

E-ISSN : 2807-5579

P-ISSN : 2807-5889

BOUWPLANK

Jurnal Ilmiah Teknik Sipil dan Lingkungan

VOLUME 01 NOMOR 01, FEBRUARI 2021

Published by:

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering,

University of Widyagama Malang, Indonesia

BOUWPLANK

Jl. Borobudur No. 35 Malang 65128

Telp. 0341-492282, 411291 Faks. 0341-496919

Email: sipil@widyagama.ac.id

BOUWPLANK

Jurnal Ilmiah Teknik Sipil dan Lingkungan

VOLUME 01, NOMOR 01, FEBRUARI 2021

DEWAN REDAKSI

Penanggung Jawab : Dekan Fakultas Teknik
Ketua Jurusan Teknik Sipil

Tim Editor :

Editor in Chief

Ir. Abdul Halim, M.T., (SINTA ID: [6660008](#), Scopus ID: [57225097679](#)), Indonesia
Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Universitas Widyagama Malang,
Indonesia

Managing Editor

Candra Aditya, S.T., M.T., (SINTA ID: [5977179](#), Scopus ID: [57223180604](#)), Indonesia
Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Universitas Widyagama Malang,
Indonesia

Editorial Board Members

Dr. Eng. Ir. Ming Narto Wijaya, S.T., M.T., M.Sc., (SINTA ID: [5992772](#), Scopus ID: [56465853100](#)), Indonesia
Department of Civil Engineering Undergraduate, Faculty of Engineering, Universitas
Brawijaya, Indonesia

Ir. Riman, M.T., (SINTA ID: [5998828](#)), Indonesia
Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Universitas Widyagama Malang,
Indonesia

Ir. Mohammad Cakrawala, M.T., (SINTA ID: [6666868](#)), Indonesia
Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Universitas Widyagama Malang,
Indonesia

Assistant Editor

Anis Purwaningsih, S.T., Indonesia
Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Universitas Widyagama Malang,
Indonesia

Tim Reviewer :

Assoc. Prof. Dr. Nawir Rasidi, S.T., M.T., (SINTA ID: [6013639](#), Scopus ID: [57215038530](#)),
Indonesia
Department of Construction Engineering Management D-4, Politeknik Negeri Malang,
Indonesia

Assoc. Prof. Dr. Ir. Aji Suraji, M.Sc., (SINTA ID: [5986966](#), Scopus ID: [57225085090](#)), Indonesia
Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Universitas Widyagama Malang,
Indonesia

Assoc. Prof. Dr. Agus Tugas Sudjianto, S.T., M.T., (SINTA ID: [5986025](#), Scopus ID: [57225188093](#)), Indonesia
Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Universitas Widyagama Malang,
Indonesia

Dr. Dafid Irawan, S.T., M.T., (SINTA ID: [6684776](#), Scopus ID: [57212384743](#)), Indonesia
Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Universitas Widyagama Malang,
Indonesia

BOUWPLANK

Jurnal Ilmiah Teknik Sipil dan Lingkungan

VOLUME 01, NOMOR 01, FEBRUARI 2021

PENGANTAR REDAKSI

BOUWPLANK Jurnal Ilmiah Teknik Sipil dan Lingkungan Volume 01 Nomor 01, Februari 2021 ini terdiri atas 5 makalah ilmiah yang semuanya telah ditelaah oleh penelaah ahli. Redaktur mengucapkan terima kasih kepada para penulis dan semoga kerja kerasnya akan bermanfaat bagi ilmu pengetahuan dan kehidupan manusia. Partisipasi para ilmuwan khususnya dalam bidang teknik sipil dan lingkungan sangat diharapkan untuk memperkaya khasanah Jurnal Ilmiah Teknik Sipil dan Lingkungan, BOUWPLANK.

REDAKSI

BOUWPLANK

Jurnal Ilmiah Teknik Sipil dan Lingkungan

VOLUME 01, NOMOR 01, FEBRUARI 2021

DAFTAR ISI

Dewan Redaksi	i
Pengantar dari Redaksi	ii
Daftar Isi	iii
ANALISIS PERBEDAAN STRUKTUR PERKERASAN JALAN MENGGUNAKAN BEBAN SUMBU STANDAR DAN BEBAN SUMBU RIIL <i>Aburizal Abdul Rahman, Aji Suraji, Muhammad Cakrawala</i>	1-14
KAJIAN EVALUASI KAPASITAS TAMPUNG SALURAN TERHADAP DEBIT BANJIR RANCANGAN PADA PERENCANAAN SISTEM JARINGAN DRAINASE KOTA KANDANGAN <i>Arif Siswanto, Riman, Abdul Halim</i>	15-26
REDESAIN FONDASI MENERUS DENGAN FONDASI STRAUSS PADA PROYEK PEMBANGUNAN PENGEMBANGAN GEDUNG KAMPUS II UNIVERSITAS WIDYAGAMA MALANG <i>Ilyamin, Agus Tugas Sudjianto, Candra Aditya</i>	27-42
ANALISIS PORTAL BAJA PADA GEDUNG BERTINGKAT TINGGI BERDASARKAN SNI 03-1729-2002 DAN SNI 1729:2015 (Studi Kasus: Gedung Laboratoria Kampus 3 Universitas Widyagama Malang) <i>Firdiatus Zuhrifah, Abdul Halim, Candra Aditya</i>	43-53
PENJADWALAN ULANG PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PARU DUNGUS MADIUN (Studi Kasus: Pembangunan Gedung Rumah Sakit Paru Dungus Madiun) <i>Candra Widiyanti, Dafid Irawan, Abdul Halim</i>	54-65

ANALISIS PERBEDAAN STRUKTUR PERKERASAN JALAN MENGUNAKAN BEBAN SUMBU STANDAR DAN BEBAN SUMBU RIIL

Aburizal Abdul Rahman¹, Aji Suraji^{2*}, Mohammad Cakrawala³

¹Konsultan Pengawas Jalan Nasional

^{2,3}Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Widyagama Malang

*Email Korespondensi: ajisuraji@widyagama.ac.id

ABSTRAK

Perkerasan dan Struktur perkerasan merupakan struktur yang terdiri dari satu atau beberapa lapis perkerasan dari bahan-bahan yang diproses, dimana fungsinya untuk mendukung berat dari beban lalu lintas tanpa menimbulkan kerusakan yang berarti pada konstruksi jalan itu sendiri. Sehingga diadakannya penelitian mengenai perbandingan metode Pt T-01-2002-B dan metode MDP 2017 guna mencari struktur perkerasan yang baik dengan biaya yang se efisien mungkin. Dalam penelitiannya dilakukan perbandingan berdasarkan pencarian nilai angka ekuivalen dengan beban sumbu terberat 10 ton berdasarkan Pt T-01-2002-B dan tabel VDF (Vehicle Damage Factor) berdasarkan metode MDP 2017, hasil angka ekuivalen tersebut kemudian dikalikan dengan LHR dan beberapa factor pengali untuk mendapatkan nilai CESA (Cumulative Equivalent Standar Axle Load). Hasil dari nilai CESA, Reliability (R), Overall Standard Deviation (SO), Modulus Resilin efektif (MR) dan Design Serviceability (Δ PSI) dimasukkan dalam tabel nomogram sehingga struktur perkerasan yang didapatkan untuk lapis permukaan sebesar 10 cm, lapis fondasi atas bersemen sebesar 7 cm, dan lapis fondasi bawah sebesar 15 cm. Pada metode MDP 2017 nilai VDF dikalikan LHR dan beberapa factor pengali untuk mendapat nilai CESA⁵, hasil CESA⁵ dicocokkan dalam tabel untuk mendapatkan desain perkerasan lentur untuk opsi minimum yaitu AC WC sebesar 5 cm, AC BC sebesar 6 cm, AC BC base sebesar 22 cm, fondasi agregat kelas A sebesar 15 cm dan urukan pilihan sebesar 35 cm. Sedangkan untuk biayanya berdasarkan metode Pt T-01-2002-B didapati sebesar Rp 3.693.307.000,- dan metode MDP 2017 didapati sebesar Rp 8.940.235.000,-.

Kata kunci : Struktur Perkerasan, Perkerasan Lentur, CESA, Beban Sumbu Standar, Beban Sumbu Riil.

ABSTRACT

Pavement and Pavement structure is a structure consisting of one or more layers of pavement of processed materials, which functions to support the weight of the traffic load without inflicting significant damage to the construction of the road itself. So that the research was conducted on the comparison of Pt T-01-2002-B method and MDP 2017 method in order to find a good pavement structure at the most efficient cost. In his research, a comparison was conducted based on the search for equivalent number values with the heaviest axis load of 10 tons based on Pt T-01-2002-B and VDF (Vehicle Damage Factor) table based on MDP 2017 method, the result of the equivalent figure was then multiplied by LHR and several multiplier factors to obtain CESA (Equivalent Cumulative Standard Axle Load) value. The results of CESA, Reliability (R), Overall Standard Deviation (SO), Effective Recital Modulus (MR) and Design Serviceability (Δ PSI) are included in the nomogram table so that the pavement structure obtained for the surface layer is 10 cm, the upper foundation layer is 7 cm, and the bottom foundation layer is 15 cm. In the MDP 2017 method the VDF value is multiplied by LHR and several multiplier factors to get the CESA⁵ value, the CESA⁵ results are matched in the table to get a flexible pavement design for the minimum option which is AC WC of 5 cm, AC BC of 6 cm, AC BC base of 22 cm, aggregate foundation of class A of 15 cm and urukan option of 35 cm. As for the cost based on the method of Pt T-01-2002-B was found at Rp 3,693,307,000, - and the MDP method in 2017 was found at Rp 8,940,235,000,-.

Keywords : *Pavement Structure, Flexible Pavement, CESA, Standard Axle Load, Actual Axis Load.*

1. PENDAHULUAN

Perkerasan dan struktur perkerasan merupakan struktur yang terdiri dari satu atau beberapa lapis perkerasan dari bahan-bahan yang diproses, dimana fungsinya untuk mendukung berat dari beban lalu lintas tanpa menimbulkan kerusakan yang berarti pada konstruksi jalan itu sendiri. Struktur perkerasan sendiri sudah memiliki banyak penelitian seperti penelitian mengenai penggunaan alang-alang sebagai bahan perkerasan [1] dan penelitian mengenai peningkatan nilai modulus untuk perkerasan kaku. [2]. Struktur perkerasan jalan dalam menjalankan fungsinya berkurang sebanding dengan bertambahnya umur perkerasan dan bertambahnya beban lalu lintas yang dipikul dari kondisi awal desain perkerasan tersebut. Kerusakan dini perkerasan jalan disebabkan terdapatnya kendaraan dengan muatan berlebih yang biasanya terjadi pada kendaraan berat. Hal ini menyebabkan banyaknya penelitian mengenai beban berlebih seperti penelitian perencanaan struktur perkerasan dengan menghitung pengaruh beban lebih [3], selain itu ada juga penelitian yang memperhitungkan faktor nilai VDF terhadap beban berlebih [4] dan ada juga penelitian tentang pengamatan kendaraan berat yang melewati ruas jalan Caruban - Ngawi. [5]

Terdapatnya beban berlebih pada jalan disebabkan penyelewengan pengawasan pada jembatan timbang terhadap beban kendaraan yang melintasi jalan. Dampak nyata yang ditimbulkan oleh muatan berlebih adalah kerusakan jalan sebelum periode/umur teknis rencana tercapai. Dampak negatif lain yang timbul dari kelebihan muatan adalah menurunnya tingkat keselamatan, menurunnya tingkat pelayanan lalu-lintas, dan menurunnya kualitas lingkungan. Dalam perencanaan tebal perkerasan banyak metode-metode yang dapat digunakan seperti penelitian tentang perbandingan perencanaan struktur perkerasan jalan yang menggunakan beberapa metode bina marga [6] selain itu ada juga penelitian tentang perencanaan tebal perkerasan lentur menggunakan metode pd t-01-2002-b, metode manual desain perkerasan (MDP) dan metode Nottingham [7]. Tetapi dalam perencanaan ini hanya membandingkan beban sumbu standar dan beban sumbu riil. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui nilai CESA (Cumulative Equivalent Standard Axle Load) untuk beban sumbu standar dan beban sumbu riil, untuk menghitung tebal perkerasan untuk kondisi lalu lintas beban sumbu standar dan beban sumbu riil, dan untuk mengetahui perbandingan biaya antara biaya tebal perkerasan beban sumbu standar dan beban sumbu riil.

2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Jalan adalah prasarana transportasi darat yang meliputi segala bagian jalan, termasuk bangunan pelengkap dan perlengkapannya yang diperuntukkan bagi lalu lintas, yang berada pada permukaan tanah, di atas permukaan tanah, di bawah permukaan tanah dan/atau air, serta di atas permukaan air, kecuali jalan kereta api, jalan lori, dan jalan kabel [8]. Jalan raya adalah jalur tanah di atas permukaan bumi yang dibuat oleh manusia dengan bentuk, ukuran-ukuran dan jenis konstruksinya sehingga dapat digunakan untuk menyalurkan lalu lintas orang, hewan dan kendaraan yang mengangkut barang dari suatu tempat ke tempat lainnya dengan mudah dan cepat [9]

2.2 Umur Rencana

Berdasarkan Petunjuk Perencanaan Perkerasan Lentur Jalan Raya dengan Metode Analisa Komponen [10], dijelaskan bahwa umur rencana adalah jumlah waktu dan tahun dihitung sejak jalan tersebut mulai dibuka sampai saat diperlukan perbaikan berat atau dianggap perlu diberi lapis permukaan yang baru. Umur rencana adalah jumlah tahun dari saat jalan tersebut dibuka untuk lalu lintas kendaraan sampai diperlukan suatu perbaikan yang bersifat struktural. Umur rencana untuk perkerasan lentur jalan baru umumnya diambil 20 tahun dan untuk peningkatan jalan 10 tahun. Umur rencana yang lebih besar dari 20 tahun tidak lagi ekonomis karena perkembangan lalu lintas yang terlalu besar dan sukar mendapatkan ketelitian yang memadai. Berikut umur rencana perkerasan baru yang dinyatakan pada **Tabel 1**.

Tabel 1. Umur Rencana Perkerasan Jalan Baru (UR)

Jenis Perkerasan	Elemen Perkerasan	Umur Rencana (tahun) ⁽¹⁾
Perkerasan Lentur	Lapisan aspal dan lapisan berbutir ⁽²⁾	20
	Fondasi jalan	40
	Semua perkerasan untuk daerah yang tidak dimungkinkan pelapisan ulang (overlay), seperti : jalan perkotaan, underpass, jembatan, terowongan.	
	Cement Treated Based (CTB)	
Perkerasan kaku	Lapis fondasi atas, lapis fondasi bawah, lapis beton semen, dan fondasi jalan.	
Jalan tanpa penutup	Semua elemen (termasuk fondasi jalan)	minimum 10

2.3 Pemilihan Struktur Perkerasan

Pemilihan jenis perkerasan akan bervariasi berdasarkan volume lalu lintas, umur rencana, dan kondisi fondasi jalan. Batasan pada **Tabel 2** tidak mutlak, perencana harus mempertimbangkan biaya terendah selama umur rencana, keterbatasan dan kepraktisan pelaksanaan. Akan Pemilihan alternatif desain berdasarkan manual ini harus didasarkan pada *discounted lifecycle cost* terendah.

Tabel 2. Pemilihan Jenis Perkerasan

Struktur Perkerasan	Bagan Desain	ESA (juta) dalam 20 tahun(pangkat 4 kecuali ditentukan lain				
		0 - 0.5	0.1 - 4	>4 - 10	>10 - 30	>30 - 200
Perkerasan kaku dengan lalu lintas berat (di atas tanah dengan CBR ≥ 2.5 %	4	-	-	2	2	2
Perkerasan kaku dengan lalu lintas rendah (daerah pedesaan dan perkotaan)	4A	-	1.2	-	-	-
AC WC modifikasi atau SMA modifikasi dengan CTB (ESA pangkat 5)	3	-	-	-	2	2
AC dengan CTB (ESA pangkat 5)	3	-	-	-	2	2
AC tebal > 100 mm dengan lapis fondasi berbutir (ESA pangkat 5)	3B	-	-	1.2	2	2
AC atau HRS tipis diatas lapis fondasi berbutir	3A	-	1.2	-	-	-
Burda atau Burtu dengan LPA Kelas A atau batuan asli	5	3	3	-	-	-
Lapis Fondasi Soil Cement	6	1	1	-	-	-
Perkerasan tanpa penutup (Japat, jalan kerikil)	7	1	-	-	-	-

2.4 Pertumbuhan Lalu Lintas

Menentukan faktor pertumbuhan lalu lintas (i%) selama masa pelaksanaan dan selama umur rencana. Faktor pertumbuhan lalu lintas didasarkan pada data – data pertumbuhan historis atau formulasi korelasi dengan faktor pertumbuhan lain yang valid, bila tidak ada maka pada **Tabel 3** digunakan sebagai nilai minimum [11].

Tabel 3. Faktor Laju Pertumbuhan Lalu Lintas

Jenis Jalan	Jawa	Sumatera	Kalimantan	Rata-rata Indonesia
Arteri dan perkotan	4.80	4.83	5.14	4.75
Kolektor rural	3.50	3.50	3.50	3.5
Jalan desa	1.00	1.00	1.00	1.00

$$R = \frac{(1+0,01 \cdot i)^{UR}-1}{0,01 \cdot i} \dots\dots\dots (1)$$

Dimana:

- R = faktor pengali pertumbuhan lalu lintas
- i = tingkat pertumbuhan tahunan (%)
- UR = umur rencana (tahun)

2.5 Lalu Lintas Pada Lajur Rencana

Lajur rencana adalah salah satu lajur lalu lintas dari suatu ruas jalan yang menampung lalu lintas kendaraan niaga (truk dan bus) paling besar. Beban lalu lintas pada lajur rencana dinyatakan dalam kumulatif beban gandar standar (ESA) dengan memperhitungkan faktor distribusi arah (DD) dan faktor distribusi lajur kendaraan niaga (DL). Faktor distribusi lajur kendaraan niaga (DL) didasarkan pada jumlah lajur di setiap arah dan ditampilkan pada **Tabel 4** berikut ini.

Tabel 4. Faktor Distribusi Lajur

Jumlah Lajur setiap arah	Kendaraan niaga pada lajur desain (% terhadap populasi kendaraan niaga)
1	100
2	80
3	60
4	50

2.6 Beban Sumbu Standar (Standard Axle Load)

Perencanaan perkerasan jalan di dasarkan pada beban sumbu standar yang telah ditetapkan. Bina Marga dan Kemenhub telah memberikan pedoman bahwa untuk jalan arteri primer yang merupakan jalan nasional menggunakan Muatan Sumbu Terberat (MST) beban sumbu standar 10 ton.

$$\text{Angka Ekuivalen} = K \left(\frac{P}{10} \right)^4 \dots\dots\dots (2)$$

Dengan :

- P : Beban Sumbu Kendaraan (ton)
- K : 1 untuk sumbu tunggal
0,086 untuk sumbu tandem
0,0148 untuk sumbu triple

2.7 Faktor Ekuivalen Beban (Vehicle Damage Faktor)

Dalam desain perkerasan, beban lalu lintas dikonversi ke beban standar (ESA) dengan menggunakan Faktor Ekuivalen Beban (*Vehicle Damage Factor*). Analisis struktur perkerasan dilakukan berdasarkan jumlah kumulatif ESA pada lajur rencana sepanjang umur rencana dengan nilai Faktor Ekuivalen Beban (VDF) ditampilkan pada **Tabel 5**.

2.8 Cumulative Equivalent Single Axle (CESA)

Beban sumbu standar kumulatif atau *Cumulative Equivalent Single Axle Load* (CESA) merupakan jumlah kumulatif beban sumbu lalu lintas desain pada lajur desain selama umur rencana. Jumlah kumulatif beban sumbu lalu lintas desain ini diperoleh dengan mengalikan lintasan sumbu standar ekuivalen dengan faktor pengali pertumbuhan lalu lintas selama satu tahun atau 365 hari. Nilai *Cumulative Equivalent Single Axle Load*, dapat dihitung dengan menggunakan berbagai rumus. Namun dalam penelitian ini nilai CESA (*Cumulative Equivalent Single Axle Load*) dihitung dengan 2 metode yaitu Pt T-01-2002-B & MDP 2017 [12], kedua metode memiliki rumus umum sebagai berikut :

❖ Metode Pt T-01-2002-B

$$ESA = LHR \times \text{Angka ekuivalen} \times DD \times DL \times 365 \dots\dots\dots (3)$$

$$CESA = \frac{ESA \times ((1 + g)^n - 1)}{g} \dots\dots\dots (4)$$

Dimana :

- ESA : Lintasan sumbu standar ekuivalen untuk 1 tahun.
- LHR : Lintas harian rata – rata tahunan untuk jenis kendaraan tertentu.
- CESA : Kumulatif beban sumbu standar ekivalen selama umur rencana.
- DD : Faktor distribusi arah.
- DL : Faktor distribusi lajur.
- g : Perkembangan lalu lintas (%).
- n : Umur pelayanan (tahun).

❖ Metode MDP 2017

$$ESA = (\sum LHR_{JK} \times VDF_{JK}) \times 365 \times DD \times DL \times R \dots\dots\dots (5)$$

$$CESA = \sum ESA \dots\dots\dots (6)$$

Dimana :

- ESA : Lintasan sumbu standar ekivalen (*equivalent standard axle load*) untuk 1 (satu) hari.
- VDF_{JK} : *Vehicle Damage Factor* (Perkiraan faktor ekivalen beban) per jenis kendaraan
- LHR : Lintas harian rata – rata tahunan untuk jenis kendaraan tertentu
- CESA : Kumulatif beban sumbu standar ekivalen selama umur rencana
- R : Faktor pengali pertumbuhan lalu lintas
- DD : Faktor distribusi arah
- DL : Faktor distribusi lajur

Tabel 5. Nilai VDF masing-masing jenis kendaraan niaga

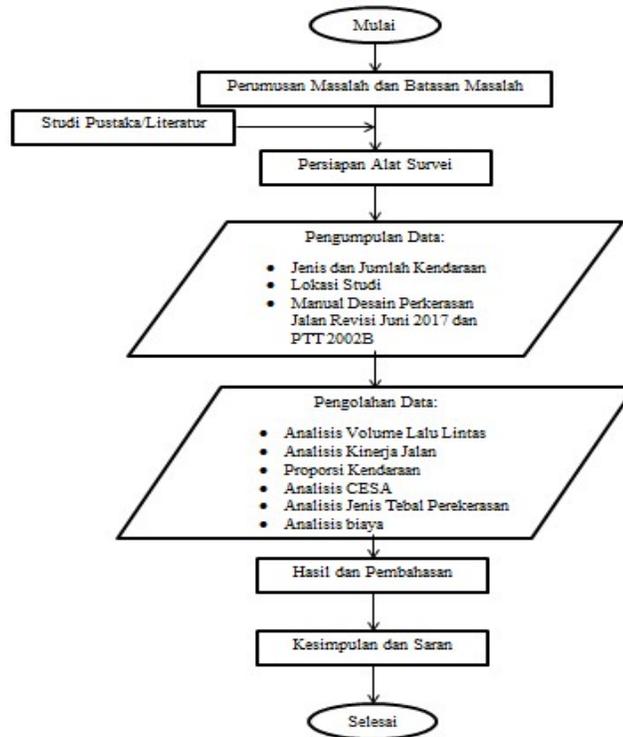
	Jenis Kendaraan	Uraian	Konfigurasi Sumbu	Muatan ¹ yang diangkut	Kelompok Sumbu	Faktor Equivalen Beban (VDF) (ESA / kendaraan)	
	Klasifikasi Lama					VDF ₄ Pangkat ⁴	VDF ₅ Pangkat ⁵
	1	Sepeda motor	1.1		2		
	2,3,4	Sedan/ angkut/pickup/station wagon	1.1		2		
KENDARAAN NIAGA	5a	Bus kecil	1.2		2	0.30	0.2
	5b	Bus Besar	1.2		2	1	1
	6a.1	Truk 2 sumbu-Cargo ringan	1.1	Muatan umum	2	0.3	0.2
	6a.2	Truk 2 sumbu-ringan	1.2	Tanah, pasir, besi, semen	2	0.8	0.8
	6b1.1	Truk 2 sumbu-Cargo sedang	1.2	Muatan umum	2	0.7	0.7
	6b1.2	Truk 2 sumbu-sedang	1.2	Tanah, pasir, besi, semen	2	1.6	1.7
	6b2.1	Truk 2 sumbu-berat	1.2	Muatan umum	2	0.9	0.8
	6b2.2	Truk 2 sumbu-berat	1.2	Tanah, pasir, besi, semen	2	7.3	11.2
	7a1	Truk 3 sumbu-ringan	1.22	Muatan umum	3	7.6	11.2
	7a2	Truk 3 sumbu-sedang	1.22	Tanah, pasir, besi, semen	3	28.1	64.4
	7a3	Truk 3 sumbu-berat	1.1.2		3	28.9	62.2
	7b	Truk 2 sumbu dan trailer penarik 2 sumbu	1.2-2.2		4	36.9	90.4
	7c1	Truk 4 sumbu-trailer	1.2-2.2		4	13.6	24
	7c2.1	Truk 5 sumbu-trailer	1.22-2.2		5	19	33.2
	7c2.2	Truk 5 sumbu-trailer	1.2-2.2.2		5	30.3	69.7
7c3	Truk 6 sumbu-trailer	1.22-2.2.2		6	41.6	93.7	

Catatan :Data didasarkan pada survey beban lalu lintas Arteri Pulau Jawa – 2011. Lihat hasil survey WIM 2011 untuk informasi lebih lanjut

3. METODE PENELITIAN

3.1. Diagram Alir Penelitian

Dalam Analisis Perkerasan Jalan Pada Tanah Lunak Di Ruas Jalan Caruban - Ngawi Jawa Timur ini melalui beberapa tahapan. Alur dari tahapan-tahapan tersebut dapat dilihat pada Gambar 1 diagram alir penelitian.



Gambar 1. Diagram alir penelitian

3.2. Persiapan Alat-Alat Survey

Dalam tahap persiapan penelitian untuk kegiatan Studi Karakteristik Lintas Jalan pada Ruas Caruban - Ngawi perlu adanya peralatan survei yang menunjang dalam pelaksanaan pengumpulan data, diantaranya adalah:

1. Rompi Survei, bermanfaat sebagai pengaman surveyor dari arus kendaraan pada saat melaksanakan survei.
2. Odometer, bermanfaat sebagai alat bantu dalam mengukur panjang lajur, bahu, trotoar dan lain sebagainya dalam sebuah ruas jalan.
3. Meteran, bermanfaat sebagai alat bantu ukur pada ruas jalan.
4. Foam Survei Lapangan, Bermanfaat sebagai media pencatatan hasil survei lapangan.
5. Kamera Foto dan Kamera Video, bermanfaat sebagai dokumentasi hasil survei lapangan.
6. Counter, bermanfaat sebagai media bantu dalam penghitungan kendaraan.
7. Mobil, bermanfaat sebagai salah satu penunjang kegiatan survei.
8. Jam tangan, bermanfaat sebagai alat bantu pergantian waktu pada saat melaksanakan survei perhitungan kendaraan dapat diketahui.

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisis Proporsi Lalu Lintas

Proporsi jumlah kendaraan untuk masing-masing jenis kendaraan telah dihitung dengan hasil sebagaimana terdapat pada **Tabel 6**.

4.2. Analisis Kumulatif Beban Sumbu Standar (CESA)

- 1) Angka Ekuivalen.

Angka ekuivalen beban sumbu kendaraan adalah angka yang menyatakan perbandingan tingkat kerusakan yang ditimbulkan oleh suatu lintasan beban sumbu tunggal/ganda kendaraan terhadap tingkat kerusakan yang ditimbulkan oleh satu lintasan beban standar sumbu tunggal seberat 8,16 ton. Nilai angka ekuivalen beban sumbu didapat melalui dua cara yaitu perhitungan

dengan rumus dan didapat dari tabel. Tabel nilai angka ekivalen beban sumbu dapat dilihat pada **Tabel 7**.

