

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**Análisis de escenarios de abastecimiento en el acueducto de Las Juntas de
Abangares mediante un modelo hidráulico de la red de distribución**

Trabajo de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Deyner Martín Castro Mora

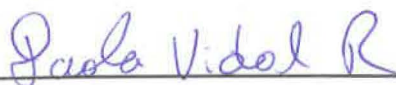
Directora de Proyecto de Graduación:

Paola Vidal Rivera

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Costa Rica, febrero del 2021

Comité Asesor



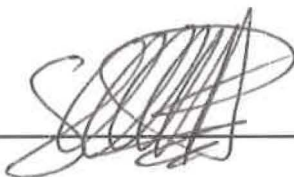
Ing. Paola Vidal Rivera

Directora del Trabajo Final de Graduación



Ing. Andrés Montealegre Alfaro

Asesor del Trabajo Final de Graduación



Ing. Carlos Camacho Soto

Asesor del Trabajo Final de Graduación

Graduando



Deyner Martin Castro Mora

Estudiante

2021, febrero, 26

El suscrito Deyner Martín Castro Mora, cédula 1-1588-0211, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné B41617, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación Análisis de escenarios de abastecimiento en el acueducto de Las Juntas de Abangares mediante un modelo hidráulico de la red de distribución, bajo la dirección de la Licenciada Paola Vidal Rivera, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: de acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); “no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales”. Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Dedicatoria

A mi familia, especialmente a Nelly Mora, mi madre, por todo el tiempo, esfuerzo, amor y apoyo incondicional que ha invertido en mí a lo largo de los años.

Agradecimientos

A mi familia, por la confianza, apoyo y motivación que han extendido hacia mí durante todos estos años de estudios.

A la directora, Ing. Paola Vidal, por toda la guía, disposición, confianza y ayuda brindada, y por tomar en cuenta el interés anticipado en el desarrollo de este Trabajo Final de Graduación.

Al comité asesor, Ing. Andrés Montealegre e Ing. Carlos Camacho por todas las recomendaciones, conceptos y experiencia aportada al desarrollo de esta investigación.

Al Sr. Francisco Bogantes, por la información facilitada y por ser el enlace directo con la administración y operación del acueducto, junto con el Sr. Luis Castillo Jiménez, encargado de fontanería.

A mis amigos, Sr. Manrique Rodríguez y Sr. Juan Luis Rojas, por todos los consejos y apoyo brindado desde hace muchos años.

Tabla de Contenido

Capítulo 1.....	1
Introducción	1
1.1. Problema específico	1
1.2. Importancia.....	2
1.3. Antecedentes.....	3
1.4. Objetivos.....	4
1.4.1. General.....	4
1.4.2. Específicos	4
1.5. Delimitación del problema.....	4
1.5.1. Alcance.....	4
1.5.2. Limitaciones	6
Capítulo 2.....	8
Marcos de referencia y software utilizado	8
2.1. Marco teórico.....	8
2.1.1. Acueducto.....	8
2.1.2. Red de distribución	8
2.1.3. Tipología de la red de distribución.....	10
2.1.4. Cloración	11
2.1.5. Parámetros de control.....	12
2.1.6. Otros conceptos importantes	19
2.2. Marco legal.....	20
2.2.1. Ley General de Salud N° 5395 (1973).....	20
2.2.2. Reglamento para la calidad del agua potable N° 32327-S (2005)	21
2.2.3. Norma técnica para el diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, saneamiento y pluvial del AyA (2017)	21

2.2.4. Reglamento a la Ley de declaratoria del servicio de Hidrantes como servicio público y reforma de leyes conexas N° 8641 (2008).....	21
2.3. Software utilizado	22
2.3.1. Software QGIS	22
2.3.2. Software EPANET 2.0.....	22
Capítulo 3.....	24
Metodología	24
3.1. Etapa I. Conceptualización del proyecto	24
3.2. Etapa II. Generación del modelo	25
3.2.1. Procesamiento de la información en QGIS.....	25
3.2.2. Generación del modelo hidráulico en EPANET.....	26
3.2.3. Calibración del modelo hidráulico	27
3.3. Etapa III. Modelación de escenarios	29
3.4. Etapa IV. Redacción del documento final	30
Capítulo 4.....	31
Descripción de la red, supuestos de modelación y escenarios analizados ..	31
4.1. Descripción de la red.....	31
4.2. Supuestos de modelación	33
4.3. Escenarios de abastecimiento analizados.....	34
4.3.1. Escenario 1. Condición actual	35
4.3.2. Escenario 2. Condición actual más interconexión con pueblos periféricos.....	35
4.3.3. Escenario 3. Proyección de la demanda a 20 años	37
4.3.4. Escenario 4. Análisis de sensibilidad de la demanda a 20 años.....	39
Capítulo 5.....	41
Resultados obtenidos de la modelación	41
5.1. Escenario 1. Condición actual.....	41

5.2. Escenario 2. Condición actual más interconexión con pueblos periféricos	60
5.3. Escenario 3. Proyección de la demanda a 20 años	79
5.4. Escenario 4. Análisis de sensibilidad de la demanda a 20 años	98
5.5. Resultados complementarios.....	117
Capítulo 6.....	118
Análisis de resultados	118
6.1. Escenario 1. Condición actual.....	118
6.2. Escenario 2. Condición actual más interconexión con pueblos periféricos	123
6.3. Escenario 3. Proyección de la demanda a 20 años	127
6.4. Escenario 4. Análisis de sensibilidad de la demanda a 20 años	130
6.5. Resultados complementarios.....	133
Capítulo 7.....	135
Conclusiones y recomendaciones.....	135
7.1. Conclusiones	135
7.2. Recomendaciones	139
Fuentes de información	143
Anexos	147
8.1. Propuestas de mejoramiento.....	147
8.2. Calibración del modelo hidráulico	149
8.3. Memoria de cálculo	150
8.3.1. Cálculo de la demanda en los nodos.....	150
8.3.2. Cálculo de la dotación	153
8.3.3. Cálculo del agua no contabilizada.....	154
8.3.4. Cálculo de la población.....	155
8.3.5. Selección de la bomba impulsora a Parcelas de San Juan	161
8.3.6. Curva de variación horaria del consumo.....	164

8.3.7. Verificación de la capacidad de almacenamiento.....	165
8.4. Ubicación del acueducto	169

Tabla de Cuadros

Cuadro 1. Población de los pueblos periféricos.....	35
Cuadro 2. Población proyectada al 2040 para el acueducto	38
Cuadro 3. Síntesis de presiones en los nodos a las 12:00 mediodía.....	50
Cuadro 4. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 12:00 mediodía	50
Cuadro 5. Síntesis de presiones en los nodos a las 03:00 AM	59
Cuadro 6. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 03:00 AM.....	59
Cuadro 7. Estado de los tanques para el escenario 1	60
Cuadro 8. Síntesis de presiones en los nodos a las 12:00 mediodía.....	69
Cuadro 9. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 12:00 mediodía	69
Cuadro 10. Síntesis de presiones en los nodos a las 03:00 AM	78
Cuadro 11. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 03:00 AM.....	78
Cuadro 12. Estado de los tanques para el escenario 2	79
Cuadro 13. Síntesis de presiones en los nodos a las 12:00 mediodía.....	88
Cuadro 14. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 12:00 mediodía	88
Cuadro 15. Síntesis de presiones en los nodos a las 03:00 AM	97
Cuadro 16. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 03:00 AM.....	97
Cuadro 17. Estado de los tanques para el escenario 3	98
Cuadro 18. Síntesis de presiones en los nodos a las 12:00 mediodía.....	107
Cuadro 19. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 12:00 mediodía	107
Cuadro 20. Síntesis de presiones en los nodos a las 03:00 AM	116
Cuadro 21. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 03:00 AM.....	116
Cuadro 22. Estado de los tanques para el escenario 4	117
Cuadro 23. Parámetros característicos del acueducto	117
Cuadro 24. Posible ubicación para las válvulas en la red de distribución.....	147
Cuadro 25. Resultados de la calibración del modelo hidráulico	149
Cuadro 26. Cálculo de la demanda de la finca 154007	152
Cuadro 27. Cálculo de la dotación neta	153
Cuadro 28. Cálculo de la dotación neta	154
Cuadro 30. Demanda de los pueblos periféricos.....	155
Cuadro 31. Población proyectada al 2040 mediante la población servida	156
Cuadro 32. Población histórica en Las Juntas de Abangares	157

Cuadro 33. Resumen de la población al 2040 mediante el Método Lineal	158
Cuadro 34. Resumen de la población al 2040 mediante el Método Geométrico	159
Cuadro 35. Resumen de la población al 2040 mediante el Método de Wappus.....	160
Cuadro 36. Población proyectada al 2040 mediante datos del INEC	160
Cuadro 37. Relación de altura y caudal de la bomba centrífuga seleccionada.....	163
Cuadro 38. Factores de variación horaria del consumo para Las Juntas.....	164
Cuadro 39. Cálculo del volumen de regulación para el acueducto	166

Tabla de Figuras

Figura 1. Ejemplo de red cerrada, abierta y mixta	11
Figura 2. Curva de variación horaria del consumo para Las Juntas.....	14
Figura 3. Diagrama de flujo de la metodología utilizada	24
Figura 4. Mapa de la red distribución	31
Figura 5. Esquema actual de la red distribución	32
Figura 6. Esquema de la red distribución con los pueblos periféricos.....	36
Figura 7. Presión en la red de distribución a las 06:00 AM	42
Figura 8. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 AM	43
Figura 9. Caudal en la red de distribución a las 06:00 AM	44
Figura 10. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 AM	45
Figura 11. Presión en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)	46
Figura 12. Velocidad en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía).....	47
Figura 13. Caudal en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía).....	48
Figura 14. Cloro residual en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía).....	49
Figura 15. Presión en la red de distribución a las 06:00 PM.....	51
Figura 16. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 PM.....	52
Figura 17. Caudal en la red de distribución a las 06:00 PM.....	53
Figura 18. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 PM.....	54
Figura 19. Presión en la red de distribución a las 03:00 AM.....	55
Figura 20. Velocidad en la red de distribución a las 03:00 AM	56
Figura 21. Caudal en la red de distribución a las 03:00 AM	57
Figura 22. Cloro residual en la red de distribución a las 03:00 AM	58
Figura 23. Presión en la red de distribución a las 06:00 AM.....	61
Figura 24. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 AM	62
Figura 25. Caudal en la red de distribución a las 06:00 AM	63
Figura 26. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 AM	64
Figura 27. Presión en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)	65
Figura 28. Velocidad en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía).....	66
Figura 29. Caudal en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía).....	67
Figura 30. Cloro residual en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía).....	68
Figura 31. Presión en la red de distribución a las 06:00 PM.....	70

Figura 32. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 PM.....	71
Figura 33. Caudal en la red de distribución a las 06:00 PM.....	72
Figura 34. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 PM.....	73
Figura 35. Presión en la red de distribución a las 03:00 AM.....	74
Figura 36. Velocidad en la red de distribución a las 03:00 AM	75
Figura 37. Caudal en la red de distribución a las 03:00 AM	76
Figura 38. Cloro residual en la red de distribución a las 03:00 AM	77
Figura 39. Presión en la red de distribución a las 06:00 AM.....	80
Figura 40. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 AM	81
Figura 41. Caudal en la red de distribución a las 06:00 AM	82
Figura 42. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 AM	83
Figura 43. Presión en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)	84
Figura 44. Velocidad en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía).....	85
Figura 45. Caudal en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía).....	86
Figura 46. Cloro residual en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía).....	87
Figura 47. Presión en la red de distribución a las 06:00 PM.....	89
Figura 48. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 PM.....	90
Figura 49. Caudal en la red de distribución a las 06:00 PM.....	91
Figura 50. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 PM.....	92
Figura 51. Presión en la red de distribución a las 03:00 AM.....	93
Figura 52. Velocidad en la red de distribución a las 03:00 AM	94
Figura 53. Caudal en la red de distribución a las 03:00 AM	95
Figura 54. Cloro residual en la red de distribución a las 03:00 AM	96
Figura 55. Presión en la red de distribución a las 06:00 AM.....	99
Figura 56. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 AM	100
Figura 57. Caudal en la red de distribución a las 06:00 AM	101
Figura 58. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 AM	102
Figura 59. Presión en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)	103
Figura 60. Velocidad en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía).....	104
Figura 61. Caudal en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía).....	105
Figura 62. Cloro residual en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía).....	106
Figura 63. Presión en la red de distribución a las 06:00 PM.....	108

Figura 64. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 PM.....	109
Figura 65. Caudal en la red de distribución a las 06:00 PM.....	110
Figura 66. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 PM.....	111
Figura 67. Presión en la red de distribución a las 03:00 AM.....	112
Figura 68. Velocidad en la red de distribución a las 03:00 AM	113
Figura 69. Caudal en la red de distribución a las 03:00 AM	114
Figura 70. Cloro residual en la red de distribución a las 03:00 AM	115
Figura 71. Propuesta de modificación a la red de distribución.....	147
Figura 72. Posible ubicación de las válvulas en la red de distribución	148
Figura 73. Resultados de calibración del modelo hidráulico	150
Figura 74. Configuración geoespacial de la finca 154007	151
Figura 75. Curva característica de la bomba centrífuga seleccionada.....	164

Castro Mora, Deyner Martín

Análisis de escenarios de abastecimiento en el acueducto de Las Juntas de Abangares mediante un modelo hidráulico de la red de distribución

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José. C.R.:

D. Castro M., 2021

xx, 142, [24]h; ils. col. – 33 refs.

RESUMEN

Se plantea analizar diferentes escenarios de abastecimiento en el Acueducto de Las Juntas de Abangares, mediante un modelo hidráulico de la red de distribución y con dicho modelo, determinar presiones, velocidades y concentraciones de cloro residual; para posteriormente, externar recomendaciones para el mejoramiento del acueducto.

El modelo se generó en el software EPANET, a partir de información geográfica y de datos de facturación del consumo promedio mensual del acueducto. La calibración se realizó con datos puntuales de presión y cloro residual, medidos en diferentes puntos del sistema y horas del día.

En la red de distribución existen zonas con presiones muy altas y otras con bajas, según la hora del día; la velocidad del agua es inferior a 1 m/s en la mayoría de las tuberías; y el cloro residual presenta problemas de concentración, porque en zonas cercanas a la Planta Potabilizadora supera el máximo establecido por la normativa costarricense y en las alejadas, es inferior al mínimo. Además, el acueducto posee un 68% de desperdicio (agua no contabilizada), es decir, el 68% del agua que ingresa a la red no se factura a los usuarios.

Por lo anterior, es de vital importancia que la administración del acueducto inicie un programa de mejoramiento del sistema, por medio del control y ajuste de las presiones a lo establecido por la normativa nacional, cambios en la metodología de cloración y el establecimiento de un programa de reducción del ANC (agua no contabilizada). D.C.M

Palabras clave: EPANET; modelo hidráulico; calibración; presión; velocidad; cloro residual; agua no contabilizada.

Ing. Paola Vidal Rivera

Escuela de Ingeniería Civil

Capítulo 1

Introducción

1.1. Problema específico

La provincia de Guanacaste posee problemas de abastecimiento de agua potable durante la época seca, tanto en cantidad como en calidad, ya que ambos parámetros se ven afectados por escasez o por contaminación en las fuentes y esto genera problemas a la población. La escasez se ve directamente influenciada por la marcada estacionalidad de la lluvia que existe en la provincia.

En el caso específico de la ciudad de Las Juntas de Abangares el problema radica en la distribución del recurso y no en la cantidad, porque el caudal disponible anualmente es suficiente. (Vidal Rivera, 2019)

Sin embargo, existen inconvenientes en la red de distribución del acueducto, ya que existen poblados o zonas que no cuentan con un servicio estable y continuo, y si lo poseen, no se ajusta a los requerimientos mínimos de presión, velocidad y desinfección.

Por otro lado, el número de usuarios aumenta año con año y con esto el problema se agrava, porque el crecimiento agrega nuevos puntos de consumo y nuevos tramos de tubería, que, a su vez, contribuyen a la caída de presiones y pérdidas en la concentración del cloro residual.

Sumado a ello, no se cuenta con proyecciones de la población, de la disponibilidad del recurso hídrico a mediano y largo plazo, ni de mediciones o controles sobre el agua no contabilizada; con lo que existe o surge la incertidumbre de si la infraestructura actual será capaz de abastecer de forma eficiente a los usuarios o si requerirá modificaciones o mejoras en la red, como aumento de diámetros, colocación de válvulas reductoras de presión, de aire, construcción de tanques de almacenamiento y en el caso extremo, colocación de bombas impulsoras para poder trasegar el agua hasta los puntos más alejados.

El ente que administra el acueducto (Municipalidad de Abangares) tampoco cuenta con un modelo hidráulico computarizado, actualizado y calibrado, que permita conocer cómo se distribuye el consumo, la presión y velocidad a lo largo de la red y mucho menos, la presencia del cloro residual; con lo cual, se hace mucho más difícil la corrección de las deficiencias, ya

que se deben hacer mediciones de campo en todo el sistema para identificar los puntos o tramos que presentan los inconvenientes y ejecutar modificaciones empíricas, sin seguridad de que realmente se conviertan en soluciones.

Además, lo anterior representa costos elevados y plazos de reparación extendidos, ya que identificar los puntos deficientes conlleva largos periodos de exploración y absorben muchos recursos de mano de obra.

También, desde la perspectiva del crecimiento urbano, no se cuenta con proyecciones o simulaciones de cómo será el comportamiento futuro del sistema de abastecimiento, lo cual, dificulta la correcta planificación del desarrollo, debido a que no se conoce si el crecimiento de la población podrá ser suplido por la capacidad instalada del acueducto.

Otro efecto directo de los problemas de distribución es la ralentización del desarrollo económico de la zona, porque la inversión en infraestructura con fines turísticos y comerciales, casas de habitación, apartamentos, entre otros, es baja y se limita a los puntos de la red donde el servicio opera de forma aceptable.

1.2. Importancia

La posibilidad de que la Municipalidad de Abangares cuente con un modelo hidráulico digital del acueducto, se convierte en una herramienta de gran relevancia para el monitoreo de la operación y para la toma de decisiones, porque permite evaluar diversas condiciones de abastecimiento, respecto a la población actual o futuras, cambios de diámetros, de materiales en la tubería, colocación de válvulas de aire o reductoras de presión, instalación de bombas impulsoras, cambios en el sistema de cloración, simulación ante incendios, facilita el proceso de detección y solución de fugas, favorece la planificación del crecimiento del sistema de distribución, y de acuerdo a alguna otra situación en particular.

Lo anterior, permite la evaluación previa de las mejoras planteadas ante los problemas identificados y según los resultados, seleccionar la que brinde el cambio más positivo para el sistema y para los usuarios, lográndose así, un servicio de mayor calidad y que cumpla con la normativa costarricense.

También, desde la perspectiva de los costos de mantenimiento del sistema, el impacto es muy positivo, porque en el modelo hidráulico se pueden identificar los sectores y tramos de tuberías

que presentan presiones y velocidades que incumplen con la normativa vigente, reduciéndose así, los costos incurridos por enviar el personal al campo a identificar los problemas.

Desde el punto de la calidad del agua, poder analizar y verificar que la cloración se realice de forma correcta (cloro residual estable y que cumpla con la concentración mínima en cada punto de consumo), representa un gran avance tecnológico para la administración, gracias a la facilidad con la que se puede controlar si la desinfección es adecuada o si requiere ajustes. Además, esto permite dar mayor seguridad a los usuarios, debido a la reducción de la probabilidad de adquirir problemas de salud por medio del consumo de agua no potable y a la vez, implica mejores condiciones de salud pública para la población.

A su vez, se pueden identificar las zonas en las cuales el cloro residual no cumple con la concentración estipulada y con esto, poder dar solución al problema es mucho más efectivo, dado que se conoce con mayor exactitud los puntos a intervenir.

Por otro lado, con el mejoramiento generalizado del abastecimiento a lo largo de toda la red, la ciudad de Las Juntas puede recuperar el dinamismo económico y se convertiría en una zona atractiva para la inversión en infraestructura con fines turísticos, comerciales y habitacionales, principalmente; y con ello, se alcanzaría un mejor desarrollo económico para la zona.

1.3. Antecedentes

La Municipalidad de Abangares realiza mediciones de campo ocasionales de presión y concentración de cloro, y se han efectuado proyectos finales de graduación con relación directa e indirecta con lo que se plantea en este documento.

Los proyectos que han sido efectuados en la zona de Abangares corresponden a:

- Análisis hidráulico sanitario del sistema de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Las Juntas de Abangares, elaborado por Edgar Arroyo Herrera.
- Propuesta de instrumentación para el control de la sostenibilidad y disponibilidad del recurso hídrico de la cuenca del Río Abangares, elaborado por Óscar Fernández Hidalgo.
- Diagnóstico de los acueductos rurales Coyolar, Matapalo, Santa Lucía y Arizona del cantón de Abangares, Guanacaste y propuestas para su mejoramiento; elaborado por Ronald Castillo Gutiérrez.

1.4. Objetivos

1.4.1. General

Analizar diferentes escenarios de abastecimiento en el acueducto de Las Juntas de Abangares, mediante el software EPANET y la determinación de presión, velocidad y contenido de cloro residual en el agua de la red de distribución.

1.4.2. Específicos

- Generar y calibrar un modelo hidráulico digital para la red de distribución del acueducto en el software EPANET.
- Determinar la presión y velocidad del agua en la red de distribución, para cada escenario de abastecimiento y mediante el modelo hidráulico digital.
- Determinar las concentraciones del cloro residual y sus variaciones, para cada escenario de abastecimiento en la red de distribución mediante el modelo hidráulico digital.
- Sugerir mejoras para la correcta operación del acueducto, en función de presión, velocidad y cloro residual.

1.5. Delimitación del problema

1.5.1. Alcance

- El trabajo realizado se concentra en el acueducto de la ciudad de Las Juntas de Abangares, provincia de Guanacaste y se efectuó entre febrero y diciembre del 2020, y únicamente se trabajó con el sistema administrado por la Municipalidad de Abangares.
- El análisis efectuado abarca la red de distribución, desde la salida de la planta potabilizadora hasta el último usuario en cada uno de los extremos del sistema. No se contemplan los puntos de toma del agua en las fuentes, tuberías de conducción y el funcionamiento de la planta potabilizadora, por lo cual, dichos subsistemas quedan fuera del alcance de este trabajo.
- La información del caudal disponible en las fuentes fue suministrada por la administración del acueducto y no se realizaron estudios hidrológicos para determinarlo.

- La administración del acueducto brindó la información de las características actuales que posee el sistema, como diámetros, materiales de las tuberías, volumen y forma de los tanques, consumo mensual, facturación, mediciones de campo, operación, etc; por lo cual, los análisis, resultados y recomendaciones están sujetas a dicha información.
- La demanda de agua se determinó a partir de datos de facturación del acueducto, comprendidos entre octubre del 2018 y octubre del 2019, facilitados por la administración.
- Los escenarios analizados se consideraron a partir del crecimiento vegetativo de la población y de consideraciones establecidas por el ente administrador, y se utilizó un horizonte de 20 años para el crecimiento vegetativo, es decir, la población se proyectó al 2040.
- Los resultados de pruebas de campo, tanto de cloro residual como de presiones fueron suministrados por la administración del acueducto y corresponden a datos puntuales, no son registros históricos ni extendidos.
- La calibración del modelo hidráulico se hizo mediante datos puntuales de presión, facilitados por la administración, que fueron medidos en lugares y horas específicas en la red de distribución.
- La calibración del modelo hidráulico se efectuó con un error igual o menor al 20%, es decir, un 20% o menos de diferencia entre los valores calculados con el modelo y los medidos en campo.
- Se determinaron y analizaron las presiones, velocidades, caudales y concentraciones de cloro residual a lo largo de toda la red, mediante el modelo hidráulico digital generado en el software EPANET.
- Se utilizó la normativa vigente para discernir si los resultados obtenidos de presión, velocidad y concentración de cloro residual son aceptables o deficientes, desde el punto de vista hidráulico y de calidad del agua. Dicha normativa se puede ver en el marco legal de este documento.
- Con el análisis y resultados obtenidos a partir del modelo hidráulico se dan recomendaciones para la optimización del acueducto, desde la perspectiva hidráulica y de calidad del agua (cloración).

- No se realizaron diseños de ningún tipo, únicamente se recomienda el tipo de elemento, modificación o implementación necesaria para mejorar el sistema de distribución.
- Para la modelación se utilizó la curva de variación horaria del consumo existente para el acueducto, la cual fue determinada en el 2002 por (Arroyo Herrera, 2002).

1.5.2. Limitaciones

- La información topográfica que se utilizó corresponde a curvas de nivel obtenidas del Sistema Nacional de Información Territorial (SNIT, 2020) y no se realizó ningún levantamiento topográfico en la red de distribución. Por lo tanto, se partió del hecho de que cada una de las elevaciones del acueducto son correctas y que la única manera de obtener mayor exactitud es mediante un levantamiento topográfico.
- La actualización de la red se hizo a partir de datos indicados por el personal del acueducto y se verificó mediante reuniones conjuntas, no se hizo ninguna exploración de campo específica para verificar la información, solamente se hizo un recorrido general para conocer ciertos sectores de consumo. Y se realizó de esa manera debido a que las características más recientes de la red de distribución no están registradas en ningún documento o sistema de control.
- Se utilizó el diámetro nominal de las tuberías, debido a que no se contó con información de los espesores de pared (SDR), por lo que no se puede decir con certeza el diámetro real de cada tubería y, por ende, se utilizó el diámetro nominal.
- No se contó con un registro histórico de las mediciones en campo de cloro residual, velocidades y presiones, por lo cual, se usaron los datos puntuales existentes y medidos por la administración del acueducto.
- No se tuvo un registro completo y preciso de la cantidad de agua producida en la planta potabilizadora, sólo se contó con lecturas puntuales en los vertederos a la salida de la misma, por lo que, a partir de estos datos puntuales se calculó el caudal promedio producido y posteriormente se utilizó para aproximar el agua no contabilizada.
- Se asumió que los hábitos de consumo de la población no han cambiado y que tienen el mismo comportamiento que en el año 2002, cuando (Arroyo Herrera, 2002) determinó la curva de variación horaria del consumo.

- Para el análisis de los pueblos periféricos se utilizó la curva de variación horaria del consumo de Las Juntas, ya que son pueblos muy cercanos y se asume que tienen hábitos de consumo iguales a los de la población abastecida actualmente. Además, no existe información para determinar una nueva curva de variación específica para cada pueblo.
- No fue posible efectuar levantamientos detallados del estado actual del acueducto y se contó con poca información (de presión, velocidad y cloro residual) para efectuar la calibración del modelo hidráulico. Además, no fue posible comparar los resultados de velocidad y cloro residual calculados con el modelo con mediciones de campo, únicamente se logró comparar la presión calculada mediante el modelo hidráulico con las mediciones de campo en puntos específicos de la red de distribución.

Capítulo 2

Marcos de referencia y software utilizado

2.1. Marco teórico

2.1.1. Acueducto

Un acueducto es el sistema utilizado para abastecer de agua potable a una población y zona específica.

Según (López Cualla, 2003) los principales elementos que componen un acueducto son:

- Fuentes de abastecimiento.
- Obras de captación y conducción.
- Sistema de tratamiento.
- Almacenamiento y distribución.

Para efectos del presente trabajo se hace énfasis en la red de distribución, ya que es el elemento en donde se realizó el análisis.

2.1.2. Red de distribución

Las redes de distribución consisten en el conjunto de tuberías que se encargan de suministrar agua potable a los consumidores de una región específica, con características de cantidad y calidad adecuadas. (López Cualla, 2003)

Principalmente se compone de tuberías, accesorios o piezas especiales, válvulas, hidrantes, tanques de almacenamiento y tomas domiciliarias. (AyA, 2017)

Según (CONAGUA, 2019), los conceptos anteriormente mencionados se pueden describir de la siguiente forma:

2.1.2.1. Accesorios o piezas especiales

Corresponden a los accesorios que se usan para hacer interconexiones, ramificaciones y cambios de dirección de la tubería, como lo son codos, uniones, tes, yes, cruces, etc).

2.1.2.2. Tubería

Conjunto de tubos de forma circular y sus respectivas conexiones, que se unen unos con otros en puntos llamados nodos. Pueden ser de diversos materiales, sin embargo, actualmente las más utilizadas son de plástico (PVC) y en menor medida las de hierro fundido.

Por otro lado, físicamente los nodos corresponden a las piezas especiales o accesorios, porque son los puntos donde confluyen las tuberías o existen extremos de ellas. Son puntos de la red de distribución en donde el agua puede entrar, salir o consumirse (nodos de consumo). (Epanet.es, 2019)

Además, los nodos son de vital importancia en la modelación de redes de distribución, ya que permiten que el software de análisis pueda conectar las tuberías y asignar demandas, depósitos, embalses, presiones, concentración de cloro residual, etc; junto con los cálculos y resultados asociados.

2.1.2.3. Válvulas

Son elementos que permiten iniciar, impedir o controlar las propiedades del flujo de agua a través de la tubería. Pueden ser de cierre, reguladoras de caudal, reductoras o sostenedoras de presión, de aire o de limpieza.

2.1.2.4. Hidrantes

Dispositivos que se colocan en la red con la finalidad de suplir agua en casos de emergencia (incendios) o para abastecimiento de agua potable en zonas donde por razones económicas (población muy pequeña) no es factible instalar todo un sistema de distribución.

2.1.2.5. Tanque de almacenamiento

Tienen la función de garantizar la cantidad y presión del agua requerida en la red. También, se denominan depósitos. Generalmente se diseña para un volumen total específico, que se compone de la suma de un volumen para reserva, emergencia y de regulación.

El volumen de reserva tiene la finalidad de alimentar la red por un tiempo determinado en caso de alguna falla en la fuente, estaciones de bombeo (si las hay) o en algún otro punto de la red. El volumen de emergencia es el encargado de abastecer los hidrantes en caso de incendios o alguna otra emergencia que requiera grandes cantidades de agua.

En el caso del volumen de regulación, es el que más incide en la operación del sistema, debido a que se usa para controlar el funcionamiento, al mantener un caudal de salida constante y con ello, se logra que las presiones se mantengan con pocas variaciones y se optimiza el funcionamiento de las bombas (si existen).

2.1.2.6. Tomas domiciliarias

Consisten en el conjunto de conexiones y tramos de tubería que conducen el agua desde la red de distribución hasta la red intradomiciliaria de cada consumidor (hogar, fábrica, comercio, hospital, etc). Poseen un dispositivo de medición del consumo encargado de contabilizar la cantidad consumida, llamado micromedidor.

Es importante aclarar que, para efectos de este documento, el análisis se realizó únicamente en la red de distribución, en las tuberías principales y no se incorporó ningún análisis en las tomas domiciliarias.

Una vez descritos los componentes de una red de distribución de agua potable, es necesario abarcar la tipología o los tipos de redes que se pueden encontrar en un sistema de abastecimiento. Seguidamente se detallan.

2.1.3. Tipología de la red de distribución

De acuerdo con (Moliá, 2007) la red de distribución se puede clasificar como red abierta o ramificada, cerrada o mallada, y como red mixta. Cada una se define a continuación.

2.1.3.1. Red abierta o ramificada

Consiste en una red que une cada nodo de consumo por medio de una tubería única, es decir, una sola tubería alimenta todos los nodos.

2.1.3.2. Red cerrada o mallada

Las tuberías que la componen forman cuadrículas (mallas), que alimentan cada nodo de consumo, y así, se logra que a cada punto el agua pueda llegar por diferentes direcciones.

2.1.3.3. Red mixta

Se compone de la combinación de la red abierta con la cerrada. Es decir, tiene tramos en forma de malla y tramos ramificados. En la realidad, lo más común es encontrar redes mixtas, es

difícil encontrar redes perfectamente ramificadas o malladas.

A continuación, se ejemplifican las diferentes tipologías.

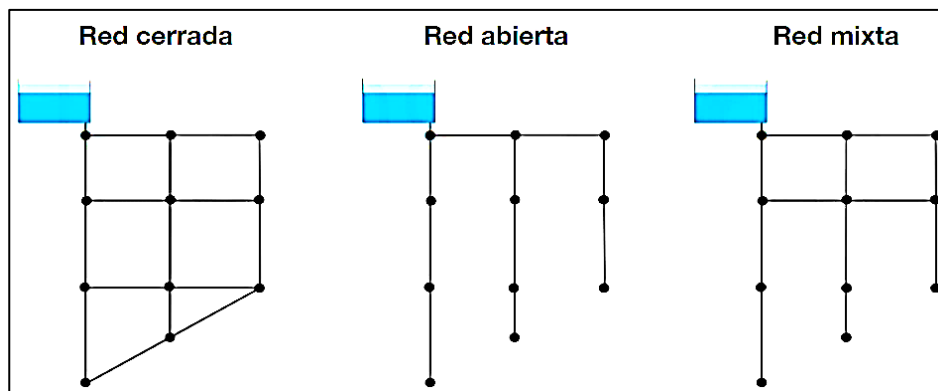


Figura 1. Ejemplo de red cerrada, abierta y mixta

Fuente: (Montealegre Alfaro, 2018)

Se observa la presencia de cuadrículas y de ramificaciones, para la red cerrada y abierta respectivamente, junto con la combinación de ambas, en la red mixta.

A nivel de análisis, la mayor diferencia entre cada tipo de red radica en la identificación y distribución de la demanda de agua en cada nodo de consumo.

En el caso de la red abierta, a cada nodo de consumo le corresponde la demanda del tramo de tubería inmediatamente anterior y así sucesivamente para todos los nodos. En la cerrada, a cada punto de consumo le corresponde la mitad de la demanda de cada tramo de tubería que coincida en dicho nodo. Por otra parte, en la red mixta, la distribución se realiza de combinar el método de la red ramificada y la mallada.

Para continuar con la descripción de un sistema de distribución, es necesario hablar sobre el método de desinfección del agua más utilizado, la cloración, según se muestra a continuación.

2.1.4. Cloración

Según (López Cualla, 2003), la cloración consiste en agregar cloro al agua para eliminar organismos que causan enfermedades. Es el método de desinfección más utilizado, debido al bajo costo y a que es muy efectivo, ya que posee un efecto residual a lo largo de la red de distribución. Se utiliza de forma gaseosa, sólida (granular, polvo o tabletas) y líquida (la más común). Esta última, se efectúa mediante la aplicación de Hipoclorito de Sodio.

Como desventaja, el cloro posee características corrosivas fuertes, por lo que puede causar irritaciones en piel y ojos, puede dañar los materiales de las tuberías, equipos y accesorios.

Para lograr una adecuada desinfección, el cloro debe tener contacto por al menos 20 minutos con el agua y el cloro residual (en cualquier punto de la red de distribución) debe tener una concentración específica, de acuerdo a la normativa que aplique y mantenerse estable en esa concentración. En el apartado legal se establece el rango de concentraciones que exige la normativa costarricense.

El cloro residual consiste en la cantidad restante (residual) de cloro presente en el agua, una vez que ha sido clorada y desinfectada. Es de suma importancia porque en caso de que ingresen nuevos organismos patógenos al agua, el cloro residual se encarga de volverla a desinfectar y así se evitan los problemas de salud en la población abastecida. (OPS, 2009)

Por otro lado, el cloro al efectuar la función desinfectante, pierde paulatinamente la concentración al reaccionar con la materia orgánica presente en el agua, es decir, se consume y puede alcanzar concentraciones de 0 mg/L, por ello, para garantizar una desinfección adecuada es necesario cumplir con la normativa respectiva y monitorear mediante mediciones de campo. (CIDBIMENA, 2004)

Una vez descritos los componentes, tipología y el método de desinfección del agua, se procede a analizar los parámetros de control utilizados para evaluar la operación de un sistema de distribución de agua potable, tal cual se describe en los párrafos posteriores.

2.1.5. Parámetros de control

En una red de distribución de agua potable es necesario controlar que ciertos parámetros se encuentren dentro de los rangos establecidos por la normativa aplicable o que sean adecuados para el correcto funcionamiento de la misma, con el objetivo de brindar un servicio de calidad para los usuarios. Seguidamente, se detalla cada uno de los parámetros de control analizados en este documento.

2.1.5.1. Agua no contabilizada

De acuerdo con (López Cualla, 2003), el agua no contabilizada (ANC) o pérdidas de agua, corresponde a la diferencia entre el volumen de agua producido y el consumido por los usuarios. Es decir, es la cantidad de agua que ingresa a la red de distribución, pero que no es

utilizada por los usuarios y no es contabilizada en los dispositivos de medición del consumo existentes. También suele llamarse como índice o porcentaje de pérdidas de agua.

La diferencia normalmente está asociada con fugas en las tuberías, errores en los micromedidores y a conexiones ilegales (tomas clandestinas). Y teóricamente, un nivel óptimo de ANC oscila entre el 10 y 15%.

El ANC se determina según la siguiente ecuación:

$$ANC = \frac{Volumen_{producido} - Volumen_{consumido}}{Volumen_{producido}} \times 100 \quad (1)$$

Donde:

$Volumen_{producido}$ = volumen total de agua producido en m³.

$Volumen_{consumido}$ = volumen total de agua consumido en m³.

2.1.5.2. Caudal

Corresponde al volumen de agua que atraviesa una superficie por unidad de tiempo. Normalmente se mide en litros por segundo (L/s) o metros cúbicos por segundo (m³/s). (AyA, 2015)

2.1.5.3. Demanda

Es el caudal de agua que se requiere tener disponible para poder abastecer a los usuarios. También, puede llamarse como caudal de consumo o simplemente consumo. (Saldarriaga, 2007)

La demanda se determina según la tipología de la red y de la cantidad de usuarios a abastecer. Tiene unidades de caudal, es decir, volumen por unidad de tiempo, litros por segundo (L/s) normalmente.

La demanda en la red de distribución varía según la hora y es representada a través de la curva de variación horaria, la cual representa el patrón de consumo de los usuarios y su distribución a lo largo del día. (Arroyo Herrera, 2002)

Dicho patrón está determinado por los hábitos y costumbres de la población, la temperatura, calidad del agua, particularidades socioeconómicas, rango de presiones en la red de

distribución, nivel de eficiencia en la administración del acueducto, el costo del agua y precisión de la micromedición del consumo. (López Cualla, 2003)

La curva se caracteriza por tener una serie de factores de variación horaria (FVH), los cuales, se encargan de aumentar o reducir el caudal de consumo promedio, tal cual se muestra en la Figura 2, que corresponde a la curva de variación horaria del consumo del Acueducto de Las Juntas.

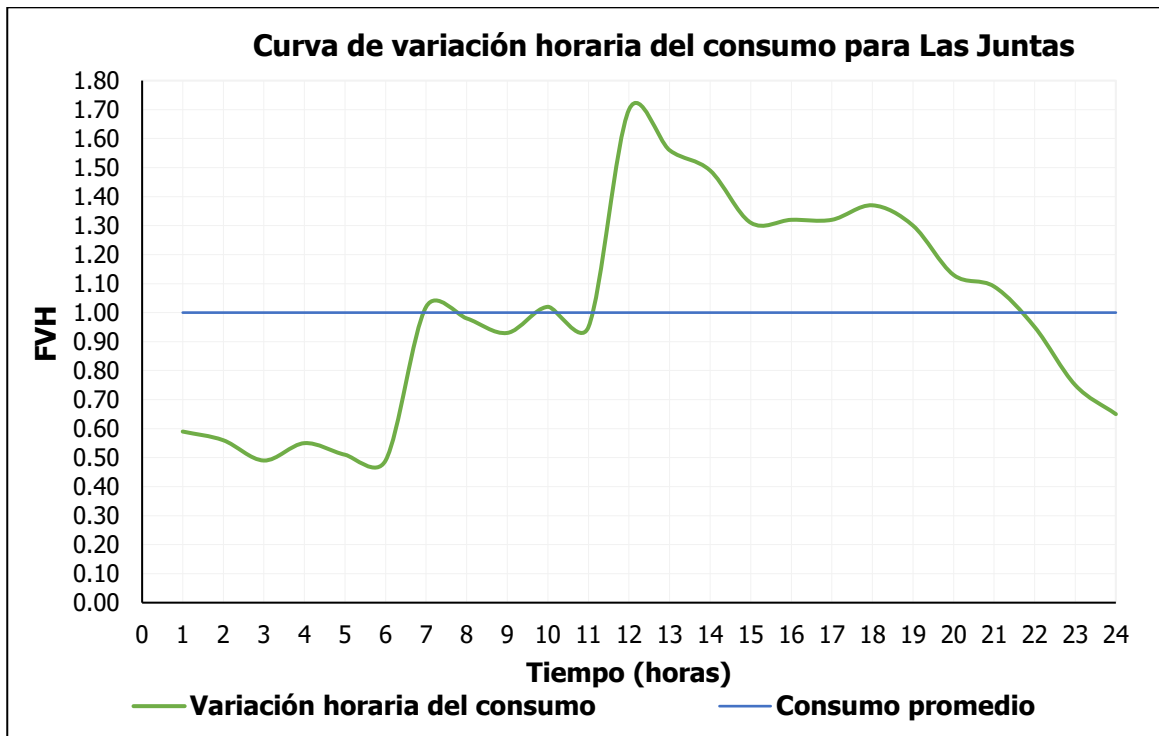


Figura 2. Curva de variación horaria del consumo para Las Juntas

Fuente: (Arroyo Herrera, 2002)

Se observa que la hora de mayor consumo es a las 12 mediodía, donde el FVH es de 1.70 y la de menor es a las 03:00 AM, donde el factor es de 0.49; también, es importante aclarar que la línea horizontal representa el consumo promedio, con un FVH de 1.00 y lo que es superior o inferior, indica el aumento o reducción de ese consumo promedio (respectivamente). En la sección de anexos se adjunta el cuadro completo de los FVH para todas las horas del día.

En términos de este documento, la demanda, el caudal de consumo promedio o el consumo promedio, se utilizan por igual, es decir, como sinónimos.

Para calcular la demanda en cada nodo de la red de distribución es necesario conocer si la

tipología es cerrada o abierta, ya que el cálculo varía para cada una. A continuación, se detallan las ecuaciones correspondientes, las cuales se utilizaron para determinar la demanda.

Demanda en red abierta:

$$q_{nodo} = \frac{Q_{total}}{\sum L_i} \cdot L_i \quad (2)$$

Donde:

q_{nodo} = demanda en el nodo analizado (caudal de consumo) en L/s.

Q_{total} = caudal total consumido en todos los nodos de la red analizada en L/s.

$\sum L_i$ = suma de los tramos de tubería pertenecientes a la red analizada en metros.

L_i = longitud del tramo inmediatamente anterior al nodo analizado en metros.

Demanda en red cerrada:

$$q_{nodo} = \frac{\frac{Q_{total}}{\sum L_i} \cdot L_i}{2} \quad (3)$$

Donde:

q_{nodo} = demanda en el nodo analizado en L/s.

Q_{total} = caudal total consumido en todos los nodos de la red analizada en L/s.

$\sum L_i$ = suma de los tramos de tubería pertenecientes a la red analizada en metros.

L_i = longitud del tramo inmediatamente anterior al nodo analizado en metros.

Para la red cerrada, tal cual se describió párrafos atrás, la demanda que le corresponde al nodo de consumo es la mitad del consumo de cada tramo de tubería que conecte con el nodo, y esa es la razón por la cual la ecuación debe dividirse entre dos.

2.1.5.4. Dotación y consumo promedio

Es la cantidad de agua que utiliza cada usuario del acueducto en un día, para solventar sus actividades y necesidades cotidianas, como lo son el aseo personal, lavado de ropa, cocina, descarga en sanitarios, limpieza, entre otros. Normalmente el agua que efectivamente es usada por el usuario se le denomina dotación neta y cuando contempla el agua no contabilizada, se

le denomina dotación bruta. (López Cualla, 2003)

La dotación tiene unidades de litros por habitante por día (L/hab·d) y al convertirla a litros por segundo (L/s) se obtiene el caudal de consumo promedio, del que se habla en la Figura 2.

La dotación neta y el consumo promedio se determinan con las siguientes ecuaciones:

$$Dotación_{neta} = Volumen_{facturado} \times \frac{1\ 000\ L}{m^3} \times \frac{1\ mes}{30.5\ d} \times \frac{1}{\# habitantes} \quad (4)$$

$$Q_{consumo\ promedio} = \# habitantes \times Dotación_{neta} \times \frac{1\ d}{86\ 400\ s} \quad (5)$$

Donde:

$Volumen_{facturado}$ = volumen total de agua que se facturó en un mes por parte de la administración del acueducto.

1 000 L = número de litros que tiene un metro cúbico.

30.5 d = cantidad promedio de días que tiene un mes.

habitantes = número de habitantes que son usuarios del acueducto.

86 400 s = cantidad de segundos que tiene un día.

$Q_{consumo\ promedio}$ = caudal de consumo promedio, en litros por segundo (L/s).

2.1.5.5. Presión

Físicamente se define como fuerza entre área, es decir, la fuerza que ejerce el agua por unidad de área sobre las paredes de la tubería. Según (AyA, 2017), para las tuberías se define la presión nominal, de trabajo y máxima de trabajo.

La primera hace referencia a la presión interna máxima a la que puede estar sometida una tubería y que considera un factor de seguridad, el valor es facilitado por el fabricante del tubo. La segunda corresponde a la presión interna a la cual está sometida la tubería, de acuerdo al diseño y a la operación normal de la red, es decir, la presión habitual y continua que debe soportar la tubería. Y la tercera, se define como el valor máximo de presión que puede soportar la tubería de forma continua y con la certeza de que sí dicho valor es superado, la tubería fallará.

La presión se mide en diversas unidades, Pascal (Pa), Bar, Atmósfera (at), kilogramos fuerza por centímetro cuadrado (kgf/cm²), metros columna de agua (mca), entre otros. Para efectos del presente trabajo se usará la unidad de mca.

Más adelante, en el apartado legal, se definirán los valores de presión que deben cumplirse, de acuerdo a la normativa nacional.

2.1.5.6. Pérdidas de energía

Las pérdidas de energía se generan producto del rozamiento del agua con la pared de la tubería (pérdidas por fricción) y por los accesorios o válvulas que existan en la red (pérdidas locales). Estas pérdidas también se conocen como pérdidas de carga, ya que ocasionan reducciones de presión, que pueden ser desde muy pequeñas hasta muy grandes. (CONAGUA, 2019)

Las pérdidas por fricción dependen del material y del diámetro de la tubería, de la velocidad y del tipo de fluido. Las locales dependen principalmente de la velocidad y del tipo de accesorio. (Saldarriaga, 2007)

De acuerdo con (Saldarriaga, 2007), existen diferentes ecuaciones para determinar las pérdidas por fricción, pero en el análisis que se presenta en este documento se utilizó la ecuación de Darcy-Weisbach, que se muestra a continuación.

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{\vec{V}^2}{2g} \quad (6)$$

Donde:

h_f = pérdidas por fricción.

f = factor de fricción de la tubería.

L = longitud de la tubería en metros.

D = diámetro de la tubería en metros.

\vec{V} = velocidad del agua dentro de la tubería en m/s.

g = aceleración de la gravedad de la Tierra, m/s².

Por su parte, el factor de fricción (f), EPANET lo obtiene según el valor del Número de Reynolds (Re), tal cual como sigue:

$$f = \frac{64}{Re}; \text{ para } Re < 2000 \quad (7)$$

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon}{3.7 \cdot D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2}; \text{ para } Re > 4000 \quad (8)$$

Donde:

ε = rugosidad de las tuberías según el material.

D = diámetro de la tubería.

En el caso de que $2000 < Re < 4000$, EPANET aplica un proceso de interpolación cúbica extenso, que involucra variables como la rugosidad, diámetro y otras; que para efectos del documento en cuestión no es necesario profundizar.

El Número de Reynolds es un parámetro que indica la relación de las fuerzas inerciales con las viscosas, de un flujo en particular y es adimensional. (Saldarriaga, 2007)

Dichas ecuaciones, tanto la de pérdidas como las del factor de fricción, EPANET las resuelve automáticamente y presenta los resultados de la pérdida para cada tramo de tubería, por lo que no se hizo ningún cálculo manual al respecto, solo se utilizaron los valores que el software determinó.

Para las pérdidas locales de energía, EPANET (software utilizado) las determina por medio de la siguiente ecuación:

$$h_L = K \cdot \frac{\vec{V}^2}{2g} \quad (9)$$

h_L = pérdidas locales.

K = factor de pérdidas locales según la pieza especial o accesorio.

\vec{V} = velocidad del agua dentro de la tubería en m/s.

g = aceleración de la gravedad de la Tierra, m/s².

El factor K es específico para cada accesorio y existen diferentes valores según las características de los dispositivos presentes en la red de distribución. (Epanet.es, 2019)

Al igual que en las pérdidas por fricción, la ecuación anterior EPANET la resuelve de manera

automática y muestra los resultados, por lo que no se realizó ningún cálculo manual.

2.1.5.7. Velocidad

Corresponde a la velocidad con la cual el agua se mueve dentro de la tubería a lo largo de toda la red. Normalmente se define sólo un valor máximo, porque se contempla que a ciertas horas del día (madrugada principalmente) no hay consumo de agua y por ende la velocidad es o tiende a ser de 0 m/s. (AyA, 2017)

Complementariamente a lo visto párrafos atrás, es importante describir algunos conceptos, de manera adicional, y con el objetivo de reforzar y englobar la teoría utilizada en esta investigación, según se muestra a continuación.

2.1.6. Otros conceptos importantes

2.1.6.1. Diámetro nominal

Es la denominación que asigna el fabricante a sus tuberías, con fines comerciales, pero no necesariamente coincide con el diámetro interno del tubo. Este último corresponde al diámetro real de la tubería, ya que el nominal es una nomenclatura de identificación comercial. (Saldarriaga, 2007)

2.1.6.2. Modelo hidráulico

Consiste en una representación computarizada (digital) y simplificada de un sistema existente, en un software específico y que tiene como objetivo aproximar matemáticamente el comportamiento de la red de distribución. También, puede entenderse como un método para aproximar el comportamiento de un sistema de distribución de agua. (Walsky, y otros, 2003)

2.1.6.3. Calibración del modelo hidráulico

Es el proceso que permite ajustar el modelo digital para que represente el comportamiento real del sistema y de la forma más exacta posible, mediante la modificación de parámetros específicos y de esta manera, lograr que los resultados obtenidos con el modelo se aproximen a las mediciones hechas en campo. (Saldarriaga, 2007)

2.1.6.4. Orden de reacción

Indica la velocidad con la cual una sustancia pierde concentración en función del tiempo. Es

importante en las redes de distribución porque permite analizar la pérdida del cloro respecto al tiempo. Para el cloro, el orden de reacción es de 1. (López Cualla, 2003)

2.1.6.5. Tanque quiebragradiante

Es un depósito construido con la finalidad de despresurizar la tubería, es decir, eliminar o quebrar la presión y llevarla a presión atmosférica (presión de 0 mca). El nombre se debe al efecto de quebrar el gradiente hidráulico (cambio de presión entre dos puntos) y llevarlo a cero.

Un tanque quiebragradiante se coloca con el objetivo de ajustar la presión a la capacidad de la tubería o para adecuarla a las necesidades de la red de distribución; o visto de otra manera, son una forma de controlar sobrepresiones en los sistemas de distribución de agua. Normalmente el volumen de estos tanques es pequeño. (AyA, 2015)

2.1.6.6. SDR

Es la relación existente entre el diámetro nominal y el espesor de pared de la tubería. Las siglas derivan del inglés (Standard Dimension Ratio), que significa relación de dimensión estándar. (Aquatherm, 2020) En términos prácticos, conforme menor sea el SDR, mayor será la resistencia a la presión. Para agua potable lo normal es utilizar SDR 32.5, 26 y 17.

2.2. Marco legal

2.2.1. Ley General de Salud N° 5395 (1973)

Extiende una serie de disposiciones en relación a la salud pública, sin embargo, respecto a la temática de este documento, tienen aplicación directa los artículos comprendidos del 264 al 277, que corresponden a las directrices del agua para uso y consumo humano. (SCIJ, 2019)

Específicamente, el artículo 267 estipula lo siguiente: todo sistema de abastecimiento de agua potable destinada al uso y consumo de la población, deberá suministrar agua potable, en forma continua, en cantidad suficiente para satisfacer las necesidades de las personas y con presión necesaria para permitir el correcto funcionamiento de los artefactos sanitarios en uso.

Como se observa, el extracto anterior posee aplicación directa con los objetivos del trabajo, porque se busca efectuar un análisis de las presiones y determinar si se ajustan a los requerimientos mínimos que debe cumplir un sistema de distribución de agua potable.

2.2.2. Reglamento para la calidad del agua potable N° 32327-S (2005)

Establece los niveles máximos permitidos para los diferentes componentes del agua, los cuales, pueden convertirse en un riesgo para la salud de la población y en problemas para los acueductos. (Ministerio de Salud de Costa Rica, 2019)

Se divide en cuatro niveles de control, siendo el primero un control básico y el cuarto el más sofisticado. Para el presente trabajo aplica el Nivel 1, dado que es donde se incluye el cloro residual y se estipula que la concentración debe ser de 0.30 a 0.60 mg/L en la red de distribución, es decir, cada punto de la red debe estar dentro de ese rango.

También, especifica aspectos como vigilancia de la calidad y desinfección del agua, debido a que son requisitos básicos para la correcta operación de un sistema de abastecimiento.

2.2.3. Norma técnica para el diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, saneamiento y pluvial del AyA (2017)

Corresponde a una serie de requisitos y recomendaciones que tienen la finalidad de orientar el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable. Cubre proyectos de interés público o privado, y representa el fundamento con el cual el AyA realiza la revisión y aprobación de los mismos. (AyA, 2017)

En la norma se define que la velocidad máxima del agua debe ser de 3 m/s, la presión mínima de 15 mca y la presión máxima de 50 mca. También, se aclara que se aceptan valores de 70 mca, en zonas con topografía quebrada. Además, estipula que, para redes de distribución, el período de análisis es de 20 años, por lo cual, en el escenario de proyección de la población, se analizó el sistema al año 2040.

Dichos valores fueron los utilizados como referencia para la comparación de los resultados obtenidos y para externar las recomendaciones planteadas más adelante. Junto con lo establecido sobre diámetros mínimos de tuberías para la interconexión de hidrantes.

2.2.4. Reglamento a la Ley de declaratoria del servicio de Hidrantes como servicio público y reforma de leyes conexas N° 8641 (2008)

El objetivo principal corresponde a la regulación, desarrollo, operación y mantenimiento de la red de hidrantes en todo el país, mediante especificaciones y requisitos concernientes al tema. Se estipula que las funciones anteriores deben ejecutarlas las entidades encargadas de la

prestación del servicio de agua potable. (SCIJ, 2019)

El reglamento establece que la presión residual en cada hidrante debe ser de 1.41 kgf/cm² (14.1 mca). Esta presión es la mínima requerida para que un camión pueda aspirar agua del hidrante. (NFPA, 2013)

Para efectos de la presente investigación, se verificó que la presión en cada hidrante fuese mayor a 14.1 mca y así se comprueba el cumplimiento del reglamento.

2.3. Software utilizado

2.3.1. Software QGIS

Es un software orientado al manejo de Sistemas de Información Geográfica (SIG), de libre acceso (gratis), con gran capacidad de soporte y de análisis para diversos formatos, y posee una amplia gama de funciones que permiten el procesamiento de la información. (QGIS, 2020)

En este trabajo se utilizó la versión 3.12.1-București para la obtención de elevaciones, coordenadas de los nodos, longitud de tuberías y para la identificación de cada una de las fincas de consumo del acueducto. Entre las funciones utilizadas se encuentra la interpolación, análisis de archivos ráster, cálculo de distancias y coordenadas geográficas.

2.3.2. Software EPANET 2.0

Es un software desarrollado por la Agencia Estadounidense de Protección Ambiental (EPA), en el cual se pueden modelar sistemas de distribución de agua. Es de uso libre (gratuito), con gran capacidad de análisis y es específico para sistemas de distribución de agua a presión.

Este software se utiliza alrededor del mundo como herramienta para diseñar nuevos acueductos, modernizar los existentes, optimizar el desempeño de tanques y bombas, optimizar el consumo energético de los sistemas de distribución, estudiar problemas de la calidad del agua y en el acondicionamiento de los sistemas existentes ante posibles emergencias, principalmente. (EPA, 2020)

EPANET permite determinar la presión en cada nodo, velocidad, caudal, la altura del agua en los tanques, la concentración química de algún desinfectante o contaminante, seguimiento del flujo a lo largo de toda la red, entre otras utilidades. (EPA, 2020)

En este proyecto se utilizó la versión 2.0 de EPANET, en idioma español, como herramienta para modelar y analizar la red de distribución. Se usaron las funciones de cálculo hidráulico para determinar presión, velocidad y caudal, y las funciones de calidad del agua, para determinar la concentración de cloro residual a lo largo de la red.

Además, se utilizaron las funciones de variación de la altura del agua en los tanques y las gráficas asociadas.

Capítulo 3

Metodología

El proyecto se realizó en cuatro etapas principales, las cuales, a su vez constan de subetapas, que consisten en tareas o procesos necesarios para el cumplimiento de cada una. En la siguiente figura se muestra el diagrama de flujo que representa la secuencia efectuada.

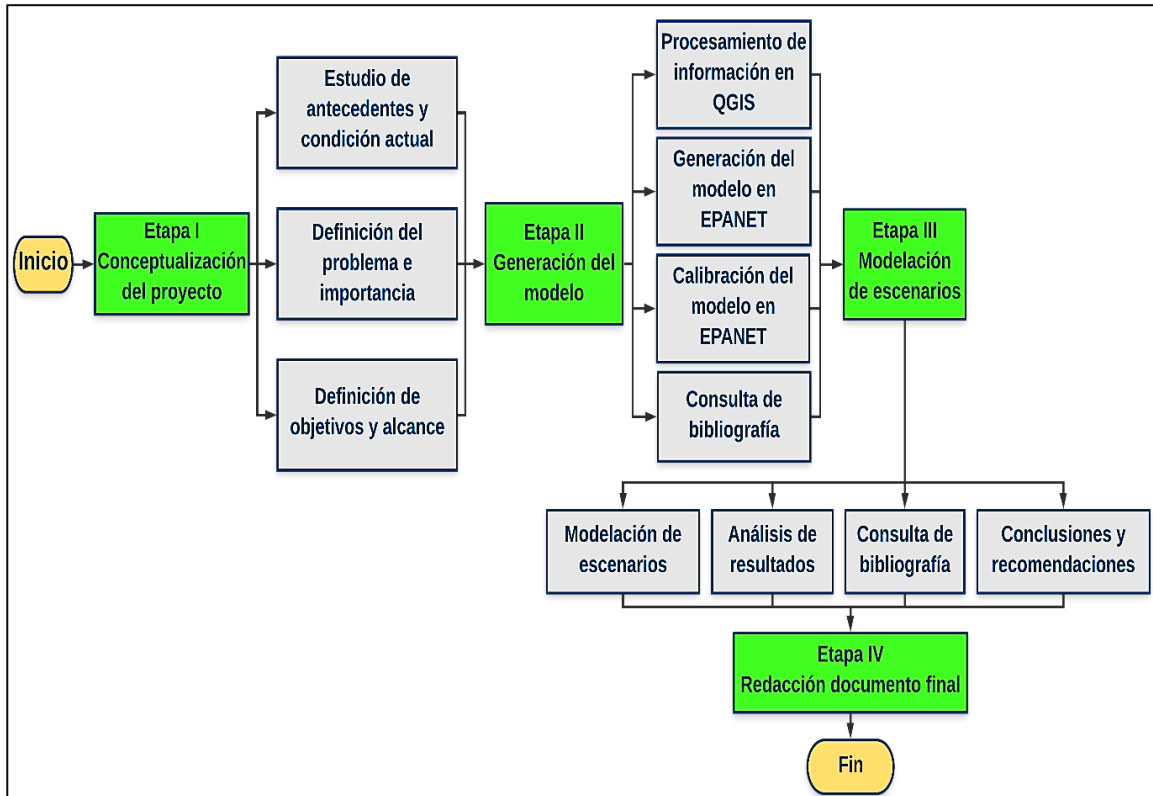


Figura 3. Diagrama de flujo de la metodología utilizada

3.1. Etapa I. Conceptualización del proyecto

La Etapa 1 consistió en la investigación inicial para conocer y comprender el problema, para lo cual se consultó información sobre la zona de Abangares y específicamente de Las Juntas, y del acueducto que posee y opera actualmente. Entre la información que se consultó se encuentra las investigaciones efectuadas por (Arroyo Herrera, 2002) y (Castillo Gutiérrez, 2013), las cuales permitieron un primer acercamiento a las características de la zona y del sistema de abastecimiento de agua utilizado, junto con las problemáticas que lo afectan.

