

BAB V Kesimpulan dan Saran

5.1 Perancangan Drainase dan Pempipaan

5.1.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan dari sistem pemipaan air bersih hingga sistem air hujan pada Gedung Pondok Pesantren Assalafiyah I Di Kabupaten Sleman maka, dapat disimpulkan sebagai berikut :

- 1) Untuk memenuhi kebutuhan air bersih, dibutuhkan debit sebesar 0,1485 m³/menit pada gedung utara dan 0,351 m³/menit pada gedung selatan.
- 2) Kebutuhan Ground water tank dan upper water tank pada gedung utara adalah 9.000 liter dan 1.000 liter, sedangkan pada gedung selatan dibutuhkan kapasitas sebesar 25.000 liter dan 2.500 liter.
- 3) Berdasarkan hasil perhitungan pompa yang dipakai pada kedua gedung tersebut adalah pompa centrifugal merk EBARA dengan kapasitas 100 liter/menit, power 3 HP / 50 Hz / 2870 rpm / 380 V dan head sebesar 30 m. Untuk kebutuhan pompa dari sumur ke GWT digunakan pompa merk Dabking kapasitas 100 liter/ menit daya listrik 370 watt.
- 4) NPSHa yang tersedia > NPSHr yang dibutuhkan sehingga pompa dapat bekerja tanpa mengalami kavitasi.
- 5) Pada tekanan kerja air bersih yang didistribusikan menuju peralatan saniter pada lantai 2 dan 3 dibutuhkan tekanan sebesar 1,949 kgf/ cm² dan 2,548 kgf/ cm², sehingga dibutuhkan booster pump dengan merk Sanyo National Efos dengan kapasitas maksimal 30 liter/ menit.
- 6) Setelah diketahui air bersih, maka dapat diketahui volume air kotor grey water dan Black water yang dihasilkan sebesar 2,3 m³ dan 2,7 m³ pada gedung utara. Untuk gedung selatan yaitu 5,4 m³ dan 5,9 m³.
- 7) Analisis hujan rencana menggunakan metode log pearson tipe III karena memenuhi syarat dengan periode ulang 5 tahun didapatkan curah hujan 71,68 mm/ jam dan intensitas hujan 15,65 mm/ jam.

- 8) Hasil dari perencanaan sumur resapan diperoleh dimensi sumur resapan dengan diameter 1 m dan kedalaman 2 m dengan jumlah sumur resapan sebanyak 13 buah.
- 9) Dimensi saluran drainase dari hasil perhitungan periode ulang 5 tahun adalah sebagai berikut ; tinggi saluran (H) = 0,52 m, lebar saluran (B) = 0,8 m dengan penampang segitiga.

5.2 Analisis Bidang Transportasi

5.2.1. Kesimpulan

Berdasarkan data di lapangan hasil survei, analisis data dan pembahasan mengenai ruas Jalan Godean Km 6 Yogyakarta, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut :

- 1) Volume jam puncak kendaraan arah Barat ke Timur terjadi pada siang hari pukul 12.00-13.00 WIB dengan total volume semua jenis kendaraan 1459,9 smp. Kendaraan didominasi oleh motor, mobil, dan truk. Kemudian disusul oleh bus, sepeda, dan andong. Sedangkan dari arah Timur ke Barat terjadi pada sore hari pukul 17.00-18.00 dengan total volume kendaraan 1132,6 smp. Kendaraan didominasi oleh motor, mobil dan truk kemudian disusul bus, sepeda, dan becak.
- 2) Kecepatan rata-rata semua jenis kendaraan pada pagi dan siang hari yaitu sebesar 30-40 Km/ jam. Sedangkan pada sore hari kecepatan rata-rata kendaraan menurun dikarenakan cuaca hujan yaitu sebesar 20-30 Km/ jam.
- 3) Hubungan volume kendaraan pada Jalan Godean Km 6 sudah sesuai dengan teori yang ada di mana semakin banyak jumlah kendaraan yang melintas akan menyebabkan keterbatasan ruang gerak akibat padatnya kendaraan sehingga kecepatan kendaraan akan menurun seiring berkurangnya ruang gerak.
- 4) Kecepatan arus bebas kendaraan ringan (FV) berdasarkan data FV_0 , FV_W , FFV_{SF} , dan FFV_{SF} , maka diperoleh 40,176 Km/jam pada jam puncak pukul 12.00-13.00 WIB.

- 5) Nilai kapasitas (C) berdasarkan nilai C_o , FC_w , FC_{sp} , FC_{sf} , dan FC_{cs} pada Jalan Godean Km 6 didapatkan hasil sebesar 2497,77 smp/ jam.
- 6) Derajat kejenuhan yang terjadi pada ruas Jalan Godean Km 6 pada hari Jumat, 29 Oktober 2021 pada jam 07.00-08.00 sebesar 0,88, pada jam 12.00-13.00 sebesar 0,93, dan pada jam 17.00-18.00 sebesar 0,74.
- 7) Derajat kejenuhan Jalan Godean Km 6 pada satu periode waktu adalah 0,93. Maka tingkat pelayanan ruas Jalan Godean Km 6 pada jam puncak siang hari (12.00-13.00 WIB) masuk kedalam tingkat pelayanan E ($0,90 < DS < 1$) dengan kondisi arus tidak stabil, kecepatan rendah dan berbeda-beda, dan volume mendekati kapasitas.
- 8) Fasilitas kelengkapan jalan dan kondisi lingkungan Jalan Godean Km 6 sudah cukup lengkap, namun perlu beberapa pembaruan yang layak agar dapat meningkatkan keamanan dan kenyamanan para pengguna jalan. Seperti marka jalan yang sudah mau hilang, saluran drainase yang masih kurang maksimal karena masih adanya genangan air di bahu jalan, dan kondisi vegetasi jalan yang perlu ditingkatkan.
- 9) Kondisi perkerasan jalan yang ditinjau sepanjang 50 meter terdapat beberapa kerusakan jalan seperti retak, lubang, dan tambalan.

5.2.2. Saran

Berdasarkan hasil kesimpulan dan permasalahan di lapangan, maka saran yang dapat diberikan adalah sebagai berikut :

- 1) Berdasarkan analisis yang telah dilakukan pada ruas Jalan Godean Km 6, diharapkan instansi terkait dapat melakukan evaluasi, pelebaran jalan dan larangan untuk kendaraan yang berhenti pada pahu jalan yang bertujuan untuk mengurangi nilai derajat kejenuhan dan menjaga kestabilan kecepatan arus lalu lintas.
- 2) Apabila dilakukan pelebaran dari semula 6 m menjadi 9 m, maka didapatkan kecepatan arus bebas kendaraan ringan (FV) sebesar 40,176 Km/jam nilai kapasitas sebesar 3588,75 smp/ jam, dan derajat kejenuhan sebesar 0,65 pada jam puncak pukul 12.00-13.00 WIB, sehingga tingkat pelayanan jalan masuk dalam kelas B di mana arus

stabil, kecepatan sedikit terbatas oleh lalu lintas, dan pengemudi dapat bebas dalam memilih kecepatannya.

- 3) Fasilitas kelengkapan jalan masih bisa dimaksimalkan lagi. Seperti pengecatan ulang marka jalan dan perbaikan pada saluran drainase agar dapat menyerap air, khususnya air hujan dengan maksimal. Kondisi vegetasi jalan juga bisa ditingkatkan dengan memberikan pepohonan di pinggir jalan agar mengurangi panas terik matahari serta menyejukkan lingkungan.
- 4) Berdasarkan analisis kerusakan jalan yang telah dilakukan diharapkan instansi terkait dapat melakukan evaluasi serta perbaikan pada kerusakan jalan agar kerusakan jalan itu sendiri tidak meluas.

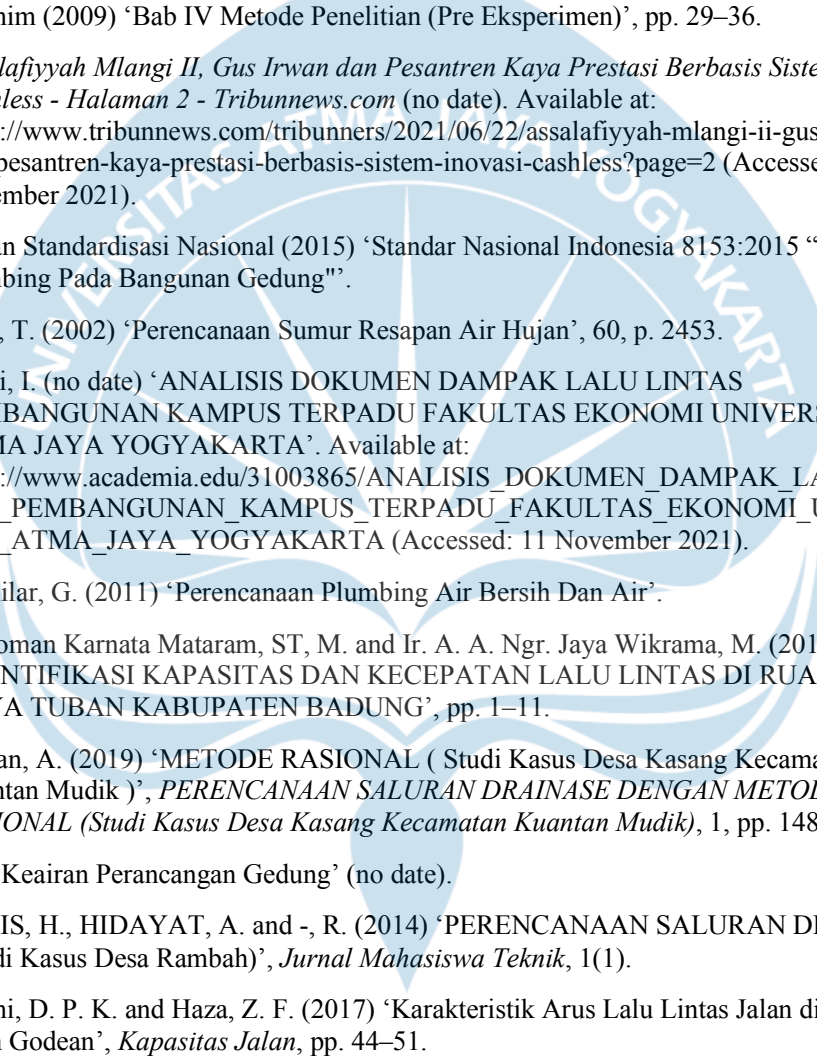
5.3 Perencanaan Manajemen Konstruksi

5.3.1. Kesimpulan

Pada perencanaan manajemen konstruksi pada proyek pembangunan Pondok Pesantren Assalafiyyah I Kabupaten Sleman Yogyakarta dapat diambil kesimpulan, di antaranya:

- 1) Analisis harga satuan berdasarkan Standar Harga Barang dan Konstruksi pada Pemerintah Kota Yogyakarta Tahun Anggaran 2021.
- 2) Perhitungan rencana anggaran biaya membutuhkan ketelitian dalam menghitung volumenya. Harga satuan pekerjaan dan upah juga perlu diperhatikan, karena setiap daerah berbeda-beda dan harga bisa berubah sewaktu-waktu.
- 3) Gambar acuan yang digunakan adalah gambar arsitektur Pondok Pesantren Assalafiyyah Mlangi I.
- 4) Pada proyek pembangunan Pondok Pesantren Assalafiyyah Mlangi I dibutuhkan dana sebesar Rp. 21.775.129.000,00 (Dua Puluh Satu Milyar Tujuh Ratus Tujuh Puluh Lima Juta Seratus Dua Puluh Sembilan Ribu Rupiah)

REFERENSI

- [BSN], B. S. N. (2005) 'Tata cara perencanaan sistem plambing', *Badan Standar Nasional*, (SNI 03-7065-2005), p. 23.
- Anisari, R. (2017) 'Analisa Kapasitas Jalan Dan Derajat Kejenuhan Berdasarkan Survey Lalu Lintas Harian Rata-Rata Di Kabupaten Paser Kalimantan Timur', *Jurnal Gradasi Teknik Sipil*, 1(2), p. 62. doi: 10.31961/GRADASI.V1I2.435.
- Anonim (2009) 'Bab IV Metode Penelitian (Pre Eksperimen)', pp. 29–36.
- Assalafiyah Mlangi II, Gus Irwan dan Pesantren Kaya Prestasi Berbasis Sistem Inovasi-Cashless - Halaman 2 - Tribunnews.com* (no date). Available at: <https://www.tribunnews.com/tribunners/2021/06/22/assalafiyah-mlangi-ii-gus-irwan-dan-pesantren-kaya-prestasi-berbasis-sistem-inovasi-cashless?page=2> (Accessed: 16 December 2021).
- Badan Standardisasi Nasional (2015) 'Standar Nasional Indonesia 8153:2015 "Sistem Plambing Pada Bangunan Gedung"'.

- Cara, T. (2002) 'Perencanaan Sumur Resapan Air Hujan', 60, p. 2453.
- Fauzi, I. (no date) 'ANALISIS DOKUMEN DAMPAK LALU LINTAS PEMBANGUNAN KAMPUS TERPADU FAKULTAS EKONOMI UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA'. Available at: https://www.academia.edu/31003865/ANALISIS_DOKUMEN_DAMPAK_LALU_LINTAS_PEMBANGUNAN_KAMPUS_TERPADU_FAKULTAS_EKONOMI_UNIVERSITAS_ATMA_JAYA_YOGYAKARTA (Accessed: 11 November 2021).
- Gumilar, G. (2011) 'Perencanaan Plumbing Air Bersih Dan Air'.
- I Nyoman Karnata Mataram, ST, M. and Ir. A. A. Ngr. Jaya Wikrama, M. (2018) 'IDENTIFIKASI KAPASITAS DAN KECEPATAN LALU LINTAS DI RUAS JALAN RAYA TUBAN KABUPATEN BADUNG', pp. 1–11.
- Irawan, A. (2019) 'METODE RASIONAL (Studi Kasus Desa Kasang Kecamatan Kuantan Mudik)', *PERENCANAAN SALURAN DRAINASE DENGAN METODE RASIONAL (Studi Kasus Desa Kasang Kecamatan Kuantan Mudik)*, 1, pp. 148–156.
- 'KK Keairan Perancangan Gedung' (no date).
- LUBIS, H., HIDAYAT, A. and -, R. (2014) 'PERENCANAAN SALURAN DRAINASE (Studi Kasus Desa Rambah)', *Jurnal Mahasiswa Teknik*, 1(1).
- Murni, D. P. K. and Haza, Z. F. (2017) 'Karakteristik Arus Lalu Lintas Jalan di Ruas Jalan Godean', *Kapasitas Jalan*, pp. 44–51.
- Rifan Ficry Kayori and T. K. Sendow, L. J. (2013) 'ANALISA DERAJAT KEJENUHAN AKIBAT PENGARUH KECEPATAN KENDARAAN PADA JALAN PERKOTAAN DI KAWASAN KOMERSIL (STUDI KASUS: DI SEGMENT JALAN DEPAN MANA', *Jurnal Sipil Statik*, 1(9), pp. 608–615.
- SNI 03-2453-2002 (2002) 'Spesifikasi Sumur resapan air hujan untuk lahan pekarangan'.
- Sularso (2004) 'Pompa dan Kompresor', *Journal of Chemical Information and Modeling*, 53(9), pp. 1689–1699.

Sumbawa, D. I. M. A. N., Kota, D. and Sumbawa, M. A. N. (no date) 'PERENCANAAN RESAPAN AIR SEBAGAI ALTERNATIF PENANGGULANGAN BANJIR DI MAN 1 SUMBAWA TRI SATRIAWANSYAH Dosen Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Samawa (UNSA) Sumbawa Besar', pp. 107–113.

Sunjoto (2011) 'Teknik Drainase PRO-AIR', pp. 1–70.

Susanto, M. Y. J. P. dan A. (2017) 'Pengantar Pengelolaan Sumber Daya Air', *Modul Pengelolaan Sumberdaya Air*, 1(1), pp. 1–51. Available at: <http://repository.ut.ac.id/4313/1/PWKL4221-M1.pdf>.

Umum, D. J. B. M. D. P. (1997) 'Mkji 1997', *departemen pekerjaan umum*, 'Manual Kapasitas Jalan Indonesia', pp. 1–573.

