1
7	228	35	13	275	86	189	189
8		35	13	48	86	-38	151
9		35	13	48	86	-38	113
10		35	13	48	86	-38	75
11	228	35	13	275	86	189	264
12		35	13	48	86	-38	226
13		35	13	48	86	-38	188
14		35	13	48	86	-38	150
15	228	35	13	275	86	189	339
16		35	13	48	86	-38	301
17		35	13	48	86	-38	263
18		35	13	48	86	-38	225
19	228	35	13	275	86	189	414
20		35	13	48	86	-38	376
21		35	13	48	86	-38	338
22		35	13	48	86	-38	300
23		35	13	48	86	-38	262
24		35	13	48	86	-38	224
	910	850	300	2,060	2,064	-4	

排水池容量 414

注: ろ過池洗浄排水及び上澄水(添付 1-2 マスバランス参照)

上澄水 1 濃縮槽: 850 m³/d 24時間連続

上澄水 2 天日乾燥: 300 m³/d 24時間連続

添付計算書 1 - 1 沈殿池排泥計算

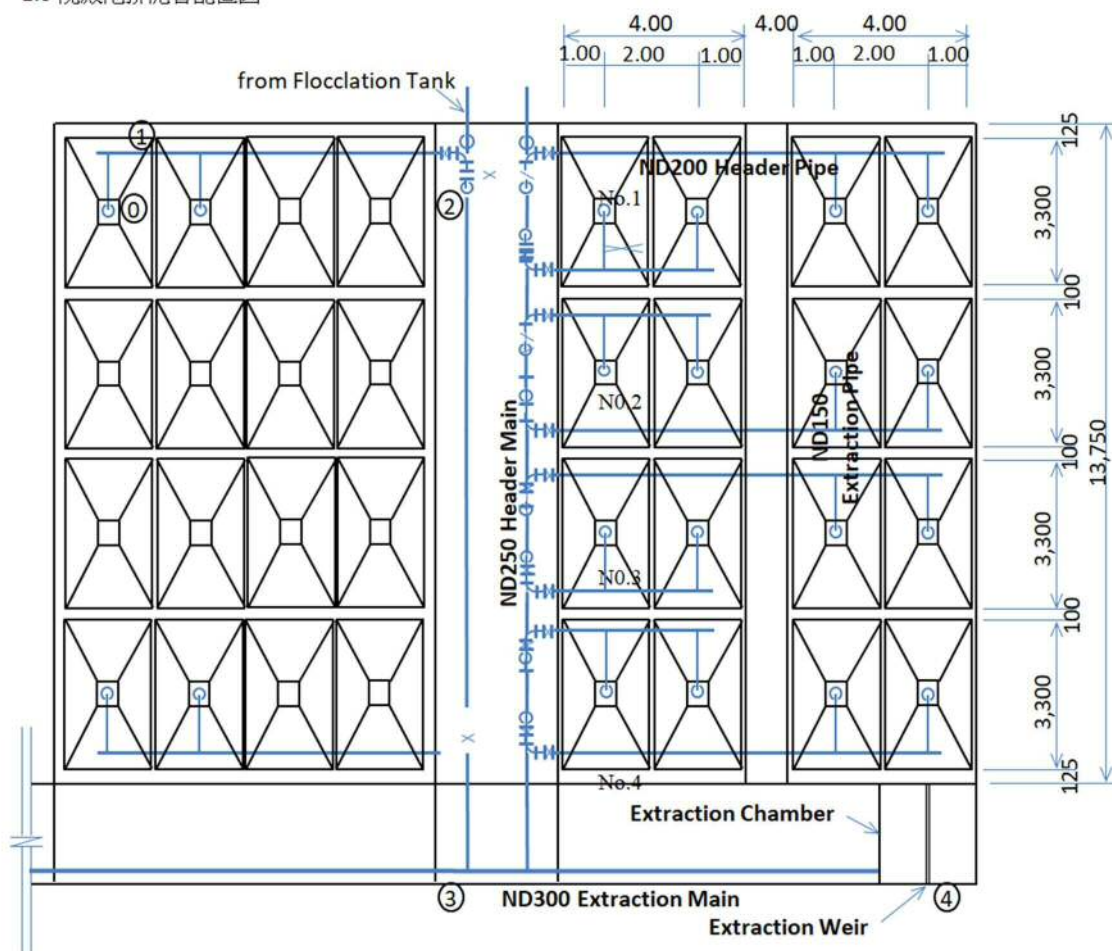
1 排泥量

濁度	年最高濁度			年平均濁度		
	流量(m ³ /d)	濁度(NTU)	汚泥量 (kg)	流量(m ³ /d)	濁度(NTU)	汚泥量 (kg)
フロク形成池	47,900	200	10,010	47,900	45	2,300
沈殿以下	5.0%		501			115
	95.0%		9,510			2,185
汚泥						
排泥濃度			1%			0.5%
排泥量(m ³ /d)			1,001			437
フロク形成池			50			22
沈殿池			951			415

note: 5%の汚泥がフロク形成池に残りの95%が沈殿池に滞泥するものと仮定する。

2 排泥

2.1 沈殿池排泥管配置図



2.2 沈殿汚泥引き抜き		1 池
同時汚泥引き抜き		1 回
1 日 当 たり 排 泥 回 数		6 時 間
排 泥 間 隔	1 池 当 たり	11.25 分
	ホッパー 当 たり (2 ホッパー 同 時 排 泥)	

2.3 排泥水理

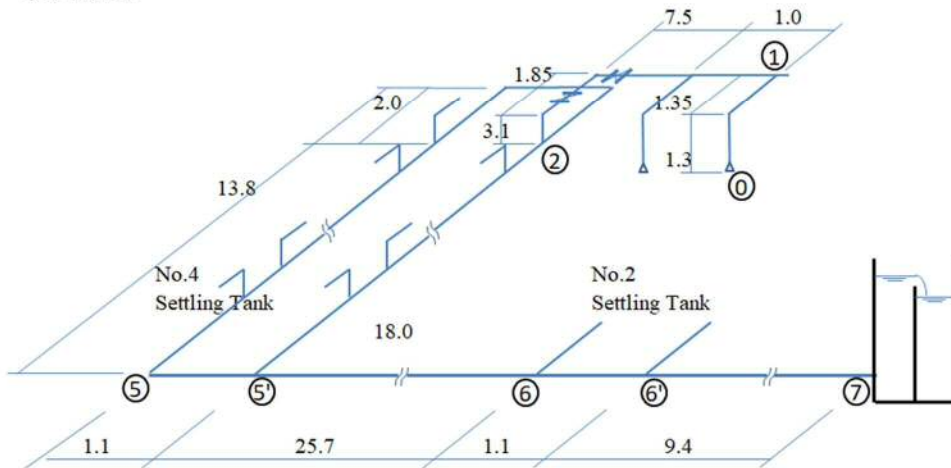
1) レベル

沈殿池水位	+	187.32 m
排泥流出渠越流堰	+	185.76 m
水位差	越流水深	0.14 m
	沈殿池水位 - 排泥流出渠水位	1.42 m

2) 排泥流量および排泥時間

排泥流量	1 ホッパー 当 たり	35.1 l/s
排泥時間	2 ホッパー 当 たり	7.1 min
	1 池 当 たり	1.5 時 間

3) 水理計算



(Max. Turbidity)

section 0 ~ 1:	Q = q l/s	ND:	150 mm	length:	2.65 m	
	$h1 = (f_i + f_b + f^*l/d) * v^2/2g =$				$405.4 q^2$	
	where, $f_i =$		0.5	$f_{b90} =$	0.3	
			$f_{be} =$	1.1 ($f_{be} + f_{se}$)	$f \times l/d =$	0.60
			$V^2/2g =$	$163.5 q^2$		
section 1 ~ 2:	Q = q l/s	ND:	200 mm	length-1:	1 m	
	Q = 2q l/s	ND:	200 mm	length-1:	12.45 m	
	$h2 = f_1 \times l_1/d \times v_1^2/2g + (f_2 \times l_2/d + f_\gamma + 2 \times f_{b90} + f_v + f_{be}) \times v^2/2g =$				$491.1 q^2$	
	where, $f_1 \times l_1/d =$		0.15	$f_2 \times l_2/d =$	1.91	
				$f_\gamma =$	0.87	
				$f_{b90} =$	0.3	
				$f_v =$	0.3 (B.V)	
				$f_{be} =$	0.99	

$f_\gamma = -(q\beta)^2 \times \{2.59 + 1.62x(-1) - 0.62x\phi\} - q\beta x(1.94 - \phi) + 0.03$			
where,	$q\beta =$	0.5	$\phi =$
=	0.874	$D\beta:$	150
	$D\gamma:$	200	
$V_1^2/2g =$	$51.7 q^2$	$V_2^2/2g =$	$103.5 q^2$

section 2 ~ 5: Q = 2q l/s ND: 200 mm length: -
 Q = 2q l/s ND: 250 mm length: 13.8 m
 $h3 = fse1 \times V1^2/2g + (f \times l/d + 3fbe + fse2) \times V2^2/2g = 85.5 q^2$
 where, fse1 = 0.13 (D1/D2 = 0.8) f x l/d = 0.62
 fbe = 0.99
 fse2 = 0.09 (D1/D2 = 0.83)
 $V1^2/2g = 103.5 q^2$ $V2^2/2g = 42.4 q^2$

section 5 ~ 6: Q = 2q l/s ND: 300 mm length: 37.3 m
 $h4 = (f1 \times l1/d + fo) \times V^2/2g = 101.8 q^2$
 where, f1 x l1/d = 1.49 fo = 1.0
 $V^2/2g = 40.89 q^2$

Weir Loss: Q = 2q l/s
 $hw = (Q/CW)^{2/3} = 0.81 q^{2/3}$
 where, C = 1.84 (approx.)
 W = 1.5 m (weir length)

Total Head Loss:
 $\Delta H = h1 + h2 + h3 + h4 + h5 + hw = 1.5 m$
 $= 1,083.8 q^2 + 0.81 q^{2/3}$

Sludge Extraction

Extraction time		1 times/d
Interval of Sludge Extraction	per tank	6.0 hrs/tank
	per hoper	45 min/two hoppers
	extraction valve	2 hoppers/valve
WL of Sedimentation Tank		+ 187.32
Extraction Volume		951 m3/time
		3.7 * m3/d/hopper

note*: solid content in hopper is assumed as 4%

		1.41005	1.42005	1.43001
ΔH	m	1.41	1.42	1.43
Flow (q)	l/s	34.95	35.07	35.20
Flow (2q)	l/s	69.90	70.10	70.40
Time	min.			
Over flow height	m	0.137	0.138	0.138
Weir Level	m	185.77	185.76	185.75
Interval of S. Extraction				
per tank	hour	6	6	6
per hopper	min	45	45	45
Extraction time				
per tank	hour	1	1	1
per hopper	min	7.09	7.06	7.03
Velocity & H.Gradient				
	ND150			
Velocity	m/s	1.978	1.986	1.993
H.Gradient	‰	44.2	44.5	44.8
	ND200			
Velocity	m/s	2.226	2.232	2.242
H.Gradient	‰	78.5	79.6	79.6
	ND250			
Velocity	m/s	1.425	1.429	1.435
H.Gradient	‰	13.3	13.3	13.4
	ND300			
Velocity	m/s	0.989	0.992	0.996
H.Gradient	‰	5.5	5.5	5.5

2. 原水水質と薬品注入

2 原水水質と薬品注入

2.1 原水水質と予測

(1) 原水水質データ

既緩速ろ過池浄水場、旧Jhal Khanuana 浄水場はその西側近傍に位置する灌漑水路 (Rakh Branch Canal) をその水源として取水し、場内に建設されている原水池により濁度低下した原水を利用して緩速ろ過池を運転している。本計画の急速ろ過浄水場は上記緩速ろ過浄水場の敷地内に建設されることにより、同水源を引き続き使用するものとする。

本計画の浄水場に隣接し、フランスの援助により 2015年に建設された新Jhal Khanuana 浄水場も同灌漑水路を水源としているため原水水質データは両浄水場のデータが利用可能である。

浄水場の計画に当たり必要とされる主要な水質項目として水温・pH・濁度・アルカリ度に加え塩素消費量の把握に用いられるアンモニア・鉄・マンガン等についてのデータを使用する事とする。

水温、pH及び濁度データについては旧Jhal Khanuana 浄水場における2012~14年のデータが利用可能であるが、データ数には限りがある。一方新Jhal Khanuana 浄水場については2017/2018年度の連続したデータが利用可能であり、これらのデータを付表 2-1及び2-2に示す。

アンモニア、鉄及びマンガンについてのデータには限りがあり、マスタープランで計測されたデータ及び過去の水質調査結果を使用する事とする。これらのデータを付表 2-3 に示す。

灌漑水路から取水された原水は既原水池による濁度低減後ポンプにより浄水施設に導水される。原水池による濁度低下の効果は既緩速ろ過池運転時の灌漑水と原水池の水質を比較する事により推定される。WASA-Fにより過去(2012~2014)に行われた灌漑水路と原水池流出濁度変化の記録がある。両者を比較すると濁度の低減率は原水濁度 50 NTU 以下の低濁度時では 60~90%を示し、原水濁度 50~500 NTU では80~90%を示しており、高濁度時(500~800 NTU)では 96~97%と非常に高い値を示している。当時の原水池の滞留時間が影響しているものと思われる。しかしながらこれらの数値には付表 2-1 に示す如く数値にはばらつきが多い。

原水池の効果を推定するため、第2事現地調査において原水の沈降試験を実施した。試験結果を付表 2-4 に示す。試験結果は以下に要約される。

- 原水池は 2 池ありその容量は処理水量47,900 m³/d に対し1池あたり約 24 時間の滞留時間を有する。
- 原水濁度 80 ~ 800 NTUの試験結果は沈降時間ごとに以下の値が得られた。

原水 沈降時間	800	600	400	190	80
6	320	116	185	58	47
12	185	71	93	-	-
24	76	41	63	16	24

- 上記試験結果から 500 NTU 以上の高濁度に対する低下率は 90%程度が予想され、濁度 100 NTU以下の低濁度に対しては 70%程度が予想される。

以上の試験結果から、沈殿効率を考慮し原水池による濁度低下を以下の如く想定することにする。

原水濁度	< 50	100	150	250	> 500
原水濁度濁度低下率	60%	65%	70%	75%	80%

New Jhal Khanuana 浄水場水質データ(2017/18)に基づき原水池流出水の年間濁度予測を付表 2-5 に示す。

その他の水質項目として凝集剤の注入にかかわるアルカリ度、塩素消費に影響する鉄、マンガンおよびアンモニアについては以下の水質試験結果があげられる（付表 2-3 参照）。

データの 出所	水 源	水質項目			
		アルカリ度 mg/l	鉄 mg/l	マンガン mg/l	アンモニア mg/l
Panjab 州 2009	Cenab 川 ^{*1}	-	0.81	0.02	-
WSA-F 2013～2016	RBC ^{*2}	-	-	-	0.3 (0.1～0.5)
JICA 2016	Cenab 川	110～133	0.18～0.3	<0.01	<0.01
	RBC ^{*2}	70～120	0.36～0.8	<0.01	<0.01