Paralelamente, con la colaboración de la directora de este trabajo se establecieron los objetivos

y alcance para el proyecto.

3.2. Etapa II. Generación del modelo

En esta etapa la finalidad fue la generación del modelo de análisis en EPANET y su respectiva calibración. El desarrollo del modelo hidráulico requirió del trabajo que se describe a continuación.

3.2.1. Procesamiento de la información en QGIS

Este paso consistió en efectuar un amplio procesamiento de la información en el software QGIS, con el objetivo de determinar longitudes de tuberías, elevaciones y coordenadas de los nodos que componen la red de distribución.

Como parte de la información previa acerca del acueducto, se contó con un modelo de información geográfica, con tuberías, nodos, tanques, planta potabilizadora y los consumidores o usuarios del servicio de agua potable; y, a partir de dicho modelo se realizó todo el procesamiento que se describe a continuación.

Lo primero que se hizo fue utilizar curvas de nivel obtenidas a partir del Sistema Nacional de Información Territorial (SNIT, 2020) y las herramientas de interpolación de QGIS para determinar las elevaciones de cada uno de los nodos existentes. Las curvas de nivel utilizadas corresponden a cada 2 y 10 metros, y fue necesario hacer una combinación de ambas para definir de la manera más exacta posible la elevación de cada nodo de la red de distribución.

Seguidamente, con las herramientas de geometría del software, se actualizaron las coordenadas (X,Y) de cada nodo y mediante los comandos de cálculo de distancias, se determinaron las longitudes de las tuberías que interconectan cada uno de los nudos a lo largo de todo el sistema. Las coordenadas geográficas con las que se trabajó corresponden a CRTM05.

Además, fue necesario agregar nuevos nodos y tuberías en puntos específicos, con el objetivo de crear puntos de control de presiones y de mejorar el trazado de ciertas tuberías, para facilitar su manipulación en el análisis hidráulico. Para los elementos que se adicionaron se ejecutaron los mismos pasos mencionados anteriormente, de obtención de elevaciones, longitudes y coordenadas.

Una vez que se completó el procesamiento descrito, se exportó toda la información de los nodos, tuberías, longitudes, elevaciones y coordenadas al software EPANET, para poder continuar con la generación del modelo hidráulico digital.

En este paso, fue necesario calcular la demanda de agua en cada nudo de la red, para ello, se usó el consumo promedio mensual, obtenido a partir de los registros de facturación facilitados por la Municipalidad de Abangares, referentes al período comprendido entre octubre del 2018 y octubre del 2019. El promedio mensual se obtuvo en m³/mes y se convirtió a L/s.

Por medio de la información geográfica de los usuarios facilitada en el modelo de QGIS, se identificó cada grupo o finca de consumidores y se le asignó el consumo promedio mensual respectivo, es decir, para cada finca de consumo se determinó la cantidad de agua consumida en L/s.

Una vez que se identificó cada finca con su respectivo consumo, se analizó si la red que le suministra el agua es de tipología abierta o cerrada, para con ello, poder distribuir el consumo, según el método correspondiente. En el caso de ser ramificada, se asignó el consumo en el nodo presente al final de cada tramo de tubería y en caso de ser mallada, se asignó la mitad del consumo de cada tramo de tubería en los nodos extremos.

El análisis descrito se realizó para cada una de las fincas de consumo que abastece el acueducto y la demanda total se determinó por superposición del consumo, es decir, en los nodos en los que coincidían dos o más fincas, se sumó el consumo de cada una y el resultado final, corresponde a la demanda total que debe suplir ese nudo.

Es importante aclarar que se realizó el análisis por fincas de consumo debido a que la información de facturación facilitada por la Municipalidad se encuentra segmentada de esa forma y para poder sintetizarla, fue necesario ajustarse a esa segmentación y trabajar a partir de ella.

3.2.2. Generación del modelo hidráulico en EPANET

Con la demanda calculada y distribuida en toda la red de análisis, junto con la información previamente obtenida mediante el software QGIS, se procedió a crear el modelo de análisis en EPANET y para lograrlo, toda la información se introdujo en un fichero de texto para que el software la reconociera y generara el sistema de distribución.

Posteriormente, se revisó y verificó que el modelo generado coincidiera perfectamente con la información suministrada y se hicieron los ajustes necesarios, como ubicaciones de algunos nodos y conexiones de ciertas tuberías. Para continuar con la generación del modelo, se incluyeron los datos de concentración de cloro a la salida de la planta potabilizadora, nivel mínimo y máximo del agua, volumen, elevación y diámetro de cada uno de los tanques.

Los tanques se modelaron como depósitos y la Planta Potabilizadora como un embalse (según el lenguaje de EPANET). Además, se colocó una válvula reguladora de caudal a la salida de la Planta Potabilizadora, para representar el caudal de salida de la misma, con la finalidad de representar lo mejor posible la realidad del sistema. En el caso de la Planta Potabilizadora, se introdujo el valor de la elevación y de las coordenadas.

Por otro lado, en las tuberías se configuró el orden y el coeficiente de reacción del cloro, tanto en el medio como en la pared de cada tubo, para con ello, representar la pérdida de concentración a lo largo de toda la red de distribución.

Además, se incorporó la rugosidad de las tuberías y se configuró el cálculo hidráulico para que EPANET lo realizara por medio de la ecuación de Darcy-Weisbach.

Como parte de la generación del modelo hidráulico, también se incluyó la curva de variación horaria del consumo, específicamente, se incluyeron los FVH (Cuadro 38) en EPANET, para que la demanda sea modificada de acuerdo a dichos factores. Como se especificó antes, esta curva fue determinada por (Arroyo Herrera, 2002).

Con las configuraciones e inclusiones mencionadas, se procedió a ejecutar diferentes simulaciones para constatar que el modelo funcionara correctamente, sin errores, inconsistencias u otros problemas, tanto desde el punto de vista hidráulico como de calidad, y al verificarse el funcionamiento, se da por aceptado y se procedió a continuar con la siguiente etapa, correspondiente a la calibración del modelo hidráulico.

3.2.3. Calibración del modelo hidráulico

Culminadas las pruebas de simulación previamente descritas, se continuó con la calibración del modelo, con el objetivo de hacer que el modelo hidráulico se ajustara a la realidad actual del sistema de distribución. Se contó con datos de presión medidos en campo en los puntos de control definidos (hidrantes), las mediciones fueron puntuales, es decir, una medición por cada

punto y en total se utilizaron 13 datos de presión (13 puntos).

Los datos de presión se introdujeron como un fichero de texto a EPANET, el software los comparó automáticamente y mostró que tanto se acercaban los valores calculados con los medidos. Inicialmente se tuvo grandes diferencias entre lo determinado por EPANET y lo observado en campo, por lo cual, fue necesario implementar una serie de modificaciones para poder acercar los resultados del modelo a las mediciones de campo. El mayor inconveniente fue que las presiones calculadas por el modelo eran muy altas, respecto a las medidas, que en algunos casos eran 1.5 o 2 veces más altas.

Se probaron diferentes estrategias de manera iterativa, hasta lograr definir cuales permitían ajustar (calibrar) al nivel deseado, entre ellas, aumentar la demanda de cada nodo, colocar fugas en zonas de presiones altas, colocación de válvulas reductoras de presión y de rotura de carga hidráulica, aumentar la rugosidad de las tuberías y considerar pérdidas locales.

Al final de muchas pruebas y verificaciones, la calibración se realizó de la siguiente manera: la demanda asignada en el modelo hidráulico se aumentó al doble, mediante la inclusión de un factor de demanda en EPANET igual a 2, lo que implica que cada nodo tiene un consumo de dos veces el asignado. Al hacer dicho aumento se logra una reducción de presiones y un acercamiento considerable, pero insuficiente, y al aumentar aún más, se presentaron resultados inconsistentes, como niveles muy bajos del agua en los tanques o vaciado total en algunas horas del día; por lo que no se aumentó más, se configuró al valor de 2.

Con la demanda aumentada al doble y con sectores de presiones elevadas, la siguiente modificación fue colocar válvulas reductoras de presión en las tuberías que alimentan a dichos sectores, con lo que se logró un acercamiento muy importante entre los valores calculados y medidos. Sin embargo, como esta estrategia puede alterar en gran medida el comportamiento hidráulico de la red, debido a que idealiza la presión, al mantenerla dentro de un rango que no necesariamente es el que ocurre en la realidad y con ello, los resultados obtenidos tienen una confiabilidad inferior a la deseada.

Por lo tanto, se decidió utilizar una estrategia similar, pero utilizando una válvula de rotura de carga hidráulica, es decir, una válvula que impone una pérdida de presión constante y puntual, con lo que se logró un ajuste realmente satisfactorio entre la presión calculada y la observada en campo.

Ambas estrategias, la de válvulas reductoras de presión y las de rotura de carga, fueron las únicas que representaron una solución para el problema de la calibración del modelo hidráulico, ya que se corrigió el inconveniente de las altas presiones y permitió acercarse a la realidad con la modelación. Al final, se decide utilizar como solución la estrategia de las válvulas de rotura de carga hidráulica, debido a que se ajusta mucho más a la realidad del sistema y se concluye que en la red de distribución existe un problema no identificado (hasta la fecha), que hace caer las presiones considerablemente y justamente de ahí parte el hecho de que las válvulas permiten la calibración.

Por último, en un sector específico, en la comunidad del El Campo, únicamente fue necesario la colocación de una fuga, que en el lenguaje de EPANET se tratan como emisores y con ello las presiones se ajustan a los valores medidos.

Con la combinación de las tres modificaciones mencionadas anteriormente, aumento de la demanda, colocación de válvulas de rotura de carga hidráulica y de una fuga, se logró calibrar el modelo, con porcentajes de error inferiores al 20%, específicamente, errores entre el 3 y 18.4%, los cuales se ajustan al nivel deseado, menores o iguales al 20%. En la sección de anexos se adjuntan los resultados del proceso de calibración.

De acuerdo a los porcentajes de error obtenidos entre los valores de presión calculados por EPANET y a los medidos en campo, se da por aceptado y concluido el modelo hidráulico, y es posible continuar con las siguientes etapas del trabajo.

3.3. Etapa III. Modelación de escenarios

Al concluir la etapa de calibración, inmediatamente se procede a continuar con la modelación de escenarios, análisis de resultados, obtención de conclusiones y recomendaciones. Para ello, se configuraron las condiciones específicas de cada uno de los escenarios (se describen más adelante) en el modelo de EPANET y se ejecutaron las simulaciones, se extrajeron los resultados, se interpretaron y se hicieron las inferencias respectivas, para así poder externar conclusiones y recomendaciones.

A partir del modelo base, el que se calibró y ajustó a la realidad actual del acueducto, se generaron tres copias, una por cada escenario adicional (2, 3 y 4) y para cada una se hicieron los ajustes necesarios para representar la condición deseada.

En el escenario dos se agregó la demanda adicional de cada pueblo periférico y en nodos específicos. Para el caso específico de Parcelas de San Juan, se calculó la longitud de tubería requerida mediante el modelo de QGIS y se agregó en el modelo hidráulico, se hizo la selección preliminar de una bomba impulsora y se configuró en EPANET, y se adicionaron dos tanques nuevos, uno en cada extremo de la línea tubería. Se efectúan las simulaciones respectivas, se extraen y analizan los resultados.

Para el escenario tres, el primer paso fue calcular la proyección de la población al año 2040 (según se muestra en la sección de anexos), posteriormente la cantidad de habitantes obtenida se convierte en una demanda (caudal de consumo) y se procede a modificar la demanda base (la del escenario uno) para ajustarla al nuevo caudal requerido. Las demás características se mantienen iguales a las del modelo base. De igual manera se realizan las simulaciones, se extraen y analizan los resultados.

En el escenario cuatro, la modificación que se hizo fue multiplicar la demanda en cada uno de los nodos de consumo del escenario 3 por un factor de 1.30, para con ello representar la condición del 30% de ANC y esa es la única variación que se realizó. Con esto, se hacen las simulaciones, se extraen y analizan los resultados.

Finalmente, con todos los resultados interpretados y analizados, se procede a redactar las conclusiones y recomendaciones asociadas. Las recomendaciones que eran posibles de evaluar desde el modelo hidráulico, se simularon, se determinó el nivel de impacto que tienen y posteriormente se redactaron en este documento.

3.4. Etapa IV. Redacción del documento final

Finalmente, en la etapa IV, se agrupa toda la información analizada y se plasma en el presente documento, según cada etapa y apartado aquí contenido.

Es importante aclarar que, en cada una de las etapas descritas fue necesario la consulta constante de bibliografía en fuentes diversas, para esclarecer dudas y resolver los contratiempos que surgieron en el desarrollo de la investigación.

Capítulo 4

Descripción de la red, supuestos de modelación y escenarios analizados

4.1. Descripción de la red

El acueducto se localiza al Este de la Provincia de Guanacaste, en el Cantón de Abangares y en el Distrito de Las Juntas. Abangares es el cantón número 7 de la provincia de Guanacaste y se fundó en junio de 1915. Posee 4 distritos, Colorado, La Sierra, Las Juntas y San Juan. Las Juntas es la cabecera central. (Municipalidad de Abangares, 2020)

El Cantón de Abangares limita al norte con Cañas y Tilarán, al este y sur con la Provincia de Puntarenas, y al oeste con el Golfo de Nicoya. Posee una superficie de 675.8 km² y al 2011 tenía una población de 18 045 habitantes. En la siguiente figura se muestra un mapa de la red de distribución y al final de este documento se muestra una versión ampliada, ambos en el sistema de coordenadas CRTM05.

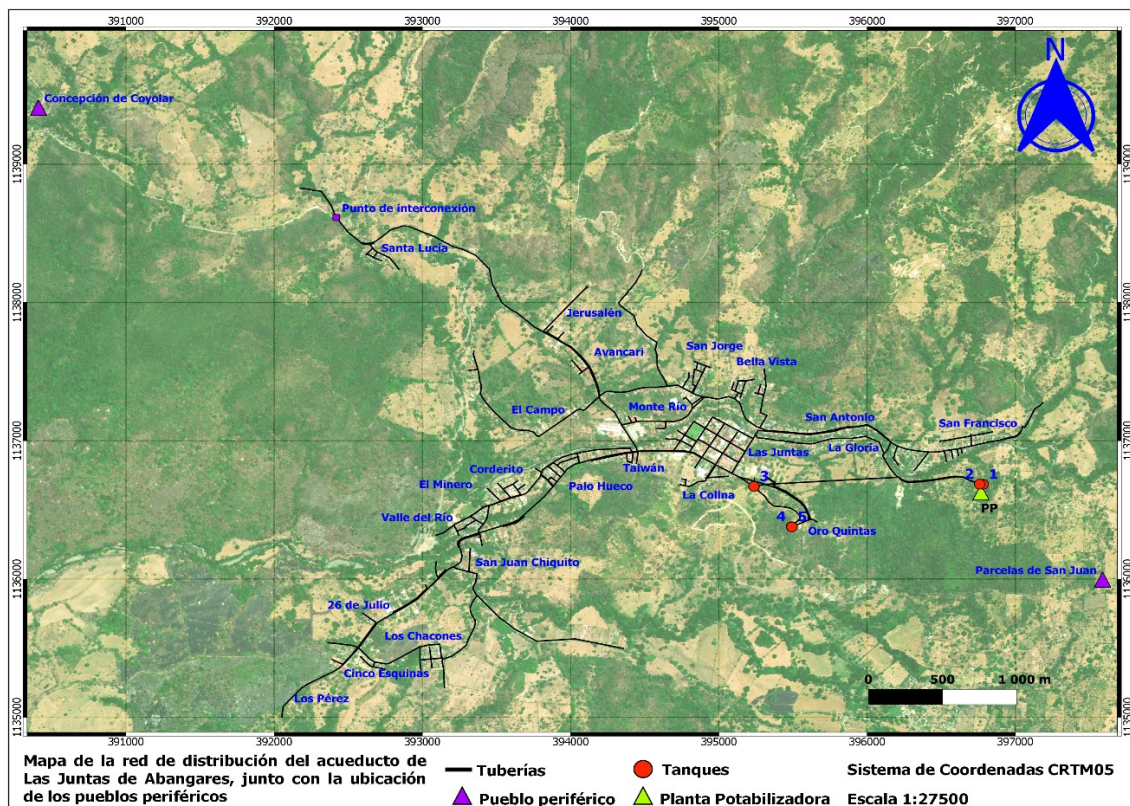


Figura 4. Mapa de la red distribución

La red de distribución se compone de una planta potabilizadora, 5 tanques de almacenamiento, 39 hidrantes, la mayoría de tuberías son de PVC y unos pocos tramos son de hierro fundido, válvulas de paso y desagüe, accesorios (codos, tes, etc), micromedidores, un subsistema de impulsión y posee una tipología mixta, es decir, combina redes abiertas con cerradas.

En la siguiente figura se muestra el esquema actual bajo el cual opera la red de distribución del acueducto.

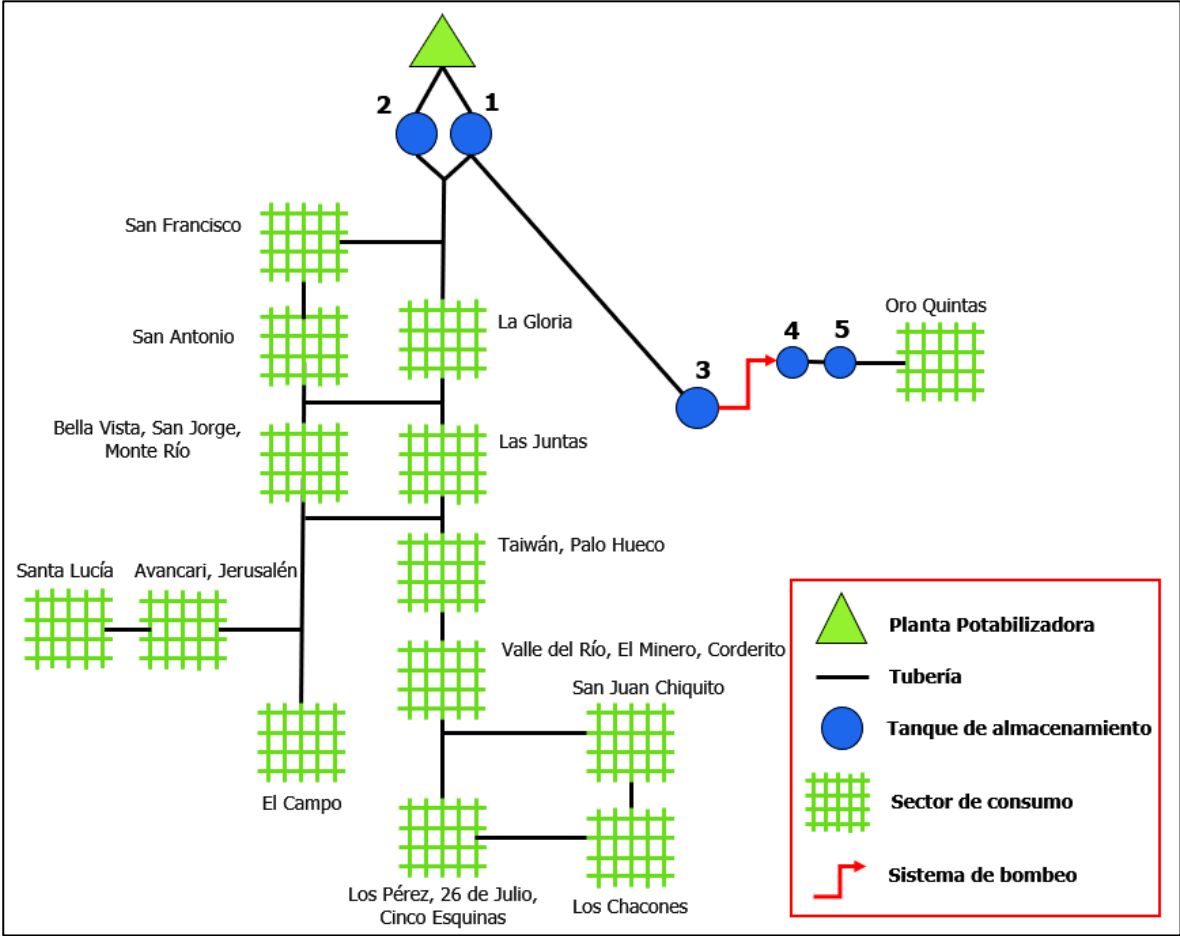


Figura 5. Esquema actual de la red distribución

Como se aprecia en la figura, dos de los tanques se encuentran a la salida de la planta potabilizadora, uno tiene capacidad para 382 m³ y el otro para 600 m³, están construidos con concreto reforzado y acero vitrificado, respectivamente. El tercer tanque se ubica 1.5 km (aproximadamente) aguas abajo de los dos primeros, tiene capacidad para 230 m³ y es de concreto reforzado. Los otros dos tanques restantes están ubicados en el sector de Oro Quintas, son de plástico y cada uno posee 22 m³ de capacidad. El subsistema de bombeo está

ubicado e impulsa agua del tanque 3 hasta el 4 y 5, donde se almacena, para posteriormente suplir la comunidad de Oro Quintas.

Como se aprecia en la figura anterior, administrativamente el acueducto está sectorizado según el lugar que abastece y cada sector representa un pueblo y con base en ello se realiza toda la gestión correspondiente. Los sectores (pueblos) que principalmente abastece son Los Pérez, Cinco Esquinas, Los Chacones, 26 de Julio, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, Oro Quintas, La Gloria, San Francisco, San Antonio, Bella Vista, San Jorge, La Luz, Monte Río, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía.

Un punto importante de mencionar es que todos los pueblos son abastecidos desde los tanques 1 y 2, tal cual se muestra en el esquema y el agua se consume conforme atraviesa por cada sector. No existe ningún tanque intermedio de almacenamiento o quiebragradiante, válvulas reductoras de presión o de aire, ni algún otro dispositivo de control, por lo que el agua se mueve libremente a través de toda la red de tuberías. El tanque 3 se utiliza únicamente para suplir de agua a la bomba impulsora que lleva el agua hasta Oro Quintas.

Los sectores nombrados anteriormente se usaron como referencia en la presentación de los resultados, para indicar la problemática o condición encontrada en cada sector y las magnitudes asociadas (presión, velocidad y cloro residual).

Por otro lado, las tuberías de PVC poseen diámetros de 12.7 mm ($\frac{1}{2}$ ") hasta los 200 mm (8") y las de hierro dúctil son de 100 mm (4"). Además, existen válvulas de paso y de limpieza, que únicamente se utilizan cuando es necesario, para reparar fugas, hacer nuevas conexiones o en el lavado de las tuberías.

Respecto a la cantidad de usuarios, el acueducto actualmente cuenta con 2 183 micromedidores y abastece a 7 641 habitantes, aproximadamente. (Bogantes Sánchez, 2020)

4.2. Supuestos de modelación

Para efectuar los análisis que se presentan en este documento, se hicieron una serie de supuestos basados en conceptos ingenieriles y en la información disponible acerca del acueducto en estudio. A continuación, se detalla cada uno de ellos.

- La red de distribución se analizó sobre tubería principal, con diámetros iguales o superiores

a 12.7 mm (½") y hasta los 200 mm (8"), según la información facilitada por (Municipalidad de Abangares, 2020) y (Bogantes Sánchez, 2020).

- Se utilizó rugosidad constante en todas las tuberías y con un valor de 0.0015 mm, que corresponde al material de PVC y 0.26 mm para las de hierro fundido.
- Los hidrantes se incorporaron como nudos sin consumo, sobre tubería principal y estos puntos se utilizaron para la calibración del modelo, ya que se contó con datos de medición de presión en ellos.
- Las pérdidas de energía se obtienen a partir de la ecuación de Darcy-Weisbach y mediante el modelo hidráulico digital.
- Las simulaciones se iniciaron a la media noche y se asume que a esta hora los tanques de almacenamiento están a su máximo volumen, es decir, totalmente llenos.
- El sistema de bombeo se inicia apagado, dado que a la media noche todos los tanques están a su máximo volumen y no es necesario que la bomba impulse agua.
- Se asumió que la concentración de cloro residual puede ser 0 mg/L en algún nudo de la red, dado que desde los puntos más alejados hasta la planta potabilizadora existen distancias significativas (hasta 6.5 km).
- Las simulaciones se hicieron de tres días para analizar las presiones y velocidades, y de 7 días para el cloro residual.
- Para el análisis de los pueblos periféricos se utilizó la curva de variación horaria del consumo de Las Juntas, ya que son pueblos muy cercanos y se asume que tienen hábitos de consumo iguales a los de la población abastecida actualmente. Además, no existe información para determinar una nueva curva de variación específica para cada pueblo.

4.3. Escenarios de abastecimiento analizados

Se analizaron 4 escenarios de abastecimiento, que corresponden a la condición actual, condición actual más la expansión del acueducto a 3 pueblos periféricos, proyección de la demanda al año 2040 y análisis de sensibilidad de la demanda al año 2040.

A continuación, se describe cada uno de los escenarios.

4.3.1. Escenario 1. Condición actual

En este escenario la finalidad es conocer el comportamiento actual del sistema y calibrar el modelo hidráulico con los datos existentes, para lo cual, se consideró la cantidad de servicios existentes y la cobertura del acueducto al mes de noviembre del 2020.

El análisis contempla la evaluación de presiones, velocidad del agua, caudales y concentración de cloro residual a lo largo de toda la red; para así, determinar si existen problemas en el acueducto y si cumple con lo establecido por la normativa correspondiente (marco legal de este documento). Para ello, se utilizó el modelo base que se generó y calibró, se obtuvo los parámetros de interés y se analizaron.

La condición representada es la que se muestra en la Figura 5, que corresponde a la configuración actual del sistema de distribución. También, se parte de la serie de supuestos que se describieron previamente, y es importante mencionar que el consumo promedio que se analiza en esta condición es el presentado en el Cuadro 23. Los resultados obtenidos con el modelo de análisis se contrastan con lo estipulado por la normativa, para posteriormente emitir los juicios respectivos.

4.3.2. Escenario 2. Condición actual más interconexión con pueblos periféricos

Como parte de la expansión del acueducto de Las Juntas, se valora abastecer la comunidad de Coyolar de Concepción, el proyecto de Parcelas Agrícolas de Oro Quintas y de San Juan. La primera se encuentra al noroeste de la ciudad de Las Juntas, justo después del pueblo de Santa Lucía; la segunda al sureste de la ciudad y la tercera al este. Al final de este documento se muestra la ubicación de estas comunidades respecto a la red de distribución actual.

A continuación, se muestra la población de cada uno de las comunidades a abastecer y en la sección de anexos se puede ver el cálculo extendido.

Cuadro 1. Población de los pueblos periféricos

Pueblo	Número de viviendas	Población (# hab)	Q de consumo (L/s)
Concepción de Coyolar	60	210	0.380
Oro Quintas	82	287	0.520
Parcelas San Juan	45	158	0.286
Total	187	655	1.186

Fuente: (Bogantes Sánchez, 2020)

Como se observa en el cuadro anterior, la población total a abastecer es de 655 habitantes y la comunidad con mayor cantidad de personas es Oro Quintas. Esta última comunidad, actualmente cuenta con un desarrollo parcial y se proyecta que se tendrán 82 viviendas adicionales a las ya existentes.

De acuerdo con (Bogantes Sánchez, 2020), la expansión hacia los 3 pueblos se espera que esté concluida en los próximos 5 años o menos, y por esa razón se considera dentro de la condición actual, ya que la interconexión está planificada en el corto plazo.

La finalidad de la simulación consiste en determinar si el acueducto es capaz de abastecer los 655 habitantes de estas comunidades, sin perjudicar negativamente la calidad del servicio de agua potable en los pueblos que actualmente se suplen, es decir, determinar si es viable desde el punto de vista hidráulico efectuar la ampliación del abastecimiento.

A continuación, se muestra el esquema de la nueva configuración del sistema.

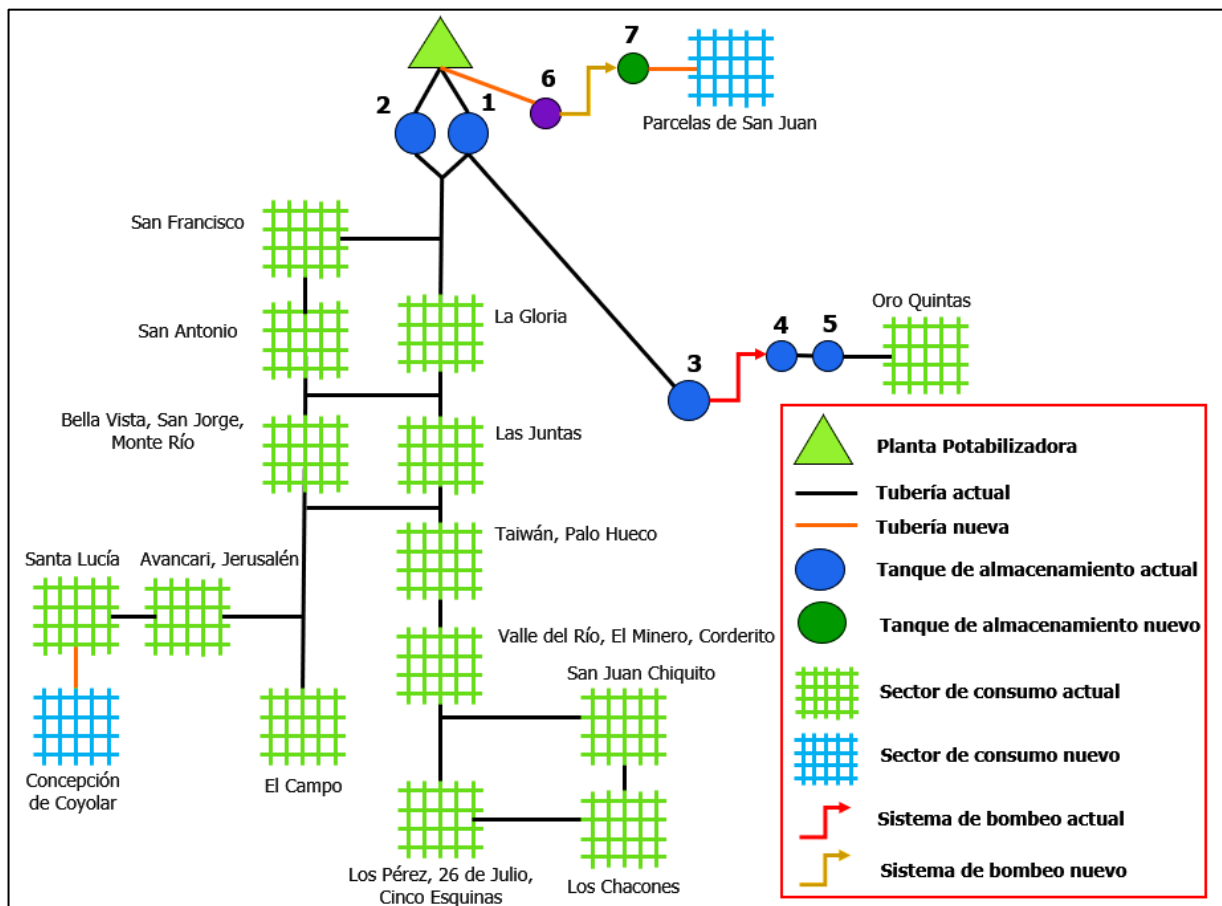


Figura 6. Esquema de la red distribución con los pueblos periféricos

Como se observa en el esquema anterior, para poder efectuar el análisis para la comunidad de Parcelas de San Juan, fue necesario incorporar una bomba impulsora y dos tanques adicionales, uno antes de la bomba (color morado) y otro al final de la tubería de impulsión (color verde). Tanto para la bomba como para los tanques, se hizo una selección preliminar, con fines de modelación y de verificar si es posible llevar el agua hasta la comunidad.

En el caso de los tanques, uno se coloca en la Planta Potabilizadora, para que almacene el volumen requerido por la bomba y el otro se ubicó en un terreno municipal (que se encuentra en dicha comunidad). El primer tanque (color morado) funciona como estación de bombeo, al alimentar la bomba impulsora de agua hacia Parcelas de San Juan.

Para la comunidad de Coyolar de Concepción, la demanda o caudal de consumo calculado se colocó justo después del pueblo de Santa Lucía y de manera puntual, es decir, no se considera la red de tuberías que llevarán el agua, debido a que no existe un levantamiento topográfico de las mismas y únicamente se desea evaluar el impacto que tendrá en el sistema actual la interconexión de esta comunidad. El punto de interconexión se puede ver al final de este documento, en el mapa del acueducto.

En el caso de Parcelas de San Juan, tal cual se observa en el esquema, se colocan dos tanques y una bomba impulsora, y de igual forma, la demanda se coloca puntualmente justo después del tanque 7, porque no existe una red de tuberías construida y para efectos del análisis, únicamente se consideró la tubería de impulsión (entre la bomba y el tanque 7). Dicha tubería se seleccionó preliminarmente con un diámetro de 100 mm (4").

En Oro Quintas existe una red de tuberías en proceso de construcción, pero actualmente se abastece una cantidad pequeña de usuarios y lo que se hizo fue incrementar la demanda, para representar la totalidad de habitantes que próximamente se abastecerán, en 5 años o menos.

En el Cuadro 1 se observa que el consumo promedio del escenario actual (13.84 L/s) aumenta en 1.186 L/s, distribuido en las tres comunidades y con esta condición se realiza el análisis.

4.3.3. Escenario 3. Proyección de la demanda a 20 años

En este escenario se busca determinar el comportamiento del acueducto a largo plazo y así definir si la infraestructura con la que se cuenta actualmente es capaz de suplir la demanda de agua para el año 2040 o si se requerirán cambios significativos para lograrlo. Se entiende como

infraestructura la planta potabilizadora, los tanques de almacenamiento, subsistema de bombeo, tuberías y sus diámetros, accesorios y válvulas, principalmente.

Para ello, fue necesario aproximar la población del año 2040, para posteriormente determinar la demanda de agua requerida. La aproximación se realiza mediante métodos de proyección de población y se traducen en el caudal requerido (consumo promedio), de acuerdo a la dotación calculada (más adelante se indica).

Adicionalmente, dicha demanda se distribuye uniformemente en toda la red de distribución, ya que no existe una manera certera de saber en cuales sectores específicos se concentrará el crecimiento poblacional. También, para esta condición se asume que las características operativas del acueducto se mantendrán de acuerdo a las actuales, es decir, sólo se variará la demanda de agua. Se tendrá el incremento generado por el crecimiento poblacional y por la interconexión de los pueblos periféricos.

La nueva demanda se determinó a partir de la proyección de la población y de acuerdo a lo planteado por (López Cualla, 2003), según información obtenida del (INEC, 2020) y (Arroyo Herrera, 2002), junto con (Bogantes Sánchez, 2020).

Los resultados de la proyección se muestran a continuación.

Cuadro 2. Población proyectada al 2040 para el acueducto

Método	Con datos de INEC (# hab)	Con datos de población servida (# hab)
Lineal	12,677	8,378
Geométrico	14,723	8,452
Logarítmico	15,945	9,045
Wappus	16,254	8,456
Promedio	14,900	8,583
Población neta	11,087	

Se observa que existe una diferencia significativa entre ambas proyecciones, la que utiliza datos del (INEC, 2020), arroja una población de 14 900 habitantes para el 2040, mientras que, con lo datos facilitados por (Bogantes Sánchez, 2020) el resultado es de 8 583 habitantes. Al contrastar la población actual para Las Juntas según el INEC con las proyecciones efectuadas por (Arroyo Herrera, 2002), se encuentra una diferencia muy importante, ya que para el 2020 se determinó una población de 12 631 habitantes y según (INEC, 2020), el número de

habitantes es de 10 320.

Es claro que los métodos de proyección generan una mayor cantidad de habitantes, respecto a lo que determina el INEC y esto puede llevar a sobre estimaciones de la demanda de agua requerida.

Por otro lado, el acueducto tiene una población servida actual de 7 641 habitantes aproximadamente, según (Bogantes Sánchez, 2020), y al utilizar este dato para efectuar la proyección de la población, se obtiene que para el 2040 habría 8 583 habitantes.

Al analizar detenidamente, se observa que el número de 14 900 habitantes es bastante alto y el de 8 583 es muy conservador, ya que el crecimiento en 20 años sería mínimo. Dada la situación y a la incertidumbre que por naturaleza posee un cálculo de este tipo, se decide calcular el promedio entre ambos resultados y utilizarlo como población para el año 2040, es decir, 11 742 habitantes.

Adicionalmente, para el escenario 2 se determinó que en los pueblos periféricos habría una población de 655 usuarios, que estarían abastecidos en los próximos 5 años o menos, por esa razón, al total de 11 742 individuos se le restan los 655 de estos pueblos, para así, concluir con una población neta de 11 087 habitantes en el 2040. La diferencia se ejecuta bajo el supuesto de que los pueblos periféricos son parte del crecimiento poblacional al 2040 y que tendrán un aumento mínimo en la cantidad de habitantes, por lo que no harían un aporte significativo en la población del 2040; y, por tales motivos, se restan los 655 a los 11 742 habitantes.

Con la población neta se determinó el consumo promedio para el 2040 y se encontró que es de 21.27 L/s (ver memoria de cálculo en anexos). Al compararlo con el consumo de la condición actual (13.84 L/s), se observa que es un aumento significativo, del 54% aproximadamente y refleja que en términos de consumo el acueducto tendrá un crecimiento muy importante.

Con el nuevo consumo proyectado y ajustado en el modelo hidráulico, se realizan las simulaciones y los resultados se presentan más adelante.

4.3.4. Escenario 4. Análisis de sensibilidad de la demanda a 20 años

Los resultados del escenario 3 no fueron satisfactorios en términos operativos del acueducto, se encontraron problemas de presiones (excesivamente bajas), desabastecimiento parcial o

total en algunos sectores, concentraciones de cloro residual deficientes y enormes inconvenientes de almacenamiento en los tanques.

Basándose en lo descrito anteriormente, se decide analizar un caso adicional, donde se parte del hecho de que el acueducto podrá reducir el ANC para el año 2040 a un 30% y bajo este supuesto se efectúa una nueva simulación.

A partir de los resultados se infiere que tan sensible es el sistema de distribución ante la reducción de las pérdidas de agua.

Para cumplir con lo descrito, se modificó la demanda calculada (consumo promedio) para el escenario 3 y se ajustó para que representara el 30% de ANC, se efectuaron las simulaciones respectivas, se analizaron los resultados de la misma manera que para los tres escenarios anteriores y se verificó el nivel de sensibilidad que posee el acueducto frente a dicho parámetro.

Capítulo 5

Resultados obtenidos de la modelación

A continuación, se presentan los resultados obtenidos mediante el modelo hidráulico de análisis y las simulaciones efectuadas.

5.1. Escenario 1. Condición actual

Seguidamente se muestran los resultados de las simulaciones efectuadas para la condición operativa actual de la red de distribución. Se muestran para las 06:00 AM, 12:00 mediodía, 06:00 PM y las 03:00 AM; y se presentan los valores de presión, velocidad, caudal y cloro residual.

Las 06:00 AM corresponde a la hora de menor consumo durante la mañana, las 12:00 mediodía es la de mayor consumo del día, las 06:00 PM representa la de mayor consumo durante la noche y las 03:00 AM es la de menor consumo de la madrugada y de todo el día. Lo anterior se puede observar en la sección de anexos, en los factores de variación horaria del consumo.

Se le da énfasis a las 12:00 mediodía y a las 03:00 AM, al ser la hora de mayor y menor consumo del día, respectivamente. Y para todos los escenarios se utilizó este enfoque.

Se recomienda interpretar el código de colores que está en la esquina superior derecha, para cada magnitud y posteriormente observar el modelo hidráulico de la red de distribución.