Contoh perhitungan angka ekivalen : Bus Besar (1.2) dengan muatan sumbu terberat 9 ton :

$$\begin{aligned} \text{Angka Ekivalen} &= K \left(\frac{P}{10} \right)^4 \\ &= \left(\frac{3,06}{10} \right)^4 + \left(\frac{5,94}{10} \right)^4 \\ &= 0.133 \end{aligned}$$

Truck 4 Sumbu Trailer (1.2-22) dengan muatan sumbu terberat 32 ton :

$$\begin{aligned} \text{Angka Ekivalen} &= K \left(\frac{P}{10} \right)^4 \\ &= \left(\frac{5,76}{10} \right)^4 + \left(\frac{8,96}{10} \right)^4 + 0.086 \left(\frac{17,28}{10} \right)^4 = 1,52 \end{aligned}$$

Tabel 6. Lintas Harian Rata-rata

Golongan Kendaraan	Jenis Kendaraan	LHR (Kend/hari) Caruban-Ngawi	LHR (Kend/hari) Ngawi-Caruban	LHR 2 Arah(2018) (Kend/hari)
1	Sepeda Motor	3307	3386	6693
2	Kendaraan Pribadi	2085	1390	3475
3	Angkot	353	203	556
4	Pik Up	248	202	450
5a	Bus Kecil	136	99	235
5b	Bus Besar	138	128	266
6a.1	Truk 2 Sumbu-Cargo Ringan (Kosong)	147	128	275
	Truk 2 Sumbu-Cargo Ringan (Isi)	141	139	280
6a.2	Truk 2 Sumbu-Ringan (Kosong)	117	174	291
	Truk 2 Sumbu-Ringan (isi)	165	167	332
6b.1	Truk 2 Sumbu-cargo (Kosong)	94	112	206
6b.1.1	Truk 2 Sumbu-cargo (Isi Ringan)	102	105	207
6b.1.2	Truk 2 Sumbu-cargo (Isi Sederajat)	107	101	208
6b.2	Truk 2 Sumbu-Berat (Kosong)	83	97	180
6b.2.1	Truk 2 Sumbu-Berat (Isi Ringan)	103	93	196
6b.2.2	Truk 2 Sumbu-Berat (Isi Berat)	110	115	225
7a	Truk 3 Sumbu (Kosong)	88	92	180
7a1	Truk 3 Sumbu (Isi Ringan)	84	91	175
7a2	Truk 3 Sumbu (Isi Sedang)	86	88	174
7a3	Truk 3 Sumbu (Isi Berat)	93	99	192
7c1	Truk Tangky Candeng (Kosong)	59	69	128
	Truk Tangky Candeng (Isi)	72	79	151
	Truk 4 Sumbu Trailer (Kosong)	65	72	137
7c2.1	Truk 4 Sumbu Trailer (Isi)	74	79	153
	Truk 5 Sumbu Trailer (Kosong)	75	71	146
7c2.2	Truk 5 Sumbu Trailer (Isi)	75	70	145
	Truk 5 Sumbu Trailer (Kosong)	58	65	123
7c3	Truk 5 Sumbu Trailer (Isi)	67	66	133
	Truk 6 Sumbu Trailer (Kosong)	56	57	113
	Truk 6 Sumbu Trailer (Isi)	64	57	121

2) Faktor Pertumbuhan Lalu Lintas

Untuk menghitung faktor pengali pertumbuhan lalu lintas pada penelitian ini, tingkat pertumbuhannya diambil 4,8 karena daerah penelitiannya berada di pulau jawa dan juga menggunakan umur rencana 20 tahun sehingga :

$$\begin{aligned} R &= \frac{(1 + 0,01 \times 4,8)^{20} - 1}{0,01 \times 48} \\ R &= \frac{1,55}{0,05} \\ R &= 32,38 \end{aligned}$$

Parameter perhitungan nilai CESA berdasarkan metode Pt T 01-2002-B:

Faktor Distribusi Arah : 0,5
Perkembangan Lalu Lintas : 4,8%

Faktor Distribusi Lajur : 1
 Umur Pelayanan : 20 Tahun
 1 Tahun : 365 Hari

Contoh perhitungan nilai CESA (*Cumulative Equivalent Single Axle Load*) berdasarkan metode Pt T-01-2002-B sebagai berikut :

LHR kendaraan ringan (1.1) : 4481 Kend/Hari

Angka Ekvivalen untuk kendaraan ringan : 0,0002

$$ESA_{\text{pertahun}} = LHR \times \text{Angka ekivalen} \times DD \times DL \times 365$$

$$= 4481 \times 0,0002 \times 0,5 \times 1 \times 365$$

$$= 163,56$$

$$CESA = \frac{ESA \times ((1 + g)^n - 1)}{g}$$

$$= \frac{163,56 \times ((1 + 4,8)^{20} - 1)}{4,8}$$

$$= 5295,24$$

Untuk lebih jelasnya, nilai CESA selain didapat dari perhitungan juga dapat diambil melalui tabel perhitungan CESA yaitu pada **Tabel 8**.

Tabel 7. Angka Ekvivalen Beban Sumbu

Jenis Kendaraan	Uraian	Konfigurasi Sumbu	Beban per Sumbu		Muatan Sumbu Terberat (TON)	Angka Ekvivalen		
			1	2				
2,3,4	Kendaraan Ringan	1.1	1	1	2	0.0002		
	5a	Bus	1.2	2.822	5.478	8.3	0.0964	
5B	Bus Besar	1.2	3.06	5.94	9	0.1333		
6a.1	Truck 2 Sumbu- Cargo ringan (Kosong)	1.1	0.75	0.75	1.5	0.0001		
	Truck 2 Sumbu- Cargo ringan (Isi)	1.1	2.55	2.55	5.1	0.0085		
6a.2	Truck 2 Sumbu- ringan (Kosong)	1.2	0.782	1.518	2.3	0.0006		
	Truck 2 Sumbu-ringan (Isi)	1.2	2.55	4.95	7.5	0.0643		
6b	6b.1	Truck 2 Sumbu- Cargo sedang (Kosong)	1.2	0.85	1.65	2.5	0.0008	
	6b1.1	Truck 2 Sumbu- Cargo sedang (Muatan Umum)	1.2	2.04	3.84	6	0.0235	
	6b1.2	Truck 2 Sumbu- Cargo sedang (Muatan Berat)	1.2	2.72	5.28	8	0.0832	
	6b.2	Truck 2 Sumbu- Berat (Kosong)	1.2	1.36	2.64	4	0.0052	
	6b2.1	Truck 2 Sumbu- Berat (Muatan Umum)	1.2	3.06	5.76	9	0.1188	
	6b2.2	Truck 2 Sumbu - Berat (Muatan Berat)	1.2	4.76	9.24	14	0.7803	
7a	7a.1	Truck 3 Sumbu- Muatan Umum (Kosong)	1.22	1.8	5.4	7.2	0.0270	
	7a1	Truck 3 Sumbu- Muatan Umum (Ringan)	1.22	4.05	12.15	16.2	0.2143	
	7a2	Truck 3 Sumbu - Muatan Umum (Sedang)	1.22	5.5	16.5	22	0.7289	
	7a3	Truck 3 Sumbu (Berat)	1.22	6.25	18.75	25	1.2155	
7b	Truk / Truck Tangki Gandeng (Kosong)	1.2-2.2	1.15	1.8	1.7	2	6.4	0.0030
	Truk / Truck Tangki Gandeng (Isi)	1.2-2.2	5.65	8.8	8.5	8	31.4	1.7328
7c	7c1.1	Truk 4 Sumbu Trailer (Kosong)	1.2-2.2	1.8	2.8	5.4	10	0.0145
		Truk 4 Sumbu Trailer (Isi)	1.2-2.2	5.76	9	17.28	32	1.5214
	7c2.1	Truk 5 Sumbu Trailer (Kosong)	1.22-2.2	2.34	5.3	5.33	13	0.0169
		Truk 5 Sumbu Trailer (Isi)	1.22-2.2	5.76	13	13.12	32	0.6197
	7c2.2	Truk 5 Sumbu Trailer (Kosong)	1.2-2.22	3.6	5.6	10.8	20	0.1353
		Truk 5 Sumbu Trailer (Isi)	1.2-2.22	8.1	13	24.3	45	3.4670
	7c3	Truk 6 Sumbu Trailer (Kosong)	1.22-2.22	3.24	5.9	9.72	18	0.0347
		Truk 6 Sumbu Trailer (Isi)	1.22-2.22	7.74	14	21.156	43	0.9957

Tabel 8. Perhitungan CESA Berdasarkan Pt T 01-2002-B

Jenis Kendaraan	Uraian	DATA LALU LINTAS	ANGKA EKIVALEN	ESA	ESA PER HARI	ESA PER TAHUN	CESA
2,3,4	Kendaraan Ringan	4481.00	0.0002	0.90	0.45	163.56	5295.24
5a	Bus	235.00	0.096	22.65	11.33	4134.05	133842.35
5B	Bus Besar	266.00	0.133	35.45	17.72	6469.15	209442.58
6a1	Truk 2 sumbu-Cargo ringan	555.00	0.01	4.69	2.35	856.54	27730.91
6a2	Truk 2 sumbu-ringan	623.00	0.06	40.04	20.02	7306.83	236562.78
6b1.1	Truk 2 sumbu-Cargo sedang	413.00	0.02	9.70	4.85	1769.38	57284.77
6b1.2	Truk 2 sumbu-sedang	208.00	0.08	17.30	8.65	3158.05	102243.71
6b2.1	Truk 2 sumbu-berat	376.00	0.12	44.68	22.34	8155.01	264023.13
6b2.1	Truk 2 sumbu-berat	225.00	0.78	175.56	87.78	32039.84	1037308.59
7a1	Truk 3 sumbu-ringan	378.00	0.21	81.01	40.51	14784.79	478666.09
7a2	Truk 3 sumbu-sedang	174.00	0.73	126.84	63.42	23147.45	749412.23
7a3	Truk 3 sumbu-berat	192.00	1.22	233.38	116.69	42591.65	1378929.52
7b	penarik 2 sumbu	279.00	1.73	483.45	241.73	88230.47	2856513.06
7c1	Truk 4 sumbu-trailer	290.00	1.52	441.20	220.60	80518.69	2606839.60
7c2.1	Truk 5 sumbu-trailer	291.00	0.62	180.34	90.17	32911.55	1065530.58
7c2.2	Truk 5 sumbu-trailer	256.00	3.47	887.55	443.77	161977.54	5244117.39
7c3	Truk 6 sumbu-trailer	234.00	1.00	232.99	116.49	42520.38	1376622.16
						CESA	17830364.68
							17.83×10^6

Parameter perhitungan nilai CESA berdasarkan metode MDP 2017:

Jumlah hari dalam 1 tahun	= 365 hari
Umur rencana	= 20 tahun
Jenis jalan	= Arteri
Faktor pertumbuhan (i)	= 4,8 %
Faktor distribusi arah (DD)	= 0,5
Faktor distribusi lajur (DL)	= 1

Contoh perhitungan nilai CESA (*Cumulative Equivalent Single Axle Load*) berdasarkan metode MDP 2017 sebagai berikut :

LHR bus kecil (1.2) : 235 Kend/Hari

Nilai VDF5 : 0,2

$$\begin{aligned}
 ESA &= (LHR_{JK} \times VDF_{JK}) \times DD \times DL \times 365 \times R \\
 &= (235 \times 0,2) \times 0,5 \times 1 \times 365 \times 32,38 \\
 &= 277701.56
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 CESA &= \sum ESA \\
 &= 277701.56
 \end{aligned}$$

Untuk lebih jelasnya, nilai CESA (*Cumulative Equivalent Single Axle Load*) dapat dilihat pada **Tabel 9**.

4.3. Analisis Tebal Perkerasan

1) Tebal perkerasan berdasarkan Pt T-01-2002-B

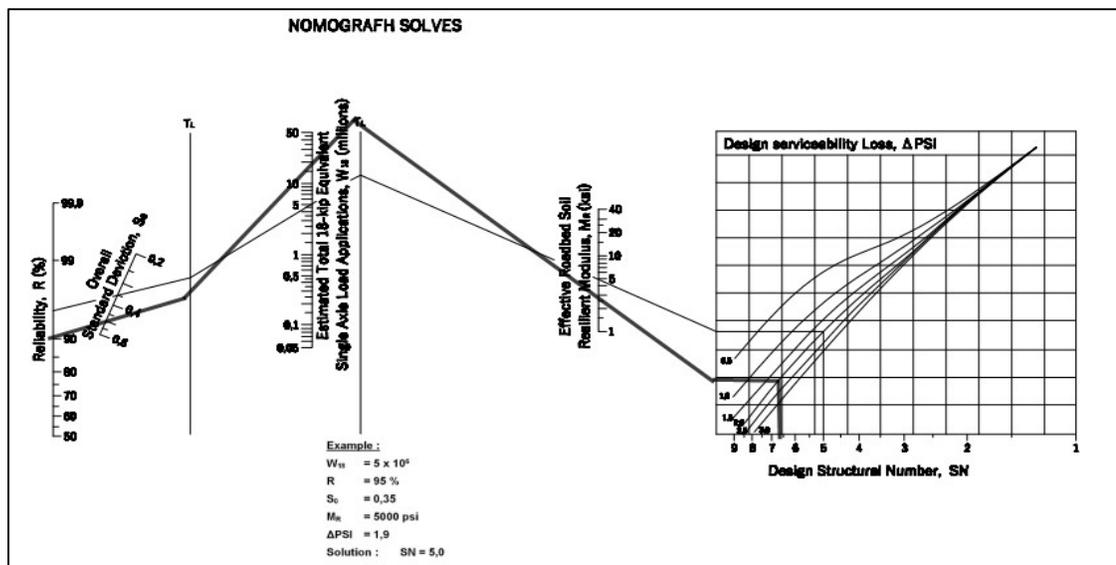
Berdasarkan analisa komponen perkerasan perhitungan yang sudah dilakukan, dirangkum lagi untuk mendapatkan tebal lapisan perkerasan. Salah satu komponen yang perlu diketahui yaitu nilai Sn (*skid number*) atau angka gelincir, dimana nilai Sn didapat dari beberapa komponen data yang di input dalam nomogram pada **Gambar 2** dibawah.

Komponen data perhitungan :

$$\begin{aligned}
 CESA &= 17,83 \times 10^6 \\
 R &= 90 \\
 So &= 0,5 \\
 M_R &= 3390 \text{ psi} \\
 \Delta PSI &= IP0 - IPt \\
 &= 4 - 2 = 2
 \end{aligned}$$

Tabel 9. Perhitungan CESA Berdasarkan MDP 2017

GOL.	JENIS KENDARAAN	LHR 2 ARAH		LHR ENDAR/HA	VDF ⁵ Tabel	ESA ⁵									
		I	II			LHR	x	VDFS	x	DD	x	DL	x	365.00	x
1.00	Sepeda motor	3307	3386	6693	0.00										0.00
2.00	Mobil pribadi	2085	1390	3475	0.00										0.00
3.00	Angkot, MPU, Mini bus	353	203	556	0.00										0.00
4.00	Pick up, Mobil hantaran	248	202	450	0.00										0.00
5a	Bus kecil	136	99	235	0.20										277701.56
5b	Bus besar	138	128	266	1.00										1571672.69
6a1	Truck 2 sumbu cargo ringan	288	267	555	0.20										655848.38
6a2	Truck 2 sumbu ringann	282	341	623	0.80										2944818.30
6b1.1	Truck 2 sumbu cargo sedang	196	217	413	0.70										1708160.05
6b1.2	Truck 2 sumbu sedang	107	101	208	1.70										2089261.13
6b2.1	Truck 2 sumbu berat	186	190	376	0.80										1777290.01
6b2.1	Truck 2 sumbu berat (tanah, pasir, besi, semen)	110	115	225	11.20										14889530.71
7a1	Truck 3 sumbu ringan	172	206	378	11.20										25014411.59
7a2	Truck 3 sumbu sedang	86	88	174	64.40										66208779.88
7a3	Truck 3 sumbu berat	93	99	192	62.20										70562195.05
7b	Truck 2 sumbu dan trailer penarik dua sumbu	131	148	279	90.40										149022931.62
7c1	Truck 4 sumbu trailer	139	151	290	24.00										41123465.76
7c2.1	Truk 5 sumbu -trailer	150	141	291	33.20										57083624.63
7c2.2	Truk 5 sumbu -trailer	125	131	256	69.70										105427331.08
7c3	Truk 6 sumbu-trailer	120	114	234	93.70										129549552.53
Ket : I = Caruban - Ngawi		CESA5 LAJUR RENCANA				669906574.97									
II = Ngawi - Caruban						669.91		x		10.00		6.00			



Gambar 2. Nomogram untuk perencanaan tebal perkerasan lentur

Dari gambar monogram didapatkan nilai $S_n = 6,5$

Untuk Lapis Perkerasan dipakai berdasarkan rencana modulus elastisitas

Laston (a1) = 350000 psi

Lapis Fondasi Bersemen (a2) = 600000 psi

Lapis Fondasi Granular (a3) = 13000 psi

Koefisien kekuatan relative a_i untuk masing-masing lapis perkerasan adalah sebagai berikut:

Aspal Beton (Laston) (a1) = 0,39

Lapis Fondasi Atas Bersemen (a2) = 0,15

Lapis Fondasi Granular (a3) = 0,096

Keterangan: Digunakan tabel untuk mendapatkan tebal minimum lapis permukaan beton aspal dan lapis fondasi [13].

$D_1 = 10,16$ cm (Lapis permukaan)

$D_3 = 15,24$ cm (Lapis fondasi)

$S_n = a_1 \times D_1 + a_2 \times D_2 + a_3 \times D_3$

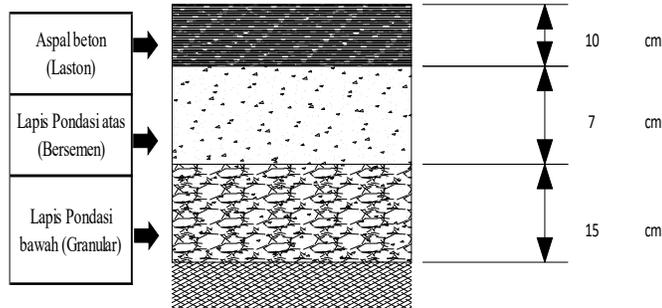
$$6,5 = 0,39 \times 10,16 + 0,15 \times D2$$

$$+ 0,096 \times 15,24$$

$$D2 = \frac{6,5 - 5,425}{0,15}$$

$$D2 = 7,16 \text{ cm}$$

Jadi tebal perkerasan yang digunakan adalah sebagai berikut.



Gambar 3. Tebal perkerasan lentur Berdasarkan Pt T-2002-B

2) Tebal perkerasan berdasarkan MDP 2017

Berdasarkan hasil perhitungan pada tabel 9 di atas, dimana perhitungan tersebut untuk menentukan nilai ESA dan CESA, perhitungan diperoleh nilai ESA dari masing-masing jenis kendaraan dan hasil dari masing-masing ESA dijumlahkan untuk mendapatkan CESA adalah $669,91 \times 10^6$. Dengan menggunakan nilai ini, akan diperoleh solusi desain fondasi jalan untuk CESA tersebut. Hal ini akan ditentukan dengan menggunakan Bagan Desain 2, sebagai berikut.

CBR Tanah Dasar (%)	Kelas Kekuatan Tanah Dasar	Uraian Struktur Fondasi	Perkerasan Lentur			Perkerasan Kaku
			Beban lalu lintas pada lajur rencana dengan umur rencana 40 tahun (Juta ESAs)			
			< 2	2 - 4	> 4	
			Tebal minimum perbaikan tanah dasar			Stabilisasi semen ⁽⁶⁾
			Tidak diperlukan peningkatan			
≥ 6	SG6	Perbaikan tanah dasar dapat berupa stabilisasi semen atau material timbunan pilihan (sesuai persyaratan spesifikasi umum, devisi 3 - pekerjaan tanah)			100	300
5	SG5				200	
4	SG4		100	150	200	
3	SG3		150	200	300	
2,5	SG2,5		175	250	350	
Tanah ekspansif (potential pemuai > 5%)			400	500	600	Berlaku ketentuan yang sama dengan fondasi jalan perkerasan lentur
Perkerasan	SG1 ⁽³⁾	Lapis penopang ⁽⁴⁾⁽⁵⁾	1000	1100	1200	
		geogrid ⁽⁴⁾⁽⁵⁾				
Tanah gambut dengan HRS atau DBST untuk perkerasan untuk jalan raya minor (nilai minimum - ketentuan lain berlaku)		Lapis penopang ⁽⁴⁾⁽⁵⁾	1000	1250	1500	

Berdasarkan Bagan Desain 2 dimana nilai CBR yang diperoleh dari perhitungan adalah sebesar 2,5. Dengan menggunakan nilai CBR yang ada maka diambil Kelas Kekuatan Tanah Dasar adalah SG2,5, Prosedur Desain Fondasi A, Dimana deskripsi struktur fondasi jalan perbaikan tanah dasar meliputi beban stabilisasi kapur atau timbunan pilihan pemadatan berlapis 350 mm tebal lepas.

Langkah selanjutnya adalah menentukan struktur tebal perkerasan masing-masing lapisan. Hal ini akan ditentukan dengan menggunakan Bagan Desain 3, sebagai berikut.

Uraian	F1 ²	F2	F3	F4	F5
	Untuk lalu lintas dibawah 10 juta ESA5 lihat	Lihat bagan desain 4 untuk alternatif perkerasan kaku ³			
Repetisi beban sumbu kumulatif 20 tahun pada lajur rencana (10 ⁶ ESA ₆)	> 10 - 30	>30 - 50	> 50 - 100	>100 - 200	> 200 - 500
Jenis permukaan berpengikat	AC	AC			
Jenis lapis pondasi	Cement Treated base (CTB) (Cement treated base A)				

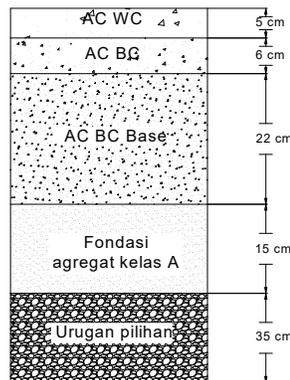
AC WC	40	40	40	50	50
AC BC ⁴	60	60	60	60	60
AC BC atau AC Base	75	100	125	160	220
CTB ³	150	150	150	150	150
Fondasi Agregat Kelas A	150	150	150	150	150

Berdasarkan Tabel nilai CESA₅ yang diperoleh sebesar 669,91 x 10⁶, maka dengan demikian dapat ditentukan struktur perkerasan pada jalan Caruban – Ngawi masuk dalam kategori F5 dimana CESA₅ berada pada struktur perkerasan >200 – 500 x 10⁶.

Dari hasil desain tebal perkerasan di atas maka, diperoleh nilai tebal masing-masing perkerasan sebagai berikut :

Ketebalan lapisan perkerasan (mm)

AC WC	= 50 mm	= 5 cm
AC BC	= 60 mm	= 6 cm
AC BC Base	= 220 mm	= 22 cm
Fondasi Agregat Kelas A	= 150 mm	= 15 cm
urukan Pilihan	= 350 mm	= 35 cm



Gambar 4. Tebal Perkerasan Lentur Berdasarkan MDP 2017

4.4. Analisa Harga Biaya

Berdasarkan tebal perkerasan masing-masing metode, dihitung biaya yang dikeluarkan, di sini saya mengambil bentang perkerasan sejauh 1 km didapatkan nilai rekapitulasi nya sebagai berikut:

Tabel 10. Rekapitulasi Anggaran Biaya berdasarkan Pt T-01-2002-B

No. Divisi	Uraian	Jumlah Harga Pekerjaan (Rupiah)
1	Umum	381,800,000.00
2	Drainase	-
3	Pekerjaan Tanah	16,317,066.71
4	Pelebaran Perkerasan dan Bahu Jalan	-
5	Perkerasan Non Aspal Dan Perkerasan Beton Semen	496,568,715.57
6	Perkerasan Aspal	2,373,705,837.19
7	Struktur	-
8	Pengembalian Kondisi dan Pekerjaan Minor	89,160,303.85
9	Pekerjaan Harian	-
10	Pekerjaan Pemeliharaan Rutin	-
(A) Jumlah Harga Pekerjaan (termasuk Biaya Umum dan Keuntungan)		3,357,551,923.32
(B) Pajak Pertambahan Nilai (PPN) = 10% x (A)		335,755,192.33
(C) JUMLAH TOTAL HARGA PEKERJAAN = (A) + (B)		3,693,307,115.65
(D) DIBULATKAN		3,693,307,000.00
Terbilang : <i>Tiga Milyar Enam Ratus Sembilan Puluh Tiga Juta Tiga Ratus Tujuh Ribu Rupiah</i>		

Tabel 10. Rekapitulasi Anggaran Biaya berdasarkan MDP 2017

No. Divisi	Uraian	Jumlah Harga Pekerjaan (Rupiah)
1	Umum	381,800,000.00
2	Drainase	-
3	Pekerjaan Tanah	704,223,176.15
4	Pelebaran Perkerasan dan Bahu Jalan	-
5	Perkerasan Non Aspal Dan Perkerasan Beton Semen	151,162,994.06
6	Perkerasan Aspal	6,779,163,666.89
7	Struktur	-
8	Pengembalian Kondisi dan Pekerjaan Minor	111,137,081.61
9	Pekerjaan Harian	-
10	Pekerjaan Pemeliharaan Rutin	-
(A) Jumlah Harga Pekerjaan (termasuk Biaya Umum dan Keuntungan)		8,127,486,918.70
(B) Pajak Pertambahan Nilai (PPN) = 10% x (A)		812,748,691.87
(C) JUMLAH TOTAL HARGA PEKERJAAN = (A) + (B)		8,940,235,610.57
(D) DIBULATKAN		8,940,235,000.00
Terbilang : <i>Delapan Milyar Sembilan Ratus Empat Puluh Juta Dua Ratus Tiga Puluh Lima Ribu Rupiah</i>		

5. KESIMPULAN

Berdasarkan tabel CESA Pt T-01-2002-B dan MDP 2017 didapatkan hasil $17,83 \times 10^6$ dan $669,91 \times 10^6$. Kedua metode tersebut memiliki selisih nilai CESA sebesar $652,08 \times 10^6$ atau mengalami kenaikan sebesar 3657,11 %. Tebal perkerasan menurut metode Pt T-01-2002-B dimulai dari Aspal Beton (Laston) setebal 10 cm, dibawah Laston terdapat Lapis Fondasi Atas Bersemen setebal 7 cm dan pada lapisan terbawah terdapat Lapis Fondasi Granular setebal 15 cm, sedangkan tebal perkerasan berdasarkan metode MDP 2017 dimulai dari lapis paling atas AC WC (*Asphalt Concrete Wearing Course*) setebal 5 cm, lapis ke dua terdapat AC BC (*Asphalt Concrete Base Course*) setebal 6 cm, pada lapis ke tiga terdapat AC Base setebal 22 cm, lapis ke empat terdapat Fondasi Agregat Kelas A setebal 15 cm dan pada lapis terbawah terdapat Urukan Pilihan setebal 35 cm. Dari hasil perhitungan biaya kedua metode didapatkan total biaya untuk metode Pt T-01-2002-B Rp3.693.307.000,- dan metode MDP 2017 Rp8.940.235.000,- Dari kedua metode tersebut terdapat perbedaan biaya sebesar Rp. 5.246.928.000 atau mengalami kenaikan sebesar 142,07 %.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] L. A. J. Ahmed and A. F. Sabri, "Study the Using of Reed Mats in Asphalt Pvement Layers," *Civil Engineering Journal*, vol. 4, no. 2, pp. 346–362, 2018.
- [2] A. H. Albayati, H. Al-Mosawe, A. T. Fadhil, and A. A. Allawi, "Equivalent Modulus of Asphalt Concrete Layers," *Civil Engineering Journal, University of Baghdad*, vol. 4, no. 10, pp. 2264–2274, 2018.
- [3] A. Suraji, A. T. Sudjianto, Riman, and C. Aditya, "Pengaruh Beban Lebih (Overload) Kendaraan Berat Terhadap Faktor Ekvivalen Beban (VDF) Pada Ruas Jalan Caruban-Ngawi," Surabaya, 2016, pp. 104–113.
- [4] A. Suraji and A. T. Sudjianto, "Review Desaign Struktur Perkerasan Jalan Dengan Mempertimbangkan Pengaruh Beban Lebih (Overload)," 2016, pp. TS18–TS23.
- [5] A. Suraji, A. T. Sudjianto, Riman, and C. Aditya, "Karakteristik Arus Lalu Lintas Pada Ruas Jalan Caruban-Ngawi Dan Proporsi Kendaraan Berat Selama 24 jam pengamatan," presented at the Prosiding Seminar Nasional Aplikasi Teknologi Prasarana Wilayah (ATPW), 2017.
- [6] M. N. A. Aris, G. Simbolan, B. H. Setiadji, and S. Supriyono, "Analisis Perbandingan Perencanaan Tebal Perkerasan Jalan Lentur Menggunakan Beberapa Metode Bina Marga," *Semarang : Jurnal Karya Teknik Sipil*, vol. 4, no. 4, pp. 380–393, 2015.
- [7] N. Pradani, M. Sadli, and D. Fithriayuni, "Analisis Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Menggunakan Metode PD T-01-2002-B, Metode Manual Desain Perkerasan (MDP) Dan Metode Nottingham Pada Ruas Jalan I Gusti Ngurah Rai Palu. Palu," *Jurnal Fropil*, vol. 4, no. 2, pp. 140–155, 2016.
- [8] Peraturan Pemerintah Republik Indonesia Nomor 34, "Jalan." Kepala Biro Peraturan Perundang-undangan Bidang Perekonomian dan Industri, 2006, Accessed: Feb. 25, 2021. [Online]. Available: <https://pelayanan.jakarta.go.id/download/regulasi/peraturan-pemerintah-nomor-34-tahun-2006-tentang-jalan.pdf>.
- [9] C. H. Oglesby, *Teknik Jalan Raya Jilid 1*. Jakarta: Gramedia, 1999.
- [10] Departemen Pekerjaan Umum, "Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen 2," *Yayasan Badan Penerbit PU*, p. 41, 1987.
- [11] Menteri Pekerjaan Umum, *Manual Perkerasan Jalan (Revisi Juni 2017) Nomor 04/SE/Db/2017*. Jakarta: Direktorat Jendral Bina Marga., 2017.
- [12] Kementrian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, "Manual Desain Perkerasan Jalan (Revisi 2017) Nomor 02/M/BM/2017." Direktorat Jenderal Bina Marga, 2017.
- [13] Direktorat Jendral Bina Marga, *Pedoman Perencanaan Tebal Perkerasaan Lentur PT T-01-2002-B*. Jakarta: Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan, 2002.

