

(3) 区域拡張の具体的検討

上述したとおり、水量面からみれば有仲地区簡易水道は令和 9 年度、小宿地区は令和 14 年度に拡張が可能となる。

そこで、本項では各年度に区域を拡張する際、既設管網で配水が可能であるか管網解析により検証する。また、既設管網での配水が不可能であった場合、その要因を特定し、配水が可能となる計画管網形態を検証する。

なお、区域拡張に伴い有効水頭に変化が生じるが、**有効水頭 20m 以上の確保を施設整備の条件**とする。ただし、現況において有効水頭が 20m 以下のエリアは施設整備に関わらず従前から有効水頭が低いため、この条件の対象外とする。

① 有仲地区簡易水道への区域拡張

a. 計画水量の設定

有仲地区簡易水道を上水道の区域に取り込むことが可能となる時期は令和 9 年度以降となる。そこで、有仲地区簡易水道の区域拡張を検討する前に、条件となる計画水量を設定する。

水需要予測の結果から令和 9 年度以降の予測値により計画一日最大給水量を設定した場合、以下のとおりとなる。

表 4-Ⅱ-3-6 検討に用いる計画水量

事業名	計画一日最大給水量(m ³ /日)	
	R9 以降	(参考)R2 以降
奄美市上水道	12,429	12,678
有仲地区簡易水道	1,377	1,377

b. 区域拡張の検討ケース

区域を拡張する方法として、最もシンプルで今後の維持管理も容易なケースは「平田配水池から拡張区域へ配水」するケースである。この方法の場合、有仲地区の既存施設を廃止することが可能となるため、維持管理の負担を軽減することができ、更新コストも抑制できる。

しかし、別の視点で見れば、危機管理面でのリスクは増える、という見方もできる。名瀬地区から有仲地区へはトンネルを通って行くため、有仲地区への連絡管が地震等により破損した場合、応急給水が困難となる。

以上のことから、有仲地区拡張は下記の 3 ケースを検討し、総合的な評価から最適な施設整備方針を決定する。

検討ケース 1	平田配水池から有仲地区へ直接配水する場合 (既設浄水場、配水池などは廃止)
検討ケース 2	平田配水池からの配水と既存施設からの配水の 2 系統化にする場合 (平田配水池から有仲配水池へ送水)
検討ケース 3	平田配水池から新有仲浄水場へ送水し、水源系統を 2 系統化する場合

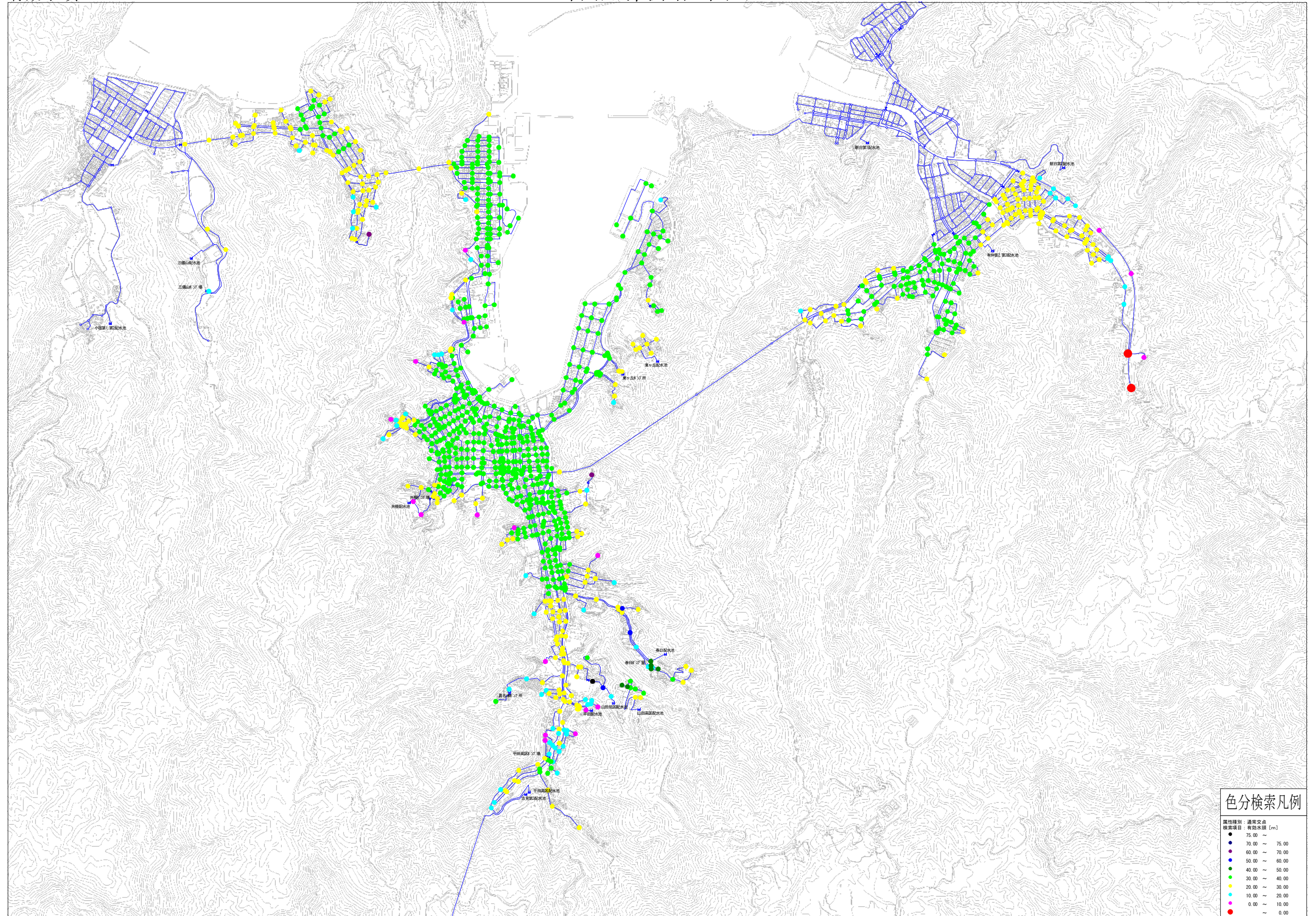
c. 現況管網による拡張前の管網解析結果

上水道区域の拡張によって平田配水池が受け持つ水量が増加する。特に名瀬地区では管内の水量が増加するため損失水頭が大きくなることから、区域拡張による水圧への影響が懸念される。区域拡張による周辺への影響を確認するため、比較対象として表 4・Ⅱ・3-6 に示す水量を基に、現状の配水形態による管網解析を行う。

現状の配水形態による管網解析の結果を示す。

管網解析結果図

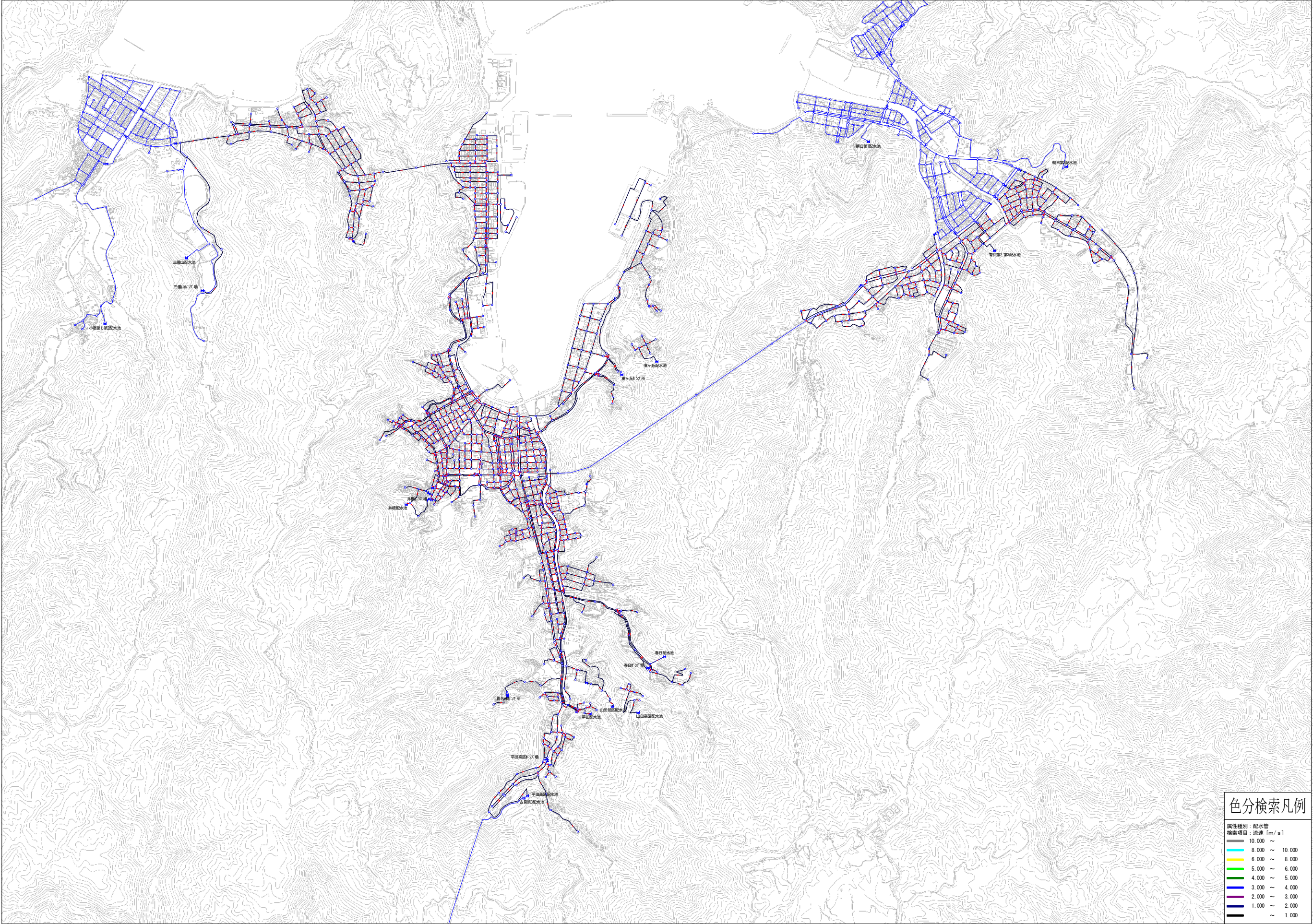
有效水頭



R9有伸擴張前_時間最大時

流速、流向

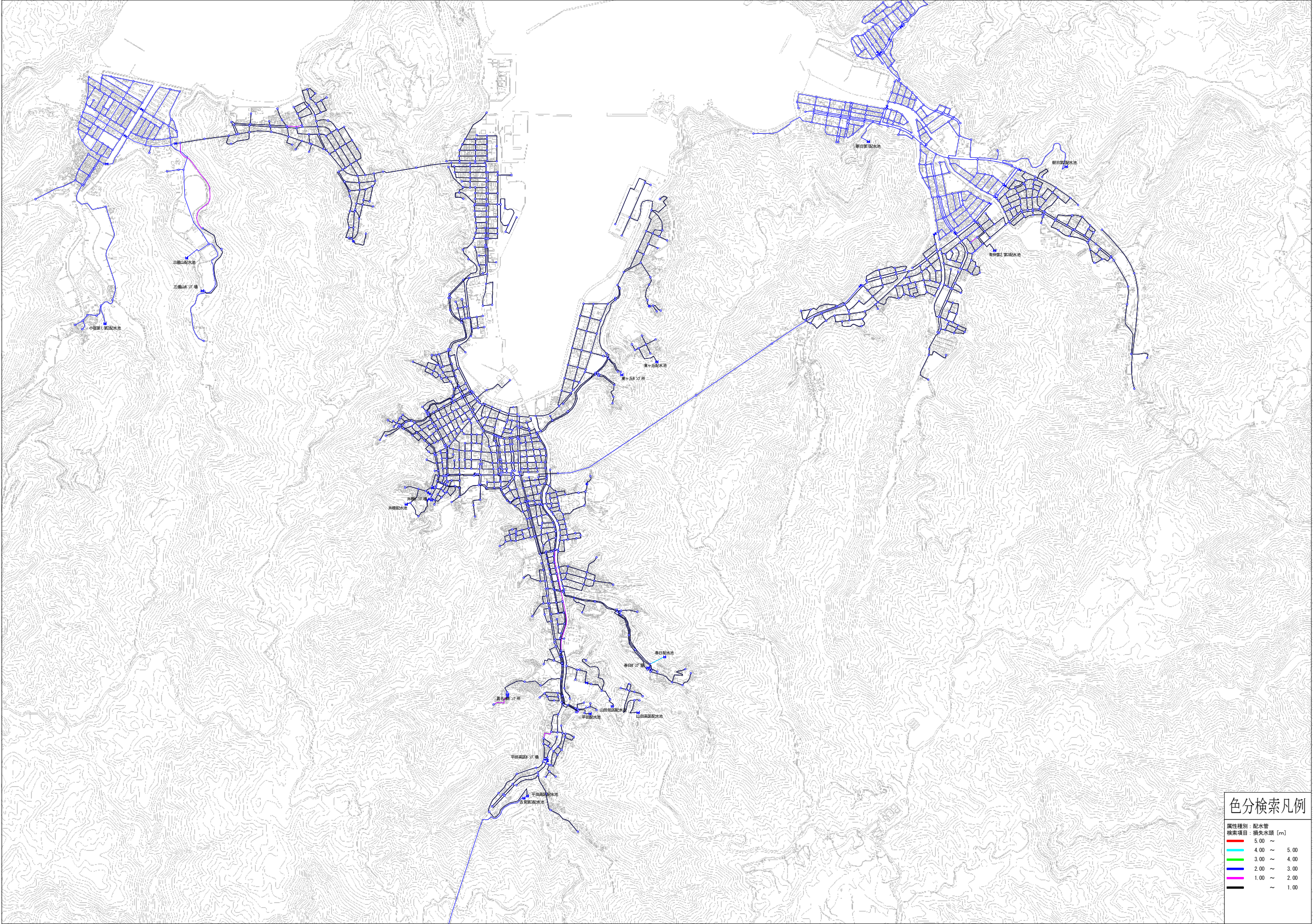
管網解析結果図



R9有伸拡張前_時間最大時

損失水頭

管網解析結果図



R9有伸拡張前_時間最大時

d. ケース 1 の検討

(イ) 現況管網による拡張後の管網解析結果

現況管網により有仲地区簡易水道を上水道区域に取り込んだ場合の管網解析結果を示す。また、解析結果の概要を表 4-Ⅱ-3-7 に示す。

管網解析の結果、有効水頭が減少するエリアは上水道地区と有仲地区の約 95% に及ぶ結果となった。有効水頭の低下は平均して約 2.44m、最大で約 11.40m となる。

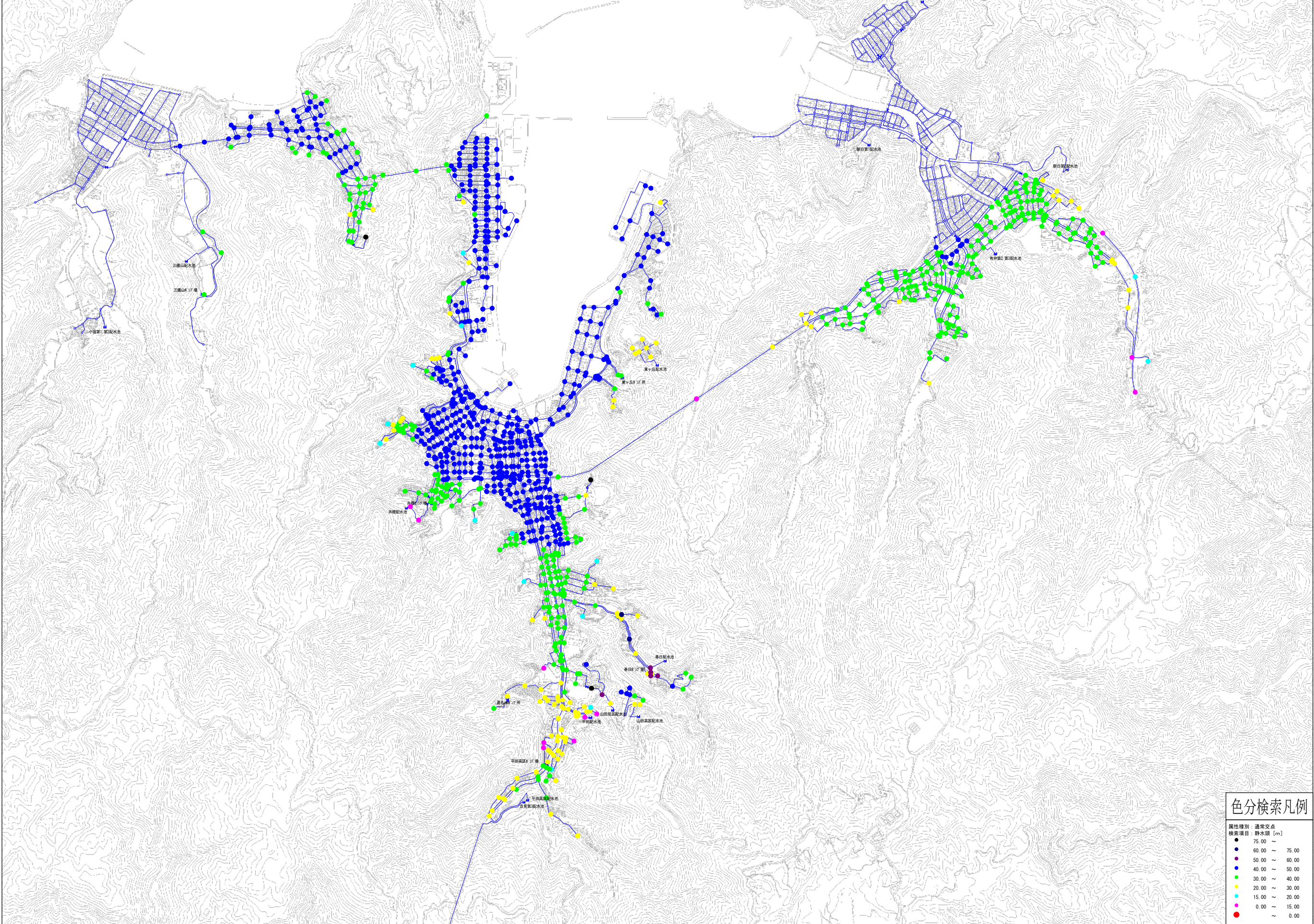
また、取出し水量を設定した節点のうち、拡張前は有効水頭 20m 以上であったが拡張後に 20m 未満となった節点は全体の約 8% ある。

表 4-Ⅱ-3-7 現況管網による拡張後の管網解析結果概要

	有効水頭 (m)			損失水頭 (m)		
	拡張前	拡張後	変化量	拡張前	拡張後	変化量
最 大	75.04	75.04	0.00	4.68	4.68	0.49
最 小	▲4.02	▲14.52	▲11.40	0.00	0.00	▲0.12
平 均	31.16	28.71	▲2.44	0.07	0.07	0.00

ほとんどの管路は流速が 1.0m/s 以下であること、損失水頭が増加する管路は全体の約 20% であること、損失水頭の増加は最大で 0.49m であることなどから、これらの水圧低下は管路の口径不足ではない。そのため、既設配水管を増径しても有効水頭の向上にはあまり寄与しないものとする。

これらのことから、有効水頭 20m を下回る地域については、ポンプ等の対応を検討する必要がある。

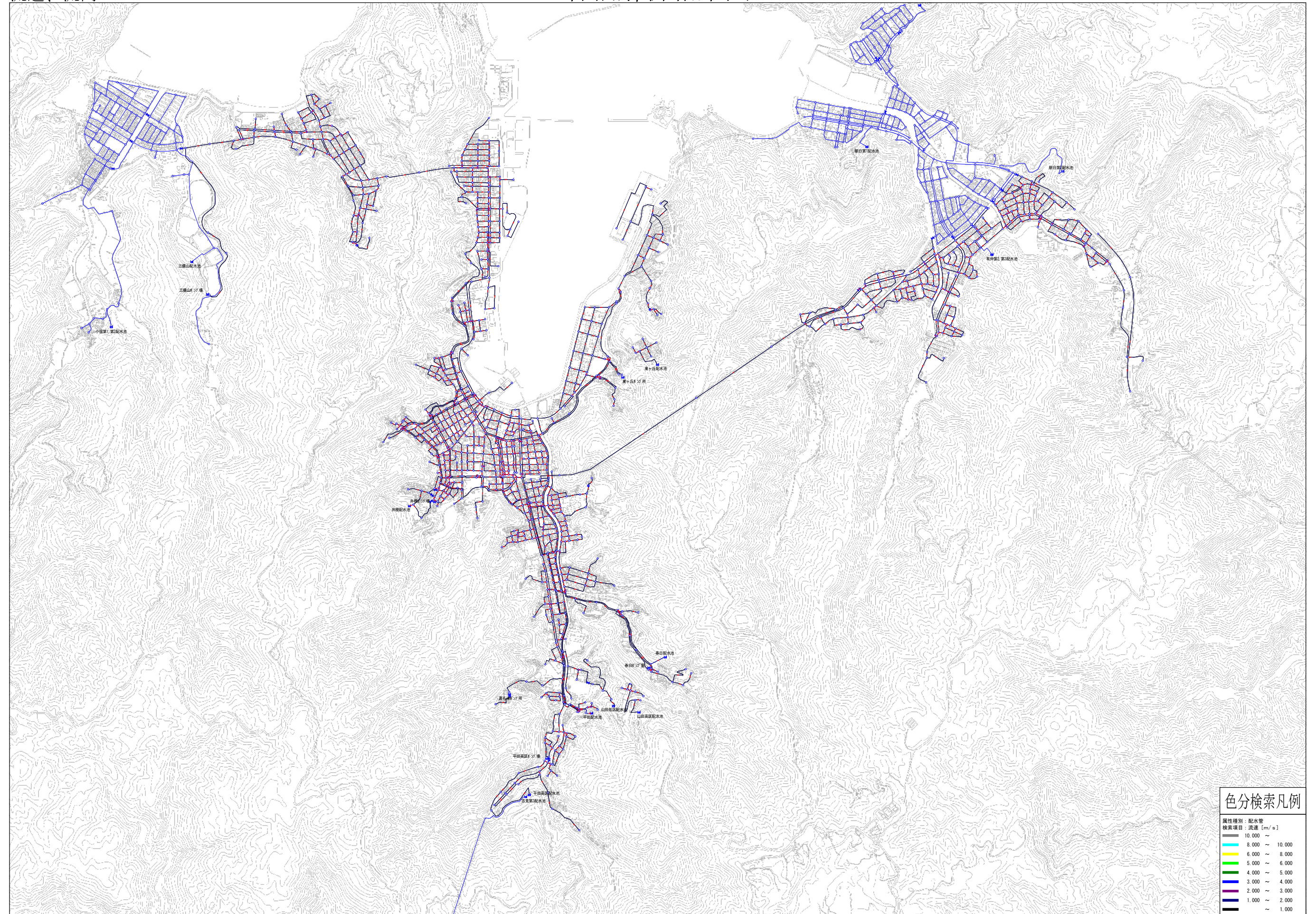


色分検索凡例	
属性種別：通常交点	
検索項目：静水頭 [m]	
●	75.00 ~
●	60.00 ~ 75.00
●	50.00 ~ 60.00
●	40.00 ~ 50.00
●	30.00 ~ 40.00
●	20.00 ~ 30.00
●	15.00 ~ 20.00
●	0.00 ~ 15.00
●	0.00

R9有伸拡張後_時間最大時

管網解析結果図

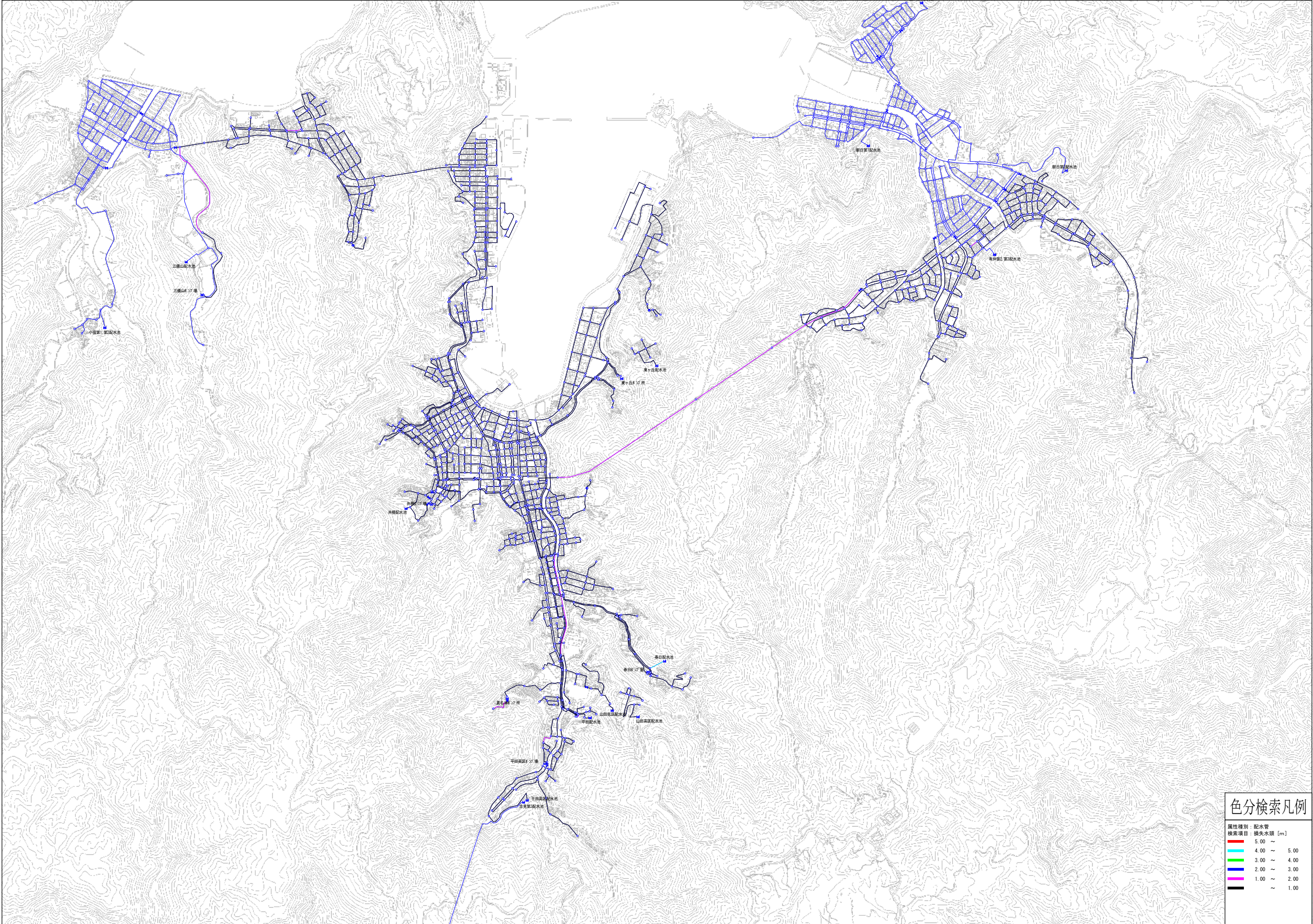
流速、流向



R9有伸拡張後_時間最大時

損失水頭

管網解析結果図



色分検索凡例		
属性種別：配水管		
検索項目：損失水頭 [m]		
5.00 ~	4.00 ~	5.00
4.00 ~	3.00 ~	4.00
3.00 ~	2.00 ~	3.00
2.00 ~	1.00 ~	2.00
1.00 ~	~	1.00

R9有伸拡張後_時間最大時

(ロ) 計画管網による拡張後の管網解析結果

現況管網により平田浄水場から有仲地区へ配水するケースを検討した結果、有仲地区では有効水頭が 20m 以下となるエリアが生じた。局所的なエリアであればブースターポンプにより対応可能であるが、本ケースでは有効水頭 20m 以下のエリアが広範囲に及ぶため、別の方法を検討する必要がある。

有仲地区の広範囲で有効水頭 20m 以下となることから、有仲地区へ水を送る前に加圧する必要がある。そこで、有仲地区への送配水ルートの分岐後に加圧ポンプ施設を新設し、当該施設から有仲地区へ加圧配水する計画とする。