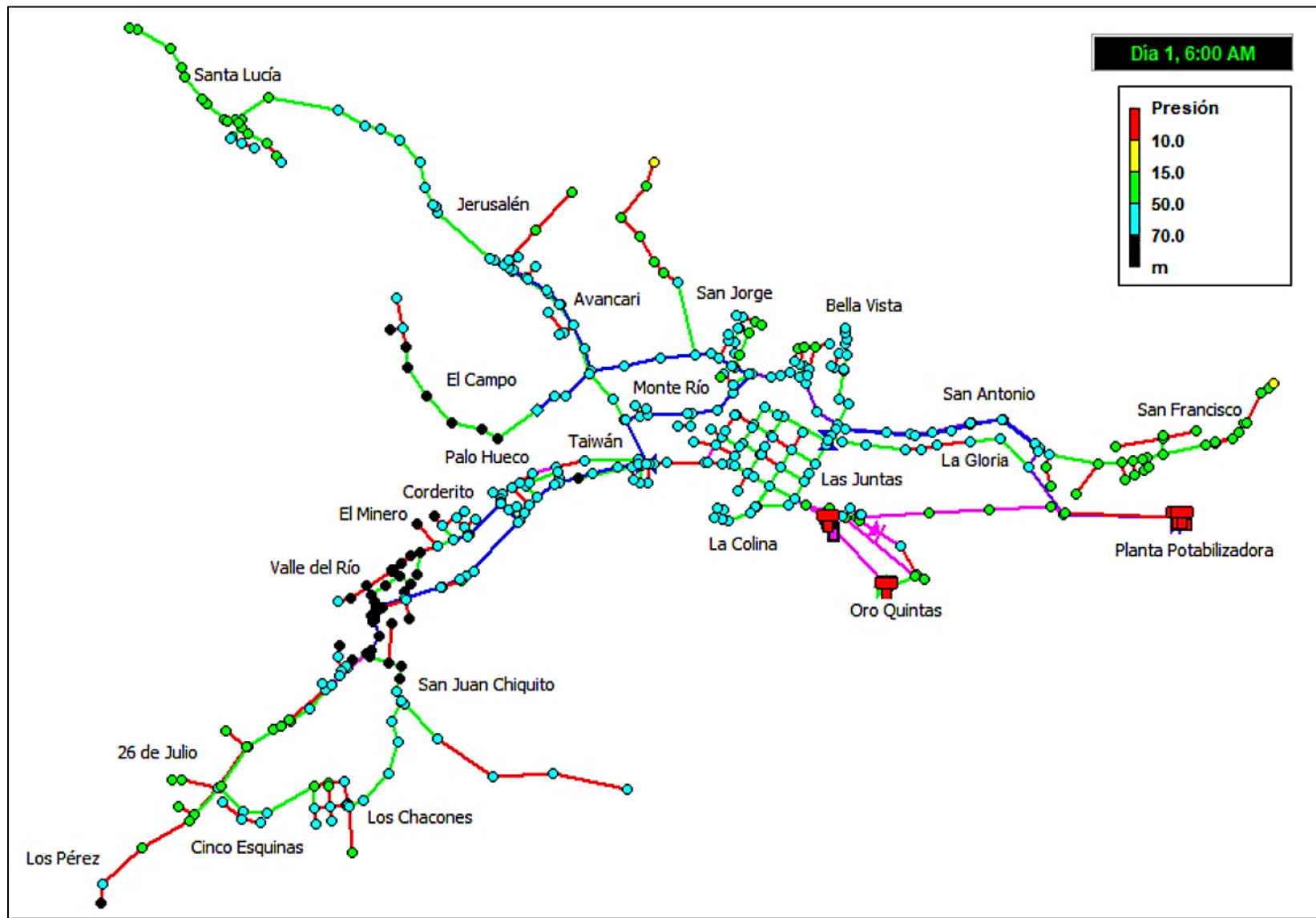


Figura 7. Presión en la red de distribución a las 06:00 AM

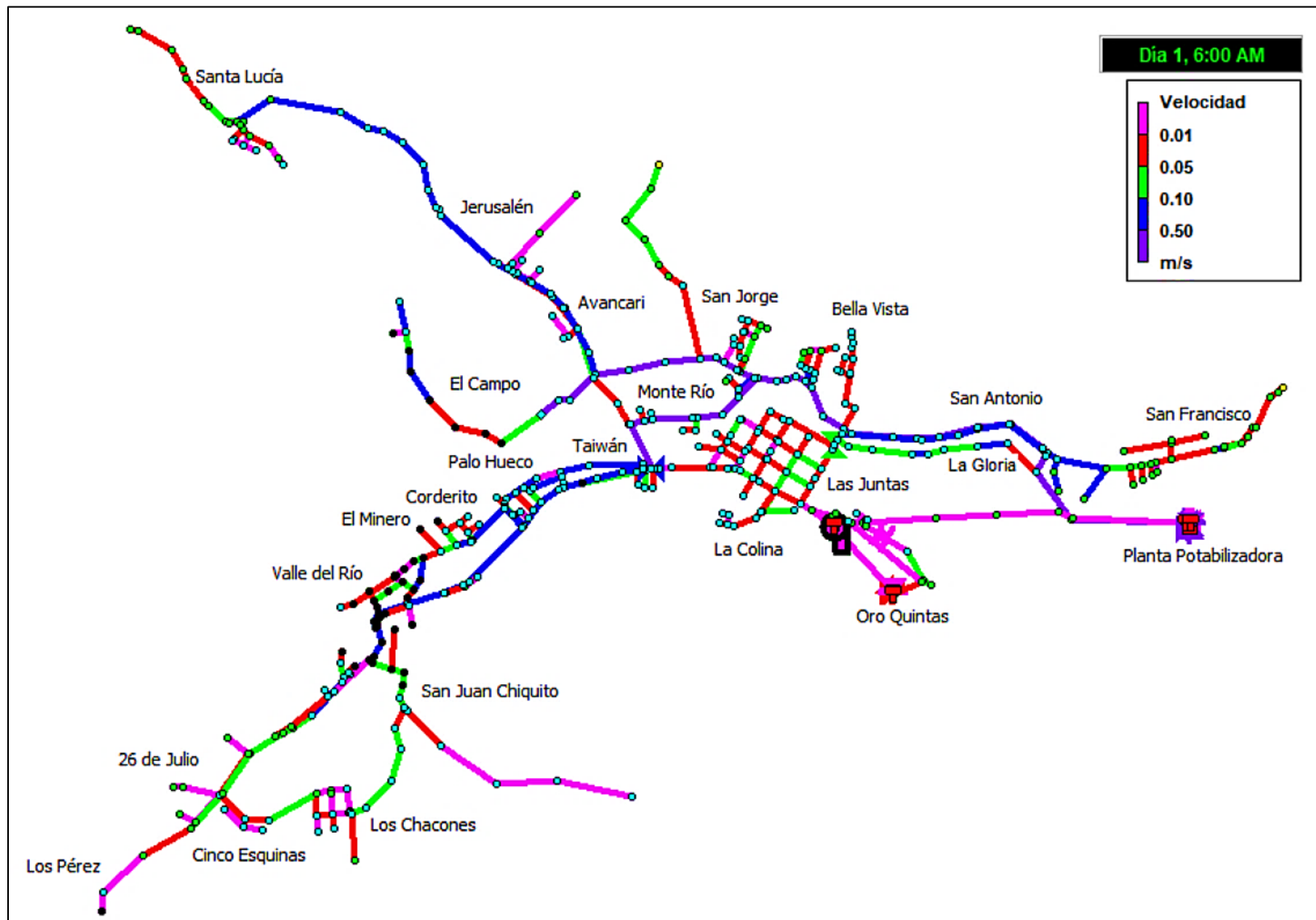


Figura 8. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 AM

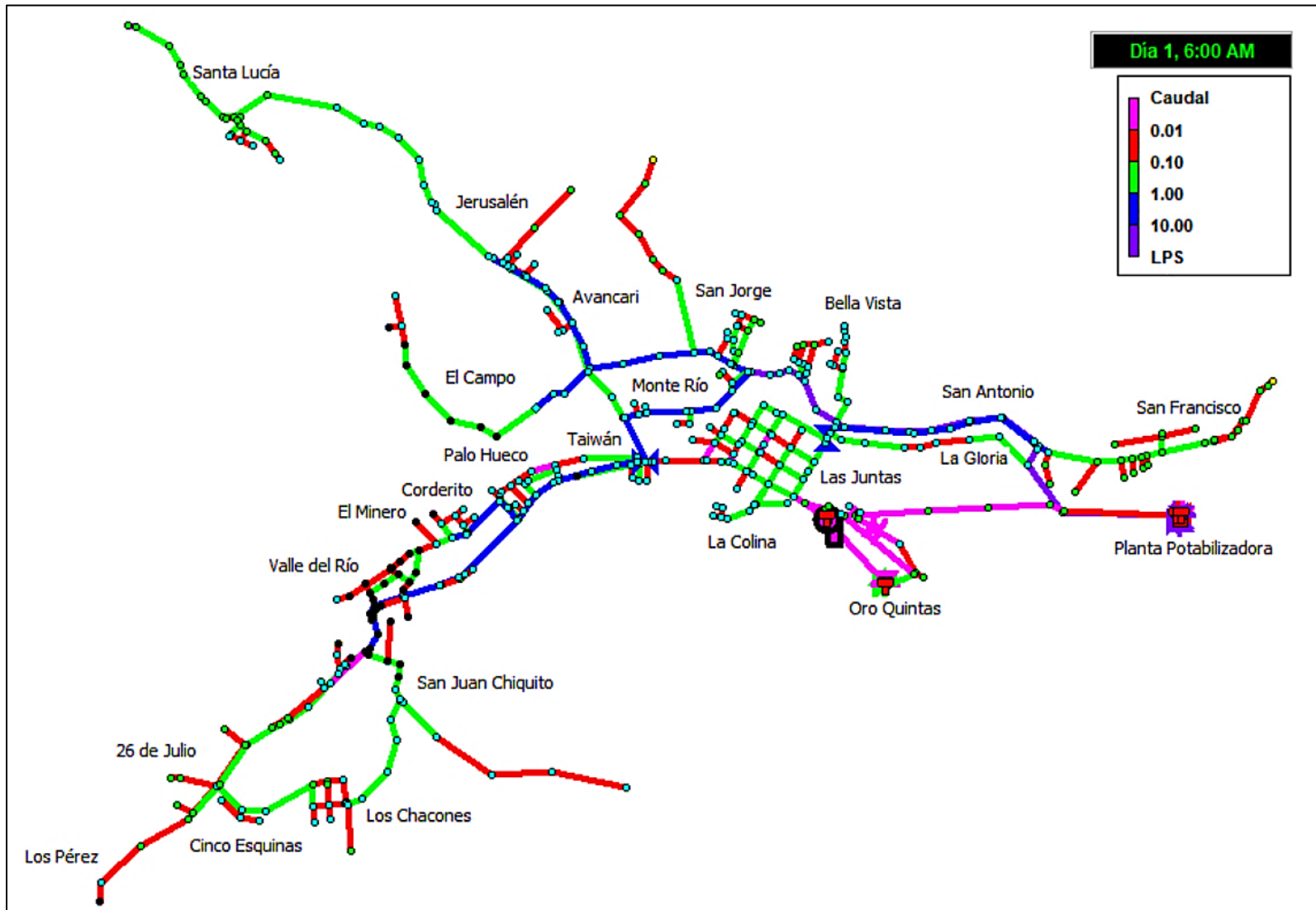


Figura 9. Caudal en la red de distribución a las 06:00 AM

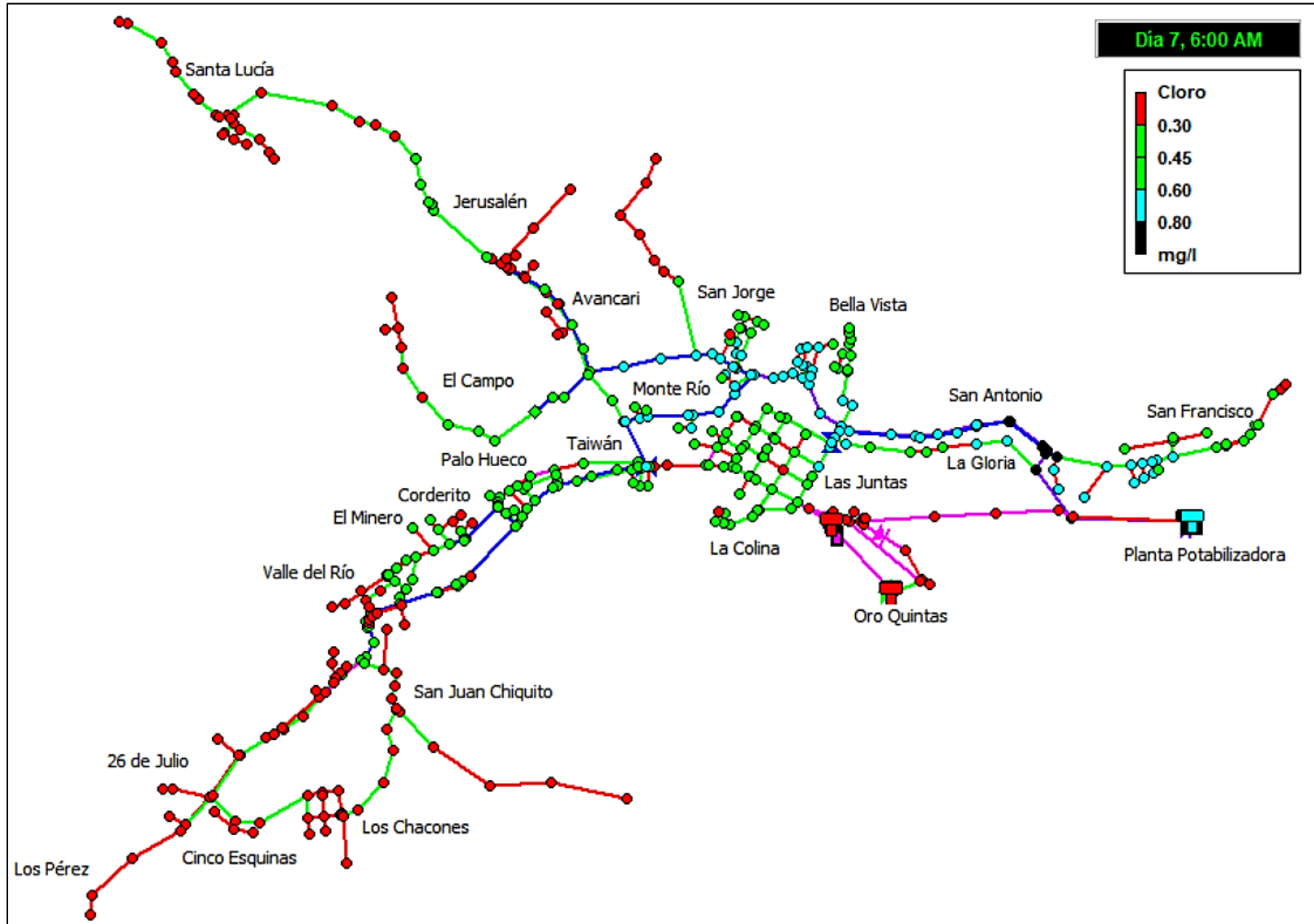


Figura 10. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 AM

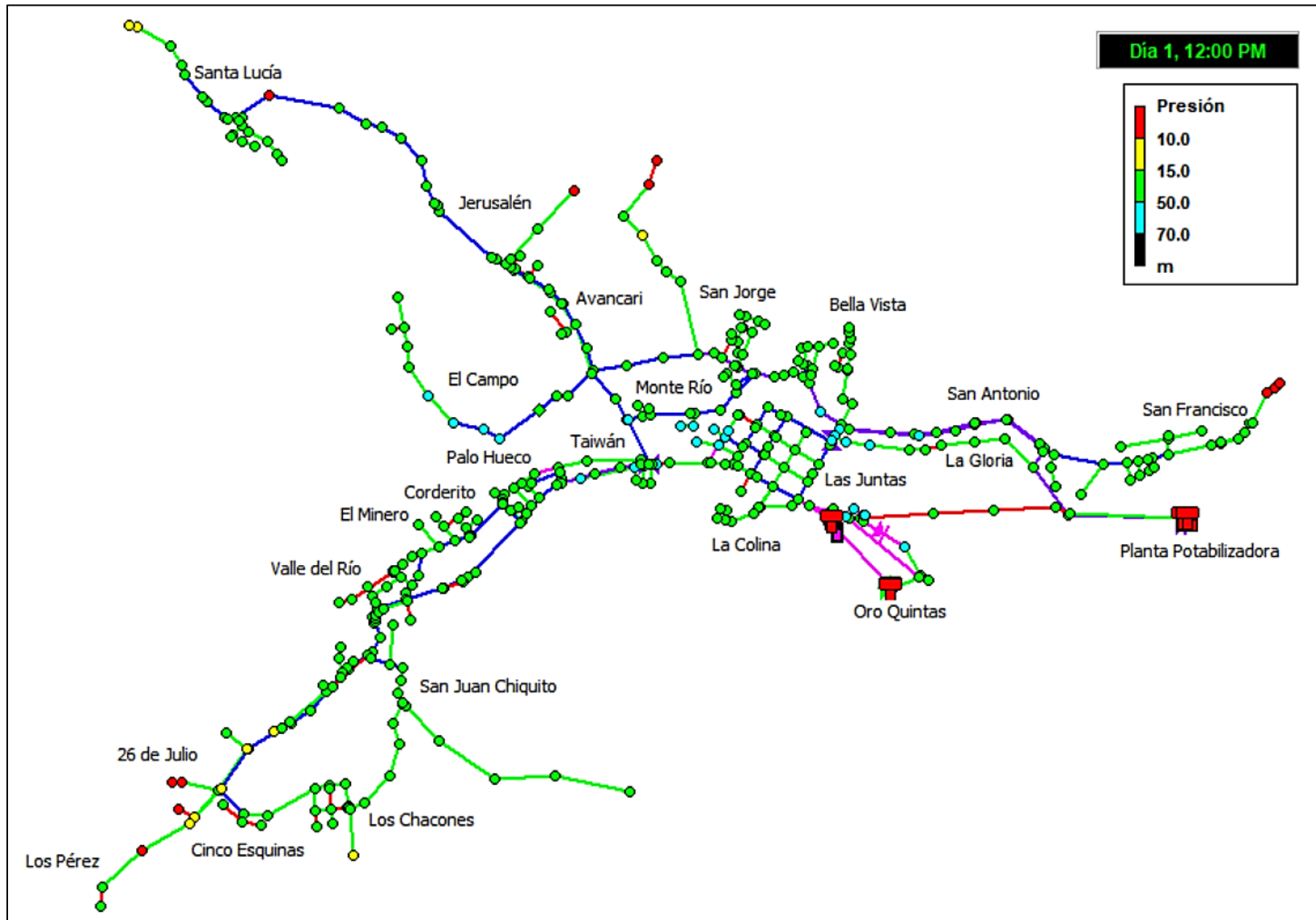


Figura 11. Presión en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

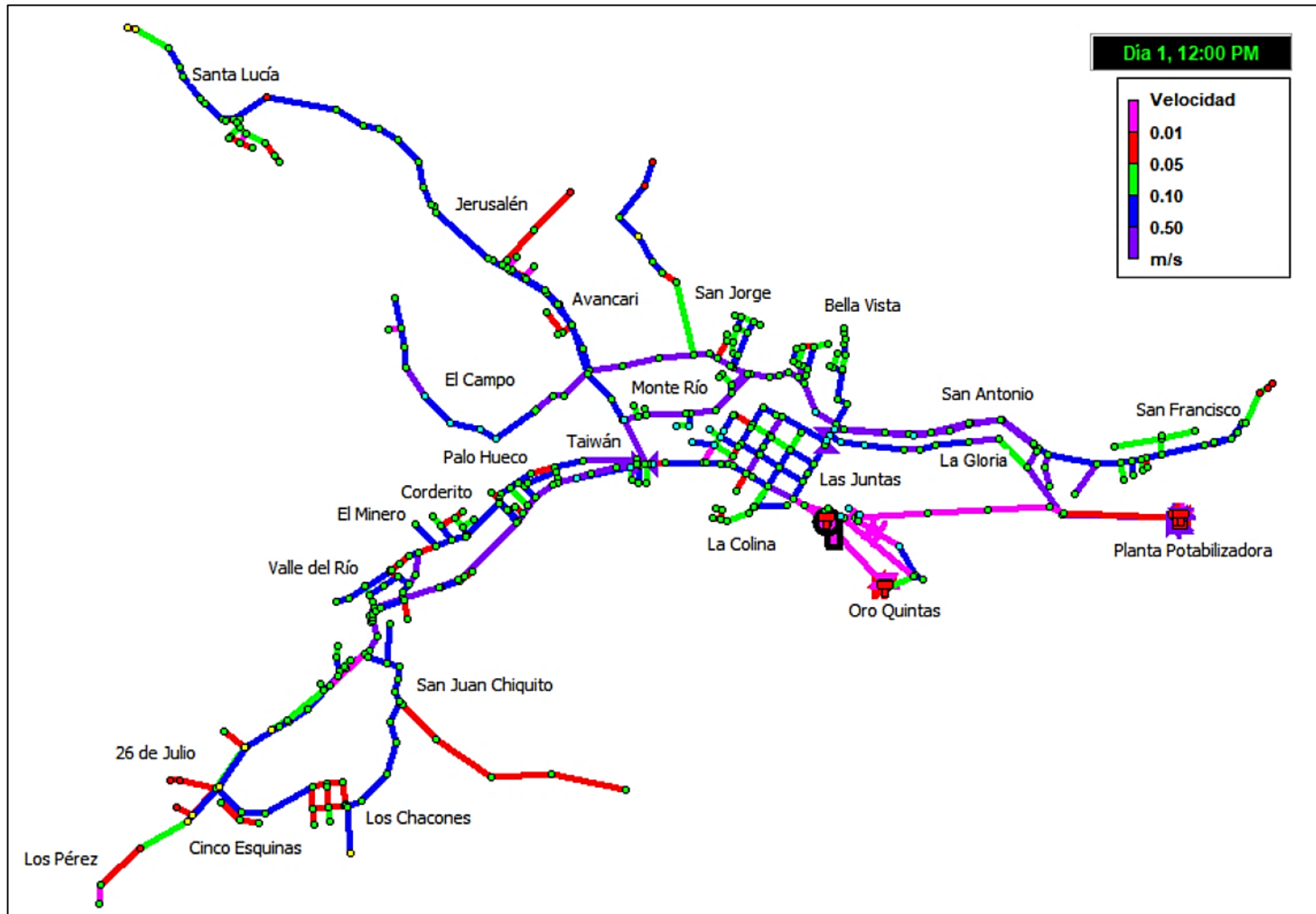


Figura 12. Velocidad en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

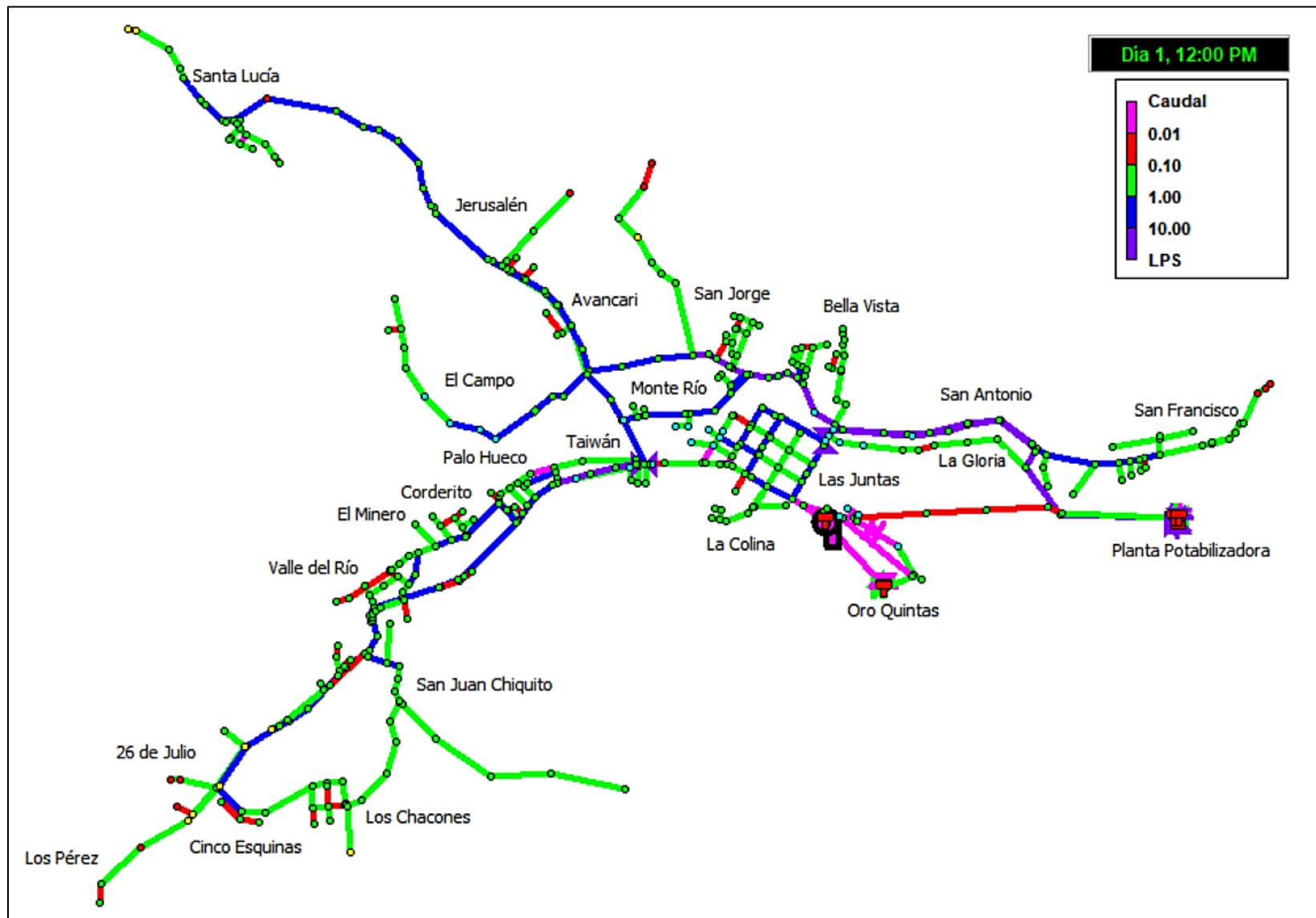


Figura 13. Caudal en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

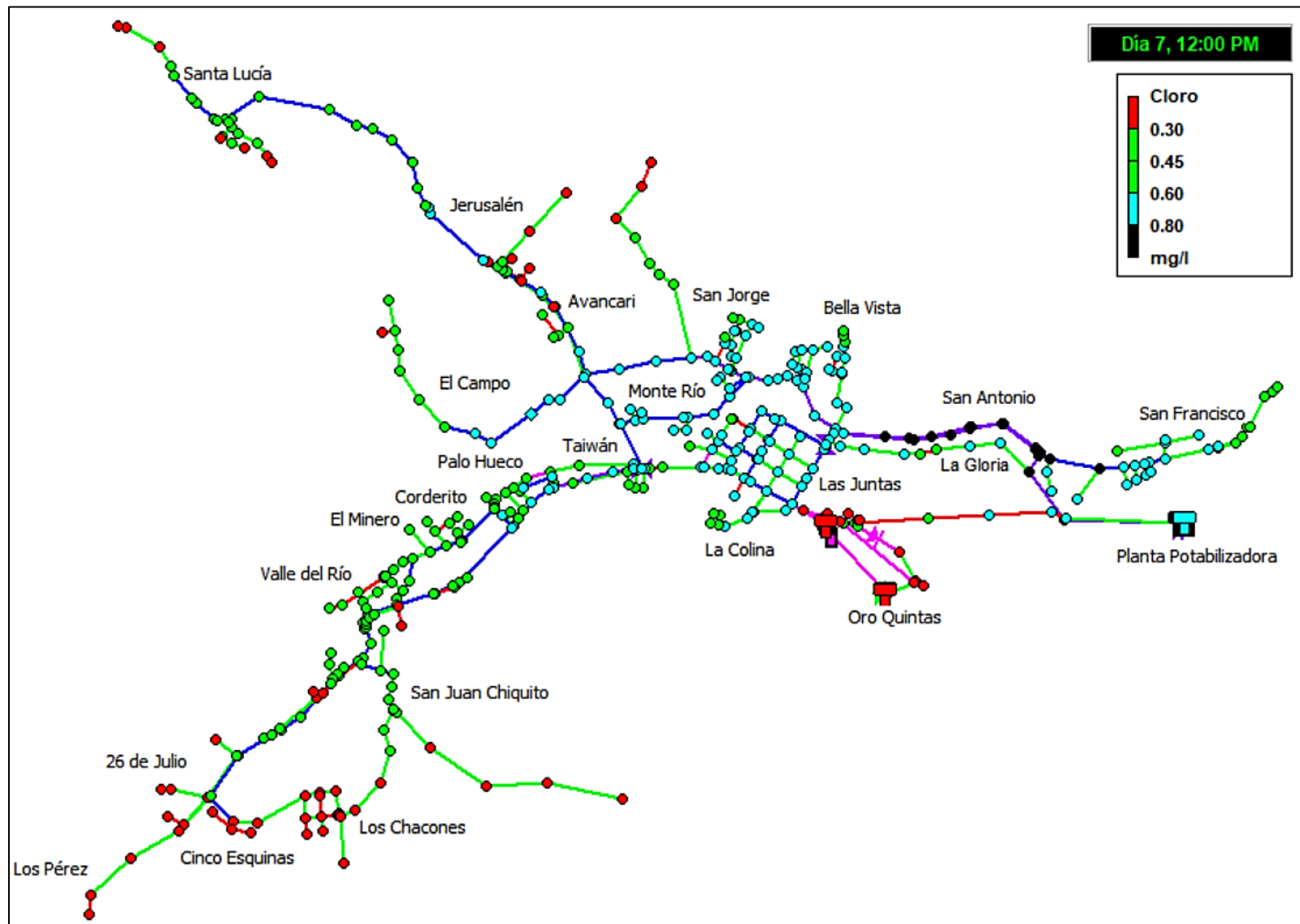


Figura 14. Cloro residual en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

Cuadro 3. Síntesis de presiones en los nodos a las 12:00 mediodía

Presión (mca)	Nº de nodos	Sectores
Negativa	2	San Jorge y nodo de salida de Planta Potabilizadora.
0 a 10	14	Oro Quintas, San Jorge, San Francisco, Jerusalén, 26 de Julio, Los Pérez y Santa Lucía.
De 10 a 15	11	San Jorge, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones y Santa Lucía.
15 a 50	379	Los Pérez, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, Oro Quintas, La Gloria, San Francisco, San Antonio, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía.
50 a 70	34	Taiwán, Las Juntas, Oro Quintas, San Antonio, Bella Vista, Monte Río y El Campo.
Mayor a 70	0	---

Cuadro 4. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 12:00 mediodía

Cloro residual (mg/L)	Nº de nodos	Sectores
0.00 a 0.30	83	Los Pérez, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, Las Juntas, Oro Quintas, San Jorge, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía. Tanques 3, 4 y 5.
0.30 a 0.60	166	26 de Julio, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, La Colina, La Gloria, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía.
0.60 a 0.80	162	Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, La Gloria, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari y Jerusalén. Tanque 1 en Planta Potabilizadora.
Mayor a 0.80	24	La Gloria y San Antonio. Tanque 2.

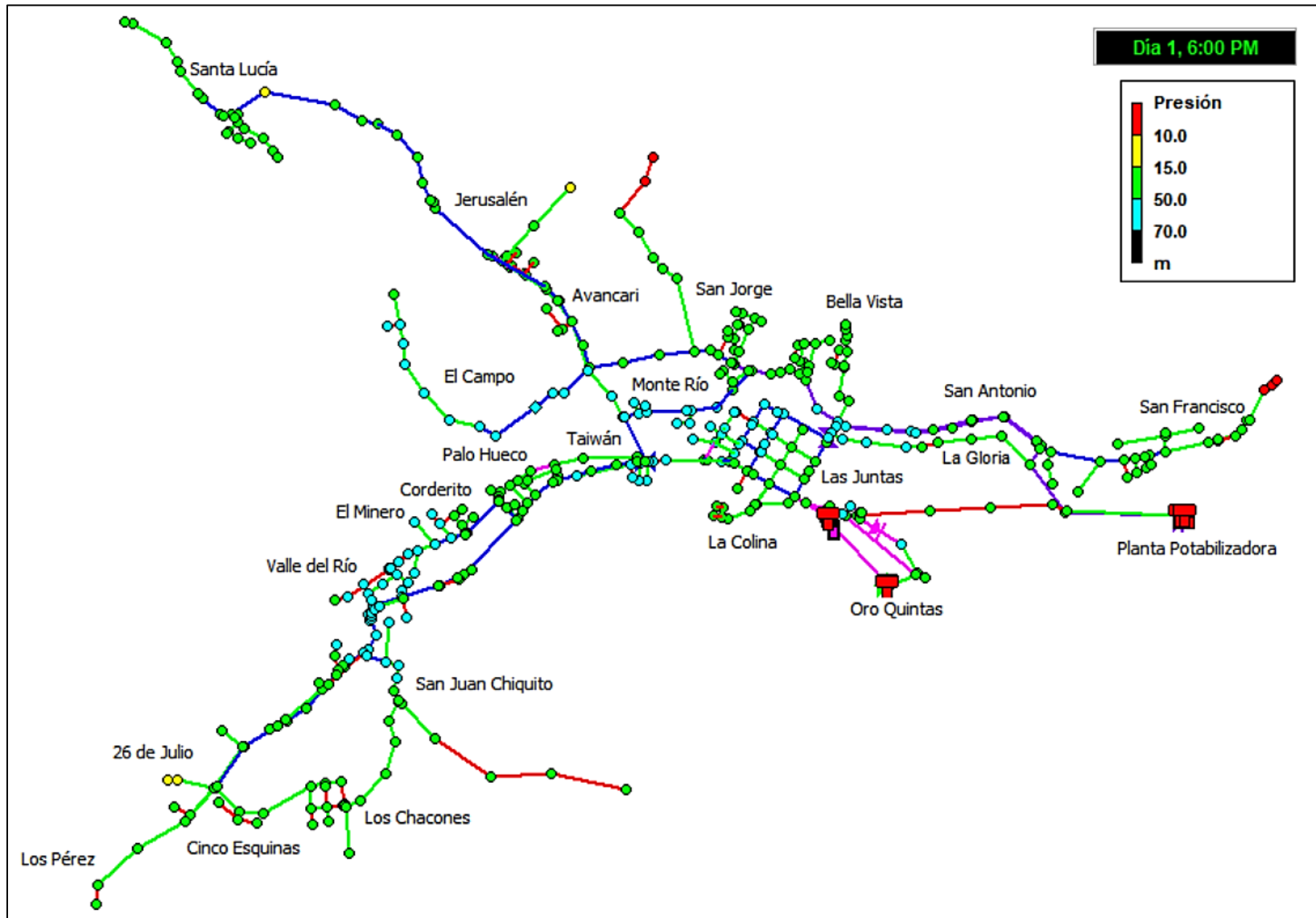


Figura 15. Presión en la red de distribución a las 06:00 PM

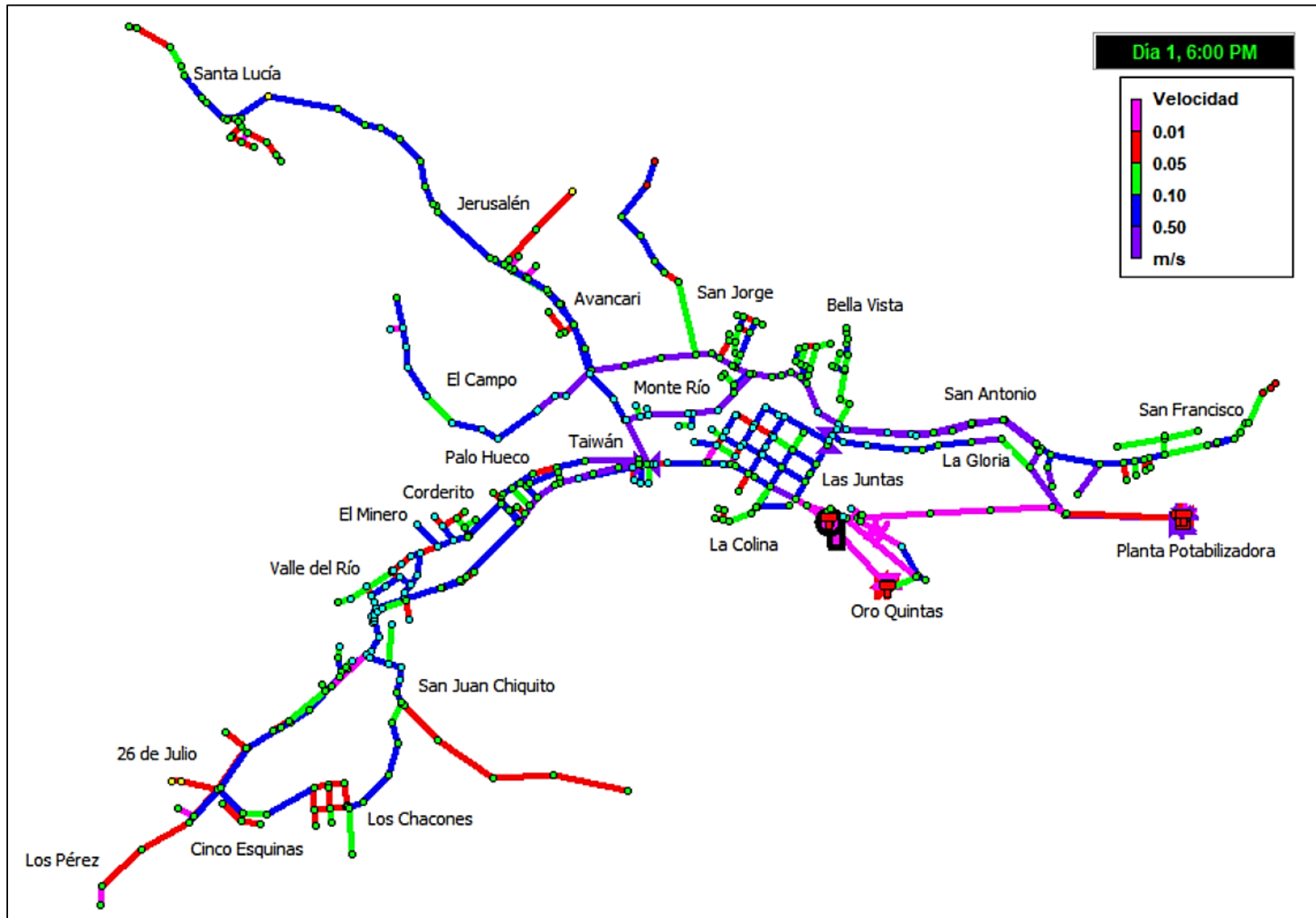


Figura 16. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 PM

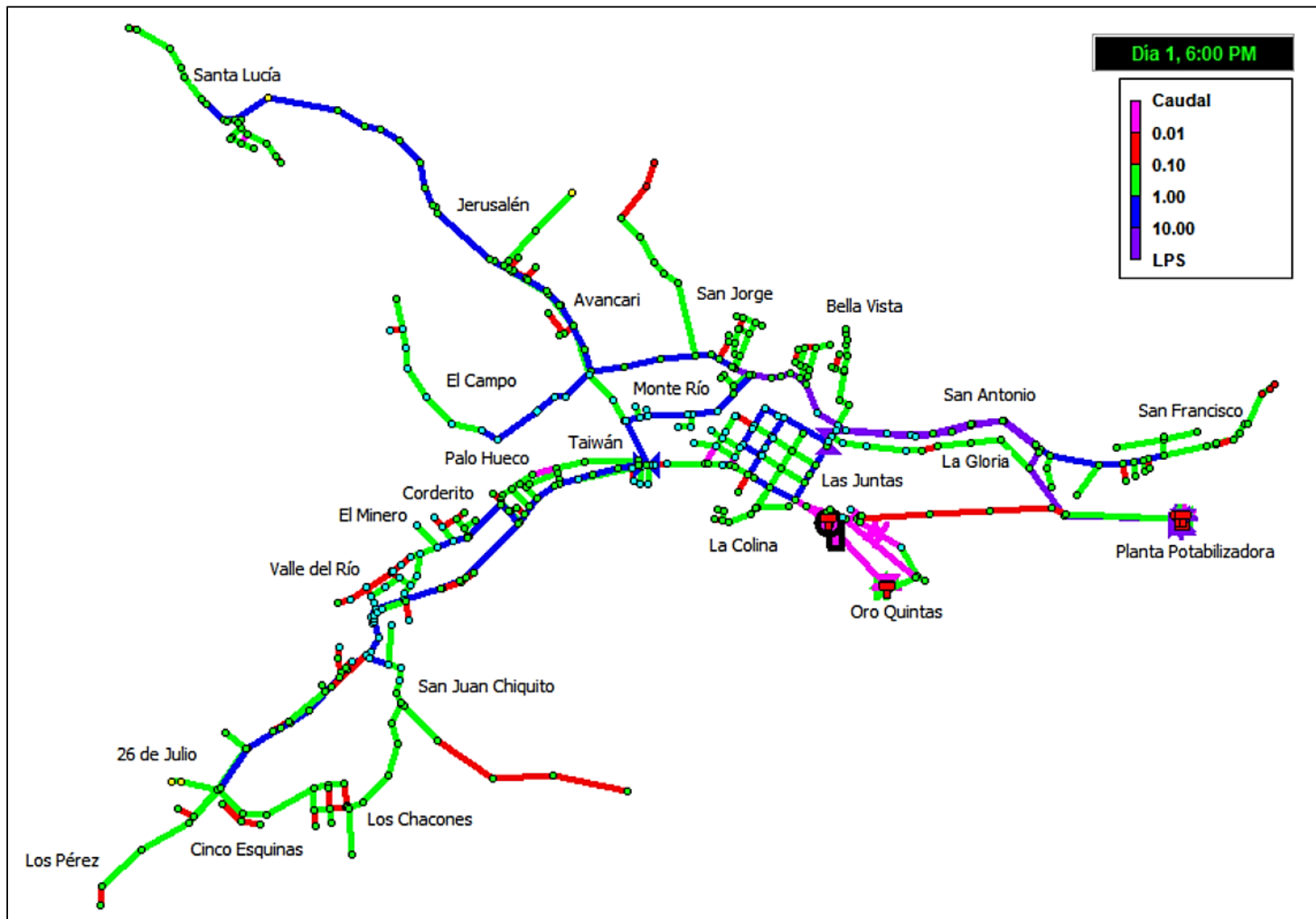


Figura 17. Caudal en la red de distribución a las 06:00 PM

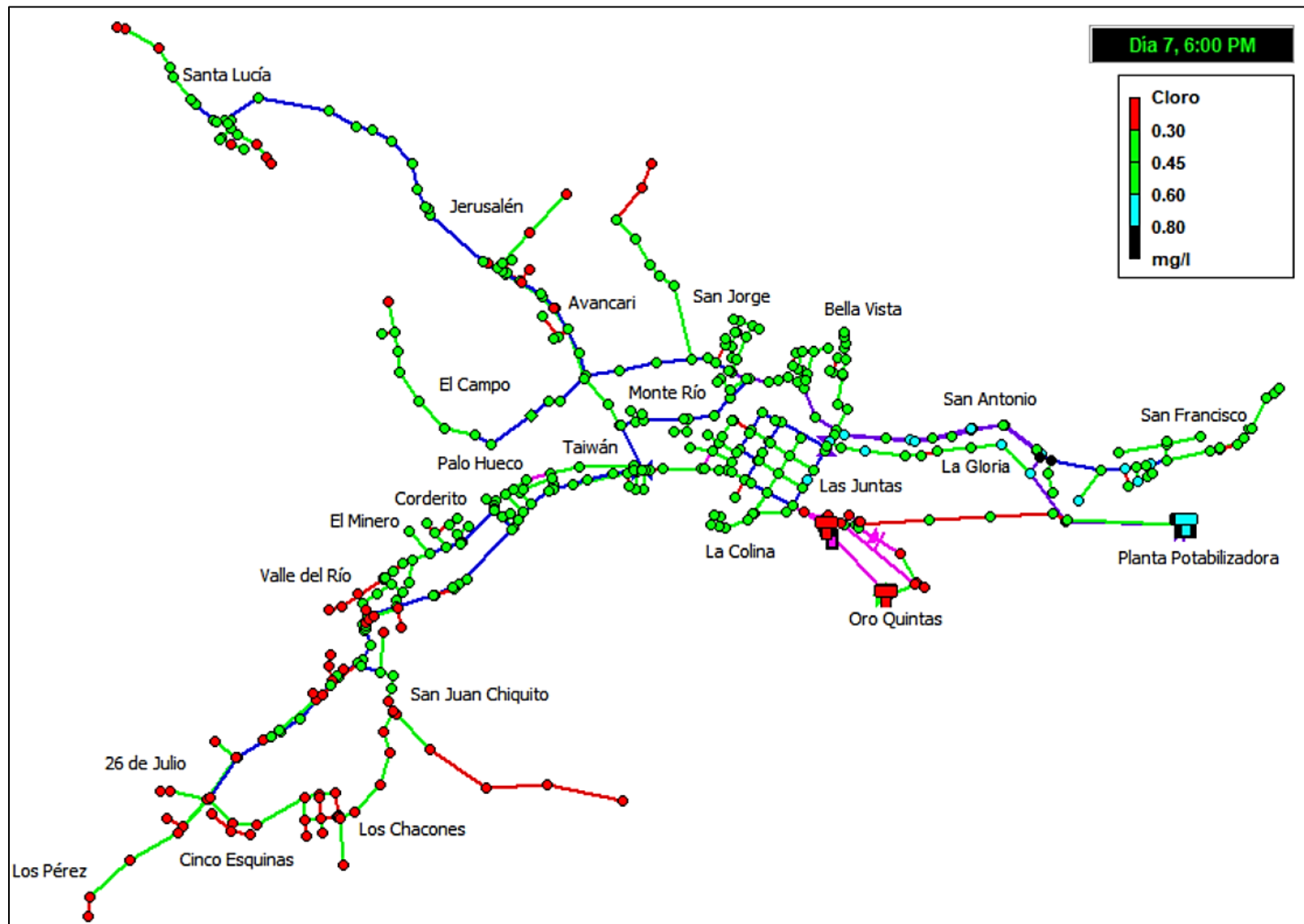


Figura 18. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 PM

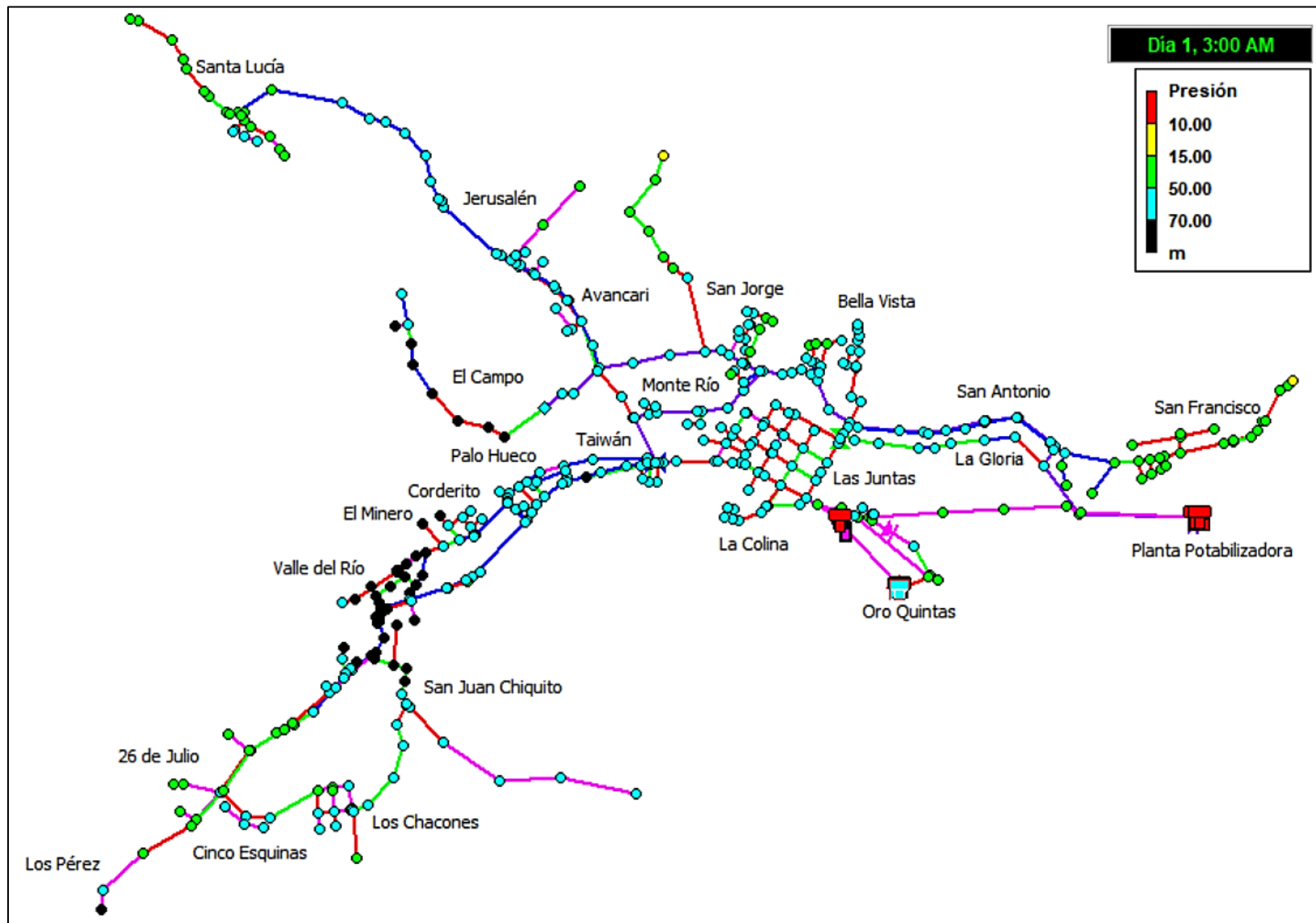


Figura 19. Presión en la red de distribución a las 03:00 AM

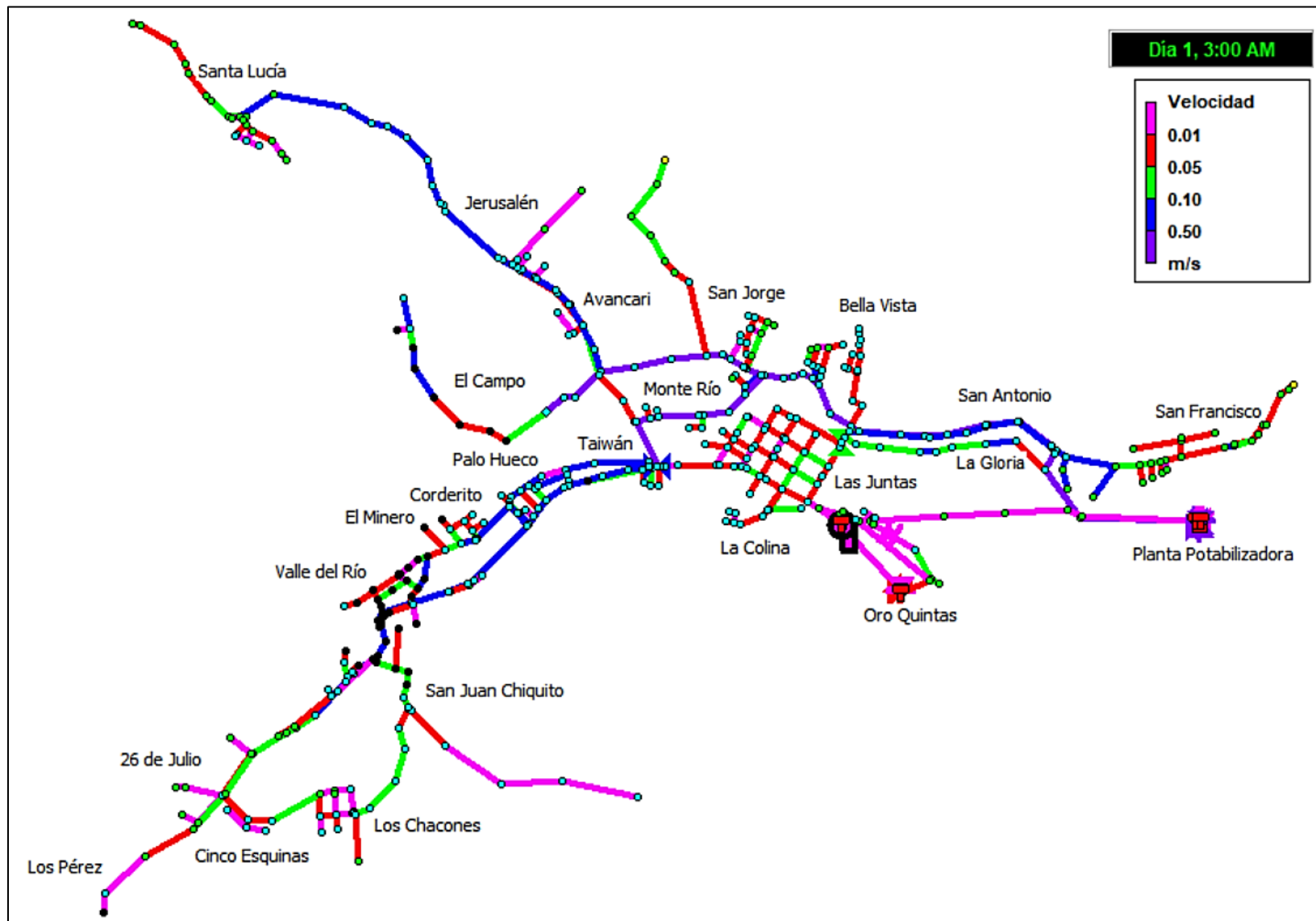


Figura 20. Velocidad en la red de distribución a las 03:00 AM

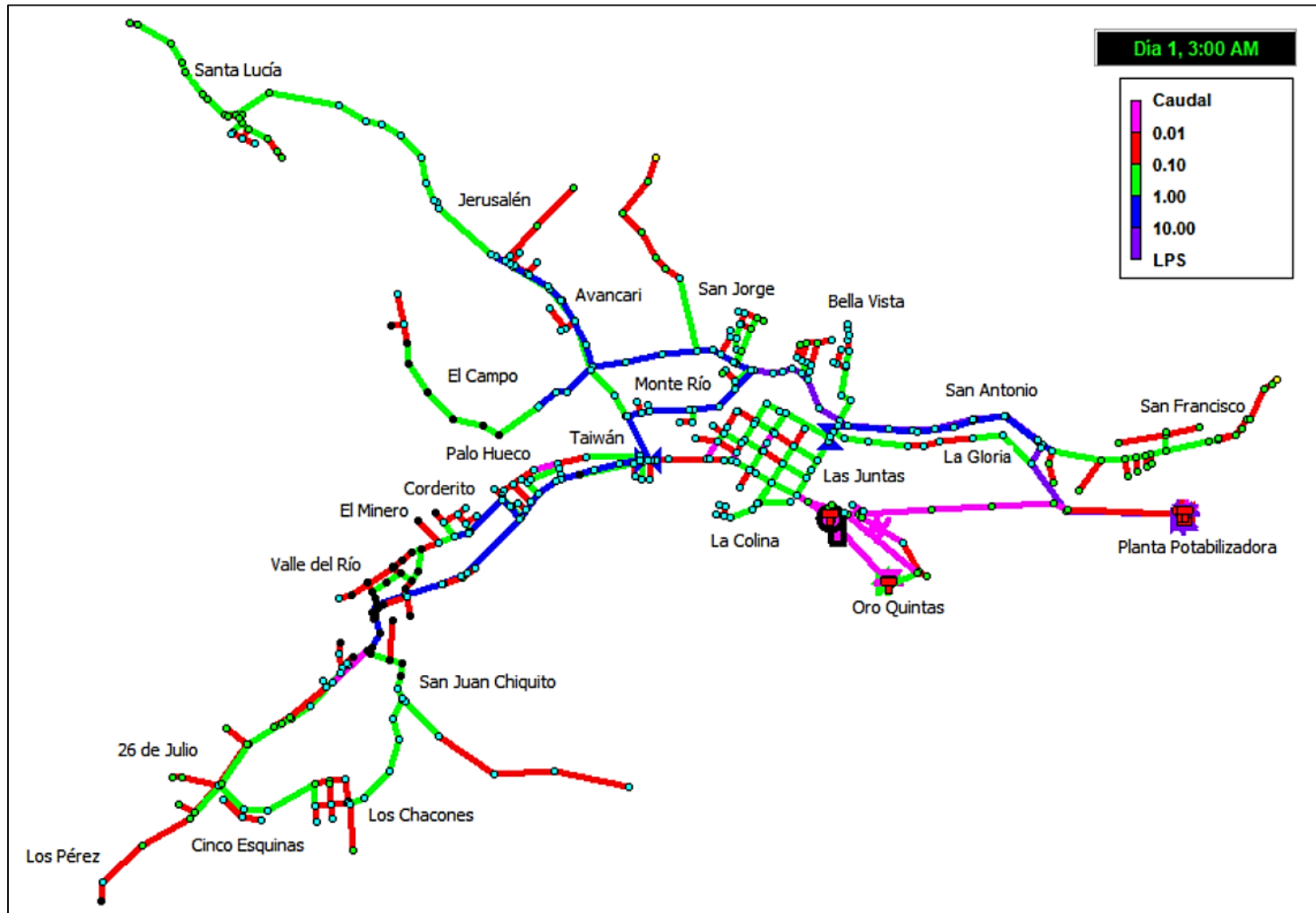


Figura 21. Caudal en la red de distribución a las 03:00 AM

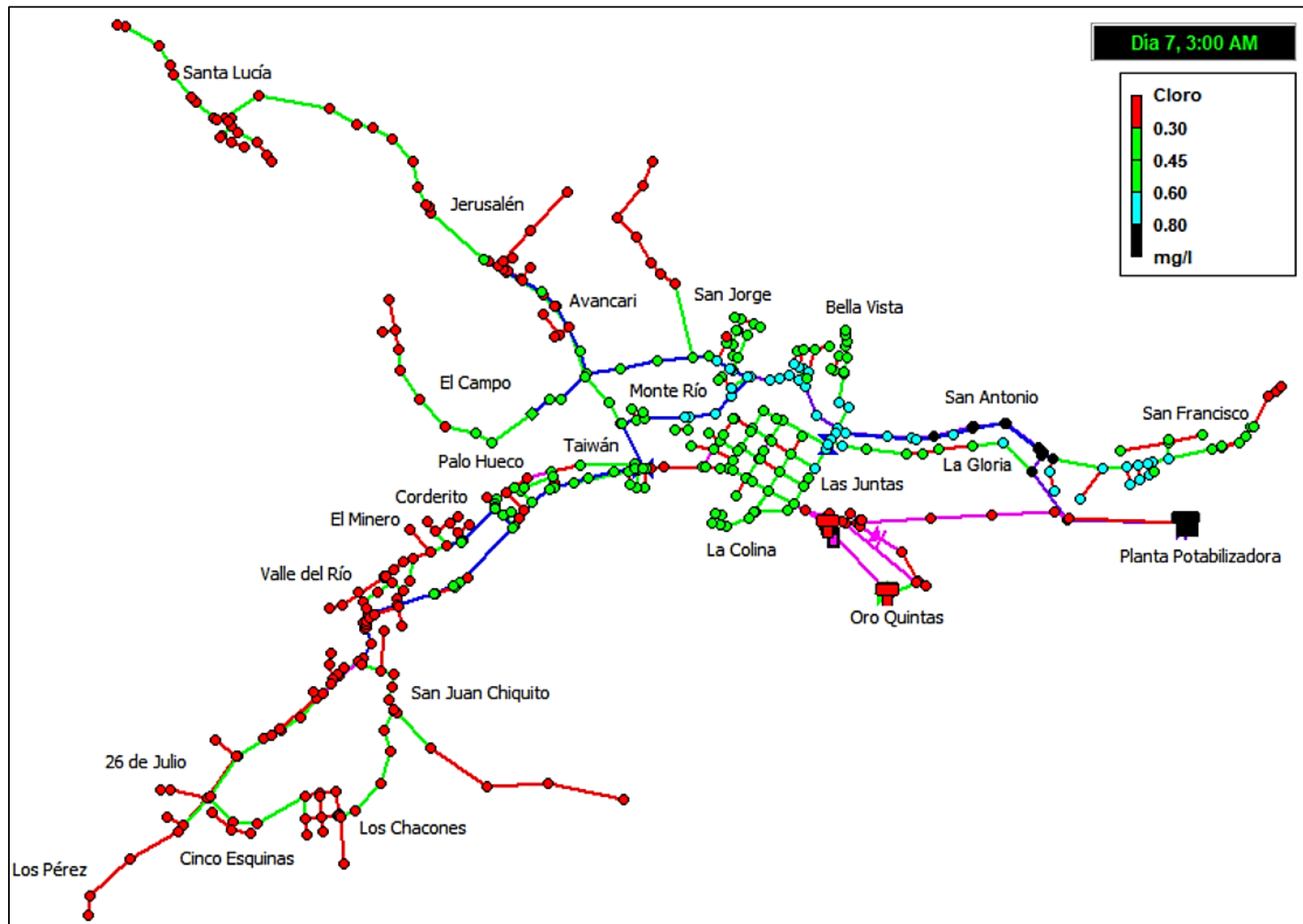


Figura 22. Cloro residual en la red de distribución a las 03:00 AM

Cuadro 5. Síntesis de presiones en los nodos a las 03:00 AM

Presión (mca)	N° de nodos	Sectores
Negativa	1	Nodo de salida en Planta Potabilizadora.
0 a 10	4	Nodo de entrada y salida en tanques de almacenamiento 1 y 2, nodos de salida en Tanque 3, 4 y 5.
De 10 a 15	4	San Jorge y San Francisco, nodos de salida en tanques 1 y 2.
15 a 50	103	Los Pérez, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, Oro Quintas, La Gloria, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, Jerusalén y Santa Lucía.
50 a 70	278	Los Pérez, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, Oro Quintas, La Gloria, San Antonio, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía.
Mayor a 70	50	Los Pérez, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán y El Campo.

Cuadro 6. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 03:00 AM

Cloro residual (mg/L)	N° de nodos	Sectores
0.00 a 0.30	216	Los Pérez, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Las Juntas, Oro Quintas, San Francisco, San Jorge, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía. Tanques 3, 4 y 5.
0.30 a 0.60	154	Valle del Río, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, La Gloria, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo y Avancari.
0.60 a 0.80	49	Las Juntas, La Gloria, San Francisco, San Antonio, Bella Vista, San Jorge y Monte Río.
Mayor a 0.80	16	La Gloria y San Antonio. Tanques 1 y 2 en Planta Potabilizadora.

Cuadro 7. Estado de los tanques para el escenario 1

Tanque	Hora	Volumen (m³)	Cloro residual (mg/L)
1	3:00 AM	382	0.80
	6:00 AM	382	0.75
	12:00 MD	382	0.61
	6:00 PM	364	0.73
2	3:00 AM	597	0.94
	6:00 AM	593	0.92
	12:00 MD	591	0.94
	6:00 PM	440	0.94
3	3:00 AM	230	0.04
	6:00 AM	228	0.09
	12:00 MD	230	0.09
	6:00 PM	230	0.07
4	3:00 AM	1	0.02
	6:00 AM	19	0.05
	12:00 MD	18	0.04
	6:00 PM	11	0.03
5	3:00 AM	1	0.02
	6:00 AM	19	0.05
	12:00 MD	18	0.04
	6:00 PM	11	0.03

5.2. Escenario 2. Condición actual más interconexión con pueblos periféricos

Seguidamente se muestran los resultados de las simulaciones efectuadas para la ampliación del acueducto hacia los pueblos periféricos. Los resultados se muestran para las mismas horas y magnitudes del escenario anterior.

También, se utiliza el mismo código de colores para representar cada una de las magnitudes analizadas.

