

Jurnal Rekayasa

STRUKTUR & INFRASTRUKTUR

DAFTAR ISI

	Hal
1. Analisis Daya Dukung dan Penurunan Tiang Tekan Hidrolis Pestressed Concrete Square Pile 45 x 45 Cm ² pada proyek Podomoro City Deli Medan (Analisis Interpretasi Hasil <i>Loading Test</i>) Agus Salim Jadi Roesyanto Rudi Iskandar	1 - 8
2. Analisis Daya Dukung dan Penurunan Tiang Bor Tunggal Diameter 0,80 m dengan Menggunakan Model Tanah Soft Soil dan Mohr-Coulumb pada Proyek Hotel Sapadia Medan Sanjaya Aryatnie Roesyanto Rudi Iskandar	9 - 18
3. Analisis Daya Dukung Bored Pile Diameter Satu Meter Dengan Menggunakan Uji Beban Statik dan Menggunakan Model Tanah Mohr Coulumb Pada Proyek Paragon Square Tangerang, Banten. Kartika Indah Sari Roesyanto Rudi Iskandar	19 - 27
4. Faktor-Faktor Penyebab Keterlambatan Penyelesaian Proyek Swasta di Bidang Konstruksi di kota Medan Subroto A. Perwira Mulia Tarigan Syahrizal	28 - 35
5. Analisis Faktor-Faktor yang mempengaruhi Kinerja Waktu Penyelesaian Proyek Jaringan Transmisi pada Perusahaan Kontraktor Rekanan PT. PLN (Persero) Unit Induk Pembangunan Jaringan Sumatera I Alfredo Pakpahan Roesyanto Syahrizal Medis Sejahtera Surbakti	36 - 47
6. Analisis Daya Dukung dan Penurunan Spun Pile Diameter 60 Cm Menggunakan Model Tanah Mohr Coulumb dan soft Soil dan Effisiensi Daya Dukung Group Pile Pada Proyek Apartemen Grand Jati Junction Medan Fenni Roesyanto Rudi Iskandar	48 - 56

Vol. IX	No. 3	Halaman 1 - 229	Medan, November 2015	ISSN 1978 - 449X
---------	-------	-----------------	-------------------------	------------------

Jurnal Rekayasa

STRUKTUR & INFRASTRUKTUR

DAFTAR ISI

	Hal
1. Analisis Daya Dukung dan Penurunan Tiang Tekan Hidrolis Pestressed Concrete Square Pile 45 x 45 Cm ² pada proyek Podomoro City Deli Medan (Analisis Interpretasi Hasil <i>Loading Test</i>) Agus Salim Jadi Roesyanto Rudi Iskandar	1 –8
2. Analisis Daya Dukung dan Penurunan Tiang Bor Tunggal Diameter 0,80 m dengan Menggunakan Model Tanah Soft Soil dan Mohr-Coulumb pada Proyek Hotel Sapadia Medan Sanjaya Aryatnie Roesyanto Rudi Iskandar	9 –18
3. Analisis Daya Dukung Bored Pile Diameter Satu Meter Dengan Menggunakan Uji Beban Statik dan Menggunakan Model Tanah Mohr Coulumb Pada Proyek Paragon Square Tangerang, Banten. Kartika Indah Sari Roesyanto Rudi Iskandar	19 –27
4. Faktor-Faktor Penyebab Keterlambatan Penyelesaian Proyek Swasta di Bidang Konstruksi di kota Medan Subroto A. Perwira Mulia Tarigan Syahrizal	28–35
5. Analisis Faktor-Faktor yang mempengaruhi Kinerja Waktu Penyelesaian Proyek Jaringan Transmisi pada Perusahaan Kontraktor Rekanan PT. PLN (Persero) Unit Induk Pembangunan Jaringan Sumatera I Alfredo Pakpahan Roesyanto Syahrizal Medis Sejahtera Surbakti	36-47
6. Analisis Daya Dukung dan Penurunan Spun Pile Diameter 60 Cm Menggunakan Model Tanah Mohr Coulumb dan soft Soil dan Effisiensi Daya Dukung Group Pile Pada Proyek Apartemen Grand Jati Junction Medan Fenni Roesyanto Rudi Iskandar	48-56

Vol. IX	No. 3	Halaman 1 - 229	Medan, November 2015	ISSN 1978 - 449X
---------	-------	-----------------	-------------------------	------------------

Jurnal Rekayasa

STRUKTUR & INFRASTRUKTUR

DAFTAR ISI

Hal

7. Analisis Penggunaan Secant Pile dengan Metode Elemen Hingga Pada Proyek Pada
Proyek Hotel Sapadia Medan
Rizaldy Hasian Harahap
Roesyanto
Rudi Iskandar 57-65
8. Analisa dan KajianEksperimental Beton Bertulang Nonhomogen pada Lentur
Murni
Bambang Kenedy
Besman Surbakti 66-76
9. Analisis Sambungan Balok Baja dengan Menggunakan Baut dan Pelat Penyambung
Muhammad Rahman Rambe
Johannes Tarigan
Sanci Barus 77-89
10. Evaluasi Simpangan Horizontal Pilar Jembatan Beton Bertulang
Yufrizal Efendi
Ade Faisal
Daniel Rumbi Teruna 90-99
11. Analisis Prioritas Aspek-Aspek Penerapan Kontrak Berbasis Kinerja dengan
Pendekatan Analytical Hierarchy Process (AHP)
(Studi Kasus: Jalan Nasional Metropolitan Medan)
Olim S. M. Purba
A. Perwira Mulia Tarigan
Medis Sejahtera Surbakti 100-106
12. Pengaruh Erupsi Gunung Sinabung Terhadap Debit Sungai Lau Biang di Desa Rih
Tengan, Kabupaten Karo
B. N. Immanuel Ketaren
A. Perwira Mulia Tarigan
Makmur Ginting 107-120
13. Penggunaan AHP Dalam Menentukan Prioritas Peningkatan Kualitas Layanan
Bandar Bandar Udara Internasional Kualanamu
Roy A. Sebayang
Perwira Mulia Tarigan
Medis S. Surbakti 121-133

Vol. IX	No. 3	Halaman 1 - 229	Medan, November 2015	ISSN 1978 - 449X
----------------	--------------	------------------------	---------------------------------	-------------------------

Jurnal Rekayasa

STRUKTUR & INFRASTRUKTUR

DAFTAR ISI

Hal

14. Pemanfaatan Serbuk Kaca Sebagai Bahan Tambahan Dalam Pembuatan Batako
Nursyamsi
Ivan Indrawan
Ika Puji Hastuty 134-144

15. Analisis Perbaikan Lapisan Soft Soil Dengan Sistem Prefabricated Vertical Drain
pada Jalan Tol Medan-Kualanamu dengan Metode Elemen Hingga
Junieli Mendrofa
Roesyanto
Rudi Iskandar 145-155

16. Analisis Perbandingan Sambungan Momen Tipe Pelat Ujung (*End Plate*) dan
Pelat sayap (*Flange Plate*) Pada Balok Kolom Portal Baja
Albertus Simbolon
Johannes Tarigan
Sanci Barus 156-165

17. Analisis Daya Dukung dan Penurunan Loading Test Tiang Diameter 0,60 m
Menggunakan Model Tanah Mohr Coulomb pada Proyek Apartemen Bird's Park
Cemara Medan
Ronaldo Manatar P. Lumbantoruan
Roesyanto
Rudi Iskandar 166-179

18. Hubungan Kualifikasi Kontraktor Terhadap Pelaksanaan Pekerjaan Konstruksi
di Provinsi Sumatera Utara
Bustami Rangkuti
Roesyanto
Syahrizal 180-186

19. Analisis Sambungan Balok WF ke Kolom Pipa Baja dengan Pelat Diafragma
External
Lindung Nainggolan
Johannes Tarigan
Sanci Barus 187-198

Vol. IX	No. 3	Halaman 1 - 229	Medan, November 2015	ISSN 1978 - 449X
---------	-------	-----------------	-------------------------	------------------

Jurnal Rekayasa

STRUKTUR & INFRASTRUKTUR

DAFTAR ISI

Hal

- | | | |
|-----|--|---------|
| 20. | Estimasi Durasi Berbasis Skala Resiko Pada Proyek Pembangunan Tahap III
RSUD DR. Djoelham Kota Binjai
Doi Suterca Tarigan
Syahrizal
Roesyanto | 199-209 |
| 21. | Pengaruh Pemilihan Rute Perjalanan dan Biaya Keterlambatan Terhadap
Keterlambatan Jam Kerja Pegawai (Studi Kasus Waktu Perjalanan Pegawai Negeri
Sipil Dinas Bina Marga Pemerintah Kota Medan)
Siska Monika Keliat
Roesyanto
Medis Sejahtera Surbakti | 210-217 |
| 22. | Perilaku Simpangan Struktur Asimetris Horizontal dengan Variasi Eksentrisitas
Kekakuan dan Faktor Modifikasi Respon Akibat Getaran Gempa Pulse dan Tanpa
Pulse
Syaifullah
Hotma Panggabean
Ade Faisal | 218-229 |



Edisi November 2015
Tahun ke IX, No. 3

Jurnal Rekayasa STRUKTUR & INFRASTRUKTUR

Pelindung	: Dekan Fakultas Teknik USU
Penanggung Jawab	: Direktur Sekolah Pasca Sarjana USU
Tim Pengarah	: Sekretaris Program Studi Magister dan Doktor Ilmu Teknik Sipil USU Sekretaris Departemen Teknik Sipil USU
Penyunting Ahli	: 1. Prof. Dr. Ing. Johannes Tarigan (T. Sipil USU) 2. Prof. Dr. Ir. Bachrian Lubis, M.Sc (T. Sipil USU) 3. Prof. Dr. Ir. Firman Tamboen, M.Eng (T. Sipil USU) 4. Prof. Dr. Ir. A. Rahim Matondang (T. Industri USU) 5. Dr. Ir. Indra Sati Harahap, MSCE (T. Sipil USU)
Ketua Dewan Penyunting	: Prof. Dr. Ir. Roesyanto, MSCE
Anggota Dewan Penyunting	: Dr. Ir. Ahmad Perwira Mulia, M.Sc Ir. Zulkarnain A. Muis, M.Eng, Sc Ir. Rudi Iskandar, MT Medis Sejahtera Surbakti, ST, MT Zaid Perdana Nasution, ST, MT
Sekretariat	: Yun Ardi Sukma Nurhayani Simamora
Alamat Redaksi	: Program Magister dan Doktor Ilmu Teknik Sipil USU Jl. Perpustakaan Gedung. J No. 1 Kampus USU Medan Telp. 082162431972, email; sipil_s2-usu@yahoo.com Departemen Teknik Sipil Jl. Perpustakaan, Gedung. B. No.1 Kampus USU Medan Fax. 061 820 1826
Penerbit	: Program Studi Magister Teknik Sipil USU Departemen Teknik Sipil USU



Edisi November 2015
Tahun ke IX, No. 3

Jurnal Rekayasa STRUKTUR & INFRASTRUKTUR

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Syukur Alhamdulillah dengan Rahmat dan Karunia Allah SWT telah terbit **Jurnal Rekayasa Struktur dan Infrastruktur** Program Studi Magister dan Doktor Ilmu Teknik Sipil USU dan Departemen Teknik Sipil USU **Edisi November 2015, Tahun ke IX, No. 3** dengan No. **ISSN 1978 - 449 X**, yang menyangkut rekayasa struktur dan infrastruktur hasil penelitian maupun Karya Ilmiah Populer yang dilakukan oleh staf pengajar dan mahasiswa Program Studi Magister dan Doktor Ilmu Teknik Sipil USU dan Departemen Teknik Sipil USU dan Institusi Pendidikan yang lain.

Kami mengharapkan untuk terbitan berikutnya staf pengajar dan para mahasiswa yang akan menjadi alumni dapat lebih meningkatkan kuanlitas maupun kualitas dari tulisan sehingga memungkinkan sebagai bahan rujukan dalam melakukan kegiatan penelitian.

Pada kesempatan ini Redaksi mengucapkan terima kasih kepada staf pengajar dan mahasiswa yang telah menjadi alumni di Program S2 maupun S1 yang telah berpartisipasi menerbitkan **Jurnal Rekayasa Struktur dan Infrastruktur** terutama **Edisi November 2015, Tahun ke IX, No.3**.

Semoga Program Studi Magister Teknik Sipil USU dan Departemen Teknik Sipil USU sukses dan maju.

Wabilahi Taufiq Walhidayah
Wassalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh.

Wassalam,

Redaksi

ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN TIANG TEKAN HIDROLIS PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILE 45 X 45 CM² PADA PROYEK PODOMORO CITY DELI MEDAN (Analisis Interpretasi Hasil *Loading Test*)

Agus Salim Jadi¹, Roesyanto², Rudi Iskandar³

¹Alumni Program Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara - agussalim_ekkn@yahoo.com

²Dosen Program Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara - roesyantos@yahoo.com

³Dosen Program Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara - sipil_s2_usu@yahoo.com

ABSTRAK

Perkembangan pesat di daerah perkotaan menyebabkan banyak dibangun gedung-gedung bertingkat tinggi (*high rise building*). Untuk mendukung perkembangan tersebut, perlu dilakukan telaah yang benar mengenai kualitas dan kekuatan bangunan yang dibangun. Salah satu cara yang sering dilakukan untuk mengecek kualitas bangunan yaitu dengan menganalisis daya dukung dan penurunan yang terjadi pada pondasi bangunan yang akan dibangun. Uji beban statik aksial atau *Loading Test* adalah salah satu metode yang umum dilaksanakan dan hasilnya terbukti lebih akurat karena dapat mengetahui berapa daya dukung dan penurunan pondasi yang sebenarnya. Tulisan ini bertujuan untuk menganalisis daya dukung dan penurunan yang terjadi pada salah satu bangunan gedung di Proyek Podomoro City Deli Medan. Metode yang dipergunakan adalah dengan menginterpretasi hasil *Loading Test* dengan beberapa metode yang sudah ada, misalnya Metode *Davisson*, *Chin*, dan *Mazurkiewicz*. Berdasarkan Metode *Davisson* didapatkan daya dukung ultimate pondasi sebesar 292,00 ton, lalu dengan Metode *Chin* diperoleh 269,41 ton, dan dari Metode *Mazurkiewicz* sebesar 350,00 ton. Dari ketiga hasil tersebut hanya hasil dari Metode *Davisson* dan Metode *Chin* yang dapat diambil sebagai hasil interpretasi karena ada prinsip bahwa hasil yang terbesar harus dieliminasi. Kemudian dengan *safety factor* = 2, diperoleh daya dukung izin pondasi sebesar 146,00 ton (*Davisson*) dan 134,70 ton (*Chin*). Oleh karena beban kerja rencana sebesar 150,00 ton dari pihak konsultan, maka hasil interpretasi daya dukung yang diperoleh (daya dukung izin) belum memenuhi syarat karena masih lebih kecil dari 150,00 ton. Dalam hal penurunan pondasi dari hasil *Loading Test* diperoleh besarnya 4,62 mm untuk beban 200% dari beban rencana (150,00 ton). Pemberian beban 200% dari beban rencana telah sesuai dengan standard ASTM D-1143-81 mengenai *Static Axial Load Test* yang memberikan syarat besar penurunan maksimum tidak boleh lebih dari 25,40 mm. Dapat disimpulkan bahwa besar daya dukung aksial ultimate pondasi masih belum memenuhi syarat untuk memikul beban kerja 150 ton, namun besar penurunan pondasi tiang yang terjadi masih aman. Dengan demikian perlu diadakan pengujian lanjutan terhadap daya dukung pondasi tiang baik dengan rumus-rumus analitis maupun dengan program komputer seperti *Finite Element Method* dan *AllPile*.

Kata Kunci: *Loading Test*, *Davisson*, *Chin*, *Mazurkiewicz*, *Finite Element Method*.

1. PENDAHULUAN

1.1. Umum

Semua bangunan yang didesain bertumpu pada tanah harus didukung oleh suatu pondasi. Pondasi adalah bagian dari suatu sistem desain yang bertugas untuk meneruskan beban dari bangunan di atasnya ke struktur tanah dan batuan di bawah bangunan tersebut. Tanah yang menopang pondasi bangunan akan mengalami tegangan-tegangan yang menambah tegangan yang sudah ada pada tanah baik akibat massa tanah maupun sejarah geologis tanah sebelumnya. Desain pondasi harus memenuhi 2 kriteria, yaitu : daya dukung yang cukup dan penurunan (*settlement*) yang masih dalam batas izin agar tidak membahayakan bangunan yang dipikulnya. Pemilihan jenis pondasi yang digunakan tergantung pada dua kriteria tersebut.

1.2. Latar Belakang

Adapun hal-hal yang melatarbelakangi penulisan paper ini antara lain:

1. Perkembangan bangunan bertingkat tinggi yang semakin banyak di Kota Medan.
2. Parameter tanah pada perencanaan pondasi dalam sangat kompleks.
3. Menguji hasil *Loading Test* pada bangunan bertingkat tinggi dengan interpretasi dan metode elemen hingga.
4. Mengkaji pengaruh parameter tanah dengan metode elemen hingga, khususnya program *Finite Element Method*.

1.3. Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian dalam paper ini adalah untuk mendapatkan hasil analisis daya dukung *ultimate* pondasi tiang tekan hidrolis berdasarkan hasil interpretasi *Loading Test* sehingga dapat diketahui apakah memenuhi syarat atau belum memenuhi syarat untuk memikul beban yang direncanakan (*working load*).

1.4. Manfaat Penelitian

Penelitian ini ditujukan untuk memberikan manfaat sebagai referensi bagi ahli-ahli geoteknik dan teknik pondasi. Selain itu, dapat lebih memahami cara interpretasi hasil *Loading Test* dan hubungannya dengan parameter tanah dari hasil penyelidikan tanah (*soil investigation*).

1.5. Batasan Masalah

Permasalahan yang dibahas dalam paper ini yaitu permasalahan interpretasi *Loading Test* pada Proyek Podomoro City Deli Medan. Jumlah tiang tekan hidrolis yang diteliti adalah tiang tunggal atau bukan tiang kelompok (*group piles*).

2. METODOLOGI PENELITIAN

Ada banyak metode yang dapat digunakan dalam interpretasi *Loading Test*. Namun hanya ada 3 metode yang digunakan dalam paper ini, yaitu:

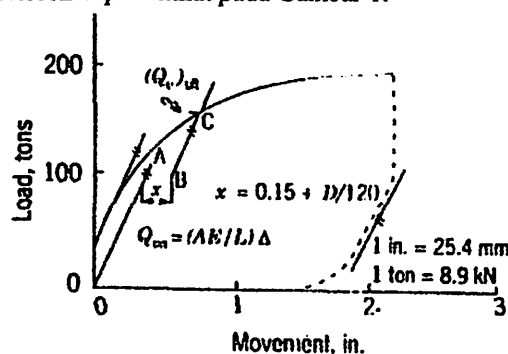
2.1. Metode Davisson (1972)

Langkah-langkah untuk mendapatkan beban runtuh dengan metode Davisson terdiri dari langkah-langkah sebagai berikut:

1. Gambar kurva beban vs penurunan seperti ditunjukkan pada Gambar 1.
2. Dapatkan penurunan elastis, $\Delta = (Q_{va})L/AE$ dari Tiang Tekan Hidrolis, di mana Q_{va} adalah beban kerja, L adalah panjang Tiang Tekan Hidrolis, A adalah luas penampang Tiang Tekan Hidrolis, dan E adalah modulus elastisitas bahan Tiang Tekan Hidrolis.
3. Gambar garis OA menurut Persamaan penurunan elastis (Δ) seperti yang didefinisikan pada point b. Gambar sebuah garis BC sejajar dengan garis OA pada suatu jarak x di mana $x = 0,15 + D/120$ in, (D = diameter Tiang Tekan Hidrolis dalam satuan inchi).
4. Daya dukung *ultimate* adalah perpotongan antara garis BC dengan kurva Beban-Penurunan seperti tertulis di point c.

Metode ini sejatinya direkomendasikan untuk *driven piles*, dan lebih cocok digunakan untuk metode *QM Test*. Keuntungan utama dari metode ini adalah batas garis BC dapat digambarkan sebelum pengujian dilakukan. Adapun hal itu dapat digunakan seperti kriteria penerimaan untuk *proof-Tested contract pile*.

Interpretasi Metode Davisson dapat dilihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Interpretasi Metode Davisson

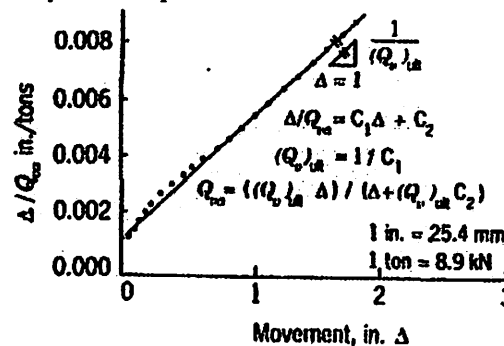
2.2. Metode Chin (1970, 1971)

Metode Chin ditunjukkan pada Gambar 2 dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Gambar grafik Δ/Q_{va} vs Δ , di mana Δ adalah penurunan dan Q_{va} adalah beban kerja.
2. Daya dukung *Ultimate* (Q_{ult}) kemudian sama dengan $1/C_1$. Gambar 2 menjelaskan semua hal ini. Hubungan ini diberikan dalam gambar ini mengasumsikan bahwa kurva beban vs penurunan mendekati kurva hiperbolik.

Interpretasi daya dukung *Ultimate* dalam metode ini diaplikasikan dalam QM dan SM Test, menyediakan peningkatan waktu yang konstan yang dipakai selama pengujian. Pemilihan garis lurus dari titik-titik seharusnya dapat dipahami bahwa titik-titik data tidak muncul ke bawah pada garis lurus hingga pengujian pembebanan melewati nilai batas Davisson. Metode ini tidak menyediakan nilai keruntuhan yang sesuai kenyataan untuk pengujian-pengujian yang mengikuti metode standard ASTM karena pengujian itu tidak mempunyai peningkatan beban waktu yang konstan.

Interpretasi Metode Chin dapat dilihat pada Gambar 2.



Gambar 2. Interpretasi Metode Chin

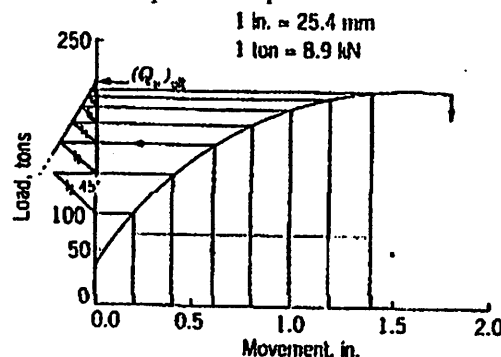
2.3. Metode Mazurkiewicz (1972)

Sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 3, adapun langkah-langkah perhitungan daya dukung Tiang Tekan Hidrolis dengan metode Mazurkiewicz adalah sebagai berikut:

1. Plot kurva beban – penurunan.
2. Pilih suatu tahap penurunan kepala Tiang Tekan Hidrolis dan gambar garis vertikal yang memotong kurva. Kemudian gambar garis horizontal dari titik perpotongan tersebut pada kurva hingga memotong sumbu beban.
3. Dari perpotongan setiap beban, gambar garis yang membentuk sudut 45° hingga memotong garis beban berikutnya.
4. Perpotongan-perpotongan ini akan membentuk suatu garis lurus. Titik yang diperoleh oleh perpotongan dari perpanjangan garis ini pada sumbu beban (vertikal) adalah beban runtuh.

Metode ini mengasumsikan bahwa kurva beban – penurunan mendekati kurva parabolik. Nilai beban runtuh diperoleh dengan metode ini seharusnya bagaimanapun memenuhi 80% kriteria. Lebih jauh lagi, semua perpotongan garis-garis ini tidak selalu membentuk garis lurus. Bagaimanapun, beberapa penegasan mungkin diperlukan dalam menggambar garis lurus.

Interpretasi Metode Mazurkiewicz dapat dilihat pada Gambar 3.



Gambar 3. Interpretasi Metode Mazurkiewicz

3. HASIL DAN DISKUSI

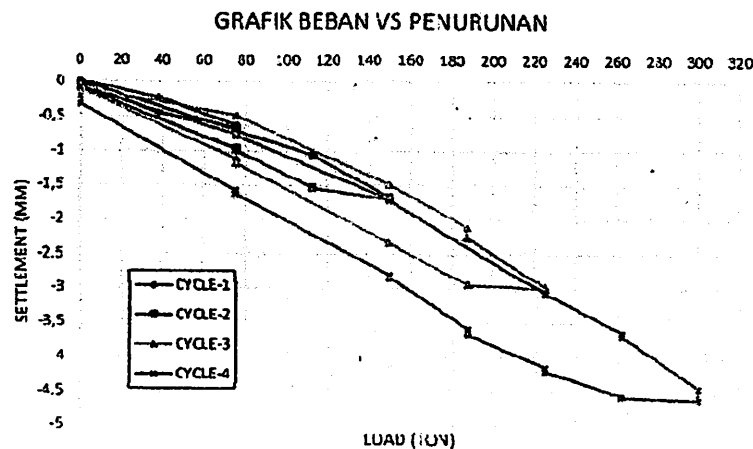
Berikut adalah hasil yang diperoleh dari 3 metode interpretasi *Loading Test* yaitu:

3.1. Metode Davisson (1972)

Data Tiang Tekan Hidrolis:

Diameter tiang (D)	=	0,51 m
Panjang tiang	=	18,80 m
Beban rencana	=	150,00 ton
Beban uji (200% Beban Rencana)	=	300,00 ton

a. Grafik Beban vs Penurunan



b. Menentukan Penurunan Elastis

$$\Delta = \frac{Q_{va}L}{AE}$$

Q_w = Beban kerja = 150 ton

L = Panjang Tiang Tekan Hidrolis = 18,80 m

A = Luas penampang tiang = $0,45 \times 0,45 = 0,2025 \text{ m}^2$

E = Modulus Elastisitas Beton Tiang = $4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{42}$
 $= 30459,48 \text{ Mpa} = 30459,48 \text{ N/mm}^2 = 304,59 \text{ ton/mm}^2$

c. Menggambar Garis Keruntuhan

$x = 0,15 + D/120$; D = Diameter Tiang dalam satuan inchi

$x = 0,15 + 20/120$

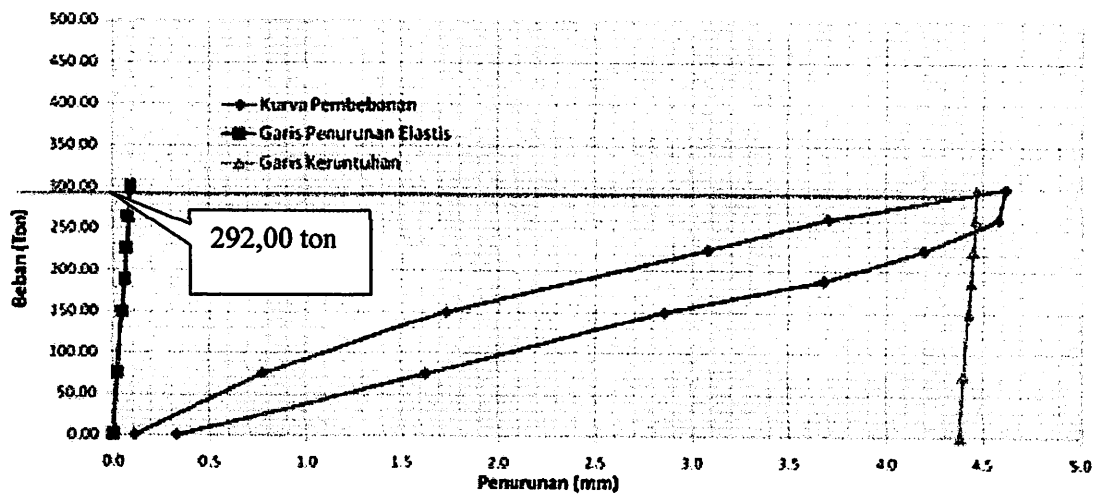
$x = 4,38 \text{ mm}$

d. Menentukan Daya Dukung *Ultimate*

Hasil perhitungan daya dukung *Ultimate* dengan Metode Davisson, disajikan pada Tabel 1 dan Gambar 4.

Tabel 1. Perhitungan Beban – Penurunan Metode Davisson

Beban (ton)	Penurunan Max (mm)	Δ (mm)	$\Delta+x$ (mm)
0	0,108	0,000	4,381
75	0,776	0,023	4,403
150	1,728	0,046	4,426
225	3,078	0,069	4,449
263	3,7	0,080	4,461
300	4,623	0,091	4,472
263	4,583	0,080	4,461
225	4,198	0,069	4,449
188	3,675	0,057	4,438
150	2,855	0,046	4,426
75	1,63	0,023	4,403
0	0,325	0,000	4,381



Gambar 4. Daya Dukung *Ultimate* dengan Metode Davisson

Berdasarkan Gambar 4, didapatkan daya dukung *Ultimate* tiang $Q_{ult} = 292,00$ ton dengan Metode Davisson.

3.2. Metode Chin (1970, 1971)

Cara perhitungan daya dukung *Ultimate* dengan Metode Chin (1970, 1971) disajikan pada Tabel 2 dan Gambar 5.

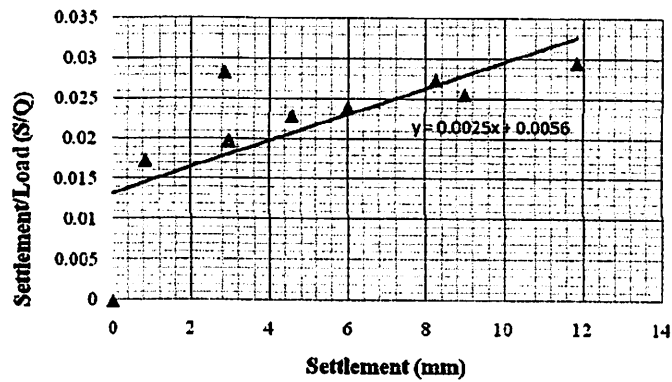
Tabel 2. Perhitungan Beban – Penurunan Metode Chin

Settlement (mm)	Load (ton)	Settlement / Load	S (x)	S/Q (y)	x ²	XY
0,000	0,000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,268	38,000	0,007	0,2680	0,0071	0,0718	0,0019
0,776	75,000	0,010	0,7760	0,0103	0,6022	0,0080
1,068	113,000	0,009	1,0680	0,0095	1,1406	0,0101
1,728	150,000	0,012	1,7280	0,0115	2,9860	0,0199
2,253	188,000	0,012	2,2530	0,0120	5,0760	0,0270
3,078	225,000	0,014	3,0780	0,0137	9,4741	0,0421
3,700	263,000	0,014	3,7000	0,0141	13,6900	0,0521
4,623	300,000	0,015	4,6230	0,0154	21,3721	0,0712
			17,4940	0,0935	54,4128	0,2323

Regresi Linier:

$$a = \frac{(\sum Y) \cdot (\sum X^2) - (\sum X) \cdot (\sum X \cdot Y)}{n \cdot \sum X^2 - (\sum X)^2} \quad b = \frac{n \cdot (\sum X \cdot Y) - (\sum X) \cdot (\sum Y)}{n \cdot \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

Diperoleh Persamaan garis lurus: $y = 0,0025x + 0,0056$



Gambar 5. Grafik Daya Dukung *Ultimate* dengan Metode Chin

Gambar 5. menunjukkan bahwa pada saat beban 300 ton, penurunan (x) = 4,623, sehingga $y = 0,0025(4,623) + 0,0056 = 0,01716$.

$$P_{ult} = 269,41 \text{ ton}$$

$$P_{izin} = 269,41/2 = 134,70 \text{ ton}$$

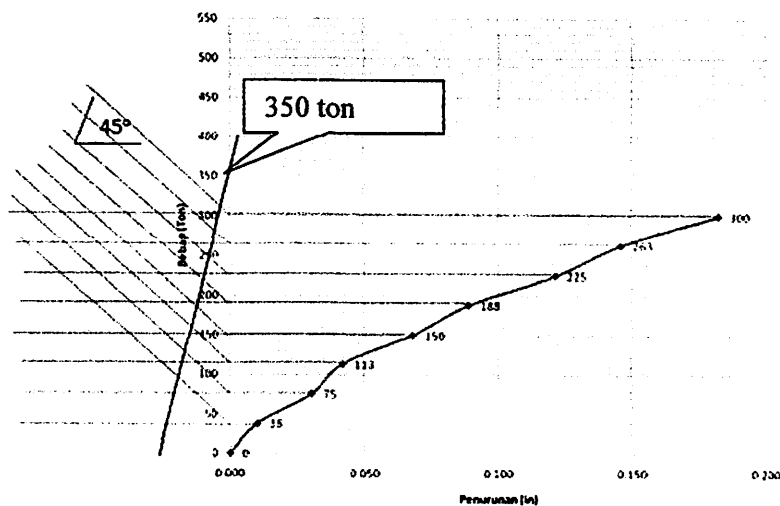
Jadi, dengan Metode Chin didapatkan daya dukung *Ultimate* sebesar 269,41 ton.

3.3. Metode Mazurkiewicz (1972)

Perhitungan daya dukung *Ultimate* dengan Metode Mazurkiewicz dapat dilihat pada Tabel 3 dan Gambar 6.

Tabel 3. Perhitungan Beban – Penurunan Metode Mazurkiewicz

<i>Settlement</i> (in)	<i>Load</i> (ton)
0,000	0,000
0,011	38,000
0,031	75,000
0,042	113,000
0,068	150,000
0,089	188,000
0,121	225,000
0,146	263,000
0,182	300,000



Gambar 6. Daya Dukung *Ultimate* dengan Metode Mazurkiewicz
Berdasarkan Gambar 6., didapatkan daya dukung *Ultimate* tiang $Q_{ult} = 350,00$ ton dengan Metode Mazurkiewicz.

3.4. Analisis dan Diskusi

Dari 3 metode interpretasi *Loading Test* yaitu Metode Davisson, Chin, dan Mazurkiewicz dihasilkan daya dukung *ultimate* tiang tekan hidrolis sebagai berikut:

1. Davisson = 292,00 ton
2. Chin = 269,41 ton
3. Mazurkiewicz = 350,00 ton

Dengan faktor keamanan (*safety factor*) = 2,00 diperoleh daya dukung *ultimate* tiang tekan hidrolis sebagai berikut:

1. Davisson = $292,00 / 2,00 = 146,00$ ton
2. Chin = $269,41 / 2,00 = 134,70$ ton
3. Mazurkiewicz = $350,00 / 2,00 = 175,00$ ton

Umumnya, nilai terbesar tidak diambil atau tidak dijadikan acuan sehingga hasil interpretasi Metode Mazurkiewicz tidak digunakan. Sisanya adalah Metode Davisson dan Metode Chin.

Diketahui: Beban kerja rencana (dari konsultan) = 150,00 ton

Maka, dari kedua metode (Davisson dan Chin) tidak ada satupun yang daya dukung izinnnya lebih besar dari beban kerja rencana yang ditetapkan oleh konsultan struktur sebagai berikut:

1. Davisson = 146,00 ton < 150,00 ton (belum memenuhi syarat)
2. Chin = 134,70 ton < 150,00 ton (belum memenuhi syarat)

Sesuai dengan rumusan dan prosedur perhitungan yang telah disampaikan, daya dukung izin pada Metode Davisson belum memenuhi syarat dalam hal ini bisa menunjukkan bahwa kedalaman tiang pancang atau tiang tekan hidrolis belum mencapai kedalaman yang seharusnya. Artinya kedalaman pemancangan belum mencapai kedalaman tiang agar memperoleh daya dukung izin yang dibutuhkan.

Sedangkan untuk Metode Chin, salah satu penyebab hasilnya belum mencapai sebagaimana beban kerja rencana kemungkinan besar disebabkan oleh karena regresi linier yang diterapkan.

4. KESIMPULAN

Dari hasil dan analisis interpretasi *Loading Test* pada Proyek Podomoro City Deli Medan, dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Untuk melaksanakan interpretasi hasil *Loading Test*, minimal perlu dilakukan dengan 3 metode, karena umumnya hasil yang terbesar tidak digunakan sehingga masih ada dua hasil lagi yang bisa dijadikan pedoman untuk mengetahui apakah daya dukung izin yang diperoleh sudah atau belum memenuhi syarat memikul beban kerja rencana.
2. Interpretasi hasil *Loading Test* dengan Metode Davisson (1972), Chin (1970, 1971), dan Mazurkiewicz (1972) merupakan metode empiris. Oleh sebab itu, diperlukan analisis yang lebih mendalam, misalnya yang memperhitungkan parameter lapisan-lapisan tanah. Analisis dengan metode elemen hingga (*finite element method*) juga dapat dilakukan sebagai pembanding.
3. Hasil interpretasi *Loading Test* pada Proyek Podomoro City Deli Medan dengan Metode Davisson, Chin, dan Mazurkiewicz belum sepenuhnya memenuhi syarat daya dukung izin untuk memikul beban kerja rencana 150,00 ton sebagaimana yang diharapkan konsultan struktur. Hal ini tampak pada hasil berikut ini:
 - a. Davisson = 146,00 ton < 150,00 ton (belum memenuhi syarat)
 - b. Chin = 134,70 ton < 150,00 ton (belum memenuhi syarat)
 - c. Mazurkiewicz = 175,00 ton (tidak diambil karena nilainya paling besar)
4. Walaupun hasil interpretasi *Loading Test* dengan Metode Davisson, Chin, dan Mazurkiewicz belum memenuhi syarat, daya dukung izin yang dihasilkan tetap dapat digunakan karena secara keseluruhan tiang pancang disatukan dalam kelompok tiang (*piles group*) dengan pondasi tika (*raft foundation*). Pemakaian pondasi tika sendiri kemungkinan besar untuk memberikan daya dukung pada bangunan sedangkan pemakaian tiang pancang kemungkinan besar untuk meminimalkan penurunan (*settlement*) yang terjadi.

Daftar Pustaka

- Anonim, ASTM D1143/81, 1994, *Annual Book of ASTM Standard*, Section Four Construction, Barr Harbor.
- Chin, F. K. "Estimation of the Ultimate Load of Piles not Carried to Failure," Proceedings 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore, 1970, pp. 81-90.
- Das, B. M., 1999, *Principles of Foundation Engineering*, Fourth Edition, PWS Publishing, California.
- Das, B. M., 2010, *Principles of Geotechnical Engineering*, Seventh Edition, Cengage Learning, Stamford.
- Davisson, M. T. "High Capacity Piles," Proceedings, Lecture Series Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Chicago, 1972, 52 pp.
- Mazurkiewicz, B. K. "Test Loading of Piles According to Polish Regulations," Royal Swedish Academy of Engineering Sciences Commission on Pile Research. Report No. 35, Stockholm, 1972, 20pp.

ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN TIANG BOR TUNGGAL DIAMETER 0,80 M DENGAN MENGGUNAKAN MODEL TANAH *SOFT SOIL* DAN *MOHR-COULOMB* PADA PROYEK HOTEL SAPADIA MEDAN

Sanjaya Aryatnie^{*)}, Roesyanto^{**)}, Rudi Iskandar^{***)}

^{*)}Alumni Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara

^{**)Dosen Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara}

^{***)}Dosen Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara

ABSTRAK

Pondasi adalah bagian terpenting dalam suatu bangunan yang memikul beban struktur yang berdiri di atasnya sehingga harus kuat dan kokoh. Studi ini menganalisis kapasitas daya dukung ultimit dan penurunan/*settlement* pada pondasi tiang bor/*bored pile* diameter 0,80 m pada hotel Sapadia Medan. Pengujian dilakukan dengan pembebanan statis/*static loading test* dan PDA (*Pile Driving Analyzer*) Test. Besar daya dukung dan penurunan pondasi dapat juga diperoleh melalui interpretasi hasil uji beban statis/*loading test*, analisis metode empiris melalui data-data yang diperoleh dari penyelidikan tanah/*soil investigation* dan uji laboratorium maupun dengan pemodelan elemen hingga. Hasil *loading test* yang diinterpretasikan dengan metode *Davisson* (1972), *Chin* (1970) dan *Mazurkiewicz* (1972), diketahui bahwa daya dukung ultimit hasil interpretasi beban statis/*loading test* dengan metode *Davisson* sebesar 480 ton dan metode *Chin* sebesar 478,41 ton paling mendekati nilai beban ultimit rencana sebesar 500 ton. Penurunan pondasi tiang bor/*bored pile* hasil pengujian beban statis/*loading test* sebesar 8,538 mm, sementara dari hasil pemodelan elemen hingga diperoleh penurunan sebesar 6,313 mm. Berdasarkan ASTM D, 1143-81, penurunan yang diijinkan sebesar 25,40 mm.

Kata kunci : Tiang bor/*bored pile*, *Loading Test*, Metode Elemen Hingga.

1. Pendahuluan

1.1. Latar Belakang

Dengan beroperasinya Bandar Udara Internasional Kualanamu pada 25 Juli 2013 yang lalu, maka akan membawa perubahan besar bagi Sumatera Utara khususnya kotamadya Medan untuk menuju kota metropolitan yang sesungguhnya. Hal ini ditandai dengan dibangunnya bangunan-bangunan pencakar langit, mulai dari Proyek Podomoro City Deli – Medan, sampai dengan berjamurnya pembangunan gedung-gedung yang dikembangkan kearah vertikal, salah satunya adalah pembangunan Hotel Sapadia yang terletak di Jalan Sisingamangaraja Medan.

Pada perencanaan pembangunan gedung bertingkat tinggi harus diperhatikan beberapa aspek penting, mulai dari aspek lingkungan, sosial, ekonomi serta aspek keamanan. Struktur bangunan yang ada di atas tanah didukung oleh sistem pondasi pada permukaan tanah. Pondasi adalah bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban yang ditopang oleh pondasi dan beratnya sendiri kedalam tanah dan batuan yang terletak di bawahnya (*Bowless*, 1988)

Proyek Hotel Sapadia Medan, dibangun di atas tanah seluas $\pm 7.360 \text{ m}^2$, terdiri dari bangunan *basement* dua lantai dan di atasnya terdiri dari 8 lantai dengan tinggi 46,35 meter dari atas permukaan tanah dan menggunakan pondasi tiang bor/*bored pile* diameter 0,80 meter dengan kedalaman 23,50 meter. Pemilihan penggunaan pondasi tiang bor/*bored pile* adalah untuk meminimalisir timbulnya gangguan terhadap lingkungan sekitarnya, mulai dari gangguan suara, getaran dan gerakan tanah disekitarnya.

1.2. Tujuan Penulisan

Untuk menganalisis besarnya daya dukung pondasi tiang bor tunggal dengan interpretasi hasil uji beban statis/*loading test* dengan metode *Davisson*, metode *Chin* dan metode *Mazurkiewicz*. Menganalisis hasil penurunan maksimum uji beban statis/*loading test* dan membandingkannya dengan metode elemen hingga dengan pemodelan *Soft Soil* dan *Mohr-Coulomb* serta menggambarannya dalam bentuk grafik.

2. Tinjauan Pustaka

Pengujian terhadap pondasi tiang bor/*bored pile* dilakukan melalui uji beban statis/*loading test* dimana

beban pengujian/test load sebesar 500 ton (2 x beban rencana/design load), tentunya setelah beton tiang bor mengeras (28 hari). Metode pengujian beban statis/loading test adalah metode yang paling akurat untuk menentukan kapasitas daya dukung ultimit pondasi tiang bor/bored pile sebagaimana yang diisyaratkan dalam ASTM D1143-81, alternatif pengujian lainnya adalah PDA (Pile Driving Analyzer) Test termasuk metode sah dalam ASTM D 4945-1996.

Tahapan pelaksanaan pengujian dapat dibagi menjadi tiga bagian, yaitu:

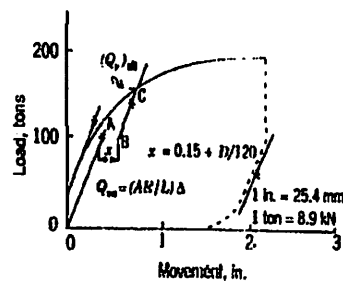
- ☐ Penentuan beban uji statis/test load sebesar 500 ton, yaitu sebesar 2 x beban rencana/design load.
- ☐ Persiapan beban uji statis, terdiri dari alat pancang Hydraulic Jacking System kapasitas 360 ton ditambah balok-balok beton sebanyak 150 buah = 155,40 ton, ditambah main beam seberat 4,336 ton, sehingga total berat sebagai beban ialah 519,736 ton.
- ☐ Pelaksanaan pengujian beban statis/loading test.

2.1. Interpretasi Uji Beban Statis/Loading Test

Setelah pelaksanaan uji beban statis/loading test selesai maka dilakukan analisa terhadap hasil uji beban statis/loading test tersebut dengan menggunakan metode *Davisson* (1972), metode *Chin* (1970) dan metode *Mazurkiewicz* (1972).

2.1.1. Metode *Davisson* (1972)

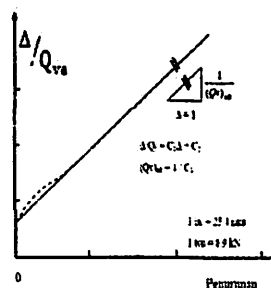
Metode *Davisson* memberikan nilai kapasitas dukung ultimit yang konservatif, sehingga metode ini sering digunakan sebagai pembandingan. Kapasitas daya dukung ultimit *Davisson* didefinisikan sebagai beban yang bersesuaian dengan besar penurunan yang melampaui pemampatan elastis tiang sebesar: $0,15 + D/120$ inchi, perpotongan garis lurus antara beban dengan penurunan merupakan daya dukung ultimit tiang (Gambar 1).



Gambar 1. Kurva interpretasi beban dengan penurunan Metode *Davisson*

2.1.2. Metode *Chin* (1970)

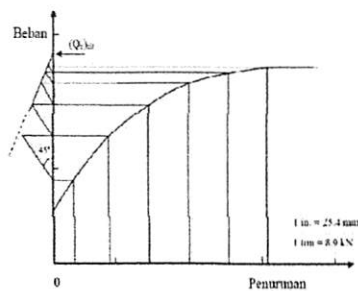
Metode ini berdasarkan anggapan bahwa hanya terjadi deformasi geser dan kurva beban dengan penurunan berbentuk hiperbola, maka grafik $\Delta/Q_{va} - \Delta$ merupakan garis lurus yang miring letaknya. Besarnya daya dukung ultimit merupakan invers slope dari garis tersebut yaitu Δ dibagi Δ/Q_{va} , perhatikan Gambar 2.



Gambar 2. Kurva interpretasi *Chin Method* (1970)

2.1.3. Metode *Mazurkiewicz* (1972)

Metode ini menjelaskan prosedur penentuan beban ultimit adalah memplot kurva beban terhadap penurunan, lalu menarik garis dari beberapa titik penurunan yang dipilih hingga memotong sumbu beban dan dari perpotongan setiap beban tersebut, dibuat garis 45° terhadap garis perpotongan berikutnya dan seterusnya. Menghubungkan titik yang terbentuk ini hingga menghasilkan sebuah garis lurus, perpotongan garis lurus dengan sumbu beban merupakan beban ultimitnya.



Gambar 3. Kurva interpretasi metode Mazurkiewicz

2.2. Metode Elemen Hingga

Dalam perhitungan penurunan pondasi tiang bor/*bored pile* dengan program elemen hingga, perlu dipahami teori tentang pemodelan tanah yang akan dipilih, kesalahan dalam pemilihan model tanah dapat mengakibatkan kekeliruan pada hasil output perhitungan yang diperoleh. Dalam penelitian ini, data yang dibutuhkan adalah mengenai parameter tanah yang didapat dari hasil penyelidikan tanah, yaitu tanah yang diperoleh dari hasil penyelidikan tanah yang dilakukan oleh Laboratorium Teknik Sipil Politeknik Negeri Medan pada proyek Pembangunan Hotel Sapadia Medan. Data yang diperoleh dijalankan dengan pemodelan *Soft Soil* untuk tanah lunak dan *Mohr-Coulomb* untuk tanah keras yang mengasumsikan perilaku tanah bersifat plastis sempurna.