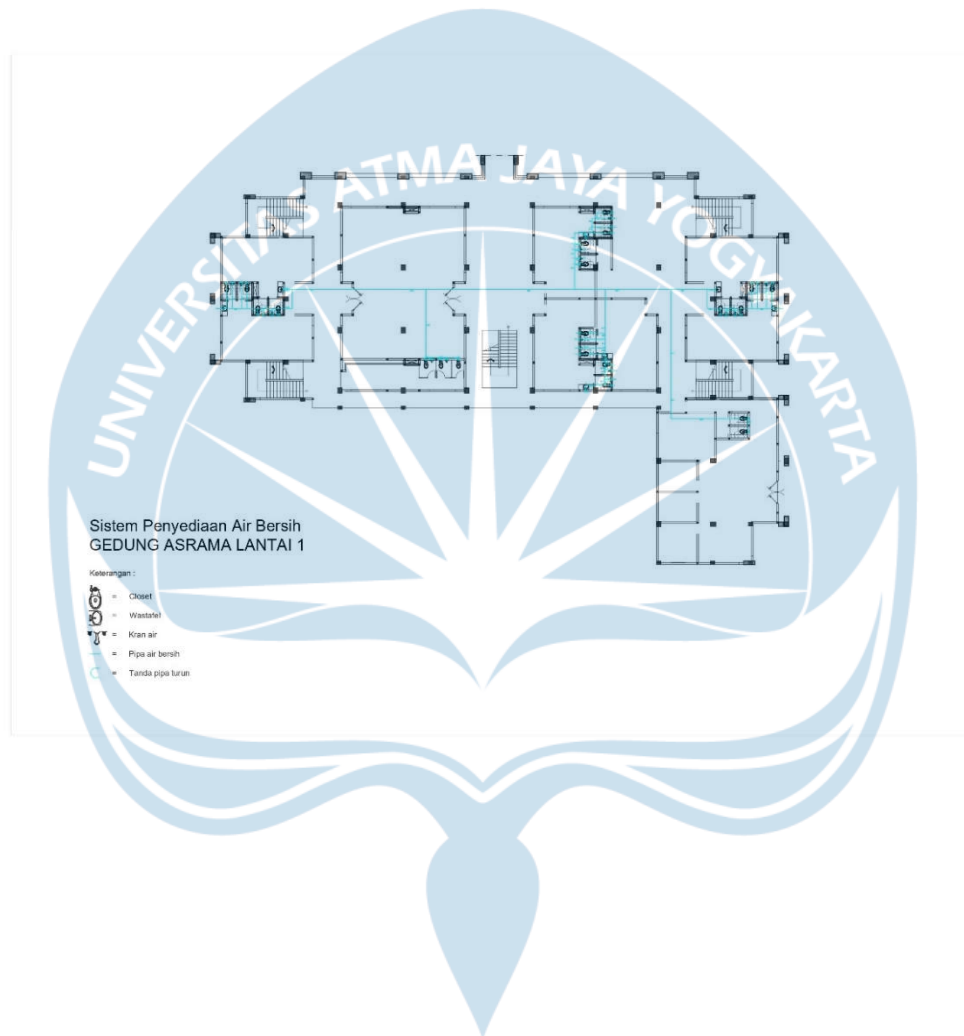
Warokka, D. D. C. (2017) 'ANALISIS KEBUTUHAN RUANG PARKIR KENDARAAN DI MALLHARTONO LIFESTYLE YOGYAKARTA'.



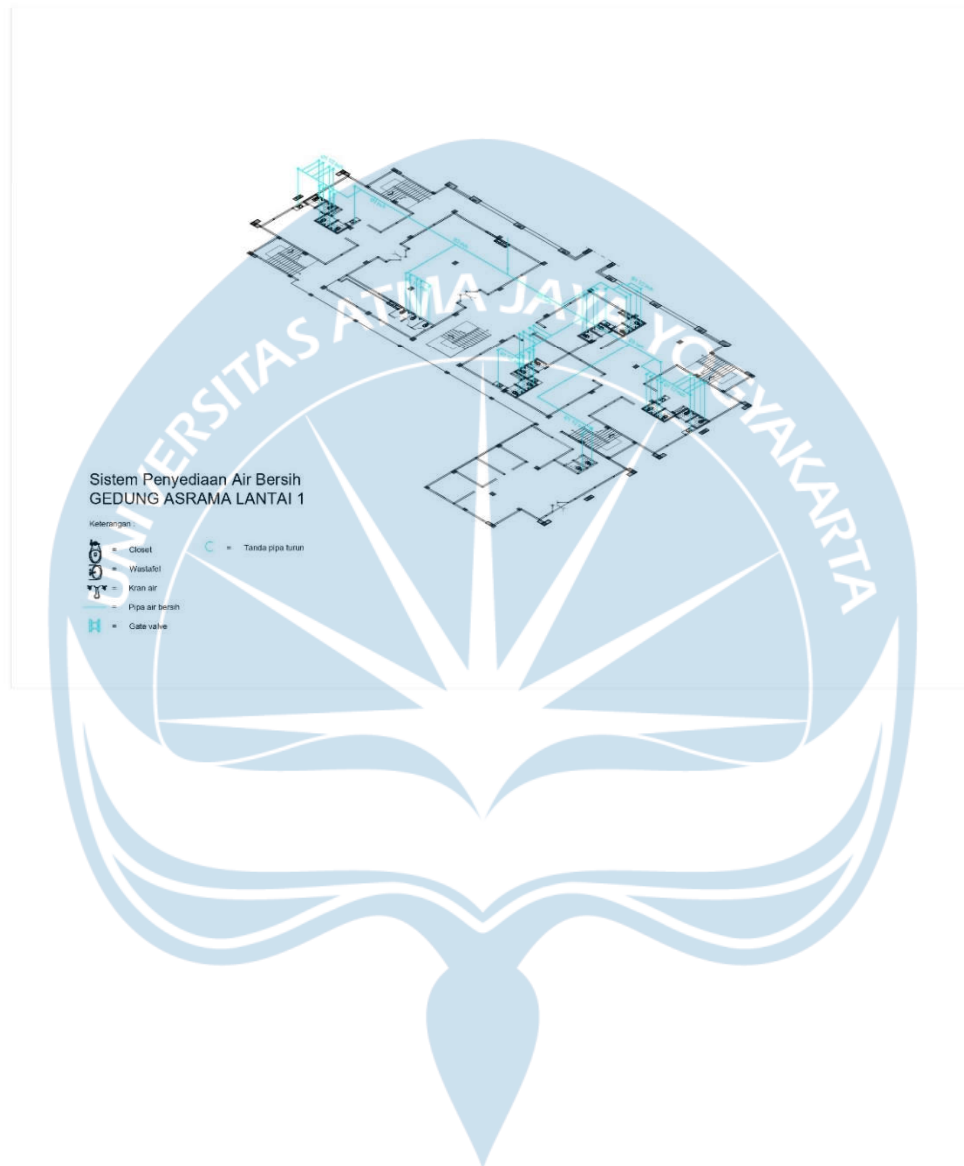
LAMPIRAN

Perancangan Drainase dan Pemipaan

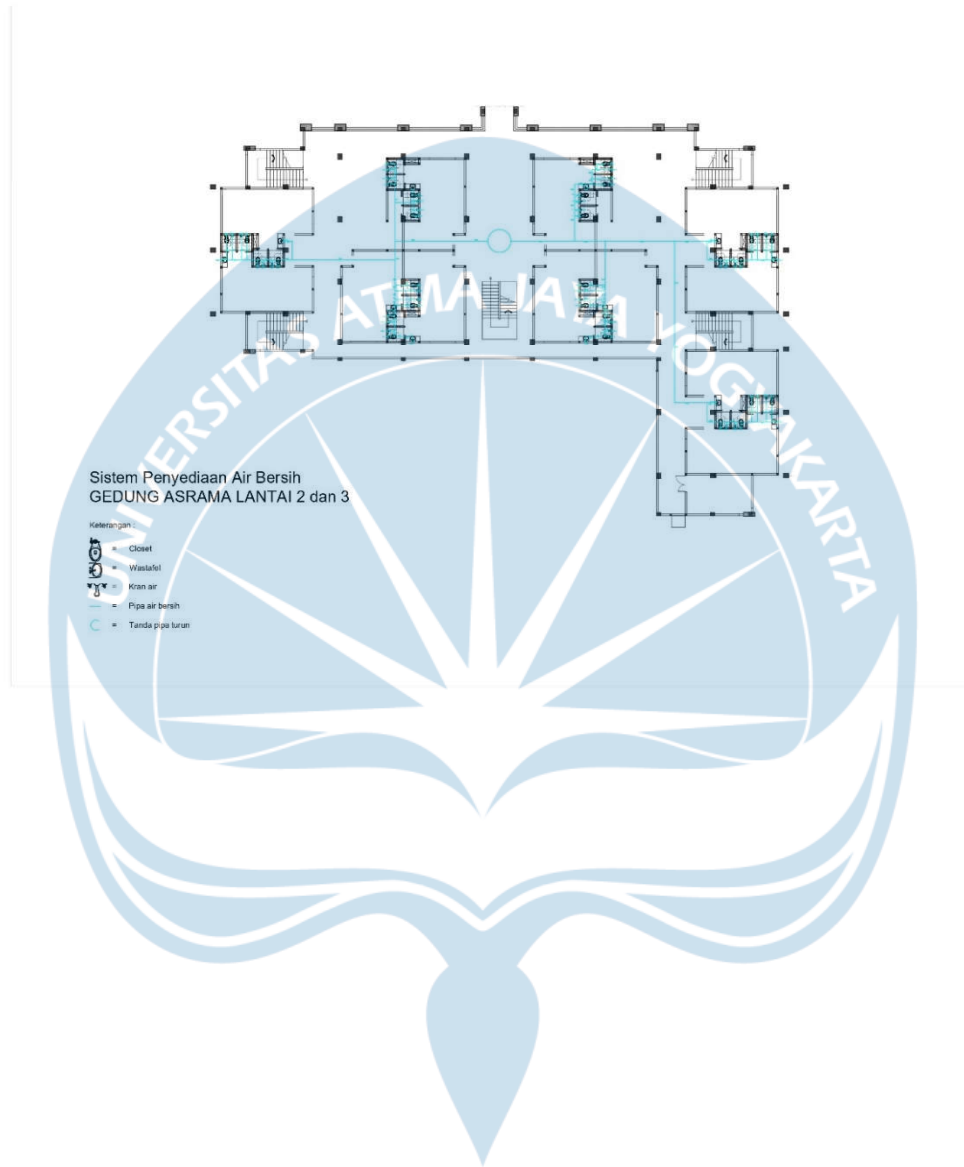
Lampiran 1. Gambar 2D Jalur Pipa Air Bersih Gedung Asrama Lantai 1.



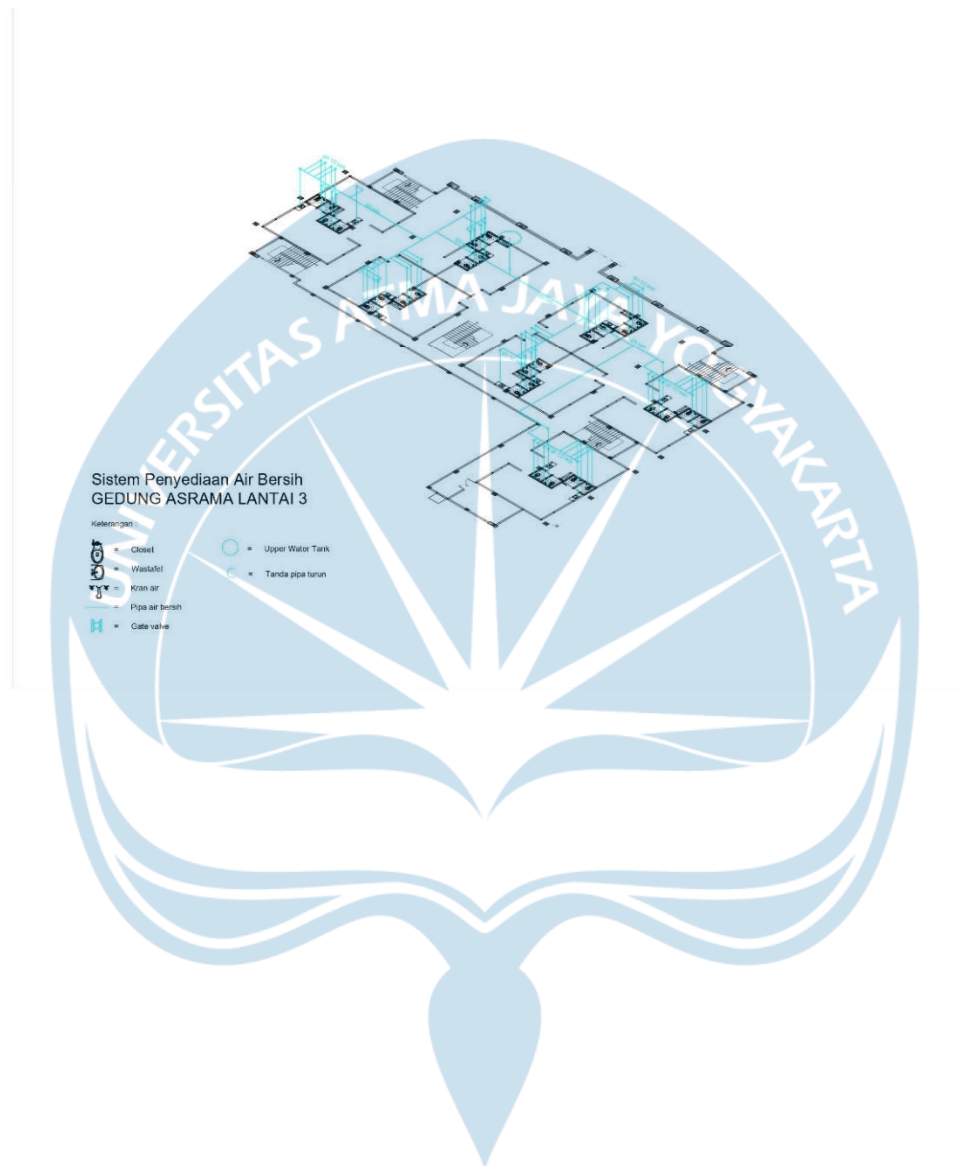
Lampiran 2. Gambar 3D Jalur Pipa Air Bersih Gedung Asrama Lantai 2.