図 4-Ⅱ-3-3 有仲地区への加圧ポンプ施設整備（ケース 1）

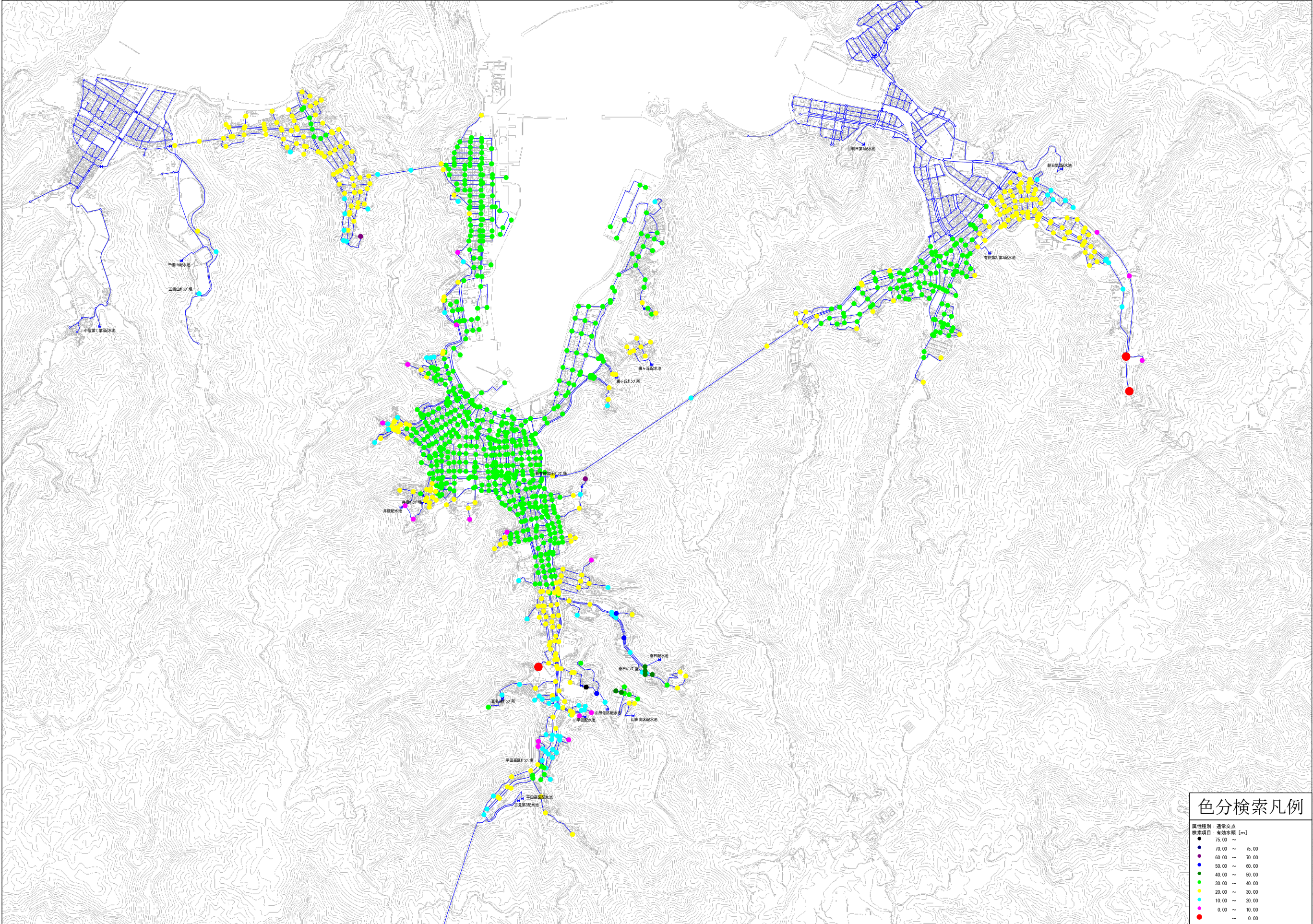
加圧ポンプ施設整備後の管網解析の結果、現況管網のまま平田配水池より配水した場合は有効水頭が 20m 以下となったエリアがあったが、加圧ポンプ施設の整備により現状と変わらぬ状況とすることが可能である。なお、現状と同程度の水圧を確保するため、新設する加圧ポンプの揚程は 35mとしている。

表 4-Ⅱ-3-8 計画管網・加圧施設（ケース 1）による拡張後の管網解析結果概要

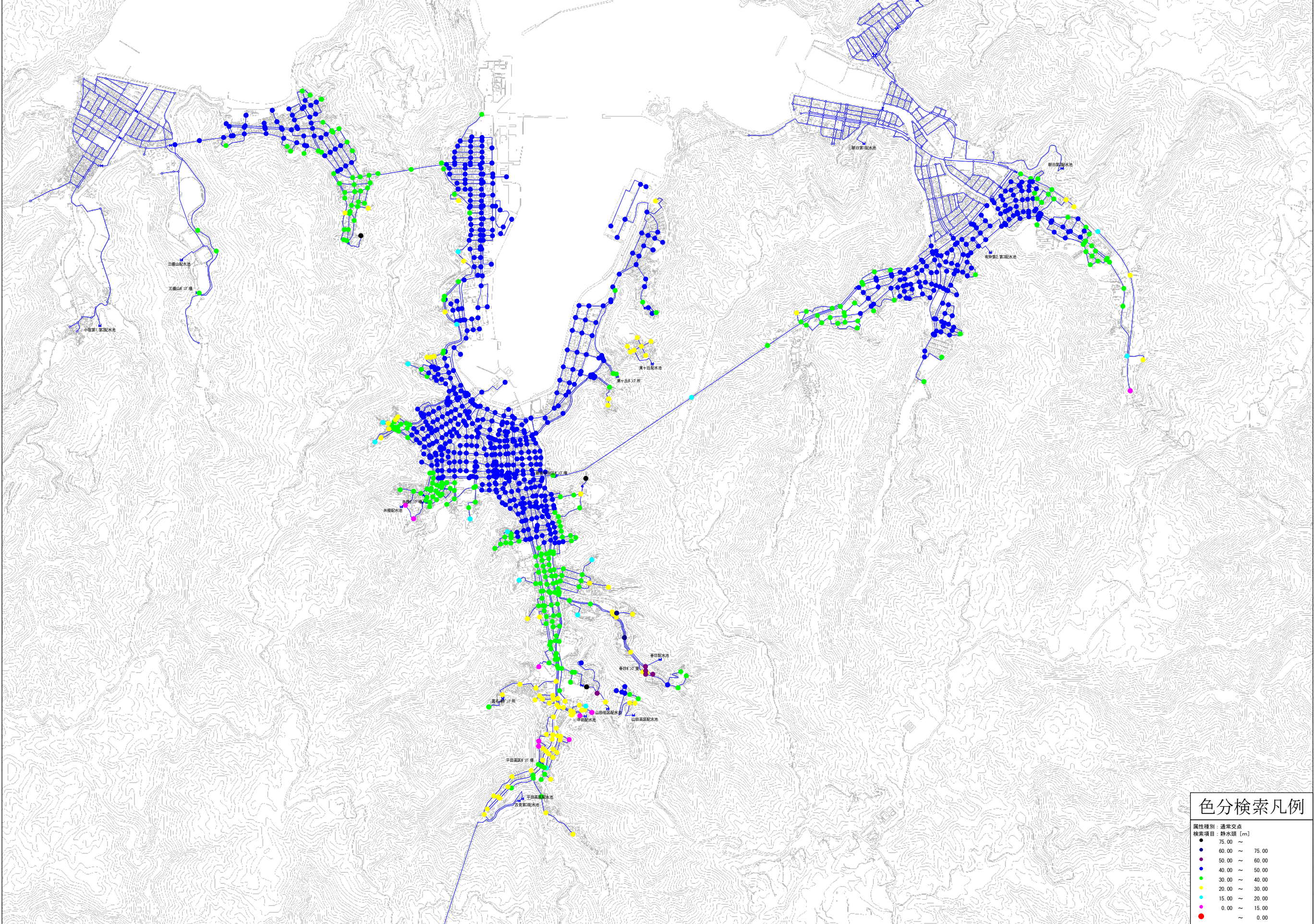
	有効水頭 (m)			損失水頭 (m)		
	拡張前	拡張後	変化量	拡張前	拡張後	変化量
最 大	75.04	75.04	2.47	4.68	4.68	0.49
最 小	▲4.02	▲3.73	▲1.43	0.00	0.00	▲0.13
平 均	31.16	30.68	▲0.44	0.07	0.07	0.00

有効水頭

管網解析結果図



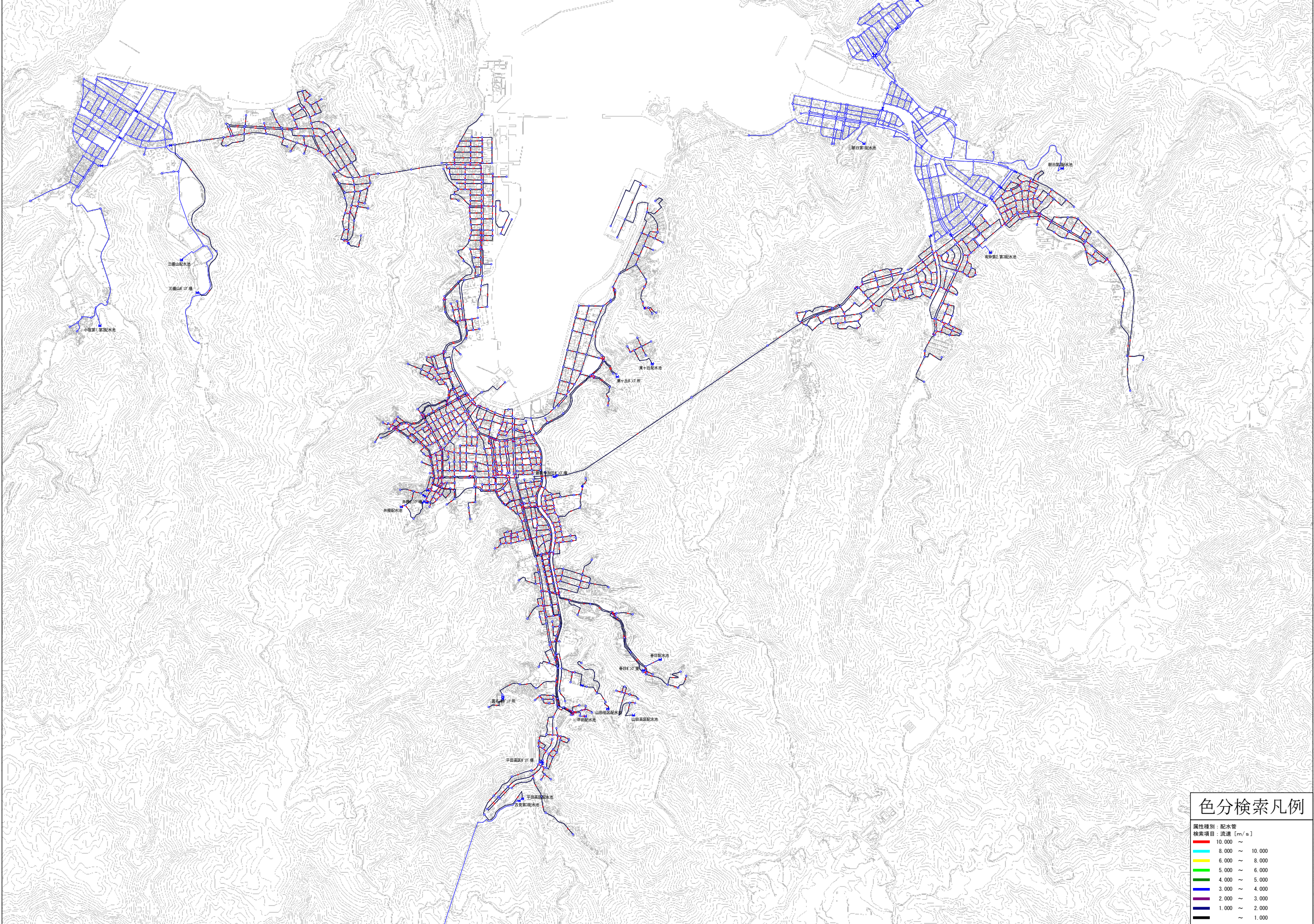
R9有伸拡張後(加圧時)_時間最大時



R9有伸拡張後(加圧時)_時間最大時

流速、流向

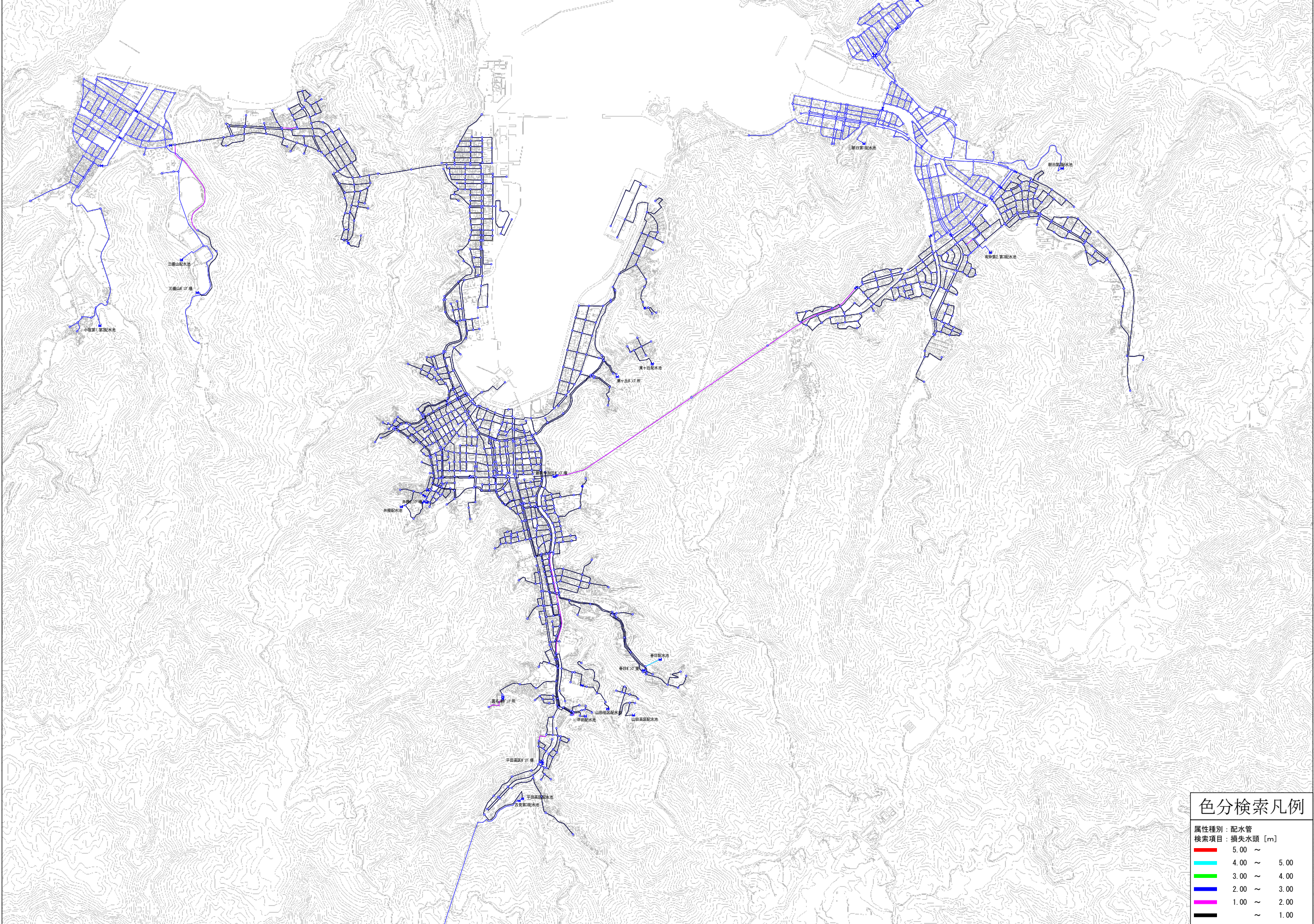
管網解析結果図



R9有伸拡張後(加圧時)_時間最大時

損失水頭

管網解析結果図



R9有伸拡張後(加圧時)_時間最大時

e. ケース 2 の検討

ケース 2 は有仲配水池からの配水と平田配水池からの配水の 2 系統化するケースである。上述したとおり、現況管網のまま平田配水池から有仲地区へ配水した場合は有効水頭が 20m 以下となるエリアが生じる。そこで、本ケースでは、平田配水池からの水を一旦、有仲配水池で受けて配水する計画とする。それにより、現在の水圧を確保したまま水源を有仲系と平田系に切り替えることが可能な状況を確認する。

本ケースでは、有仲地区への配水は有仲配水池からの配水となるため、有効水頭は現状と変わらない。ただし、平田配水池から有仲配水池への送水の可否が問題となる。そこで、管網解析によりその可否を検証する。

まず、平田配水池から有仲配水池へ送水するルートは図 4-Ⅱ-3-4 に示すルートとし、口径は既設管と同じ $\phi 250$ とする。

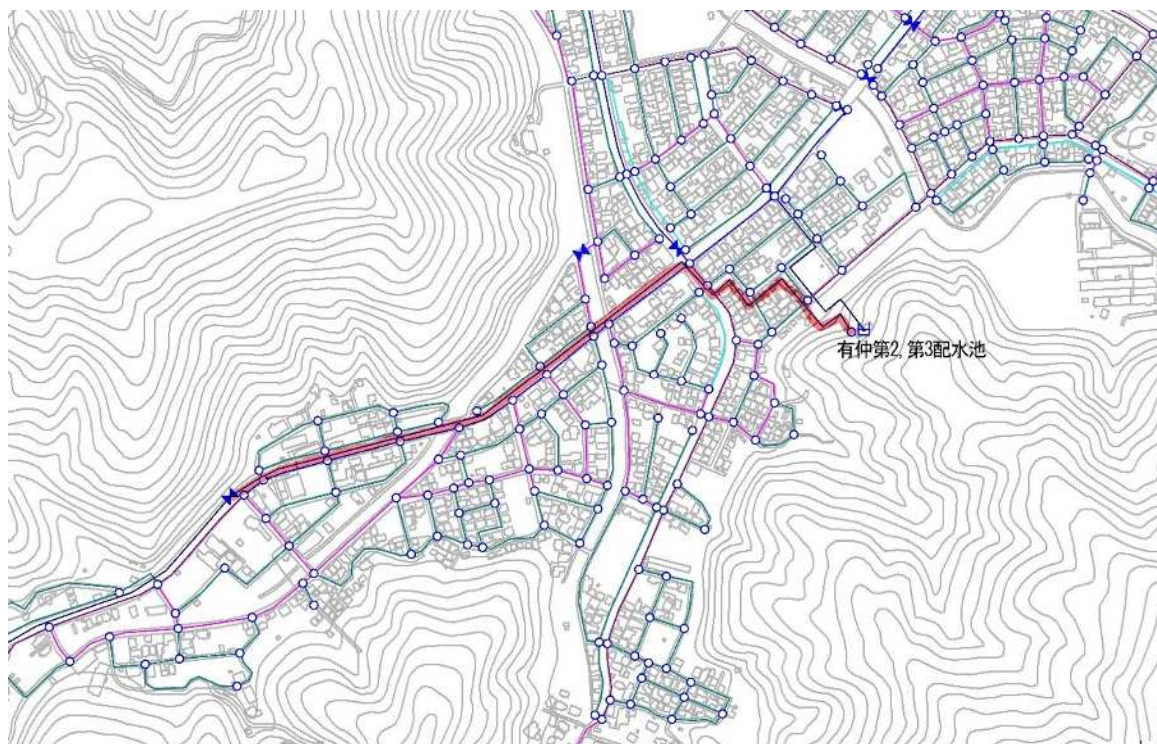


図 4-Ⅱ-3-4 有仲配水池への送水ルート

この計画ルートにより平田配水池から自然流下で有仲配水池へ送水した場合、有仲配水池への流入点が負圧となるため不可能である。

そのため、平田配水池から有仲配水池へ送水するためには加圧ポンプが必要となる。

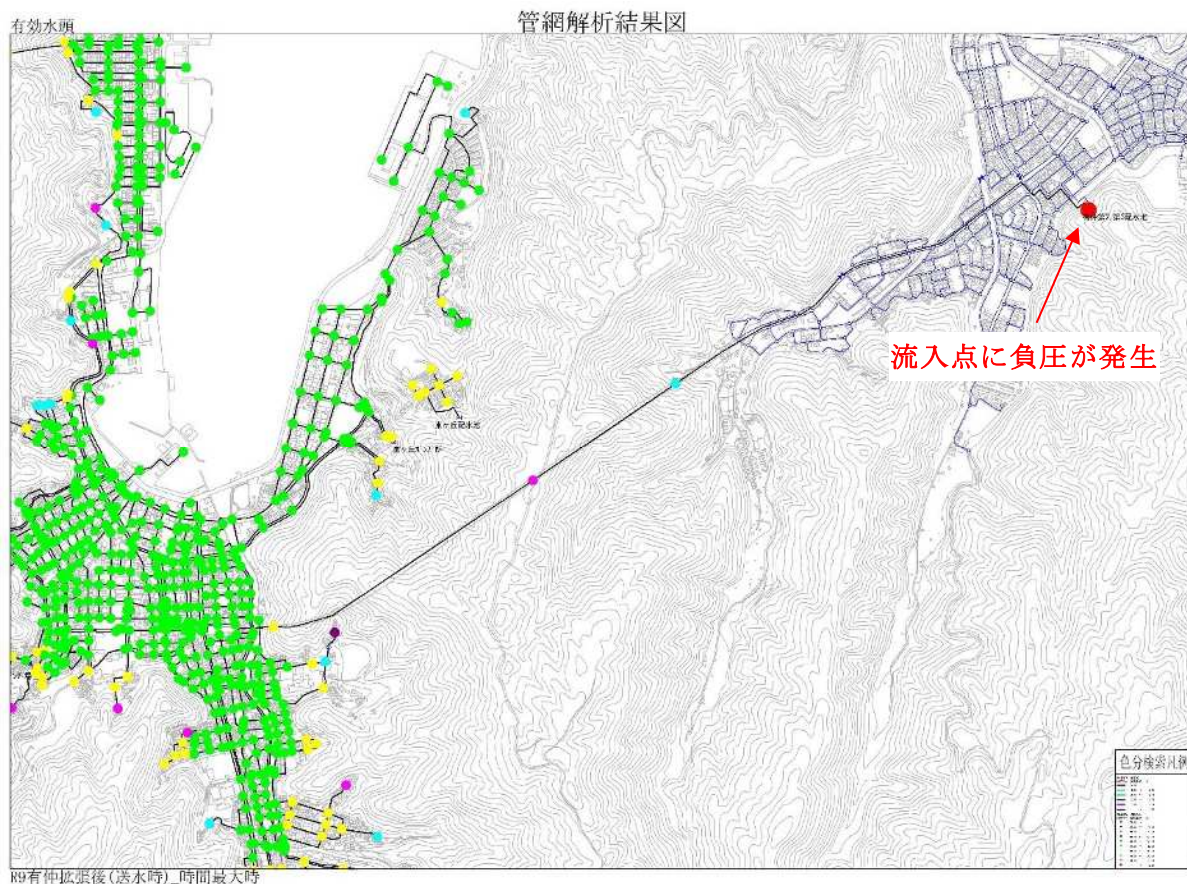


図 4-II-3-5 平田配水池からの自然流下による送水の管網解析結果

平田配水池から有仲地区への配水は、有効水頭の問題があるものの概ね可能である。そこで、有仲配水池へ送水するための加圧ポンプ施設は、図 4-II-3-6 に示すとおり有仲地区に築造するものとする。



図 4-II-3-6 有仲配水池への送水施設整備（ケース 2）

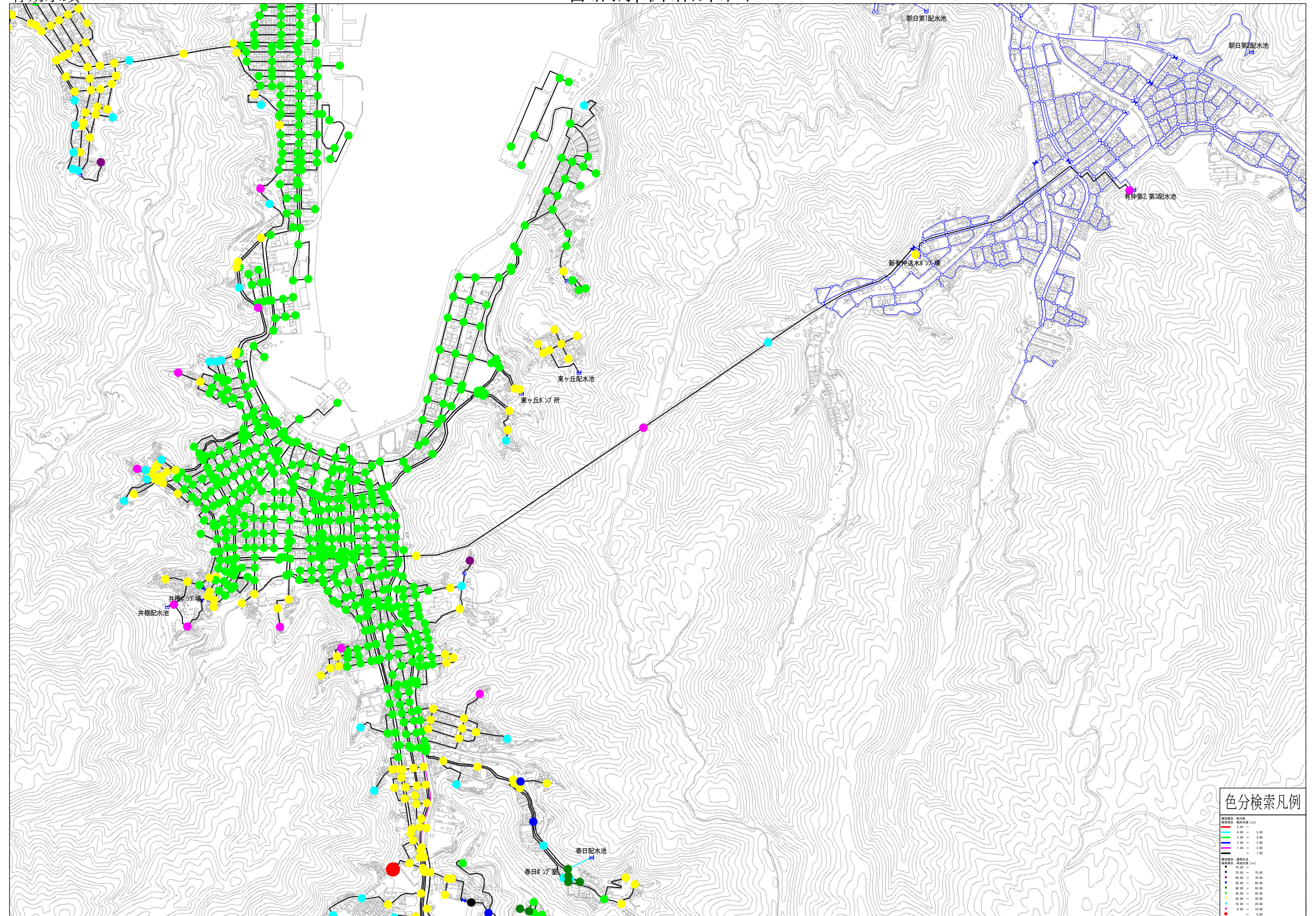
当該施設整備による管網解析の結果、有仲配水池への送水は可能である。また、表 4-Ⅱ-3-9 に示したとおり、平田配水池系統への影響はほとんどない。

表 4-Ⅱ-3-9 計画管網・送水施設（ケース 2）による拡張後の管網解析結果概要（名瀬地区）

	有効水頭（m）			損失水頭（m）		
	拡張前	拡張後	変化量	拡張前	拡張後	変化量
最 大	75.04	75.04	0.00	4.68	4.68	0.27
最 小	0.08	▲0.21	▲0.54	0.00	0.00	▲0.08
平 均	31.71	31.30	▲0.40	0.07	0.06	0.00