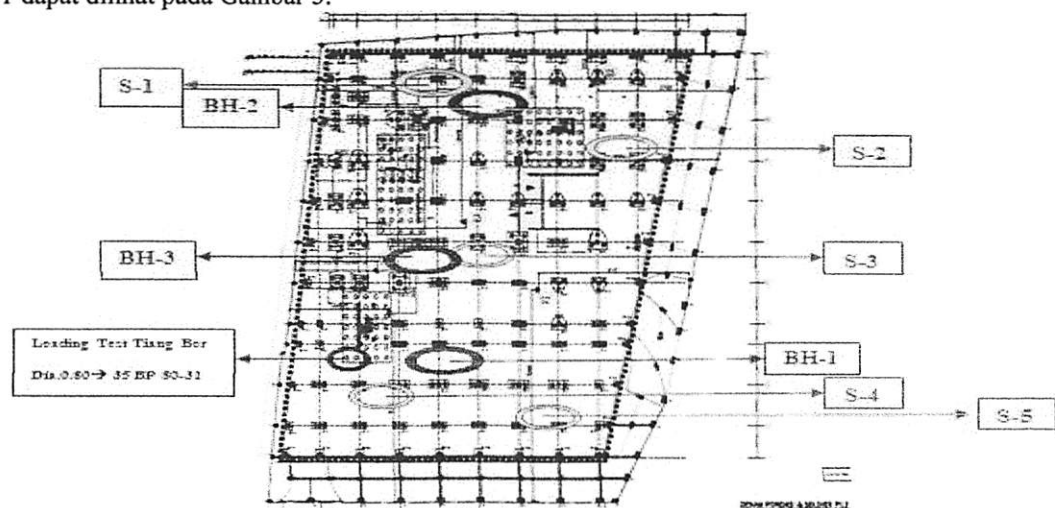
3. Metodologi Penelitian

Penelitian ini dilakukan di lokasi proyek Pembangunan Hotel Sapadia Jalan Sisimangaraja simpang Jalan Air Bersih Medan. Adapun data proyek yang diperoleh adalah data penyelidikan tanah dari Laboratorium Teknik Sipil Politeknik Negeri Medan dan data Percobaan Pembebanan Vertikal/*Compressive Loading Test* dan data *PDA (Pile Driving Analyzer) Test* dan *Capwap Analysis*. Adapun lokasi penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.



Gambar 4. Lokasi penelitian Proyek Hotel Sapadia Medan.

Untuk lokasi titik sondir (S-1, S-2, S-3, S-4, S-5), boring/SPT (BH-1, BH-2, BH-3) dan *loading test* tiang bor 35 BP 80-31 dapat dilihat pada Gambar 5.



Gambar 5. Data *loading test* pada tiang bor 35 BP.80-31, dia. 0,80 m

Untuk data tiang bor adalah dapat dilihat pada Tabel 1.

Tabel 1. Data tiang bor/bored pile BP.80-31

Jenis Tiang	Pondasi tiang bor/bored pile
Diameter Tiang	0,80 meter
Panjang Tiang	23,50 meter
Mutu Beton	K-300
Modulus Elastisitas	$4700(fc')^{0,5}$

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

Dari hasil uji beban statis/*loading test*, diperoleh data pembacaan penurunan pada BP 80-31 seperti terlihat pada Tabel 2.

Tabel 2. Hasil pembacaan uji beban statis/*loading test* pada BP.80-31

Cycle	Percent (%)	Loads (tons)	Settlement (mm)	Time (Minute)
I	0	0	0,000	0
	25	62,5	0,350	60
	50	125	0,635	60
	25	62,5	0,470	25
II	0	0	0,063	60
	50	125	0,675	20
	75	187,5	1,125	60
	100	250	1,655	60
	75	187,5	1,618	20
	50	125	1,160	20
III	0	0	0,325	60
	50	125	0,890	20
	100	250	1,813	20
	125	312,5	2,848	60
	150	375	3,668	120
	125	312,5	2,950	20
	100	250	1,945	20
	50	125	1,305	20
IV	0	0	0,440	60
	50	125	1,035	20
	100	250	2,103	20
	150	375	3,670	20
	175	437,5	3,835	60
	200	500	3,538	480
	175	437,5	3,188	720
	150	375	2,388	720
	100	250	6,625	20
	50	125	6,400	20
	0	0	5,030	720

4.1. Analisis Daya Dukung Tiang Tunggal Dengan Interpretasi Uji Beban Statis/*Loading Test*

4.1.1. Metode *Davisson* (1972)

Daya dukung ultimit tiang berdasarkan uji pembebanan statis/*loading test* menurut *Davisson* dapat dihitung dengan prosedur sebagai berikut :

- Gambarkan grafik pembebanan terhadap penurunan
- Hitung penurunan elastis tiang dengan menggunakan persamaan;

$$\frac{Se}{Q} = \frac{L}{AE}$$

di mana:

Se = penurunan elastis tiang (mm)

L = panjang tiang (m)

Q = beban yang diberikan (ton)

A = luas penampang tiang (m²)

E = modulus elastisitas tiang (ton/mm²)

Tabel 3. Hasil Perhitungan Beban Terhadap Penurunan Elastis

Beban/Load (ton)	Penurunan/Settlement (mm)
0	0,440
125	1,035
250	2,103
375	3,670
437,5	3,835
500	8,538
437,5	8,188
375	7,388
250	6,625
125	6,400
0	5,030

- a. Gambarkan dalam grafik hasil perhitungan penurunan elastis tiang
 b. Nilai x perpotongan dengan grafik penurunan terhadap beban hasil pembacaan *loading test Cycle IV*

$$x = 0,15 + (D/120)$$

di mana: D = diameter tiang (inch)

$$= 80 \text{ cm}$$

$$= 31,484 \text{ inch}$$

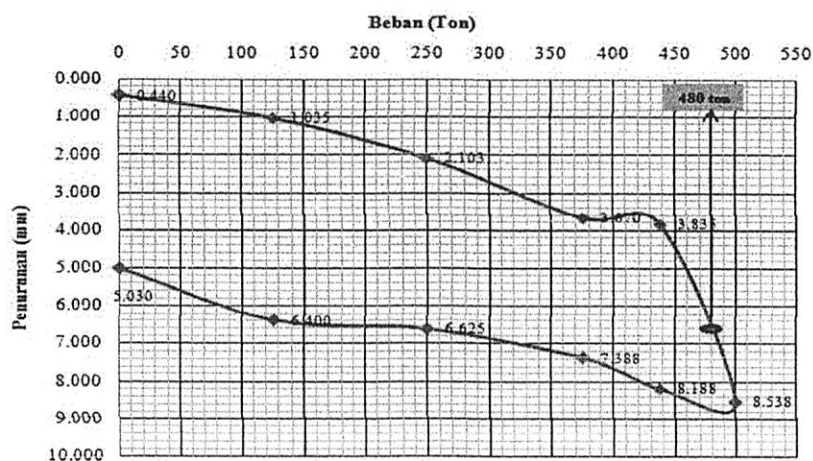
diperoleh:

$$x = 0,15 + (D/120) \text{ inchi}$$

$$= 0,15 + (31,484/120) \cdot 25,4$$

$$= 6,814 \text{ mm}$$

Dari data Tabel 3. dapat diplotkan grafik sebagai berikut:



Gambar 6. Grafik metode *Davisson* hubungan antara beban dengan penurunan

Dari grafik metode *Davisson* Gambar 6 diperoleh nilai beban ultimit sebesar: $Q_{ult} = 480 \text{ ton}$.

4.1.2. Metode *Chin* (1970)

Menurut *Chin F.K* untuk menentukan daya dukung ultimit didasarkan pada nilai *failure load* dengan model persamaan hiperbola dari *Kodner* (1963), dengan persamaan,

$$Q = \frac{s}{a+b \cdot s}$$

Persamaan tersebut kemudian dirubah oleh *Chin* menjadi persamaan garis linier menjadi

$$\frac{s}{Q} = b \cdot s + a$$

di mana:

S = penurunan tiang (mm)

Q = beban yang diberikan (ton)

a, b = konstanta

Prosedur perhitungan menurut metode *Chin*;

- Gambarkan grafik antara rasio beban terhadap penurunan (S/Q) dengan penurunan
- Hitung persamaan garis linier dengan analisa regresi
- Daya dukung ultimit = 1/b

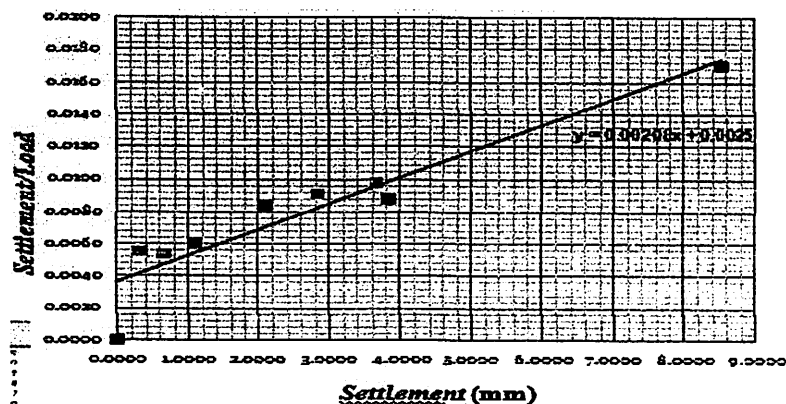
Tabel 4. Hasil Perhitungan x^2 dan xy

n	S (mm)	S/Q (mm/ton)	x^2	xy
1	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,3500	0,0056	0,1225	0,0020
3	0,6750	0,0054	0,4556	0,0036
4	1,1250	0,0060	1,2656	0,0068
5	2,1030	0,0084	4,4226	0,0177
6	2,8480	0,0091	8,1111	0,0260
7	3,6700	0,0098	13,4689	0,0359
8	3,8350	0,0088	14,7072	0,0336
9	8,5380	0,0171	72,8974	0,1458
Σ	14,6060	0,0531	42,5536	0,1255

Perhitungan persamaan garis dengan analisa regresi:

$$a = \frac{(\Sigma Y) \cdot (\Sigma X^2) - (\Sigma X) \cdot (\Sigma X \cdot Y)}{n \cdot \Sigma X^2 - (\Sigma X)^2} = 0,00250$$

$$b = \frac{n \cdot (\Sigma X \cdot Y) - (\Sigma X) \cdot (\Sigma Y)}{n \cdot \Sigma X^2 - (\Sigma X)^2} = 0,00208$$



Gambar 7. Grafik metode *Chin* hubungan antara beban dengan penurunan

Dari grafik metode *Chin* Gambar 7 diperoleh nilai beban ultimit,

$$Q_{ult} = \frac{1}{0,00208} = 478,41 \text{ ton}$$

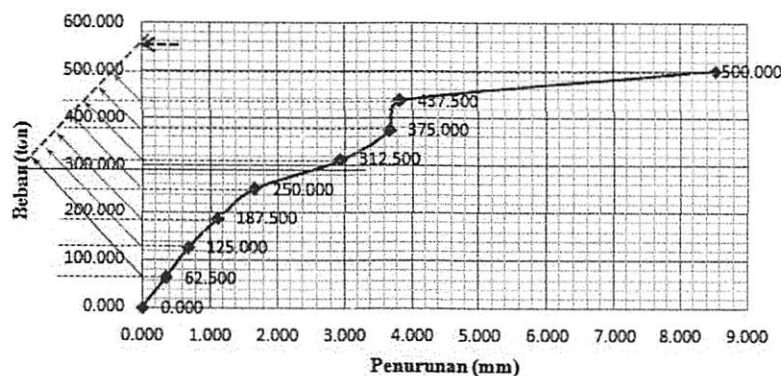
4.1.3. Metode Mazurkiewicz (1972)

Mazurkiewicz melakukan perhitungan daya dukung ultimit tiang berdasarkan uji beban statis dengan menggunakan prosedur sebagai berikut:

- Gambarkan grafik pembebanan terhadap penurunan
- Gambarkan beberapa garis vertikal dan horizontal yang memotong grafik pembebanan terhadap penurunan.
- Gambarkan garis dengan sudut 45° mulai dari perpotongan garis dengan beban sampai berpotongan dengan garis selanjutnya.
- Hubungkan titik-titik perpotongan tersebut menjadi garis lurus sampai memotong garis pembebanan.
- Perpotongan antara garis lurus dengan beban merupakan daya dukung ultimit.

Tabel 5. Data Loading Test Pembebanan Terhadap Penurunan

Beban/Load (ton)	Penurunan/Settlement (mm)
0	0,000
62,5	1,035
125	2,103
187,5	3,670
250	3,835
312,5	8,538
375	8,188
437,5	7,388
500	6,625

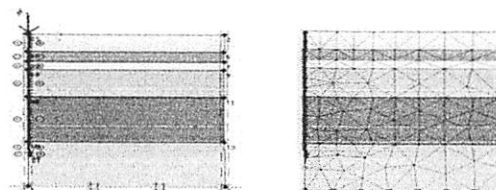


Gambar 8. Grafik metode Mazurkiewicz hubungan antara beban dengan penurunan

Dari grafik metode Mazurkiewicz Gambar 8 diperoleh nilai beban ultimit sebesar: $Q_{ult} = 540$ ton.

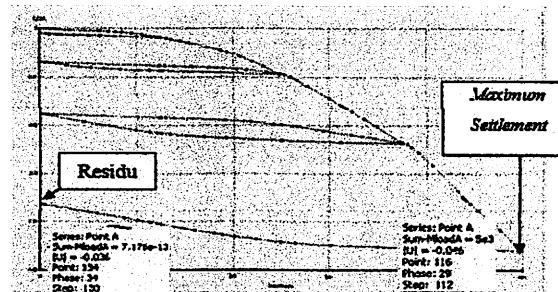
4.2. Pemodelan Elemen Hingga

Untuk perhitungan penurunan pondasi tiang bor/bored pile dengan program elemen hingga, dimana lapisan tanah dibagi menjadi 6 lapisan tanah, masing masing untuk lapisan I *sandy silt* (0,00 m - 3,50 m) → model *Mohr-Coulomb*, lapisan II *clayey silt* (3,50 m - 5,50 m) → model *Soft Soil*, lapisan III *sandy silt* (5,50 m - 7,10 m) → *Mohr-Coulomb*, lapisan IV *medium sand* (7,10 m - 12,45 m) → *Mohr-Coulomb*, Lapisan V *sand* (12,45 m - 21,20 m) → *Mohr-Coulomb*, Lapisan VI *silty sand* (21,20 m - 30,50 m) → *Mohr-Coulomb* dan satu pemodelan tiang serta pemberian beban secara bertahap. Pemodelan ini dimodelkan sesuai dengan paramater tanah lapangan dan secara garis besar dapat dilihat pada Gambar 9



Gambar 9. Pemodelan lapisan tanah, tiang dan generate mesh pada lokasi BH-1

Dengan memasukkan jenis tiang yang digunakan, jenis beban yang bekerja dan *interface reduction* (0,67 s/d 0,8) serta memasukkan nilai parameter tanah, maka akan diperoleh *active pore pressure* serta *effective stresses* dan terakhir akan muncul *curve generation* seperti terlihat pada Gambar 10.



Gambar 10. Hubungan pembebanan dengan penurunan

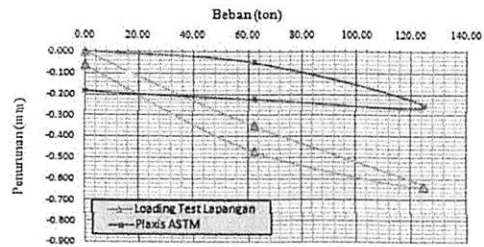
Besaran penurunan akibat pembebanan dengan pemodelan elemen hingga dalam dilihat pada Tabel 6.

Tabel 6. Hubungan beban/*loads* dan Penurunan/*Settlements* dengan Pemodelan Elemen Hingga

Cycle	Persent (%)	Load(tons)	Settlement (mm)	Time (minutes)
I	0	0	0,000	0
	25	62,5	0,052	60
	50	125	0,255	60
	25	62,5	0,223	25
II	0	0	0,184	60
	50	125	0,254	20
	75	187,5	0,685	60
	100	250	1,361	60
	75	187,5	1,331	20
	50	125	1,296	20
III	0	0	1,057	60
	50	125	1,125	20
	100	250	1,382	20
	125	312,5	2,390	60
	150	375	3,509	120
	125	312,50	3,479	20
	100	250	3,444	20
	50	125	3,225	20
IV	0	0	2,665	60
	50	125	2,732	20
	100	250	2,980	20
	150	375	3,568	20
	175	437,5	4,803	60
	200	500	6,315	480
	175	437,5	6,283	720
	150	375	6,248	720
	100	250	6,049	20
	50	125	5,509	20
	0	0	4,806	720

4.2.1. Kurva Beban vs Penurunan Cycle I beban 50%

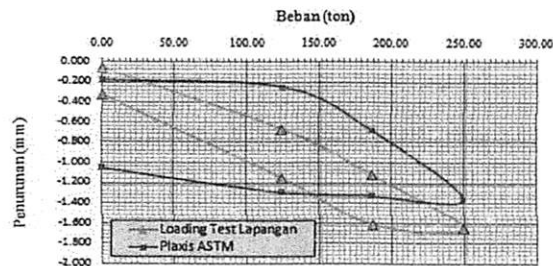
Hubungan beban dan penurunan Cycle I beban 50% antara *loading test* dan pemodelan elemen hingga dapat dilihat dalam Gambar 11.



Gambar 11. Grafik hubungan beban dan penurunan *loading test* dan pemodelan elemen hingga *Cycle I* beban 50%

4.2.2. Komparasi Kurva Beban vs Penurunan *Cycle II* beban 100%

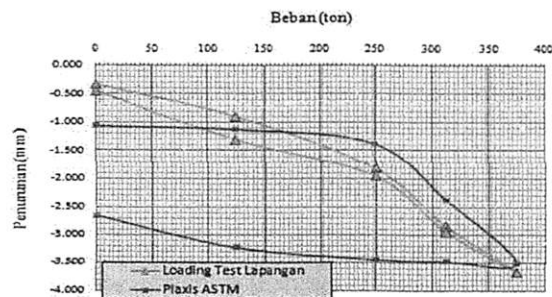
Hubungan beban dan penurunan *Cycle II* beban 100% antara *loading test* dan pemodelan elemen hingga dapat dilihat dalam Gambar 12.



Gambar 12. Grafik hubungan beban vs penurunan *loading test* dan pemodelan elemen hingga *Cycle II* beban 100%

4.2.4. Komparasi Kurva Beban vs Penurunan *Cycle III* beban 150%

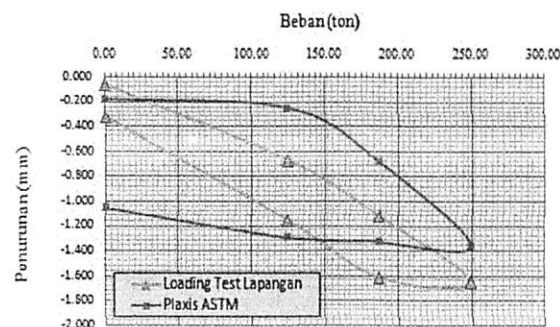
Hubungan beban dan penurunan *Cycle III* beban 150% antara *loading test* dan pemodelan elemen hingga dapat dilihat dalam Gambar 13.



Gambar 13. Grafik hubungan beban vs penurunan *loading test* dan pemodelan elemen hingga *Cycle III* beban 150%

4.2.5. Komparasi Kurva Beban vs Penurunan *Cycle IV* beban 200%

Hubungan beban dan penurunan *Cycle IV* beban 200% antara *loading test* dan pemodelan elemen hingga dapat dilihat dalam Gambar 14.



Gambar 14. Grafik hubungan beban vs penurunan *loading test* dan pemodelan elemen hingga *Cycle IV* beban 200%

4.2.6. Komparasi Hubungan Beban Dan Penurunan Maksimum Cycle I, II, III dan IV.

Berikut ini didapat penurunan maksimum yang terjadi, *rebound* elastis dan penurunan plastis yang terjadi pada Cycle I, II, III dan IV hasil *SLT* dan *FEM*.

Tabel 7. Perbandingan Hubungan Beban dan Penurunan Maksimum Hasil *Loading Test* di Lapangan dengan Hasil Pemodelan Dengan Elemen hingga

Model	Penurunan	satuan (mm)	Cycle I Beban 50% (125 ton)	Cycle II Beban 100% (250 ton)	Cycle III Beban 150% (375 ton)	Cycle IV Beban 200% (500 ton)
<i>Loading Test</i>	Penurunan Maksimum	mm	0,635	1,655	3,668	8,538
	Penurunan Plastis	mm	0,063	0,262	0,115	4,590
	Penurunan Elastis	mm	0,572	1,393	3,553	3,948
Pemodelan <i>FEM</i>	Penurunan Maksimum	mm	0,255	1,361	3,509	6,315
	Penurunan Plastis	mm	0,184	0,873	1,606	2,143
	Penurunan Elastis	mm	0,071	0,488	1,903	4,172

5. KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

- Hasil perhitungan analisis daya dukung ultimit pondasi tiang bor/bored pile sepanjang 23,50 m hasil interpretasi beban statis/*loading test* dengan metode *Davissan* paling mendekati nilai beban ultimit rencana, selanjutnya yang juga mendekati adalah metode *Chin*. Urutan hasil analisis dapat dilihat pada Tabel 8.

Tabel 8. Hasil Analisis Daya Dukung Ultimate Pondasi Tiang Bor

No	Urutan	Daya Dukung Tiang (ton)
1	Metode <i>Davissan</i> (1972)	480,00
2	Metode <i>Chin</i> (1970)	478,41
3	Uji beban statis/ <i>loading test</i>	500,00
4	Metode <i>Mazurkiewicz</i> (1972)	540,00
5	<i>PDA (Pile Driving Analyzer)</i>	586,99

- Hasil analisis penurunan maksimum terjadi pada Cycle IV beban 200% yaitu penurunan maksimum untuk uji beban statis/*loading test* sebesar 8,538 mm dan pemodelan elemen hingga sebesar 6,315 mm.
- Penurunan plastis Cycle III uji beban statis/*loading test* dipertanyakan, karena terlalu kecil. Dari perhitungan pemodelan elemen hingga, penurunan plastis Cycle I, II, III dan IV berurut semakin besar.

5.2. Saran

Dari hasil analisis disampaikan saran berupa perlunya perhatian khusus pada team pelaksanaan uji beban statis/*loading test* dimana pencatatan data penurunan saat pembebanan minimal dilakukan oleh dua orang agar dapat dilakukan cross cek hasil sehingga tidak menimbulkan keraguan seperti terlihat pada Tabel 4.6.

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J. E., 1988, *Analisa Dan Desain Pondasi 2*, Edisi Keempat Jilid 2, Jakarta.
- Das, B. M., 1995, *Mekanika Tanah 1 (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Das, B. M., 1995, *Mekanika Tanah 2 (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Iskandar, R., 1999, *Analisis Tegangan – Regangan – Waktu Pada Konsolidasi Biot Dengan Menggunakan Pemodelan Tanah Drucker – Prager*, ITB, Bandung.
- Jasa Konstruksi, PT., 2014, *Laporan Pembebanan Vertikal/Compressive Loading Test*, Proyek Gedung Hotel Sapadia, Medan.
- Lambe, W. T., Whitman R. V., 1969, *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Logan, D. L., 1992, *A First Course In The Finite Element Method*, 2nd Edition, PWS KENT Publishing, Boston..
- Manual Plaxis Version 8,2.
- Prakas, S. H., & Sharma, D., 1990, *Pile Foundations In Engineering Practice*, John Wiley And Sons, Sydney.
- Politeknik Negeri Medan, Laboratorium Teknik Sipil., 2012, *Laporan Akhir Pengujian Tanah Proyek Hotel Sapadia Medan*.
- Thomlison, M. J., 1977, *Pile Design And Construction Practice*, Viewpoint Publications.
- Wesley, L. D., 1977, *Mekanika Tanah*, Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta.

ANALISIS DAYA DUKUNG *BORED PILE* DIAMETER SATU METER DENGAN MENGGUNAKAN UJI BEBAN STATIK DAN MENGGUNAKAN MODEL TANAH *MOHR COULOMB* PADA PROYEK *PARAGON SQUARE* TANGERANG, BANTEN

Kartika Indah Sari¹⁾, Roesyanto²⁾, Rudi Iskandar²⁾

¹⁾ Alumni Departemen Tekn. Sipil USU, Jl. Perpustakaan Kampus USU, Medan

²⁾ Staf Pengajar Program Magister dan Departemen Tekn. Sipil USU, Jl. Perpustakaan Kampus USU, Medan

Abstrak

Besarnya daya dukung dari suatu pondasi tiang terutama tiang bor dapat diketahui antara lain cara pengujian *Loading Test*. Selain itu, dapat juga dengan cara menganalisis berdasarkan teori. Tujuan dari tesis ini yaitu untuk menganalisis dan membandingkan besarnya beban maksimum pondasi tiang bor dengan menggunakan analisis tiang tunggal dengan menggunakan data *bored log* dan data uji pembebanan yang diperoleh dari lapangan, serta melalui pemodelan menggunakan metode elemen hingga dengan model tanah Mohr Coulomb pada program Program Berbasis Numerik. Kemudian untuk menganalisis data-data tersebut digunakan beberapa metode, seperti metode Reese and Wright untuk menghitung data *bored hole* serta metode Davisson, Mazurkiewicz dan metode Chin untuk menganalisis data *loading test*. Besarnya daya dukung dan penurunannya yang diperoleh dari analisis tersebut kemudian dibandingkan dengan metode elemen hingga (MEH) dengan menggunakan Program Berbasis Numerik. Berdasarkan SPT1 pada *bored pile* sepanjang 22 meter diperoleh daya dukung sebesar 617,09 ton, hasil dari analisis dengan menggunakan metode Davisson diperoleh daya dukung sebesar 637,10 ton dan hasil dari analisis dengan menggunakan metode Mazurkiewicz diperoleh daya dukung sebesar 718 ton dan analisis dengan metode Chin diperoleh daya dukung sebesar 833 ton. Serta besarnya penurunan yang terjadi pada waktu beban terbesar (700 ton) hasil *loading test* di lapangan adalah 8,12 mm sedangkan penurunan yang terjadi pada pemodelan elemen hingga pada beban terbesar (700 ton) adalah sebesar 8,20 mm. Hal ini dapat dijelaskan bahwa uji pembebanan vertikal yang dilakukan memenuhi syarat ketentuan ASTM D1143/81 yakni dengan penurunan sebesar 25,4 mm. Sedangkan dari perhitungan gaya lateral yang dipikul tiang bor tunggal dengan metode Brom's diperoleh sebesar 11,906 ton dan efisiensi tiang kelompok dengan metode Converse-Labare diperoleh sebesar 0,582.

Kata Kunci : *Bored Pile*, daya dukung, penurunan tiang

1 Pendahuluan

Peningkatan jumlah penduduk menjadi suatu permasalahan yang kompleks serta sulit untuk dipecahkan, khususnya di kawasan perkotaan, terutama di kota-kota besar di Indonesia sehingga mengakibatkan kebutuhan akan lahan terus meningkat. Hal ini terjadi disebabkan oleh perkembangan pembangunan yang semakin pesat, yang mengakibatkan semakin sempitnya lahan yang tersedia. Oleh sebab itu, kebanyakan pembangunan struktur yang berupa gedung-gedung dikembangkan ke arah vertikal. Sehubungan dengan di bangunnya proyek *Paragon Square* yang berupa condominium dan letaknya di kawasan perkotaan, dimana di sekitar bangunan tersebut banyak terdapat bangunan seperti perkantoran dan supermarket, maka pemilihan pondasi tiang bor merupakan pilihan yang tepat untuk pembangunan infrastruktur tersebut guna meminimalisasi dampak yang ditimbulkan dari pada menggunakan tiang pancang.

2 Tinjauan Pustaka

Kapasitas Daya Dukung Tiang dari Data *Bore Log*

Daya dukung tiang pada tanah kohesif.

Daya dukung ujung pondasi *bored pile* (*end bearing*),

$$Q_p = q_p \times A_p \dots\dots\dots (1)$$

Dimana, Q_p = Daya dukung ultimit ujung tiang (ton)

A_p = Luas penampang pondasi tiang bor (m^2), dan

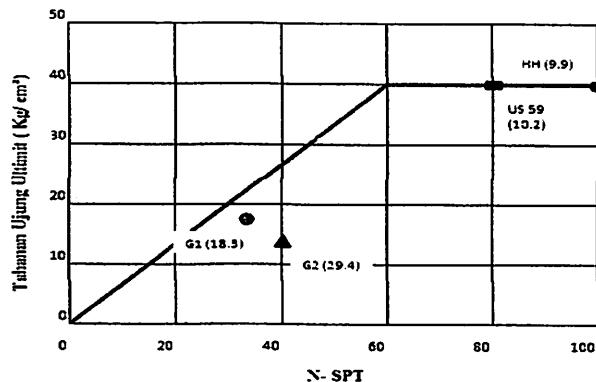
q_p = Tahanan ujung per satuan luas (ton/m^2)

Untuk Tanah Kohesif:

$$q_p = 9 C_u \quad \dots\dots\dots (2)$$

Dimana, C_u = Kohesi tanah, (ton/m^2).

Daya dukung tiang pada tanah non- kohesif.



Gambar 2.1. Daya dukung ujung *bored pile* pasir (Reese & Wright, 1977)

Dimana , Untuk $N < 60$ maka $q_p = 7 N$ (ton/m^2) < 400 (ton/m^2)

Untuk $N > 60$ maka $q_p = 400$ (ton/m^2), dan

N = Nilai rata-rata SPT

Daya dukung selimut pondasi *bored pile* (*skin friction*),

$$Q_s = f_s \cdot L \cdot P \quad \dots\dots\dots (3)$$

Dimana, Q_s = Daya dukung ultimit selimut tiang (ton)

f_s = Gesekan selimut tiang per satuan luas ($\alpha \times C_u$). (ton/m^2)

L = Panjang tiang (m), dan

P = Keliling penampang tiang (m)

Untuk Tanah Kohesif:

$$f_s = \alpha \times C_u \quad \dots\dots\dots (4)$$

Dimana, α = Faktor adhesi. ($\alpha = 0,55$)

C_u = Kohesi tanah, (ton/m^2).

Gaya Lateral

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{KD}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

Dimana, E = modulus elastisitas tiang (ton/m^2)

I = momen inersia (m^4)

D = diameter tiang (m)

k_s = modulus subgrade tanah dalam arah horizontal (ton/m^3), dimana

$$k_s = 0,67 \frac{C_u}{B} \dots\dots\dots (6)$$

$$K = \frac{k_s}{1,5} \dots\dots\dots (7)$$

K = modulus tanah (ton/m³)

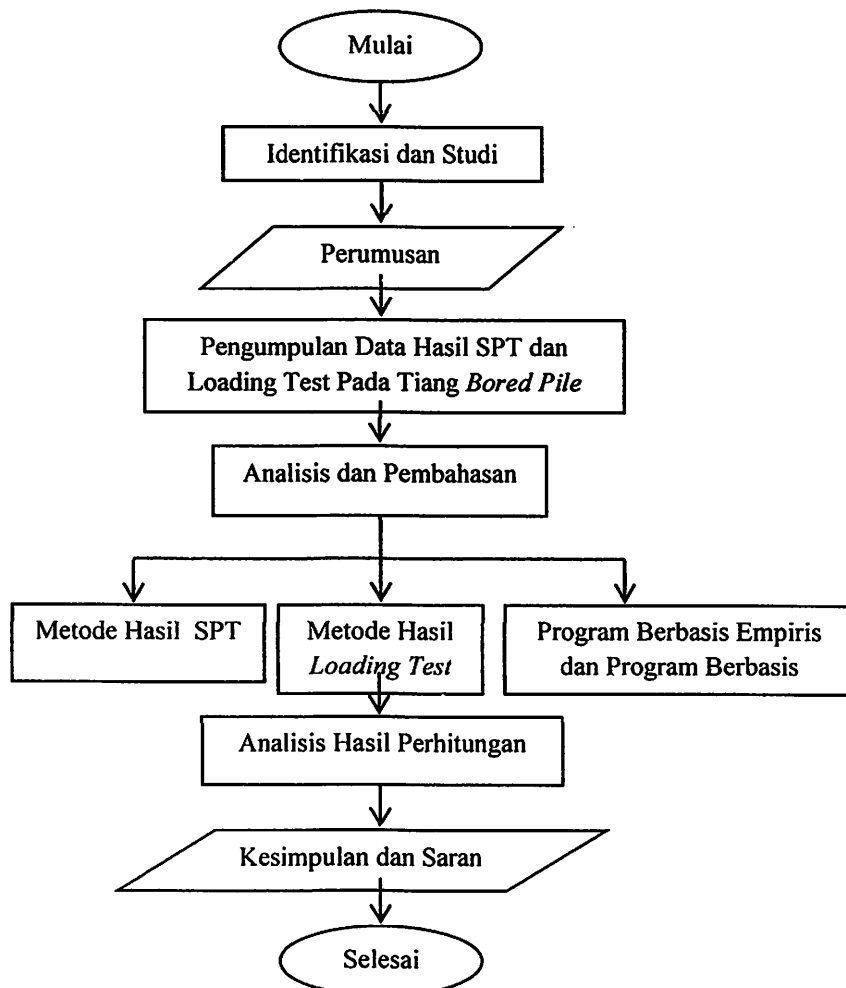
$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{h}} \dots\dots\dots (8)$$

Dimana, E = modulus elastisitas tiang (ton/m²)
I = momen inersia (m⁴)
□_h = koef.variasi modulus yang diperoleh dari hasil uji beban dimana:
□_h = 67 x C_u (dengan C_u = kohesi tanah (kN/m²))

3 Metodologi Penelitian

Penelitian ini dilakukan pada Proyek *Paragon Square* yang berada di Jl. Jend. Sudirman Km 13 No. 77 Tangerang, Banten. Penelitian ini berupa studi literatur dan mempelajari pustaka yang berkaitan dengan analisis daya dukung melalui data bore log dan *Loading Test* dengan metode *Reese and Wright*, metode *Davisson*, *Mazurkiewicz* dan metode *Chin*, penurunan (*settlement*) yang terjadi pada waktu beban terbesar saat *Loading test* yang dibandingkan dengan metode elemen hingga, serta menghitung gaya lateral dan efisiensi kelompok dari tiang *bore*. Data yang diperoleh dari lapangan berupa data sekunder.

Adapun bagan alir penelitian dapat dijelaskan dibawah ini:



Gambar 1. Diagram Alir Metodologi Penelitian

4 Hasil dan Pembahasan

Menghitung Kapasitas Daya Dukung Tiang Dari Data SPT

Perhitungan kapasitas daya dukung tiang *bored* dari data bore log dengan menggunakan metode Reese and Wright pada titik DB-1.

Data tiang *bored pile*:

$$\begin{aligned}\text{Diameter Tiang (D)} &= 100 \text{ cm} \\ \text{Luas Bored pile (A}_p\text{)} &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times (100)^2 \\ &= 7853,98 \text{ cm}^2 \\ &= 0,785714 \text{ m}^2\end{aligned}$$

1. Daya dukung ujung pondasi tiang bor pada tanah kohesif:

Untuk lapisan tanah kedalaman (10.00 m):

$$\begin{aligned}C_u &= (N\text{-SPT} \times 2/3 \times 10) \\ &= 10 \times 2/3 \times 10 \\ &= 113,33 \text{ kN/m}^2 \\ &= 11,33 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q_p &= 9 \times C_u \\ &= 9 \times 11,33 \\ &= 101,97 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_p &= q_p \times A_p \\ &= 101,97 \times 0,79 \\ &= 80,56 \text{ ton}\end{aligned}$$

2. Daya dukung ujung pondasi tiang bor pada tanah non-kohesif:

Untuk lapisan tanah kedalaman (20.00 m):

Untuk $N \leq 60$, maka $q_p = 7N \leq 400 \text{ ton/m}^2$, maka:

$$\begin{aligned}Q_p &= q_p \times A_p \\ &= 7N \times 0,79 \\ &= (7 \times 29) \times 0,79 \\ &= 159,36 \text{ ton}\end{aligned}$$

Untuk $N \geq 60$, maka $q_p = 400 \text{ ton/m}^2$, maka:

$$\begin{aligned}Q_p &= q_p \times A_p \\ &= 400 \times 0,79 \\ &= 400 \times 0,79 \\ &= 314 \text{ ton}\end{aligned}$$

3. Daya dukung selimut pondasi tiang bor pada tanah kohesif:

Untuk lapisan tanah kedalaman (10.00 m):

$$\begin{aligned}C_u &= (N\text{-SPT} \times 2/3 \times 10) \\ &= 17 \times 2/3 \times 10 \\ &= 113,33 \text{ kN/m}^2 \\ &= 11,33 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\begin{aligned}f_s &= \alpha \times C_u \\ &= 0,55 \times 11,33 \\ &= 6,23 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_s &= f_s \times L_i \times p \\ &= 6,23 \times 2 \times 3,14 \\ &= 39,12 \text{ ton.}\end{aligned}$$

4. Daya dukung selimut pondasi tiang bor pada tanah kohesif:

Untuk lapisan tanah kedalaman (20.00 m):

untuk $N < 53$, maka $f = 0,32 \text{ Ton/m}^2$

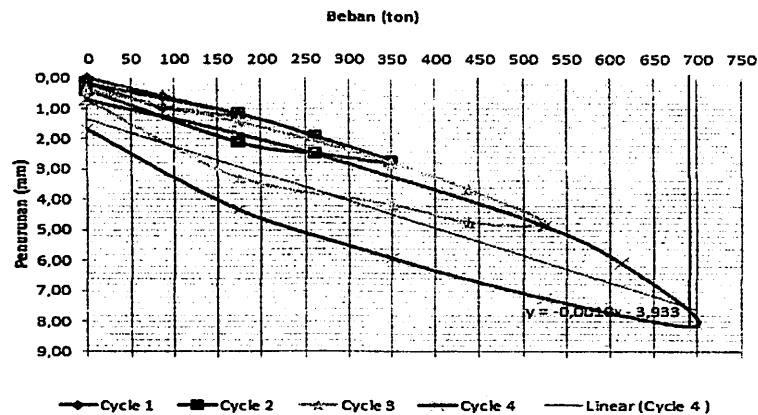
$$\begin{aligned}f_s &= 0,32 \times N\text{-SPT} \\ &= 0,32 \times 29 \\ &= 9,28 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \times L_i \times p \\
 &= 9,28 \times 2 \times 3,14 \\
 &= 58,30 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Tabel 1. Perhitungan Daya Dukung dari SPT1

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	N-SPT	Cu (kN/m ²)	α	Skin Friction (ton)		End Bearing ton	Qult ton	Qijin ton
					Local	Cumm			
0,00	Puing-puing material	0	0,000	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	Silty Clay	7	46,67	0,86	25,20	25,20	32,97	58,17	23,27
4,00	Clayey Silt	9	60,00	0,75	28,26	53,46	42,39	95,85	38,34
6,00	Clayey Silt	9	60,00	0,75	28,26	81,72	42,39	124,11	49,65
8,00	Clayey Silt	11	73,33	0,64	29,47	111,20	51,81	163,01	65,20
10,00	Clayey Silt	17	113,33	0,50	35,59	146,78	80,07	226,85	90,74
12,00	Clayey Silt	21	140,00	0,50	43,96	190,74	98,91	289,65	115,86
14,00	Clayey Silt	22	146,67	0,50	46,05	236,80	103,62	340,42	136,17
16,00	Clayey Silt	28	186,67	0,50	58,61	295,41	131,88	427,29	170,92
18,00	Silty Sand	23	-	-	46,22	341,63	12,64	354,27	141,71
20,00	Silty Sand	29	-	-	58,28	399,91	159,36	559,27	223,71
22,00	Silty Sand	31	-	-	62,30	462,21	170,55	632,55	253,02
24,00	Silty Sand	22	-	-	44,21	506,42	120,89	627,31	250,92
26,00	Sand	60	-	-	120,58	627,00	314,00	941,00	376,40
28,00	Sand	60	-	-	120,58	747,57	314,00	1061,57	424,63
30,00	Clayey Silt	29	193,33	0,50	36,42	784,00	136,59	920,59	368,23
32,00	Sandy Clayey Silt	38	253,33	0,50	47,73	831,72	178,98	1010,70	404,28
34,00	Sandy Clayey Silt	27	180,00	0,50	33,91	865,64	127,17	992,81	397,12
36,00	Clayey Silt	34	226,67	0,50	42,70	908,34	160,14	1068,48	427,39
38,00	Clayey Silt	25	166,67	0,50	31,40	939,74	117,75	1057,49	423,00
40,00	Clayey Silt	26	173,33	0,50	32,66	972,40	122,46	1094,86	437,94

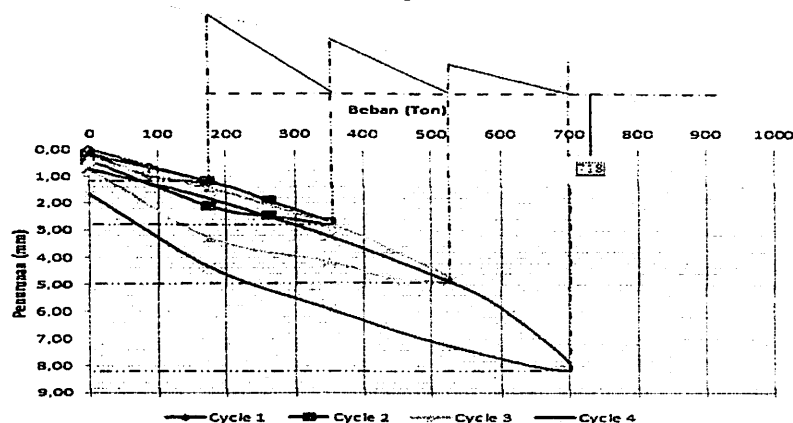
Daya Dukung Berdasarkan Data Uji Pembebanan (Loading Test) Metode Davisson



Gambar 2. Grafik Beban dengan penurunan Davisson

Dengan menggambarkan garis persamaan Q_{ult} pada kurva beban – penurunan dengan menarik garis vertikal ke arah atas di perpotongan persamaan garis dan garis loading maka diperoleh $Q_{ult} = 685 \text{ ton}$.

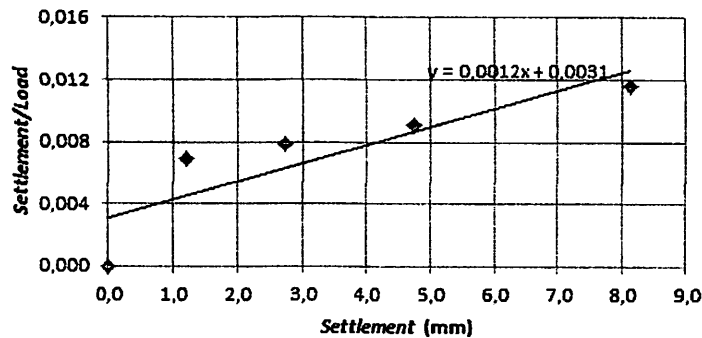
Metode Mazurkiewicz



Gambar 3. Grafik Beban dengan penurunan Mazurkiewicz (1972)

Dengan menggambarkan garis persamaan 45 pada kurva beban – penurunan dan kemudian menarik garis vertikal ke arahbawah maka diperoleh $Q_{ult} = 718$ ton.

Metode Chin



Gambar 4. Grafik Hubungan Perbandingan Penurunan dan Beban dengan Penurunan Metode Chin

Dari persamaan regresi linier pada grafik hubungan hubungan perbandingan penurunan dan beban dengan penurunan maka diperoleh $Q_{ult} = 833$ ton.

Analisis Gaya Lateral

Berdasarkan Metode Broms, maka besar gaya yang bekerja pada arah lateral adalah sebagai berikut:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{h}}$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{(20,68 \times 10^6)(0,0491)}{12000}}$$

$$T = 2,43$$

$$L \geq 4T$$

$$22 \geq 9,72 \dots \dots \text{ok (maka jenis tiang termasuk tiang panjang)}$$

a Cek keruntuhan tanah akibat beban lateral

$$M_{max} = \square dL^3 K_p = (19)(1)(22^3)(\text{tg}^2(45^\circ + 24/2)) = 479.479,44 \text{ kNm}$$

Berat sendiri tiang (W):

$$\begin{aligned} W &= q = A \cdot \delta_{\text{beton}} \\ &= (1/4)(\pi)(D^2) \cdot 30 \\ &= 23,55 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi, } M_y &= (1/8)(q)(L^2) \\ &= (1/8)(23,55)(22^2) \\ &= 1424,775 \text{ kNm} \dots (M_{max} > M_y) \end{aligned}$$

Karena besarnya $M_{max} > M_y$ ($479.479,44 \text{ kNm} > 1424,775 \text{ kNm}$), maka tidak terjadi keruntuhan tanah, sehingga gaya lateral ultimit ditentukan oleh kekuatan bahan tiang.

b. Cek keruntuhan tiang akibat momen lentur maksimum tiang

$$\begin{aligned} H_u &= \frac{2My}{e + 2f/3} \\ H_u &= \frac{2 \times 1424,775}{0 + (2 \times 0,1222 \sqrt{H_u x_3^3})} \\ H_u &= 357,17 \text{ kN} \\ H &= \frac{H_u}{3} = \frac{357,17}{3} \\ H &= 119,06 \text{ kN} \\ H &= 11,906 \text{ ton} \end{aligned}$$

Analisis Kelompok Tiang

Berdasarkan metode Converse-Labarre, maka besarnya efisiensi kelompok tiang adalah sebagai berikut:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n}$$

$$\theta = \text{Arc tg} \frac{d}{s} = \text{Arc tg} \frac{100}{130} = 37,596^\circ$$

$$n' = 2 ; m = 2$$

$$E_g = 1 - 37,596 \frac{(2-1).2 + (2-1).2}{90.2.2}$$

$$= 0,582$$

5 Pemodelan Elemen Hingga

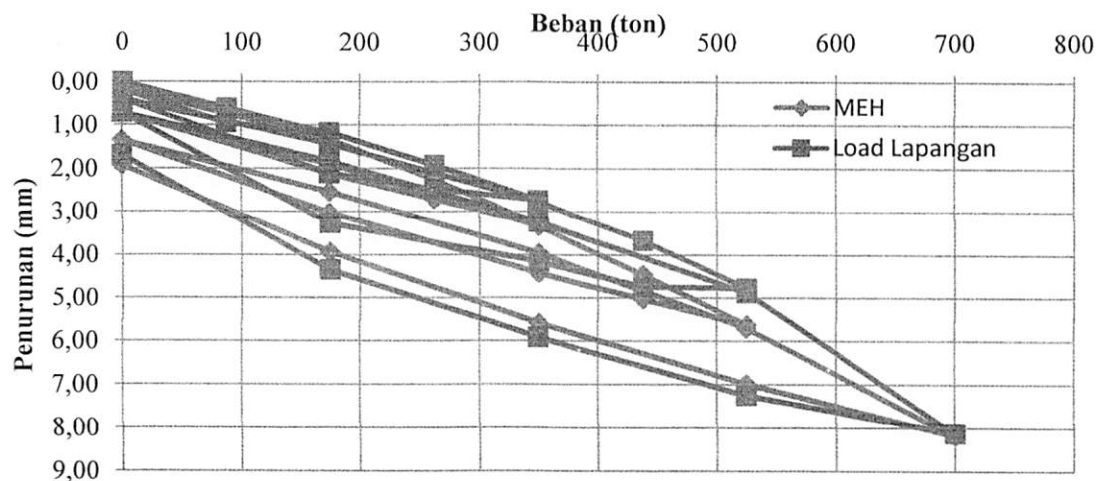
Perhitungan daya dukung tiang yang dilakukan dengan pemodelan Elemen Hingga menggunakan program berbasis numerik. Pada program berbasis numerik tanah dimodelkan dalam 12 lapisan tanah dan 1 pemodelan tiang bor dengan pembebanan yang dilakukan secara bertahap. Berikut disajikan lapisan tanah serta parameter tanah untuk pemodelan elemen hingga:

Tabel 5.1 Parameter Tanah Pada Program Berbasis Numerik

No. Lap.	Jenis Tanah	Depth (m)	N-SPT	Subsurface Condition	Muka Air Tanah (m)	γ_{wet} (kN/m ³)	γ_{dry} (kN/m ³)	K_x (m/day)	K_y (m/day)	E_s (kN/m ²)	ν	c (kN/m ²)	ϕ (°)	Ψ (°)	R_{inter}
1		2	7	Medium Stiff	0,60	19,60	17,50	0,00084	0,00084	45413	0,30	51,90	0	0	0,67
2		4	9	Stiff	-	20,40	18,21	0,00084	0,00084	64307	0,45	62,80	0	0	0,67
3	Lempung Kelempungan (Silty Clay)	4	17	Very Stiff	-	20,80	18,57	0,00084	0,00084	119497	0,40	100,50	0	0	0,67
4		2	21	Very Stiff	-	21,00	18,75	0,00084	0,00084	156652	0,40	127,00	0	0	0,67
5		4	28	Very Stiff	-	21,40	19,11	0,00084	0,00084	222916	0,40	170,00	0	0	0,67
6	Pasir Keras (Silty Sand)	4	29	Medium Dense	-	21,60	19,29	0,0044	0,0044	6284	0,35	0,00	38	18	0,67
7		2	31	Dense	-	21,80	19,46	0,0044	0,0044	6459	0,35	0,00	38	18	0,67
8	Pasir bercampur Gravel (Sand)	4	60	Very Dense	-	23,00	20,54	0,0044	0,0044	8303	0,30	0,00	42	22	0,67
9		2	60	Very Dense	-	24,00	21,43	0,0044	0,0044	8303	0,30	0,00	42	22	0,67
10	Lempung Kelempungan Keras (Sandy Silty Clay)	4	38	Hard	-	21,80	19,46	0,00058	0,00058	152358	0,40	113,00	0	0	0,67
11	Lempung Kelempungan (Silty Clay)	6	25	Very Stiff	-	21,20	19,20	0,00058	0,00058	190412	0,40	149,00	0	0	0,67
12		2	26	Very Stiff	-	21,60	19,29	0,00058	0,00058	199802	0,40	155,00	0	0	0,67

Pemodelan geometrik yang dilakukan terhadap tanah dan tiang bor merupakan pemodelan *axisymetris*, yaitu model tanah yang menggambarkan seperempat dari kondisi yang sebenarnya lalu terdapat 2 pembagian titik nodal yaitu penggunaan 6 titik nodal dan 15 titik nodal maka dipilih 15 titik nodal agar hasil penurunan yang diperoleh mendekati dengan kondisi yang ada di lapangan serta model tanah yang dipilih adalah model *Mohr Coulomb* dan selanjutnya dapat dilakukan pembentukan *mesh*, dimana model *mesh* yang dipilih adalah model elemen segitiga.