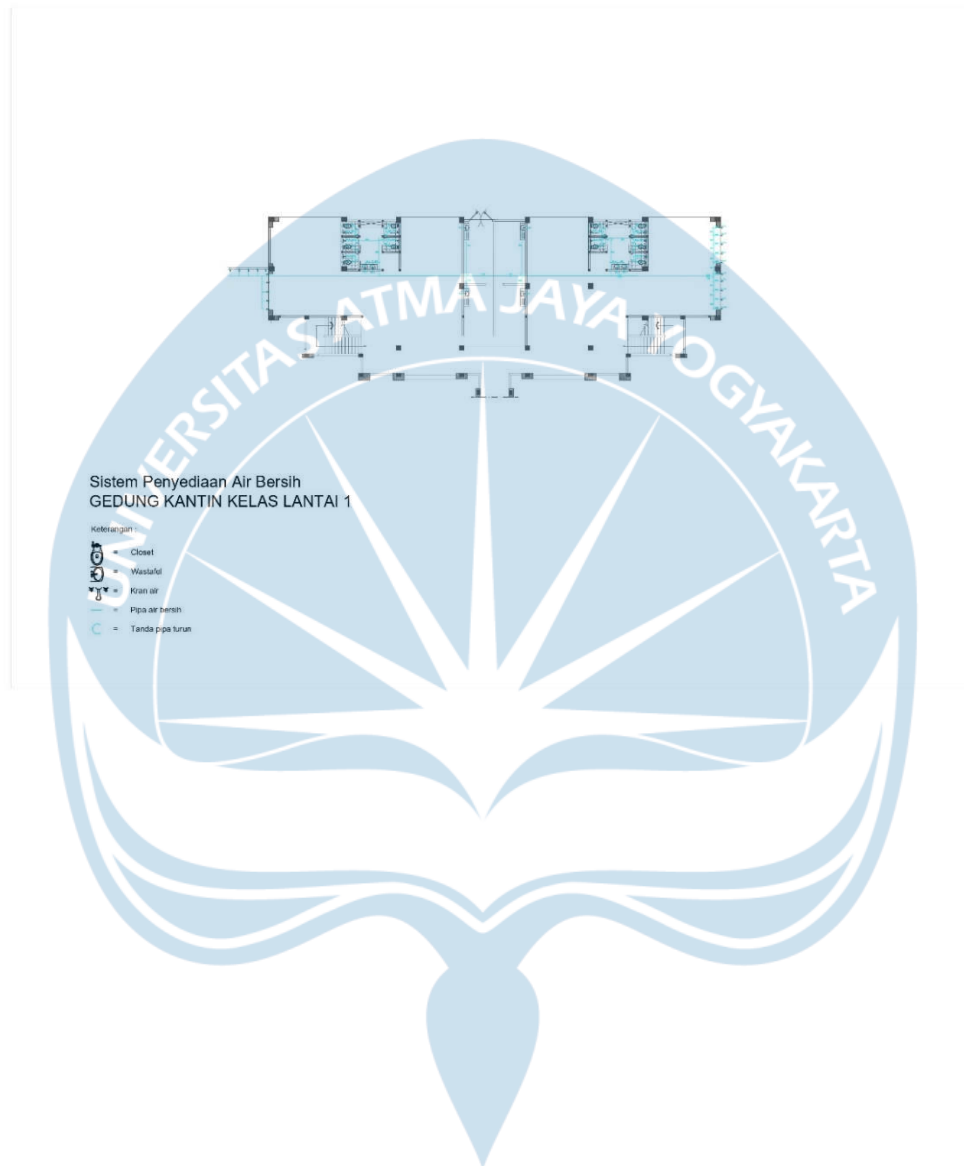
Lampiran 3. Gambar 2D Jalur Pipa Air Bersih Gedung Asrama Lantai 2 dan 3.



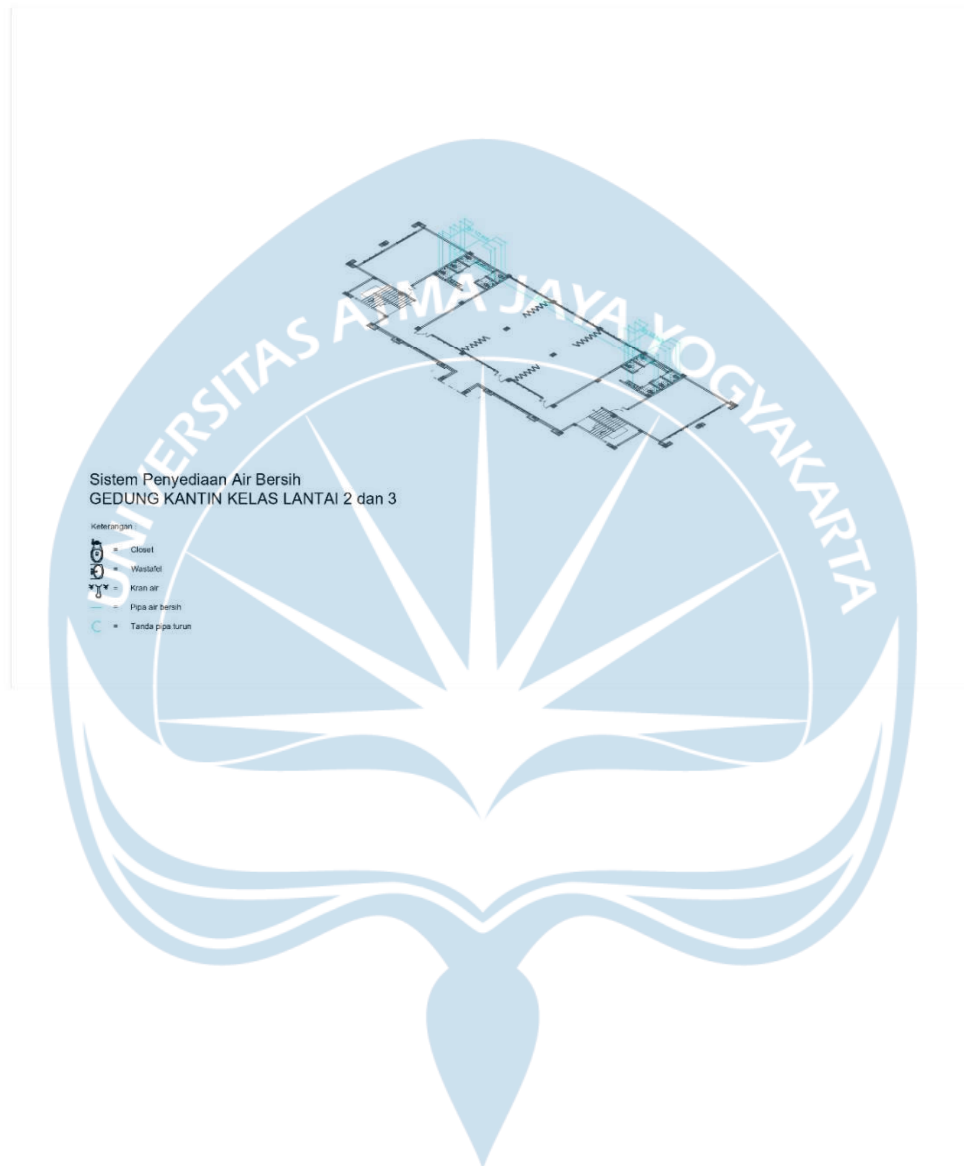
Lampiran 4. Gambar 3D Jalur Pipa Air Bersih Gedung Asrama Lantai 2 dan 3.



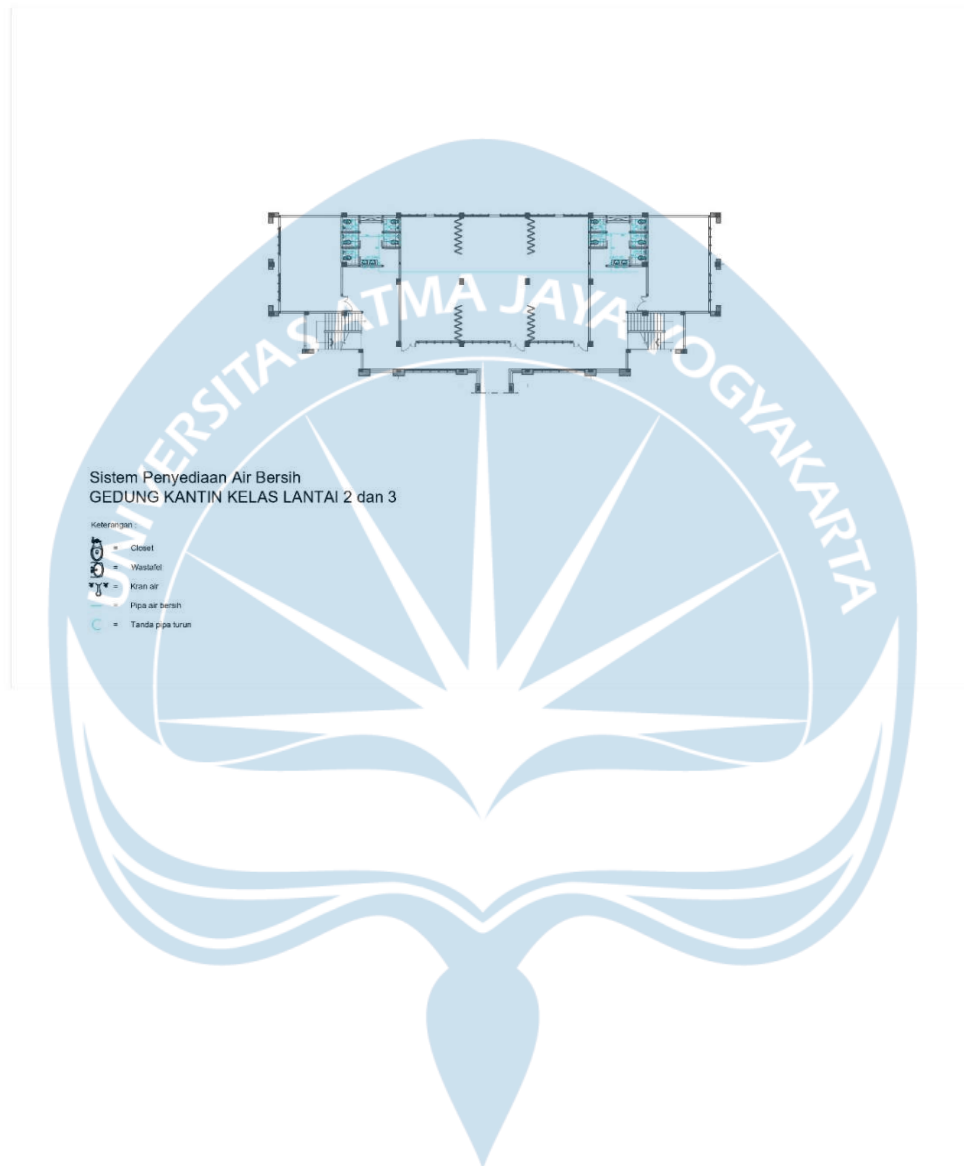
Lampiran 5. Gambar 2D Jalur Pipa Air Bersih Gedung Kantin Lantai 1.



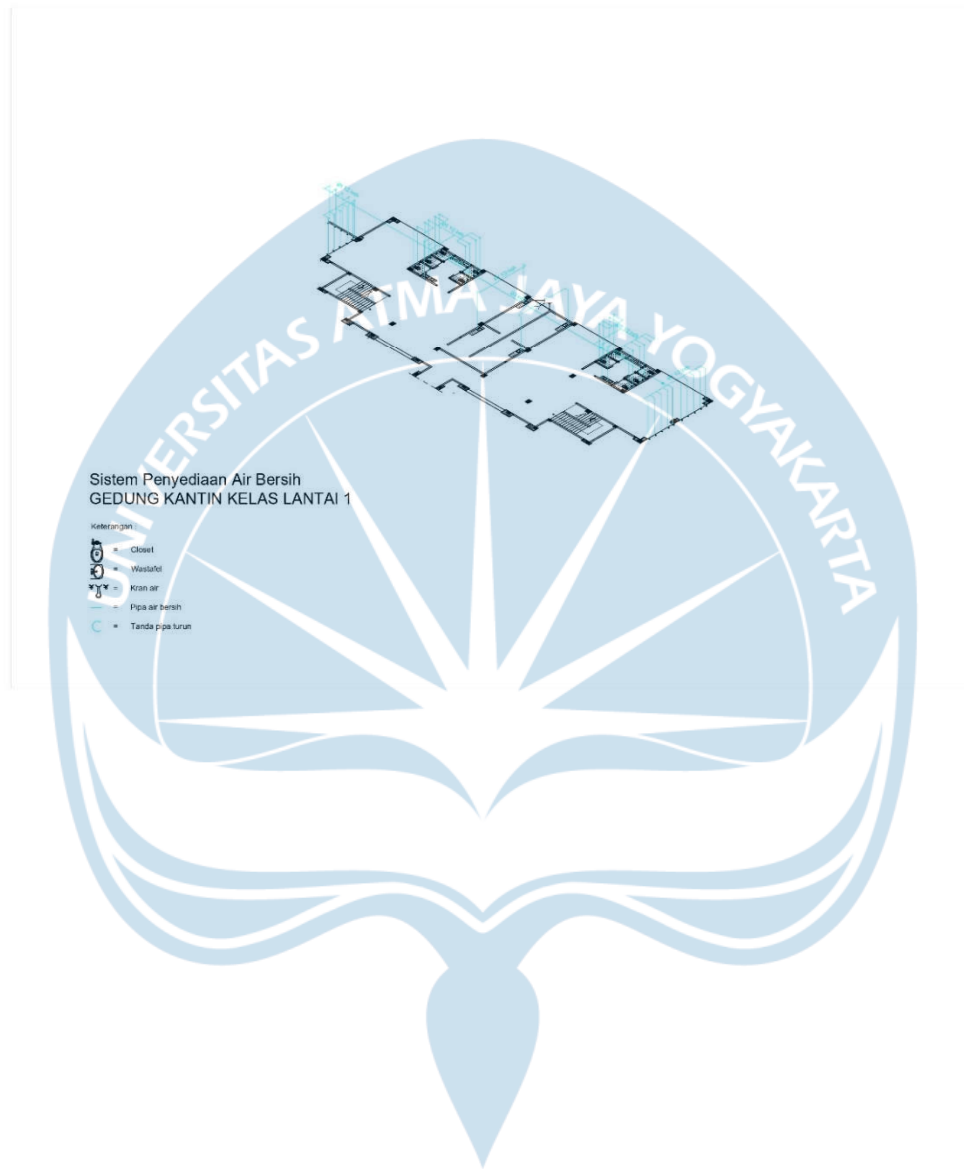
Lampiran 6. Gambar 3D Jalur Pipa Air Bersih Gedung Kelas Lantai 2 dan 3.



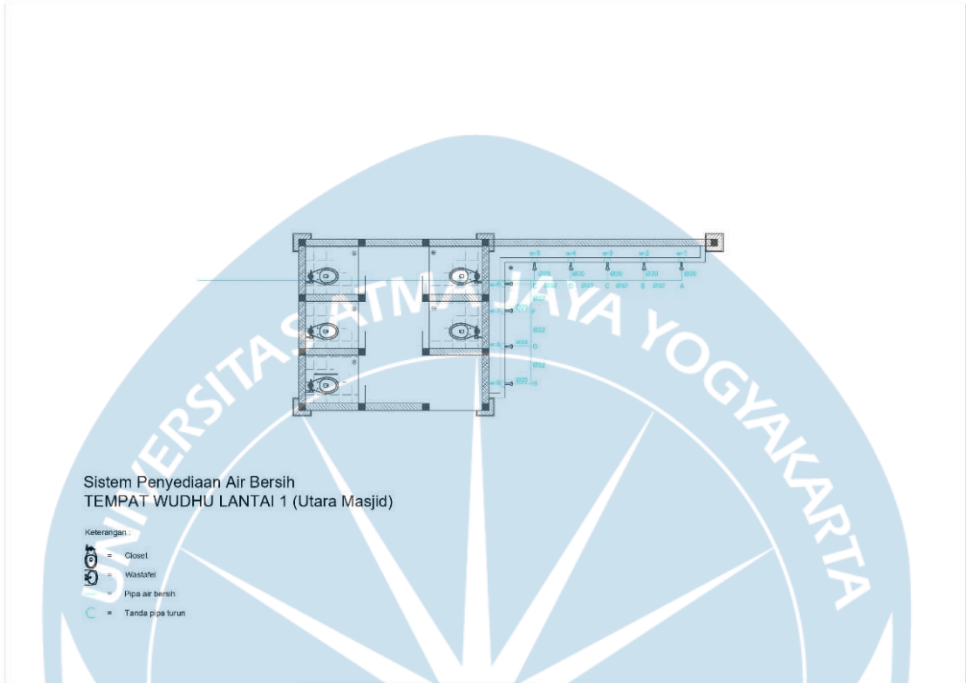
Lampiran 7. Gambar 2D Jalur Pipa Air Bersih Gedung Kelas Lantai 2 dan 3.