注^{*1}: RBCの水源

^{*2}: Rakh Branch Canal、カッコ内の数値は最小～最大を示す)

(2) 水質予測

灌漑水路の原水は一度原水池に導水後浄水処理が行われるものとする、主要水質項目の内水温、pHには変化はほとんどないものと推定される。一方原水濁度は上述した如く大きく低減されるものと考えられる。凝集剤の注入に大きくかんげいするアルカリ度、また塩素消費量に影響を与えるアンモニア、鉄、マンガンについても原水水質の原水池における変化は無視できるものと思われる。

原水水質データから薬品注入計画に当たっての水質を以下に設定する。

水 質 項 目	単 位	将来計画 (2038)		
		最大	平均	最小
水 温	℃	30	33	11
pH	-	8.7	8.2	7.6
濁 度	NTU	200	48	10
アルカリ度	mg/l	120	90	70
アンモニア	mg/l	0.05	0.03	0.01
鉄	mg/l	0.8	0.5	0.3
マンガン	mg/l	0.05	0.02	0.01

注: 過去(2017～2019)のRBCの濁度記録を見ると高濁度(> 1000 NTU)は7～8月に年1～5回記録されており、最高濁度は1400 NTUであった。浄水場の計画では経済性を考え最高濁度を1000 NTUとする。

添付表 2 - 1a WASA-F による灌漑水路と原水池流出水の水質

Date	Water Temperature °C	Canal Water			Clarified Water			Date	Water Temperature °C	Canal Water			Clarified Water		
		Turbidity NTU	pH	E.C µs/cm	Turbidity NTU	pH	E.C µs/cm			Turbidity NTU	pH	E.C µs/cm	Turbidity NTU	pH	E.C µs/cm
12.02.14	15.3	42.1	7.4	258				12.04.02	29.6	103	7.7	349	4.8	8.0	305
12.02.15	15.3	45.6	7.6	246				12.04.18	28.3	460	8.2	258	17.8	8.7	280
12.02.16	15.7	22.2	7.2	246				12.04.24	28.4	126	8.5	282	10.2	9.0	260
12.02.17	15.7	57.0	7.2	248				average		230	8.1	296	10.9	8.6	282
12.02.18	15.8	34.0	7.3	231				12.05.07	33.6	149	8.0	212	28.5	8.5	234
12.02.20	20.1	52.0	7.1	227	1.5	7.3	215	12.05.12	35.0	128	7.8	199.2	1.8	7.5	213
12.02.21	20.6	7.1	7.5	244				average		139	7.9	206	15.1	8.0	224
12.02.22	20.6	11.9	6.5	254				12.06.05	37.4	138	6.7	184	3.6	8.0	183.7
12.02.23	20.5	31.5	7.5	248				12.06.12	36.4	202	7.6	184.6	6.3	7.6	174.6
12.02.24	20.5	36.2	7.6	250				12.06.26	38.3	18.2	8.4	154	5.5	8.6	151
12.02.25	20.6	36.2	7.6	247				average		119	7.5	174	5.1	8.1	169.8
12.02.27	21.0	35.8	7.6	240	1.4	7.7	247								
average	18.5	34.3	7.3	245	1.4			12.07.24	34.6	136	8.3	156	16.1	8.7	158
12.03.02	20.6	51.0	7.6	258											
12.03.05	20.8	48.5	7.4	274	1.9	7.2	230	12.08.01	35.3	158	7.9	176	16.6	7.75	161
12.03.06	20.6	25.5	7.3	271				12.08.07	34.1	799	8.0	164	24.1	8.6	157
12.03.07	20.5	12.4	7.7	271				12.08.15	33.6	232	7.6	189	16.0	8.0	167
12.03.09	21.5	103	7.7	264				average		396	7.8	176	18.9	8.1	162
12.03.10	20.5	357	7.6	258											
12.03.12	23.6	10.7	8.2	251	4.4	8.1	246								
12.03.21	22.5	92.0	8.2	295											
average	21.3	87.5	7.7	268	3.1										

添付表 2-1b 灌漑水路と原水池流出水の濁度変化

Year	Season	Monthly ^{*1} Precipitation mm	Canal Water			Raw Water Tank		
			Sample No.	Range	Average	Sample No.	Range	Average
2012				NTU	NTU		NTU	NTU
January	transit	53.2	-	-	-	-	-	-
February	dry	17.7	12	7.1 ~ 57	34.3	2	1.4 ~ 1.5	1.4
March	dry	25.0	8	0.7 ~ 357	87.5	2	1.9 ~ 4.4	3.1
April	transit	58.2	3	103 ~ 460	230	3	4.7 ~ 17.8	10.9
May	dry	15.4	2	128 ~ 139	139	2	1.8 ~ 28.5	15.1
June	dry	24.6	3	18.2 ~ 13	119	3	3.6 ~ 6.3	5.1
July	wet	109.6	1	136	-	1	16.1	-
August	wet	89.5	3	158 ~ 799	396	3	16 ~ 24.1	18.9
September	transit	34.1	-	-	-	-	-	-
October	dry	5.9	-	-	-	-	-	-
November	dry	3.6	-	-	-	-	-	-
December	dry	9.1	-	-	-	-	-	-
Annual			32	7.1 ~ 799	163	16	1.4 ~ 28.5	10.1
2013								
June	dry	-	1	273	-	-	-	-
2014								
February	dry	17.7	1	17.1	-	-	-	-
March	dry	25.0	4	3.2 ~ 5.6	3.9	-	-	-
April	transit	58.2	5	3.4 ~ 4.7	3.9	-	-	-
Average			10	3.2 ~ 17.6	6.3	-	-	-
2016								
November ^{*2}	dry	-	1	28	-	1	8.5	-

note ^{*1}: CLIMATICAL DATA - from M/P by World Bank (1953~1991)

^{*2}: by JICA Mission Team

添付表 2-1c 原水池の沈殿効果

Range	sample no.	Raw water	Clarified W.	Reduction Rate
< 50	1	36	1.4	96%
	2	49	1.9	96%
	3	11	4.4	59%
	4	18	5.5	70%
average		28	3.3	88%
50 - 100	1	52	1.5	97%
100 - 150	1	103	4.8	95%
	2	126	10.2	92%
	3	149	28.5	81%
	4	128	1.8	99%
	5	138	3.6	97%
	6	136	16.1	88%
average		130	11	92%
150 - 200		158	16.6	90%
200 - 250		232	16.0	93%
250 - 300		-	-	-
300 - 400		-	-	-
400 - 500		460	17.8	96%
>500		799	24.1	97%

添付表 2-2a 原水(灌漑水路)水質 - 水温

New Jhal Khanuana WTP

Year: 2017/18

Month	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6
1	26.1	27.2	27.3	-	-	17.1	13.2	-	-	-	25.7	26.4
2	26.1	26.9	-	26.4	-	17.1	13.3	-	-	-	26.4	27.5
3	27.0	26.9	27.5	26.8	22.3	17.1	13.2	-	-	-	25.8	26.5
4	27.3	27.3	28.0	26.7	21.2	16.7	12.4	-	-	25.5	26.3	27.9
5	26.5	27.2	27.1	25.8	-	15.9	12.5	-	-	25.2	25.7	29.0
6	27.6	-	27.7	26.8	-	15.8	12.2	-	-	28.3	26.4	27.7
7	26.0	29.1	27.2	26.9	-	15.1	11.2	14.4	-	28.2	24.4	28.6
8	27.5	29.2	27.8	-	-	17.5	13.0	14.3	18.9	26.2	24.4	30.2
9	28.5	29.4	-	26.3	-	16.1	13.7	14.1	20.7	25.5	28.2	28.1
10	28.5	29.4	-	26.8	21.4	15.4	12.5	14.2	21.1	26.2	26.6	27.2
11	-	29.0	-	26.6	19.9	15.5	14.5	-	22.3	25.1	26.1	27.3
12	-	29.2	-	26.6	-	16.4	13.0	13.4	22.2	25.2	27.4	27.3
13	26.9	-	-	25.8	19.6	15.1	12.7	13.8	22.5	25.7	25.2	26.9
14	27.4	-	27.0	25.5	20.1	14.9	14.9	14.3	22.9	24.6	25.6	27.1
15	27.6	28.2	-	-	19.0	14.2	14.2	15.2	22.5	27.6	26.1	27.9
16	28.1	27.8	26.8	24.8	18.5	13.8	14.9	15.4	22.1	25.6	25.1	26.2
17	28.1	28.2	-	26.2	18.9	13.5	15.1	15.5	22.0	25.3	26.2	26.7
18	-	29.1	27.0	26.5	18.3	13.7	-	-	-	25.3	26.5	27.1
19	27.7	30.4	27.9	25.4	-	14.5	-	17.2	22.2	25.5	26.0	26.8
20	27.9	-	27.9	25.4	18.5	14.2	-	17.8	22.1	-	27.2	28.9
21	28.0	30.3	27.3	25.1	18.0	-	-	17.7	20.3	-	25.6	26.9
22	27.0	29.2	27.7	-	18.1	-	-	18.3	20.0	-	26.0	29.2
23	27.6	29.4	27.7	-	17.9	-	-	18.5	21.2	-	27.3	28.3
24	26.5	29.1	-	-	18.1	14.0	-	17.9	21.0	-	26.9	32.5
25	27.5	28.9	27.7	-	18.9	14.2	-	19.1	20.2	-	27.4	29.0
26	28.1	28.2	27.5	-	-	-	-	18.5	-	25.1	25.7	28.5
27	27.9	-	30.0	-	18.1	-	-	18.9	-	27.2	26.2	28.4
28	28.3	28.2	26.8	-	17.5	14.7	-	20.4	-	27.6	27.3	28.1
29	26.8	27.9	-	-	17.3	14.2	-	-	-	27.9	26.8	25.8
30	28.3	27.7	28.0	-	17.2	13.2	-	-	-	26.2	26.7	-
31	27.7	27.1	-	-	-	12.7	-	-	-	-	27.4	-
No. of Sample	28	26	20	18	20	26	17	20	17	21	31	29
Minimum	26.0	27.1	26.8	24.8	17.2	12.7	11.2	13.4	18.9	24.6	24.4	25.8
Average	27.4	28.5	27.6	26.1	18.9	15.1	13.3	16.4	21.4	26.1	26.3	27.9
Maximum	28.5	30.4	28.0	26.9	22.3	17.5	15.1	20.4	22.9	28.3	28.2	30.2

Water Quality - Water Temperature (°C)

NEW JHAL KHANUANA WTP, 2017/18

	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	Ave.
Wet Season													
Maximum	28.5	30.4	28.0							28.3	28.2	30.2	28.9
Average	27.4	28.5	27.6							26.1	26.3	27.9	27.3
Minimum	26.0	27.1	26.8							24.6	24.4	25.8	25.8
Dry Season													
Maximum				26.9	22.3	17.5	15.1	20.4	22.9				20.9
Average				26.1	18.9	15.1	13.3	16.4	21.4				18.5
Minimum				24.8	17.2	12.7	11.2	13.4	18.9				16.4
Annal Average													
Maximum													24.9
Average													22.9
Minimum													21.1

添付表 2-2b 原水(灌漑水路)水質 - pH

New Jhal Khanuana WTP

Year: 2018/19

Month	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6
1	8.6	8.6	8.7	-	-	8.1	8.2	-	-	-	7.8	8.1
2	8.5	8.6	-	7.7	-	8.1	8.0	-	-	-	8.0	8.1
3	8.5	8.6	8.7	7.7	7.9	8.1	8.1	-	-	-	8.0	8.1
4	8.5	8.6	8.7	7.7	7.9	8.1	8.1	-	-	8.1	8.0	8.1
5	8.6	8.6	8.7	7.8	-	8.1	8.1	-	-	8.1	8.0	8.1
6	8.6	-	8.6	7.8	-	8.1	8.1	-	-	8.1	8.0	8.1
7	8.6	8.6	8.7	7.7	-	8.1	8.0	8.4	-	8.1	8.1	8.1
8	8.5	8.6	8.7	-	-	8.1	8.1	8.4	8.3	8.1	8.1	8.1
9	8.5	8.6	-	7.8	-	8.1	8.1	8.4	8.1	8.1	8.0	8.0
10	8.5	8.6	-	7.8	8.0	8.1	8.1	8.4	8.1	8.1	8.0	8.1
11	-	8.6	-	7.8	7.9	8.1	8.1	-	8.1	8.1	8.0	8.2
12	-	8.6	-	7.8	-	8.1	8.1	8.4	8.1	8.0	8.0	8.2
13	8.6	-	-	7.8	7.9	8.1	8.1	8.4	8.1	8.1	8.0	8.2
14	8.6	-	8.7	7.8	7.8	8.1	8.3	8.2	8.1	8.1	8.1	8.2
15	8.6	8.6	-	-	7.8	8.1	8.3	8.2	8.1	8.0	8.1	8.2
16	8.5	8.6	8.7	7.8	7.9	8.1	8.4	8.2	8.1	8.0	8.1	8.1
17	8.5	8.6	-	7.8	7.9	8.1	8.5	8.3	8.2	8.0	8.0	8.2
18	-	8.6	7.9	7.8	7.8	8.0	-	-	-	8.0	8.1	8.2
19	8.6	8.6	7.7	7.9	-	8.1	-	8.3	8.1	8.0	8.9	8.2
20	8.6	-	7.8	7.8	7.9	8.1	-	8.3	8.1	0.0	8.1	8.2
21	8.6	8.7	7.7	7.8	7.9	-	-	8.3	8.1	0.0	8.1	8.2
22	8.5	8.6	7.7	-	8.0	-	-	8.2	8.1	-	8.1	8.1
23	8.6	8.7	7.7	-	8.0	-	-	8.2	8.1	-	8.1	8.4
24	8.5	8.7	-	-	8.1	8.2	-	8.2	8.1	-	8.1	8.2
25	8.6	8.7	7.7	-	8.7	8.2	-	8.2	8.6	-	8.1	8.2
26	8.5	8.6	7.7	-	-	-	-	8.3	-	8.0	8.1	8.1
27	8.5	-	7.6	-	8.1	-	-	8.3	-	8.0	8.1	8.2
28	8.6	8.6	7.6	-	8.0	8.3	-	8.4	-	8.0	8.1	8.2
29	8.6	8.6	-	-	8.0	8.3	-	/	-	8.1	8.1	8.2
30	8.6	8.7	7.8	-	8.0	8.1	-	/	-	8.0	8.1	-
31	8.5	8.7	/	-	/	8.2	-	/	-	0.0	8.1	/
No. of Sample	29	31	30	22	28	31	16	7	28			
Minimum	8.5	8.6	7.6	-	7.97	8.2	8.1	8.2	-			
Average	8.3	7.2	5.4	6.4	5.7	6.8	8.7	23.7	4.9			
Maximum	8.6	8.6	-	-	8.7	8.1	8.4	8.2	8.2			