Apabila dihubungkan kurva beban – penurunan antara yang dihasilkan dari *Loading Test* di lapangan dengan kurva beban – penurunan yang dihasilkan dari Metode Elemen Hingga ASTM, maka akan menghasilkan kurva seperti yang terlihat pada Gambar 5.1 sebagai berikut:



Gambar 5.1. Kurva Hubungan Beban dan Penurunan antara *Loading Test* dengan Metode Elemen Hingga (MEH)

Dari Gambar 5.1 dapat disimpulkan bahwa penurunan yang terjadi pada waktu diberikan pembebanan yang maksimal terdapat pada waktu perhitungan metode elemen hingga ASTM hingga mencapai 8,20 mm. Akan tetapi pada saat beban maksimum tersebut di *unloading*, nilai *rebound elastic* yang dihasilkan pada waktu metode elemen hingga ASTM lebih kecil dibandingkan dengan nilai *rebound elastic* yang dihasilkan pada waktu *loading test* di lapangan.

Perbandingan besarnya penurunan yang terjadi antara metode elemen hingga ASTM dengan *loading test* di lapangan dapat dilihat pada Tabel 5.2 di bawah ini

Tabel 5.2. Perbandingan Hubungan Beban dan Penurunan antara Metode Elemen Hingga dengan Hasil *Loading Test* di Lapangan.

No.	Remark (%)	Load (Ton)	Penurunan <i>Loading Test</i> (mm)	Penurunan MEH (mm)
1	0	0,00	0,00	0,00
2	25	87,50	0,60	0,60
3	50	175,00	1,21	1,33
4	25	87,50	0,95	0,73
5	0	0,00	0,18	0,13
6	50	175,00	1,17	1,33
7	75	262,50	1,92	2,26
8	100	350,00	2,74	3,31
9	75	262,50	2,48	2,72
10	50	175,00	2,11	2,12
11	0	0,00	0,39	0,71
12	50	175,00	1,43	1,90
13	100	350,00	2,77	3,33
14	125	437,50	3,67	4,46
15	150	525,00	4,77	5,62
16	125	437,50	4,74	5,03
17	100	350,00	4,16	4,43
18	50	175,00	3,27	3,03

Tabel 5.2. Lanjutan

19	0	0,00	0,72	1,35
20	50	175,00	1,83	2,54
21	100	350,00	3,24	3,96
22	150	525,00	4,88	5,70
23	200	700,00	8,12	8,20
24	150	525,00	7,25	6,99
25	100	350,00	5,92	5,59
26	50	175,00	4,35	3,94
27	0	0,00	1,69	1,93

Hasil dari data yang diperoleh di lapangan pada saat pembebanan vertikal (*compressive Loading Test*) dimana saat pembebanan 200 % = 700 ton *test pile* mengalami penurunan sebesar 8,12 mm dan jika dimodelkan dengan pemodelan Elemen Hingga ASTM penurunan yang terjadi sebesar 8,20 mm dan angka tersebut tidak melebihi angka keamanan menurut ASTM D-1143-81 prosedur *Standard Loading Test* untuk pondasi tiang yaitu sebesar 25,4 mm.

Kesimpulan

Dari hasil penyelidikan tanah di lapangan, pemodelan Elemen Hingga dan hasil *Loading Test* dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Daya Dukung Ultimit dari titik SPT1 pada *bored pile* sepanjang 22 meter diperoleh sebesar 617,09 ton dan pada titik SPT2 sebesar 637,10 ton. Serta berdasarkan hasil daya dukung *Loading Test* nilai daya dukung ultimit untuk 3 metode diantaranya yang menggunakan metode Davisson (685 Ton), metode Mazurkiewicz (718 Ton) dan metode Chin (833 Ton).
2. Dengan menggunakan Metode Brom's daya dukung lateral pondasi tiang bor adalah 11,906 ton.
3. Dengan menggunakan metode *Converse-Labare* besarnya efisiensi tiang kelompok adalah sebesar 0,582.
4. Pada waktu diberikan beban sebesar beban maksimum (700 ton), penurunan yang lebih besar terdapat pada hasil Pemodelan Elemen Hingga (MEH) yaitu sebesar 8,20 mm, dibandingkan dengan penurunan yang terjadi hasil dari *Loading Test* di lapangan yaitu sebesar 8,12 mm.
5. Penurunan Permanen (plastis) yang terlihat pada waktu beban maksimum (200%) terbesar terdapat pada hasil Metode Elemen Hingga (MEH) yaitu sebesar 1,93 mm, sedangkan pada hasil *Loading Test* diperoleh sebesar 1,69 mm.
6. Untuk Penurunan *Rebound Maximum Elastic* yang terlihat pada waktu beban maksimum (200%) terbesar terdapat dalam hasil *Loading Test* yaitu sebesar 6,43 mm, sedangkan pada pemodelan elemen hingga diperoleh sebesar 6,27 mm.
7. Perbandingan Hasil Perhitungan antara penggunaan program berbasis empiris, *Loading Test* dan pemodelan Elemen Hingga untuk penurunan beban bahwa semakin besar beban yang diberikan, maka penurunan beban akan semakin besar juga, seperti terlihat pada waktu pemberian beban 200%. Pada program berbasis empiris penurunan yang terjadi pada saat pembebanan 200% adalah sebesar 11,75 mm, sedangkan penurunan yang terjadi pada saat *Loading Test* di lapangan adalah sebesar 8,12 mm serta berdasarkan hasil Metode Elemen Hingga besarnya penurunan pada beban maksimum (200%) adalah 8,20 mm.
8. Masukkan model yang digunakan pada program berbasis numerik hanya dapat menggunakan model tanah *Mohr Coulomb*. Hal ini disebabkan karena keterbatasan data yang diperoleh dari lapangan. Model tanah yang digunakan kurang dapat memprediksi tanah di sekitar ting bor karena tidak memiliki data laboratorium.

Daftar Pustaka

- American Standart Test Method, 2010, *Annual Book of ASTM Standart*, Section Four Construction, Barr Harbor.
- Das, B.M., 1999, *Principle of Foundation Engineering*, 4th Edition, PWS - KENT Publishing Company, Boston
- Bowles, J.E., 1998, *Analisis dan Desain Pondasi*, Jilid 2 Edisi Keempat, Erlangga, Jakarta
- Hardyatmo, H.C., 2010, *Teknik Pondasi*, jilid 1 dan 2, Penerbit Gramedia, Jakarta.
- Hardyatmo, H.C., 2010, *Mekanika Tanah*, jilid 1 dan 2, Penerbit Gramedia, Jakarta.
- Manual ALL PILE Version 6.5
- Manual PLAXIS Version 8.2
- Prakash, S.H., & Sharma, D., 1990, *Pile Foundations In Engineering Practice*, John Willey dan Sons, Inc. Canada.

FAKTOR-FAKTOR PENYEBAB KETERLAMBATAN PENYELESAIAN PROYEK SWASTA DI BIDANG KONSTRUKSI DI KOTA MEDAN

Subroto¹⁾, A. Perwira Mulia Tarigan²⁾, Syahrizal³⁾

¹⁾Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara (USU)

²⁾ Staf Pengajar Program Studi Magister dan Jurusan Teknik Sipil USU

³⁾ Staf Pengajar Program Studi Magister dan Jurusan Teknik Sipil USU

Abstrak

Keterlambatan proyek konstruksi yang dilaksanakan oleh kontraktor swasta, sangat merugikan berbagai pihak. Kota Medan yang juga merupakan salah satu kota besar di Indonesia sedang mengalami hal tersebut. Penelitian ini bertujuan mengidentifikasi faktor dominan penyebab keterlambatan proyek konstruksi. Metode survei dan kuisioner digunakan untuk melibatkan 20 kontraktor, 10 konsultan dan 10 perwakilan pemilik dalam penelitian ini. Dari 45 faktor penyebab keterlambatan, diperoleh peringkat tertinggi adalah permintaan perubahan kerja oleh pemilik proyek dengan persentase indeks kepentingan sebesar 71,84%.

Kata-kata kunci: sebab keterlambatan proyek, proyek konstruksi swasta, indeks kepentingan

1 Pendahuluan

Pertumbuhan ekonomi di bidang sektor jasa konstruksi terus mengalami peningkatan setiap tahun berdasarkan laporan Badan Pusat Statistik (BPS). Persentase PDRB sektor jasa konstruksi untuk Kota Medan tahun 2011 adalah sebesar 10,52% dan meningkat menjadi 10,99% pada tahun 2013. Tetapi Kota Medan mengalami masalah keterlambatan proyek.

Alifen (1999) [1] menyatakan hal umum yang terjadi dalam pelaksanaan pekerjaan proyek konstruksi adalah keterlambatan. Keterlambatan adalah tidak sesuai dengan waktu yang terdapat dalam jadwal yang direncanakan. Ariefasa (2012) [2] mengemukakan survei di USA yang melibatkan 193 pemilik proyek bangunan gedung, bahwa 53% dari responden menyatakan penjadwalan yang buruk akan menyebabkan keterlambatan.

Setiap tahun dilaporkan bahwa, kabupaten atau kota dalam wilayah Sumatera Utara, terjadi keterlambatan proyek (Medan Bisnis, 2014) [3]. Dalam penelitian ini, faktor-faktor penyebab keterlambatan proyek konstruksi di Kota Medan ditelaah secara detail dan sistematis.

2 Tujuan Penelitian

Penelitian ini bertujuan mencapai sasaran sebagai berikut:

- Mengidentifikasi faktor dominan penyebab keterlambatan proyek.
- Membandingkan sudut pandang kontraktor, konsultan dan pemilik mengenai faktor penyebab keterlambatan proyek konstruksi.

3 Tinjauan Pustaka

Proyek sering mengalami permasalahan, baik dari segi teknis maupun administrasi, yang pada akhirnya tidak dapat diselesaikan sesuai dengan waktu yang telah ditetapkan dalam kontrak. Salah satu sebab kesulitan dalam mengerjakan proyek adalah karena kurang dipahaminya proyek secara benar, sehingga tidak sanggup menghitung semua faktor produksi yang diperlukan. Keterlambatan adalah waktu pelaksanaan proyek yang tidak dimanfaatkan sesuai dengan rencana kegiatan sehingga menyebabkan beberapa kegiatan yang mengikuti menjadi tertunda ataupun tidak dapat diselesaikan sesuai dengan jadwal yang telah direncanakan serta memberikan pengaruh pada masalah keuangan (Ervianto, 2010) [4].

Peneliti seperti Proboyo (1999) [5] dan Braimah, (2008) [6] mengelompokkan keterlambatan bila ditinjau berdasarkan sifat dan sistem ganti rugi menjadi 4 macam, yaitu:

- Keterlambatan yang dapat dimaklumi bisa disebabkan oleh kejadian di luar kendali.
- Keterlambatan yang tidak dapat dimaklumi disebabkan oleh kelalaian atau kesalahan besar salah satu pihak.
- Keterlambatan yang mendapatkan ganti rugi, disebabkan oleh kelalaian salah satu pihak, tetapi masih dapat diterima oleh pihak lain dengan jalan membayar ganti rugi.
- Keterlambatan tidak layak mendapat ganti rugi, disebabkan tindakan atau kesalahan di luar kendali para pihak.

Banyak hal yang dapat menyebabkan waktu kegiatan bertambah, sehingga waktu penyelesaian proyek menjadi mundur. Beberapa penyebab yang dapat diidentifikasi peneliti terdahulu, baik dari lokal maupun internasional.

Penelitian internasional dilakukan oleh Assaf (2006) [7] di Saudi Arabia menguraikan 72 faktor penyebab keterlambatan dari penelitian mengenai proyek konstruksi berskala besar. Penelitian Dayi (2010) [8] di Turki menganalisis keterlambatan proyek konstruksi dan memperoleh 63 faktor penyebab. Berbeda pada Dinakar (2014) [9] yang menganalisis keterlambatan proyek di India, berhasil memperoleh 61 faktor penyebab keterlambatan.

Penelitian sejenis juga dilakukan akademisi dari tingkat nasional. Seperti Astina, et. al. (2011) [10] yang melakukan penelitian dengan fokus utama adalah Kabupaten Tabanan berhasil mendapat 55 faktor penyebab. Sedangkan penelitian Azhari, et. al. (2014) [11] mengenai pelaksanaan proyek infrastruktur di Kabupaten Aceh Jaya berhasil mengungkapkan 49 faktor penyebab. Desyllia, et. al. (2013) [12] meneliti faktor penyebab keterlambatan proyek di Surabaya dan menguraikan 38 faktor penyebab.

Penelitian Messah, et. al. (2013) [13] tentang keterlambatan proyek di Kota Kupang menguraikan 21 faktor penyebab dan penelitian Suyatno, (2010) [14] di Semarang, tentang proyek gedung berhasil memperoleh 21 faktor penyebab keterlambatan. Keseluruhan berjumlah 120 faktor penyebab keterlambatan yang pernah diungkap.

Dalam penelitian ini, menimbang lokasi dan karakteristik proyek, maka faktor-faktor penyebab tersebut dipadatkan menjadi hanya berjumlah 45 variabel yang sudah mewakili 8 kategori.

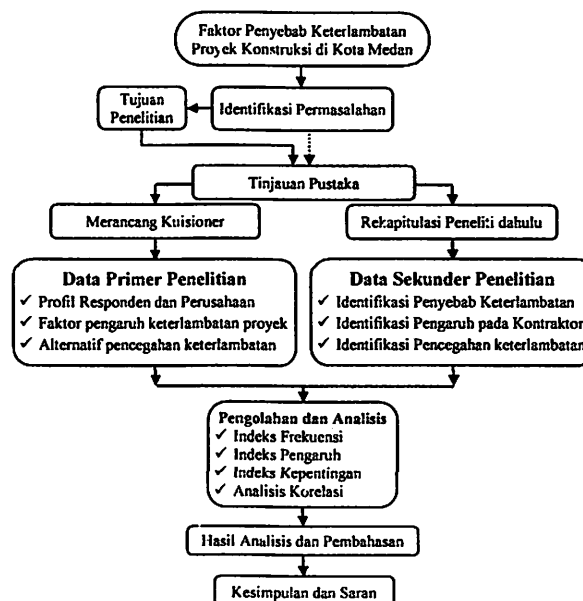
4 Metodologi Penelitian

Tahap awal dalam penelitian adalah memilih faktor penyebab keterlambatan menjadi variabel penelitian yang padat. Faktor penyebab berjumlah 45 variabel, yang diidentifikasi dari hasil kajian literatur dan diskusi dengan beberapa pihak yang terlibat dalam industri konstruksi.

Kuisiioner dikembangkan sehingga responden dapat dengan mudah menjawab setiap pertanyaan yang ada. Informasi kontraktor dan konsultan di Kota Medan diperoleh dari direktori perusahaan kontraktor yang diterbitkan oleh Badan Pusat Statistik Kota Medan untuk tahun 2014.

Kemudian kuisiioner disebarkan kepada 60 orang manajer proyek maupun manajer lapangan, dari perusahaan kontraktor, konsultan dan pemilik, dengan catatan satu perusahaan diwakili oleh satu orang yang berhubungan langsung dengan proyek.

Data dikumpulkan melalui survei, dianalisis dengan menggunakan indeks frekuensi, indeks pengaruh dan indeks kepentingan. Alur penelitian disajikan pada Gambar 1.



Gambar 1. Alur Metode Penelitian

5 Desain Kuisiioner

Data kemudian dikumpul dari hasil kuisiioner. Kuisiioner dibagi menjadi 3 bagian. Bagian pertama berhubungan dengan informasi umum mengenai perusahaan dan responden. Kontraktor, konsultan dan pemilik, diminta untuk menjawab pertanyaan yang berkaitan dengan pengalaman mereka di industri konstruksi dan pendapat mereka tentang keterlambatan proyek yang mereka laksanakan.

Sedangkan pada bagian kedua memuat daftar penyebab keterlambatan proyek konstruksi yang diidentifikasi. Faktor yang berhubungan dengan kontrak dan proyek, pemilik, kontraktor, konsultan, material, peralatan, tenaga kerja dan faktor eksternal lainnya. Setiap faktor penyebab diajukan dua pertanyaan berikut: Apa tingkatan frekuensi terjadi faktor penyebab keterlambatan? Dan apa tingkat pengaruh yang dapat ditimbulkan hingga memberikan

akibat pada proyek?

Pertanyaan tersebut dikategorikan pada skala 7 titik atas rekomendasi (Budiaji, 2013) [15]. Kategori frekuensi kejadian dimulai dari tidak pernah terjadi, sangat jarang terjadi, jarang terjadi, kadang-kadang terjadi, sering terjadi, hampir sering terjadi dan bila selalu terjadi (titik skala 1 sampai 7), sesuai perincian Tabel 1 (Vaulzan, 2012) [16].

Tabel 1: Penilaian Frekuensi (Vaulzan, 2012)

Titik Skala	Variabel Bebas (X) - Indeks Frekuensi	
	Frekuensi Kejadian	Penjelasan
1	Tidak Pernah Terjadi	Persentase kejadian 0%
2	Sangat Jarang Terjadi	Persentase kejadian 0% - 20%
3	Jarang Terjadi	Persentase kejadian 20% - 40%
4	Kadang-kadang Terjadi	Persentase kejadian 40% - 60%
5	Sering Terjadi	Persentase kejadian 60% - 80%
6	Hampir Sering Terjadi	Persentase kejadian 80% - 100%
7	Selalu Terjadi	Persentase kejadian 100%

Demikian pula kategori pengaruh yang ditimbulkan dimulai dari tidak timbul pengaruh, jarang berpengaruh, kurang pengaruh, pengaruh, cukup pengaruh, sangat berpengaruh dan terlalu berpengaruh (titik skala 1 sampai 7) sesuai dengan Tabel 2 (Vaulzan, 2012) [16].

Tabel 2: Penilaian Pengaruh (Vaulzan, 2012)

Titik Skala	Variabel Bebas (X) - Indeks Pengaruh	
	Pengaruh pada Proyek	Penjelasan
1	Tidak Timbul Pengaruh	Keterlambatan yang tidak berarti
2	Jarang Berpengaruh	Keterlambatan yang kecil < 3%
3	Kurang Berpengaruh	Keterlambatan berarti 3% - 7%
4	Berpengaruh	Keterlambatan sedang 7% - 10%
5	Cukup Berpengaruh	Keterlambatan serius 10% - 15%
6	Sangat Berpengaruh	Keterlambatan besar 15% - 20%
7	Terlalu Berpengaruh	Keterlambatan yang parah > 20%

Kemudian data diolah secara statistik untuk mendapatkan peringkat penyebab keterlambatan.

6 Teknik Analisis Data

Data penelitian memiliki perbedaan tingkat secara kuantitatif. Data ini berskala ordinal dan digunakan untuk mengukur persepsi responden terhadap faktor penyebab keterlambatan proyek konstruksi di Kota Medan. Metode analisis yang digunakan adalah sebagai berikut:

6.1 Indeks Frekuensi dan Pengaruh

Indeks frekuensi menunjukkan kemunculan dari faktor yang mempengaruhi kinerja kontraktor. Indeks pengaruh menunjukkan dampak dari setiap faktor sehingga mempengaruhi kelancaran proyek. Menghitung nilai indeks frekuensi menggunakan Persamaan 1. Sedangkan indeks pengaruh dapat menggunakan Persamaan 2. Analisis juga dilakukan Assaf, (2006) [7]; Azhari, et. al. (2014) [11], Le-Hoai, et. al. (2008) [17]; Shebob, (2012) [18]; Sweis, (2013) [19]; Alinaitwe, et. al. (2013) [20]; Nizamuddin, et. al. (2013) [21] dan Alavifar, et. al. (2014) [22].

$$F_i (\%) = \frac{\sum_{i=1}^7 (a_i \cdot n_i)}{N} * \frac{100}{7} \quad (1)$$

$$S_i (\%) = \frac{\sum_{i=1}^7 (a_i \cdot n_i)}{N} * \frac{100}{7} \quad (2)$$

di mana F_i adalah indeks frekuensi dalam persen; S_i adalah indeks pengaruh dalam persen; i adalah indeks kategori dari 1 sampai 7; a_i adalah bobot nilai respon; n_i adalah frekuensi respon muncul; N adalah jumlah responden; 7 adalah Skala Likert maksimum yang direkomendasi (Budiaji, 2013) [15].

6.2 Analisis Indeks Kepentingan

Indeks kepentingan menunjukkan hasil dari perkalian antara frekuensi dan pengaruh faktor penyebab keterlambatan. Menghitung indeks kepentingan dapat menggunakan Persamaan 3. Hasil perhitungan lengkap

disajikan pada Tabel 6.

$$I_1 (\%) = \frac{[F_1 (\%) * S_1 (\%)]}{100} \quad (3)$$

di mana I_1 adalah indeks kepentingan dengan satuan persen, berkisar antara 0 (minimum) sampai 100 (maksimum). Apabila nilai mendekati 100, maka faktor penyebab semakin berkontribusi terhadap keterlambatan proyek.

7. Hasil dan Pembahasan

7.1 Karakteristik umum responden

Responden yang mengisi dan mengembalikan kuisioner berjumlah 40 orang dengan persentase sebesar 66,67%. Kontraktor memiliki pengalaman rata-rata sekitar 21 tahun. Tapi konsultan memiliki pengalaman rata-rata sekitar 18 tahun. Teknik sampel acak strata proposional digunakan dalam pemilihan responden dari daftar yang tersedia.

Sekitar 80% kontraktor dan 100% konsultan yang berpartisipasi, menyatakan jumlah karyawan tetap yang bekerja di antara 10 sampai 30 orang. Sekitar 70% kontraktor menangani proyek, dalam 5 tahun terakhir, dengan nilai rata-rata di antara 10 sampai 25 miliar rupiah. Sedangkan konsultan dalam 5 tahun terakhir, hanya menangani proyek dengan nilai rata-rata sebesar 20 miliar rupiah.

Ada 30% kontraktor mengalami sedikitnya 3 proyek yang terlambat dalam 5 tahun terakhir. Kontraktor mengalami rata-rata keterlambatan di bawah 30 hari sebanyak 50% dan di atas 30 hari sebesar 30%. Sekitar 28,57% proyek dinyatakan tidak selesai tepat pada waktunya. Terdapat 4 dari 14 proyek yang tidak selesai tepat waktu.

Tetapi 100% konsultan yang terlibat, dalam 5 tahun terakhir, mengalami keterlambatan sebesar 20%. Sebanyak 30% konsultan mengalami waktu keterlambatan di bawah 30 hari dari batas kontrak dan 20% konsultan mengalami keterlambatan di atas 30 hari. Sekitar 27,03% proyek dinyatakan tidak selesai pada waktunya. Dari 74 proyek yang ditangani, 20 di antaranya tidak tepat waktu.

Pemilik proyek yang dipilih telah memiliki pengalaman lebih dari satu proyek. Pemilik yang berpartisipasi termasuk perusahaan yang bergerak di bidang penyulingan, pengepakan, peleburan, industri pengolahan bahan baku atau bahan jadi, kawasan pergudangan dan perkantoran.

7.2 Peringkat Penyebab Keterlambatan

Peringkat penyebab keterlambatan dari sudut pandang kontraktor, konsultan dan pemilik proyek diperoleh dari hasil indeks kepentingan. Daftar 45 faktor penyebab keterlambatan yang mewakili 8 kategori disajikan pada Tabel 5.

Tabel 5: Faktor Penyebab Keterlambatan

No	Kategori	Faktor Penyebab
X ₁	Kontrak dan proyek	Estimasi durasi kontrak pada awal pendek
X ₂	Kontrak dan proyek	Salah dan tidak sesuai dokumen rencana
X ₃	Kontrak dan proyek	Terlambat mengeluarkan dokumen rencana
X ₄	Kontrak dan proyek	Tidak jelas detail penggambaran pekerjaan
X ₅	Kontrak dan proyek	Belum rencana tidak kumpul data / survei
X ₆	Pemilik	Terlambat bayar, terhadap progres kerja
X ₇	Pemilik	Terlambat serah terima lahan pekerjaan
X ₈	Pemilik	Meminta perubahan kerja, saat konstruksi
X ₉	Pemilik	Terlambat setuju gambar dan material
X ₁₀	Pemilik	Komunikasi dan koordinasi yang buruk
X ₁₁	Pemilik	Terlambat dalam pengambilan keputusan
X ₁₂	Pemilik	Kesulitan dalam arus kas keuangan
X ₁₃	Pemilik	Mencampuri urusan proses konstruksi
X ₁₄	Pemilik	Wakil pemilik yang tidak berkompeten
X ₁₅	Kontraktor	Kesulitan aliran keuangan dan pendanaan
X ₁₆	Kontraktor	Konflik penjadwalan antara sub-kontraktor
X ₁₇	Kontraktor	Pekerjaan perbaikan terhadap kesalahan
X ₁₈	Kontraktor	Manajemen pelaksana dan pengawas buruk
X ₁₉	Kontraktor	Komunikasi dan koordinasi yang buruk
X ₂₀	Kontraktor	Rencana penjadwalan kerja tidak efektif
No	Kategori	Faktor Penyebab
X ₂₁	Kontraktor	Metode pelaksanaan konstruksi tidak tepat
X ₂₂	Kontraktor	Sub-kontraktor terlambat selesaikan kerja

X ₂₃	Kontraktor	Pengalaman belum memenuhi kualifikasi
X ₂₄	Kontraktor	Kualifikasi staf teknik tidak penuhi kriteria
X ₂₅	Konsultan	Terlambat pemeriksaan dan pengujian kerja
X ₂₆	Konsultan	Komunikasi dan koordinasi yang buruk
X ₂₇	Konsultan	Pengalaman belum memenuhi kualifikasi
X ₂₈	Konsultan	Kelalaian rencana spesifikasi dan kuantitas
X ₂₉	Bahan-bahan	Kekurangan bahan konstruksi di pasaran
X ₃₀	Bahan-bahan	Perubahan jenis dan spesifikasi material
X ₃₁	Bahan-bahan	Terlambat pengiriman material ke lapangan
X ₃₂	Bahan-bahan	Material penting rusak saat penyimpanan
X ₃₃	Bahan-bahan	Manajemen pengadaan barang yang buruk
X ₃₄	Bahan-bahan	Harga bahan konstruksi terus meningkat
X ₃₅	Peralatan	Kerusakan peralatan maupun alat berat
X ₃₆	Peralatan	Kekurangan peralatan maupun alat berat
X ₃₇	Peralatan	Efisiensi dan produktifitas alat yang rendah
X ₃₈	Tenaga Kerja	Kekurangan pekerja selesaikan proyek
X ₃₉	Tenaga Kerja	Kualifikasi pekerja tidak penuhi standar
X ₄₀	Tenaga Kerja	Produktifitas para pekerja yang rendah
X ₄₁	Kondisi Lain	Perbedaan kondisi dari inspeksi terdahulu
X ₄₂	Kondisi Lain	Lokasi proyek strategis terhadap pusat kota
X ₄₃	Kondisi Lain	Terlambat memperoleh ijin seperti IMB dll.
X ₄₄	Kondisi Lain	Bencana, banjir, gempa, gunung meletus, dll
X ₄₅	Kondisi Lain	Kecelakaan selama masa konstruksi

7.3 Kepentingan Penyebab Keterlambatan

Peringkat tertinggi dan terendah penyebab keterlambatan yang paling penting, diuraikan secara terpisah. Faktor penyebab keterlambatan berdasarkan sudut pandang kontraktor, konsultan dan pemilik proyek, disaji pada Tabel 7.

Terdapat 3 faktor penyebab yang umum dari semua pihak, yaitu perbaikan kesalahan pekerjaan kontraktor, sebelum merencana tidak melakukan pengumpulan data serta terlambat mengeluarkan dokumen perencanaan.

Perbaikan pekerjaan atas kesalahan kontraktor terjadi, dikarenakan dari pihak konsultan terlambat mengeluarkan dokumen perencanaan. Sedangkan keterlambatan mengeluarkan dokumen perencanaan disebabkan oleh pemilik yang tidak menyediakan waktu untuk mengumpulkan data dan survei awal.

Sedangkan peringkat terendah, dari seluruh pihak yang terlibat, adalah bencana alam dan kecelakaan selama masa konstruksi. Hal ini membuktikan, tidak diharapkan terjadi bencana alam dan kecelakaan kerja. Apabila tidak dapat dihindari, umumnya proyek tidak dilaksanakan atau dihentikan sementara waktu. Setiap pihak bertanggung-jawab atas konsekuensi yang terjadi, sehingga tidak akan menuntut dikemudian hari.

7.4 Peringkat Penyebab Keterlambatan

Peringkat dari faktor penyebab keterlambatan yang terkait dengan indeks frekuensi kejadian, indeks tingkat pengaruh dan indeks kepentingan oleh kontraktor, konsultan dan pemilik disajikan dalam Tabel 7.

8. Kesimpulan dan Saran

Penelitian mengenai keterlambatan proyek di Kota Medan, yang melibatkan 20 kontraktor, 10 konsultan dan 10 perwakilan pemilik, untuk mempelajari faktor penyebab keterlambatan. Hasil penelitian didapat kesimpulan berikut:

- Terdapat 45 faktor penyebab keterlambatan proyek, yang telah dikelompokkan menjadi 8 kategori dan faktor tertinggi adalah pemilik meminta perubahan kerja selama konstruksi dengan persentase sebesar 71,84%.
- Terdapat perbedaan sudut pandang terhadap faktor penyebab keterlambatan proyek, dengan peringkat tertinggi dari sudut pandang kontraktor dan konsultan adalah pemilik meminta perubahan kerja selama konstruksi. Sedangkan dari sisi pemilik adalah kontraktor kekurangan peralatan maupun alat berat.

Saran untuk mencegah keterlambatan proyek di masa depan adalah sebagai berikut:

- Pemilik proyek harus waspada dalam meminta perubahan pekerjaan serta cepat dalam mengambil keputusan.
- Kontraktor harus mengutamakan efisiensi dan efektifitas kerja, sehingga keterlambatan tidak terjadi dan optimalkan penggunaan peralatan.
- Konsultan harus periksa kelengkapan setiap dokumen perencanaan sebelum diserahkan.
- Perencana harus keluarkan dokumen rencana tepat waktu dan melakukan pengumpulan data serta survei sebelum merencanakan.

Saran yang diberikan untuk penelitian di masa depan adalah sebagai berikut:

- Penelitian untuk proyek yang lebih spesifik seperti proyek jalan, pelabuhan dan bandara udara dapat dilakukan.
- Penelitian untuk mengevaluasi kelangkaan sumber daya material dan peralatan yang dibutuhkan terhadap

- keterlambatan proyek.
- c. Penelitian sejenis dapat dilaksanakan untuk menyelidiki pengaruh pembiayaan terhadap keterlambatan dalam proyek konstruksi.

Tabel 6: Peringkat Faktor Penyebab Keterlambatan

Var	Indikator Penyebab	Koefisien		Koefisien		Koefisien	Urutan Lokal	Peringkat Global
		F _i (%)	Urutan	S _i (%)	Urutan	I _i (%)		
X ₁	Estimasi durasi kontrak pada awal pendek	49,2857	36	63,2143	30	31,1556	5	34
X ₂	Salah / tidak sesuai dalam dokumen rencana	65,7143	12	78,5714	9	51,6327	4	10
X ₃	Terlambat keluaran dokumen rencana	69,2857	6,5	80,7143	5,5	55,9235	1,5	5,5
X ₄	Tidak jelas detail penggambaran pekerjaan	66,7857	9	78,5714	9	52,4745	3	8
X ₅	Sebelum rencana, tidak kumpul data / survei	69,2857	6,5	80,7143	5,5	55,9235	1,5	5,5
X ₆	Terlambat membayar terhadap progres kerja	75,3571	4	81,4286	4	61,3622	3	4
X ₇	Terlambat serah terima lahan pekerjaan	50,0000	34	56,0714	37	28,0357	7	37
X ₈	Meminta perubahan kerja saat konstruksi	78,5714	2	91,4286	1	71,8367	1	1
X ₉	Terlambat setuju gambar dan contoh material	56,0714	25,5	65,3571	28	36,6467	4	28
X ₁₀	Komunikasi dan koordinasi yang buruk	51,0714	32	69,2857	19	35,3852	5	30
X ₁₁	Terlambat dalam pengambilan keputusan	77,1429	3	88,5714	2	68,3265	2	2
X ₁₂	Kesulitan dalam arus kas keuangan	37,8571	42	45,0000	43	17,0357	9	42
X ₁₃	Campuri urusan kerja dan proses konstruksi	46,7857	39	57,5000	36	26,9018	8	38
X ₁₄	Wakil pemilik yang tidak berkompeten	53,2143	30	61,7857	33	32,8788	6	31
X ₁₅	Kesulitan aliran keuangan dan pendanaan	66,0714	10,5	68,5714	23	45,3061	3	15
X ₁₆	Konflik penjadwalan antara sub-kontraktor	63,9286	16	66,4286	27	42,4668	4	20
X ₁₇	Pekerjaan perbaikan terhadap kesalahan	79,6429	1	81,7857	3	65,1365	1	3
X ₁₈	Manajemen pelaksana dan pengawasan buruk	63,9286	16	66,7857	25,5	42,6952	5,5	18,5
X ₁₉	Komunikasi dan koordinasi yang buruk	58,5714	22	60,7143	34	35,5612	8	29
X ₂₀	Rencana penjadwalan kerja tidak efektif	63,9286	16	66,7857	25,5	42,6952	5,5	18,5
X ₂₁	Metode pelaksanaan konstruksi tidak tepat	68,9286	8	71,4286	18	49,2347	2	12
X ₂₂	Sub-kontraktor terlambat selesaikan kerja	60,3571	20	62,5000	32	37,7232	7	26
X ₂₃	Pengalaman belum memenuhi kualifikasi	48,2143	38	51,0714	40	24,6237	10	39
X ₂₄	Kualifikasi staf teknik tidak penuhi kriteria	52,1429	31	54,2857	38	28,3061	9	36
X ₂₅	Terlanjut pemeriksaan dan pengujian kerja	50,7143	33	64,2857	29	32,6020	4	32
X ₂₆	Komunikasi dan koordinasi yang buruk	55,0000	28	68,9286	21	37,9107	3	24,5
X ₂₇	Pengalaman belum memenuhi kualifikasi	60,7143	19	72,8571	14	44,2347	2	16
X ₂₈	Kelalaian rencana spesifikasi dan kuantitas	61,7857	18	73,5714	13	45,4566	1	14
X ₂₉	Kekurangan bahan konstruksi di pasaran	58,9286	21	72,5000	15	42,7232	2	17
X ₃₀	Perubahan jenis dan spesifikasi material	49,6429	35	62,8571	31	31,2041	5	33
X ₃₁	Terlambat pengiriman material ke lapangan	64,2857	13,5	75,0000	12	48,2143	1	13
X ₃₂	Material penting rusak saat penyimpanan	56,0714	25,5	68,9286	21	38,6492	3	23
X ₃₃	Manajemen pengadaan barang yang buruk	55,0000	28	68,2143	24	37,5179	4	27
X ₃₄	Harga bahan konstruksi terus meningkat	37,5000	43	50,7143	41	19,0179	6	41
X ₃₅	Kerusakan peralatan maupun alat berat	66,0714	10,5	78,5714	9	51,9133	1	9
X ₃₆	Kekurangan peralatan maupun alat berat	64,2857	13,5	78,2143	11	50,2806	2	11
X ₃₇	Efisiensi dan produktifitas alat yang rendah	57,8571	23	72,1429	16	41,7398	3	21
X ₃₈	Kekurangan pekerja selesaikan proyek	69,6429	5	79,6429	7	55,4656	1	7
X ₃₉	Kualifikasi pekerja tidak memenuhi standar	55,0000	28	68,9286	21	37,9107	3	24,5
X ₄₀	Produktifitas para pekerja yang rendah	57,5000	24	71,7857	17	41,2768	2	22
X ₄₁	Perbedaan kondisi dari inspeksi terdahulu	48,9286	37	59,6429	35	29,1824	1	35
X ₄₂	Lokasi proyek strategis terhadap pusat kota	41,7857	40	51,4286	39	21,4898	2	40
X ₄₃	Terlambat peroleh ijin (IMB, Bea Cukai, dll)	40,3571	41	38,9286	45	15,7105	4	44
X ₄₄	Bencana, banjir, gempa, gunung meletus, dll	35,7143	44	46,0714	42	16,4541	3	43
X ₄₅	Kecelakaan selama masa konstruksi	32,8571	45	43,5714	44	14,3163	5	45

Tabel 7: Kepentingan Penyebab Keterlambatan

No	Seluruh	Kontraktor	Konsultan	Pemilik
Peringkat Tertinggi				
1	Pemilik meminta perubahan saat konstruksi	Pemilik meminta perubahan saat konstruksi	Pemilik meminta perubahan saat konstruksi	Kekurangan peralatan maupun alat berat
2	Pemilik terlambat mengambil keputusan	Pemilik terlambat membayar progres kerja	Pemilik terlambat mengambil keputusan	Kontraktor terlambat kirim bahan ke lapangan
3	Perbaikan pekerjaan kesalahan kontraktor	Pemilik terlambat mengambil keputusan	Perbaikan pekerjaan kesalahan kontraktor	Perbaikan pekerjaan kesalahan kontraktor
4	Pemilik terlambat membayar progres kerja	Kontraktor kurang pekerja selesaikan proyek	Pemilik terlambat membayar progres kerja	Komunikasi dan koordinasi kontraktor buruk
5	Terlambat mengeluarkan dokumen rencana	Perbaikan pekerjaan kesalahan kontraktor	Terlambat mengeluarkan dokumen rencana	Kelalaian rencana spesifikasi dan kuantitas
6	Sebelum rencana tidak kumpul data / survei	Sebelum rencana tidak kumpul data / survei	Salah paham dalam dokumen perencanaan	Terlambat mengeluarkan dokumen rencana
7	Kontraktor kurang pekerja selesaikan proyek	Salah paham dalam dokumen perencanaan	Tidak jelas detail penggambaran pekerjaan	Pengalaman konsultan tidak penuh kualifikasi
8	Tidak jelas detail penggambaran pekerjaan	Rusak peralatan / alat berat yang digunakan	Sebelum rencana tidak kumpul data / survei	Kontraktor kurang pekerja selesaikan proyek
9	Rusak peralatan / alat berat yang digunakan	Terlambat mengeluarkan dokumen rencana	Kontraktor kesulitan dalam aliran pendanaan	Sebelum rencana tidak kumpul data / survei
10	Salah paham dalam dokumen perencanaan	Produktifitas para pekerja yang rendah	Pemilik terlambat setuju gambar dan material	Metode pelaksanaan konstruksi tidak tepat
Peringkat Terendah				
1	Kecelakaan selama masa konstruksi	Pemilik mengalami kesulitan dalam keuangan	Kecelakaan selama masa konstruksi	Terlambat memperoleh ijin seperti (IMB, Bea Cukai, dll.)
2	Terlambat memperoleh ijin seperti (IMB, Bea Cukai, dll.)	Bencana, banjir, gempa, gunung meletus, dll	Terlambat memperoleh ijin seperti (IMB, Bea Cukai, dll.)	Lokasi proyek strategis terhadap pusat kota
3	Bencana, banjir, gempa, gunung meletus, dll	Kecelakaan selama masa konstruksi	Pemilik mengalami kesulitan dalam keuangan	Harga bahan konstruksi terus meningkat
4	Pemilik mengalami kesulitan dalam keuangan	Harga bahan konstruksi terus meningkat	Bencana, banjir, gempa, gunung meletus, dll	Kecelakaan selama masa konstruksi
5	Harga bahan konstruksi terus meningkat	Perbedaan kondisi dari inspeksi terdahulu	Produktifitas para pekerja yang rendah	Bencana, banjir, gempa, gunung meletus, dll

9 Daftar Pustaka

- [1] Alifen, R.S., Setiawan, R.S., Sunarto, A., *Analisa What If sebagai Metode Antisipasi Keterlambatan Durasi Proyek*, Jurnal Dimensi Teknik Sipil Vol.1, No.2, 103-113, September 1999 : Universitas Kristen Petra.
- [2] Ariefasa, R., (2012) , *Faktor Penyebab Keterlambatan Pekerjaan Konstruksi Bangunan Gedung Bertingkat yang Berpengaruh terhadap Perubahan Anggaran Biaya pada Pekerjaan Struktur*, Skripsi Manajemen Konstruksi Teknik Sipil - Universitas Indonesia.
- [3] Medan Bisnis, (2015) , *Walau Terlambat, IPA Sunggal dan Martubung Tetap Solusi*, (online) <http://mdn.biz.id/n/148958/> diakses terakhir tanggal 27 Maret 2015, 11:21 WIB.
- [4] Ervianto, W.I., (2010), *Manajemen Proyek Konstruksi ed. Revisi*, Andi, Yogyakarta.
- [5] Proboyo, B., (1999), *Keterlambatan Waktu Pelaksanaan Proyek : Klasifikasi Dan Peringkat dari Penyebab-Penyebabnya*, Jurnal Dimensi Teknik Sipil Vol.1, No.1, Maret 1999, Universitas Kristen Petra.
- [6] Braimah, N., (2008), *Investigation Into Use of Construction Delay and Disruption Analysis Methodologies*, Thesis for The Doctor of Philosophy Degree, University of Wolverhampton.
- [7] Assaf, S.A., Hejji, S.A., (2006), *Causes of Delay in Large Construction Projects*, *Int. Journal of Project Management* 24 p. 349-357. *Construction Eng. and Management Department*, King Fahd University of Petroleum and Minerals, Saudi Arabia.
- [8] Dayi, S., (2010), *Schedule Delay Analysis in Construction Projects : A Case Study Using Time Impact Analysis Method*, Master of Science in Building Science in Architecture Thesis, Middle East Technical University.

- [9] Dinakar, A., (2014), *Delay Analysis in Construction Project*, *Int. Journal of Emerging Technology and Advanced Eng. Website: www.ijetae.com* (ISSN 2250-2459, ISO 9001:2008 Certified Journal, Volume 4, Issue 5, May 2014).
- [10] Astina, D.C.N., Widhiawati, I.A.R., Joni, I.G.P., (2011), *Analisis Faktor-Faktor Penyebab Keterlambatan Pelaksanaan Pekerjaan Proyek Konstruksi di Kabupaten Tabanan*, *Jurnal Ilmiah Elektronik Infrastruktur Teknik Sipil*, Universitas Udayana, Denpasar.
- [11] Azhari, Aulia, T.B., Majid, I.A., *Faktor-Faktor Resiko yang Mempengaruhi Kinerja Kontraktor pada Pelaksanaan Proyek Infrastruktur di Kab. Aceh Jaya*, *Jurnal Teknik Sipil Pascasarjana Uni. Syiah Kuala* Vol.3-1, Feb'14 p.1-14 ISSN 2302-0253.
- [12] Desyllia, Chendra, F., Chandra, H.P., (2013), *Model Faktor-Faktor Penyebab dan Dampak Keterlambatan Proyek Konstruksi di Surabaya*, *Jurnal Program Studi Teknik Sipil*, Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- [13] Messah, Y.A., Widodo, T., Adoe, M.L., *Kajian Penyebab Keterlambatan Pelaksanaan Proyek Konstruksi Gedung di Kota Kupang*, *Jurnal Teknik Sipil*, Vol. II, No. 2, Sept'13, Universitas Nusa Cendana.
- [14] Suyatno, (2010), *Analisis Faktor Penyebab Keterlambatan Penyelesaian Proyek Gedung (Aplikasi Model Regresi)*, Tesis Program Pascasarjana - Uni. Diponegoro, Semarang.
- [15] Budiaji, W., *Skala Pengukuran dan Jumlah Respon Skala Likert*, *Jurnal Ilmu Pertanian dan Perikanan*, Desember 2013 Vol. 2 No. 2 Hal : 125-131, ISSN 2302-6308
- [16] Vaulzan, M., (2012) *Analisa Faktor Resiko Interface pada tahap Desain Rekayasa untuk mengatasi Keterlambatan pada PT. XYZ dengan menggunakan Regresi Linier Berganda dan Simulasi Monte Carlo*, Tesis Pascasarjana - Universitas Indonesia.
- [17] Le-Hoai, L., Lee, Y.D., Lee, J.Y., *Delay and Cost Overruns in Vietnam Large Construction Projects: A Comparison with Other Selected Countries*, *KSCE Journal of Civil Engineering*, 2008, 12(6): 367-377, Pukyong National University, Busan.
- [18] Shebob, A.A., (2012), *Development of a Methodology for Analysing and Quantifying Delay Factors Affecting Construction Projects in Libya*, *PhD Thesis*, Centre for Construction Innovation and Research, Science and Eng., Teesside University, UK.
- [19] Sweis. G.J., (2013) *Factors Affecting Time Overruns in Public Construction Projects: The Case of Jordan*, *Int. Journal of Business and Management*; Vol. 8, No. 23; 2013 ISSN 1833-3850 E-ISSN 1833-8119 Published by Canadian Center of Science and Education.
- [20] Alinaitwe, H., Apolot, R., Tindiwensi, D., *Investigation into the Causes of Delay and Cost Overrun in Uganda's Public Sector Construction Projects*, *Journal of Construction in Developing Countries*, 18(2), 33-47, 2013, Uni. Sains Malaysia.
- [21] Nizamuddin, Masimin, Madjid, I.A., *Faktor-Faktor Resiko yang Mempengaruhi Kinerja Tahap Pelaksanaan Proyek Irigasi (Studi Kasus di Provinsi Aceh)*, *Jurnal Teknik Sipil Pascasarjana Uni. Syiah Kuala* Vol.2-1, Feb'13 p. 12-25, ISSN 2302-0253.
- [22] Alavifar, A.H., Motamedi, S., *Identification, Evaluation and Classification of Time Delay Risks of Construction Project in Iran*, *Procs of the 2014 International Conference on Industrial Eng. and Operation Management*, Bali, Indonesia, 7-9 January 2014.