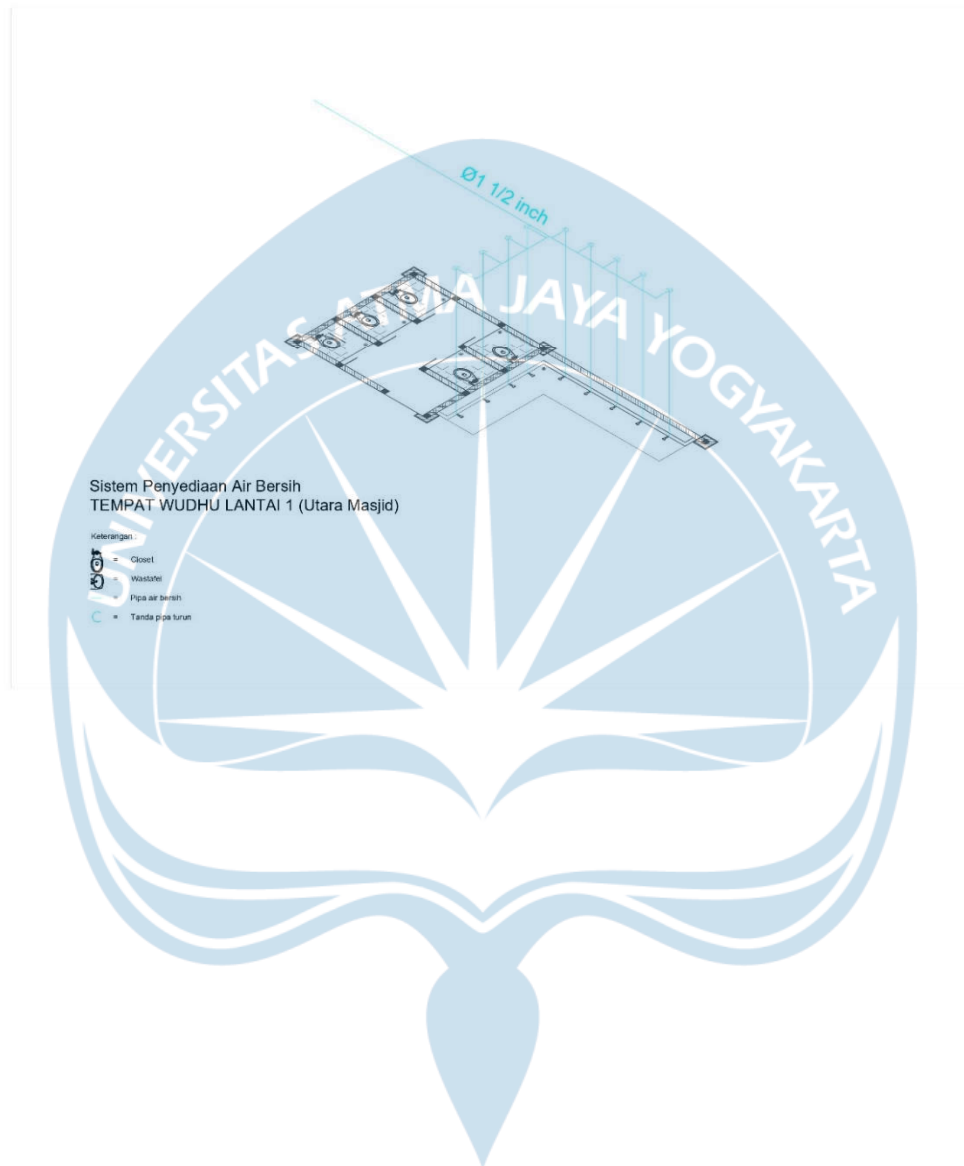
Lampiran 8. Gambar 3D Jalur Pipa Air Bersih Gedung Kantin Lantai 1.



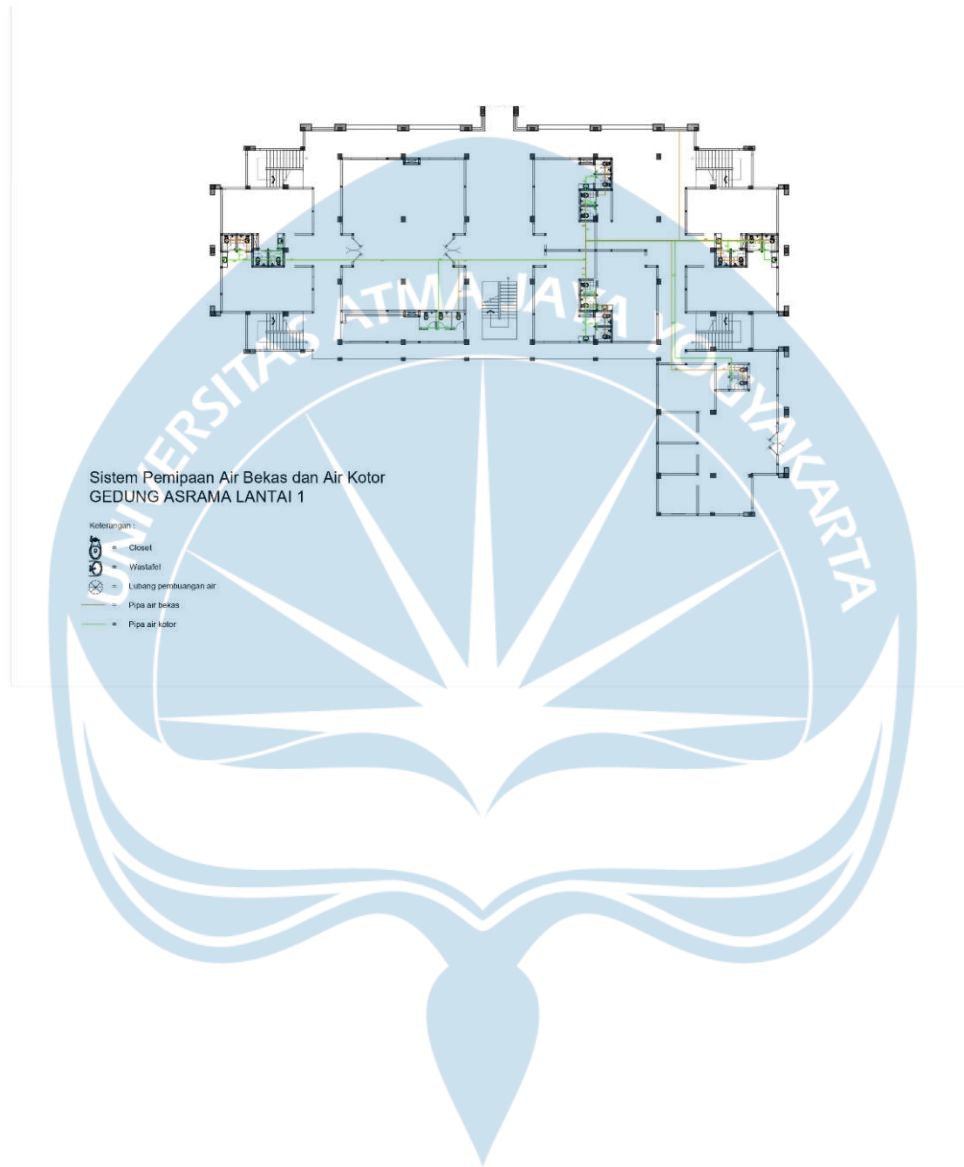
Lampiran 9. Gambar 2D Jalur Pipa Air Bersih Tempat Wudhu.



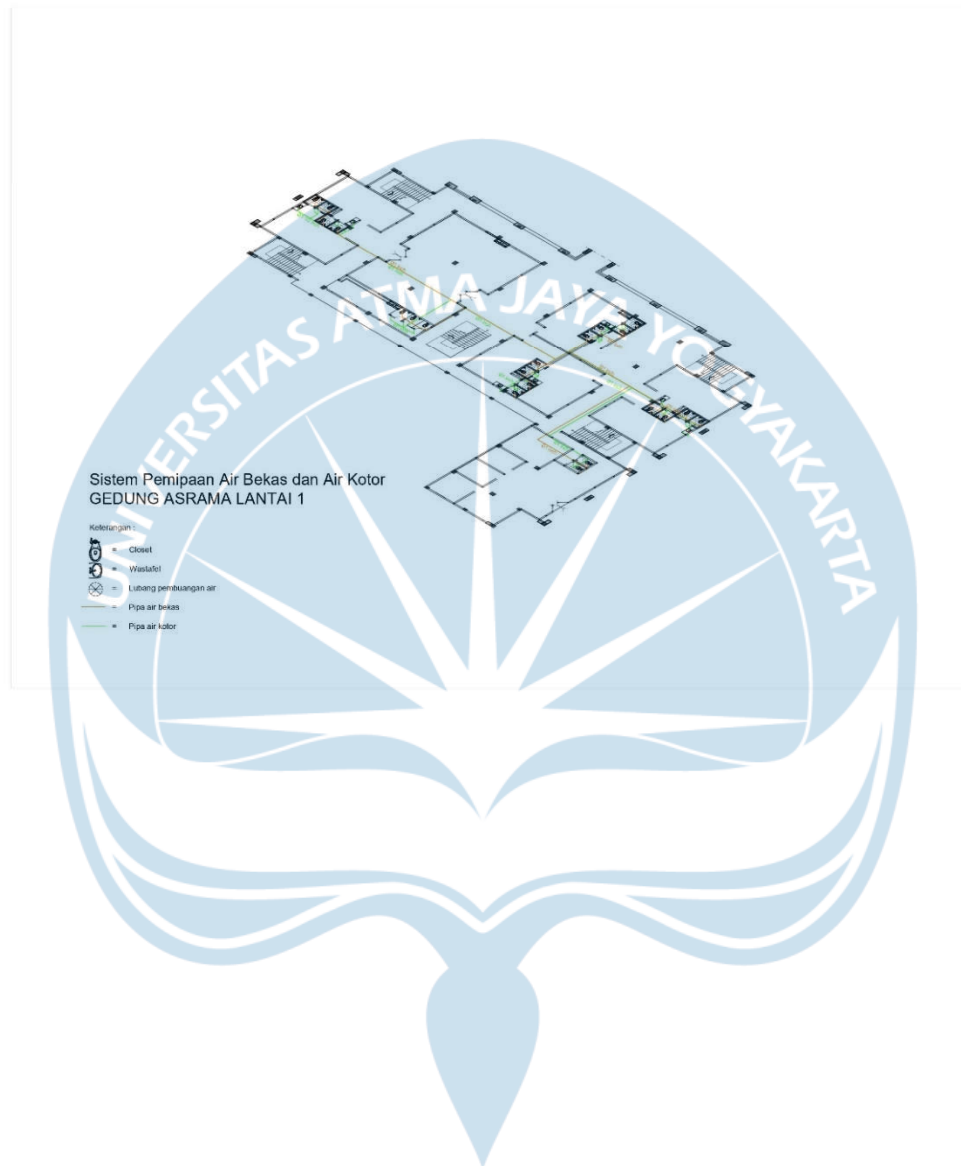
Lampiran 10. Gambar 3D Jalur Pipa Air Bersih Tempat Wudhu.



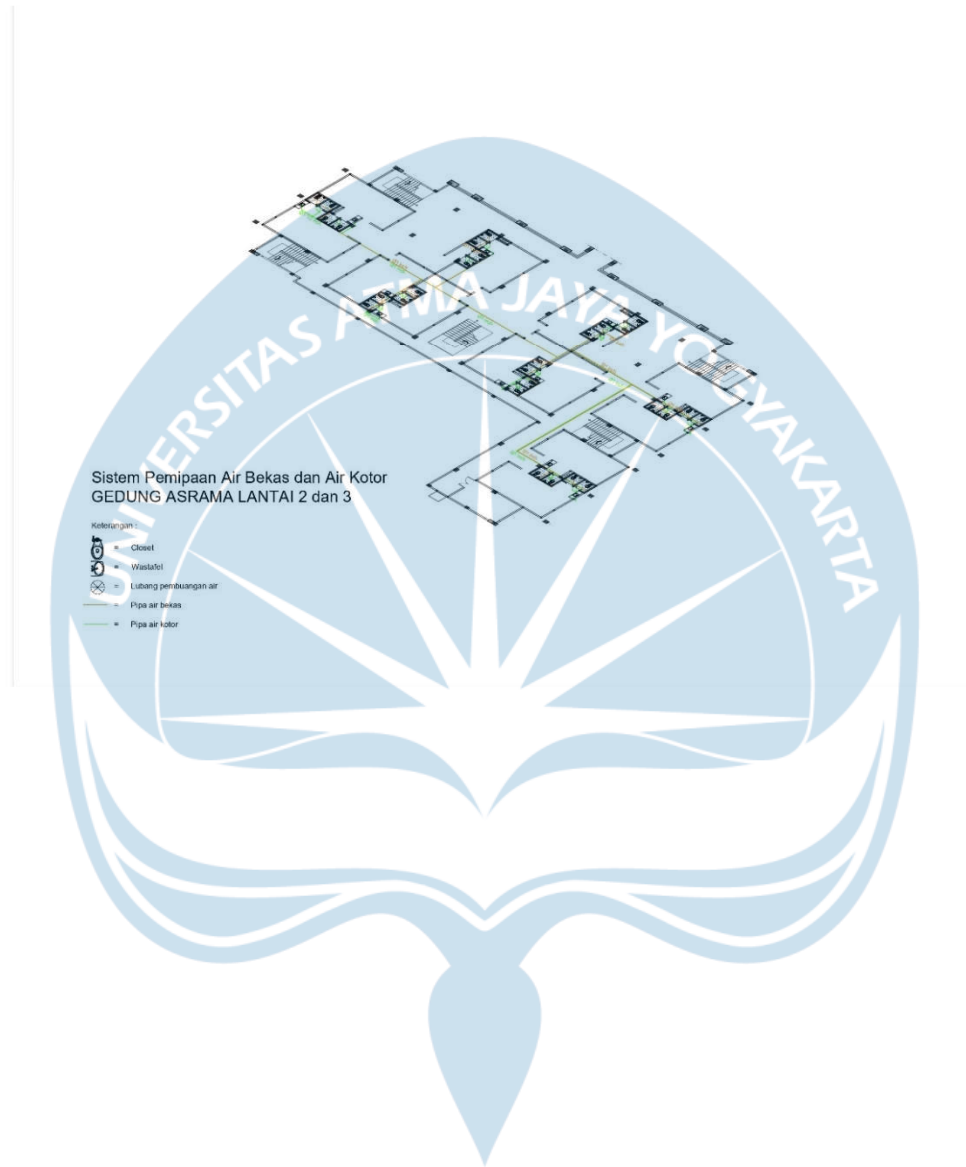
Lampiran 11. Gambar 2D Jalur Pipa Air Kotor Gedung Asrama Lantai 1.



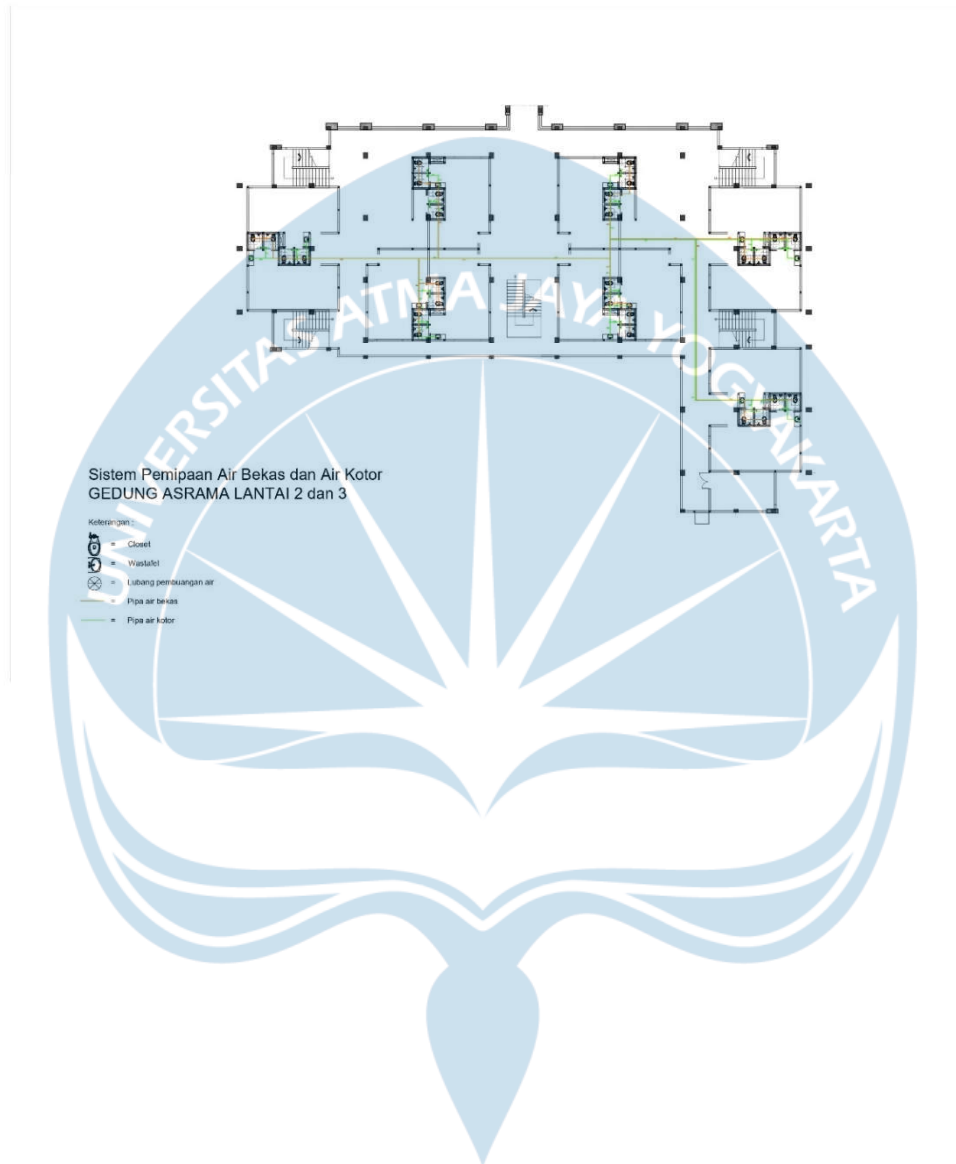
Lampiran 12. Gambar 3D Jalur Pipa Air Kotor Gedung Asrama Lantai 1.