Water Quality - pH

NEW JHAL KHANUANA WTP, 2017/18

	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	Ave.
Wet Season													
Maximum	8.5	8.6	7.6							8.1	8.1	8.2	8.2
Average	8.3	7.2	5.4							8.0	8.1	8.1	7.5
Minimum	8.5	8.6	7.6							8.0	7.8	8.0	8.1
Dry Season													
Maximum				7.9	8.7	8.3	8.5	8.4	8.6				8.4
Average				7.8	8.0	8.1	8.2	8.3	8.1				8.1
Minimum				7.7	7.8	8.0	8.0	8.2	8.1				8.0
Annal Average													
Maximum													8.3
Average													7.8
Minimum													8.0

添付表 2-2c 原水(灌溉水路)水質 - 濁度

New Jhal Khanuana WTP
Year: 2017/18

Month	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6
1	381	792	272	-	-	34	30	-	-	-	182	114
2	306	702	-	91	-	32	91	-	-	-	202	127
3	839	850	250	101	48	35	33	-	-	-	162	137
4	719	972	304	94	34	32	40	-	-	144	160	180
5	495	1,310	431	81	61	29	36	-	-	142	149	259
6	499	-	423	81	-	32	43	-	-	125	151	155
7	542	1,365	249	77	-	30	74	20	-	116	240	128
8	522	510	230	-	-	28	70	33	26	113	236	191
9	298	476	-	76	-	32	69	36	85	117	150	285
10	320	610	-	78	77	30	70	35	85	139	112	275
11	-	726	-	73	-	30	65	-	77	159	141	506
12	-	580	-	74	-	30	43	34	67	144	130	593
13	320	-	-	74	67	28	43	28	63	156	145	655
14	423	-	207	109	77	30	28	29	72	115	131	465
15	520	542	-	-	65	30	10	29	72	101	82	428
16	740	576	149	65	63	67	8	125	68	127	32	300
17	328	660	-	72	53	140	3	68	67	185	173	288
18	-	517	123	65	60	115	-	-	-	211	164	346
19	820	360	128	65	-	111	-	39	94	150	171	360
20	970	-	106	45	42	61	-	39	105	-	165	388
21	1,033	297	108	45	40	-	-	34	130	-	141	296
22	1,436	351	113	-	34	-	-	33	124	-	127	264
23	876	322	115	-	39	-	-	32	108	-	125	220
24	792	360	-	-	38	22	-	34	123	-	122	92
25	488	267	110	-	39	28	-	35	124	-	119	245
26	552	324	106	-	-	-	-	24	-	-	115	227
27	545	-	107	-	33	-	-	22	-	160	125	201
28	600	388	107	-	31	40	-	8	-	231	110	138
29	478	458	-	-	34	24	-	-	-	227	130	145
30	508	309	102	-	35	32	-	-	-	202	113	-
31	528	221	-	-	-	30	-	-	-	-	110	-
No. of Sample	28	26	20	18	20	26	14	19	17	20	31	29
Minimum	298	221	102	45	31	22	28	20	26	101	82	92
Average	603	571	187	76	48	44	52	39	88	153	142	276
Maximum	1436	1365	431	109	77	140	91	125	130	231	240	655

Water Quality - Turbidity (NTU)		NEW JHAL KHANUANA WTP, 2017/18											
	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	Ave.
Wet Season													
Maximum	1,436	1,365	431							231	240	655	726
Average	603	571	187							153	142	276	322
Minimum	298	221	102							101	82	92	149
Dry Season													
Maximum				109	77	140	91	125	130				112
Average				76	48	44	52	39	88				58
Minimum				45	31	22	28	20	26				29
Annal Average													
Maximum													419
Average													190
Minimum													89

添付表 2-3a マスタープランにおける水質試験結果 添付表 2-3b 過去の水質調査結果

Sr. No.	Parameter	Unit	Chenab River		RBC	
			23 Sep'16	16 Nov'16	23 Sep'16	16 Nov'16
1	Temperature	°C	31.9	21.0	27	18.8
2	Turbidity	NTU	8	15	57	36
3	Colour	TCU	11	0.7	5.5	0.8
4	pH	-	8.6	8.09	8.2	8.83
5	EC	µS/cm	296	330	193	197
6	Hardness	mg/l	82	130	88	104
7	Total Alkalinity	mg/l	110	133	70	120
8	Chloride CL	mg/l	60	40	70	30
9	Total Dissolved Solids	TDS mg/l	222	227	140	141
10	Dissolved oxygen	DO mg/l	3.75	5.08	5.64	5.04
11	Nitrite-N	NO ₂ mg/l	0.11	0.04	0.19	0.05
12	Nitrate-N	NO ₃ mg/l	3.3	4.7	5.5	4.9
13	Ammonia	NH ₃ mg/l	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01
14	Chemical Oxygen Demand	CODcr mg/l	38	71	32	22
15	Sulphate	SO ₄ ²⁻ mg/l	28	33	22	32
16	Fluoride	F mg/l	(1.13)	(0.01)	(0.95)	0.11(<0.01)
17	Manganese	Mn mg/l	<0.01	0.01	<0.01	<0.01
18	Iron	Fe mg/l	0.32	0.18	1.83	0.36
19	Calcium	Ca mg/l	31	36	21	30
20	Sodium	Na mg/l	48	9.2	55	13.8
21	Magnesium	Mg mg/l	<0.01	10	<0.01	7
22	Aluminium	Al mg/l	<0.020	<0.020	<0.020	<0.020
23	Antimony	Sb mg/l	0.186	0.115	0.139	0.298
24	Barium	Ba mg/l	<0.70	<0.70	<0.70	<0.70
25	Cadmium	Cd mg/l	<0.002	<0.002	<0.002	<0.002
26	Chromium	Cr mg/l	0.40	<0.01	0.30	<0.01
27	Copper	Cu mg/l	<0.002	<0.002	<0.002	<0.002
28	Lead	Pb mg/l	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01
29	Mercury	Hg mg/l	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001
30	Nickel	Ni mg/l	<0.020	<0.020	<0.020	<0.020
31	Selenium	Se mg/l	0.37	<0.04	0.35	<0.04
32	Zinc	Zn mg/l	<0.05	<0.05	<0.05	<0.05
33	Cyanoid	CN mg/l	<0.002	<0.002	<0.002	<0.002
34	Total Arsenic	As mg/l	0.004	0.006	0.002	0.002
	Soluble Arsenic	As mg/l	0.004	0.005	0.002	0.002
35	Bacteria	MPN/100mg	24	4 x 10 ²	120	1 x 10 ²
36	E. Coli	MPN/100mg	1 x 10 ²	0 x 10 ²	1 x 10 ²	5 x 10 ²

Data Source: The Project for Water Supply, Sewage and Drainage Master Plan of Faisalabad

Sr. No.	Parameter	Unit	Chenab R ^{*1}	JBC ^{*2}	RBC ^{*3}
			2009	2016	2013 ~ 16
1	Temperature	°C	5.5 ~ 18	-	20 ~ 31
2	pH	-	7.9 ~ 8.8	8.3 ~ 8.8	7.7 ~ 8.6
3	DO	mg/l	8.0 ~ 8.4	4	-
4	BOD	mg/l	4.0 ~ 6.0	-	-
5	COD	mg/l	1.6 ~ 24	15	-
6	Total Dissolved Solids	mg/l	80 ~ 78	40 ~ 17	00 ~ 16
7	Total Suspended Solids	mg/l	20 ~ 36	20.5	15 ~ 85
8	Chloride (CL)	mg/l	10 ~ 60	10.6	-
9	Sulphate (SO ₄)	mg/l	44 ~ 76	11 ~ 67	-
10	Sulfide (S)	mg/l	< LOD	-	-
11	Fluoride (F)	mg/l	10 ~ 0.4	ND	-
12	Cyanide (CN)	mg/l	20 ~ 0.3	< 0.05	< 0.05
13	Manganese (Mn)	mg/l	0.02	0.11	-
14	Copper (Cu)	mg/l	04 ~ 0.0	0.08	-
15	Cadmium (Cd)	mg/l	0.005-0.081	< 0.003	-
16	Chromium (Cr)	mg/l	< LOD	< 0.005	-
17	Zinc (Zn)	mg/l	01 ~ 0.0	< 0.04	-
18	Iron (Fe)	mg/l	81 ~ 0.8	-	-
19	Nickel (N)	mg/l	0.02	< 0.005	-
20	Oil & Grease	mg/l	< LOD	-	-
21	Sodium	mg/l	12 ~ 37	7	-
22	Calcium (Ca)	mg/l	20 ~ 27	-	24 ~ 50
23	Potassium (K)	mg/l	2.7 ~ 5.4	-	-
24	Ammonium (NH ₃)	mg/l	-	0.1 ~ 0.5	-

Note ^{*1}: Water source of JBC and RBC, LDD: Limit of detection.

Date source: Environmental Monitoring of River Chenab, 2009, EPA Laboratory, Punjab

^{*2}: Jang Branch Canal, ND: Not detected.

Data source: Feasibility Study for Extension of Water Resources for Faisalabad City, Phase II

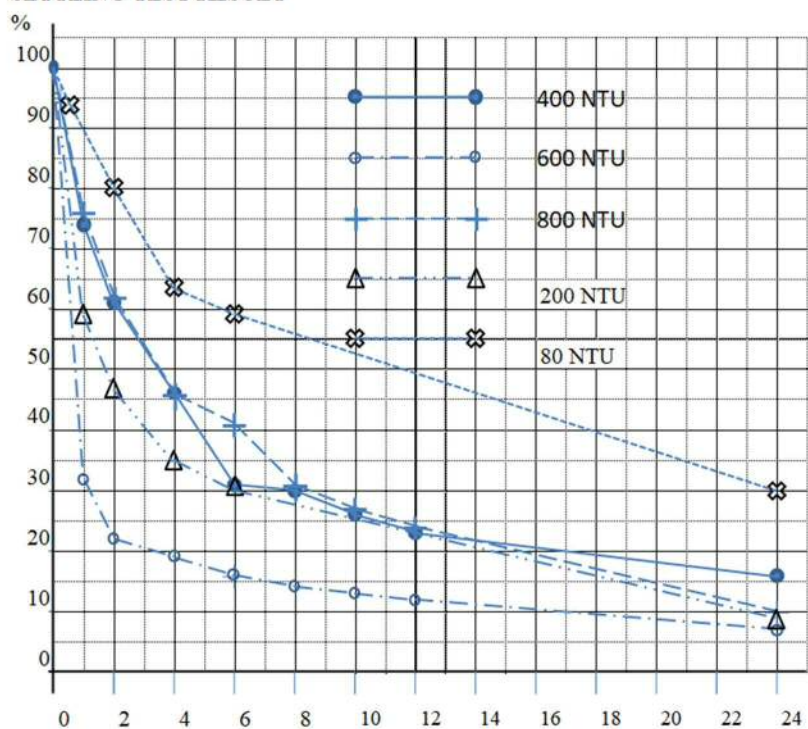
^{*3}: Rakh Branch Canal, WASA-F Central Laboratory, 2013 ~ 16

添付表 2-4 原水（灌漑水路）の沈降試験における濁度低下

Sample #	1		2		3		4		5		6	
Initial Turbidity	960		790		620		400		190		80	
Settling Hour	NTU	%	NTU	%	NTU	%	NTU	%	NTU	%	NTU	%
1	-	-	594	75%	200	32%	295	74%	111	58%	75	94%
2	-	-	491	62%	137	22%	242	61%	90	47%	64	80%
3	888	93%	429	54%	127	20%	192	48%	78	41%	56	70%
4	828	86%	365	46%	116	19%	185	46%	66	35%	50	63%
5	757	79%	-	-	-	-	-	-	64	34%	50	63%
6	708	74%	320	41%	97	16%	125	31%	58	31%	47	59%
8	744	78%	244	31%	85	14%	120	30%	-	-	-	-
10	370	39%	216	27%	78	13%	102	26%	-	-	-	-
12	685	71%	185	23%	71	11%	93	23%	-	-	-	-
24	416	43%	76	10%	41	7%	63	16%	16	8%	24	30%

注：原水はRBCから採水、1リッターのシリンダーを用いて沈降試験を実施した。上澄水のサンプルは水面から約10 cm から採水された。

SETTLING TEST RESULT



添付表 2-5 原水池流出濁度予測

New Jhal Khanuana WTP Data Year: 2017/18													
Month	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	
Season	Wet	Wet	Wet	Dry	Dry	Dry	Dry	Dry	Dry	Wet	Wet	Wet	
1	381	792	272	-	-	34	30	-	-	-	182	114	
2	306	702	-	91	-	32	91	-	-	-	202	127	
3	839	850	250	101	48	35	33	-	-	-	162	137	
4	719	972	304	94	34	32	40	-	-	144	160	180	
5	495	1310	431	81	61	29	36	-	-	142	149	259	
6	499	-	423	81	-	32	43	-	-	125	151	155	
7	542	1365	249	77	-	30	74	20	-	116	240	128	
8	522	510	230	-	-	28	70	33	26	113	236	191	
9	298	476	-	76	-	32	69	36	85	117	150	285	
10	320	610	-	78	77	30	70	35	85	139	112	275	
11	-	726	-	73	-	30	65	-	77	159	141	506	
12	-	580	-	74	-	30	43	34	67	144	130	593	
13	320	-	-	74	67	28	43	28	63	156	145	655	
14	423	-	207	109	77	30	28	29	72	115	131	465	
15	520	542	-	-	65	30	10	29	72	101	82	428	
16	740	576	149	65	63	67	8	125	68	127	32	300	
17	328	660	-	72	53	140	3	68	67	185	173	288	
18	-	517	123	65	60	115	-	-	-	211	164	346	
19	820	360	128	65	-	111	-	39	94	150	171	360	
20	970	-	106	45	42	61	-	39	105	-	165	388	
21	1033	297	108	45	40	-	-	34	130	-	141	296	
22	1436	351	113	-	34	-	-	33	124	-	127	264	
23	876	322	115	-	39	-	-	32	108	-	125	220	
24	792	360	-	-	38	22	-	34	123	-	122	92	
25	488	267	110	-	39	28	-	35	124	-	119	245	
26	552	324	106	-	-	-	-	24	-	-	115	227	
27	545	-	107	-	33	-	-	22	-	160	125	201	
28	600	388	107	-	31	40	-	8	-	231	110	138	
29	478	458	-	-	34	24	-	-	-	227	130	145	
30	508	309	102	-	35	32	-	-	-	202	113	-	
31	528	221	-	-	-	30	-	-	-	-	110	-	
No. of Sample	28	26	20	18	20	26	14	19	17	20	31	29	
Minimum	298	221	102	45	31	22	28	20	26	101	32	92	
Average	603	571	187	76	49	44	53	38	88	153	142	276	
Maximum	1436	1365	431	109	77	140	91	125	130	231	240	655	

not: figures with red color are excluded for average turbidity calculation

Average Turbidity													
Month	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	Annual
Canal Water													
Wet Season	603	571	187	-	-	-	-	-	153	142	276	322	
Dry Season	-	-	-	76	49	44	53	38	88	-	-	-	58
Annual	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	190
Raw Water Storage Reservoir													Annual
Wet Season	121	114	56						46	43	69	75	
Dry Season				27	19	17	21	15	31				22
Annual													48