管網解析結果図

有效水頭



R9有伸張後(加壓送水時)_時間最大時

f. ケース 3 の検討

ケース 3 は平田配水池から新有仲浄水場へ送水するケースである。ケース 2 の場合は高低差の関係上、有仲配水池へ送水するためのポンプ場が新たに必要にある。しかし、本ケースの場合は新有仲浄水場のポンプ槽に送水するため、水源系統を 2 系統化しつつ既設の送水ポンプが活用できる方法である。

本ケースではケース 2 と同じく既設配水池を活用するため有効水頭は現状と変わらない。ただし、平田配水池から新有仲浄水場のポンプ槽への送水の可否が問題となる。そこで、管網解析によりその可否を検証する。

まず、平田配水池から新有仲浄水場のポンプ槽へ送水するルートは図 4-Ⅱ-3-7 に示すルートとし、口径は既設管と同じφ250 とする。

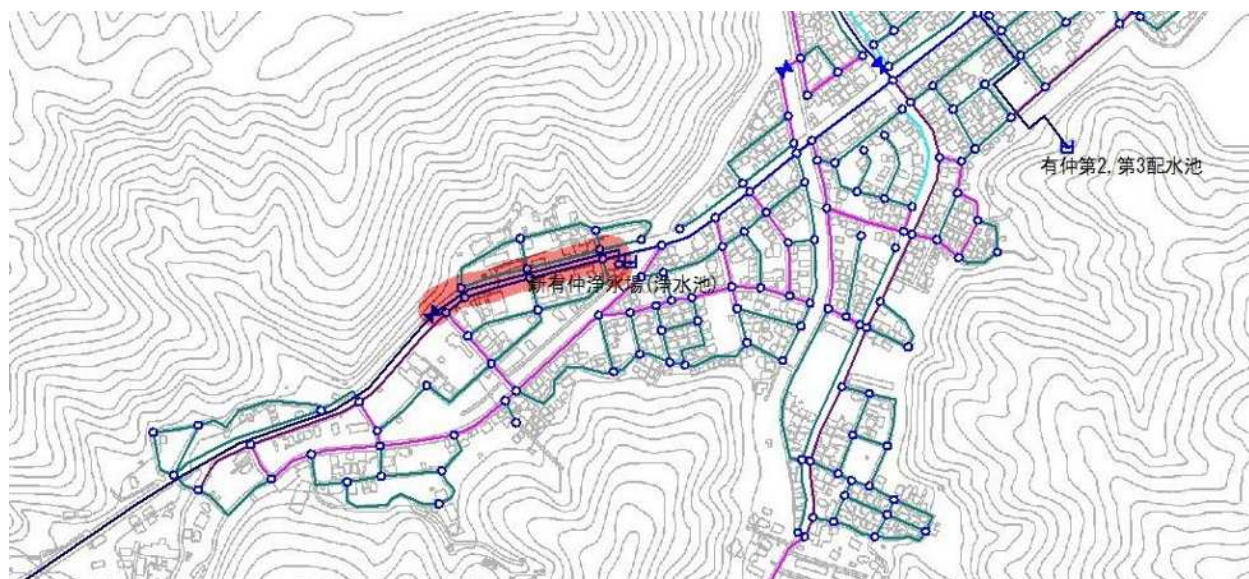


図 4-Ⅱ-3-7 新有仲浄水場への送水ルート

この計画ルートにより平田配水池から自然流下で新有仲浄水場のポンプ槽へ送水した場合、ポンプ槽の水位が HWL+9.1m と低いいため、流入圧を確保することができる。

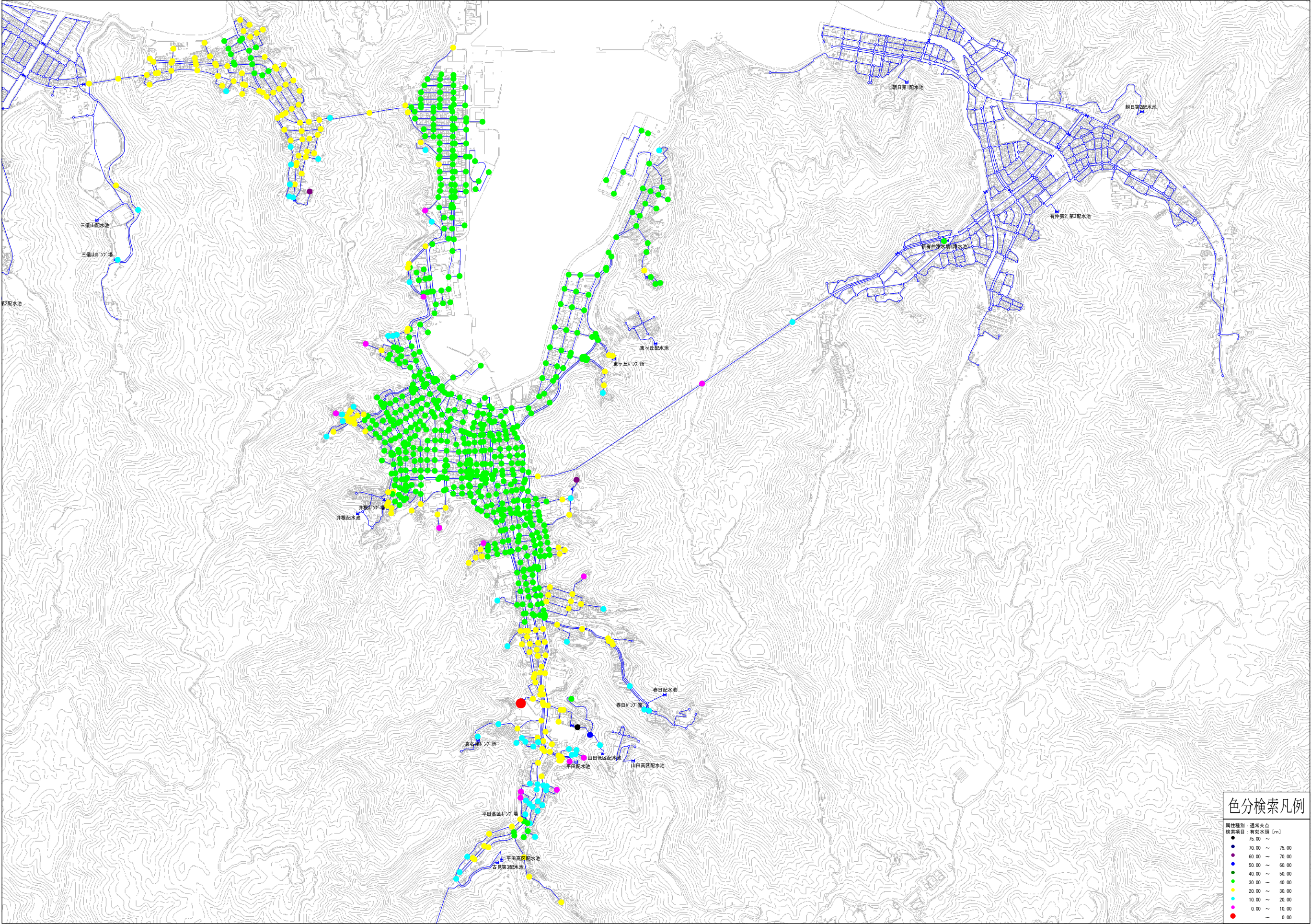
また、表 4-Ⅱ-3-10 に示したとおり、平田配水池系統への影響はほとんどない。

表 4-Ⅱ-3-10 計画管網（ケース 3）による拡張後の管網解析結果概要（名瀬地区）

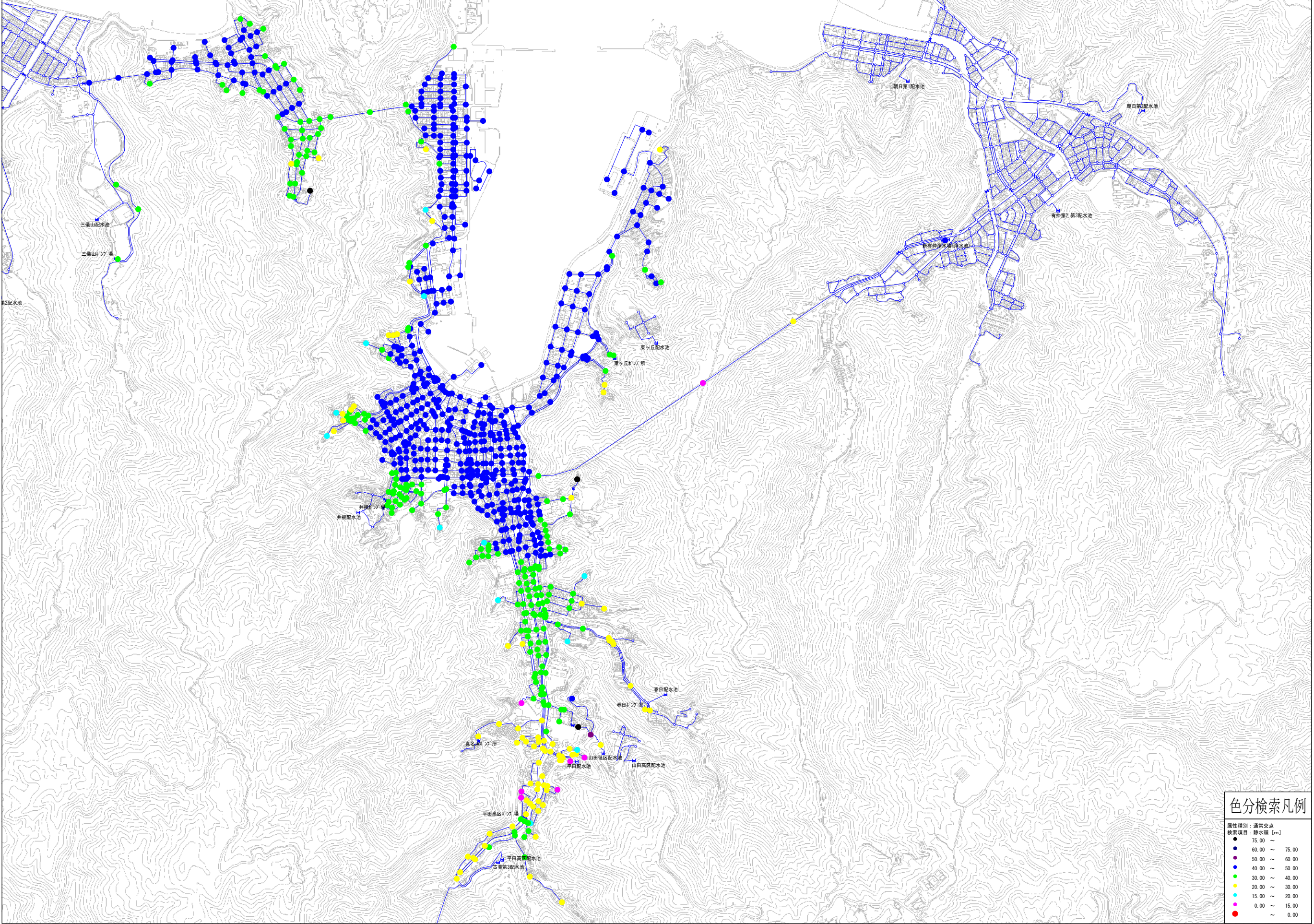
	有効水頭 (m)			損失水頭 (m)		
	拡張前	拡張後	変化量	拡張前	拡張後	変化量
最 大	75.04	75.04	0.00	1.59	1.69	0.27
最 小	0.08	▲0.21	▲0.54	0.00	0.00	▲0.08
平 均	31.75	31.33	▲0.42	0.05	0.06	0.00

有効水頭

管網解析結果図



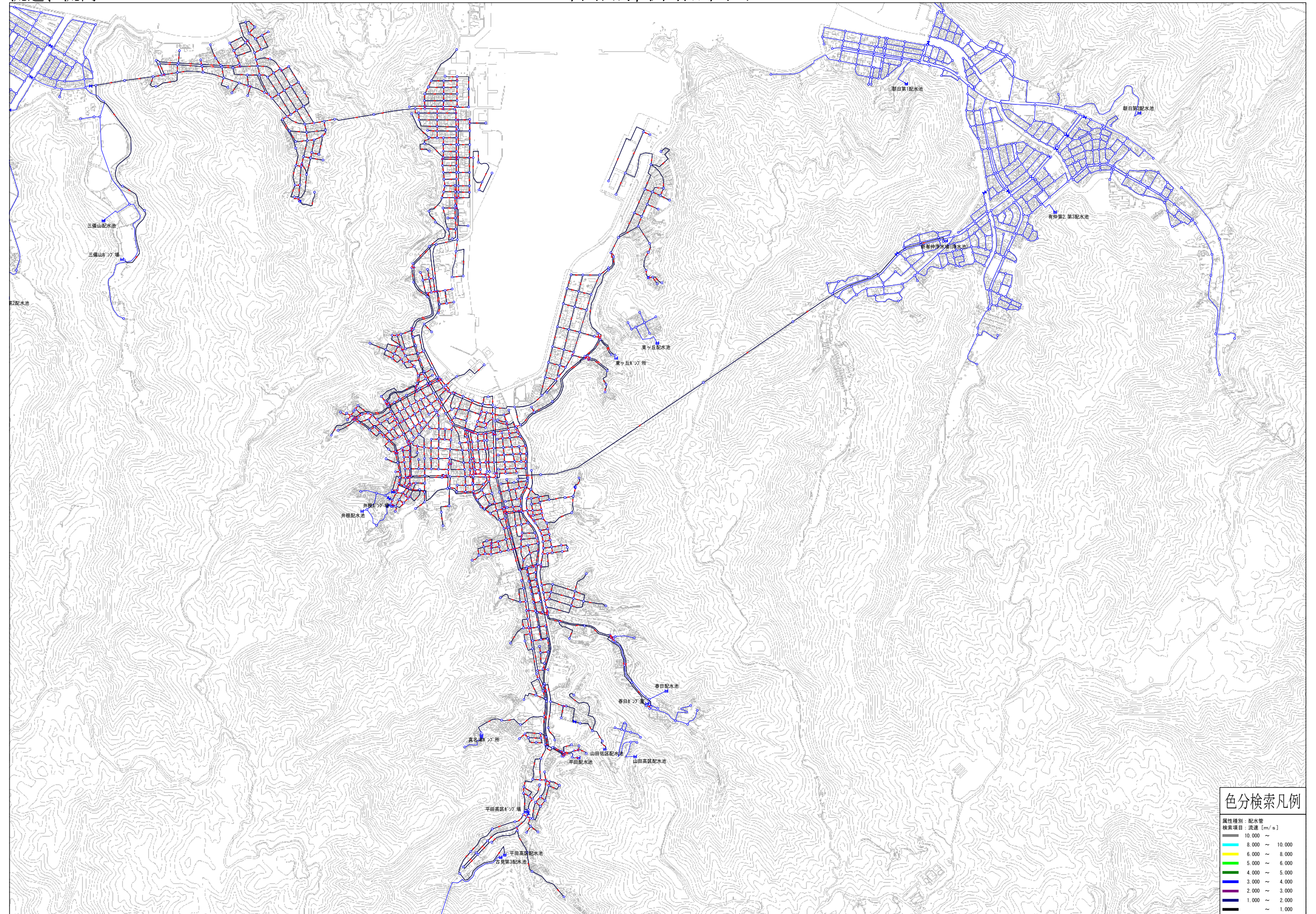
R9有伸拡張後(送水時_浄水池)



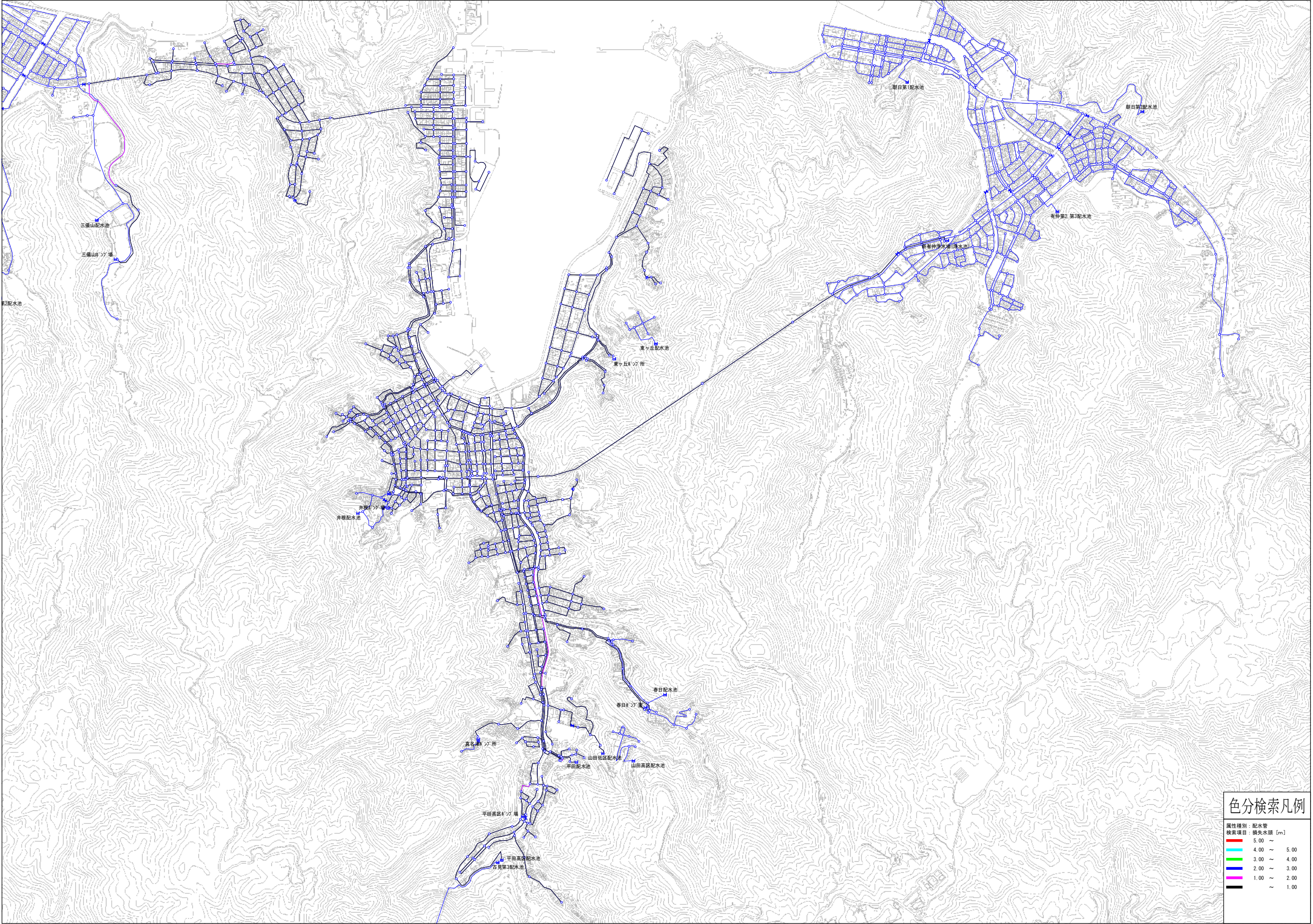
R9有伸拡張後(送水時_浄水池)

管網解析結果図

流速、流向



R9有伸擴張後(送水時_淨水池)



R9有仲拡張後(送水時_浄水池)

【新有仲浄水場への送水方法】

新有仲浄水場へ送水する最もシンプルな方法は、平田系の水を新有仲浄水場のポンプ槽へ流入させる方法である。ただし、ポンプ槽の有効容量は 18.8m^3 しかなく、有仲地区全域を配水区域とした場合、 10m^3 程度の容量不足となる。そこで、新有仲浄水場内にポンプ槽を増設し、必要な容量を確保する。

(拡張後に必要なポンプ槽の容量)

今回のケースでは、ポンプ槽は「浄水池」と「ポンプ槽」の 2 つの役割を持つ。必要な有効容量は浄水池の場合が一日最大給水量の 1 時間、ポンプ槽が一日最大給水量の 30 分である。

浄水池の役割は「ろ過水量と送配水量との変動を調整緩和するもの（水道施設設計指針 P.269）」である。その他にも、塩素との接触時間を確保する役割も担っている。

一方で、新有仲浄水場の浄水処理は塩素滅菌のみであり、注入方法は送水ポンプの吐出側配管への管注入である。

以上のことから、ポンプ槽の役割は浄水池ではなくポンプ槽として必要な容量を計算する。

一日最大給水量の 30 分の容量として計算

$$1,377\text{m}^3/\text{日} \times 1/48 = 28.7\text{m}^3$$

新有仲浄水場の場内は狭く、構造物が密集しており、地下には場内配管もある。容量が小さいとはいえ RC 造でポンプ槽を増設することは、土工事も必要（オープン掘削でなければ仮設も必要）となることから施工が困難である。そこで、増設するポンプ槽は RC 造ではなく地上式の SUS 製とし、空きスペースに設置する。

追加で必要な有効容量は 10m^3 であることから、SUS 製ポンプ槽の形状寸法を $2.0\text{m} \times 2.0\text{m} \times \text{H}2.5\text{m}$ とし、その配置を図 4-II-3-8 及び図 4-II-3-9 に示す。用地制約上、当該位置にしか設置できないため、既設ポンプ槽への既設流入管は切り廻す必要がある。

平面的には進入口の近くで、かつ既設ポンプ槽の近くに配置する。断面的には地上式となるため、新設ポンプ槽の水位は $\text{HWL}+11.80\text{m}$ 、 $\text{LWL}+9.30\text{m}$ 程度となる。新設ポンプ槽は平田系からの流入を一旦受け、既設ポンプ槽へ送る施設であり、平田系から見ればポンプ槽は直列運用となる（図 4-II-3-10 参照）。既設ポンプ槽の HWL は 9.10m であることから、新設ポンプ槽の LWL より 0.20m 低い。新設ポンプ槽と既設ポンプ槽との連通管は管路延長が短く、連通管を $\phi 250$ にすれば損失水頭は 0.11m （直管 6m 、 90° 曲管 2 個、仕切弁 1 基で計算）であり、直列運用は可能である。

上記の管網計算では新有仲浄水場の流入点の有効水頭が 30m 程度あるため、新設ポンプ槽が $\text{HWL}+11.80\text{m}$ と現状より 3m 程度上がっても十分に流入可能である。

