

Prosiding



ISSN 2301-6752



SEMINAR NASIONAL APLIKASI TEKNOLOGI PRASARANA WILAYAH 2012

“Sinergi Tata Kelola Keairan dengan Pengaturan Tata Guna Lahan
dan Strategi Penanggulangan Bencana yang Diakibatkannya”

Surabaya, 11 Juli 2012



PT. DWIWIIRA KUSUMA
GENERAL CONTRACTOR & SUPPLIER

Program Diploma Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Kampus ITS Manyar, Jl. Menur 127 Surabaya
www.diplomasipil.its.ac.id



PENERAPAN SISTEM SEMI POLDER SEBAGAI UPAYA MANAJEMEN LIMPASAN PERMUKAAN DI KOTA BANDUNG

ALBERT WICAKSONO*, DODDI YUDIANTO¹ DAN JEFFRY GANDWINATAN²

¹Staf pengajar Universitas Katolik Parahyangan

²Alumni Universitas Katolik Parahyangan

*Email: nau_tilus@yahoo.com

Abstrak— Pemanfaatan lahan sawah sebagai kawasan permukiman akan berdampak pada peningkatan limpasan permukaan. Mempertimbangkan terbatasnya kapasitas badan air penerima dan kondisi lahan yang seringkali memiliki daya dukung tanah rendah, sistem semi polder menjadi alternatif pengendalian limpasan yang sesuai. Pada salah satu kawasan permukiman di Kota Bandung, yaitu Perumahan X, pengelolaan limpasan air hujan menjadi semakin rumit akibat adanya sejumlah saluran irigasi yang juga berfungsi sebagai saluran drainase yang melintas di dalam kawasan. Berdasarkan analisis data hujan diketahui durasi hujan yang dominan pada kawasan ini adalah hujan berdurasi 3 jam. Untuk luas lahan rencana sebesar 12 hektar, total luas kolam tampungan sementara yang harus disediakan mencapai 7,45% luas lahan dengan kedalaman efektif kolam pertama 1,0 m dan kolam ke-dua 2,3 m. Dengan memanfaatkan dua buah pompa berkapasitas 774 m³/jam dan empat buah pompa berkapasitas 675 m³/jam, luas kolam tampungan dapat direduksi menjadi 1,00% luas lahan dengan kemampuan tampungan mencapai 3 sampai 4 jam.

Kata kunci— manajemen limpasan, sistem semi polder, pengembangan kawasan permukiman, sistem pompa

1. PENDAHULUAN

Kota Bandung merupakan pusat administrasi provinsi Jawa Barat yang terus mengalami perkembangan seiring dengan pertumbuhan ekonomi. Sebagai konsekuensinya, Pemerintah Kota Bandung kini dihadapkan dengan kebutuhan akan penyediaan lahan, baik untuk kawasan perdagangan, permukiman maupun pembangunan infrastruktur lainnya. Tentunya hal ini akan berdampak terhadap relokasi atau alih fungsi sejumlah lahan terbuka.

Seiring dengan meningkatnya pemanfaatan kawasan di daerah Bandung barat dan utara, Pemerintah Kota Bandung akhirnya menetapkan untuk mengembangkan kawasan Bandung timur dan selatan menjadi kawasan permukiman dan sejumlah sentral industri. Pengalihan fungsi lahan terbuka di kawasan

Bandung Timur ini akan mengakibatkan pengurangan daerah resapan air hujan dan peningkatan volume limpasan permukaan. Apabila dalam suatu proses pengembangan kawasan ini tidak disertai dengan perencanaan dan penyediaan sarana drainase yang memadai, resiko terjadinya perluasan daerah genangan pun akan terus meningkat.

Sehubungan dengan hal tersebut di atas, salah satu pengalihan fungsi ini terjadi di Perumahan X yang berlokasi di Bandung timur. Perencanaan dan penyediaan drainase yang memadai mutlak menjadi penting karena lokasi perumahan terletak pada kawasan yang rawan terhadap terjadinya risiko genangan dan memiliki elevasi tanah yang lebih rendah dibandingkan elevasi muka air banjir badan air penerima. Di samping itu, keberadaan tiga buah saluran irigasi eksisting pada lokasi

rencana menyebabkan penyediaan sarana drainase menjadi lebih rumit sehingga memerlukan perencanaan yang matang dan terintegrasi. Peta rencana induk pengembangan kawasan perumahan ini dapat dilihat pada Gambar 1.