KAJIAN EVALUASI KAPASITAS TAMPUNG SALURAN TERHADAP DEBIT BANJIR RANCANGAN PADA PERENCANAAN SISTEM JARINGAN DRAINASE KOTA KANDANGAN

Arif Siswanto¹, Riman^{2*}, Abdul Halim³

¹PT. Ramadayani Mitramulya Jayapura

^{2,3}Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Widyagama Malang

*Email Korespondensi: rim_ansz@yahoo.co.id

ABSTRAK

Meningkatnya debit air pada daerah aliran sungai (DAS) disebabkan oleh intensitas curah hujan yang tinggi. Salah satu cara untuk menanggulangi masalah tersebut adalah membuat saluran drainase atau saluran pembuang yang dapat mengalirkannya ke sungai. Menurunnya fungsi kapasitas tampungan air dan kurang optimalnya sistem jaringan drainase di Kota Kandangan menyebabkan terjadinya permasalahan genangan dan banjir. Langkah awal untuk pemulihan dan penanganan, peneliti melakukan kajian evaluasi kapasitas tampung saluran terhadap debit banjir rancangan untuk perencanaan sistem jaringan drainase Kota Kandangan. Penelitian ini dilakukan dengan cara menganalisis kapasitas tampung saluran eksisting untuk melakukan evaluasi atau penataan sistem jaringan drainase pada saluran primer yang tidak mampu menampung debit banjir rancangan. Perhitungan debit banjir rancangan dengan menggunakan metode rasional pada kala ulang Q5th dan Q10th. Berdasarkan hasil analisis kapasitas tampung pada sepuluh ruas saluran drainase, terdapat 3 saluran drainase yang mampu menampung debit banjir rancangan dengan kala ulang Q5th. Sedangkan, dengan menggunakan kala ulang Q10th, hanya terdapat 2 saluran yang mampu menampung debit banjir rancangan. Untuk hasil evaluasi sistem jaringan drainase di Kota Kandangan, terdapat penambahan *outlet* saluran pembuang dan penambahan luas dimensi rata-rata 1,49% pada kala ulang Q5th dan 1,66% pada kala ulang Q10th.

Kata kunci : Drainase, Hujan Rancangan, Debit Banjir Rancangan, Kapasitas Tampung Saluran, Analisa Hidrologi, dan Analisa Hidrolika

ABSTRACT

Increased water discharge in watersheds is caused by high rainfall intensity. One way to solve the problem is to create drainage channels or drains that can drain them into the river. The decrease in the function of water reservoir capacity and the lack of optimal drainage network system in Kandangan City caused inundation and flooding problems. The first step for recovery and handling, researchers conducted a review of the capacity of the channel capacity against the planned flood discharge for the planning of the Kandangan City drainage network system. This research was conducted by analyzing the capacity of existing channel capacity to evaluate or arrange drainage network system on primary channel that is not able to accommodate the design flood discharge. Calculation of the design flood discharge using rational method at the time of Q5th and Q10th. Based on the results of the analysis of capacity on ten sections of drainage channels, there are 3 drainage channels that are able to accommodate the design flood discharge with the Q5th re-time. For the evaluation of drainage network system in Kandangan City, there was the addition of drain outlets and the addition of an average dimension area of 1.49% on Q5th and 1.66% on Q10th anniversary.

Keywords : *Drainage, Rain Design, Design Flood Discharge, Channel Capacity, Hydrology Analysis, and Hydraulic Analysis*

1. PENDAHULUAN

Intensitas curah hujan yang tinggi mengakibatkan debit air pada daerah aliran sungai (DAS) meningkat. Salah satu cara untuk menanggulangi masalah tersebut adalah membuat saluran drainase atau saluran pembuang yang dapat mengalirkannya ke sungai. Menurut Kusumadewi (2012) [1], drainase merupakan sebuah sistem yang dibuat untuk menanggulangi persoalan kelebihan air yang berada di atas permukaan maupun yang berada di bawah

(Received: 4 Februari 2021 / Revised: 26 Februari 2021 / Accepted: 1 Maret 2021)

Permalink/DOI: <https://doi.org/10.31328/bouwplank.v1i1.223>

permukaan tanah. Menurut Wesli (2008) [2], mendefinisikan secara umum drainase sebagai ilmu yang mempelajari tentang usaha untuk mengalirkan air yang berlebihan pada suatu kawasan. Meningkatnya permasalahan genangan air, pencemaran air, sedimentasi dan kewaspadaan terhadap permasalahan banjir di suatu kawasan kota sampai saat ini masih menjadi masalah utama seiring dengan perkembangan kota. Permasalahan genangan dan banjir di kawasan Kota Kandangan tidak terlepas dari semakin menurunnya fungsi kapasitas tampungan air dan kurang optimalnya sistem jaringan drainase kota itu sendiri [3]. Langkah awal untuk pemulihan dan penanganan peneliti melakukan kajian evaluasi kapasitas tampung saluran terhadap debit banjir rancangan untuk perencanaan sistem jaringan drainase Kota Kandangan.[4] Tujuan dari penelitian ini untuk mengetahui kemampuan penampang dimensi saluran eksisting dan untuk evaluasi atau penataan sistem jaringan drainase Kota Kandangan.

2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Drainase

Drainase merupakan salah satu fasilitas dasar yang dirancang sebagai sistem guna memenuhi kebutuhan masyarakat dan merupakan komponen penting dalam perencanaan kota. Menurut Hasmar (2002), drainase perkotaan didefinisikan sebagai ilmu drainase yang mengkhususkan pengkajian pada kawasan perkotaan yang erat kaitannya dengan kondisi lingkungan sosial-budaya yang ada di kawasan kota.

Sistem drainase perkotaan merupakan salah satu komponen prasarana perkotaan yang sangat erat kaitannya dengan penataan ruang. Menurut Riman (2011) [5], permasalahan drainase perkotaan terbagi menjadi dua yaitu:

1. Permasalahan drainase karena ulah manusia merupakan perubahan tata guna lahan di daerah aliran sungai (DAS), perubahan fungsi saluran, pembuangan sampah ke saluran drainase, kawasan kumuh di sepanjang sungai atau saluran drainase, dan infrastruktur drainase kurang berfungsi (bendungan dan bangunan air).
2. Permasalahan drainase karena alam yaitu berupa erosi dan sedimentasi, curah hujan, kondisi fisiografi/geofisik sungai, kapasitas sungai atau saluran drainase yang kurang memenuhi, pengaruh pasang surut air laut (*back water*).

2.2 Sistem Jaringan Drainase Perkotaan

Menurut Fairizi (2015) [6], sistem drainase merupakan rangkaian kegiatan yang membentuk upaya pengaliran air, baik air permukaan (*limpasan/runoff*), maupun air tanah dari suatu daerah atau kawasan. Sistem jaringan drainase perkotaan umumnya dibagi atas 2 bagian, yaitu

1. Sistem Drainase Mayor
sistem drainase mayor ini disebut juga sebagai sistem saluran pembuangan utama atau drainase primer. Perencanaan drainase mayor ini umumnya dipakai dengan periode ulang antara 5 sampai 10 tahun.
2. Sistem Drainase Mikro
Sistem drainase mikro yaitu sistem saluran dan bangunan pelengkap drainase yang menampung debit air tidak terlalu besar. Pada umumnya drainase mikro ini direncanakan untuk hujan dengan masa ulang 2, 5 atau 10 tahun.

2.3 Debit Banjir Rancangan

Banjir adalah genangan air pada tanah sampai melebihi batas tinggi tertentu yang mengakibatkan kerugian [7]. Debit banjir rencana atau *design flood discharge* adalah debit maksimum di sungai atau saluran dengan periode ulang yang sudah ditentukan yang dapat dialirkan. Menurut Sumirman (2016) [8], Debit banjir rancangan pada umumnya direncanakan untuk mengalirkan air banjir secepatnya agar tidak terjadi genangan air yang mengganggu aktivitas masyarakat. Perhitungan debit banjir rencana pada penelitian ini dipergunakan untuk mengetahui kapasitas dimensi saluran eksisting pada perencanaan sistem jaringan drainase kota kandangan [9]. Metode perhitungan debit banjir didasarkan pada luas daerah aliran sungai

(DAS) dan periode ulang yang ditampilkan pada tabel kriteria desain hidrologi saluran drainase perkotaan yaitu **Tabel 1** sebagai berikut.

Tabel 1. Kriteria Desain Hidrologi Sistem Drainase Perkotaan

Luas DAS (ha)	Periode Ulang (tahun)	Metode perhitungan debit banjir
< 10	2	Rasional
10 - 100	2 – 5	Rasional
101 - 500	5 – 20	Rasional
> 500	10 – 25	Hidrograf Satuan

Sumber : Suripin, 2004

2.4 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi diperlukan untuk menentukan besarnya debit banjir rencana yang mana debit banjir rencana akan berpengaruh besar terhadap besarnya debit maksimum maupun kestabilan konstruksi yang akan dibangun. Untuk menghitung debit air hujan dalam mendimensi saluran drainase digunakan metode rasional [7].

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (1)$$

Dengan :

- Q = debit banjir maksimum (m³/det)
- C = koefisien pengaliran
- I = intensitas hujan rerata selama waktu tiba banjir
- A = luas daerah pengaliran (km²)

Dan untuk perhitungan intensitas hujan (I) menggunakan rumus Mononobe sebagai berikut [10].

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{T_c} \right)^m \dots\dots\dots (2)$$

Dimana :

- I = intensitas hujan selama waktu konsentrasi (mm/jam)
- R₂₄ = curah hujan maksimum harian dalam 24 jam (mm)
- T_c = waktu konsentrasi (jam)
- m = tetapan (2/3)

2.5 Analisis Hidrolika

Dalam perencanaan drainase analisis hidrolika digunakan untuk menghitung dimensi saluran dan bangunan-bangunan pelengkapannya. Perhitungan hidrolika digunakan untuk menganalisis dimensi penampang berdasarkan kapasitas maksimum saluran. Besarnya debit pada saluran dihitung dengan rumus Manning [11].

$$Q = V \cdot A \dots\dots\dots (3)$$

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \dots\dots\dots (4)$$

Dimana :

- Q = debit air (m³/dt)
- V = kecepatan aliran (m/dt)
- A = luas penampang basah (m²)
- n = koefisien kekasaran Manning
- R = jari-jari hidrolis (m)
- S = Kemiringan dasar saluran

Tabel 2. Rekapitulasi Curah Hujan Maksimum Tahunan Stasiun Hujan Kandangan

No	Tahun	C.H Maksimum
1	2007	197.00
2	2008	109.00
3	2009	148.00
4	2010	117.00
5	2011	109.00
6	2012	90.00
7	2013	121.00
8	2014	119.00
9	2015	84.00
10	2016	153.00

Sumber : Stasiun Hujan Kandangan

4.3 Pengujian Data Hujan

Menurut Soewarno (1995) [12], data hidrologi yang akan digunakan harus bersifat konsisten dan homogen. Analisis statistik yang digunakan untuk memastikan bahwa data hujan tersebut layak digunakan untuk analisis selanjutnya meliputi

a. Uji konsistensi data hujan

Konsistensi berarti menguji kebenaran data lapangan yang tidak dipengaruhi oleh kesalahan pada saat pengiriman atau saat pengukuran, data tersebut harus betul-betul menggambarkan fenomena hidrologi seperti keadaan sebenarnya di lapangan [13]. Pada penelitian ini uji konsistensi menggunakan metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*) sehingga didapat hasilnya pada **Tabel 3** berikut ini.

Tabel 3. Hasil Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Kandangan

No	Tahun	Curah Hujan X	Sk*	Sk*	Dy ²	Sk**	Sk**
			(X- \bar{X})		(Sk ² /n)	(Sk*/Dy)	
1	2007	197	72.30	72.30	522.73	2.28	2.28
2	2008	109	-15.70	15.70	24.65	-0.50	0.50
3	2009	148	23.30	23.30	54.29	0.74	0.74
4	2010	117	-7.70	7.70	5.93	-0.24	0.24
5	2011	109	-15.70	15.70	24.65	-0.50	0.50
6	2012	90	-34.70	34.70	120.41	-1.10	1.10
7	2013	121	-3.70	3.70	1.37	-0.12	0.12
8	2014	119	-5.70	5.70	3.25	-0.18	0.18
9	2015	84	-40.70	40.70	165.65	-1.29	1.29
10	2016	153	28.30	28.30	80.09	0.89	0.89
Rerata (\bar{X})		125		24.78			
Jumlah (Σ)					1003.01		

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan

Dari perhitungan yang telah dilakukan, diperoleh nilai $Sk^{**max} = 2.28$, $Sk^{**min} = -1.29$, maka diperoleh nilai $Q = [Sk^{**max}] = 2.28$ dan nilai $R = Sk^{**max} - Sk^{**min} = 3.57$, $n = 10$,

Untuk batas konsistensi 90%

$$Q/n^{0.5} = 0.722 < 1.050 \text{ (tabel)}, R/n^{0.5} = 1.128 < 1.210 \text{ (tabel)}$$

Untuk batas konsistensi 95%

$$Q/n^{0.5} = 0.722 < 1.140 \text{ (tabel)}, R/n^{0.5} = 1.128 < 1.280 \text{ (tabel)}$$

Untuk batas konsistensi 99%

$$Q/n^{0.5} = 0.722 < 1.290 \text{ (tabel)}, R/n^{0.5} = 1.128 < 1.380 \text{ (tabel)}$$

Dari hasil uji konsistensi data hujan di atas dengan tingkat kepercayaan 90%, 95% dan 99%, dapat disimpulkan bahwa data hujan yang tersedia pada stasiun Kandangan adalah konsisten.

b. Uji outlier Data Hujan

Outlier adalah data dengan nilai jauh berada di antara data-data yang lain. Keberadaan *outlier* biasanya mengganggu pemilihan jenis distribusi frekuensi untuk suatu sampel data. Berdasarkan uji *outlier* data hujan ini, didapatkan hasil perhitungan sebagai berikut **Tabel 4**.

Tabel 4. Uji *Outlier* Untuk Data Curah Hujan Maksimum Stasiun Kandangan

No	Tahun	X	Ln X
1	2007	197.00	5.283
2	2008	109.00	4.691
3	2009	148.00	4.997
4	2010	117.00	4.762
5	2011	109.00	4.691
6	2012	90.00	4.500
7	2013	121.00	4.796
8	2014	119.00	4.779
9	2015	84.00	4.431
10	2016	153.00	5.030
Ln Xr =			4.80
Sd =			0.25

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan

$$\begin{aligned}
 n &= 10 \\
 kn &= 2.036 \\
 X_H &= \text{Exp}(4.80+2.036 \times 0.25) = 202.705 \\
 X_L &= \text{Exp}(4.80-2.036 \times 0.25) = 72.77
 \end{aligned}$$

Dari hasil uji *Outlier* data hujan di atas, dapat disimpulkan bahwa data hujan yang tersedia pada stasiun Kandangan dapat digunakan karena masih berada diantara ambang atas (X_H) dan ambang bawah (X_L).

4.4 Analisis Hujan Rancangan

Dalam menentukan penggunaan metode perhitungan hujan rencana, ditetapkan berdasarkan parameter dasar statistik data-data hujan pada area tersebut [14]. Beberapa metode distribusi untuk perhitungan hujan rancangan dapat dilihat pada **Tabel 5** di bawah ini.

Tabel 5. Pemilihan Metode Distribusi

Distribusi Normal -0.05 < Cs < 0.05 2.7 < Ck < 3.3	Distribusi Gumbel CS > 1.1395 Ck > 5.4	Distribusi Log Pearson
-0.05 < Cs < 0.05 Tidak Memenuhi	CS > 1.1395 Tidak Memenuhi	Tidak Ada Batasan
2.7 < Ck < 3.3 Tidak Memenuhi	Ck > 5.4 Tidak Memenuhi	Tidak Ada Batasan

Dari hasil pemilihan metode distribusi analisis curah hujan rancangan ditentukan menggunakan metode distribusi **Log Pearson Tipe III** dengan hasil perhitungan sebagai berikut :

Nilai rerata, dengan persamaan :

$$\begin{aligned}
 \overline{\text{Log } X} &= \frac{1}{n} \sum_1^n \log X_i \\
 &= \frac{1}{10} 20.829 = 2.803
 \end{aligned}$$

Standard deviasi, dengan persamaan :

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_1^n (\log X_i - \overline{\log X})^2}$$

$$= \sqrt{\frac{1}{10-1}} 0.109 = 0.110$$

Koefisien kepengcengan (*skewness*), dengan persamaan :

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log Xi - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

$$= \frac{10 \times 0.005}{(10-1)(10-2)0.110^3} = 0.508$$

Logaritma X dengan persamaan :

$$\log X = \log Xi + G.S$$

dengan :

$\log X$ = Logaritma debit atau curah hujan.

$\log X$ = Logaritma rerata dari debit atau curah hujan .

$\log Xi$ = Logaritma debit atau curah hujan tahun ke I.

S = standar deviasi.

Cs = Koefisien kepengcengan.

n = Jumlah data.

G = Konstanta Log Pearson Type III, berdasarkan koefisien kepengcengan

Secara singkat perhitungan di atas dapat dirangkum kedalam tabel perhitungan curah hujan rancangan berikut ini (**Tabel 6**).

Tabel 6. Perhitungan Curah Hujan Rancangan (Distribusi Log Pearson Tipe III)

No	Tahun	Curah Hujan Max Terurut (mm)	Log X	Log X - $\overline{\log X}$	(Log X - $\overline{\log X}$) ²	(Log X - $\overline{\log X}$) ³
1	2007	197.00	2.294	0.212	0.04475	0.009466
2	2016	153.00	2.185	0.102	0.01036	0.001054
3	2009	148.00	2.170	0.087	0.00763	0.000666
4	2013	121.00	2.083	0.000	0.00000	0.000000
5	2014	119.00	2.076	-0.007	0.00005	0.000000
6	2010	117.00	2.068	-0.015	0.00022	-0.000003
7	2008	109.00	2.037	-0.046	0.00207	-0.000094
8	2008	109.00	2.037	-0.046	0.00207	-0.000094
9	2012	90.00	1.954	-0.129	0.01656	-0.002131
10	2015	84.00	1.924	-0.159	0.02517	-0.003993
Jumlah			20.829	0.000	0.109	0.005
			Parameter statistik			
Log Xi			2.083			
Standar Deviasi (Sx)			0.110			
Kepengcengan (Cs)			0.508			
No	Tr	G	Log X	R (mm)		
1	1.01	-1.949	1.869	73.890		
2	2	-0.084	2.074	118.483		
3	5	0.807	2.172	148.500		
4	10	1.323	2.228	169.234		
5	20	1.814	2.282	191.626		
6	25	1.912	2.293	196.457		
7	50	2.315	2.338	217.543		
8	100	2.692	2.379	239.321		

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan

4.5 Uji Kesesuaian Distribusi

Untuk menguji diterima atau tidaknya distribusi, maka dilakukan pengujian simpangan horizontal yakni uji smirnov Kolmogorov dan pengujian simpangan vertical, yakni uji Chi-Square.

a. Uji Smirnov Kolmogorov

Dari perhitungan yang telah dilakukan, diperoleh $D_{maks} = 0.173$. untuk $\alpha=5\%$ dan $n=10$, pada table nilai kritis untuk uji *smirnov Kolmogorov* diperoleh $D_{kritis} = 0.409$. Karena $D_{maks} < D_{kritis}$, maka distribusi **diterima**.

b. Uji Chi-Square

Dari perhitungan yang telah dilakukan, diperoleh $X^2_{hitung} = 1.00$. untuk $\alpha=5\%$ dan $DK=2$, pada table nilai kritis untuk uji *Chi-Square* diperoleh $X^2_{kritis} = 5.991$. Karena $X^2_{hitung} < X^2_{kritis}$, maka hipotesisnya *diterima*.

4.6 Analisis Hidrolika

a. Perhitungan Kapasitas Eksisting

Analisis kapasitas eksisting berfungsi untuk mengetahui kapasitas saluran. Hasil perhitungan kapasitas saluran eksisting dapat dilihat pada tabel berikut (**Tabel 7**). Besarnya debit pada saluran dihitung dengan rumus Manning (**Rumus 3 & 4**) sehingga didapatkan kecepatan aliran (V) dan debit air (Q) melalui data yang telah dihitung yaitu meliputi luas penampang, koefisien kekasaran manning, jari-jari hidrolis, dan kemiringan dasar saluran.

Tabel 7. Perhitungan Kapasitas Saluran Eksisting

No.	Saluran	DEBIT EKSTING						
		A (m ²)	P (m)	n	S	R (m)	V (m ² /dt)	Q (m ³ /dt)
1	Jl. AW Syahrani	3.60	5.60	0.025	0.00186	0.64	1.285	4.627
2	Jl. Sudirman	1.50	3.60	0.025	0.00131	0.42	0.81	1.21
3	Jl. By Pass	0.57	2.10	0.025	0.00292	0.27	0.91	0.52
4	Sal. Bariang	3.00	5.00	0.025	0.00120	0.60	0.99	2.96
5	Jl. Sugiono	2.55	4.72	0.025	0.00566	0.54	2.00	5.09
6	Sungai Pihauang	3.00	5.00	0.025	0.00132	0.60	1.03	3.10
7	Jl. Aluh Idut	0.50	2.00	0.025	0.00576	0.25	1.21	0.60
8	Jl. Pasar Kandangan	0.66	2.22	0.025	0.00135	0.30	0.66	0.43
9	Sal. Hasan Basri	2.04	4.01	0.025	0.00023	0.51	0.39	0.80
10	Alur Alami	0.96	2.72	0.025	0.00381	0.35	1.23	1.18

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan

b. Perhitungan Debit Rancangan

Hasil perhitungan debit banjir rancangan dengan kala ulang Q5th dan Q10th dapat dilihat pada tabel berikut (**Tabel 8**), dimana perhitungan intensitas hujan (I) dan debit rencana (Q) menggunakan **Rumus 1** dan **Rumus 2** dengan didasarkan pada waktu konsentrasi, luas daerah pengaliran dan tetapan.

Tabel 8. Perhitungan Debit Banjir Rancangan

No	Nama Ruas Saluran	tc =to+td (jam)	A = Luas catchmen Kumulatif	C	I (mm/jam)		Debit Rencana Q (m ³ /detik)	
					I 5	I 10	Q 5	Q 10
1	Jl. AW Syahrani	1.14	59.88	0.50	47.15	53.74	3.92	4.47
2	Jl. Sudirman	2.47	155.28	0.42	28.17	32.10	5.08	5.78
3	Jl. By Pass	4.87	54.19	0.40	17.93	20.43	1.08	1.23
4	Sal. Bariang	2.13	204.38	0.40	31.11	35.45	7.07	8.06
5	Jl. Sugiono	1.27	99.49	0.40	44.04	50.18	4.87	5.55
6	Sungai Pihauang	3.35	378.44	0.26	23.01	26.22	6.17	7.04
7	Jl. Aluh Idut	1.25	42.72	0.38	44.33	50.52	1.97	2.25
8	Jl. Pasar Kandangan	0.85	13.53	0.70	57.25	65.25	1.51	1.72
9	Sal. Hasan Basri	7.13	43.19	0.33	13.90	15.85	0.54	0.62
10	Alur Alami	2.05	108.28	0.29	31.95	36.41	2.79	3.18

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan

c. Kontrol Kapasitas Saluran Eksisting Terhadap Debit Banjir Rancangan

Setelah dilakukan perhitungan debit banjir saluran eksisting dan debit banjir rancangan, kemudian dilakukan kontrol kapasitas saluran eksisting dengan membandingkan $Q_{rancangan} < Q_{saluran}$ yang dapat dilihat pada **Tabel 9** berikut.

Tabel 9.Perhitungan Kontrol Kapasitas Saluran Eksisting Dengan Kala Ulang 5 th dan 10 th.

No.	Nama Sal.	Q _{eks} maksimum	Kala Ulang 5 th		Kala Ulang 10 th	
			Q Banjir Renc.	Kontrol Kapasitas Sal. Eksisting	Q Banjir Renc.	Kontrol Kapasitas Sal. Eksisting
1	Jl. AW Syahrani	4.63	3.92	Mencukupi	4.47	Mencukupi
2	Jl. Sudirman	1.21	5.08	Tidak Mencukupi	5.78	Tidak Mencukupi
3	Jl. By Pass	0.52	1.08	Tidak Mencukupi	1.23	Tidak Mencukupi
4	Sal. Bariang	2.96	7.07	Tidak Mencukupi	8.06	Tidak Mencukupi
5	Jl. Sugiono	5.09	4.87	Mencukupi	5.55	Tidak Mencukupi
6	Sungai Pihaug	3.10	6.17	Tidak Mencukupi	7.04	Tidak Mencukupi
7	Jl. Aluh Idut	0.60	1.97	Tidak Mencukupi	2.25	Tidak Mencukupi
8	Jl. Pasar Kandangan	0.43	1.51	Tidak Mencukupi	1.72	Tidak Mencukupi
9	Sal. Hasan Basri	0.80	0.54	Mencukupi	0.62	Mencukupi
10	Alur Alami	1.18	2.79	Tidak Mencukupi	3.18	Tidak Mencukupi

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan

Dari hasil analisis dengan debit banjir kala ulang Q5th ada 3 saluran yang mampu menampung debit banjir rancangan dan kala ulang Q10th hanya ada 2 yang mampu menampung debit banjir rancangan. Untuk saluran yang tidak mencukupi atau tidak mampu menampung debit banjir rancangan dilakukan evaluasi dimensi saluran. Hasil dari evaluasi dimensi saluran dapat dilihat pada **Tabel 10** untuk kala ulang Q5th dan **Tabel 11** untuk kala ulang Q10th berikut. Evaluasi dimensi saluran ini dimaksudkan untuk memperbesar sebagian kapasitas saluran eksisting sehingga mampu menampung debit banjir rancangan dengan didapatkan luas saluran baru dimana lebih besar nilainya dari pada luas saluran eksisting [15].

Tabel 10. Rekapitulasi hasil evaluasi dimensi saluran (kala ulang Q5th)

No	Lokasi	Kala Ulang	Dimensi Saluran Eksisting				Evaluasi Dimensi Saluran			Luas Sal. Existing (m ²)	Luas Sal. Baru (m ²)	Prosentase (%)
			Panjang (m)	Atas (m)	Bawah (m)	Tinggi (m)	h desain (m)	b desain (m)	b atas (m)			
1	Jl. AW Syahrani	5 th	805.97	2.00	2.00	1.80				3.60		
2	Jl. Sudirman	5 th	1848.02	1.30	1.20	1.20	2.00	1.50	1.50	1.50	3.00	1.50%
3	Jl. By Pass	5 th	796.57	1.00	0.90	0.60	1.20	1.00	1.00	0.57	1.20	0.63%
4	Sal. Bariang	5 th	1500.99	3.00	3.00	1.00	2.00	3.00	3.00	3.00	6.00	3.00%
5	Jl. Sugiono	5 th	388.71	1.70	1.30	1.70	0.00	0.00	0.00	2.55		
6	Sungai Pihaug	5 th	2080.66	2.00	2.00	1.50	2.00	2.00	2.00	3.00	4.00	1.00%
7	Jl. Aluh Idut	5 th	422.00	1.00	1.00	0.50	1.50	1.10	1.10	0.50	1.65	1.15%
8	Jl. Pasar Kandangan	5 th	401.85	1.20	1.00	0.60	1.60	1.50	1.50	0.66	2.40	1.74%
9	Sal. Hasan Basri	5 th	2668.43	1.80	1.60	1.20	0.00	0.00	0.00	2.04		
10	Alur Alami	5 th	1600.00	1.70	1.50	0.60	1.20	2.00	2.00	0.96	2.40	1.44%
Rata-Rata =											1.49%	

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan

Tabel 11. Rekapitulasi hasil evaluasi dimensi saluran (kala ulang Q10th)

No	Lokasi	Kala Ulang	Dimensi Saluran Eksisting			Evaluasi Dimensi Saluran			Luas Sal. Existing (m ²)	Luas Sal. Baru (m ²)	Prosentase (%)
			Atas (m)	Bawah (m)	Tinggi (m)	h desain (m)	b desain (m)	b atas (m)			
1	Jl. AW Syahrani	10 th	2.00	2.00	1.80				3.60		
2	Jl. Sudirman	10 th	1.30	1.20	1.20	2.00	1.80	1.80	1.50	3.60	2.10%
3	Jl. By Pass	10 th	1.00	0.90	0.60	1.20	1.20	1.20	0.57	1.44	0.87%
4	Sal. Bariang	10 th	3.00	3.00	1.00	2.00	3.20	3.20	3.00	6.40	3.40%
5	Jl. Sugiono	10 th	1.70	1.30	1.70	2.00	1.50	1.50	2.55	3.00	0.45%
6	Sungai Pihaug	10 th	2.00	2.00	1.50	2.00	2.50	2.50	3.00	5.00	2.00%
7	Jl. Aluh Idut	10 th	1.00	1.00	0.50	1.50	1.20	1.20	0.50	1.80	1.30%
8	Jl. Pasar Kandangan	10 th	1.20	1.00	0.60	1.60	1.50	1.50	0.66	2.40	1.74%
9	Sal. Hasan Basri	10 th	1.80	1.60	1.20	0.00	0.00	0.00	2.04		
10	Alur Alami	10 th	1.70	1.50	0.60	1.20	2.00	2.00	0.96	2.40	1.44%
Rata-Rata =										1.66%	

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan

Dari hasil evaluasi dimensi saluran drainase eksisting ke dimensi saluran baru maka dapat dilihat penambahan luas rata-rata sebesar 1,49% pada kala ulang banjir Q5th dan sebesar 1,66% pada kala ulang banjir Q10th.

d. Kontrol Kapasitas Saluran Desain Terhadap Banjir Rancangan

Setelah dievaluasi dimensi saluran eksisting ke dimensi saluran baru, kemudian saluran baru dilakukan kontrol terhadap debit banjir rancangan [16]. Sebagaimana didapat luas saluran baru bagi daerah yang kapasitas saluran eksistingnya tidak mencukupi, maka dihitung lagi debit air yang baru dari luas saluran baru tersebut baik untuk kala ulang Q5th maupun Q10t. Sehingga

didapatkan nilai kapasitas saluran baru dan dikontrol apakah telah mencukupi untuk menampung debit banjir atau belum. Kontrol kapasitas saluran baru dapat dilihat pada **Tabel 12** untuk kala ulang Q5th dan **Tabel 13** untuk kala ulang Q10th.