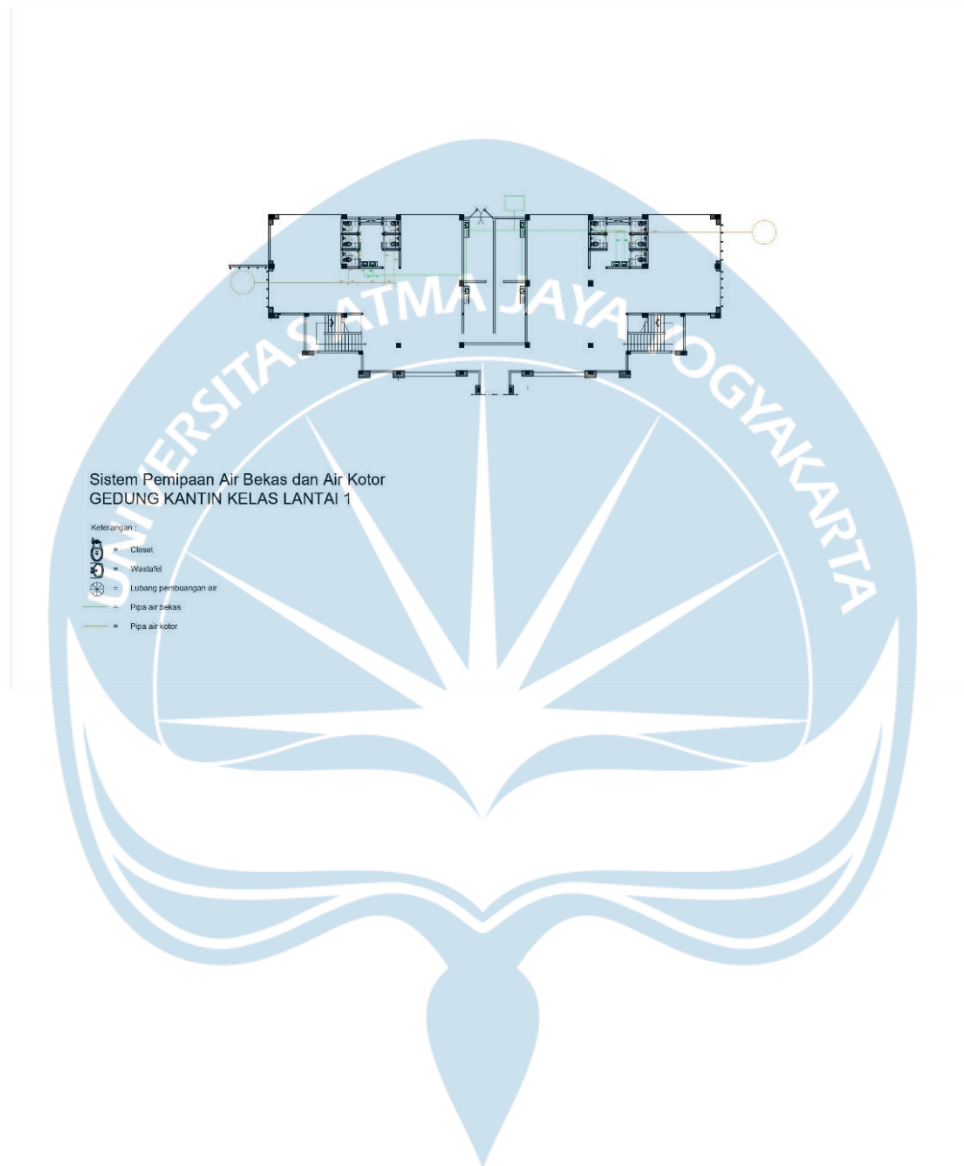
Lampiran 13. Gambar 3D Jalur Pipa Air Kotor Gedung Asrama Lantai 2 dan 3.



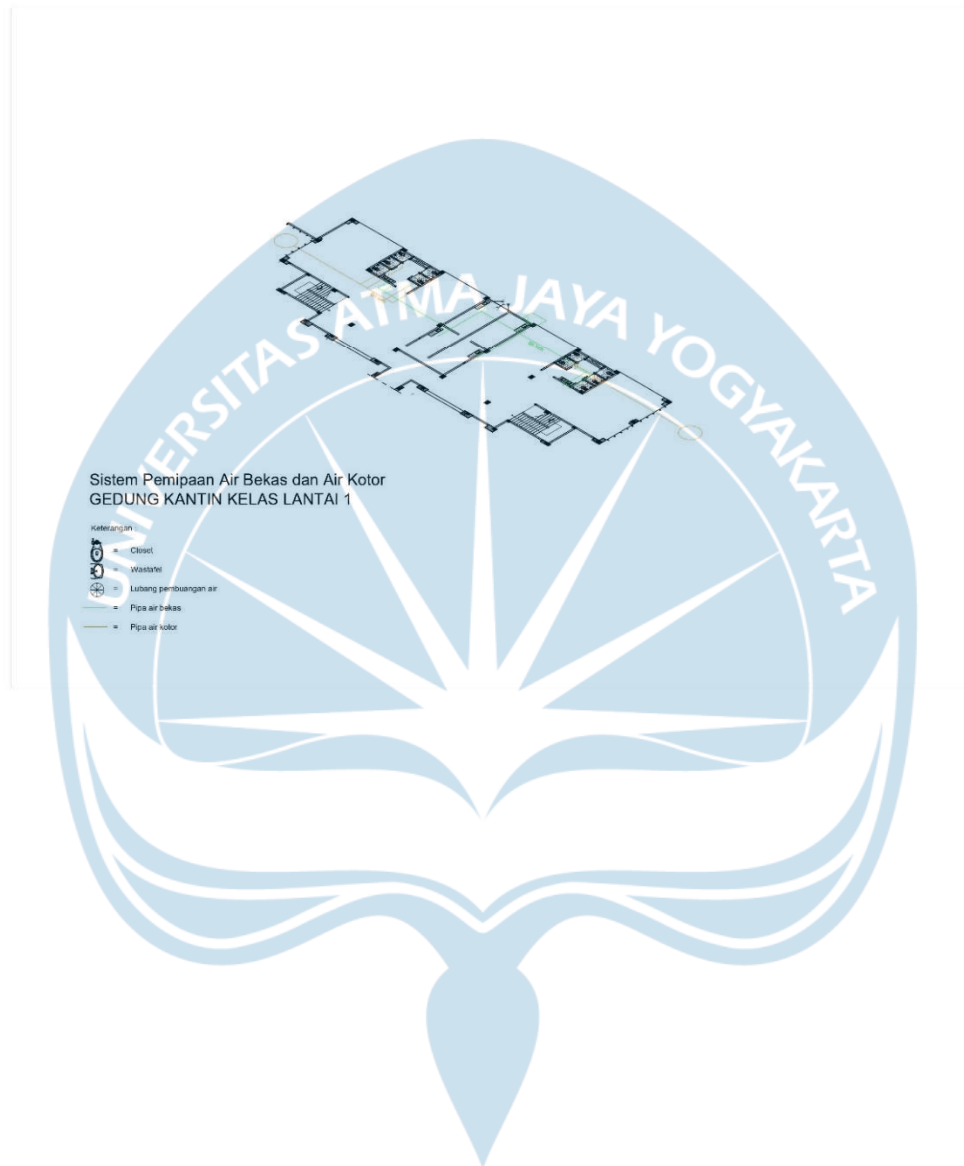
Lampiran 14. Gambar 3D Jalur Pipa Air Kotor Gedung Kantin Lantai 1.



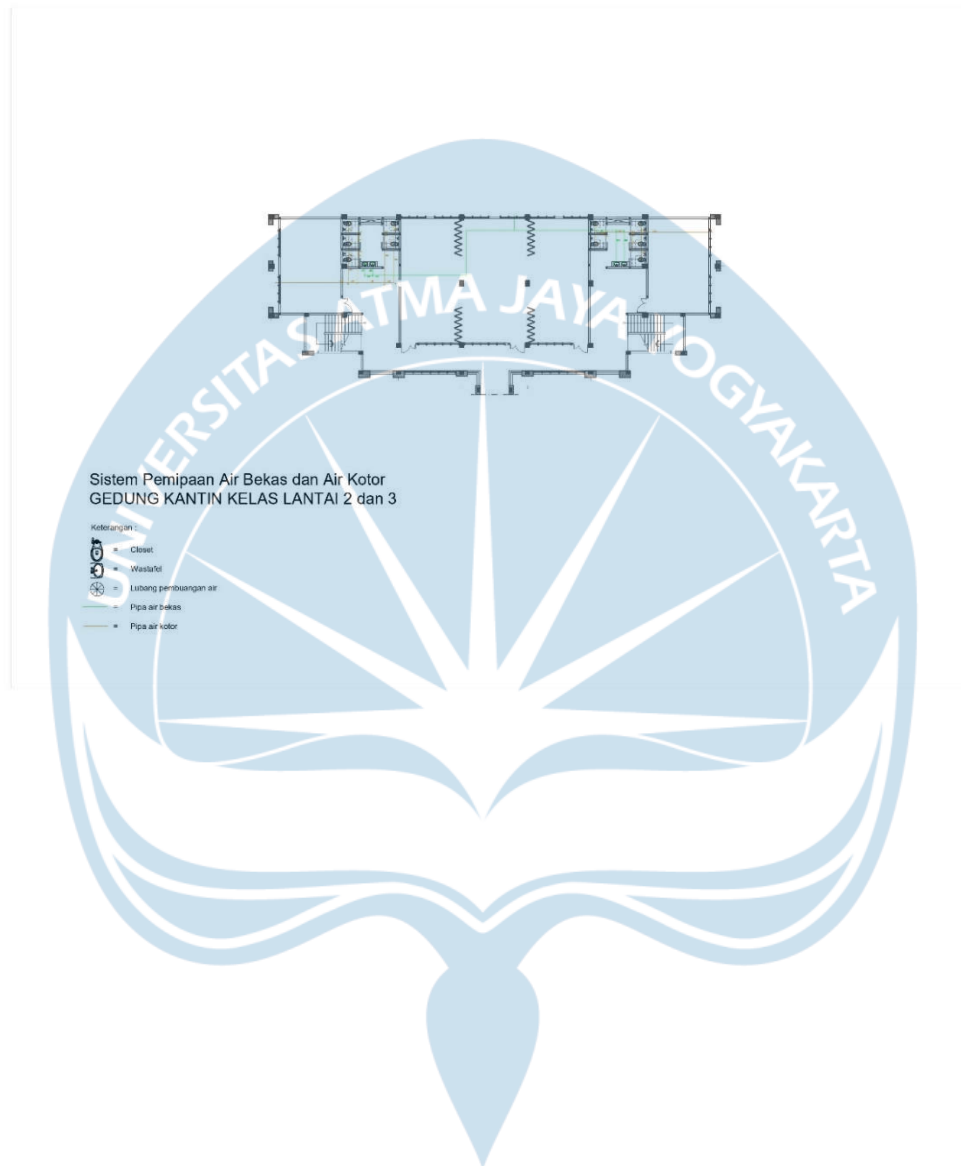
Lampiran 15. Gambar 2D Jalur Pipa Air Kotor Gedung Kantin Lantai 1.



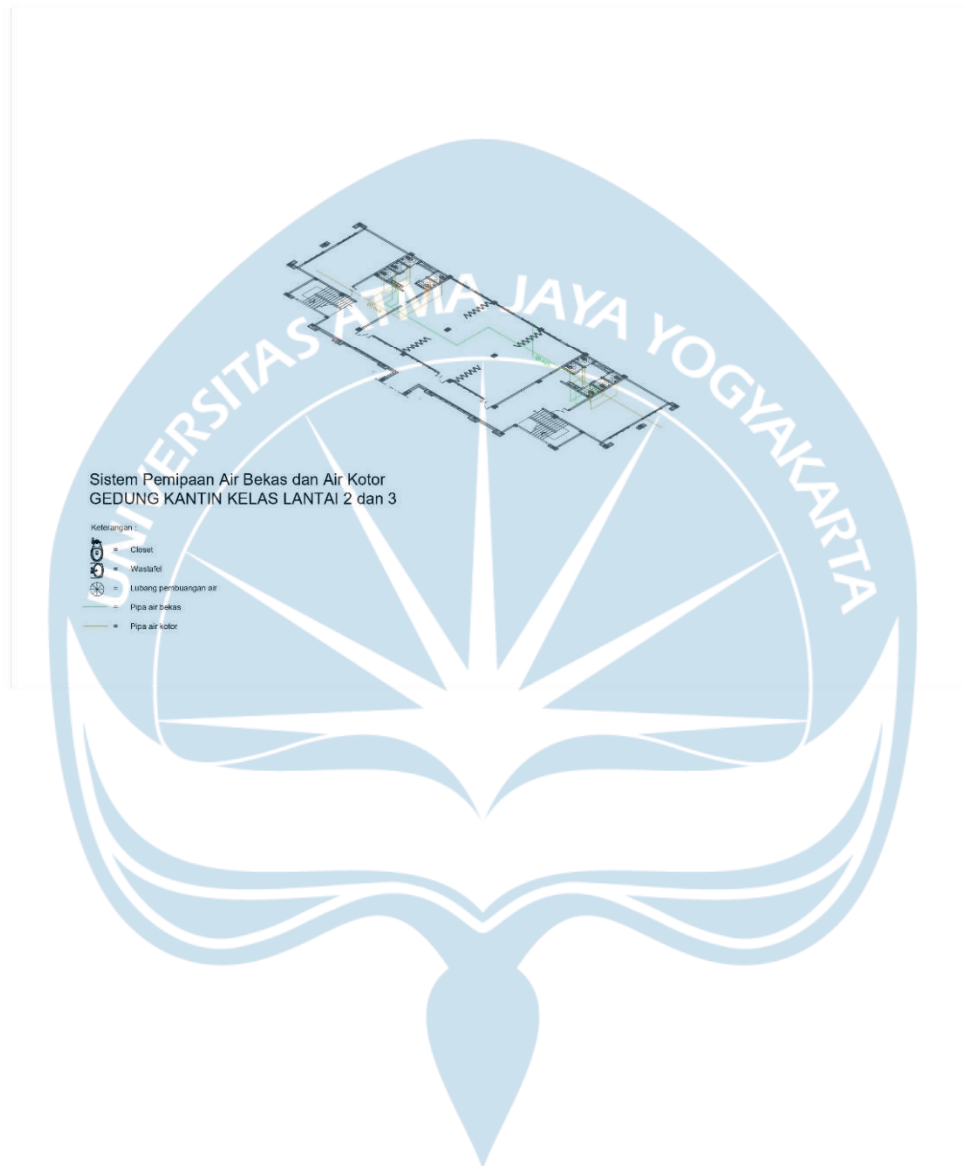
Lampiran 16. Gambar 2D Jalur Pipa Air Kotor Gedung Kantin Lantai 1.