ANALISIS FAKTOR – FAKTOR YANG MEMPENGARUHI KINERJA WAKTU PENYELESAIAN PROYEK JARINGAN TRANSMISI PADA PERUSAHAAN KONTRAKTOR REKANAN PT. PLN (PERSERO) UNIT INDUK PEMBANGUNAN JARINGAN SUMATERA I

Alfredo Pakpahan¹⁾, Roesyanto²⁾, Syahrizal²⁾, Medis Sejahtera Surbakti²⁾

¹⁾ Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil Fakultas Teknik, Universitas Sumatera Utara

²⁾ Staf Pengajar Program Studi Magister Teknik Sipil Fakultas Teknik, Universitas Sumatera Utara

ABSTRAK

Salah satu permasalahan yang sering terjadi pada pelaksanaan proyek adalah keterlambatan penyelesaian proyek. Dari 20 kontrak proyek jaringan transmisi tahun 2008 hingga tahun 2009, terdapat 4 kontrak yang diselesaikan tidak tepat waktu, 2 kontrak diselesaikan tepat waktu (tanpa adendum perpanjangan waktu) dan sisanya 14 kontrak lagi belum selesai. Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis faktor – faktor yang mempengaruhi kinerja waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi pada perusahaan kontraktor rekanan PT. PLN (Persero) Unit Induk Pembangunan Jaringan Sumatera I. Variabel pada penelitian ini ditetapkan sebanyak 5 (lima) variabel bebas yang terdiri dari anggota tim (X1), tugas tim (X2), organisasi tim (X3), kompetensi manajer tim (X4), dan pembebasan lahan (X5), serta 1 (satu) variabel terikat yaitu kinerja waktu penyelesaian proyek. Analisis statistik dilakukan dengan menggunakan analisis regresi linear berganda dengan bantuan program SPSS. Dari hasil analisis regresi diperoleh model analisis $Y = - 2,206 + 0,103X_1 + 0,070X_2 + 0,051X_3 + 0,061X_4 + 0,049X_5 + 0,82$. Dari hasil analisis dapat ditarik kesimpulan bahwa anggota tim (X1), tugas tim (X2), organisasi tim (X3), kompetensi manajer tim (X4), dan pembebasan lahan (X5) memiliki pengaruh terhadap kinerja waktu penyelesaian proyek di PT. PLN (Persero) Unit Induk Pembangunan Jaringan Sumatera I baik secara simultan maupun parsial.

Kata kunci: Penyelesaian Proyek, Variabel Bebas, Variabel Terikat, Statistik, SPSS

1. Pendahuluan

Proyek dapat diartikan sebagai kegiatan yang berlangsung dalam jangka waktu yang terbatas dengan mengalokasikan sumber daya tertentu dan dimaksudkan untuk menghasilkan produk atau *deliverable* yang kriteria mutunya telah digariskan dengan jelas. Namun dalam prakteknya, tidak selamanya suatu proyek dapat diselesaikan sebelum atau tepat waktu.

Jaringan transmisi adalah saluran udara tenaga listrik yang berfungsi untuk menyalurkan tenaga listrik berskala besar dari pembangkit ke pusat-pusat beban dengan menggunakan tegangan tinggi maupun tegangan ekstra tinggi. Fenomena keterlambatan waktu penyelesaian dialami proyek-proyek jaringan transmisi yang dikerjakan PT. PLN (Persero) Unit Induk Pembangunan Jaringan Sumatera I (PLN UIP RING SUM I). Dari 20 kontrak proyek jaringan transmisi yang dikerjakan PLN UIP RING SUM I tahun 2008 hingga tahun 2009, terdapat 4 kontrak yang diselesaikan tidak tepat waktu, 2 kontrak diselesaikan tepat waktu (tanpa adendum perpanjangan waktu) dan sisanya 14 kontrak lagi belum selesai.

2. Tujuan Penelitian

Adapun yang menjadi tujuan dilakukannya penelitian ini yaitu:

- a. Untuk mengetahui pengaruh simultan anggota tim, tugas tim, organisasi tim, kompetensi manajer tim terhadap kinerja waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi pada perusahaan kontraktor rekanan PLN UIP RING SUM I
- b. Untuk mengetahui pengaruh parsial anggota tim, tugas tim, organisasi tim, kompetensi manajer tim terhadap kinerja waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi pada perusahaan kontraktor rekanan PLN UIP RING SUM I.

3. Tinjauan Pustaka

3.1. Kinerja Waktu Penyelesaian Proyek

Kinerja merupakan sesuatu yang dihasilkan dalam periode tertentu dengan mengacu pada standar yang ditetapkan. Kinerja waktu adalah proses dari membandingkan kerja dilapangan (*actual work*) dengan jadwal yang direncanakan. Manajemen waktu pada proyek konstruksi merupakan suatu pengendalian dan pengaturan waktu atau jadwal dalam kegiatan proyek. Standar kinerja waktu ditentukan dengan merujuk seluruh tahapan kegiatan proyek

beserta durasi dan penggunaan sumber daya. Kinerja waktu akan berimplikasi terhadap biaya, sekaligus kinerja proyek secara keseluruhan. Dampak yang sering terjadi adalah keterlambatan waktu pelaksanaan proyek yang dapat juga disertai dengan meningkatnya biaya pelaksanaan proyek tersebut.

3.2. Keterlambatan Proyek

Keterlambatan proyek dapat disebabkan dari pihak kontraktor, *owner*, perencana, pihak-pihak lainnya ataupun keadaan kahar (*force majeure*). Jenis-jenis keterlambatan proyek yang telah dilakukan oleh peneliti-peneliti sebelumnya (Al Najjar, 2008) antara lain sebagai berikut:

- 1) Keterlambatan proyek yang dapat dimaafkan (*excusable delay*), yakni keterlambatan proyek yang disebabkan oleh kejadian-kejadian diluar kendali baik oleh pemilik maupun kontraktor.
- 2) Keterlambatan proyek yang tidak dapat dimaafkan (*non excusable delay*), yakni keterlambatan proyek yang disebabkan oleh tindakan, kelalaian atau kesalahan kontraktor.
- 3) Keterlambatan proyek yang layak mendapat ganti rugi (*compensable delay*), yakni keterlambatan proyek yang disebabkan oleh tindakan, kelalaian atau kesalahan pemilik.
- 4) Keterlambatan proyek yang tidak layak mendapat ganti rugi (*non compensable delay*), yakni keterlambatan proyek yang disebabkan oleh tindakan, kelalaian atau kesalahan kontraktor.
- 5) *Critical* atau *non critical*, keterlambatan proyek ini adalah akibat dari waktu progress pelaksanaan proyek. Keterlambatan proyek yang tidak kritis (*non critical delays*), maka tidak berdampak pada skedul project. Terjadi efeknya pada kegiatan *critical path* pada skedul.
- 6) Pelaksanaan progres atau terjadinya pada waktu bersamaan (*concurrent*) atau *non concurrent*. Hal ini terjadi ketika pemilik dan kontraktor yang bertanggung jawab atas penyebab keterlambatan pekerjaan proyek.

3.3. Faktor-Faktor yang Mempengaruhi Kinerja Waktu Penyelesaian Proyek

Pada pelaksanaan proyek, beberapa hal yang tidak diharapkan dan tidak diantisipasi dapat terjadi dan mempengaruhi waktu penyelesaian yang dibutuhkan. Keterlambatan suatu kegiatan akan dapat menjadikan keterlambatan proyek secara keseluruhan. Beberapa alasan yang dikemukakan sehingga menyebabkan waktu penyelesaian proyek terlambat adalah cuaca buruk, kualitas dan kemampuan kontraktor, sulitnya pembebasan lahan, *force majeure*, dan masih banyak lagi penyebab lainnya yang dapat mengakibatkan keterlambatan proyek.

3.4. Variabel – variabel Tim Proyek

Stott *et al.* (1995) menjelaskan bahwa tim proyek adalah suatu kelompok yang biasanya bersifat sementara dan dipakai pada suatu periode terbatas untuk memecahkan masalah-masalah yang spesifik atau untuk mengembangkan produk baru. Tim tersebut bertanggung jawab atas perencanaan dan pelaksanaan pekerjaan di lapangan.

3.5. Pembebasan Lahan

Pembebasan lahan berdasarkan adalah merupakan suatu kegiatan melepaskan hubungan hukum yang semula terdapat di antara pemegang hak/penguasa atas tanahnya dengan cara memberikan ganti rugi. Salah satu kendala utama dalam penyelesaian proyek jaringan transmisi di PLN adalah pembebasan lahan. Hal ini sangat menghambat kinerja waktu penyelesaian proyek- proyek PLN di seluruh Indonesia. Beberapa kendala yang dihadapi dalam pembebasan lahan di antaranya adalah sebagai berikut :

- a. Alas hak kepemilikan tanah tidak jelas
- b. Sengketa kepemilikan
- c. Pemilik enggan melepas tanah miliknya

3.6. Analisis Regresi Linier Berganda

Regresi linier berganda adalah analisis regresi yang menjelaskan hubungan antara peubah respon (*dependent variabel*) dengan faktor-faktor yang mempengaruhi lebih dari satu prediktor (*independent variabel*). Regresi linier berganda hampir sama dengan regresi linier sederhana, hanya saja pada regresi linier berganda variabel bebasnya lebih dari satu variabel penduga. Tujuan analisis regresi linier berganda adalah untuk mengukur intensitas hubungan antara dua variabel atau lebih.

3.7. Model Analisis Data

Model analisis data dalam penelitian ini ditransformasikan dari persamaan regresi linier berganda yang secara matematis diformulasikan sebagai berikut:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 + \beta_4 X_4 + \beta_n X_n$$

Dimana:

- | | |
|-------------------------|----------------------|
| Y | = variabel terikat. |
| β_0 | = Konstanta. |
| $\beta_1 \dots \beta_n$ | = koefisien regresi. |
| $X_1 \dots X_n$ | = variabel bebas. |

4. Metode Penelitian

Jenis penelitian yang dilakukan dalam penelitian ini adalah penelitian kuantitatif yang berdimensi hubungan kausal yaitu penelitian yang dilakukan untuk dapat memperoleh fakta dari fenomena yang ada dan mencari keterangan secara faktual tentang hubungan dan pengaruh suatu variabel terhadap variabel lainnya. Hubungan kausal (*causal effect*) dimaksud dalam penelitian ini adalah hubungan kausal (*causal effect*) antara variabel bebas yang terdiri dari anggota tim, tugas, kompetensi manajer tim, dan pembebasan lahan terhadap variabel terikat yaitu waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi pada perusahaan kontraktor rekanan PT. PLN (Persero) UIP RING SUM I.

4.1. Operasionalisasi Variabel Penelitian

Operasional Variabel penelitian dapat dilihat pada Tabel 1. berikut

Tabel 1. Operasional Variabel penelitian

N O	Variabel	Indikator	Skala Ukur
1	Waktu Penyelesaian Proyek (Y)	Lamanya waktu penyelesaian proyek	Skala Likert 1-6
2	Anggota Tim (X_1)	1. Kerjasama 2. Peran serta 3. Semangat 4. Motivasi berprestasi	Skala Likert 1-6
3	Tugas Tim (X_2)	1. Teknis 2. Mutu 3. Inovasi 4. Adaptasi perubahan	Skala Likert 1-6
4	Organisasi Tim (X_3)	1. Tujuan 2. Budaya 3. Kemampuan analisis 4. Strategi	Skala Likert 1-6
5	Kompetensi Manajer Tim (X_4)	1. Pengetahuan 2. Keahlian 3. Sikap dan Perilaku	Skala Likert 1-6
6	Pembebasan Lahan (X_5)	1. Perhitungan Kompensasi. 2. Pembayaran Kompensasi. 3. Proses relokasi 4. Penyelesaian Konflik Vertikal 5. Penyelesaian konflik horizontal 6. Penyelesaian konflik dengan Pemda	Skala Likert 1-6

4.2. Lokasi dan Waktu Penelitian

Penelitian ini dilakukan di PT. PLN (Persero) Unit Induk Pembangunan Jaringan Sumatera I. Penelitian dilaksanakan terhitung mulai bulan Mei 2012 sampai dengan selesai.

4.3. Populasi dan Sampel

Populasi dalam penelitian ini adalah anggota tim kontraktor – kontraktor yang melakukan perikatan/kontrak kerja proyek jaringan transmisi PT. PLN (Persero) UIP Ring Sum I yang berjumlah 109 orang.

4.4. Metode Pengumpulan Data

Jenis data yang digunakan dalam penelitian ini adalah data primer dan data sekunder. Data primer adalah data yang didapatkan langsung dari responden dengan menggunakan kuisioner. Data sekunder diperoleh dari perpustakaan, baik berupa buku-buku literatur, jurnal, maupun data yang disimpan di *CD-ROM*. Data sekunder dalam penelitian ini digunakan untuk mengisi kebutuhan akan tujuan khusus pada beberapa hal, dan sebagai bagian terpadu dari sebuah penelitian yang besar. Data dari sumber sekunder membantu memutuskan apa kebutuhan penelitian selanjutnya yang perlu dilakukan sekaligus menjadi sumber hipotesis.

4.5. Uji Validitas dan Reliabilitas Instrumen Penelitian

Uji kualitas data dalam penelitian dilakukan dengan menggunakan uji validitas dan reliabilitas instrumen merupakan uji yang digunakan untuk menguji layak atau tidak layaknya suatu instrumen penelitian dijadikan sebagai sumber data dalam suatu penelitian. Uji validitas dan reliabilitas dilakukan terhadap 30 responden yang diambil dari sampel penelitian. Hasil uji validitas dapat dilihat pada Tabel 2 di bawah ini.

Tabel 2. Hasil uji validitas.

Variabel	Instrumen	r_{hitung}	r_{tabel}	Kriteria
Anggota Tim (X_1)	1	0.821	0.349	Valid
	2	0.699	0.349	Valid
	3	0.823	0.349	Valid
	4	0.539	0.349	Valid
Tugas Tim (X_2)	1	0.751	0.349	Valid
	2	0.747	0.349	Valid
	3	0.670	0.349	Valid
	4	0.842	0.349	Valid
Organisasi Tim (X_3)	1	0.819	0.349	Valid
	2	0.681	0.349	Valid
	3	0.805	0.349	Valid
	4	0.799	0.349	Valid
Kompetensi Manajer Tim (X_4)	1	0.677	0.349	Valid
	2	0.813	0.349	Valid
	3	0.796	0.349	Valid
Pembebasan Lahan (X_5)	1	0.695	0.349	Valid
	2	0.708	0.349	Valid
	3	0.659	0.349	Valid
	4	0.667	0.349	Valid
	5	0.656	0.349	Valid
	6	0.641	0.349	Valid

Uji reliabilitas digunakan untuk mengetahui instrumen penelitian yang dipakai dapat digunakan berkali-kali pada waktu yang berbeda. Pengujian dilakukan dengan menggunakan teknik *cronbach alpha*. Dimana suatu instrumen dapat dikatakan reliabel bila memiliki koefisien keandalan atau *alpha* sebesar: (a) <0,6 tidak reliabel, (b) 0,6-0,7 *acceptable*, (c) 0,7-0,8 baik, dan (d) >0,8 sangat baik (Sekaran, 2002). Hasil uji reliabilitas instrumen penelitian dalam penelitian ini ditunjukkan pada Tabel 3 di bawah ini.

Tabel 3. Hasil uji reliabilitas instrumen penelitian

Variabel Penelitian	Nilai Cronbach's Alpha
Anggota Tim (X ₁)	0,694
Tugas Tim (X ₂)	0,742
Organisasi Tim (X ₃)	0,781
Kompetensi Manajer Tim (X ₄)	0,643
Pembebasan Lahan	0,756

Tabel 3. di atas menunjukkan bahwa nilai *cronbach's alpha* keseluruhan variabel penelitian dalam penelitian ini lebih > 0.60, sehingga keseluruhan variabel bebas dalam penelitian dinyatakan reliabel.

4.6. Metode Analisis Data

Analisis data dilakukan dengan analisis statistik deskriptif dan analisis statistik inferensial. Analisis statistik deskriptif dilakukan dengan meringkas data secara baik dan teratur agar mendapatkan gambaran yang lebih jelas tentang sekumpulan data yang diperoleh baik mengenai sampel atau populasi. Analisis statistik inferensial dengan uji asumsi klasik yang meliputi uji normalitas, uji heterokedastisitas dan uji multikolinieritas. Uji normalitas bertujuan untuk menguji apakah dalam model regresi, variabel terikat dan variabel bebas keduanya mempunyai distribusi normal atau tidak. Model regresi yang baik adalah memiliki distribusi data normal atau mendekati normal.

Pengujian normalitas dalam penelitian ini menggunakan pendekatan *Kolmogorov-Smirnov Test*. Suatu data dikatakan berdistribusi secara normal apabila nilai *Asymp. Sig. (2-tailed)* lebih besar dari α 5%. Penyimpangan uji asumsi klasik ini adalah adanya gejala heterokedastisitas, artinya varians variabel dalam model tidak sama. Konsekuensi dari adanya gejala heteroskedastis adalah penaksir yang diperoleh tidak efisien, baik dalam sampel besar maupun kecil walaupun penaksir diperoleh menggambarkan populasinya dalam arti tidak bias. Untuk mendeteksi ada tidaknya heterokedastisitas dalam penelitian ini dilakukan dengan uji Glejser. Suatu data dikatakan terbebas dari penyimpangan heterokedastisitas apabila secara statistik variabel bebas tidak berpengaruh signifikan terhadap variabel terikat *Absolut Ut (AbsUt)*. Pengujian asumsi ini untuk menunjukkan adanya hubungan linear antara variabel-variabel bebas dalam model regresi maupun untuk menunjukkan ada tidaknya derajat kolinearitas yang tinggi diantara variabel-variabel bebas. Jika antar variabel bebas berkorelasi dengan sempurna, disebut multikolinearitasnya sempurna (*perfect multicollinearity*), yang berarti model kuadrat terkecil tersebut tidak dapat digunakan. Indikator untuk mendeteksi ada tidaknya multikolinearitas adalah menguji asumsi tersebut dengan uji korelasi antar variabel independen dengan matriks korelasi.

Menurut Ghozali (2003), bahwa ada atau tidaknya multikolinearitas dapat diketahui dengan menganalisis nilai *tolerance* serta *Variance Inflation Factor (VIF)*. Suatu variabel dikatakan terbebas dari asumsi multikolinieritas apabila nilai *VIF* >1,0 dan nilai *tolerance* <1,0. Nugroho (2005) membatasi nilai *VIF* tidak lebih dari 10 dan nilai *tolerance* tidak kurang dari 0,1.

4.7. Model Analisis Data

Model analisis data dalam penelitian ini ditransformasikan dari persamaan regresi linier berganda diformulasikan sebagai berikut:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 + \beta_4 X_4 + \beta_5 X_5$$

Dimana:

Y = Kinerja waktu penyelesaian proyek.

β_0 = Konstanta.

- $\beta_1 \dots \beta_5$ = koefisien regresi.
- X_1 = Anggota tim.
- X_2 = Tugas tim.
- X_3 = Organisasi tim.
- X_4 = Kompetensi manajer tim.
- X_5 = Pembebasan Lahan.

4.8. Pengujian Hipotesis

Pengujian hipotesis dilakukan dengan uji F – statistik dan Uji Parsial. Uji F-statistik digunakan untuk menguji besarnya pengaruh dari seluruh variabel independen secara bersama-sama atau simultan terhadap variabel dependen. Untuk pengujian dalam penelitian ini digunakan program SPSS 17.0. Untuk menentukan nilai F tabel, tingkat signifikansi yang digunakan sebesar 5 % dengan perumusan hipotesis statistik:

- a. $H_0 : \beta_1 = \beta_2 = \dots \beta_5 = 0$, artinya variabel bebas secara simultan (bersama-sama) tidak berpengaruh signifikan terhadap variabel terikat.
- b. $H_a : \beta_1 = \beta_2 = \dots \beta_5 \neq 0$, artinya variabel bebas secara simultan (bersama-sama) berpengaruh signifikan terhadap variabel terikat.

Dengan kaidah pengambilan keputusan:

- a. Terima H_0 , jika koefisien F hitung signifikan pada taraf lebih besar dari 5% (lihat taraf signifikansi pada output ANOVA).
- b. Tolak H_0 , jika koefisien F hitung signifikan pada taraf lebih kecil atau sama dengan 5% (lihat taraf signifikansi pada output ANOVA).

Uji Parsial (Uji t) digunakan untuk menguji koefisien regresi secara parsial dari variabel independennya. Untuk pengujian dalam penelitian ini digunakan program SPSS 17.0. Untuk menentukan nilai t-statistik tabel, ditentukan dengan tingkat signifikansi 5% dengan derajat kebebasan $df = (n-k-1)$, dimana n adalah jumlah observasi dan k adalah jumlah label. Perumusan statistik yang digunakan:

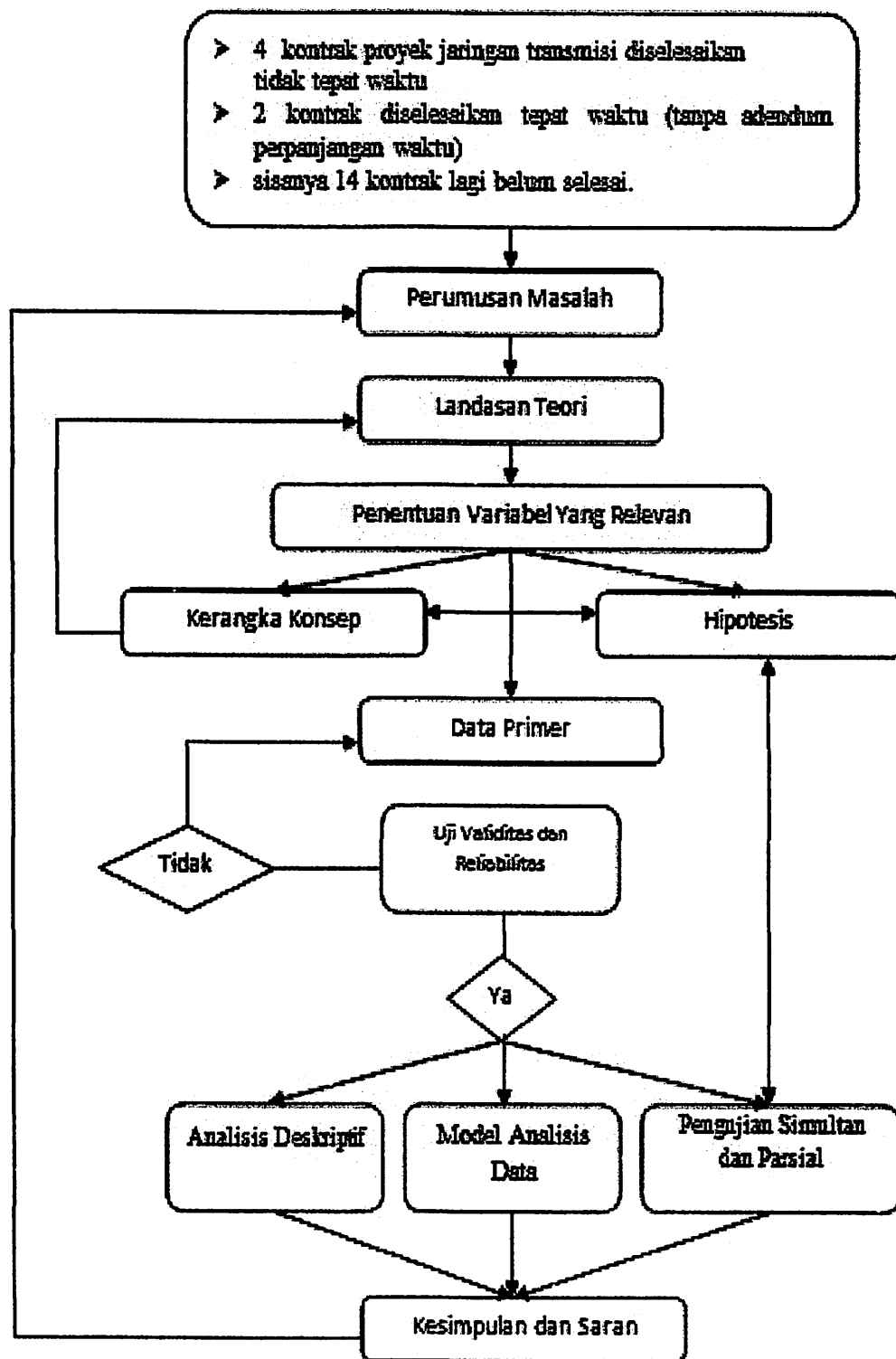
- a. $H_0 : \beta_1 = \beta_2 = \dots \beta_5 = 0$, artinya variabel bebas secara parsial (sendiri-sendiri) tidak berpengaruh signifikan terhadap variabel terikat.
- b. $H_a : \beta_1 = \beta_2 = \dots \beta_5 \neq 0$, artinya variabel bebas secara parsial (sendiri-sendiri) berpengaruh signifikan terhadap variabel terikat.

Dengan kaidah pengambilan keputusan:

- a. Terima H_0 , jika koefisien t hitung signifikan pada taraf lebih besar dari 5% (lihat taraf signifikansi pada *output Coefficient*).
- b. Tolak H_0 , jika koefisien t hitung signifikan pada taraf lebih kecil atau sama dengan 5% (lihat taraf signifikansi pada *output Coefficient*).

4.9. Metodologi Penelitian

Metodologi dalam penelitian ini ditunjukkan melalui Gambar 1 berikut.



Gambar 1.1 Metodologi penelitian

5. Hasil Penelitian dan Pembahasan

5.1. Uji Validitas dan Reliabilitas

Dari hasil uji validitas dan reliabilitas yang telah dilakukan, diperoleh nilai koefisien r_{hitung} dari keseluruhan instrumen penelitian $> r_{tabel}$ $n30$ pada $\alpha 5\% = 0.349$, sehingga dapat disimpulkan keseluruhan instrumen dinyatakan valid, atau dapat diyakini sebagai alat untuk mengukur item-item pengamatan kuesioner penelitian. Sementara dari hasil uji reliabilitas didapatkan nilai *cronbach's alpha* > 0.60 , sehingga keseluruhan variabel bebas dalam penelitian dinyatakan reliabel.

5.2. Uji Asumsi Klasik

a. Uji Normalitas

Uji normalitas dalam penelitian ini dilakukan dengan menggunakan pendekatan Uji Kolmogorov – Smirnov. Suatu data dikatakan berdistribusi secara normal, apabila nilai *Assymp Sig* Kolmogorov – Smirnov > 5%. Hasil uji Kolmogorov – Smirnov dapat dilihat pada Tabel 4 di bawah ini.

Tabel 4. Hasil uji Kolmogorov – Smirnov

Model		
	t	Sig.
1 (Constant)	0,964	0,338
Anggota Tim	0,522	0,603
Tugas Tim	1.192	0,237
Organisasi Tim	-0,894	0,375
Kompetensi Manajer Tim	-1,747	0,085
Pembebasan Lahan	1,618	0,110

Tabel 4 di atas menunjukkan bahwa nilai *Assymp Sig Kolmogorov – Smirnov* sebesar 0,968 > α 5%. Dengan demikian dapat dinyatakan bahwa keseluruhan data yang digunakan dalam penelitian ini berdistribusi secara normal.

b. Uji Heterokedastisitas

Uji heteroskedastisitas dalam penelitian ini dilakukan dengan menggunakan pendekatan uji Glejser. Suatu variabel dikatakan terbebas dari penyimpangan heteroskedastisitas, apabila keseluruhan variabel bebas yang digunakan tidak berpengaruh terhadap nilai *unstandardized residual* yang diabsolutkan (*AbsUt*). Hasil uji heteroskedastisitas dalam penelitian ini ditunjukkan pada Tabel 5 di bawah ini.

Tabel 5. Hasil uji heteroskedastisitas

.Model		
	t	Sig.
1 (Constant)	0,964	0,338
Anggota Tim	0,522	0,603
Tugas Tim	1.192	0,237
Organisasi Tim	-0,894	0,375
Kompetensi Manajer Tim	-1,747	0,085
Pembebasan Lahan	1,618	0,110

.Model		
	t	Sig.
1 (Constant)	0,964	0,338
Anggota Tim	0,522	0,603
Tugas Tim	1,192	0,237
Organisasi Tim	-0,894	0,375
Kompetensi Manajer Tim	-1,747	0,085
Pembebasan Lahan	1,618	0,110

Tabel 5 diatas menunjukkan bahwa keseluruhan variabel bebas yang digunakan dalam penelitian ini tidak berpengaruh terhadap nilai *unstandardized residual* yang diabsolutkan (AbsUt), hal ini terlihat dari nilai sig *t* masing – masing variabel bebas lebih besar dari $\alpha 5\%$. Dengan demikian dapat dijustifikasi bahwa keseluruhan variabel yang digunakan dalam penelitian ini terbebas dari asumsi heteroskedastisitas.

c. Uji Multikolinearitas

Suatu variabel dikatakan terbebas dari penyimpangan multikolinearitas, apabila nilai *tolerance* diantara 0,1 - 1, dan nilai *VIF* diantara 1 - 10 (Nugroho, 2005). Hasil uji multikolinearitas dalam penelitian ini ditunjukkan pada Tabel 6 dibawah ini.

Tabel 6. Hasil uji multikolinearitas

Model	Collinearity Statistics	
	Tolerance	VIF
1 (Constant)		
Anggota Tim	0,926	1,080
Tugas Tim	0,937	1,067
Organisasi Tim	0,941	1,063
Kompetensi Manajer Tim	0,944	1,059
Pembebasan Lahan	0,890	1,124

Tabel 6 di atas menunjukkan bahwa keseluruhan nilai *tolerance* yang dihasilkan dalam penelitian ini berada diantara 0,1 - 1, dan nilai *VIF* diantara 1 - 10. Dengan demikian dapat dinyatakan bahwa keseluruhan variabel bebas yang digunakan dalam penelitian terbebas dari asumsi multikolinearitas.

1. Analisis Regresi Linear Berganda

Hasil analisis regresi linear berganda dalam penelitian ini ditunjukkan pada Tabel 7 di bawah ini.

Tabel 7. Hasil analisis regresi linear berganda

Model		Unstandardized Coefficients	
		B	Std. Error
1	(Constant)	-2,006	0,653
	Anggota Tim	0,103	0,026
	Tugas Tim	0,070	0,022
	Organisasi Tim	0,051	0,021
	Kompetensi Manajer Tim	0,061	0,023
	Pembebasan Lahan	0,049	0,014
Model	Std. Error of the Estimate		
1	0,81756		

Dari Tabel 7, dirumuskan model analisis data dalam penelitian ini :

$$Y = -2,006 + 0,103X_1 + 0,070X_2 + 0,051X_3 + 0,061X_4 + 0,049X_5$$

Dimana:

Y = Waktu Penyelesaian Proyek Jaringan Transmisi

X1 = Anggota Tim

X2 = Tugas Tim

X3 = Organisasi Tim

X4 = Kompetensi Manajer Tim

X5 = Pembebasan Lahan

Pemodelan di atas menunjukkan bahwa waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi PLN UIP RING SUM I memiliki nilai konstanta -2,206 tanpa dipengaruhi oleh anggota tim, tugas tim, organisasi tim, kompetensi manajer tim kontraktor, dan pembebasan lahan yang dilakukan PLN UIP RING SUM I.

Variabel anggota tim kontraktor diestimasi berpengaruh positif terhadap waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi PLN UIP RING SUM I, hal ini terlihat dari nilai koefisien regresi variabel anggota tim yang bertanda positif sebesar 0,103, yang berarti setiap peningkatan 1 kerjasama, kemampuan, semangat dan motivasi anggota tim diestimasi dapat meningkatkan kinerja waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi PLN UIP RING SUM I sebesar 0,103. Variabel tugas tim kontraktor juga berpengaruh positif terhadap kinerja waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi PLN UIP RING SUM I, hal ini terlihat dari nilai koefisien regresi variabel tugas tim yang bertanda positif sebesar 0,070, yang artinya setiap peningkatan 1 tugas tim diestimasi dapat meningkatkan kinerja waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi PLN UIP RING SUM I sebesar 0,070. Variabel organisasi tim kontraktor diestimasi berpengaruh positif terhadap kinerja waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi PLN UIP RING SUM I, hal ini terlihat dari nilai koefisien regresi variabel organisasi tim yang bertanda positif sebesar 0,051, yang berarti setiap peningkatan 1 kejelasan tujuan, nilai – nilai, kemampuan analisis dan strategi organisasi tim yang dibentuk

kontraktor diestimasi dapat meningkatkan kinerja waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi PLN UIP RING SUM I sebesar 0,051. Variabel kompetensi manajer tim diestimasi berpengaruh positif terhadap kinerja waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi PLN UIP RING SUM I, hal ini terlihat dari nilai koefisien regresi variabel kompetensi manajer tim yang bertanda positif sebesar 0,061, yang berarti setiap peningkatan 1 pengetahuan, keahlian dan perilaku manajer tim diestimasi dapat meningkatkan kinerja waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi PLN UIP RING SUM I sebesar 0,061. Demikian halnya dengan variabel pembebasan lahan yang dilakukan PLN UIP RING SUM I juga berpengaruh positif terhadap waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi PLN UIP RING SUM I, hal ini terlihat dari nilai koefisien regresi variabel pembebasan lahan yang bertanda positif sebesar 0,049, yang berarti setiap kenaikan 1 tingkat percepatan perhitungan kompensasi, pembayaran kompoensasi, relokasi, penyelesaian konflik vertikal, horizontal, dan konflik antar pemerintah daerah atas suatu pembebasan lahan diestimasi dapat meningkatkan waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi PLN UIP RING SUM I sebesar 0,049. Variabel anggota tim, tugas tim, organisasi tim, kompetensi manajer tim dan pembebasan lahan memiliki nilai kesalahan estimasi sebesar 0,82 didalam mengestimasi waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi pada PLN UIP RING SUM I.

2. Pengujian Hipotesis

a) Uji F

Hasil pengujian hipotesis secara simultan dapat dilihat pada Tabel 8.

Tabel 8. Hasil pengujian hipotesis secara simultan

Model	Change Statistics			
	F Change	df1	df2	Sig. F Change
1	10,529	5	67	0,000

Tabel 8 menunjukkan bahwa nilai F_{hitung} 10,529 dalam penelitian ini lebih besar dari F_{tabel} $df1/df2$ (5/67) pada $\alpha 5\%$ sebesar 2,35 dan nilai sig F_{hitung} 0,000 lebih kecil dari α 0,05, dengan demikian hipotesis penelitian ini yang menyatakan bahwa :“Secara simultan anggota tim, tugas tim, organisasi tim, kompetensi manajer tim berpengaruh terhadap waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi pada PLN UIP RING SUM I.”, diterima.

b) Uji t

Hasil pengujian hipotesis secara parsial dapat dilihat pada Tabel 9.

Tabel 9. Hasil pengujian hipotesis secara parsial

Model		
	t	Sig.
1		
Anggota Tim	4,014	0,000
Tugas Tim	3,249	0,002
Organisasi Tim	2,449	0,017
Kompetensi Manajer Tim	2,704	0,009
Pembebasan Lahan	3,533	0,001

Pada Tabel 9 diperoleh untuk seluruh variabel nilai t hitung > t tabel α 5% (1,668) dan nilai signifikansi < 0,05 , sehingga dapat dijustifikasi bahwa hipotesis yang menyatakan bahwa “Secara parsial anggota tim, tugas tim, organisasi tim, kompetensi manajer tim, dan pembebasan lahan berpengaruh terhadap waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi pada PLN UIP RING SUM I”, diterima.

6. Kesimpulan dan Saran

6.1. Kesimpulan

- Dari hasil analisis regresi linear berganda diperoleh model analisis data $Y = -2,006 + 0,103X_1 + 0,070X_2 + 0,051X_3 + 0,061X_4 + 0,049X_5$. Berdasarkan model analisis data ini dapat dilihat bahwa pengaruh variabel anggota tim, tugas tim, organisasi tim, kompetensi manajer tim, dan pembebasan lahan terhadap waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi, yaitu anggota tim memiliki pengaruh positif (koefisien X_1 sebesar 0,103), tugas tim memiliki pengaruh positif (koefisien X_2 sebesar 0,070), organisasi tim memiliki pengaruh positif (koefisien X_3 sebesar 0,051), kompetensi manajer tim memiliki pengaruh positif (koefisien sebesar X_4 0,061), dan pembebasan lahan memiliki pengaruh positif (koefisien sebesar X_5 0,049).
- Dari hasil uji F diperoleh nilai $F_{hitung} = 10,529 > F_{tabel} = 2,35$ yang menunjukkan bahwa secara simultan anggota tim, tugas tim, organisasi tim, kompetensi manajer tim, dan pembebasan lahan berpengaruh terhadap waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi pada PLN UIP RING SUM I
- Dari hasil uji t diperoleh nilai $t_{hitung} = 3,533 > t_{tabel} = 1,668$ yang menunjukkan bahwa secara parsial anggota tim, tugas tim, organisasi tim, kompetensi manajer tim, dan pembebasan lahan berpengaruh terhadap waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi pada PLN UIP RING SUM I.

6.2. Saran

- Hendaknya PLN UIP RING SUM I dapat membuat kontrak secara bertahap mengingat sulitnya pembebasan lahan transmisi
- Hendaknya kontraktor – kontraktor yang berkontrak dengan PLN UIP RING SUM I lebih selektif didalam memilih dan mempekerjakan tenaga kerja yang kompeten.
- Hasil analisis dalam penelitian ini menyisakan kekuatan variabel lain yang cukup besar didalam menjelaskan kinerja waktu penyelesaian proyek jaringan transmisi di PLN UIP RING SUM I, baik secara simultan maupun secara parsial, oleh karena itu disarankan kepada peneliti lainnya untuk mengidentifikasi dan mengungkap variabel-variabel lain yang mengakibatkan keterlambatan proyek.

DAFTAR PUSTAKA

- Al-Najjar, 2008. *"Factor Influencing Time and Cost Overruns on Construction Projects in the Gaza Strip"*. [Thesis], The Islamic University.
- Nurfiah. 2010. *Studi Dampak Pembebasan Lahan Terhadap Aspek Biaya dan Aspek Waktu pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Surabaya – Mojokerto* [Tesis]. Surabaya : Institut Teknologi Surabaya, Program Pascasarjana.
- Puspitasari, D., 2007. *"Pengaruh Faktor – Faktor Sukses Tim Proyek Terhadap Kinerja Waktu Proyek"*, [Tesis], Program Pascasarjana, Teknik Sipil, Jakarta. Universitas Indonesia.
- Stott, Kenneth., Walker, Allan., 1995, *Teams, Teamwork, Team Building*, Singapore :Prentice-Hall,
- Widhiawati, I.A., 2009. *"Analisis Faktor-Faktor Penyebab Keterlambatan Pelaksanaan Proyek Konstruksi,"* Jurnal Teknologi Elektro Vol.8 No. 2 Juli-Desember.
- Yulianto, 2006. *"Pengaruh kompetensi manajer proyek kontraktor terhadap kinerja waktu penyelesaian proyek konstruksi studi kasus PT. X"*, [Tesis], Program Pascasarjana, Teknik sipil, Jakarta. Universitas Indonesia.

ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN SPUN PILE DIAMETER 60 CM MENGGUNAKAN MODEL TANAH MOHR COULOMB DAN SOFT SOIL DAN EFFISIENSI DAYA DUKUNG GROUP PILE PADA PROYEK APARTEMEN GRAND JATI JUNCTION MEDAN

Fenni *), Roesyanto **), Rudi Iskandar **)

1) Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil USU

2) Staf Pengajar Program Studi Magister T. Sipil USU dan Jurusan T. Sipil USU

Abstrak

Pondasi merupakan struktur dasar bangunan yang sangat penting sehingga pemilihan pondasi harus disesuaikan dengan lokasi proyek, schedule pembangunan dan ketersediaan dana. Secara teknis untuk mengetahui daya dukung dan penurunan dari pondasi tiang biasanya dilakukan pengujian loading test. Pada kasus ini dari 1221 tiang pancang hanya 2 tiang yang dilakukan loading test. Penulisan tesis ini bertujuan untuk menganalisis daya dukung pondasi tiang pancang tunggal dan penurunan elastis yang terjadi dengan metode elemen hingga menggunakan model tanah Mohr Coloumb dan Soft Soil. Membandingkan hasil analisis yang didapat secara metode konvensional dengan metode elemen hingga.

Hasil perhitungan interpretasi loading test dengan metode Davisson pada IP-2 sebesar 320 ton sedangkan pada IP-7 sebesar 345 ton. Metode Mazurkiewics pada IP-2 sebesar 390 ton sedangkan pada IP-7 sebesar 420 ton. Metode Chin pada IP-2 sebesar 605,83 ton sedangkan pada IP-7 sebesar 653,95 ton, Serta penurunan yang terjadi pada beban terbesar (400 ton) dengan menggunakan finite element yang terjadi pada IP-2 sebesar 11,27 mm sedangkan pada IP-7 sebesar 12,29 mm dan penurunan elastis yang terjadi dengan beban terbesar (400 ton) pada IP-2 adalah sebesar 22,919 mm sedangkan pada IP-7 adalah sebesar 24,98 mm, dan jika dibandingkan dengan hasil loading test di lapangan penurunan pada beban terbesar (400 ton) yang terjadi pada IP-2 sebesar 10,648 mm sedangkan pada IP-7 sebesar 11,285 mm. Dari hasil perhitungan interpretasi loading test, metode Mazurkiewics yang memenuhi syarat beban rencana 200 ton. Hasil perhitungan secara empiris, loading test dan finite element antara IP-2 dan IP-7 yang didapat tidak jauh berbeda. Dapat disimpulkan bahwa stratifikasi tanah tidak terlalu bervariasi.

Kata Kunci: *Spun Pile, Loading Test, Metode Elemen Hingga*

1. Pendahuluan

Loading test biasa disebut juga dengan uji pembebanan statik. Interpretasi dari hasil uji pembebanan statik sangat penting untuk mengetahui daya dukung ultimit dan respon tiang pada selimut dan ujungnya. Namun pada pelaksanaan di lapangan tidak semua tiang dilakukan loading test karena biaya yang relatif mahal dan lamanya waktu pengerjaan sehingga kurang ekonomis.

Salah satu metode untuk menganalisis besarnya daya dukung aksial pondasi tiang *spun pile* adalah dengan menggunakan metode Elemen Hingga (*finite element*) yaitu dengan menggunakan program Plaxis, dimana menganalisisnya dengan mempergunakan hasil data penyelidikan tanah di lapangan dan data hasil laboratorium kemudian hasil keseluruhannya dibandingkan dengan hasil uji pembebanan (*Loading Test*) yang dilakukan di lapangan dan peran metode Elemen Hingga disini untuk memahami karakteristik tanah sebagai pemodelan untuk menganalisis atau memprediksi daya dukung tiang pancang yang lain yang tidak dilakukan loading test pada proyek yang sama.

2. Tinjauan Pustaka

2.1 Pondasi *Spun Pile*

Pondasi *spun pile* adalah merupakan salah satu jenis pondasi yang biasa digunakan untuk konstruksi bangunan-bangunan tinggi. Daya dukung aksial suatu pondasi dalam pada umumnya terdiri atas dua bagian yaitu daya dukung akibat gesekan sepanjang tiang dan daya dukung ujung (dasar) tiang sebagaimana di formulasikan dalam bentuk persamaan sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.1)$$

$$Q_{all} = Q_u / SF \quad (2.2)$$

Dimana, Q_u = Daya dukung ultimit (Ton)

Q_{all} = Daya dukung izin tiang (Ton)

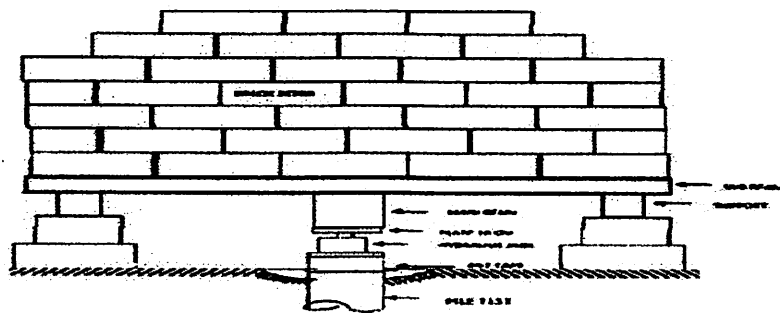
Q_p = Daya dukung ujung tiang (Ton)
 Q_s = Daya dukung gesekan sepanjang tiang (Ton), dan
 SF = Faktor keamanan

2.2 Loading Test

Loading test atau disebut juga dengan uji pembebanan statik sangat penting dilakukan antara lain:

- Untuk mengetahui hubungan antara beban dan penurunan pondasi akibat beban rencana.
- Untuk menguji bahwa pondasi tiang yang dilaksanakan mampu mendukung beban rencana dan membuktikan bahwa dalam pelaksanaan tidak terjadi kegagalan.
- Untuk menentukan daya dukung ultimit sebagai kontrol dari hasil perhitungan berdasarkan formula statis maupun dinamis.
- Untuk mengetahui kemampuan elastisitas dari pada tanah, mutu beton dan mutu besi beton.

Pada percobaan pembebanan pondasi tiang ini dilaksanakan berdasarkan standard pembebanan (*loading*) *American Standard for testing material ASTM D. 1143-81* dengan metode *slow maintained test*. Pada penelitian ini menggunakan metode pembebanan langsung (*Kentledge System*). Skematis metode pembebanan langsung (*Kentledge System*) seperti pada Gambar 2.1 di bawah ini.

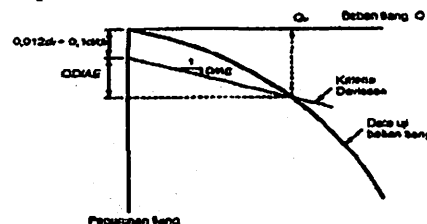


Gambar 2.1. Metode pembebanan langsung (*kentledge system*)

2.3 Interpretation Methode Loading Test

2.3.1 Metode Davison (1972)

Dengan metode Davison kita dapat mengestimasi besarnya beban ultimit berdasarkan kurva beban penurunan yang telah diperoleh dari uji beban tiang. Pada tanah lunak dengan penurunan yang berlebihan pada beban konstan akan menyebabkan keruntuhan tiang sedangkan pada tanah pasir, tanah campuran atau lempung kaku titik keruntuhan tiang pada kurva beban penurunan agak sulit ditentukan (Hardiyatmo, 2010). Penentuan dengan metode Davison dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Penentuan Q_u dengan Metode Davison (1973), Hardiyatmo (2010)

Cara ini didefinisikan kapasitas dukung ultimit tiang pada penurunan tiang sebesar:

$$Q_{ult} = 0.012 d_r + 0.1 \frac{d}{d_r} + \frac{QD}{AE} \quad (2.3)$$

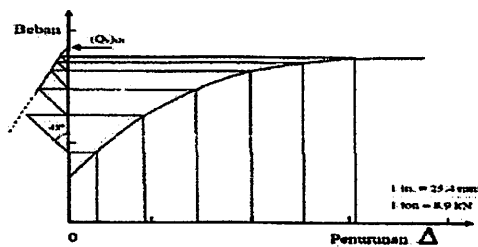
Dimana, d = Diameter / lebar Tiang (mm)
 d_r = 1 ft = 300 mm
 Q = Beban yang bekerja Pada Tiang
 D = Kedalaman Tiang (mm)
 A = Luas Penampang Tiang (mm²)
 E = Modulus Elastis Tiang (Mpa)
 = 200000 Mpa, untuk Baja
 = 15200 σ_r (f_c/σ_r)^{0.5}, dan

$$\sigma_r = 0.1 \text{ Mpa} = 100 \text{ Kpa}$$

2.3.2 Metode Mazurkiewicz (1972)

Metode ini mengasumsikan bahwa kurva beban penurunan berupa kurva parabolic. Adapun prosedur dalam menentukan baban ultimit dengan metode ini adalah sebagai berikut:

- Langkah pertama plot kurva beban – penurunan.
- Kedua, pilih sejumlah penurunan lalu gambarkan garis vertikal yang memotong kurva. Kemudian tarik garis horizontal dari titik perpotongan ini sampai memotong sumbu beban.
- Dari perpotongan masing-masing kurva gambar sudut 45° sampai memotong garis beban selanjutnya.
- Titik yang didapat oleh perpotongan garis ini pada sumbu vertikal (beban) adalah beban ultimit. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.3.