Memperhatikan kondisi lahan Perumahan X terletak di bawah elevasi permukaan jalan dan peil banjir sungai, secara umum terdapat dua buah solusi yang dapat dimanfaatkan untuk dalam perencanaan drainase kawasan yaitu sistem timbunan dan sistem polder. Pada sistem timbunan, lahan rencana seyogyanya ditimbun hingga mencapai elevasi aman, minimum sama dengan peil banjir sungai. Hal sebaliknya, pada sistem polder elevasi lahan justru diusahakan tetap pada elevasi aslinya dan limpasan yang terjadi akibat pengembangan lahan dikendalikan sedemikian rupa dengan memanfaatkan tanggul dan sistem pompa.

Pada hampir semua kasus, sistem penimbunan umumnya memerlukan biaya investasi yang lebih besar dibandingkan sistem polder. Namun dalam pemilihan sebuah solusi tidak semata-mata didasari oleh pertimbangan biaya. Khususnya pada lokasi studi, hasil penyelidikan tanah yang telah dilakukan menunjukkan bahwa jenis tanah yang mendominasi di kawasan ini adalah tanah lempung lunak dengan kedalaman tanah keras 25 m di bawah permukaan tanah asli. Dengan demikian, dapat diperkirakan bahwa sistem timbunan tidak cocok untuk diterapkan pada lokasi studi karena selain berisiko terhadap penurunan muka tanah yang besar dan tidak merata sering kali akan memerlukan waktu yang lama untuk memperbaiki daya dukung tanah. Ditinjau dari konsep dasar perencanaan sistem drainase yang berkelanjutan, pengendalian limpasan permukaan di dalam sistem menjadi hal yang juga penting untuk senantiasa diperhatikan.

Pada hakekatnya, pada sistem polder tidak diperbolehkan adanya aliran dari luar yang dapat masuk ke dalam kawasan yang dilindungi oleh polder. Namun, pada daerah

studi terdapat tiga buah saluran irigasi, yang juga berfungsi sebagai saluran drainase milik pemerintah kota yang tidak diijinkan untuk direlokasi. Karena itu khusus pada studi ini, aliran pada saluran irigasi tersebut diperbolehkan memasuki kawasan perumahan. Sebab itu, dalam studi ini tidak dipergunakan sistem polder secara utuh tetapi dengan sistem semi-polder walaupun dari segi perhitungan dan perencanaan tidak terdapat perbedaan yang mendasar.

2. METODOLOGI

Dalam studi ini, perancangan sistem drainase dimulai dengan penentuan elevasi lahan kawasan perumahan untuk dijadikan acuan dalam arah dan desain kemiringan saluran drainase. Penentuan kapasitas saluran drainase dilakukan dengan menggunakan Metode Rasional yang dapat dirumuskan sebagai^[1]:

$$Q = 0,278 \times C \times I \times A \quad (1)$$

Dengan Q adalah debit banjir maksimum (m^3/sekon), C adalah koefisien limpasan, I adalah intensitas hujan rencana (mm/jam) dan A adalah luas daerah pengaliran (km^2). Metode Rasional dapat digunakan dalam penentuan nilai debit banjir karena luas lahan Perumahan X dapat dikategorikan sebagai daerah tangkapan yang kecil (<250 hektar), hujan yang terjadi dapat diasumsikan mempunyai intensitas seragam dan merata di seluruh daerah tangkapan serta memiliki durasi hujan minimum sama dengan waktu konsentrasi (t_c)^[1].

Analisis intensitas hujan rencana menggunakan Kurva Intensitas-Durasi-Frekuensi (Kurva-IDF). Persamaan empiris yang biasa digunakan untuk menggambarkan intensitas hujan adalah persamaan Talbot, Sherman, dan Ishiguro. Persamaan-persamaan tersebut dapat dituliskan sebagai berikut^[2]:

$$\text{Rumus Talbot: } I = \frac{a}{t + b} \quad (2)$$

$$\text{Rumus Sherman: } I = \frac{a}{t^n} \quad (3)$$

$$\text{Rumus Ishiguro: } I = \frac{a}{\sqrt{t+b}} \quad (4)$$

Dengan I adalah intensitas hujan (mm/jam), t adalah durasi hujan (menit), a, b dan n adalah konstanta yang dapat dicari dengan analisis regresi.