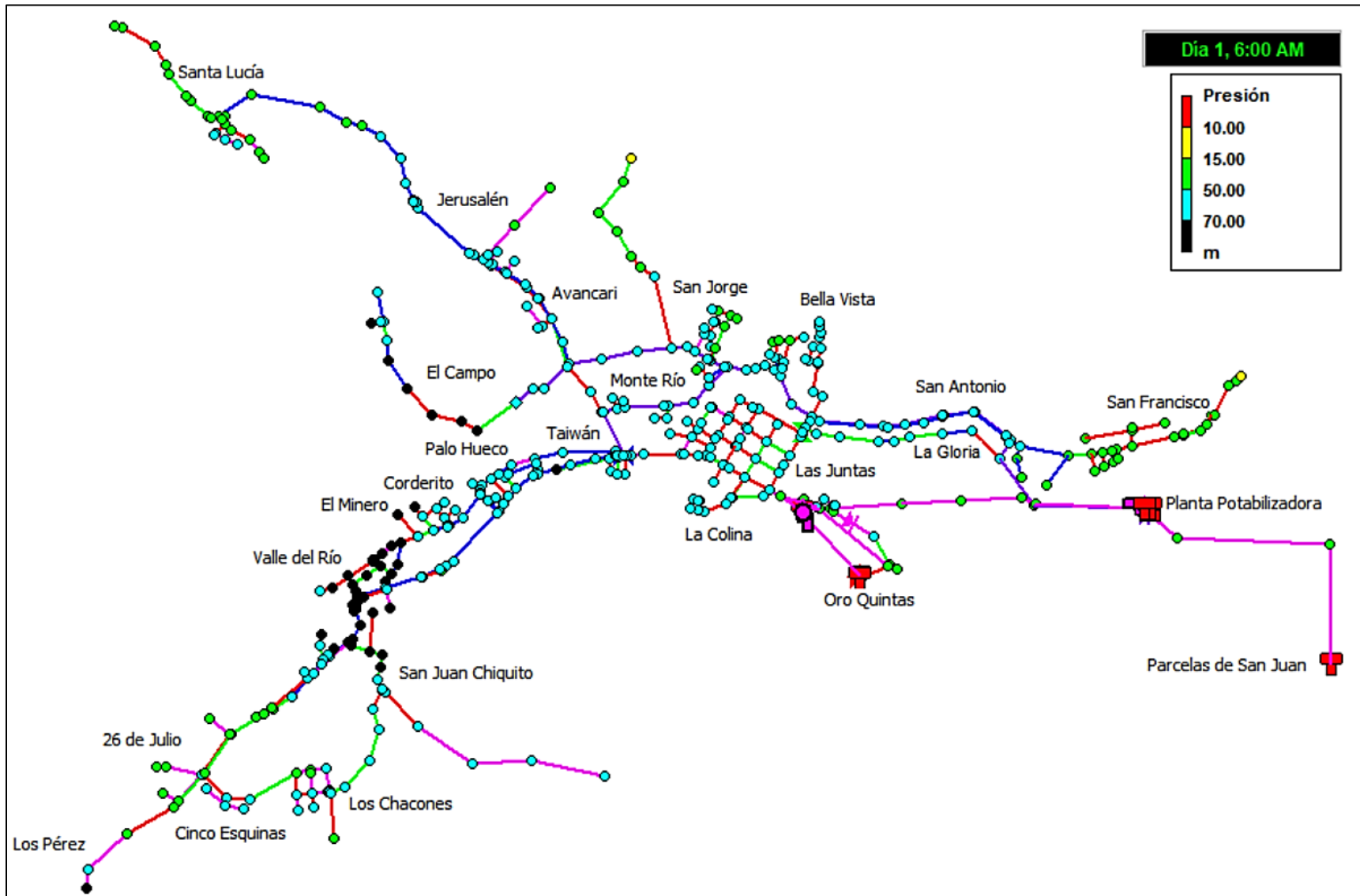


Figura 23. Presión en la red de distribución a las 06:00 AM

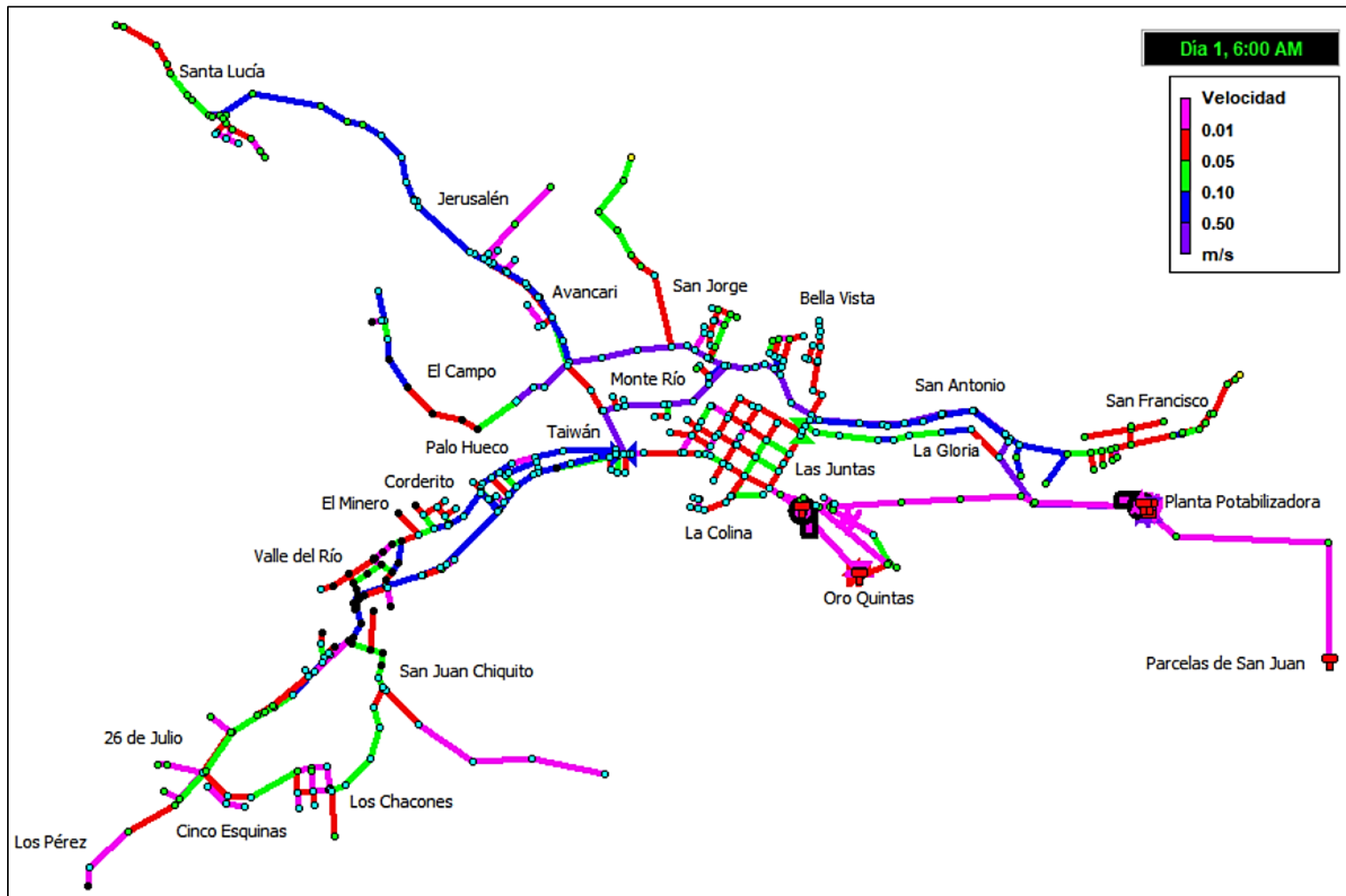


Figura 24. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 AM

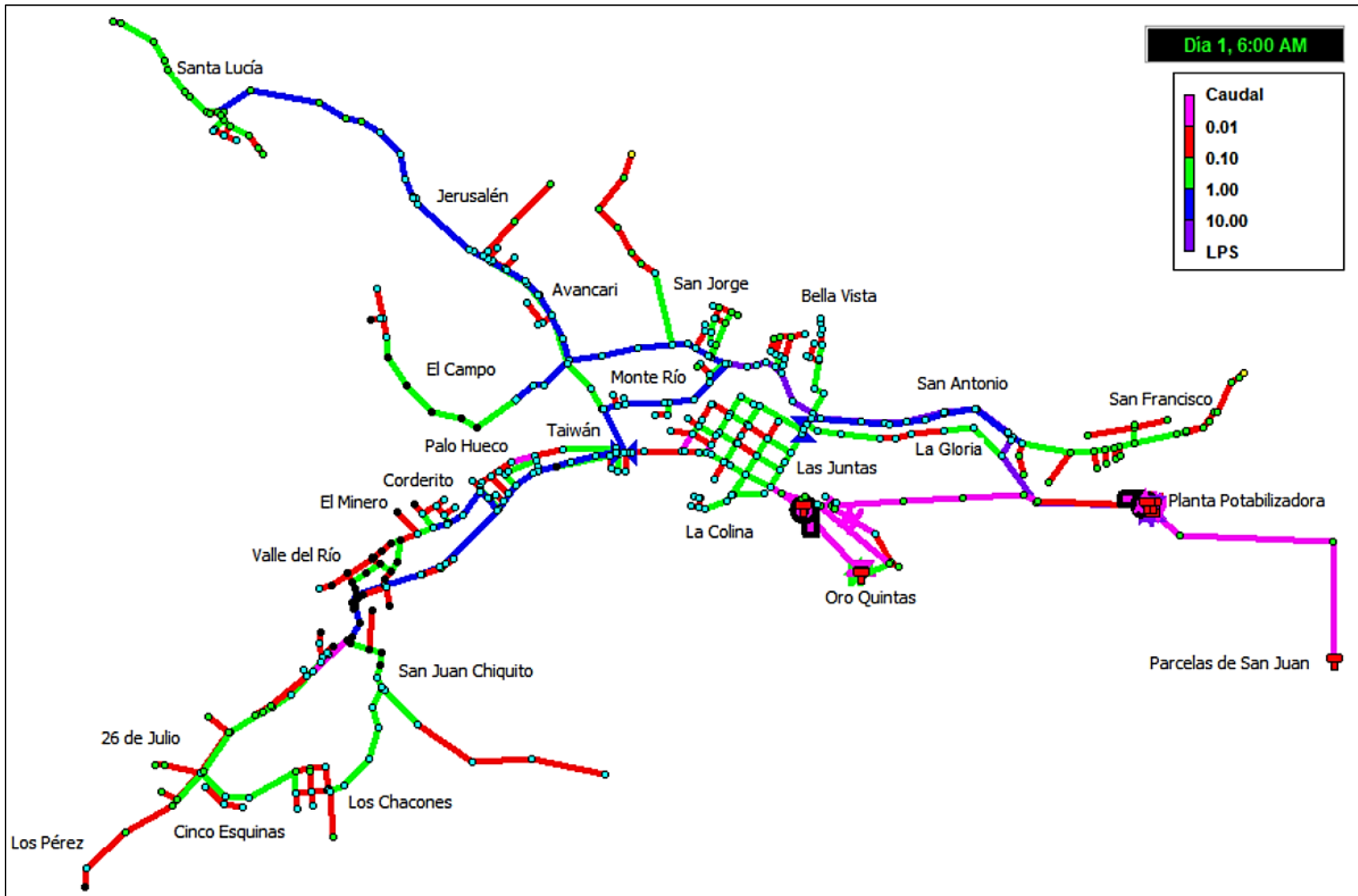


Figura 25. Caudal en la red de distribución a las 06:00 AM

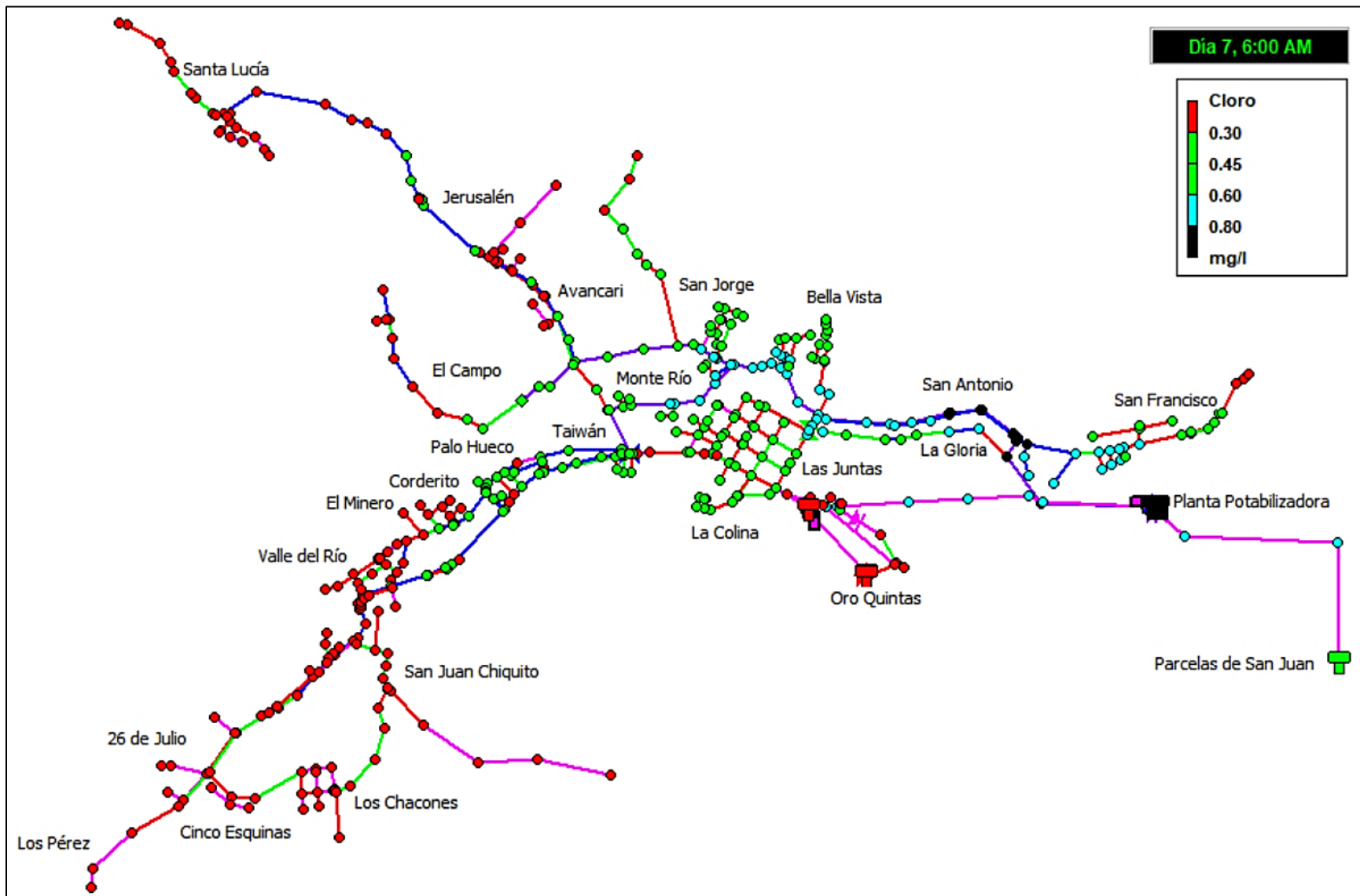


Figura 26. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 AM

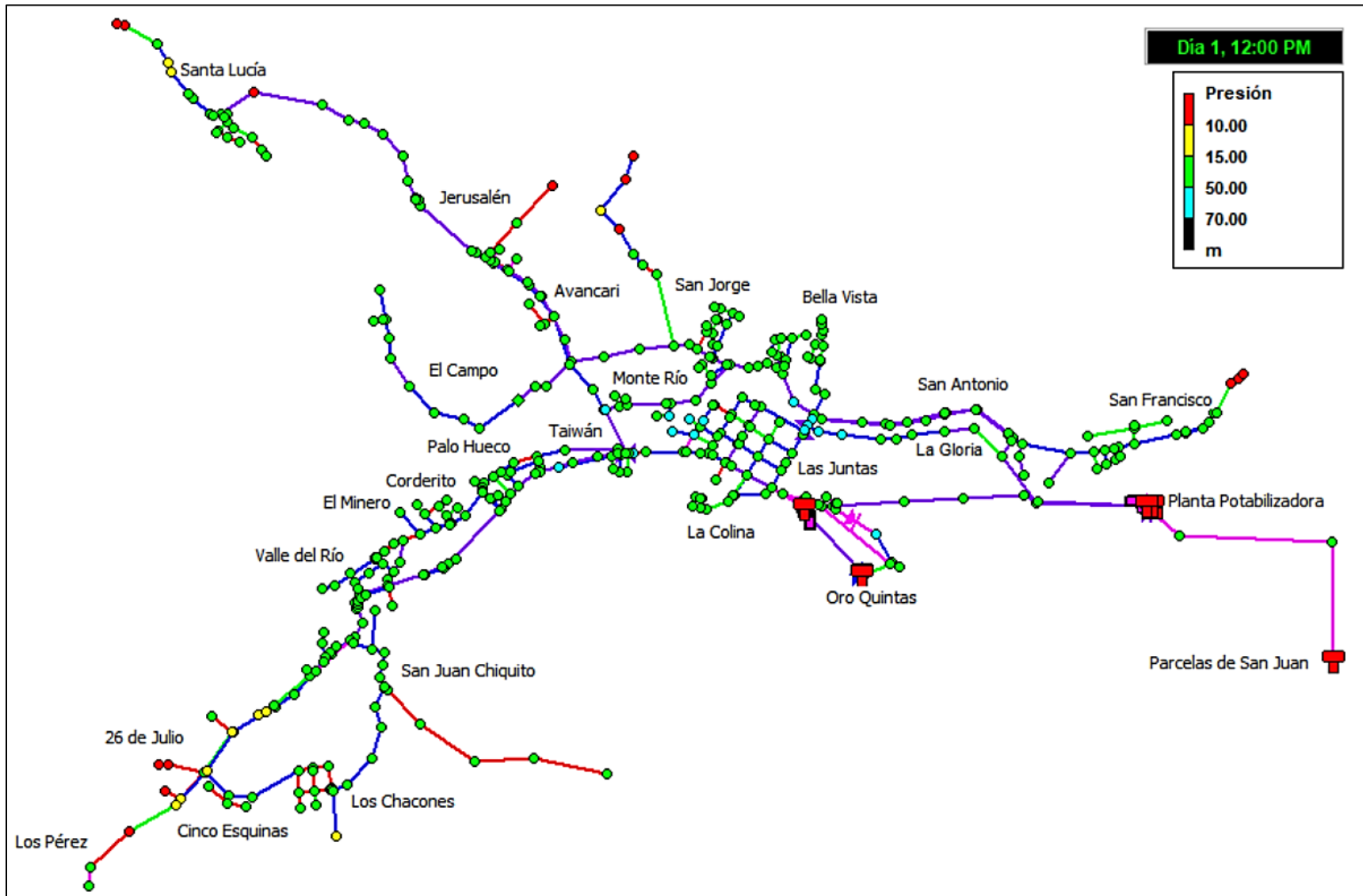


Figura 27. Presión en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

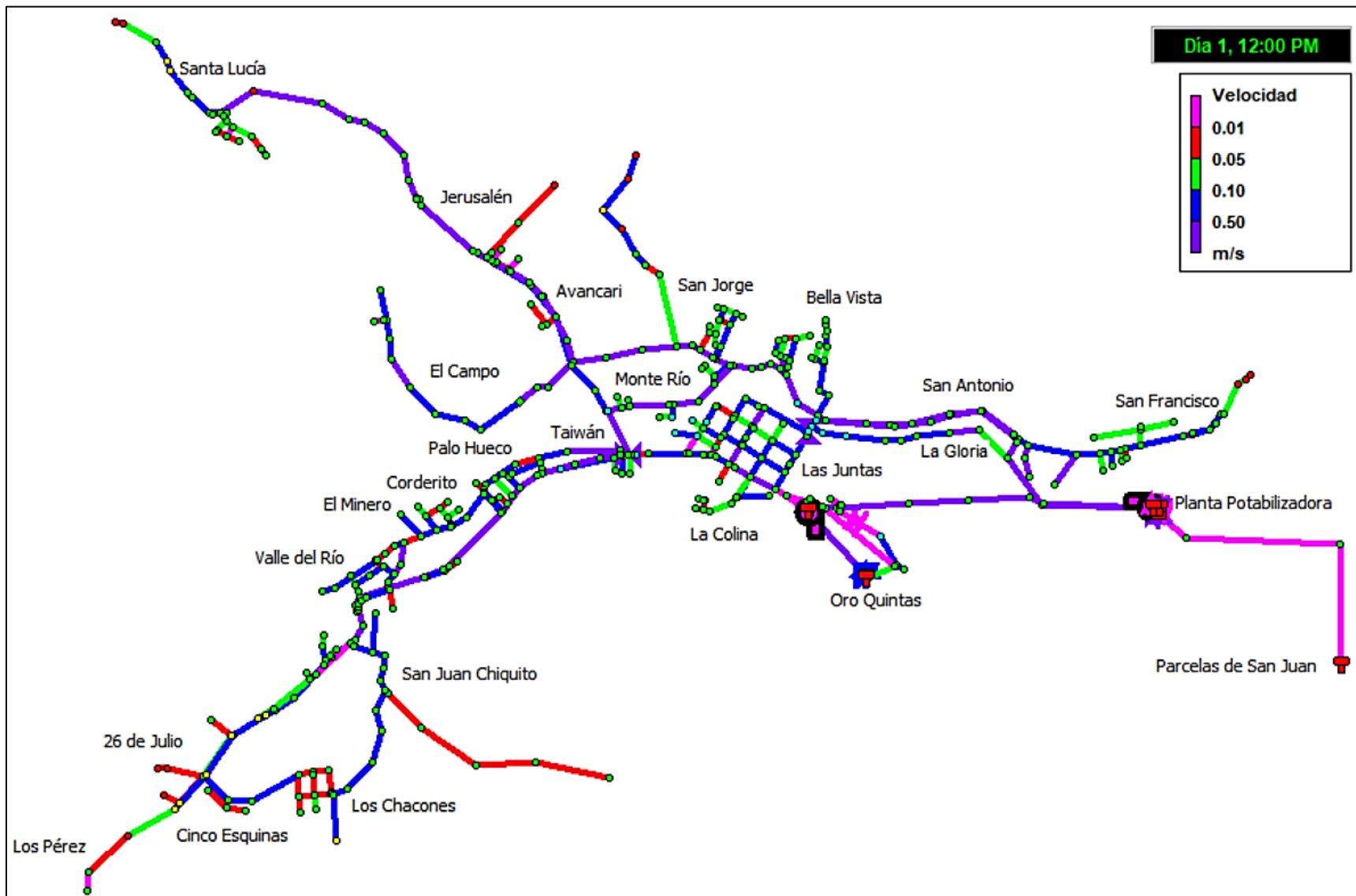


Figura 28. Velocidad en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

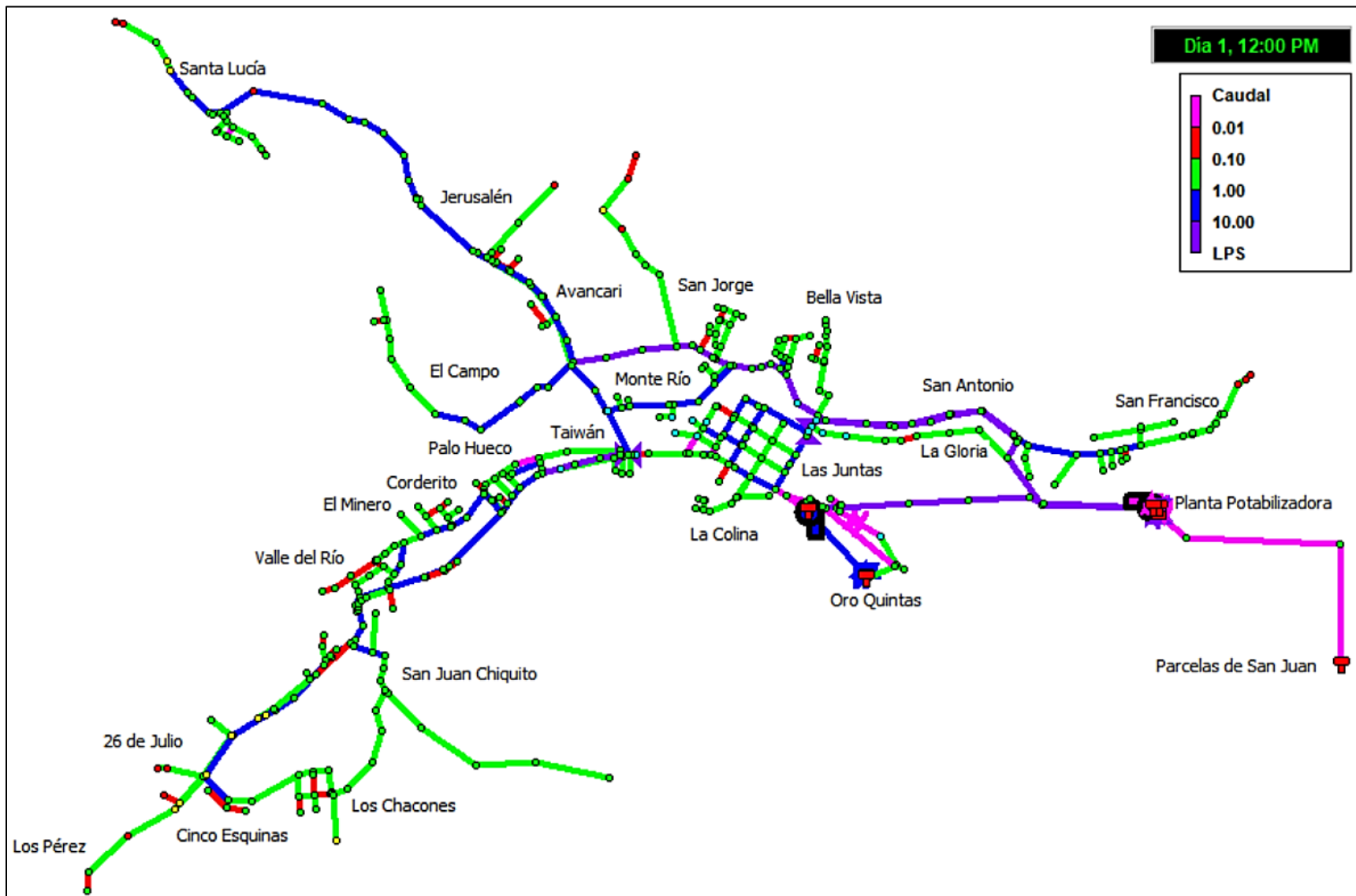


Figura 29. Caudal en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

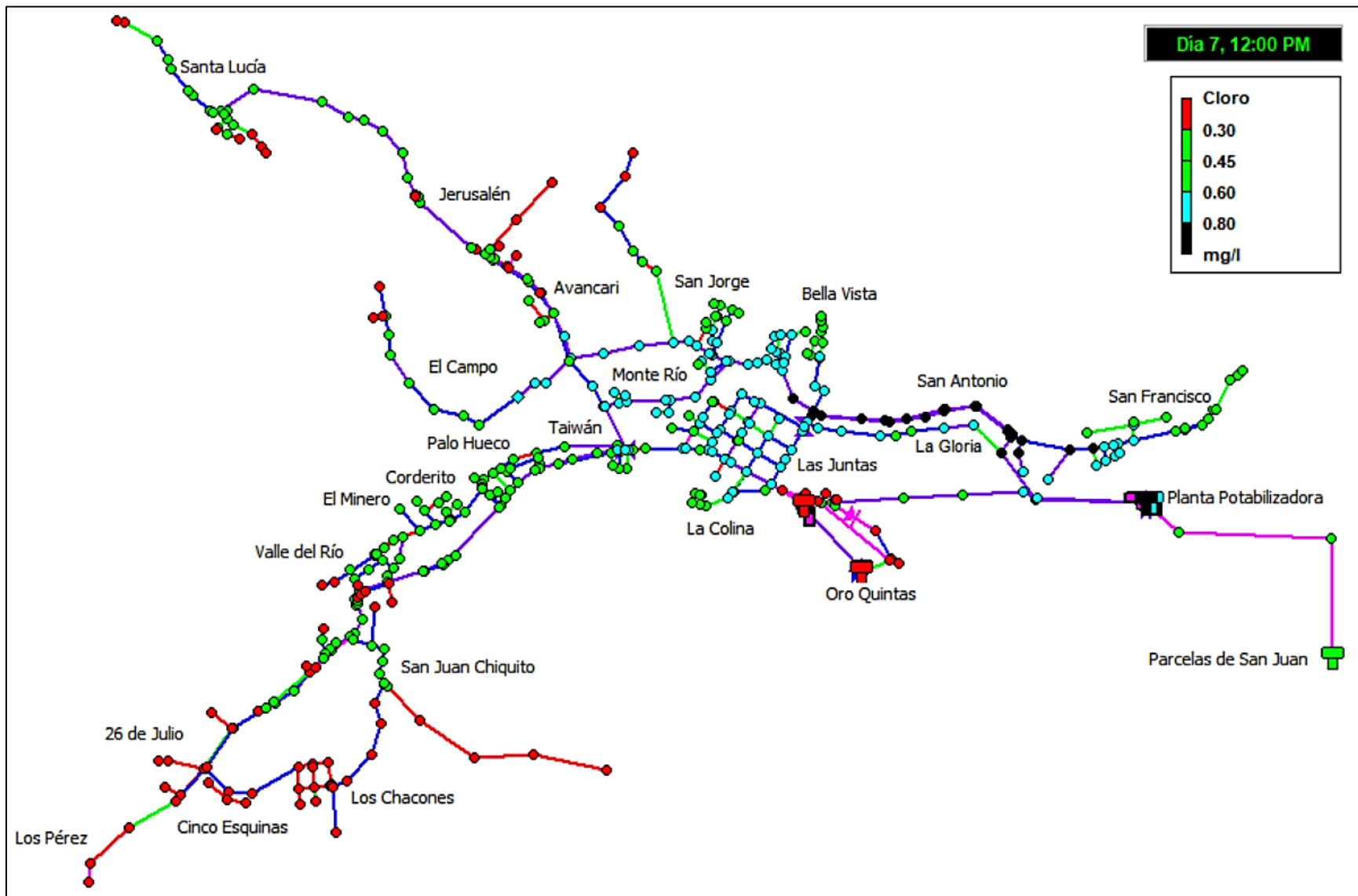


Figura 30. Cloro residual en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

Cuadro 8. Síntesis de presiones en los nodos a las 12:00 mediodía

Presión (mca)	N° de nodos	Sectores
Negativa	3	San Jorge y nodos en la cercanía de la Planta Potabilizadora.
0 a 10	20	26 de Julio, San Francisco, San Jorge, Jerusalén y Santa Lucía.
De 10 a 15	14	26 de Julio, Los Chacones, San Jorge y Santa Lucía.
15 a 50	397	Los Pérez, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, Oro Quintas, La Gloria, San Francisco, San Antonio, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari, Jerusalén, Santa Lucía y Parcelas de San Juan.
50 a 70	17	Taiwán, Las Juntas, Oro Quintas, San Antonio, Bella Vista y Monte Río.
Mayor a 70	0	---

Cuadro 9. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 12:00 mediodía

Cloro residual (mg/L)	N° de nodos	Sectores
0.00 a 0.30	98	Los Pérez, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, Las Juntas, Oro Quintas, San Jorge, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía. Tanques 3, 4 y 5.
0.30 a 0.60	201	San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, La Gloria, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía. Tanque 7 en Parcelas de San Juan.
0.60 a 0.80	108	Taiwán, Las Juntas, La Colina, La Gloria, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo y Avancari. Tanque 1 en Planta Potabilizadora.
Mayor a 0.80	32	La Gloria y San Antonio. Tanque 2.

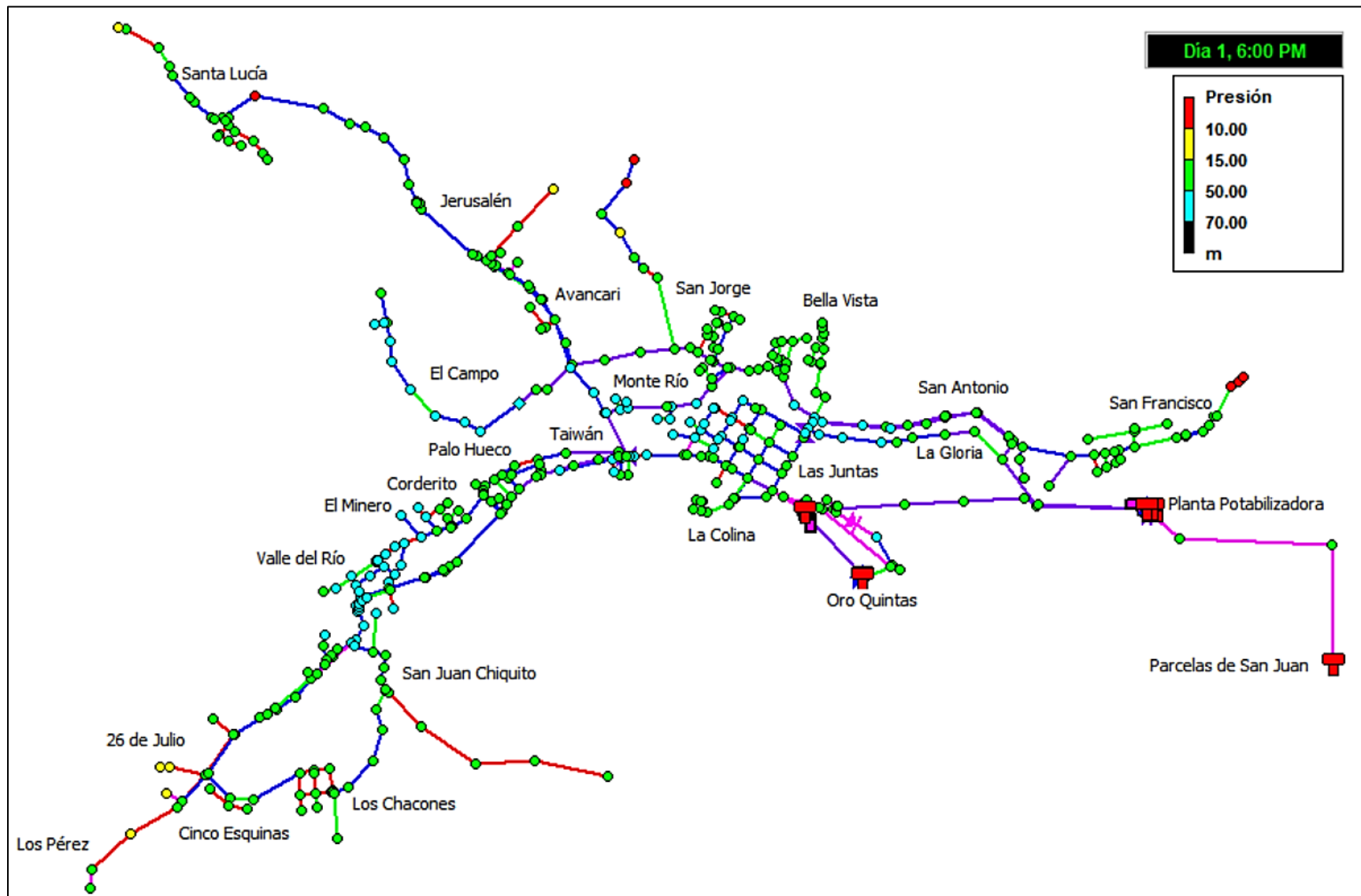


Figura 31. Presión en la red de distribución a las 06:00 PM

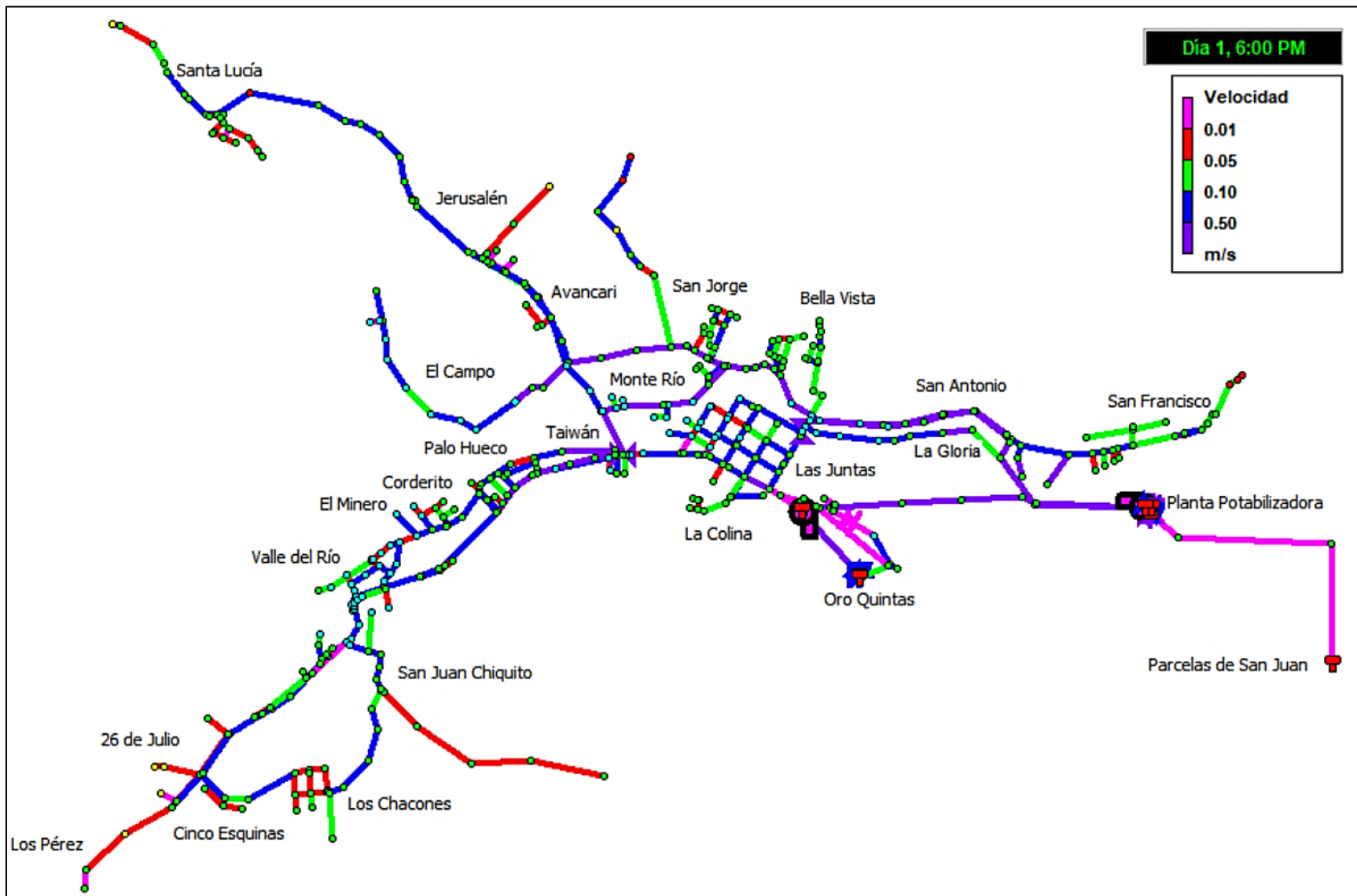


Figura 32. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 PM

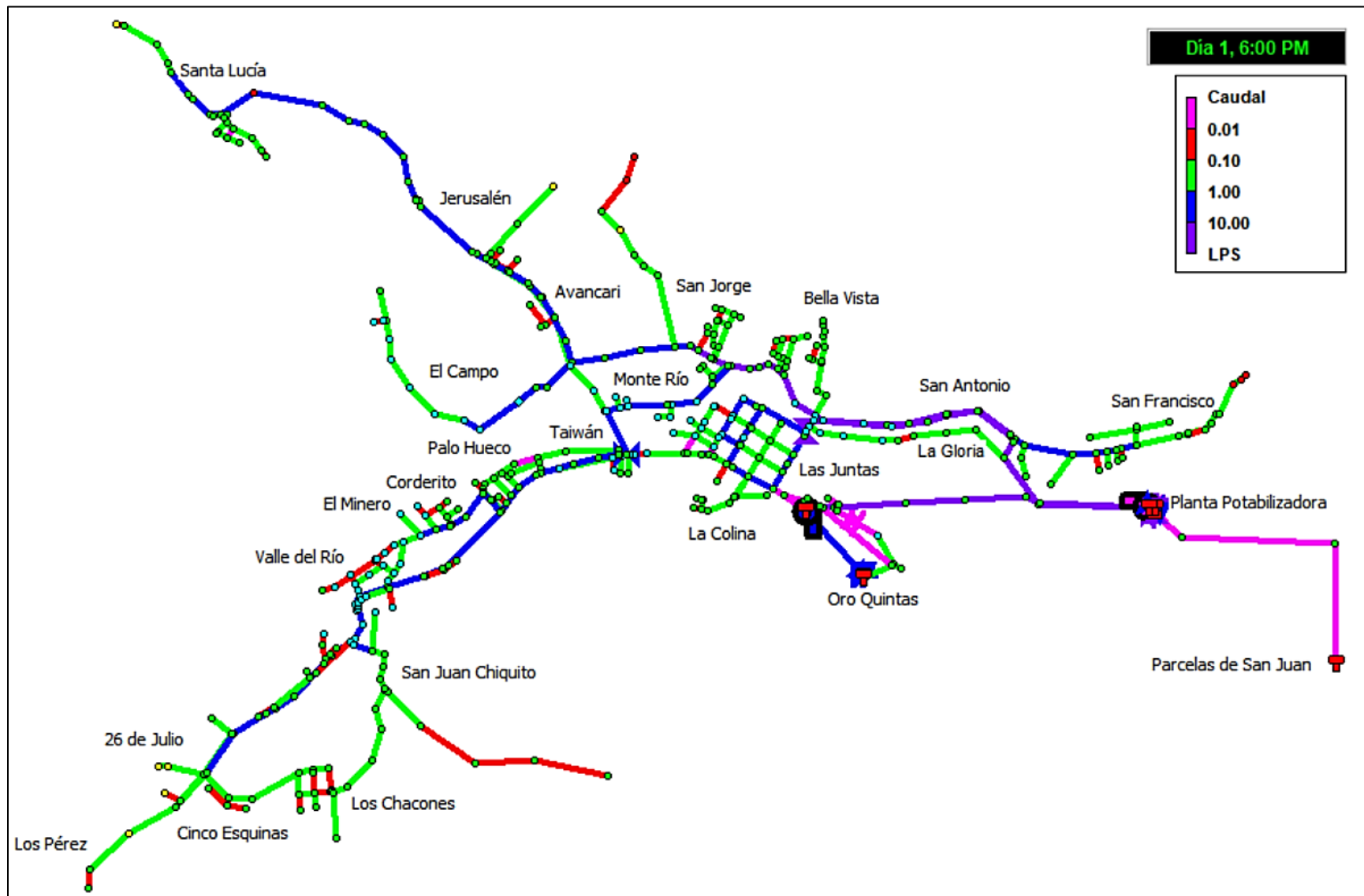


Figura 33. Caudal en la red de distribución a las 06:00 PM

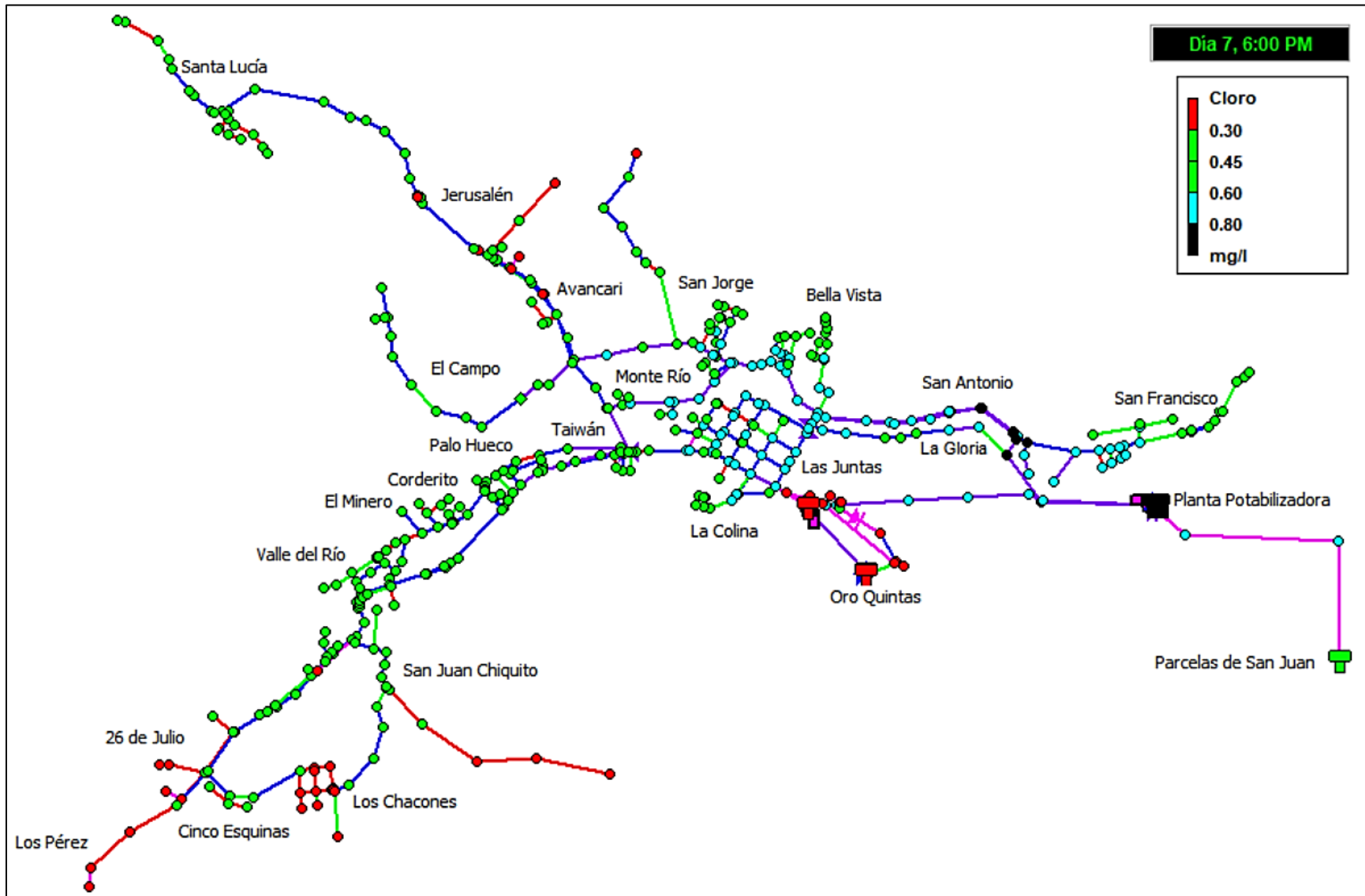


Figura 34. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 PM

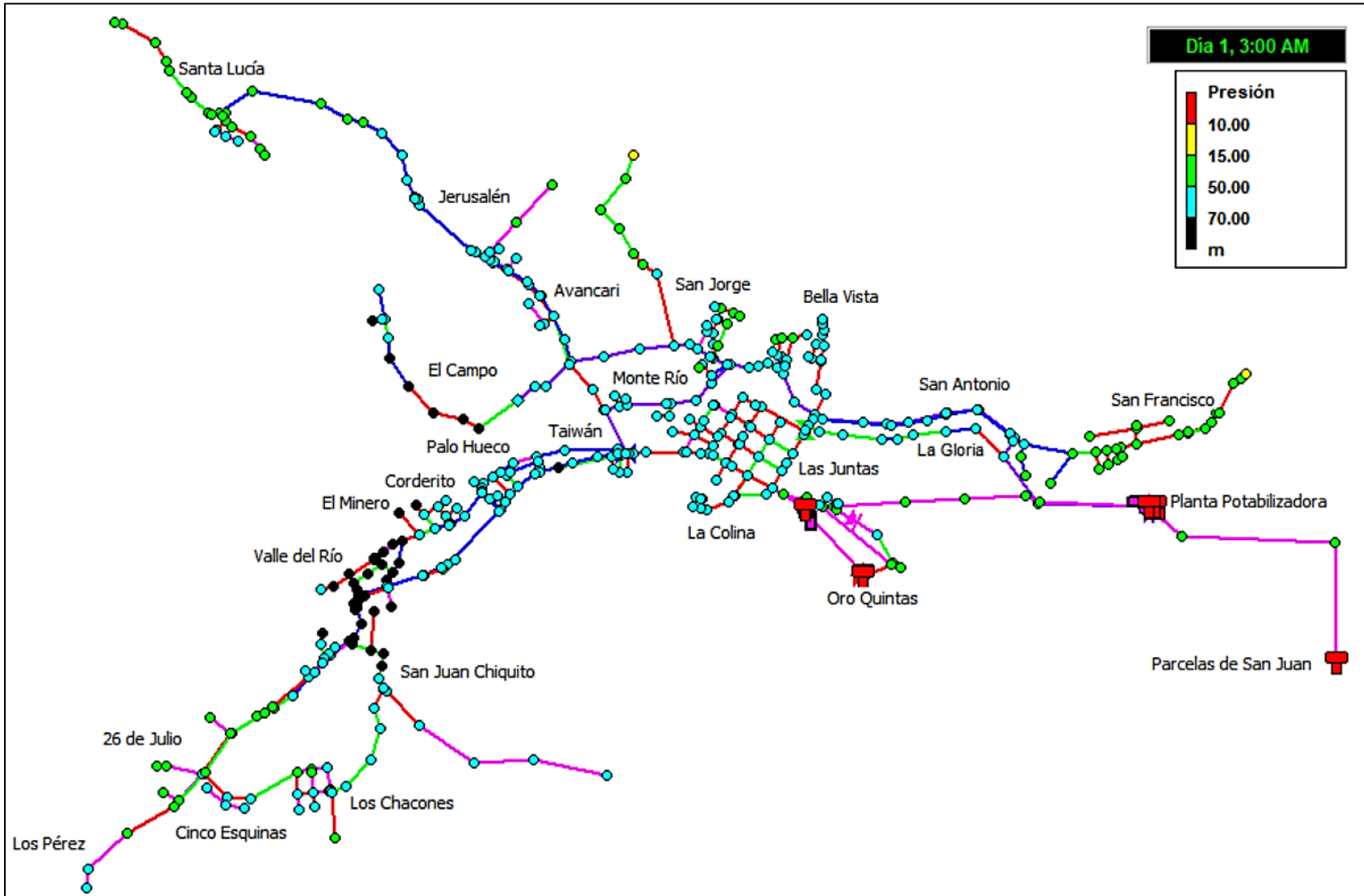


Figura 35. Presión en la red de distribución a las 03:00 AM

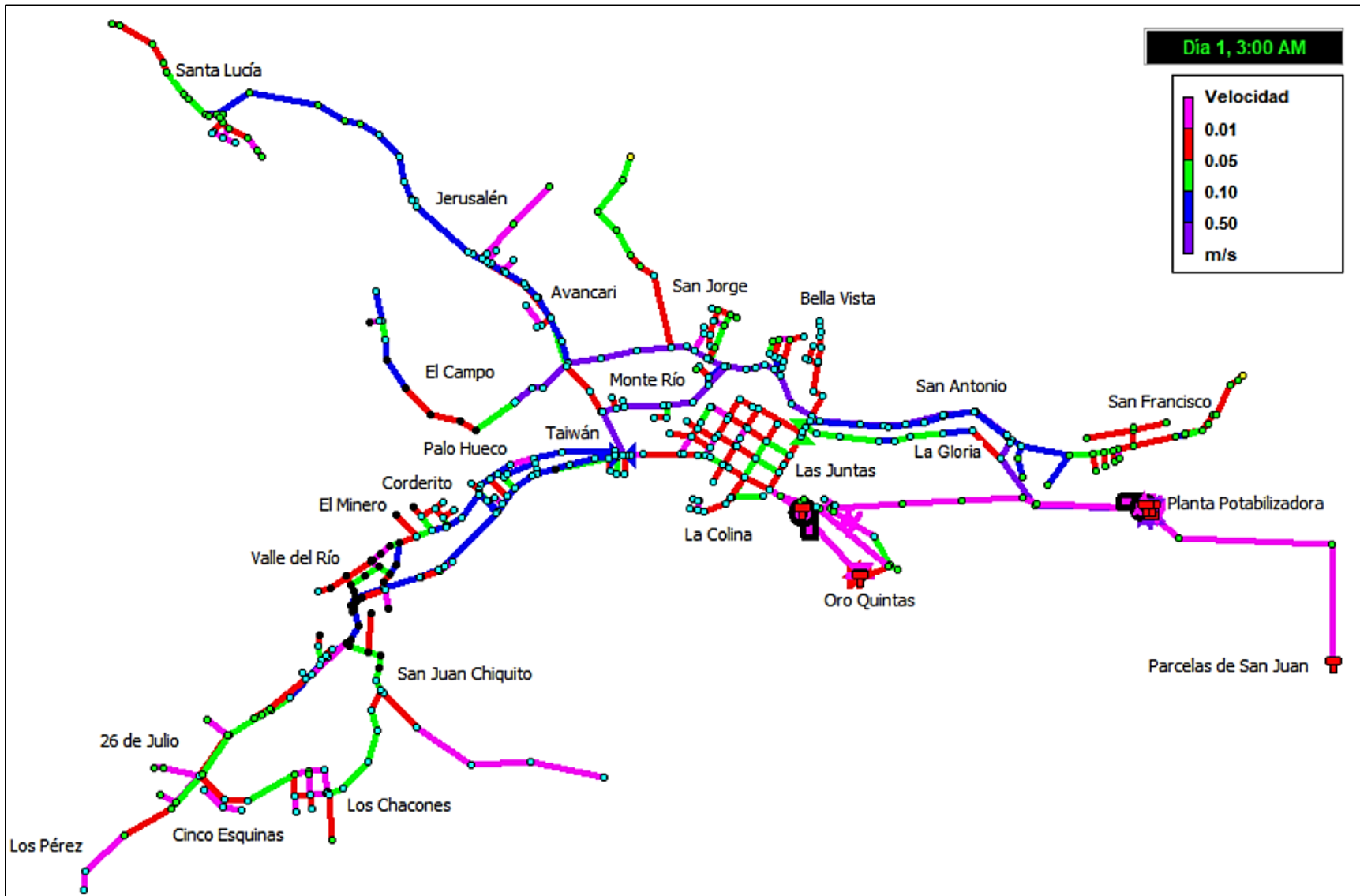


Figura 36. Velocidad en la red de distribución a las 03:00 AM

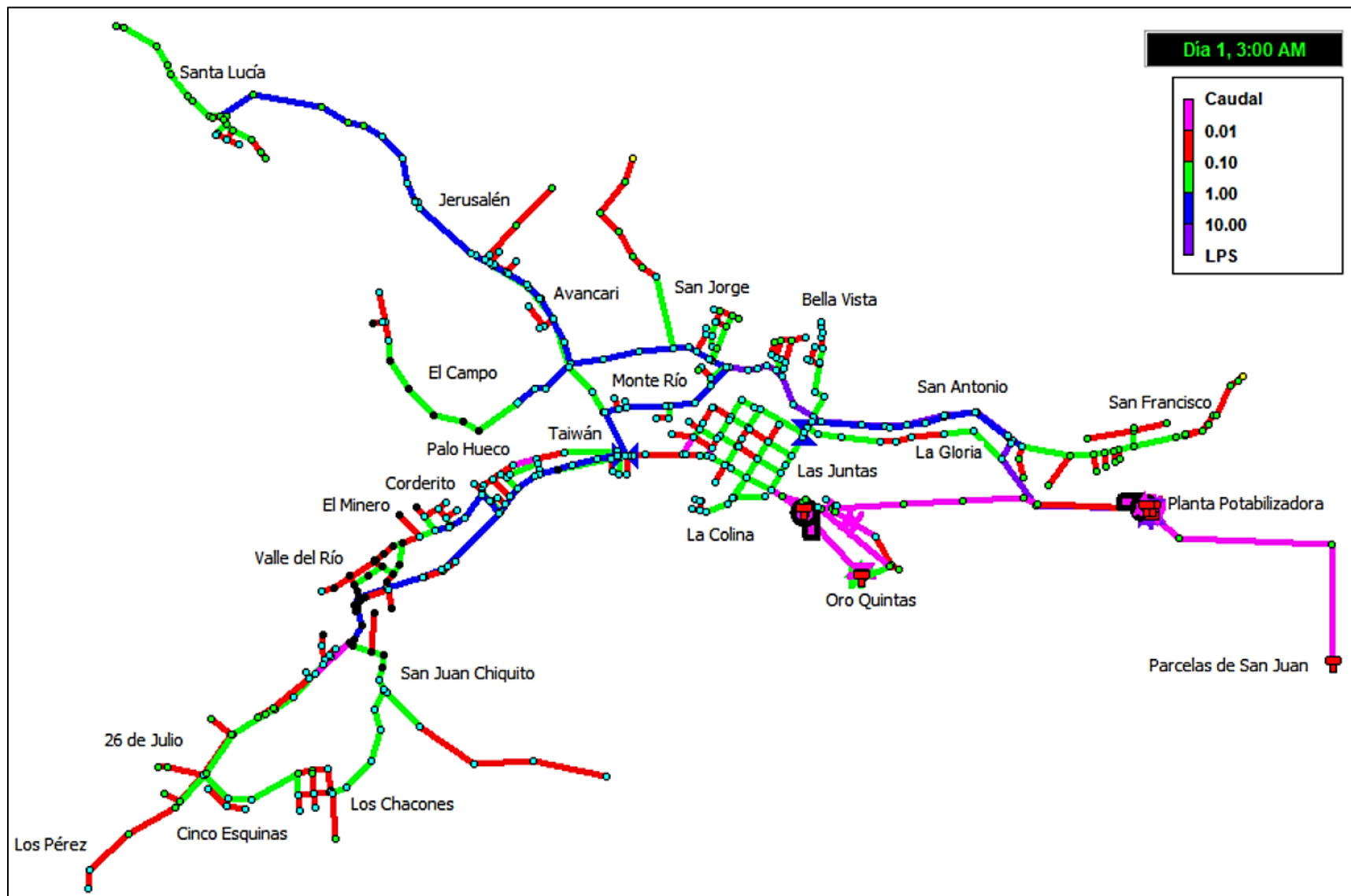


Figura 37. Caudal en la red de distribución a las 03:00 AM

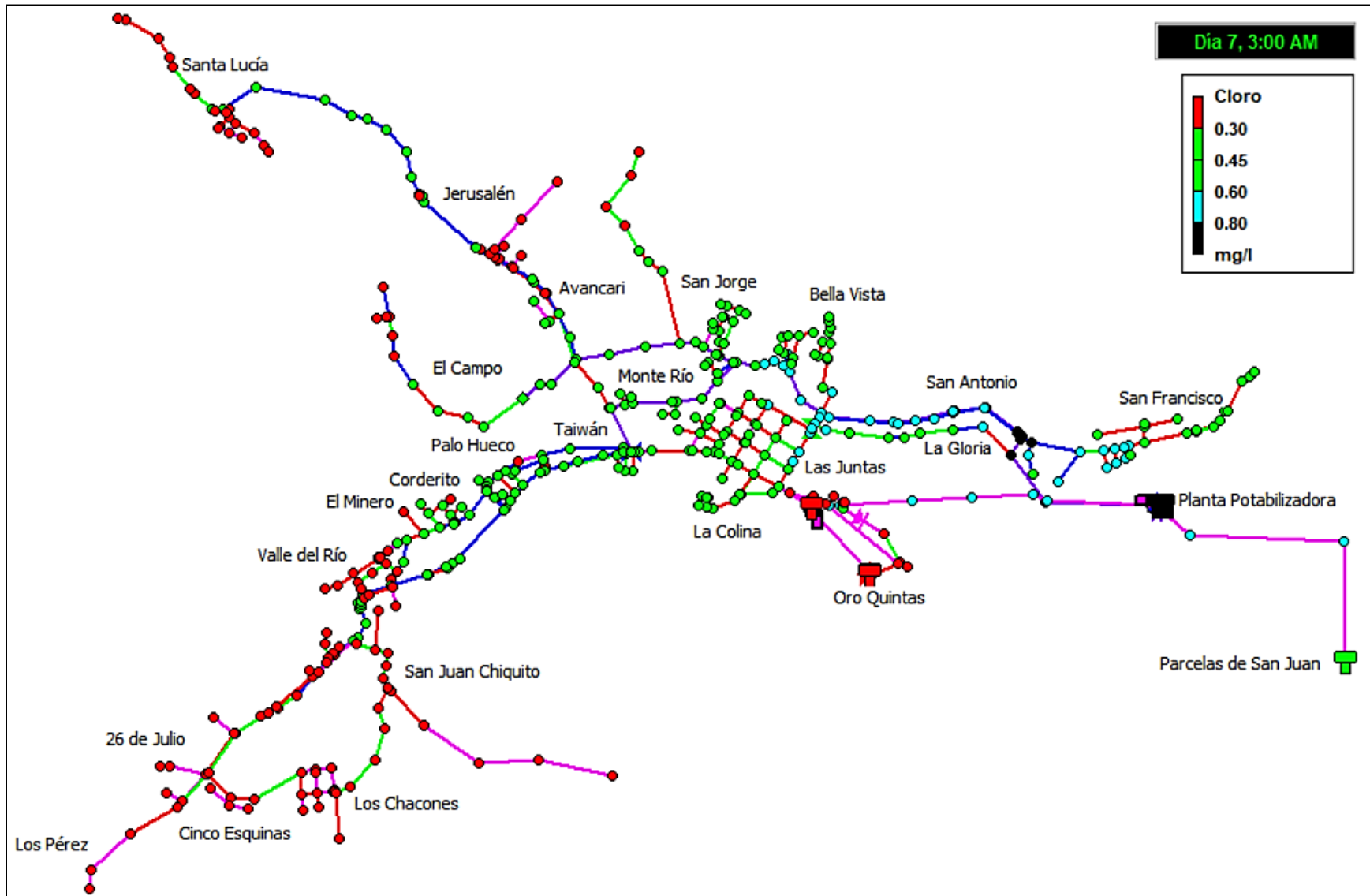


Figura 38. Cloro residual en la red de distribución a las 03:00 AM

Cuadro 10. Síntesis de presiones en los nodos a las 03:00 AM

Presión (mca)	N° de nodos	Sectores
Negativa	0	---
0 a 10	6	Nodos de salida en tanques 1 y 2. Nodos de salida en Planta Potabilizadora.
De 10 a 15	5	San Jorge y San Francisco. Nodos de salida tanques 4 y 5.
15 a 50	104	26 de Julio, Los Chacones, Oro Quintas, La Gloria, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, Jerusalén y Santa Lucía.
50 a 70	286	Los Pérez, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, Oro Quintas, La Gloria, San Antonio, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía.
Mayor a 70	47	San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco y El Campo.

Cuadro 11. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 03:00 AM

Cloro residual (mg/L)	N° de nodos	Sectores
0.00 a 0.30	146	Los Pérez, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Las Juntas, Oro Quintas, San Jorge, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía. Tanques 3, 4 y 5.
0.30 a 0.60	226	Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, La Gloria, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía. Tanque 7 en Parcelas de San Juan.
0.60 a 0.80	47	Las Juntas, La Gloria, San Francisco, San Antonio, Bella Vista y Parcelas de San Juan.
Mayor a 0.80	16	Las Juntas, La Gloria, San Francisco, San Antonio y Bella Vista. Tanques 1 y 2 en la Planta Potabilizadora.

Cuadro 12. Estado de los tanques para el escenario 2

Tanque	Hora	Volumen (m ³)	Cloro residual (mg/L)
1	3:00 AM	362	0.95
	6:00 AM	382	0.88
	12:00 MD	382	0.72
	6:00 PM	306	0.79
2	3:00 AM	467	0.92
	6:00 AM	589	0.95
	12:00 MD	598	0.96
	6:00 PM	419	0.95
3	3:00 AM	230	0.21
	6:00 AM	228	0.22
	12:00 MD	230	0.23
	6:00 PM	228	0.25
4	3:00 AM	2	0.16
	6:00 AM	12	0.19
	12:00 MD	12	0.17
	6:00 PM	14	0.21
5	3:00 AM	2	0.16
	6:00 AM	12	0.19
	12:00 MD	12	0.17
	6:00 PM	14	0.21
6	3:00 AM	7	0.98
	6:00 AM	17	1.01
	12:00 MD	22	0.84
	6:00 PM	11	1.05
7	3:00 AM	21	0.51
	6:00 AM	18	0.46
	12:00 MD	7	0.36
	6:00 PM	16	0.47

5.3. Escenario 3. Proyección de la demanda a 20 años

A continuación, se muestran los resultados de las simulaciones para la condición de consumo proyectada para el 2040, bajo las mismas horas y magnitudes del escenario anterior.

También, se utiliza el mismo código de colores para representar cada una de las magnitudes analizadas.