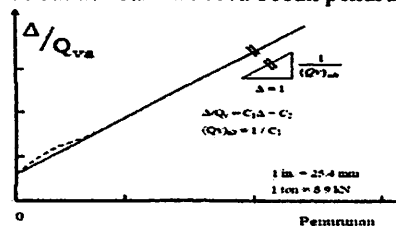


Gambar 2.3. Grafik hubungan beban dengan penurunan metode Mazurkiewicz (Prakash dan Sharma, 1990)

2.3.3 Metode Chin (1972)

Metode ini mengasumsikan bahwa hanya terjadi deformasi geser dan bahwa kurva beban penurunan adalah berbentuk hiperbola. Besarnya daya dukung ultimit merupakan *inverse slope* dari garis tersebut.

- Garis Δ / Q_{va} terhadap Δ , dimana Δ adalah penurunan Δ / Q_{va} adalah beban yang diterapkan.
- Beban ultimit $(Q_v)_{ult} = 1/C$. (Gambar 2.4).
- Hubungan yang diberikan pada Gambar 2.4 bahwa kurva beban penurunan mendekati hiperbolis.



Gambar 2.4 Kurva Interpretasi Metode Chin (1970)

2.4 Penurunan Elastis Tiang tunggal

Penurunan elastis tiang pancang dapat di hitung berdasarkan:

$$S_e = S_{\alpha(1)} + S_{\alpha(2)} + S_{\alpha(3)} \quad (2.4)$$

$$S_{\alpha(1)} = \frac{(Q_{wp} + fQ_{ws})L}{A_p E_p} \quad (2.5)$$

$$S_{\alpha(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (2.6)$$

$$S_{\alpha(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (2.7)$$

Dimana:

S_e = Penurunan total

$S_{\alpha(1)}$ = Penurunan elastis tiang

$S_{\alpha(2)}$ = Penurunan akibat beban di ujung tiang

$S_{\alpha(3)}$ = Penurunan akibat beban transmisi sepanjang tiang

Q_{wp} = Beban yang dipikul diujung tiang pada kondisi dibawah beban kerja

Q_{ws} = Beban tahanan gesek pada kondisi dibawah beban kerja

L = Kedalaman tiang

A_p = Luas penampang tiang

E_p = Modulus elastisitas tiang

D = Diameter tiang

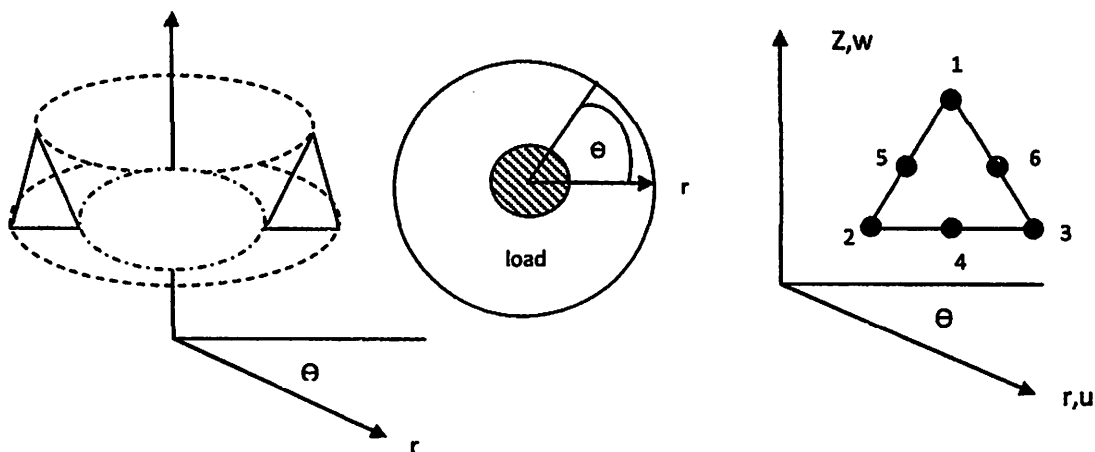
$q_{wp} = Q_{wp}/A_p$

E_s = Modulus elastisitas tanah dibawah tiang

$$\begin{aligned}\mu_s &= \text{poisson rasio} \\ I_{wp} &= 0,85 \\ P &= \text{Keliling tiang} \\ I_{ws} &= 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}\end{aligned}$$

2.7 Elemen Hingga Program Plaxis

Analisa dengan metode Elemen Hingga pada rekayasa geoteknik umumnya merupakan analisa yang kompleks, sehingga digunakan program komputer yang umum dalam komputasi rekayasa geoteknik adalah Plaxis. Plaxis adalah program Elemen Hingga (*finite element program*) untuk aplikasi geoteknik yang mana model model tanah digunakan untuk mensimulasikan perilaku tanah. Parameter model yang dapat dipergunakan adalah *Plane Strain* dan *Axisymmetris*. Pada penelitian ini parameter model yang digunakan adalah *Axisymmetris*, dimana model *Axisymmetris* dipergunakan untuk struktur sirkular XY dengan tanah arah radial dianggap seragam, dimana deformasi dan tegangan diasumsikan sama di semua arah radial. Pada model ini sumbu x merepresentasikan radius dan sumbu y disamakan dengan sumbu simetri aksial pemodelan. Ilustrasi permasalahan *Axisymmetris* tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.5 dibawah ini.



Gambar 2.5. Gambar ilustrasi permasalahan *Axisymmetris*

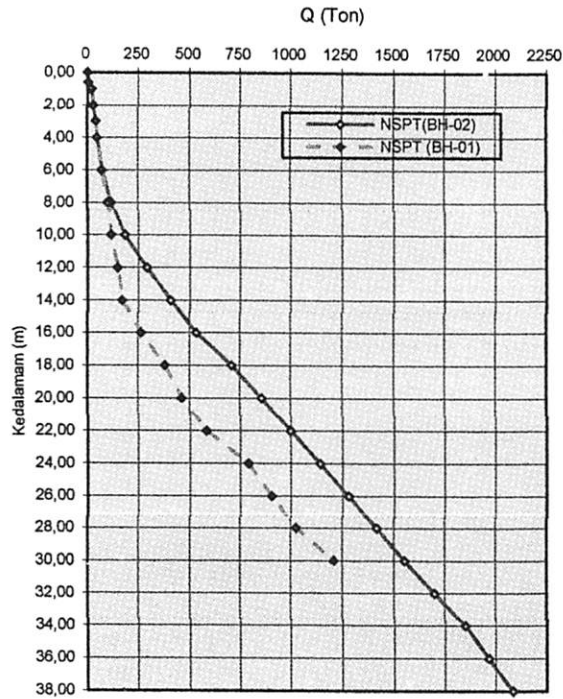
Untuk menghitung korelasi beban vertikal batas (ultimit) dengan *displacement* yang terjadi pada suatu tiang pancang beton dengan Elemen Hingga model tanah yang digunakan adalah model *Mohr-Coulomb* dan *Soft Soil* dengan analisis *Axisymmetric*. Hasil permodelan Elemen Hingga dengan program Plaxis dibandingkan dengan pengujian lapangan (*loading test*).

Pada model *Mohr Coulomb* mengasumsikan perilaku tanah bersifat plastis sempurna dengan menetapkan suatu nilai tegangan batas dimana pada titik tersebut tegangan tidak lagi dipengaruhi oleh regangan. Input parameter meliputi *Modulus young* (E_s), *Poisson rasio* (ν), *Kohesi* (c), *Sudut geser* (ϕ) dan *Sudut Dilatasi* (ψ). Sedangkan untuk *Soft Soil* input parameter meliputi indeks kompresi termodifikasi (λ^*), indeks muai termodifikasi (K^*), *Kohesi* (c), *Sudut geser* (ϕ) dan *Sudut Dilatasi* (ψ). Disini penulis menggunakan 15 titik nodal untuk memperoleh perhitungan yang lebih akurat, akan tetapi akan menghasilkan persamaan numerik yang lebih kompleks.

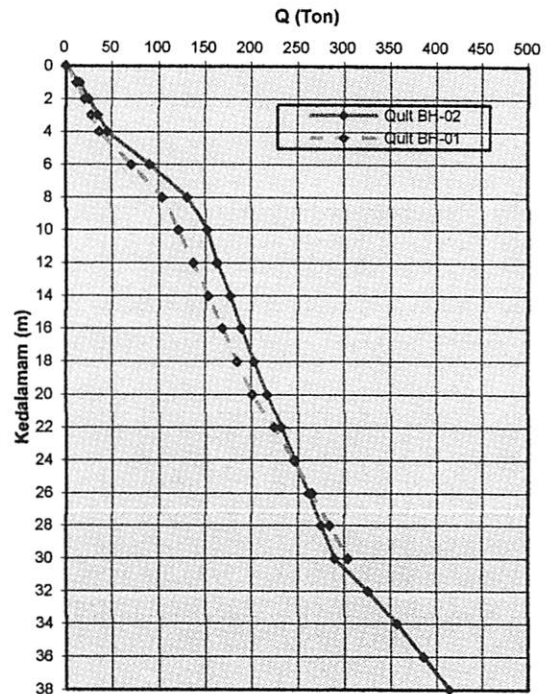
3. Hasil Dan Diskusi

3.1 Perumusan Analisis

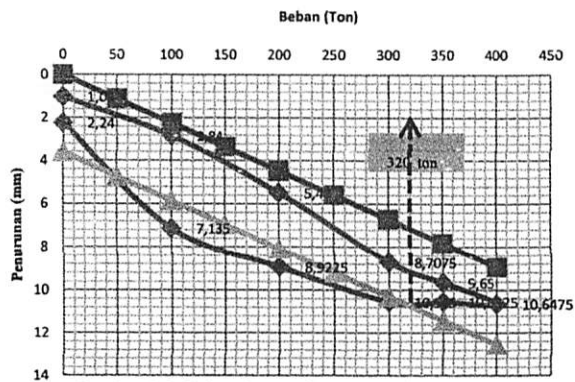
Dari perumusan analisis maka untuk daya dukung ultimit direncanakan sebesar 400 ton, hasil data penyelidikan tanah (pengujian SPT dan hasil laboratorium) serta uji pembebanan tiang IP-2 dan IP-7 di lokasi *Grand Jati Junction*, untuk kedalaman tiang pancang sebesar 21 meter dapat dilihat pada Grafik 3.1 dan 3.2. Sedangkan untuk hasil uji pembebanan tiang IP-2 dan IP-7 dapat dilihat pada gambar 3.3, 3.4, 3.5, 3.6, 3.7 dan 3.8.



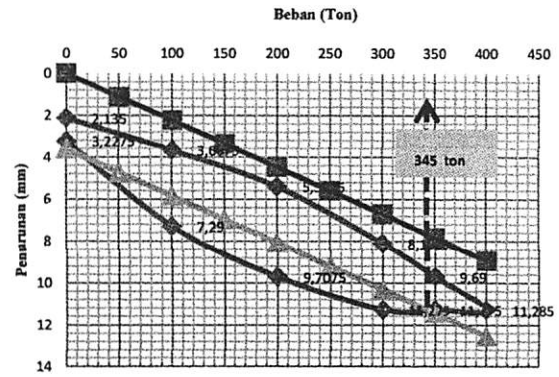
Gambar 3.1. Daya Dukung Tiang Pancang Data SPT BH-01 vs BH-02



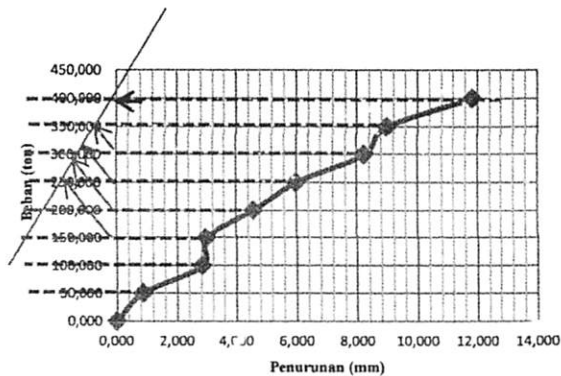
Gambar 3.2 Daya Dukung Tiang Pancang Data Laboratorium BH-01 vs BH-02



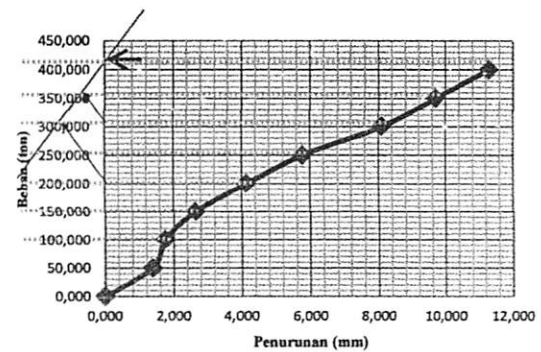
Gambar 3.3. Beban dengan Penurunan Davisson (IP-2)



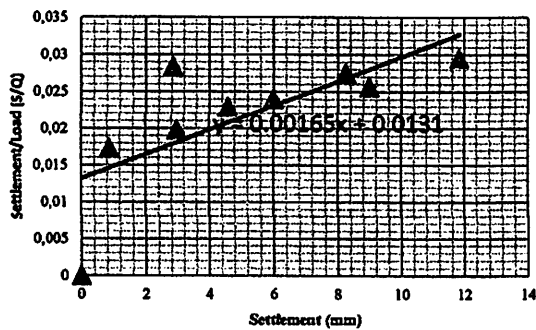
Gambar 3.4. Beban dengan Penurunan Davisson (IP-7)



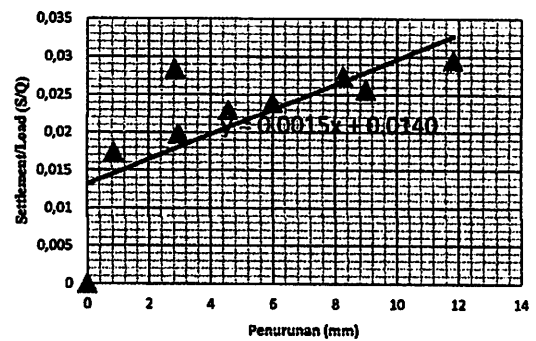
Gambar 3.5. Beban dengan Penurunan Mazurkiewicz IP-2



Gambar 3.6. Beban dengan Penurunan Mazurkiewicz IP-7



Gambar 3.7 Beban dengan Penurunan Chin IP-2



Gambar 3.8 Beban dengan Penurunan Chin IP-7

Hasil analisis dari perhitungan daya dukung dengan beberapa metode dapat kita lihat pada Tabel 3.1 sebagai berikut:

Tabel 3.1 Daya dukung ultimit tiang

Titik	No.	Uraian	Daya Dukung 200% (400 ton)
IP-2 BH-01	1.	Meyerhof	522,17
	2.	Parameter Tanah	212,80
	3.	Davisson	320,00
	4.	Mazurkiewicz	390,00
	5.	Chin	605,83
IP-7 BH-02	1.	Meyerhof	929,14
	2.	Parameter Tanah	224,81
	3.	Davisson	345,00
	4.	Mazurkiewicz	420,00
	5.	Chin	653,95

3.2 Input Parameter Tanah Untuk Pemodelan Elemen Hingga

Input parameter tanah mulai dari lapisan permukaan hingga kedalaman 30 meter pada BH-01 dan BH-02 untuk pemodelan elemen hingga dapat dilihat pada tabel 3.2 dan 3.3 sebagai berikut:

Tabel 3.2 Input Parameter Untuk *Finite Element* BH-01

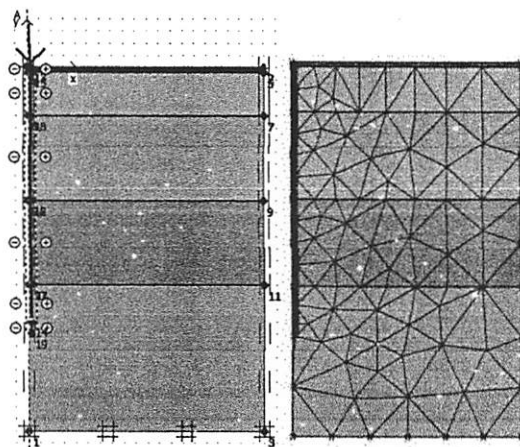
Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{wet} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (deg)	E_s	E_s'	ν	Lambda	Kappa	K σ -ky	Distanti angle	Rinter
0,00 - 0,40	7,50	Lempung	16,33	19,63	47,9	5,00	35253,45	30699,88	0,306	0,01600	0,10500	0,0009	0	1
0,40 - 4,00	12,75	Pasir Sedang	14,37	19,16	38,9	30,90	44912,08	37632,58	0,257	-	-	0,8640	0,90	1
4,00 - 11,00	11,00	Pasir Sedang dan haku	14,00	18,50	32,9	30,20	42039,10	35102,65	0,253	-	-	0,8640	0,20	1
11,00 - 18,00	18,75	Pasir Sedang dan Haku 2	15,63	17,98	56,90	32,70	52840,45	44804,30	0,272	-	-	0,8640	2,70	1
18,00 - 30,00	37,33	Pasir Sedang dan Haku 3	17,33	21,30	110,70	36,10	69552,72	61129,11	0,318	-	-	0,8640	6,10	1

Tabel 3.3 Input Parameter Untuk *Finite Element* BH-02

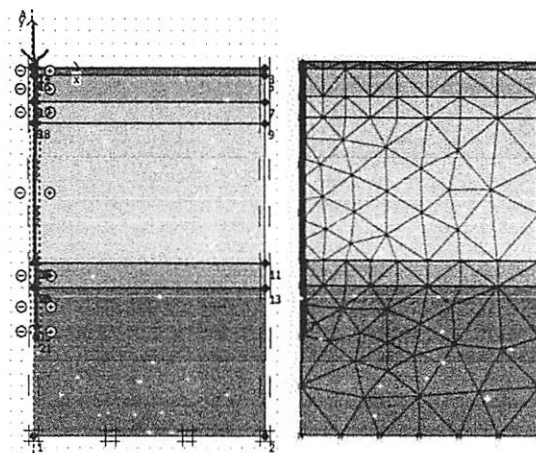
Kedalaman (m)	N	Jenis Tanah	γ_{av} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (deg)	E _s	E _s '	Lambda	Kappa	ν	K _x =k _y	Dilatasi angle	Rinter
0,00 - 0,60	9,00	Lempung	16,67	19,43	53,9	5,00	1023,91	877,64	0,0160	0,1050	0,286	0,0009	0	1
0,60 - 2,80	17,50	Pasir Sedang	15,37	17,54	52,4	32,30	51368,08	43448,84	-	-	0,269	0,8640	2,30	1
2,80 - 4,50	10,00	Pasir Sedang 2	16,00	18,13	29,9	29,80	40221,00	33517,50	-	-	0,250	0,8640	0	1
4,50 - 16,00	27,17	Pasir Sedang 3	17,40	20,99	81,4	34,60	61303,14	52839,90	-	-	0,293	0,8640	4,60	1
16,00 - 18,00	45,50	Pasir Sedang dan Halus	19,05	23,45	136,2	37,00	75378,38	67275,20	-	-	0,339	0,8640	7,00	1
18,00 - 30,00	42,17	Pasir Sedang 4	18,35	22,57	126,3	36,70	73050,78	64791,98	-	-	0,330	0,8640	6,70	1

3.3 Pemodelan Lapisan Tanah dan Tiang

Pada pemodelan Elemen Hingga tanah di modelkan dalam 5 lapisan tanah pada BH-01 dan 6 lapisan tanah pada BH-02 dengan 1 pemodelan tiang. Dimana setiap lapisan terbagi atas mesh – mesh dengan 15 *node*, sehingga perhitungan menjadi lebih teliti dan pemodelan ini secara garis besar dapat dilihat pada Gambar 3.9 dan 3.10



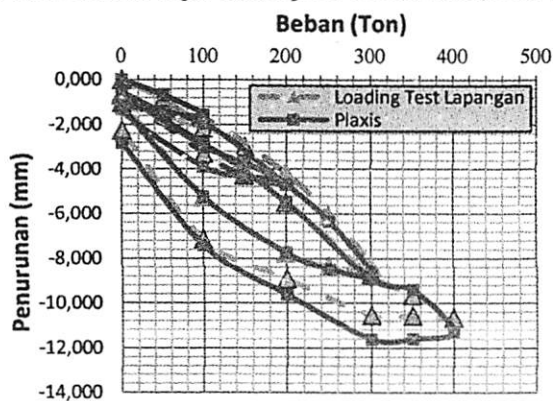
Gambar 3.9. Pemodelan Lapisan Tanah & Tiang IP-2



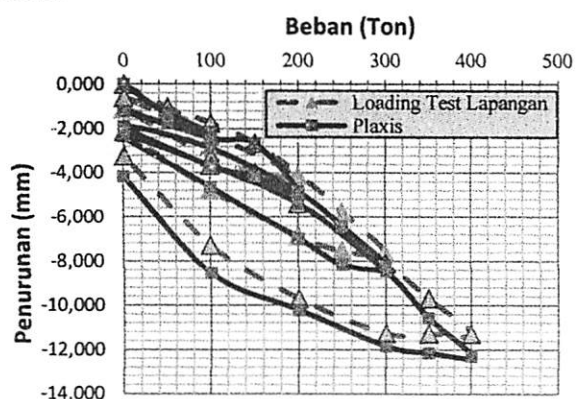
Gambar 3.10. Pemodelan Lapisan Tanah & Tiang IP-7

3.4 Analisis *Loading Test* vs *Finite Element* Pada Titik IP-2 dan IP-7

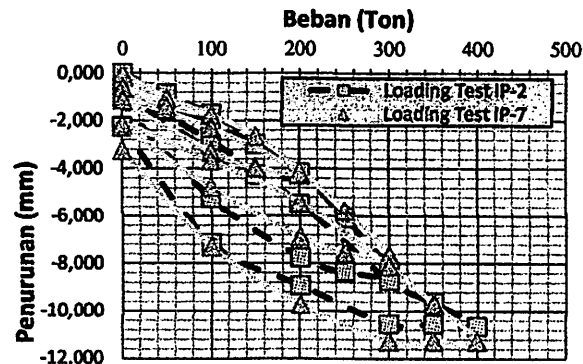
Grafik perbandingan antara beban dan penurunan *loading test* pada titik IP-2 dan IP-7 vs perhitungan *Finite Element* dapat dilihat pada Gambar 3.11, 3.12 dan 3.13



Gambar 3.11. Perbandingan Penurunan *Loading Test* IP-2 vs *Finite Element*



Gambar 3.12. Perbandingan Penurunan *Loading Test* IP-7 vs *Finite Element*



Gambar 3.13. Hubungan Beban dengan Penurunan Loading Test IP-2 vs IP-7

Dari grafik diatas penurunan yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Perhitungan Penurunan Maximum Beban 200 % (400 Ton)

	Beban 200 % (Ton)	Penurunan (mm)
<i>Loading Test</i>	IP-2	10,64
	IP-7	11,28
<i>Finite Element</i>	IP-2	11,27
	IP-7	12,29

4. Kesimpulan dan Saran

4.1 Kesimpulan

Kesimpulan dibuat berdasarkan hasil pemodelan elemen hingga dengan menggunakan model mohr coulomb dan soft soil yang dihasilkan dari program Plaxis, beberapa kesimpulan yang dapat dijabarkan dari analisis tersebut antara lain:

1. Dari hasil perhitungan daya dukung ultimit tiang dengan interpretasi *loading test*, metode Mazurkiewics yang memenuhi syarat beban rencana 200 ton.
2. Hasil penurunan yang terjadi dari uji beban statis pada beban ultimit 400 ton diperoleh besar penurunan pada IP-2 BH-01 sebesar 10,64 mm, sementara hasil analisis pemodelan tanah secara metode elemen hingga diperoleh sebesar 11,27 mm, sehingga perbedaan yang ada tidak terlalu signifikan, yaitu sebesar 0,63 mm. sedangkan hasil penurunan dari uji beban statis yang terjadi pada IP-7 BH-02 sebesar 11,28 mm, sementara hasil analisis pemodelan tanah secara metode elemen hingga diperoleh sebesar 12,29 mm, sehingga perbedaan yang ada tidak terlalu signifikan, yaitu sebesar 1,01 mm. maka Dapat disimpulkan bahwa stratifikasi tanah tidak terlalu bervariasi.
3. Jumlah tiang pancang di Proyek *Grand Jati Junction* berjumlah 1221 tiang dan hanya 2 tiang yang dilakukan uji pembebanan vertikal (*compressive Loading Test*), ini berarti hanya 0.16 % dari tiang yang di *loading*.

4.2 Saran

1. Hendaknya pengujian *loading test* dilakukan untuk setiap pemancangan 100 *pile*.
2. Data laboratorium hendaknya ada untuk setiap lapisan tanah agar mempermudah dalam membuat analisis perhitungan sehingga pemodelan yang dilakukan lebih mendekati yang sebenarnya.
3. Penyelidikan tanah berupa boring test dalam menentukan jenis tanah, ketebalan lapisan tanah, plastisitas tanah, warna dan posisi muka air tanah harus dilakukan secara teliti agar data lapangan yang diperoleh sesuai dengan data yang sebenarnya.
4. Data parameter tanah seperti berat isi tanah, kekuatan geser tanah, modulus elastisitas tanah dan koefisien *permeabilitas* tanah sangat penting dalam mendesain pondasi tiang pancang oleh sebab itu data – data mengenai karakteristik tanah sangat diperlukan.

DAFTAR PUSTAKA

- American Standart Test Method, 2010, Anual Book of ASTM Standart, Section Four Construction, Barr Harbor.
- Hardiyatmo, H. C., 2010, Teknik Pondasi, jilid 1 dan 2, Penerbit Gramedia, Jakarta.
- Hardiyatmo, H. C., 2011, Analisa dan Perancangan Pondasi, jilid 1 dan 2, Penerbit Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Sosrodarsono, S., 1984, Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Penerbit PT. Pradnya Pramita, Jakarta.
- Tomlinson, M. J., 1977, Pile Design and Construction , 1st Edition, View Point Publishing, London.
- Suhairiani, 2013, Analisis Perbandingan Daya Dukung Hasil Loading Test Pada Bore Pile Diameter 1 meter Tunggal Dengan Metode Elemen Hingga Memakai Model Tanah Mohr Coloumb Pada Proyek Crystal Square, Tesis, Sekolah Pascasarjana Universitas Sumatera Utara, Medan.
- Broms, B., 1964, The Lateral Resistance Of Piles In Cohesionless Soils, Journal of The Soil Mechanic Division, American Society of Civil Engineering, Vol.90, May 1964.
- Wesley, L. D., 1977, Mekanika Tanah, Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta.
- Sinaga, S., 2009, Analisa Daya Dukung Dan Penurunan Bore Pile Tunggal Dengan Menggunakan Model Tanah Mohr Coloumb Pada Proyek City Hall Town Square, Tesis, Sekolah Pascasarjana Universitas Sumatera Utara, Medan.
- Iskandar, R., 2002, Beberapa Kendala Teori Perhitungan Daya Dukung Aksial Pondasi Dalam, USU, Sumatera Utara.
- Bowles J. E., 1993, Analisa dan Desain Pondasi, jilid 2, Penerbit Erlangga.
- Das, B. M., 1998, Principles of Foundation Engineering Fourth Edition, Library of Congress Cataloging in Publication Data.
- Napitu, E., 2007, Kajian Daya Dukung Dan Penurunan Tiang Pancang Beton Berdasarkan Data Lapangan, Laboratorium Dan Menggunakan Program Plaxis di Sepanjang Sungai Percut Sumatera, Tesis, Sekolah Pascasarjana Universitas Sumatera Utara, Medan.
- Sirait, K., 2005, Laporan Percobaan Pembebanan Vertikal Proyek Pembangunan Hotel Dan Perkantoran Crystal Square, PT Perintis Pondasi Teknotama, Medan.
- Manual PLAXIS Version 8.2.
- Logan, D. L., 1992, A First Course In The Finite Element Method, 2nd Edition, PWS-KENT Publishing Company, Boston.
- Poulos, H. G., & Davis, E. H., 1940, Pile Foundation Analysis And Design, John Willey and Sons, Sydney.
- Prakash, S. H., & Sharma, D., 1990, Pile Foundations In Engineering Practice, John Willey and Sons, Inc. Canada.

ANALISIS PENGGUNAAN SECANT PILE DENGAN METODE ELEMENT HINGGA PADA PROYEK HOTEL SAPADIA MEDAN

Rizaldy Hasian Harahap^{*}), Roesyanto^{**}), Rudi Iskandar^{**})

1) Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil USU

2) Staf Pengajar Program Studi Magister T. Sipil USU dan Jurusan T. Sipil USU

Abstrak

Proyek pembangunan Hotel Sapadia berlokasi di Jl. Sisingamangaraja, Simpang Air Bersih, Medan. Dalam pelaksanaan konstruksinya menggunakan secant pile dengan diameter 60 cm sebagai dinding basementnya. Dalam proses konstruksi basement tersebut diperlukan secant pile yang stabil terhadap deformasi yang terjadi. Penelitian ini bertujuan untuk membandingkan hasil analisis menggunakan metode element hingga dengan pengamatan langsung di lapangan terhadap deformasi lateral dan vertikal yang terjadi. Membandingkan antara hasil perhitungan analitis dengan metode element hingga terhadap momen maksimal yang terjadi. Serta melakukan analisis terhadap perubahan karakter tanah akibat kegiatan penggalian basement. Selanjutnya diuraikan mengenai modeling secant pile dan penggalian basement mulai dari pengolahan data tanah, korelasinya, penentuan parameter-parameternya, dan dilanjutkan dengan analisis dengan bantuan software FEM.

Dari penelitian ini diperoleh hasil perhitungan analitis dengan menggunakan rumus empiris diperoleh bending momen sebesar 148,32 KN/m pada titik 6,7 m. Hasil analisis dengan FEM diperoleh bending momen sebesar 143,95 KN/m pada jarak 6,7 m dari muka tanah. Pada pengukuran di lapangan diperoleh hasil deformasi lateral 0,51 cm dan deformasi vertikal 0,00 cm. Hasil analisis dengan FEM deformasi lateral 0,18 cm dan deformasi vertikal -0,12 cm. Dari hasil analisis diperoleh bahwa momen maksimal yang terjadi antara perhitungan analitis dengan modeling dengan metode element hingga hasilnya tidak jauh berbeda. Untuk deformasi horizontal dan vertikal antara hasil pengukuran di lapangan dengan pemodelan dengan metode element hingga hasilnya juga tidak jauh berbeda. Dari hasil analisis dengan metode element hingga, akibat penggalian basement terjadi perubahan karakteristik pada tanah antara lain; deformasi horizontal, vertikal, tegangan, regangan, dan tekanan air pori eksis.

Kata Kunci: Secant Pile, FEM, Basement

1. Pendahuluan

Proyek pembangunan Hotel Sapadia adalah proyek pembangunan Hotel dengan delapan lantai hotel dan dua lantai basement. Dalam pelaksanaannya pembangunan basement menggunakan secant pile berdiameter 60 cm untuk primary pile dan secondary pile. Pengecoran secant pile ini dilaksanakan terlebih dahulu sebelum memulai penggalian basement.

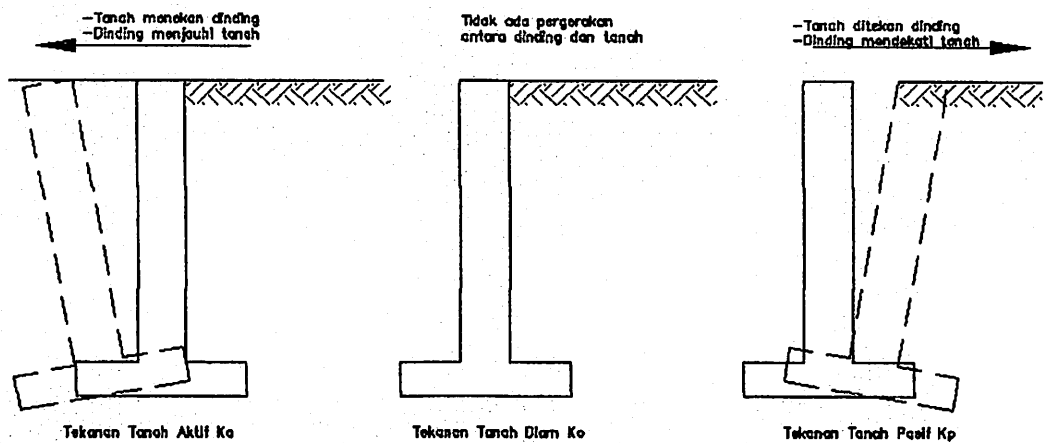
Dalam proses pelaksanaan konstruksinya (*stage construction*) interaksi antara tanah dan secant pile sangat dipengaruhi oleh banyak hal antara lain: teknik pelaksanaan, waktu penggalian, elevasi muka air tanah, posisi tanah bekas galian, tekanan air pori dan lainnya. Proses *stage construction* tersebut sangat cocok di modelkan dengan metode element hingga. Dari hasil pemodelan tersebut dapat menganalisis stabilitas secant pile terhadap deformasi yang terjadi.

2. Tinjauan Pustaka

2.1 Tekanan Lateral Tanah

Pada prinsipnya kondisi tanah dalam kedudukannya ada 3 kemungkinan, yaitu:

1. Dalam Keadaan Diam (K_0)
2. Dalam Keadaan Aktif (K_a)
3. Dalam Keadaan Pasif (K_p).



Gambar1. Jenis Tekanan Tanah Berdasarkan Arah Pergerakan Dinding

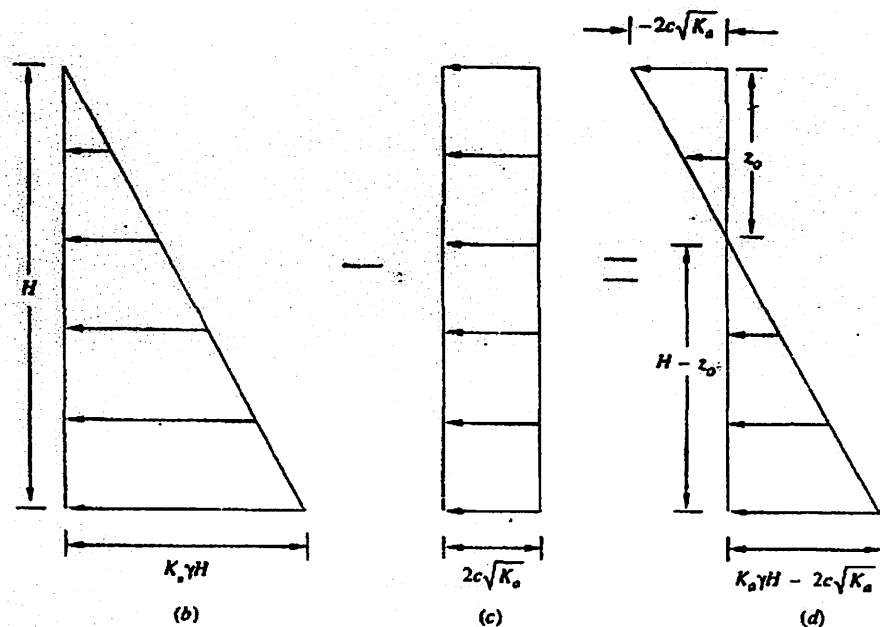
2.2 Tekanan Lateral Tanah Menurut Rankine

Teori Rankine berasumsi bahwa:

- Tidak ada adhesi atau friksi antara dinding dengan tanah (friksi sangat kecil sehingga diabaikan).
- Tekanan lateral terbatas hanya untuk dinding vertikal 90° .
- Kelongsoran (pada urugan) terjadi sebagai akibat dari pergeseran tanah yang ditentukan oleh sudut geser tanah.
- Tekanan lateral bervariasi linier terhadap kedalaman dan resultan tekanan yang berada pada sepertiga tinggi dinding, diukur dari dasar dinding.
- Resultan gaya bersifat paralel terhadap permukaan urugan.

2.2.1 Tekanan Tanah Aktif (K_a) Menurut Rankine

Resultan tekanan aktif akibat beban luar dan pengaruh air dapat dideskripsikan oleh Gambar 2 berikut ini:



Gambar2. Resultan Tekanan Tanah Aktif (Das, 1995)

Total tekanan tanah yang bekerja dirumuskan mengikuti:

$$P_a = 0,5\gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2c' \cdot \sqrt{K_a} H(1)$$

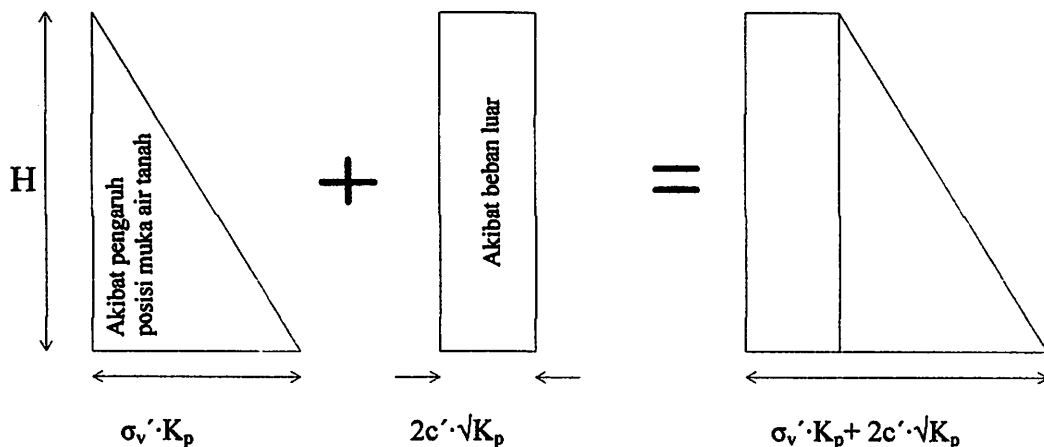
dimana:

- P_a : total tekanan tanah aktif
 γ : berat jenis tanah
 c' : kohesi tanah
 H : tinggi dinding penahan tanah

K_a : koefisien tekanan tanah aktif, $K_a = \tan^2 (45 - \frac{\phi'}{2})$

2.2.2 Tekanan Tanah Pasif (K_p) Menurut Rankine

Resultan tekanan lateral pasif akibat beban luar dan pengaruh air dapat dideskripsikan dalam Gambar 3 sebagai berikut:



Gambar3.ResultanTekanan Tanah Pasif

Total tekanan tanah yang bekerjadirumuskan sebagai berikut:

$$P_p = 0,5\gamma \cdot H^2 \cdot K_p + 2c' \cdot \sqrt{K_p}(2)$$

dimana:

- P_p : total tekanan tanah pasif
 γ : berat jenis tanah
 c' : kohesi tanah
 H : tinggi dinding penahan tanah

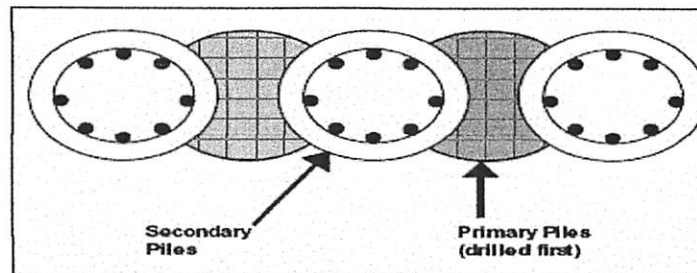
K_p : koefisien tekanan tanah aktif, $K_p = \tan^2 (45 + \frac{\phi'}{2})$

2.3 Secant Pile

Dinding *secant pile* merupakan dinding menerus dan salah satu pengembangan dari *bored pile*. Cara pengerjaan dinding ini sama dengan pengerjaan *bored pile*, yaitu dengan mengebor tanah sampai kedalaman tertentu sesuai dengan yang direncanakan, lalu dilakukan pengecoran. *Secant pile* terbentuk dari rangkaian dinding *bored pile* yang saling tersambung satu sama lainnya. Pada dinding *secant pile* terdapat dua jenis tiang yaitu tiang utama (*primary pile*) dan tiang kedua (*secondary pile*) seperti Gambar 4. Pada kebanyakan proyek yang menggunakan *interlocking secant pile* pada *secondary pile* dipasang tulangan sedangkan pada *primary pile* tidak dipasang. Tetapi untuk beberapa proyek untuk perkuatan dinding baik *secondary* maupun *primary pile* dipasang tulangan. Sekarang ini *secant pile* banyak digunakan secara luas sebagai konstruksi dinding penahan tanah, karena selain pembuatan (pemasangannya) relatif mudah dan cepat, pada proses konstruksi *secant pile* tidak menimbulkan polusi suara, tidak mengganggu struktur bangunan yang ada disekitarnya. Dinding ini juga dapat digunakan untuk membentuk dinding menerus yang kedap.

Biasanya *secant pile* digunakan untuk:

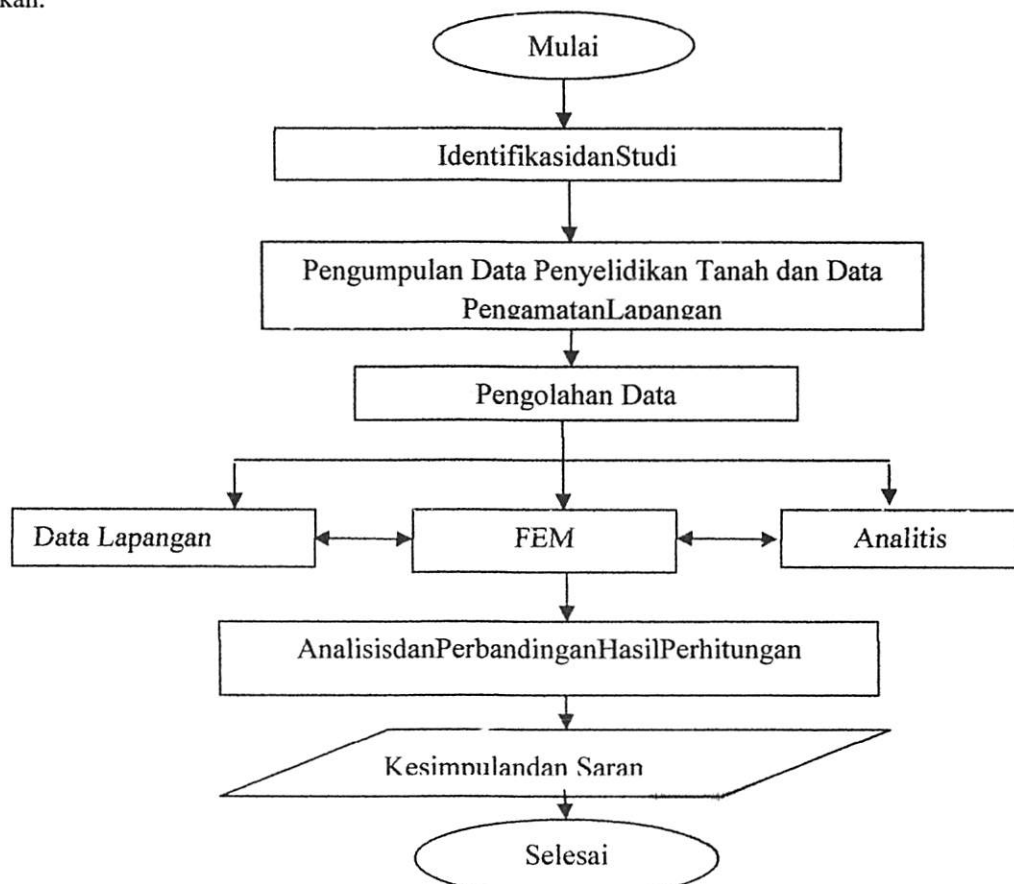
- Intake structures*
- Tangki penyimpanan bawah tanah (*below grade holding tanks*)
- Terowongan, *under pass* (*cut and cover tunnel*)
- Basement contraction.*



Gambar4. Secant Pile (Primary dan Secondary Pile)

3. Metodologi Penelitian

Secara umum *Flowchart* penelitian dapat dilihat pada Gambar5. Penelitian dimulai dengan identifikasi dan studi yang berkaitan dengan judul penelitian, yang bersumber dari buku, jurnal ataupun hasil diskusi dengan pihak lain. Selanjutnya berupa pengumpulan data penyelidikan tanah yang nantinya dibutuhkan untuk simulasi pada program Metode elemen hingga. Data pengamatan di lapangan dilakukan dengan pengukuran langsung di lapangan terhadap deformasi yang terjadi. Data yang telah diperoleh akan diolah, sehingga dapat dipergunakan untuk perhitungan analitis, pemodelan pada program metode elemen hingga, dan perhitungan deformasi dari data pengukuran. Dari hasil analisis tersebut akan dibandingkan antara pengukuran lapangan dengan program Metode elemen hingga, antara analitis dengan program metode elemen hingga. Dari hasil perbandingan tersebut akan disimpulkan.