Sebagaimana diungkapkan di atas, durasi hujan minimum diasumsikan sama dengan waktu konsentrasi. Waktu konsentrasi itu sendiri pada dasarnya sangat tergantung pada karakteristik daerah tangkapan, terutama jarak yang harus ditempuh oleh air hujan yang jatuh di tempat terjauh dari titik tinjau dan kemiringan lahan yang ada (S). Salah satu rumus empirik yang umum digunakan untuk memperkirakan lama waktu konsentrasi adalah rumus Kirpich (1940) yang dinyatakan sebagai berikut^[1]:

$$t_c = \frac{0,066287 \cdot L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad (5)$$

Dengan t_c adalah waktu konsentrasi (jam), L adalah jarak dari titik terjauh ke titik tinjau (km) dan S adalah kemiringan antara ketinggian lahan maksimum dan minimum (m/m).

Setelah kapasitas saluran drainase diketahui, dilakukan pendimensian saluran drainase. Dalam studi ini seluruh saluran direncanakan berpenampang segiempat dengan lebar b dan tinggi h. Tinggi h merupakan hasil dari perhitungan kedalaman normal menggunakan persamaan Manning ditambah dengan tinggi jagaan bervariasi antara 20-50 cm. Persamaan Manning dirumuskan sebagai^[3]:

$$Q = \frac{1}{n} \times (b \times y_n) \times \left(\frac{b \times y_n}{b + 2 \times y_n} \right)^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{S_f} \quad (6)$$

Dengan Q adalah nilai debit (m^3/s), n adalah koefisien kekasaran Manning, b adalah lebar saluran (m) dan y_n adalah kedalaman normal (m) yang akan ditentukan.

Seluruh saluran drainase akan direncanakan untuk dapat mengalir secara grafitasi dan akan dikumpulkan terlebih dahulu dalam dua buah kolam tampungan. Kapasitas kolam

tampungan diperhitungkan menggunakan bantuan perangkat lunak HEC-HMS versi 3.5. Adapun perangkat ini menggunakan prinsip penelusuran banjir tampungan (*reservoir routing*) yang pada dasarnya dirumuskan sebagai^[11]:

$$I - O = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad (7)$$

Dengan I adalah aliran yang masuk ke dalam tampungan (*inflow*) (m^3/s), O adalah aliran yang dikeluarkan dari tampungan (*outflow*) (m^3/s), ΔS adalah perubahan tampungan (m^3) dan Δt adalah selang waktu (s).

Nilai aliran masuk dalam perangkat lunak ini akan dihitung dari data masukan berupa hujan rencana. Hubungan hujan-limpasan dalam studi ini menggunakan Hidrograf Satuan Sintetis *Soil Conservation Services* (HSS SCS). Pada metode ini, hidrograf limpasan diturunkan berdasarkan hidrograf satuan tidak berdimensi dimana tinggi hujan efektif dinyatakan sebagai fungsi dari tinggi hujan total dan parameter kehilangan air yang disebut sebagai *Curve Number* (CN) Besarnya nilai CN umumnya bervariasi antara 1 sampai 100 tergantung kepada jenis tanah, tata guna lahan dan cara pengolahan lahan, kondisi permukaan tanah dan kondisi kelembaban tanah. Metode SCS dikembangkan berdasarkan curah hujan 24 jam, sehingga metode ini hanya dapat digunakan untuk menghitung tinggi limpasan dan tidak secara eksplisit memperhitungkan variasi ruang dari intensitas hujan. Secara matematis, besarnya debit banjir yang dihitung berdasarkan metode SCS dinyatakan sebagai berikut^[4]:

$$q_p = \frac{C \cdot A}{T_p} \quad (8)$$

Dengan q_p adalah debit banjir puncak ($m^3/sekon$), C adalah koefisien pengali (2,08 untuk satuan SI), A adalah luas daerah pengaliran (km^2) dan T_p adalah waktu dari awal hujan sampai puncak banjir (jam).