新有仲浄水場を運用しながら施工する場合、既設ポンプ槽への接続（ポンプ槽の壁貫通）は壁穿孔工法（不断水工法）により施工する。

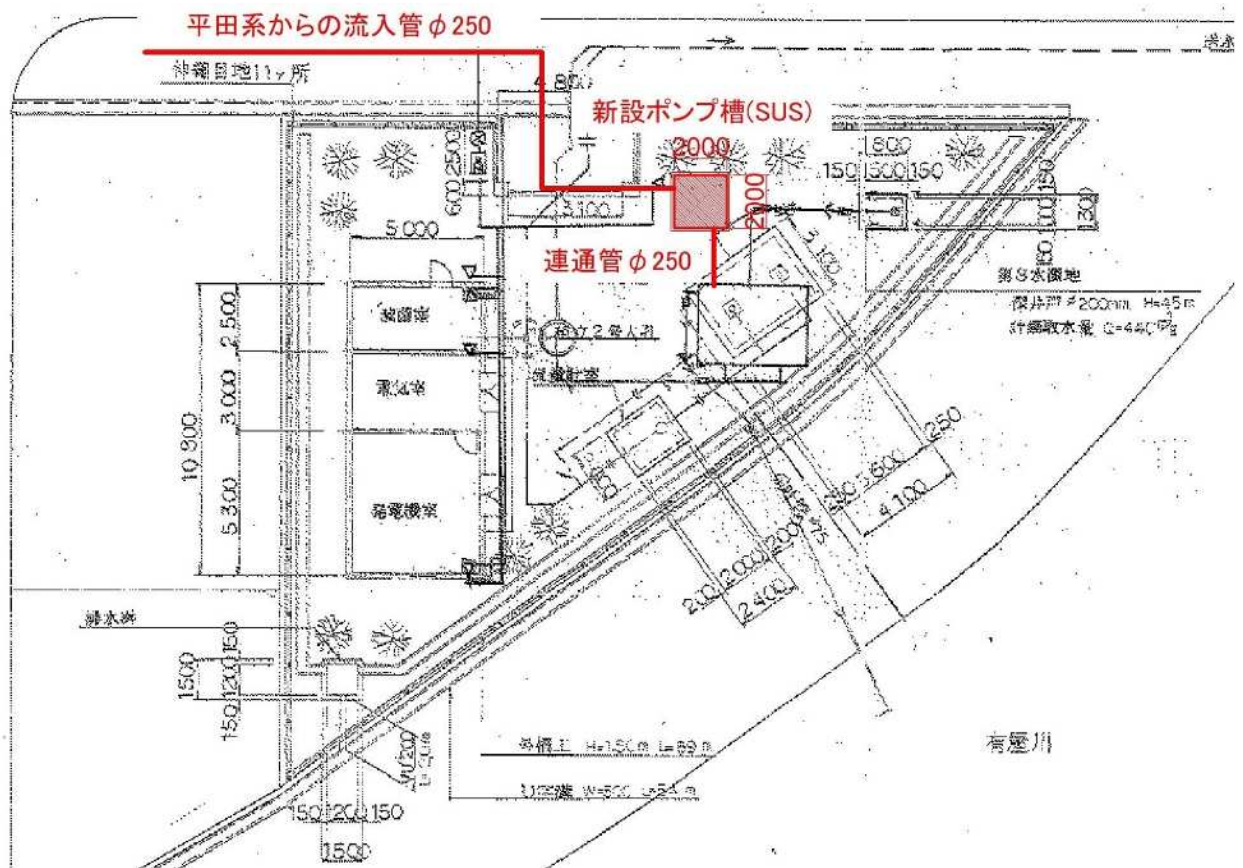


図 4-Ⅱ-3-8 新設ポンプ槽の配置平面図

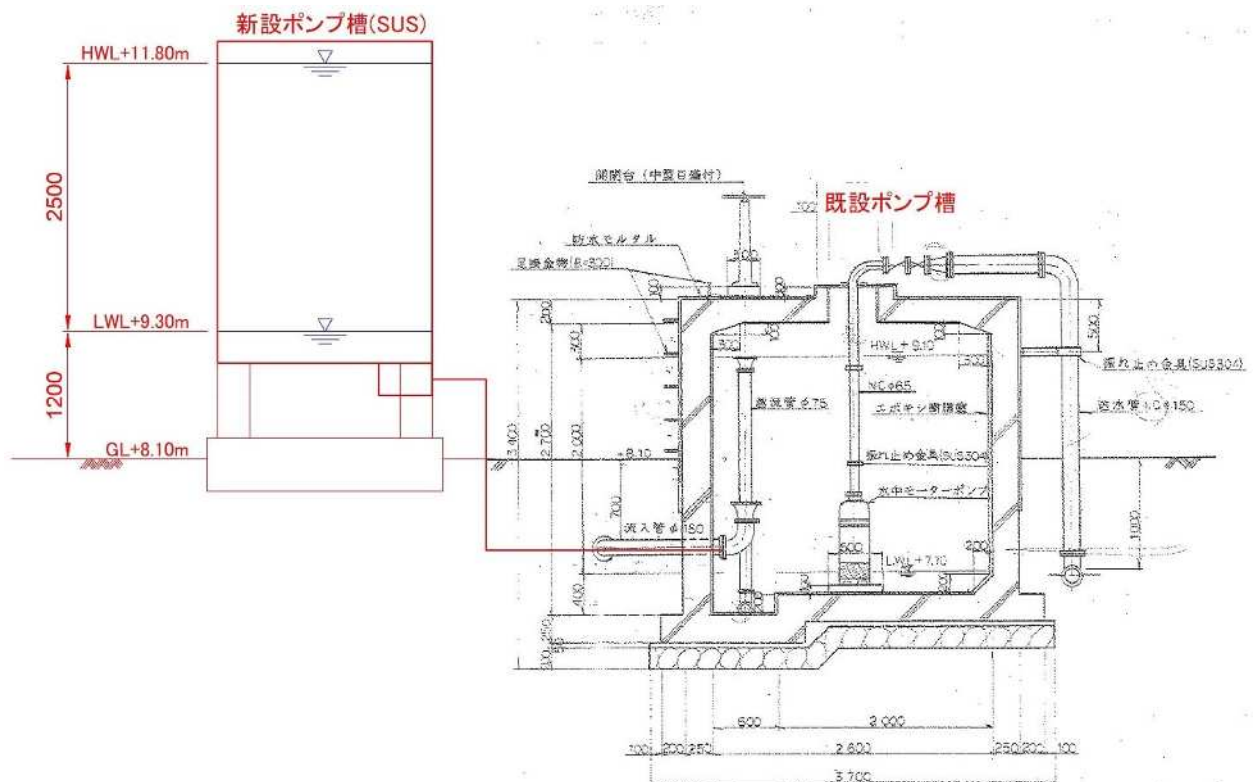


図 4-Ⅱ-3-9 新設ポンプ槽の配置断面図

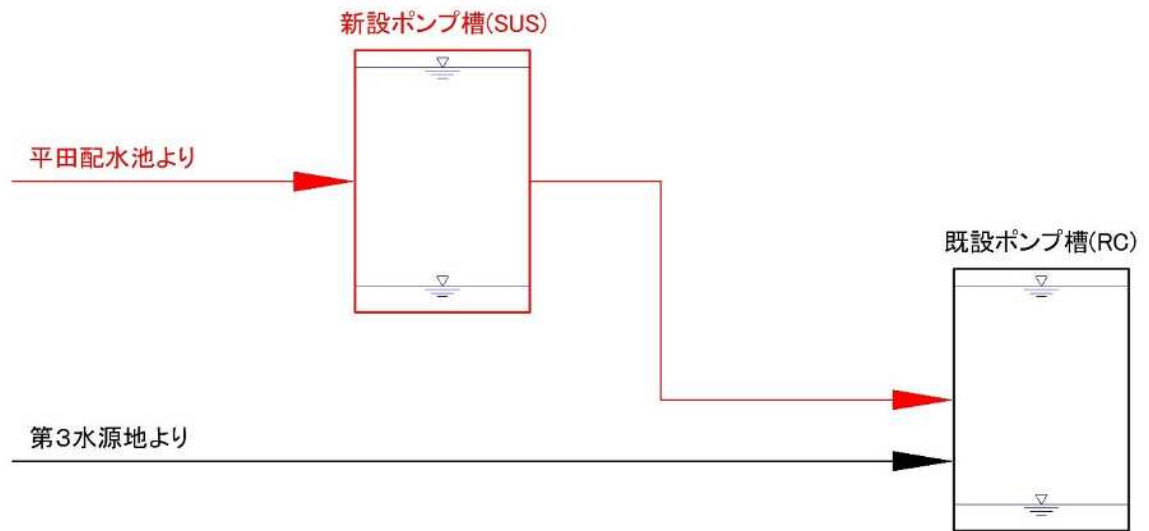


図 4-Ⅱ-3-10 新設送水ポンプ槽の施設フロー

g. 有仲地区拡張の施設整備比較

各施設整備方針を総合的に評価した結果、**ケース 3 が最適な施設整備方針**である。

表 4-II-3-11 有仲地区拡張の施設整備方針に係る総合評価

評価項目	ケース 1	ケース 2	ケース 3
施設整備概要	平田配水池から有仲地区へ配水するための加圧ポンプ施設の整備	- 平田配水池から有仲配水池へ送水するための送水ポンプ施設 - 送水管の整備	- ポンプ槽の増設 - 送水管の整備 - 送水ポンプの更新
施工性	名瀬地区区内に加圧ポンプ施設を整備する必要があるため、用地の確保が困難である。	- 有仲地区内に送水管 φ250 を約 1.2km 布設する必要がある。 - 送水管は河川横断が 2 ヶ所必要となる。	- 新たな用地の確保は不要である。 - ポンプ槽の新設と送水ポンプの更新、送水管 φ250×L=350m の整備が必要であるが、新たな用地確保や河川横断は不要である。
維持管理性	加圧ポンプ施設が増えるが、有仲配水池と関連施設（水源、浄水場）が廃止できる。	現在の施設に加えて送水ポンプ施設の管理が増える。	管理すべき施設は増えないが、廃止することもできない。
危機管理性	有仲地区の配水拠点は平田配水池系統のみとなるため、トンネル内の管路が破損した場合、有仲地区は全的に断水となる。	現施設と平田配水池系統の 2 系統になるため、リスクへの対応性は高い。	水源系統を現施設と平田配水池系統の 2 系統にできるため、リスクへの対応性は高い。
事業費	約 279,000 千円	約 403,450 千円	約 80,650 千円
LCC (50 年間) (現在価値化)	約 236,199 千円 ※水源と浄水場を廃止→更新・維持管理費減	約 1,710,958 千円 ※有仲地区の現有施設の更新を考慮	約 1,366,697 千円 ※有仲地区の現有施設の更新を考慮
AHP 理論による総合評価	0.335	0.296	0.369
総評	○	△	◎

ケース 1 は必要な施設整備が加圧ポンプ施設のみであること、既存施設（水源、浄水場）を廃止できること等により、コスト面ではケース 2 やケース 3 より LCC は安価となる施設整備である。ただし、加圧ポンプ施設用地の確保が困難であるほか、危機管理性がケース 2 と比べて劣る。

ケース 3 は LCC がケース 1 より高いものの、初期投資は最も安価であり、危機管理性も高い。

LCC だけで考えればケース 1 が最適と考えられるが、数値では表せない危機管理性などを含めて総合的に評価した場合、ケース 3 が優れた施設整備方針である。

※LCC では施設廃止により不要となった維持管理コスト等を考慮する

※LCC の基準年（0 年目）は令和元年度とする

(参考) AHP 理論による有仲地区拡張の整備方針評価

表 4-Ⅱ-3-12 有仲地区拡張に係る総合評価

	施工性 (0.062)	維持管理性 (0.123)	危機管理性 (0.540)	LCC (0.275)	総合評価
ケース1	(0.106) 0.007	(0.636) 0.078	(0.090) 0.049	(0.731) 0.201	0.335
ケース2	(0.258) 0.016	(0.106) 0.013	(0.454) 0.245	(0.081) 0.022	0.296
ケース3	(0.636) 0.039	(0.258) 0.032	(0.455) 0.246	(0.188) 0.052	0.369

(一対比較の設定根拠)

評価項目では、事業費を含む LCC（ライフサイクルコスト）に重きを置いた。ただし、リスク対応も重要な視点であるため、危機管理性も LCC と同じ重要性とした。また、施工性は施工時の一時的な観点であるが、維持管理性は今後続く業務であるため、施工性よりも維持管理性に重きを置いた。

表 4-Ⅱ-3-13 評価項目の一対比較（有仲地区拡張）

	施工性	維持管理性	危機管理性	LCC	幾何平均	重要度
施工性	1	1/3	1/5	1/5	0.34	0.062
維持管理性	3	1	1/5	1/3	0.67	0.123
危機管理性	5	5	1	3	2.94	0.540
LCC	5	3	1/3	1	1.50	0.275
計					5.45	1.000

ケース 1、2 とともにポンプ場の建設用地が必要であること、ケース 1 では用地取得が困難であること等から、ケース 3 が優れる結果とした。

表 4-Ⅱ-3-14 施工性の一対比較（有仲地区拡張）

施工性	ケース1	ケース2	ケース3	幾何平均	重要度
ケース1	1	1/3	1/5	0.41	0.106
ケース2	3	1	1/3	1.00	0.258
ケース3	5	3	1	2.47	0.636
計				3.88	1.000

既存施設も引き続き運用するケース 2 及びケース 3 は既存施設を廃止するケース 1 よりも管理する施設が多いため、ケース 1 の方が非常に優れる結果とした。ただし、ケース 2 は新たにポンプ場が増えるため、ケース 3 より劣る結果とした。

表 4-Ⅱ-3-15 維持管理性の対比較（有仲地区拡張）

維持管理性	ケース1	ケース2	ケース3	幾何平均	重要度
ケース1	1	5	3	2.47	0.636
ケース2	1/5	1	1/3	0.41	0.106
ケース3	1/3	3	1	1.00	0.258
計				3.88	1.000

危機管理性は、ケース 1 はバックアップがなく非常時の断水リスクが高い一方、ケース 2 は有仲配水池への流入を 2 系統化にするため、ケース 2 及びケース 3 が非常に優れる結果とした。

表 4-Ⅱ-3-16 危機管理性の対比較（有仲地区拡張）

危機管理性	ケース1	ケース2	ケース3	幾何平均	重要度
ケース1	1	1/5	1/5	0.34	0.090
ケース2	5	1	1	1.71	0.455
ケース3	5	1	1	1.71	0.455
計				3.76	1.000

LCC は費用比較からケース 1 の方が非常に優れる結果とした。

表 4-Ⅱ-3-17 LCC の対比較（有仲地区拡張）

LCC	ケース1	ケース2	ケース3	幾何平均	重要度
ケース1	1	7	5	3.27	0.731
ケース2	1/7	1	1/3	0.36	0.081
ケース3	1/5	3	1	0.84	0.188
計				4.47	1.000

② 小宿地区への区域拡張

a. 計画水量の設定

小宿地区を上水道の区域に取り込むことが可能となる時期は令和 14 年度以降となる。そこで、小宿地区の区域拡張を検討する前に、条件となる計画水量を設定する。

水需要予測の結果から令和 14 年度以降の予測値により計画一日最大給水量を設定した場合、以下のとおりとなる。

表 4-Ⅱ-3-18 検討に用いる計画水量

事業名	計画一日最大給水量(m ³ /日)	
	R14 以降	(参考)R2 以降
奄美市上水道	11,249	12,678
小宿地区簡易水道	1,172	1,321

b. 区域拡張の検討ケース

区域を拡張する方法として、最もシンプルで今後の維持管理も容易なケースは「平田配水池から拡張区域へ配水」するケースである。この方法の場合、小宿地区の既存施設を廃止することが可能となるため、維持管理の負担を軽減することができ、更新コストも抑制できる。

しかし、別の視点で見れば、有仲地区の検証と同様に、危機管理面でのリスクは増える、という見方もできる。名瀬地区から小宿地区へはトンネルを通って行くため、小宿地区への連絡管が地震等により破損した場合、応急給水が困難となる。

以上のことから、小宿地区拡張は下記の 3 ケースを検討し、総合的な評価から最適な施設整備方針を決定する。

検討ケース 1	平田配水池から小宿地区へ直接配水する場合 (既設浄水場、配水池などは廃止)
検討ケース 2	平田配水池と小宿・三儀山配水池の 2 系統化にする場合（平田配水池から小宿配水池、三儀山配水池へ送水）
検討ケース 3	三儀山配水池から小宿地区へ配水する場合

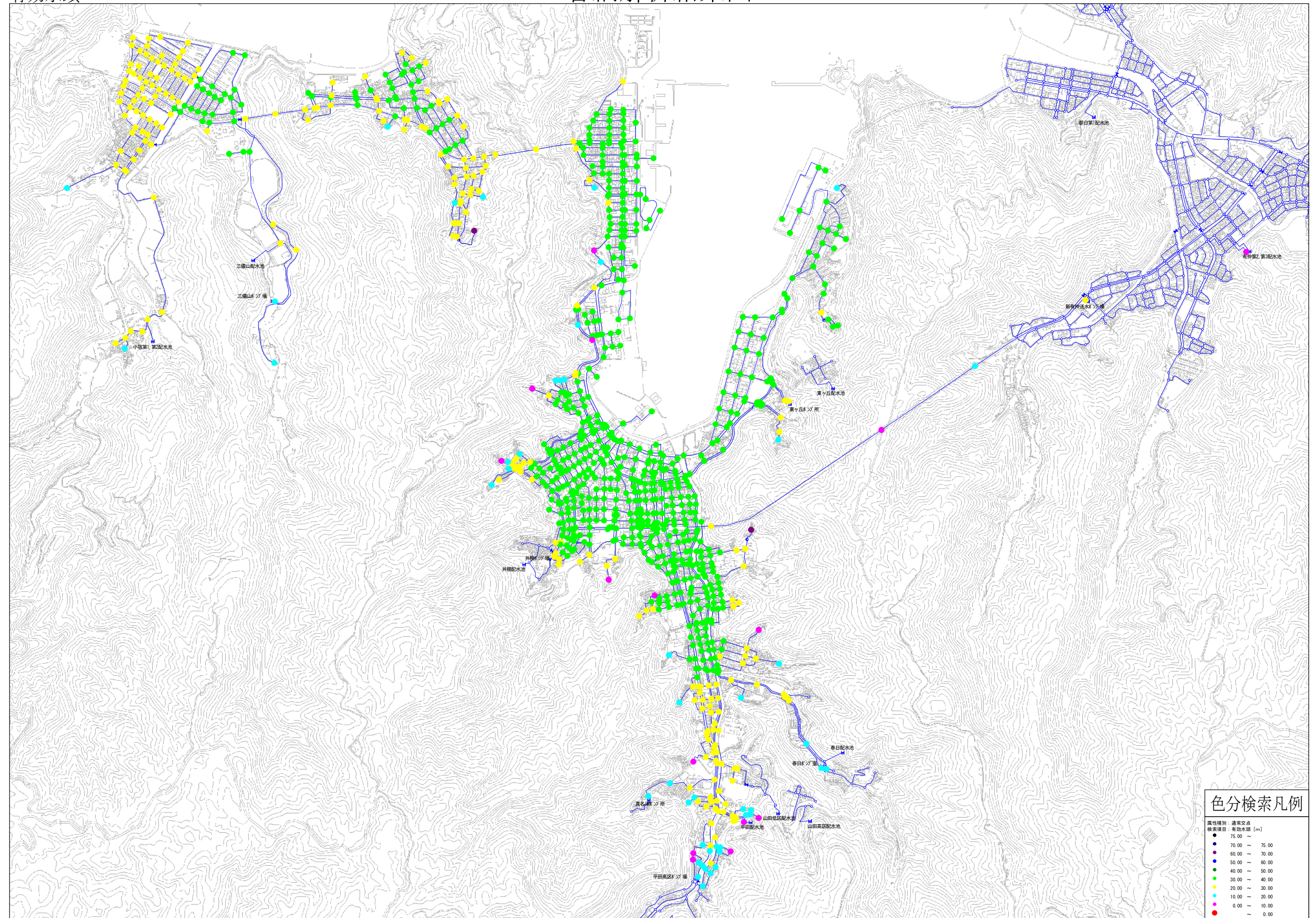
c. 現況管網による拡張前の管網解析結果

上水道区域の拡張によって平田配水池が受け持つ水量が増加する。特に名瀬地区では管内の水量が増加するため損失水頭が大きくなることから、区域拡張による水圧への影響が懸念される。区域拡張による周辺への影響を確認するため、比較対象として表 4-Ⅱ-3-18 に示す水量を基に、現状の配水形態による管網解析を行う。

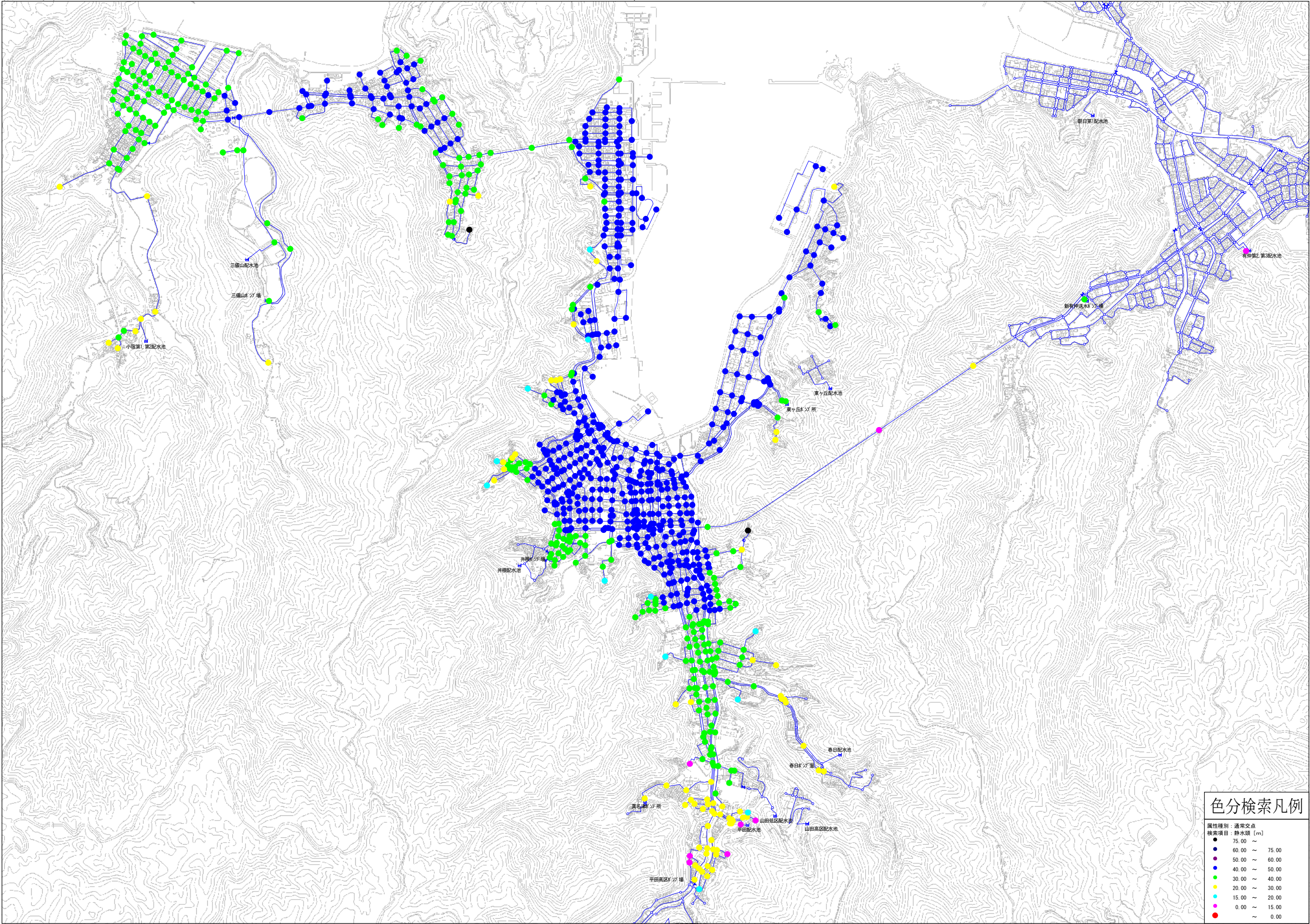
現状の配水形態による管網解析の結果を示す。

有効水頭

管網解析結果図



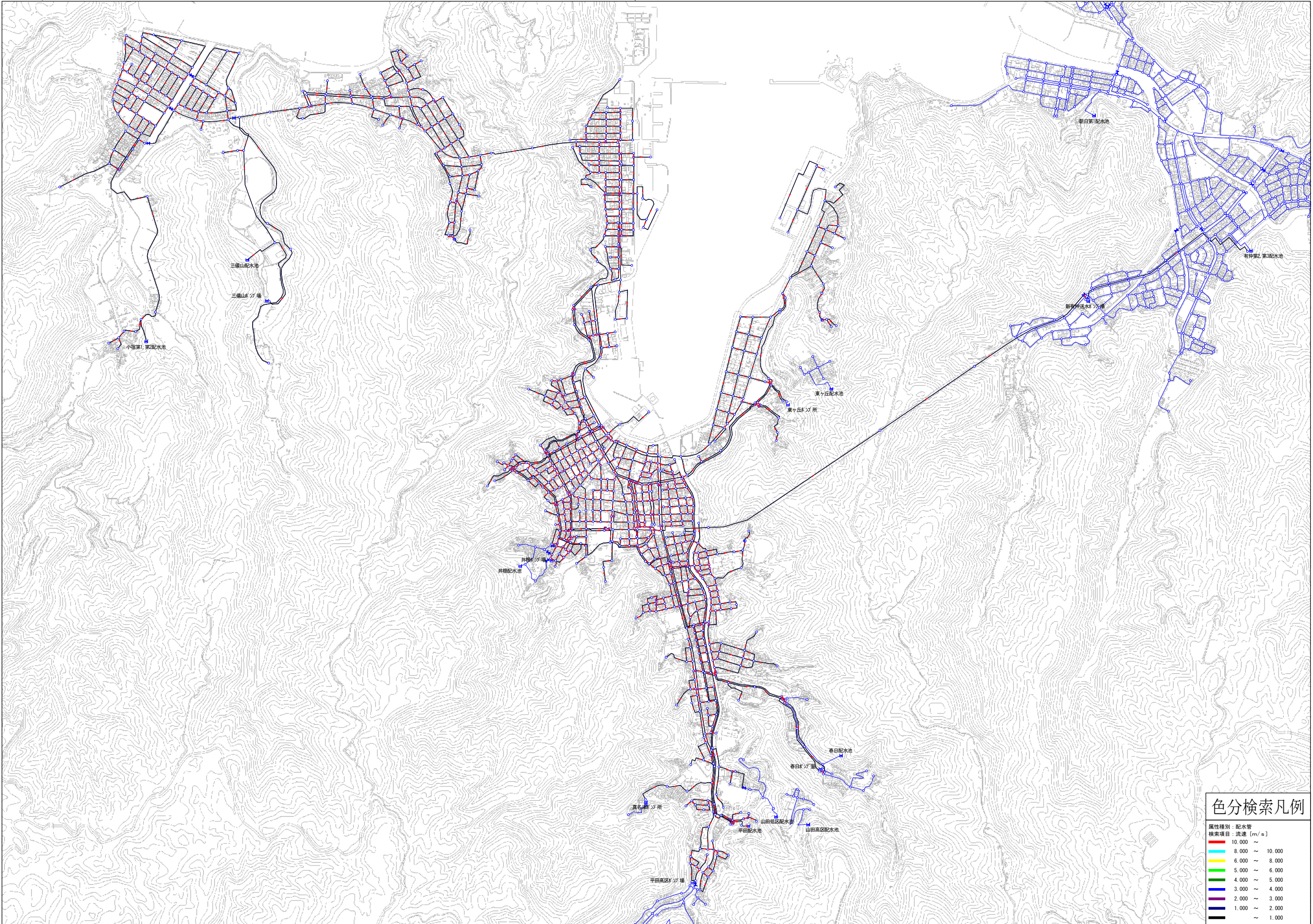
R14有仲・小宿拡張前_現況_時間最大時



R14有仲・小宿拡張前_現況_時間最大時

流速、流向

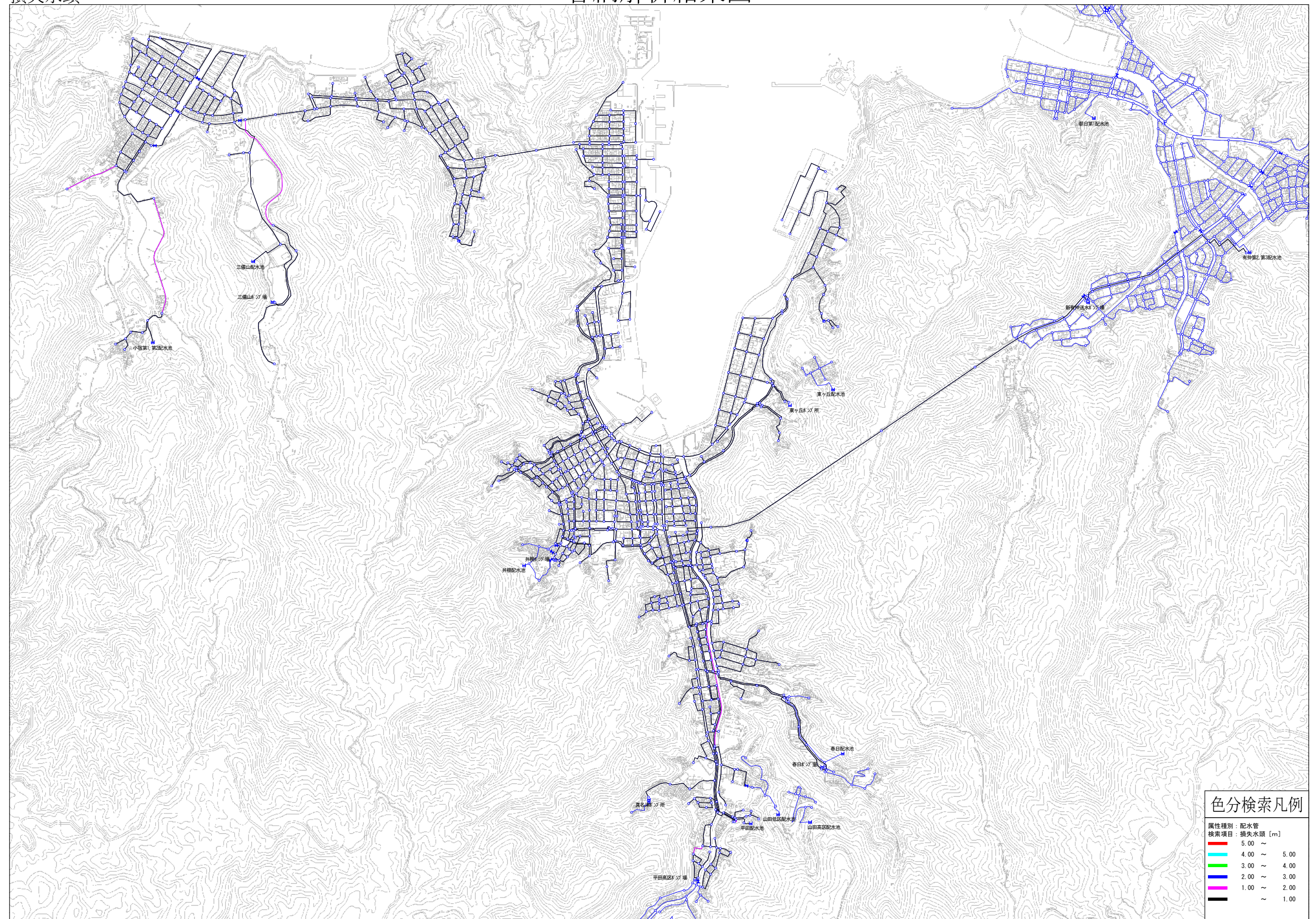
管網解析結果図



R14有仲・小宿拡張前_現況_時間最大時

損失水頭

管網解析結果図



R14有仲・小宿拡張前_現況_時間最大時

d. ケース 1 の検討

(イ) 現況管網による拡張後の管網解析結果

現況管網により小宿地区を上水道区域に取り込んだ場合の管網解析結果を示す。また、解析結果の概要を表 4-Ⅱ-3-19 に示す。

管網解析の結果、有効水頭が減少するエリアは約 77%に及ぶ結果となった。有効水頭の低下は平均して約 7.74m、最大で約 54.09m と非常に大きな低下である。

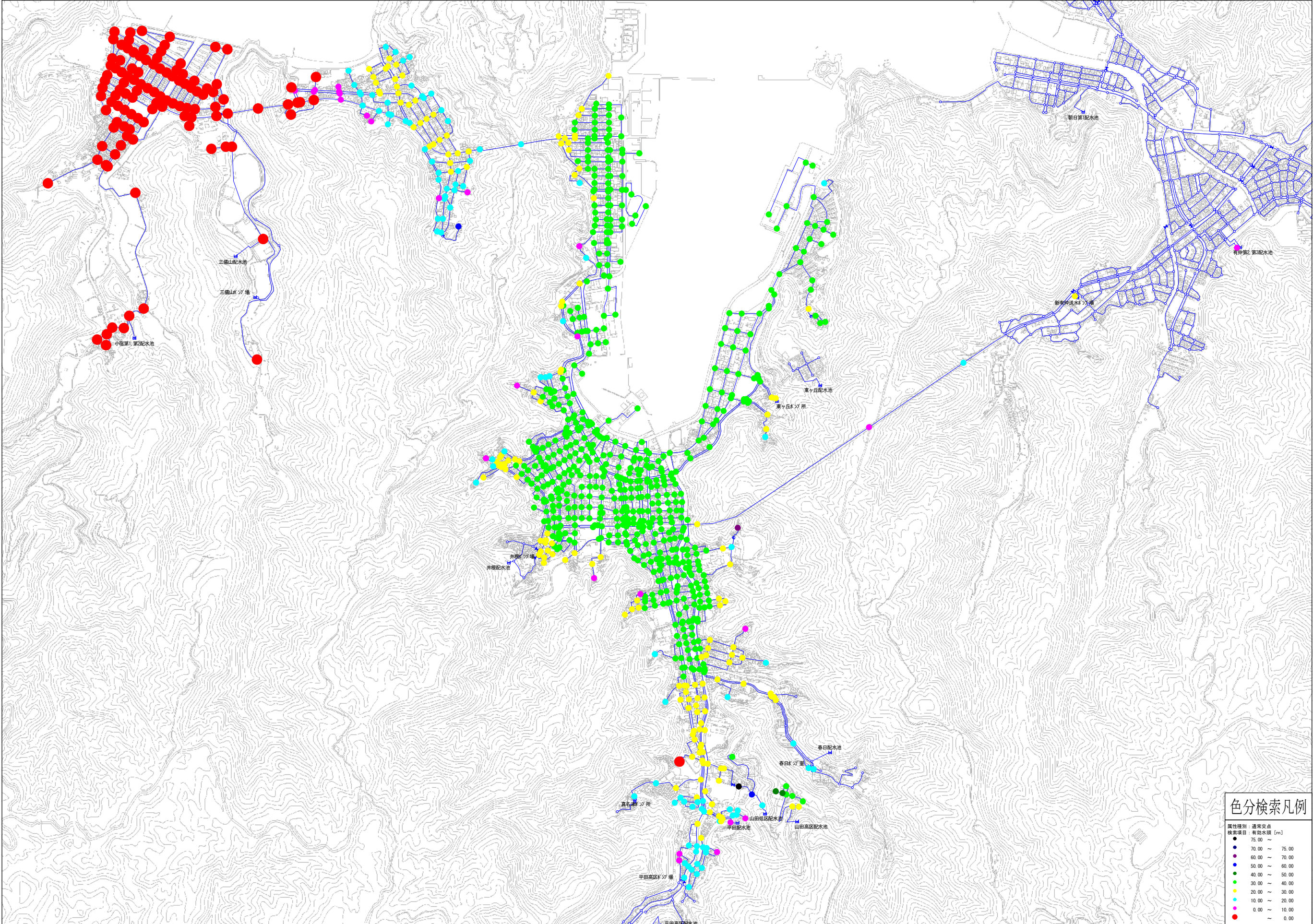
ほとんどの管路は流速が 1.0m/s 以下であるが、損失水頭が増加する管路は全体の約 58%もあり、損失水頭の増加は最大で 7.05m と大きい。これらは特に拡張する小宿地区で顕著であるため、既設配水管の増径により対応可能か検証する必要がある。