2.2 薬品注入

(1) 浄水場処理水量

		本計画 (2028)	将来計画 (2038)
計画プロダクション水量 (日最大)		17,900	45,500 m ³ /d
	(日平均)	15,600	39,600 m ³ /d
計画処理水量	浄水過程でのロス 5%		
	処理水量 (日最大)	18,800	47,900 m ³ /d
	(日平均)	16,400	41,700 m ³ /d

(2) 原水水質

薬品注入は原水池流失水質に基づき計画するものとする。下表に各水質の予測値を示す。

水質項目	単位	原水池		
		最大	平均	最少
水 温	℃	30	23	11
pH	-	8.7	8.2	7.6
濁度	NTU	200	48	10
Alkalinity	mg/l	120	90	70
Ammonium	mg/l	0.05	0.03	0.01
Iron	mg/l	0.8	0.5	0.3
Mangan	mg/l	0.05	0.02	0.01

(3) 薬 品

硫酸アルミニウム (固形)
ポリマー
塩素
次亜塩素酸ナトリウム

凝集剤
凝集補助剤
酸化・滅菌
酸化・滅菌

(4) 薬品注入

1) 硫酸アルミニウム (ALUM)

a. 注入率

最大	38 mg/l
平均	23 mg/l

b. 注入点

急速攪拌池

c. 溶解槽

	本計画	将来計画
固形硫酸アルミニウム日最大処理水量	18,800 m ³ /d	47,900 m ³ /d
重 量	710 kg/d	1,820 kg/d
溶液濃度	10 %	10 %
溶解槽 容 量	7.1 m ³	18.2 m ³
池 数	3 nos.	3 nos.
形状寸法 幅	1.8 m	1.8 m
長さ	1.8 m	1.8 m
深さ	2.2 m	2.2 m
有効容量	21.4 m ³	21.4 m ³
余裕高	0.55 m	0.55 m
溶解頻度	1 槽/日	3 槽/d

d. ALUM貯蔵

貯蔵日数		30 日	30 日
貯蔵量	日平均浄水量	16,400 m ³ /d	41,700 m ³ /d
	重量	11,300 kg/d	28,800 kg/d
貯蔵方法	パレットにアルムバッグ(25kg/バッグ12袋)を搭載、貯蔵ヤード(幅4.2m x 奥行3.0m)に幅3列、奥行2列を3段に積むことにより貯蔵ヤード1プロットに5,400kgのアルムを貯蔵する。パレットの積み込み、積み下ろしはフォークリフトを使用する。		
	従ってプロット数は	3 nos.	6 nos.
貯蔵面積		37.8 m ²	75.6 m ²

e. 注入設備 機械・電気設備参照

2) ポリマー

a. 注入率	最大	1 mg/l	1 mg/l
	平均	0.5 mg/l	0.5 mg/l

b. 注入点 凝集効果を見極めため複数点(2ヵ所程度)とする。 フロック形成池

c. 注入設備 機械・電気設備参照

3) 塩素

塩素剤として本計画では次亜塩素酸ナトリウムを使用する。将来注入量増加に伴い液体塩素に切り替える事が予想されるため、本計画では薬注棟にその設備を設置するものとする。

a. 塩素要求量及び注入量

塩素要求量 (mg/l)	アンモニア、鉄、マンガンの含有量 1 mg/l の酸化に要する塩素注入率			
	アンモニウム	鉄	マンガン	合計
	10	0.7	1.3	
含有量(最大)	0.05	0.8	0.05	1.1 mg/l
(平均)	0.03	0.5	0.02	0.7 mg/l
	滅菌に要する塩素注入率を			1 mg/l

塩素注入量			本計画	将来計画
前塩素	最大		21 kg/d	53 kg/d
	平均		11 kg/d	29 kg/d
後塩素	最大		18 kg/d	46 kg/d
	平均		16 kg/d	40 kg/d
合計	最大	32.9	39 kg/d	99 kg/d
	平均	28.5	27 kg/d	69 kg/d

b. 注入点 前塩素 後塩素 着水井 ろ過池流出渠

c. 次亜塩素酸ナトリウム

次亜塩の形態と有効塩素含有量		形態 塩素有効量	粉末 12%	
注入量	前 塩 素	最大 平均	本計画	将来計画*
			175 kg/d	-
	後 塩 素	最大 平均	150 kg/d 133 kg/d	383 kg/d 333 kg/d
	合 計	最大 平均	325 kg/d 283 kg/d	383 kg/d 333 kg/d

注*：将来は前塩素に液体塩素を想定する。その際、次亜塩を緊急事の滅菌に使用事とする。

d. 溶解槽

塩素有効量	3%	
容 量	1.3 m3	1.5 m2
池 数	常用	1 槽
	予備	1 槽
	計	2 槽
形状寸法 径	1 m	1.2 m
深さ	1.8 m	1.8 m
有効容量	1.4 m ³	2.0 m ³
余裕高	0.3 m	0.3 m

将来の使用を考慮、余裕を見込み溶解槽の容量を 2.0 m3 とする。

溶解頻度	1 槽/日	1 槽/日
------	-------	-------

e. 注入設備

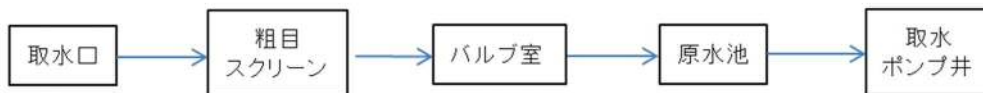
機械・電気設備参照

3 取水・浄水場水位計算

3. 取水・浄水場水位計算

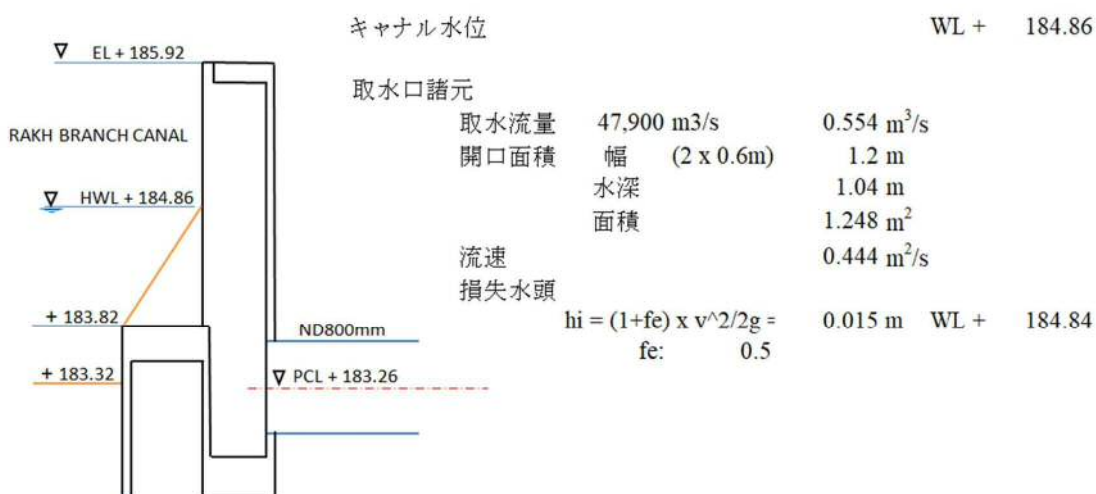
3.1 取水・導水水位計算

(1) フロー



(2) 水理計算

1) 取水口



2) 導水管

導水管諸元

口径	800 mm
延長	26.6 m
流速	1.103 m/s
導水勾配 (C = 130)	1.30 ‰

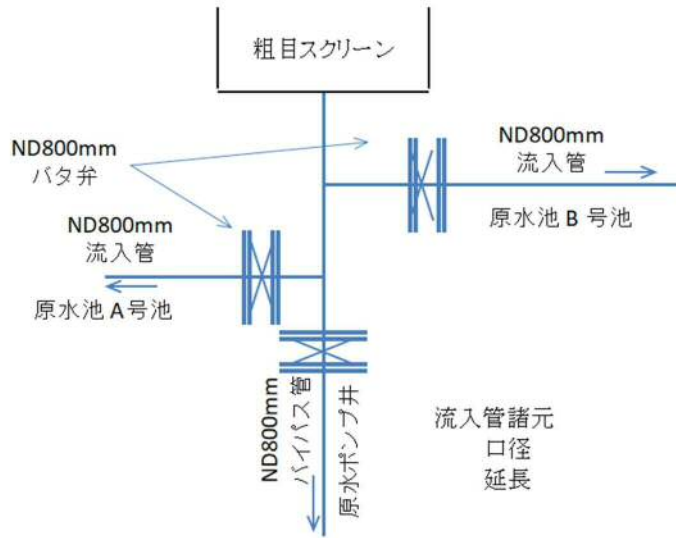
損失水頭

摩擦損失	0.035 m
異形管損失	0.093 m
損失水頭計	0.128 m
流入: 0.5	流出: 1.0
	h =
	WL + 184.72

3) 粗目スクリーン 1セット

$h_{scr} = C \times v^2/2g =$	0.001 m
$C = c \times (s/b)^{4/3} \times \sin\theta$	0.23
c: スクリーンの形状係数 (フラット)	2.42
s: フラットバーの厚さ	9 mm
b: フラットバーの間隔	60 mm
θ : スクリーンの設置角度	70 度
w: 開口部幅	1.80 m
h: 開口部水深	2.30 m
v: 接近流速	0.134 m/s
α : 塵芥による開口率	50 %
hs = 粗目スクリーンの損失水頭を2cmとする	0.020 m
	WL + 184.70

4) 原水池流入損失 (原水池Bへ流入のケース)



流量		0.554 m ³ /s
流速		1.103 m/s
導水勾配 (C = 130)		1.30 ‰
摩擦損失		0.037 m
異形管・バルブ損失		0.170 m
流入	0.50	
バルブ (バタ弁)	0.24	
屈折	0.99	
流出	1.0	
導水管(ND900)によるロス		0.010 m
損失水頭計	hin =	0.217 m WL + 184.48

5) 原水池流出損失
原水池流出堰による損失



越流堰による損失水頭(潜り堰)

$$h_2 = \{1 - (Q/Q_0)^{2.6}\}^{1.5} \times h_1 = 0.421 \text{ m}$$

堰長	1.0 m		
越流量	Q: 越流量	0.277 m ³ /s・weir	
	Q ₀ : 越流水深h ₁ における越流量	0.651 m ³ /s	
越流水深	h ₁ : 越流水深	0.500 m	
	h ₂ : 堰下流堰上水深	0.421 m	
	Δh: 潜り堰の損失水頭	0.079 m	WL - 184.40

原水池流出管損失

流出管諸元

口径		800 mm	
延長		27.6 m	
流量		0.554 m ³ /s	
流速		1.103 m/s	
導水勾配 (C=130)		1.30 ‰	
摩擦損失		0.036 m	
異形管・バルブ損失		0.093 m	
流入	0.5	流失	1.0
損失水頭計			0.129 m WL - 184.27

6) 原水ポンプ棟

流入渠損失

流量	1 系統当たり	0.277 m ³ /s	
細目スクリーン	見込み値	0.040 m	
ゲ-トロス (600/600x 2pls)	$h_g = 1/C^2 \cdot V^2/2g$	0.168 m	
	C: 0.6 V: 0.770 m/s		
損失水頭計		0.208 m	
ポンプ井水位			WL + 184.06

3.2 浄水場水位計算

(1) フロー



(2) 水理計算

ポンプ揚程		10.000 m	
導水量		0.554 m ³ /s	
ポンプ井水位			WL + 184.06
ポンプ室内損失水頭		1.700 m	
原水管損失水頭		0.320 m	
流量制御弁(500mm)損失水頭	v = 2.823 m/s fv = 7.63	3.100 m	
損失水頭計		5.120 m	
着水井着水位			WL + 188.94

原水管損失水頭 (原水ポンプ棟~着水井)

原水管諸元

口径	Size	700 mm
延長	Length	46 m
異形管・バルブ等	90 曲管: 2 45曲管: 2 バタ弁: 1	

損失水頭

流量			
流速		v = 1.440 m/s	
導水勾配	C = 130	i = 2.50 ‰	
摩擦損失		hf = 0.115 m	
異形管・その他	Σf = 0.70	hm = 0.074 m	
バタ弁	fv = 0.24	hv = 0.025 m	
流出	fo = 1.0	ho = 0.106 m	
		Hrwm = 0.320 m	

1) 着水井

着水位			WL + 188.94
処理水量		0.554 m ³ /s	
ユニット数		2	
1池当たり流量		0.277 m ³ /s	

損失水頭	流入ゲート	サイズ:	600 x 600 mm
		流速:	0.769 m/s
	ゲート損失:	流量係数 C = 0.6	0.084 m
	着水井水位		WL + 188.86

整流壁	口径:	100 mm
	口数:	150 nos.
	面積:	1.178 m ²
	流速:	0.235 m ³ /s
損失水頭:	流量係数 C = 0.6	0.008 m
		WL + 188.85

越流堰	堰高:	EL + 188.73
	堰幅:	3.0 m
損失水頭:	越流高: 係数 C = 1.84	hw = 0.123 m
	落下高:	hd = 0.225 m
	損失水頭:	0.348 m
		WL + 188.50

着水井～急速攪拌池連絡管
連絡管諸元

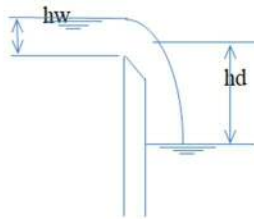


損失水頭	流量	0.277 m ³ /s
	流速	0.980 m/s
	導水勾配 (C=130)	1.47 ‰
	摩擦損失	0.034 m
異形管・バルブ等損失	流入: 0.5	0.120 m
	90曲管: 0.24	
	45曲管: 0.11	
	流出: 1.0	
損失水頭		0.153 m

2) 急速攪拌池

急速攪拌池水位
急速攪拌方式
自由落下高さ

WL + 188.35 m
滝による攪拌
0.6 m



池数	2 池
処理水量	0.277 m ³ /s
堰越流水深 (係数 C=1.84)	hw = 0.136 m
堰幅	B = 3.0 m
落下高	hd = 0.464 m
損失水頭 (添付計算書 3-1 参照)	0.600 m

流出水位 WL + 187.75 m

3) フロック形成池

緩速攪拌方式

上下う流による攪拌

池数	4 池
処理水量	0.139 m ³ /s
損失水頭 流入渠損失	無視する
流入ゲート サイズ	450 x 450 mm
流速	0.684 m/s
損失水頭 流量係数 C = 0.6	hg = 0.066 m
フロック形成池水位 (第 1 攪拌水路)	WL + 187.68 m

緩速攪拌による損失水頭 (添付計算書 3-2 緩速攪拌強度とGT値計算参照) 0.356 m

フロック形成池水位 (第 4 攪拌水路) WL + 187.32 m

整流壁 流速	0.2 m/s
損失水頭 流量係数 C = 0.6	0.003 m

沈殿池水位 WL + 187.32 m

4) 沈殿池（傾斜管）

池数	4池
処理水量	0.139 m ³ /s
損失水頭（添付計算書 3-3 沈殿水集水損失計算参照）	
集水管損失	hs = 0.306 m
集水渠損失	he = 0.110 m
損失水頭計	h = 0.415 m