Untuk mengalirkan limpasan yang tertampung di dalam kolam digunakan sejumlah pompa yang dipasang paralel pada masing-masing kolam dengan pola

pengoperasian tertentu sehingga debit aliran keluar tidak membebani sungai secara berlebihan. Untuk memudahkan simulasi, sistem pengoperasian pompa direncanakan menggunakan perangkat lunak HEC-HMS.

3. HASIL STUDI

Berdasarkan pengukuran lapangan dan data sekunder, diketahui elevasi peil banjir yang berada di elevasi +9,2 m dan elevasi muka tanah eksisting yang berada di elevasi +7,0 m. Dengan demikian, tinggi dinding polder yang perlu dibangun di sekeliling kawasan adalah setinggi 2,2 m.

Berdasarkan hasil analisis regresi ketiga persamaan intensitas hujan di atas, diketahui bahwa data curah hujan berdurasi pendek BMKG Bandung terdistribusi mengikuti metode Talbot dengan deviasi rata-rata (α) sebesar 5,38 untuk periode ulang 5 tahun. Secara detail, hasil analisis regresi untuk intensitas hujan dengan periode disajikan pada Gambar 2.

Sesuai dengan hasil perhitungan yang telah dilakukan, dimensi saluran yang diperlukan untuk mengalirkan limpasan lahan yang terjadi pada kawasan Perumahan X bervariasi antara 30 cm (lebar) \times 40 cm (tinggi), 30cm \times 50cm, 50cm \times 50cm, 60cm \times 60cm, 80cm \times 60cm, 80cm \times 80cm dan 100cm \times 80cm.

Untuk mengantisipasi limpasan dari luar kawasan yang tidak terkendali, di sekeliling dinding polder juga direncanakan saluran gendong yang akan mengarahkan aliran menuju saluran buang. Saluran gendong yang terletak di sisi luar polder ini ditetapkan berdimensi 50cm \times 50cm.

Berdasarkan debit limpasan di kawasan perumahan dengan hujan rencana dengan periode ulang 5 tahun yang terdistribusi selama 3 jam dan limpasan dari saluran irigasi ke-3, debit maksimum yang masuk ke kolam 1 sebesar 0,818 m³/s dan debit masuk ke kolam

2 sebesar 1,091 m³/s. Hidrograf untuk kolam 1 dan 2 dapat dilihat pada Gambar 3.

Dengan menggunakan hidrograf banjir yang diperoleh pada masing-masing kolam tampungan dan pemanfaatan pompa maka besarnya volume kolam 1 yang diperlukan adalah sebesar 196 m³ dengan kedalaman tampungan sebesar 1 m dan volume kolam 2 sebesar 2.526 m³ dengan kedalaman tampungan 2,3 m.

Sistem pompa yang perlu disediakan untuk mengendalikan limpasan di kolam 1 adalah 2 pompa utama dengan kapasitas 774 m³/jam masing-masing akan dioperasikan secara seri saat kedalaman air pada kolam mencapai 0,8 m. Sedangkan dua pompa lainnya akan beroperasi ketika muka air mencapai 1,0 m. Sedangkan untuk kolam 2 diperlukan empat pompa berkapasitas 675 m³/jam yang akan beroperasi secara bersamaan pada saat kedalaman air mencapai 0,8 m. Sistem pengoperasian pompa di kolam 1 dan kolam 2 dapat dilihat pada Gambar 4 dan Gambar 5. Pada kedua gambar tersebut dapat dilihat bahwa air limpasan yang masuk ke dalam masing-masing kolam dapat ditahan selama kurang lebih 3 sampai 4 jam sebelum semua air limpasan tersebut dikembalikan ke sungai.

4. PEMBAHASAN

Elevasi peil banjir di +9,2 m lebih tinggi sekitar 2,2 m dari muka tanah asli. Jika pengembangan kawasan dilakukan dengan melakukan penimbunan, maka setidaknya diperlukan volume tanah timbunan sebesar 287.000 m³. Tentunya jika dilihat dari segi biaya pelaksanaan, kegiatan penimbunan akan membutuhkan biaya yang lebih besar jika dibandingkan dengan membuat tanggul polder.