Tabel 12. Kontrol Kapasitas Saluran Baru (Kala Ulang Q5th)

No.	Nama Sal.	Kala Ulang	Q_{eks} maksimum	Q Banjir Renc.	Q Air Kotor	Q Total.	Kontrol Kapasitas Sal. Eksisting (4) > (7)	Q desain	Kontrol Kapasitas Sal. Baru (9) > (7)
		(tahun)	(m3/dt)	(m3/dt)	(m3/dt)	(m3/dt)		(m3/dt)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1	Jl. AW Syahrani	5 th	4.63	3.92	0.0004	3.93	Mencukupi		
2	Jl. Sudirman	5 th	1.21	5.08	0.0011	5.08	Tidak Mencukupi	6.62	Mencukupi
3	Jl. By Pass	5 th	0.52	1.08	0.0004	1.08	Tidak Mencukupi	1.34	Mencukupi
4	Sal. Bariang	5 th	2.96	7.07	0.0014	7.07	Tidak Mencukupi	8.42	Mencukupi
5	Jl. Sugiono	5 th	5.09	4.87	0.0007	4.87	Mencukupi		
6	Sungai Pihaung	5 th	3.10	6.17	0.0026	6.18	Tidak Mencukupi	8.21	Mencukupi
7	Jl. Aluh Idut	5 th	0.60	1.97	0.0011	1.98	Tidak Mencukupi	2.36	Mencukupi
8	Jl. Pasar Kandangan	5 th	0.43	1.51	0.0001	1.51	Tidak Mencukupi	1.98	Mencukupi
9	Sal. Hasan Basri	5 th	0.80	0.54	0.0003	0.54	Mencukupi		
10	Alur Alami	5 th	1.18	2.79	0.0008	2.79	Tidak Mencukupi	3.45	Mencukupi

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan

Tabel 13. Kontrol Kapasitas Saluran Baru (Kala Ulang Q10th)

No.	Nama Sal.	Kala Ulang	Q_{eks} maksimum	Q Banjir Renc.	Q Air Kotor	Q Total.	Kontrol Kapasitas Sal. Eksisting (4) > (7)	Q desain	Kontrol Kapasitas Sal. Baru (9) > (7)
		(tahun)	(m3/dt)	(m3/dt)	(m3/dt)	(m3/dt)		(m3/dt)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1	Jl. AW Syahrani	10 th	4.63	4.47	0.0004	4.47	Mencukupi		
2	Jl. Sudirman	10 th	1.21	5.78	0.0011	5.79	Tidak Mencukupi	8.70	Mencukupi
3	Jl. By Pass	10 th	0.52	1.23	0.0004	1.23	Tidak Mencukupi	1.76	Mencukupi
4	Sal. Bariang	10 th	2.96	8.06	0.0014	8.06	Tidak Mencukupi	9.22	Mencukupi
5	Jl. Sugiono	10 th	5.09	5.55	0.0007	5.55	Tidak Mencukupi	6.60	Mencukupi
6	Sungai Pihaung	10 th	3.10	7.04	0.0026	7.04	Tidak Mencukupi	8.48	Mencukupi
7	Jl. Aluh Idut	10 th	0.60	2.25	0.0011	2.25	Tidak Mencukupi	2.69	Mencukupi
8	Jl. Pasar Kandangan	10 th	0.43	1.72	0.0001	1.72	Tidak Mencukupi	1.98	Mencukupi
9	Sal. Hasan Basri	10 th	0.80	0.62	0.0003	0.62	Mencukupi		
10	Alur Alami	10 th	1.18	3.18	0.0008	3.18	Tidak Mencukupi	3.45	Mencukupi

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan

Dari kedua tabel di atas didapat hasil bahwa seluruh kapasitas saluran baru telah mencukupi atau mampu menampung debit banjir rancangan baik pada kala ulang Q5th maupun pada kala ulang Q10th.

4.7 Sistem Jaringan Drainase Kota Kandangan

Sistem jaringan drainase di Kota Kandangan terdapat 10 saluran drainase utama. Dari hasil evaluasi kapasitas tampung saluran eksisting hanya terdapat 2 saluran yang mampu menampung debit banjir rancangan pada kala ulang banjir Q10th yaitu: Saluran Jl. AW Syahrani, dan Saluran Hasan Basri dan 8 saluran tidak mampu menampung debit banjir rancangan. Untuk evaluasi sistem jaringan drainase dilakukan perubahan dimensi saluran dan untuk menghindari terjadinya penumpukan debit air dilakukan penambahan outlet saluran pembuang pada ruas saluran Jl. Aluh Idut dan Jl. Pasar Kandangan. Sistem jaringan drainase di Kota Kandangan dapat dilihat pada **Tabel 14** di bawah ini :

Tabel 14. Sistem Jaringan Drainase Kota Kandangan

No	Nama Sub Sistem	Drainase Utama	Panjang Saluran (m)
1	Sub Sistem Syahrani	Jl. AW Syahrani	805.97
2	Sub Sistem Sudirman	Jl. Jend Sudirm	1848.02
3	Sub Sistem Ringroad Kandangan	Jl. By pass	796.57
4	Sub Sistem Bariang	Saluran Bariang	1500.99
5	Sub Sistem Sugiono	Jl. Sugiono	388.71

6	Sub Sistem Ahmad Yani	Sungai Pihaug	2080.66
7	Sub Sistem Aluh Idut	Jl. Aluh Idut	696.85
8	Sub Sistem Pasar Kandangan	Jl. Pasar Kandangan	401.85
9	Sub Sistem Hasan Basri	Saluran Hasan Basri	2668.43
10	Sub Sistem Tendean	Alur-alami	1600.00

Dari tabel di atas menunjukkan bahwa untuk evaluasi atau penataan sistem jaringan drainase Kota Kandangan setelah terjadi penambahan kapasitas saluran baru pada 8 (delapan) lokasi saluran, maka dilakukan penambahan outlet saluran pembuang untuk menghindari terjadinya penumpukan debit air pada drainase utama Jl Aluh Idut dan Jl. Pasar Kandangan di bagian sub sistem Pasar Aluh Idut dan sub sistem Pasar Kandangan dengan diketahui panjang saluran masing-masing yaitu 401,85 m dan 2668,43 m.

5. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis yang dilakukan, maka dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut, yaitu hasil analisis kapasitas tampung saluran drainase eksisting dengan menggunakan kala ulang banjir Q5th, dari total 10 saluran drainase terdapat 3 saluran drainase yang mampu menampung debit banjir rancangan yaitu: Saluran Jl. AW Syahrani, saluran Jl. Sugiono dan Saluran Hasan Basri. Sedangkan untuk kala ulang banjir Q10th, dari total 10 saluran drainase hanya terdapat 2 saluran yang mampu menampung debit banjir rancangan yaitu: Saluran Jl. AW Syahrani, dan Saluran Hasan Basri. Dari hasil evaluasi dimensi saluran drainase eksisting dengan menggunakan kala ulang banjir Q5th penambahan luas dimensi saluran baru rata-rata sebesar 1,49% dari saluran eksisting, sedangkan dengan menggunakan kala ulang banjir Q10th penambahan luas dimensi saluran baru rata-rata sebesar 1,66% dari saluran eksisting. Setelah dilakukan evaluasi kapasitas tampung saluran eksisting, maka untuk menghindari terjadinya penumpukan debit air dilakukan penambahan outlet saluran pembuang pada ruas saluran Jl. Aluh Idut dan Jl. Pasar Kandangan.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] D. A. Kusumadewi and M. Bisri, "Arahan Spasial Teknologi Drainase Untuk Mereduksi Genangan di Sub Daerah Aliran Sungai Watu Bagian Hilir," *Jurnal Teknik Pengairan: Journal of Water Resources Engineering*, vol. 3, no. 2, pp. 258–276, 2013.
- [2] Wesli, *Drainase Perkotaan*. Yogyakarta: Graha Ilmu, 2015.
- [3] A. H. Martyawati and E. Yulianto, "Kapasitas Tampung Saluran di Daerah Tangkapan Air Parit Demang Kota Pontianak," *Jurnal Mahasiswa Teknik Sipil Universitas Tanjungpura*, vol. 6, no. 3, p. 5, 2019, doi: <http://dx.doi.org/10.26418/jelast.v6i3.38928>.
- [4] G. I. Rakhmad, "Pengendalian Banjir Daerah Lidah Wetan Kecamatan Wiyung Kota Surabaya," Diploma Thesis, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya, 2015.
- [5] Riman, "Evaluasi Sistem Drainase Perkotaan di Kawasan Kota Metropolitan Surabaya," *Widya Teknika*, vol. 19, no. 2, pp. 39–46, 2011, doi: 10.31328/jwt.v19i2.25.
- [6] D. Fairizi, "Analisis dan Evaluasi Saluran Drainase pada Kawasan Perumnas Talang Kelapa di SubDAS Lambidaro Kota Palembang," *Jurnal Teknik Sipil dan Lingkungan*, vol. 3, no. 1, pp. 755–765, 2015.
- [7] I. Subarkah, *Hidrologi : Untuk Perencanaan Bangunan Air*. Bandung: Idea Dharma, 1980.
- [8] E. Sumirman, I. Sa'ud, and A. Y. Zuhdi, "Studi Evaluasi Sistem Saluran Sekunder Drainase Tambaksari kota Surabaya," *Jurnal Aplikasi Teknik Sipil*, vol. 14, no. 2, pp. 77–84, 2016.
- [9] R. A. Sabrang, "Studi Alternatif Jenis, Lokasi, Dan Dimensi Prasarana Pengendalian Banjir Pada Sistem Jaringan Drainase Saluran Afvour Kelor, Kabupaten Tuban," Tesis, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya, 2017.
- [10] Suripin, *Sistem drainase perkotaan yang berkelanjutan*. Yogyakarta: Andi Offset, 2004.
- [11] C. V. Te, "Hidrolika Saluran Terbuka (Open Channel Hydrolics) Terjemahan," *Erlangga, Jakarta*, vol. 2, no. 5, p. 10, 1989.

- [12] Soewarno, *Hidrologi Aplikasi Metode statistik untuk analisa data Jilid 1.pdf*. N O V A, 1995.
- [13] H. Halim Hasmar, *Drainase Perkotaan*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia, 2002.
- [14] G. Gunawan, "Analisis Data Hidrologi Sungai Air Bengkulu Menggunakan Metode Statistik," *Inersia: Jurnal Teknik Sipil*, vol. 9, no. 1, pp. 47–58, 2017.
- [15] D. Suita and S. P. Simorangkir, "Evaluasi Sistem Drainase Untuk Menanggulangi Banjir Pada Jalan Dr. Mansyur Kecamatan Medan Selayang," *Buletin Utama Teknik*, vol. 14, no. 1, pp. 21–27, 2018.
- [16] L. B. Muslim and M. A. Sadhu, "Evaluasi Sistem Drainase Saluran Sekunder Gayung Kebonsari Kota Surabaya." Institut Teknologi Sepuluh Nopember, 2017, [Online]. Available: <http://repository.its.ac.id/id/eprint/44925>.

REDESAIN FONDASI MENERUS DENGAN FONDASI STRAUSS PADA PROYEK PEMBANGUNAN PENGEMBANGAN GEDUNG KAMPUS II UNIVERSITAS WIDYAGAMA MALANG

Ilyamin¹, Agus Tugas Sudjianto^{2*}, Candra Aditya³

^{1,2,3}Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Widyagama Malang
Email Korespondensi: agustugas@widyagama.ac.id

ABSTRAK

Pembangunan struktur gedung, pertama kali dikerjakan adalah pekerjaan fondasi. Dalam merencanakan suatu fondasi untuk semua bangunan harus memperhatikan daya dukung dan biaya yang ekonomis. Proyek pembangunan pengembangan gedung kuliah Universitas Widyagama Malang memiliki dua Fondasi yang berbeda yakni fondasi menerus pada bangunan lama dan fondasi Strauss pada lantai empat dan lima. Pada bangunan eksisting yang lama fondasi lajur tidak dapat diganggu dan untuk bangunan lantai empat dan lima direncanakan menggunakan fondasi Strauss. Dalam studi ini akan di analisis penggantian fondasi menerus pada bangunan lama dengan fondasi Strauss pada bangunan baru. Dari hasil perhitungan didapat daya dukung fondasi dengan menggunakan 4 tiang adalah sebesar 761.98 kN, Fondasi dengan menggunakan 6 tiang adalah sebesar 863.60 kN, Fondasi dengan menggunakan 8 tiang adalah sebesar 678.97 kN dan Fondasi yang menggunakan 12 tiang adalah sebesar 1035.061kN. Untuk Biaya fondasi Strauss yang dibutuhkan dalam Proyek Pembangunan Pengembangan Gedung Kampus II Universitas Widyagama Malang adalah sebesar Rp.3,833,300,000.00

Kata Kunci: Daya Dukung Fondasi, Fondasi Menerus, Fondasi Strauss dan Rencana Anggaran Biaya.

ABSTRACT

The construction of the structure of the building, first done is the work of the foundation. In planning a foundation for all buildings should pay attention to the carrying capacity and economic costs. The construction project of Widyagama University lecture building development Malang has two different foundations, namely the continuous foundation of the old building and Strauss foundation on the fourth and fifth floors. On existing buildings the old lane foundations cannot be disturbed and for fourth and fifth floor buildings are planned using Strauss's foundations. In this study will be in the analysis of continuous replacement of foundations on old buildings with Strauss foundations on new buildings. From the calculation obtained the carrying capacity of the foundation by using 4 poles is 761.98 kN, the foundation using 6 poles is 863.60 kN, the foundation using 8 poles is 678.97 kN and the foundation that uses 12 poles is 1035,061 kN. Strauss foundation costs required in the Project for the Construction of Campus II Building of Widyagama University Malang amounted to Rp.3,833,300,000.00

Keywords : *Foundation Carrying Capacity, Continuous Foundation, Strauss Foundation, Cost Budget Plan.*

1. PENDAHULUAN

Di dalam pembangunan sebuah gedung, pertama kali yang dilaksanakan dan dikerjakan adalah pekerjaan struktur bawah (Fondasi) baru kemudian melaksanakan pekerjaan struktur atas. Secara umum fondasi didefinisikan sebagai bagian dari konstruksi bangunan bawah yang berfungsi untuk menempatkan bangunan dan meneruskan beban dari bangunan itu sendiri dan beban luar yang bekerja pada bangunan ke tanah yang ada di sekitarnya. Struktur bawah merupakan bagian bawah dari suatu struktur bangunan/gedung yang menahan beban dari struktur atas. Struktur bawah meliputi balok slof dan fondasi. Fondasi adalah struktur bagian bawah dari suatu konstruksi (gedung, jembatan, jalan raya, terowongan, dinding penahan, menara, tangga, dll.) yang berfungsi untuk menyalurkan beban vertikal di atasnya (kolom)

maupun beban horizontal ke tanah[1]. Perencanaan struktur bawah untuk suatu konstruksi bangunan dengan tepat mutlak diperlukan untuk dapat menjaga kestabilan konstruksi yang ditahan. Kesalahan dalam perhitungan struktur bawah akan menyebabkan bangunan yang kokoh pada struktur atas menjadi runtuh dan berakibat fatal bagi penghuninya.

Universitas Widyagama Malang merupakan suatu lembaga pendidikan di Kota Malang yang bertempat di Jl. Borobudur No.35, Malang. Pada tahun 2018 Universitas Widyagama Malang melakukan pembangunan peningkatan gedung kuliah dari lantai tiga menjadi lantai lima sebagai salah satu infrastruktur penunjang pendidikan. Dalam pembangunan peningkatan gedung kuliah Universitas Widyagama Malang memiliki dua Fondasi yang berbeda yakni fondasi menerus pada bangunan lama dan fondasi Strauss pada lantai empat dan lima. Pada bangunan eksisting yang lama fondasi lajur tidak dapat diganggu dan untuk bangunan lantai empat dan lima direncanakan menggunakan fondasi Strauss. Adapun tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui daya dukung fondasi Strauss sebagai pengganti fondasi menerus yang direncanakan agar mampu mendukung bangunan pengembangan gedung kampus 2 Universitas Widyagama Malang dan untuk mengetahui rencana anggaran biaya (RAB) fondasi Strauss sebagai pengganti fondasi menerus yang dibutuhkan pada proyek pembangunan pengembangan kampus 2 Universitas Widyagama Malang.

2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Fondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban di atasnya. Fondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi [2]. Fondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (solid). Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan fondasi sangat penting mengingat fondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada di bawahnya. Bentuk fondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat fondasi tersebut akan diletakkan, biasanya fondasi diletakkan pada tanah yang keras.

2.2 Macam-macam Fondasi

Fondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh fondasi [3]:

1. *Fondasi Dangkal*

Fondasi dangkal disebut juga fondasi langsung, fondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar fondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Fondasi dangkal adalah fondasi yang mendukung beban secara langsung yang meliputi Fondasi Menerus, Fondasi Rakit, Fondasi Setempat [4].

2. *Fondasi Dalam*

Fondasi dalam adalah fondasi yang didirikan permukaan tanah dengan kedalaman tertentu dimana daya dukung dasar fondasi dipengaruhi oleh beban struktural dan kondisi permukaan tanah, fondasi dalam biasanya dipasang pada kedalaman lebih dari 3 m di bawah elevasi permukaan tanah. Fondasi dalam dapat dijumpai dalam bentuk fondasi tiang pancang, dinding pancang dan caissons atau fondasi kompensasi. Fondasi dalam dapat digunakan untuk mentransfer beban ke lapisan yang lebih dalam untuk mencapai kedalaman yang tertentu sampai didapat jenis tanah yang mendukung daya beban struktur bangunan sehingga jenis tanah yang tidak cocok di dekat permukaan tanah dapat dihindari. Apabila lapisan atas berupa tanah lunak dan terdapat lapisan tanah yang keras yang dalam maka dibuat fondasi tiang pancang yang dimasukkan ke dalam sehingga mencapai tanah keras ($Df/B > 10$ m), tiang-tiang tersebut disatukan oleh pour/pile cap. Fondasi ini juga dipakai pada bangunan dengan bentangan yang cukup lebar (jarak antar kolom 6m) dan bangunan bertingkat. Yang termasuk di dalam fondasi ini antara lain fondasi tiang pancang, (beton, besi, pipa baja), fondasi sumuran, fondasi borpile dan lain-lain. Jenis-jenis fondasi dalam adalah sebagai berikut:

- a. Fondasi Tiang Pancang
- b. Fondasi Strauss

2.3 Daya Dukung Tanah

Dalam pandangan teknik sipil, tanah adalah himpunan mineral, bahan organik, dan endapan-endapan yang relatif lepas (loose), yang terletak diatas batuan dasar (bedrock)[5].

- a. Menentukan Kedalaman Tanah Keras (Df)

Kedalaman tanah yang akan digunakan sebagai dasar fondasi harus memiliki kekuatan yang mampu menahan beban yang diterima fondasi. Berdasarkan hasil sondir, maka data yang dipakai adalah data qc. Tanah yang baik untuk bangunan adalah tanah dengan kategori keras atau mempunyai nilai tahanan ujung (qc) lebih dari 120 kg/cm2. Berikut tabel yang bisa dipakai:

Tabel 1. Konsistensi tanah berdasarkan hasil sondir (Wibowo, 2011)

Konsistensi	qc (kg/cm ²)	Tr (kg/cm ²)
Very soft	<5	3,5
Soft	5-10	3,5
Firm	10-35	4,0
Stiff	30-60	4,0
Very stiff	60-120	6,0
Hard	>120	6,0

- b. Menghitung Rasio Gesekan

Menghitung rasio gesekan (fr) dari nilai qc untuk mengklasifikasikan tanah menurut Hardiyatmo (2003) [6] adalah sebagai berikut :

$$fr = fs/qc \times 100\% \dots\dots\dots(1)$$

Berdasarkan SNI-2827 (2008) [7], Perlawanan geser (fs) diperoleh dari rumus :

$$fs = (Kw.Api)/As. \dots\dots\dots(2)$$

$$Kw = (Tw - Cw)$$

Rumus Terzaghi dalam Hardiyatmo (2003) untuk mengetahui nilai fs bisa dilihat pada tabel seperti dibawah ini :

Tabel 2. Nilai fs menurut Terzaghi (Hardiyatmo, 2003)

Jenis Tanah	fs (kg/cm ²)
Lanau dan lempung lunak	0,07 – 0,30
Lempung sangat kaku	0,49 – 1,95
Pasir tidak padat	0,12 – 0,37
Pasir padat	0,14 – 0,68
Kerikil padat	0,49 – 0,98

Dimana :

- Api = Luas penampang piston (cm²)
- As = Luas selimut geser (cm²)
- Cw = Pembacaan manometer untuk nilai perlawanan konus (kPa)
- Tw = Pembacaan manometer (kPa)
- Kw = Selisih Tw - Cw (kPa)

- c. Menghitung Berat Volume tanah (γ)

Dengan asumsi bahwa muka air tanah berada sama dengan dasar fondasi, maka berat volume tanah menurut Hardiyatmo (2002) adalah :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \dots\dots\dots(3)$$

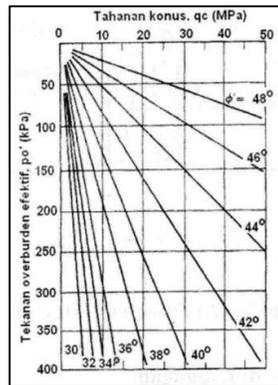
$$\gamma_{sat} = \frac{(Gs+e)\gamma_w}{1+e} \dots\dots\dots(4)$$

Dimana :

- γw = Berat volume air = 1 t/m³ atau 9,81 kN/m³
- γsat = Berat volume tanah jenuh (kN/m³)
- Gs = Berat jenis tanah
- e = Angka pori
- γ' = Berat volume tanah efektif (kN/m³)

d. Menghitung Sudut Gesek dalam Puncak (ϕ)

Untuk mengetahui sudut gesek dalam puncak (ϕ) berdasarkan tekanan overburden (p_o) bisa dilihat pada grafik seperti dibawah ini :



Gambar 1. Hubungan sudut gesek dalam puncak (ϕ) dan q_c (Hardiyatmo, 2002)

e. Menghitung Kohesi Tanah (C)

Menurut Sunggono (1984) [8] mencari kohesi tanah dari uji sondir bisa dihitung menggunakan rumus berikut :

$$c = q_c/20 \dots\dots\dots(5)$$

Dimana :

c = Kohesi tanah (kPa)

Atau menurut Bowles (1988) [9] untuk mendapatkan nilai kohesi tanah dari q_u dimana analisis kapasitas dukung (q_u) ini menggunakan data sondir. Berikut rumus yang digunakan adalah :

$$c = q_c/2 \dots\dots\dots(6)$$

2.4 Pembebanan Fondasi

Perencanaan pembebanan harus sesuai dengan aturan pembebanan yang mencakup tipe-tipe beban yang bekerja termasuk beban yang sesuai dengan letak strukturnya[10]. Tipe beban yang umum bekerja pada struktur fondasi berdasarkan SNI-1727-2013 [11] adalah Beban Vertikal (Beban Mati (q_d) dan Beban Hidup (q_l)) dan Beban Horizontal (Beban Gempa (E) dan Beban Angin (w))

1.5 Perancangan Fondasi

Fondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi untuk menyalurkan beban struktur ke tanah di bawahnya [12]. Apabila beban struktur tidak terlalu besar dan letak kedalaman tanah kerasnya cukup dangkal dapat menggunakan fondasi telapak. Sedangkan apabila beban struktur cukup besar dan letak tanah keras cukup dalam dapat menggunakan fondasi tiang. Setiap fondasi memiliki kedalaman fondasi (D_f) yakni jarak vertikal muka tanah dengan ujung fondasi. Secara garis besar, fondasi terbagi menjadi 2 (dua) kelompok besar antara lain sebagai berikut [13]:

1. Fondasi dangkal (Shallow Foundation)

Fondasi dangkal didefinisikan sebagai fondasi yang mendukung bebannya secara langsung, seperti fondasi telapak, fondasi memanjang dan fondasi rakit, panjangnya berkisar 1 m – 2 m atau $D_f/B < 1$. Fondasi ini digunakan apabila kedalaman tanah baik tidak begitu dalam (antara 0,6 sampai 2,0 meter), serta kapasitas dukung tanah relatif baik ($> 120 \text{ kg/cm}^2$).

2. Fondasi dalam (Deep Foundation)

Fondasi dalam didefinisikan sebagai fondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak relative jauh dari permukaan, contohnya fondasi sumuran dan fondasi tiang, panjangnya berkisar 6 m – 10 m atau $D_f/B > 4$. Fondasi ini digunakan jika lapisan tanah keras atau lapisan tanah [14]. Dengan daya dukung yang memadai berada pada kedalaman tanah yang cukup dalam dari permukaan dan pada lapisan tanah atas berupa tanah lunak

(humus/peat/organik). Kondisi ini mengharuskan fondasi ditanam sehingga mencapai lapisan tanah keras tersebut.

2.6 Rencana Anggaran Biaya

Rencana anggaran biaya adalah perhitungan banyaknya biaya yang diperlukan untuk bahan, upah, dan peralatan serta biaya-biaya yang lain yang berhubungan dengan pelaksanaan proyek tersebut. Maksud dan tujuan penyusunan anggaran biaya bangunan adalah untuk menghitung biaya-biaya yang diperlukan dari suatu proyek bangunan dan dengan biaya ini bangunan tersebut dapat terwujud sesuai rencana.

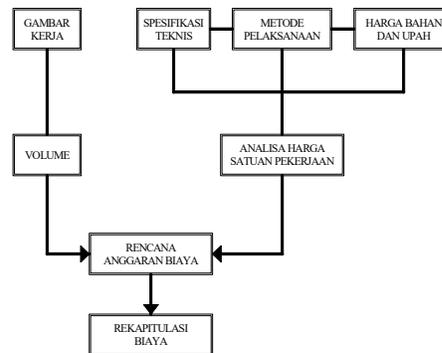
Adapun jenis biaya-biaya yang berhubungan dengan penyusunan anggaran biaya dalam proyek meliputi[15]

1. Biaya langsung (Direct Cost), yaitu

Biaya langsung adalah biaya untuk segala sesuatu yang akan menjadi komponen permanent hasil akhir proyek. Biaya langsung terdiri dari Biaya Persiapan Lahan (*Site Preparation*), Biaya Pengadaan Material, Upah Buruh/Pekerja, Biaya Peralatan, dan Biaya Sub Kontraktor

2. Biaya Tak Langsung (Indirect Cost)

Biaya tak langsung adalah pembayaran untuk manajemen, pengawasan dan pembayaran juga untuk pengadaan bagian proyek yang tidak menjadi bagian instalasi atau produk permanen, tetapi diperlukan dalam proses pembangunan proyek. Biaya tak langsung terdiri dari: Kontingensi; *Site Overhead*; *Office Overhead*; Biaya Perizinan; Gaji dan pengeluaran lain bagi tenaga administrasi; Pajak (PPn); dan Keuntungan.