5) 急速濾過池

ろ過方式	均等流入、定測ろ過
処理水量（処理工程のロス3%を見込む）	46,900 m ³ /d 0.543 m ³ /s 0.068 m ³ /s/池
池数	8池

ろ過池流入渠水位 WL + 186.91 m

損失水頭	流入ゲートサイズ	300 x 300 mm
	流速	0.754 m/s
	損失水頭 流量係数 C = 0.6	0.081 m
流入堰	堰幅	0.9 m
	越流水深（係数 C=1.84）	hw = 0.119 m
	落下高	hd = 0.097
流入管	口径	300 mm
	延長	1.8 m
	流速	v = 0.960 m/s
	摩擦係数	i = 3.18 ‰
	損失水頭	0.076 m
損失水頭計		0.373 m

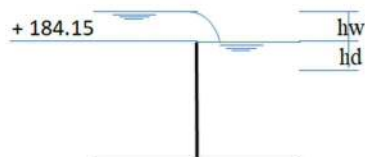
ろ過池水位 WL + 186.53 m

ろ過損失（添付計算書 3-4 ろ過損失水頭計算書参照）	
清澄な砂層、砂利層、集水装置	0.325 m
閉塞損失	1.275 m

ろ過流出管損失 0.667 m

ろ過流出渠水位（堰前） WL + 184.27 m

流出堰 EL + 184.15 m



$$hw = (Q / (C \times B))^{2/3} = 0.116 \text{ m}$$

where, C : coefficient 1.86
 Q : filtered water flow 0.543 m³/s
 B : weir length 7.4 m

hd = ゼロとする

ろ過池流出渠水位（堰後） WL + 184.15 m

- Filter House to ②

Loss of DN800:

$$hf = 1.25 \times 54 \times 1/1000 = 0.068 \text{ m}$$

$$hm = 1.78 \times 1.081^{1/2}/2g = 0.106 \text{ m}$$

$$h_{800} = 0.174 \text{ m}$$

where, $f_{ge}: 0.10$ $f_{\beta}: 1.20$ $f_{b90}: 0.24$
 $\Sigma f: 1.78$

Loss of DN600:

$$Q = 0.2528 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 0.895 \text{ m/s}$$

$$hf = 1.41 \times 9.8 \times 1/1000 = 0.012 \text{ m}$$

$$hm = 1.24 \times 0.961^{1/2}/2g = 0.067 \text{ m}$$

$$h_{600} = 0.079 \text{ m}$$

where, $f_{b90}: 0.24$ $f_o: 1.0$
 $\Sigma f: 1.24$

Total Loss ②

$$0.253 \text{ m}$$

Total Loss to CWR

$$H_2 = 0.417 \text{ m}$$

漸拡損失 (fge)

$$100 \quad 480 \quad 0.207912 \quad 0.208333$$

$$\Theta = 20 \quad 0.4$$

$$30 \quad 0.7$$

fge: $\Theta = 24 \text{ deg.}$ $f_{ge} = 0.52$

$$D_1 = 600 \quad D_2 = 800$$

$$f = 0.52 \times (1 - (600/800)^2)^2 = 0.100$$

分岐損失	$f_{\beta}: 0.95 \times (1 - q_{\beta})^2 + q_{\beta} \times (1.3 \cot(\Theta/2) - 0.3 + (0.4 - 0.1\phi)/\phi^2) \times (1 - 0.9\sqrt{\rho/\phi}) + 0.4q_{\beta} \times (1 - q_{\beta})(1 - 1/\phi) \cot(\Theta/2)$		
	when, Θ is 90° and ρ is zero		
	$f_{\beta}: 0.95 \times (1 - q_{\beta})^2 + q_{\beta} \times (1.3 \cot - 0.3 + (0.4 - 0.1\phi)/\phi^2) + 0.4 \times q_{\beta} \times (1 - q_{\beta}) \times (1 - 1/\phi)$		
	$f_{\gamma}: 0.58q_{\beta}^2 - 0.26q_{\beta} + 0.03$		
	where,	$q_{\beta} = 0.5$	$\Theta = 90 \text{ deg.}$
		$\phi = 0.56$	
	$f_{\beta} = 1.20$		
	$f_{\gamma} = 0.05$		
漸縮損失 (fgc)	$f_{gc} = 0$		

7) 浄水池 ろ過池～浄水池連絡管損失水頭

$$H = h_1 + h_2 =$$

$$0.370 \text{ m}$$

浄水池水位

$$WL + 183.78 \text{ m}$$

取水・浄水場水位高低一覧表

施設	損失水頭	Key Elevation	流量 (m ³ /s)	水位
1 取水・導水施設				
灌漑水路水位				+ 184.86
1.1 取水口	0.015		0.554	
導水管(取水口～粗目スクリーン)	0.128			
1.2 粗面スクリーン室	0.020		0.554	+ 184.72
導水管(粗目スクリーン室～原水)	0.217			
1.3 原水池			0.554	+ 184.48
原水池流出渠	0.079			
導水管(原水池～原水ポンプ棟)	0.129			
1.4 原水ポンプ棟			0.554	
流入渠	0.208			
ポンプ井				+ 184.06
原水ポンプ棟～着水位ポンプ導水				
原水ポンプ揚程	10 m			
ポンプ周り損失水頭	1.700			
導水管	0.320			
流量制御弁損失	3.100			
2 浄水施設				
2.1 着水井	loss in treatment process	5%	0.554	
着水位				+ 188.94
流入損失	0.084			
着水井水位				+ 188.86
整流壁	0.008			
堰	hw 0.123	+ 188.73		
	hd 0.225			
	h 0.348			
着水井～急速攪拌池連絡管	0.153			
2.2 急速攪拌池			0.554	
攪拌池水位				+ 188.35
堰	hw 0.136	+ 188.21		
	hd 0.464			
2.3 フロック形成池			0.554	
流入ゲート	hg 0.066			
フロック形成池水位				+ 187.68
粗粒版	hor1 0.356			
整流壁	hor2 0.003			
2.4 沈殿池			0.554	
沈殿池水位				+ 187.32
沈殿水集水		+ 187.22		
集水管	hcor+d+hd 0.306			
集水渠	ho-hc 0.110			
	hf 0.415			
2.5 ろ過池	loss in treatment process	3%	0.543	
ろ過池流入渠水位				+ 186.91
流入ゲート	hg 0.081			
流入堰		+ 186.70		
流入渠損失水頭	hi 0.292			
ろ過池水位				+ 186.54
ろ過損失	h 1.600 including sand cloggong loss			
ろ過流出管	hp 0.667			
流出堰	hw 0.116	+ 184.15		
	hd 0.000			
流出渠水位				+ 184.15
2.6 浄水池			0.543	
ろ過池～浄水池連絡管	0.370			
浄水池水位	HWL			+ 183.78
	LWL (有効水深:4.5m)			+ 179.28

添付計算書 3-1 急速攪拌強度

$$G = (1/\mu * (\rho * g * q * hf / V))^{0.5} = 497 \text{ sec}^{-1}$$

where,

μ : viscosity (15 °C)		0.00098	kg/m/s
ρ : specific gravity of water		1,000	kg/m ³
g : gravity acceleration m/sec		9.8	m/sec ²
q : flow rate		0.277	m ³ /sec
h : free fall depth below weir crest		0.532	m
hf : head loss	(1/2*hw + hd)	0.600	m
V : volume	(^W 0.8* ^L 3.0* ^D 2.8)	6.72	m ³
hw : overflow depth		0.136	m
hd : free fall		0.464	m

添付計算書 3-2 緩速攪拌強度と GT 値

Descriptions	unit	mber of Row				Total
		No.1	No.2	No.3	No.4	
No. of Baffle Walls	nos.	5	5	5	5	20
No. of Baffle Plates	nos.	3	4	5	6	18
Slit size of baffle plate	mm	^w 300 x ^h 80 x ⁿ 4				
Area of slit per baffle	m ²	0.29	0.38	0.48	0.58	-
Velocity at slit	m/sec	0.481	0.361	0.289	0.241	-
Head loss of slit	m	0.164	0.092	0.059	0.041	0.356
Volume of channel	m ³	68.9	66.0	64.3	63.3	263
Width	m	1.85	1.85	1.85	1.85	-
Length	m	9.70	9.70	9.70	9.70	-
Water depth	m	3.84	3.68	3.58	3.53	3.66
Detention time	sec	497	476	464	456	1,893
Mixing intensity	sec ⁻¹	57.4	44.0	35.7	30.0	43.4
Energy dissipation	G	28,500	20,900	16,500	13,700	79,600

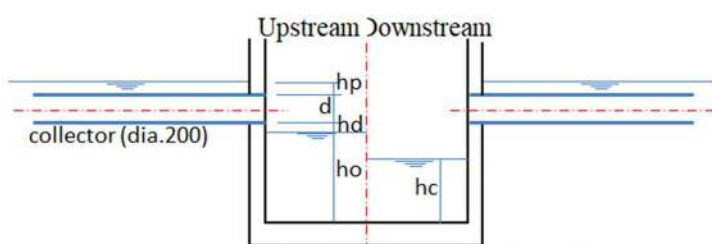
note: Mixing intensity is calculated by the following formula:

$$G = (1/\mu * (\rho * g * q * hf / V))^{0.5} \text{ sec}^{-1}$$

where,

μ : viscosity (15 °C)		0.00098	kg/m/s
ρ : specific gravity of water		1,000	kg/m ³
g : gravity acceleration m/sec		9.8	m/sec ²
q : flow rate		0.1386	m ³ /sec
hf : head loss (hor = n x 1/C ² x v ² /2g)			m
	C: orifice coefficient as 0.6		
V : volume		variable	m ³

添付計算書 3-3 沈殿水集水損失



Cross Section of Clarified Water Launder

hp: loss of inflow to collector (orifice loss)	0.039 m
d: size of collector	0.216 m
hd: free fall height	0.051 m
ho: upflow water depth of launder	0.260 m
hc: critical water depth at effluent	0.150 m
h: Head loss of clarified water intake ($hp + d + hd + ho - hc$)	0.415 m

Loss of Collector

Flow per tank	0.139 m ³ /s
Collector size	200 mm
number	8 nos.
Velocity of collector	0.55 m/s
Number of slit holes (ctc 420mm)	10 nos/collector 80 nos/tank
Size of slit hole	65 mm
Area of slit holes	0.265 m ²
Velocity	0.522 m/s
loss	hor: 0.039 m
pipe dia.	OD: 0.216 m
Freefall deth	hd: 0.051 m
Total loss ($hor + OD + hd$)	0.306 m

Loss of Launder

Critical water depth $hc = (\alpha \times q^2 / (9.8 \times B^2))^{1/3} =$	0.150 m
where, $\alpha = 1.1$ B =	0.8
Upstream water depth $ho = 1.732 \times hc =$	0.260 m
Loss of Launder	0.110 m

Loss of Clarified Water Collection	0.415 m
---	---------

添付計算書 3-4 ろ過池損失水頭

1. 砂層ろ過損失

Filtration Loss

Treatment Capacity		46,900 m ³ /d
Number of Filter		8 nos.
Filtration Rate of Filter	Filtration per Filter	5,900 m ³ /d
	Filter Bed Area	42.3 m ²
	Filtration Rate	139.0 m/d

Loss of Sand Layer

$$h_s = 0.178 * C_d/g * v^2/p^4 * h = 0.323 \text{ m}$$

where,

C_d :	Drag coefficient	
g :	Acceleration of gravity	980 cm/s ²
v :	Filtration rate (cm/s)	139.0 m/d = 0.161 cm/s
p :	Void ration of sand layer	0.4
A :	Surface area of sand particle	
V :	Volume of sand particle	
h :	Thickness of sand layer	100 cm

$$A/V = 6/\sigma d = 6/(0.81*0.09) = 82.3$$

where,

σ :	Sphericity of sand particle	0.81
d :	Effective size of filter sand	0.09 cm

$$C_d = 24/Re + 3/\sqrt{Re} + 0.34 = 17.6$$

where,

Re :	Reynol's number (= $v*d/n$)	1.609
n :	Kinematic viscoursity	0.009 (at 25°C)

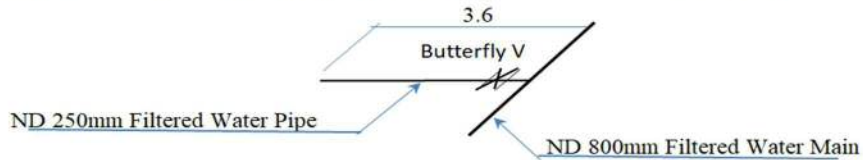
$$= 58.4 C_d * v^2$$

2. 砂利層損失 0.001 m

3. 集水装置損失 0.001 m

ろ過水流失管損失

Filtered water pipe q : Flow of Filtered Water Pipe 0.0683 m³/d

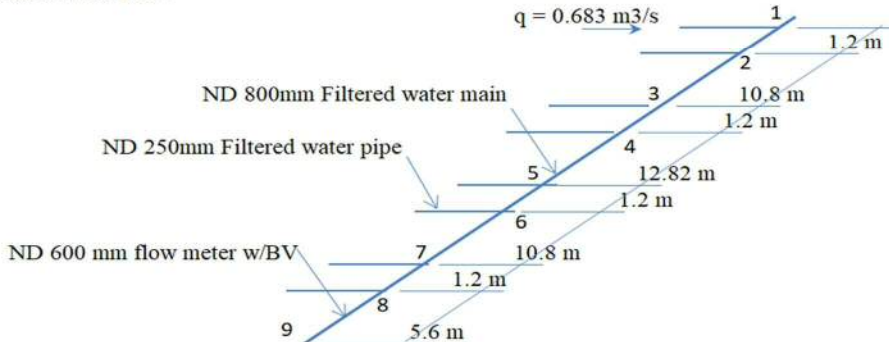


$$h_{p1} = (f_i + f_v + f_o + f^*l/d) * v^2/2g = 0.217 \text{ m}$$

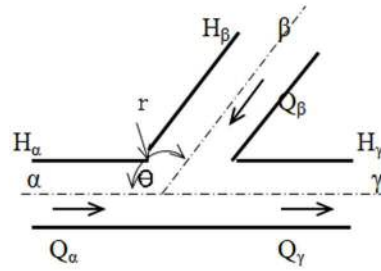
where,

f_i :	inlet coefficient	0.5
f_v :	valve coefficient	0.3
f_o :	outlet coefficient	1.00
$f^*l/d-1$:	friction coefficient (4)	0.40 ((124.5*0.012 ² /0.25 ^{1/3}) * (3.5/0.2))
v :	velocity	1.392 (0.0683/(0.785*(0.25 ²)))