表 4-Ⅱ-3-19 現況管網による拡張後の管網解析結果概要

	有効水頭 (m)			損失水頭 (m)		
	拡張前	拡張後	変化量	拡張前	拡張後	変化量
最 大	75.21	75.21	0.00	3.84	7.66	7.05
最 小	▲3.89	▲37.02	▲54.09	0.00	0.00	▲0.05
平 均	31.05	24.05	▲7.74	0.06	0.14	0.09

有効水頭

管網解析結果図



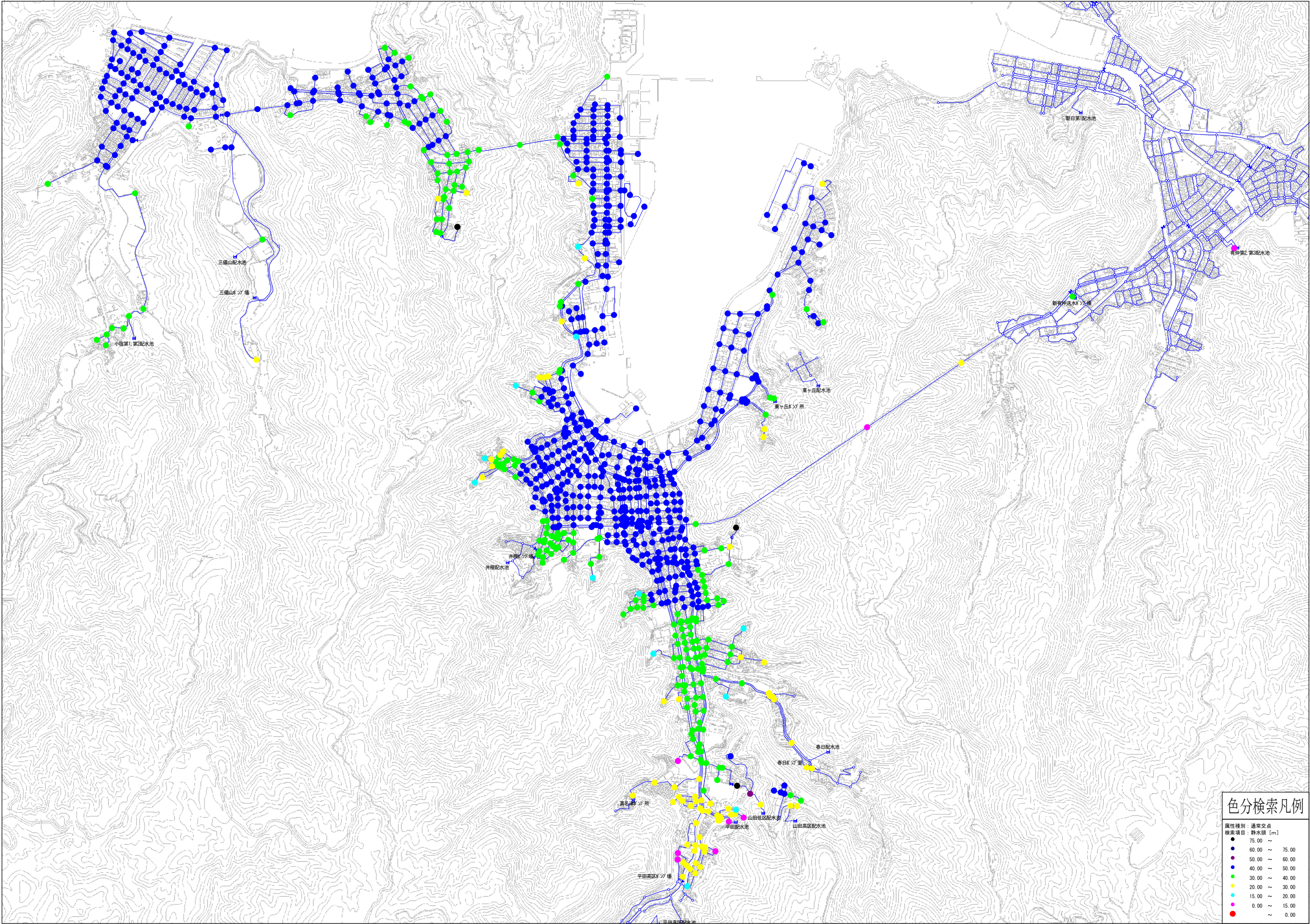
色分検索凡例

属性種別	通常交点
検索項目	有効水頭 [m]
●	75.00 ~
●	70.00 ~ 75.00
●	60.00 ~ 70.00
●	50.00 ~ 60.00
●	40.00 ~ 50.00
●	30.00 ~ 40.00
●	20.00 ~ 30.00
●	10.00 ~ 20.00
●	0.00 ~ 10.00
●	~ 0.00

R14有仲・小宿拡張後_現況_時間最大時

静水頭

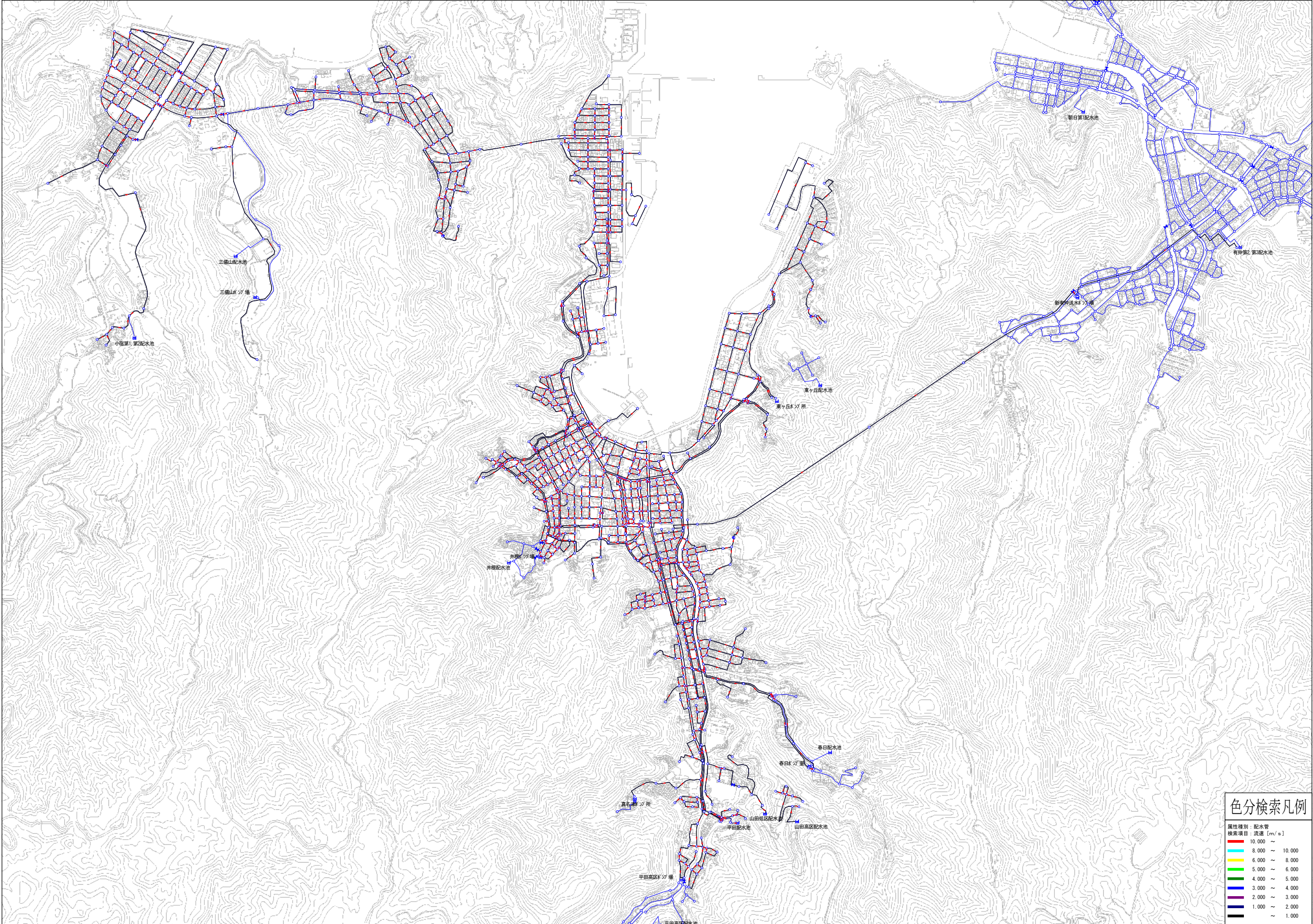
管網解析結果図



R14有仲・小宿拡張後_現況_時間最大時

流速、流向

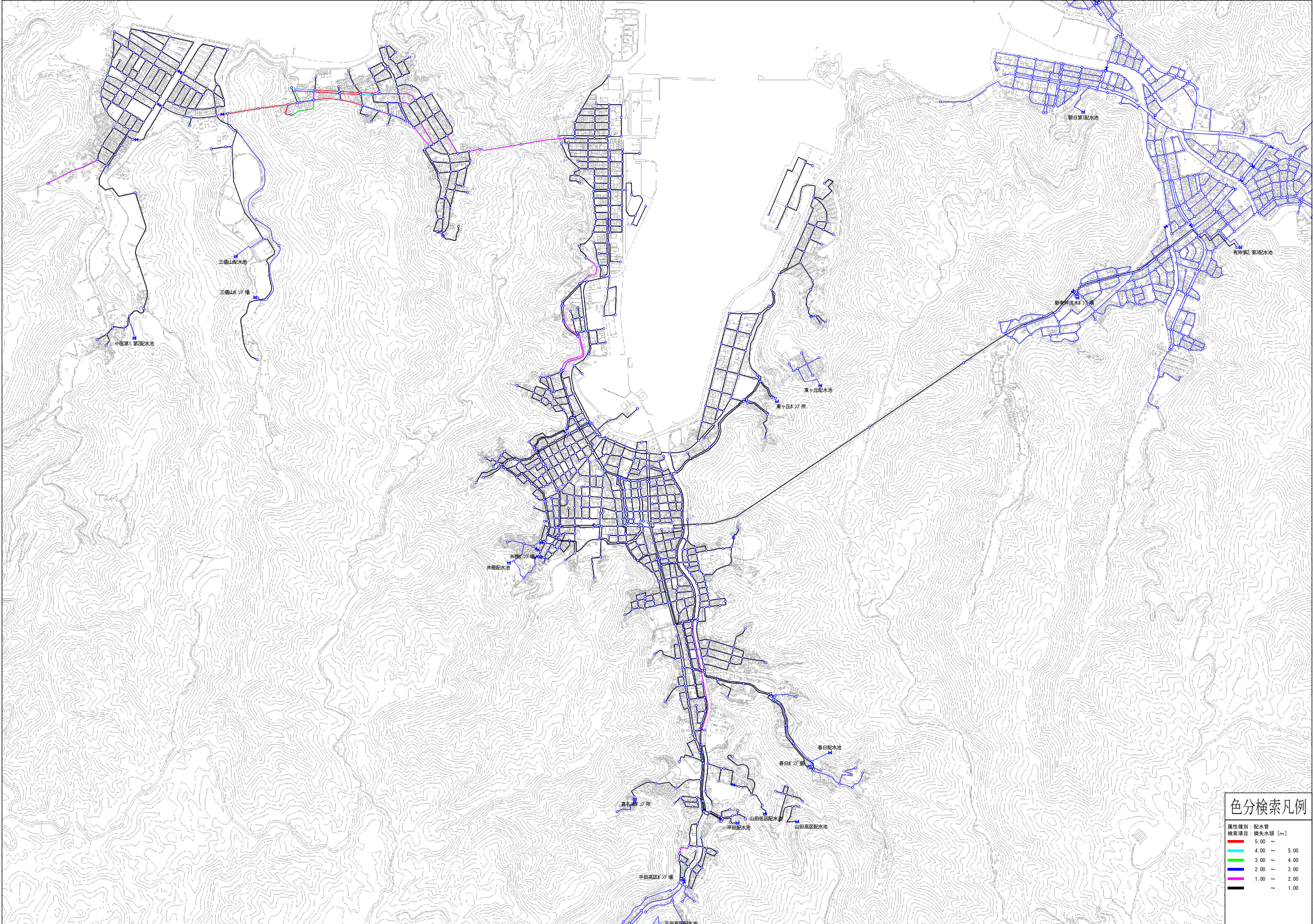
管網解析結果図



R14有仲・小宿拡張後_現況_時間最大時

損失水頭

管網解析結果図



R14有仲・小宿拡張後_現況_時間最大時

(ロ) 計画管網による拡張後の管網解析結果

上述したとおり、区域拡張に伴い小宿地区の管路で損失水頭の増加がみられ、それが水圧に大きく影響する結果となった。

そのため、該当する管路を増径することでこの問題が解消されるか管網解析により検証する。増径する管路は管網解析により損失水頭が大きいルートを対象とし、図 4-Ⅱ-3-11 に示すルートをそれぞれφ200、φ150に増径する。

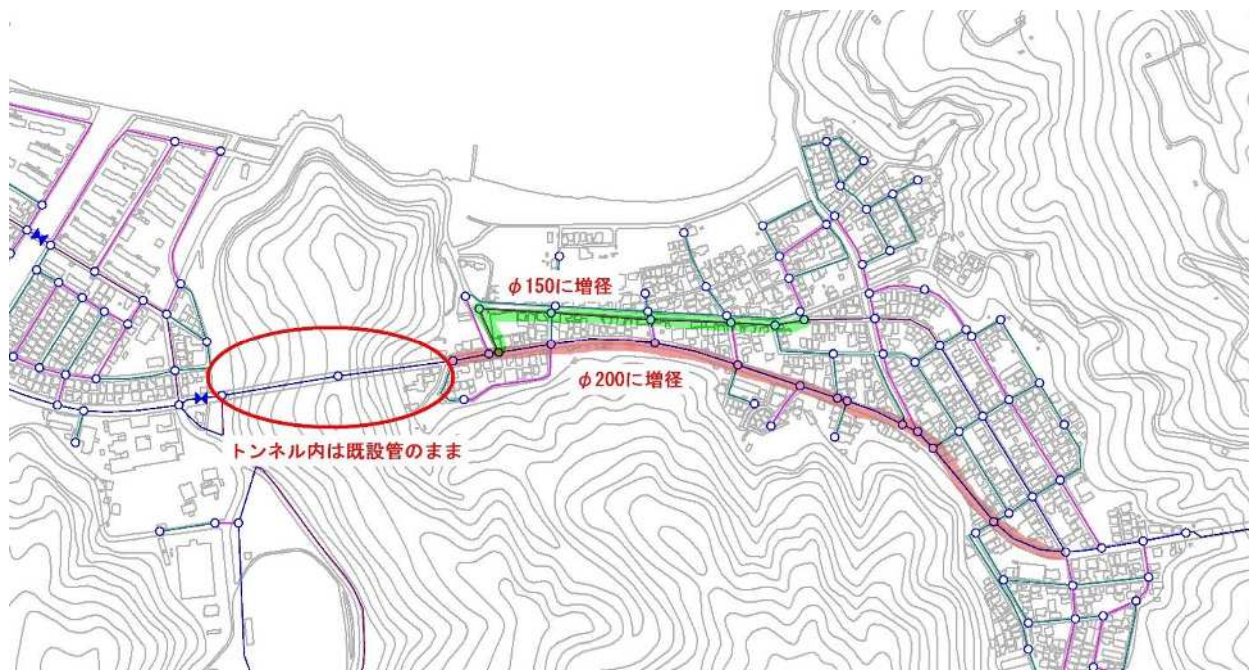


図 4-Ⅱ-3-11 管路の増径ルート

この計画管網により小宿地区を上水道区域に取り込んだ場合の管網解析結果を示す。また、解析結果の概要を表 4-Ⅱ-3-19 に示す。

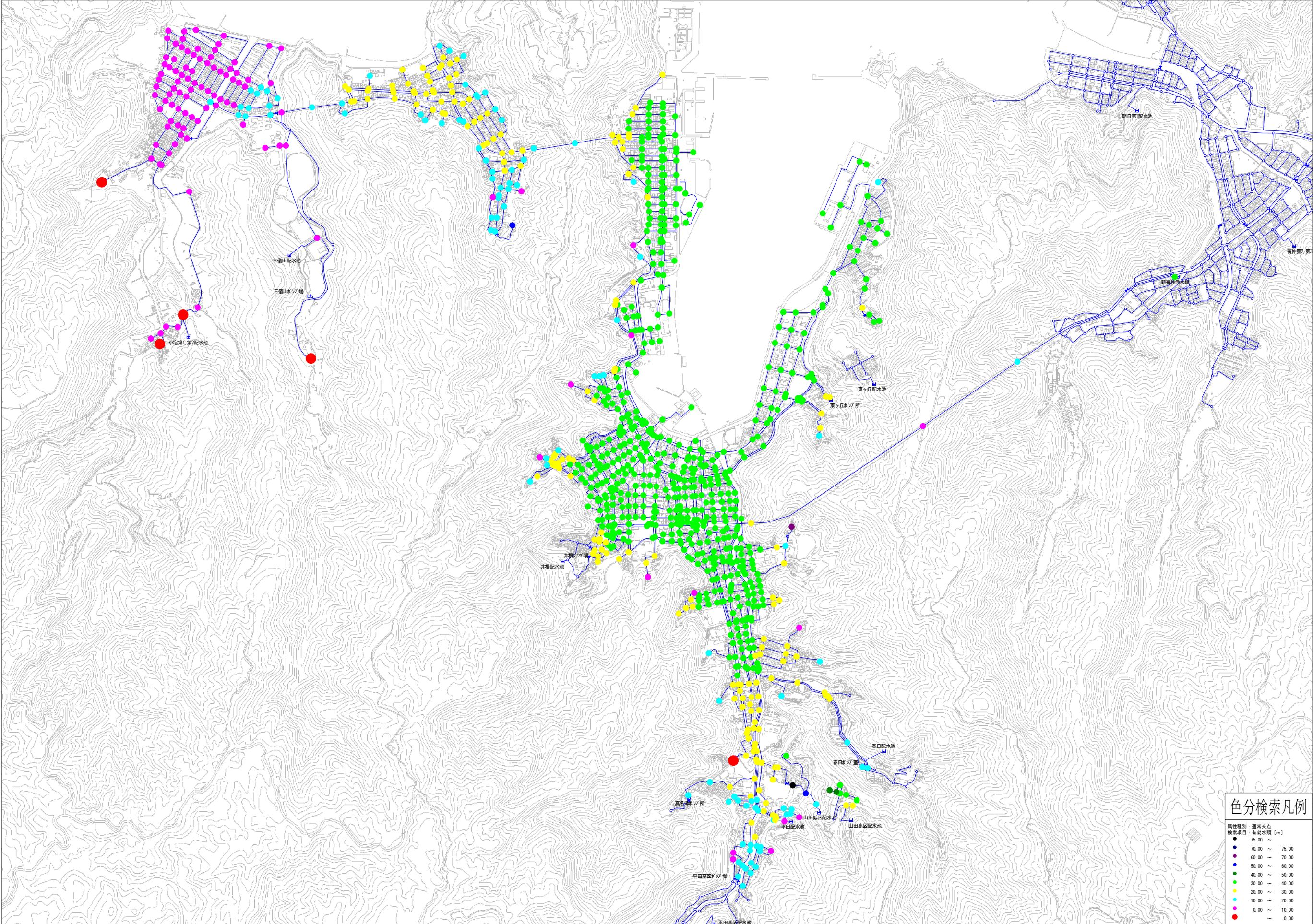
管網解析の結果、既設管のままとなるトンネル内での損失水頭が大きいいため、現在の三儀山配水池系統のほとんどが有効水頭 10m 以下となる。そのため、ポンプ施設を整備するなどの対応が必要である。

表 4-Ⅱ-3-20 計画管網による拡張後の管網解析結果概要

	有効水頭 (m)			損失水頭 (m)		
	拡張前	拡張後	変化量	拡張前	拡張後	変化量
最 大	75.21	75.21	0.00	3.84	5.09	4.82
最 小	▲3.89	▲5.01	▲22.08	0.00	0.00	▲0.12
平 均	31.05	27.94	▲3.85	0.06	0.07	0.03