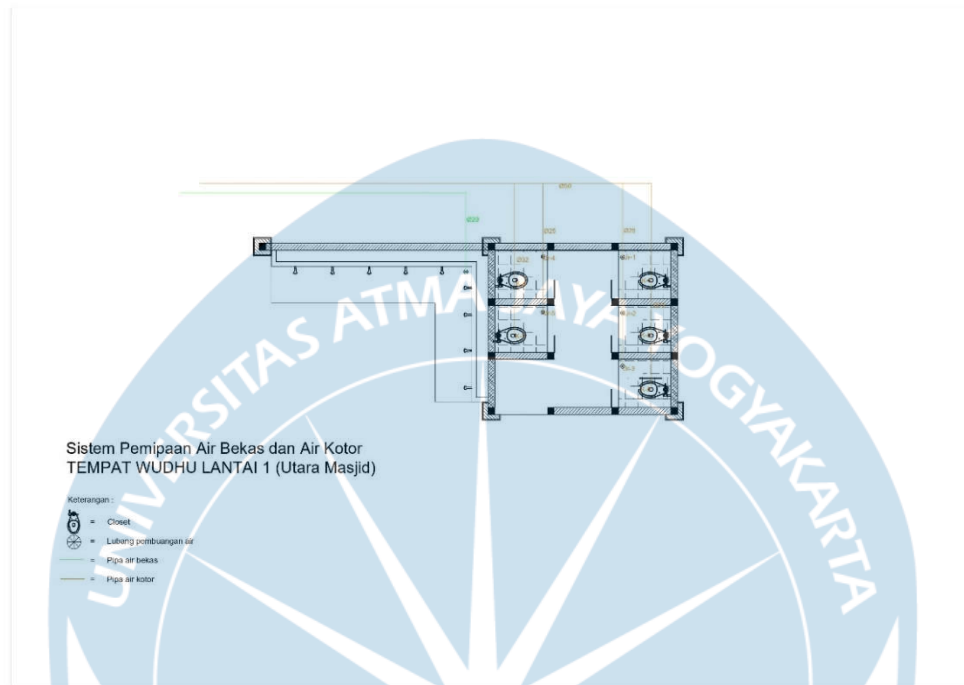
Lampiran 17. Gambar 2D Jalur Pipa Air Kotor Gedung Kantin Lantai 2 dan 3.



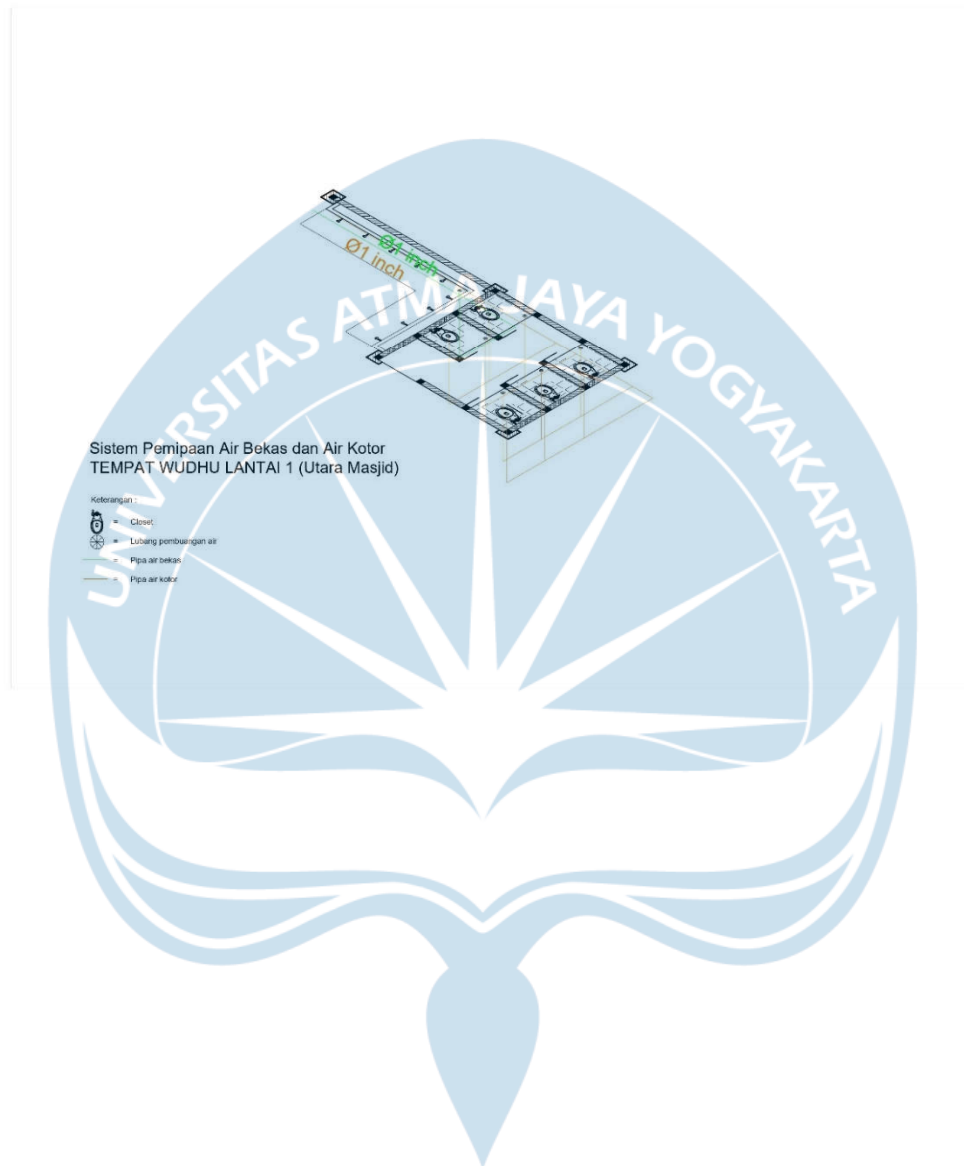
Lampiran 18. Gambar 3D Jalur Pipa Air Kotor Gedung Kantin Lantai 2 dan 3.



Lampiran 19. Gambar 2D Jalur Pipa Air Kotor Tempat Wudhu.



Lampiran 20. Gambar 3D Jalur Pipa Air Kotor Tempat Wudhu.



Lampiran 21. Perhitungan total kapasitas aliran dapat dihitung berdasarkan standar Tabel 2.

Tabel 71. Kebutuhan air per orang per hari

No.	Penggunaan gedung	Pemakaian air	Satuan
1	Rumah tinggal	120	Liter/penghuni/hari
2	Rumah susun	100 ⁽¹⁾	Liter/penghuni/hari
3	Asrama	120	Liter/penghuni/hari
4	Rumah Sakit	500 ⁽²⁾	Liter/tempat tidur pasien /hari
5	Sekolah Dasar	40	Liter/siswa/hari
6	SLTP	50	Liter/siswa/hari
7	SMU/SMK dan lebih tinggi	80	Liter/siswa/hari

Analisis Kebutuhan Air Bersih Gedung Selatan

Lampiran 22. Perhitungan Kapasitas Aliran Air Gedung Selatan

Diketahui pemakaian air/ orang= 120 lt/hari

Pemakaian air sehari= $300 \times 120 = 36.000 \text{ lt/hari} = 36 \text{ m}^3/\text{hari}$

Perhitungan pemakaian air ditambah dengan antisipasi kebocoran sebesar 20%, tetesan air pada kran, dll.

Pemakaian sehari= $120\% \times 36 \text{ m}^3/\text{hari} = 43,2 \text{ m}^3/\text{hari}$, kemudian ditambahkan sebesar 30% dari total volume pemakaian air untuk kebutuhan pemadam kebakaran dengan perhitungan= $130\% \times 43,2 = 56,16 \text{ m}^3/\text{hari}$

Jika diasumsikan penggunaan selama 8 jam

$56,16 / 8 \text{ jam} = 7,02 \text{ m}^3/\text{jam}$

$Q_h \text{ max} = 14,04 \text{ m}^3/\text{jam}$

$Q_m \text{ max} = 0,351 \text{ m}^3/\text{menit} = 0,00065 \text{ m}^3/\text{detik}$ (asumsi penggunaan 24 jam)

Lampiran 23. Perhitungan Volume Ground Water Tank

Didapatkan hasil volume dari perhitungan yaitu sebesar 21,06 m³ atau 21.060 liter.

Ukuran tangki menyesuaikan yang tersedia dipasaran maka dipilih tangki untuk ground water tank sebesar 25.000 liter

Lampiran 24. Perhitungan Volume Upper Water Tank

Volume upper water tank Dihitung dengan asumsi 60 menit dengan rumus sebagai berikut.

$$V = Q$$

$$V = (56,15 \text{ m}^3/\text{hari}) / 24 \text{ jam} = 2,33 \text{ m}^3/\text{jam}$$

$$V = 2,33 \text{ m}^3 = 2.330 \text{ liter}$$

Ukuran tangki menyesuaikan yang tersedia dipasaran maka dipilih tangki untuk upper water tank sebesar 2500 liter.

Lampiran 25. Perencanaan Diameter Pipa

Asumsi kecepatan aliran air $v = 1 \text{ m/s}$, maka perhitungan diameter pipa sebagai berikut.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,00065}{\pi \times 1}}$$

$$D = 0,02876 \text{ m}$$

$$D = 1,1 \text{ inch}$$

Diameter pipa yang digunakan adalah 1 ½ inch, ukuran nominal pipa sebesar 40 mm, dan Inside diameter sebesar 40,9 mm atau 0,0409 m, maka kecepatan aliran dalam pipa dapat dihitung sebagai berikut.

$$V = 4 \times Q / (\pi \times D^2) = 4 \times 0,00065 / (\pi \times 0,0409^2) = 0,494 \text{ m/detik}$$

Lampiran 26. Perhitungan Head Loss

- Head Loss

Tabel 72. Perhitungan head loss pipa hisap

No	Head loss	Panjang(m) Jumlah (pcs)	Rumus	f (koef. Gesek)	Hf (m)	Hf total (m)
Pipa Hisap (Suction Pipe)						
1	Gesekan pada Pipa (ø 1 1/2 inch)	1	$H_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$	0.0322	0.00979	0.00979
2	Gate Valve	1	$H_f = f \cdot \frac{V^2}{2g}$	0.19	0.01734	0.01734
3	Katup hisap dengan saringan	1	$H_f = f \cdot \frac{(V1)^2}{2 \cdot g}$	2.04	0.06072	0.06072
			Total			0.08785

Tabel 73. Perhitungan head loss pipa buang

No	Head loss	Panjang(m) Jumlah (pcs)	Rumus	f (koef. Gesek)	Hf (m)	Hf total (m)
Pipa Buang (Discharge Pipe)						
1	Gate Valve	3	$H_f = f \frac{V^2}{2g}$	0.19	0.22743	0.68229
2	Gesekan pada Pipa (ø 1 1/2 inch	1035.64	$H_l = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$	0.0322	0.009792	10.14136
3	Gesekan pada Pipa (ø 3 inch	17.7			0.002313	0.04094
4	Pembesaran pipa (ø 1 1/2 - 3 inch)	3	$H_f = f \frac{(V_1 - V_2)^2}{2 \cdot g}$	1	0.62724	1.88172
5	Pengecilan pipa (ø 3 - 1 1/2 inch)	3	$H_f = f \frac{(V_1)^2}{2 \cdot g}$	0.29	0.34713	1.04139
6	Belokan pipa (Elbow 90°)	211	$H_f = f \frac{V^2}{2g}$	0.15	0.00123	0.25969
7	Percabangan Tee (Pipa 1-2)	1	$H_{f1-2} = f_1 \frac{V_1^2}{2g}$	1.29	0.01058	0.01058
8	Percabangan Tee (1-3)	1	$H_{f1-3} = f_2 \frac{V_1^2}{2g}$		0.01058	0.01058
Total						14.06856
Total Head Loss (Hl)						14.15641

Total head loss= 14,15 m

- Head Statis total (Ha)

Ha= 18,5 m

Hs= 2,25 m

$\Delta h_p = 0$ karena reservoir bawah dan atas tekanannya sama

- Head Total

Berdasar hasil perhitungan maka head total yang terjadi :

$H_{tot} = h_a + \Delta h_p + h_l + v^2/2g$

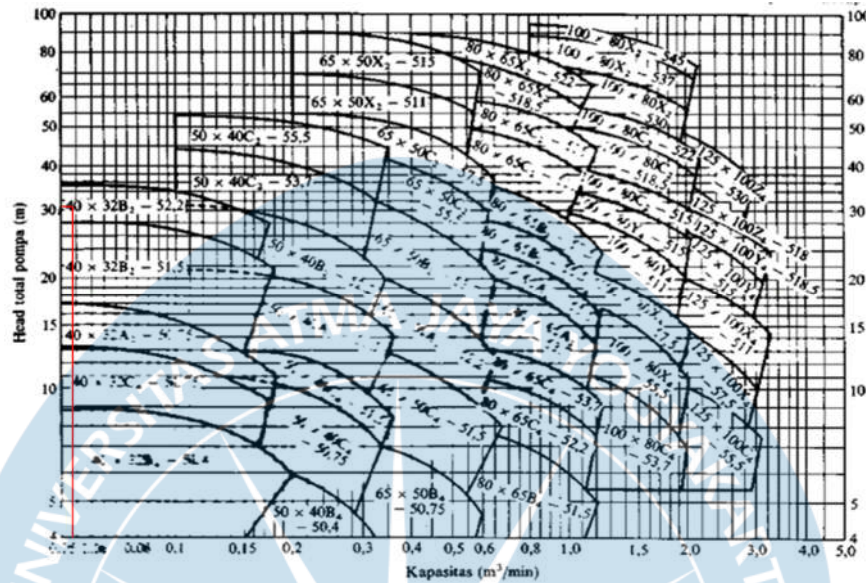
$H_{tot} = 18,5 + 0 + 14,15 + 0,494/2 \times 9,81$

H tot= 32,67 m

Lampiran 27. Perhitungan dan Pemilihan Pompa

$Q = 0,00065 \text{ m}^3/\text{detik} = 0,039 \text{ m}^3/\text{menit}$

Berdasar diagram pemilihan pompa Standar pada Gambar 5 maka didapat pompa dengan spesifikasi seperti ditunjuk pada grafik pompa adalah 40x32B2 – 5 2,2



Gambar 35. Diagram pemilihan pompa Standar
(Buku Solarso Pompa & Kompresor hal. 52)

Arti dari 40x32B2 – 5 2,2 adalah

40= diameter hisap (40mm)

32= diameter buang (32mm)

B= Jenis rumah

Jumlah katup = 2 dan kecepatan 3000 rpm

5= frekuensi (50Hz)

Daya motor = 2,2 kW

Lampiran 28.Kavitasi

Syarat kerja pompa tidak mengalami kavitasi adalah

$$H_{sv} = \frac{P_a}{\gamma} + \frac{P_v}{\gamma} - h_s - h_{ls}$$

NSPH yg tersedia > NSPH yg diperlukan.

Keterangan:

Hsv: NSPH tersedia (m)

Pa: tekanan pada permukaan cairan (1 atm = 10332,274 kgf/m²)

Pv: tekanan uap jenuh (25C = 322,85 kgf/m²)

Y: berat jenis air (1000 kgf/m³)

Hs: head hisap statis = 2,5 m

Hls: head loss pipa hisap = 0,08785

$$H_{sv} = \frac{10332,275 \text{ kgf/m}^2}{1000 \text{ kgf/m}^3} + \frac{322,85 \text{ kgf/m}^2}{1000 \text{ kgf/m}^3} - (-2,25 \text{ m}) - 0,08785 = 12,81 \text{ m}$$

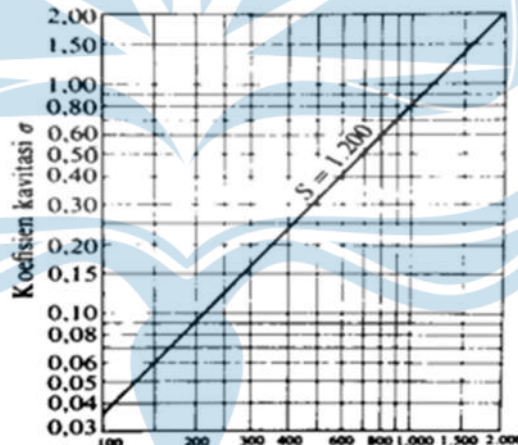
Hsvn: NSPH yg diperlukan

$$H_{svn} = \sigma \times H_n$$

$$Q = 0,00065 \text{ m}^3/\text{s} = 0,039 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\begin{aligned} N_s &= n \times \frac{Q^{0,5}}{H_n^{0,75}} \\ &= 2870 \times \frac{0,039^{0,5}}{32,67^{0,75}} \\ &= 44,0065 \end{aligned}$$

Karena $n_s = 44,0065 < 100$ maka $\sigma = 0,03$



Gambar 36. Grafik & Koefisien kavitasi

$$H_{svn} = 0,03 \times 30,19 = 0,9057$$

$$N_{SPHa} (13,06\text{m}) > N_{SPHr} (0,478314\text{m})$$

Jadi karena N_{SPHa} lebih besar dari N_{SPHr} pompa dapat bekerja tanpa mengalami kavitasi.