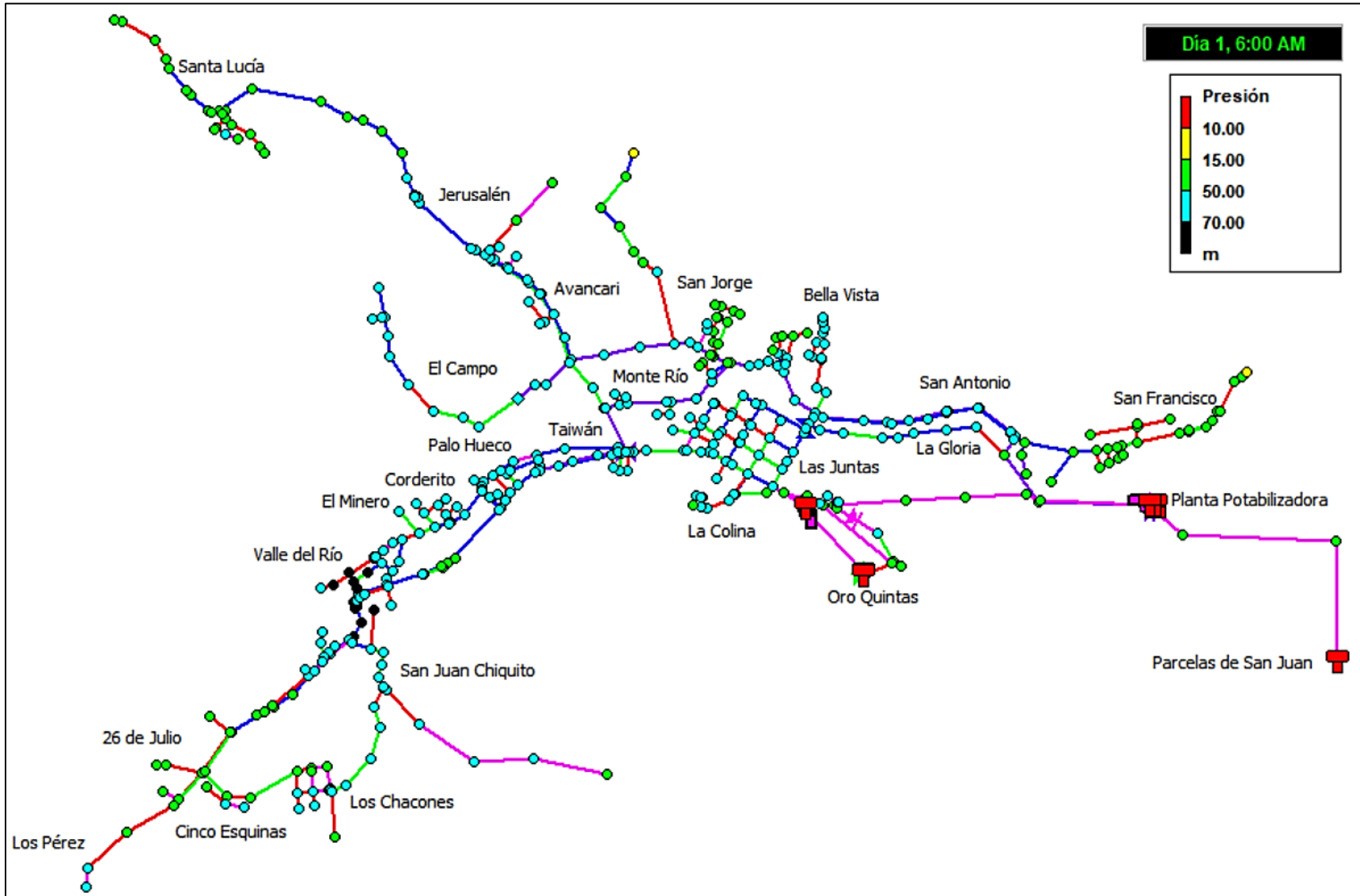


Figura 39. Presión en la red de distribución a las 06:00 AM

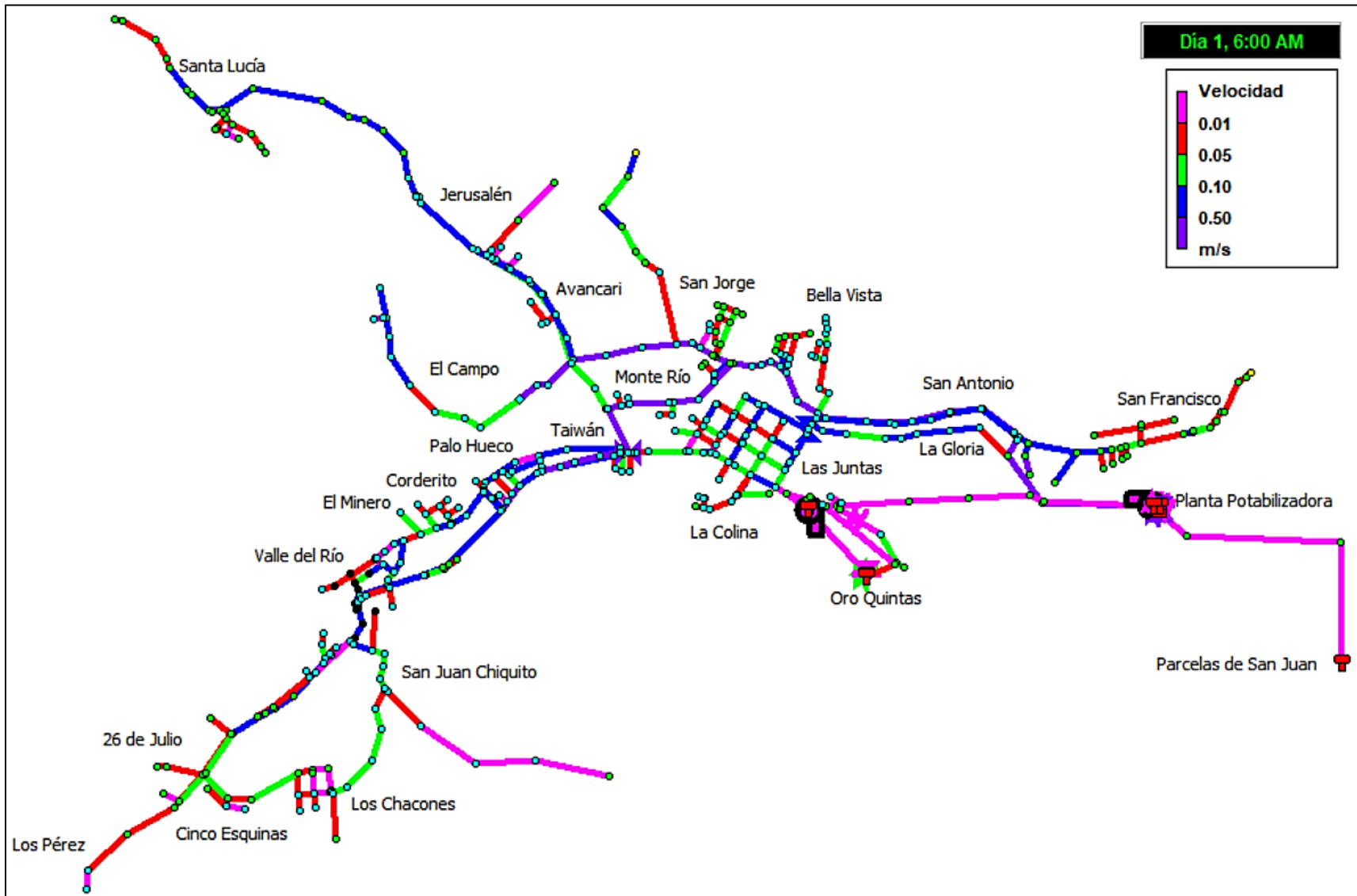


Figura 40. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 AM

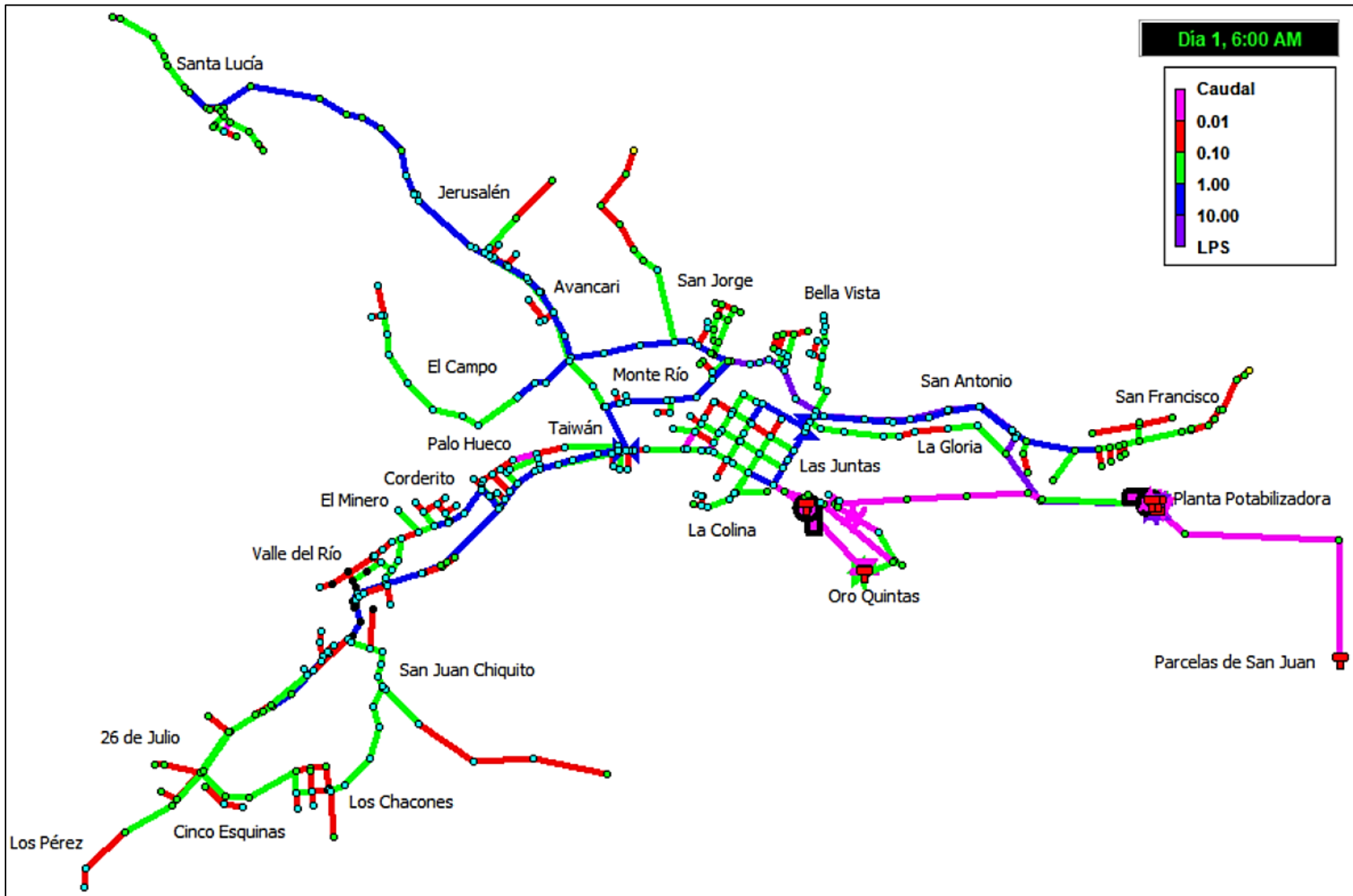


Figura 41. Caudal en la red de distribución a las 06:00 AM

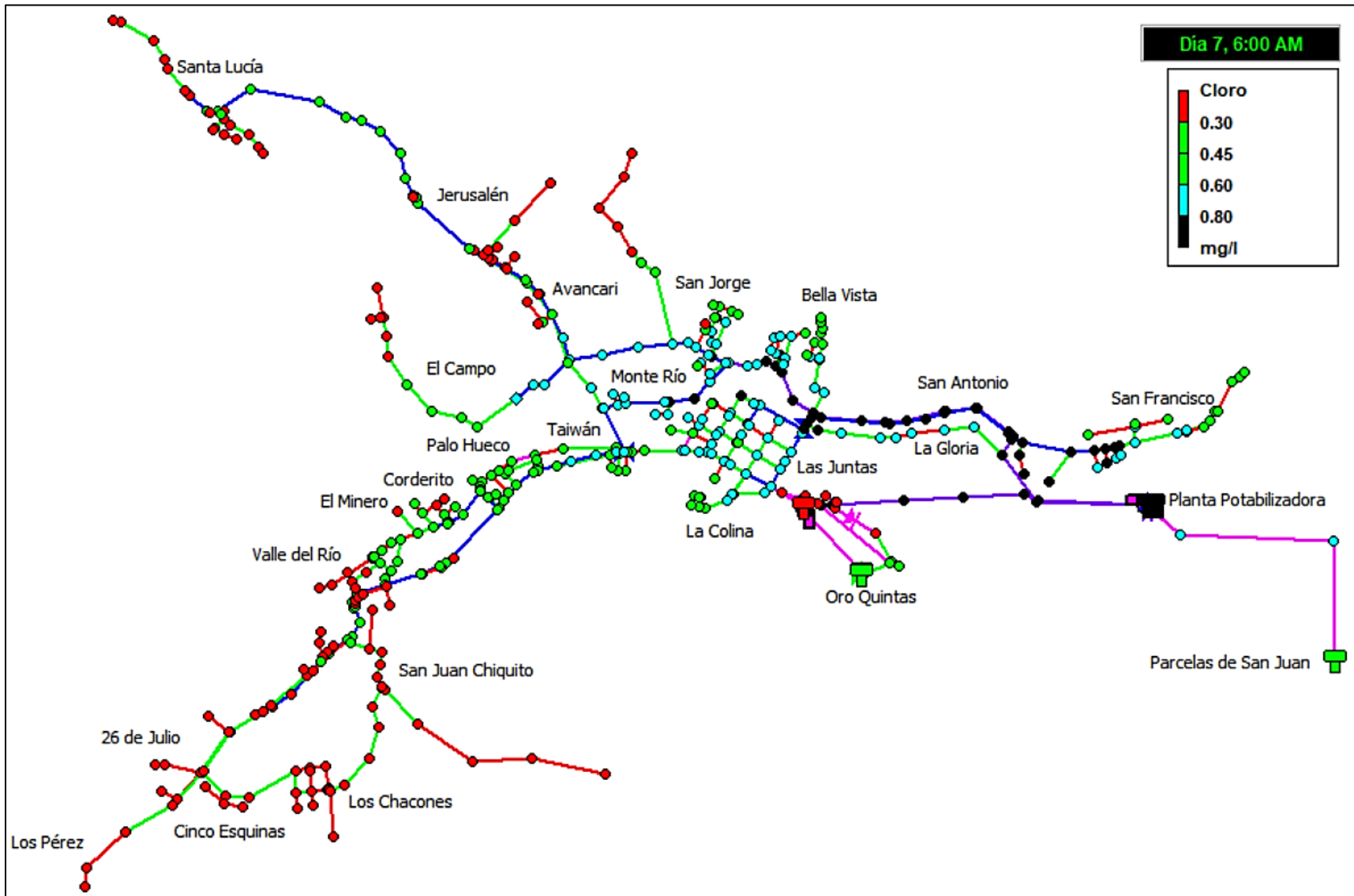


Figura 42. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 AM

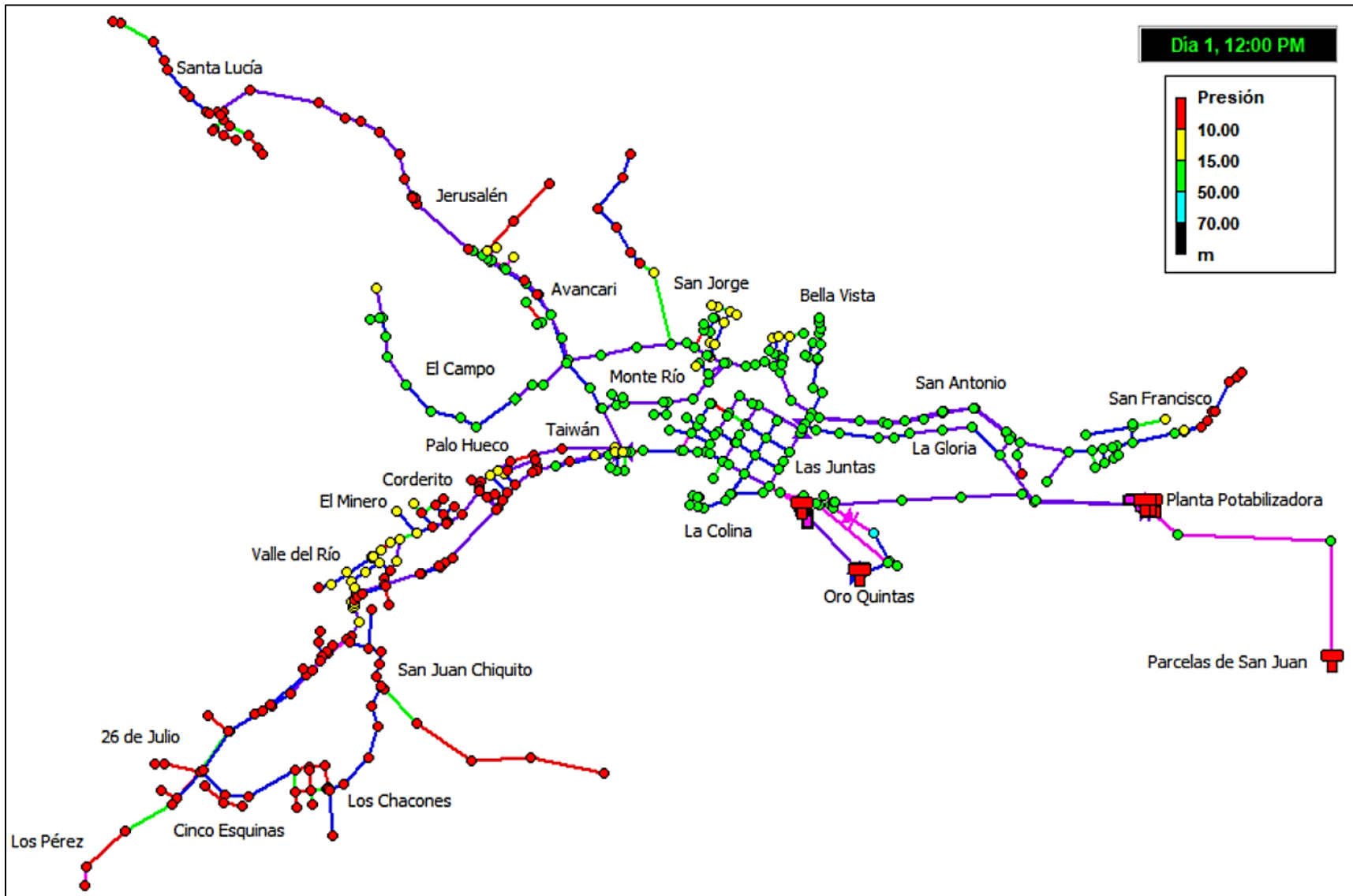


Figura 43. Presión en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

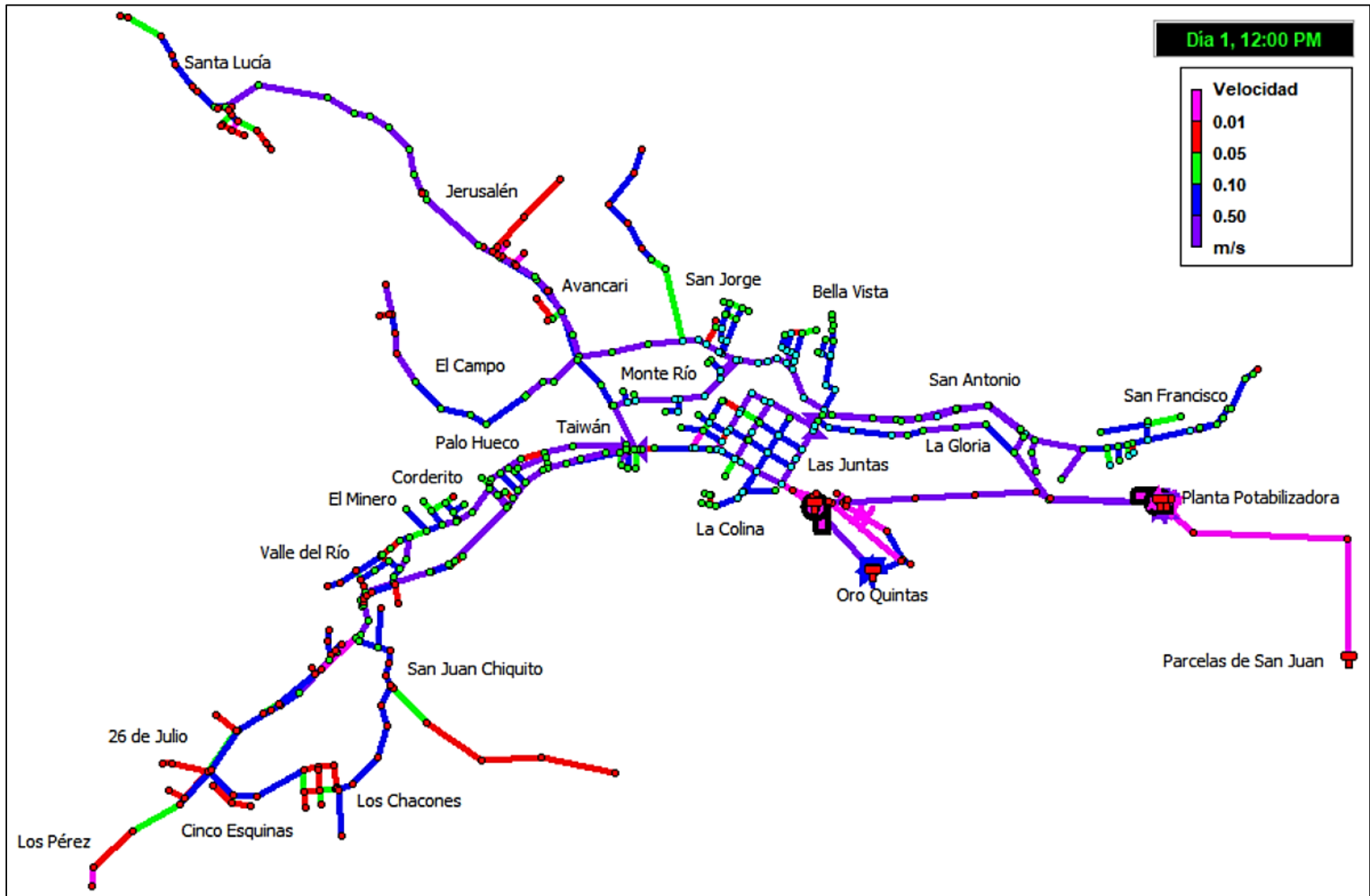


Figura 44. Velocidad en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

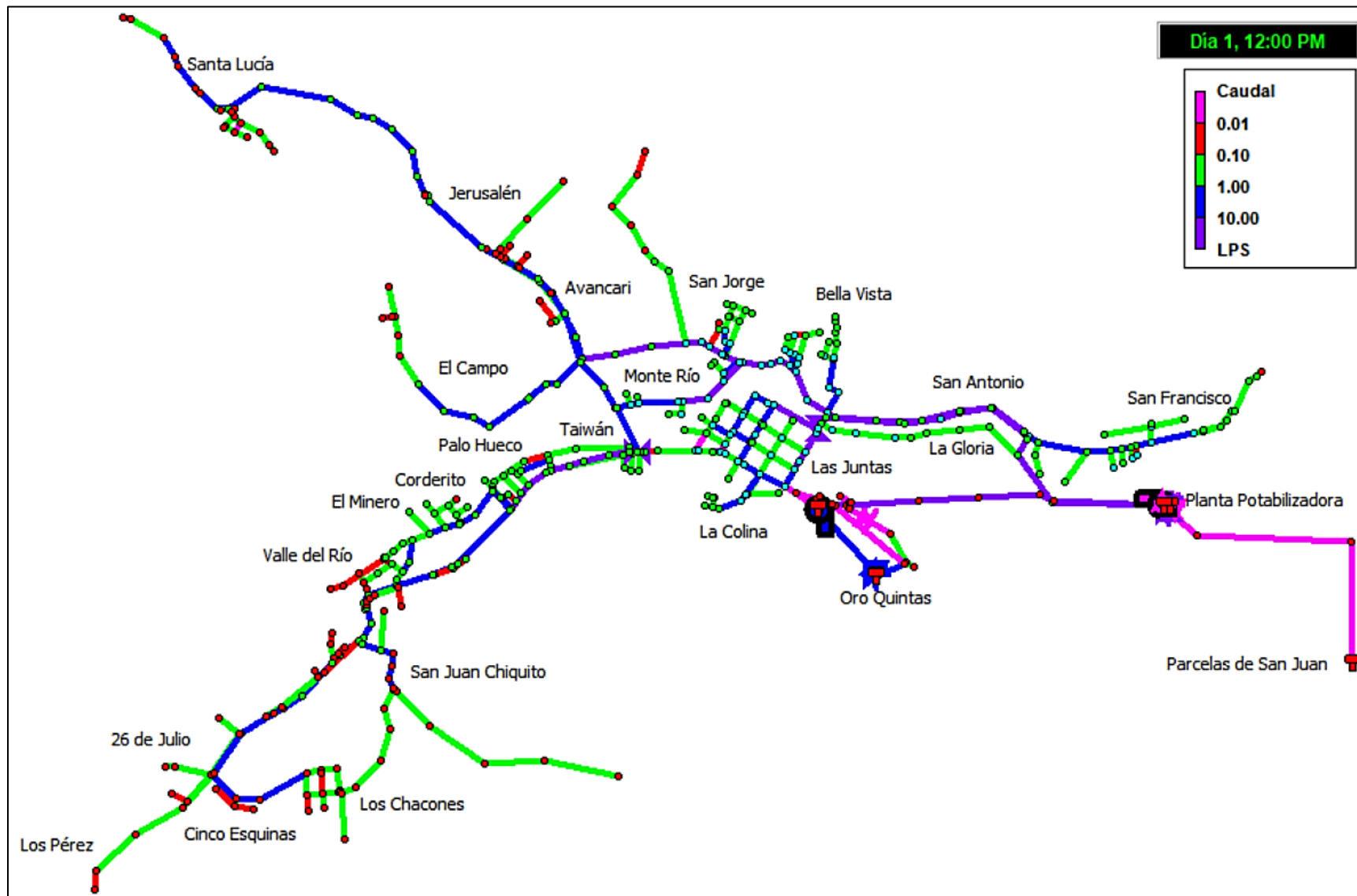


Figura 45. Caudal en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

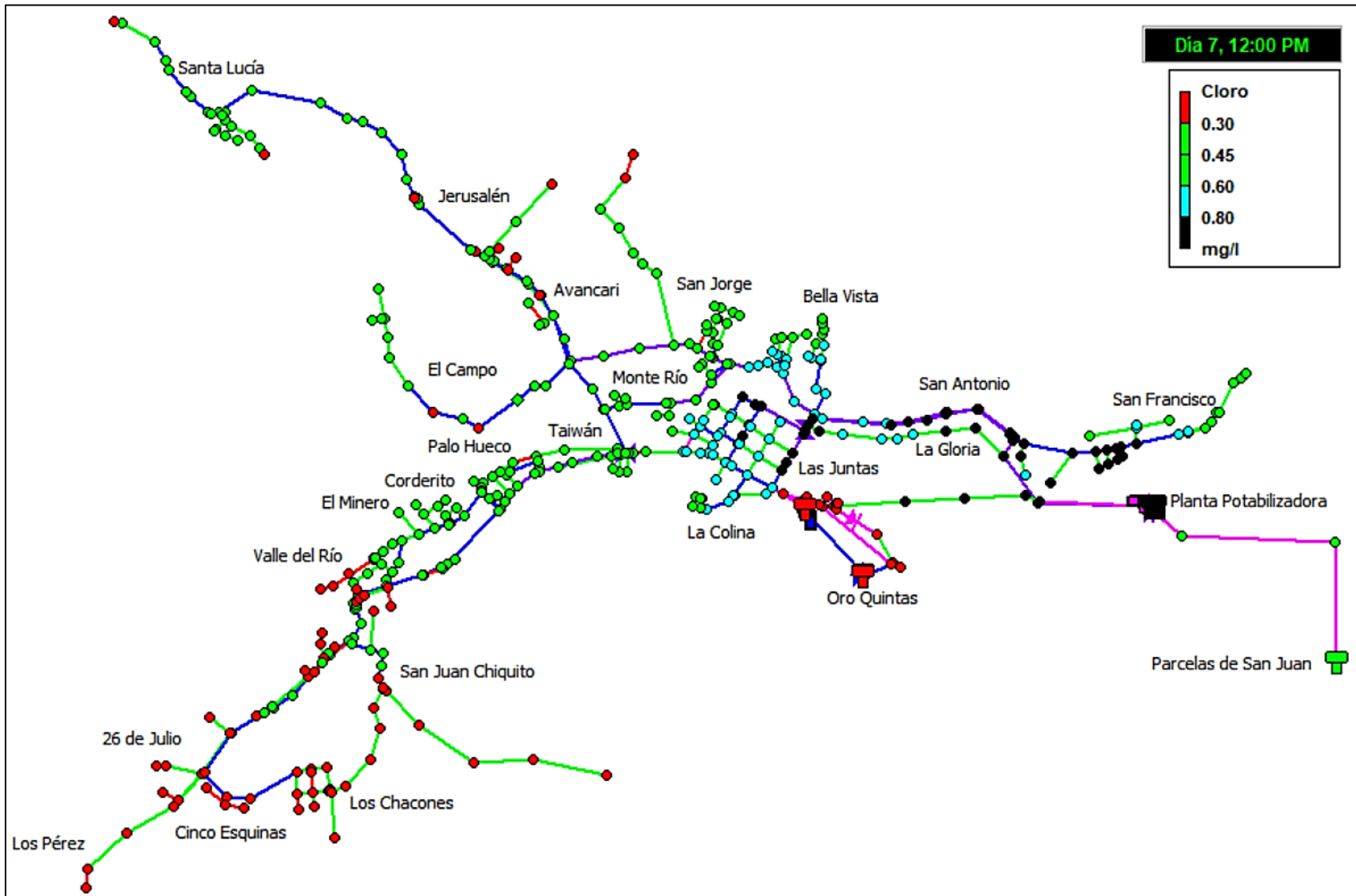


Figura 46. Cloro residual en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

Cuadro 13. Síntesis de presiones en los nodos a las 12:00 mediodía

Presión (mca)	Nº de nodos	Sectores
Negativa	95	Los Pérez, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, San Antonio, San Jorge, Jerusalén y Santa Lucía.
0 a 10	86	Los Pérez, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, San Francisco, San Jorge, Avancari y Jerusalén.
De 10 a 15	55	Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, Avancari y Jerusalén.
15 a 50	212	Taiwán, Las Juntas, La Colina, Oro Quintas, La Gloria, San Francisco, San Antonio, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari y Jerusalén. Parcelas de San Juan.
50 a 70	1	Oro Quintas.
Mayor a 70	0	---

Cuadro 14. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 12:00 mediodía

Cloro residual (mg/L)	Nº de nodos	Sectores
0.00 a 0.30	105	Los Pérez, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, Las Juntas, Oro Quintas, San Jorge, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía. Tanques 3, 4 y 5.
0.30 a 0.60	220	Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, La Colina, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía. Tanque 7 en Parcelas de San Juan.
0.60 a 0.80	65	Las Juntas, La Colina, La Gloria, San Francisco, San Antonio y Bella Vista.
Mayor a 0.80	55	Las Juntas, La Gloria, San Francisco y San Antonio. Tanques 1, 2 y 6 en Planta Potabilizadora.

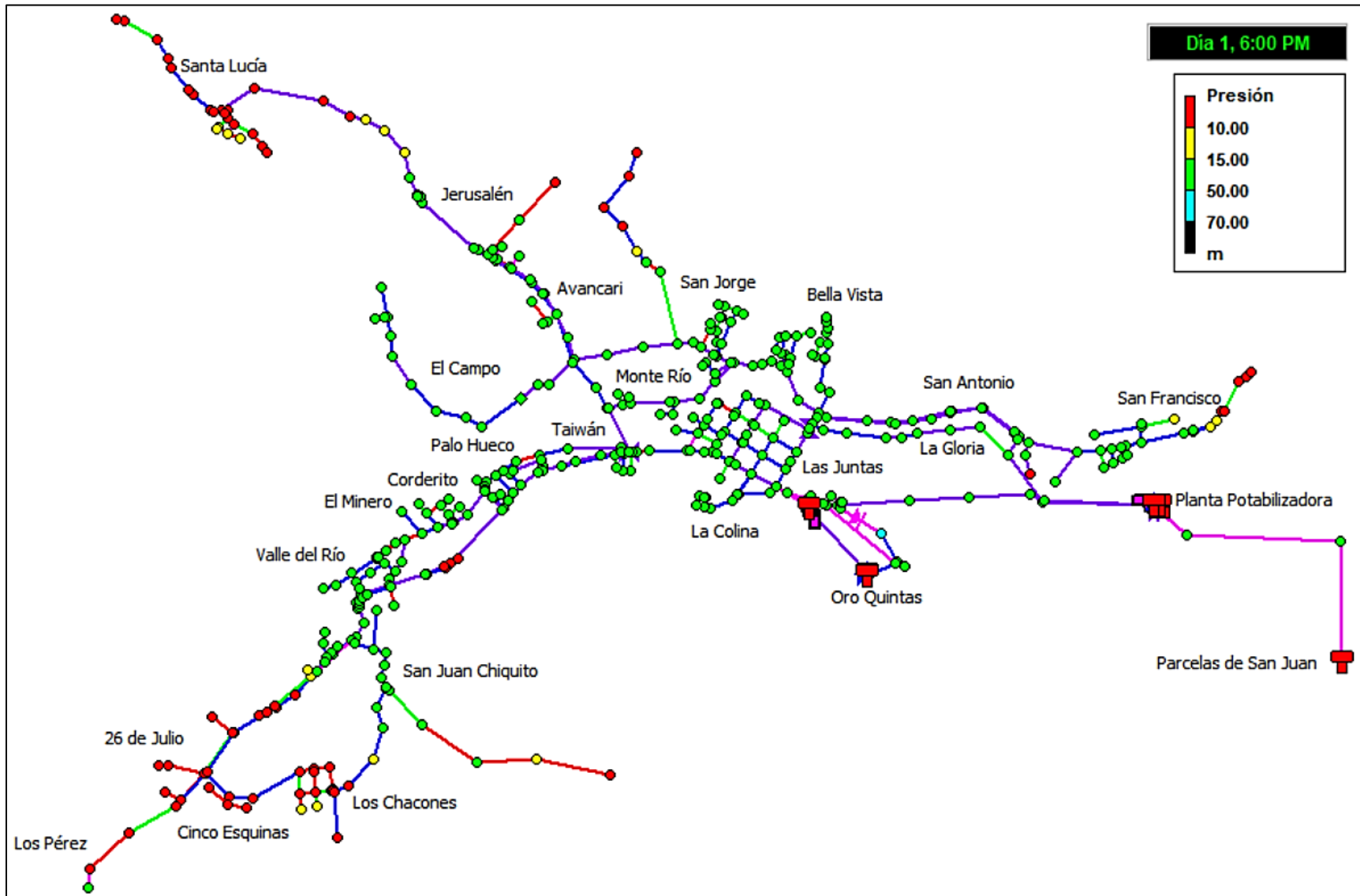


Figura 47. Presión en la red de distribución a las 06:00 PM

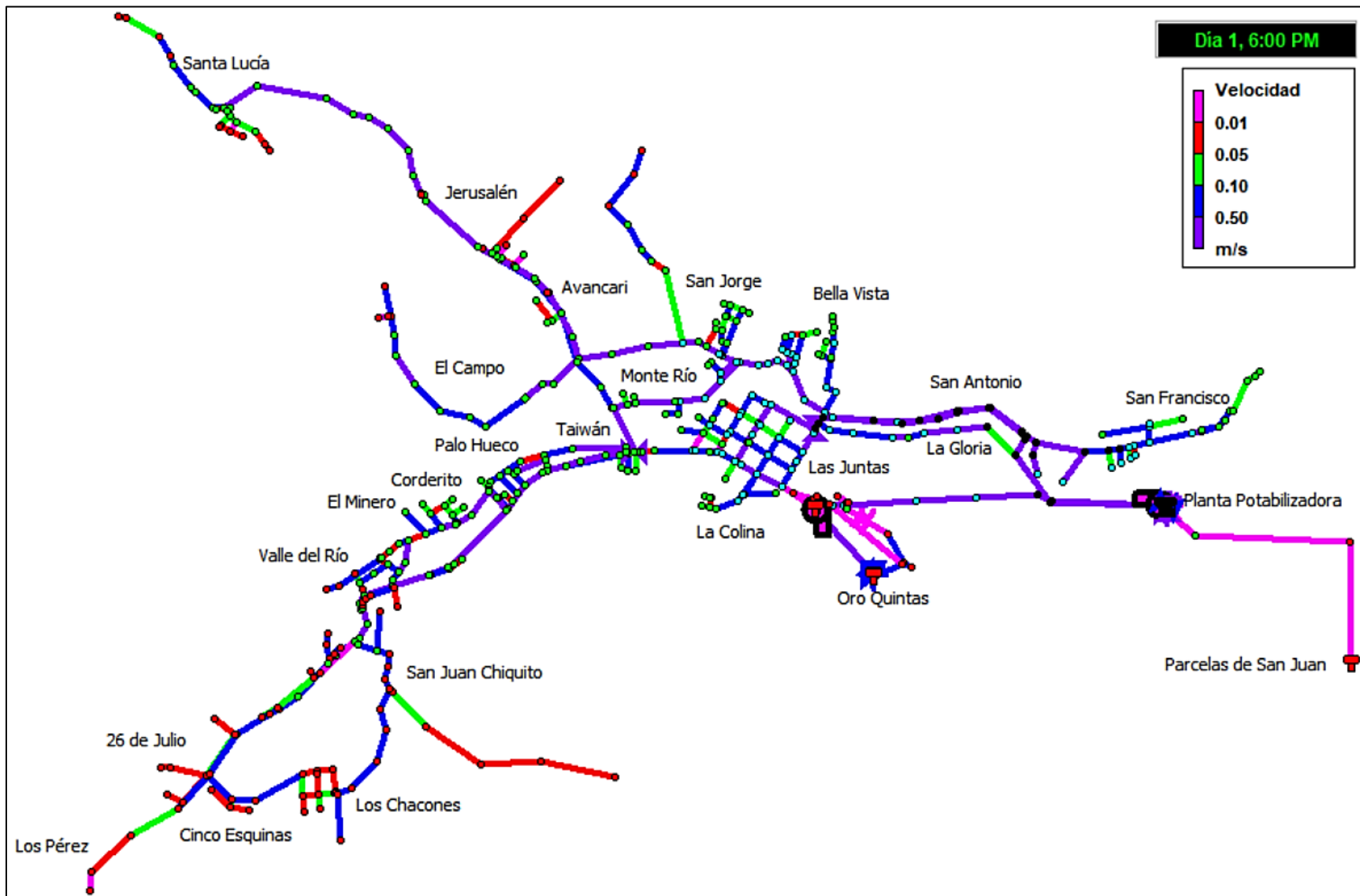


Figura 48. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 PM

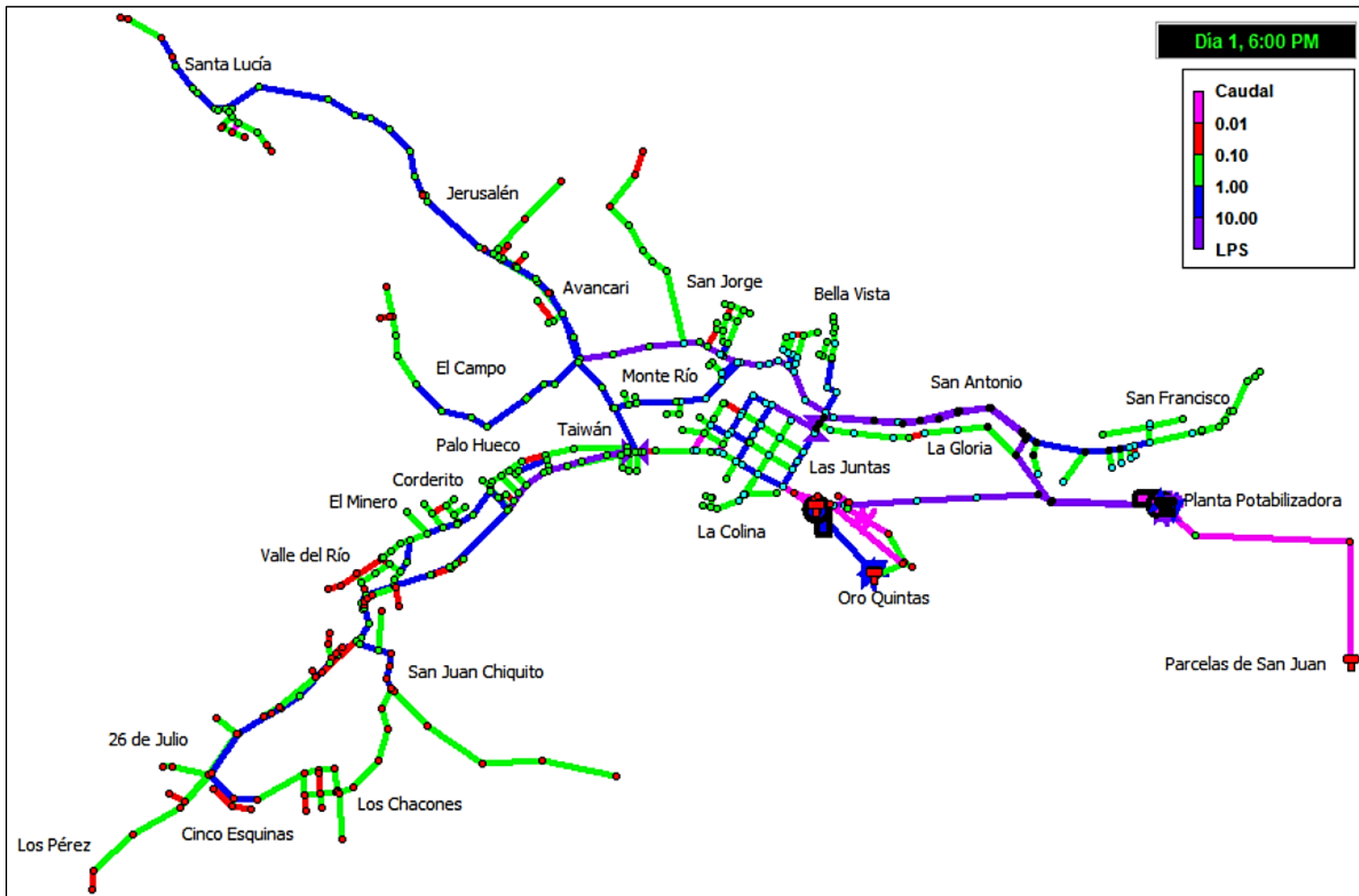


Figura 49. Caudal en la red de distribución a las 06:00 PM

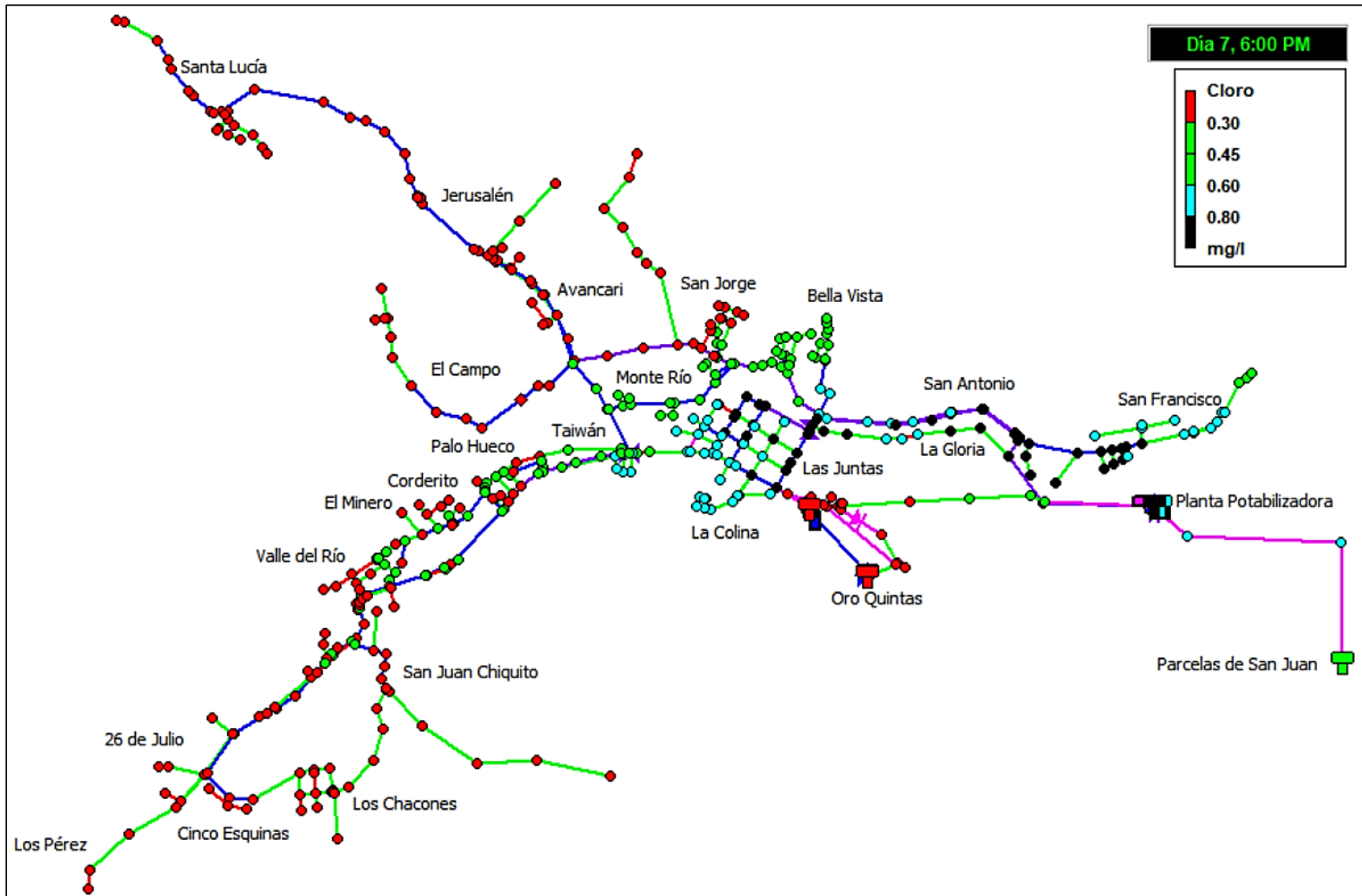


Figura 50. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 PM

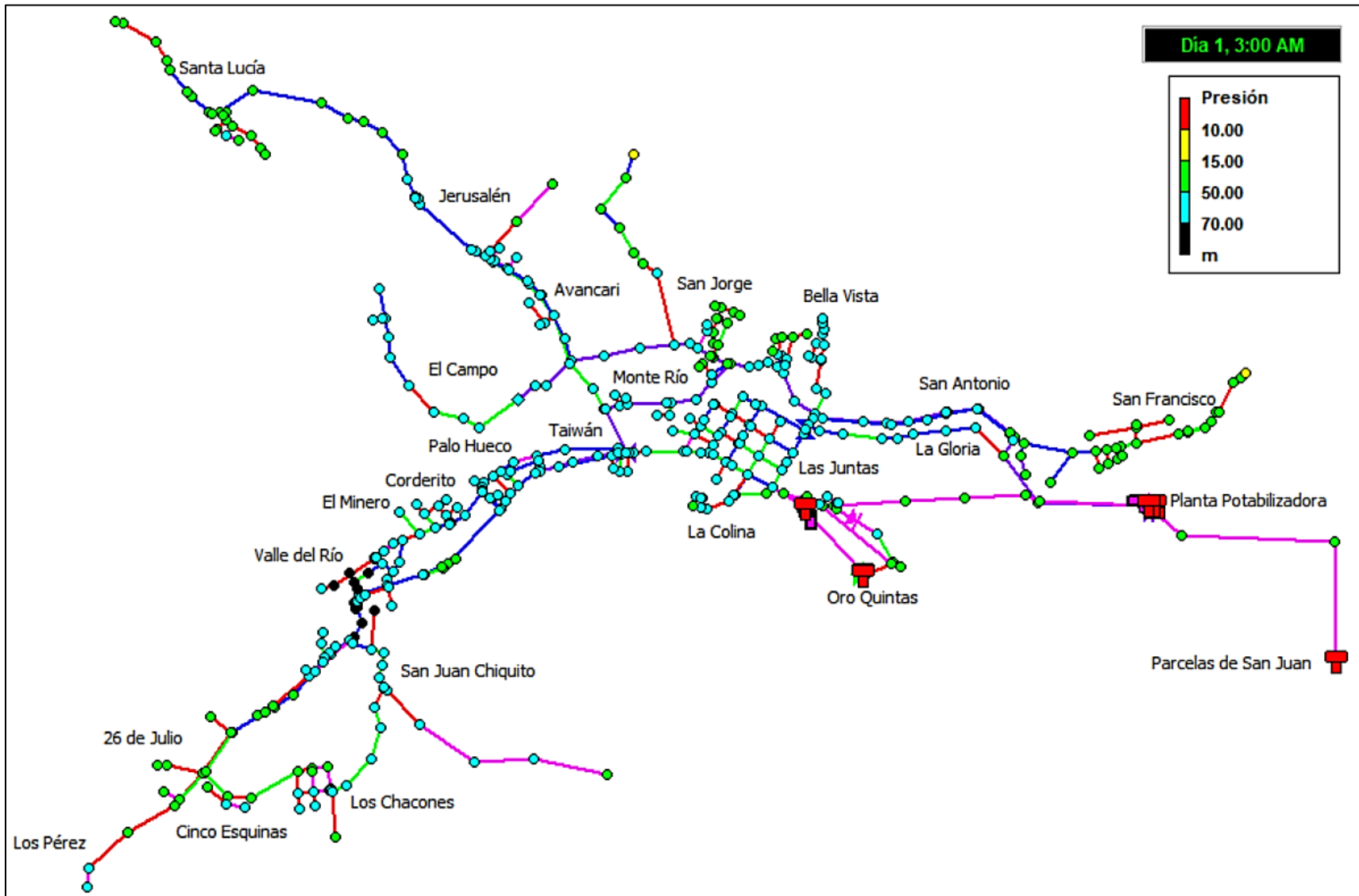


Figura 51. Presión en la red de distribución a las 03:00 AM

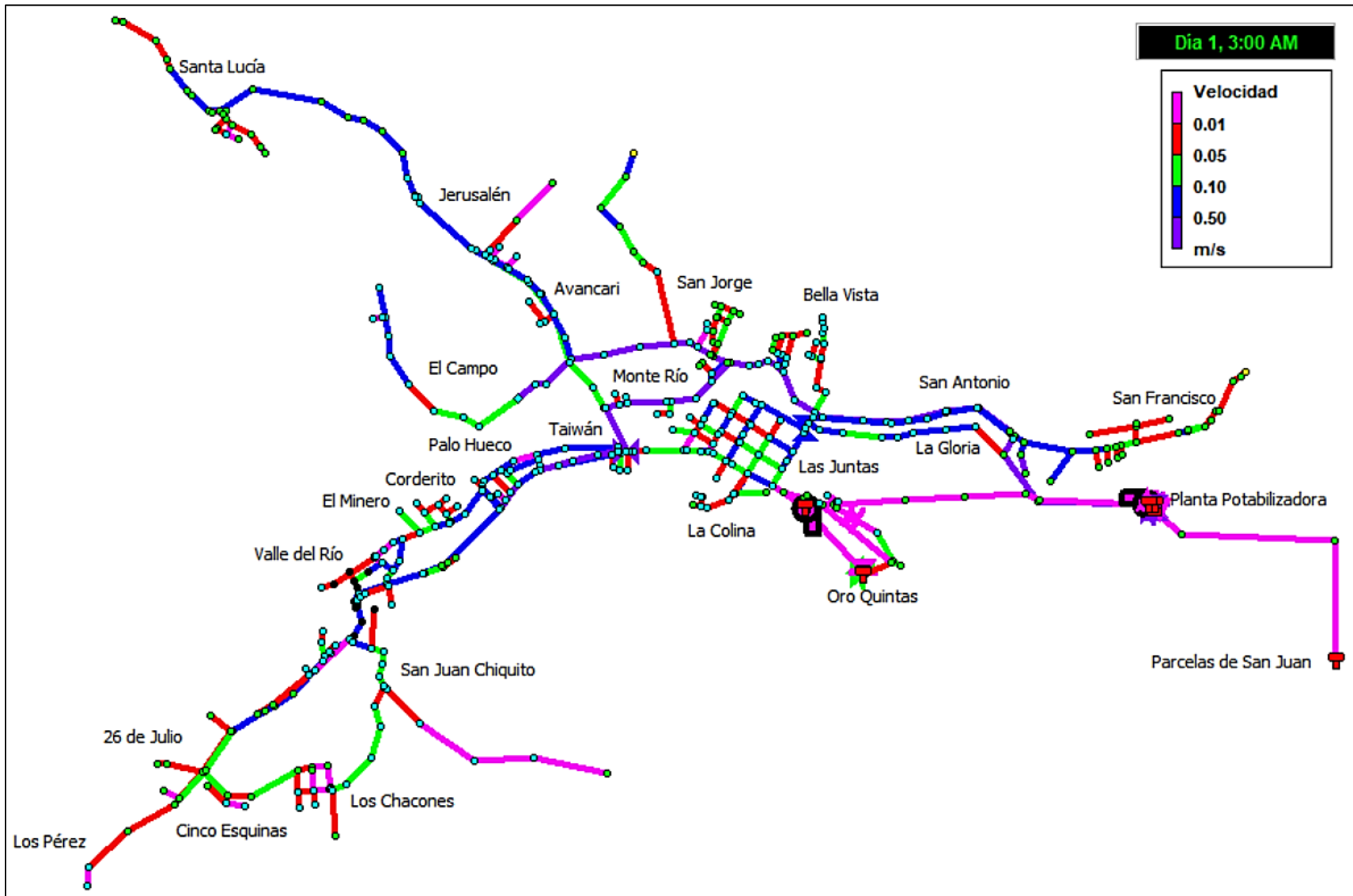


Figura 52. Velocidad en la red de distribución a las 03:00 AM

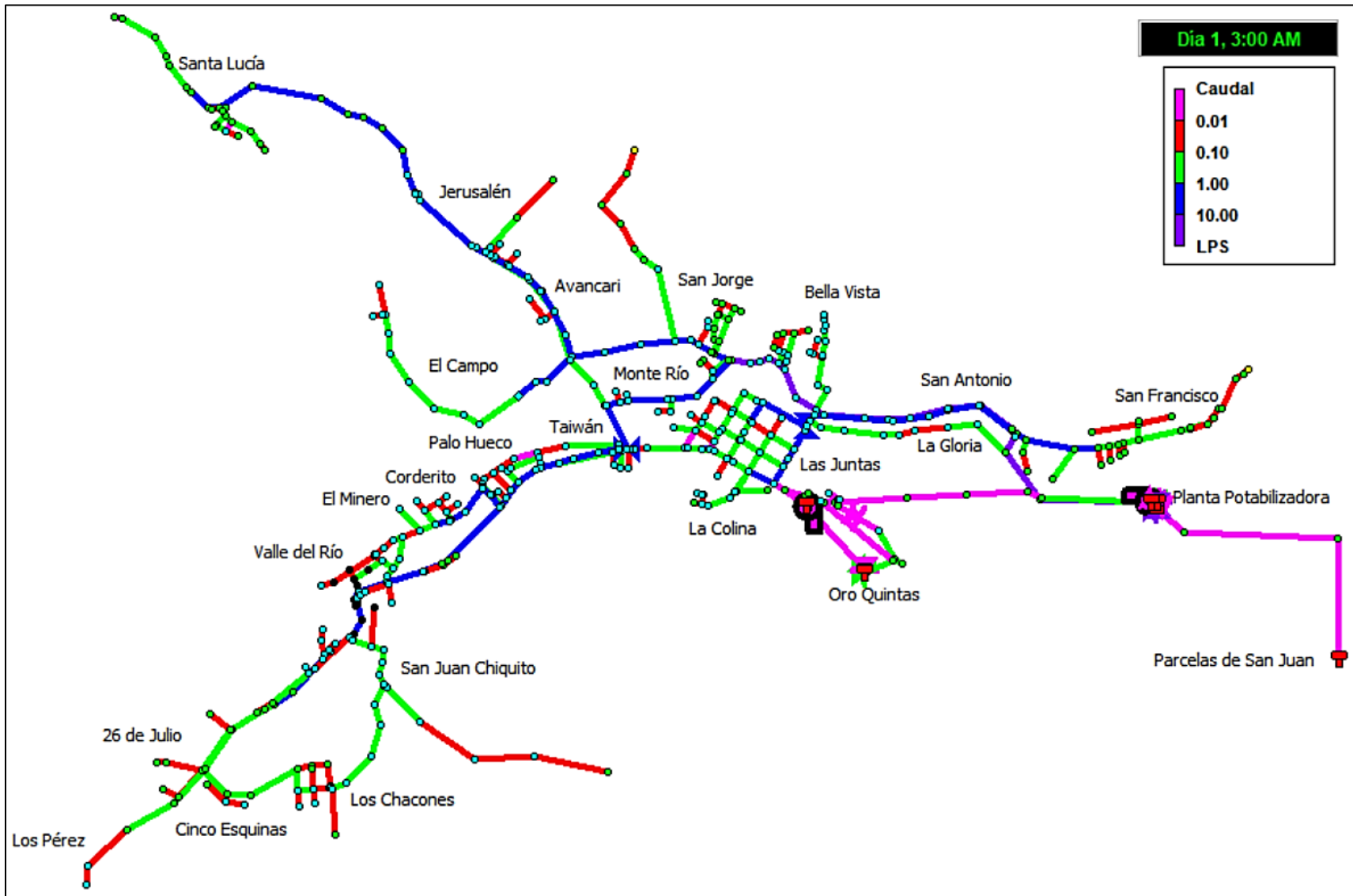


Figura 53. Caudal en la red de distribución a las 03:00 AM

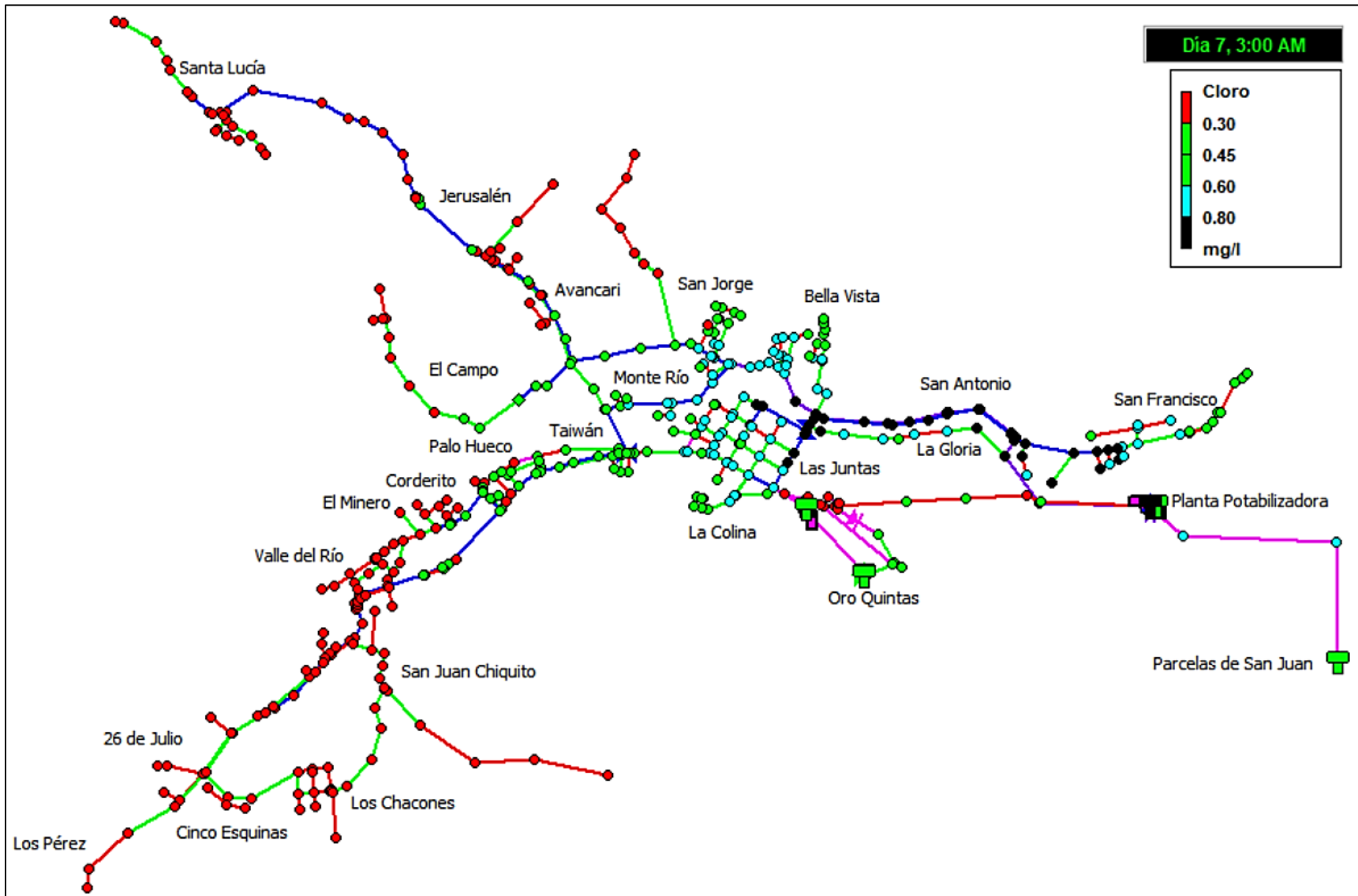


Figura 54. Cloro residual en la red de distribución a las 03:00 AM

Cuadro 15. Síntesis de presiones en los nodos a las 03:00 AM

Presión (mca)	Nº de nodos	Sectores
Negativa	0	---
0 a 10	6	Nodos de salida en tanques 1, 2, 3 y 7.
De 10 a 15	5	San Jorge, San Francisco y Oro Quintas. Nodos de salida tanques 1 y 2.
15 a 50	139	Los Pérez, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, El Minero, La Colina, Oro Quintas, La Gloria, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, Jerusalén y Santa Lucía. Parcelas de San Juan.
50 a 70	287	Los Pérez, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, Oro Quintas, La Gloria, San Antonio, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía.
Mayor a 70	12	Valle del Río.

Cuadro 16. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 03:00 AM

Cloro residual (mg/L)	Nº de nodos	Sectores
0.00 a 0.30	195	Los Pérez, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Las Juntas, San Jorge, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía.
0.30 a 0.60	126	Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, Oro Quintas, La Gloria, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari y Jerusalén. Tanque 7 en Parcelas de San Juan. Tanque 1, 3, 4, 5 y 7.
0.60 a 0.80	76	Las Juntas, La Gloria, San Francisco, Bella Vista, San Jorge y Monte Río. Parcelas de San Juan.
Mayor a 0.80	50	Las Juntas, La Gloria, San Francisco, San Antonio y Bella Vista. Tanques 2 y 6 en la Planta Potabilizadora.

Cuadro 17. Estado de los tanques para el escenario 3

Tanque	Hora	Volumen (m³)	Cloro residual (mg/L)
1	3:00 AM	0	0.55
	6:00 AM	11	1.15
	12:00 MD	0	0.97
	6:00 PM	0	0.77
2	3:00 AM	78	1.12
	6:00 AM	103	1.09
	12:00 MD	5	1.14
	6:00 PM	0	1.15
3	3:00 AM	0	0.48
	6:00 AM	64	0.26
	12:00 MD	86	0.00
	6:00 PM	10	0.00
4	3:00 AM	18	0.44
	6:00 AM	13	0.39
	12:00 MD	5	0.10
	6:00 PM	13	0.00
5	3:00 AM	18	0.44
	6:00 AM	13	0.39
	12:00 MD	5	0.10
	6:00 PM	13	0.00
6	3:00 AM	7	0.98
	6:00 AM	18	1.00
	12:00 MD	22	0.82
	6:00 PM	10	1.05
7	3:00 AM	21	0.52
	6:00 AM	18	0.46
	12:00 MD	7	0.37
	6:00 PM	16	0.48

5.4. Escenario 4. Análisis de sensibilidad de la demanda a 20 años

Bajo la misma secuencia se muestran los resultados de las simulaciones efectuadas para la condición de reducción del ANC al 30% para el 2040.

Los resultados se muestran para las mismas horas, magnitudes y código de colores.