Gambar 2. Tahap penyusunan Rencana Anggaran Biaya

3. METODE PENELITIAN

3.1 Umum

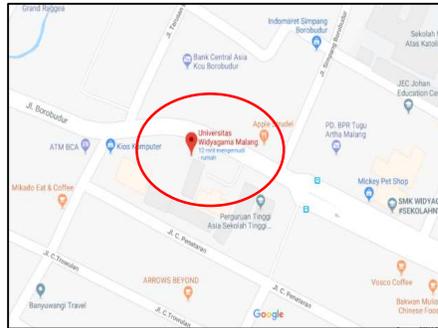
Dalam bagian ini akan dibahas mengenai metode kombinasi yang akan ditetapkan untuk objek yang diteliti. Untuk mengkaji metode kombinasi tersebut diperlukan suatu tahapan penelitian yaitu dengan cara mengumpulkan data-data teknis dan pendukungnya. Adapun data-data yang diperlukan dalam kajiannya antara lain sebagai berikut :

- a. Data kondisi eksisting daerah studi
- b. Data penyelidikan tanah daerah studi
- c. Data teknis bangunan (As Built Drawing)

Data yang terkumpul selanjutnya digunakan untuk menghitung beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut dan juga mengetahui kedalaman tanah keras yang mampu menahan beban tersebut

3.2 Lokasi Penelitian

Gedung Kampus 2 Universitas Widyagama Malang, terletak di jalan Borobudur No. 35 Malang.



Gambar 3. Sketsa Lokasi Penelitian'

3.3 Pengumpulan Data

Dalam proses perencanaan, diperlukan analisis yang teliti, semakin rumit permasalahan yang dihadapi maka semakin kompleks pula analisis yang akan dilakukan. Untuk dapat melakukan analisis yang baik, diperlukan data/informasi, teori konsep dasar dan alat bantu memadai, sehingga kebutuhan data sangat mutlak diperlukan.

Metode pengumpulan data dilakukan dengan cara :

1) Studi Literatur

Yaitu dengan mengumpulkan, mengidentifikasi, mengolah data tertulis dan metode kerja yang digunakan sebagai input proses perencanaan.

2) Metode Observasi

Yaitu dengan melakukan pengamatan langsung ke lokasi untuk mengetahui kondisi sebenarnya di lapangan.

3.4 Pemilihan Fondasi

Dalam pemilihan bentuk fondasi, jenis fondasi dan kedalaman fondasi bangunan yang memadai, perlu diperhatikan beberapa hal yang berkaitan dengan pekerjaan fondasi tersebut. Hal ini disebabkan tidak semua jenis fondasi dapat dilaksanakan di semua tempat. (Misal penggunaan fondasi Tiang pancang pada daerah padat penduduk tentu tidak tepat meskipun secara teknis telah memenuhi syarat).

Berikut ini cara memilih fondasi berdasarkan daya dukung tanah :

1. Bila kondisi tanah keras terletak pada permukaan tanah atau kedalaman fondasi antara 2-3 meter di bawah permukaan tanah maka jenis fondasi nya adalah fondasi dangkal. (misal: fondasi jalur dan fondasi telapak).
2. Bila tanah keras terletak pada kedalaman sekitar 10 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis fondasi nya adalah fondasi bored pile, fondasi sumuran atau fondasi minipile.
3. Bila tanah keras terletak pada kedalaman 20 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis fondasi nya adalah fondasi tiang pancang atau fondasi bored pile[16].

3.5 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan untuk beban aktual yang bekerja pada bangunan. Selain untuk mengetahui aksial yang bekerja pada masing-masing titik pemancangan, perhitungan pembebanan juga dilakukan untuk mengetahui beban lateral akibat angin atau gempa yang bekerja pada bangunan.

3.6 Perhitungan Fondasi Strauss

Perhitungan Fondasi Strauss dan Fondasi Menerus dilakukan untuk mengetahui daya dukung tiap-tiap fondasi. Selain itu juga untuk mengetahui dimensi Fondasi dan kebutuhan tulangan yang dibutuhkan[17].

3.7 Rencana Anggaran Biaya

Jumlah tiang dalam satu kelompok menjadi dasar untuk menghitung rencana anggaran biaya yang dibutuhkan. Dalam perhitungan rencana anggaran biaya akan mengacu pada

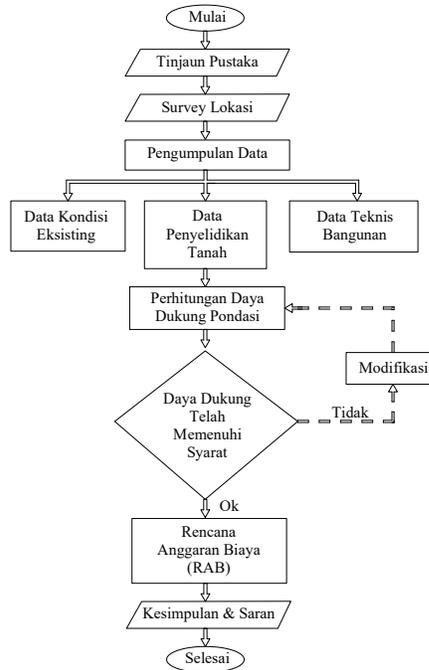
pedoman Analisa Harga Satuan Pekerjaan. Pedoman ini menetapkan besaran indeks komponen harga satuan pekerjaan yang meliputi : harga satuan bahan, upah tenaga kerja dan peralatan yang dibutuhkan untuk menghasilkan setiap unit satuan volume pekerjaan pengeboran [18].

3.8 Evaluasi dan Pembahasan

Tahap evaluasi dan pembahasan merupakan evaluasi terhadap kondisi existing dan rencana metode kombinasi yang akan ditetapkan.

3.9 Tahap Penelitian

Langkah-langkah penelitian ini dapat dilihat pada diagram alir dibawah ini :



Gambar 4. Diagram Alir Analisis

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Perhitungan Fondasi Strauss

1) Data Tanah

Tabel 3. Hasil Pengujian Sondir

No.	Kedalaman (m)	q (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)
1	2	5	0.65
2	4	15	0.3
3	6	60	0.65
4	8	115	0.3
5	10	150	1.95
6	12	200	1.25

2) Data Bahan

Tabel 3. Data Bahan Fondasi

Diameter tiang,	D =	0.60 m
Panjang tiang,	L =	12 m
Kuat tekan beton tiang Strauss,	f _c ' =	300 MPa
Berat beton bertulang,	w _c =	24 KN/m ²

3) Data Pembebanan

Tabel 5. Pembebanan Pada Fondasi

No	Pu (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	1774.335	589.59	230.61
2	3799.00	510.120	471.84
3	4363.061	487.78	114.29
4	10354.99	448.98	823.469

4) Daya Dukung Fondasi

Dari hasil perhitungan didapat daya dukung fondasi sebagai berikut :

Tabel 6. Rekap Daya Dukung Tiang Bor

No	Uraian Tahanan Aksial Tiang Pancang	$\phi * P_n$
1	Berdasarkan kekuatan bahan	15209.51
2	Berdasarkan data bor tanah (Skempton)	1075.779
3	Berdasarkan hasil uji sondir (Bagemann)	2003.237

Daya dukung aksial terkecil,

$$\phi * P_n = 1075.779 \text{ kN}$$

Diambil Daya Dukung Tiang Bor,

$$\phi * P_n = 1070 \text{ kN}$$

5) Perhitungan Fondasi dengan Jumlah Tiang 4

Tabel 7. Data bahan pilecap pada fondasi Strauss dengan jumlah tiang 4

Kuat tekan beton,	$f_c' =$ 20 MPa
Kuat leleh baja tulangan deform ($\phi > 12 \text{ mm}$),	$f_y =$ 390 MPa
Kuat leleh baja tulangan polos ($\phi \leq 12 \text{ mm}$),	$f_y =$ 240 MPa
Berat beton bertulang,	$w_c =$ 24 kN/m ³

Tabel 8. Data dimensi fondasi Strauss dengan jumlah tiang 4

Lebar kolom arah x,	$b_x =$ 0.5 m
Lebar kolom arah y,	$b_y =$ 0.5 m
Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton,	$a =$ 0.5 m
Tebal pilecap,	$h =$ 1 m
Tebal tanah di atas pilecap,	$z =$ 0 m
Berat volume tanah di atas pilecap,	$w_s =$ 18 kN/m ³
Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, sudut = 20)	$as =$ 40

Tabel 9. Data beban fondasi Strauss dengan jumlah tiang 4

Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor,	$P_{uk} =$ 1774.33 kN
Momen arah x akibat beban terfaktor.	$M_{ux} =$ 589.59 kNm
Momen arah y akibat beban terfaktor.	$M_{uy} =$ 230.61 kNm
Tahanan aksial tiang pancang,	$\phi * P_n =$ 1070 kN

a) Gaya Aksial Pada Tiang Bor

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang bor,

$$\begin{aligned} p_{umax} &= P_u / n + M_{ux} * x_{max} / \Sigma x^2 + M_{uy} * y_{max} / \Sigma y^2 \\ &= 1954.335 / 4 + 589.59 \times 0.75 / 2.25 + 230.61 \times 0.75 / 2.25 \\ &= 761.9837 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{umin} &= P_u / n + M_{ux} * x_{min} / \Sigma x^2 + M_{uy} * y_{min} / \Sigma y^2 \\ &= 1954.335 / 4 + 589.59 \times -0.75 / 2.25 + 230.61 \times -0.75 / 2.25 \\ &= 215.1837 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat : } P_{umax} \leq \phi * P_n$$

$$761.984 < 1070 \text{ AMAN}$$

b) Tinjauan Geser Arag X

Kuat geser pile cap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari pers. sbb. :

$$V_c = [1 + 2 / \beta_c] * \sqrt{f_c'} * b * d / 6 * 10^{-3}$$

$$= (1 + 2 / 1) * \sqrt{20} * 2500 * 900 / 6 * 10^{-3}$$

$$= 5031.153 \text{ kN}$$

$$V_c = [\alpha_s * d / b + 2] * \sqrt{f_c'} * b * d / 12 * 10^{-3}$$

$$= (40 * 900 / 2500 + 2) * \sqrt{20} * 2500 * 900 / 12 * 10^{-3}$$

$$= 13751.82 \text{ kN}$$

$$V_c = 1 / 3 * \sqrt{f_c'} * b * d * 10^{-3}$$

$$= 1 / 3 * \sqrt{20} * 2500 * 900 * 10^{-3}$$

$$= 3354.102 \text{ kN}$$

Diambil, kuat geser pile cap, $V_c = 3354.102 \text{ kN}$

Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0.75$

Kuat geser pile cap,

$$\phi * V_c = 0.75 * 3354.102$$

$$= 2515.576 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi,

$$\phi * V_c \geq V_{ux}$$

$$2515.576 > 2252.951 \quad \text{AMAN (OK)}$$

c) Tinjauan Geser Arah Y

Kuat geser pile cap arah y, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari pers. sbb :

$$V_c = [1 + 2 / \beta_c] * \sqrt{f_c'} * b * d / 6 * 10^{-3}$$

$$= (1 + 2 / 1) * \sqrt{20} * 2500 * 900 / 6 * 10^{-3}$$

$$= 5031.153 \text{ kN}$$

$$V_c = [\alpha_s * d / b + 2] * \sqrt{f_c'} * b * d / 12 * 10^{-3}$$

$$= (40 * 900 / 2500 + 2) * \sqrt{20} * 2500 * 900 / 12 * 10^{-3}$$

$$= 13751.82 \text{ kN}$$

$$V_c = 1 / 3 * \sqrt{f_c'} * b * d * 10^{-3}$$

$$= 1 / 3 * \sqrt{20} * 2500 * 900 * 10^{-3}$$

$$= 3354.102 \text{ kN}$$

Diambil, kuat geser pile cap, $V_c = 3354.102 \text{ kN}$

Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0.75$

Kuat geser pile cap,

$$\phi * V_c = 0.75 * 3354.102$$

$$= 2515.576 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi,

$$\phi * V_c \geq V_{ux}$$

$$2515.576 > 2252.95 \quad \text{AMAN (OK)}$$

6) Perhitungan Fondasi dengan Jumlah Tiang 6

Tabel 10. Data bahan pile cap pada fondasi Strauss dengan jumlah tiang 6

Kuat tekan beton,	$f_c' =$	20	MPa
Kuat leleh baja tulangan deform ($\emptyset > 12 \text{ mm}$),	$f_y =$	390	MPa
Kuat leleh baja tulangan polos ($\emptyset \leq 12 \text{ mm}$),	$f_y =$	240	MPa
Berat beton bertulang,	$w_c =$	24	kN/m ³

Tabel 11. Data dimensi fondasi Strauss dengan jumlah tiang 6

Lebar kolom arah x,	bx =	0.5 m
Lebar kolom arah y,	by =	0.5 m
Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton,	a =	0.5 m
Tebal pilecap,	h =	1 m
Tebal tanah di atas pilecap,	z =	0 m
Berat volume tanah di atas pilecap,	ws =	18 kN/m ³
Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, sudut = 20)	as =	40

Tabel 12. Data beban fondasi Strauss dengan jumlah tiang 6

Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor,	Puk =	3799 kN
Momen arah x akibat beban terfaktor.	Mux =	510.20 kNm
Momen arah y akibat beban terfaktor.	Muy =	471.84 kNm
Tahanan aksial tiang pancang,	$\phi * P_n$ =	1070 kN

a) Gaya Aksial pada Tiang Bor

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$\begin{aligned} p_{\max} &= P_u / n + M_{ux} * x_{\max} / \Sigma x^2 + M_{uy} * y_{\max} / \Sigma y^2 \\ &= 4113.496 / 6 + 510.20 \times 1.6 / 10.24 + 471.84 \times 0.8 / 3.84 \\ &= 863.6014 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{\min} &= P_u / n + M_{ux} * x_{\min} / \Sigma x^2 + M_{uy} * y_{\min} / \Sigma y^2 \\ &= 4113.496 / 6 + 510.20 \times -1.6 / 10.24 + 471.84 \times -0.8 / 3.84 \\ &= 507.564 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat : } p_{\max} &\leq \phi * P_n \\ 863.6014 &< 1070 \quad \text{AMAN} \end{aligned}$$

b) Tinjauan Geser Arah X

Kuat geser pile cap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari pers. sbb. :

$$\begin{aligned} V_c &= [1 + 2 / \beta_c] * \sqrt{f_c'} * b * d / 6 * 10^{-3} \\ &= (1 + 2 / 1) \times \sqrt{20} \times 2600 \times 900 / 6 \times 10^{-3} \\ &= 5232.399 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= [\alpha_s * d / b + 2] * \sqrt{f_c'} * b * d / 12 * 10^{-3} \\ &= (40 \times 900 / 2600 + 2 \times \sqrt{20} \times 2600 \times 900 / 12 \times 10^{-3} \\ &= 13818.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1 / 3 * \sqrt{f_c'} * b * d * 10^{-3} \\ &= 1 / 3 \times \sqrt{20} \times 2600 \times 900 \times 10^{-3} \\ &= 3488.266 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diambil, kuat geser pile cap, $V_c = 3488.266 \text{ kN}$

Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0.75$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser pile cap,} \\ \phi * V_c &= 0.75 \times 3488.266 \\ &= 2616.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi,

$$\begin{aligned} \phi * V_c &\geq V_{ux} \\ 2616.2 &> 2503.444 \quad \text{AMAN (OK)} \end{aligned}$$

c) Tinjauan Geser Arah Y

Kuat geser pile cap arah y, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari pers. sbb :

$$\begin{aligned} V_c &= [1 + 2 / \beta_c] * \sqrt{f_c'} * b * d / 6 * 10^{-3} \\ &= (1 + 2 / 1) \times \sqrt{20} \times 4200 \times 900 / 6 \times 10^{-3} \\ &= 8452.337 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= [\alpha_s * d / b + 2] * \sqrt{f_c'} * b * d / 12 * 10^{-3} \\ &= (40 \times 900 / 4200) + 2 \times \sqrt{20} \times 4200 \times 900 / 12 \times 10^{-3} \\ &= 14892.21 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_c = 1/3 * \sqrt{f_c'} * b * d * 10^{-3}$$

$$= 1/3 * \sqrt{20} * 4200 * 900 * 10^{-3}$$

$$= 5634.891 \text{ kN}$$

Diambil, kuat geser pile cap,

$$V_c = 5634.891 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan geser,

$$\phi = 0.75$$

Kuat geser pile cap,

$$\phi * V_c = 0.75 * 5634.891$$

$$= 4226.168 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi,

$$\phi * V_c \geq V_{ux}$$

$$4226.168 > 2530.32 \text{ AMAN (OK)}$$

7) Perhitungan Fondasi dengan Jumlah Tiang 8

Tabel 13. Data bahan pile cap pada fondasi Strauss dengan jumlah tiang 8

Kuat tekan beton,	$f_c' =$	20	MPa
Kuat leleh baja tulangan deform ($\phi > 12 \text{ mm}$),	$f_y =$	390	MPa
Kuat leleh baja tulangan polos ($\phi \leq 12 \text{ mm}$),	$f_y =$	240	MPa
Berat beton bertulang,	$w_c =$	24	kN/m ³

Tabel 14. Data dimensi fondasi Strauss dengan jumlah tiang 8

Lebar kolom arah x,	$b_x =$	0.8	m
Lebar kolom arah y,	$b_y =$	0.6	m
Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton,	$a =$	0.5	m
Tebal pilecap,	$h =$	1	m
Tebal tanah di atas pilecap,	$z =$	0	m
Berat volume tanah di atas pilecap,	$w_s =$	18	kN/m ³
Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, sudut = 20)	$a_s =$	40	

Tabel 15. Data beban fondasi Strauss dengan jumlah tiang 8

Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor,	$P_{uk} =$	4363.06	kN
Momen arah x akibat beban terfaktor.	$M_{ux} =$	487.78	kNm
Momen arah y akibat beban terfaktor.	$M_{uy} =$	114.29	kNm
Tahanan aksial tiang pancang,	$\phi * P_n =$	1070	kN

a) Gaya Aksial pada Tiang Bor

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$p_{umax} = P_u / n + M_{ux} * x_{max} / \Sigma x^2 + M_{uy} * y_{max} / \Sigma y^2$$

$$= 4759.061 / 8 + 487.78 * 1.5 / 11.25 + 114.29 * 0.75 / 4.5$$

$$= 678.9683 \text{ kN}$$

$$p_{umin} = P_u / n + M_{ux} * x_{min} / \Sigma x^2 + M_{uy} * y_{min} / \Sigma y^2$$

$$= 4759.061 / 8 + 487.78 * -1.5 / 11.25 + 114.29 * -0.75 / 4.5$$

$$= 510.797 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat : } P_{umax} \leq \phi * P_n$$

$$678.9683 < 1070 \text{ AMAN}$$

b) Tinjauan Geser Arah X

Kuat geser pile cap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari pers. sbb. :

$$V_c = [1 + 2 / \beta_c] * \sqrt{f_c'} * b * d / 6 * 10^{-3} = (1 + 2 / 1.3) * \sqrt{20} * 2500 * 900 / 6 * 10^{-3}$$

$$= 4192.627 \text{ kN}$$

$$V_c = [a_s * d / b + 2] * \sqrt{f_c'} * b * d / 12 * 10^{-3}$$

$$= (40 \times 900 / 2500 + 2 \times \sqrt{20} \times 2500 \times 900 / 12 \times 10^{-3})$$

$$= 13751.82 \text{ kN}$$

$$V_c = 1 / 3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \times 10^{-3}$$

$$= 1 / 3 \times \sqrt{20} \times 2500 \times 900 \times 10^{-3}$$

$$= 3354.102 \text{ kN}$$

Diambil, kuat geser pile cap, $V_c = 3354.102 \text{ kN}$

Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0.75$

$$\text{Kuat geser pile cap, } \phi * V_c = 0.75 \times 3354.102 = 2515.576 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi,

$$\phi * V_c \geq V_{ux}$$

$$2515.576 > 1922.905 \text{ AMAN (OK)}$$

c) Tinjauan Geser Arah Y

Kuat geser pile cap arah y, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari pers. sbb :

$$V_c = [1 + 2 / \beta_c] * \sqrt{f_c'} \times b \times d / 6 \times 10^{-3}$$

$$= (1 + 2 / 1.3) \times \sqrt{20} \times 5500 \times 900 / 6 \times 10^{-3}$$

$$= 9223.78 \text{ kN}$$

$$V_c = [\alpha_s * d / b + 2] * \sqrt{f_c'} \times b \times d / 12 \times 10^{-3}$$

$$= (40 \times 900 / 5500) + 2 \times \sqrt{20} \times 5500 \times 900 / 12 \times 10^{-3}$$

$$= 15764.28 \text{ kN}$$

$$V_c = 1 / 3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \times 10^{-3}$$

$$= 1 / 3 \times \sqrt{20} \times 5500 \times 900 \times 10^{-3}$$

$$= 7379.024 \text{ kN}$$

Diambil, kuat geser pile cap,

$$V_c = 7379.024 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan geser,

$$\phi = 0.75$$

$$\text{Kuat geser pile cap, } \phi * V_c = 0.75 \times 7379.024 = 5534.268 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi, $\phi * V_c \geq V_{ux}$

$$5534.268 > 1970.90 \text{ AMAN (OK)}$$

8) Perhitungan Fondasi dengan Jumlah Tiang 12

Tabel 16. Data bahan pile cap pada fondasi Strauss dengan jumlah tiang 12

Kuat tekan beton,	$f_c' =$	20	MPa
Kuat leleh baja tulangan deform ($\phi > 12 \text{ mm}$),	$f_y =$	390	MPa
Kuat leleh baja tulangan polos ($\phi \leq 12 \text{ mm}$),	$f_y =$	240	MPa
Berat beton bertulang,	$w_c =$	24	kN/m ³

Tabel 17. Data dimensi fondasi Strauss dengan jumlah tiang 12

Lebar kolom arah x,	$b_x =$	0.8	m
Lebar kolom arah y,	$b_y =$	0.6	m
Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton,	$a =$	0.8	m
Tebal pilecap,	$h =$	0.8	m
Tebal tanah di atas pilecap,	$z =$	0	m
Berat volume tanah di atas pilecap,	$w_s =$	18	kN/m ³
Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, sudut = 20)	$\alpha_s =$	40	

Tabel 18 Data beban fondasi Strauss dengan jumlah tiang 12

Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor,	$P_{uk} =$	10355	kN
Momen arah x akibat beban terfaktor.	$M_{ux} =$	448.98	kNm
Momen arah y akibat beban terfaktor.	$M_{uy} =$	823.469	kNm
Tahanan aksial tiang pancang,	$\phi * P_n =$	1070	kN

a) Gaya Aksial pada Tiang Bor

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang,

$$\begin{aligned} p_{\max} &= P_u / n + M_{ux} * x_{\max} / \Sigma x^2 + M_{uy} * y_{\max} / \Sigma y^2 \\ &= 11361.38 / 12 + 448.98 \times 2.5 / 46.875 + 823.469 \times 1.6 / 20.48 \\ &= 1035.061 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{\min} &= P_u / n + M_{ux} * x_{\min} / \Sigma x^2 + M_{uy} * y_{\min} / \Sigma y^2 \\ &= 11361.38 / 12 + 448.98 \times -2.5 / 46.875 + 823.469 \times -1.6 / 20.48 \\ &= 858.5023 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat : } P_{\max} &\leq \phi * P_n \\ 1035.061 &< 1070 \quad \text{AMAN (OK)} \end{aligned}$$

b) Tinjauan Geser Arah X

Kuat geser pile cap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari pers. sbb. :

$$\begin{aligned} V_c &= [1 + 2 / \beta_c] * \sqrt{f_c'} * b * d / 6 * 10^{-3} = (1 + 2 / 1.3) \times \sqrt{20} \times 4800 \times 700 / 6 \times 10^{-3} \\ &= 6260.99 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= [\alpha_s * d / b + 2] * \sqrt{f_c'} * b * d / 12 * 10^{-3} \\ &= (40 \times 700 / 4800 + 2 \times \sqrt{20} \times 4800 \times 700 / 12 \times 10^{-3} \\ &= 9808.885 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1 / 3 * \sqrt{f_c'} * b * d * 10^{-3} \\ &= 1 / 3 \times \sqrt{20} \times 4800 \times 700 \times 10^{-3} \\ &= 5008.792 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diambil, kuat geser pile cap,

$$V_c = 5008.792 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan geser,

$$\phi = 0.75$$

$$\text{Kuat geser pile cap, } \phi * V_c = 0.75 \times 5008.792 = 3756.594 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi, $\phi * V_c \geq V_{ux}$

$$3756.594 > 2754.974 \quad \text{AMAN (OK)}$$

c) Tinjauan Geser Arah Y

Kuat geser pile cap arah y, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari pers. sbb :

$$\begin{aligned} V_c &= [1 + 2 / \beta_c] * \sqrt{f_c'} * b * d / 6 * 10^{-3} \\ &= (1 + 2 / 1.3) \times \sqrt{20} \times 9100 \times 700 / 6 \times 10^{-3} \\ &= 11869.79 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= [\alpha_s * d / b + 2] * \sqrt{f_c'} * b * d / 12 * 10^{-3} \\ &= (40 \times 700 / 9100) + 2 \times \sqrt{20} \times 9100 \times 700 / 12 \times 10^{-3} \\ &= 12052.41 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1 / 3 * \sqrt{f_c'} * b * d * 10^{-3} \\ &= 1 / 3 \times \sqrt{20} \times 9100 \times 700 \times 10^{-3} \\ &= 9495.835 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diambil, kuat geser pile cap,

$$V_c = 9495.835 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan geser,

$$\phi = 0.75$$

Kuat geser pile cap,

$$\begin{aligned} \phi * V_c &= 0.75 \times 9495.835 \\ &= 7121.877 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi,

$$\begin{aligned} \phi * V_c &\geq V_{ux} \\ 7121.877 &> 2799.42 \quad \text{AMAN (OK)} \end{aligned}$$

4.2 Rencana Anggaran Biaya

Dalam rencana Anggaran Biaya ini ada beberapa unsur sebagai acuan perhitungan, diantaranya adalah :

Tabel 19. Harga Satuan Upah

KODE	URAIAN	SATUAN	UPAH	KETERANGAN
L01	Mandor	OH	110,000.00	
L02	Kepala Tukang Batu	OH	90,000.00	
L03	Kepala Tukang Kayu	OH	90,000.00	
L04	Kepala Tukang Besi	OH	90,000.00	
L05	Kepala Tukang Cat	OH	90,000.00	
L06	Kepala Tukang Listrik	OH	90,000.00	
L07	Tukang Batu	OH	85,000.00	
L08	Tukang Kayu	OH	85,000.00	
L09	Tukang Besi/Baja	OH	85,000.00	
L10	Tukang Cat	OH	85,000.00	
L11	Tukang Listrik	OH	85,000.00	
L16	Pembantu Tukang	OH	70,000.00	
L17	Pekerja Biasa	OH	70,000.00	

Tabel 20. Harga Satuan Bahan

BAHAN BANGUNAN	SATUAN	HARGA
Pasir Urug	m ³	120,000.00
Pasir Pasang	m ³	140,000.00
Pasir Cor	m ³	185,000.00
Tanah Urug	m ³	110,000.00
Batu Belah Kali	m ³	200,000.00
Batu Kali	m ³	190,000.00
Batu pecah mesin 2/3	m ³	230,000.00
Portland Cement (PC) - 40 Kg	kg	1,400.00
Besi Beton Polos	kg	9,200.00
Besi Beton Ulir	kg	9,750.00
Kawat Beton/Bendrat RRT	kg	23,000.00
Sewa Excavator (Excavator 80-140 HP)	hari	3,574,606.49
Sewa Mesin Bor	hari	1,350,000.00
Sewa Kompresor (15-20 bar)	hari	2,400,000.00
Sewa Genset (15 KVA)	hari	1,000,000.00
Sewa Pompa Tes	hari	4,000,000.00

Tabel 21. Rencana Anggaran Biaya Fondasi Strauss

No.	URAIAN PEKERJAAN	VOLUME	HARGA SATUAN (Rp.)	JUMLAH HARGA (Rp.)
I. PEKERJAAN PENDAHULUAN				
1	Direksi keet	15.00 m2	Rp 1,535,256.25	Rp 23,028,843.75
2	Pagar sementara tinggi 2m dari seng	85.50 m1	Rp 580,728.50	Rp 49,652,286.75
3	Pengukuran & bouwplank	196.10 m1	Rp 107,503.00	Rp 21,081,338.30
4	Pekerjaan pembersihan	1.00 ls	Rp 6,000,000.00	Rp 6,000,000.00
5	Pekerjaan pembongkaran	1.00 ls	Rp 100,000,000.00	Rp 100,000,000.00
6	Pekerjaan pembuangan pembongkaran	1.00 ls	Rp 35,000,000.00	Rp 35,000,000.00
7	Pemindahan genset	1.00 ls	Rp 5,000,000.00	Rp 5,000,000.00
			Sub Total	Rp 239,762,468.80
II PEKERJAAN TANAH				
1	Galian tanah pile cap	391.65 m3	Rp 74,745.00	Rp 29,273,879.25
2	Galian strauss dia 60 cm	3,144.00 m'	Rp 109,010.00	Rp 342,727,440.00
3	Galian tanah pondasi batu kali	159.24 m3	Rp 74,745.00	Rp 11,902,393.80
4	Galian tanah bawah lift	162.00 m3	Rp 74,745.00	Rp 12,108,690.00
5	Urugan kembali tanah pile cap	64.50 m3	Rp 44,550.00	Rp 2,873,475.00
6	Urugan kembali tanah pondasi batu kali	99.24 m3	Rp 44,550.00	Rp 4,421,253.38
7	Urugan pasir bawah pile cap	14.93 m3	Rp 182,710.00	Rp 2,726,946.75
8	Urugan pasir bawah pondasi batu kali	9.96 m3	Rp 182,710.00	Rp 1,819,791.60
			Sub Total	Rp 407,853,869.78
III PEKERJAAN PONDASI				
1	Pondasi batu kali	52.62 m3	Rp 719,499.00	Rp 37,858,238.63
2	Lantai kerja, t= 10 cm pile cap	29.85 m3	Rp 796,906.00	Rp 23,787,644.10
3	Lantai kerja, t= 10 cm sloof	13.70 m3	Rp 796,906.00	Rp 10,918,409.11
4	Lantai kerja, t= 10 cm bawah lantai	119.60 m3	Rp 796,906.00	Rp 95,310,672.82
5	Aanstamping	7.38 m3	Rp 426,129.00	Rp 3,144,832.02
6	Pasang saluran Buis Beton U = 30 cm	143.00 m'	Rp 169,059.42	Rp 24,175,497.56
			Sub Total	Rp 195,195,294.24
IV PEKERJAAN BETON				
1	Pondasi straus Ø 60 cm	395.09 m3	Rp 2,704,431.88	Rp 1,068,485,045.02
2	Balok sloof 30/50	68.51 m3	Rp 4,437,004.69	Rp 303,957,006.24
3	Balok sloof 20/30 (KM lantai 1)	2.52 m3	Rp 4,637,044.94	Rp 11,685,353.25
4	Beton Pile Cap P1	103.50 m3	Rp 5,499,209.98	Rp 569,168,232.93
5	Beton Pile Cap P2	48.00 m3	Rp 5,582,304.42	Rp 267,950,612.16
6	Beton Pile Cap P3	42.00 m3	Rp 5,457,662.76	Rp 229,221,835.92
7	Beton Pile Cap P4	40.50 m3	Rp 4,729,637.84	Rp 191,550,332.66
			Sub Total	Rp 2,642,018,418.18