有効水頭

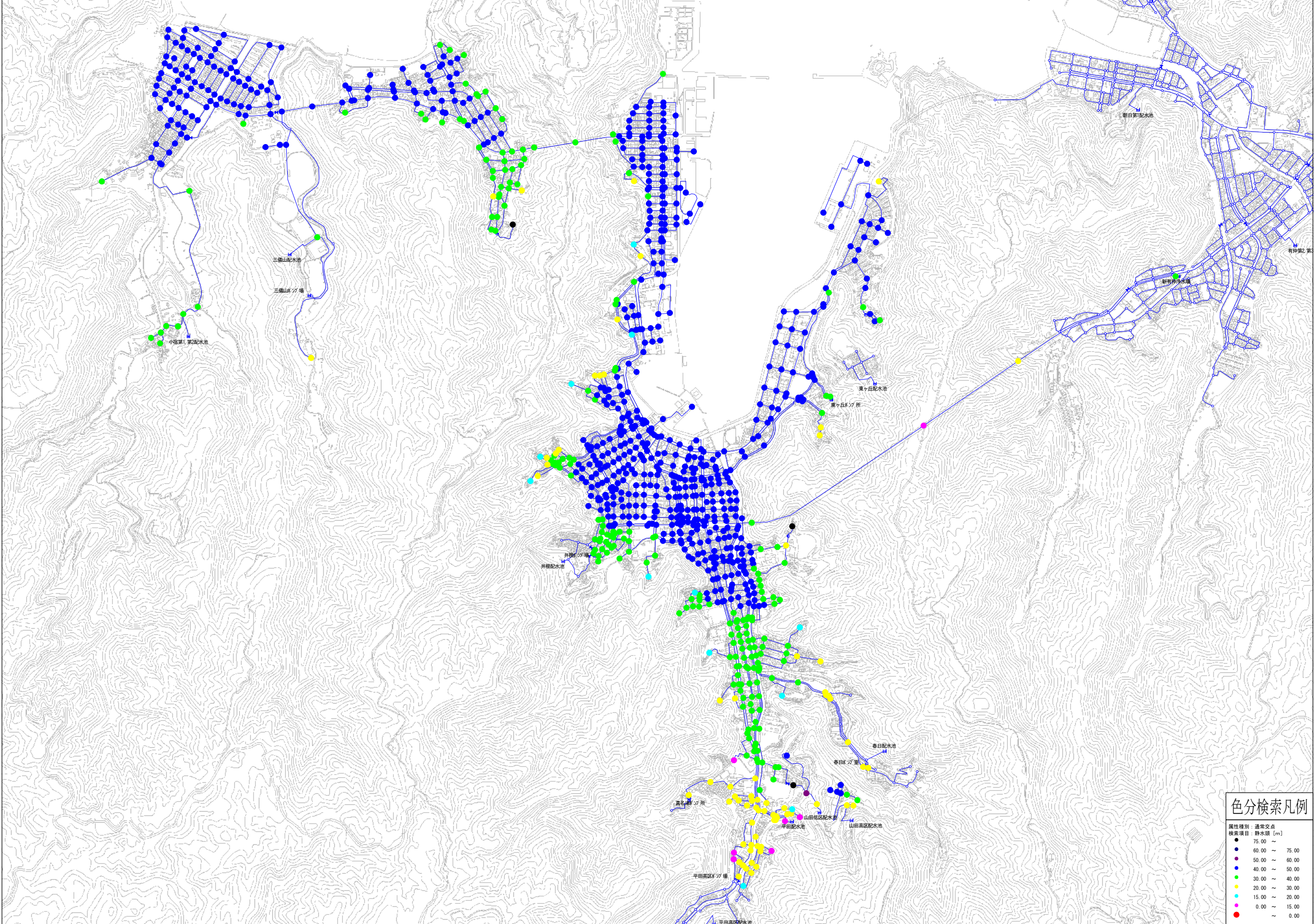
管網解析結果図



R14有仲・小宿拡張後_計画_時間最大時

静水頭

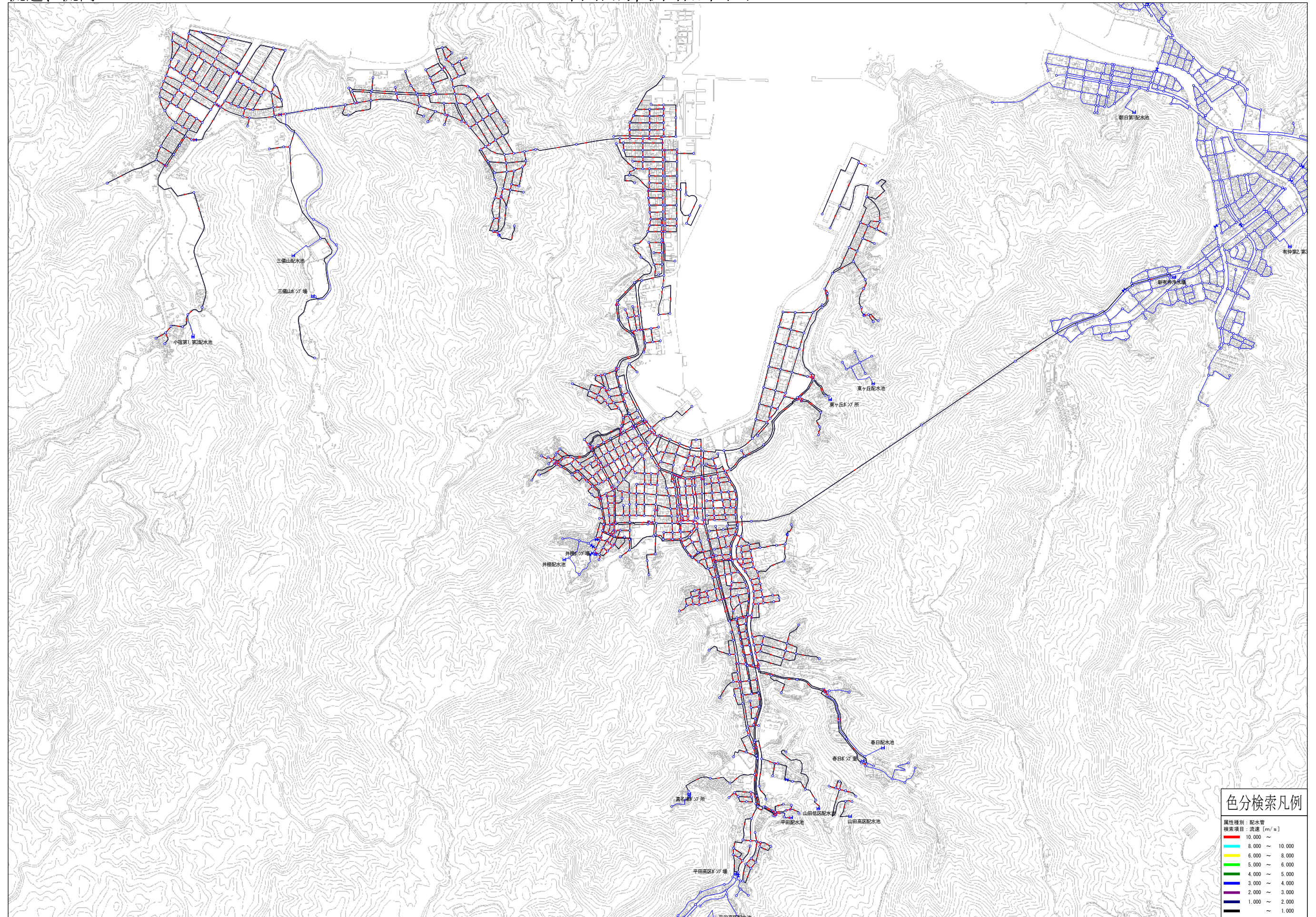
管網解析結果図



R14有仲・小宿拡張後_計画_時間最大時

管網解析結果図

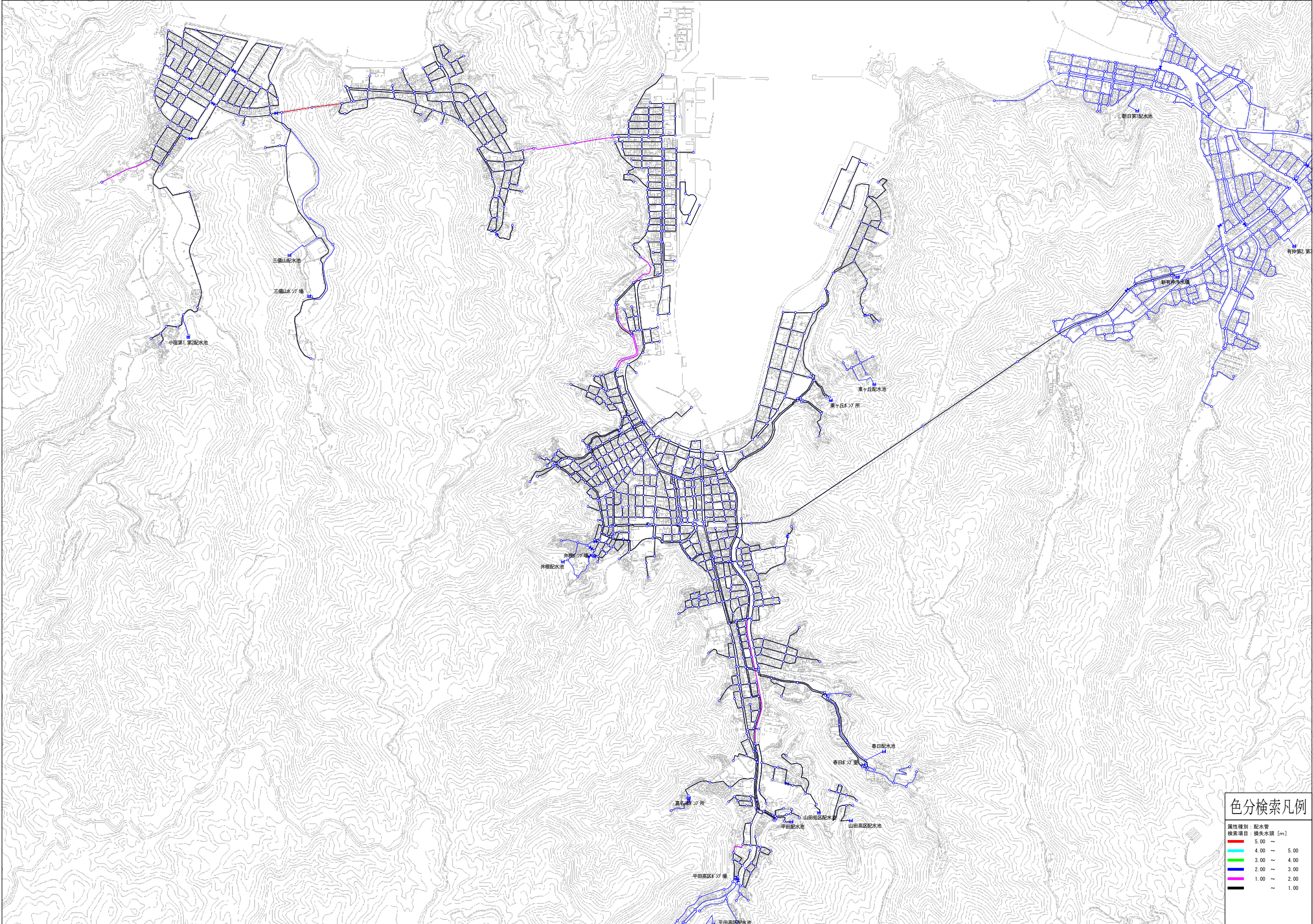
流速、流向



R14有仲・小宿拡張後_計画_時間最大時

損失水頭

管網解析結果図



R14有仲・小宿拡張後_計画_時間最大時

(ハ) 施設整備を伴う計画管網による拡張後の管網解析結果

上述したとおり、小宿地区の配水管の一部を増径することにより、小宿地区の有効水頭の減少度合いを大幅に低減することが可能であった。しかし、条件としている有効水頭 20m 以上の確保は達成されていないため、対策を講じる必要がある。

有効水頭の不足は小宿地区の広範囲で見られる。そのため、対策としては上述したとおり管路を増径したうえで、小宿地区に流入した時点で一旦、水を受け、ポンプにより加圧配水する方法（図 4-Ⅱ-3-12）が考えられる。

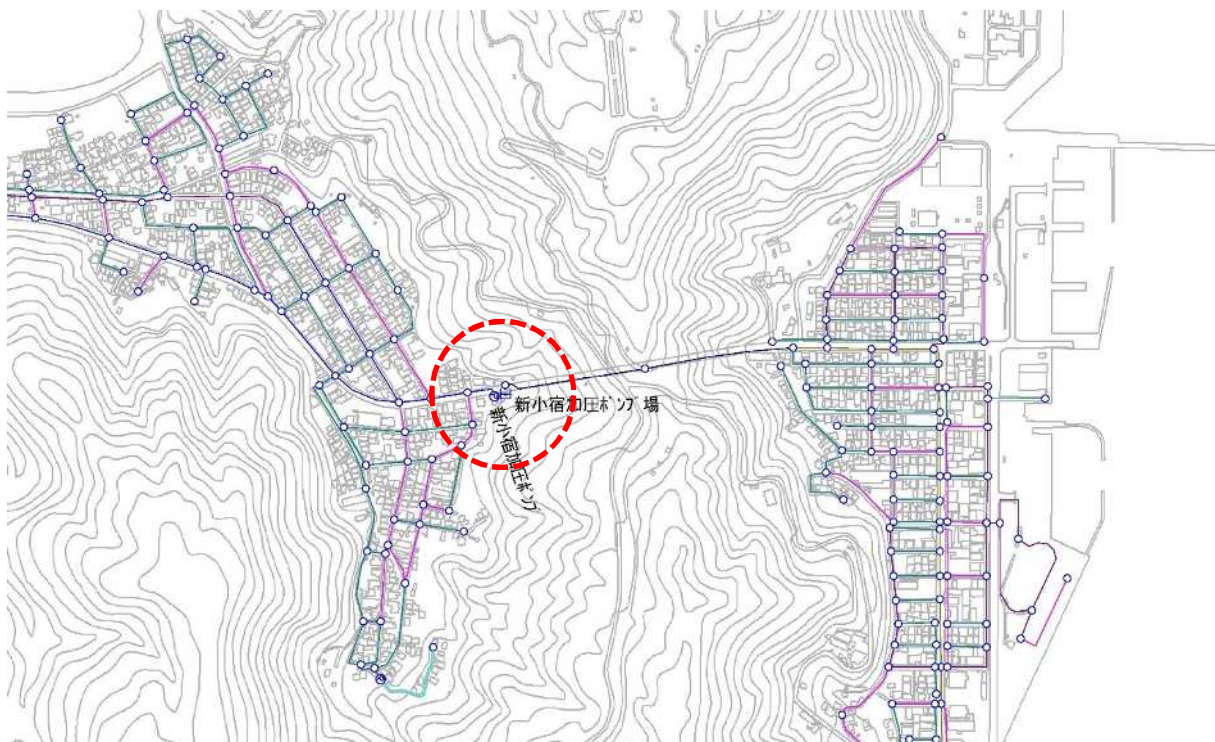
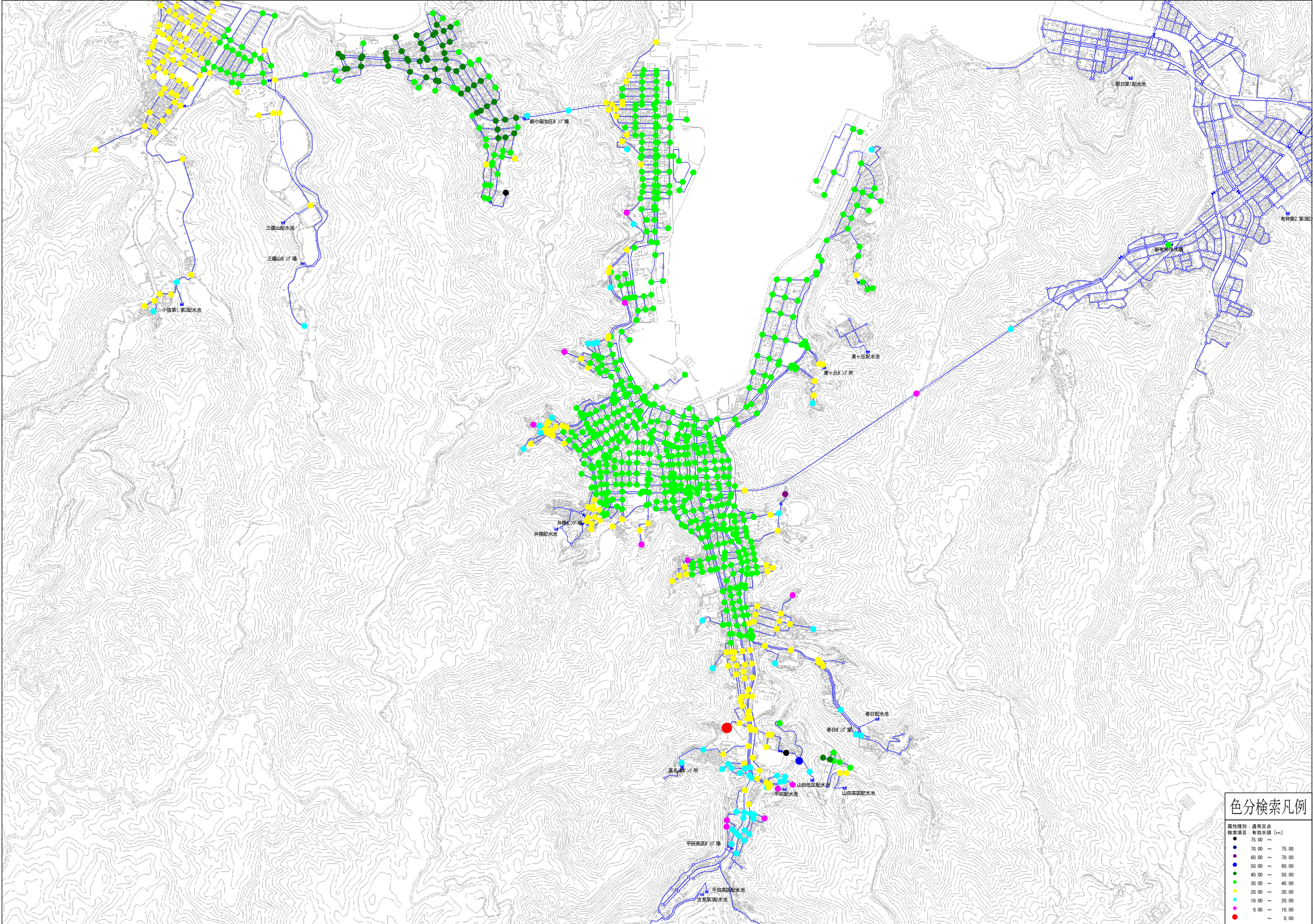


図 4-Ⅱ-3-12 小宿地区への加圧ポンプ施設整備（ケース 1）

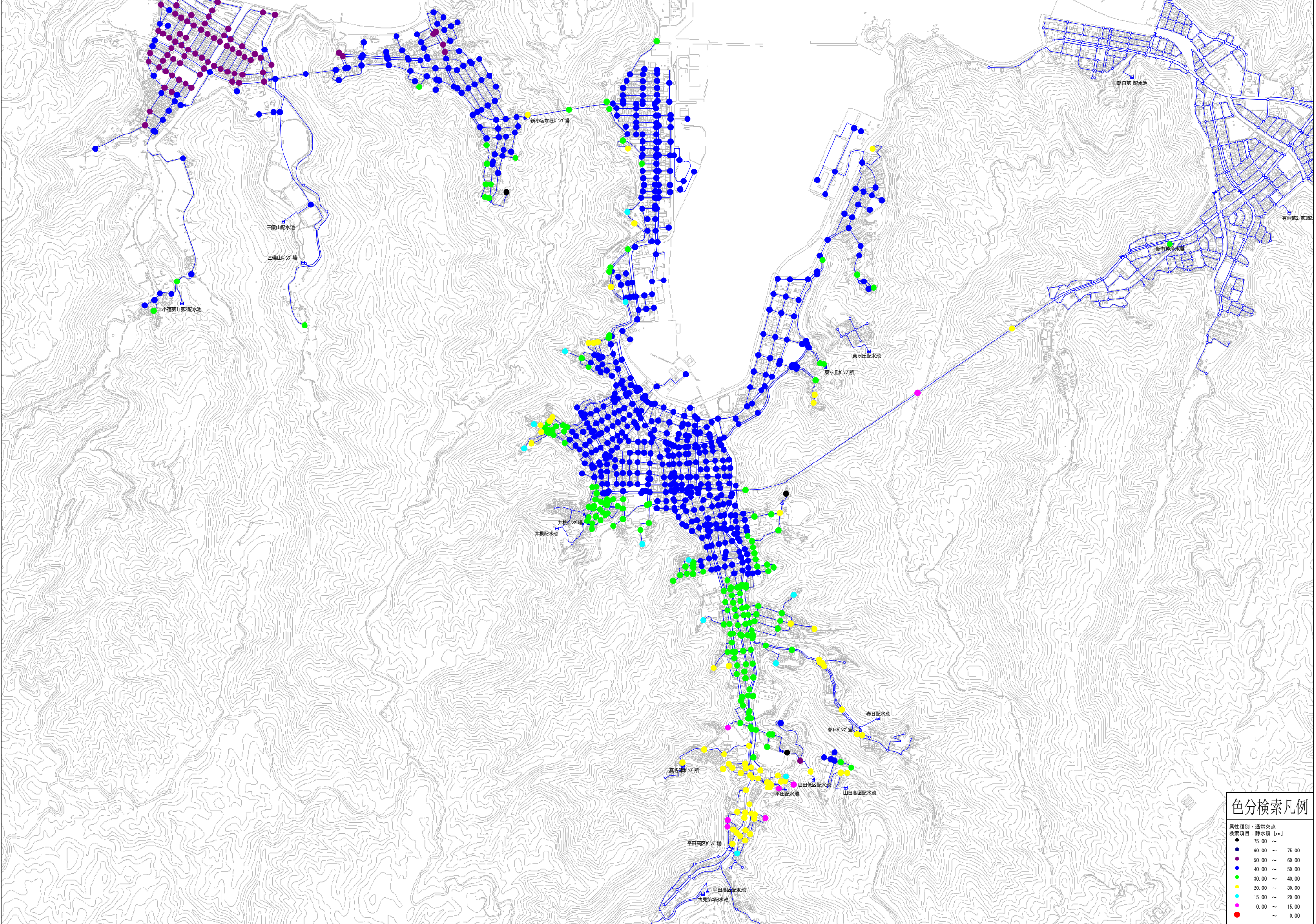
加圧ポンプ整備後の管網解析の結果、現況管網のまま平田配水池より配水した場合は有効水頭が 20m 以下となったエリアがあったが、加圧ポンプ施設の整備により現状と変わらぬ状況とすることが可能である。ただし、有効水頭を 20m 以上にするために新設する加圧ポンプの揚程は 36m としていることから、加圧ポンプ場の直下は現状よりも有効水頭が高くなる。

表 4-Ⅱ-3-21 計画管網・加圧施設（ケース 1）による拡張後の管網解析結果概要

	有効水頭 (m)			損失水頭 (m)		
	拡張前	拡張後	変化量	拡張前	拡張後	変化量
最 大	75.21	79.54	12.94	3.84	5.09	4.82
最 小	▲3.89	▲0.32	▲7.52	0.00	0.00	▲0.12
平 均	31.05	31.91	0.13	0.06	0.07	0.03



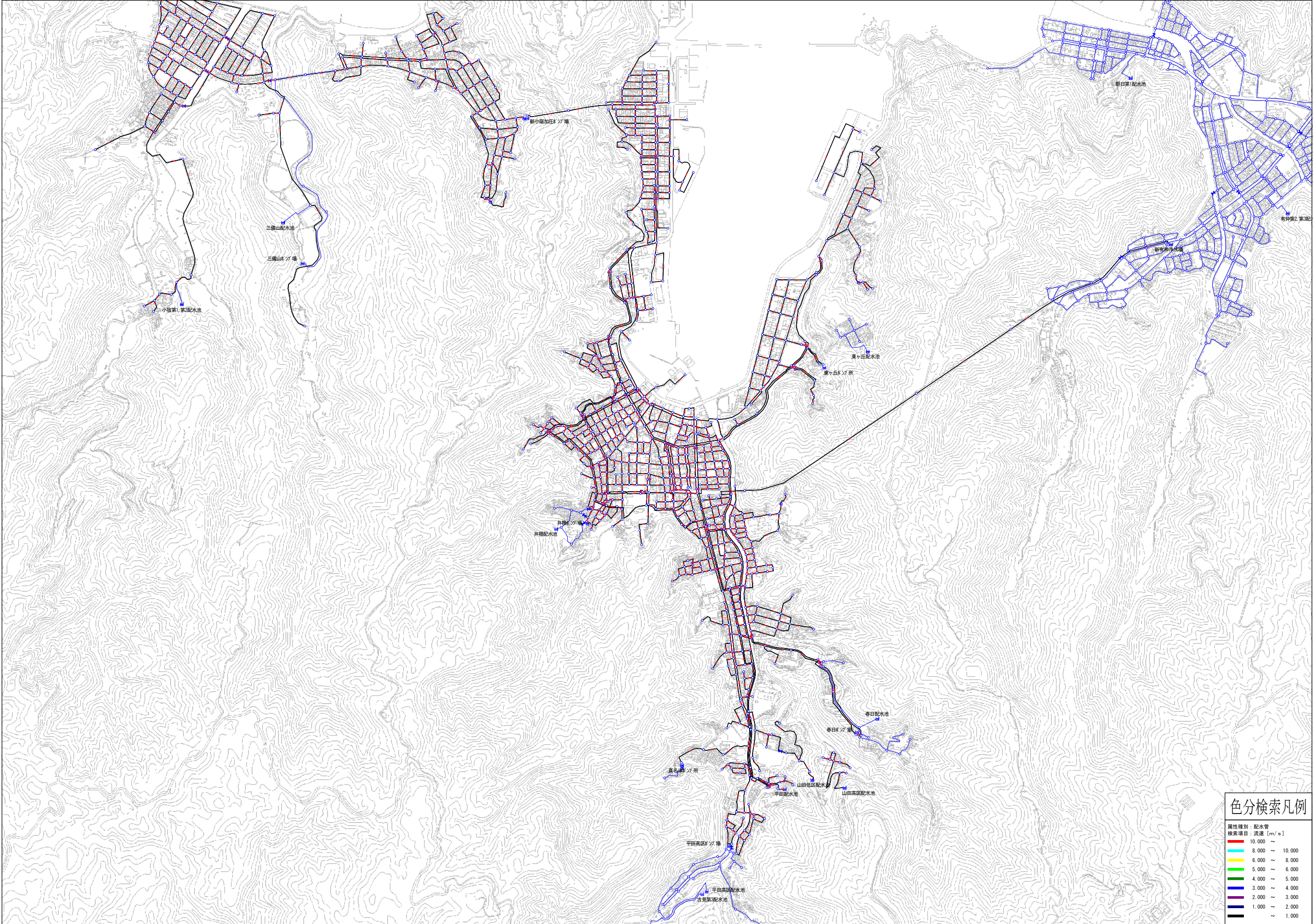
R14有仲・小宿拡張後(加圧)_計画_時間最大時



R14有仲・小宿拡張後(加圧)_計画_時間最大時

流速、流向

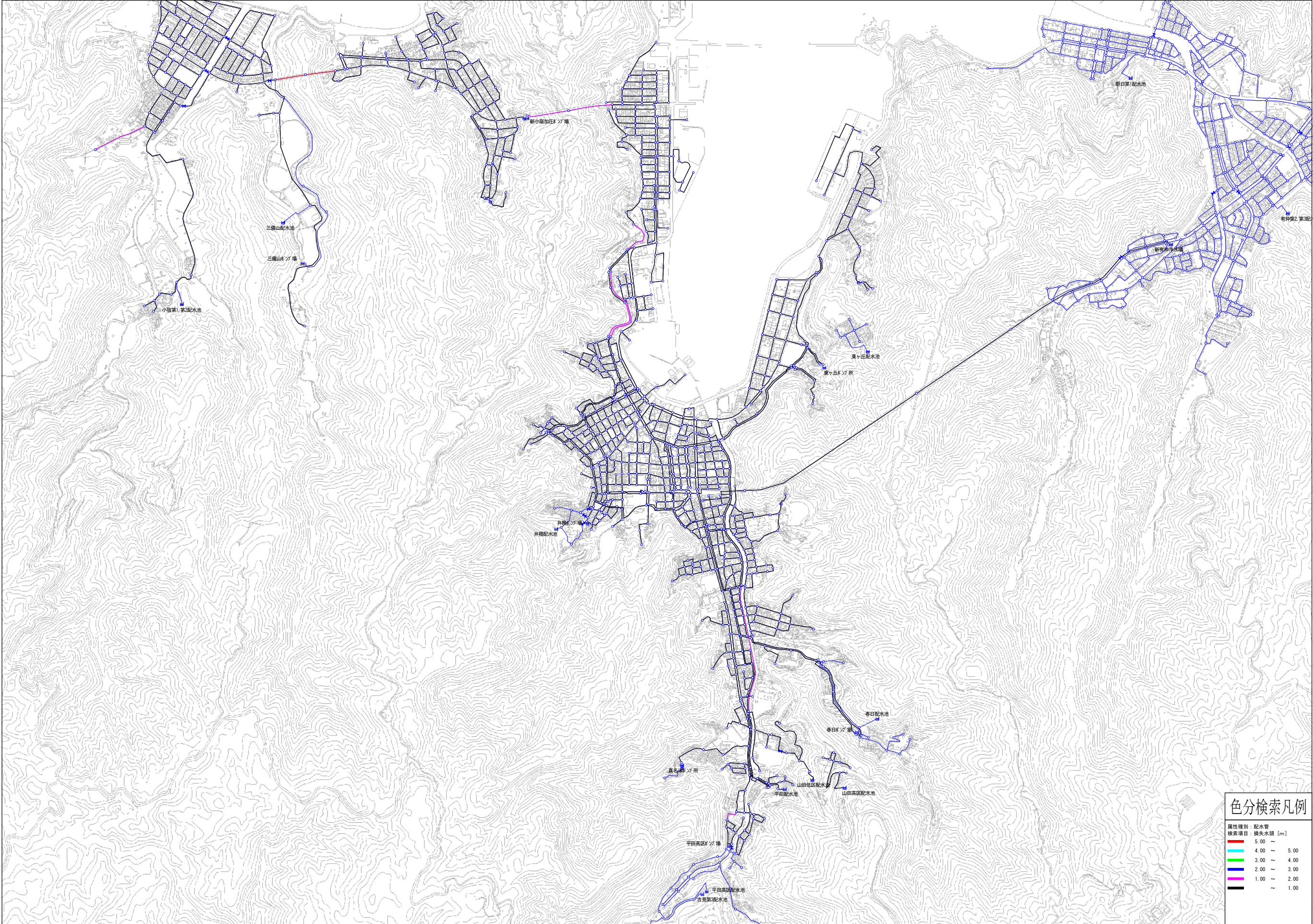
管網解析結果図



R14有仲・小宿拡張後(加圧)_計画_時間最大時

損失水頭

管網解析結果図



R14有仲・小宿拡張後(加圧)_計画_時間最大時

e. ケース 2 の検討

ケース 2 は小宿配水池、三儀山配水池からの配水と平田配水池からの配水の 2 系統化するケースである。現況管網のまま平田配水池から小宿配水池へ配水した場合、小宿配水池の配水区域では負圧が生じてしまうため、管路の増径と加圧施設の建設が必要となる。ケース 2 の場合は既存配水池を活用するため、有効水頭は現状と変わらない。また、現在の水圧を確保したまま水源を小宿系と平田系に切り替えることが可能となる。

本ケースでは、小宿地区への配水は従来通り小宿配水池と三儀山配水池からの配水となるため、有効水頭は現状と変わらない。ただし、平田配水池から小宿配水池への送水の可否が問題となる。そこで、管網解析によりその可否を検証する。

平田系統から三儀山配水池への送水は、高低差の関係上、三儀山ポンプ場を経由している。小宿配水池の HWL を考えた場合、送水施設が必要であることは管網解析するまでもなく明白である。そこで、図 4-II-3-13 に示すとおり、小宿配水池付近に新たに送水施設を建設する。また送水施設までの送水管 $\phi 200$ の起点は、トンネル通過後の三儀山配水池への送水ルートの方岐部付近とする。

なお、新たに送水管を布設せず、既設配水管を送水管として活用する方法が考えられる。ただし、流向は送水と小宿配水池からの配水とでは逆になるため、兼用することはできない。