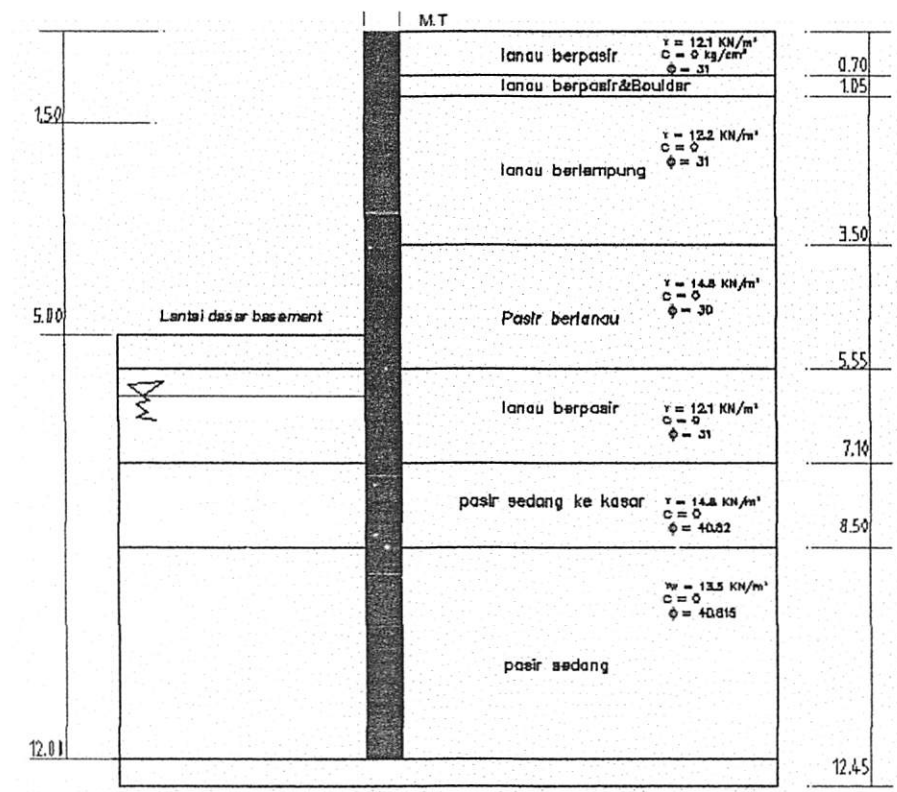


Gambar5. Flowchart Tahapan Penelitian

4. Hasil Dan Pembahasan

4.1 Data Tanah

Agar dapat melakukan proses pemodelan tanah pada suatu dinding penahan tanah harus diketahui deskripsi dan parameter tanah. Deskripsi dan parameter tanah tersebut diketahui dari hasil pengujian lapangan berupa data SPT dan pengujian laboratorium. Untuk melengkapi data parameter tanah yang tidak ada pada pengujian lapangan ataupun pengujian laboratorium dilakukan studi parameter tanah



Gambar6. Parameter Tanah Untuk Perhitungan Analisis

4.2 Perhitungan Analitis

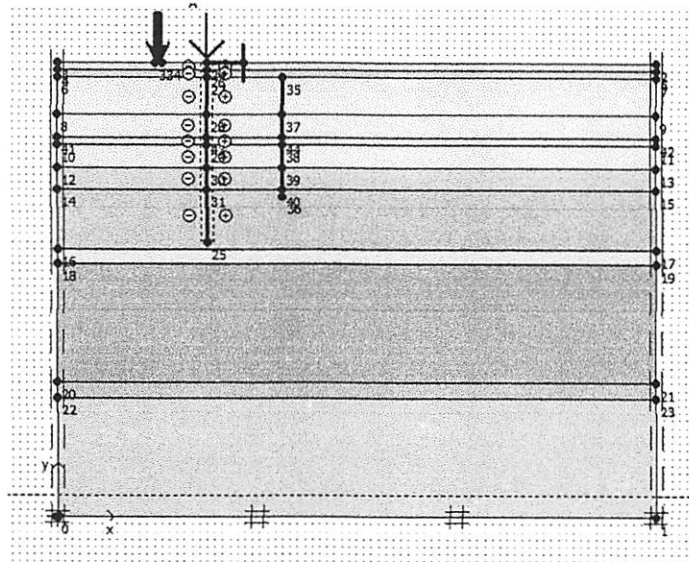
Berdasarkan gambar kondisi *Secant Pile* dan kemiringan tanah maka dilakukan perhitungan analitis menggunakan rumus Rankine. Perhitungan analitis dipergunakan untuk menghitung momen maksimal yang terjadi pada *Secant Pile*. Momen maksimal yang terjadi merupakan hasil dari selisih antara momen guling dengan momen tahanan. Momen dihitung hasil perkalian Gaya Horizontal dengan lengan momen. Dimana gaya horizontal bergantung dari jenis tanah dan ketebalan lapisan tanah yang ditinjau. Dari perhitungan diperoleh Momen guling sebesar 169,90 kN-m/m sedangkan momen tahanan sebesar 21,58 kNm/m

M_{maks} = momen guling – momen tahanan

$M_{maks} = 148,32 \text{ kN-m/m}$

4.3 Proses Modeling pada FEM

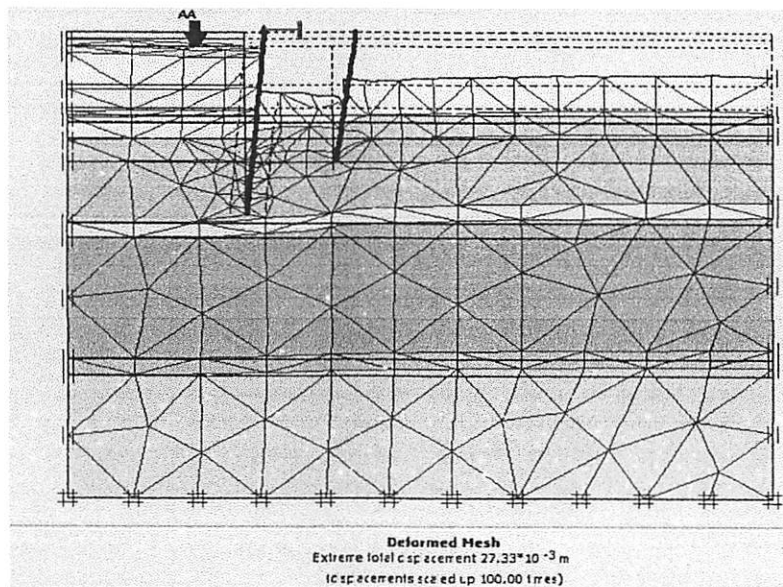
Secara garis besar proses modeling pada program FEM terdiri dari penggambaran geometri, proses input parameter, proses perhitungan, dan output hasil analisis. Hasil penggambaran geometri seperti yang terlihat pada Gambar7.



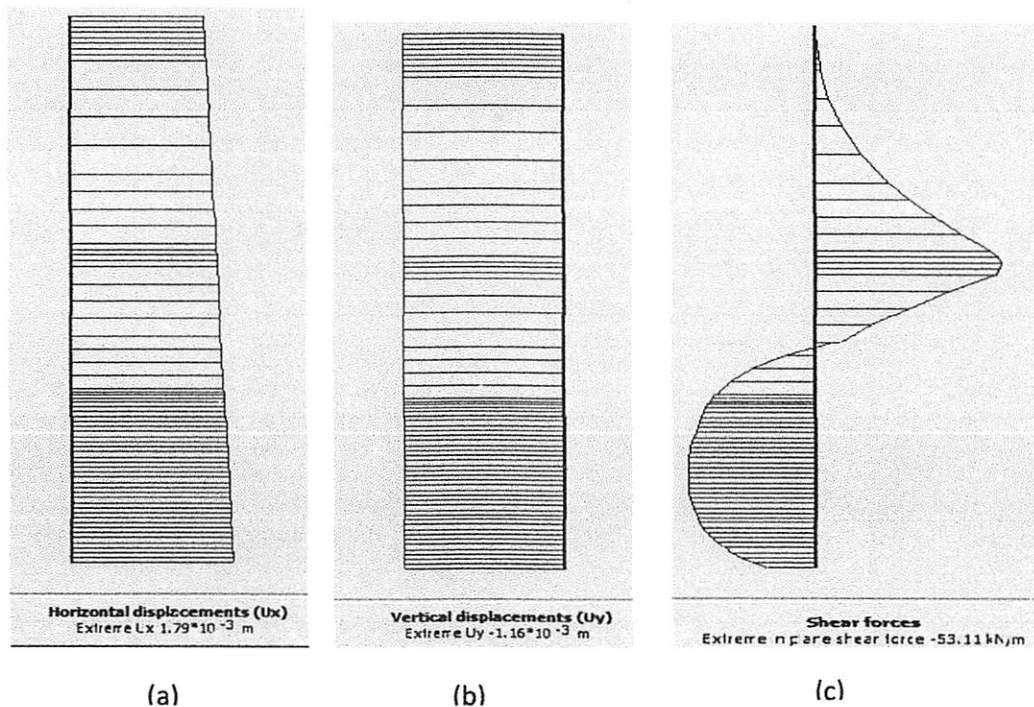
Gambar7. Proses Penggambaran Geometri

4.4 Hasil Analisis Pada Program Metode Elemen Hingga

Hasil *out put* pada program FEM akan menggambarkan deformasi yang terjadi baik pada tanah maupun pada *secant pile*. Hasil *out put* yang ditampilkan adalah hasil *out put* setelah dilaksanakan penggalan seperti pada Gambar 4. Dari hasil analisis diperoleh momen maksimal yang terjadi sebesar 143,95 KN/m pada titik 6,70 m dari muka tanah. Hasil analisis deformasi *secant pile* diperoleh deformasi horizontal sebesar 0,179 cm dan deformasi vertikal sebesar -0,116 cm seperti yang ditunjukkan seperti Gambar 8.



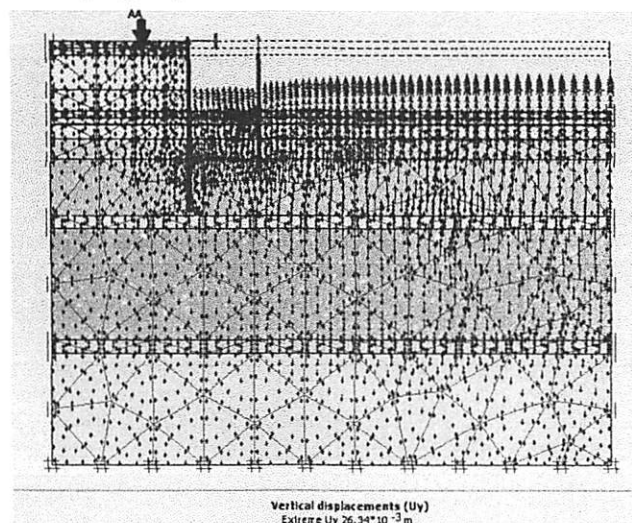
Gambar 8. Analisis Deformasi Yang Terjadi Sampai Galian Tahap IV



Gambar 9. Deformasi Pada *Secant Pile* ; a) Deformasi Horizontal; b) Deformasi Vertikal ; c) Momen Maksimal yang Terjadi

4.5 Analisis Perubahan Karakter Tanah Setelah Penggalian

Selama proses konstruksi pembangunan *secant pile* hingga selesai penggalian terjadi perubahan karakter pada tanah. Perubahan tanah tersebut antara lain perubahan deformasi horizontal, deformasi vertikal, tegangan, regangan, dan tekanan air pori eks. Pada jurnal ini akan di jelaskan mengenai perubahan karakteristik pada tanah berupa deformasi vertikal yang terjadi



Gambar 10. Deformasi Vertikal yang Terjadi pada Tanah

Deformasi vertikal terjadi ditunjukkan dengan panah warna merah pada Gambar 10. Deformasi vertikal terbesar terjadi pada daerah yang di gali. Deformasi yang terjadi ini dikarenakan gaya *uplift* air tanah yang terjadi serta perubahan kondisi tanah yang sebelumnya menerima beban sebesar tanah di atasnya setelah penggalian tidak mengalami pembebanan lagi. Hal ini menyebabkan pengembangan pada tanah. Atau dengan kata lain terjadi perubahan padatan tanah dari *normal consolidated* menjadi kondisi sekarang *over consolidated*.

Deformasi pada daerah ini juga disebabkan akibat tekanan vertikal akibat pemancangan H beam sebagai penahan tanah sementara. Pada tahapank ontruksi selanjutnya deformasi vertikal ini akan berkurang ketika kontruksi pelat lantai *basement* dibangun hingga tidak terjadi deformasi lagi ketika beban struktur bangunan telah lebih besar dari gaya *up lift* dari air tanah. Pada daerah sebelah kiri yang tidak digali juga terjadi deformasi vertikal berupa penurunan tanah walaupun penurunannya tidak sebesar tanah yang digali. Hal inid isebabkan beban yang menyebabkan penurunannya sangat kecil berupa beban pagar pasangan batubata.

4.6 PengukuranDeformasi Di lapangan

Pengukuran di lapangan dilaksanakan dengan alat bantu pengukuran sipat datar Digital Theodolit.. Pengukuran dilakukan pada tiga tiang *secant pile* dengan *Bench Mark* berupa tiang lampu yang lokasinya berada pada median jalan di luar pagar proyek. Data pengukuran dituangkan dalam tabel pada program excel sehingga diperoleh jarak dari alat ukur ke *secant pile*, jarak dari alat ukur ke titik BM diperoleh dan sudut horizontal yang terbentuk. Selanjutnya untuk mengetahui jarak dari *secant pile* ke titik BM dilakukan dengan cara grafis dengan menggambarkan pada program auto CAD. Dari hasil pengukuran ini akan di ketahui jarak dan sudut horizontal dari *secant pile* ke titik BM, sebelum dilaksanakan penggalian dan setelah penggalian tahap ke tiga dilaksanakan. Perpindahan yang diakibatkan perbedaan sudut horizontal tersebut merupakan deformasi yang terjadi pada *secant pile*.

Tabel 1.Deformasi yang Terjadi pada *Secant Pile*

No	Titik Pengukuran pada Secant Pile	Deformasi yang Terjadi
		(mm)
1	Titik 1	8.6
2	Titik 2	6.8
3	Titik 3	0
Nilai rata -rata deformasi		5.13

Sehingga deformasi horizontal yang terjadi pada *secant pile* hasil pengukuran di lapangan adalah 5,13 mm

Tabel2.Perbedaan Selisih Elevasi Sebelum Penggalian dengan Setelah Penggalian Tahap III

Titik	selisih elevasi sebelum penggalian	selisih elevasi penggalian tahap III	Perbedaan selisih elevasi
	(mm)	(mm)	(mm)
1	1,019	1,019	0
2	1,162	1,162	0
3	1,052	1,052	0

Deformasi vertikal dihitung dari rata-rata perbedaan selisih elevasi sebelum penggalian dengan setelah penggalian tahap III Sehingga deformasi vertikal yang terjadi pada *secant pile* adalah 0,00 mm.

5. Kesimpulan

1. Pada pegukuran di lapangan diperoleh hasil deformasi lateral 0,51 cm hasilnya tidak jauh berbeda dengan hasil analisis dengan FEM yaitu sebesar 0,18 cm. Deformasi tersebut lebih kecil dari pesyaratan keamanan 0,02 H (46 cm). Begitu juga dengan pegukuran di lapangan terhadap deformasi vertikal yaitu 0,00 cm, hasilnya tidak jauh berbeda dengan hasil analisis dengan FEM yaitu sebesar -0,12 cm.

2. Pada perhitungan analitis dengan menggunakan rumus empiris diperoleh bending momen sebesar 148,32 KN/m pada titik 6,7 m dari muka tanah hasilnya tidak jauh berbeda dengan hasil analisis dengan FEM sampai galian tahap IV yaitu sebesar 143,95 KN/m pada jarak 6,7 m dari muka tanah.
3. Akibat proses penggalian terjadi perubahan karakteristik pada tanah yaitu terjadinya deformasi lateral dan vertikal, perubahan tegangan dan regangan serta perubahan tekanan air pori eksese. Jika metode pelaksanaan konstruksi *basement* dilakukan dengan tepat, perubahan karakter tanah tersebut tidak akan membahayakan konstruksi.

Daftar Pustaka

- Bowles, J.E., 1988. *Analisis dan Desain Pondasi, edisi keempat jilid 1*, Penerbit Gramedia, Jakarta.
- Bowles, J.E., 1988. *Analisis dan Desain Pondasi, edisi keempat jilid 2*, Penerbit Gramedia, Jakarta.
- Brinkgreve, R.B.J., 2002. *Plaxis Reference Manual v8.2*, Plaxis b.v, AN DELFT, Netherlands.
- Das, B.M., 1999. *Principle of Foundation Engineering*, Fourth Edition, PWS- KENT Publishing Company, Boston.
- Das, B.M., 1995. Alih Bahasa: Nur E. M, Indra, S.B., *Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik, Jilid 1*, Erlangga, Surabaya.
- Nugroho, A.D., 2011. *Analisis pemakai diaphragm walls pada galian basement dengan program Plaxis*, Skripsi, Universitas Sumatera Utara, Medan.
- Fadhillah, M. Hadi., dan Mochtar, Indrasurya B., *Alternatif Perencanaan Dinding Penahan Tanah Stasiun Bawah Tanah Dukuh Atas Dengan Diaphragm Wall, Secant Pile, Dan Soldier Pile Pada Pembangunan Proyek Mass Rapid Transit Jakarta*, 2013, Jakarta.
- Gouw, Tjie Liong, *Aspek Geoteknik Perencanaan Dinding Diaphragm*, Jurnal Geoteknik, HATTI, Februari 1996, Jakarta.
- Handayani, F., dan Wulandari, S., *Desain Diaohragm Wall dengan Plaxis Menggunakan Pemodelan Hardening Soil*, Jurnal Universitas Gunadarma, 2010, Jawa Barat.
- Yuliani, U., dan Wulandari, S., (2011), *Desain Soldier Pile dengan Plaxis Menggunakan Pemodelan Hardening Soil*, Jurnal Universitas Gunadarma, 2011, Jawa Barat.

ANALISA DAN KAJIAN EKSPERIMENTAL BALOK BETON BERTULANG NONHOMOGEN PADA LENTUR MURNI

Bambang Kenedy¹, Ir. Besman Surbakti²

¹Aluumni Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara,
²Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara,

Abastrak

Diagram tegangan tekan beton ekivalen menyebutkan bahwa balok beton bertulang dalam kondisi lentur murni ketika beban diberikan hingga mencapai batas runtuh, tegangan tarik ditahan oleh tulangan tarik saja. Untuk itu penelitian ini dilakukan untuk membuktikan dan membandingkan tegangan yang terjadi apabila pengaruh beton di daerah tarik dalam lentur murni diperbesar kekuatan mutunya. Dalam penelitian ini pengujian lentur dilakukan pada 2 buah balok beton bertulang, dimana 1 buah merupakan balok beton bertulang homogen (dimana mutu dalam satu balok itu sama) dan yang lainnya merupakan balok beton bertulang nonhomogen (mutu beton setiap 60cm berbeda). Hasil pengujian menunjukkan bahwa balok beton bertulang Nonhomogen mengalami peningkatan lendutan dan regangan sebesar masing-masing 12,06% dan 12,25% serta penurunan kapasitas lentur balok beton bertulang Nonhomogen sebesar 16,27%. Dari hasil pengujian dapat disimpulkan bahwa pengaruh beton pada daerah tarik tidak dapat sepenuhnya digantikan dengan mutu beton yang lebih kuat.

Kata kunci: Balok Beton Bertulang, Nonhomogen, Lendutan, Regangan, Kapasitas Lentur.

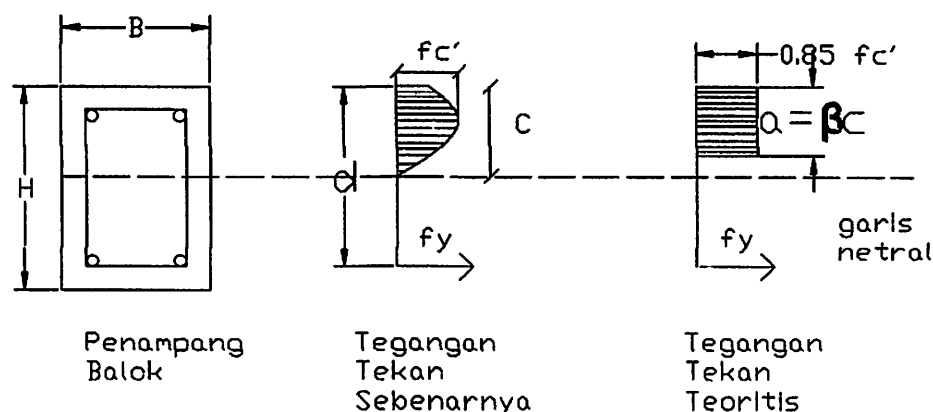
1. Pendahuluan

1.1. Latar Belakang

Beton memiliki kekuatan tarik yang rendah sehingga dapat menyebabkan keretakan pada balok beton apabila diberi beban, maka digunakan tulangan pada bagian bawah untuk menahan tarik pada balok beton, sehingga dikatakan "beton bertulang". Sifat beton yang kuat terhadap tekan dapat berfungsi menahan tekan, sedangkan tulangan berfungsi menahan tarik pada struktur beton bertulang.

Kuat tekan beton merupakan sifat yang paling penting dalam beton keras. Kekuatan tekan adalah kemampuan beton untuk menerima gaya tekan persatuan luas. Kuat tekan beton mengidentifikasimutu dari sebuah struktur. Semakin tinggi kekuatan struktur yang dikehendaki, semakin tinggi pula mutu beton yang dihasilkan. (Paul Nugraha dan Antoni, 2007).

Lentur murni adalah kondisi dimana balok beton bertulang memiliki gaya lintang nol dan momen konstan apabila diberi beban sebesar $P/2$.



Gambar 1. Diagram Tegangan Tekan Penampang Balok

Penampang S, yang berada ditengah bentang, mengalami lentur murni. Ketika diberikan beban hingga mencapai batas runtuhnya, maka secara aktual tegangan tekan yang terjadi bervariasi sepanjang c dari garis netral hingga ke serat atas balok, sedangkan tegangan tarik akan ditahan oleh tulangan baja.

Namun, secara teoritis, untuk mempermudah perhitungan tegangan tekan dianggap berbentuk persegi, dimana tegangan tekan yang terjadi sebesar $0,85 f_c$ sepanjang a yang terjadi diatas garis netral hingga serat atas balok, tegangan tarik juga akan ditahan oleh tulangan baja.

Berdasarkan asumsi diagram tegangan tersebut, perlu dilakukan penelitian untuk membuktikan dan membandingkan tegangan yang terjadi dengan melakukan percobaan pada balok beton bertulang homogen dan balok bertulang non homogen dengan menggunakan mutu beton pada daerah tumpuan lebih kecil pada daerah lapangan (tarik) dalam kondisi lentur murni yang dilakukan dilaboratorium dengan perhitungan lentur murni yang didapat secara analitis.

1.2. Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini adalah :

1. Untuk mengetahui perbandingan kapasitas lentur balok beton bertulang homogen dengan balok beton bertulang nonhomogen.
2. Untuk mengetahui dan membandingkan lendutan yang terjadi antara perhitungan teoritis dengan lendutan balok beton bertulang homogen dan balok beton bertulang nonhomogen.
3. Untuk mengetahui dan membandingkan regangan yang terjadi antara balok beton bertulang homogen dan balok beton bertulang nonhomogen.
4. Untuk mengetahui tegangan tulangan tarik pada balok beton bertulang homogen dan balok beton bertulang nonhomogen.

2. Tinjauan Pustaka

2.1. Umum

Beton sebagai bahan konstruksi yang umum digunakan, memiliki kuat tekan yang tinggi namun kuat tariknya rendah, untuk mengatasi hal ini dipasanglah tulangan untuk menahan kelemahan beton terhadap tarik, inilah yang disebut beton bertulang. Sehingga ketika material beton tidak mampu lagi menahan gaya tarik yang terjadi, maka tulangan yang sepenuhnya bertugas untuk menahan gaya tarik, sedangkan gaya tekan tetap ditahan oleh beton.

Beton tersusun atas tiga bahan penyusun utama, yaitu semen, agregat, dan air. Terkadang juga diberi bahan tambahan (*additive*) ke dalam campuran beton untuk tujuan tertentu itupun kalau diperlukan.

Umumnya beton yang digunakan dalam suatu konstruksi berupa beton bertulang yang homogen atau dengan kata lain beton yang mempunyai mutu yang sama pada satu dalam satu bidang beton misalkan dalam satu balok mempunyai mutu yang sama. Dalam kasus ini mencoba menggunakan beton Nonhomogen, dimana tiap ruas mempunyai mutu yang berbeda yaitu K-200, K-225, dan K-250, dengan ruas memanjang.

2.2. Sifat Beton

1. Kuat tekan

Kuat tekan beton diwakili oleh tegangan maksimum f_c' dengan satuan N/mm atau Mpa. Kuat tekan beton umur 28 hari berkisar antara nilai 10-65 Mpa. Untuk struktur beton bertulang umumnya menggunakan beton dengan kuat tekan berkisar 17-30 Mpa, sedangkan untuk beton prategang digunakan beton dengan kuat tekan lebih tinggi, berkisar antara 30-45 Mpa.

2. Kuat Tarik Beton

Kuat tarik beton dilakukan dengan pengujian *split cylinder* yang hasilnya mendekati kuat tarik yang sebenarnya, dimana diperoleh nilai kuat tarik dari beberapa kali pengujian adalah $0,50-0,60$ kali $\sqrt{f_c}$, sehingga untuk beton normal digunakan $0,57\sqrt{f_c}$.

3. Kuat geser

Untuk komponen struktur beton bertulang, apabila gaya geser yang bekerja cukup besar sehingga diluar kemampuan beton untuk menahannya, maka perlu memasang baja tulangan tambahan untuk menahan geser tersebut.

4. Rangkak

Ketika beton menerima beban secara terus menerus, maka beton akan mengalami deformasi, dimana setelah deformasi awal terjadi, selanjutnya akan terjadi deformasi yang disebut rangkak (*creep*).

5. Susut

Susut adalah berkurangnya volume beton akibat kehilangan uap air karena penguapan. Susut berlangsung selama bertahun-tahun, namun umumnya sekitar 90% susut terjadi pada tahun pertama.

2.3. Balok Beton Bertulang

Beton bertulang adalah beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum yang di syaratkan dengan atau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua bahan tersebut bekerja sama dalam memikul gaya-gaya. (SNI 03- 2847 – 2002, Pasal 3.13)

Dalam penelitian ini, digunakan Metode Kekuatan Batas (Ultimit) dalam menganalisa kekuatan lentur balok beton bertulang. Syarat dasar untuk desain kekuatan menurut SNI 03-2847-2002 dapat diungkapkan sebagai berikut: Kuat rencana (M_r) $\geq$ Kuat perlu (M_u), $M_r = \phi M_n$

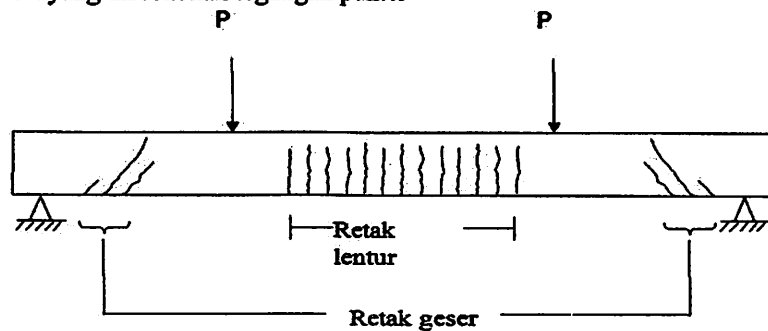
Kuat perlu dapat diungkapkan sebagai bentuk beban-beban terfaktor ataupun momen, dan gaya-gaya lain yang terkait yang kemudian dikalikan dengan faktor-faktor beban yang sesuai. Penggunaan faktor reduksi kekuatan ϕ untuk tarik aksial tanpa dan dengan lentur sebesar 0,8.

2.4. Retak

Ada 3 jenis retak yang terjadi pada balok beton bertulang, yaitu retak lentur, retak miring dan retak puntir. Retak lentur adalah retak vertikal yang memanjang dari sisi tarik balok dan mengarah ke atas sampai daerah sumbu netralnya serta terjadi pada daerah momen lentur yang besar. Jika balok memiliki web yang sangat tinggi, jarak retak akan sangat dekat, dengan sebagian retak terjadi bersamaan sampai di atas tulangan, dan sebagian lagi tidak sampai ke tulangan. Retak ini akan lebih lebar di pertengahan balok daripada di bagian dasarnya. Pada penelitian ini, jenis retak inilah yang akan diidentifikasi.

Retak miring karena geser dapat terjadi pada bagian web balok beton bertulang baik sebagai retak bebas atau perpanjangan retak lentur..

Retak puntir cukup mirip dengan retak geser, namun retak ini melingkar di sekeliling balok. Jika sebuah batang beton tanpa tulangan menerima torsi murni, batang tersebut akan retak dan runtuh di sepanjang garis spiral 45° karena tarik diagonal yang disebabkan tegangan punter



Gambar 2. Retak pada Balok

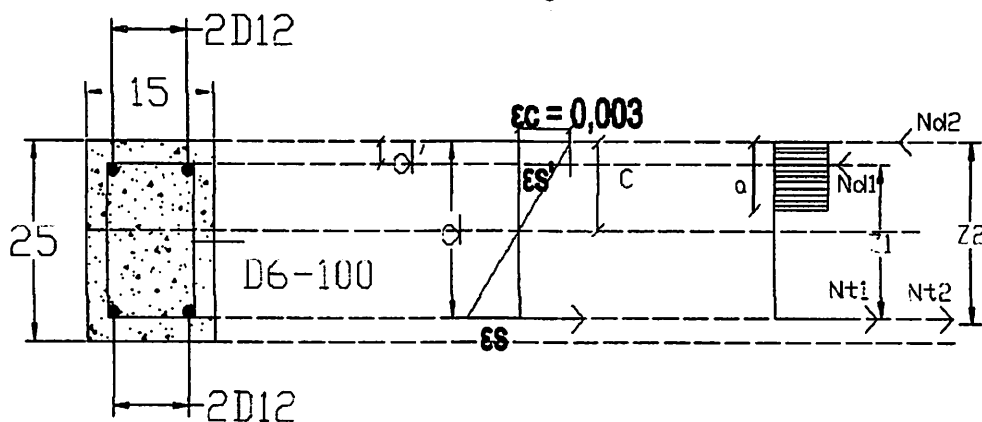
2.5. Lendutan

Lendutan memiliki arti yang penting dalam suatu struktur, karena lendutan yang berlebihan pada balok dapat mengakibatkan penurunan lantai, cekungan pada atap datar, getaran yang berlebihan, merusak tampilan dari suatu struktur, dan bahkan dapat menimbulkan rasa takut bagi penghuni bangunan tersebut. Cara terbaik untuk meminimalisasi terjadinya lendutan adalah dengan meningkatkan ketebalan batang. Lendutan izin maksimum dimuat dalam SK SNI 03-2847-2002.

3. Metode Penelitian

3.1. Perhitungan Benda Uji Balok Beton Bertulang

Sebelum melaksanakan praktikum diperlukan analisa pada benda uji balok beton bertulang. Untuk perhitungan kekuatan lentur nominal (M_n) dipakai pemisalan diantaranya adalah regangan maksimum yang dapat dipakai ϵ_c pada serat ekstrim beton atau dalam kata lain beton mengalami keruntuhan diambil sebesar 0,003 (Chu-Kia Wang). Analisa yang akan dilakukan berupa analisa perhitungan tinggi garis netral balok beton bertulang yang telah direncanakan dimensi dan batasan sebagai berikut:



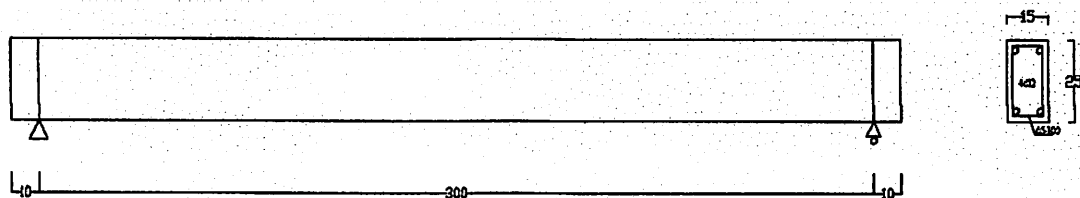
Gambar 3. Sketsa Perencanaan Balok Beton Bertulang Homogen

Direncanakan:

B	= 15 cm
H	= 25 cm
Selimut beton	= 3,5 cm
Mutu beton K-250	= $f'_c = 20,36 \text{ Mpa}$
Mutu baja	= BJTP-24 ($f_y = 240 \text{ Mpa}$)
$A_s = A_{s'}$	= $226,2 \text{ mm}^2$
d'	= selimut + $\emptyset$ sengkang + $\frac{1}{2} \emptyset$ tulangan utama
d'	= $35 \text{ mm} + 6 \text{ mm} + \frac{1}{2} (12 \text{ mm})$
d'	= 47 mm
d	= $h - \text{selimut} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$
d	= $250 \text{ mm} - 35 \text{ mm} - 6 \text{ mm} - \frac{1}{2} (12)$
d	= 203 mm

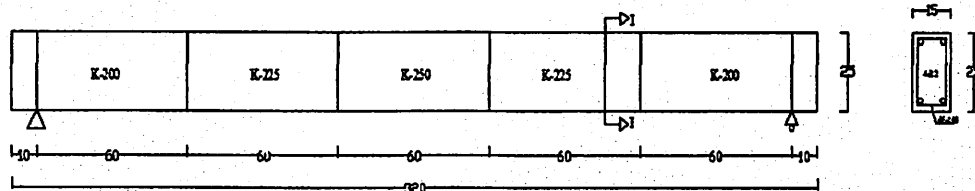
3.2. Benda Uji

Benda uji Balok Beton Bertulang direncanakan dengan dimensi sebagai berikut:



Gambar 4. Dimensi Balok Beton Bertulang

Direncanakan balok beton bertulang nonhomogen dengan dimensi seperti berikut:



Gambar 5. Dimensi Balok Beton Bertulang Nonhomogen

Tabel 1: Komposisi Rencana Benda Uji Balok Beton Nonhomogen

Mutu Beton	Semen (Kg)	Pasir (Kg)	Kerikil (Kg)	Air (Kg)
K-200	22.4	47.4	70.3	11.7
K-225	23.2	47.1	69.9	11.7
K-250	13.1	25.8	38.4	6.5

4. Hasil Penelitian Dan Pembahasan

4.1. Hasil Pengujian Kuat Tekan dan Kuat Tarik

1. Kuat Tekan Silinder Beton

Pengujian kuat tekan dilakukan pada silinder beton dengan ukuran tinggi 30 cm dan diameter 15 cm, pada saat benda uji berumur 28 hari menggunakan alat *Compression Machine*.

Kuat tekan beton karakteristik $\sigma_{bk} = 5\%$ karena kemungkinan adanya kekuatan yang tidak memenuhi syarat, sehingga ditentukan kuat tekan beton dengan rumus:

$$\sigma_{bk} = \sigma_{bm} - 1,645 SD$$

Tabel 2: Hasil Pengujian Kuat Tekan Beton

Nama	Berat (Kg)	Uji Tekan (KN)
Sampel 1 (S1)	12,71	310
Sampel 2 (S1)	12,62	328
Sampel 3 (S2)	12,92	364
Sampel 4 (S2)	12,90	346
Sampel 5 (S3)	13,06	396
Sampel 6 (S3)	13,02	400

Perhitungan Benda Uji:

$$F'c = \frac{P}{\frac{1}{4}\pi d^2}$$

$$F'c \text{ rata-rata} = \frac{F'c \text{ rata-rata (sample } n) + F'c \text{ rata-rata (sample } n + 1)}{2}$$

Kuat tekan beton untuk masing-masing segmen adalah:

$$F'c (1) = f'c \text{ rata-rata} - 1,645 S_d$$

Diperoleh:

$$F'c (1) = 16,9 \text{ Mpa}$$

$$F'c (2) = 18,91 \text{ Mpa}$$

$$F'c (3) = 20,36 \text{ Mpa}$$

2. Kuat Tarik Belah Silinder Beton

Pengujian kuat tarik dilakukan pada silinder beton dengan ukuran tinggi 30 cm dan diameter 15 cm, saat benda uji berumur 28 hari menggunakan alat *Splitting Test*. Tabel berikut menunjukkan hasil pengujian kuat tarik belah beton:

Tabel 3: Hasil Pengujian Kuat Tarik Belah Beton

Nama	Berat (Kg)	Uji Tarik (KN)
Sampel 1 (S1)	12,75	70
Sampel 2 (S1)	12,68	66
Sampel 3 (S2)	12,94	88
Sampel 4 (S2)	12,96	80
Sampel 5 (S3)	13,01	114
Sampel 6 (S3)	13,07	108

Perhitungan benda uji:

$$F_t = \frac{2P}{\pi L d}$$

$$F_t \text{ rata-rata} = \frac{F_t \text{ rata-rata (sample } n) + F_t \text{ rata-rata (sample } n + 1)}{2}$$

$$F_t = f_t \text{ rata-rata} - 1,645 S_d$$

Diperoleh kuat tarik belah untuk masing-masing segmen adalah:

$$F_t = 0,986 \text{ Mp}$$

$$F_t = 1,0573 \text{ Mpa}$$

$$F_t = 1,4651 \text{ Mpa}$$

3. Pengujian Lendutan Balok Beton Bertulang

Pengujian lendutan balok beton bertulang dilakukan dengan menggunakan *Hydraulic Jack* kapasitas 30 ton dan 3 (tiga) buah *Dial Indicator* dengan jarak masing-masing sepanjang 75 cm.

Tabel 4: Data Hasil Pengujian Lendutan Balok Beton Bertulang Homogen

Pembacaan Dial (kg/cm ²)	Beban (Kg)	Lendutan (X 10 ⁻²)		
		Y1 Kiri	Y2 Tengah	Y3 Kanan
0	0	0	0	0
10	1333	92	120	98
20	2666	411	571	440
30	3999	686	780	706
40	5332	883	1065	938
45	5998,5	1086	1254	1120

Tabel 5: Data Hasil Pengujian Lendutan Balok Beton Bertulang Nonhomogen

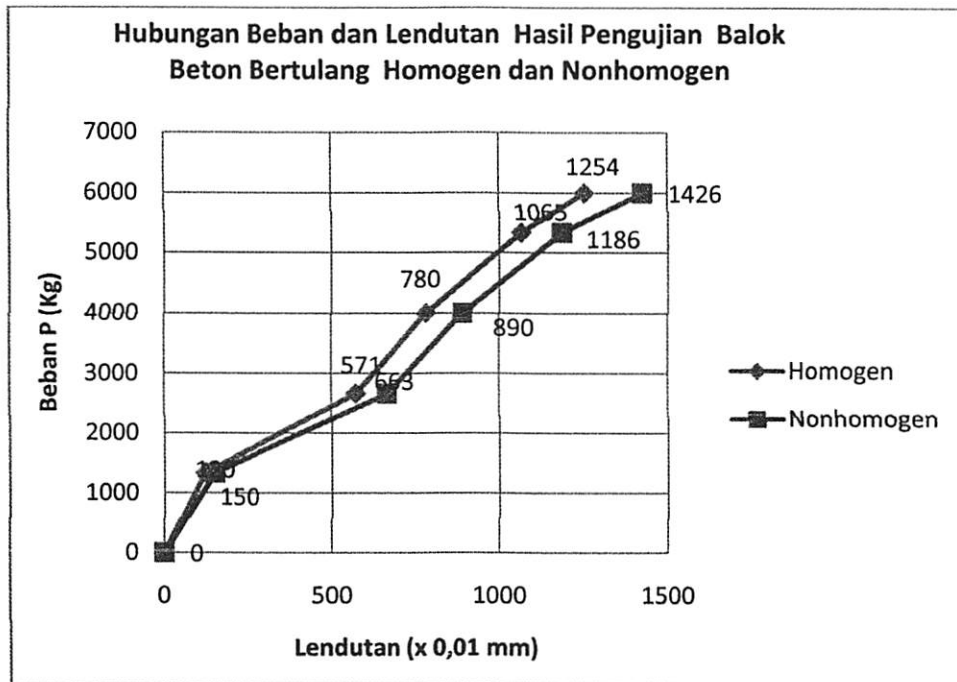
Pembacaan Dial (kg/cm ²)	Beban (Kg)	Lendutan (X 10 ⁻²)		
		Y1 Kiri	Y2 Tengah	Y3 Kanan
0	0	0	0	0
10	1333	109	150	125
20	2666	549	663	565
30	3999	746	890	762
40	5332	895	1186	928
45	5998,5	1287	1426	1386

Keterangan : Retak awal terjadi di pembebanan 20 kg/cm² = 2666 kg

Beban (kg) = Pembacaan dial (kg/cm²) × luas efektif silinder *hydraulic jack* (133,3 cm²)

Tabel 6: Data Hasil Lendutan Pengujian Balok Beton Bertulang Homogen dan Nonhomogen

Pembacaan Dial (kg/cm ²)	Beban (Kg)	Lendutan (X 10 ⁻²)	
		Homogen	Nonhomogen
0	0	0	0
10	1333	120	150
20	2666	571	663
30	3999	780	890
40	5332	1065	1186
45	5998,5	1254	1426

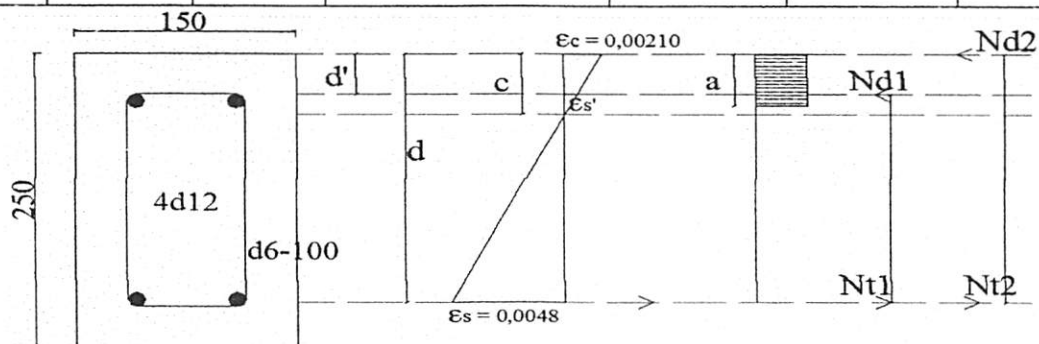


Gambar 6. Grafik Hubungan Baban-Lendutan Pengujian Pada Balok Beton Bertulang Homogen dan Nonhomogen

4. Pengujian Regangan Balok Beton Bertulang

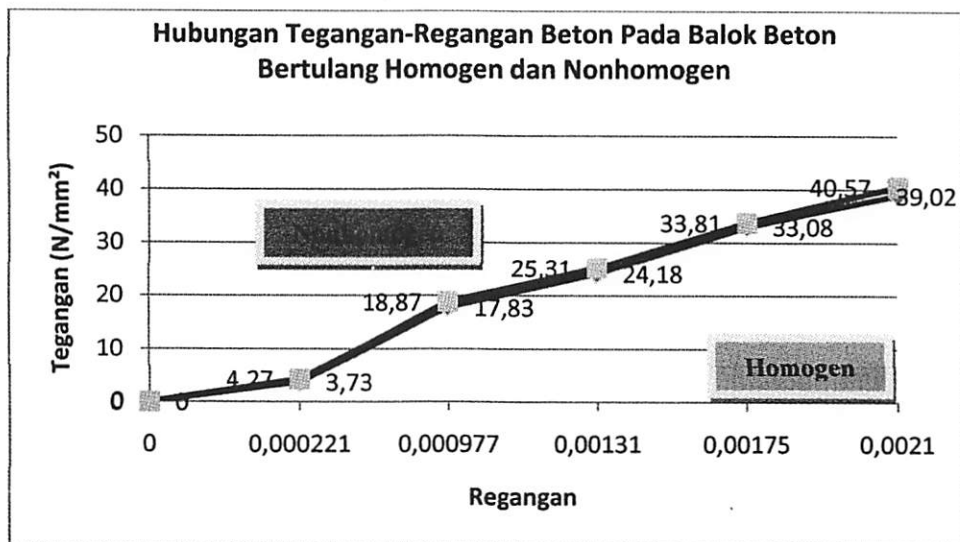
Tabel 7. Hasil Perhitungan Regangan Tekan Beton (ϵ_c) dan Regangan Tulangan tarik (ϵ_s) pada Balok Beton Bertulang Homogen

P (kg)	Lendutan Pengujian (mm)	Garis netral (y) (mm)	Jarak garis netral ke serat bawah (e) (mm)	Jari-jari kelengkungan (ρ) (mm)	Regangan tekan (ϵ_c)	Regangan tarik (ϵ_s)
0	0.000	61.762	141.238	0.000	0.0000000	0.0000000
1333	1.20	61.762	141.238	798611.11	-0.000176	0.000402
2666	5.71	61.762	141.238	353628.53	-0.000841	0.00192
3999	7.80	61.762	141.238	122863.24	-0.00114	0.0026
5332	10.65	61.762	141.238	89984.35	-0.00156	0.00356
5998,5	12.54	61.762	141.238	76422.11	-0.00184	0.00422

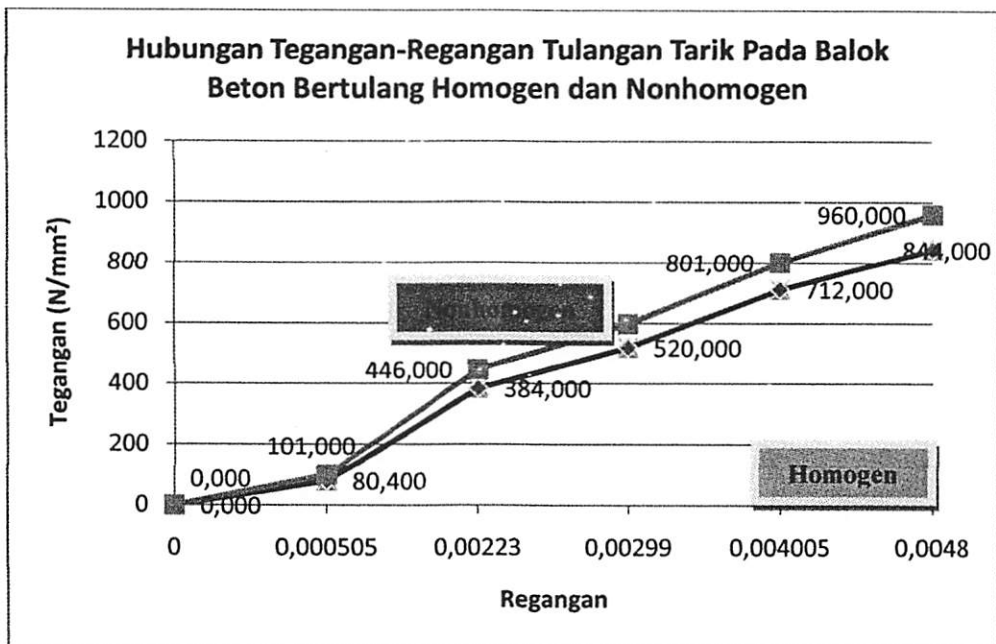


Gambar 7. Diagram Regangan Beton Betulang Nonhomogen

5. Hubungan Tegangan-Regangan



Grafik 8. Hubungan Tegangan-Regangan Beton (ϵ_c) pada Balok Beton Homogen dan Nonhomogen



Grafik 9. Hubungan Tegangan-Regangan Tulangan Tarik (ϵ_s) pada Balok Beton Homogen dan Nonhomogen

6. Kapasitas Lentur Balok Beton Bertulang

Tabel 8: Kapasitas Lentur Balok Beton Bertulang Homogen

Beban P (Kg)	E_c	E_s	f_c (N/mm ²)	f_s (N/mm ²)	M_n (Nmm)	P_n Kg	σ (N/mm ²)	P/P _n
0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0
1333	0.000176	0.000402	3.733	80.4	6377118.225	1275.424	1.008	1.0451
2666	0.000841	0.000192	17.838	384	18270727.574	3654.145	2.887	0.7296
3999	0.00114	0.00260	24.181	520	41279066.574	8255.813	6.523	0.4844
5332	0.00156	0.00356	33.089	712	56502001.502	11300.400	8.928	0.47184
5998.5	0.00184	0.00422	39.028	844	14479290.667	13358.355	10.554	0.44904
Koefien rata-rata								0.63594

Tabel 9: Kapasitas Lentur Balok Beton Bertulang Nonhomogen

Beban P (Kg)	E_c	E_s	f_c (N/mm ²)	F_s (N/mm ²)	M_n (Nmm)	P_n (Kg)	σ (N/mm ²)	P/P _n
0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0
1333	0.000211	0.000505	4.270	101	8175702.229	1635.140	1.292	0.8152
2666	0.000977	0.002230	18.877	446	37091769.128	7418.354	5.861	0.3594
3999	0.00131	0.002990	25.311	598	49733596.251	9946.719	7.859	0.4020
5332	0.00175	0.004005	33.813	801	66513702.650	13302.741	10.510	0.4008
5998.5	0.00210	0.00480	40.575	960	79774098.540	15954.820	12.606	0.3375
Koefisien rata-rata								0.3858

1. Perbandingan beban berdasarkan pengujian (P) dan beban secara teori berdasarkan pengujian regangan (P_n) balok beton bertulang homogen

$$\text{Koefisien} = \frac{\sum P/P_n}{n} = 0,635$$

$$\text{Koefisien} = \frac{P}{P_n} = 0,449$$

2. Perbandingan beban runtuh berdasarkan pengujian (P) dan beban runtuh secara teori berdasarkan pengujian regangan (P_n) balok beton bertulang nonhomogen

$$\text{Koefisien} = \frac{\sum P/P_n}{n} = 0,3858$$

$$\text{Koefisien} = \frac{P}{P_n} = 0,3375$$

3. Perbandingan Lendutan secara teori balok beton bertulang Homogen dan balok beton bertulang Nonhomogen

$$\text{Koefisien} = \frac{\text{Lendutan homogen}}{\text{Lendutan nonhomogen}} = \frac{23,38}{26,49} = 0.88$$

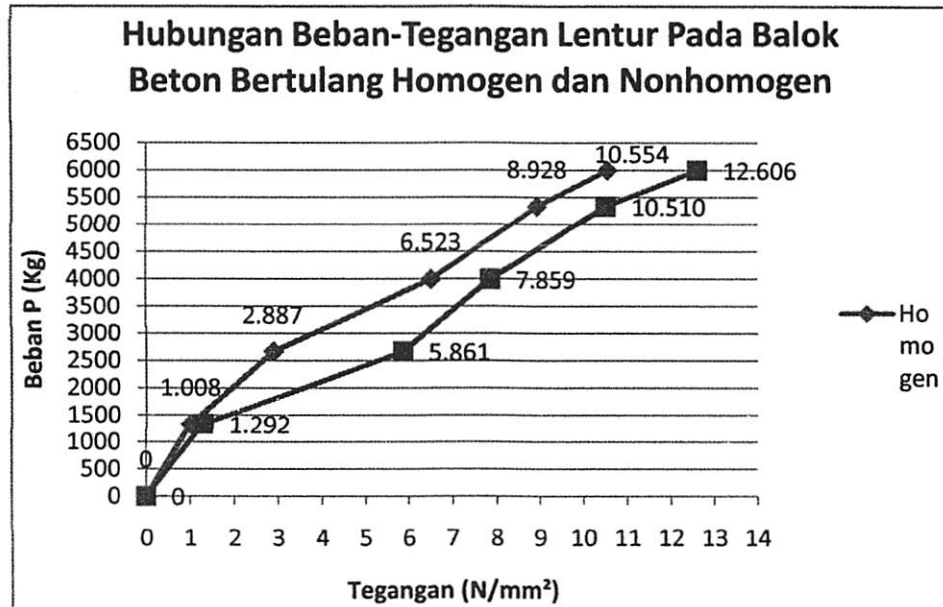
4. Perbandingan Lendutan berdasarkan Pengujian balok beton bertulang Homogen dan balok beton bertulang Nonhomogen

$$\text{Koefisien} = \frac{\text{Lendutan homogen}}{\text{Lendutan nonhomogen}} = \frac{12.54}{14.26} = 0.87$$

5. Peningkatan lendutan balok beton bertulang homogen dan nonhomogen

$$\frac{\text{Lendutan nonhomogen} - \text{lendutan homogen}}{\text{Lendutan nonhomogen}} \times 100 = \frac{14.26 - 12.54}{14.26} = 12.06\%$$

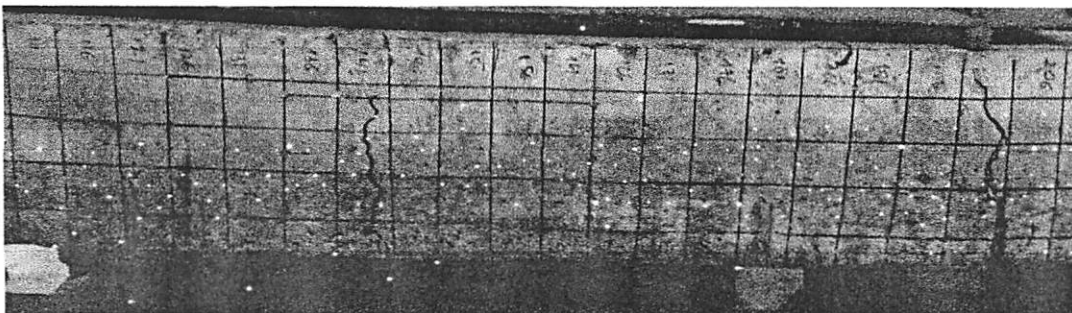
Hubungan beban dan tegangan lentur yang didapatkan dalam tabel perhitungan kapasitas lentur untuk belok beton bertulang Hmogen dan Nonhomogen dapat disajikan dalam grafik berikut ini:



Gambar 10. Hubungan Beban-Tegangan Lentur (σ) Pada Balok Beton Bertulang Homogen dan Nonhomogen

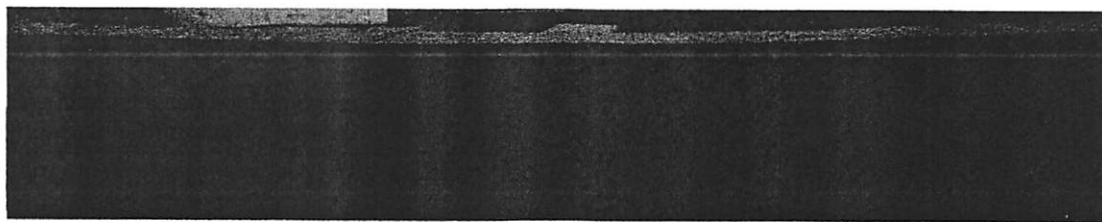
7. Retak Balok Beton Bertulang

Berdasarkan hasil pengujian yang telah dilakukan, retak terpanjang yang terjadi di sepanjang penampang balok beton bertulang normal terdapat retak pada bagian tengah bentang yang dikarenakan pendistribusian beban yang terjadi tidak merata dipikul oleh kuat beton bertulang homogen.