Hidrograf banjir rencana untuk kawasan perumahan ini dihitung menggunakan bantuan perangkat lunak HEC-HMS dengan membagi dua wilayah kajian sesuai dengan dua kolam tampungan yang disediakan. Perhitungan hujan-limpasan menggunakan Hidrograf Satuan Sintetis SCS. Sebagaimana

diungkapkan pada hasil kajian di atas, untuk mengendalikan limpasan permukaan pada Perumahan X diperlukan volume kolam 1 sebesar 5.800 m^3 dengan luas $0,6$ hektar dan volume kolam 2 sebesar 8.560 m^3 dengan luas $0,37$ hektar. Luas area ini meliputi sebesar $7,45\%$ dari luas lahan total. Tentunya dari nilai ekonomi, nilai ini dianggap merugikan bagi pihak pengembang. Berdasarkan peta rencana induk pengembangan, pihak pengembang hanya menyediakan luas lahan untuk kolam tampungan sebesar 200 m^2 untuk kolam 1 dan 1.100 m^2 untuk kolam 2.

Untuk memenuhi volume dan luasan kolam yang terbatas ini, dilakukan simulasi untuk mendapatkan kapasitas dan sistem pengoperasian pompa yang optimum. Proses simulasi dilakukan berdasarkan 3 skenario. Skenario pertama dilakukan dengan mempertimbangkan limpasan dengan hujan periode ulang 5 tahun dan limpasan yang mungkin dihasilkan sebagai luapan dari saluran irigasi. Skenario ke-2 dilakukan dengan memanfaatkan kapasitas kolam tampungan yang tersedia yang dikombinasikan dengan pengoperasian sistem pompa sehingga mampu mengendalikan limpasan periode ulang 10 tahun. Sedangkan pada skenario ke-3, simulasi yang dilakukan pada dasarnya serupa dengan skenario ke-2 hanya saja pada skenario ke-3 ini digunakan hidrograf banjir kawasan yang diperhitungkan sebagai limpasan tambahan yang akan dialirkan melalui saluran irigasi ketika terjadi hujan pada periode ulang 10 tahun. Hasil ketiga skenario disajikan pada Tabel 1.

Berdasarkan hasil simulasi pengoperasian pompa seperti pada tabel tersebut, diketahui bahwa pada skenario ke-1 diperlukan dua buah pompa utama dan dua buah pompa cadangan dengan kapasitas masing-masing pompa sebesar $774 \text{ m}^3/\text{jam}$ yang ditempatkan di kolam tampungan ke-1 dan pada kolam ke-2 diperlukan 4 buah pompa sebagai pompa utama dengan kapasitas $675 \text{ m}^3/\text{jam}$. Pada skenario ke-2, kapasitas kolam dan kombinasi pompa sama seperti skenario ke-1. Sedangkan

pada skenario 3, ketika diharapkan kedalaman kolam tetap maka pada kolam 1 diperlukan tambahan 1 buah pompa utama. Sedangkan pada kolam tampungan ke-2, kombinasi pompa dapat diubah menjadi 4 buah pompa utama dengan 2 buah pompa tambahan. Dengan demikian, dapat disimpulkan bahwa skenario ke-1 merupakan kondisi optimal yang dapat dipergunakan untuk mengendalikan limpasan pada kawasan perumahan ini.

Dengan memanfaatkan sistem pengoperasian pompa ini, maka volume tampungan untuk kolam 1 dapat direduksi menjadi 196 m^3 dengan luas lahan yang diperlukan hanya 200 m^2 dan volume kolam 2 dapat tereduksi menjadi 2.526 m^3 dengan luas kolam sebesar 1.100 m^2 . Kondisi ini sudah sesuai dengan lahan yang disediakan oleh pengembang. Selain itu, dengan memanfaatkan sistem operasi pompa ini air limpasan dapat tampung sementara selama 3 sampai dengan 4 jam.

5. SIMPULAN DAN SARAN

Berdasarkan hasil studi yang diperoleh terlihat jelas bahwa pengembangan sistem drainase menggunakan sistem polder merupakan metode yang paling sesuai mempertimbangkan besarnya volume tanah timbunan dan rendahnya daya dukung tanah pada kawasan. Pada pengembangan kawasan ini diperlukan sebuah tanggul tanggul di sekeliling kawasan dengan tinggi $2,2 \text{ m}$ yang dilengkapi dengan saluran gendong di sisi luar yang memiliki dimensi $50\text{cm} \times 50\text{cm}$.