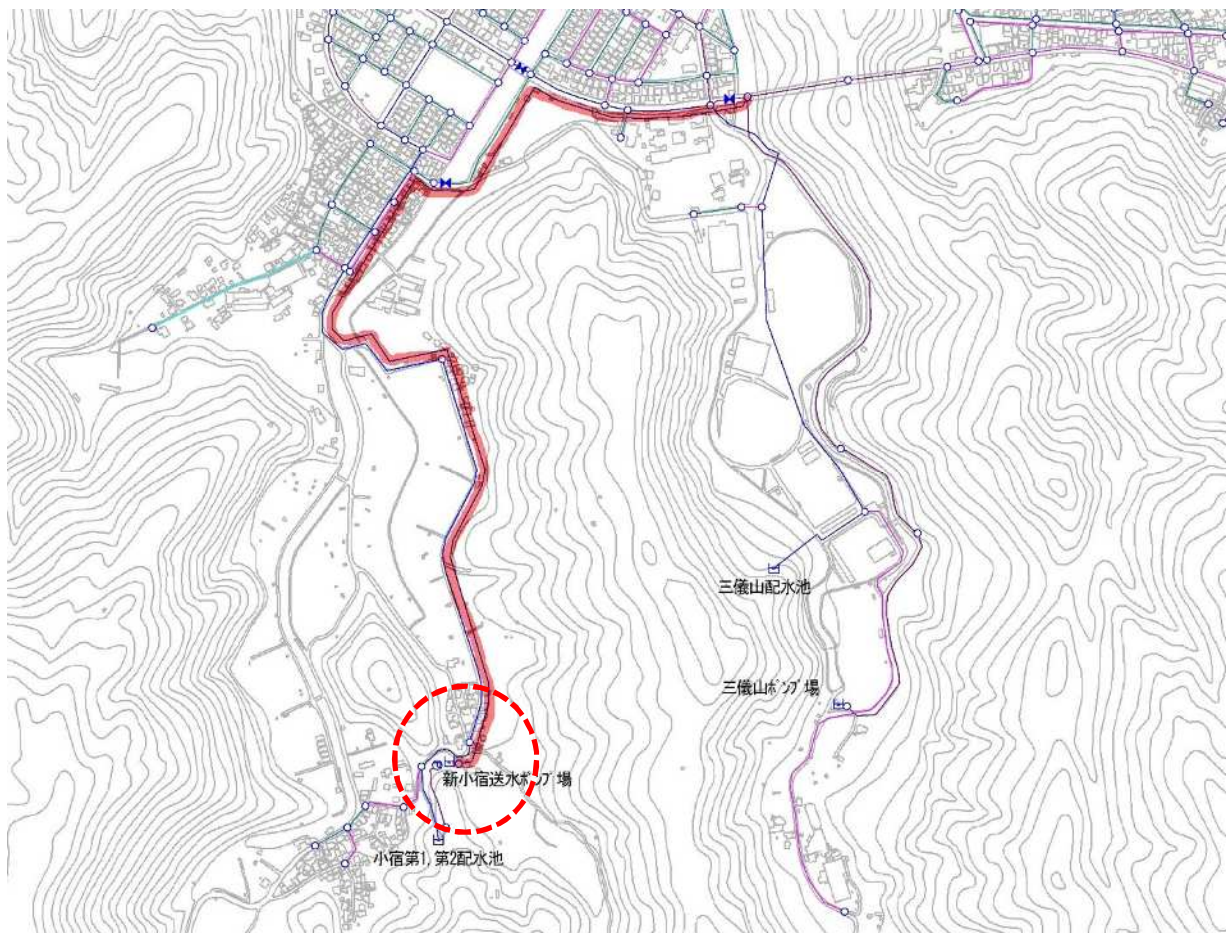


図 4-II-3-13 小宿配水池への送水ルート

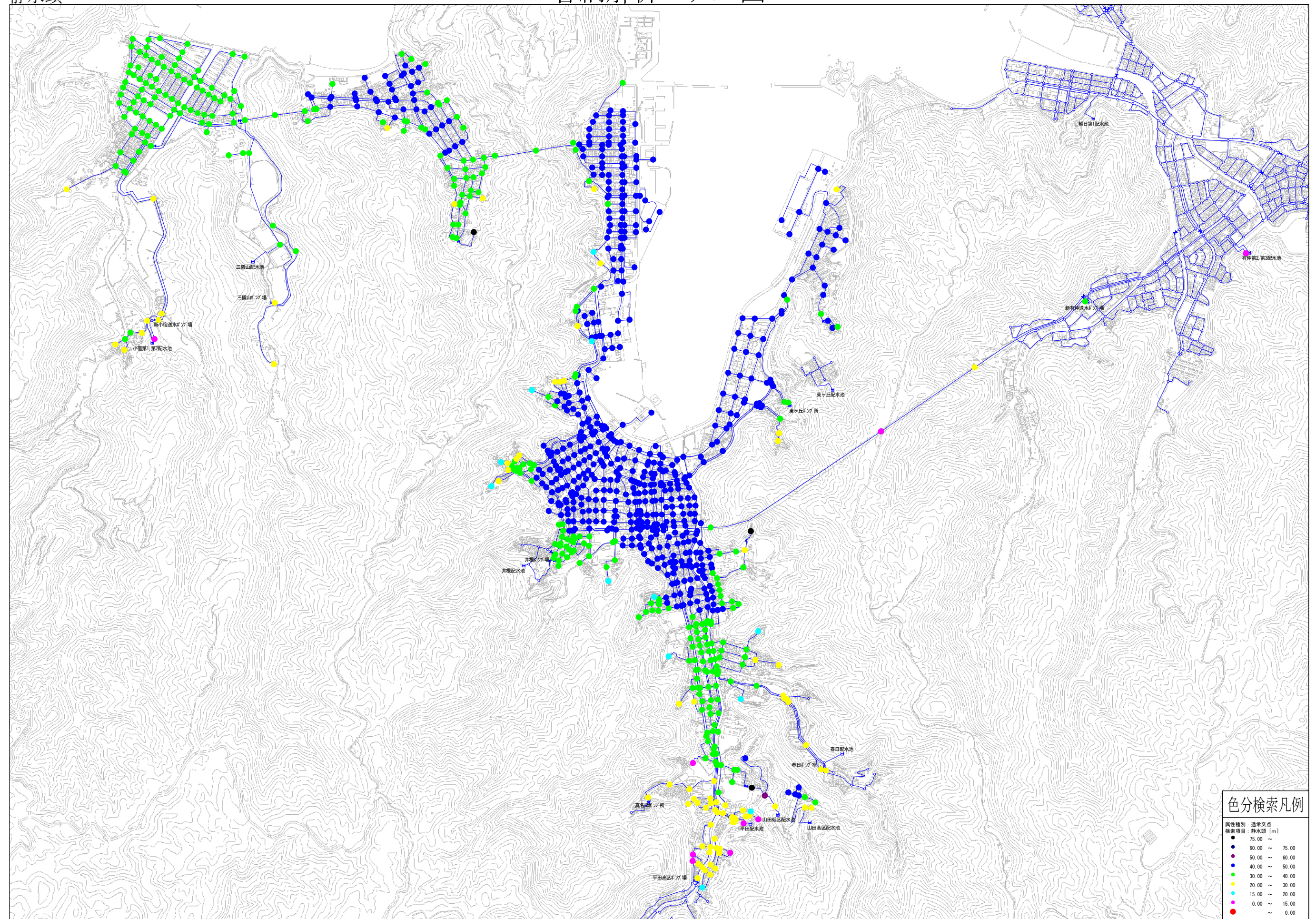
上記の施設整備による管網解析の結果、現状と変わらない状況のまま小宿配水池への送水が可能である。

表 4-Ⅱ-3-22 計画管網・送水施設（ケース 2）による拡張後の管網解析結果

	有効水頭（m）			損失水頭（m）		
	拡張前	拡張後	変化量	拡張前	拡張後	変化量
最 大	75.21	75.21	5.89	3.84	1.80	0.25
最 小	▲3.89	0.17	▲0.55	0.00	0.00	▲0.29
平 均	31.05	31.76	0.02	0.06	0.05	0.00

静水頭

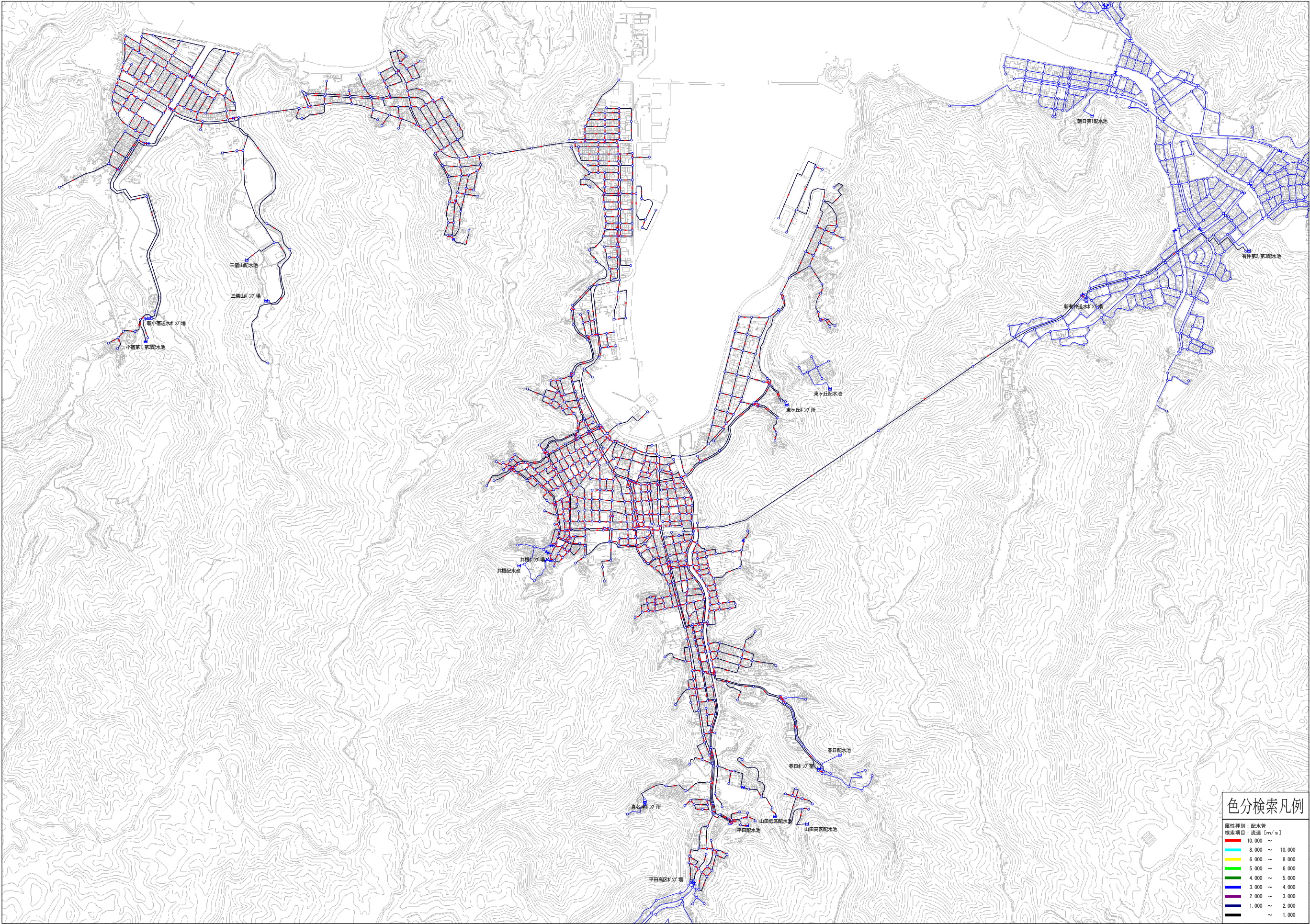
管網解析モデル図



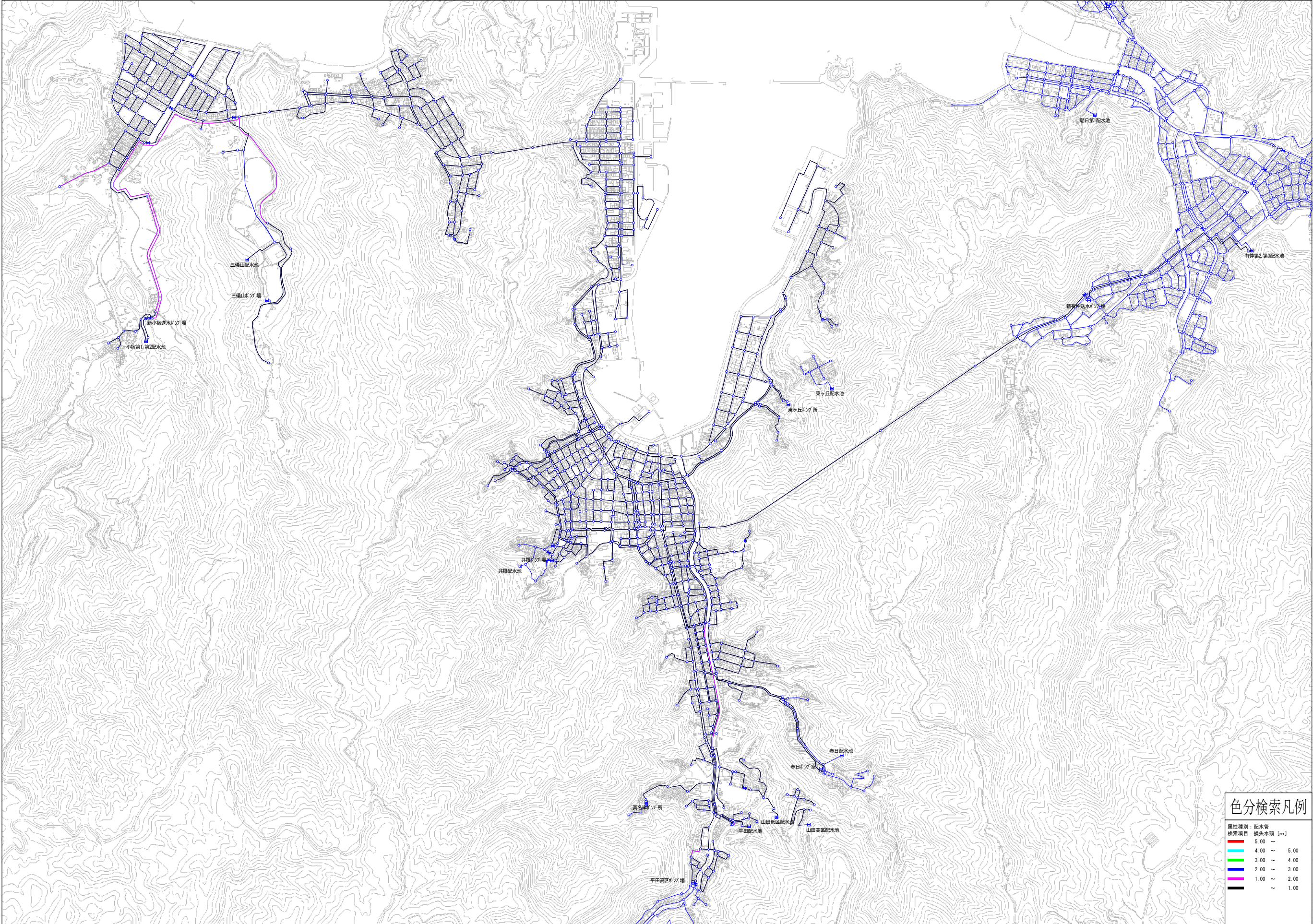
R14有仲・小宿拡張後(送水)_計画_時間最大時

流速、流向

管網解析モデル図



R14有仲・小宿拡張後(送水)_計画_時間最大時



R14有仲・小宿拡張後(送水)_計画_時間最大時

f. ケース 3 の検討

ケース 3 は従来通り平田配水池から三儀山配水池へ送水するが、小宿浄水場および小宿配水池は廃止し、三儀山配水池から小宿地区全域へ配水するケースである。現況管網のまま配水した場合、三儀山配水池の受け持つ水量が増えることから、配水池直下の口径不足により損失水頭が大きくなり、有効水頭 20m 以上の確保が一部、困難となる。そのため、図 4-Ⅱ-3-14 に示すとおり、三儀山配水池直下の配水管を $\phi 200$ から $\phi 250$ に増径したうえで管網解析を行う。

また、朝仁町での既設管の損失水頭が大きく、三儀山ポンプ場の流入が負圧となるため、分岐部から三儀山ポンプ場までの $\phi 150$ を $\phi 200$ に増径する。

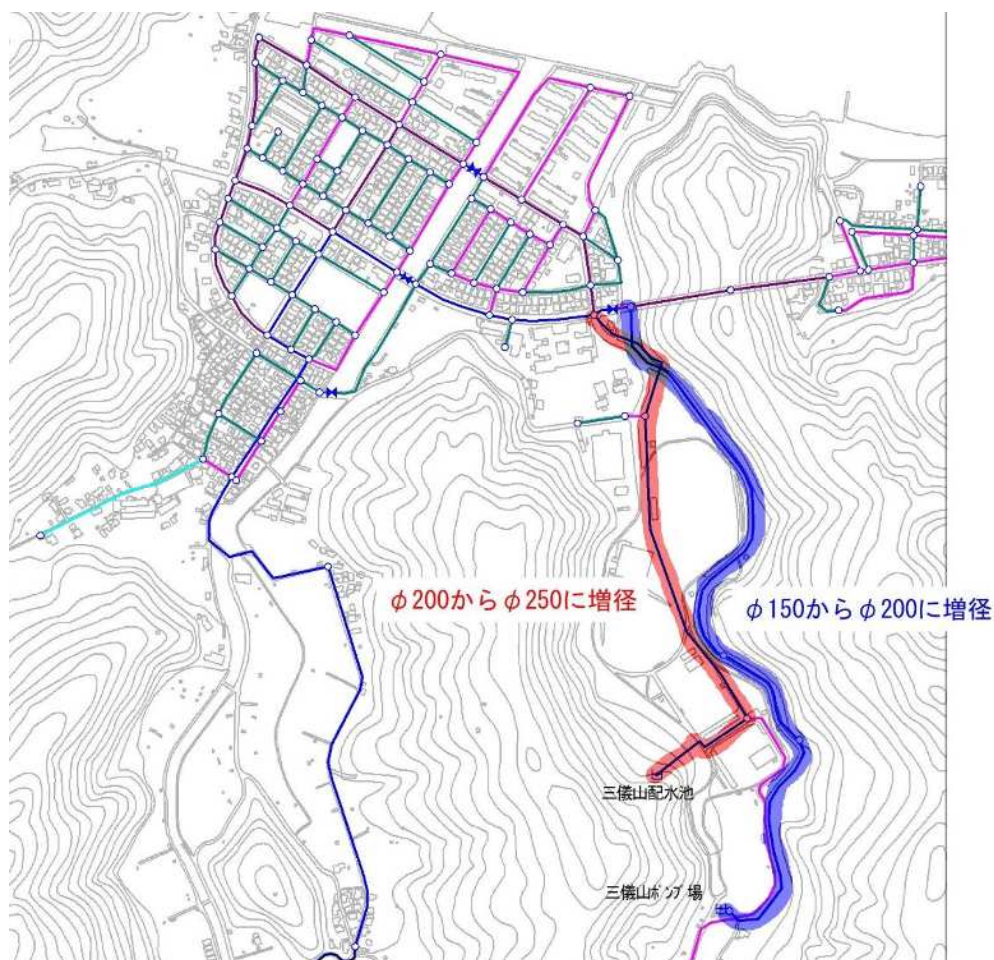


図 4-Ⅱ-3-14 三儀山配水池の配水管増径ルート

表 4-Ⅱ-3-23 計画管網（ケース 3）による拡張後の管網解析結果

	有効水頭 (m)			損失水頭 (m)		
	拡張前	拡張後	変化量	拡張前	拡張後	変化量
最 大	36.01	35.19	4.47	1.80	1.80	0.00
最 小	13.25	17.72	▲0.82	0.00	0.00	0.00
平 均	25.65	29.97	4.32	0.04	0.04	0.00

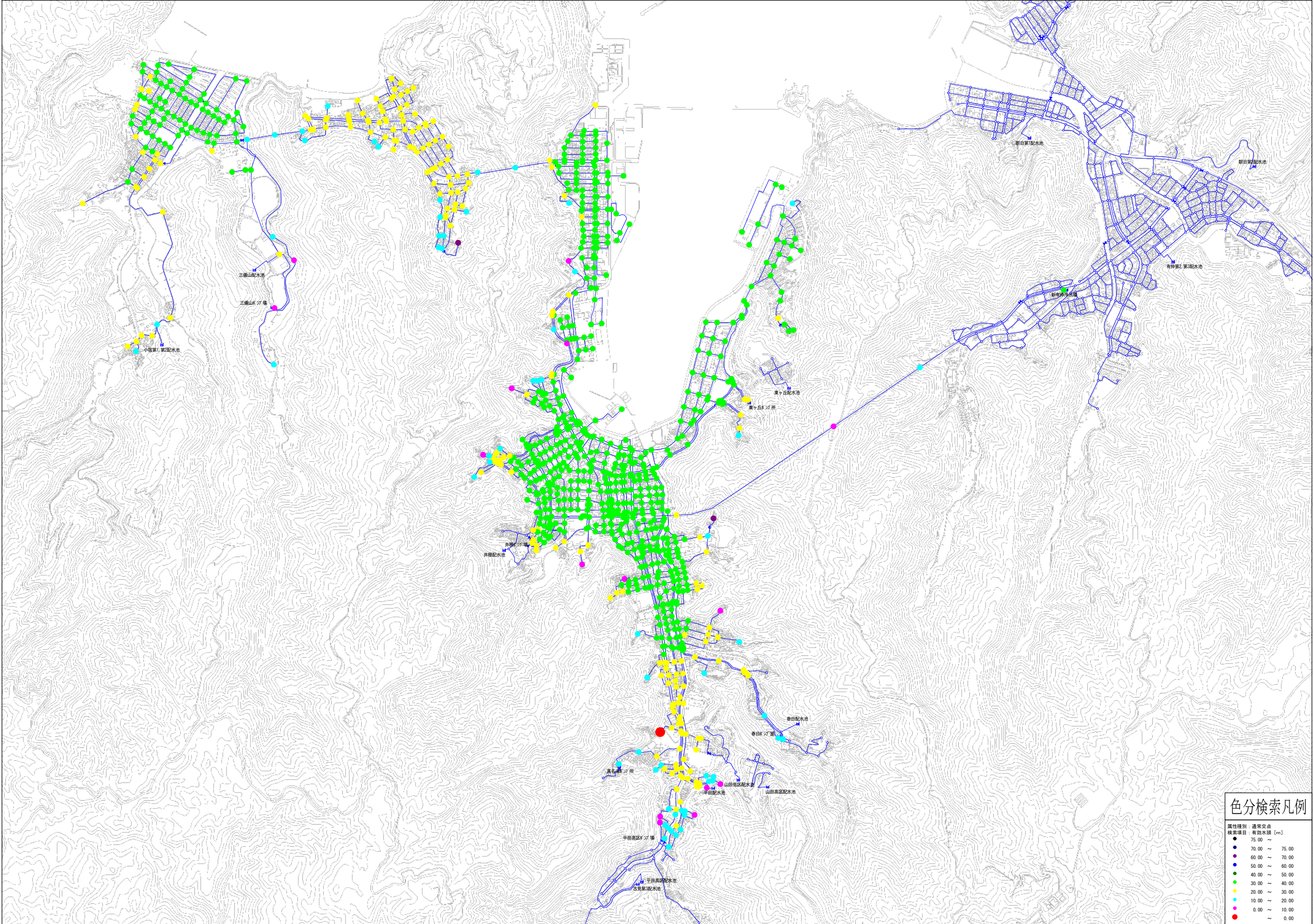
配水管を増径して管網解析した結果、増径すれば現状と変わらない状況で配水することが可能である。また、平田配水池から三儀山ポンプ場への流入圧も正圧を確保できる。

（三儀山配水池の貯留時間）

小宿地区の計画一日最大給水量 $1,172\text{m}^3/\text{日}$ に対して、三儀山配水池の有効容量は 750m^3 である。貯留時間は約 15 時間確保できるため、配水池容量に問題はない。