Analisis Kebutuhan Air Bersih Gedung Utara

Lampiran 29. Perhitungan Kapasitas Aliran Air Gedung Utara

Jumlah penghuni gedung bagian utara sejumlah 165 orang

Diketahui pemakaian air/ orang = 120 lt/hari

Pemakaian air sehari = $165 \times 120 = 19.800 \text{ lt/hari} = 19.8 \text{ m}^3/\text{hari}$, kemudian ditambahkan antisipasi kebocoran sebesar 20%, tetesan air pada kran, dll
Maka, pemakaian sehari = $120\% \times 19.8 \text{ m}^3/\text{hari} = 23,76 \text{ m}^3/\text{hari}$

Jika diasumsikan penggunaan selama 8 jam

$$23,76 / 8 \text{ jam} = 2,97 \text{ m}^3/\text{jam}$$

$$Q_h \text{ max} = 5.94 \text{ m}^3/\text{jam}$$

$$Q_m \text{ max} = 0.1485 \text{ m}^3/\text{menit} = 0,000275 \text{ m}^3/\text{detik (asumsi penggunaan 24 jam)}$$

Lampiran 30. Perhitungan Volume Ground Water Tank

Didapatkan hasil perhitungan volume sebesar $8,91 \text{ m}^3$ atau 8190 liter. Ukuran tangki menyesuaikan yang tersedia dipasaran maka dipilih tangki untuk ground water tank sebesar 9000 liter

Lampiran 31. Perhitungan Volume Upper Water Tank

Volume upper water tank Dihitung dengan asumsi 60 menit dengan rumus sebagai berikut.

$$V = Q$$

$$V = (23.76 \text{ m}^3/\text{hari}) / 24 \text{ jam} = 0,99 \text{ m}^3/\text{jam}$$

$$V = 0,99 \text{ m}^3 = 990 \text{ liter}$$

Ukuran tangki menyesuaikan yang tersedia dipasaran maka dipilih tangki untuk upper water tank sebesar 1000 liter.

Lampiran 32. Perencanaan Diameter Pipa

Asumsi kecepatan aliran air $v = 1 \text{ m/s}$, maka perhitungan diameter pipa sebagai berikut.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}}$$

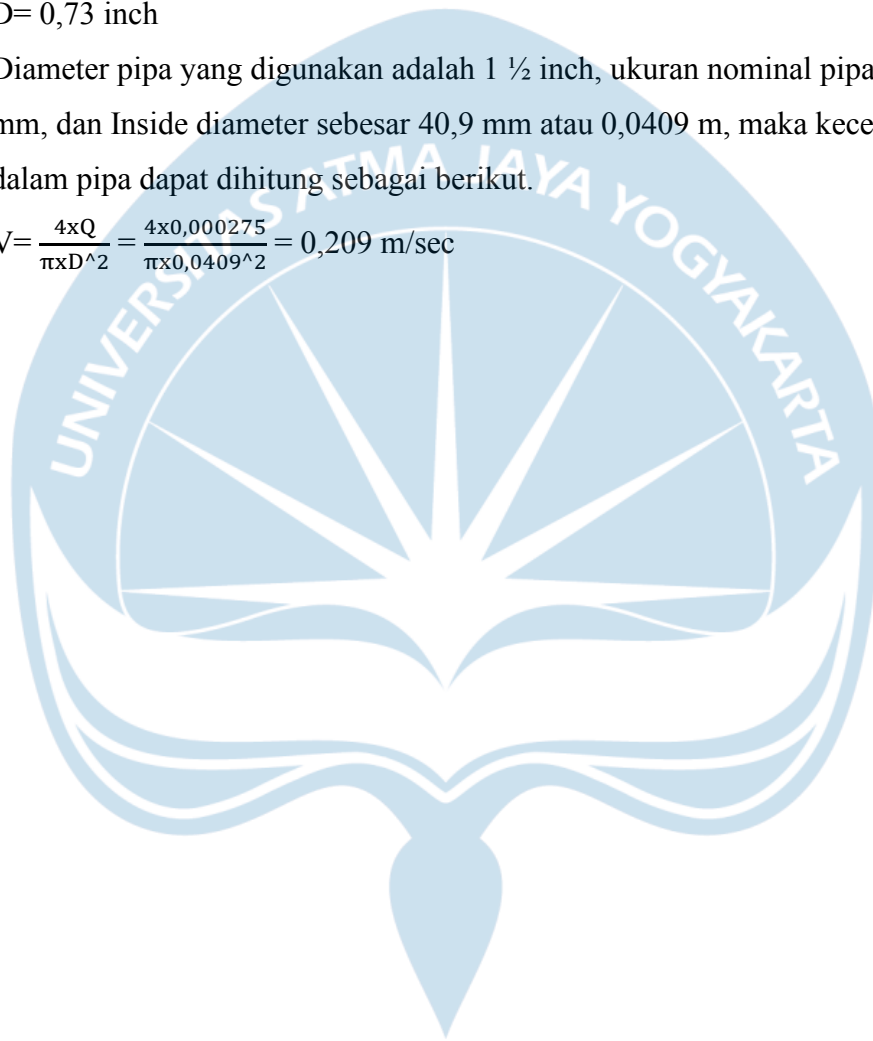
$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,000275}{\pi \times 1}}$$

$$D = 0,01871 \text{ m}$$

$$D = 0,73 \text{ inch}$$

Diameter pipa yang digunakan adalah 1 ½ inch, ukuran nominal pipa sebesar 40 mm, dan Inside diameter sebesar 40,9 mm atau 0,0409 m, maka kecepatan aliran dalam pipa dapat dihitung sebagai berikut.

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0,000275}{\pi \times 0,0409^2} = 0,209 \text{ m/sec}$$



Tabel UBAP dan diameter pipa

Tabel 74. Unit beban dan diameter pipa

Diameter (mm)	UBAP Kumulatif
15	1
20	2.2
25	4.1
32	8.1
40	12.1
50	22.8
65	44
80	69.4
100	140

Sumber: Noerbambang & Morimura (2005)

Lampiran 33. Perhitungan Head Loss

Tabel 75. Perhitungan head loss pipa hisap

No	Head loss	Panjang(m) Jumlah (pcs)	Rumus	f (koef. Gesek)	Hf (m)	Hf total (m)
Pipa Hisap (Suction Pipe)						
1	Gesekan pada Pipa (ø 1 1/2 inch)	1	$H_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$	0.0322	0.00175	0.00175
2	Gate Valve	1	$H_f = f \cdot \frac{V^2}{2g}$	0.19	0.00303	0.00303
3	Katup hisap dengan saringan	1	$H_f = f \cdot \frac{(V_1)^2}{2g}$	2.04	0.06072	0.06072
			Total			0.06550

Tabel 76. Perhitungan head loss pipa buang.

No	Head loss	Panjang(m) Jumlah (pcs)	Rumus	f (koef. Gesek)	Hf (m)	Hf total (m)
Pipa Hisap (Suction Pipe)						
1	Gate Valve	8	$H_f = f \frac{V^2}{2g}$	0.19	0.000716	0.0057312
2	Gesekan pada Pipa (ø 1 1/2 inch)	278.03	$H_l = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$	0.0322	0.002968	0.82519304
3	Gesekan pada Pipa (ø 3 inch)	76.31			0.000185	0.01411735
4	Pembesaran pipa (ø 1 1/2 - 3 inch)	8	$H_f = f \frac{(V_1 - V_2)^2}{2 \cdot g}$	1	0.001978	0.015824
5	Pengecilan pipa (ø 3 - 1 1/2 inch)	8	$H_f = f \frac{(V_1)^2}{2 \cdot g}$	0.29	0.00008	0.00064
6	Belokan pipa (Elbow 90°)	22	$H_f = f \frac{V^2}{2g}$	0.15	0.000566	0.0124432
7	Percabangan Tee (Pipa 1-2)	1	$H_{f1-2} = f_1 \frac{V_1^2}{2g}$	1.29	0.00037	0.0003698
8	Percabangan Tee (1-3)	1	$H_{f1-3} = f_2 \frac{V_1^2}{2g}$		0.00037	0.0003698
Total						0.87468839
Total Head Loss (Hl)						0.88606529

Total head loss = 0,886

Berdasarkan hasil perhitungan berikut maka head total yang terjadi

$$H_{tot} = h_a + \Delta h_p + h_l + v^2/2g$$

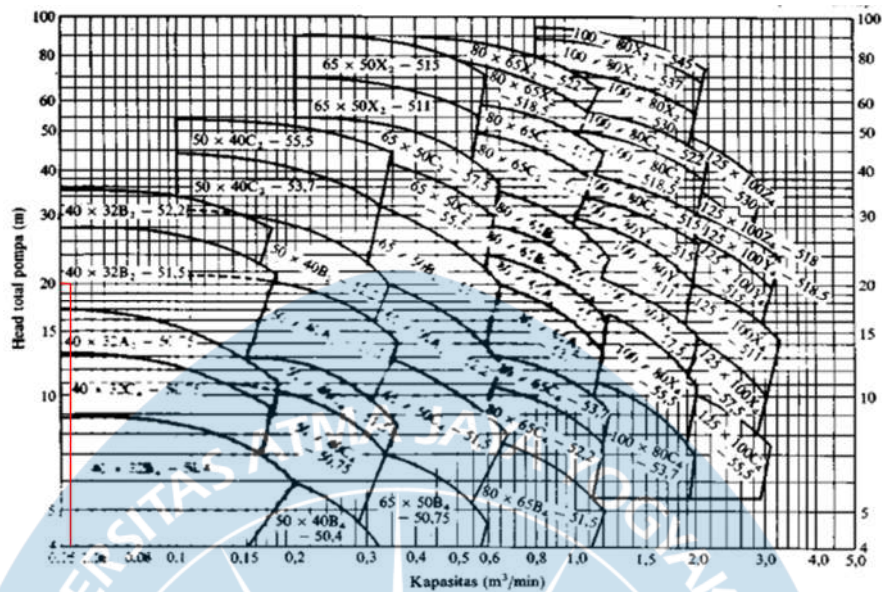
$$H_{tot} = 18,5 + 0 + 0,886 + 0,209/2 \times 9,81$$

$$H_{tot} = 19,39 \text{ m}$$

Lampiran 34. Pemilihan pompa

$$Q = 0,000275 \text{ m}^3/\text{detik} = 0,0165 \text{ m}^3/\text{menit}$$

Berdasarkan diagram pemilihan pompa Standar maka didapat pompa dengan spesifikasi seperti ditunjuk pada grafik pompa adalah 40x32B2 – 5 1,5



Gambar 37. Diagram pemilihan pompa Standar

(Buku Solarso Pompa & Kompresor)

Arti dari 40x32B₂ - 5 1,5 adalah :

40= diameter hisap (40mm)

32= diameter buang (32mm)

B= Jenis rumah

Jumlah katup = 2 dan kecepatan 3000 rpm

5= frekuensi (50Hz)

Daya motor = 1,5 kW

Lampiran 35.Kavitasi

Syarat kerja pompa tidak mengalami kavitasi adalah NSPH yg tersedia > NSPH yg diperlukan.

$$H_{sv} = \frac{P_a}{\gamma} + \frac{P_v}{\gamma} - h_s - h_{ls}$$

Keterangan :

H_{sv}: NSPH tersedia (m)

P_a: tekanan pada permukaan cairan (1 atm = 10332,274 kgf/m²)

P_v: tekanan uap jenuh (25C = 322,85 kgf/m²)

Y: berat jenis air (1000 kgf/m³)

Hs: head hisap statis = 2,5 m

Hls: head loss pipa hisap = 0,0655

$$H_{SV} = \frac{10332,275 \text{ kgf/m}^2}{1000 \text{ kgf/m}^3} + \frac{322,85 \text{ kgf/m}^2}{1000 \text{ kgf/m}^3} - (-1,75 \text{ m}) - 0,0655 = 12,32 \text{ m}$$

Hsvn: NSPH yang diperlukan

$$H_{svn} = \sigma \times H_n$$

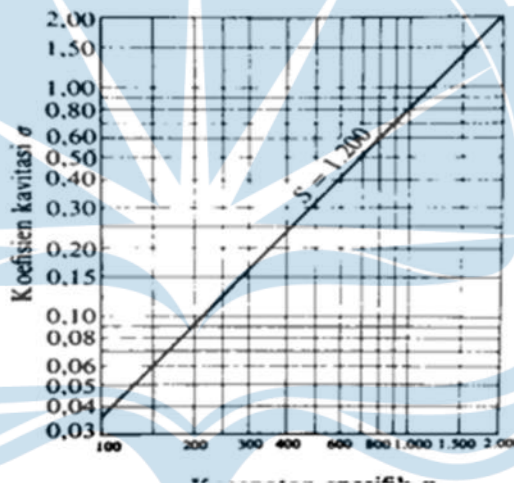
$$Q = 0,000275 \text{ m}^3/\text{s} = 0,0165 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$N_s = n \times \frac{Q^{0,5}}{H_n^{0,75}}$$

$$= 2870 \times \frac{0,0165^{0,5}}{19,39^{0,75}}$$

$$= 38,195$$

Karena $n_s = 38,195 < 100$ maka $\sigma = 0,03$



Gambar 38. Grafik dan koefisien kavitasi

$$H_{svn} = 0,03 \times 20,55 = 0,6165 \text{ m}$$

$$NSPH_a (12,32 \text{ m}) > NSPH_r (0,6165 \text{ m})$$

Jadi karena NSPH_a lebih besar dari NSPH_r pompa dapat bekerja tanpa mengalami kavitasi.

Lampiran 36. Tekanan pada Setiap Lantai

Berikut merupakan perhitungan tekanan pada setiap lantai untuk mengetahui keperluan booster pump[14]:

Gedung selatan

Tabel 77. Tekanan per lantai gedung selatan

Tekanan tiap lantai	P (N/m ²)	ρ (k3/m3)	g (m/s ²)	H (m)	P(kg/cm ²)
Lantai 3	39161.52	998	9.81	4	0.3994475
Lantai 2	78323.04	998	9.81	8	0.79889501
Lantai 1	117484.56	998	9.81	12	1.19834251

Gedung Utara

Tabel 78. Tekanan per lantai gedung utara

Tekanan tiap lantai	P (N/m ²)	ρ (k3/m3)	g (m/s ²)	H (m)	P(kg/cm ²)
Lantai 3	39161.52	998	9.81	4	0.3994475
Lantai 2	78323.04	998	9.81	8	0.79889501
Lantai 1	117484.56	998	9.81	12	1.19834251

Syarat digunakan pendorong adalah 0.9

Lampiran 37. Kebutuhan Air dari Sumur ke Ground Water Tank

Diketahui jumlah penghuni di gedung berjumlah 300 orang dan jumlah pemakaian air/orang = 120 lt/hari

pemakaian air sehari = 300 x 120 = 36.000 lt/hari = 36 m³/hari

Asumsiantisipasi kebocoran sebesar 20%, tetesan air pada kran, dll.

Pemakaian air penuh dalam sehari ditambah dengan antisipasi kebocoran = 120% x 36 m³/hari = 43,2 m³/hari

= 0,0005 m³/s + 30% (pemadam air untuk kebakaran)

= 0,00065 m³/s

Lampiran 38. Perencanaan dan Perhitungan Ground Water Tank

Didapatkan hasil volume dari perhitungan yaitu sebesar 21,06 m³ atau 21.060 liter.