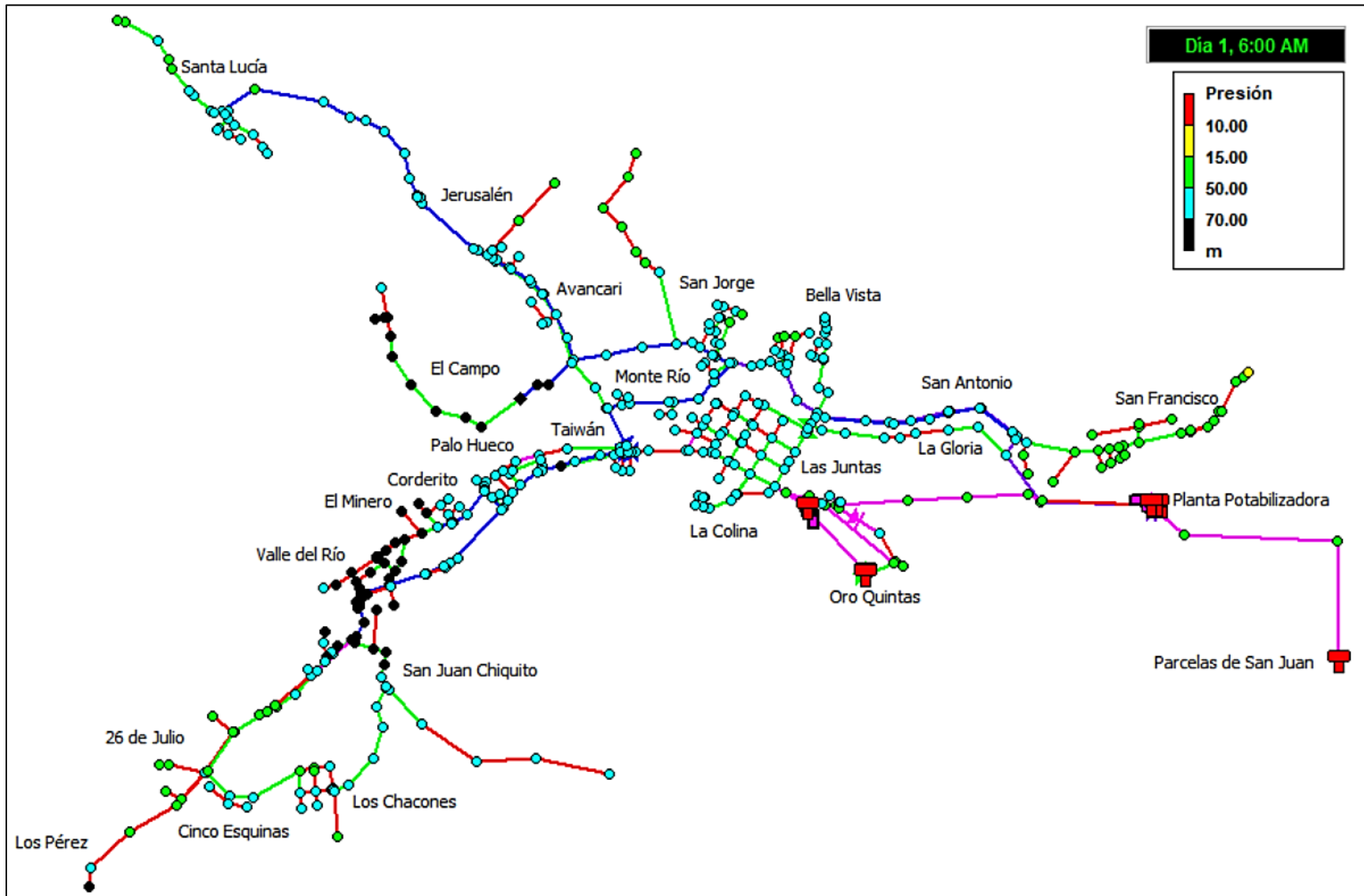


Figura 55. Presión en la red de distribución a las 06:00 AM

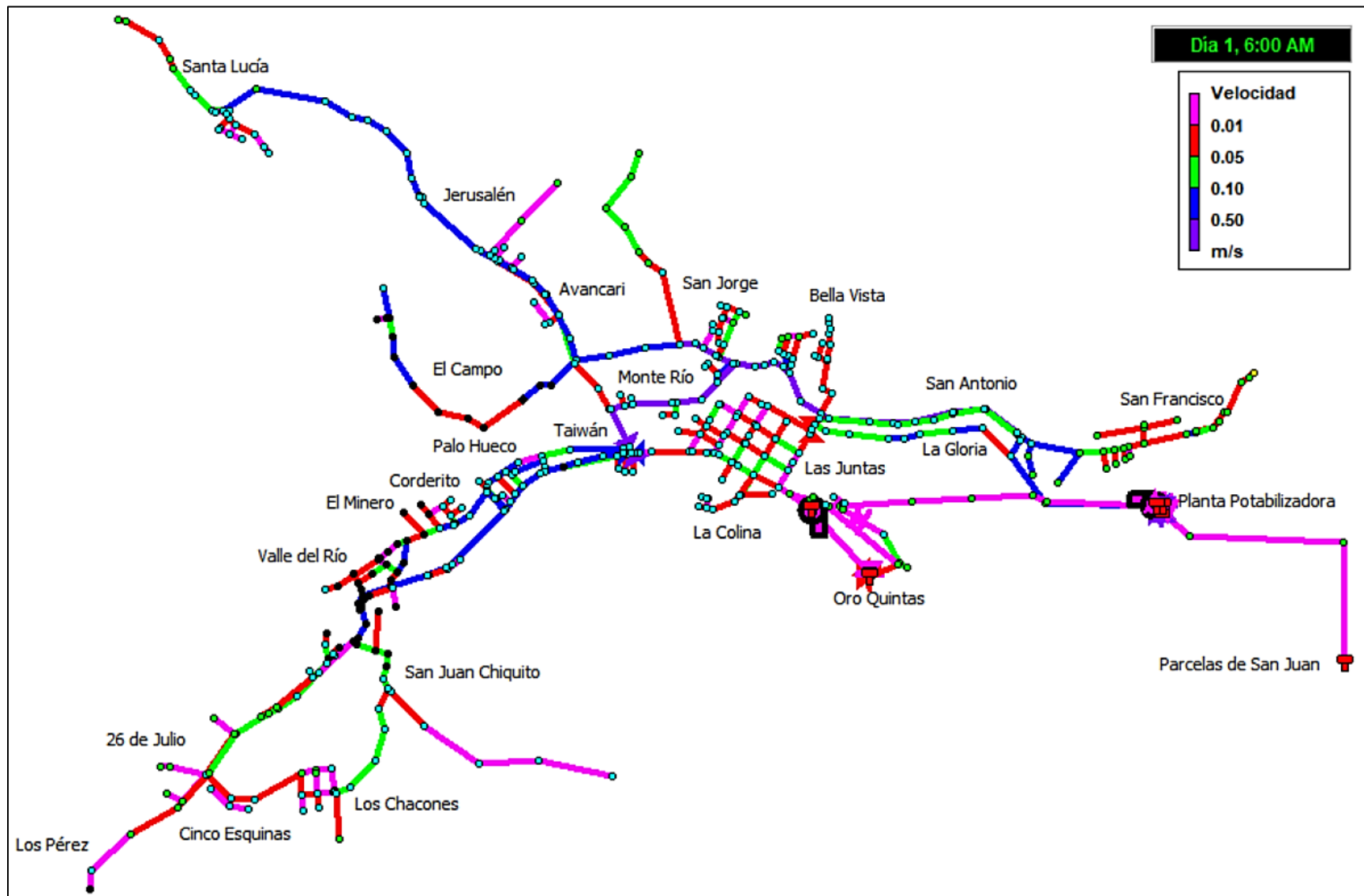


Figura 56. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 AM

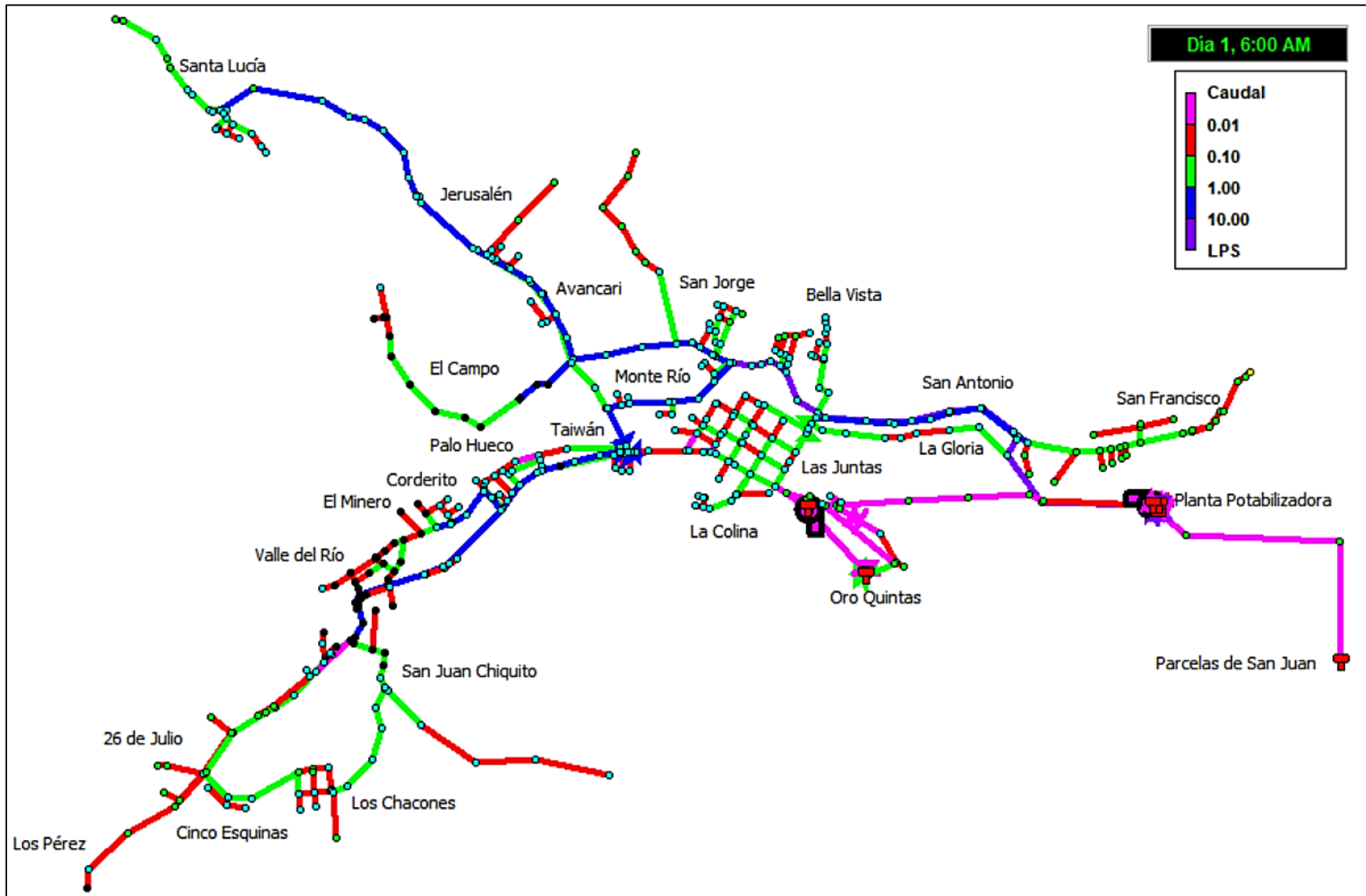


Figura 57. Caudal en la red de distribución a las 06:00 AM

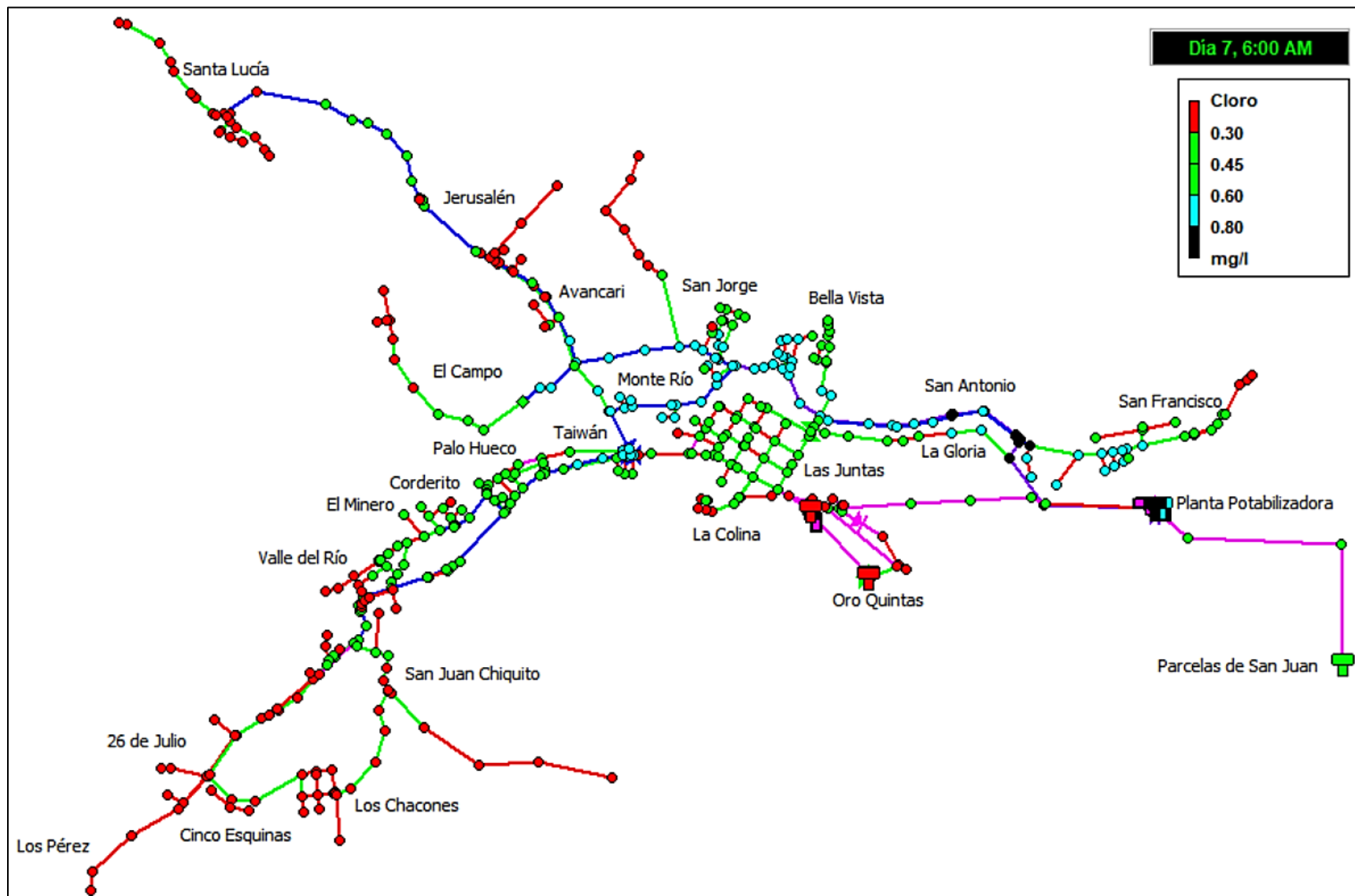


Figura 58. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 AM

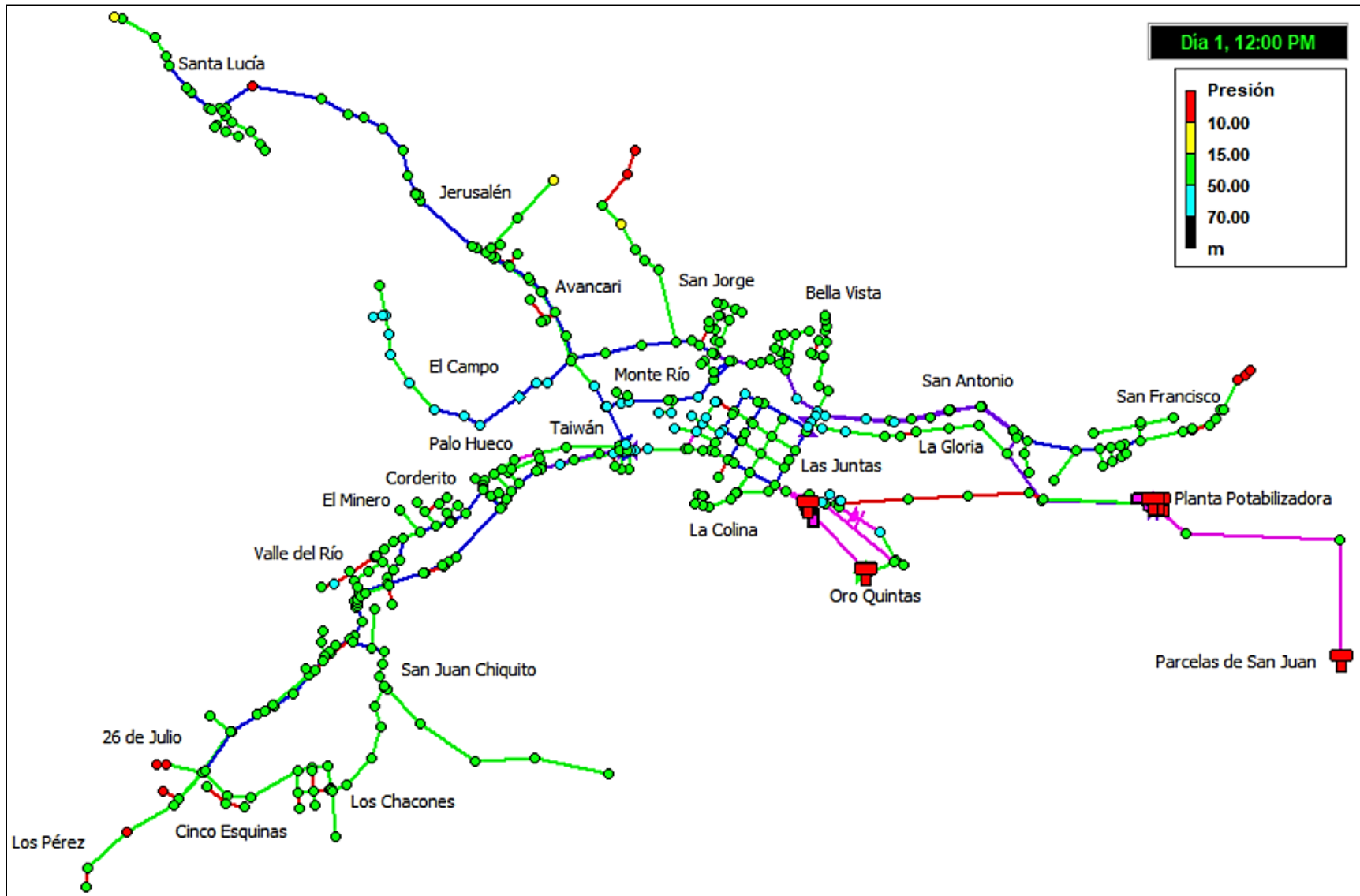


Figura 59. Presión en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

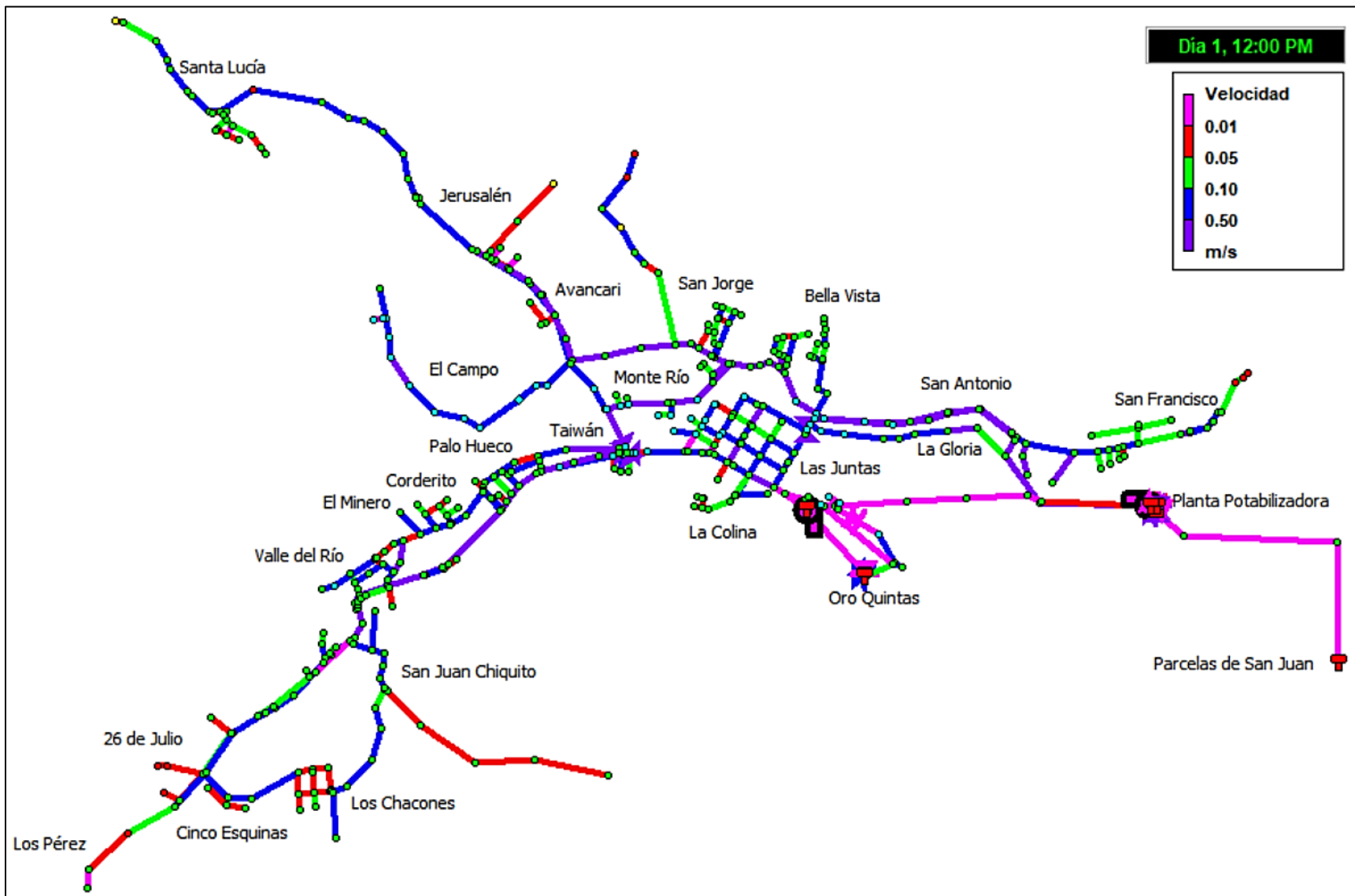


Figura 60. Velocidad en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

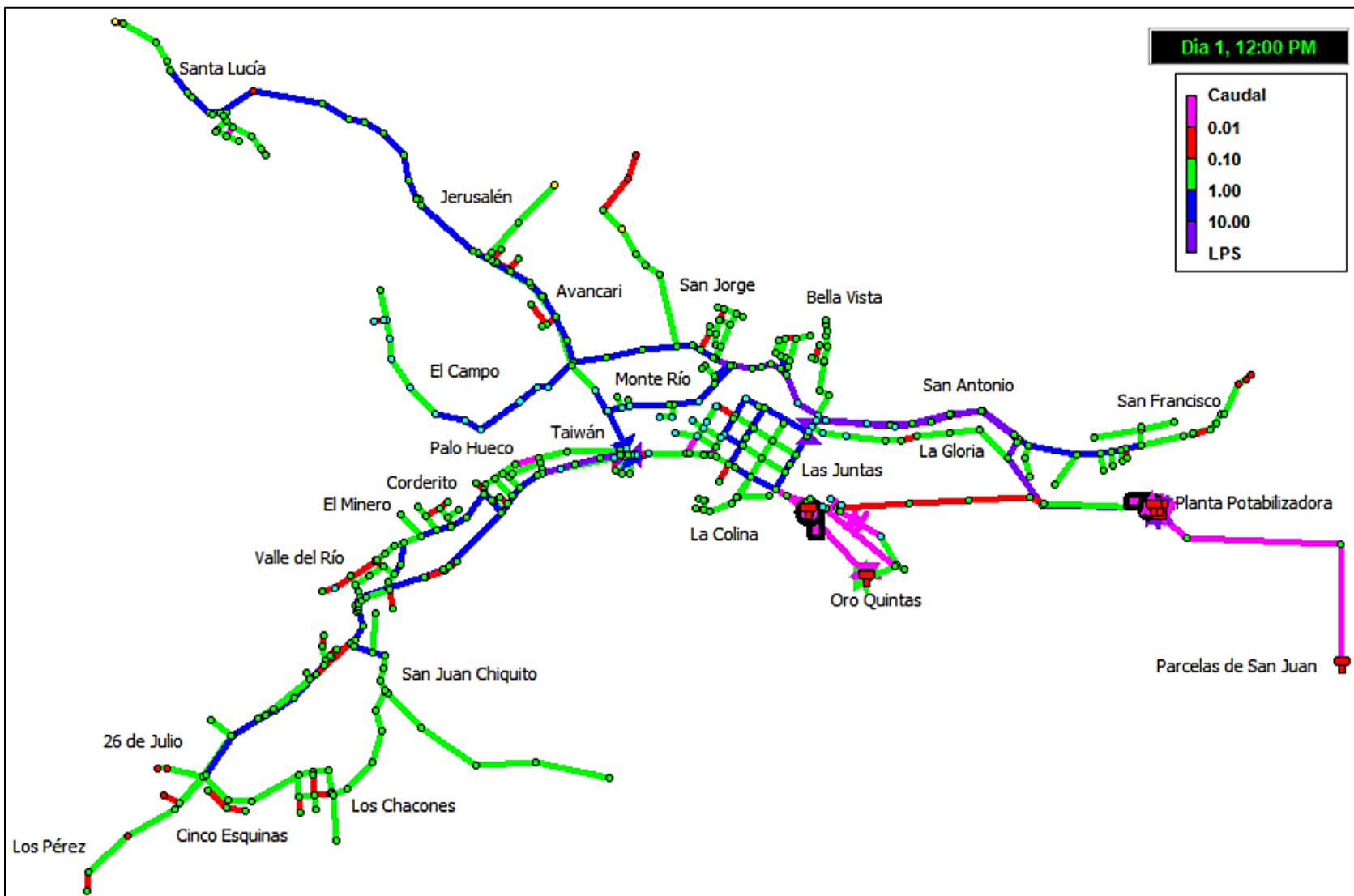


Figura 61. Caudal en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

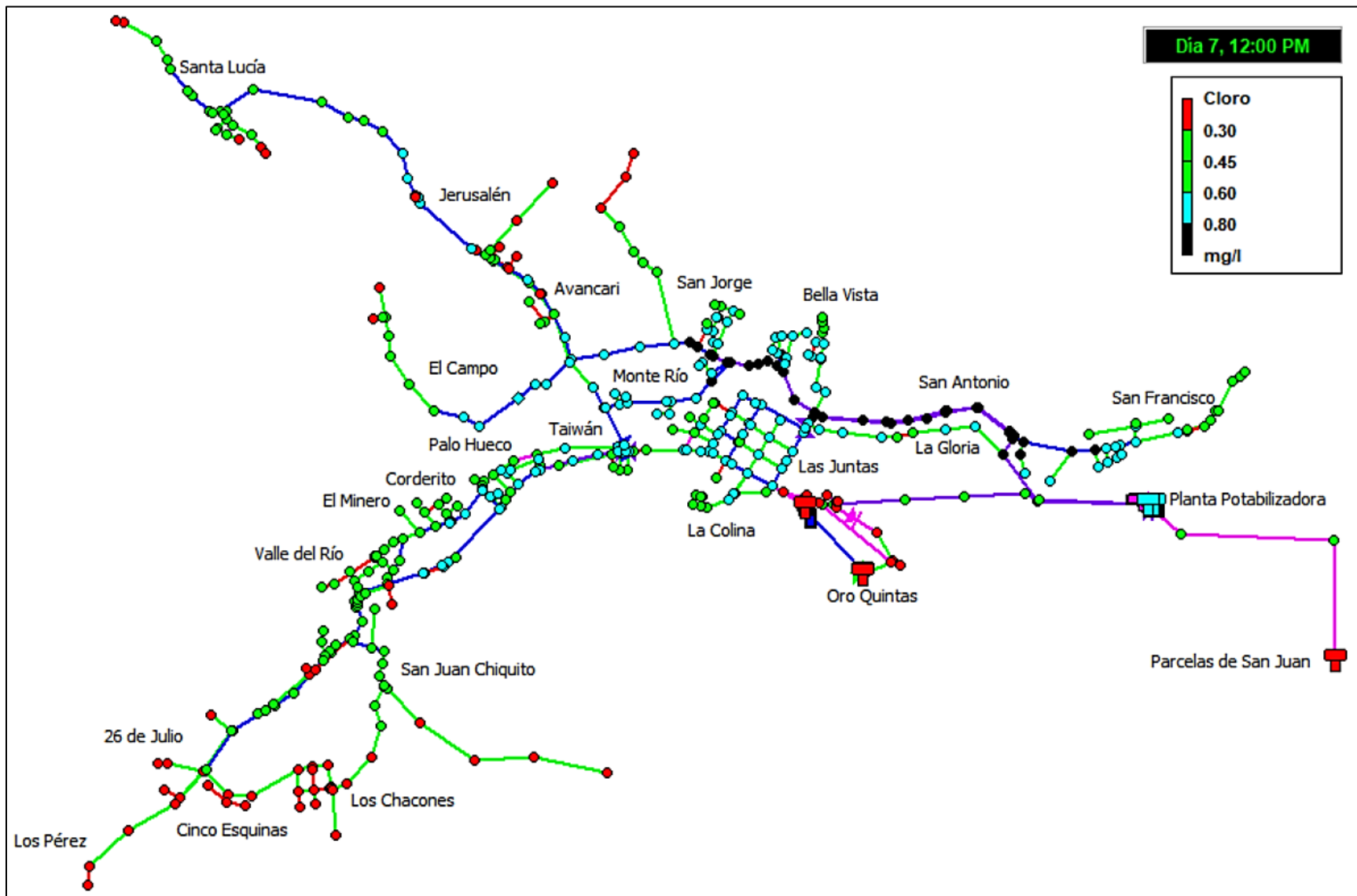


Figura 62. Cloro residual en la red de distribución a las 12:00 PM (mediodía)

Cuadro 18. Síntesis de presiones en los nodos a las 12:00 mediodía

Presión (mca)	N° de nodos	Sectores
Negativa	3	San Jorge. Nudos de salida Planta Potabilizadora.
0 a 10	15	Los Pérez, 26 de Julio, Oro Quintas, San Francisco, San Jorge y Santa Lucía. Parcelas de San Juan.
De 10 a 15	6	Oro Quintas, San Jorge, Jerusalén y Santa Lucía.
15 a 50	373	Los Pérez, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, Oro Quintas, La Gloria, San Francisco, San Antonio, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía. Parcelas de San Juan.
50 a 70	55	Valle del Río, Taiwán, Las Juntas, Oro Quintas, San Antonio, Bella Vista, Monte Río y El Campo.
Mayor a 70	0	---

Cuadro 19. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 12:00 mediodía

Cloro residual (mg/L)	N° de nodos	Sectores
0.00 a 0.30	86	Los Pérez, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, Las Juntas, Oro Quintas, San Jorge, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía. Tanques 3, 4, 5 y 7.
0.30 a 0.60	169	26 de Julio, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía. Parcelas de San Juan.
0.60 a 0.80	153	El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, La Gloria, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari y Jerusalén. Tanque 1 y 6 en Planta Potabilizadora.
Mayor a 0.80	46	La Gloria, San Francisco, San Antonio, Bella Vista y San Jorge. Tanques 2 en Planta Potabilizadora.

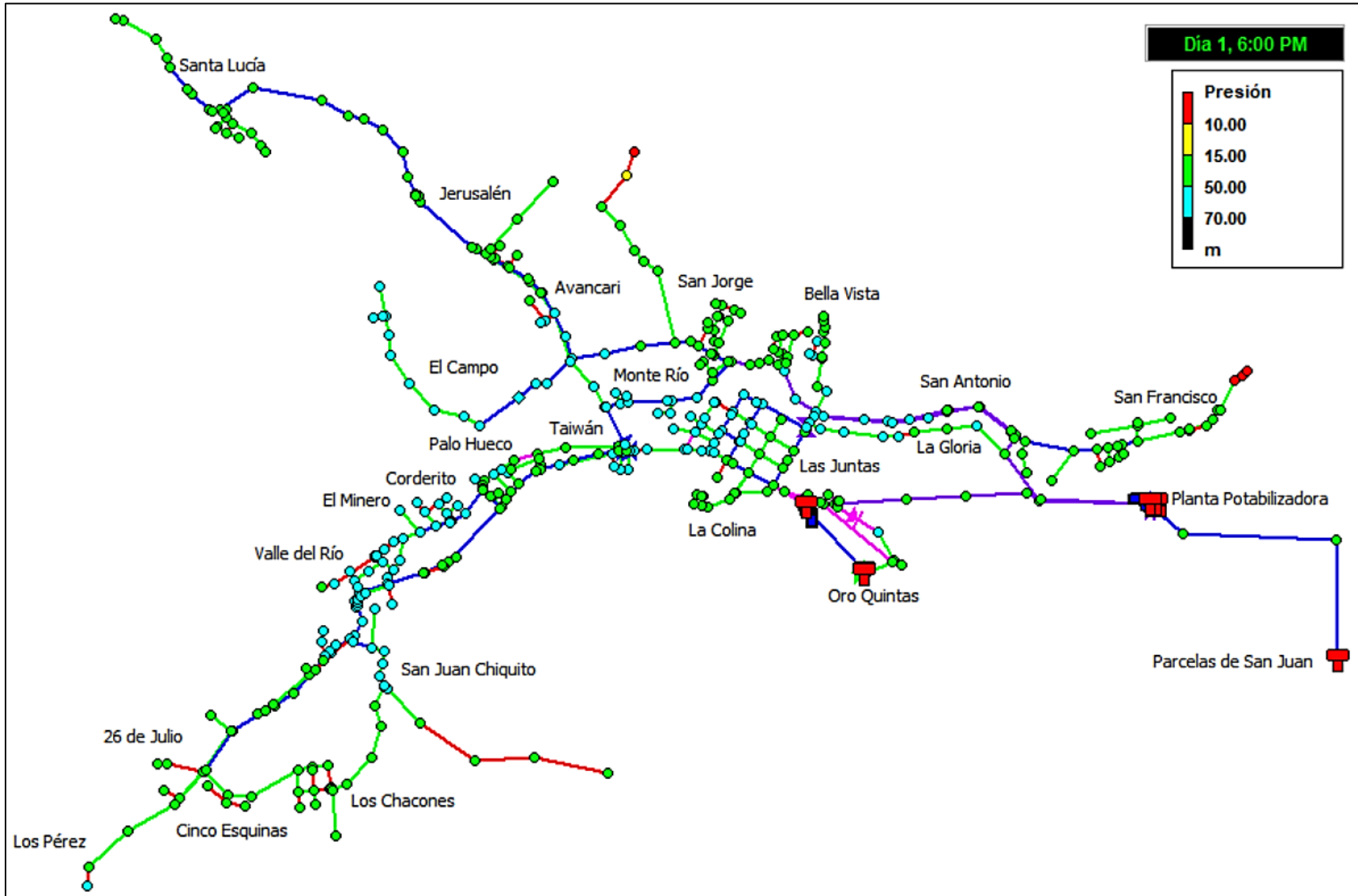


Figura 63. Presión en la red de distribución a las 06:00 PM

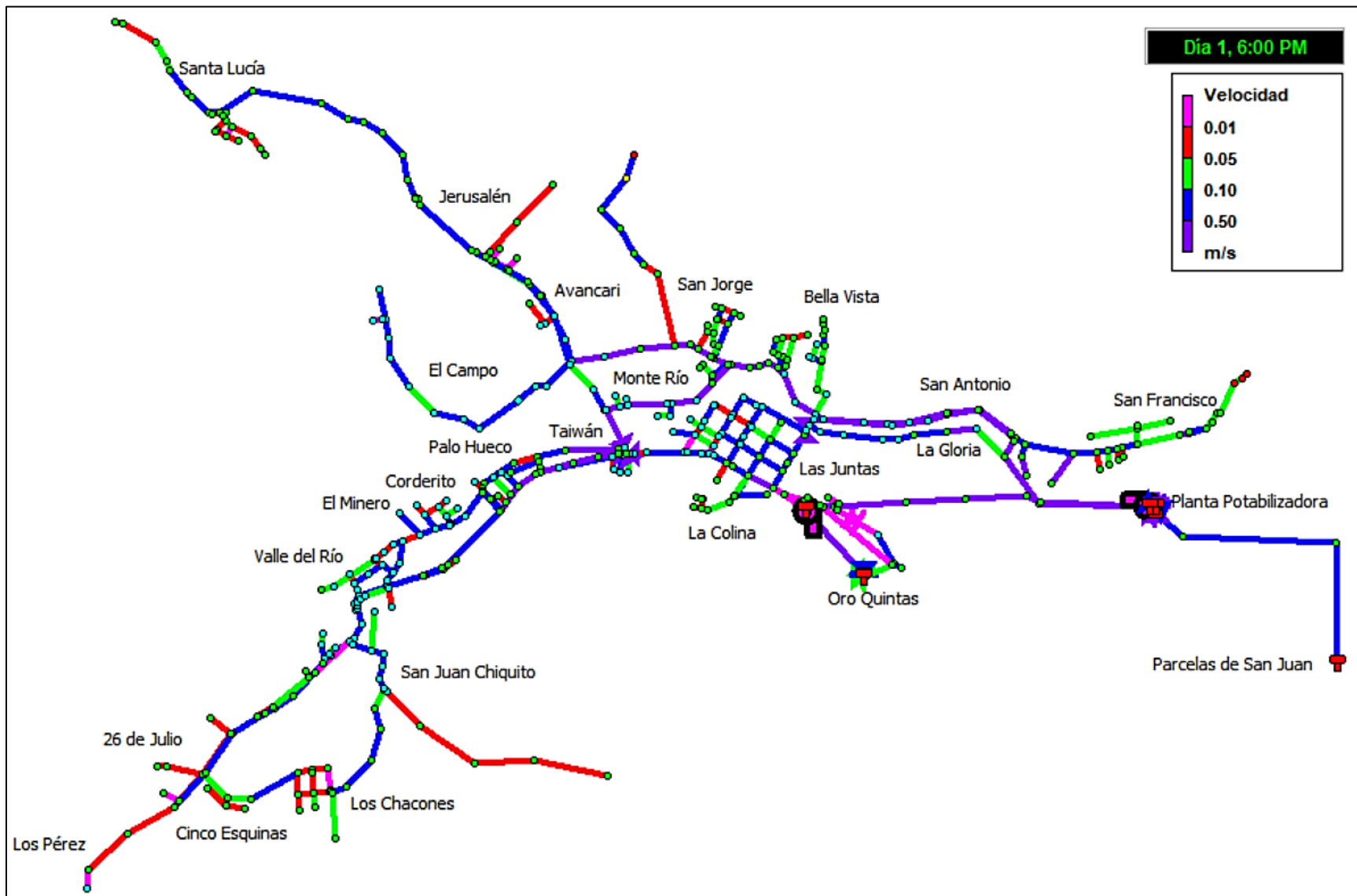


Figura 64. Velocidad en la red de distribución a las 06:00 PM

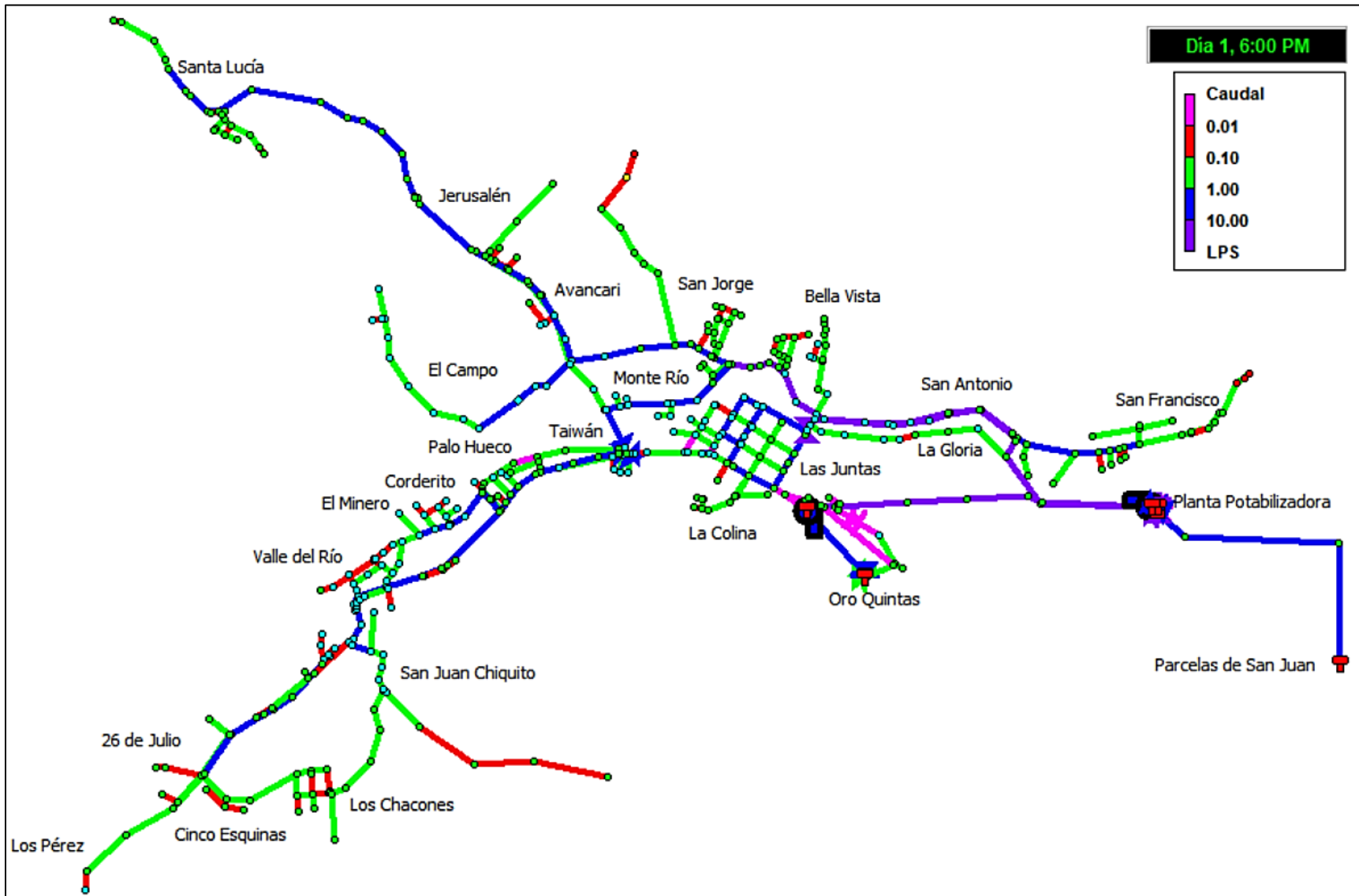


Figura 65. Caudal en la red de distribución a las 06:00 PM

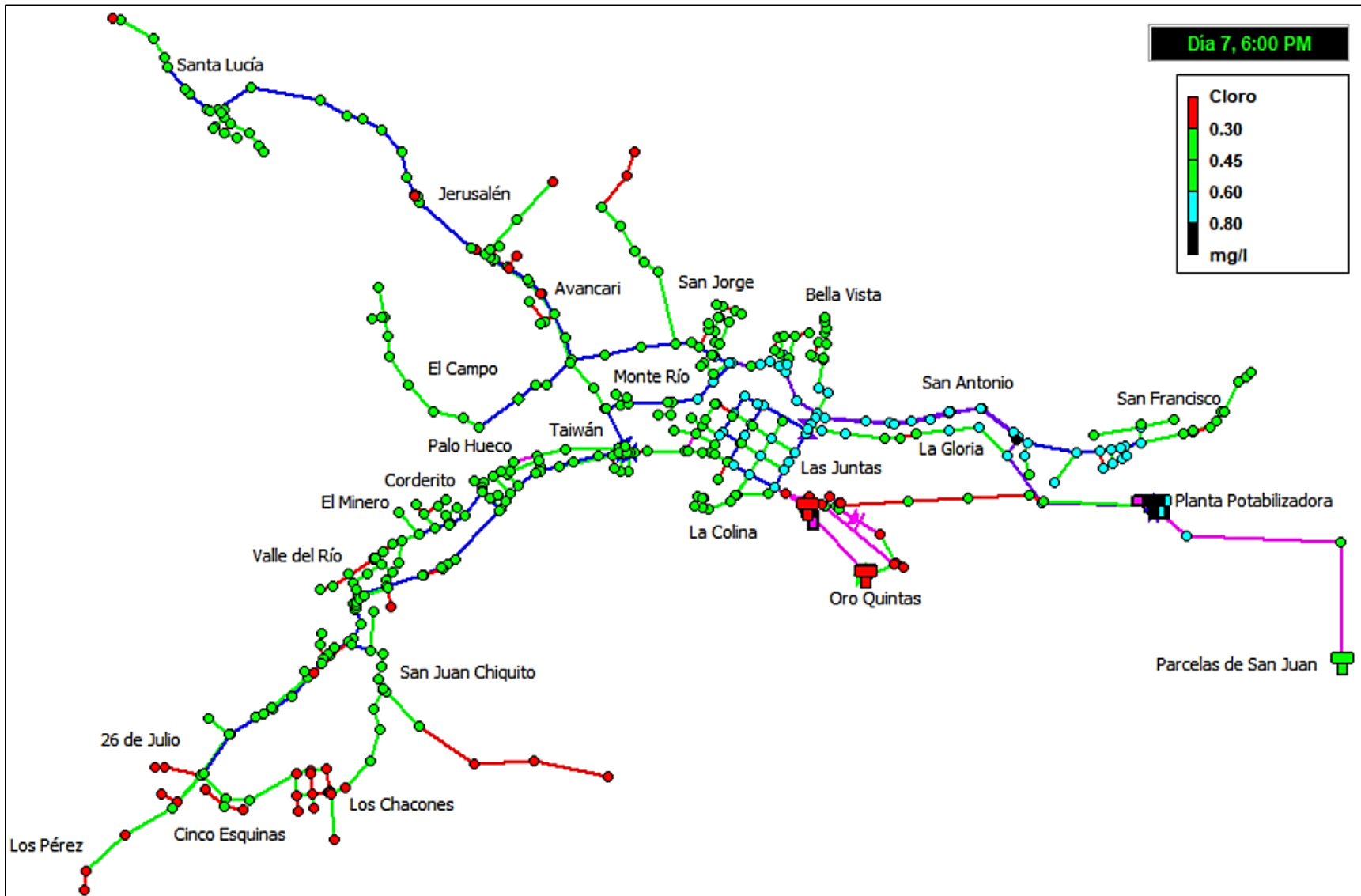


Figura 66. Cloro residual en la red de distribución a las 06:00 PM

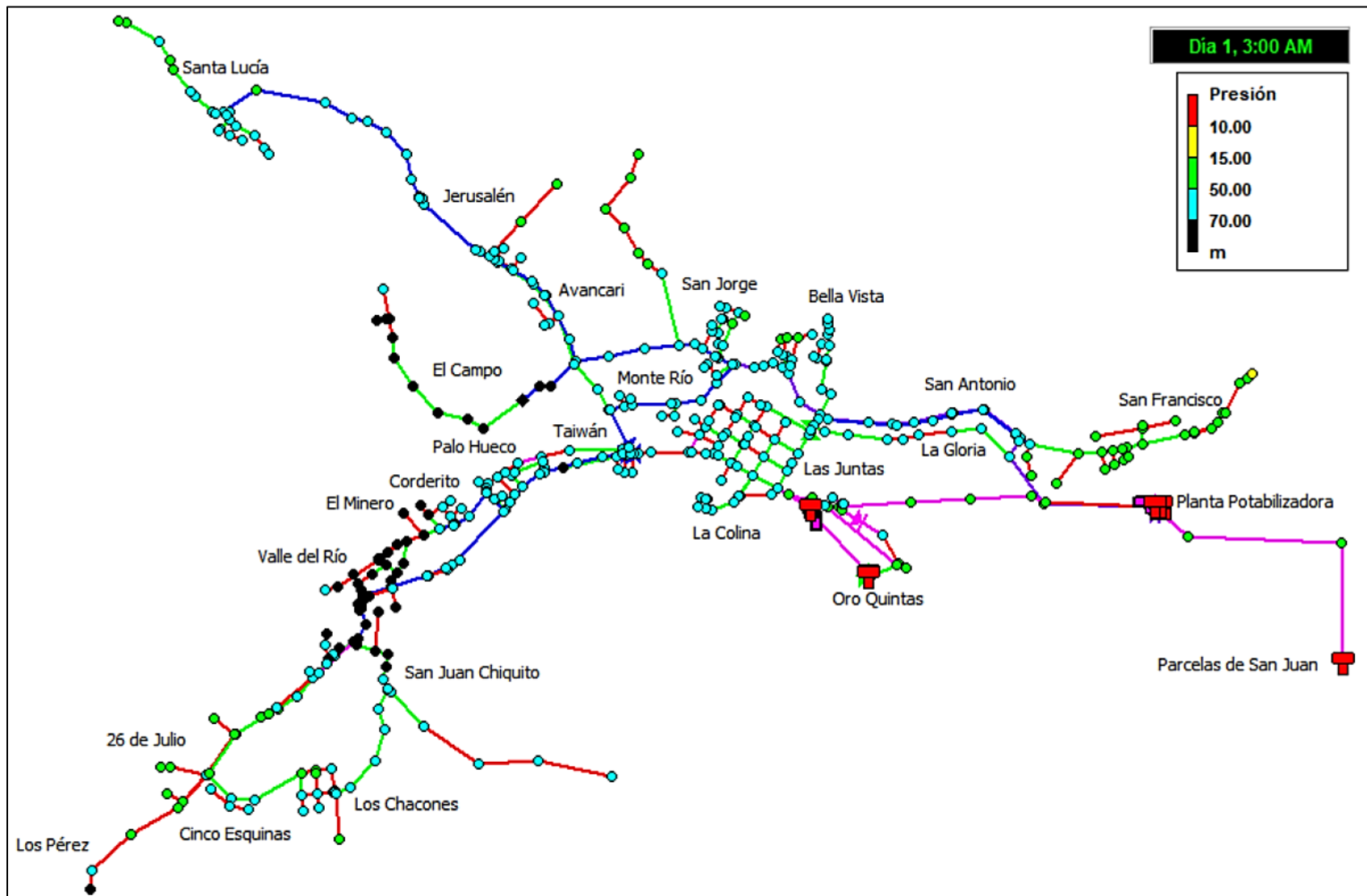


Figura 67. Presión en la red de distribución a las 03:00 AM

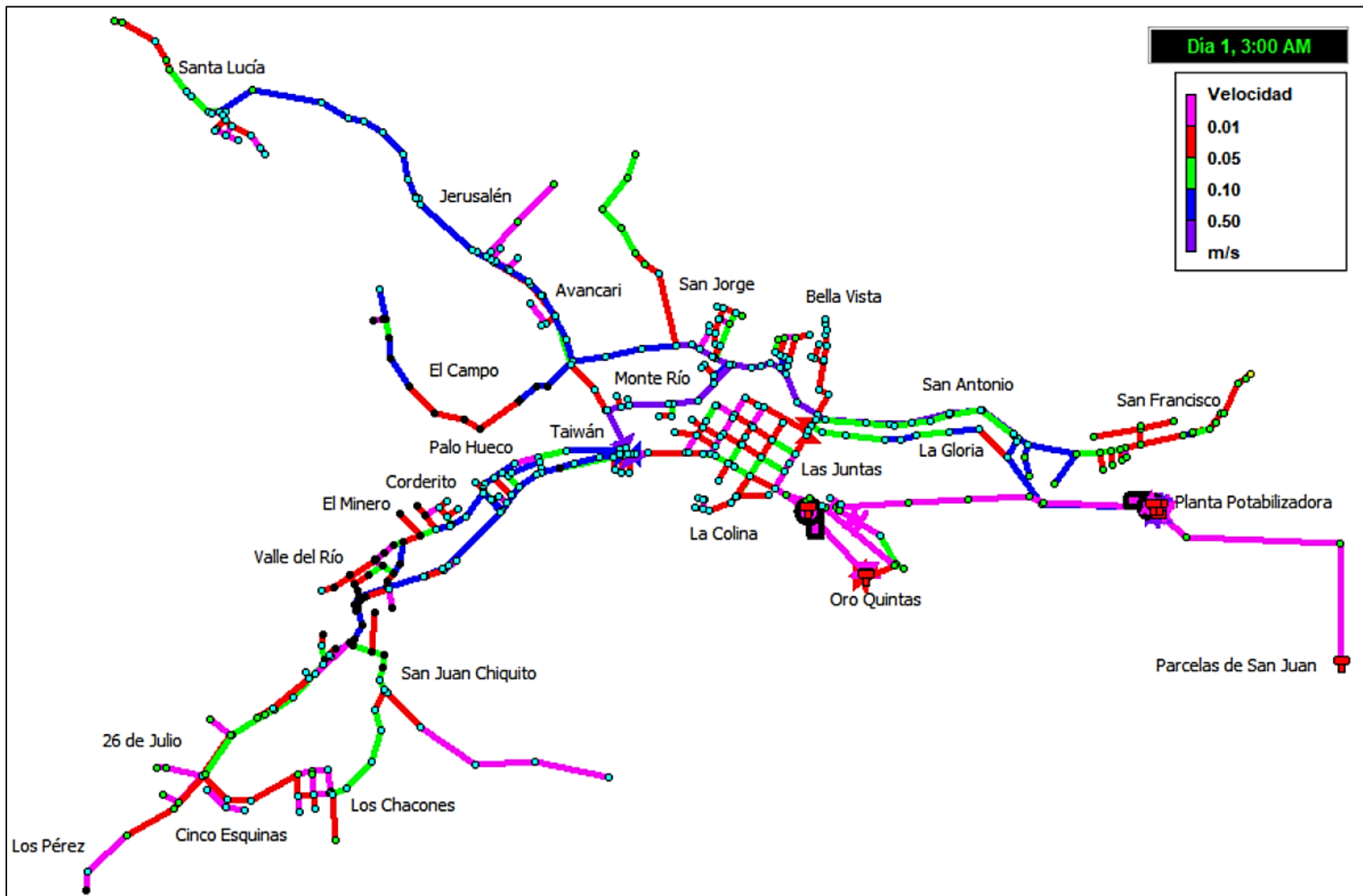


Figura 68. Velocidad en la red de distribución a las 03:00 AM

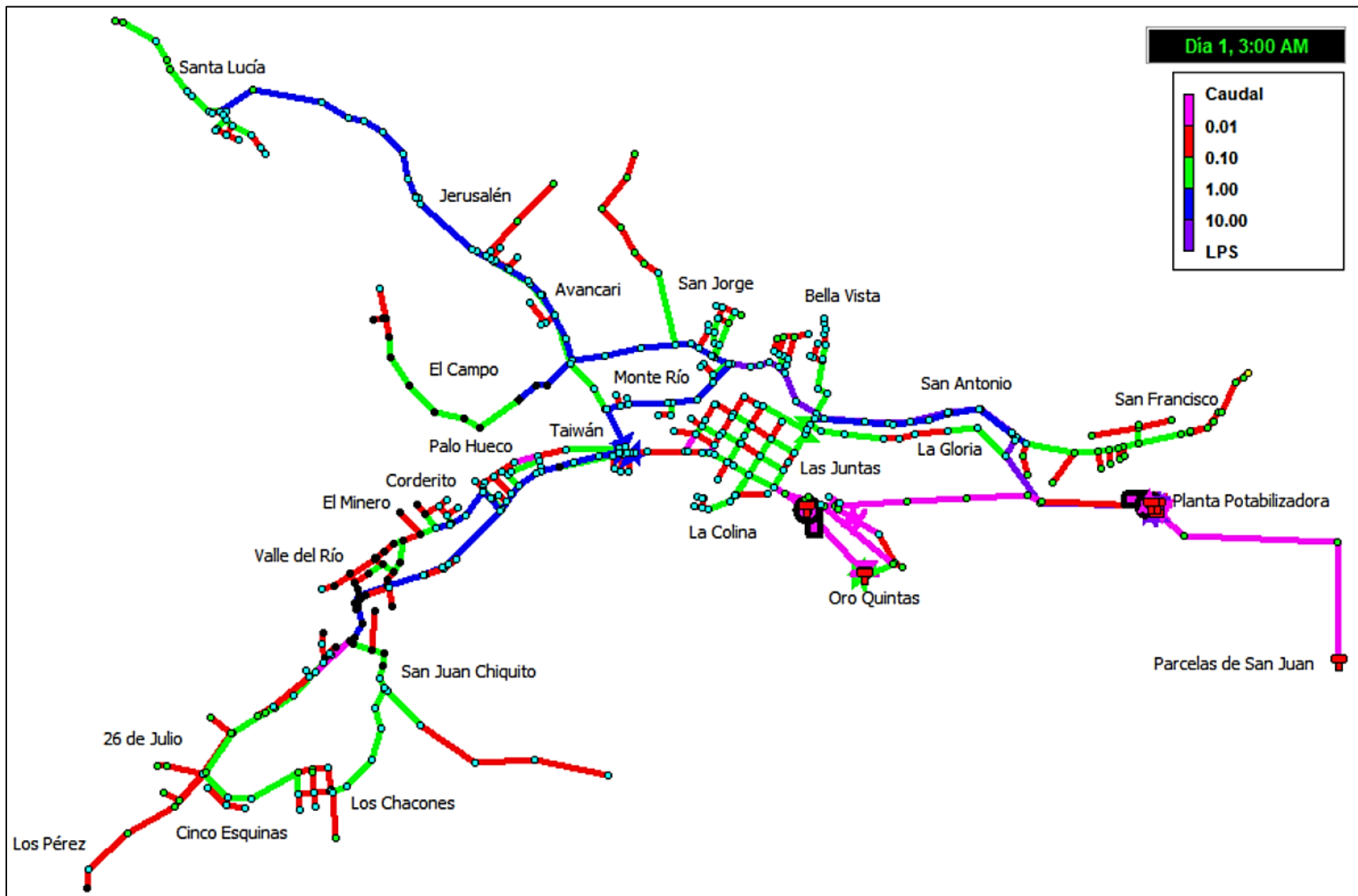


Figura 69. Caudal en la red de distribución a las 03:00 AM

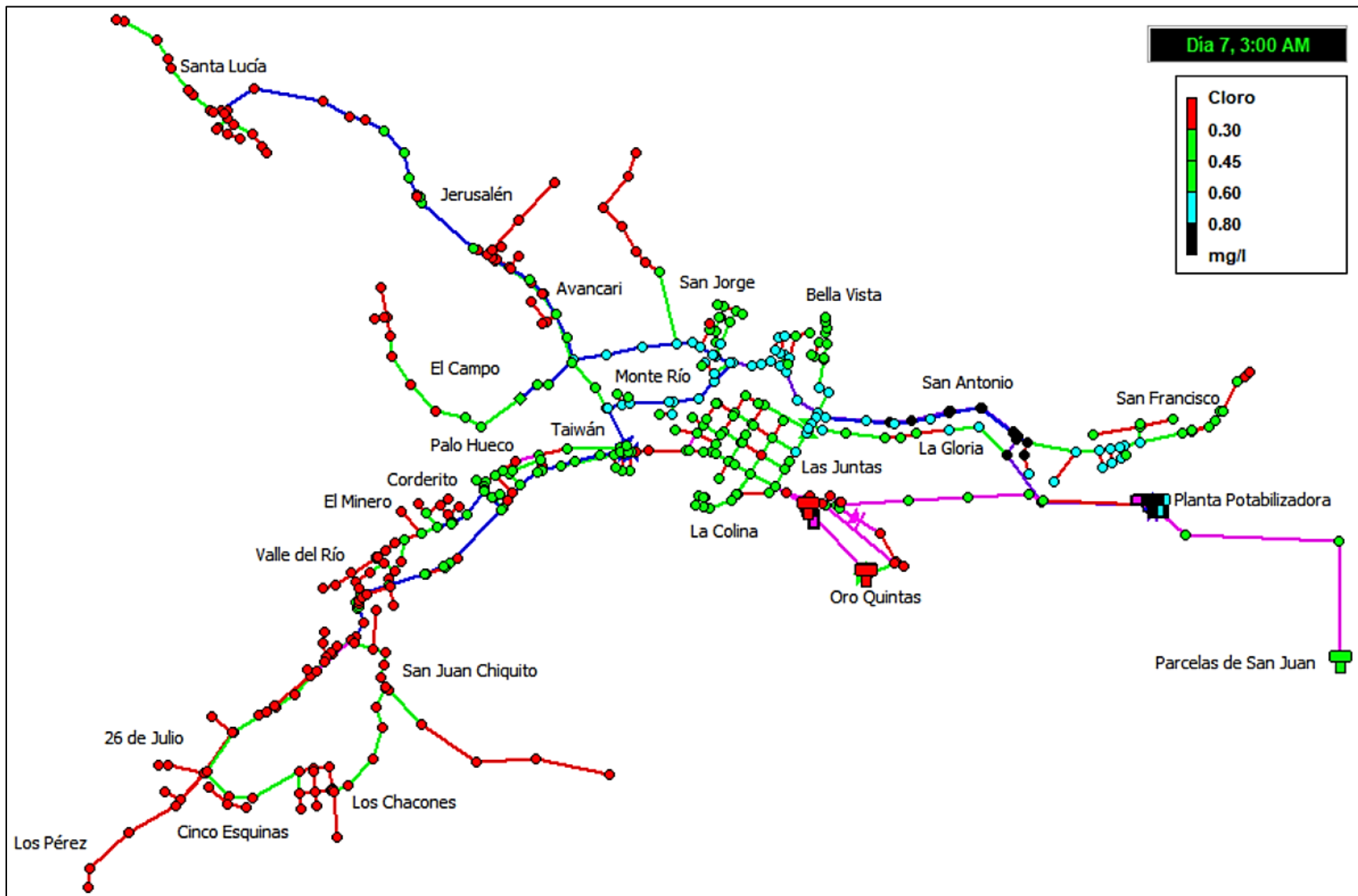


Figura 70. Cloro residual en la red de distribución a las 03:00 AM

Cuadro 20. Síntesis de presiones en los nodos a las 03:00 AM

Presión (mca)	Nº de nodos	Sectores
Negativa	0	---
0 a 10	6	Nodos de salida en tanques 1, 2, 3 y 7.
De 10 a 15	4	San Francisco y Oro Quintas. Nodos de salida tanques 1 y 2.
15 a 50	82	Los Pérez, 26 de Julio, Los Chacones, Oro Quintas, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, Jerusalén y Santa Lucía. Parcelas de San Juan.
50 a 70	299	Los Pérez, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, La Gloria, San Antonio, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía.
Mayor a 70	59	Los Pérez, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Taiwán y el Campo.