Dengan adanya saluran irigasi yang melintasi kawasan perumahan, maka sistem drainase yang digunakan tidak murni polder melainkan semi polder. Hal ini dikarenakan masih diijinkannya aliran dari luar kawasan mengalir masuk ke dalam kawasan.

Untuk memenuhi kapasitas tampungan dengan luas kolam tampungan yang terbatas, diperlukan suatu sistem pemompaan yang dioperasikan dengan pola tertentu. Pada kolam 1 diperlukan 2 pompa utama dan 2 pompa

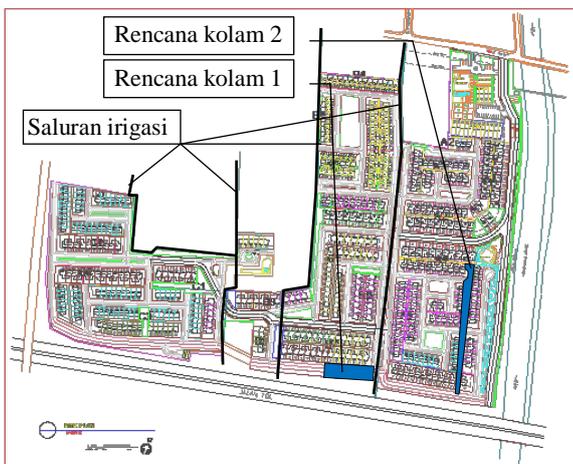
cadangan yang masing-masing berkapasitas 774 m³/jam yang dioperasikan bergiliran, sedangkan pada kolam 2 diperlukan 4 buah pompa berkapasitas 665 m³/jam dioperasikan secara bersamaan. Untuk memperoleh hasil studi yang lebih akurat, khususnya terkait dengan simulasi pemompaan, diperlukan informasi fluktuasi muka air banjir sungai dan lama genangan yang terjadi.

Keberlangsungan sistem semi polder ini tergantung pada sistem manajemen pelaksanaan dan pemeliharaan yang berkesinambungan.

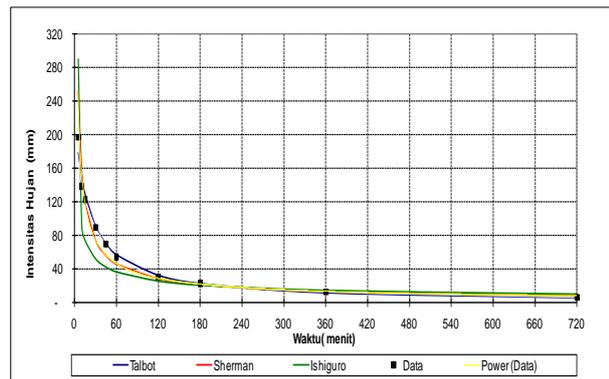
DAFTAR PUSTAKA

- [1] Ponce, Victor Miguel (1989), *Engineering Hydrology – Principles and Practices*, Prentice Hall, New Jersey.
- [2] Sosrodarsono, Suyono dan Kensaku Takeda (1976), *Hidrologi untuk Pengairan*, PT. Pradnya Paramita, Jakarta.
- [3] Chow, Ven Te (1959), *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, Tokyo.
- [4] Mays, Larry.W., Ven Te Chow and David R. Maidment (1998). *Applied Hydrology*. McGraw-HillBook Company, New York