Gambar 11. Retak yang Terjadi Pada Balok Beton Bertulang Homogen

Retak terpanjang yang terjadi di sepanjang penampang balok beton bertulang Nonhomogen terdapat lima bagian retak yang dikarenakan pendistribusian beban yang bekerja merata disebabkan reduksi kekuatan mutu beton.



Gambar 12 Retak yang Terjadi Pada Balok Beton Bertulang Nonhomogen

6. Kesimpulan dan Saran

6.1. Kesimpulan

Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan di laboratorium, maka dapat disimpulkan bahwa:

1. Lendutan terjadi pada balok beton bertulang nonhomogen pada beban $P = 5998.5$ adalah 14,26 mm. sedangkan untuk balok beton bertulang homogeny adalah 12,54mm
2. Lendutan balok beton bertulang Nonhomogen pada beban yang sama, yaitu $P = 5998.5$ kg, mengalami peningkatan sebesar 12,06 % dibandingkan balok Homogen.
3. Regangan balok beton bertulang Nonhomogen mengalami peningkatan rata-rata sebesar 12,25 % bila dibandingkan dengan balok Homogen.
4. Penurunan kapasitas lentur balok beton bertulang Nonhomogen sebesar 16,27% dibandingkan dengan balok Homogen.
5. Perbandingan lendutan pengujian pada balok homogen dan nonhomogen sebesar 0,87.
6. Perbandingan lendutan teoritis pada balok homogen dan nonhomogen sebesar 0,88.
7. Retak yang terjadi pada balok beton bertulang Homogen berada pada bagian tengah bentang.
8. Retak yang terjadi pada balok beton bertulang Nonhomogen dikarenakan adanya factor reduksi elastisitas beton sehingga retak yang terjadi hanya lima bagian yaitu ditengah mutu beton K-225, diantara mutu beton K-225 dengan K-250 dan ditengah tengah bentang yaitu mutu beton K-250.

6.2. Saran

Melakukan penelitian lebih lanjut dengan menggunakan mutu beton pembanding menggunakan mutu beton rendah yang digunakan pada balok nonhomogen.

ANALISIS SAMBUNGAN BALOK BAJA DENGAN MENGGUNAKAN BAUT DAN PELAT PENYAMBUNG

Muhammad Rahman Rambe¹⁾, Johannes Tarigan²⁾, Sanci Barus³⁾

1) Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil USU

2) Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil dan Program Studi Magister Teknik Sipil USU

3) Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil dan Program Studi Magister Teknik Sipil USU

Abstrak

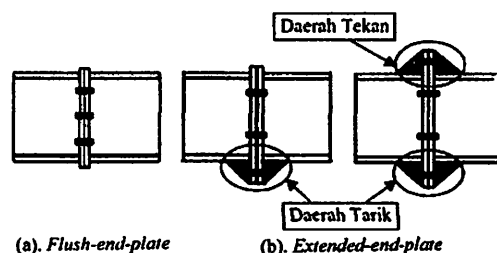
Pada konstruksi baja, setiap bagian elemen dari strukturnya dihubungkan satu sama lain dengan menggunakan alat penyambung, yaitu: las dan baut. Jenis sambungan dan alat penyambung pada konstruksi baja sangat mempengaruhi kekuatan, kekakuan dan daktilitas dari sambungan. Dalam analisis struktur balok, tingkat kekakuan sambungan mempunyai peranan penting untuk meningkatkan momen kapasitas pada sambungan. Salah satu cara untuk meningkatkan momen kapasitas pada sambungan balok menggunakan pelat ujung (end-plate) yaitu dengan menambah pengaku (stiffener). Tujuan penulisan tesis ini adalah untuk menganalisis sambungan balok baja dengan menggunakan baut dan pelat penyambung serta mengetahui seberapa besar pengaruh pengaku dapat meningkatkan beban batas dan kekakuan pada sambungan balok menggunakan pelat ujung. Metode yang digunakan yaitu: metode pengujian dan simulasi numerik dengan metode elemen hingga. Dari hasil analisis data, dapat di ambil kesimpulan: dengan adanya pengaku beban batas meningkat sebesar: 35,60% (di bawah) dan 38,88% (di atas & di bawah) secara pengujian, serta: 38,74% (di bawah) dan 47,47% (di atas & di bawah) secara simulasi numerik. Dengan adanya pengaku kekakuan meningkat sebesar: 46,67% (di bawah) dan 53,27% (di atas & di bawah) secara pengujian, serta: 52,71% (di bawah) dan 63,44% (di atas & di bawah) secara simulasi numerik.

Kata kunci: sambungan baja, pelat ujung, beban batas dan kekakuan

1. Pendahuluan

Secara teori, sambungan pada konstruksi baja diasumsikan sebagai jepit atau sendi, dimana tidak ada rotasi yang terjadi antara batang yang disambung dan tidak boleh mengalami perubahan bentuk yang permanen. Jenis sambungan dan alat penyambung pada konstruksi baja sangat mempengaruhi kekuatan, kekakuan dan daktilitas dari sambungan. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui seberapa besar pengaruh pengaku dapat meningkatkan beban batas dan kekakuan pada sambungan balok menggunakan pelat ujung (end-plate) secara pengujian maupun simulasi numerik dengan metode elemen hingga.

Dalam penelitian ini, alat penyambung yang digunakan yaitu las dan baut. Sambungan baut yang populer adalah tipe geser dan tekan dibandingkan dengan sambungan baut tipe tarik. Jika untuk momen lentur akan ada daerah tarik dan tekan. Pemilihan sambungan tidak hanya dilihat dari segi kekuatan ataupun kekakuan, tetapi faktor kemudahan pemasangannya juga perlu diperhatikan. Sambungan yang ditinjau merupakan sambungan tidak sama kuat yang menahan beban terpusat atau momen lentur ditengah bentang. Sambungan ini tidak cukup kaku untuk menahan beban terpusat serta perputaran sudut diantara bagian yang disambung. Salah satu cara untuk meningkatkan beban terpusat dan kekakuan pada sambungan balok dengan pelat ujung (end-plate) yaitu dengan menambah pengaku (stiffener). Penempatan pengaku harus perlu diperhatikan, supaya pengaku tersebut dapat dimanfaatkan semaksimal mungkin. Untuk itu, maka perlu dilakukan pengujian dari beberapa tipe sambungan balok seperti terlihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Jenis sambungan balok dengan menambah pelat pada ujung balok

2. Tinjauan Pustaka

2.1 Teori Baja

Baja adalah salah satu bahan konstruksi yang umum digunakan dalam perencanaan struktur, karena baja mempunyai sifat penting, yaitu homogen dan daktilitas tinggi. Selain itu, yang menjadi syarat utama dalam perencanaan struktur baja adalah kekuatan (tegangan), kekakuan (deformasi) dan daktilitas (perilaku keruntuhannya), serta kemudahan pembuatan dan cepatnya pelaksanaan merupakan hal-hal yang menguntungkan dari konstruksi baja (Dewobroto, 2015).

Baja merupakan bahan material konstruksi yang ketersediaannya tergantung sepenuhnya pada industri. Hal ini tentu berbeda dibandingkan material beton, yang bahan dasarnya sebagian besar mengandalkan material alam (batu dan pasir), hanya semen dan *admixture* saja yang tergantung produk industri (Dewobroto, 2015).

Baja adalah suatu bahan yang mempunyai homogenitas yang tinggi, hasil campuran dari besi, zat arang, mangan, silikon dan tembaga. Kekuatan baja tergantung dari besar kecilnya kadar karbon. Semakin besar kadar karbon semakin besar pula tegangan patah dan regangannya, tetapi akan mengurangi daktilitasnya. Untuk menjamin daktilitas minimum dari baja, maka persentase maksimum dari karbon, fosfor dan sulfur dibatasi. Pembatasan komposisi maksimum dari campuran tersebut adalah: 1,70% zat karbon, 1,65% zat mangan, dan 0,60% tembaga (Setiawan, 2008).

Dalam perencanaan struktur baja, SNI 03-1729-2002 mengambil beberapa sifat-sifat mekanik dari material baja yang sama, yaitu:

- a. Modulus Elastisitas (E) = 200000 Mpa
- b. Modulus Geser (G) = 80000 Mpa
- c. Angka poison (ν) = 0,30

Sedangkan berdasarkan regangan leleh dan tegangan putusnya, mutu dari material baja di klasifikasikan menjadi 5 kelas seperti pada Tabel 1.

Tabel 1. Sifat Mekanika Beberapa Jenis Baja (Setiawan, 2008)

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, f_u (Mpa)	Tegangan leleh minimum, f_y (Mpa)	Regangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

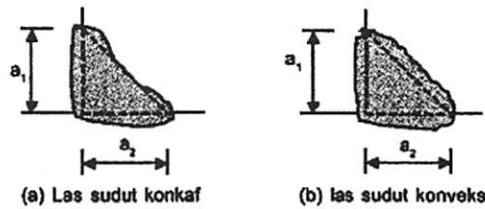
2.2 Jenis Alat Sambungan

Fungsi sambungan adalah mengalihkan gaya-gaya dari satu komponem struktur ke komponem yang lain sehingga beban luar yang bekerja pada struktur dapat diteruskan ke pondasi. Komponen sambungan terdiri dari pelat pengisi, pelat buhul, pelat penyambung, pelat pengaku, dan alat penyambung. Secara umum sambungan balok menggunakan pelat ujung (*end-plate*) terdiri dari 3 elemen yaitu: balok, pelat penyambung dan alat penyambung (las dan baut).

Jenis-jenis alat sambung pada konstruksi baja adalah paku keling (*river*), baut dan las. Sambungan untuk fabrikasi yang sering digunakan adalah las, yang relatif murah dan kekuatannya sangat baik bila dapat dikerjakan di bawah kontrol mutu yang tepat. Alternatif alat sambung lainnya tentu saja hanya baut. Alat sambung untuk dirakit (*erection*) di lapangan adalah baut, dipilih karena mudah dilaksanakan tanpa inspeksi yang rumit, cukup secara visual mata. Sambungan las lapangan harus dihindari, khusus untuk struktur utama. Bila terpaksa, itu harus dilakukan oleh tukang yang ahli dan di bawah kontrol mutu yang ketat. Dalam tesis ini, jenis alat sambungan yang dibahas adalah alat sambung las dan baut mutu biasa A307.

2.2.1 Alat Penyambung Las

Las adalah suatu proses penyambungan logam (bisa juga non-logam) dengan membuat bagian yang disambung melebur (*coalescence*) menjadi satu kesatuan, dengan cara: memanaskannya sampai temperatur tertentu dengan tekanan atau tanpa tekanan, dengan pengisi (bahan penyambung) atau tanpa pengisi, yang kemudian setelah dingin akan menyatu dengan baik. Jenis las yang dipakai oleh industri adalah *Arc Welding* (SMAW). Disebut paling sederhana karena las busur-listrik SMAW hanya memerlukan kawat-las (*electrode*), mesin las (pembangkit listrik) dan aksesoris pelengkap. Ukuran las sudut ditentukan oleh panjang kaki. Panjang kaki harus ditentukan sebagai panjang a_1 dan a_2 (Gambar 2). Bila kakinya sama panjang, ukurannya adalah t_w . Ukuran minimum las sudut, ditetapkan dalam Tabel 2.



Gambar 2. Ukuran las sudut ditentukan oleh panjang kaki (Setiawan, 2008)

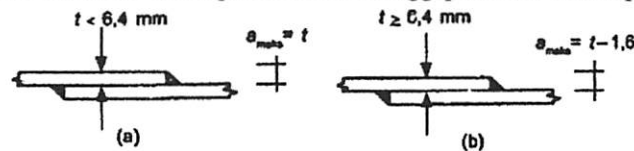
Tabel 2. Ukuran minimum las sudut (Setiawan, 2008)

Tebal Pelat (t) paling tebal	Ukuran minimum las sudut (a)
$t \leq 7 \text{ mm}$	3 mm
$7 \text{ mm} < t \leq 10 \text{ mm}$	4 mm
$10 \text{ mm} < t \leq 15 \text{ mm}$	5 mm
$15 \text{ mm} < t$	6 mm

Sedangkan pembatasan ukuran maksimum las sudut, yaitu:

- Untuk komponem dengan tebal kurang dari 6,4 mm, diambil setebal komponem.
- Untuk komponem dengan tebal 6,4 mm atau lebih 1,6 mm kurang dari tebal komponem.

Panjang efektif las sudut adalah seluruh panjang las sudut berukuran penuh dan paling tidak harus 4 kali ukuran las, jika kurang maka ukuran las untuk perencanaan dianggap sebesar $\frac{1}{4}$ kali panjang efektif (Gambar 3).



Gambar 3. Jenis-jenis sambungan las (Setiawan, 2008)

Filosofi umum dari LRFD terhadap persyaratan keamanan suatu struktur, dalam hal ini terutama untuk las, adalah terpenuhinya persamaan berikut:

$$\phi \cdot R_{nw} \geq R_{ul} \quad (1)$$

Dimana: ϕ = Faktor tahanan

R_{nw} = Tahanan nominal persatuan panjang las

R_{ul} = Beban terfaktor persatuan panjang las

1. Las tumpul

Kuat las tumpul penetrasi penuh ditetapkan sebagai berikut:

- Bila sambungan dibebani dengan gaya tarik atau gaya tekan aksial terhadap luas efektif, maka:

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,90 \cdot t_e \cdot f_y \quad (\text{bahan dasar}) \quad (2.a)$$

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,90 \cdot t_e \cdot f_{yw} \quad (\text{las}) \quad (2.b)$$

- Bila sambungan dibebani dengan gaya geser terhadap luas efektif, maka:

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,90 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_y) \quad (\text{bahan dasar}) \quad (3.a)$$

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,90 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{yw}) \quad (\text{las}) \quad (3.b)$$

Dengan f_y dan f_u kuat leleh dan kuat tarik putus.

2. Las sudut

Kuat rencana per satuan panjang las sudut, ditentukan sebagai berikut:

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_u) \quad (\text{bahan dasar}) \quad (4.a)$$

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \quad (\text{las}) \quad (4.b)$$

3. Las baji dan pasak

Kuat rencana baji dan pasak, ditentukan sebagai berikut :

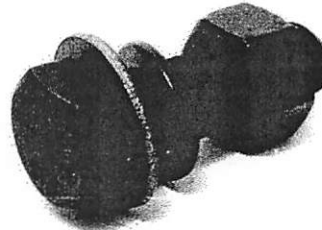
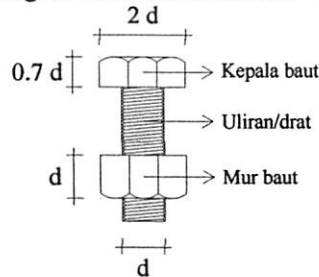
$$\phi \cdot R_{nw} = 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \cdot A_w \quad (5)$$

2.2.2 Alat Penyambung Baut

Baut merupakan alat penyambung struktural yang paling banyak digunakan saat ini, karena sangat mudah pemasangannya. Baut adalah alat sambung dengan batang bulat dan berulir, salah satu ujungnya dibentuk kepala baut (umumnya bentuk kepala segi enam) dan ujung lainnya dipasang mur/pengunci. Dalam pemakaian di

lapangan, baut dapat digunakan untuk membuat konstruksi sambungan tetap, sambungan bergerak, maupun sambungan sementara yang dapat dibongkar/dilepas kembali. Bentuk uliran batang baut untuk baja bangunan pada umumnya ulir segi tiga (ulir tajam) sesuai fungsinya yaitu sebagai baut pengikat. Sedangkan bentuk ulir segi empat (ulir tumpul) umumnya untuk baut-baut penggerak atau pemindah tenaga misalnya dongkrak atau alat-alat permesinan yang lain.

Ada dua jenis baut yang ada dipasaran, yaitu baut mutu biasa (ASTM A307) dan baut mutu tinggi (ASTM A325 dan A490). Baut mutu tinggi diidentifikasi sebagai ASTM A325 ($F_u = 725-825 \text{ Mpa}$), ASTM A490 ($F_u = 1035 \text{ Mpa}$). Baut biasa (ASTM A307) disebut juga baut hitam atau baut mesin, karena terbuat dari baja kadar karbon rendah dengan kuat tarik 60 ksi atau 450 Mpa (minimum), sama seperti material baja A36 (Gambar 4).



Keterangan: Ring pada pemasangan baut-mur berfungsi agar bila mur dikencangkan dengan keras tidak mudah dol/londot.

Gambar 4. Alat penyambung baut mutu biasa A307 yang dipakai dalam pengujian

Suatu baut yang memikul beban terfaktor (R_u), sesuai persyaratan LRFD harus memenuhi persamaan berikut:

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \quad (6)$$

Besarnya R_n berbeda-beda untuk masing-masing tipe sambungan.

1. Tahanan Geser Baut

Tahanan nominal satu buah baut yang memikul gaya geser harus memenuhi persamaan berikut:

$$R_n = m \cdot r_l \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (7)$$

2. Tahanan Tarik Baut

Tahanan nominal satu buah baut yang memikul gaya tarik harus memenuhi persamaan berikut:

$$\phi R_n = \phi \cdot F_u^b \cdot A_b \quad (8)$$

Untuk tegangan leleh tarik pada penampang dan pada sambungan menggunakan rumus:

$$P_n = 0,90 \cdot F_y \cdot A_g \quad (9)$$

Untuk putus akibat tarik pada elemen sambungan menggunakan rumus:

$$P_n = 0,90 \cdot F_u \cdot A_e \quad (10)$$

3. Tahanan Tumpu Baut

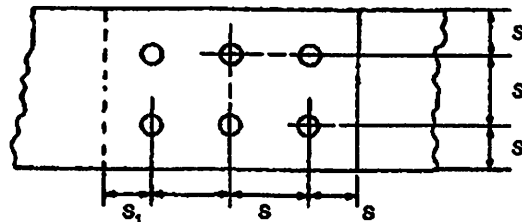
Tahanan tumpu nominal satu buah baut tergantung kondisi yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Besarnya ditentukan dengan persamaan berikut:

$$R_n = 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \quad (11)$$

Persamaan (11) berlaku untuk semua baut, sedangkan untuk lubang baut selot panjang tegak lurus arah gaya berlaku:

$$R_n = 2,0 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \quad (12)$$

Tata letak baut diatur dalam SNI pasal 1.3.4. Jarak antar pusat lubang baut harus diambil tidak kurang dari 3-diameter nominal baut, dan jarak antara baut tepi dengan ujung pelat harus sekurang-kurangnya 1,5-diameter nominal baut. Dan jarak maksimum antara pusat lubang baut tak boleh melebihi $15 \cdot t_p$ (dengan t_p adalah tebal pelat lapis tertipis dalam sambungan) atau 200 mm, sedangkan jarak tepi maksimum harus tidak melebihi $(4t_p + 100 \text{ mm})$ atau 200 mm.



$$3d_b < S < 15t_f \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,5d_b < S_1 < (4t_f + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

Gambar 5. Tata letak baut (Setiawan, 2008)

2.3 Teori Sambungan

Sambungan terdiri dari komponen sambungan dan alat pengencang. Sambungan didalam struktur baja merupakan bagian yang tidak mungkin diabaikan begitu saja, karena kegagalan pada sambungan dapat mengakibatkan kegagalan struktur secara keseluruhan. Sambungan diperlukan apabila:

1. Panjang batang standar tidak cukup atau tidak sesuai dengan kondisi dilapangan.
2. Sambungan yang dibuat untuk menyalurkan gaya dari bagian yang satu kebagian yang lainnya.
3. Sambungan pada struktur rangka batang dimana batang-batang penyusun selain membentuk kesetimbangan pada suatu titik kumpul, umumnya diperlukan pelat simpul sebagai media penyambung.
4. Untuk membentuk batang tersusun.
5. Pada tempat dimana terdapat perubahan dimensi penampang lintang batang akibat perubahan besarnya gaya.

Pada struktur portal baja, sambungan berfungsi untuk menggabungkan profil-profil menjadi batang, balok, kolom, dan bagian-bagian konstruksi lainnya serta menggabungkan bagian-bagian konstruksi tersebut menjadi satu kesatuan bangunan. Sambungan ini harus mampu menyalurkan gaya-gaya yang bekerja dari satu komponen ke komponen lainnya. Kriteria dasar yang umum dalam perencanaan sambungan, antara lain:

a. Kekuatan (*strength*)

Dari segi kekuatan, sambungan harus kuat menahan momen, gaya geser, gaya aksial yang dipindahkan dari elemen yang satu ke elemen yang lainnya beserta gaya skunder yang ditimbulkannya.

b. Kekakuan (*stiffness*)

Kekakuan sambungan secara menyeluruh sangatlah penting, antara lain untuk menjaga lokasi semua komponen struktur satu sama lain. Istilah kekakuan digunakan untuk faktor EI dari batang atau dalam bahasa inggris disebut (*stiffnes*).

c. Cukup Ekonomis

Sambungan harus cukup sederhana, biaya fabrikasi yang murah tapi memenuhi syarat cukup kuat dan mudah dalam pelaksanaannya atau praktis.

Dalam tesis ini, konsep dasar perencanaan berdasarkan beban terfaktor (*Load and Resistance Factor Design*, LRFD). Perencanaan berdasarkan LRFD (SNI 03-1729-2002) secara umum, suatu struktur di katakan aman apabila memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (13)$$

Faktor tahanan (ϕ) dalam perencanaan struktur berdasarkan metode LRFD, terlihat pada Tabel 3.

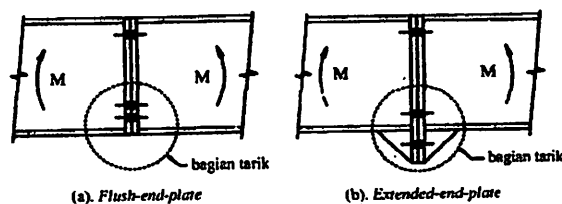
Tabel 3. Faktor tahanan (ϕ) berdasarkan Metode LRFD (Agus Setiawan, 2008)

Komponem struktur	Faktor Tahanan (ϕ)
Memikul lentur	0,90
Memikul gaya tekan aksial	0,85
Memikul gaya tarik aksial :	
a. Terhadap kuat tarik leleh	0,90
b. Terhadap kuat tarik fraktur	0,75
Memikul aksi-aksi kombinasi:	
a. Kuat lentur atau geser	0,90
b. Kuat tarik	0,90
c. Kuat tekan	0,85

Tabel 3. Faktor tahanan (ϕ) berdasarkan Metode LRFD (lanjutan)

Komponen struktur	Faktor Tahanan (ϕ)
Sambungan baut :	
a. Baut yang memikul geser	0,75
b. Baut yang memikul tarik	0,75
c. Baut yang memikul kombinasi geser/tarik	0,75
d. Lapis yang memikul tumpu	0,75
Sambungan las	
a. Las tumpul penetrasi penuh	0,90
b. Las sudut dan las tumpul penetrasi sebagian	0,75
c. Las pengisi	0,75

Pada struktur portal (*gable frame*), akibat beban tetap maka pada bagian pertemuan balok-balok akan mengalami momen negatif, sisi atas tekan dan sisi bawah tarik. Itulah sebabnya jika memakai sambungan balok dengan pelat ujung, jumlah baut dibagian bawah akan lebih banyak dari pada bagian atas. Untuk sambungan balok-balok, bagian yang kritis adalah daerah baut tarik, adapun baut didaerah tekan hanya bekerja untuk menahan gaya geser. Perlunya pelat ujung pada sistem sambungan diujung balok, ternyata bukan sekedar asesoris. Keberadaannya mempengaruhi besarnya gaya tarik pada baut. Ada dua tipe *end-plate* yang sering ditinjau yaitu biasa dan dengan pengaku (Gambar 6). Jika momen rencananya lebih besar, bahkan perlu sambungan sekuat profil, maka tipe *end-plate* atau *extended-end-plate* dengan pelat ujung yang menonjol lebih tinggi dari profil, dapat menjadi pilihan.



Gambar 6. Sambungan *end-plate* pada balok (Murray-Shoemaker 2003).

Analisis sambungan balok dengan menggunakan pelat ujung tanpa pengaku (*flush-end-plate*) dihitung berdasarkan AISC 2010 dengan pola garis leleh (Gambar 7), untuk rumusan yang digunakan dapat kita lihat dalam persamaan-persamaan di bawah ini.

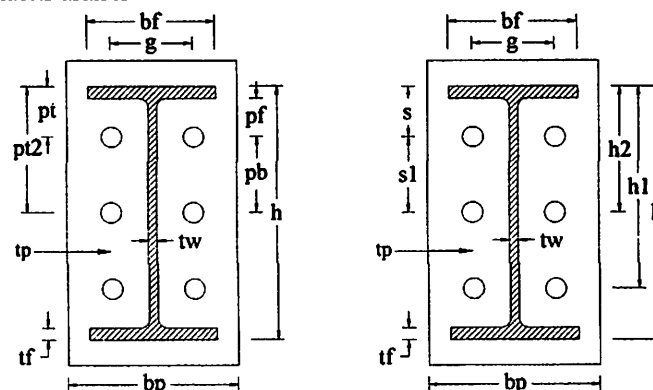
Sambungan pelat ujung (*Flush-end-plate*) akan didesain mempunyai kuat minimal sama dengan kuat baloknya, yaitu:

$$M_u = \phi M_p = \phi \cdot Z_x \cdot F_y \quad (14)$$

Dimana:

ϕ = Faktor tahanan/faktor reduksi kekuatan

Z_x = Modulus plastis arah x



Gambar 7. Pola garis leleh pelat tipe *flush-end-plate*.

- Perhitungan leleh pada pelat
Perhitungan tebal pelat penyambung :

$$S_p = \frac{1}{2} \sqrt{b_p \cdot g} \quad (15)$$

Jika, $M_u < \square M_{pl}$ maka tebal pelat minimum dapat dicari, yaitu :

$$t_p \geq \left[\frac{M_u / \phi \cdot F_{py}}{\left[\frac{b_f}{2} \left(\frac{1}{p_f} + \frac{1}{s_p} \right) + (p_f + s_p) \frac{2}{g} \right] [(h - p_f) + (h + p_f)]} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (16)$$

Mencari titik berat :

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left(h_1 \cdot \frac{1}{p_f} + h_1 \cdot \frac{1}{s_p} \right) + \frac{2}{g} [h_1 \cdot (p_f + 0,75 \cdot s) + h_2 \cdot (s_p + 0,25 \cdot s)] + \frac{g}{2} \quad (17)$$

$$h_2 = s + s_1 \quad (18)$$

Mencari kapasitas momen plastis pelat ujung :

$$M_{pl} = F_{py} \cdot t_p^2 \cdot Y_p \quad (19)$$

$$\square M_{n1} = \quad (20)$$

$$\phi_b \cdot \frac{M_{pl}}{\gamma_r} \quad (20)$$

$$\square R_{n1} = \frac{4 \cdot \phi \cdot M_{n1}}{L} \quad (21)$$

2. Kekuatan momen tanpa gaya ungkit baut

Perhitungan luas baut:

$$A_b = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \quad (22)$$

$$\sum d = 2s + s_1 - \frac{t_f}{2} + s + s_1 - \frac{t_f}{2} \quad (23)$$

$$P_t = A_b \cdot F_u \quad (24)$$

$$M_{np} = 2 \cdot P_t \cdot \sum d \quad (25)$$

$$\square M_{n2} = \phi \cdot M_{np} \quad (26)$$

$$\square R_{n2} = \frac{4 \cdot \phi \cdot M_{n2}}{L} \quad (28)$$

3. Kekuatan momen dengan gaya ungkit baut tarik

Adapun tahap perhitungan kekuatan momen dengan gaya ungkit baut tarik:

$$P_t = A_b \cdot F_u \quad (29)$$

$$w' = \frac{b_p}{2} - \left(d + \frac{1}{16} \text{inchi} \right) \quad (30)$$

$$a_i = 3,682 \cdot \left(\frac{tp}{d} \right)^3 - 0,085 \quad (31)$$

$$d_1 = 2s + s_1 - \frac{t_f}{2} \quad (32)$$

$$d_2 = s + s_1 - \frac{t_f}{2} \quad (33)$$

$$T_b = 0,70 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot F_u \quad (34)$$

$$F'_t = \frac{t_p^2 \cdot F_{py} \cdot \left(\left(\frac{0,85 \cdot b_p}{2} \right) + 0,80 \cdot w' \right) + \frac{\pi \cdot d_b^3 \cdot F_t}{8}}{4 \cdot p_{f,i}} \quad (35)$$

$$Q_{max,i} = \frac{w \cdot t_p^2}{4 \cdot a_i} \cdot \sqrt{F_{py}^2 - 3 \cdot \left(\frac{F'_i}{w \cdot t_p} \right)^2} \quad (36)$$

$$Mq = \max \left[(2 \cdot pt - Q_{max,i}) \cdot (d_1 + d_2), 2 \cdot Tb \cdot (d_1 + d_2) \right] \quad (37)$$

$$\square M_{n3} = \phi \cdot M_q \quad (38)$$

$$\square R_{n3} = \frac{4 \cdot \phi \cdot M_{n3}}{L} \quad (39)$$

4. Leleh geser

Adapun tahap perhitungan leleh geser:

$$\square R_{n4} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{py} \cdot b_p \cdot t_p \quad (40)$$

$$\square R_n = \min (\phi \cdot R_{n1}, \phi \cdot R_{n2}, \phi \cdot R_{n3}, \phi \cdot R_{n4}) \quad (41)$$

Pada pemodelan simulasi numerik dengan metode elemen hingga, baut pada sambungan pelat ujung (*end-plate*) dimodelkan dengan elemen solid secara tiga dimensi dengan baut mutu biasa (A307), sedangkan untuk balok dan pelat dimodelkan dengan elemen solid dengan mutu baja A36 dengan $f_y = 360$ MPa dan $f_u = 400$ MPa.

Ada beberapa tahap dalam menghitung kekakuan sambungan balok tidak sama kuat tanpa pengaku dan dengan pengaku secara pengujian (eksperimental) maupun simulasi numerik dengan metode elemen hingga (FEM). Adapun tahapannya seperti di bawah ini.

1. Menghitung berat profil sendiri dengan menggunakan rumus:

$$M_{bs} = -1/8 \cdot Q_{bs} \cdot L^2 \quad (42)$$

2. Menentukan besar beban terpusat (P) setelah terjadi deformasi:

$$P = \frac{\left(\frac{1}{4} \cdot P_p \cdot L \right) - M_{bs}}{h} \rightarrow P_p = \text{beban terpusat maksimum yang diperoleh dari pengujian} \quad (43)$$

$$P = \frac{\left(\frac{1}{4} \cdot P_F \cdot L \right) - M_{bs}}{h} \rightarrow P_F = \text{beban terpusat maksimum yang diperoleh dari FEM} \quad (44)$$

3. Menentukan besar momen (M), dengan menggunakan rumus:

$$M = P \cdot h \quad (45)$$

4. Menentukan besar putaran sudut (θ), dengan menggunakan rumus:

$$\theta = \frac{\Delta}{d} \quad (46)$$

5. Menentukan kekakuan sambungan balok pada pelat ujung (*end-plate*) akibat pengaruh lentur diperoleh :

$$R_n = \frac{M}{\theta} \quad (47)$$

3. Metodologi Penelitian

Dalam penelitian ini ada dua metode yang digunakan untuk mendapatkan hasil penelitian yang baik dan sesuai dengan tujuan. Metode yang digunakan adalah metode pendekatan numerik, yaitu menggunakan bantuan program numerik dan kemudian dilakukan validasi dengan metode pengujian.

Untuk pengkajian penelitian, perlu dilakukan pendekatan melalui metode elemen hingga (*finite element method*) dengan bantuan program numerik. Elemen-elemen yang terdiri dari baja WF, pelat, las dan baut akan dimodelkan sebagai elemen *solid*. Dimana sambungan divariasikan antara ketiga benda uji. Setelah pemodelan selesai, maka akan diberi beban terpusat di atas sambungan yang akan menghasilkan *output* berupa beban vs lendutan, dan harga kekakuan masing-masing sambungan.

Adapun bahan-bahan yang digunakan dalam pengujian, yaitu:

- a. Profil WF 150 x 75 x 5 x 7
- b. Alat penyambung yang digunakan yaitu: pelat ujung tebal 10 mm, las tebal 5 mm dan baut mutu biasa A307 diameter 1/2" x 1 1/2"

Adapun peralatan yang digunakan dalam pengujian, yaitu:

- a. Load Cell 1 buah
- b. Hydraulic Jack 1 buah
- c. LVDT 3 buah

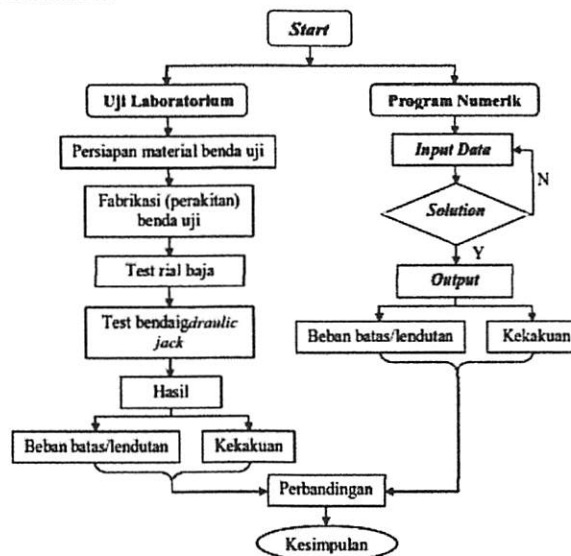
- d. Portable Data Logger 1 buah yang berfungsi untuk merecording atau membaca data yang dihasilkan alat (1, 2, dan 3)
- e. Kunci momen dan peralatan lainnya

Dalam perhitungan las dan baut, ada beberapa pedoman teknis yang diikuti, diantaranya dari LRFD dan AISC. Dimana untuk perhitungan jarak baut dan tebal las sudah disesuaikan dengan pedoman teknis. Untuk hasil simulasi numerik dengan metode elemen hingga digunakan sebagai pembandingan terhadap hasil pengujian (eksperimental) yang akan dilakukan.

Proses Pengujian benda uji ini dilakukan satu demi satu. Adapun langkah-langkah dalam proses pengujian benda uji yaitu:

- a. Pasang baut sesuai rencana
- b. Pasang strain gauges sesuai kebutuhan
- c. Pasang *Load Cell* ditengah bentang untuk mengukur nilai beban/tekanan
- d. Pasang Hydraulic Jack
- e. Pasang Lvdv diletakkan pada jarak $\frac{1}{2}$ bentang untuk mengukur lendutan
- f. Hubungkan semua alat ke portable data logger
- g. Pembebanan awal 0 kg, kemudian dilakukan penambahan beban rata-rata 200 kg
- h. Pengujian dilakukan sampai sambungan berubah bentuk, dalam hal ini kondisi baut sudah mengalami leleh (putus)

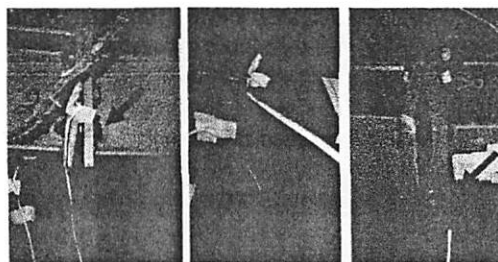
Penelitian dilakukan di Laboratorium Struktur Usu tanggal 30 dan 31 Mei 2015. Adapun tahapan kajian penelitian ini dijelaskan pada Gambar 8.



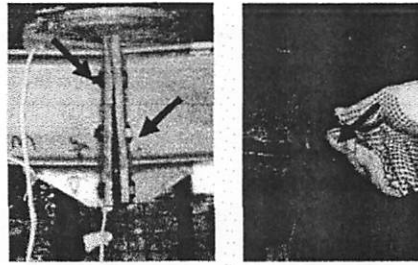
Gambar 8. Diagram alur penelitian

4. Hasil Pehitungan

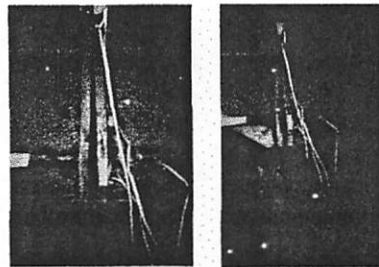
Tahapan yang dilakukan dalam melakukan uji laboratorium dalam penelitian ini dimulai dari pemeriksaan kekuatan bahan-bahan benda uji sampai benda uji siap untuk diuji dan dilakukan pengamatan terhadap benda uji. Benda uji yang sudah dirangkai akan diberikan pembebanan secara bertahap dengan 200 kg dengan menggunakan *jack hydraulic*, hingga mencapai baut akan mengalami putus yang pertama sekali. Kondisi terakhir benda uji 1, 2 dan 3, setelah mencapai beban maksimum seperti pada Gambar 9, 10 dan 11.



Gambar 9. Baut paling bawah mencapai kondisi *Ultimate* Benda Uji 1

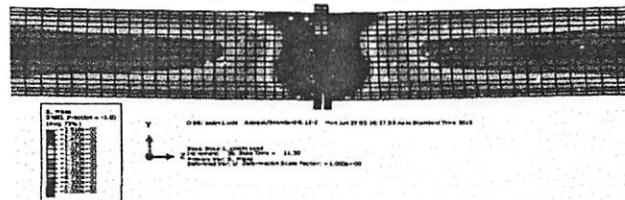


Gambar 10. Baut paling bawah mencapai kondisi *Ultimate* Benda Uji 2

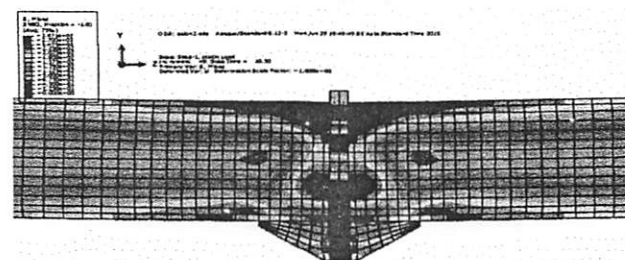


Gambar 11. Baut paling bawah mencapai kondisi *Ultimate* Benda Uji 3

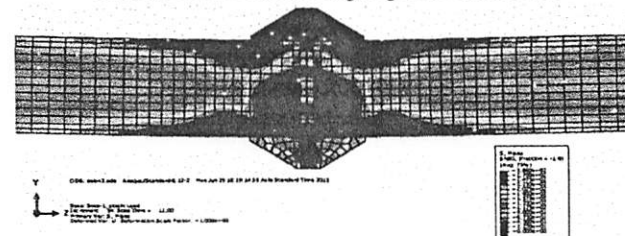
Pemodelan simulasi numerik dengan metode elemen hingga dilakukan dengan program struktur dengan menggunakan elemen shell atau solid, dengan profil baja: WF 150 x 75 x 5 x 7 dan pelat penyambung tebal 10 mm dengan spesifikasi yang digunakan dalam perhitungan sesuai dengan standar SNI BJ36. Untuk hasil simulasi numerik dengan metode elemen hingga masing-masing benda uji, seperti Gambar 12, 13 dan 14.



Gambar 12. Bentuk benja uji 1 secara FEM

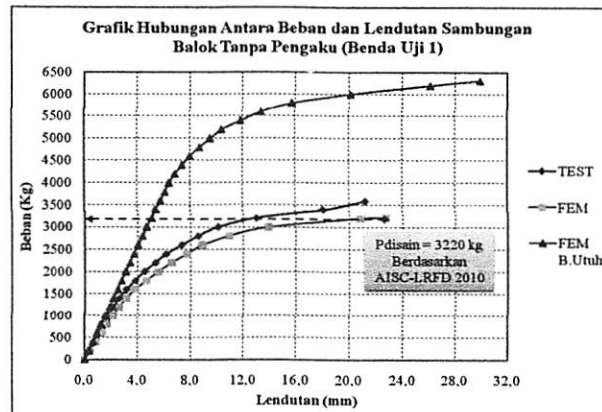


Gambar 13. Bentuk benja uji 2 secara FEM

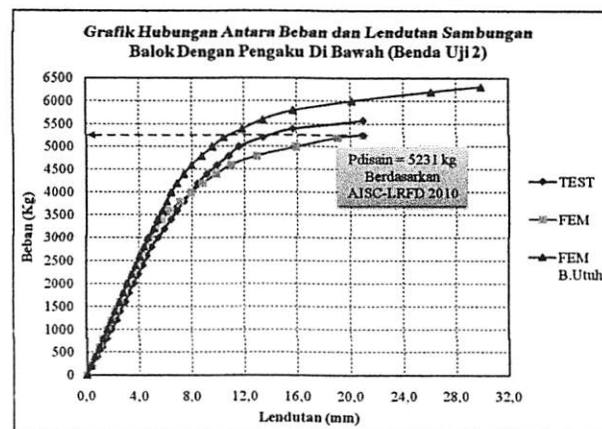


Gambar 14. Bentuk benja uji 3 secara FEM

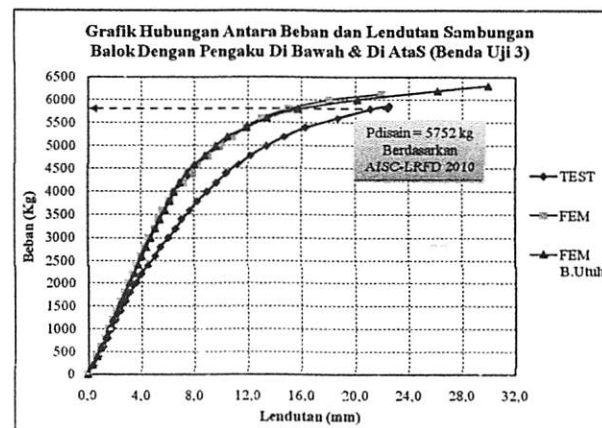
Setelah dilakukan penelitian secara pengujian (eksperimental) dan metode elemen hingga dilakukan dengan program struktur dengan menggunakan elemen shell atau solid, maka diperoleh grafik hubungan antara beban batas lendutan dari masing-masing benda uji, seperti terlihat pada Gambar 15, 16 dan 17.



Gambar 15. Grafik Hasil pengujian dan FEM benda uji 1



Gambar 16. Grafik Hasil pengujian dan FEM benda uji 2



Gambar 17. Grafik Hasil pengujian dan FEM benda uji 3

Dari grafik hubungan antara beban terhadap lendutan diperoleh beban maksimum untuk masing-masing benda uji, baik secara pengujian dan simulasi numerik dengan metode elemen hingga dapat diperoleh beberapa hasil yaitu sebagai berikut :

1. Dari grafik di atas diperoleh beban batas maksimum dan beban kapasitas desain (P_{Desain}) berdasarkan AISC/LRFD 2010 untuk masing-masing benda uji dapat kita lihat pada Tabel 4.

Tabel 4. Beban batas maksimum untuk masing-masing benda uji

No	Jenis Sambungan	Beban Batas ultimate (Pu) (kg)		P _{desain} (kg)
		Pengujian	FEM	
1	Balok utuh (tanpa sambungan)	--	6305,82	--
2	Tanpa pengaku	3595,00	3218,51	3220
3	Dengan pengaku di bawah	5582,00	5254,27	5231
4	Dengan pengaku di atas dan di bawah	5882,00	6127,43	5752

2. Dari hitungan kekakuan sambungan balok baja diatas, diperoleh kekakuan maksimum untuk masing-masing benda uji, seperti pada Tabel 5.