Cuadro 21. Síntesis de cloro residual en los nodos a las 03:00 AM

Cloro residual (mg/L)	Nº de nodos	Sectores
0.00 a 0.30	191	Los Pérez, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, Oro Quintas, San Francisco, San Jorge, El Campo, Avancari, Jerusalén y Santa Lucía.
0.30 a 0.60	167	El Minero, Corderito, Palo Hueco, Taiwán, Las Juntas, La Colina, La Gloria, San Francisco, Bella Vista, San Jorge, Monte Río, El Campo, Avancari y Jerusalén. Tanque 7 en Parcelas de San Juan.
0.60 a 0.80	65	Las Juntas, La Gloria, San Francisco, San Antonio, Bella Vista, San Jorge y Monte Río. Tanque 1 en Planta Potabilizadora.
Mayor a 0.80	21	San Antonio. Tanques 2 y 6 en la Planta Potabilizadora.

Cuadro 22. Estado de los tanques para el escenario 4

Tanque	Hora	Volumen (m ³)	Cloro residual (mg/L)
1	3:00 AM	382	0.76
	6:00 AM	382	0.68
	12:00 MD	382	0.61
	6:00 PM	379	0.72
2	3:00 AM	598	0.93
	6:00 AM	596	0.90
	12:00 MD	589	0.93
	6:00 PM	453	0.94
3	3:00 AM	230	0.13
	6:00 AM	230	0.12
	12:00 MD	228	0.15
	6:00 PM	230	0.15
4	3:00 AM	8	0.09
	6:00 AM	5	0.08
	12:00 MD	16	0.11
	6:00 PM	12	0.11
5	3:00 AM	8	0.09
	6:00 AM	5	0.08
	12:00 MD	16	0.11
	6:00 PM	12	0.11
6	3:00 AM	21	0.99
	6:00 AM	22	0.89
	12:00 MD	22	0.71
	6:00 PM	6	0.91
7	3:00 AM	18	0.34
	6:00 AM	16	0.31
	12:00 MD	9	0.24
	6:00 PM	21	0.36

5.5. Resultados complementarios

Como complemento al análisis de los distintos escenarios, se determinaron los siguientes parámetros que caracterizan el acueducto y a la población abastecida, los cuales se muestran a continuación.

Cuadro 23. Parámetros característicos del acueducto

Parámetro	Valor promedio
Caudal de consumo (L/s)	13.84
Caudal de producción (L/s)	43.22
Dotación neta (L/hab·d)	156.5
ANC (%)	68.0
Dotación bruta (L/hab·d)	263.0

Capítulo 6

Análisis de resultados

A continuación, se presenta el análisis de los resultados obtenidos mediante el modelo hidráulico para cada uno de los escenarios. Se le da énfasis a las 12:00 mediodía y a las 03:00 AM, al ser la hora de mayor y menor consumo del día, respectivamente.

6.1. Escenario 1. Condición actual

Los resultados para esta condición se aprecian desde la Figura 7 hasta la Figura 22 , junto con el Cuadro 3 hasta el Cuadro 6, para diferentes horas del día y de acuerdo a presión, velocidad, caudal y concentración del cloro residual en la red de distribución.

De manera general se aprecia que la velocidad en la red de distribución se encuentra por debajo de 2.5 m/s y llega a ser casi cero en horas de la madrugada, por lo que en cuanto a velocidades en la red distribución cumple con la normativa, porque todas las velocidades tienen valores inferiores al máximo estipulado, de 3.0 m/s. Y más bien, las velocidades son muy bajas, porque las mayores están en un orden de magnitud de 1 a 1.2 m/s y la mayoría se encuentran por debajo de los 0.5 m/s. Debido a este comportamiento, es posible inferir que los diámetros de gran parte de las tuberías son lo suficientemente grandes para trasegar el agua a lo largo de todo el sistema de distribución y permiten el movimiento a velocidades bajas.

Respecto al caudal, al estar directamente relacionado con la velocidad, presenta valores bajos, inferiores a 10 L/s en la mayoría de los casos analizados. Y se observa que el mayor caudal es movilizado por las tuberías de diámetros iguales o superiores a los 100 mm (4"), lo cual es correcto y es lo esperado, debido a que cuanto más capacidad tengan las tuberías, más agua pueden movilizar.

En cuanto a presiones, es donde radican los problemas, ya que se tienen valores muy altos o muy bajos, según la hora del día, lo cual afecta por un lado a las tuberías y por otro a los usuarios. En el primer caso, al existir presiones muy altas, la tubería es propensa a sufrir daños y esto lleva a la generación de fugas, y en la segunda, al tener presiones muy bajas, los usuarios tendrán un servicio deficiente y con interrupciones, ya sea porque el agua no les llega o sí les llega, es en muy poca cantidad.

Se puede ver en la Figura 11 que en los extremos del acueducto al mediodía existen puntos

con presiones por debajo de 10 mca, lo cual es inferior al mínimo establecido por la normativa (15 mca) y al ser inferior a 10 mca, no cumple ni con el mínimo requerido para un servicio apenas aceptable. Y según se aprecia en el Cuadro 3, existen nudos con presión negativa y desde el punto de vista operativo e hidráulico, es inadecuado, porque no hay agua disponible en ese punto y se tienen condiciones de presión negativa, las cuales pueden generar problemas de succión, es decir, la tubería se contrae y puede llegar a colapsar.

También, se tienen nodos con presión entre 10 y 15 mca que apenas cumplen, lo que implica que en esos sectores el servicio de agua potable al mediodía satisface las necesidades de los usuarios de una manera muy ajustada y con el mínimo de incremento de la demanda, ya no logrará cumplir ni con el límite inferior establecido por la normativa.

Y en otros puntos del sistema, se tienen presiones de 50-70 mca, los cuales sobrepasan el límite superior de la norma (50 mca) y esto implica estar alerta ante posibles fugas, ya que en este rango de presiones la integridad de las tuberías empieza a comprometerse, es decir, representa el inicio de posibles problemas por rupturas.

Además, en el mismo cuadro se aprecia que al mediodía una gran parte de los nodos de la red distribución se encuentran dentro del rango establecido por la norma (15-50 mca), excepto los puntos que anteriormente fueron mencionados. Y como esta es la hora de mayor consumo del día, es de esperar que las presiones tiendan a ser bajas, sin embargo, deben estar dentro del rango que establece la norma.

Por su parte, para el cloro residual en el Cuadro 4 se aprecia que 166 de los nudos a las 12:00 mediodía tienen concentraciones que están dentro del rango establecido por la normativa de 0.30 a 0.60 mg/L, sin embargo, existe una cantidad casi igual que superan el límite superior de 0.60 mg/L y otros están por debajo del inferior, de 0.30mg/L. Básicamente, en los sectores cercanos a la Planta Potabilizadora la concentración de cloro es mayor al máximo de 0.60 mg/L y en los sectores alejados, la concentración es inferior al mínimo de 0.30 mg/L. Esta condición se explica mediante el movimiento del agua en las tuberías, debido a que como es la hora de mayor consumo, el agua se moviliza más rápidamente (con más velocidad) por la red y lleva el cloro consigo, lo que permite alcanzar concentraciones mayores y en menor tiempo. Caso contrario ocurre en horas de la madrugada, donde la velocidad es muy baja y en algunos casos 0 m/s, el agua se estanca en la tubería y el cloro se consume, conforme más tiempo esté sin moverse.

La situación de unos nudos con mucho cloro y otros con muy poco refleja que la metodología de cloración actual no es eficiente y que requiere modificaciones para poder cumplir con la desinfección de la manera más uniforme posible (más nudos dentro del rango), pero dado que los pueblos más alejados se encuentran a distancias de hasta 6.5 km respecto a la Planta Potabilizadora, es difícil poder garantizar concentraciones mínimas de cloro residual en todos los puntos sin aumentar el contenido en los pueblos cercanos a la Planta; por ello, lo más adecuado es implementar puntos de recloración y así cumplir con el rango en las comunidades más alejadas, sin incurrir con sobre concentraciones en las más cercanas a la Planta Potabilizadora.

El inconveniente de concentraciones por debajo del mínimo es que no se tiene una desinfección adecuada y si por alguna razón ingresa algún contaminante, el cloro residual presente en el agua no podrá eliminarlo y es posible que ocurran afectaciones negativas en la salud de los usuarios. Por el contrario, concentraciones de cloro residual de 0.60 a 0.80 mg/L o mayores a 0.80 mg/L, hacen que el agua adquiera olor y sabor a cloro, y ello genera dificultad para la aceptación y utilización por parte de los usuarios, siendo más evidente a partir de los 0.80 mg/L.

En el caso de las 06:00 PM, se observa que existen presiones inferiores a 15 mca en los sectores extremos de la red, junto con deficiencias en el cloro, por lo que a esta hora también se presentan dichos problemas. Para la velocidad y el caudal no se aprecian inconvenientes, porque se conserva la tendencia de magnitudes bajas en ambos.

Por otro lado, al analizar el sistema a las 03:00 AM, es de esperar que haya poco movimiento de agua a través de las tuberías y que la presión tienda a ser alta. Tal comportamiento se aprecia en la Figura 19, donde la mayoría de nudos se encuentran por encima de 50 mca y existe una cantidad considerable que sobrepasa los 70 mca; lo que refleja que en horas de la madrugada las tuberías se encuentran muy esforzadas y esto hace que sean altamente susceptibles a rupturas, las cuales terminan convirtiéndose en fugas. Por lo tanto, según los resultados, es posible que haya o que estén por generarse fugas en la red de distribución, principalmente en las zonas donde la presión supera los 70 mca.

Además, para la misma hora, se tienen nudos con presiones entre los 10-15 mca, que no cumplen con el mínimo según la norma, lo cual es de especial atención, porque si no cumplen en horas de la madrugada, mucho menos cumplirán en la hora de mayor consumo.

Por su parte, en la Figura 20, se observa que la velocidad en una buena parte de las tuberías es inferior a 0.10 m/s y esto coincide con lo esperado, dada la hora a la que corresponde, donde la población servida se encuentra en período de descanso y se espera que el consumo sea mínimo.

Para el cloro residual en el Cuadro 6 se aprecia que una buena parte de los nudos a las 03:00 AM tienen concentraciones dentro del rango establecido por la normativa, sin embargo, existe una cantidad importante (216), casi la mitad de los nudos que están por debajo del límite inferior. Nuevamente los valores deficientes se presentan en los pueblos extremos de la red de distribución y coinciden con las tuberías que poseen velocidades más bajas, por lo que se infiere que el cloro se pierde (disipa) antes de llegar a estos sectores o en las tuberías de cada sector específico, ya que el agua presenta muy poco movimiento en la madrugada.

Las condiciones vistas a las 03:00 AM, se replican para las 06:00 AM, donde se observan los mismos inconvenientes y sectores, por lo que, en las primeras horas de la mañana se presentan los problemas de presión y cloro residual, junto con la tendencia de velocidades y caudales bajos.

También, algunos sectores poseen concentraciones de cloro residual de 0.60 a 0.80 mg/L o mayores a 0.80 mg/L, y se debe a la cercanía que tienen con la Planta Potabilizadora. De la misma manera que para los 12:00 mediodía, con estos valores el agua presenta olor y sabor a cloro, y, por ende, genera dificultad para la aceptación y utilización por parte de los usuarios.

Otro aspecto muy relevante es el estado de los tanques a lo largo del día y en el Cuadro 7 se observa que todos mantienen volúmenes altos, y los tres más importantes (Tanque 1, 2 y 3) están a capacidad máxima prácticamente. La relevancia radica en que, al tener almacenamiento suficiente, existe capacidad para mantener el servicio por un tiempo determinado ante incendios, fugas, cuando ocurren interrupciones en la potabilización y se detiene la producción. Además, en época seca contar con almacenamiento suficiente es imprescindible, dado que el caudal en las fuentes se reduce y es necesario almacenar la mayor cantidad de agua posible.

Tener los tanques a casi capacidad máxima, a pesar del 68% de ANC es realmente satisfactorio, ya que, a pesar de la pérdida, el almacenamiento es muy alto y permite contar con reservas para cuando se presenten las eventualidades mencionadas anteriormente. También, se podría

colaborar con el abastecimiento en zonas aledañas mediante camiones cisterna, dado que se cuenta con suficientes reservas de agua en los depósitos.

En cuestiones de cloro residual (según los resultados del modelo hidráulico), los únicos tanques que tienen alta concentración son el 1 y 2, los 3, 4 y 5 poseen valores muy bajos. En el caso de los primeros, sí logran mantener concentraciones altas y ello permite que en la red de distribución haya nudos dentro de la norma, pero los segundos, tienen concentraciones cercanas a 0 mg/L, y, en consecuencia, el agua que salga de ellos no tiene capacidad de desinfección y el cloro residual que llega a los sectores que abastecen es en cantidades despreciables.

Según este patrón, es necesario establecer una metodología de rechloración nueva en el tanque 3, para garantizar que los niveles de cloro residual en los sectores que dependen del tanque se ajusten a la normativa. Como los tanques 4 y 5 están conectados al 3, al rechlorar en el último, los primeros deberían alcanzar concentraciones adecuadas.

En síntesis, para la condición actual, la red de distribución cumple con la normativa en términos de velocidad, ya que ninguna sobrepasa los 3 m/s. Pero en cuanto a presiones, existen nudos que no cumplen con la presión mínima y una gran parte de los nudos sobrepasan la presión máxima permitida en horas de la madrugada, con valores de 50-70 mca y superiores a 70 mca. Además, en la hora de mayor consumo (mediodía) existen puntos con presiones cercanas a cero y negativas, lo que revela que hay un problema en el servicio, porque a dichos sectores no llega el agua en esa hora.

En lo que respecta al almacenamiento, los tanques logran alcanzar y mantenerse cerca de su capacidad máxima, por lo que existen suficientes reservas y no se aprecian problemas en este aspecto. Al efectuar el cálculo del almacenamiento requerido se obtienen 468 m³ y actualmente se cuenta con 1 256 m³, por lo que se cumple satisfactoriamente.

Además, tanto en horas del día como de la madrugada, las comunidades que se encuentran en los extremos de la red de distribución no alcanzan a tener las concentraciones de cloro residual que cumplan con el rango establecido por la normativa, por lo que existe una problemática a resolver de manera inmediata. Y en los tanques 3, 4 y 5 las concentraciones son excesivamente bajas, lo que agrava el problema y la necesidad de resolverlo se hace inminente.

6.2. Escenario 2. Condición actual más interconexión con pueblos periféricos

Los resultados para esta condición se aprecian desde la Figura 23 hasta la Figura 38, junto con el Cuadro 8 hasta el Cuadro 11, para diferentes horas del día y de acuerdo a las mismas magnitudes.

De manera general, se aprecia que la velocidad en la red de distribución mantiene la tendencia de ser baja, inferior a 2.5 m/s y llega a ser casi cero en horas de la madrugada, por lo cual, en cuanto a velocidad la red distribución cumple con la normativa, ya que todas las velocidades tienen valores inferiores al máximo estipulado, de 3.0 m/s. Por lo tanto, los diámetros de gran parte de las tuberías son lo suficientemente grandes para conducir el agua a lo largo de todo el sistema de distribución y permitirían suplir el nuevo consumo, producto de la ampliación del abastecimiento a las 3 comunidades previamente descritas.

Por otro lado, como la velocidad mantiene la tendencia, el caudal también es bajo, inferior a 10 L/s en la mayoría de los casos (horas del día) analizados. Recíprocamente se observa que el mayor caudal es trasegado por las tuberías de diámetros iguales o superiores a los 100 mm (4"), y alcanzan valores entre los 15-50 L/s en las tuberías de 150 y 200 mm. Por lo tanto, al incrementar la demanda se observa que las tuberías pueden trasegar el caudal hacia cada uno de los puntos de consumo y permiten efectuar el abastecimiento en la red de distribución actual y hacia los sectores nuevos.

Respecto a la presión, se tienen valores muy altos en la madrugada y muy bajos al mediodía, según se muestra en la Figura 35 y Figura 27. Dicho comportamiento es muy similar al presentado para el escenario anterior, lo cual tiene afectación directa en las tuberías, ya que en el caso de presiones altas el riesgo de falla es muy elevado y en las bajas, habrá interrupciones o deficiencias importantes en el servicio, que impactarían negativamente a los usuarios, al no contar con el recurso de manera continua.

Se puede ver en la Figura 27 que en los extremos del acueducto al mediodía existen puntos con presiones por debajo de 15 mca, que como se dijo anteriormente, no cumplen con el mínimo establecido por la normativa (15 mca) y al ser inferior a 10 mca, ni siquiera llega a ser un servicio apenas aceptable. Además, en el Cuadro 8 se aprecia que existen nudos con presión negativa, lo que involucra que para esa hora del día y para esos sectores no hay agua disponible, y más bien, se tiene succión en la tubería, que la contraen y pueden llevarla a la

falla.

Adicionalmente, existen nudos con presión entre 10 y 15 mca, que están muy cerca del mínimo establecido, pero no lo cumplen y satisfacen el servicio de manera muy ajustada. Existen 17 nudos donde la presión oscila de 50 a 70 mca, no son muchos, pero sobrepasan el límite superior estipulado en la normativa y de igual manera es un llamado de alerta ante la posibilidad de fugas en los sectores a los que pertenecen esos nudos, producto del inicio de problemas de sobrepresión; debido a que en este rango de presiones la integridad de las tuberías empieza a comprometerse y representa el inicio de posibles problemas por rupturas.

También, en el mismo cuadro se aprecia que a las 12 mediodía la gran mayoría de los nudos de la red distribución cumplen con el rango establecido por la norma (15-50 mca), lo cual es satisfactorio y refleja que, al ser la hora de mayor consumo, es esperable que haya una reducción en la presión a lo largo de todo el sistema.

Para el cloro residual en el Cuadro 9 se aprecia que aproximadamente la mitad de los nudos a las 12:00 mediodía tienen concentraciones que están dentro del rango estipulado, sin embargo, existe una cantidad importante que superan el límite superior de 0.60 mg/L y otros están por debajo del inferior, de 0.30 mg/L. Es decir, el patrón de unos sectores con mucho cloro y otros con poco se mantiene y se refleja en esta nueva condición de consumo.

La réplica de la situación de nudos con sobre concentración de cloro y otros con sub concentración, induce a que antes de la ampliación hacia las nuevas comunidades es necesario mejorar la metodología de cloración actual, para resolver la problemática en los sectores que actualmente se abastecen y una vez resuelto, interconectar con los nuevos pueblos.

En otras palabras, se debe garantizar que las concentraciones de cloro residual estén dentro del rango en todos o en la mayor cantidad posible de los nudos de la red de distribución, y esto conlleva a reducir las altas concentraciones en las cercanías con la Planta Potabilizadora y a aumentar la concentración en los pueblos más alejados. En caso contrario, se tendría el problema de olor y sabor a cloro en unos sectores y en otros, se tendría muy poca o nula capacidad de desinfección.

En la siguiente hora analizada, las 06:00 PM, existen presiones inferiores a 15 mca en los sectores extremos de la red, junto con deficiencias en el cloro, por lo que también se tienen esos problemas para esta hora del día. Para la velocidad y el caudal no se aprecian

inconvenientes, porque se conserva la tendencia de magnitudes bajas en ambos.

Posteriormente, al analizar el sistema a las 03:00 AM se observa que existe un aumento significativo en las presiones (Figura 35) y en el Cuadro 10 se aprecia que la mayoría de los nudos tienen presiones de 50 a 70 mca o superiores a 70 mca. Este comportamiento es recíproco al visto en el escenario anterior, ya que en ambos se tienen presiones altas en la madrugada y a pesar del aumento de la demanda, la situación se mantiene. Lo anterior demuestra que antes de expandir el acueducto es necesario intervenir el problema de altas presiones, con la finalidad de proteger las tuberías, prolongar su vida útil y así evitar interrupciones por fugas o deficiencias en el servicio que reciben los usuarios.

Además, existen nodos con presiones entre los 10-15 mca, que no cumplen con el mínimo establecido y el problema se replica, ya que se encuentran en los mismos sectores que en el escenario anteriormente analizado. Por lo tanto, es necesario investigar y monitorear estos sectores para constatar en campo el rango de presiones, resolver el problema y posteriormente efectuar la ampliación del sistema de distribución.

En el caso de la velocidad en la Figura 36 se observa que en la mayoría de las tuberías es inferior a 0.10 m/s y refleja que a dicha hora el consumo es bajo, tal cual lo dice la curva de variación del consumo.

Para el cloro residual en el Cuadro 11 se aprecia que la mayoría de los nudos a las 03:00 AM tienen concentraciones dentro del rango establecido por la normativa, sin embargo, existe una cantidad importante (146) que están por debajo del límite inferior. Nuevamente los valores con deficiencias se presentan en los pueblos extremos de la red de distribución (Figura 38) y coinciden con las tuberías que poseen velocidades bajas, por lo que se infiere que el cloro se consume antes de llegar a estos sectores o en las tuberías de cada sector específico, ya que el agua presenta muy poco movimiento en la madrugada.

También, algunos sectores poseen concentraciones de cloro residual de 0.60 a 0.80 mg/L o mayores a 0.80 mg/L, y se debe a la cercanía que tienen con la Planta Potabilizadora. De la misma manera que para los 12:00 mediodía, con estos valores el agua presenta olor y sabor a cloro, y esto, genera dificultad para la aceptación y utilización por parte de los usuarios.

Adicionalmente, las condiciones anteriores se replican para las 06:00 AM, donde se observan los mismos inconvenientes y sectores, por lo que, en las primeras horas de la mañana se

presentan los problemas de sobrepresiones y cloro residual, junto con la tendencia de velocidades y caudales bajos.

Respecto al almacenamiento, se observa en el Cuadro 12 que existe una leve reducción en el volumen de los tanques 1, 2 y 3, que no genera impactos negativos en el sistema de distribución, pese al incremento de la demanda que genera la interconexión con los pueblos periféricos. Y para los tanques secundarios 4 y 5, se tiene una oscilación en el volumen, pero no es motivo de alarma, ya que el tanque que los abastece (tanque 3), tiene la capacidad suficiente para llenarlos cuando sea necesario.

Los depósitos agregados, 6 y 7, igualmente presentan oscilaciones, lo cual es normal, dado el patrón de consumo de la población y no existe riesgo de desabastecimiento en ellos; debido a que el 6 es alimentado directamente de la Planta Potabilizadora y a las 12 mediodía alcanza su nivel máximo, lo cual refleja que posee capacidad suficiente para suplir de agua a la bomba que impulsa el agua hasta el tanque 7. En este último se logra una oscilación adecuada durante el día y en horas de la madrugada alcanza el volumen máximo.

Para el cloro residual se observa que en los tanques 3, 4 y 5 se tienen concentraciones muy bajas, prácticamente de 0 mg/L, recíproco al comportamiento analizado en el escenario 1, y nuevamente se evidencia la necesidad de reclarar el agua en el tanque 3. En los depósitos 6 y 7 se tiene un mejor comportamiento, ya que el 6 es alimentado desde la Planta Potabilizadora y alcanza una concentración que ronda 1 mg/L.

En el depósito 7, al suplirse desde el 6, la concentración es adecuada, porque se encuentra dentro del rango de la norma. Sin embargo, cuando se realice la conexión de los usuarios se debe verificar que cada uno cuente con la concentración establecida y verificar si el cloro residual que posee el tanque es suficiente o sí se debe reclarar.

En síntesis, para la condición de ampliación representada, la red de distribución cumple con la normativa en términos de velocidad, ya que en ningún caso sobrepasa los 3 m/s; pero en cuanto a presiones, existen nudos que no cumplen con la presión mínima y una gran parte de los nudos sobrepasan la presión máxima permitida en horas de la madrugada y de la mañana, con valores de 50-70 mca y superiores a 70 mca.

Además, en la hora de mayor consumo (mediodía) existen puntos con presiones inferiores a 15 mca, cercanas a cero y negativas, lo que involucra que existen problemas en el servicio de

agua potable, porque a dichos sectores el agua no llegaría y si lo hiciera, sería de manera insuficiente para cubrir las necesidades de los usuarios.

También, existe el problema arrastrado de la sobre y sub concentración de cloro residual, tanto en los sectores cercanos a la Planta Potabilizadora como en los extremos de la red de distribución, respectivamente; los cuales deben ser intervenidos y solucionados previo a la expansión del acueducto.

De acuerdo con los resultados de almacenamiento, se concluye que existe un desempeño adecuado y que no existen problemas de desabastecimiento en los depósitos, por lo que hay suficientes reservas de agua para suplir la demanda a lo largo del día. Lo anterior debido a que la capacidad de almacenamiento instalada en el acueducto es de 1 256 m³ y lo requerido es de 500 m³, el primero es mayor al segundo y, por ende, se verifica que el almacenamiento es suficiente y cumple holgadamente.

6.3. Escenario 3. Proyección de la demanda a 20 años

Los resultados para esta condición se pueden ver desde la Figura 39 hasta la Figura 54, junto con el Cuadro 13 hasta el Cuadro 16, para diferentes horas del día y según las mismas magnitudes en estudio.

La velocidad en la red de distribución mantiene el comportamiento de ser baja, inferior a 2.5 m/s e igualmente tiende a ser cero en horas de la madrugada, a pesar de tener un aumento importante en la demanda. De manera global, las velocidades mayores están en un orden de magnitud de 1 a 2.5 m/s y una gran parte se encuentran por debajo de los 0.5 m/s en la hora de mayor consumo (12 mediodía). Por tanto, en lo que respecta a la velocidad, la red de distribución cumple con la normativa en la condición proyectada para el año 2040, ya que las velocidades tienen valores inferiores al máximo de 3.0 m/s.

En el caso del caudal, igualmente presenta valores bajos, inferiores a 15 L/s en la mayoría de las tuberías y a las 12 mediodía. Adicionalmente, el mayor caudal es trasegado por las tuberías de diámetros iguales o superiores a los 100 mm (4"), y alcanzan valores entre los 20-70 L/s en las tuberías de 150 y 200 mm. Al moverse un caudal de 20-70 L/s a través de las tuberías y a velocidades inferiores a los 2.5 m/s, es un indicador de que esos diámetros son adecuados y permiten trasegar el agua a una velocidad que cumple con la normativa nacional.

En el caso de la presión, existen valores altos en la madrugada y aún más bajos al mediodía, según se muestra en la Figura 51 y Figura 43 (respectivamente), y el comportamiento es similar al presentado para el escenario anterior; sin embargo, para el mediodía la presión es mucho más baja y abarca aproximadamente la mitad de la red de distribución (Cuadro 13), es decir, el problema se agrava al aumentar la demanda y generaría desabastecimiento o intermitencias en el servicio en muchos de los sectores, junto con los pueblos periféricos agregados en el escenario 2.

Además, al tener presiones negativas existe el riesgo de colapsos por succión en las tuberías y accesorios. Al analizar la presión en la madrugada, se observan valores que superan los 50 mca en la mayor parte del sistema (Cuadro 15) y esto implica que las tuberías estarían muy vulnerables a la ocurrencia de rupturas ocasionadas por sobrepresión.

Adicionalmente, existe una cantidad importante de nudos que sí cumplen con el rango de presiones establecido por la normativa, tanto en horas del día como de la madrugada, pero debido a que la mayoría se salen de los límites del rango, ya sea por encima de 50 mca o muy por debajo de 15 mca, no se puede decir que sea satisfactorio, porque los puntos deficientes rigen sobre los que cumplen y en términos generales, el acueducto tendría un funcionamiento totalmente ineficiente, muchas interrupciones, grandes afectaciones a los usuarios y al sistema mismo, dada la vulnerabilidad a rupturas y colapsos de tuberías y accesorios, ya sea por presiones altas o muy bajas (negativas).

Las condiciones vistas a las 03:00 AM, se replican para las 06:00 AM, donde se observan los mismos inconvenientes y en los mismos sectores, por lo que, en las primeras horas de la mañana también se presentan los problemas de presión y cloro residual, junto con la tendencia de velocidades y caudales bajos.

Por otra parte, a las 06:00 PM, se observa que existen presiones inferiores a 15 mca en los sectores extremos de la red, junto con deficiencias en el cloro, por tanto, los problemas encontrados en los escenarios anteriores se replican en la condición proyectada. Para la velocidad y el caudal no se aprecian inconvenientes, porque de igual forma, se conserva la tendencia de magnitudes bajas en ambos.

En el caso del cloro residual, en el Cuadro 14 se aprecia que aproximadamente la mitad de los nudos a las 12:00 mediodía tienen concentraciones que están dentro del rango estipulado, sin

embargo, existe una cantidad considerable que superan el límite superior de 0.60 mg/L y otros están por debajo del inferior, de 0.30 mg/L. Por lo tanto, el comportamiento de unos sectores con mucho cloro y otros con poco se mantiene, y se reflejaría para la condición de consumo del año 2040 y se explica de acuerdo a lo descrito para los escenarios anteriores, sobre el movimiento del agua en las tuberías según la hora del día. Los inconvenientes que esto trae se trataron anteriormente y consisten en poca capacidad de desinfección (concentraciones bajas) o en olor y sabor a cloro (concentraciones altas).

La situación de nudos con sobre concentración y otros con sub concentración de cloro residual se sigue reflejando (a pesar de tener una mayor demanda de agua), por lo cual, es necesario intervenir y mejorar la metodología de cloración de manera inmediata, con el objetivo de corregir el problema desde la situación actual y con ello, no arrastrarlo a las nuevas interconexiones y mucho menos al largo plazo, porque en caso de no hacerlo, conforme avance el tiempo, el problema se agravaría. Y la solución lo que debe buscar es tener la totalidad de los nodos o la mayor cantidad posible dentro del rango establecido por la normativa.

Al analizar el almacenamiento del agua en los depósitos se hace totalmente evidente el problema de desabastecimiento, debido a que los tanques principales 1, 2 y 3 tienen volúmenes cercanos o de 0 m³ (Cuadro 17), lo cual, demuestra una vez más que si no se efectúan campañas de mejoramiento en el acueducto, no será posible suplir la demanda del año 2040. Únicamente, se observa que los tanques 4, 5, 6 y 7 alcanzan niveles adecuados, pero se debe a que abastecen sectores donde el consumo es bajo y, por el contrario, el 1 y 2, suplirían la mayor parte del sistema de distribución y donde existiría la gran mayoría de la población proyectada.

El cloro residual mantiene la tendencia de ser bajo en los depósitos 3, 4 y 5, alto en el 1, 2 y 6, y relativamente bajo en el 7, e igualmente se infiere la necesidad de rechloración en el 3.

En resumen, para la condición de consumo del año 2040, la red de distribución cumple con la normativa en términos de velocidad, porque no sobrepasa los 3 m/s; y en el caso de las presiones, existe una gran cantidad de nudos que no cumplen con la presión mínima en horas del día y una gran parte de los nudos sobrepasan la presión máxima permitida en horas de la madrugada y de la mañana, con valores de 50-70 mca y superiores a 70 mca. Además, en la hora de mayor consumo (mediodía) existen muchos puntos con presiones cercanas a cero y negativas, lo que implica que existen problemas de desabastecimiento en aproximadamente la

mitad de los sectores del sistema de distribución.

Desde el punto de vista del almacenamiento el problema es grave, ya que los tres tanques principales permanecen vacíos a lo largo del día y las reservas de agua son nulas, lo que expone el sistema a serias dificultades operativas y para enfrentar posibles inconvenientes (fugas, incendios, etc). La capacidad de almacenamiento en los depósitos ($1\ 256\ m^3$) es mayor a la requerida, de $671\ m^3$, sin embargo, como los tanques permanecen vacíos, no se puede decir que sea satisfactorio.

Además, existe la problemática arrastrada de sobre y sub concentraciones de cloro residual, tanto en los sectores cercanos a la Planta Potabilizadora como en los extremos de la red de distribución, respectivamente, que deben ser intervenidos y solucionados de manera inmediata.

6.4. Escenario 4. Análisis de sensibilidad de la demanda a 20 años

Los resultados para esta condición se presentan de la Figura 55 hasta la Figura 70, junto con el Cuadro 18 hasta el Cuadro 21, y se sigue la misma secuencia que en los escenarios anteriores.

Básicamente, para esta condición se evaluó el efecto que tendría en la operación del acueducto la reducción del ANC, del 68% que posee actualmente a un 30% para el año 2040 y bajo la misma demanda estudiada en el escenario 3. Es decir, se analizó que tan beneficioso es para para el sistema el poder reducir las pérdidas de agua, en términos de presión, velocidad, cloración y almacenamiento, según se detalla a continuación.

En cuanto a velocidad, el patrón de ser baja se mantiene, inferior a $2.5\ m/s$ a las 12:00 mediodía y tiende a ser cercana o cero en horas de la madrugada. De manera similar a los escenarios anteriores, las velocidades más altas se mantienen en un orden de magnitud de 1 a $2.5\ m/s$ y la mayoría se mantienen en órdenes inferiores a los $0.5\ m/s$ a las 12 mediodía.

Basándose en los resultados obtenidos en esta nueva condición futura, pero con la reducción del ANC, la red de distribución cumpliría con la normativa, porque las velocidades tienen valores inferiores de $3.0\ m/s$.

Por otra parte, los caudales igualmente son bajos, inferiores a $10\ L/s$ en la mayoría de las tuberías y a las 12 mediodía; el mayor caudal es trasegado por las tuberías de diámetros

iguales o superiores a los 100 mm (4"), y alcanzan valores entre los 20-50 L/s en las tuberías de 150 y 200 mm. Por lo tanto, se infiere que los diámetros son adecuados en la mayoría de las tuberías, ya que el agua logra moverse con velocidades que son inferiores al máximo estipulado por la normativa.

En el caso de la presión, en ciertos sectores existen valores bajos al mediodía y muy altos en la madrugada, según se muestra en la Figura 59 y Figura 67, respectivamente. Al reducir el ANC a un 30% en la condición proyectada, se observa que hay un mejoramiento satisfactorio en la operación del acueducto y que se lograría un desempeño similar al actual (escenario 1), es decir, no se tendrían las interrupciones y desabastecimientos encontrados en el escenario anterior. En el Cuadro 18 se puede observar que sólo se tendría 1 nudo con presión negativa, respecto a los 95 del Cuadro 13, lo cual, refleja una mejora muy importante, ya que sólo habría un sector con desabastecimiento para el mediodía.

Cuando se estudia la presión en la madrugada, se aprecian valores que superan los 50 mca en la mayoría de los sectores abastecidos, Cuadro 20 y Figura 67, y esto vuelve a evidenciar el problema de sobrepresiones a dicha hora e implica la vulnerabilidad que poseen las tuberías a la ocurrencia de fallas.

En el caso del cloro residual, para el mediodía, en la Figura 62 y Cuadro 19 se aprecia que 169 de los nodos cumplen con el rango de concentraciones de la normativa, una cantidad similar se encuentra entre los 0.60-0.80 mg/L, un número menor supera los 0.80 mg/L y 86 se encuentran por debajo del mínimo de 0.30 mg/L.

Los nudos que incumplen con el límite inferior corresponden a los lugares más alejados respecto a la Planta Potabilizadora, tal cual se ha visto en los escenarios anteriores; por ende, a pesar de la reducción del ANC, no es posible alcanzar concentraciones que cumplan con el rango establecido en todos los sectores de consumo. Y, además, existen puntos cercanos a la Planta que tienen valores de cloro residual mayores a 0.60 mg/L.

Recíprocamente, en la Figura 70 y en el Cuadro 21 se aprecia que para las 03:00 AM existe una mayor cantidad de nudos que no alcanzan ni el cloro residual mínimo de 0.30 mg/L y 86 superan el límite de 0.60 mg/L. Los restantes están dentro del rango, sin embargo, es bastante notorio que el problema de sobre y sub concentraciones prevalece, a pesar de la mejoría del ANC, y se evidencia una vez más la necesidad de modificar y optimizar la metodología de

cloración, con el objetivo de alcanzar una cobertura de cloro lo más uniforme posible a lo largo de todo el sistema de distribución.

Las condiciones vistas a las 03:00 AM se manifiestan para las 06:00 AM, donde se aprecian los mismos inconvenientes y en los mismos sectores, por lo que, en las primeras horas de la mañana se presentan los problemas de presión y cloro residual, junto con la tendencia de velocidades y caudales bajos. Y para las 06:00 PM, se encuentra que existen presiones inferiores a 15 mca en los sectores extremos de la red, junto con deficiencias en el cloro, por lo que a esta hora también se presentan dichos problemas. Para la velocidad y el caudal no se aprecian inconvenientes, porque se mantiene la tendencia de magnitudes bajas en ambos.

Por otro lado, al evaluar el almacenamiento (Cuadro 22), se observa que la mejoría es radical, ya que se alcanzan volúmenes iguales o superiores a los obtenidos para la condición actual, es decir, el desabastecimiento encontrado para el escenario 3 queda solucionado y se logran condiciones de almacenamiento totalmente favorables. Los depósitos 1, 2 y 3 están muy cerca o en su capacidad máxima; el 4 y 5 presentan oscilaciones normales y perfectamente pueden ser llenados por el 3, ya que permanece a nivel máximo; el 6 y 7 también presentan oscilaciones de llenado y vaciado normales, de acuerdo a la variación horaria del consumo.

En síntesis, como se tienen suficientes reservas de agua en los depósitos y la capacidad de almacenamiento instalada ($1\ 256\ m^3$) es mayor a la requerida ($671\ m^3$), se puede asegurar que en este escenario el acueducto cumple con el almacenamiento de manera muy satisfactoria y holgada.

En términos de calidad, los tanques 1 y 2 poseen concentraciones altas de cloro residual; el 3, 4 y 5 mantienen concentraciones bajas y prevalece el patrón visto en todos los escenarios analizados; el 6 presenta concentraciones de 0.71 a 0.99 mg/L y el 7, posee valores cercanos o por debajo del límite inferior de la norma, lo cual implica que debe hacerse recloración, para poder garantizar concentraciones adecuadas en cada uno de los nodos de consumo que abastece.

Según lo anterior, se puede decir que los tanques 1, 2 y 6 presentan valores de cloro residual satisfactorios; pero en el 3, es notorio que requiere recloración, porque las concentraciones no alcanzan ni el límite inferior de 0.30 mg/L. Para el 4 y 5, al reclarar en el 3, deberían alcanzar concentraciones adecuadas, por lo que no requerirían de recloración.

Por tanto, debido a la mejoría que representa en términos operativos y de calidad del servicio brindado la reducción del ANC para el acueducto, se vuelve imprescindible que se inicien labores de optimización cuanto antes, para que cuando se esté en el año 2040 no se tenga la sorpresa de que no es posible abastecer a la población, de manera continua y de acuerdo a la normativa nacional.

6.5. Resultados complementarios

En el Cuadro 23 se presentan diferentes parámetros que caracterizan el acueducto y que es necesario evaluar como parte del análisis realizado. El consumo promedio de 13.84 L/s corresponde a la cantidad de agua que se consume en cada segundo en la red de distribución y la producción corresponde a la cantidad aproximada de agua potable que se produce en la Planta Potabilizadora por cada segundo.

Por su parte, la dotación neta indica la cantidad de agua que utiliza una persona habitante y usuaria del acueducto de Las Juntas en un día común, y la dotación bruta representa la cantidad de agua obtenida de sumar la dotación neta más el agua no contabilizada (ANC). O visto de otra manera, consiste en multiplicar la dotación neta por un factor de 1.68 y así obtener los 263 L/hab·d que se muestran en el cuadro.

Se observa que el ANC tiene un valor del 68%, el cual es muy alto y es un indicador de problemas operativos en el sistema, tanto de índole técnico (fugas en tuberías, tanques y errores de micromedición) como comercial (tomas clandestinas principalmente). (López Cualla, 2003)

Básicamente, por cada 100 litros de agua que se consumen en la red de distribución, se deben incorporar 68 litros adicionales, porque estos se pierden por alguno de los motivos mencionados y no son aprovechados por los usuarios.

Según (Arroyo Herrera, 2002) el ANC en el año 2002 era del 51% y en lugar de reducirse va en aumento, de continuar así, para el 2040 se tendrá un valor cercano al 90% o más, lo que representa un problema muy grave desde cualquier aspecto que se analice (económico, hidráulico, de cloración, ambiental, etc) y si se compara con la condición evaluada en el escenario tres, que con el 68% se encontró desabastecimiento en muchos sectores, ahora con un 90% el resultado será aún más desfavorable.

Además, se espera que la población servida aumente en el tiempo y que la red de distribución se amplíe, por lo cual, corregir el problema del ANC se vuelve imprescindible para poder tener un servicio continuo, estable y que cumpla con las necesidades de los usuarios.

Por lo tanto, uno de los problemas a resolver de manera inmediata es la reducción del agua no contabilizada, para con ello optimizar el sistema, el aprovechamiento del agua, reducir los costos de potabilización y de operación del acueducto.

Capítulo 7

Conclusiones y recomendaciones

7.1. Conclusiones

- La red de distribución se compone de tipología mixta, pero en sectores específicos, como en Las Juntas Centro, puede convertirse en cerrada, con la finalidad de mejorar el comportamiento y redundancia del sistema.
- Actualmente el acueducto no cuenta con registros extendidos ni con un programa definido de mediciones de presión, velocidad, caudal y cloro residual en la red de distribución, y esto condujo a que la calibración se ejecutara con datos puntuales y únicos. No obstante, es de primera importancia que la administración inicie campañas de medición de dichos parámetros, con el fin de evaluar el desempeño operativo del sistema y de tener información suficiente para continuar en la alimentación y actualización constante del modelo hidráulico. Además, de instrumentar la red de distribución para efectuar mediciones de presión y de caudal por sectores de consumo, y de establecer un registro personalizado de esos datos.
- La calibración del modelo requirió el uso de válvulas de rotura de carga hidráulica, porque fue la única solución que permitió reducir las presiones y acercarlas a las medidas en campo, por ello, todos los resultados y análisis respectivos se basan en el modelo y en esta metodología de calibración. Por tal situación, se induce que en la red de distribución existe algún problema que hace caer las presiones y que no logró encontrarse mediante las estrategias de calibración habituales. El problema puede explicarse mediante la posibilidad de grandes fugas, de incertidumbres en las elevaciones de cada uno de los nodos que componen el sistema o por la existencia de obstrucciones en las tuberías, producto de la acumulación de sedimentos.
- Existe la posibilidad de que las elevaciones obtenidas con curvas de nivel del Sistema Nacional de Información Territorial (SNIT, 2020) y los algoritmos de cálculo del software QGIS, tengan diferencias significativas respecto a las reales y que ello explique la necesidad de usar válvulas de rotura de carga para la calibración, sin embargo, la única manera de verificarlo es mediante un levantamiento topográfico formal de toda la red distribución; lo

cual, queda fuera del alcance de este trabajo y actualmente no existe, y más bien, es una de las necesidades que deben resolverse en el mediano o largo plazo.

- La red de distribución posee combinaciones de diámetros poco adecuadas, ya que se tienen cambios abruptos en ellos y esto produce aumentos bruscos en la velocidad del agua, lo que incrementa las pérdidas de energía y la presión en ciertos sectores se ve reducida significativamente. Además, existen empalmes y conexiones con cambios fuertes de dirección, los cuales incrementan la posibilidad de fugas y de interrupciones del servicio, mayores costos de mantenimiento y mayor desperdicio de agua.
- Los resultados obtenidos muestran que no es necesario colocar sistemas de bombeo adicionales en el escenario actual, porque según la configuración de la red de distribución es posible trasegar el agua por gravedad a la gran mayoría de los sectores. Sin embargo, se debe investigar en los pueblos de 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, Santa Lucía, Jerusalén, La Luz-San Jorge y San Francisco, ya que presentan presiones muy bajas al mediodía y es necesario verificar en campo y resolver la causa de este problema.
- El Tanque 3 únicamente se utiliza para suplir de agua a la bomba impulsora hacia Oro Quintas, pero también podría utilizarse como quiebragrado y así mejorar el problema de sobrepresiones. Además, puede utilizarse estratégicamente, ya que conforme crezca el acueducto se requerirá mayor capacidad de almacenamiento y este permitiría contar con 230 m³ de agua adicionales. También, es un punto ideal para reclarar el agua y así, se lograría una mejor distribución de cloro a lo largo de la red de distribución.
- Los sectores más alejados del acueducto, que corresponden a los pueblos de Santa Lucía, Los Pérez, 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones y San Juan Chiquito presentan problemas de concentración de cloro residual, ya que es inferior a 0.30 mg/L y esto incumple con el mínimo establecido en el Reglamento para la Calidad del Agua Potable.
- La ampliación del acueducto hacia los pueblos periféricos no genera inconvenientes en el abastecimiento del sistema actual, por lo que es viable efectuar la expansión. No obstante, para la comunidad de Parcelas de San Juan debe realizarse un diseño formal y específico, debido a la necesidad de crear un sistema de impulsión del agua.
- Con la capacidad actual de almacenamiento en los tanques, la red de distribución cumple con la normativa y también cumpliría en la condición proyectada al 2040, por lo que no es

necesario instalar o construir más tanques de almacenamiento.

- En cada uno de los escenarios analizados se encontró que la metodología actual de cloración no es la óptima, porque a lo largo del día existen nudos con concentraciones de cloro residual que incumplen con el rango de 0.30-0.60 mg/L, ya sea que están por encima del límite superior o por debajo del inferior, siendo 0 mg/L en puntos específicos. Por lo tanto, es necesario modificar la metodología y efectuar rechloración en tanques y nudos específicos.
- Para los cuatro escenarios analizados se encontraron sectores que presentan presiones muy elevadas, que superan el límite de 50 mca en horas del día y en la madrugada se encuentran arriba de los 70 mca, por lo que se infiere que en estos lugares las tuberías poseen alta vulnerabilidad a la ocurrencia de fugas o que ya las presentan, y debido a esta situación, es fundamental que se le dé la atención y priorización a los sectores con la problemática y que se hagan las intervenciones necesarias para confirmar o descartar la existencia de las fugas. Los sectores más críticos corresponden a San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito y El Campo, por lo que requieren de priorización en las investigaciones para la detección de fugas.
- En cada uno de los escenarios analizados se encontraron velocidades con magnitudes bajas, inferiores a 1 m/s, en su mayoría, lo que implica que en las tuberías podrían acumularse sedimentos y generar obstrucciones, lo cual, dificultaría el trasiego del agua a lo largo de la red de distribución.
- En los escenarios 1, 2 y 4, todos los hidrantes cumplen con la presión mínima de 14.1 mca y, por lo tanto, se cumple con el reglamento respectivo. En el escenario 3, como se encontraron problemas de desabastecimiento, muchos de los hidrantes (15) no cumplen con la presión mínima. Y en el centro urbano de Las Juntas, la distancia entre hidrantes cumple con la normativa; en los restantes, la distancia es mayor a lo establecido, pero es aceptable, ya que son zonas rurales.
- Dada la configuración de la red de distribución y a la topografía de la zona, no es posible colocar tanques quiebragradientes, porque provocarían una caída drástica en las presiones y el agua no tendría la presión suficiente para llegar hasta los sectores más alejados, es decir, habría desabastecimiento en ellos.

- Como la colocación de tanques quebragradiantes no es una alternativa viable para el control de las sobrepresiones, la otra solución corresponde a la colocación de válvulas reductoras de presión, sin embargo, esta medida requiere de especial atención, porque las válvulas necesitan una correcta y adecuada instalación, junto con mantenimiento periódico; y si la administración no logra cumplir con esas condiciones, pueden convertirse en un problema adicional, en lugar de ser la solución.
- El caudal producido en la Planta Potabilizadora se contabiliza con lecturas manuales en los vertederos y se hacen cada hora, pero de manera parcial, es decir, a veces se hacen y en otras no; lo que conduce a tener registros incompletos del agua producida. Por ende, no se conoce con total veracidad cuánta agua se potabiliza mensualmente y para poder determinar el ANC fue necesario recurrir a la aproximación utilizada en este trabajo.
- La reducción del ANC es uno de los problemas a resolver a la mayor brevedad posible, porque actualmente es del 68% y en el 2002 era del 51%, por lo que ha aumentado en los últimos años y desde el punto de vista operativo y ambiental es totalmente ineficiente, ya que los costos de producción aumentan, el agua es un recurso extremadamente valioso, limitado y debe aprovecharse de la manera más óptima posible.
- Debido al alto porcentaje de agua no contabilizada y al problema de sobrepresiones encontrado, es posible que las fugas sean una de las causas de las pérdidas de agua, debido a que las tuberías están muy esforzadas y son muy vulnerables a rupturas.
- Los resultados obtenidos de desabastecimiento para la proyección de la demanda al año 2040 están directamente ligados a que la proyección de la población se cumpla, es decir, la condición obtenida se presentará si se alcanza el número de usuarios proyectado y si no se efectúa ninguna mejora en el acueducto. Básicamente, si la población es inferior a la proyectada, el problema de desabastecimiento será menos grave, pero si es mayor, el problema se incrementará; pero no hay manera de saberlo con absoluta certeza, porque en 20 años pueden suceder muchos cambios y ningún método de aproximación de la población es exacto. Lo que sí es totalmente verídico es la necesidad de reducir la cantidad de ANC y la optimización del acueducto. No obstante, para planificar y gestionar el crecimiento del sistema de distribución, se pueden efectuar proyecciones de población cada 5 años.

- Los resultados del análisis de sensibilidad de la demanda demuestran que al reducir el ANC a un 30%, el acueducto se optimiza y alcanza una condición operativa muy satisfactoria, con capacidad suficiente para abastecer a los usuarios del 2040 y esto debe ser incentivo para que la administración inicie un plan de reducción del ANC.
- La generación, calibración, depuración y utilización del modelo hidráulico requirió un extenso y metódico trabajo, pero, a pesar de ello, representa un primer acercamiento en la modelación del acueducto, ya que el sistema crece y cambia constantemente, por lo que es necesario alimentar y mantener actualizado el modelo hidráulico, para de esa manera poder reflejar la realidad de la forma más exacta posible.
- El modelo hidráulico es una herramienta de gran utilidad para la operación del acueducto, pero requiere actualización constante, por lo que la administración debe incorporar dentro de sus tareas la alimentación del modelo y establecer el o los encargados de dicha labor, para así, poder monitorear el sistema y aprovechar al máximo la herramienta tecnológica que se ha desarrollado.

7.2. Recomendaciones

- Es necesario que el acueducto cuente con un levantamiento topográfico formal y actualizado, realizado por profesionales del área, donde se incluyan todos los elementos que lo componen, nodos de consumo y sus elevaciones, válvulas, tanques, hidrantes, planta de potabilización, micromedidores, tuberías y sus longitudes, etc; y con ello, el proceso de monitoreo y optimización por medio del modelo digital puede efectuarse de una manera mucho más exacta. Y mientras tanto, el modelo hidráulico se puede utilizar como base para definir cuales sectores requieren ser levantados con mayor prioridad, con el objetivo de identificar y resolver problemas, o para efectuar mejoras.
- El proceso de calibración no permitió encontrar la causa de las caídas de presión, por lo que debe hacerse un levantamiento de campo en la red de distribución para identificar y solucionar el problema, y posteriormente poder reflejarlo en una recalibración del modelo hidráulico, para así, representar con mucha mayor exactitud la realidad del acueducto.
- A nivel de la tipología de la red de distribución, es muy importante completar los tramos abiertos y convertirlos en cerrados (donde el trazado lo permita), para así, generar mayor redundancia en el sistema y reducir los problemas de caídas de presión en los puntos donde

la red se encuentra en tramos abiertos. Uno de los sectores más importantes de cerrar corresponde a Las Juntas, ya que concentra muchos usuarios y aún existen tramos abiertos.

- Las tuberías con diámetros inferiores a 4 pulgadas deben reemplazarse y convertirlos a este diámetro, para con ello mejorar la capacidad de trasiego de agua y facilitar el abastecimiento futuro, conforme aumente el número de usuarios. Los sectores que requieren el cambio son 26 de Julio, Valle del Río, La Luz, San Francisco y Las Juntas.
- Todas las conexiones, empalmes y combinaciones arbitrarias de tuberías de diferente diámetro deben ser reemplazadas y garantizar la continuidad de los diámetros mayores, es decir, lograr que todas las tuberías sean de 4 pulgadas como mínimo.
- Se debe investigar en los sectores de 26 de Julio, Cinco Esquinas, Los Chacones, Santa Lucía, Jerusalén, La Luz-San Jorge y San Francisco, para determinar cuál es el problema que hace caer las presiones al mediodía y darle solución, para lograr que la presión en esos pueblos cumpla con la normativa.
- Para abastecer el sector de Parcelas de San Juan, es imprescindible definir de la forma más exacta posible la diferencia de elevación entre el terreno municipal y la Planta Potabilizadora, ya que la elección final de la bomba impulsora depende directamente de esta diferencia. También, es fundamental que se cuente con un diseño formal para la ampliación y con ello, poder garantizar que cada uno de los detalles implícitos (hidráulicos, topográficos, costos, etc) sean considerados y analizados detenidamente. Además, a la hora de efectuar el diseño, es importante valorar la posibilidad de conectar la bomba impulsora directamente a alguno de los tanques existentes en la Planta Potabilizadora, sea al 1 o al 2, con el objetivo de poder reducir el costo de la obra de impulsión.
- Para controlar las sobrepresiones, independizar sectores de consumo y aprovechar la existencia de la infraestructura, es necesario abastecer la parte baja del sistema de distribución a partir del tanque 3. La parte baja se entiende del pueblo de Taiwán hasta Los Pérez, Los Chacones y Cinco Esquinas, tal como se muestra en la Figura 71, en la sección de anexos. Esto se puede lograr con la instalación de una tubería nueva o con la actual, mediante el redireccionamiento del agua mediante las válvulas de paso existentes.
- En el tanque 3 es necesario colocar una estación de reclusión, con el objetivo de lograr

que los sectores que se abastecen a partir de él cuenten con concentraciones de cloro residual que cumplan con el rango establecido por la normativa.

- Si la administración decide colocar nuevos tanques de almacenamiento, es fundamental que se haga una valoración estricta de diferentes ubicaciones y elegir la que permita controlar las presiones en la red de distribución y con ello, lograr que se ajusten al rango establecido por la normativa.
- Como en la red de distribución existen velocidades bajas, es muy importante que se establezca y ejecute periódicamente un programa de limpieza de las tuberías, con la finalidad de evacuar los sedimentos que pueden acumularse en ellas. Estas labores de limpieza deben efectuarse al menos cada 12 meses.
- Es necesario instalar válvulas de aire y reductoras de presión en sectores determinados de la red de distribución, y, además, es imprescindible establecer y ejecutar el plan de mantenimiento respectivo. En la sección de anexos se adjunta una lista de posibles ubicaciones para estos dispositivos. Por otro lado, la cantidad actual de válvulas de paso y de limpieza es adecuada, pero conforme se expanda la red de distribución, debe contemplarse la colocación de estos dispositivos en cada expansión.
- La administración del acueducto debe capacitar a los funcionarios en el uso y mantenimiento de las válvulas de aire y de reducción de presión, ya que actualmente desconocen dichos accesorios y para aprovecharlos correctamente es fundamental contar con el conocimiento respectivo.
- Es imprescindible que la administración del acueducto inicie un plan de reducción del agua no contabilizada, con la meta de alcanzar el 30% en el 2040. Este plan debe contemplar la investigación, identificación y corrección de las pérdidas a lo largo de toda la red de distribución, y como punto de partida, es conveniente iniciar las pesquisas en los sectores donde se identificaron problemas de sobrepresión (San Juan Chiquito, Valle del Río, El Minero, Corderito y El Campo), dada la vulnerabilidad que poseen las tuberías ante la generación de fugas.
- La medición del caudal de producción en la Planta Potabilizadora requiere hacerse de manera constante y registrarse en tiempo real, para lo cual, se vuelve importante contar con una computadora y conexión a internet en la Planta, para así poder controlar el caudal

producido de manera mucho más eficiente. También, lo ideal es contar con un medidor automático de caudal, por lo que la administración debe planificar dentro del plan de inversión la compra de este dispositivo, ya sea en el mediano o largo plazo.

- Es muy importante que se realicen mediciones periódicas del caudal disponible en las fuentes y que se registren, con la finalidad de monitorear la disponibilidad del recurso hídrico y de poder incorporar esta variable a la planificación del crecimiento del acueducto.
- Como parte del monitoreo del acueducto, es muy importante implementar programas de medición de presión, velocidad, caudal y de cloro residual, tanto en los extremos como en puntos intermedios de la red de distribución, con el objetivo de generar registros extendidos y de evaluar su desempeño en términos de estos parámetros básicos.
- Para actualizar la curva de variación horaria del consumo, es prudente iniciar con mediciones de caudal a la salida de cada uno de los tanques principales (1, 2 y 3), mediante macromedidores y que sean extendidas, de 2 semanas como mínimo.
- En los sectores donde se encontraron problemas de sobrepresión, es necesario utilizar tuberías con SDR 26 como mínimo y así, reducir el riesgo de fugas, ya que estas tuberías poseen mayor resistencia a la presión.
- Para resolver los problemas y optimizar el acueducto de manera íntegra, es importante que la administración capacite a alguno de sus funcionarios o que contrate un profesional en el área, ya que las deficiencias requieren de conocimientos técnicos específicos para poder ser resueltas de la forma más óptima posible.
- Es inminente mantener actualizado y calibrado el modelo hidráulico, para que sea útil a lo largo del tiempo y no se convierta en una herramienta obsoleta, y así, poder monitorear el sistema de manera permanente y utilizarlo como herramienta para mejorar las condiciones operativas del acueducto, optimizar la toma de decisiones, facilitar la identificación y solución de problemas hidráulicos y de cloración, efectuar simulaciones de respuesta ante incendios en los hidrantes, entre otras aplicaciones.

Fuentes de información

Aquatherm. (Diciembre de 2020). *Aquatherm Ibérica S.L.* Obtenido de Definición de SDR:

<https://aquatherm.es/faq-items/cual-es-la-definicion-de-sdr-en-tuberias-de-ppr/>

Arroyo Herrera, E. (2002). *Análisis hidráulico sanitario del sistema de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Las Juntas de Abangares*. San Pedro de Montes de Oca.