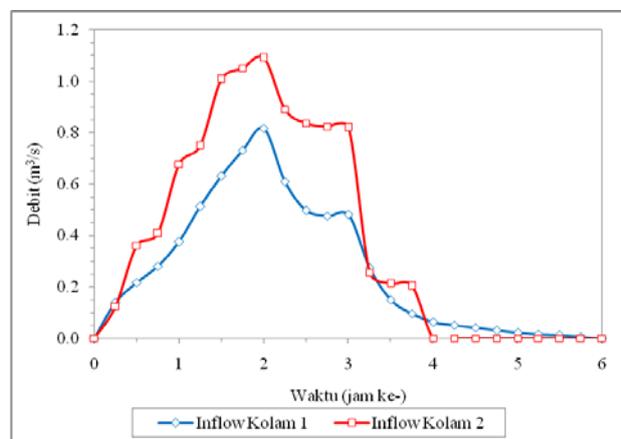
TABEL DAN GAMBAR



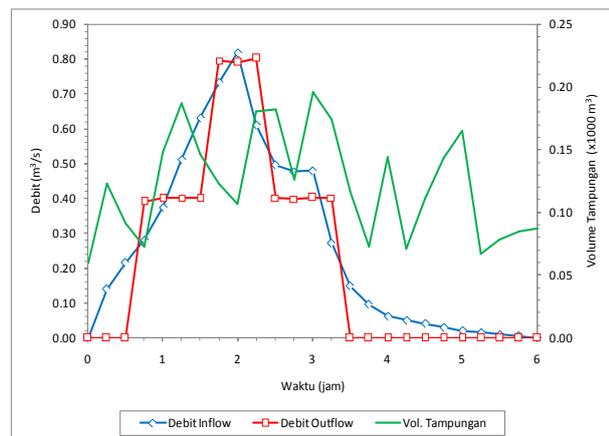
Gambar 1. Peta rencana induk pengembangan kawasan Perumahan X



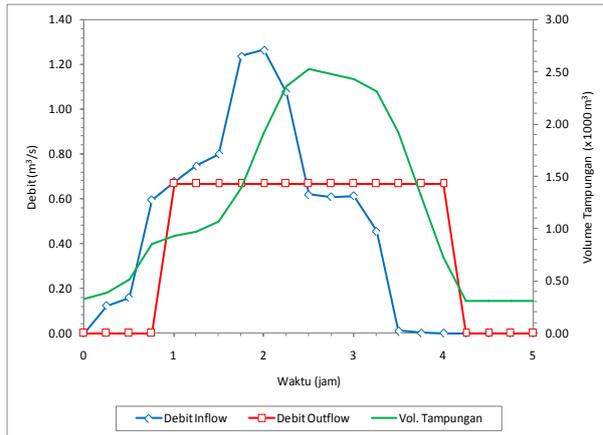
Gambar 2. Kurva IDF stasiun BMKG Bandung



Gambar 3. Hidrograf debit masuk kolam 1 dan kolam 2



Gambar 4. Pola pengoperasian sistem pompa di kolam 1



Gambar 5. Pola pengoperasian sistem pompa di kolam 2

Tabel 1. Hasil simulasi ketiga skenario operasi pompa

| Parameter | Skenario 1 | | Skenario 2 | | Skenario 3 | |
|---|------------|---------|-----------------|---------|------------|---------|
| | Kolam 1 | Kolam 2 | Kolam 1 | Kolam 2 | Kolam 1 | Kolam 2 |
| Vol. kolam (m ³) | 196 | 2.526 | 202 | 2.621 | 207 | 2.625 |
| Y Kedalaman air (m) | 0,98 | 2,30 | 1,01 | 2,38 | 1,04 | 2,39 |
| Kedalaman kolam (m) | 2,50 | 3,50 | 2,70 | 3,50 | 2,70 | 3,50 |
| Luas kolam (m ²) | 200 | 1.100 | 200 | 1.100 | 200 | 1.100 |
| Q _{inflow} (m ³ /s) | 0,818 | 1,264 | 0,806 | 1.358 | 0,806 | 1.564 |
| Q _{outflow} (m ³ /s) | 0,802 | 0,667 | 0,803 | 0,833 | 0,803 | 1,000 |
| Jumlah pompa utama | 2 | 4 | 2 | 3 | 3 | 3 |
| Kedalaman air di kolam saat awal pengoperasian pompa utama (m) | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 1,00 | 1,00 |
| Jumlah pompa cadangan | 2 | - | 2 | 2 | 2 | 3 |
| Kedalaman air di kolam saat awal pengoperasian pompa cadangan (m) | 1,00 | - | 1x0,9m + 1x1,0m | 1,00 | 1,1 | 1,5 |
| Waktu operasi (menit) | 180 | 210 | 180 | 210 | 195 | 210 |