Tabel 22. Rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya Fondasi Strauss

No.	URAIAN PEKERJAAN	TOTAL BIAYA (Rp.)	
PEKERJAAN ARSITEKTURAL			
A.	PEKERJAAN PENDAHULUAN	Rp	239,762,468.80
	PEKERJAAN TANAH	Rp	407,853,869.78
	PEKERJAAN PONDASI	Rp	195,195,294.24
	PEKERJAAN BETON	Rp	2,642,018,418.18
		Rp	3,484,830,050.99
	JUMLAH	Rp	3,484,830,050.99
	PPN 10 %	Rp	348,483,005.10
	JUMLAH TOTAL BIAYA	Rp	3,833,313,056.09
	TOTAL DIBULATKAN	Rp	3,833,300,000.00
Terbilang :			
Tiga Milyar Delapan Ratus Tiga Puluh Tiga Juta Tiga Ratus Ribu Rupiah			

5. KESIMPULAN

Daya dukung fondasi dengan menggunakan 4 tiang adalah sebesar 761.98 kN, Fondasi dengan menggunakan 6 tiang adalah sebesar 863.60 kN, Fondasi dengan menggunakan 8 tiang adalah sebesar 678.97 kN dan Fondasi yang menggunakan 12 tiang adalah sebesar 1035.061kN. Biaya fondasi Strauss yang dibutuhkan dalam Proyek Pembangunan Pengembangan Gedung Kampus II Universitas Widyagama Malang adalah sebesar Rp.3,833,300,000.00

DAFTAR PUSTAKA

- [1] I. Mustofa, S. Winarto, and A. Ridwan, "Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Pada Gedung Universitas Tulungagung," *Jurnal Manajemen Teknologi & Teknik Sipil*, vol. 1, no. 2, pp. 216–226, 2018.
- [2] W. I. Ervianto, *Manajemen proyek konstruksi*. Yogyakarta: Andi, 2005.
- [3] Ir. S. Sosrodarsono and K. Nakazawa, *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, Cetakan Ketujuh. Jakarta: PT Pradnya Paramita, 2000.
- [4] G. S. Budi, *Pondasi Dangkal*. Yogyakarta: Andi, 2011.
- [5] A. T. Sudjianto, "Studi Kapasitas Dukung Tiang Pancang Dengan Menggunakan Penetrometer Statis dan Dinamis," in *Prosiding Seminar Nasional Pasca Sarjana III*, Surabaya, 2003, pp. H3-1 s/d H3-5.
- [6] H. C. Hardiyatmo, "Analisis dan Perancangan Fondasi bagian II," *Gadja Mada University press, Yogyakarta*, 2010.
- [7] SNI 2827:2008, "Cara Uji Penetrasi Lapangan Dengan Alat Sondir." Badan Standarisasi Nasional ICS 93.020, 2008, Accessed: Feb. 26, 2021. [Online]. Available: [http://nspkjembatan.pu.go.id/public/uploads/TahapPerancangan/SNI/1511091995\(11\)_sni_2827-2008.pdf](http://nspkjembatan.pu.go.id/public/uploads/TahapPerancangan/SNI/1511091995(11)_sni_2827-2008.pdf).
- [8] Ir. V. Sunggono, *Buku Teknik Sipil*. NOVA, 1984.
- [9] J. Bowles, "Foundation analysis and design, McGraw-Hill International Editions, Singapore," 1988.
- [10] A. Haris, "Studi perbandingan pondasi batu kali, pondasi Strauss dan pondasi plat setempat rumah tinggal 2 Lantai tipe 85/72 dilihat dari biaya, waktu, dan Metode pelaksanaan," 2015, vol. 13.
- [11] SNI 1727:2013, "Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain." Badan Standarisasi Nasional, 2013, Accessed: Feb. 26, 2021. [Online]. Available: <http://staffnew.uny.ac.id/upload/132256207/pendidikan/sni-1727-2013.pdf>.
- [12] H. C. Hardiyatmo, *Mekanika Tanah I*. Jakarta: PT Gramedia Pustaka Utama, 2002.

- [13] F. Borgias, “Studi Perencanaan Pondasi Gabungan Antara Pondasi Telapak Menerus Dengan Pondasi Strauss Pada Pembangunan Gedung Perkuliahan Kampus 2 Universitas Muhammadiyah Malang,” Institut Teknologi Nasional, Malang, 2013.
- [14] BSN, “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-1726-2002.” Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah. Bandung, 2002.
- [15] N. A. S. Jannah, “Studi Perencanaan Pondasi Strauss Pada Proyek Gedung Kampus II Universitas Widyagama Malang,” Undergraduated Thesis, Universitas Muhammadiyah Malang, Malang, 2020.
- [16] H. C. Hardiyatmo, *Mekanika Tanah Jilid II*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press, 2003.
- [17] L. Sintyawati, S. Winarto, A. Ridwan, and A. I. Candra, “Studi Perencanaan Struktur Pondasi Tiang Pancang Gedung Fakultas Syariah IAIN Ponorogo,” *Jurnal Manajemen Teknologi & Teknik Sipil*, vol. 1, no. 2, pp. 227–237, 2018.
- [18] R. Rizaludin, S. Winarto, and A. Ridwan, “Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Gedung Pasca Sarjana Fakultas Teknik Universitas Kediri,” *Jurnal Manajemen Teknologi & Teknik Sipil*, vol. 3, no. 1, pp. 55–64, 2020.

ANALISIS PORTAL BAJA PADA GEDUNG BERTINGKAT TINGGI BERDASARKAN SNI 03-1729-2002 DAN SNI 1729:2015

(Studi Kasus: Gedung Laboratoria Kampus 3 Universitas Widyagama Malang)

Firdiatus Zuhrifah¹, Abdul Halim^{2*}, Candra Aditya³

^{1,2,3}Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Widyagama Malang

*Email Korespondensi: halim@widyagama.ac.id

ABSTRAK

Perencanaan struktur harus mengikuti peraturan-peraturan yang telah ditetapkan oleh pemerintah berupa Standar Nasional Indonesia (SNI). Peraturan yang biasanya digunakan adalah SNI 03-1729-2002 mengenai "Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung" masih digunakan di Indonesia. Saat ini, peraturan yang terbaru telah dipublikasikan yaitu SNI 1729:2015 mengenai "Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural" yang mengacu kepada AISC 2010. Penerbitan kedua peraturan tersebut telah memperbarui dan melengkapi peraturan yang telah ada sebelumnya. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk membandingkan hasil perhitungan struktur portal baja menggunakan SNI 03-1729-2002 dengan SNI 1729:2015 dengan studi kasus di Laboratoria Kampus 3 Universitas Widyagama Malang. Hasil perhitungan portal menunjukkan bahwa SNI 03-1729-2002 lebih hemat dibandingkan SNI 1729:2015.

Kata Kunci: SNI, Balok, Kolom, Sambungan.

ABSTRACT

Structure planning must follow the regulations set by the government in the form of Indonesian National Standard (SNI). The regulation that is usually used is SNI 03-1729-2002 concerning "Steel Structure Planning Procedures for Building Buildings" is still used in Indonesia. Currently, the latest regulation has been published, namely SNI 1729:2015 concerning "Specifications for Structural Steel Buildings" which refers to AISC 2010. The issuance of both regulations has updated and complemented the existing regulations. The purpose of this study is to compare the results of the calculation of steel portal structure using SNI 03-1729-2002 with SNI 1729:2015 with case studies at Laboratoria Campus 3 Widyagama University Malang. The portal calculation results show that SNI 03-1729-2002 is more efficient than SNI 1729:2015.

Keywords: SNI 03-1729-2002, SNI 1729:2015, Beams, Column, Connection, Steel Structure, multi-storey buildings.

1. PENDAHULUAN

Peraturan SNI yang terbaru saat ini telah dipublikasikan yaitu SNI 1729:2015 yang mengacu kepada AISC 2010. Dalam SNI 1729:2015, terdapat metode desain yang baru yaitu *Direct Analysis Method* (DAM) sebagai alternatif dari *Effective Length Method* (ELM) yang telah digunakan selama ini. SNI 1729:2015 ini merupakan peraturan yang baru dalam perencanaan struktur baja dan belum ada contoh-contoh desain, sehingga untuk aplikasinya diperlukan panduan desain agar dapat diterapkan untuk masa yang akan datang. Pada penelitian ini penulis ingin membandingkan perhitungan struktur secara umum terutama pada portal [1] dengan peraturan SNI 03-1729-2002 "Tata cara perencanaan struktur baja untuk bangunan gedung" [2] dan SNI 1729:2015 "Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural" [3] karena memiliki beberapa perbedaan terutama pada desain komponen struktur untuk tekan, lentur dan sambungan dengan menggunakan peraturan kegempaan Standar Nasional Indonesia (SNI) 03-1726-2012 "Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung" [4].

(Received: 7 Februari 2021 / Revised: 1 Maret 2021 / Accepted: 1 Maret 2021)

Permalink/DOI: <https://doi.org/10.31328/bouwplank.v1i1.216>

2. TINJAUAN PUSTAKA

Dalam merealisasikan suatu konstruksi sebuah bangunan khususnya bangunan bertingkat diperlukan sebuah perencanaan yang matang agar dapat terbentuk sebuah bangunan yang memiliki kualitas dan mutu yang baik. Perencanaan dapat diartikan sebagai suatu bentuk usaha dalam menyusun, mengatur dan mengorganisasikan kegiatan-kegiatan yang terdapat dalam sebuah proyek pembangunan, sehingga dapat menghasilkan hasil yang sesuai dengan keinginan dengan tetap memperhatikan kekuatan, kekukuhan, aman dan nyaman, ekonomis dan estetikanya.

Portal merupakan struktur rangka utama dari gedung yang terdiri atas komponen-komponen balok dan kolom yang saling bertemu pada titik-titik buhul dan berfungsi sebagai penahan beban dari gedung. Untuk merencanakan portal yang berkualitas serta bermutu tinggi maka diperlukan ketelitian dalam perhitungan[5]. Portal yang dihitung adalah portal akibat beban mati dan beban hidup. Balok merupakan bagian dari struktur bangunan yang menerima beban tegak lurus (\perp) sumbu memanjang batang. Balok baja menopang dek baja atau papan beton pra cetak. Balok dapat ditopang oleh balok induk (girder), kolom atau dinding penopang beban. Balok baja berbentuk *wide-flange* (W) yang lebih efisien secara struktural telah menggantikan bentuk klasik *I-beam* (S). Balok juga dapat berbentuk *channel* (C), *tube structural*[6].

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok[7]. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (collapse) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (total collapse) seluruh struktur (Sudarmoko, 1996). Komponen struktur yang menyalurkan gaya-gaya pada sambungan, sumbu netral nya harus direncanakan untuk bertemu pada suatu titik. Bila terdapat eksentrisitas pada sambungan, komponen struktur dan sambungannya harus dapat memikul momen yang diakibatkannya[8].

2.1 Pembebanan Struktur

- 1) Beban mati merupakan berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung
- 2) Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan di dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah.
- 3) Beban angin merupakan semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan selisih dalam tekanan udara. Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau[9].
- 4) Beban gempa merupakan semua beban static ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut.

Tabel 1. Faktor keutamaan gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, Ie
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.2 Perbandingan SNI 03-1729-2002 dan SNI 1729:2015

A. Metode *Load and Resistance Factor Design* (LRFD)

Pada kedua peraturan ini menggunakan rumus yang sama, yaitu :

$$R_u \leq \phi R_n \quad (\text{SNI 1729:2015 B3-1})$$

Keterangan :

- R_u = Kekuatan perlu menggunakan kombinasi beban LRFD
 R_n = Kekuatan nominal ϕ = Faktor ketahanan
 ϕR_n = Kekuatan desain

B. Desain Komponen Struktur untuk Tarik

Tabel 2. Desain komponen struktur untuk tarik

SNI 03-1729-2002	SNI 1729:2015
Pasal 17.3.6 Diameter nominal dari suatu lubang yang sudah jadi harus 2 mm lebih besar dari diameter nominal baut untuk suatu baut yang diameternya tidak melebihi 24 mm dan maksimum 3 mm lebih besar kecuali untuk lubang pada pelat landas	Pasal B4.3b Dalam perhitungan luas neto untuk tarik dan geser, lebar lubang baut harus diambil 1/16 in (2 mm) lebih besar dari dimensi nominal dari lubang.

C. Desain Komposit Struktur Untuk Tekan

Pada kedua peraturan untuk menghitung kekuatan tekan nominal (P_n) menggunakan rumus dan faktor ketahanan (ϕ) yang sama. Akan tetapi, pada perhitungan tegangan kritis (F_{cr}) terdapat perubahan ketentuan dan faktor ketahanan nya (ϕ_c) berbeda seperti pada penjelasan berikut[10].

Tegangan Kritis (F_{cr}) dan Faktor Ketahanan (ϕ_c) pada SNI 03-1729-2002 pada pasal 7.6.2[11]. Untuk penampang yang mempunyai perbandingan lebar terhadap tebalnya lebih kecil daripada nilai λ_r , maka kekuatan tekan nominal adalah sebagai berikut :

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (\text{SNI 03-1729-2002 7.6-2})$$

$$F_{cr} = \frac{f_y}{\omega} \quad (\text{SNI 03-1729-2002 7.6-4})$$

$$\phi_c = 0.85 \text{ untuk } \lambda_c < 0.25 \text{ maka } \omega = 1 \quad (\text{SNI 03-1729-2002 7.6-5a})$$

$$\text{untuk } 0.25 < \lambda_c < 1.2 \text{ maka } \omega = \frac{1.43}{6 - 0.67 \lambda_c} \quad (\text{SNI 03-1729 -2002 7.6-5b})$$

$$\text{untuk } \lambda_c \geq 1.2 \text{ maka } \omega = 1.25 \lambda_c^2 \quad (\text{SNI 03-1729 -2002 7.6-5c})$$

Keterangan : λ_c = Parameter kelangsingan kolom $L_k = kc L$ kc = Faktor panjang tekuk, ditetapkan sesuai dengan pasal 7.6.3 f_y = Panjang teoritis kolom, mm

Untuk penampang yang mempunyai perbandingan lebar terhadap tebalnya lebih besar daripada nilai λ_r , maka analisis kekuatan dan kekakuan nya dilakukan secara tersendiri dengan mengacu pada metode-metode analisis yang rasional[11]. Tegangan Kritis (F_{cr}) dan Faktor Ketahanan (ϕ_c) pada SNI 1729:2015 pada pasal E3, E4 dan E7. Komponen struktur tanpa elemen langsing[12].

- Tekuk lentur $\rightarrow \phi_c = 0.90$

Tegangan kritis F_{cr} yang ditentukan sebagai berikut :

$$a. \text{ Bila } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (atau } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25)$$

$$F_{cr} = [0.658^{F_y/F_e}] F_y \text{ (SNI 1729:2015 E3-2)}$$

$$b. \text{ Bila } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (atau } \frac{F_y}{F_e} > 2.25)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \text{ (SNI 1729:2015 E3-3)}$$

Keterangan :

F_e = tegangan tekuk kritis elastis yang ditentukan sesuai dengan persamaan dibawah ini.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \text{ (SNI 1729:2015 E3-4)}$$

- Tekuk torsi dan tekuk torsi-lentur dari komponen struktur tanpa elemen langsing Tegangan efektif (F_{cr}) akan ditentukan sebagai berikut[13]:

$$a. \text{ Bila } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q f_y}} \text{ (atau } \frac{Q F_y}{F_e} \leq 2.25)$$

$$F_{cr} = Q [0.658^{Q F_y/F_e}] F_y \text{ (SNI 1729:2015 E7-2)}$$

$$b. \text{ Bila } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q f_y}} \text{ (atau } \frac{Q F_y}{F_e} > 2.25)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \text{ (SNI 1729:2015 E7-3)}$$

Keterangan :

F_e = Tegangan tekuk elastis, dihitung dengan menggunakan persamaan E3-4 untuk komponen struktur simetris ganda, ksi (Mpa)

- Q = Faktor reduksi bersih yang menghitung untuk semua elemen tekan langsing.
 = 1.0 untuk komponen struktur tanpa elemen dalam tekan merata
 = $Q_s Q_a$ untuk komponen struktur dengan penampang elemen langsing untuk elemen dalam tekan merata

D. Desain Komponen Struktur Untuk Lentur

Komponen kekuatan lentur nominal (M_n) pada SNI 03-1729-2002 dihitung dengan rumus yang selalu sama untuk semua jenis profil berdasarkan tekuk lokal (penampang kompak, tidak kompak dan langsing) dan tekuk lateral (panjang bentang)[14]. Sedangkan pada SNI 1729:2015 kekuatan lentur nominal (M_n) sudah dibagi-bagi per pasal tergantung pada jenis profil (profil I, siku, kanal, HSS) dan kekompakan profil (kompak, tidak kompak, langsing).

E. Desain Komponen Struktur Untuk Geser

Pada kedua peraturan, untuk menghitung kekuatan geser nominal (V_n) dan faktor ketahanan (ϕ_v) sama. Akan tetapi, pada SNI 1729:2015 terdapat ketentuan tambahan pada C_v yaitu untuk badan komponen struktur profil I canai panas dengan [15]

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\phi_v = 1.00, C_v = 1.0 \text{ (SNI 1729:2015 G2-2)}$$

Keterangan :

A_w = luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan dengan ketebalan badan, d_{tw} , in²
(mm²)
 C_v = koefisien geser badan

F. Desain Komponen Struktur Untuk Kombinasi Gaya dan Torsi

Pada kedua peraturan untuk menghitung interaksi pada komponen struktur simetris ganda dan tunggal yang menahan lentur dan gaya aksial menggunakan rumus yang sama. Akan tetapi, pada SNI 1729:2015 terdapat ketentuan tambahan yaitu HSS yang menahan kombinasi gaya torsi, geser, lentur dan aksial yang tidak terdapat pada SNI 031729-2002 [16].

G. Desain Sambungan

Tabel 3. Perbandingan desain sambungan las

No	SNI 03-1729-2002	SNI 1729:2015
1.	Pada desain sambungan las tumpul, untuk menghitung kekuatan desain (ϕR_n) terbatas pada jenis gaya yang terjadi yaitu akibat gaya normal dan gaya geser	Pada desain sambungan las tumpul, untuk menghitung kekuatan desain (ϕR_n) diperjelas pada tabel J2.5 pada SNI 1729:2015.
2.	Pada desain sambungan las sudut, untuk menghitung kekuatan desain (ϕR_n) menurut pasal 13.5.3.10 : $\phi_t R_{nw} = 0.75 t_f (0.6 f_{uw})$ (las) (SNI 03-1729-2002 13.5-3a) $\phi_t R_{nw} = 0.75 t_f (0.6 f_u)$ (bahan dasar) (SNI 03-1729-2002 13.5-3b) Keterangan : ϕ_f = faktor reduksi kekuatan saat fraktur (0.75) f_{uw} = tegangan tarik putus logam las, Mpa	Pada desain sambungan las sudut, untuk menghitung kekuatan desain (ϕR_n) menurut pasal J2.4 : $R_n = F_{nw} A_{we}$ (SNI 1729:2015 J2-4) $\phi = 0.75$ Keterangan : $F_{nw} = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.5 \sin^{1.5}\theta)$ (SNI 1729 : 2015 J2-5) F_{EXX} = kekuatan klasifikasi logam pengisi, ksi (Mpa) θ = sudut pembebanan yang diukur dari sumbu longitudinal las, derajat
	f_u = tegangan tarik putus bahan dasar, Mpa t_t = tebal rencana las, mm	
3.	Ukuran minimum las sudut ditentukan dari tebal bagian paling tebal yang tersambung	Ukuran minimum las sudut ditentukan dari tebal bagian paling tipis yang tersambung

Tabel 4. Perbandingan desain sambungan baut

NO	SNI 03-1729-2002	SNI 1729:2015
1	Pada desain sambungan baut, untuk menghitung kekuatan geser dan tarik desain (ϕR_n) menggunakan rumus yang berbeda. Baut dalam geser menurut Pasal 13.2.2.1 : $V_d = \phi_f V_n = \phi_f 0.75 r_1 f_u^b A_b$ (SNI 03-1729-2002 13.2-2) Baut dalam tarik menurut pasal 13.2.2.2 :	Pada desain sambungan baut, untuk menghitung kekuatan geser dan tarik desain menggunakan rumus yang sama (ϕR_n) menurut pasal J3.6 : $R_n = F_n A_b$ (SNI 1729:2015 J3-1) $\phi = 0.75$ Keterangan : A_b = luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir, in ² (mm ²) F_n = tegangan tarik

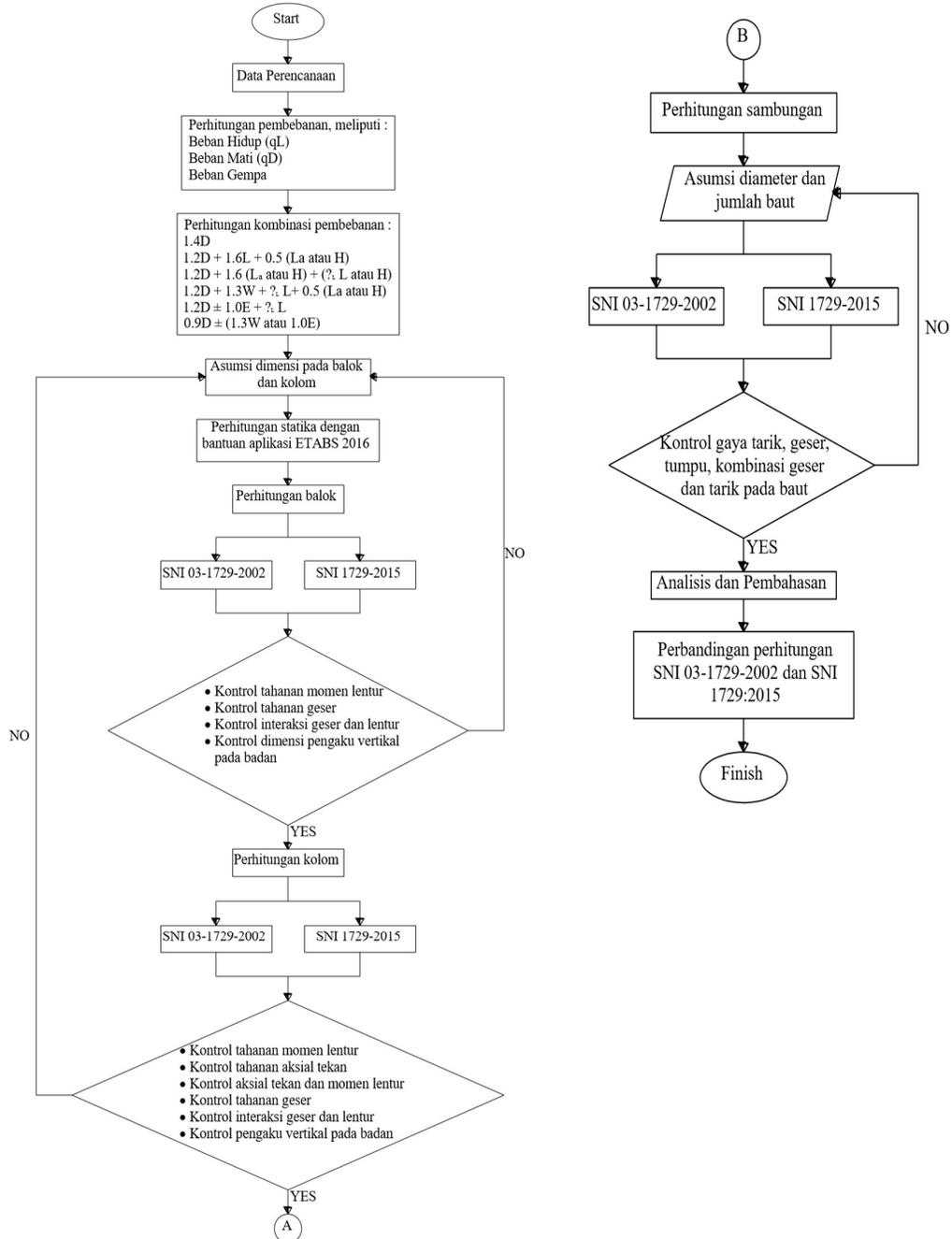
	<p>$Td = \phi_f T_n = \phi_f 0.75 f_u^b A_b$</p> <p>(SNI 03-1729-2002 13.2-3) Keterangan : $r_1 = 0.5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser</p> <p>$r_1 = 0.4$ untuk baut dengan ulir pada bidang geser</p> <p>$\phi_f = 0.75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur</p> <p>$f_u^b =$ tegangan tarik putus baut</p> <p>$A_b =$ luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir</p>	<p>nominal, F_{nt} atau tegangan geser, F_{nv} dari tabel J3.2 pada SNI 1729:2015, ksi (MPa)</p>
<p>2.</p>	<p>Pada desain sambungan baut, untuk menghitung kombinasi gaya tarik dan geser dalam sambungan tipe tumpuan menurut pasal 13.2.2.3 :</p> $f_{uv} = \frac{V_u}{n A_b} \leq r_1 \phi_f f_u^b A_b m$ <p>(SNI 03-1729-2002 13.2-4)</p> $T_d = \phi_f T_n = \phi_f f_t A_b \geq \frac{T_u}{n}$ <p>(SNI 03-1729-2002 13.2-5)</p> <p>$f_t \leq r_2 f_{uv} \leq f_2$</p> <p>(SNI 03-1729-2002 13.2-6) Keterangan :</p> <p>$n =$ jumlah baut $m =$ jumlah bidang geser untuk baut mutu tinggi :</p> <p>$f_1 = 807$ MPa, $f_2 = 621$ MPa $r_2 = 1.9$ untuk baut dengan ulir pada bidang geser $r_2 = 1.5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser untuk baut mutu normal :</p> <p>$f_1 = 410$ MPa, $f_2 = 310$ MPa</p> <p>$r_2 = 1.9$</p>	<p>Pada desain sambungan baut, untuk menghitung kombinasi gaya tarik dan geser dalam sambungan tipe tumpuan menurut Pasal J3.7 :</p> <p>$R_n = F'_{nt} A_b$ (SNI 1729:2015 J3-2) $\phi = 0.75$</p> <p>Keterangan :</p> <p>$F'_{nt} =$ tegangan tarik nominal yang dimodifikasi mencakup efek tegangan geser, ksi (MPa)</p> $F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$ <p>(SNI 1729:2015 J3-3a)</p> <p>$F_{nt} =$ tegangan tarik nominal dari tabel J3.2,ksi (MPa)</p> <p>$F_{nv} =$ tegangan geser dari tabel J3.2 pada SNI 1729:2015, ksi (MPa) $f_{rc} =$ tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi beban, ksi (MPa)</p>
<p>3.</p>	<p>Ukuran jarak tepi minimum baut ditentukan dari tepi dipotong dengan tangan, mesin atau bukan hasil potongan.</p>	<p>Ukuran jarak tepi minimum baut ditentukan diameter baut pada tabel J3.4 M pada SNI 1729:2015.</p>

3. METODE PENELITIAN

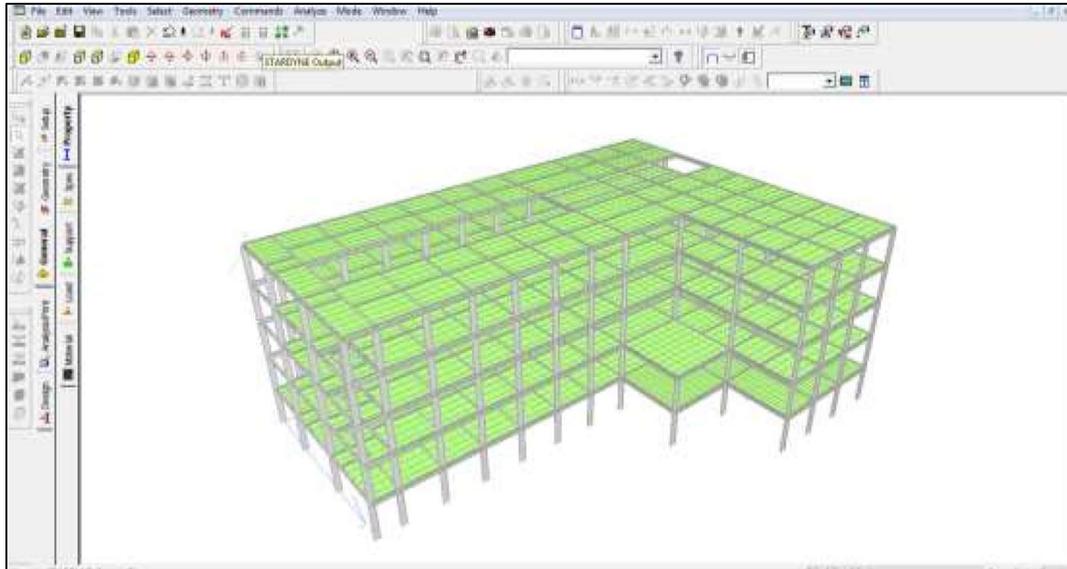
Studi literatur diperlukan sebelum pengambilan data perencanaan. Setelah semua persiapan sudah dilakukan dan data-data sudah tersedia, selanjutnya yaitu melakukan perhitungan pembebanan yang meliputi beban hidup, beban mati, dan beban gempa. Dilanjutkan dengan perhitungan kombinasi pembebanan. Untuk dimensi balok dan kolom mengikuti beban-beban yang ditampung. Perhitungan statika dilakukan dengan bantuan aplikasi ETABS 2016 dan perhitungan balok menggunakan SNI 03-1729-2002 dan SNI 1729-2015, lalu dikontrol tahanan momen lentur, tahanan geser, interaksi geser dan lentur, dan dimensi pengaku vertikal pada badan.