Ukuran tangki menyesuaikan yang tersedia dipasaran maka dipilih tangki untuk ground water tank sebesar 25.000 liter

Lampiran 39. Perencanaan dan Perhitungan Diameter Pipa Air

Asumsi kecepatan aliran air v = 1 m/s, maka perhitungan diameter pipa sebagai berikut.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,00065}{\pi \times 1}}$$

$$D = 0,02876$$

$$D = 1,1 \text{ inch}$$

Diameter pipa yang digunakan adalah 1 ½ inch, ukuran nominal pipa sebesar 40 mm, dan Inside diameter sebesar 40,9 mm atau 0,0409 m, maka kecepatan aliran dalam pipa dapat dihitung sebagai berikut.

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0,00065}{\pi \times 0,0409^2} = 0,494 \text{ m/sec}$$

Tabel UBAP dan diameter pipa

Tabel 79. Unit beban dan diameter pipa

Diameter (mm)	UBAP Kumulatif
15	1
20	2.2
25	4.1
32	8.1
40	12.1
50	22.8
65	44
80	69.4
100	140

Sumber: Noerbambang & Morimura (2005)

Lampiran 40. Perhitungan Head Loss

Tabel 80. Head loss pipa hisap

No	Head loss	Panjang(m) Jumlah (pcs)	Rumus	f (koef. Gesek)	Hf (m)	Hf total (m)
Pipa Hisap (Suction Pipe)						
1	Gesekan pada Pipa (ø 1 1/2 inch)	13.5	$H_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$	0.0322	0.13220	1.78466
2	Katup hisap dengan saringan	1	$H_f = f \cdot \frac{(V1)^2}{2g}$	2.04	0.06072	0.06072

Tabel 81. Head loss pipa hisap

No	Head loss	Panjang(m) Jumlah (pcs)	Rumus	f (koef. Gesek)	Hf (m)	Hf total (m)
Pipa Buang (Discharge Pipe)						
1	Gesekan pada Pipa (ø 1 1/2 inch)	12	$H_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$	0.0322	0.132197	1.58636

$$\text{Total Head loss} = 3,43174 \text{ m}$$

$$H_a = 13,5 \text{ m}$$

$\Delta h_p = 0$ karena reservoir bawah/atas mengalami tekanan dengan besaran yang sama.

Berdasarkan hasil perhitungan berikut maka head total yang terjadi

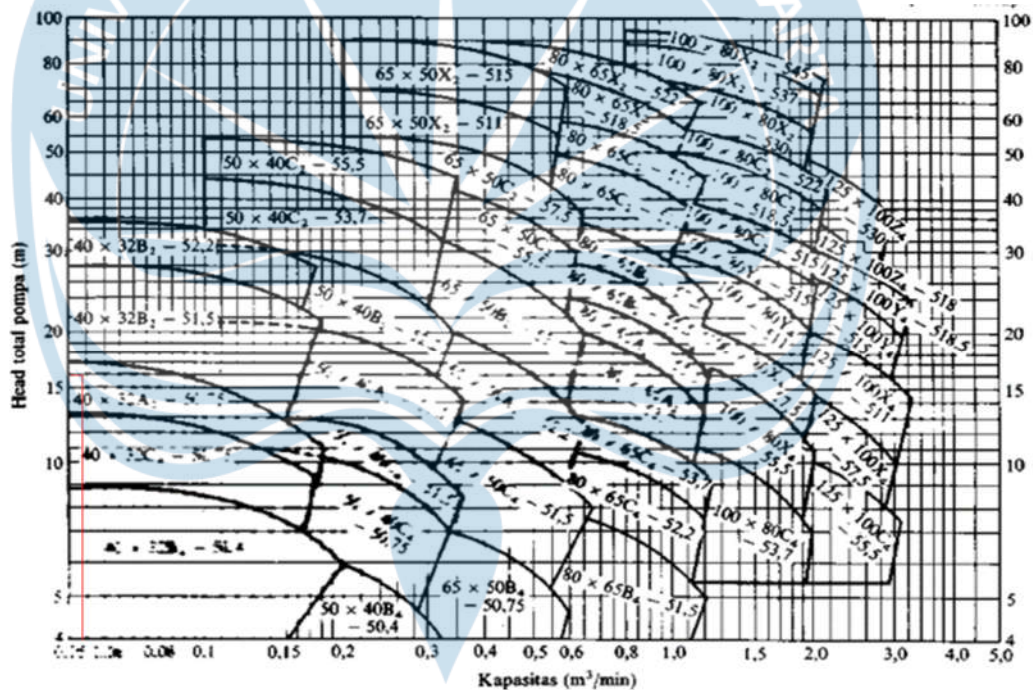
$$H_{tot} = h_a + \Delta h_p + h_l + v^2/2g$$

$$H_{tot} = 13,5 + 0 + 3,43174 + 0,494/2 \times 9,81$$

$$H_{tot} = 16,956 \text{ m}$$

Lampiran 41. Perhitungan Pompa

Berdasarkan diagram pemilihan pompa Standar maka didapat pompa dengan spesifikasi seperti ditunjuk pada grafik pompa adalah 40x32A2 – 5 0,75



Gambar 39. Grafik pemilihan pompa (buku Solarso)

Arti dari 40x32A2 – 5 0,75 adalah:

40 = diameter pipa hisap (40mm)

32 = diameter pipa buang (32mm)

A = Jenis rumah

Jumlah katup = 2 dan kecepatan 3000 rpm

5 = frekuensi (50Hz)

Lampiran 42. Kavitasi

Syarat kerja pompa tidak mengalami kavitasi adalah NSPH yg tersedia > NSPH yg diperlukan.

Keterangan:

Hsv: NSPH tersedia (m)

Pa : tekanan pada permukaan cairan (1 atm = 10332,274 kgf/m²)

Pv : tekanan uap jenuh (25°C = 322,85 kgf/m²)

Y : berat jenis air (1000 kgf/m³)

Hs: head hisap statis = 2,5 m

Hls: head loss pipa hisap = 0,08785

Hsv = $(10332,275 \text{ kgf/m}^2) / (1000 \text{ kgf/m}^3) + (322,85 \text{ kgf/m}^2) / (1000 \text{ kgf/m}^3) - (+13,50 \text{ m}) - 1,845 = 22,31$

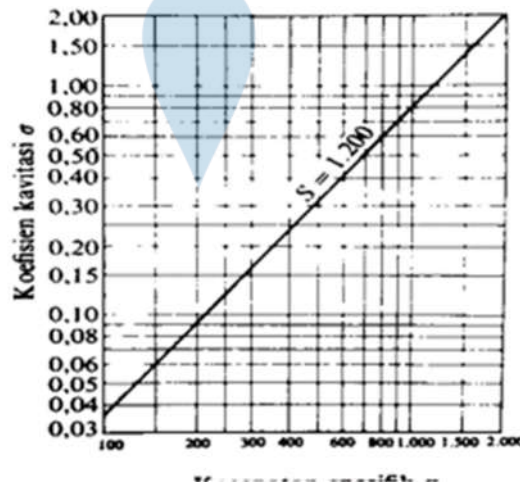
Hsvn: NSPH yg diperlukan

Hsvn = $\sigma \times H_n$

Q = 0,00065 m³/s = 0,039 m³/min

Ns = $n \times (Q^{0,5}) / (H_n^{0,75})$
= $2870 \times (0,039^{0,5}) / (16,956^{0,75})$
= 67,82

Karena ns = 67,82 < 100 maka $\sigma = 0,03$



Gambar 40. Grafik koefisien kavitasi

$$H_{svn} = 0,03 \times 16,956 = 0,50$$

$$N_{SPH_a} (22,31\text{m}) > N_{PSH_r} (0,50\text{m})$$

Jadi karena N_{NSPH_a} lebih besar dari N_{PSH_r} pompa dapat bekerja tanpa mengalami kavitasi.



Perhitungan Volume Air Bekas dan Air Kotor

Lampiran 43. Volume Air Bekas dan Air Kotor Gedung Selatan

$$= Q \times 80\%$$

$$= 0,00065 \text{ m}^3/\text{s} \times 80\%$$

$$= 0,00052 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$= 44,928 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Maka didapatkan volume untuk kapasitas air kotor greywater sebesar :

Perhitungan volume grey water

$$\text{Volume} = 44,928 \text{ m}^3/8 \text{ jam}$$

$$= 5,616 \text{ m}^3$$

Tabel 82. Kapasitas produk lumpur berdasarkan jenis gedung

No.	Jenis Gedung	Kapasitas Produk Lumpur (ltr/org/th)
1	Perumahan mewah	50
2	Rumah biasa	15
3	Apartemen	20 – 25
4	Asrama	12
5	Rumah sakit	Mewah > 100
		Menengah 50 – 80
		Umum 40 – 50
6	Sekolah dasar	40
7	SLTP	50

Sumber: Wiranto Arismundar, 1993

dapat kita hitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut.

Diketahui :

$$\text{Volume air buangan} = 44,928 \text{ m}^3/\text{hari}$$

$$\text{Volume lumpur} = 25 \text{ lt/org/th}$$

Waktu pengurasan septitank per 5 th

Volume lumpur

$$= \frac{300}{25} \times 5$$

$$= 60 \text{ lt/ th} = 4,71 \text{ m}^3/\text{hari}$$

$$= 4,71 \text{ m}^3$$

Volume septic tank

$$= 44,928 + 4,71$$

$$= 49,638 \text{ m}^3/8 \text{ jam}$$

$$= 6,20475 \text{ m}^3 \text{ (black water)}$$

Dari perhitungan diatas dapat ditentukan bahwa dibutuhkan volume septic tank sebesar $6,3 \text{ m}^3$.

Lampiran 44. Perencanaan dan Perhitungan Diameter Pipa Air

Asumsi kecepatan aliran air $v = 1 \text{ m/s}$, maka perhitungan diameter pipa sebagai berikut.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,0004}{\pi \times 1}}$$

$$D = 0,0226 \text{ m}$$

$$D = 0.88 \text{ inch}$$

Diameter pipa yang digunakan adalah 1 inch, ukuran nominal pipa sebesar dan Inside diameter sebesar 25 mm atau 0,025 m, maka kecepatan aliran dalam pipa dapat dihitung sebagai berikut.

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0,0004}{\pi \times 0,0409^2} = 0,8148 \text{ m/sec}$$

Lampiran 45. Volume Air Bekas dan Air Kotor Gedung Utara

Air buangan penghuni

$$= Q \times 80\%$$

$$= 0,000275 \text{ m}^3/\text{s} \times 80\%$$

$$= 0,00022 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$= 19,008 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Maka didapatkan volume untuk kapasitas air kotor greywater sebesar :

Perhitungan volume grey water

$$\text{Volume} = 19,008 \text{ m}^3/8 \text{ jam}$$

$$= 2,37 \text{ m}^3$$

Tabel 83. Kapasitas produk lumpur berdasarkan jenis gedung

No.	Jenis Gedung	Kapasitas Produk Lumpur (ltr/org/th)
1	Perumahan mewah	50
2	Rumah biasa	15
3	Apartemen	20 – 25
4	Asrama	12
5	Rumah sakit	Mewah > 100
		Menengah 50 – 80
		Umum 40 – 50
6	Sekolah dasar	40
7	SLTP	50

Sumber: Wiranto Arismundar, 1993

Diketahui:

Volume air buangan = $19,008 \text{ m}^3/\text{hari}$

Volume lumpur = 25 lt/orang/hari

Waktu pengurasan septitank per 5 tahun

Volume lumpur

$$= \frac{165}{25} \times 5$$

$$= 33 \text{ lt/ th} = 2,6 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Volume septic tank

$$= 19,008 + 2,6$$

$$= 21,608 \text{ m}^3/8\text{jam}$$

$$= 2,7 \text{ m}^3 \text{ (black water)}$$

Dari perhitungan diatas dapat ditentukan bahwa dibutuhkan volume septic tank sebesar $2,7 \text{ m}^3$.

Lampiran 46. Perencanaan dan Perhitungan Diameter Pipa Air

Asumsi kecepatan aliran air $v = 1 \text{ m/s}$, maka perhitungan diameter pipa sebagai berikut.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,00022}{\pi \times 1}}$$

$$D = 0,0167 \text{ m}$$

$$D = 0,657 \text{ inch}$$

Diameter pipa yang digunakan adalah 1 inch, ukuran nominal pipa sebesar dan Inside diameter sebesar 25 mm atau 0,025 m, maka kecepatan aliran dalam pipa dapat dihitung sebagai berikut.

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0,00022}{\pi \times 0,025^2} = 0,4481 \text{ m/sec}$$

Lampiran 47. Perhitungan Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{0,08422}{10-1}} = 0,096733307$$

Lampiran 48. Perhitungan Koefisien Kemiringan, Koefisien Kortisus, dan Koefisien Variasi

$$C_s = -0,76$$

$$C_k = 1,49$$

$$C_v = 0,047103378$$

Lampiran 49. Perhitungan Intensitas Hujan Rencana

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left(\frac{24}{t}\right)^{2/3}$$

$$I = \frac{71,68}{24} \times \left(\frac{24}{2}\right)^{2/3}$$

$$I = 15,65 \text{ mm/jam}$$

Lampiran 50. Perhitungan Debit

$$\begin{aligned} Q &= 0,00278 \times C \times I \times A \\ &= 0,00278 \times 0,95 \times 15,65 \text{ mm/jam} \times 0,501744434 \text{ Ha} \\ &= 0,020737 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Lampiran 51. Perhitungan Limpasan permukaan

$$\begin{aligned} V &= Q \times 600 \text{ detik (rata2 hujan di Jogja)} \\ &= 0,020737 \times 600 \end{aligned}$$

$$= 12,442 \text{ m}^3$$

$$= 12.442 \text{ liter}$$

Lampiran 52. Perhitungan Diameter Pipa Drainase

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0.004611163}{\pi \times 1}}$$

$$D = 0,07 \text{ m}$$

$$D = 2,7 \text{ inch}$$

Perhitungan Kecepatan Aliran Air

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

$$V = \frac{4 \times 0,004611}{\pi \times (0,0889\text{m})^2}$$

$$V = 0,74285 \text{ m/sec}$$

Lampiran 53. Perhitungan Sumur Resapan

Untuk mengetahui kebutuhan ukuran sumur resapan maka perlu dilakukan perhitungan terhadap volume andil banjir dengan rumus sebagai berikut

$$V_{ab} = 0,855 \times C \text{ tadah} \times A \text{ tadah} \times R$$

Serta perhitungan volume air hujan yang meresap dengan rumus sebagai berikut

$$V_{resapan} = t_e/24 \times A \text{ total} \times K$$

Rumus perhitungan sumur resapan berdasarkan jurnal

Q_p = Air yang terinfiltrasi ke dalam tanah di sumur resapan

R = jari-jari sumur (m)

K = Koefisien permeabilitas tanah (m/detik)

H = tinggi muka air tanah dalam sumur (m)

Asumsi dimensi sumur resapan

$$D = 1 \text{ m}$$

$$H = 2 \text{ m}$$

$$V = (1/4 \times \pi \times d^2) \times h$$

$$V = (1/4 \times \pi \times 1^2) \times 2$$

$$V = 1,570 \text{ m}^3$$

$$V = 1.570 \text{ liter}$$

Karena debit rencana dan dimensi telah diketahui maka dapat dihitung jumlah kebutuhan sumur resapan dengan perhitungan sebagai berikut

$$n = Q \text{ rencana} / \text{Volume sumur}$$

$$n = 2095,018675 / 1.570 \text{ liter}$$

$$n = 1,33 \approx n = 2 \text{ buah sumur resapan}$$

Lampiran 54. Perhitungan Dimensi Saluran Drainase

Debit aliran dialirkan dalam penampang segitiga dan debit banjir diambil periode ulang 5 tahun.[17]

$$\text{Debit aliran} \quad ; Q = 0,00203 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Kemiringan saluran} \quad ; s = 1,7\% \text{ (asumsi)}$$

$$\text{Dasar saluran} \quad ; A = 0 \text{ (trial)}$$

$$\text{Kemiringan dinding saluran} ; m = 1$$

Maka, luas penampang saluran

$$= A \times h + m \times h^2$$

$$= h^2$$

Keliling basah

$$= A + m \sqrt{(1 + h)^2}$$

$$= 1 \sqrt{(1 + h)^2}$$