有効水頭

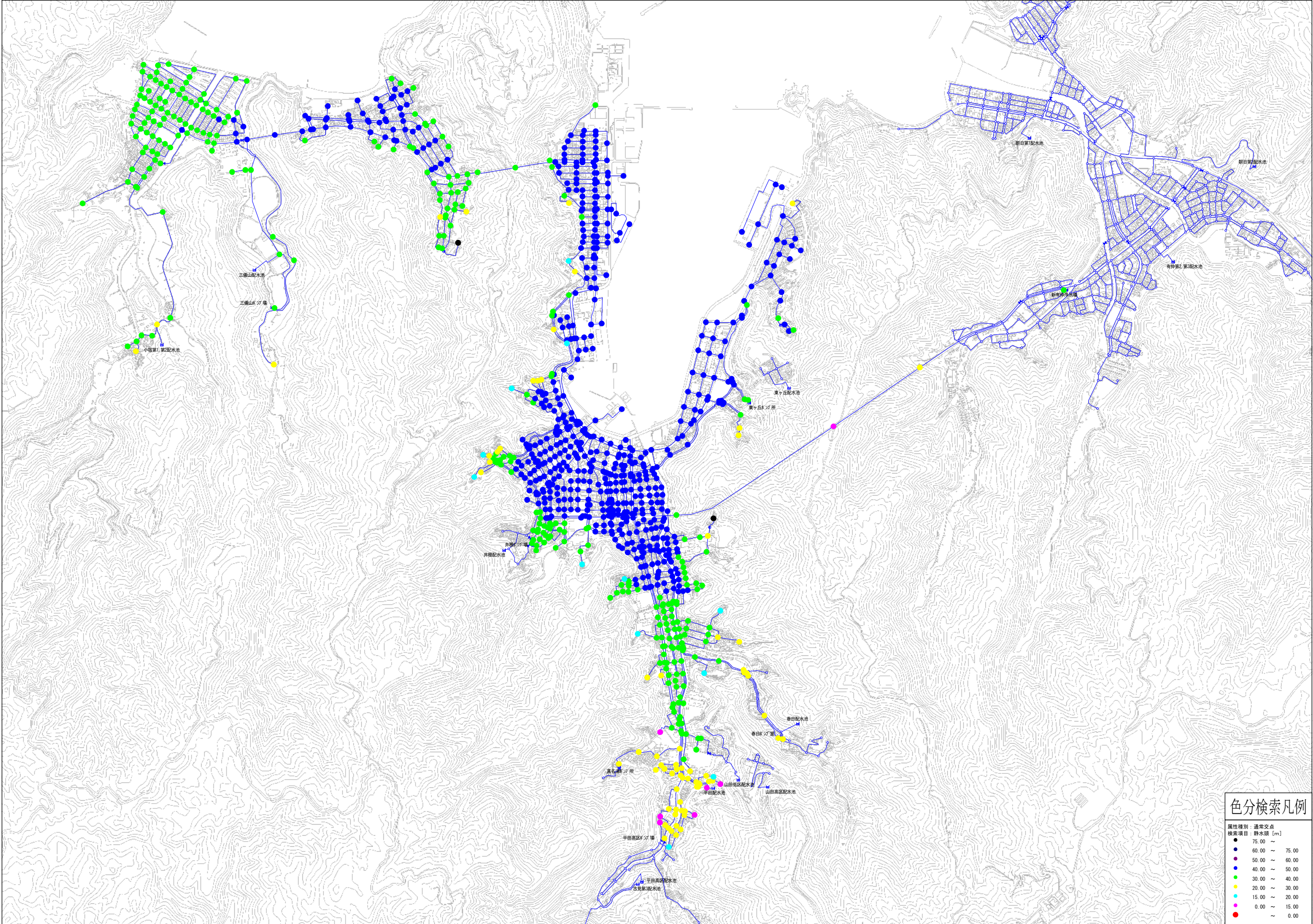
管網解析結果図



R14有仲・小宿拡張後_計画_時間最大時_三儀山のみ

静水頭

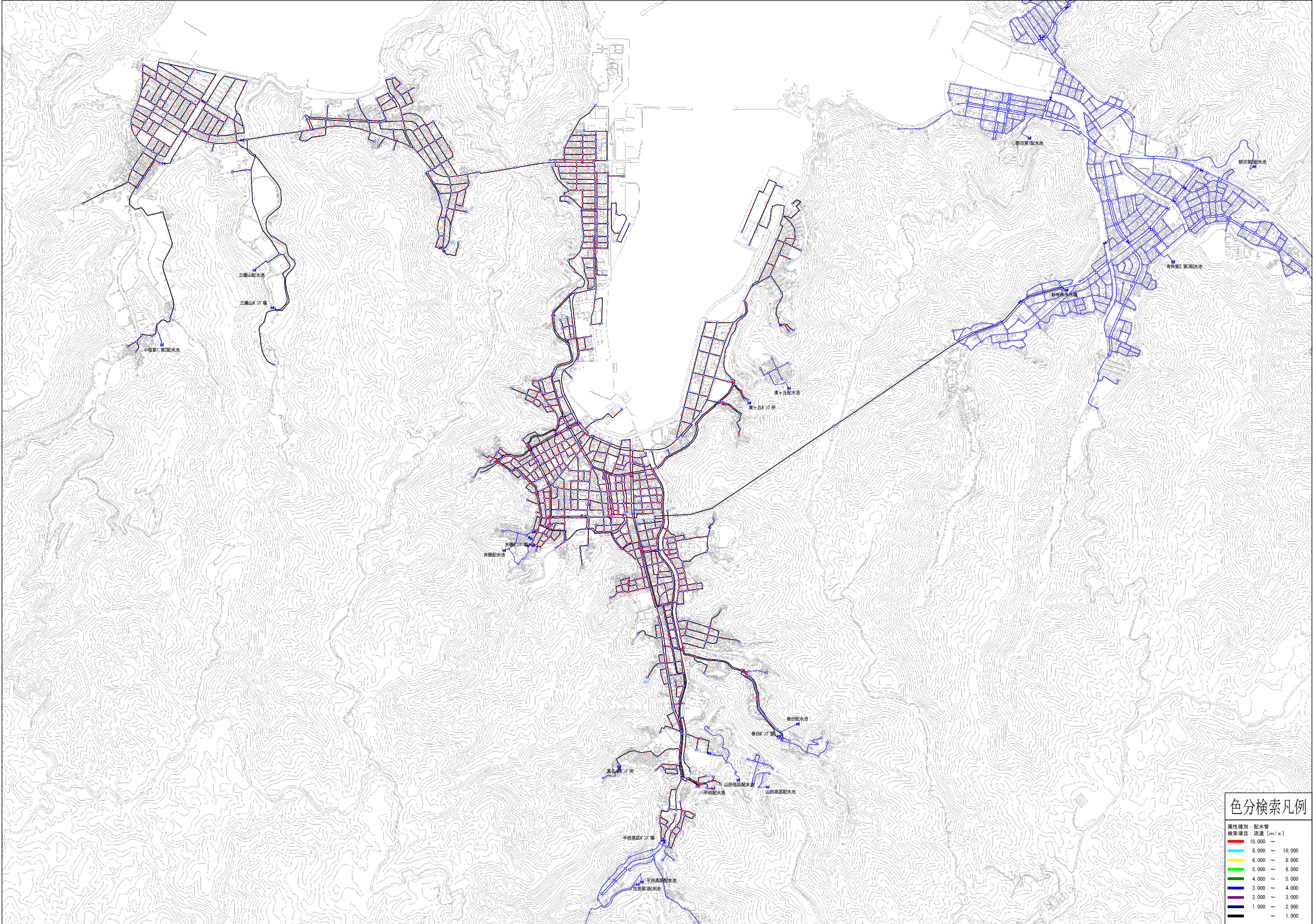
管網解析結果図



R14有仲・小宿拡張後_計画_時間最大時_三儀山のみ

流速、流向

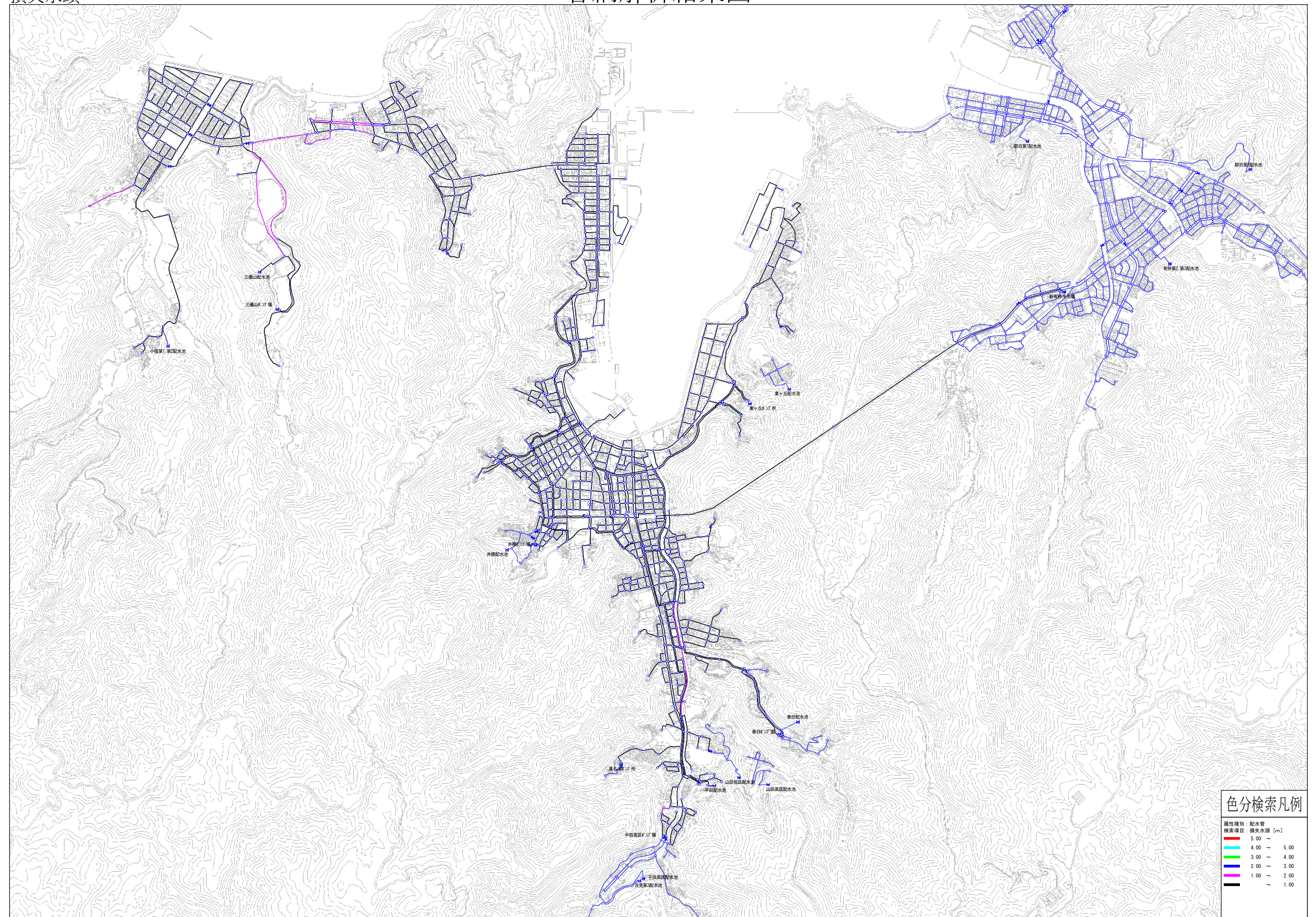
管網解析結果図



R14有仲・小宿拡張後_計画_時間最大時_三儀山のみ

損失水頭

管網解析結果図



g. 小宿地区拡張の施設整備比較

各施設整備方針を総合的に評価した結果、**ケース 3 が最適な施設整備方針**である。

表 4-II-3-24 小宿地区拡張の施設整備方針に係る総合評価

評価項目	ケース 1	ケース 2	ケース 3
施設整備概要	- 平田配水池から小宿地区へ配水するための加圧ポンプ施設の整備 - 既設配水管の増径（小宿地区内）	- 小宿配水池へ送水するための送水ポンプ施設 - 送水管の整備	- 配水管の増径 - 送水ポンプ及び自家発の更新
施工性	- 小宿地区内の住宅等が密集しているエリアに加圧ポンプ施設を整備する必要があるため、用地の確保が困難である。 - 小宿地区内の主要県道で配水管工事が必要となる。	- 小宿地区内の主要県道に送水管φ200を約2km布設する必要があるうえ、一部で河川横断が2ヶ所が必要となる。 - ポンプ場の建設用地の確保が必要となる。	送水管（約1.4km）と配水管（約1km）を増径するが市内の中心地ではないため困難な施工ではない。
維持管理性	加圧ポンプ施設が増えるが、小宿配水池と関連施設（水源、浄水場）が廃止できる。	現在の施設に加えて送水ポンプ施設の管理が増える。	小宿水源、小宿浄水場および民地問題のある小宿配水池を廃止できる。
危機管理性	小宿地区の配水拠点は平田配水池系統のみとなるため、トンネル内の管路が破損した場合、小宿地区は全面的に断水となる。	現施設と平田配水池系統の2系統になるため、リスクへの対応性は高い。	小宿地区の配水拠点が三儀山配水池のみとなるため、危機管理性は低くなる。
事業費	約 409,600 千円	約 493,000 千円	約 345,300 千円
LCC (50 年間) (現在価値化)	約 307,113 千円 ※水源と浄水場を廃止→更新・維持管理費減	約 994,123 千円 ※小宿地区の現有施設の更新を考慮	約 283,900 千円 ※三儀山以外を廃止→更新・維持管理費減
AHP 理論による総合評価	0.215	0.388	0.397
総評	△	○	◎
	LCC は、ケース 1 及びケース 3 では既存施設を廃止できること等により、ケース 2 より優れる施設整備である。また、ケース 1 よりもケース 3 の方が 2,300 万円ほど安価となる。 危機管理性は 2 系統化されるケース 2 が最も優れる。他のケースは、拠点となる配水池を有するためケース 1 よりケース 3 の方が優れる。 ケース 1 は加圧ポンプ施設用地の確保が困難であり、ケース 2 も用地確保が必要であるが、ケース 3 は用地の確保が不要である。 コストだけでなく、数値では表せない危機管理性などの面から見ても、 <u>ケース 3 が優れた施設整備方針</u> である。		

※LCC では施設廃止により不要となった維持管理コスト等を考慮

※LCC の基準年（0 年目）は令和元年度とする

(参考) AHP 理論による小宿地区拡張の整備方針評価

表 4-Ⅱ-3-25 小宿地区拡張に係る総合評価

	施工性 (0.062)	維持管理性 (0.123)	危機管理性 (0.540)	LCC (0.275)	総合評価
ケース1	(0.106) 0.007	(0.601) 0.074	(0.106) 0.057	(0.279) 0.077	0.215
ケース2	(0.258) 0.016	(0.075) 0.009	(0.636) 0.343	(0.073) 0.020	0.388
ケース3	(0.636) 0.039	(0.324) 0.040	(0.258) 0.139	(0.648) 0.178	0.397

(一対比較の設定根拠)

評価項目は有仲地区拡張の検討時と同じであるため、評価項目の重み付けも同値とした。

表 4-Ⅱ-3-26 評価項目の一対比較（小宿地区拡張）

	施工性	維持管理性	危機管理性	LCC	幾何平均	重要度
施工性	1	1/3	1/5	1/5	0.34	0.062
維持管理性	3	1	1/5	1/3	0.67	0.123
危機管理性	5	5	1	3	2.94	0.540
LCC	5	3	1/3	1	1.50	0.275
計					5.45	1.000

ケース3は配水管の増径のみであるため、最も優れるケースとした。

ケース1とケース2はポンプ場の用地確保が必要である。また、主要県道内で約2kmの管路を新設あるいは布設替える必要がある。ただし、ケース1では用地取得が困難であるため、ケース1よりもケース2が優れる結果とした。

表 4-Ⅱ-3-27 施工性の一対比較（小宿地区拡張）

施工性	ケース1	ケース2	ケース3	幾何平均	重要度
ケース1	1	1/3	1/5	0.41	0.106
ケース2	3	1	1/3	1.00	0.258
ケース3	5	3	1	2.47	0.636
計				3.88	1.000

既存施設も引き続き運用するケース 2 は、既存施設を廃止するケース 1 及びケース 3 よりも管理する施設が多い。また、ケース 1 では管理する施設はポンプ場だけであるが、ケース 3 では三儀山加圧ポンプ場および三儀山配水池を管理する必要があるため、ケース 1 が非常に優れる結果とした。

表 4-Ⅱ-3-28 維持管理性の対比較（小宿地区拡張）

維持管理性	ケース1	ケース2	ケース3	幾何平均	重要度
ケース1	1	5	3	2.47	0.601
ケース2	1/5	1	1/7	0.31	0.075
ケース3	1/3	7	1	1.33	0.324
計				4.11	1.000

危機管理性は、ケース 1 はバックアップがなく非常時の断水リスクが高い一方、ケース 2 は小宿配水池、三儀山配水池を継続して運用し、小宿地区配水池は既存水源と平田系統の 2 系統化にするため、ケース 2 の方が非常に優れる結果とした。ケース 3 は拠点が三儀山配水池だけとなりケース 2 よりも劣るが、拠点がある分、ケース 1 よりは優れる結果とした。

表 4-Ⅱ-3-29 危機管理性の対比較（小宿地区拡張）

危機管理性	ケース1	ケース2	ケース3	幾何平均	重要度
ケース1	1	1/5	1/3	0.41	0.106
ケース2	5	1	3	2.47	0.636
ケース3	3	1/3	1	1.00	0.258
計				3.88	1.000

LCC は費用比較からケース 3 の方が優れる結果とした。

表 4-Ⅱ-3-30 LCC の対比較（小宿地区拡張）

LCC	ケース1	ケース2	ケース3	幾何平均	重要度
ケース1	1	5	1/3	1.19	0.279
ケース2	1/5	1	1/7	0.31	0.073
ケース3	3	7	1	2.76	0.648
計				4.26	1.000

③ その他の有仲・小宿関連事業

a. 小宿浄水場の更新

今後、上水道地区の拡張に伴い、小宿浄水場は廃止する計画としている（「3.水運用に関する事項 ②小宿地区への区域拡張」を参照）。ただし、上水道地区の余裕水量の観点から、小宿地区を拡張できるのは令和 14 年度以降となる。

今後 10 年以上、引き続き既設浄水場を運用していく必要がある一方で、小宿浄水場は 1981 年に築造された施設であり、既に 40 年近く経過している。そのため、特に機械設備、電気設備の老朽化が顕著であり、今後も引き続き浄水場を運用していくためには、小宿地区の拡張を待たず、これら設備を更新する必要がある。

なお、小宿浄水場の経過年数や劣化状況などから浄水場を更新する案も考えられる。しかし、小宿浄水場全体を更新した場合、水道システムとしては 2 系統化に向けた施設整備（ケース 2）となるため危機管理性は向上するが、その分、投資は嵩む。

本検討では、小宿浄水場は築造後 40 年程度しか経過しておらず、構造物としては法定耐用年数まで 20 年近くあることから、区域拡張までは既存構造物を運用することとする。従って、設備の更新のみを対象とし、構造物の耐震補強工事あるいは更新は検討の対象としない。なお、既設構造物は鉄筋の露出など劣化が進行しているため、耐震補強工事はせずとも劣化補修工事は実施することが望ましい。

ここで、更新すべき機械設備・電気設備を整理する。市へのヒアリングから、更新すべき設備は以下のとおりとする。第 2・第 3 取水ポンプ場は浄水場から送電されているが、ケーブル切断時に復旧できないため、各ポンプ場で受電できるよう整備する。この場合、停電時には第 2・第 3 取水ポンプ場が停止することになるが、当該地区の停電期間は比較的短いため、運用上は問題ない。

機械設備	送水ポンプ（廻り配管含む）
電気設備	計装盤 自家発電機設備 配水流量計 第 2・第 3 取水ポンプ場の受電設備（新設）

b. 小宿配水池の管理用道路

小宿配水池は現在、管理用道路が民地という問題を抱えている。そのため、更新する場合は別の用地を確保して更新する必要がある。ただし、将来的に小宿浄水場および小宿配水池を廃止し、三儀山配水池から小宿地区へ配水する計画であることから、小宿地区を拡張する令和 14 年度以降には廃止することが可能となる。令和 14 年度以降の小宿地区の計画一日最大給水量は 1,172m³/日であることから、三儀山配水池の有効容量 750m³では貯留時間が約 15 時間確保できるため、配水池容量上も問題ない。

早期に管理用道路の問題を解決したい場合は、別の場所に更新するほかない。その際は小宿地区の拡張方法を三儀山配水池からの配水（ケース 3）から、送水ポンプ場を建設して新設する小宿配水池へ送水する方法（ケース 2）に変更する必要がある。ただし、小宿地区の拡張に関する比較検討から決定した最善の方法（ケース 3）ではない方法を採用することになる。

以上のことから、小宿配水池は当面、管理用道路の問題は残るものの継続運用することとし、区域拡張に伴って廃止することが望ましい。

c. 有仲地区・朝日地区のろ過機の必要性

第2章で整理した有仲地区と朝日地区の原水水質試験結果から、有仲地区・朝日地区で留意すべき原水水質項目は表4-II-3-31のとおりである。

まず、有仲地下水源および朝日第一水源は2016～2018年度の3年間で基準値を超過している水質項目がなく、概ね良好な状態である。そのため、現在の除鉄・除マンガン処理は不要と考える。

その一方で、朝日第三および第四地下水源ではアルミニウム、鉄、マンガン、臭気、色度、濁度が基準値以上で検出されており、対応が必要な水源である。

表4-II-3-31 有仲地区・朝日地区の留意すべき原水水質項目

地区名	水源名	浄水方法	留意すべき原水水質 (基準値超過項目)
有仲地区	有仲地下水源	除 Fe・Mn	なし
	新有仲地下水源	消毒のみ	なし
朝日地区	朝日第一地下水源	除 Fe・Mn	なし
	朝日第二地下水源	消毒のみ	なし
	朝日第三地下水源	除 Fe・Mn	鉄、マンガン、色度、濁度
	朝日第四地下水源	除 Fe・Mn +PAC (直接ろ過)	アルミニウム、鉄、マンガン、 臭気、色度、濁度

ここで、浄水技術ガイドライン 2010（財団法人 水道技術研究センター）から原水水質成分とその水質対応技術を表4-II-3-32に示す。

現状の原水水質を見ると、朝日第三および第四地下水源は従来通り、除鉄・除マンガンろ過が必要と考える。

表 4-Ⅱ-3-32 原水水質成分と水質対応技術

原水水質成分			水質対応技術	単位プロセス
不溶解性成分	対応する水質成分			
	濁度	低濁度	濁度対応技術	凝集沈殿 緩速ろ過 直接ろ過 急速ろ過 膜ろ過（MF/UF）
		高濁度 中濁度		凝集沈殿 急速ろ過 膜ろ過（MF/UF）
	藻類	珪藻、藍藻等	藻類対応技術	浮上分離 膜ろ過（MF/UF） マイクロストレーナ
	耐塩素性病原性物	耐塩素性病原性物	耐塩素性病原性物対応技術	凝集沈殿 直接ろ過 急速ろ過 膜ろ過（MF/UF） 紫外線処理
溶解性成分	異臭味	異臭味原因物質	異臭味対応技術	オゾン 活性炭 ナノろ過膜（NF）
	有機物（TOC）	色度	色度対応技術	オゾン 活性炭 ナノろ過膜（NF）
		農薬 有機化学物質 トリハロメタン等前駆物質	有機物対応技術	凝集沈殿 急速ろ過 直接ろ過 イオン交換
		揮発性物質		エアストリップング 活性炭
	消毒副生成物	トリハロメタン 臭素酸 ハロ酢酸	消毒副生成物対応技術	活性炭（臭素酸除く） 促進酸化処理（AOP） ナノろ過膜（NF） 逆浸透膜（RO） 酸化・消毒剤の変更 pH調整
	無機物	鉄、マンガン	無機物対応技術	凝集沈殿 マンガン接触ろ過 生物処理
		アンモニア態窒素		生物処理 不連続点塩素処理
		硝酸態窒素および 亜硝酸態窒素		逆浸透膜（RO） イオン交換 電気透析（ED） ナノ膜ろ過（NF）
		ヒ素		吸着 凝集沈殿 ナノ膜ろ過（NF）
		フッ素		吸着 ナノ膜ろ過（NF） 逆浸透膜（RO）
		硬度		逆浸透膜（RO） イオン交換 電気透析（ED） ナノ膜ろ過（NF）ほか
		腐食性物質		pH調整 後アルカリ エアストリップング
		塩素酸 臭素酸		薬品管理

2) 春日配水池の必要性の検討

現在、平田配水池から春日ポンプ室を経由して春日配水池より春日地区へ配水している。本項では、春日配水池を廃止し、春日地区を春日ポンプ室からの加圧配水エリアとすることが可能か検討する。

春日配水池の必要性の検討には、平田配水池の有効容量が大きく関わる。現状は春日配水池を運用しているため、平田配水池は春日配水池への送水量を賄う有効容量（計画一日最大給水量の1時間分）があればよい。しかし、春日配水池を廃止した場合は時間変動を平田配水池で調整する必要があることから、春日地区への配水量を賄う有効容量（計画一日最大給水量の12時間分）が必要となる。

また、配水拠点が変わり、自然流下方式から加圧配水方式へと配水方式も変わることから、春日ポンプ室から春日地区への加圧配水の実現可能性も併せて検討する必要がある。

以上のことから、春日配水池の必要性を「配水池の有効容量」と「管網解析による実現可能性」の観点から検討する。

(1) 配水池の有効容量

① 計画水量の設定

配水池容量を検討するためには、平田配水池系統にある全配水池の計画水量を整理する必要がある。

平田浄水場系統のうち、春日配水池や東ヶ丘配水池、山田高区配水池などは流量計の故障等により配水実績が不明である。そのため、各配水池の計画水量は管網解析結果に基づく拠点配水量の計算値を用いて奄美市水道事業の計画一日最大給水量を按分する。

管網解析結果を用いて奄美市水道事業の計画一日最大給水量を按分した結果を表 4-Ⅱ-3-33 に示す。

表 4-Ⅱ-3-33 各配水拠点の計画一日最大給水量の推定結果

事業	系統	配水池	配水量 (計算結果) (L/s)	拠点配水量 (計算結果) (m ³ /日)	拠点配水量 (m ³ /日)	配水量実績 (R1) (m ³ /日)
奄美市上水	平田浄水池系統	山田低区配水池	1.54	133	133	159
		山田高区配水池	1.47	127	127	-
		古見第3配水池	3.24	280	280	266
	平田配水池系統	平田第2、第3配水池	110.58	9,554	9,556	-
		井根配水池	1.42	123	123	107
		平田高区配水池	2.48	214	214	203
		春日配水池	3.61	312	312	-
		東ヶ丘配水池	1.34	116	116	-
		三儀山配水池	7.22	624	624	510
		古見系統	古見第1配水池	2.04	176	176
	古見第2配水池		1.23	106	106	101
	小宿系統	小宿配水池	10.54	911	911	-
					12,676	12,678
有仲簡水	有仲系統	有仲第2配水池	16.15	1,395	1,377	1,357
朝日簡水	朝日系統	朝日第1配水池	8.65	747	760	892
		朝日第2配水池	10.27	887	902	1,002
		朝日第3配水池	3.05	264	268	286
					1,898	1,930
合計				15,969	15,985	-

② 春日配水池を廃止した場合の平田配水池の有効容量の検討

春日配水池を廃止した場合、当該配水区域の時間変動の調整機能は平田配水池が担うこととなる（春日ポンプ室は圧力調整機能のみ）。そこで、管網解析により表 4-II-3-33 に整理した各拠点の計画配水量から平田配水池の有効容量を精査し、有効容量の観点から春日配水池の廃止の可能性を検討する。

平田配水池に求められる有効容量は、平田配水池および春日配水池からの配水量の 12 時間分、井根配水池、平田高区配水池、東ヶ丘配水池、三儀山配水池への送水量（配水量の 1 時間分）および消火用水量（200m³）である。この条件から平田配水池の必要な有効容量を算出すると、以下のとおり 5,179m³となる。

$$V_e = (9,556 + 312) \times \frac{12}{24} + (123 + 214 + 116 + 624) \times \frac{1}{24} + 200 = 5,179\text{m}^3$$

既存施設である平田配水池の有効容量は第 2 配水池が 1,808m³、第 3 配水池が 4,750m³ の計 6,558m³ であることから、春日配水池を廃止しても平田配水池の有効容量は必要容量を確保することができる。

(2) 管網解析による実現可能性

① 解析モデル

管網解析により、春日配水池を廃止し、春日ポンプ室より加圧配水した場合の影響を検討する。解析した管網モデルを図 4-II-3-15 に示す。従来は春日配水池から配水していたが、春日ポンプ室に配水ポンプを新設し、そこから既設配管に接続するモデルに変更している。

また、春日ポンプ室への流入水量に関して、従来は春日配水池が時間変動を調整していたためポンプ室への流入水量に時間係数がかからなかったが、加圧配水に変更することにより、春日ポンプ室への流入水量に時間係数がかかるように変更となる。この変更が周辺にどのように影響するか検討する必要がある。

なお、新設する配水ポンプは、現状の有効水頭と同程度になるようにするため、揚程を 47m に設定している。



図 4-Ⅱ-3-15 春日配水池の検討モデル

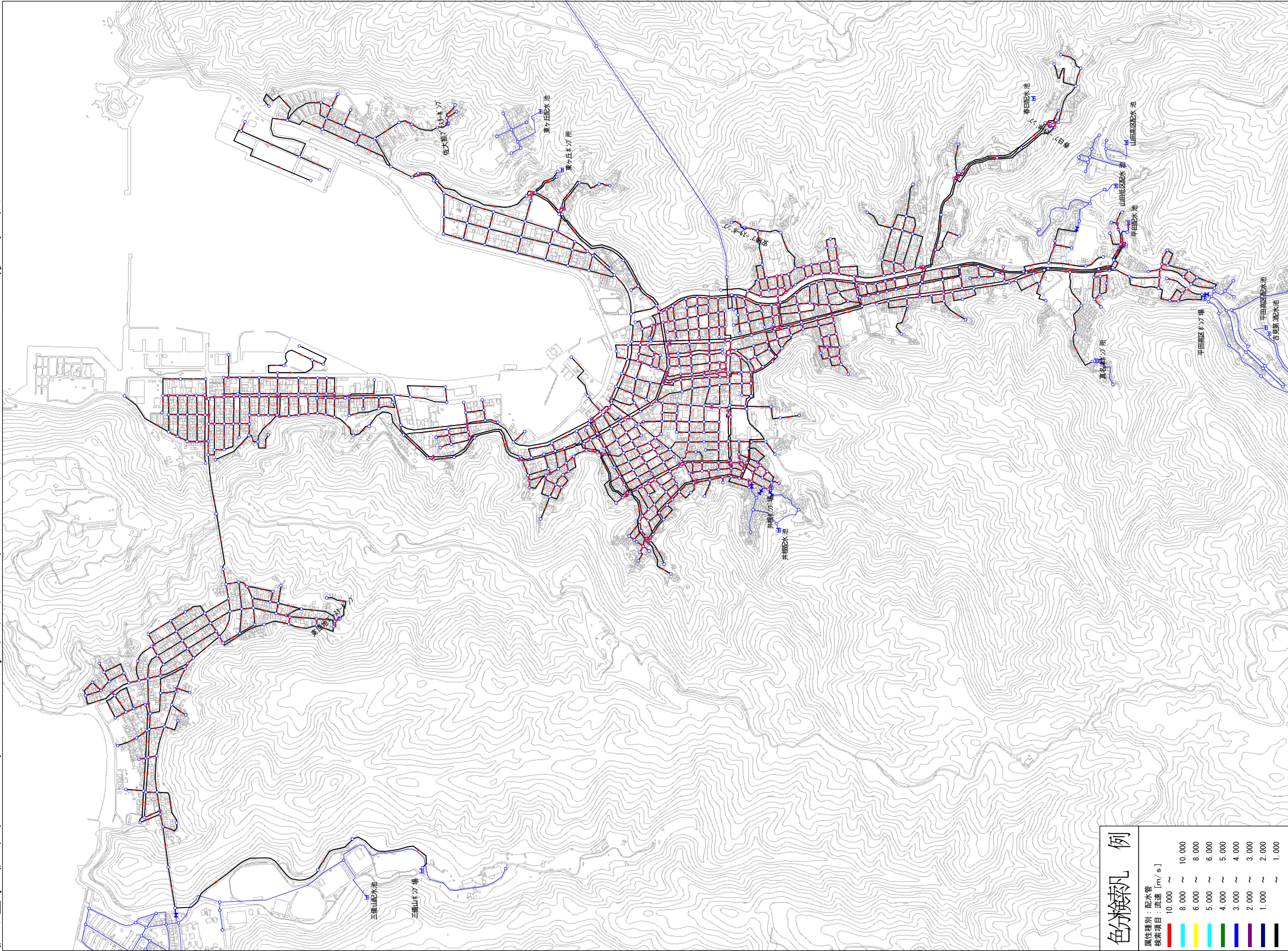
② 管網解析による配水形態変更の評価

管網解析の結果、春日配水池の配水エリアの水圧は自然流下から加圧配水に変更しても大きく変化しない。この結果は、現状と変わらない加圧ポンプの仕様になっているため、当然の結果である。しかし、春日ポンプ室への流入水量に時間係数がかかることにより、周辺に影響が及ぶ結果となった。

春日ポンプ室への流入水量に時間係数がかかることにより、従来よりも多くの水が管内を流れることになる。そのため、損失水頭もその分増加することになり、その結果、周辺の有効水頭は低下する。ただし、管網解析の結果、周辺の影響（有効水頭の減少）は平均で 0.07m 、最大で 0.50m の低下であった。この程度の変化は日常においても生じるものであるため、春日配水池を廃止し、自然流下から加圧配水に変更しても周辺の住民は気づかないものと考えられる。

以上の結果から、**春日配水池を廃止して加圧配水に変更することは可能**である。なお、管網解析に用いた一日最大給水量は令和 2 年度以降の最大値から設定している。そのため、変更する時期は特に制約はない。

流速、流向 管網解析結果図(春日配水池検討)



計画_時間最大時