Perhitungan kolom dilakukan dengan dua metode SNI yaitu SNI 03-1729-2002 dan SNI 1729-2015 dan dilakukan kontrol terhadap tahanan momen lentur, tahanan aksial tekan, aksial tekan dan momen lentur, tahanan geser, interaksi geser dan lentur, dan pengaku vertikal pada badan. Begitu juga perhitungan sambungan menggunakan dua metode SNI seperti perhitungan kolom dan balok, kemudian dikontrol gaya tarik, tumpu, kombinasi geser dan tarik pada baut.

Perhitungan balok, kolom, dan sambungan yang telah dilakukan menggunakan dua metode SNI beserta kontrol elemen-elemennya dilanjutkan dengan analisis dan pembahasan hasil perbandingan SNI 03-1729-2002 dengan SNI 1729-2015 yang ditampilkan berupa persentase.



Gambar 1. Flowchart perencanaan



Gambar 2. Model struktur

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Beban Gempa

Tabel 5. Gaya gempa per lantai

Lantai	Cvx	Cvy	Vx	Vy	Fx	Fy
			Kg	Kg	Kg	Kg
Atap	0,252	0,252	8815,86	8815,86	2222,38	2222,38
Lantai 5	0,267	0,267	8815,86	8815,86	2354,65	2354,65
Lantai 4	0,214	0,214	8815,86	8815,86	1883,72	1883,72
Lantai 3	0,160	0,160	8815,86	8815,86	1412,79	1412,79
Lantai 2	0,107	0,107	8815,86	8815,86	941,86	941,86
Lantai 1	0,000052	0,000052	8815,86	8815,86	0,455	0,455
		Total			8815,87	8815,87

Dari perhitungan tabel di atas, didapatkan nilai gaya gempa (Fx, Fy) per lantai yaitu atap sampai dengan lantai 1 adalah 2222,38; 2354,65; 1883,72; 1412,79; 941,86; 0,455 dengan satuan kg. Dengan total Fx dan Fy masing-masing sebesar 8815,87 kg.

4.2 Perhitungan Statika

Tabel 6. Momen balok dan kolom

Keterangan	Mmaks (Nmm)	M1/4L (Nmm)	M1/2L (Nmm)	M3/4L (Nmm)	V _u (N)	N _u (N)
Balok	284156741,8	142078371	71039185.5	47359457	279092.44	166651
Kolom	148687981	74343990.5	37171995.3	24781330.2	2153545.1	540397.77

Dari tabel di atas dapat dilihat hasil momen maksimal balok dan kolom yaitu sebesar 284156741,8 Nmm dan 148687981 Nmm, sedangkan gaya vertikal balok dan kolom sebesar 279092.44 N dan 2153545.1 N. Untuk gaya normal balok dan kolom didapatkan nilai sebesar 166651 N dan 540397.77 N.

4.3 Hasil Perhitungan Portal Menurut SNI 03-1729-2002 dan SNI 1729:2015

Tabel 7. Perhitungan Portal Menurut SNI 03-1729-2002 dan SNI 1729:2015

Keterangan	SNI 03-1729-2002	SNI 1729:2015	Satuan
Perhitungan Balok WF 600 x 200 x 11 x 17			
Momen lentur	439016550	445963249	Nmm
Gaya geser	1217700	1461240	N
Interaksi geser dan lentur	0,79	0,76	< 1.375
Dimensi pengaku vertikal pada badan	175829,79	175829,79	Mpa
Perhitungan Kolom WF 800 x 300 x 14 x 22			
Momen lentur	2527324019	2523604978	Nmm
Aksial tekan	1701077,2	1807624.67	N
Interaksi tekan dan lentur	1,31	1,24	< 1
Gaya geser	2066400	2479680	N
Interaksi geser dan lentur	0,22	0,19	< 1.375
Dimensi pengaku vertikal pada badan	1938269,48	1938269,5	Mpa
Perhitungan sambungan $\varnothing = 16$ mm, $n_y = 7$ baris, $n_x = 2$ b h			
Gaya tarik	69978,976	93493,797	N
Gaya geser	37322,121	56096,27	N
Gaya tumpu	108000	144000	N
Kombinasi geser dan tarik	618,75	603.78	Mpa

Tabel 7 merupakan tabel hasil perhitungan portal menurut SNI 03-1729-2002 dan SNI 1729:2015, dimana terlihat nilai yang bervariasi antara kedua SNI pada perhitungan balok, kolom, dan sambungan. Namun setelah dianalisis, pada balok profil yang digunakan adalah WF 600 x 200 x 11 x 17, mutu BJ 55. Hasil perhitungan Momen lentur, Gaya geser, Interaksi geser dan lentur serta dimensi pengaku vertikal pada badan didapat perbedaan persentase rata-rata 0.96% lebih hemat SNI 03-1729-2002. Pada kolom profil yang digunakan adalah WF 800 x 300 x 14 x 22, mutu BJ 55. Hasil perhitungan Momen lentur, Aksial tekan, Interaksi tekan dan lentur, Gaya geser, Interaksi geser dan lentur serta dimensi pengaku vertikal pada badan didapat perbedaan persentase rata-rata 0.96% lebih hemat SNI 03-1729-2002. Pada sambungan menggunakan sambungan baut dengan diameter 16 mm. Hasil perhitungan Gaya tarik, Gaya geser, Gaya tumpu serta Kombinasi geser dan tarik didapat perbedaan persentase rata-rata 0.80% lebih hemat SNI 03-1729-2002.

5. KESIMPULAN

Dari hasil perhitungan portal baja pada gedung Laboratoria Kampus 3 Universitas Widyagama Malang, diperoleh kesimpulan yaitu hasil perhitungan portal berdasarkan 2 SNI yaitu SNI 03-1729-2002 dan SNI 1729:2015 menggunakan jenis profil dan mutu baja yang sama. Pada balok profil yang digunakan adalah WF 600 x 200 x 11 x 17, mutu BJ 55. Hasil perhitungan Momen lentur, Gaya geser, Interaksi geser dan lentur serta dimensi pengaku vertikal pada badan didapat perbedaan persentase rata-rata 0.96% lebih hemat SNI 03-1729-2002. Pada kolom profil yang digunakan adalah WF 800 x 300 x 14 x 22, mutu BJ 55. Hasil perhitungan Momen lentur, Aksial tekan, Interaksi tekan dan lentur, Gaya geser, Interaksi geser dan lentur serta dimensi pengaku vertikal pada badan didapat perbedaan persentase rata-rata 0.96% lebih hemat SNI 03-1729-2002. Pada sambungan menggunakan sambungan baut dengan diameter 16 mm. Hasil perhitungan Gaya tarik, Gaya geser, Gaya tumpu serta Kombinasi geser dan tarik didapat perbedaan persentase rata-rata 0.80% lebih hemat SNI 03-1729-2002. Hasil perhitungan portal menunjukkan bahwa SNI 03-1729-2002 lebih hemat dibandingkan SNI 1729:2015. Hanya saja pada SNI 1729:2015 spesifikasi nya lebih detail dibandingkan SNI 03-1729-2002.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] V. N. A. T. Suroyo, "Perbandingan Perencanaan Struktur Gedung Baja Tahan Gempa Berdasarkan SNI 03-1729-2002 dengan SNI 03-1729-2015 (Studi Kasus: Proyek Relokasi Komplek KPI Timika, Papua)," Universitas Gadjah Mada, 2016.
- [2] Departemen Pekerjaan Umum, "Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)." Jakarta, 2002, Accessed: Feb. 27, 2021. [Online]. Available: <https://ocw.upj.ac.id/files/Textbook-TSP306-SNI-03-1729-2002-Baja.pdf>.
- [3] Badan Standarisasi Nasional, "Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729:2015)." Jakarta, 2015, Accessed: Feb. 27, 2021. [Online]. Available: http://adminbeta.undiknas.ac.id/assets/sipil_bahan_ajar/Struktur_baja_1/sni-1729-2015-struktur-baja-mengacu-aisc-2010.pdf.
- [4] Badan Standarisasi Nasional, "Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012)." Jakarta, 2012, Accessed: Feb. 27, 2021. [Online]. Available: <http://staff.uny.ac.id/sites/default/files/pendidikan/dr-slamet-widodo-st-mt/sni-1726-2012.pdf>.
- [5] Badan Standarisasi Nasional, "Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (SNI 03-1727-1989)." 1989.
- [6] F. A. Firdauzy, "Perencanaan Alternatif Struktur Baja Gedung PTIIK Universitas Brawijaya Malang Mengacu pada SNI 1729: 2015," *Jurnal Mahasiswa Jurusan Teknik Sipil*, vol. 1, no. 3, p. pp-1416, 2017.
- [7] Departemen Pekerjaan Umum, *Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI)*. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan, 1984.
- [8] M. Syauqi, R. Suryanita, and Z. Djauhari, "Respon Struktur Portal Baja Akibat Beban Gempa dengan Analisis Riwayat Waktu Nonlinier," *Journal:eArticle*, Riau University, 2017.
- [9] A. Agus and S. Syafril, "Perbandingan Analisis Respon Struktur Gedung Antara Portal Beton Bertulang, Struktur Baja dan Struktur Baja Menggunakan Bresing Terhadap Beban Gempa," *Jurnal Teknik Sipil ITP*, vol. 3, no. 1, 2017.
- [10] E. Tanojo, P. Pudjisuryadi, B. P. Candra, and W. William, "Design capacity tables for structural steel based on SNI 03-1729-2002: built-up sections," *Procedia Engineering*, vol. 125, pp. 1142–1148, 2015.
- [11] M. Khafis, "Perencanaan Struktur Baja Pada Bangunan Tujuh Lantai Sebagai Hotel," Skripsi, Universitas Sebelas Maret, Surakarta, 2009.
- [12] F. Phiegiarto, J. E. Tjanniadi, H. Santoso, and I. Muljati, "Perencanaan Elemen Struktur Baja Berdasarkan SNI 1729: 2015," *Jurnal Dimensi Pratama Teknik Sipil*, vol. 4, no. 2, 2015.
- [13] D. Essen and N. M. U. Hidayah, "Comparative Analysis of Plate Girder Designs On Non-Composite Bridges Between AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2017 Code

- With SNI 1729: 2015 Code,” *Neutron*, vol. 20, no. 01, pp. 16–32, 2020, doi: <https://doi.org/10.29138/neutron.v20i01.45>.
- [14] R. F. Manope, H. Manalip, and B. M. Ointu, “Analisis Portal Struktur Baja Berdasarkan Konfigurasi Tipe dan Variasi Panjang Link Sistem EBF (Eccentrically Braced Frames),” *Jurnal Sipil Statik*, vol. 7, no. 9, p. 6, 2019.
- [15] B. Alvianto, “Studi Alternatif Perencanaan Gedung Bertingkat Tinggi Dengan Menggunakan Bresing sebagai Penahan Gaya Lateral Gempa Pada Hotel Aria Central-Surabaya,” Skripsi, Institut Teknologi Nasional, Malang, 2016.
- [16] A. R. Amalia and B. Siswanto, “Studi Perbandingan Kekuatan Aksial Rencana Profil WF Berdasarkan SNI 03-1729-2002 dan SNI 1729: 2015,” *REKAYASA: JURNAL SIPIL*, vol. 3, no. 1, pp. 15–22, 2018.

PENJADWALAN ULANG PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT PARU DUNGUS MADIUN

(Studi Kasus: Pembangunan Gedung Rumah Sakit Paru Dungus Madiun)

Candra Widiyanti¹, Dafid Irawan^{2*}, Abdul Halim³

¹PT Bank Tabungan Negara (Persero), Tbk

^{2,3}Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Widyagama Malang

*Email Korespondensi: dafidirawan70@gmail.com

ABSTRAK

Ada beberapa metode penjadwalan proyek yang digunakan untuk mengelola waktu dan sumber daya proyek. Masing-masing memiliki kelebihan dan kekurangan. Pertimbangan penggunaan metode-metode tersebut didasarkan atas kebutuhan dan hasil yang ingin dicapai terhadap kinerja penjadwalan. Kinerja penjadwalan proyek pembangunan RSUD Building Dungus Madiun berdasarkan laporan proyek pembangunan tidak ada penundaan selama 2 bulan, karena pemilik proyek menginginkan proyek selesai sesuai jadwal, sehingga durasi proyek dipercepat dari 180 hari menjadi 120 hari. Dalam penelitian ini untuk mempercepat waktu penyelesaian proyek agar tidak terjadi keterlambatan maka peneliti menggunakan metode crash program. Pada metode crash program tidak ada penambahan tenaga kerja tetapi dilakukan dengan menambah jam kerja atau lembur pada pekerjaan di jalur kritis. Hasil penjadwalan menggunakan crash program untuk mencapai durasi 180 hari hingga 120 hari membutuhkan 18 kali crash dengan biaya yang dibutuhkan sebesar Rp 4.788.805.576.

Kata kunci: Ms. Project, Rescheduling, Jalur Kritis, Program Crash, Jam Lembur.

ABSTRAK

There are several project scheduling methods that are used to manage project time and resources. Each has its advantages and disadvantages. Considerations for using these methods are based on the needs and results to be achieved against scheduling performance. The scheduling performance of the Dungus Madiun Building Hospital project based on the project report was not delayed for 2 months, because the project owner wanted the project to be completed as scheduled, so the duration of the project was accelerated from 180 days to 120 days. In this study to speed up the completion time of the project so that there are no delays, researchers use the crash program method. In the crash method of the program there is no increase in labor but is done by increasing working hours or overtime on jobs on critical lines. Scheduling results using program crashes to reach a duration of 180 days to 120 days require 18 crashes with a required cost of Rp 4,788,805,576.

Keywords: Ms Project, Rescheduling, critical path, crash program, overtime hours.

1. PENDAHULUAN

Dalam pelaksanaan proyek konstruksi berbagai hal dapat terjadi yang bisa menyebabkan bertambahnya waktu pelaksanaan dan penyelesaian proyek. Banyaknya masalah keterlambatan proyek, maka percepatan proyek sangat diperlukan dalam penyelesaian proyek atau untuk mengatasi masalah keterlambatan. Dalam melakukan percepatan proyek tidak dapat dilaksanakan tanpa adanya perencanaan yang baik, salah satunya untuk percepatan dapat menggunakan alternatif kerja lembur. Rumah sakit paru Dungus Madiun adalah suatu lembaga pelayanan kesehatan yang melayani pasien dalam gangguan paru dan umum. Dimana sebelumnya rencana jadwal proyek pembangunan gedung 6 bulan atau 180 hari kerja, akan tetapi 2 bulan pertama proyek belum ada realisasi, maka selaku pemilik proyek (*owner*) ingin pembangunan proyek rumah sakit selesai sesuai jadwal sebelumnya, sehingga penjadwalan

(Received: 8 Februari 2021 / Revised: 1 Maret 2021 / Accepted: 1 Maret 2021)

Permalink/DOI: <https://doi.org/10.31328/bouwplank.v1i1.217>

proyek dipercepat dari 6 bulan menjadi 4 bulan. Dari uraian diatas, maka penulis tertarik untuk melakukan penelitian tentang penjadwalan ulang proyek pembangunan gedung Rumah Sakit Paru Dungus Madiun, yang diharapkan dapat memberikan usulan terhadap kontraktor atau pelaksana untuk melakukan percepatan penyelesaian proyek dan untuk mengetahui percepatan waktu dan biaya, dengan alternatif menambah jam kerja atau lembur pada pekerjaan yang berada di lintasan kritis menggunakan metode *crash program*[1]. Kajian ini bertujuan untuk mengetahui bagaimana melakukan percepatan durasi pada proyek Pembangunan Gedung Rumah Sakit Paru Dungus Madiun.

2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Proyek konstruksi merupakan suatu rangkaian kegiatan yang hanya dilaksanakan satu kali dan umumnya mempunyai waktu yang pendek dimana awal dan akhir proyek relatif pasti. Proyek konstruksi adalah proyek yang berkaitan dengan upaya pembangunan sesuatu bangunan infrastruktur, yang umumnya mencakup pekerjaan pokok yang termasuk dalam bidang teknik sipil dan arsitektur[2].

2.2 Penjadwalan Proyek

Menurut Husen Abrar (2009)[3] penjadwalan proyek merupakan salah satu elemen hasil perencanaan, yang dapat memberikan informasi tentang jadwal rencana dan kemajuan proyek dalam hal kinerja sumber daya berupa biaya, tenaga kerja, peralatan dan material serta rencana durasi proyek dan progres waktu untuk menyelesaikan proyek[4]. Secara umum penjadwalan proyek mempunyai manfaat-manfaat seperti berikut ini:

- a. Memberikan pedoman terhadap unit pekerjaan/ kegiatan mengenai batas- batas waktu untuk mulai dan akhir dari masing-masing tugas.
- b. Memberikan sarana bagi manajemen untuk koordinasi secara sistematis dan realistis dalam penentuan alokasi prioritas terhadap sumber daya dan waktu.
- c. Memberikan sarana untuk menilai kemajuan pekerjaan.
- d. Menghindari pemakaian sumber daya berlebih, dengan harapan proyek dapat selesai sebelum waktu yang ditetapkan.
- e. Memberikan kepastian waktu pelaksanaan pekerjaan.
- f. Merupakan sarana penting dalam pengendalian proyek.

2.3 Metode Penjadwalan Proyek

Ada beberapa metode penjadwalan proyek yang digunakan untuk mengelola waktu dan sumber daya proyek. Masing-masing metode memiliki kelebihan dan kekurangan. Pertimbangan penggunaan metode-metode tersebut didasarkan atas kebutuhan dan hasil yang ingin dicapai terhadap kinerja penjadwalan. Dalam perencanaan waktu untuk pelaksanaan pekerjaan ini banyak sekali tetapi yang diambil hanya tiga metode yaitu: waktu dan durasi kegiatan, jaringan kerja (*Network Planning*), dan Kurva S. Penjelasan metode yang digunakan adalah sebagai berikut:

a. Waktu dan Durasi Kegiatan

Dalam penjadwalan terdapat beberapa perbedaan antara waktu (*time*) dan kurun waktu (*duration*), bila waktu menyatakan siang/malam, sedangkan durasi menyatakan lamanya waktu yang dibutuhkan dalam melakukan kegiatan seperti lamanya kerja dalam satu hari 8 jam[5].

b. Jaringan Kerja (*Network Planning*)

Jaringan Kerja (*Network Planning*) adalah salah satu alat yang dipakai dalam menyelenggarakan pekerjaan atau proyek yang meliputi tahap perencanaan, pelaksanaan dan pengawasan. Terdapat beberapa versi jaringan kerja (*Network Planning*) tetapi di sini penulis menggunakan jaringan kerja PDM (*precedence diagram method*[6]). Kegiatan dalam *Precedence Diagram Method* (PDM) digambarkan oleh sebuah lambang segi empat karena letak kegiatan ada di bagian *node* sehingga sering disebut juga *Activity On Node* (AON).

c. Kurva S

Kurva S adalah sebuah grafik yang dikembangkan oleh Warren T. Hanumm. Kurva S dapat menunjukkan kemajuan proyek berdasarkan kegiatan, waktu dan bobot pekerjaan yang direpresentasikan sebagai persentase kumulatif dari seluruh bagian proyek. Visualisasi kurva S dapat memberikan informasi mengenai kemajuan proyek dengan membandingkannya terhadap jadwal rencana, dan di sinilah diketahui apakah dalam proyek tersebut mengalami keterlambatan atau tidak. Untuk membuat kurva S, jumlah persentase kumulatif bobot masing-masing kegiatan pada suatu periode di antara durasi proyek di plotkan terhadap sumbu vertikal sehingga bila hasilnya dihubungkan dengan garis, akan membentuk kurva S. Untuk menghitung bobot pekerjaan, pendekatan yang dilakukan berupa perhitungan persentase sebagai berikut:

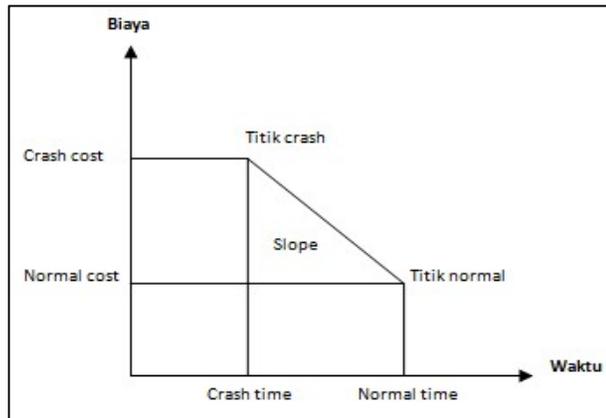
$$\text{Bobot (\%)} = \frac{\text{Jumlah biaya setiap pekerjaan}}{\text{nilai proyek}} \times 100\% \dots\dots\dots (1)$$

2.4 Microsoft Project

Microsoft Project merupakan software administrasi proyek yang digunakan untuk melakukan perencanaan, pengelolaan, pengawasan dan pelaporan data dari suatu proyek dengan mudah dan saling terintegrasi, baik dari segi waktu yang digunakan dalam menyelesaikan proyek, biaya dari *resource*, dan *scope* atau ruang lingkup[7]. *Microsoft Project* memberikan unsur-unsur manajemen proyek yang sempurna yaitu dapat melakukan penjadwalan produksi secara efektif dan efisien, karena ditunjang dengan informasi alokasi waktu yang dibutuhkan untuk tiap proses, serta kebutuhan sumber daya untuk setiap proses sepanjang waktu, mudah dilakukan modifikasi, jika ingin dilakukan rescheduling dan penyusunan jadwal produksi yang tepat akan lebih muda dihasilkan dengan waktu yang cepat.

2.5 Metode Crashing Project

Crashing Project merupakan tindakan untuk mengurangi durasi pekerjaan setelah menganalisa alternatif-alternatif yang ada dari jaringan kerja[8]. Bertujuan untuk mengoptimalkan waktu kerja dengan biaya terendah. *Project crashing* atau *crash program* dilakukan dengan cara perbaikan jadwal menggunakan *network planning* yang berada pada lintasan kritis[3]. Sering kali dalam *crashing* terjadi trade-off, yaitu pertukaran waktu dengan biaya. Berikut **Gambar 1** adalah grafik hubungan waktu dan biaya.



Gambar 1. Hubungan waktu dan biaya dengan *Direct Cost* (sumber: Husen, Abrar: 2009)

Untuk memperbaiki jadwal pada lintasan kritis digunakan *cost slope* terkecil dengan rumus sebagai berikut:

$$\text{Cost slope (biaya tambahan langsung untuk mempercepat aktivitas persatuan waktu)} = \frac{\text{Crash Cost} - \text{Normal Cost}}{\text{Normal Time} - \text{Crash Time}} \dots\dots\dots (2)$$

Lintasan kritis (*critical path*) merupakan aktivitas-aktivitas yang jumlah waktu pelaksanaannya paling lama[9]. Jadi, Lintasan kritis adalah lintasan yang paling menentukan

waktu penyelesaian proyek secara keseluruhan[10]. Berikut tahapan dalam melakukan crashing[11].

- a. Gambar diagram jaringan untuk setiap kejadian
- b. Tentukan garis edar kritis dan lamanya proyek
- c. Pilih aktivitas pada garis edar kritis dan kurangi waktu aktivitas tersebut semaksimal mungkin
- d. Hitung biaya *crashing*
- e. Perbarui semua waktu kegiatan, jika batas waktu yang diinginkan telah tercapai, maka berhenti. Jika tidak, maka ulangi langkah a.

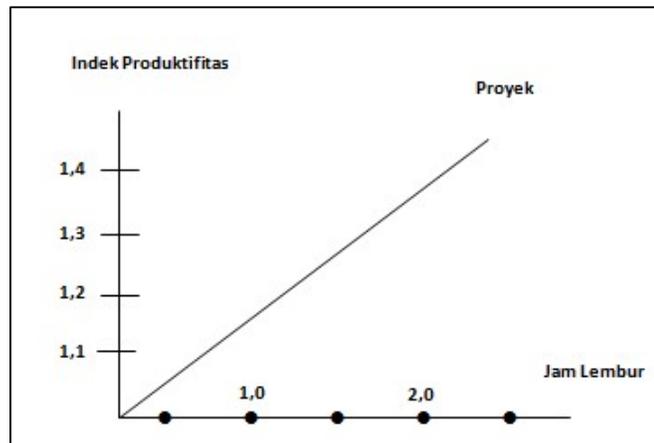
2.6 Pelaksanaan Kerja Lembur

Mempercepat waktu pelaksanaan pekerjaan dengan penambahan jam kerja atau lembur merupakan salah satu usaha dalam menambah produktivitas kerja sehingga dapat mempercepat waktu pelaksanaan pekerjaan[4]. Adapun rencana kerja dalam melakukan penambahan jam kerja untuk mempercepat durasi pekerjaan adalah:

- a. Waktu kerja normal adalah 8 jam (08.00-17.00), sedangkan kerja lembur dilakukan setelah waktu kerja normal.
- b. Harga upah pekerja untuk kerja lembur menurut Keputusan Menteri Tenaga Kerja No. 102.TH/2014 pasal 11 diperhitungkan sebagai berikut[12]:
 - Untuk jam kerja lembur pertama, harus dibayar upah lembur sebanyak 1,5 (satu setengah) kali upah sejam;
 - Untuk setiap jam kerja lembur berikutnya harus dibayar upah lembur sebanyak 2 (dua) kali upah sejam.

2.7 Produktivitas Kerja Lembur

Secara umum produktivitas merupakan perbandingan antara output dan input, output dapat dilihat dari hasil pekerjaan dan input berupa jumlah sumber daya yang digunakan seperti tenaga kerja dan material[13]. Sehingga kerja lembur tidak dapat dihindari misalnya untuk mengejar sasaran jadwal yang sudah ditentukan, meskipun akan menurunkan efisiensi pekerja. Sehingga dalam memperkirakan waktu untuk pekerjaan lembur perlu diperhatikan. **Gambar 2** merupakan grafik menunjukkan indikasi penurunan produktivitas, jika jumlah jam per hari dan hari per minggu bertambah.



Gambar 2. Grafik indikasi penurunan produktivitas karena kerja lembur
(sumber: Soeharto, 1995)

Dengan menambahkan jam kerja akan mempengaruhi efisiensi proyek[14]. Produktivitas untuk alternatif ini dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

a. Produktivitas harian = $\frac{Volume}{Durasi Normal}$ (3)

b. Produktivitas/ jam = $\frac{Produktifitas Harian}{Jam Kerja Normal}$ (4)

- c. Produktivitas sesudah *crashing*
 $= (8\text{jam} \times \text{prod tiap jam}) + (a \times b \times \text{prod tiap jam}) \dots \dots \dots (5)$
 Dimana: a = jumlah kerja lembur
 b= koefisien penurunan prod kerja lembur
- d. $\text{Crash Duration} = \frac{\text{Volume}}{\text{produktifitas sesudah cra}} \dots \dots \dots (6)$
- e. $\text{Crash Cash} = \text{Biaya Langsung Normal} + \text{Biaya Upah Lembur Total} \dots \dots \dots (7)$

2.8 Hubungan Biaya Terhadap Waktu

Biaya total proyek adalah penjumlahan dari biaya langsung dan biaya tak langsung yang digunakan selama pelaksanaan proyek. Besarnya biaya ini sangat tergantung oleh lamanya pengerjaan proyek. Biaya langsung dan biaya tak langsung dapat berubah-ubah sesuai dengan waktu dan kemajuan proyek[10].