Filtered water main



合流損失
Loss of Confluence



$$H_\beta - H_\gamma = f_\beta \times V_\gamma^2 / 2g$$

$$f_\beta = -q_\beta^2 \times \{1.2x(1/\phi - 1) + 0.8(1-1/\phi^2)\} - (1-q_\beta) \times \{0.92 + q_\beta(2.92-\phi)\}$$

$$H_\alpha - H_\gamma = f_\alpha \times V_\gamma^2 / 2g$$

$$f_\alpha = -q_\beta^2 \times \{2.59-1.62\} - 0.62\phi\} - q_\beta(1.94-\phi) + 0.03$$

- where, H_α : Pressure of main pipe before confluence
 H_β : Pressure of branch pipe
 H_γ : Pressure of main pipe after confluence
 q_β : $-Q_\beta/Q_\gamma$
 Θ : Angle of branch to main pipe (90 deg)
 ϕ : Section area of Main/Section area of Branch
 ρ : r/D (0)
 r : Radius of pipe connection between main and branch pipes (0)

Loss of Confluence Main pipe: 800 mm Branch pipe: 250 mm

Loss of Branch Pipe: $H_\beta - H_\gamma = f_\beta \times V_\gamma^2 / 2g$

node	Q_α	Q_β	Q_γ	q_β	ϕ	f_β	v_γ	h_β
1	0	0.0683	0.0683	1.00	0.097656	-72	0.136	-0.068
2	0.0683	0.0683	0.1366	0.50	0.097656	-19.2	0.272	-0.072
3	0.1366	0.0683	0.2049	0.33	0.097656	-9.2	0.408	-0.078
4	0.2049	0.0683	0.2731	0.25	0.097656	-5.7	0.544	-0.086
5	0.2731	0.0683	0.3414	0.20	0.097656	-4.07	0.680	-0.096
6	0.3414	0.0683	0.4097	0.17	0.097656	-3.16	0.816	-0.107
7	0.4097	0.0683	0.4780	0.14	0.097656	-2.60	0.951	-0.120
8	0.4780	0.0683	0.5463	0.13	0.097656	-2.24	1.087	-0.135

Loss of Main Pipe: $H_\alpha - H_\gamma = f_\alpha \times V_\gamma^2 / 2g$

node	Q_α	Q_β	Q_γ	q_β	ϕ	f_γ	v_γ	h_α
1	0	0.0683	0.0683	1.00	0.097656	-	-	-
2	0.0683	0.0683	0.1366	0.50	0.097656	-0.66	0.272	-0.003
3	0.1366	0.0683	0.2049	0.33	0.097656	-0.48	0.408	-0.004
4	0.2049	0.0683	0.2731	0.25	0.097656	-0.37	0.544	-0.006
5	0.2731	0.0683	0.3414	0.20	0.097656	-0.30	0.680	-0.007
6	0.3414	0.0683	0.4097	0.17	0.097656	-0.25	0.816	-0.009
7	0.4097	0.0683	0.4780	0.14	0.097656	-0.21	0.951	-0.010
8	0.4780	0.0683	0.5463	0.13	0.097656	-0.19	1.087	-0.011

4. 配水場施設諸元

4. 配水場施設諸元

4.1 配水場 DZ I (Abddulahpur)

■ (1) 需要水量	日最大水需要			8,060 m ³ /d	
	時間最大水需要	時間最大係数	1.5	504 m ³ /h	
■ (2) 配水場	配水場サイト	面積		816 m ²	
		形状	幅 長さ	17 m 48 m	
配水場施設	配水池	滞流時間		4 h	
		容量		1343 m ³	
		池数		2 池	
		形状寸法	幅 長さ	7.5 m 15.5 m	
			有効水深	6.0 m	
			容量	698 m ³	
		流入管	口径	250 mm	
			水位制御弁(フロート弁)	250 mm	
		越流管	口径	200 mm	
		排水管	口径	150 mm	
	ポンプ室・電気室	幅		7.5 m	
		長さ		7.5 m	
		高さ	ポンプ室		8.0 m
		(梁下)	電気室		3.0 m
	高架水槽	滞流時間		1.5 h	
		容量		504 m ³	
		構造		RC	
		形状寸法	径		10.8 m
			有効水深		5.5 m
			容量		504 m ³
		LWL	計画地盤高いより	25 m	
		流入管	口径	350 mm	
		流出管	口径	350 mm	
	場内配管	流入管	口径	350 mm	
		流量計	タイプ	電磁流量計	
			口径		250 mm
		流量制御弁	タイプ	バタフライ弁	
			口径		250 mm
		配水本管	口径		350
		流量計	タイプ	電磁流量計	
			口径	300 mm	

4.2 配水場 DZ II (Madina Town)

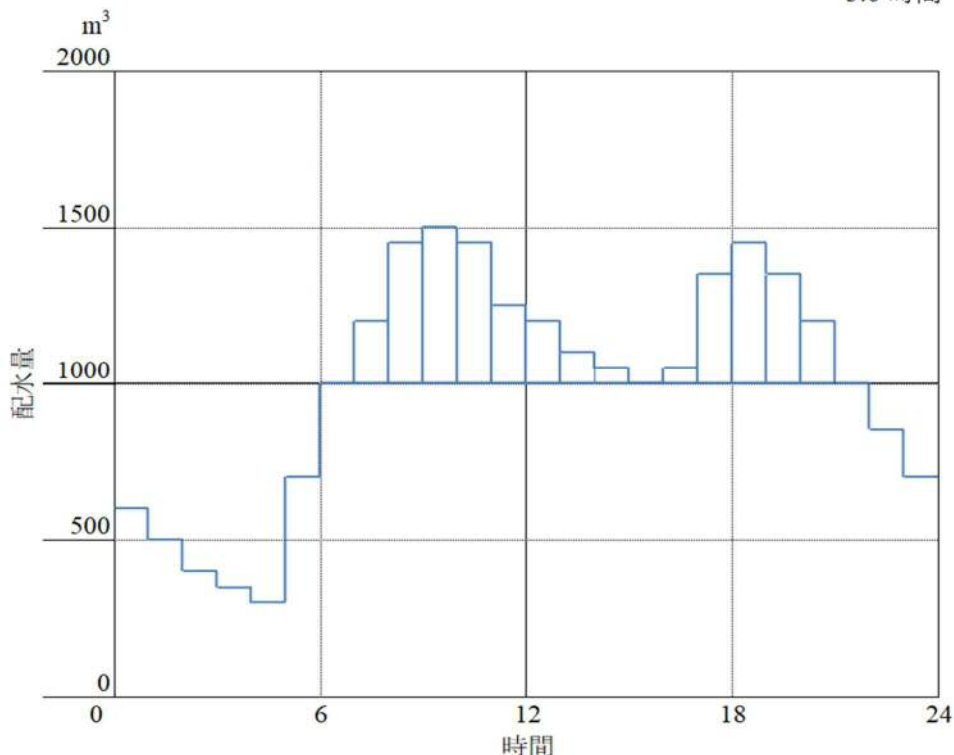
(1) 需要水量	日最大水需要			15,460 m ³ /s	
	時間最大水需要	時間最大係数	1.5	966 m ³ /h	
(2) 配水場					
	配水場サイト	面積		2,560 m ²	
	形状	幅		40 m	
		長さ		64 m	
配水場施設	配水池	滞流時間		4 h	
		容量		2,577 m ³	
		池数		2 池	
		形状寸法	幅		13.1 m
			長さ		21.1 m
			有効水深		4.8 m
		容量			1,327 m ³
			流入管	口径	300 mm
				水位制御弁(フロート弁)	300 mm
		越流管	口径	200 mm	
	排水管	口径	150 mm		
	ポンプ室・電気室	幅		5.6 m	
		長さ		17.2 m	
		高さ	ポンプ室	6.20 m	
		(梁下)	電気室	3.0 m	
	高架水槽	滞流時間		1.5 h	
		容量		933 m ³	
		構造		RC	
		形状寸法	径		14.7 m
			有効水深		5.5 m
容量				933 m ³	
LWL		計画地盤高いより		25 m	
流入管		口径		450 mm	
流出管	口径		450 mm		
場内配管	流入管	口径		400 mm	
		流量計	タイプ	電磁流量計	
			口径	350 mm	
	流量制御弁	タイプ		バタ弁(金属弁座)	
		口径		350 mm	
	配水本管	口径		450 mm	
		流量計	タイプ	電磁流量計	
			口径	350 mm	

添付計算書 4-1 配水池の容量（滞留時間）

配水池容量計算の条件

時間最大配水量係数	1.5
配水管システムの損失水量(有効係数)	20%
夜間最小配水量	10%

配水池滞留時間 15%
3.6 時間



日最大配水量 2400 m³

時間	時間変化率	水量	時間	時間変化率	水量	時間	時間変化率	水量
	%	m ³		%	m ³		%	m ³
0 ~ 1	60	60	8 ~ 9	145	145	16 ~ 17	105	105
1 ~ 2	50	50	9 ~ 10	150	150	17 ~ 18	135	135
2 ~ 3	40	40	10 ~ 11	145	145	18 ~ 19	145	145
3 ~ 4	35	35	11 ~ 12	125	125	19 ~ 20	135	135
4 ~ 5	30	30	12 ~ 13	120	120	20 ~ 21	120	120
5 ~ 6	70	70	13 ~ 14	110	110	21 ~ 22	100	100
6 ~ 7	100	100	14 ~ 15	105	105	22 ~ 23	85	85
7 ~ 8	120	120	15 ~ 16	100	100	23 ~ 24	70	70

配水池容量	(7 ~ 22 時)		360 m ³
配水池滞留時間	1960	- 16 x 100	= 3.6 時間
		日最大配水量の	15%

以上より配水池の滞留時間の設計値を日最大需要水量の 4 時間分とする。

5 送配水システム

5. 送配水システム

5.1 送配水システムの概要

(1) 給水区域

マスタープランでの優先プロジェクトでは給水区域として浄水場(Old Jhal Khanuana Plant)に比較的近い市中心部に位置する3給水地域(DZ: Distribution Zone)が計画されており、本計画ではそのうち2給水区域(Abddulah Pur およびMadina Town No.2 地域)への給水を計画する。

これら3給水区域には既配水場内に新たに配水池及び配水塔が建設されそれぞれ各給水区域に配水されることになり、これら配水場へ浄水場からの送水が計画される。ちなみに既施設は現在使用されてお

浄水場のプロダクション能力は45,500 m³/d(10 MGD)と計画され。本計画では、その内半量が上記2配水場に送水される。配水場からは、配水棟により給水区域に自然流下で配水される。

各給水区域は各々水理的に独立した複数の配水区(DMA: District Meter Area)に区分され、各配水区の流入点に設置された流量計(電磁流量計)により配水区の配水量が測定される。これにより需要水量の傾向及び給水メータによる水消費量から漏水量が把握され、無収水削減活動に資する事が期待される。

DMAの規模は漏水防止作業を考慮し給水栓数2,000前後を有する区域として計画される。マスタープランにより予測された各配水ゾーンの規模(給水栓数及び需要水量)を下表に示す。

配水区域(DZ)及び配水区(DMA)の給水栓数と水需要水量予測

Zone	DMA	2023		2028		2033		2038	
		Connection unit	Demand m ³ /d	Connection unit	Demand m ³ /d	Connection unit	Demand m ³ /d	Connection unit	Demand m ³ /d
DZ I (DC22)	I-1	970	2,460	1,300	3,100	1,670	3,710	2,010	4,190
	I-2	890	2,270	1,200	2,860	1,540	3,430	1,850	3,860
	subtotal	1,860	4,730	2,500	5,960	3,210	7,140	3,860	8,050
DZ II (DC21)	II-1	1,200	3,050	1,590	3,770	2,010	4,460	2,350	4,910
	II-2	700	1,770	920	2,180	1,170	2,590	1,370	2,820
	II-3	740	1,860	980	2,360	1,240	2,770	1,450	3,050
	II-4	1,140	2,910	1,510	3,590	1,910	4,230	2,230	4,680
	subtotal	3,780	9,590	5,000	11,900	6,330	14,050	7,400	15,460
DZ III (DC18)	III-1	820	2,080	1,090	2,610	1,380	3,070	1,610	3,360
	III-2	970	2,470	1,280	3,030	1,620	3,630	1,900	3,960
	III-3	790	2,000	1,040	2,460	1,320	2,940	1,540	3,230
	III-4	790	2,000	1,040	2,500	1,320	2,910	1,550	3,230
	III-5	1,170	2,960	1,550	3,680	1,960	4,360	2,290	4,770
	III-6	1,060	2,730	1,400	3,360	1,780	3,960	2,080	4,320
	subtotal	5,600	14,240	7,400	17,640	9,380	20,870	10,970	22,870
	Total	11,240	28,560	14,900	35,500	18,920	42,060	22,230	46,380

注^{*1}: 本計画下の配水区域はDZ 1及びDZ 2とする。

^{*2}: 表中の給水栓数及び需要水量はマスタープランにおける各配水区域の水需要予測に基づき、表中の需要水量は日最大需要水量を示す。

^{*3}: 給水栓数は家庭用水需要であり家族数7.15(2023年)、7.10(2028年)、7.0(2038年)に基づく

(2) 設計基準

1) 送・配水管の定義及び役割

送・配水管システムは送水管及び配水管から構成され、配水管は配水本管(1次管)、配水支管(2次管)、配水小管(3次管)からなる。

送・配水管の定義及び役割を以下に示す。

送水管: 送水管は浄水を浄水場から各配水場のみを送水するものであり、原則として途中での分岐及び給水は行われないものとする。

配水管: 配水管はその口径により以下の役割を持つものとする。

配水本管: 配水本管の口径は300~500mmとし当該配水ゾーン(DZ)全域をカバーするものとする。

配水支管: 配水支管の口径は150~250mmとし当該配水区(DMA)全域をカバーするものとする。

配水小管: 配水小管の口径は75~100mmとし、給水栓は配水小管からのみ分水を受けるものとする。

2) 水理設計基準

a. 設計流量

送水量は日最大需要水量に基づき、配水量は時間最大需要水量に基づくものとする。

時間最大係数は以下によるものとする。

配水本管:	日最大需要水量の 1.5 倍とする。
配水支管:	日最大需要水量の 1.7 倍とする。
配水小管	各家庭での同時使用率を80%とし、給水栓当たり18 l/minの流量とする。

b. 損失水頭

損失水頭はヘイゼン-ウィリアム公式により計算され、流量係数(C値)は異形管・バルブ等の損失を含み以下の値とする。

送水管:	130
配水管:	120

c. 配水管システムの最小圧力

配水管システムの口径は3階立ての家屋またはビルに直接配水できるものとして計画される。各配水管システムの末端最小圧は以下の値を標準とする。

配水小管からの分岐:	12 m	
配水支管:	14 m	(配水小管の損失水頭を2mと見込む)
配水本管:	18 m	(配水支管の損失水頭を4~5mと見込む)