AyA. (2015). *Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados*. Obtenido de Glosario de conceptos:

<https://www.aya.go.cr/ASADAS/documentacionAsadas/Glosario%20Formulario%20Unificado.pdf>

AyA. (2017). *Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados*. Obtenido de Norma técnica para el diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, saneamiento y pluvial:

<https://www.aya.go.cr/Noticias/Documents/Norma%20dise%C3%B1o%20y%20construccion%20sistemas%20agua,%20saneamiento%20y%20pluvial.pdf>

AyA. (2017). *Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados*. Obtenido de Reglamento de Normas Técnicas y Procedimientos para el Mantenimiento Preventivo de los Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable:

<https://www.aya.go.cr/laboratorio/selloCalidad/requisitosGalardon/Reglamento%20de%20Normas%20T%C3%A9cnicas%20y%20Procedimientos%20para%20el%20Mantenimiento%20Preventivo%20de%20los%20Sistemas%20de%20Abastecimiento%20de%20Agua.pdf>

Bogantes Sánchez, J. F. (2020). Características del Acueducto de Las Juntas y de la población abastecida. Las Juntas, Guanacaste, Costa Rica.

Castillo Gutiérrez, R. (2013). *Diagnóstico de los acueductos rurales Coyolar, Matapalo, Santa Lucía y Arizona del cantón de Abangares, Guanacaste y propuestas para su mejoramiento*. San Pedro de Montes de Oca.

CIDBIMENA. (Mayo de 2004). *Centro de información sobre desastres y salud*. Obtenido de Comportamiento del cloro en el agua:

http://cidbimena.desastres.hn/docum/crid/CD_Agua/pdf/spa/doc14587/doc14587-

c.pdf

CONAGUA. (2019). *Comisión Nacional del Agua*. Obtenido de Diseño de redes de distribución de agua potable:

https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/CONAGUA%20s.f.a.%20Dise%C3%B1o%20de%20redes%20de%20distribuci%C3%B3n%20de%20agua%20potable.pdf

EPA. (2020). *United States Environmental Protection Agency*. Obtenido de EPANET:

<https://www.epa.gov/water-research/epanet>

Epanet.es. (2019). *EPANET 2 Manual del Usuario*. Obtenido de https://epanet.es/wp-content/uploads/2012/10/epanet2_manual.pdf

Goulds Pumps. (USA de 2006). Bombas centrífugas en hierro fundido con accesorios de bronce. USA.

INEC. (Diciembre de 2020). *Instituto Nacional de Estadística y Censos*. Obtenido de Temas Especiales de Población: <https://www.inec.cr/poblacion/temas-especiales-de-poblacion>

López Cualla, R. A. (2003). *Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Ministerio de Salud de Costa Rica. (2019). *Reglamento para la Calidad del Agua Potable*. Obtenido de https://www.ministeriodesalud.go.cr/gestores_en_salud/comision_agua_segura/legislacion/CAS_reglamento_calidad_agua_potable.pdf

Moliá, R. (2007). *Escuela de Organización Industrial*. Obtenido de Redes de distribución: <https://www.eoi.es/es/savia/publicaciones/20098/redes-de-distribucion>

Montealegre Alfaro, A. (2018). Conceptos básicos del fluido del agua. San Pedro de Montes de Oca, San José, Costa Rica.

Montealegre Alfaro, A. (2018). Diseño de conducciones a presión. San Pedro de Montes de Oca, San José, Costa Rica.

Montealegre Alfaro, A. (2018). Redes de tubería a presión. San Pedro de Montes de Oca, San

José, Costa Rica.

Municipalidad de Abangares. (Agosto de 2020). *Historia del cantón de Abangares*. Obtenido de <http://www.abangares.go.cr/index.php/mn-conozcanos/mn-micanton/mn-historiacanton>

Municipalidad de Abangares. (2020). Red de distribución del acueducto municipal. Las Juntas, Guanacaste, Costa Rica.

NFPA. (Diciembre de 2013). *National Fire Protection Association*. Obtenido de NFPA Journal Lationamericano: <https://www.nfpajla-digital.org/nfpajla/201312sp/MobilePagedReplica.action?pm=2&folio=4#pg6>

OPS. (2009). *Organización Panamericana de la Salud*. Obtenido de Medición del cloro residual en el agua: <http://www.disaster-info.net/Agua/pdf/11-CloroResidual.pdf>

OPS. (2019). *Organización Panamericana de la Salud*. Obtenido de Guía para el diseño de redes de distribución de sistemas rurales de abastecimiento de agua potable: http://www.bvsde.paho.org/bvsacg/guialcalde/2sas/d23/043_dise%C3%B1o_de_redes_de_distribuci%C3%B3n/dise%C3%B1o_de_redes_de_distribuci%C3%B3n.pdf

QGIS. (2020). Obtenido de QGIS - El SIG líder de código abierto para escritorio: <https://www.qgis.org/es/site/about/index.html>

Saldarriaga, J. (2007). *Hidráulica de Tuberías, Abastecimiento de Agua, Redes, Riegos*. Bogotá, Colombia: Alfaomega.

SCIJ. (Junio de 2017). *Sistema Costarricense de Información Jurídica*. Obtenido de Normas para el Diseño de Proyectos de abastecimiento de Agua Potable en Costa Rica: http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=47113&nValor3=109666&strTipM=TC

SCIJ. (2019). *Sistema Costarricense de Información Jurídica*. Obtenido de Ley de Aguas N° 276: http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=11950&nValor3=91553&strTipM=TC

SCIJ. (2019). *Sistema Costarricense de Información Jurídica*. Obtenido de Reglamento a la

Ley de declaratoria del Servicio de Hidrantes como Servicio Público y Reforma de Leyes Conexas, N° 8641 del 11 de Junio del 2008:

http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=65477&nValor3=76521&strTipM=TC

SCIJ. (2019). *Sistema Costarricense de Información Jurídica*. Obtenido de Ley General de Salud N° 5395:

http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=6581&nValor3=112234¶m2=1&strTipM=TC&lResultado=10&strSim=simp

SNIT. (2020). *Sistema Nacional de Información Geográfica*. Obtenido de Visor de nodos:

<https://www.snitcr.go.cr/Visor/nodos2>

Vidal Rivera, P. (2019). Problemática del acueducto de las Juntas de Abangares.

Walsky, T. M., Chase, D. M., Savic, D. A., Grayman, W., Beckwith, S., & Koelle, E. (2003).

Advanced water distribution modeling and management. Connecticut, USA: Haested Press.

Anexos

8.1. Propuestas de mejoramiento

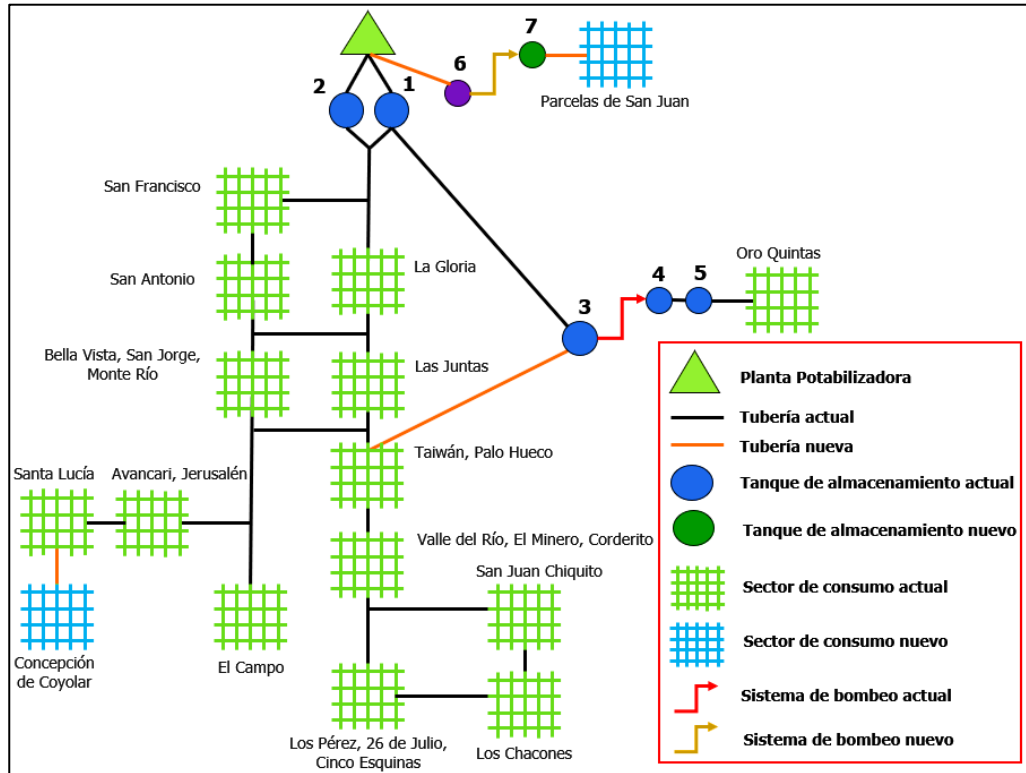


Figura 71. Propuesta de modificación a la red de distribución

Es importante mantener la tubería actual entre Las Juntas y Taiwán de manera pasiva, para que en caso de efectuar mantenimiento en el tanque 3 u otra circunstancia en particular, poder abastecer los sectores bajos por medio de los tanques 1 y 2.

Cuadro 24. Posible ubicación para las válvulas en la red de distribución

ID	Coordenada Norte	Coordenada Este	Tipo	Diámetro (pulgadas)	Consigna (PSI)	Consigna (mca)
1	394,196.2	1,137,325.3	Reductora de presión	4	43	30
2	396,142.7	1,137,005.2	Reductora de presión	6	65	45
3	395,231.0	1,137,016.1	Reductora de presión	6	43	30
4	392,229.5	1,135,242.2	Aire	2	---	---
5	393,386.4	1,136,325.6	Aire	2	---	---
6	395,937.7	1,136,720.5	Aire	3	---	---
7	395,678.2	1,136,705.8	Aire	3	---	---
8	395,998.0	1,137,111.0	Aire	3	---	---
9	395,997.8	1,137,115.2	Aire	3	---	---
10	392,792.7	1,138,526.9	Aire	2	---	---

Las válvulas reductoras controlarían las sobrepresiones en sectores específicos de la red de distribución y las de aire colaboran en la extracción o agregación de aire a la tubería, de acuerdo al estado propio de la misma. Cabe resaltar que los diámetros se eligieron de acuerdo a los criterios propuestos por (López Cualla, 2003).

Las ubicaciones propuestas son de referencia, puede variar y deben ser sometidas a valoración por parte de la administración del acueducto, ya que antes de instalarlas debe estudiarse a detalle el comportamiento específico de la red de distribución. El valor de consigna hace referencia a la presión que debe calibrarse la válvula, para que a la salida de la misma tenga ese valor.

A continuación, se muestra la ubicación de las válvulas de acuerdo con el ID de cada elemento que se presenta en el Cuadro 24 .

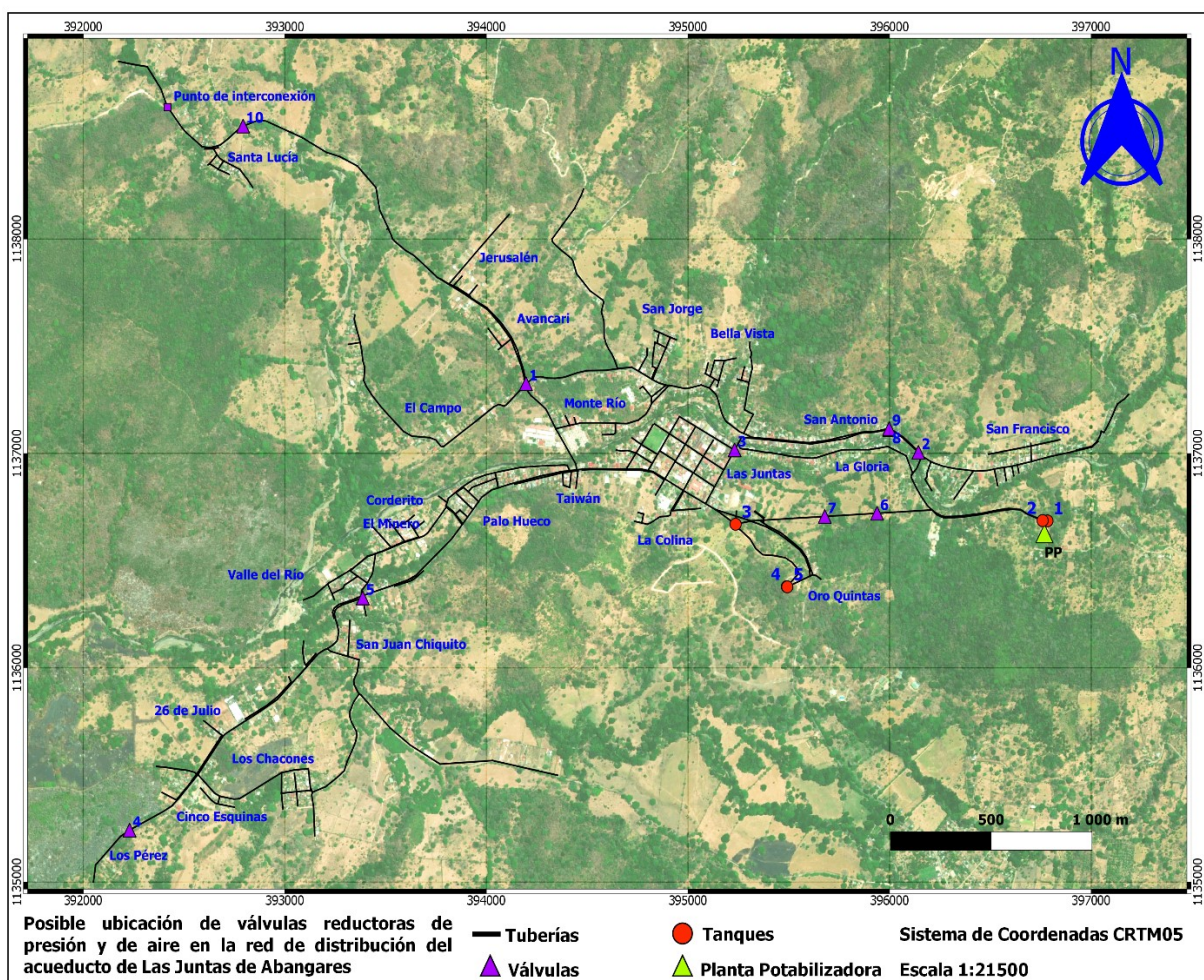


Figura 72. Posible ubicación de las válvulas en la red de distribución

8.2. Calibración del modelo hidráulico

Los datos de las mediciones de campo fueron facilitados por parte de la administración del acueducto y por (Bogantes Sánchez, 2020), y se compararon con los calculados mediante el modelo hidráulico digital. A continuación, se presentan los resultados obtenidos del proceso de calibración.

Cuadro 25. Resultados de la calibración del modelo hidráulico

Nudo	Hora	Presión medida (mca)	Presión calculada (mca)	% de error
83	9:40 AM	39.40	42.06	6.76
296	10:00 AM	35.18	36.68	4.27
311	10:30 AM	57.69	64.18	11.25
353	11:00 AM	45.03	49.90	10.82
404	11:40 AM	42.21	49.31	16.81
410	9:00 PM	47.84	50.06	4.64
411	10:40 AM	49.25	54.76	11.19
415	11:00 AM	42.92	50.80	18.37
416	11:00 AM	49.25	54.61	10.89
422	10:30 AM	49.25	52.59	6.79
423	10:10 AM	35.18	36.26	3.08
424	9:50 AM	31.66	36.83	16.33
429	9:50 AM	60.50	66.24	9.48

Se observa que todos los porcentajes de error son inferiores al 20%, según el alcance definido para la calibración. Seguidamente, se ejemplifica como se obtiene el porcentaje de error.

$$Error_{nudo\ 423} = \left| \frac{Presión_{calculada} - Presión_{medida}}{Presión_{medida}} \right| \times 100 = \left| \frac{36.26 - 35.18}{35.18} \right| \times 100 = 3.08\%$$

Para los demás nudos se hace el mismo cálculo y se obtienen todos los porcentajes de error.

Seguidamente se muestra el resultado que emite el software EPANET para la calibración del modelo, mediante la comparación del promedio de las presiones calculadas y las medidas en campo (observadas).

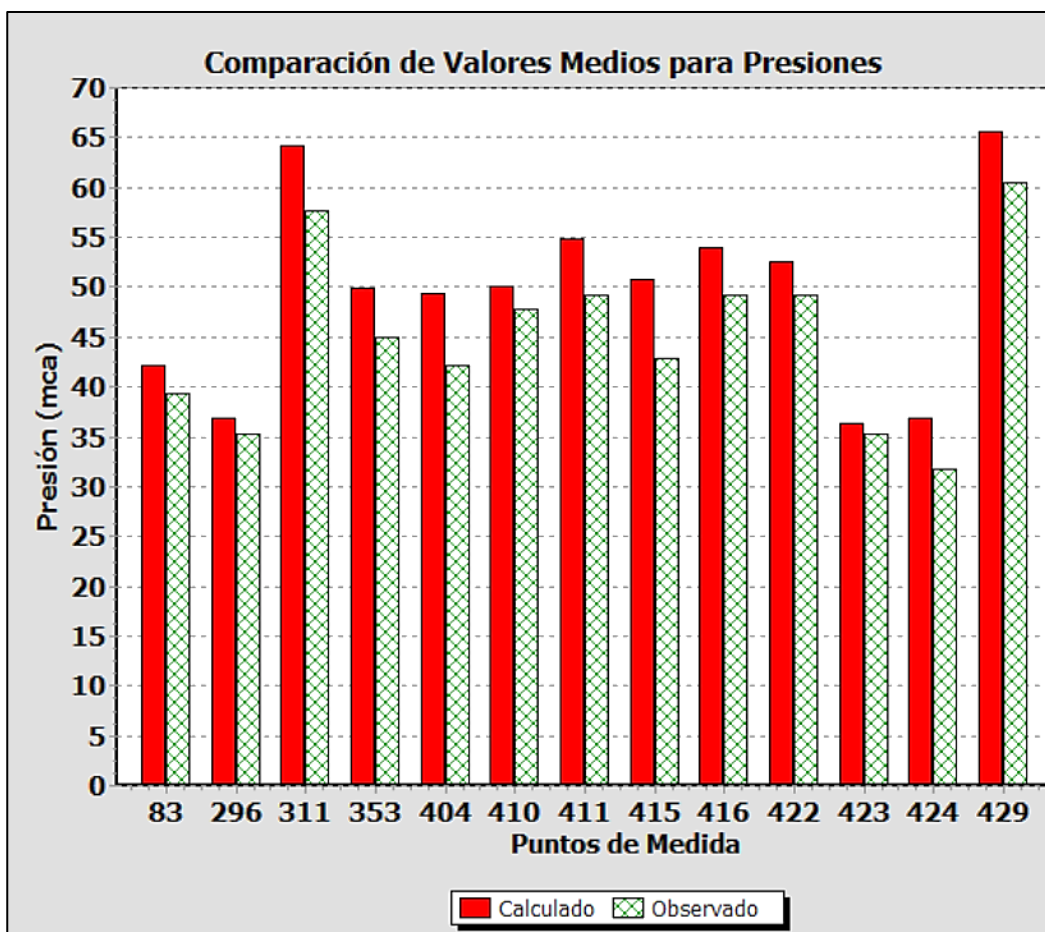


Figura 73. Resultados de calibración del modelo hidráulico

Se observa que los promedios difieren en muy poco, por lo que el proceso de calibración es satisfactorio.

8.3. Memoria de cálculo

8.3.1. Cálculo de la demanda en los nodos

Para ejemplificar la forma en la que se calculó la demanda para cada uno de los nodos de consumo, se elige la finca número 154007, la cual, posee tipología mixta y permite mostrar el método utilizado, tanto para la tipología cerrada como abierta.

De los datos de facturación se obtiene el consumo promedio mensual de la finca y del modelo de QGIS se obtienen las longitudes, junto con los nodos que conforman la red de tuberías que la abastecen. Los cálculos y la configuración geoespacial de la finca se muestran a continuación.



Figura 74. Configuración geoespacial de la finca 154007

Se aprecia en la figura que la red de tuberías se compone de los nodos 66, 67, 69, 70, 71 y 72, y en ellos se calcula y asigna la demanda.

Caudal total de consumo de la finca:

$$Q_{finca} = 0.06311 \frac{L}{s}$$

Longitud total de las tuberías de la finca:

$$L_{tuberías} = 238.327 \text{ m}$$

Cálculo del caudal unitario:

$$q_{unitario} = \frac{Q_{finca}}{L_{tuberías}} = 0.00026 \frac{L}{s \cdot m}$$

Cálculo del caudal del tramo de tubería 67-66:

$$q_{tramo\ 67-66} = q_{unitario} \times L_{tramo} = 0.00026 \frac{L}{s \cdot m} \times 52.627 \text{ m} = 0.01394 \frac{L}{s}$$

Cálculo del caudal del tramo de tubería 66-71:

$$q_{\text{tramo } 66-71} = q_{\text{unitario}} \times L_{\text{tramo}} = 0.00026 \frac{L}{s \cdot m} \times 49.428 m = 0.01309 \frac{L}{s}$$

Cálculo del consumo en el nodo 66:

$$q_{\text{consumo nodo } 66} = \frac{q_{\text{tramo } 67-66}}{2} + \frac{q_{\text{tramo } 66-71}}{2} = 0.01351 \frac{L}{s}$$

Cálculo del caudal del tramo de tubería 69-70:

$$q_{\text{tramo } 69-70} = q_{\text{unitario}} \times L_{\text{tramo}} = 0.00026 \frac{L}{s \cdot m} \times 25.154 m = 0.00666 \frac{L}{s}$$

Cálculo del consumo en el nodo 70:

$$q_{\text{consumo nodo } 70} = q_{\text{tramo } 69-70} = 0.00666 \frac{L}{s}$$

Cuadro 26. Cálculo de la demanda de la finca 154007

Tramos de tubería de la finca 154007					
Nodo inicial	Nodo final	Longitud (m)	q tramo (L/s)	Nodo de consumo	q consumo (L/s)
66	71	49.428	0.01309	71	0.01330
71	69	51.014	0.01351	69	0.01471
69	67	60.104	0.01592	67	0.01493
67	66	52.627	0.01394	66	0.01351
69	70	25.154	0.00666	70	0.00666
Total		238.327	0.06311	---	0.06311

En el caso del nodo 66, al pertenecer a un tramo cerrado, el consumo que le corresponde es la mitad del caudal de los dos tramos que convergen en él, de ahí que se haya sumado la mitad de cada uno. Al nodo 66 se le asigna la demanda por parte de la finca 154007, faltaría efectuar el mismo procedimiento para las fincas que coinciden en el nudo y con ello, obtener la demanda o consumo total, que incluye todas las fincas que comparten la misma red de tuberías.

Para el nodo 70, como se encuentra en un tramo abierto o ramificado, el consumo que le corresponde es el del tramo de tubería inmediatamente anterior, por lo que el consumo es igual al caudal de dicho tramo.

Bajo el mismo análisis y procedimiento, se determinó la demanda para cada uno de los nudos

que componen la red de tuberías y posteriormente se sumaron los caudales, en los casos que dos o más fincas coincidieran en un mismo nodo, para finalmente obtener el consumo total de cada nodo.

8.3.2. Cálculo de la dotación

El cálculo de la dotación se efectuó mediante datos del volumen total facturado y la población actual que abastece el acueducto, según se muestra.

Cuadro 27. Cálculo de la dotación neta

Mes	Volumen facturado (m ³ /mes)	Dotación (L/hab·d)
Junio	36,561	156.88
Julio	38,346	164.54
Agosto	35,827	153.73
Septiembre	35,688	153.13
Noviembre	35,918	154.12
Promedio	36,468	156.48
Dotación neta (L/hab·d)		156.5

Fuente: (Bogantes Sánchez, 2020)

Población servida 2020 = 7 641 habitantes

$$Dotación_{junio} = 36\,561 \frac{m^3}{mes} \times \frac{1\,000\,L}{m^3} \times \frac{1\,mes}{30.5\,d} \times \frac{1}{7\,641\,hab} = 156.88 \frac{L}{hab \cdot d}$$

$$Dotación_{julio} = 38\,346 \frac{m^3}{mes} \times \frac{1\,000\,L}{m^3} \times \frac{1\,mes}{30.5\,d} \times \frac{1}{7\,641\,hab} = 154.12 \frac{L}{hab \cdot d}$$

Sucesivamente se efectúa el cálculo para los demás meses y al final se obtiene el promedio respectivo.

$$Dotación_{promedio} = \frac{156.88 + 164.54 + 153.73 + 153.13 + 154.12}{5} = 156.48 \frac{L}{hab \cdot d}$$

$$Dotación_{neta} = 156.48 \approx 156.5 \frac{L}{hab \cdot d}$$

Se aplica redondeo y se concluye que la dotación neta corresponde a 156.5 L/hab·d.

Ahora, con este resultado se determina el consumo promedio que tiene el acueducto actualmente:

$$Q_{consumo\ promedio\ 2020} = 7\ 641\ hab \times 156.5 \frac{L}{hab \cdot d} \times \frac{1\ d}{86\ 400\ s} = 13.84 \frac{L}{s}$$

8.3.3. Cálculo del agua no contabilizada

El ANC se aproximó mediante datos de medición puntual del caudal en la Planta Potabilizadora y con los datos de volumen facturado, según se presenta a continuación. Los datos del volumen producido y facturado fueron facilitados por (Bogantes Sánchez, 2020).

Cuadro 28. Cálculo de la dotación neta

Mes	Q producido (L/s)	Volumen facturado (m ³ /mes)	Q facturado (L/s)	ANC (%)
Junio	43.28	36,561	13.87	67.95
Julio	42.88	38,346	14.55	66.07
Agosto	43.73	35,827	13.60	68.91
Septiembre	43.52	35,688	13.54	68.88
Noviembre	42.81	35,918	13.63	68.16
Promedio	43.22	36,468	13.84	68.0

Cálculo del caudal facturado (Q facturado)

$$Q_{facturado\ junio} = 36\ 561 \frac{m^3}{mes} \times \frac{1\ 000\ L}{m^3} \times \frac{1\ mes}{30.5\ d} \times \frac{1\ d}{86\ 400\ s} = 13.87 \frac{L}{s}$$

$$ANC_{junio} = \frac{43.28\ L - 13.87\ L}{43.28\ L} \times 100 = 67.95\%$$

El cálculo anterior se repite para cada uno de los meses y se calcula el promedio, de acuerdo a como se muestra:

$$ANC_{promedio} = \frac{67.95 + 66.07 + 68.91 + 68.88 + 68.16}{5} = 67.99\% \approx 68.0\%$$

Ahora bien, al tener el valor del ANC y de la dotación neta que se determinó anteriormente, se procede a calcular la dotación bruta actual del acueducto.

$$Dotación_{bruta} = Dotación_{neta} \times ANC = 156.5 \frac{L}{hab \cdot d} \times \left(1 + \frac{68\%}{100}\right) = 262.92 \approx 263 \frac{L}{hab \cdot d}$$

Y este valor corresponde a la cantidad de agua requerida por cada habitante o usuario abastecido por el acueducto.

8.3.4. Cálculo de la población

8.3.4.1. Pueblos periféricos

Para determinar la cantidad de habitantes que serán abastecidos en las comunidades de Concepción de Coyolar, Oro Quintas y Parcelas de San Juan, se utilizó la información facilitada por (Bogantes Sánchez, 2020) acerca del número de viviendas y el factor de hacinamiento (FH), es decir, el número de ocupantes por cada vivienda que maneja la administración del acueducto. Dicha información se presenta a continuación.

Cuadro 29. Población de los pueblos periféricos

Pueblo	Número de viviendas	Población (# hab)
Concepción de Coyolar	60	210
Oro Quintas	82	287
Parcelas San Juan	45	158
Total	187	655

Fuente: (Bogantes Sánchez, 2020)

Y el número de habitantes se determina de la siguiente manera:

$$FH = 3.5 \frac{\text{habitantes}}{\text{vivienda}}$$

$$P_{\text{Oro Quintas}} = 82 \text{ viviendas} \times 3.5 \frac{\text{habitantes}}{\text{vivienda}} = 287 \text{ habitantes}$$

Para las otras dos comunidades se realiza el mismo cálculo, se suman los resultados y se aplica redondeo al número entero inmediatamente superior, para obtener 655 habitantes adicionales.

Con la cantidad de habitantes de cada pueblo y el valor de dotación neta que se determinó anteriormente, se calcula la demanda (caudal de consumo) necesaria en las comunidades, tal cual se ejemplifica:

Cuadro 30. Demanda de los pueblos periféricos

Pueblo	Población (# hab)	Q de consumo (L/s)
Concepción de Coyolar	210	0.380
Oro Quintas	287	0.520
Parcelas San Juan	158	0.286
Total	655	1.186

$$Dotación_{neta} = 156.5 \frac{L}{hab \cdot d}$$

$$Q_{consumo\ Oro\ Quintas} = 287\ hab \times 156.5 \frac{L}{hab \cdot d} \times \frac{1\ d}{86\ 400\ s} = 0.520 \frac{L}{s}$$

De manera recíproca se hace el cálculo para las dos comunidades restantes y se determina el caudal de consumo en cada una.

Los resultados se suman y se obtiene un incremento de 1.186 L/s en el consumo promedio del acueducto.

8.3.4.2. Población al 2040

Para este cálculo se usó la población servida actual y la del 2002, junto con los datos históricos de censos del INEC. Las metodologías se presentan a continuación.

Es importante resaltar que la metodología utilizada corresponde a la establecida por (López Cualla, 2003).

➤ Proyección mediante población servida

Cuadro 31. Población proyectada al 2040 mediante la población servida

Método	Población (# hab)
Lineal	8,378
Geométrico	8,452
Logarítmico	9,045
Wappus	8,456
Promedio	8,583

Población servida 2000 = 6 855 habitantes

Población servida 2002 = 6 977 habitantes

Población servida 2020 = 7 641 habitantes

Método Lineal

$$k_{2020-2002} = \frac{P_{2020} - P_{2002}}{2020 - 2002} = 36.85$$

$$P_{2040} = P_{2020} + k_{2020-2002} \times (2040 - 2020) = 8\ 378\ habitantes$$

Método Geométrico

$$r_{2020-2002} = \left(\frac{P_{2020}}{P_{2002}} \right)^{\left(\frac{1}{2020-2002} \right)} - 1 = 0.005058$$

$$P_{2040} = P_{2020} \times (1 + r_{2020-2002})^{(2040-2020)} = 8\,452 \text{ habitantes}$$

Método Logarítmico

$$k_1 = \frac{\ln(P_{2002}) - \ln(P_{2000})}{2002 - 2000} = 0.00882$$

$$k_2 = \frac{\ln(P_{2020}) - \ln(P_{2002})}{2020 - 2002} = 0.00505$$

$$k_{\text{promedio}} = \frac{k_1 + k_2}{2} = 0.00693$$

$$P_{2040} = P_{2000} \times e^{k_{\text{promedio}} \times (2040-2000)} = 9\,045 \text{ habitantes}$$

Método de Wappus

$$i_{2002-2020} = \frac{200 \times (P_{2020} - P_{2002})}{(2020 - 2002) \times (P_{2020} + P_{2002})} = 0.50426$$

$$P_{2040} = P_{2002} \left[\frac{200 + i \times (2040 - 2002)}{200 - i \times (2040 - 2002)} \right] = 8\,456 \text{ habitantes}$$

Finalmente, se calcula el promedio de todos los métodos y se obtiene 8 583 habitantes.

➤ Proyección mediante datos del INEC

Seguidamente se muestran los resultados obtenidos y posteriormente se desarrollan los cálculos respectivos.

Cuadro 32. Población histórica en Las Juntas de Abangares

Año	Población (# hab)
1950	3,431
1963	4,253
1973	5,486
1984	6,568
2000	8,612
2011	9,621

Fuente: (INEC, 2020) y (Arroyo Herrera, 2002)

A partir de los datos presentes en el cuadro anterior y mediante los métodos de proyección, se obtiene la población para el 2040.

Método Lineal

$$k_{2011-1950} = \frac{P_{2011} - P_{1950}}{2011 - 1950} = 101.475$$

$$P_{2040} = P_{2011} + k_{2011-1950} \times (2040 - 2011) = 12\,564 \text{ habitantes}$$

Como en este caso se cuenta con un registro histórico de la población, se procede a variar el año inicial de referencia, para obtener diferentes tasas de crecimiento y con ello sensibilizar el cálculo de la proyección.

$$k_{2011-1963} = \frac{P_{2011} - P_{1963}}{2011 - 1963} = 111.833$$

$$P_{2040} = P_{2011} + k_{2011-1963} \times (2040 - 2011) = 12\,864 \text{ habitantes}$$

Sucesivamente se efectúa el mismo procedimiento para los demás años faltantes, hasta obtener el resumen siguiente:

Cuadro 33. Resumen de la población al 2040 mediante el Método Lineal

Año inicial de referencia	k_g	2040
1950	101.475	12,564
1963	111.833	12,864
1973	108.816	12,777
1984	113.074	12,900
2000	91.727	12,281
Promedio	105.39	12,677

Método Geométrico

$$r_{2011-1950} = \left(\frac{P_{2011}}{P_{1950}} \right)^{\left(\frac{1}{2011-1950} \right)} - 1 = 0.017047$$

$$P_{2040} = P_{2011} \times (1 + r_{2011-1950})^{(2040-2011)} = 15\,708 \text{ habitantes}$$

Al sensibilizar el cálculo:

$$r_{2011-1963} = \left(\frac{P_{2011}}{P_{1963}} \right)^{\left(\frac{1}{2011-1963} \right)} - 1 = 0.017152$$

$$P_{2040} = P_{2011} \times (1 + r_{2011-1963})^{(2040-2011)} = 15\,755 \text{ habitantes}$$

Al efectuar sucesivamente los cálculos se obtiene lo siguiente:

Cuadro 34. Resumen de la población al 2040 mediante el Método Geométrico

Año inicial de referencia	r	2040
1950	101.475	12,564
1963	111.833	12,864
1973	108.816	12,777
1984	113.074	12,900
2000	91.727	12,281
Promedio	105.39	12,677

Método Logarítmico

$$k_{1963-1950} = \frac{\ln(P_{1963}) - \ln(P_{1950})}{1963 - 1950} = 0.016521$$

En este caso la sensibilización consiste en calcular el valor de k para cada uno de los intervalos de tiempo que se tienen, según se observa:

$$k_{1973-1963} = \frac{\ln(P_{1973}) - \ln(P_{1963})}{1973 - 1963} = 0.025457$$

$$k_{1984-1973} = \frac{\ln(P_{1984}) - \ln(P_{1973})}{1984 - 1973} = 0.016365$$

Sucesivamente, se continua hasta completar todos los años y se calcula el promedio del valor k:

$$k_{promedio} = \frac{k_{1963-1950} + k_{1973-1963} + k_{1984-1973} + \dots}{5} = 0.0170698$$

$$P_{2040} = P_{1950} \times e^{k_{promedio} \times (2040-1950)} = 15\,945 \text{ habitantes}$$

Y acá concluye el método, porque la proyección final son los 15 945 habitantes y la sensibilización se realiza en el cálculo de k.

Método de Wappus

$$i_{2011-1950} = \frac{200 \times (P_{2011} - P_{1950})}{(2011 - 1950) \times (P_{2011} + P_{1950})} = 1.55494$$

$$P_{2040} = P_{1950} \left[\frac{200 + i_{2011-1950} \times (2040 - 2011)}{200 - i_{2011-1950} \times (2040 - 2011)} \right] = 19\,421 \text{ habitantes}$$

Secuencialmente, se aplica la sensibilización correspondiente:

$$i_{2011-1963} = \frac{200 \times (P_{2011} - P_{1963})}{(2011 - 1963) \times (P_{2011} + P_{1963})} = 1.61213$$

$$P_{2040} = P_{1963} \left[\frac{200 + i_{2011-1963} \times (2040 - 2011)}{200 - i_{2011-1963} \times (2040 - 2011)} \right] = 18\,171 \text{ habitantes}$$

Al completar todos los años se obtiene:

Cuadro 35. Resumen de la población al 2040 mediante el Método de Wappus

Año inicial de referencia	i	2040
1950	1.55494	19,421
1963	1.61213	18,171
1973	1.44060	15,720
1984	1.39692	15,007
2000	1.00617	12,951
Promedio	1.40215	16,254

Por último, se hace un resumen con cada uno de los métodos y se calcula el promedio, para obtener el valor final de la población al año 2040.

Cuadro 36. Población proyectada al 2040 mediante datos del INEC

Método	Población (# habitantes)
Lineal	12,677
Geométrico	14,723
Logarítmico	15,945
Wappus	16,254
Promedio	14,900

$$Población_{promedio} = \frac{12\,677 + 14\,723 + 15\,945 + 16\,254}{4} = 14\,900 \text{ habitantes}$$

Finalmente, para obtener la población a utilizar, se procede a calcular el promedio entre ambas metodologías de cálculo. Por lo tanto:

$$Población_{2040} = \frac{8\,583 + 14\,900}{2} = 11\,741.5 \approx 11\,742 \text{ habitantes}$$

Y como previamente se había determinado la población que existirá en los pueblos periféricos, se procede a obtener la población neta del 2040, mediante la resta del número de habitantes de las comunidades al total proyectado, según se muestra:

$$Población_{neta\ 2040} = P_{2040} - P_{pueblos\ periféricos} = 11\ 742 - 655 = 11\ 087\ habitantes$$

Y este dato corresponde a la población neta que se proyecta para el 2040.

El paso siguiente es obtener el consumo promedio que tendrá el acueducto bajo la condición proyectada, como se indica a continuación.

$$Dotación_{neta} = 156.5 \frac{L}{hab \cdot d}$$

$$Q_{consumo\ 2040} = 11\ 087\ hab \times 156.5 \frac{L}{hab \cdot d} \times \frac{1\ d}{86\ 400\ s} = 20.08 \frac{L}{s}$$

A este caudal se le debe sumar el consumo de los pueblos periféricos, previamente determinado, por tanto:

$$Q_{total\ 2040} = Q_{consumo\ 2040} + Q_{pueblos\ periféricos} = 20.08 + 1.186 = 21.27 \frac{L}{s}$$

8.3.5. Selección de la bomba impulsora a Parcelas de San Juan

Como parte del proceso de análisis fue necesario hacer una selección preliminar de una bomba impulsora hacia la comunidad de Parcelas de San Juan, y se efectuó mediante los datos y cálculos siguientes.

$$Diferencia\ de\ altura = \Delta Z = 55\ m$$

$$Diámetro\ nominal\ de\ la\ tubería = 4" = 101.6\ mm$$

$$Rugosidad\ de\ la\ tubería = \varepsilon = 0.0015\ mm$$

$$Longitud\ de\ la\ tubería = L = 1\ 761.3\ m$$

$$Caudal\ a\ trasegar = Q_{Parcelas\ de\ San\ Juan} \times FMH = 0.286 \times 1.7 = 0.487 \frac{L}{s}$$

El valor del FMH (Factor Máximo Horario) corresponde al factor de mayoración del caudal para la hora de mayor consumo, el cual se obtiene de la curva de variación horaria del consumo, que se muestra más adelante.

Carga hidráulica de la bomba impulsora

$$H_{bomba} = \Delta Z + h_f$$

$$H_{bomba} = 55 + h_f$$

La variable h_f corresponde a las pérdidas de energía generadas por la fricción del agua con las paredes de la tubería y se determinan de la siguiente manera.

Pérdidas de energía por fricción

$$h_f = 0.08263 \times \frac{f \times L}{D^5} \times Q^2$$

Donde L es la longitud de la tubería, f es el factor de fricción de la tubería, D corresponde al diámetro y Q, es el caudal que se desea trasegar.

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2}$$

Re es el valor del Número de Reynolds y ε es el valor de la rugosidad de la tubería dividida entre el diámetro. El Re se calcula con la ecuación siguiente:

$$Re = \frac{\vec{V} \times D}{\nu} \quad ; \text{ donde } \nu = 1.007 \times 10^{-6} \frac{m^2}{s}$$

D es el diámetro del tubo y \vec{V} es la velocidad del agua. La velocidad se obtiene de dividir el caudal entre el área de la tubería:

$$\vec{V} = \frac{Q}{A} = \frac{\left(\frac{0.487}{1000} \right)}{\pi \times \frac{\left(\frac{101.6}{1000} \right)^2}{4}} = 0.060 \frac{m}{s}$$

Una vez que se obtiene la velocidad, se procede a encontrar el Número de Reynolds:

$$Re = \frac{0.06 \times \frac{101.6}{1000}}{1.007 \times 10^{-6}} = 6\,053.62$$

Con el Re determinado, ya es posible obtener el valor del factor de fricción:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\left(\frac{0.0015}{101.6} \right)}{3.7} + \frac{5.74}{6053.2^{0.9}} \right) \right]^2} = 0.0358$$

Y finalmente, es posible obtener las pérdidas de energía:

$$h_f = 0.08263 \times \frac{0.0358 \times 1\,761.3}{\left(\frac{101.6}{1000} \right)^5} \times \left(\frac{0.487}{1000} \right)^2 = 0.1141 \text{ mca}$$

Carga hidráulica total de la bomba impulsora

Como se determinó el valor de las pérdidas de energía por fricción, ahora es posible saber cuánto es la carga total que debe impulsar la bomba hacia la comunidad en estudio:

$$H_{bomba} = 55 + h_f$$

$$H_{bomba} = 55 + 0.1141 = 55.114 \text{ mca}$$

Con este valor de carga hidráulica y del caudal que se requiere trasegar, se hace una búsqueda en el catálogo de bombas centrífugas de (Goulds Pumps, 2006) y encuentra la bomba siguiente:

Modelo y tamaño: 3656, Grupo S; 1½×2-8, C 6(¾)".

Velocidad de rotación: 3500 rpm (revoluciones por minuto).

Potencia: 7.5 HP, con motor trifásico.

Además, a partir del catálogo de (Goulds Pumps, 2006) se obtiene la relación de altura y caudal para la bomba seleccionada, junto con la curva característica, los cuales se muestran a continuación.

Cuadro 37. Relación de altura y caudal de la bomba centrífuga seleccionada

Altura (m)	Q (L/s)
62.48	0.00
60.96	3.15
57.91	6.31
51.82	9.46
39.62	12.62
27.43	14.51

Fuente: (Goulds Pumps, 2006)

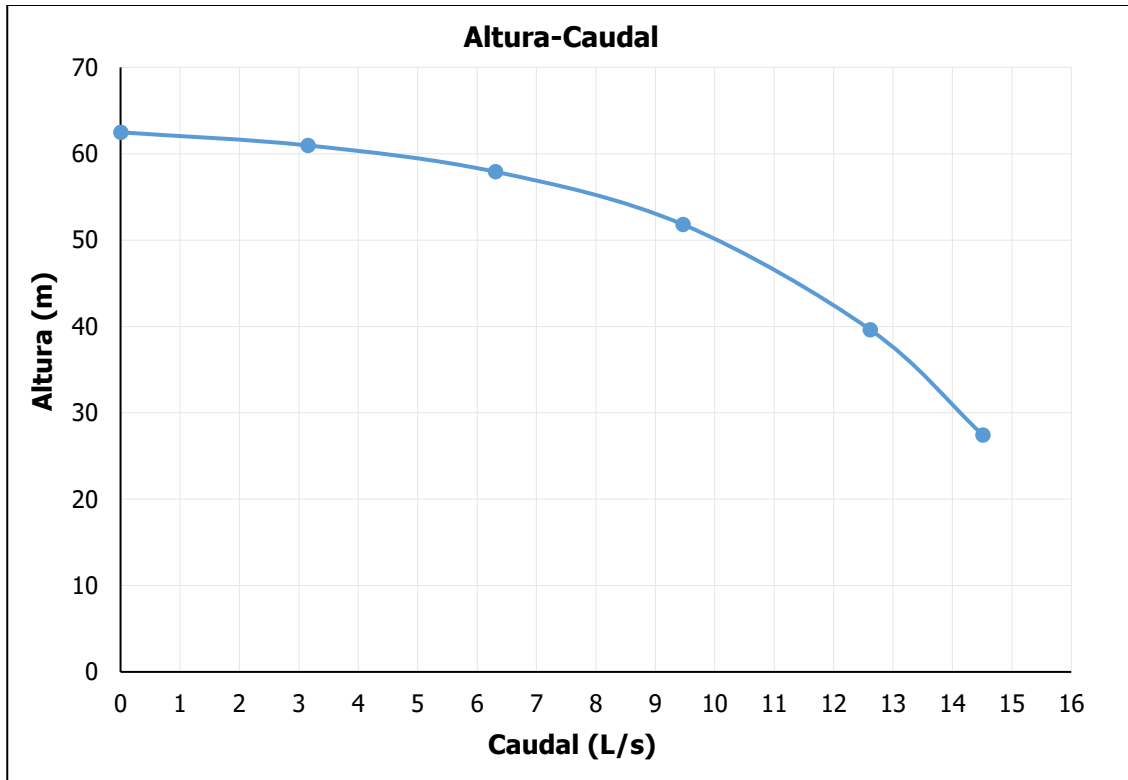


Figura 75. Curva característica de la bomba centrífuga seleccionada
(Goulds Pumps, 2006)

8.3.6. Curva de variación horaria del consumo

A continuación, se muestran los factores de variación horaria (FVH) del consumo para el acueducto de Las Juntas de Abangares.

Cuadro 38. Factores de variación horaria del consumo para Las Juntas

Hora del día	FVH	Hora del día	FVH
1	0.59	13	1.56
2	0.56	14	1.49
3	0.49	15	1.31
4	0.55	16	1.32
5	0.51	17	1.32
6	0.49	18	1.37
7	1.02	19	1.30
8	0.98	20	1.13
9	0.93	21	1.09
10	1.02	22	0.95
11	0.95	23	0.75
12	1.70	24	0.65

Fuente: (Arroyo Herrera, 2002)

Estos factores son los encargados de modificar (aumentan o reducen) el consumo promedio a lo largo del día, tienen valores mayores e inferiores a uno, según la hora.

Se observa que a partir del mediodía (hora 12) y hasta las 9:00 PM el consumo es mayor a uno, junto con la hora 7 y 10, y las restantes son menores. La hora de menor consumo es a las 3:00 AM, con un valor de 0.49 y en general, en las horas donde la población duerme los factores son pequeños y concuerdan con el período de descanso de las personas.

8.3.7. Verificación de la capacidad de almacenamiento

Para saber si con la cantidad de tanques actuales es posible abastecer y cumplir con la normativa al año 2040 en cuestión de almacenamiento, se efectúa el siguiente análisis, de acuerdo con el método propuesto por (López Cualla, 2003).

El método consiste en utilizar los factores de variación horaria y algoritmos matemáticos, con la finalidad de encontrar el volumen de regulación necesario para el acueducto. Para ello, se define la siguiente simbología:

C: consumo en la red de distribución, en porcentaje.

ΣC : sumatoria acumulada del consumo, en porcentaje.

S: suministro de agua en los tanques, aportado por la Planta Potabilizadora, en porcentaje.

ΣS : sumatoria acumulada del suministro, en porcentaje.

$\Delta(S-C)$: diferencia entre el suministro y el consumo.

$\Sigma \Delta(S-C)$: sumatoria acumulada de la diferencia entre el suministro y el consumo.

Seguidamente se muestra el resultado obtenido y posteriormente los cálculos asociados.

Cuadro 39. Cálculo del volumen de regulación para el acueducto

Hora	FVH	C (%)	ΣC (%)	S (%)	ΣS (%)	Δ(S-C)	ΣΔ(S-C)	Volumen (%)
1	0.59	2.46	2.46	4.167	4.167	1.71	1.71	4.54
2	0.56	2.33	4.79	4.167	8.33	1.83	3.54	6.38
3	0.49	2.04	6.83	4.167	12.50	2.13	5.67	8.50
4	0.55	2.29	9.13	4.167	16.67	1.88	7.54	10.38
5	0.51	2.13	11.25	4.167	20.83	2.04	9.58	12.42
6	0.49	2.04	13.29	4.167	25.00	2.13	11.71	14.54
7	1.02	4.25	17.54	4.167	29.17	-0.08	11.63	14.46
8	0.98	4.08	21.63	4.167	33.33	0.08	11.71	14.54
9	0.93	3.88	25.50	4.167	37.50	0.29	12.00	14.83
10	1.02	4.25	29.75	4.167	41.67	-0.08	11.92	14.75
11	0.95	3.96	33.71	4.167	45.83	0.21	12.13	14.96
12	1.70	7.08	40.79	4.167	50.00	-2.92	9.21	12.04
13	1.56	6.50	47.29	4.167	54.17	-2.33	6.87	9.71
14	1.49	6.21	53.50	4.167	58.33	-2.04	4.83	7.67
15	1.31	5.46	58.96	4.167	62.50	-1.29	3.54	6.38
16	1.32	5.50	64.46	4.167	66.67	-1.33	2.21	5.04
17	1.32	5.50	69.96	4.167	70.83	-1.33	0.87	3.71
18	1.37	5.71	75.67	4.167	75.00	-1.54	-0.67	2.17
19	1.30	5.42	81.08	4.167	79.17	-1.25	-1.92	0.92
20	1.13	4.71	85.79	4.167	83.33	-0.54	-2.46	0.38
21	1.09	4.54	90.33	4.167	87.50	-0.38	-2.83	0.00
22	0.95	3.96	94.29	4.167	91.67	0.21	-2.63	0.33
23	0.75	3.13	97.42	4.167	95.83	1.04	-1.58	1.38
24	0.65	2.71	100	4.167	100.00	1.46	-0.13	2.83

Cálculo de C para la hora 1

$$C_{hora\ 1} = \frac{FVH_{hora\ 1}}{24} \times 100 = \frac{0.59}{24} \times 100 = 2.46\%$$

Cálculo de C para la hora 2

$$C_{hora\ 2} = \frac{FVH_{hora\ 2}}{24} \times 100 = \frac{0.56}{24} \times 100 = 2.33\%$$

Cálculo de S para la hora 1

$$S_{hora\ 1} = \frac{1}{24} \times 100 = 4.167\%$$

Este valor es el mismo para todas las horas, debido a que la Planta Potabilizadora suministra o produce el caudal de manera constante a lo largo del día.

Cálculo de ΣC para la hora 2

$$\sum c_{hora\ 2} = 2.46 + 2.33 = 4.79\%$$

Para las demás horas consiste en ir sumando de forma acumulada, es decir para la hora 3 hace 4.79% más 2.04% y se obtiene 6.83%, y así sucesivamente.

Cálculo de ΣS para la hora 2

$$\sum s_{hora\ 2} = 4.167 + 4.167 = 8.33\%$$

Sucesivamente se sigue sumando hasta completar todas las horas del día y llegar a 100% de suministro.

Cálculo de $\Delta(S-C)$ para la hora 1

$$\Delta(S - C)_{hora\ 1} = S - C = 4.167 - 2.46 = 1.71\%$$

Cálculo de $\Delta(S-C)$ para la hora 2

$$\Delta(S - C)_{hora\ 2} = S - C = 4.167 - 2.33 = 1.83\%$$

Secuencialmente se efectúa el mismo procedimiento para cada hora y se obtiene lo mostrado en el cuadro.

Cálculo de $\Sigma\Delta(S-C)$ para la hora 1

$$\sum \Delta(S - C)_{hora\ 1} = \Delta(S - C)_{hora\ 1} = 1.71\%$$

Cálculo de $\Sigma\Delta(S-C)$ para la hora 2

$$\sum \Delta(S - C)_{hora\ 2} = \Delta(S - C)_{hora\ 1} + \Delta(S - C)_{hora\ 2} = 1.71 + 1.83 = 3.54\%$$

Se continúa el cálculo para todas las horas y se llega a los valores mostrados en el cuadro. Los valores encontrados en este paso reflejan la diferencia entre el consumo y el suministro de agua, por eso, cuando el porcentaje es positivo, los tanques poseen superávit de agua y cuando son negativos, están vacíos. Se observa que el mayor superávit se da en la hora 11 y el menor déficit en la 21.

El paso siguiente es asumir que en la hora de mayor déficit el tanque tiene un volumen igual a 0 m³, es decir, se encuentra vacío y de ahí se parte con los siguientes cálculos.

Cálculo del porcentaje de volumen en la hora 20

$$V_{hora\ 20} = V_{hora\ 21} - \Delta(S - C)_{hora\ 21} = 0 - (-0.38) = 0.38\%$$

Cálculo del porcentaje de volumen en la hora 19

$$V_{hora\ 19} = V_{hora\ 20} - \Delta(S - C)_{hora\ 20} = 0.38 - (-0.54) = 0.92\%$$

Cálculo del porcentaje de volumen en la hora 18

$$V_{hora\ 18} = V_{hora\ 19} - \Delta(S - C)_{hora\ 19} = 0.92 - (-1.25) = 2.17\%$$

Se siguen los cálculos y se completa todas las horas del día.

Finalmente, se aprecia en el cuadro que el mayor porcentaje se alcanza en la hora 11 con un valor de 14.96% y este corresponde al volumen adicional que se requiere para la regulación de las fluctuaciones de la demanda, producto de la variación horaria del consumo. Se puede verificar mediante la suma en valor absoluto del déficit y superávit, tal como sigue:

$$V_{regulación} = |-2.83| + |12.13| = 14.96\%$$

Ahora, se establece que el volumen de almacenamiento corresponde a la suma del volumen de regulación, de reserva por interrupciones y por incendio, según la ecuación mostrada:

$$V_{total} = V_{regulación} + V_{interrupciones} + V_{incendio}$$

Según (SCIJ, 2017) para una población como la que posee el Acueducto de Las Juntas, el volumen de almacenamiento por incendio debe ser de 90 m³, y el volumen por interrupciones debe contemplar 4 horas del caudal promedio diario.

El volumen de regulación se calcula como el 14.96% del volumen promedio diario, es decir, este porcentaje se aplica al volumen total consumido en un día.

De acuerdo a lo anterior, se determina cada volumen.

$$Q_{promedio\ 2040} = Q_{total\ 2040} = 21.27 \frac{L}{s}$$

$$V_{regulación} = 21.27 \frac{L}{s} \times \frac{3\ 600\ s}{1\ h} \times 24\ h \times \frac{1\ m^3}{1000\ L} \times \frac{14.96\%}{100} = 274.92\ m^3$$

$$V_{interrupciones} = 21.27 \frac{L}{s} \times \frac{3\ 600\ s}{1\ h} \times 4\ h \times \frac{1\ m^3}{1000\ L} = 306.29\ m^3$$

$$V_{\text{incendio}} = 90 \text{ m}^3$$

Por lo que el volumen total queda definido como:

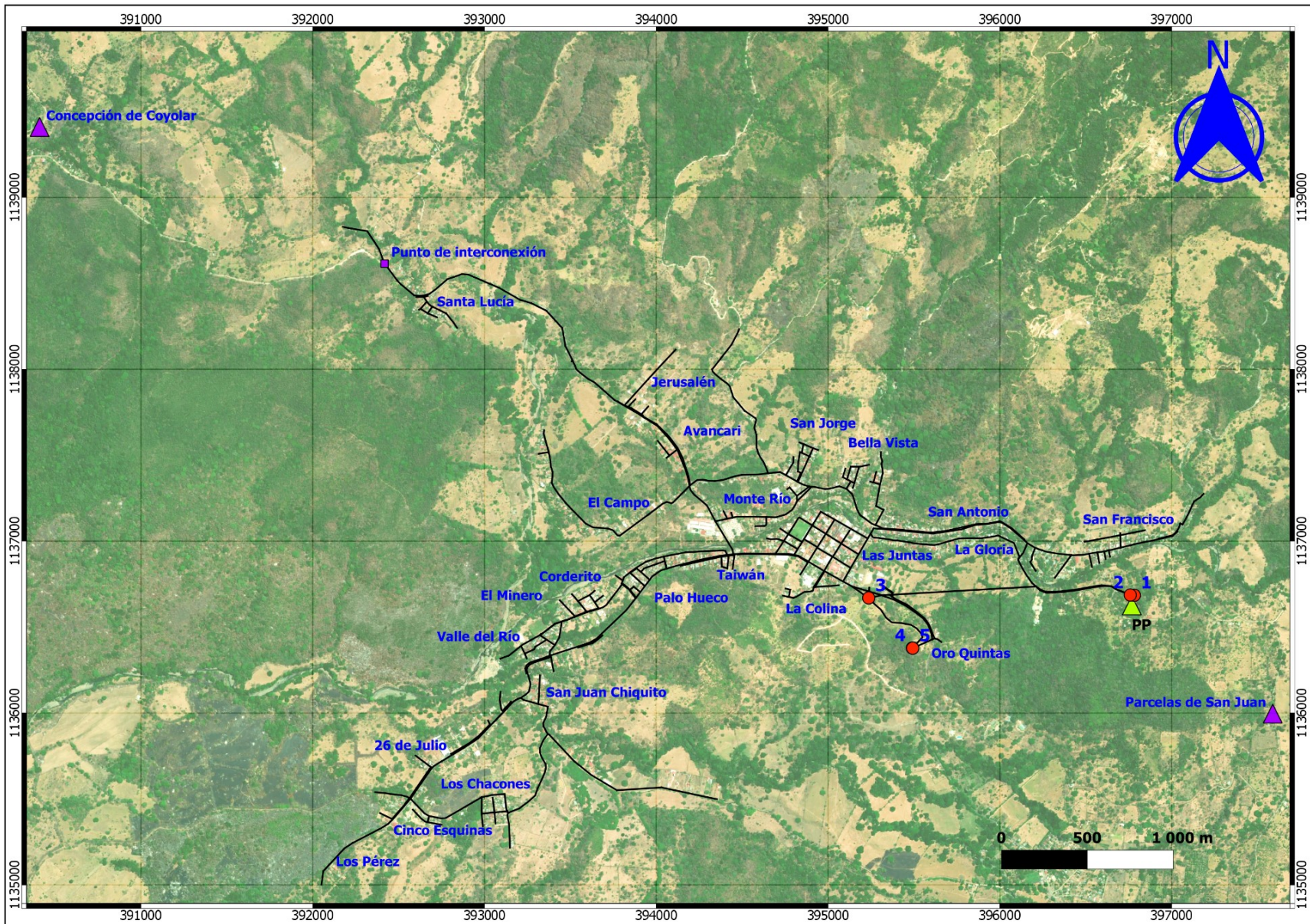
$$V_{\text{total}} = 274.92 + 306.29 + 90 = 671.21 \text{ m}^3 \approx 671 \text{ m}^3$$

Actualmente, la capacidad total de los tanques es de 1 256 m³, por lo que con este volumen se cumple con el almacenamiento del año 2040.

Para el escenario de la condición actual y el de la ampliación a los pueblos periféricos, se hace el mismo cálculo, pero se utiliza caudal de consumo promedio respectivo y el volumen para incendios es constante, de 90 m³, dada la población del acueducto.

8.4. Ubicación del acueducto

En la página siguiente se muestra el mapa completo del acueducto, junto con la ubicación de los pueblos periféricos.



Mapa de la red de distribución del acueducto de Las Juntas de Abangares, junto con la ubicación de los pueblos periféricos

- Tuberías
- Tanques
- Pueblo periférico
- Planta Potabilizadora

Sistema de Coordenadas CRTM05
Escala 1:27500