2.9 Rencana Anggaran Biaya Proyek

Rencana Anggaran Biaya (RAB) adalah besarnya estimasi seluruh biaya yang diperlukan untuk merealisasikan pembangunan suatu pekerjaan konstruksi mulai dari pekerjaan persiapan sampai dengan konstruksi tersebut siap untuk dimanfaatkan sesuai dengan fungsi yang telah direncanakan[2].

Tahapan identifikasi perencanaan biaya proyek adalah sebagai berikut[3]:

1. Tahapan pengembangan konseptual, biaya dihitung secara global berdasarkan informasi desain yang minim. Dipakai perhitungan berdasarkan unit biaya bangunan berdasarkan harga per meter persegi.
2. Tahapan desain konstruksi, biaya proyek dihitung secara agak detail berdasarkan volume pekerjaan dan informasi harga satuan.
3. Tahap pelelangan, biaya proyek dihitung oleh beberapa kontraktor agar didapat penawaran terbaik, berdasarkan spesifikasi teknis dan gambar kerja yang cukup dalam usaha mendapatkan kontrak pekerjaan.
4. Komponen biaya total proyek biasanya terdiri dari:
 - Biaya langsung (*direct cost*), merupakan biaya tetap selama proyek berlangsung, terdiri atas biaya tenaga kerja, material, dan peralatan.
 - Biaya tak langsung (*indirect cost*), merupakan biaya tidak tetap selama proyek berlangsung, yang dibutuhkan guna penyelesaian proyek. Yang termasuk dalam biaya ini adalah biaya manajemen proyek, tagihan pajak, biaya perizinan, asuransi, administrasi, ATK, keuntungan/ profit.

Menghitung biaya-biaya tidak terduga yang perlu diadakan anggaran biaya harus dikerjakan dengan baik dan memenuhi syarat-syarat atau peraturan yang telah berlaku, dimana rumus dari Rencana Anggaran Biaya dapat dihitung dengan rumus berikut[15]:

$\text{RAB} = \text{Volume} \times \text{Harga Satuan Pekerjaan} \dots \dots \dots (8)$

1) Volume Pekerjaan

Volume suatu pekerjaan adalah menghitung jumlah banyak volume pekerjaan dalam suatu satuan. Volume dihitung berdasarkan kepada gambar bestek. Volume juga disebut sebagai kubikasi pekerjaan. Jadi, volume (kubikasi) suatu pekerjaan, bukanlah merupakan volume (isi sesungguhnya) melainkan jumlah volume pekerjaan menurut satuannya[10].

2) Harga Satuan Pekerjaan (HSP)

Harga satuan pekerjaan dapat diartikan biaya yang dibutuhkan untuk menyelesaikan satu suatu pekerjaan yang meliputi harga material, upah tenaga kerja, dan sewa alat. Dapat dihitung dengan menggunakan rumus dibawah (Standar harga barang dan standar biaya kegiatan pemerintah Kota Madiun Tahun Anggaran 2017).

$\text{HSP} = \sum (\text{Koefisien} \times \text{Harga Satuan Pasar}) \dots \dots \dots (9)$

Keterangan:

Koefisien : angka pengali (lihat tabel SNI)
 Harga satuan pasar : harga yang berlaku pada waktu

Adapun tahapan-tahapan dalam penyusunan HSP pada proyek yang baik yaitu sebagai berikut:

- a. Langkah awal sebelum penyusunan Harga Satuan Pekerja dimulai dari pengelompokan jenis pekerjaan/WBS (*Work Breakdown Structure*) pada proyek bangunan gedung, misal pada pekerjaan persiapan, pekerjaan lapangan, pekerjaan beton, dll.
- b. Setelah penyusunan WBS dapat dilakukan perhitungan volume/BOQ (*Bill of Quantity*) untuk mengetahui kuantitas pada setiap pekerjaan. Perhitungan volume yang dilakukan harus sesuai dari gambar bestek.
- c. Mencari daftar harga analisa satuan bahan dan upah dari kota dan tahun yang terkait.

3. METODE PENELITIAN

Penelitian bertujuan untuk menentukan kegiatan-kegiatan kritis dalam proyek konstruksi menggunakan metode PDM (*Precedence Diagram Method*). Analisa data menggunakan metode *analitis* dan *deskriptif*. *Analitis* berarti data yang sudah ada diolah sedemikian rupa sehingga menghasilkan hasil akhir yang dapat disimpulkan. Sedangkan *deskriptif* maksudnya adalah dengan memaparkan masalah-masalah yang sudah ada atau tampak serta kesimpulan dari hasil analisis.

3.1 Pengumpulan Data

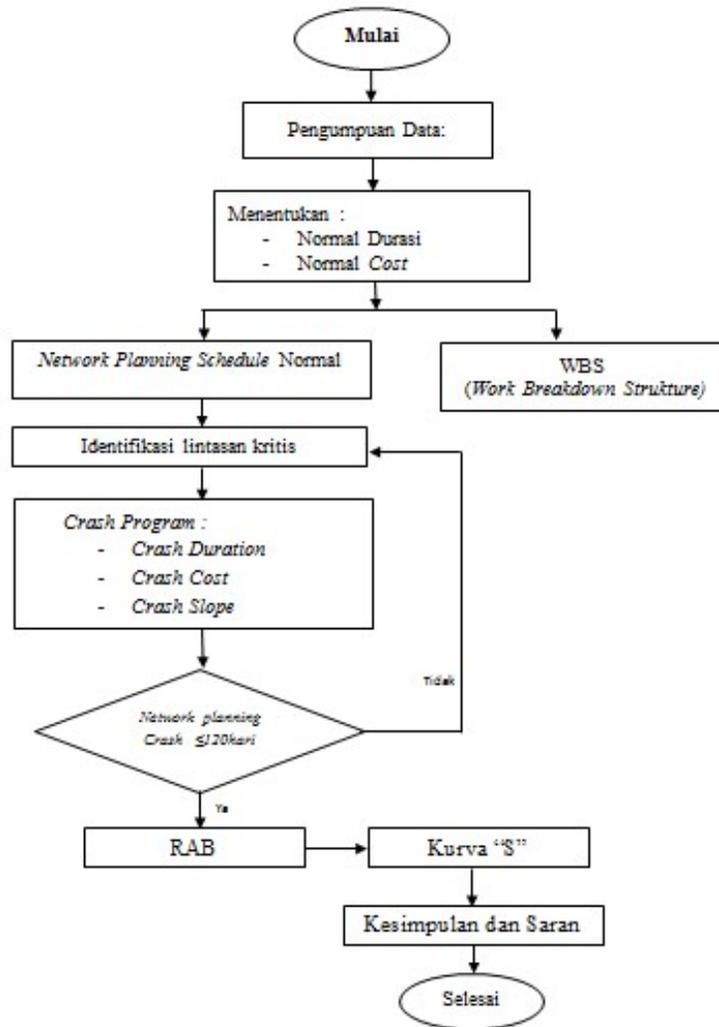
Pengumpulan data merupakan proses pengadaan data bagi kepentingan penyelesaian skripsi. Pengumpulan data ini sangat penting. Data dalam penelitian ini adalah data sekunder yang diperoleh dari kontraktor pelaksana meliputi *Shop Drawing*, data *Time Schedule*, Rencana Anggaran Biaya dan Daftar Harga Upah dan Bahan Kota Madiun 2017, dari data yang terkumpul akan dianalisis dan dibuat kesimpulan hasil penelitian.

3.2 Analisa Data

Data terkait yang telah dikumpulkan diolah dan dianalisis dengan tahapan sebagai berikut:

1. Mengidentifikasi Permasalahan yang akan diajukan dan menentukan batasan-batasan masalah yang akan digunakan dalam menyusun skripsi.
2. Menentukan Dasar-Dasar Teori yang berhubungan dengan permasalahan yang akan diajukan atau direncanakan dengan sumber yang dipakai.
3. Metode Penelitian cara atau metode-metode yang ditempuh peneliti untuk menyelesaikan penelitian.
4. Menyusun *Work Breakdown Structure*/ membuat urutan aktivitas dan membuat logika ketergantungan serta lama estimasi pekerja
5. Membuat Jaringan Kerja (*Network Planning*) menggunakan metode PDM (*Precedence Diagram Method*) dengan menggunakan alat bantu *Microsoft Office Project* serta menganalisa aktivitas-aktivitas yang termasuk dalam kegiatan kritis
6. Menghitung biaya *crash cost* dari setiap aktivitas-aktivitas di lintasan kritis
7. Menghitung nilai *slope* masing-masing kegiatan
8. Menghitung Rencana Anggaran Biaya akibat percepatan dengan tetap mengacu pada HSPK dan Metode Pelaksanaan yang di buat.
9. Menyusun jaringan kerja waktu dipercepat (*Network Planning*)
10. Membuat Kurva "S" pekerjaan *Crashing*

3.3 Diagram Alir Penelitian (*Flowchart*)



Gambar 3. *Flowchart* pengerjaan penjadwalan proyek

4. HASIL PEMBAHASAN

4.1 *Work Breakdown Structure*, Durasi dan Hubungan ketergantungan Waktu Normal

Urutan pekerjaan atau *Work Breakdown Structure* (WBS) bertujuan untuk memecah atau membagi pekerjaan ke dalam bagian yang lebih kecil (sub-kegiatan)[16]. Untuk memudahkan proses perencanaan, pelaksanaan dan pengendalian proyek, maka item-item pekerjaan yang harus disusun dan dikelompokkan mulai dari kegiatan paling awal dilaksanakan sampai dengan kegiatan yang paling akhir. Untuk menyusun *Work Breakdown Structure* memerlukan data gambar perencanaan sebagai acuan.

4.2 Membuat Kurva S Normal

Dari data rencana anggaran biaya, dan *time schedule* yang di dapat, pengerjaan dilanjutkan dengan pembuatan Kurva "S" sebagai acuan prestasi kemajuan pekerjaan terhadap satuan waktu. Pada pembuatan Kurva "S" ditentukan juga persentase bobot pekerjaan yang merupakan besarnya persentase dimana setiap subtotal pekerjaan disbanding dengan pekerjaan seluruhnya. Berikut rumus dalam menentukan bobot suatu pekerjaan:

$$\text{Bobot (\%)} = \frac{\text{Biaya per item pekerjaan}}{\text{Total anggaran}} \times 100\% \dots \dots \dots (10)$$

4.3 Membuat Jaringan Kerja Waktu Normal (*Network Planning*)

Dari susunan atau kelompok kegiatan (WBS), hubungan ketergantungan serta durasi yang ditentukan, disusun jaringan kerja menggunakan Metode *Precedence Diagram Method* (PDM) dengan bantuan *MS Project*.

4.4 Analisa Metode *Crash Program*

Setelah didapat aktivitas-aktivitas pekerjaan yang berada pada lintasan kritis, percepatan penyelesaian proyek pembangunan Gedung Rumah Sakit Paru Dungus Madiun ini dilakukan dengan menggunakan jam lembur. Rencana kerja yang akan dilakukan dalam mempercepat waktu penyelesaian sebuah pekerjaan dengan metode jam lembur sebagai berikut [11]:

- Kegiatan normal menggunakan 8 jam kerja dan 1 jam istirahat (08.00-17.00 WIB), sedangkan kerja lembur dilakukan setelah waktu kerja normal selama 4 jam per hari (18.00-22.00 WIB). Tenaga kerja lembur sama dengan tenaga kerja reguler.
- Harga upah pekerja untuk kerja lembur diperhitungkan 1,5 kali upah sejam pada kerja normal, dan untuk jam berikutnya 2 kali upah sejam pada waktu normal.
- Produktivitas untuk kerja lembur diperhitungkan sebesar 60% dari produktivitas normal.

4.5 Menghitung Percepatan Waktu Penyelesaian

Dalam menganalisis percepatan waktu dilakukan pada pekerjaan yang berada pada lintasan kritis.

a) Pekerjaan Beton Balok

$$\text{Produktivitas harian} = \frac{\text{Volume}}{\text{Durasi Normal}} = \frac{11,62}{10} = 1,162 \text{ m}^2/\text{hari}$$

$$\text{Produktivitas/ jam} = \frac{\text{Produktivitas Harian}}{\text{Jam Kerja Normal}} = \frac{1,162}{8} = 0,145 \text{ m}^2/\text{hari/jam}$$

Produktivitas kerja harian yang terjadi setelah dilakukan percepatan waktu penyelesaian pada kegiatan adalah 8 jam dalam sehari ditambah kerja lembur selama 4 jam, sehingga produktivitas harian setelah *crash* menjadi = (8 jam x produktivitas per jam) + (4 jam x 0,6 x produktivitas per jam)

Selanjutnya waktu penyelesaian kegiatan setelah dilakukan *crash*:

$$\text{Crash Duration} = \frac{\text{Volume}}{\text{Produktivitas}}$$

$$\text{Produktivitas setelah crashing} = (8 \times 0,145) + (4 \times 0,6 \times 0,145) = 1,51 \text{ m}^2/\text{hari}$$

$$\text{Crash Duration} = \frac{11,62}{1,51} = 7,69 \text{ hari}$$

Jadi waktu yang dibutuhkan untuk menyelesaikan pekerjaan setelah dilakukan *crash* adalah 7,69 hari, sehingga waktu yang dipercepat 2,30 hari.

$$\text{Produktivitas setelah crashing} = (8 \times 0,025) + (4 \times 0,6 \times 0,025) = 0,26 \text{ m}^2/\text{hari}$$

$$\text{Crash Duration} = \frac{1,22}{0,26} = 4,63 \text{ hari}$$

Jadi waktu yang dibutuhkan untuk menyelesaikan pekerjaan setelah dilakukan *crash* adalah 4,63 hari, sehingga waktu yang dipercepat 1,37 hari.

b) Menghitung *Crash Cost*

Akibat percepatan waktu penyelesaian kegiatan, terjadi peningkatan biaya dalam hal pembayaran upah pekerja atau dikenal dengan *crash cost* pekerja [17]. Untuk perhitungannya sebagai berikut:

a. Pekerjaan Beton Balok

Harga satuan upah pekerja		
0,0830 mandor	x Rp 110.000	= Rp 9.130
1,6500 pekerja	x Rp 88.000	= Rp 145.200
Total		= Rp 154.330

Produktivitas normal tiap jam
 $= 0,145 \text{ m}^2/\text{hari/jam}$
 Upah normal pekerja per jam
 $= \text{Rp } 154.330 \times 0,145 = \text{Rp } 22.377,85$
 Biaya lembur pekerja
 $= (1,5 \times \text{Rp } 22.377,85) + (4 \times 2 \times \text{Rp } 22.377,85)$
 $= \text{Rp } 213.589,57$
Crash cost pekerja per hari
 $= (8 \times \text{normal cost per jam}) + \text{Upah lembur 4 jam}$
 $= (8 \times \text{Rp } 22.377,85) + \text{Rp } 213.589,57$
 $= \text{Rp } 391.612,37$
 Menghitung *crash cost* total
 $= \text{crash cost pekerja per hari} \times \text{crash duration}$
 $= \text{Rp } 391.612,37 \times 7,69 = \text{Rp } 3.011.499,16$

4.6 Perhitungan *Cost Slope* Gedung Rumah Sakit Paru Dungus

Setelah mendapatkan percepatan waktu dan biaya setelah *crash* maka selanjutnya menghitung nilai *cost slope* dari masing-masing pekerjaan yang dilakukan *crash*.

$$\text{Cost Slope} = \frac{\text{Biaya dipercepat} - \text{Biaya normal}}{\text{Waktu normal} - \text{waktu dipercepat}} \dots \dots \dots (11)$$

Berikut **Tabel 1** hasil perhitungan *cost slope* pekerjaan-pekerjaan yang sudah dilakukan *crashing*.

Tabel 1. *Cost Slope*

No	Jenis Pekerjaan	Waktu Normal (hari)	<i>Crash Duration</i> (hari)	Biaya Normal	Biaya Akibat Percepatan	<i>Cost Slope</i>
		a	b	c	d	$e=(d-c)/(a-b)$
1	Pekerjaan Beton Balok	10	7,69	Rp 1.790.228	Rp 3.011.499	Rp 528.689
2	Pekerjaan Beton Meja	6	4,63	Rp 185.196	Rp 312.615	Rp 93.006
3	Pekerjaan Beton Plat Lantai	12	9,23	Rp 4.548.318	Rp 7.652.795	Rp 1.120.750
4	Pekerjaan Pasangan	18	13,85	Rp 20.324.304	Rp 34.209.050	Rp 3.345.722
5	Pekerjaan Pintu dan Jendela	23	17,68	Rp 226.121	Rp 380.228	Rp 28.967
6	Pekerjaan Pengecatan	20	15,38	Rp 6.996.744	Rp 11.769.836	Rp 1.033.137
7	Pekerjaan elektrikal	40	30,77	Rp 7.904.547	Rp 13.301.253	Rp 584.692

(sumber: hasil perhitungan)

4.7 Percepatan Waktu Penyelesaian Proyek dan Perhitungan Total Biaya

Percepatan waktu penyelesaian proyek dilakukan di semua kegiatan yang berada pada lintasan kritis[18]. Dari Tabel 4.1 diketahui nilai-nilai *cost slope* pada pekerjaan yang sudah dilakukan *crashing*. perhitungan percepatan waktu pekerjaan adalah sebagai berikut:

Total waktu pelaksanaan proyek normal = 180 hari
 Waktu total penyelesaian pekerjaan yang di *crash* = 129 hari
 Waktu total pekerjaan setelah *crash* = 99,23 hari
 Waktu yang dipercepat = $129 - 99,23 = 29,77$ hari
 Total waktu percepatan setelah *crash* = $180 - 29,77 = 150,23$ hari

Total *cost* merupakan jumlah dari biaya langsung proyek ditambah biaya tidak langsung proyek. Dari data rencana anggaran biaya (RAB) diketahui besarnya biaya proyek pembangunan adalah Rp 4.209.960.956,75, yang termasuk biaya tak langsung dalam proyek ini adalah biaya *overhead* terdiri dari biaya gaji staff dan biaya operasional proyek sebesar Rp 4.000.000 per hari.

Biaya tambahan = *cost slope* x total percepatan. Berikut **Tabel 2** adalah hasil perhitungan total biaya tambahan pada pekerjaan setelah dilakukan percepatan.

Tabel 2. Biaya Tambahan Setelah Dipercepat

No	Jenis Pekerjaan	Cost Slope	Total Percepatan	Biaya Tambahan
		a	b	c=a*b
1	Pekerjaan Beton Balok	Rp 528.689	2,31	Rp 1.221.271
2	Pekerjaan Beton Meja	Rp 93.006	1,37	Rp 127.419
3	Pekerjaan Beton Plat Lantai	Rp 1.120.750	2,77	Rp 3.104.478
4	Pekerjaan Pasangan	Rp 3.345.722	4,15	Rp 13.884.746
5	Pekerjaan Pintu dan Jendela	Rp 28.967	5,32	Rp 154.107
6	Pekerjaan Pengecatan	Rp 1.033.137	4,62	Rp 4.773.092
7	Pekerjaan elektrikal	Rp 584.692	9,23	Rp 5.396.706

Berikut perhitungan total *cost* atau total biaya setelah percepatan:

Total biaya tambahan = Rp 28.661.818,-

Biaya tak langsung = Total RAB normal + Total biaya tambahan = Rp 4.209.960.956,75 + Rp 28.661.818,- = Rp 4.238.622.775,-

biaya langsung = 150,23 x Rp 4.000.000 = Rp 600.920.000,-

Total *Cost* = Biaya langsung + Biaya tak langsung

= Rp 4.238.622.775,- + Rp 600.920.000,-

= Rp 4.839.542.775,-

Berdasarkan perhitungan total *cost* diatas diketahui waktu penyelesaian proyek adalah 150,23 hari dengan biaya total sebesar Rp 4.839.542.775,-

4.8 Anggaran Biaya *Crashing*

Setelah total biaya tambahan diketahui dan sudah sesuai dengan jadwal rencana yaitu ≤ 120 hari. Selanjutnya dilakukan perhitungan seluruh total biaya proyek, yang didapat dengan menjumlah dengan rencana anggaran biaya normal. Untuk rencana anggaran biaya (RAB) sendiri didapat dari jumlah total item pekerjaan dikalikan dengan volume pekerjaan disajikan dalam bentuk tabel. **Tabel 3** adalah perhitungan total penyelesaian proyek sebagai berikut:

Tabel 3. Total Biaya Penyelesaian Proyek Setelah Dipercepat

No	Jenis Pekerjaan	Tambahan Biaya	
			a
1	Pekerjaan Beton Balok	Rp	1.572.480
2	Pekerjaan Beton Meja	Rp	65.687
3	Pekerjaan Beton Plat Lantai	Rp	4.620.584
4	Pekerjaan Pasangan	Rp	25.176.026
5	Pekerjaan Pintu dan Jendela	Rp	301.010
6	Pekerjaan Pengecatan	Rp	8.951.720
7	Pekerjaan Elektrikal	Rp	(2.579.656)
8	Pekerjaan Kolom Praktis	Rp	2.506.648
9	Pekerjaan Balok 10/50	Rp	5.473.648
10	Pekerjaan Pasangan	Rp	14.050.134
11	Pekerjaan Pengecatan	Rp	767.676
12	Pekerjaan Balok Beton	Rp	1.224.282
13	Pekerjaan Plat Beton	Rp	3.616.427

No	Jenis Pekerjaan	Tambahkan Biaya	
		a	
14	Pekerjaan Beton Meja	Rp	(59.744)
15	Pekerjaan Pasangan	Rp	16.372.025
16	Pekerjaan Mekanikal dan Elektrical	Rp	11.193.619
17	Pekerjaan Pengecatan Interior	Rp	164.021
18	Pekerjaan Waterproofing	Rp	5.428.032
	Biaya Langsung Selebum Crash	b	Rp 4.209.960.957
	Biaya Tak Langsung Perhari	c	Rp 4.000.000
	Total Biaya Langsung Setelah Crash	d	Rp 4.308.805.576
	Durasi Setelah Crash	e	Rp 120
	Biaya Tak Langsung	$f=c*e$	Rp 480.000.000
	Total Biaya	$g=d+f$	Rp 4.788.805.576

(Sumber: hasil perhitungan)

5. KESIMPULAN

Berdasarkan analisa data dan pembahasan yang dilakukan pada bab sebelumnya maka kesimpulan yang dapat diambil dalam penelitian ini yaitu penjadwalan pada proyek ini menggunakan metode *Precedence Diagram Method* (PDM) untuk menganalisa kegiatan-kegiatan kritis, dari analisa pertama PDM waktu normal didapat kegiatan-kegiatan yang termasuk dalam aktivitas kritis adalah: Pekerjaan beton balok, beton meja, plat beton, pemasangan, pintu dan jendela, pengecatan dan mekanika electrical. Pada proyek pembangunan Gedung Rumah Sakit Paru Dungus Madiun memiliki durasi normal 180 hari dengan total biaya Rp 4.209.960.956,75. Dalam melakukan percepatan durasi dilakukan dengan menggunakan metode *crash program* untuk alternatif penambahan jam kerja/ lembur diperlukan 18 kali *crashing*. Berdasarkan perhitungan percepatan waktu dan biaya pada proyek pembangunan Rumah Sakit Paru Dungus Madiun dengan metode *crash program* diperoleh waktu penyelesaian proyek adalah 120 hari kerja dengan biaya sebesar Rp 4.788.805.576,-.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] Z. Citra, B. Susetyo, and P. Wibowo, "Optimasi Kinerja Proyek dengan Penerapan Metode Crashing dan Linear Programming pada Proyek Bulk Godown," *Rekayasa Sipil Mercu Buana*, vol. 7, no. 2, pp. 106–113, 2018.
- [2] I. Dipohusodo, *Manajemen Proyek dan Konstruksi Jilid 2*, Cetakan ke-7. Yogyakarta: Kanisius, 1996.
- [3] A. Husen, *Manajemen Proyek Perencanaan, Penjadwalan dan Pengendalian Proyek*. Yogyakarta: CV Andi Offset, 2011.
- [4] A. Frederika, "Analisis Percepatan Pelaksanaan Dengan Menambah Jam Kerja Optimum Pada Proyek Konstruksi," *Jurnal Ilmiah Teknik Sipil*, vol. 14, no. 2, 2010.
- [5] F. Y. Wohon, R. J. Mandagi, and P. Pratasih, "Analisa Pengaruh Percepatan Durasi pada Biaya Proyek Menggunakan Program Microsoft Project 2013 (Studi Kasus: Pembangunan Gereja GMIM Syaloom Karombasan)," *Jurnal Sipil Statik*, vol. 3, no. 2, pp. 141–150, 2015.
- [6] R. Saputra, I. Farni, and I. Khaidir, "Analisa Percepatan Waktu Dan Biaya Proyek Konstruksi Dengan Penambahan Jam Kerja (lembur) Menggunakan Metode Time Cost Trade Off," *Abstract of Undergraduate Research, Faculty of Civil and Planning Engineering, Bung Hatta University*, vol. 1, no. 1, 2020.
- [7] E. H. Atmoko and A. Sutanto, *Mudah Mengelola Proyek dan Pembukuannya Menggunakan Microsoft Office Project dan MYOB Accounting*. Yogyakarta: Andi, 2014.

- [8] R. G. Fathoni, F. S. Handayani, and S. Setiono, "Analisis Percepatan Proyek Menggunakan Metode Time Cost Trade Off Dengan Penambahan Jam Kerja Lembur Optimum (Studi Kasus: Proyek Pembangunan Gedung Rawat Inap Kelas III dan Parkir (Tahap Lanjutan) RSUD Dr. Moewardi, Surakarta)," *Matriks Teknik Sipil*, vol. 4, no. 4, 2016.
- [9] M. Priyo and M. R. Aulia, "Aplikasi Metode Time Cost Trade Off Pada Proyek Konstruksi: Studi Kasus Proyek Pembangunan Gedung Indonesia," *Semesta Teknika*, vol. 18, no. 1, pp. 30–43, 2016.
- [10] I. Soeharto, *Manajemen Proyek Dari Konseptual Dampai Operasional*. Jakarta: Erlangga, 1995.
- [11] F. G. A. Ningrum, W. Hartono, and S. Sugiyarto, "Penerapan Metode Crashing Dalam Percepatan Durasi Proyek Dengan Alternatif Penambahan Jam Lembur dan Shift Kerja (Studi Kasus: Proyek Pembangunan Hotel Grand Keisha, Yogyakarta)," *Matriks Teknik Sipil*, vol. 5, no. 2, 2017.
- [12] A. W. Laksana, H. S. Prasetyo, M. A. Wibowo, and A. Hidayat, "Optimalisasi Waktu dan Biaya Proyek dengan Analisa Crash Program," *Jurnal Karya Teknik Sipil*, vol. 3, no. 3, pp. 747–759, 2014.
- [13] M. Priyo and A. Sumanto, "Analisis Percepatan Waktu Dan Biaya Proyek Konstruksi Dengan Penambahan Jam Kerja (Lembur) Menggunakan Metode Time Cost Trade Off: Studi Kasus Proyek Pembangunan Prasarana Pengendali Banjir," *Semesta Teknika*, vol. 19, no. 1, pp. 1–15, 2016.
- [14] W. I. Ervianto, *Manajemen Proyek Konstruksi-Edisi Revisi*. Yogyakarta: Andi, 2006.
- [15] R. Arvianto, F. S. Handayani, and S. Setiono, "Optimasi Biaya dan Waktu dengan Metode Time Cost Trade Off (TCTO) (Studi Kasus Proyek Bangunan Rawat Inap Kelas III dan Parkir RSUD Dr. Moewardi Surakarta)," *Matriks Teknik Sipil*, vol. 5, no. 1, 2017.
- [16] I. A. M. Yoni, I. P. D. Warsika, and I. G. K. Sudipta, "Perbandingan Penambahan Waktu Kerja (Jam Lembur) Dengan Penambahan Tenaga Kerja Terhadap Biaya Pelaksanaan Proyek Dengan Metode Time Cost Trade Off (Studi Kasus Proyek Pembangunan Gedung Instalasi Farmasi Blahkiuh)," *Jurnal, Fakultas Teknik, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Udayana Denpasar*, vol. 17, no. 2, pp. 129–138, 2013.
- [17] V. P. R. H. Putra, A. Andriansyah, M. A. Wibowo, and B. Pudjiyanto, "Penerapan Metode Crashing proyek Pembangunan Elizabeth Building RS. Santo Borromeus Paket 1 Bandung," *Jurnal Karya Teknik Sipil*, vol. 3, no. 3, pp. 597–616, 2014.
- [18] D. A. Nuriana, "Percepatan Pelaksanaan Pembangunan Proyek Hotel Dafam Lotus Jember dengan Metode Time Cost Trade Off," Skripsi, Universitas Jember, Jember, 2008.