3) 送・配水管の設計

送・配水管の設計は以下の基準に基づき行われるものとする。

a. 配管材料

送・配水管の管材は各管種の得失・コスト等から以下に選定される。

送水管:	ダクタイル鋳鉄または硬質ポリエチレン管 安定した送水の維持は重要であり、強度及び耐久性に優れた管とし、口径600mm以上にはダクタイル鋳鉄管、それ以下の口径には硬質ポリエチレン管を選定する。
配水管:	硬質ポリエチレン管 耐久性・施工性に優れかつ経済性に優れている硬質ポリエチレン管を選定する。口径は75~500mm。

b. バルブ

口径毎に以下のバルブを選定する。

口径	バルブの種類
75 ~ 250mm (配水支管及び小管)	仕切り弁
300mm 以上(送水管及び配水本館)	バタフライ弁

c. 土被り

口径毎の土被りは以下の如くとする。

送水管(350 ~ 600 mm)	1.2 m
配水本管(300 ~ 500mm)	1.2 m
配水支管(150 ~ 250mm)	0.9 m
配水小管(75 ~ 100mm)	0.6 m

d. 配水池及び配水塔

配水池及び配水塔の設計は以下の標準(構造、滞留時間、有効水深等)に基づき設計されることとする。

	配水池	配水塔
構造	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート
滞留時間	4 時間	1.5 時間
有効水深	4 ~ 6 m	Max. 6m

注: 配水池滞留時間 4 時間は時間最大配水量1.5に基づく

配水塔滞留時間 1.5 時間は揚水ポンプ容量(1.5 x 日最大水需要)及び停電(1 時間)に基づく

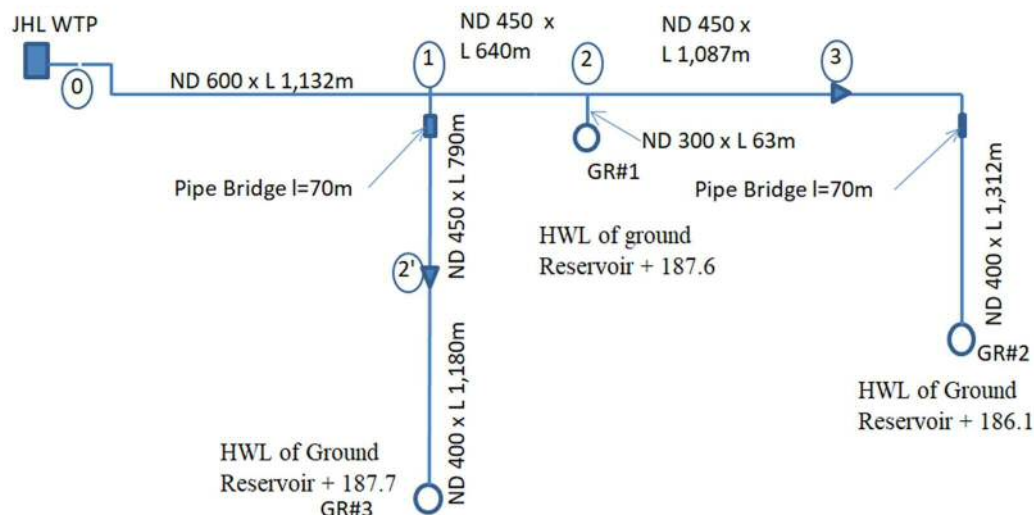
5.2 送水管の設計

送水管の水力計算は以下の条件に基づく。

	DZ	DZ I Abudullah Pur	DZ II Madina Town No.2	DZ III (for Future) Peoples Colony No.2
水需要				
旧JK 浄水場:	浄水池水位		HWL	+ 183.78
			LWL	+ 179.28
	ポンプ揚程		ポンプ揚程	+ 35 m
			浄水場での損失	2.3 m
			送水水頭	+ 211.98 m
配水場				
標高	計画地盤高	186.10 m	184.60 m	186.20 m
	配水池水位			
	HWL	+ 187.60 m	186.10 m	187.70 m
	LWL	- 181.60 m	181.30 m	182.20 m
	配水塔水位			
	HWL	+ 216.60 m	215.10 m	216.70 m
	LWL	- 211.10 m	209.60 m	211.20 m
2028 年配水量 (本計画)				
日最大配水量		5,960 m ³ /d	11,900 m ³ /d	17,640 m ³ /d
		0.069 m ³ /s	0.138 m ³ /s	0.204 m ³ /s
時間最大配水量 (配水本管)		373 m ³ /hr	744 m ³ /h	1,103 m ³ /h
		0.103 m ³ /s	0.207 m ³ /s	0.306 m ³ /s
2038 年配水量 (将来計画)				
日最大配水量		8,050 m ³ /d	15,460 m ³ /d	22,870 m ³ /d
		0.093 m ³ /s	0.179 m ³ /s	0.265 m ³ /s
時間最大配水量		503 m ³ /hr	966 m ³ /h	1,429 m ³ /h
		0.140 m ³ /s	0.268 m ³ /s	0.397 m ³ /s

(1) 送水管の水力計算と口径の決定

送水管模式図



各区間の口径は下表の水力計算に基づき決定される。摩擦損失係数(C 値)は異形管・バルブ等の損失を含み 130として計算される。

1) 日最大需要送水量における水力計算 - 2028 年 (本計画): DZ III の需要は含まず

DZ/DC:		1	2	3
需要水量	(m ³ /d)	5,960	11,900	17,640
	(m ³ /s)	0.069	0.138	0.204

区間	地盤高	浄水池水位	口径	延長	流量	流速	導水勾配	損失水頭	動水位	残存水頭
		m	mm	m	m ³ /s	m/s		m	m	m
0	185.00	179.28							212.58	27.6
1	184.77		600	985	0.207	0.73	0.85	0.84	211.74	27.0
2	185.99		450	640	0.207	1.30	3.46	2.22	209.52	23.5
GR1	185.92	187.60	300	63	0.069	0.98	3.28	0.21	209.32	21.7
3	186.04		450	1,087	0.138	0.87	1.63	1.78	207.75	21.7
GR2	184.24	186.10	400	1,312	0.138	1.10	2.90	3.81	203.94	17.8
2'	185.0		450	790						
GR3	184.8	187.70	450	1,180						

注 1: 配水池の計画水位(高水位)は計画地盤より1.5 m 高く設定。

2: 送水ポンプ揚程は 35m とし、ポンプ周り損失水頭 1.5 m 場内送水管損失 0.2 m と設定する。

場内送水管損失:

$$q = 0.207 \text{ m}^3/\text{s} \quad D = 600 \text{ mm} \quad L = 147 \text{ m}$$

$$i = 0.85 \text{ 導水勾配} \quad hf = 0.13 \text{ m} \quad \text{rounded: } 0.2 \text{ m}$$

送水流量制御バルブの損失は 3 m と設定する。

$$\text{流量制御弁: (口径600)} \quad q = 0.207 \text{ m}^3/\text{s} \quad hv = fv \times v^2/2g = 3.00$$

$$v = 0.731 \text{ m/s} \quad fv = 110$$

3: 各配水場での残存水頭は流入地点で流量制御バルブにより調整される。

4: 配水池ではフロートバルブにより越流防止のため水位調整が行われる、そのため 5 m 程度の損失水頭を見込む。

2) 日最大需要送水量における水理計算 - 2028 年 (将来計画): DZ III の需要を含む。

区間	地盤高	浄水池水位	口径	延長	流量	流速	導水勾配	損失水頭	動水位	残存水頭
		m	mm	m	m ³ /s	m/s		m	m	m
0	185.00	179.28							212.18	27.2
1	184.77		600	985	0.411	1.45	3.04	3.00	209.18	24.4
2	185.99		450	640	0.207	1.30	3.46	2.22	206.97	21.0
GR1	185.92	187.60	300	63	0.069	0.98	3.28	0.21	206.76	19.2
3	186.04		450	1,087	0.138	0.87	1.63	1.78	205.19	19.2
GR2	184.24	184.60	400	1,312	0.138	1.10	2.90	3.81	201.39	16.8
2'	185.0		450	1400	0.204	1.28	3.39	4.74	204.45	19.4
GR3	184.8	186.10	400	570	0.204	1.63	6.01	3.42	201.02	14.9

注 1: 配水池の計画水位(高水位)は計画地盤より1.5 m 高く設定。

2: 送水ポンプ揚程は 35m とし、ポンプ周りの損失水頭 1.5 m、浄水場内送水管損失 0.5 m と設定する。

場内送水管損失:

$$q = 0.411 \text{ m}^3/\text{s} \quad D = 600 \text{ mm} \quad L = 147 \text{ m}$$

$$i = 3.04 \quad 0 \quad hf = 0.45 \text{ m} \quad \text{rounded: } 0.5 \text{ m}$$

送水流量制御バルブの損失は 10 m と設定する。

$$\text{流量制御弁: (口径600)} \quad q = 0.411 \text{ m}^3/\text{s} \quad hv = fv \times v^2/2g = 10.0$$

$$v = 1.454 \text{ m/s} \quad fv = 93$$

3: 各配水場での残存水頭は流入地点で流量制御バルブにより調整される。

4: 配水池ではフロートバルブにより越流防止のため水位調整が行われる、そのため 5 m 程度の損失水頭を見込む。

3) 日最大需要送水量における水理計算 - 2038 年 (将来計画): DZ III の需要を含む。

DZ/DC:		1	2	3	Total
需要水量	(m ³ /d)	8,050	15,460	22,870	46,380
	(m ³ /s)	0.093	0.179	0.265	0.537

区間	地盤高	浄水池水位	口径	延長	流量	流速	導水勾配	損失水頭	動水位	残存水頭
		m	mm	m	m ³ /s	m/s		m	m	m
0	185.00	179.28							211.98	27.0
1	184.77		600	985	0.537	1.90	4.99	4.91	207.07	22.3
2	185.99		450	640	0.272	1.71	5.76	3.69	203.38	17.4
GR1	186.10	187.60	300	63	0.093	1.32	5.71	0.36	203.02	15.4
3	186.04		450	1,087	0.179	1.13	2.65	2.88	200.50	14.5
GR2	184.60	186.10	400	1,320	0.179	1.42	4.71	6.21	194.29	8.2
2'	185.0		450	790	0.265	1.67	5.47	4.32	202.74	17.7
GR3	184.8	187.70	450	1,180	0.265	1.67	5.47	6.46	196.29	8.6

note 1: 配水池の計画水位(高水位)は計画地盤より1.5 m 高く設定。

2: 送水ポンプ揚程は 35m とし、ポンプ周りの損失水頭 1.5 m 浄水場内送水管損失 0.8 m と設定する。

浄水場内送水管損失:

$$q = 0.537 \text{ m}^3/\text{s} \quad D = 600 \text{ mm} \quad L = 147 \text{ m}$$

$$i = 4.99 \text{ 導水勾配} \quad hf = 0.73 \text{ m} \quad \text{rounded: } 0.8 \text{ m}$$

3: 各配水場での残存水頭は流入地点で流量制御バルブにより調整される。

4: 配水池ではフロートバルブにより越流防止のため水位調整が行われる、そのため 5 m 程度の損失水頭を見込む。

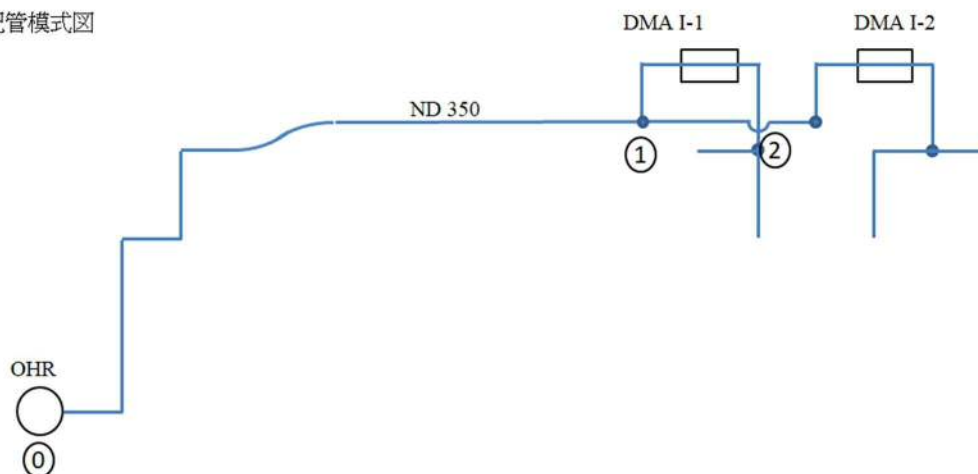
5.3 配水管システム

(1) 配水本管の水理・管網計算と口径の決定

1) 配水本水理計算 (DZ-I Abdulahpur)

計画流量	unit	将来計画 (2038)		
		Zone I	Zone I - 1	DMA II - 2
日最大需要水量	m ³ /d	8,050	4,190	3,860
時間最大需要水量	m ³ /hr	503	262	241
	l/s	139.75	72.74	67.01

a. 配管模式図



b. 水理計算

Year 2038 (将来計画)

Section	Flow (l/s)	ND (mm)	L (m)	i (%)	hf (m)	GL	WL* (m)	Eff. Head (m)
①						186.1	210.60	24.5
①	140.0	350	630	6.64	4.18	186.3	206.42	20.1
②	67.0	300	100	3.60	0.36	185.1	206.06	21.0

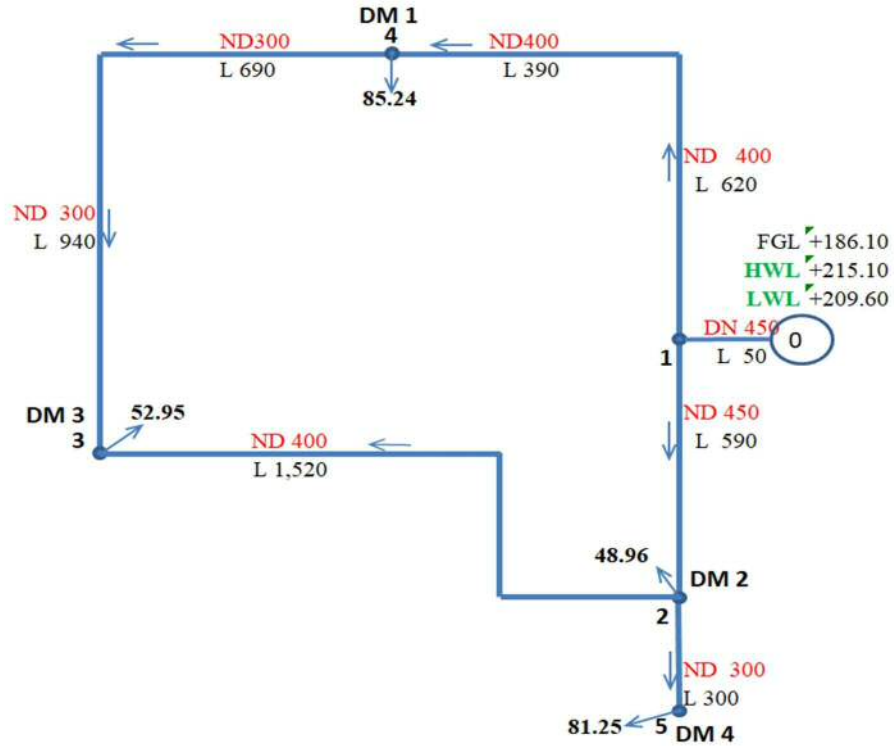
注*: 配水塔低水位 + 211.10
配水場内損失水頭 0.5 mを見込む。

2) 配水本管管網計算 (DZ II Medina Town)

計畫流量 (2038):	unit	Zone II	DMA II-1	DMA II-2	DMA II-3	DMA II-4
日最大需要水量	m ³ /d	15,460	4,910	2,820	3,050	4,680
時間最大需要水量	m ³ /hr	966	307	176	191	293
	l/s	268.40	85.24	48.96	52.95	81.25

管網計算
2038年(将来計画)

a. 管網模式図



b. 管網計算

Node Data

Node No.	Type	Flow l/sec	WL*1 m	GL m	Eff. Head m	Note
0		-268.40	209.60	186.1	23.50	
1		0.00	209.28	183.9	25.38	
2		48.96	207.66	183.7	24.01	DM 2
3		52.95	207.16	184.6	22.58	DM 3
4		85.24	207.46	185.8	21.62	DM 1
5		81.25	206.13	183.4	22.70	DM 4

note *: LWL of OHR + 209.60

5-8

Pipeline Data

Up-stream	Dn-stream	Dia. m	Length m	Friction Co-efficient	Head Loss m	Flow l/sec	Velocity m/sec	H. gradient ‰
0	1	450	50	120	0.32	268.40	1.69	6.51
1	2	450	590	120	1.62	169.54	1.07	2.78
2	3	400	1520	120	0.50	39.33	0.31	0.33
3	4	300	1630	120	-0.30	-13.62	-0.19	-0.19
4	1	400	1010	120	-1.82	-98.86	-0.79	-1.82
2	5	300	300	120	1.52	81.25	1.15	-5.14

5-8

(2) 配水支管管網計算と口径の決定

1) 配水管管網計算 (Abddulahpur: DMA I - 1)

日最大需要水量: 4,190 m³/d

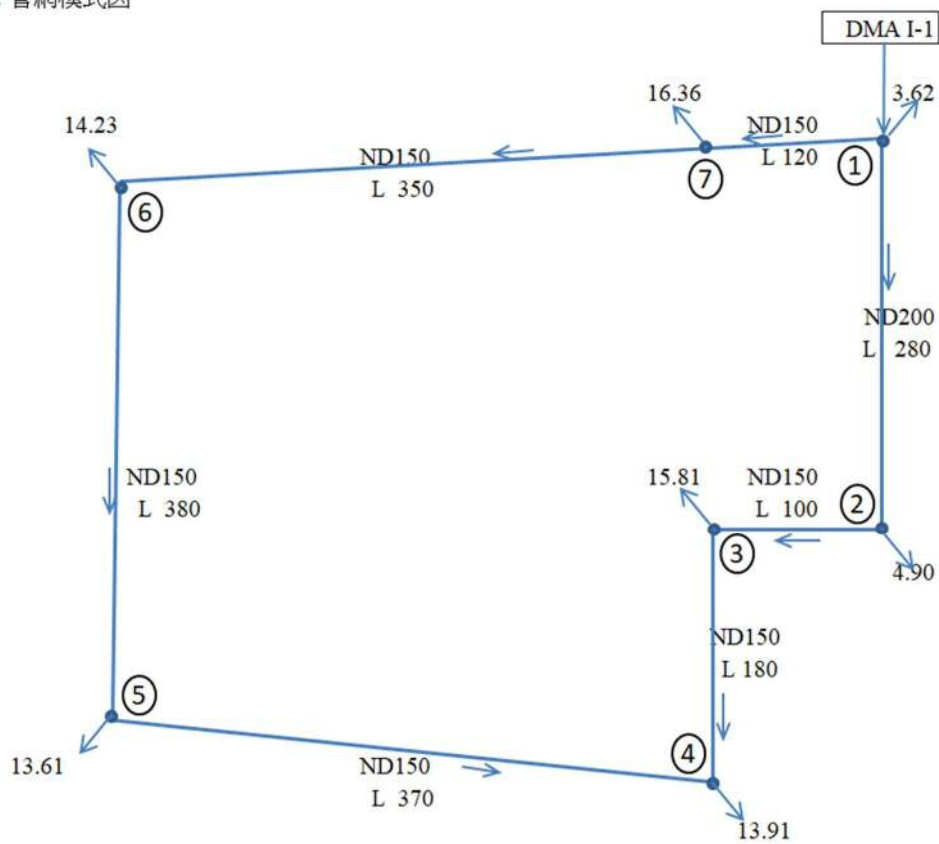
時間最大需要水量: 296.8 m³/h

82.44 l/s

(Peak Hourly Factor: 1.7)

放出点:	1	2	3	4	5	6	7	Σq
放出流量 (l/s):	3.62	4.90	15.81	13.91	13.61	14.23	16.36	82.44
地盤高:	185.3	185.1	185.1	186.8	185.9	185.8	185.3	
区間:	①~②	②~③	③~④	④~⑤	⑤~⑥	⑥~⑦	⑦~①	
管径 (mm):	200	150	150	150	150	150	150	
延長 (m):	280	100	180	370	380	350	120	1,780

a. 管網模式図



b. 管網計算

Node Data

Node No.	Flow l/sec	WL m	GL m	Eff. Head m
0	-82.44	206.42	185.30	21.12
1	3.62	205.43	185.30	20.13
2	4.90	203.35	185.10	18.25
3	15.81	201.07	185.10	15.97
4	13.91	200.09	186.20	13.89
5	13.61	200.09	185.90	14.19
6	14.23	202.21	185.80	16.41
7	16.36	204.00	185.30	18.70

Pipeline Data

Node Number		Dia.	Length	Friction	Head Loss	Flow	Velocity	H.Gradient
Up-stream	Dn-stream	m	m	Co-efficient	m	l/sec	m/sec	%
0	1	250	78	120	0.99	82.44	1.68	12.84
1	2	200	280	120	2.09	34.40	1.10	7.55
2	3	150	100	120	2.27	29.50	1.67	23.08
3	4	150	180	120	0.99	13.69	0.78	5.58
4	5	150	370	120	-0.00	-0.22	-0.01	0.00
5	6	150	380	120	-2.12	-13.83	-0.78	5.68
6	7	200	350	120	-1.79	-28.06	-0.89	5.18
7	1	200	120	120	-1.43	-44.42	-1.41	12.12

2) 配水管網計算 (Abddulahpur: DMA I - 2)

日最大需要水量: 3,860 m³/d

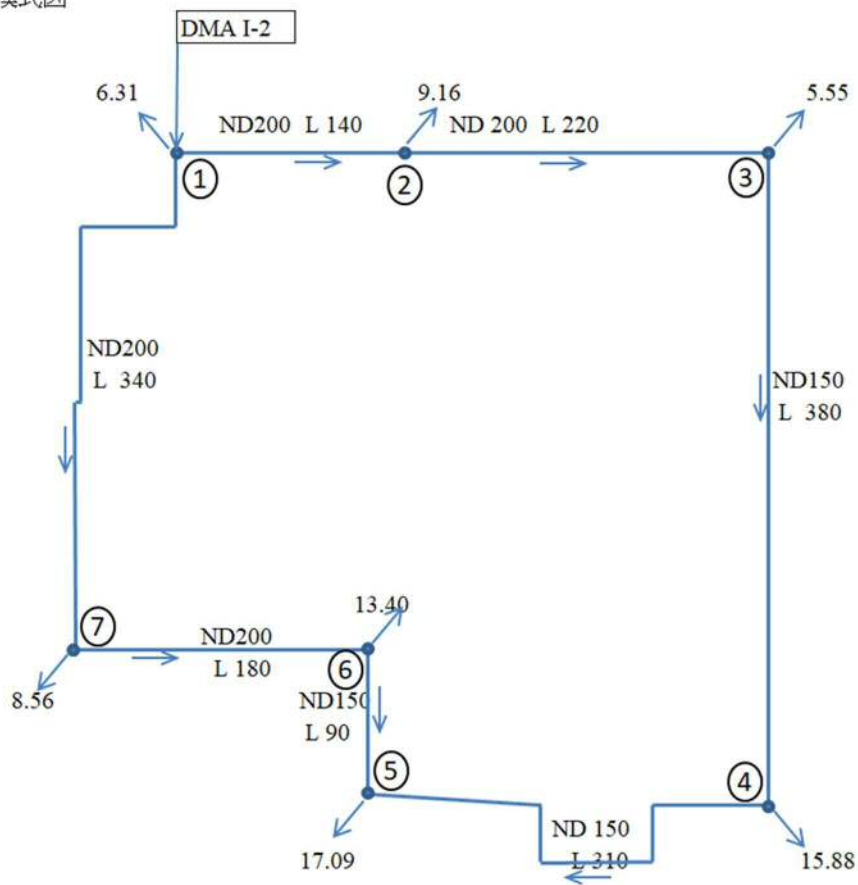
時間最大需要水量: 273.4 m³/h

75.95 l/s

(Peak Hourly Factor: 1.7)

放出点:	1	2	3	4	5	6	7	Σq
放出流量 (l/s):	6.31	9.16	5.55	15.88	17.09	13.40	8.56	75.95
地盤高:	185.1	185.2	185.4	185.9	186.1	185.5	185.1	
区間:	①~②	②~③	③~④	④~⑤	⑤~⑥	⑥~⑦	⑦~①	
管径 (mm):	200	150	150	150	150	200	200	
延長 (m):	140	220	380	310	90	180	340	1,660

a. 管網模式図



b. 管網計算

Node Data

Node No.	Flow l/sec	WL m	GL m	Eff. Head m
0	-75.95	206.06	185.30	20.76
1	6.31	205.06	185.10	19.96
2	9.16	204.17	185.20	18.97
3	5.55	203.43	185.40	18.03
4	15.88	200.35	185.90	14.45
5	17.09	200.34	186.10	14.24
6	13.40	201.00	185.50	15.50
7	8.56	202.01	185.10	16.91

Pipeline Data

Node Number		Dia.	Length	Friction	Head Loss	Flow	Velocity	H.Gradient
Up-stream	Dn-stream	m	m	Co-efficient	m	l/sec	m/sec	%
0	1	250	90	120	1.00	75.95	1.55	11.03
1	2	200	140	120	0.89	31.60	1.01	6.46
2	3	200	220	120	0.74	22.44	0.71	3.43
3	4	150	380	120	3.08	16.89	0.96	8.22
4	5	150	310	120	0.01	1.01	0.06	0.04
5	6	150	90	120	-0.67	-16.08	-0.91	7.51
6	7	200	180	120	-1.01	-29.48	-0.94	5.68
7	1	200	340	120	-3.05	-38.04	-1.21	9.10

3) 配水管網計算 (Madina Town: DMA II - 1)

日最大需要水量: 4,910 m³/d

時間最大需要水量:

347.8 m³/h

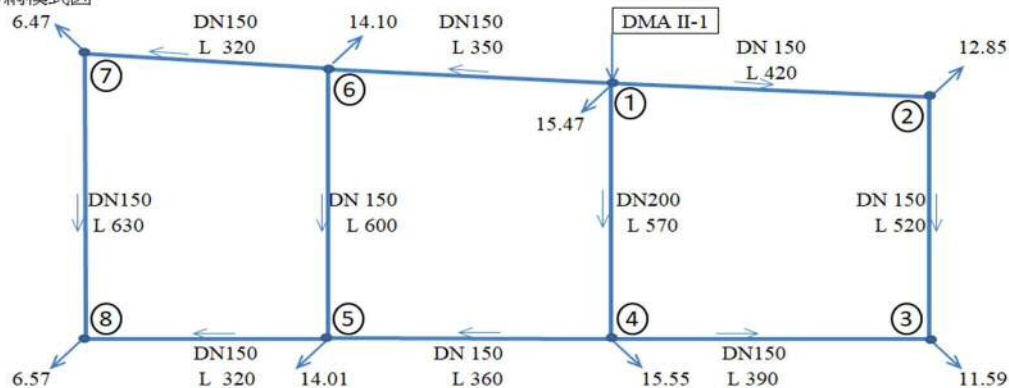
96.61 l/s

(Peak Hourly Factor:

1.7)

放出点:	1	2	3	4	5	
放出流量 (l/s):	15.47	12.85	11.59	15.55	14.01	
地盤高:	185.6	186.8	184.6	184.6	184.9	
区間:	①~②	①~④	②~③	③~④	④~⑤	⑤~⑧
管径 (mm):	150	200	150	150	150	150
延長 (m):	420	570	520	390	360	600
	6	7	8			Σq
	14.10	6.47	6.57			96.61
	185.1	184.7	184.8			
	⑧~①	⑥~⑦	⑦~⑧	⑧~⑤		
	150	150	150	150		
	350	320	630	320		

a. 管網模式図



b. 管網計算

Node Data

Node No.	Discharge l/sec	WL m	GL m	Eff. Head m
0	-96.61	207.46	185.8	21.66
1	15.47	206.44	185.6	20.84
2	12.85	202.18	186.8	15.38
3	11.59	201.51	184.6	16.91
4	15.55	201.89	184.6	17.29
5	14.01	199.60	184.9	14.70
6	14.10	199.99	185.1	14.89
7	6.47	199.36	184.7	14.66
8	6.57	199.31	184.8	14.51
	96.61			

Pipeline Data

Up-stream Node Number	Dn-stream Node Number	Dia. m	Length m	Friction Co-efficient	Head Loss m	Flow l/sec	Velocity m/sec	H.Gradient ‰
0	1	250	60	120	1.02	96.61	1.97	17.21
1	2	150	420	120	4.26	19.08	1.08	10.31
2	3	150	520	120	0.67	6.23	0.35	1.30
3	4	150	390	120	-0.38	-5.36	-0.30	0.98
4	5	150	360	120	2.29	14.82	0.84	6.46
5	6	150	600	120	-0.39	-4.35	-0.25	0.67
6	1	150	350	120	-6.45	-26.33	-1.49	18.70
1	4	200	570	120	4.55	35.73	1.14	8.10
6	7	150	320	120	0.63	7.88	0.45	2.01
7	8	150	630	120	0.05	1.41	0.08	0.08
8	5	150	320	120	-0.29	-5.16	-0.29	0.92

4) 配水管網計算 (Madina Town: DMA II - 2)

日最大需要水量: 2,820 m³/d

時間最大需要水量: 200 m³/h

55.49 l/s

(Peak Hourly Factor:

1.7)

放出点:	1	2	3	4	5	
放出流量 (l/s):	2.38	1.94	6.86	5.02	9.37	
地盤高:	183.5	183.4	183.9	183.8	185.0	
区間:	①~②	①~⑦	②~③	③~④	④~⑤	⑤~⑥
管径 (mm):	150	200	150	150	150	100
延長 (m):	310	140	380	460	240	480
放出点:	6	7	8	9	10	
放出流量 (l/s):	4.83	3.82	7.53	7.28	6.46	Σq
地盤高:	184.1	184.0	184.3	184.6	184.4	55.49
区間:	⑥~①	⑥~⑨	⑦~⑧	⑧~④	⑨~⑩	⑩~⑤
管径 (mm):	150	150	200	200	150	150
延長 (m):	500	290	160	280	520	280

a. 管網模式図