Tabel 5. Kekakuan maksimum untuk masing-masing benda uji

No	Jenis Sambungan	Kekakuan sambungan (R _{id}) kg.cm	
		Pengujian	FEM
1	Tanpa pengaku	1530678,61	1280252,68
2	Dengan pengaku di bawah	2870085,88	2707165,51
3	Dengan pengaku di atas dan di bawah	3275555,56	3502184,08

5. Kesimpulan dan Saran

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis sambungan balok dengan menggunakan baut dan pelat penyambung yang dilakukan diperoleh beberapa kesimpulan, yaitu:

1. Dengan adanya pengaku beban batas meningkat sebesar:
 - a. Secara pengujian: 35,60% (di bawah) dan 38,88% (di atas & di bawah).
 - b. Secara Numerik: 38,74% (di bawah) dan 47,47% (di atas & di bawah)
 Selisih pengujian dengan simulasi numerik sebesar: 5,87% (di bawah) dan 4,01% (di atas & di bawah).
2. Dengan adanya pengaku kekakuan meningkat sebesar:
 1. Secara pengujian: 46,67% (di bawah) dan 53,27% (di atas & di bawah)
 2. Simulasi Numerik: 52,71% (di bawah) dan 63,44% (di atas & di bawah)
 Selisih pengujian dengan simulasi numerik sebesar: 5,68% (di bawah) dan 6,47% (di atas & di bawah).

5.2. Saran

Berdasarkan hasil pengerjaan tesis ini, saran yang dapat saya berikan untuk penelitian selanjutnya, yaitu:

1. Sebelum melakukan penelitian, sebaiknya kita harus membuat simulasi model terlebih dahulu, supaya hasil simulasi dapat memvalidasi hasil pengujian.
2. Sebelum melaksanakan pengujian (eksprimental), sebaiknya harus melakukan tinjauan terhadap peralatan yang ada sesuai dengan model pengujian baik itu perletakan, rangka dudukan dan kondisi alat yang akan digunakan, supaya hasil pengujian sesuai dengan tujuan penelitian.
3. Penelitian sebaiknya dilakukan berdasarkan penelitian yang sudah ada, dengan tujuan penelitian yang kita peroleh dapat kita bandingkan untuk mengetahui kebenarannya hasil.

DAFTAR PUSTAKA

- Abidelah, A, Bouchaïr, A and Kerda, D.E. 2012. Experimental And Analytical Behavior Of Bolted End-Plate Connections With Or Without Stiffeners. *Journal of Constructional Steel Research*, 76, 13-27.
- Anonim. 2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung SNI 03-1729-2002*. Departemen Pekerjaan Umum.
- Chen, W.F. and Liu, E.M. 1991. *Stability Design of Steel Frame*. CRC Press Boca Raton, FL, 380 pp.
- Chen, W.F. and Toma, S. 1995. *Advanced Analysis of Steel Frames*. CRC Press Boca Raton, FL, 383 pp.
- Dessouki, A. K, Youssef A. H and Ibrahim, M. M. 2013. Behavior of I-Beam Bolted Extended End-Plate Moment Connections. *Ain Shams Engineering Journal*.

- Dewobroto, W. 2015. *Struktur Baja Gedung, Perilaku, Analisis & Desain-AISC 2010*. Universitas Pelita Harapan.
- Liu, G. R. and Quek, S. S. 2003. *The Finite Element Method : A Practical Course*". Department of Mechanical Engineering, National University of Singapore.
- Mofid, M, Mohammadi, M. R. S and McCabe, S. L. 2005. Analytical Approach on End-plate Connection: Ultimate and Yielding Moment. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 131, 449-456.
- Mohamadi-Shooreh, M. R, Mofid, M and McCabe, S. L. 2013. Empirical Model of the Moment-Rotation Curve of Beam-to-Beam Bolted Flush Endplate Connections. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 139, 66-72.
- Murray, T. M. 2003. *AISC Design Guide Series 16, Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections*. American Institute Of Steel Construction.
- Nasution A. 2003. *Tesis Analisa Distribusi Gaya Pada Sambungan Baut Dengan Menerima Gaya Aksial*. USU e-Repository @ 2008.
- Rumbitaruna, D. 2001. *Tesis Analisa Non Linier Peral baja dengan memperhitungkan pengaruh ketidak kakuan sambungan*. Digilib ITB @2001.
- Rumbitaruna, D. 2007. *Catatan Kuliah Konstruksi Baja 1*. Fakultas Teknik Sipil USU, Medan.
- Sarker, Md. A. U. 2011. *Thesis, An Analytical Investigation On End-Plate Thickness Of A Bolted Extended End-Plate Moment Connection*. University Of Engineering And Technology Dhaka, Bangladesh.
- Setiawan A. 2008. *Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD* (Berdasarkan SNI 03-1729-2002). Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Sitanggang N. 2007. *Catatan Kuliah Perencanaan Sambungan Profil Baja*. Universitas Negeri Medan.
- Tarigan B. F. 2013. *Tesis Analisa Kekakuan Sambungan Pada Konsole Dengan Baut Mutu Tinggi Dibandingkan Dengan Baut Mutu Biasa Pada Struktur Baja*. USU e-Repository @ 2014.
- Tarigan, J. 2007. *Analisa Struktur Elemen Hingga (Finite Element Methode)*. Universitas Sumatera Utara.

EVALUASI SIMPANGAN HORIZONTAL PILAR JEMBATAN BETON BERTULANG

Yufrizal Efendi¹⁾, Ade Faisal^{2,3)}, Daniel Rumbi Teruna²⁾

¹⁾Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara

²⁾Staf Pengajar Program Studi Magister Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara

³⁾Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara

Abstrak

Indonesia merupakan salah satu negara yang tergolong rawan gempa. Gempa dapat menyebabkan kerusakan struktur jembatan beton bertulang. Efek gempa ini mengharuskan jembatan memiliki pilar yang kuat untuk menahan pembebanan dan mampu memberikan masa layan mengikuti peraturan yang berlaku. Studi ini bertujuan untuk mengetahui simpangan horizontal dan daktilitas simpangan pilar jembatan beton bertulang yang terletak di tanah lunak dan wilayah gempa 4 untuk berbagai asumsi pemodelan struktur. Asumsi pemodelan dibedakan dengan kondisi pilar jembatan tanpa interaksi pondasi dan dengan interaksi pondasi memakai elemen pegas berdasarkan FEMA 356 dan FEMA 440. Analisa struktur yang digunakan adalah analisa statik tidak linier (*Pushover analysis*). Hasil studi menunjukkan bahwa simpangan horizontal dan daktilitas simpangan terbesar terjadi pada pilar jembatan interaksi dengan pondasi (hubungan antara pile cap dan pangkal tiang pancang dianggap rigid, sedangkan ujung tiang pancang dianggap sendi) berdasarkan FEMA 356. Sedangkan simpangan horizontal dan daktilitas simpangan terkecil terjadi pada pilar jembatan tanpa interaksi pondasi (dasar pile cap dianggap jepit) berdasarkan FEMA 440. Secara keseluruhan daktilitas simpangan pilar jembatan yang diperoleh menunjukkan pada kondisi yang aman.

Kata Kunci: Pilar jembatan, pembebanan, simpangan horizontal, daktilitas simpangan.

1. Pendahuluan

Kepulauan Indonesia pada umumnya merupakan wilayah yang tak luput dari bahaya gempa. Resiko gempa sulit untuk dihindari tetapi tentu saja dapat diminimalkan seperti halnya yang terjadi pada struktur-struktur bangunan, misalnya jembatan. Salah satu struktur bagian bawah jembatan yang terpenting adalah pilar. Menurut *American Concrete Institute* (1995), pilar jembatan merupakan bagian bangunan bawah jembatan (*substructure*) yang terletak di tengah-tengah antara abutmen, dimana secara umum berfungsi untuk meneruskan beban vertikal dan horizontal ke pondasi. Hubungan antara bangunan atas dengan pilar jembatan dapat dicor monolit. Bangunan atas jembatan akan menjadi menerus yang disokong oleh beberapa buah pilar jembatan sesuai dengan panjang jembatan. Sehingga struktur berbentuk portal, dimana pilar akan menahan rotasi bangunan atas jembatan yang merupakan hasil dari momen induksi oleh aksi portal.

Pemodelan struktur pilar jembatan dapat dibuat secara sederhana (praktis) ataupun kompleks, tergantung seberapa lengkap informasi dan kemampuan yang dimiliki oleh perencana. Pemodelan secara praktis umumnya menganggap perletakan pilar jembatan sebagai jepit, sedangkan pemodelan yang kompleks menganggap ada pengaruh interaksi antara pondasi dan tanah. Akibatnya deformasi hasil yang akan diperoleh nantinya akan berbeda juga. Memahami deformasi hasil dari berbagai pemodelan ini adalah penting. Sayangnya informasi tentang hal ini belum tersedia, khususnya untuk kondisi di Indonesia. Studi ini bertujuan untuk mengetahui dan membandingkan simpangan horizontal dan daktilitas simpangan pada pilar jembatan beton bertulang yang terletak di tanah lunak untuk wilayah gempa 4 akibat berbagai variasi pemodelan.

2. Metodologi

2.1 Konstanta Pegas

Menurut SNI 2833:2008, koefisien reaksi tanah dasar (*subgrade*) dapat ditentukan dengan menggunakan data N-SPT dari hasil pengujian tanah di lapangan. Dalam penelitian ini konstanta pegas untuk perhitungan interaksi pondasi tiang yang ditinjau dibatasi pada konstanta pegas tanah dalam arah y, konstanta pegas aksial tiang dalam arah z, dan konstanta pegas rotasi pondasi keliling sumbu x.

2.2 Pemodelan Sendi Plastis dan Elemen Pilar

2.2.1 Momen-kurvatur kolom

Studi ini memakai hubungan momen-kurvatur untuk mendefinisikan sendi plastis pada elemen pilar jembatan berdasarkan persamaan yang telah dimodifikasi oleh Valles *et al.* (1996).

2.2.2 Sendi plastis

Studi ini menggunakan pemodelan satu buah pilar kantilever, dimana diasumsikan pilar jembatan dalam bentuk jepit-bebas. Gaya lateral (gempa) bekerja pada pusat titik berat *cap* atas, sehingga sendi plastis dianggap akan terjadi pada bagian bawah pilar. Pemodelan pilar jembatan kantilever mengacu kepada Priestley *et al.* (1996).

2.2.3 Hubungan tegangan-regangan pada beton

Hubungan tegangan-regangan pada beton menggunakan model Mander untuk beton terkekang dan beton tidak terkekang (Mander *et al.*, 1988).

2.2.4 Hubungan tegangan-regangan pada baja

Hubungan tegangan-regangan pada baja menggunakan model King untuk tulangan baja (Montejo dan Kowalsky, 2007).

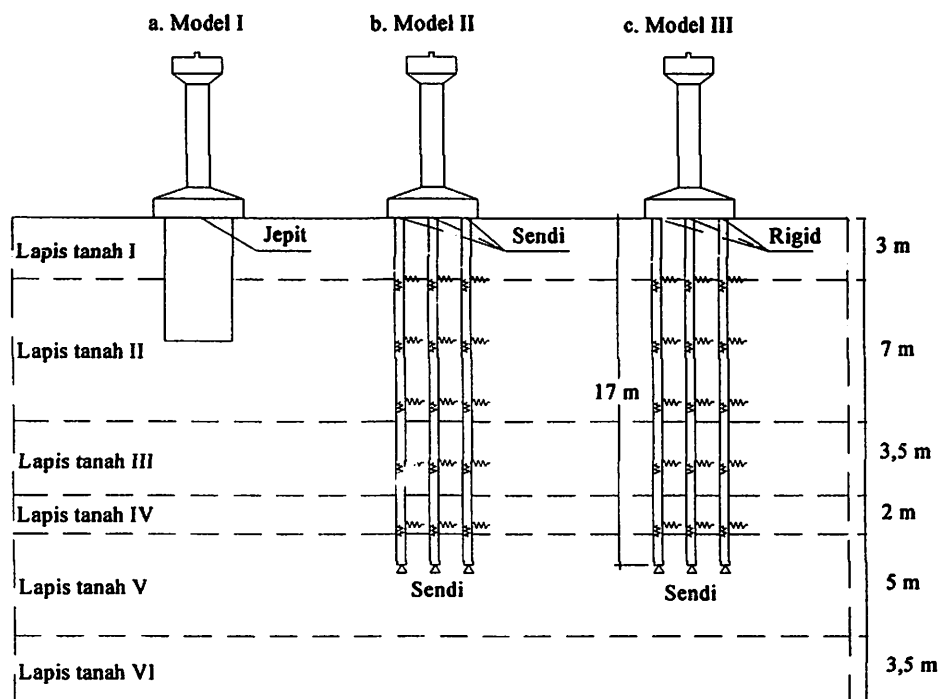
2.2.5 Hubungan momen-rotasi

Menurut Haselton *et al.* (2008), model elemen balok-kolom telah dikembangkan oleh Ibarra *et al.* (2003, 2005), dimana terdapat kurva *backbone* monotonik trilinear dan penggabungan garis-garis dari model. Untuk melengkapi perubahan perilaku siklik akibat gempa pada model maka dalam studi ini dipakai model Haselton.

2.3 Pemodelan Struktur dan Elemen

Pemodelan struktur pilar jembatan menggunakan *software* dengan cara menggambarkan geometri pilar jembatan sebagai langkah awal. Tujuan penggunaan program ini untuk memudahkan perencanaan dalam menganalisa simpangan horizontal terhadap pembebanan pada pilar jembatan. Adapun rencana pemodelan pilar jembatan, pondasi tiang pancang, dan tanah seperti ditunjukkan pada Gambar 1, yaitu:

1. Terdapat 3 bentuk pemodelan umum tetapi secara detail ada 6 cara analisa yang dilakukan seperti: pilar jembatan tanpa interaksi pondasi dengan dasar *pile cap* dianggap jepit, pilar jembatan dengan interaksi pondasi dimana antara pangkal tiang pancang dan *pile cap* dianggap sebagai sendi dan ujung tiang pancang juga dianggap sendi, dan pilar jembatan dengan interaksi pondasi dimana antara pangkal tiang pancang dan *pile cap* dianggap sebagai *rigid* dan ujung tiang pancang dianggap sendi. Masing-masing model menggunakan ketentuan FEMA 356 dan FEMA 440 untuk analisa simpangan horizontal.
2. Beban-beban yang bekerja pada jembatan termasuk berat sendiri bagian *superstructure* merupakan beban aksial terpusat pada elemen model dan diasumsikan bekerja pada titik berat *cap*.
3. Letak sendi plastis direncanakan di bagian bawah kolom atau di atas *pile cap*.
4. Beban gempa dianggap dinamik dengan menggunakan analisa spektrum respons.
5. Lapisan tanah setiap kedalaman 3 m dimodelkan sebagai pegas (*spring*).



Gambar 1. Rencana pemodelan pilar jembatan tanpa interaksi pondasi dan dengan interaksi pondasi

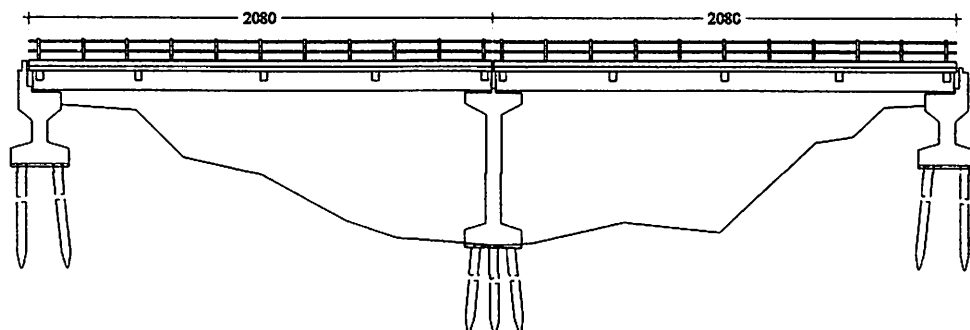
Nilai konstanta pegas tanah yang digunakan untuk perhitungan interaksi pondasi tiang berdasarkan ketentuan dalam SNI 2833:2008 dengan menggunakan *Standard Penetration Test* (SPT) dengan cara pengeboran tanah sampai kedalaman 24 m seperti ditunjukkan pada Tabel 1.

Tabel 1. Data hasil SPT

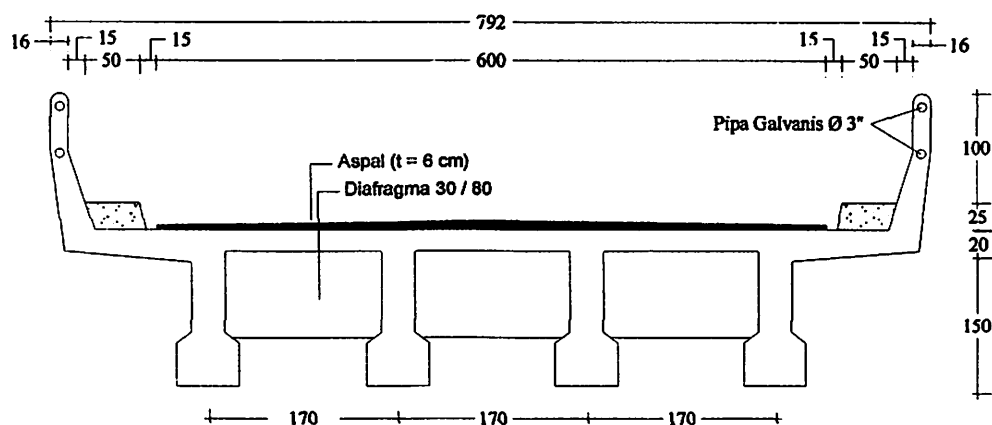
Kedalaman (m)	N-SPT	γ_r (kN/m ³)
3	3	11,768
6	6	12,209
9	8	12,396
12	18	13,651
15	60	18,299
18	60	18,780
21	45	19,221
24	60	19,280

2.3.1 Geometri struktur jembatan

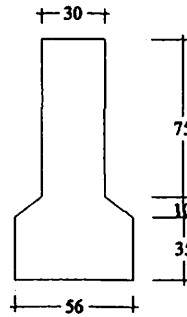
Jembatan secara umum terdiri dari bagian *superstructure* dan *substructure*, dimana pada sebagian jembatan bentang pendek tidak membutuhkan pilar jembatan sebagai *substructure*. Dalam studi ini jembatan yang dijadikan objek adalah jembatan balok T konvensional dengan panjang total 41,60 m. Jembatan ini menggunakan bangunan pilar tunggal di tengah-tengah jembatan. Panjang bentangan adalah simetris yaitu masing-masing 20,80 m dengan tumpuan sendi-rol. Geometri struktur jembatan secara lengkap seperti ditunjukkan pada Gambar 2 sampai dengan Gambar 5.



Gambar 2. Tipikal penampang memanjang jembatan

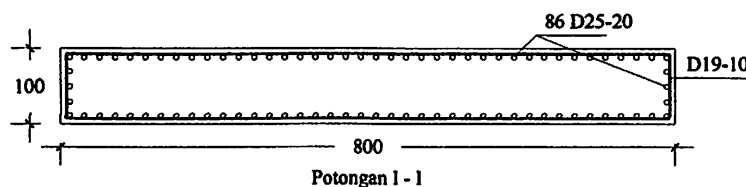
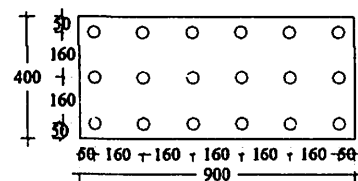
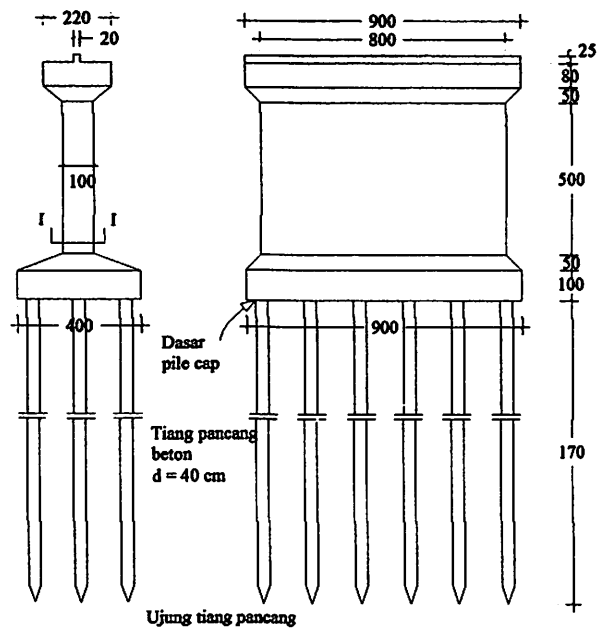


Gambar 3. Tipikal penampang melintang *superstructure* jembatan



Gambar 4. Tipikal penampang melintang balok jembatan

Pilar jembatan dapat digolongkan sebagai pilar dinding (*pier wall*) tunggal dan juga termasuk jenis pilar kantilever karena antara struktur pilar dan balok (*girder*) tidak dicor monolit. Pilar dinding yang terdiri dari kepala pilar (*pier head*), kolom pilar (*pier column*), dan poer (*pile cap*) seperti ditunjukkan pada Gambar 5.



Gambar 5. Pilar dan pondasi tiang pancang jembatan

2.3.2 Properti Material

Properti material yang digunakan di dalam pemodelan pilar jembatan adalah:

1. Trotoar
 - a. Berat jenis beton tidak bertulang: 24 kN/m^3 .
2. Pilar jembatan (*cap*, *column*, dan *pile cap*)
 - a. Mutu beton K250 ($f'_c = 20,75 \text{ MPa}$).
 - b. Modulus elastis beton $E_c = 21409,519 \text{ MPa}$.
 - c. Berat jenis beton bertulang: 25 kN/m^3 .
 - d. Rasio *Poisson* beton: 0,2.
3. Tiang Pancang
 - a. Mutu beton prategang K400 ($f'_c = 33,20 \text{ MPa}$).
 - b. Tebal dinding: 7,5 cm.
 - c. Modulus elastis beton prategang $E_c = 27081,137 \text{ MPa}$.
 - d. Berat jenis beton prategang: 25 kN/m^3 .
4. Material properti untuk baja
 - a. Rasio *Poisson* baja: 0,3.
 - b. Mutu baja tulangan longitudinal dan transversal $f_y = 400 \text{ MPa}$.
 - c. Modulus elastis baja $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

2.3.4 Pembebanan

Penentuan beban-beban yang bekerja pada pilar jembatan merupakan tahapan terpenting. Adapun beban-beban tersebut bekerja pada pilar jembatan secara vertikal maupun horizontal. Pembebanan pada model pilar jembatan menggunakan RSNI T-02-2005 sebagai standar pembebanan batas yang merupakan dasar untuk menentukan aksi-aksi pada jembatan jalan raya yang dikelompokkan menurut sumbernya. Adapun aksi-aksi (beban) yang dipergunakan dalam analisa ini adalah:

1. Aksi dan beban tetap
 - a. Berat sendiri struktur (berat komponen jembatan: lantai, trotoar, balok, diafragma, tiang sandaran, *railing*, dan pilar).
 - b. Beban mati tambahan/utilitas (lapisan aspal dan air hujan).
2. Beban lalu lintas
 - a. Beban lajur D, terdiri dari:
 - i. Beban terbagi rata (BTR).
 - ii. Beban garis (BGT).
 - b. Pembebanan untuk pejalan kaki.
3. Aksi lingkungan (pengaruh gempa)

Pengaruh beban gempa horizontal yang bekerja pada pilar jembatan berdasarkan spektrum respons gempa 500 tahunan menurut SNI 03-1726-2002.

2.4 Spektrum Respons Desain

Menurut SNI 03-1726-2002, Indonesia memiliki wilayah yang luas dan terdiri dari pulau-pulau yang memiliki intensitas gempa yang berbeda-beda maka harus dibagi atas 6 zona (wilayah) gempa, dimana wilayah gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan wilayah gempa 6 dengan kegempaan paling tinggi. Sedangkan jenis tanah dapat ditetapkan sebagai tanah keras, tanah sedang, dan tanah lunak apabila untuk lapisan setebal maksimum 30 m paling atas.

2.5 Analisa Beban Dorong Statik

Analisis beban dorong statik (*static Pushover analysis*) adalah suatu analisis statik nonlinier yang digunakan untuk menghitung respons struktur akibat gempa. Struktur diberi beban statik dalam arah lateral (sebagai representasi gempa rencana). Beban statik pada struktur diberikan secara bertahap sampai terjadi pelelehan pertama, pertambahan beban kemudian akan menyebabkan kondisi sendi plastis. Pada kondisi sendi plastis struktur tidak dapat kembali kepada kondisi sebelumnya dan untuk beban yang terus bertambah struktur dapat mengalami keruntuhan (SNI 03-1726-2002).

2.5.1 Waktu getar alami efektif

Waktu getar alami efektif (T_e) diperoleh melalui analisa ragam getar.

2.5.2 Target perpindahan

Target perpindahan adalah kebutuhan perpindahan untuk bangunan pada titik kontrol akibat pengaruh gerakan tanah. Hal ini merupakan parameter yang sangat penting dalam analisis *Pushover* untuk mengetahui kinerja bangunan (Sethy, 2011).

2.5.2.1 Metode koefisien perpindahan (FEMA 356)

Metode koefisien perpindahan merupakan metode utama yang terdapat dalam FEMA 273/356 untuk prosedur statik nonlinier. Perhitungannya melalui modifikasi respons elastis linier dari sistem struktur SDOF ekuivalen menggunakan faktor modifikasi C_0 , C_1 , C_2 , dan C_3 , kemudian diperoleh target perpindahan δ_t (Dewobroto, 2005). Target perpindahan pada titik kontrol δ_t juga dipengaruhi oleh waktu getar alami efektif T_e , percepatan spektra S_a dan gravitasi g , sehingga diperoleh persamaan:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

2.5.2.2 Metode koefisien perpindahan yang diperbaiki (FEMA 440)

Metode koefisien perpindahan FEMA 440 merupakan hasil modifikasi dan perbaikan dari metode koefisien perpindahan FEMA 356. Perbedaan keduanya terdapat pada penentuan target perpindahan yaitu nilai C_1 dan C_2 .

2.6 Daktilitas Simpangan

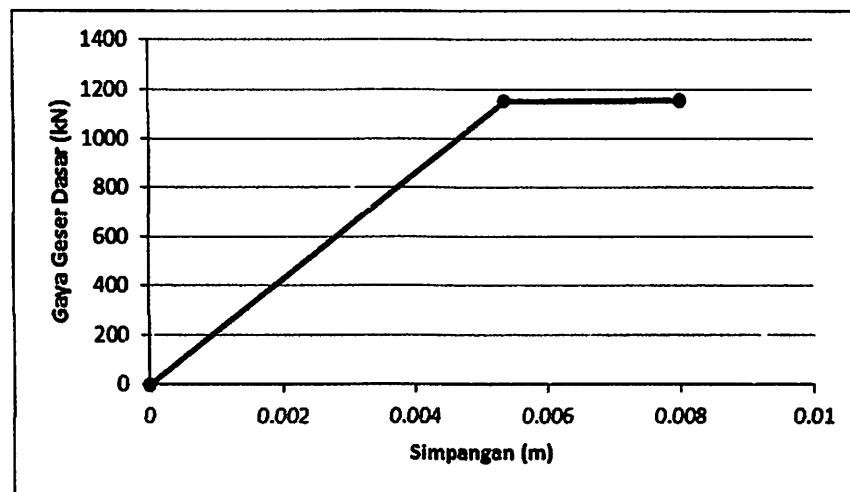
Daktilitas simpangan merupakan nilai yang dihasilkan saat terjadi deformasi pasca-elastis pada elemen. Daktilitas simpangan μ_D secara matematis didefinisikan sebagai rasio antara simpangan pada saat ultimit (kondisi batas) yang mampu dicapai Δ_u dengan simpangan pada saat leleh Δ_y pada struktur (Caltrans, 2013), dapat dituliskan dalam persamaan berikut:

$$\mu_D = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2)$$

3. Hasil Analisa dan Pembahasan

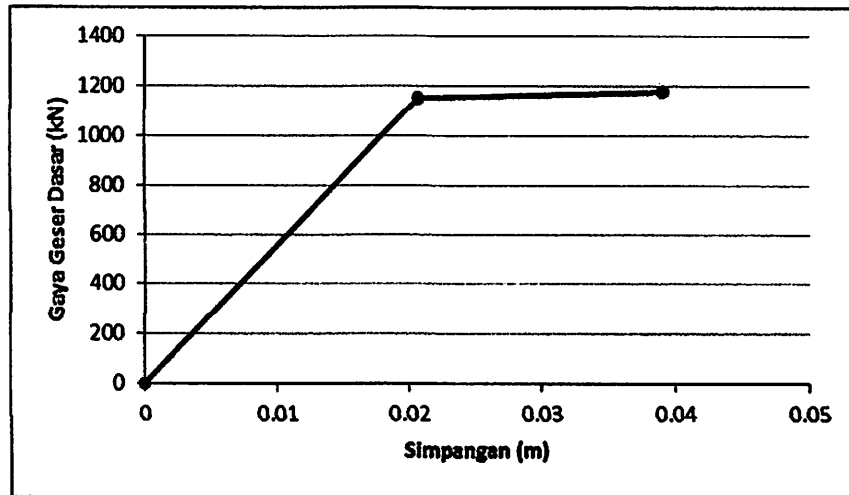
3.1 Kurva Kapasitas FEMA 356

Kurva kapasitas menurut FEMA 356 selanjutnya diidealisasi sehingga diperoleh kurva bilinear untuk ketiga model pada pilar jembatan tanpa interaksi pondasi dan dengan interaksi pondasi seperti ditunjukkan pada Gambar 6 sampai dengan Gambar 8.



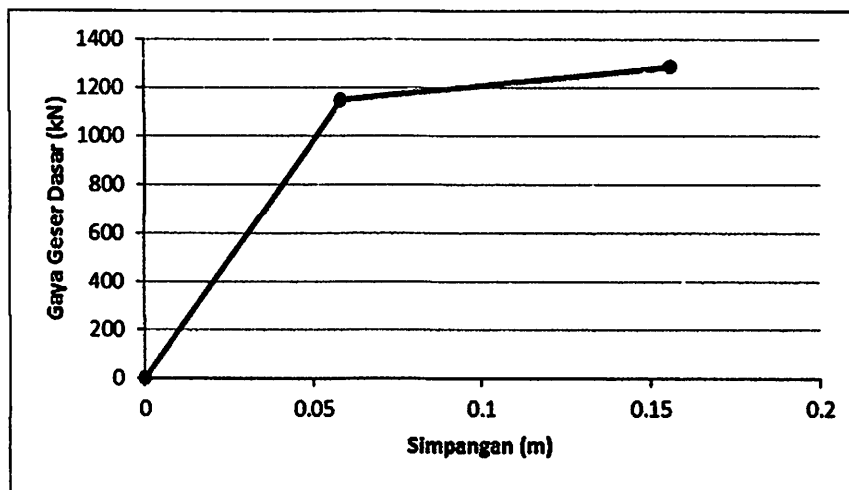
Gambar 6. Hubungan gaya geser dasar dan simpangan pada model I: pilar jembatan tanpa interaksi pondasi (dasar *pile cap* dianggap jepit) menurut ketentuan FEMA 356

Hasil pada Gambar 6 menjelaskan bahwa simpangan 0,0054 m dan gaya geser dasar 1152,0510 kN terjadi pada saat leleh pertama, sedangkan simpangan horizontal 0,0080 m dan gaya geser dasar 1156,0380 kN terjadi pada saat kondisi batas (target perpindahan).



Gambar 7. Hubungan gaya geser dasar dan simpangan pada model II: pilar jembatan dengan interaksi pondasi (hubungan antara *pile cap* dan tiang pancang dianggap sendi, sedangkan ujung pondasi juga dianggap sendi) menurut ketentuan FEMA 356

Hasil pada Gambar 7 menjelaskan bahwa simpangan 0,0206 m dan gaya geser dasar 1152,0510 kN terjadi pada saat leleh pertama, sedangkan simpangan horizontal 0,0390 m dan gaya geser dasar 1180,0370 kN terjadi pada saat kondisi batas (target perpindahan).

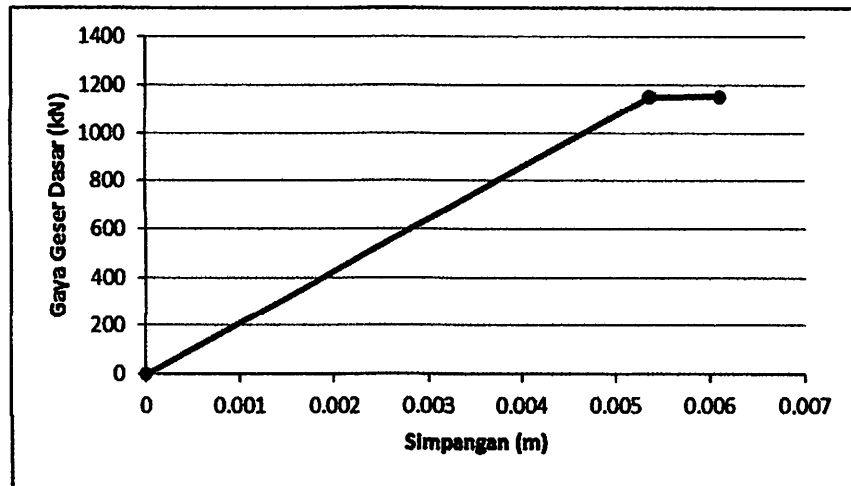


Gambar 8. Hubungan gaya geser dasar dan simpangan pada model III: pilar jembatan dengan interaksi pondasi (hubungan antara *pile cap* dan tiang pancang dianggap *rigid*, sedangkan ujung pondasi dianggap sendi) menurut ketentuan FEMA 356

Hasil pada Gambar 8 menjelaskan bahwa simpangan 0,0585 m dan gaya geser dasar 1152,0510 kN terjadi pada saat leleh pertama, sedangkan simpangan horizontal 0,1560 m dan gaya geser dasar 1290,3120 kN terjadi pada saat kondisi batas (target perpindahan).

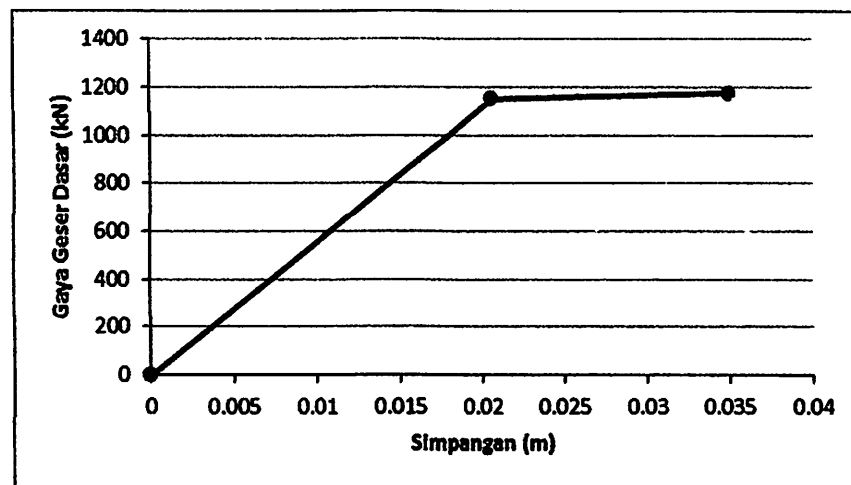
3.2 Kurva Kapasitas FEMA 440

Kurva kapasitas menurut FEMA 356 selanjutnya diidealisasi menjadi kurva bilinear untuk ketiga model pilar jembatan tanpa interaksi pondasi dan dengan interaksi pondasi seperti ditunjukkan pada Gambar 9 sampai dengan Gambar 11.



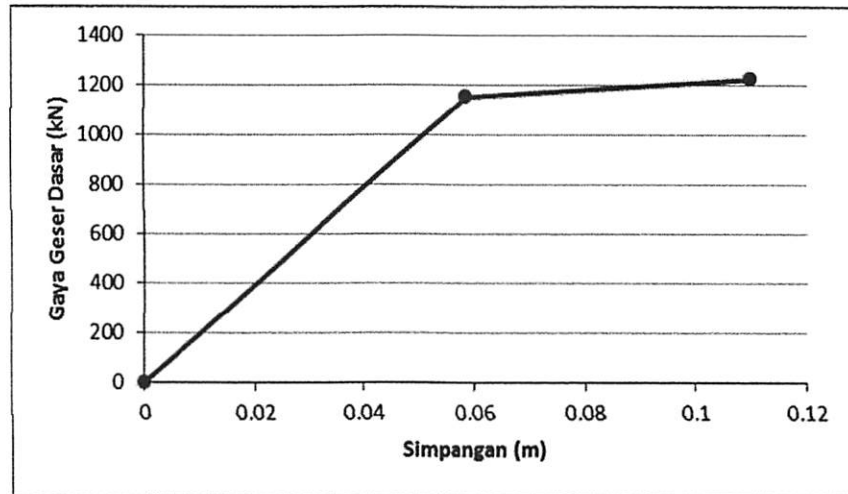
Gambar 9. Hubungan gaya geser dasar dan simpangan pada model I: pilar jembatan tanpa interaksi pondasi (dasar *pile cap* dianggap jepit) menurut ketentuan FEMA 440

Hasil pada Gambar 9 menjelaskan bahwa simpangan 0,0054 m dan gaya geser dasar 1152,0510 kN terjadi pada saat leleh pertama, sedangkan simpangan horizontal 0,0061 m dan gaya geser dasar 1153,1780 kN terjadi pada saat kondisi batas (target perpindahan).



Gambar 10. Hubungan gaya geser dasar dan simpangan pada model II: pilar jembatan dengan interaksi pondasi (hubungan antara *pile cap* dan tiang pancang dianggap sendi, sedangkan ujung pondasi juga dianggap sendi) menurut ketentuan FEMA 440

Hasil pada Gambar 10 menjelaskan bahwa simpangan 0,0206 m dan gaya geser dasar 1152,0510 kN terjadi pada saat leleh pertama, sedangkan simpangan horizontal 0,0350 m dan gaya geser dasar 1173,9490 kN terjadi pada saat kondisi batas (target perpindahan).

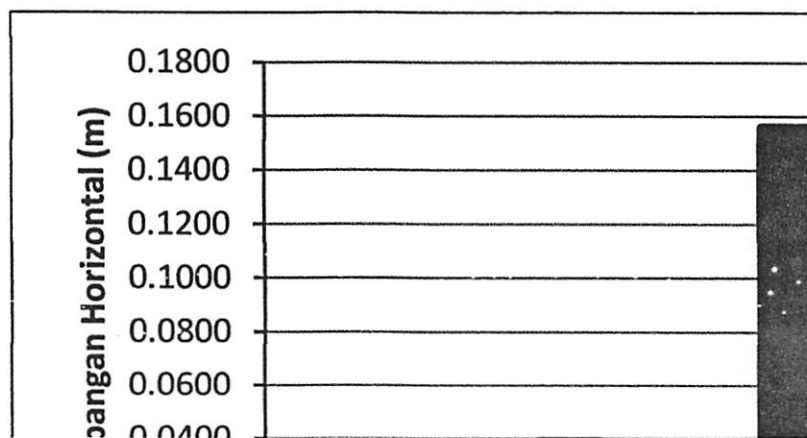


Gambar 11. Hubungan gaya geser dasar dan simpangan pada model III: pilar jembatan dengan interaksi pondasi (hubungan antara *pile cap* dan tiang pancang dianggap *rigid*, sedangkan ujung pondasi dianggap sendi) menurut ketentuan FEMA 440

Hasil pada Gambar 11 menjelaskan bahwa simpangan 0,0585 m dan gaya geser dasar 1152,0510 kN terjadi pada saat leleh pertama, sedangkan simpangan horizontal 0,1100 m dan gaya geser dasar 1225,4810 kN terjadi pada saat kondisi batas (target perpindahan).

3.3 Simpangan Horizontal

Simpangan horizontal merupakan target perpindahan dari hasil idealisasi kurva *Pushover*, yaitu nilai yang diperoleh melalui respons pilar jembatan yang dipengaruhi akibat pembebanan yang bekerja baik secara aksial dan lateral. Jika dilakukan peninjauan selanjutnya maka target perpindahan dapat digunakan untuk mengevaluasi kinerja struktur pilar jembatan akibat gempa rencana sehingga dapat diketahui kondisi struktur tersebut akibat gempa tertentu. Faktor interaksi pondasi tiang pancang berada di bawah pilar jembatan ternyata akan meningkatkan simpangan horizontal karena terjadinya deformasi terutama dengan pemberian tumpuan sendi pada ujung tiang pancang.



Gambar 12. Perbandingan simpangan horizontal pilar jembatan menurut FEMA 356 dan FEMA 440

Berdasarkan Gambar 12 menunjukkan bahwa simpangan horizontal pada pilar jembatan secara berurutan dari model I, II, dan III terus meningkat baik menurut ketentuan FEMA 356 maupun FEMA 440. Sedangkan prosentase perubahan simpangan horizontal terbesar pada pilar jembatan terjadi untuk model III dan terkecil untuk model II.

3.4 Daktilitas Simpangan

Daktilitas simpangan pada pilar jembatan berdasarkan kurva idealisasi (bilinier) dengan menggunakan standar Caltrans (2013) seperti ditunjukkan pada Tabel 2. Nilai daktilitas diperoleh dari perbandingan antara simpangan pada kondisi batas dengan simpangan pada saat leleh pertama.

Tabel 2. Daktilitas simpangan pilar jembatan

Model	Daktilitas Simpangan, μ_D	
	Menurut FEMA 356	Menurut FEMA 440
I	1,4916	1,1390
II	1,8900	1,6962
III	2,6651	1,8792

Menurut Caltrans (2013) bahwa untuk dinding pilar terletak di sumbu kuat dan ditinjau terhadap sumbu lemah maka daktilitas yang disyaratkan adalah ≤ 5 . Daktilitas simpangan pilar jembatan yang diperoleh untuk keseluruhan model adalah $\square 5$. Hal ini menunjukkan bahwa simpangan horizontal dari kurva idealisasi (bilinier) untuk semua model dalam kondisi aman.

4. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisa dan pembahasan yang diperoleh dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Secara keseluruhan model pilar jembatan tanpa interaksi pondasi dan pilar jembatan dengan interaksi pondasi beserta tanah menurut FEMA 356 dan FEMA 440 memiliki kurva kapasitas yang hampir sama, karena setelah gaya geser dasar mencapai nilai maksimum maka langsung terjadi degradasi kekuatan. Berdasarkan idealisasi kurva *Pushover* (bilinier) maka simpangan horizontal terbesar terjadi pada model III menurut ketentuan FEMA 356 adalah 0,1560 m, sedangkan simpangan horizontal terkecil terjadi pada model I menurut ketentuan FEMA 440 adalah 0,0061 m.
2. Nilai daktilitas simpangan terbesar untuk pilar jembatan terjadi pada model III menurut FEMA 356 adalah 2,6651 yang merupakan struktur paling daktail dan daktilitas simpangan terkecil terjadi pada model I menurut FEMA 440 adalah 1,1390. Secara keseluruhan model berdasarkan daktilitas simpangan dalam kondisi aman karena memenuhi persyaratan maksimum daktilitas ≤ 5 menurut ketentuan Caltrans (2013).

Daftar Pustaka

- American Concrete Institute 343R-95. 1995. *Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures*. Reported by: ACI-ASCE Committee 343.
- Caltrans. 2013. *Seismic Design Criteria Version 1.7*. California Department of Transportation Sacramento, California.
- Dewobroto, W. 2005. *Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover*. Presentasi dan Prosiding: Civil Engineering National Conference: Sustainability Construction & Structural Engineering Based on Professionalism – Unika Soegijapranata, Semarang 17-18 Juni 2005.
- FEMA 356. 2000. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Prepared by: American Society Of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- FEMA 440. 2005. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Prepared by: Applied Technology Council (ATC-55 Project), Redwood City, California.
- Haselton, C.B. and Deierlein, G.G. 2008. *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings*. PEER Report 2007/08 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. 1988. *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. ASCE - Journals of Structural Engineering Vol. 114 No. 8, August 1988.
- Montejo, L.A. and Kowalsky, M.J. 2007. *CUMBIA: Set of Codes for the Analysis of Reinforced Concrete Members*. Technical Report No. IS-07-01, Constructed Facilities Laboratory, Nort Carolina State University, Raleigh, N.C.
- Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. 1996. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley and Sons, New York.
- RSNI T-02-2005 Standar Nasional Indonesia. 2005. *Pembebanan untuk Jembatan*. Badan Standardisasi Nasional.
- Sethy, K. 2011. *Application of Pushover Analysis to RC Bridge*. A Project Report. National Institute of Technology, Rourkela.
- SNI 03-1726-2002 Standar Nasional Indonesia. 2002. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung*. Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.
- SNI 2833:2008 Standar Nasional Indonesia. 2008. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan*. Badan Standardisasi Nasional.
- Valles, R.E., Reinhorn, A.M., Kunnath, S.K., Li, C. and Madan, A. 1996. *IDARC 2D Version 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings*. Technical Report NCEER-96-0010, Buffalo, New York.

ANALISIS PRIORITAS ASPEK-ASPEK PENERAPAN KONTRAK BERBASIS KINERJA DENGAN PENDEKATAN ANALYTICAL HIERARCHY PROCESS (AHP)

(Studi Kasus: Jalan Nasional Metropolitan Medan)

Olim S. M. Purba¹⁾, A. Perwira Mulia Tarigan²⁾, Medis Sejahtera Surbakti³⁾

¹⁾Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara (USU)

²⁾Staf Pengajar Program Magister dan Jurusan Teknik Sipil USU

³⁾Staf Pengajar Program Magister dan Jurusan Teknik Sipil USU

Abstrak

Pelaksanaan penanganan jalan yang dilaksanakan oleh penyedia jasa dengan sistem kontrak konvensional, harus dilaksanakan melalui proses pengadaan yang melewati prosedur berdasarkan peraturan dan perundangan yang berlaku serta memerlukan waktu yang cukup panjang. Oleh karena itu pengelola jalan mulai mengkaji alternatif lain, salah satunya adalah dengan mengkaji metode kontrak yang inovatif, yaitu metode-metode kontrak yang di dalamnya mempertimbangkan aspek kinerja hasil pekerjaan seperti kontrak berbasis kinerja (KBK). Pengelola jalan nasional metropolitan Medan saat ini sedang mempersiapkan penerapan KBK. Oleh karena itu perlu dianalisis apa saja aspek-aspek dalam penerapan KBK. Penelitian ini menganalisis aspek-aspek tersebut dengan pendekatan AHP yang bersumber dari data wawancara dan kuesioner. Dari hasil penelitian diperoleh beberapa aspek yang memiliki penerapan kontrak berbasis kinerja dan besaran nilainya. Aspek yang memiliki prioritas tertinggi adalah kepastian ketersediaan dana (21%). Sedangkan nilai kendala aspek terbesar (80%) adalah analisis risiko awal proyek, pihak yang bertanggung jawab dalam pemeliharaan, dan kualifikasi SDM pengelola kontrak. Dari hasil penilaian tersebut didapat besaran nilai penerapan KBK 46.40% termasuk kategori kendala lemah.

Kata kunci: Jalan Nasional Metropolitan Medan, Kontrak Berbasis Kinerja, Analytical Hierarchy Process (AHP)

1 Pendahuluan

Pengelola penyelenggaraan jalan diperlukan sumber daya yang memadai agar dapat dilakukan tindakan yang cepat dan tepat, sehingga tidak terjadi keluhan dari pengguna jalan. Sementara pelaksanaan penanganan jalan yang dilaksanakan oleh penyedia jasa dengan sistem kontrak konvensional, harus dilaksanakan melalui proses pengadaan yang melewati prosedur berdasarkan peraturan dan perundangan yang berlaku serta memerlukan waktu yang cukup panjang kecuali penanganan bencana alam atau pekerjaan darurat.

Namun dengan terbatasnya sumber daya yang ada, diperlukan inovasi penanganan jalan yang tidak dilaksanakan hanya dengan swakelola maupun sistem kontrak konvensional, namun dengan metode kontrak yang inovatif yang di dalamnya mempertimbangkan aspek kinerja hasil pekerjaan seperti kontrak berbasis kinerja (KBK).

2 Tujuan Penelitian

Penelitian ini bertujuan mencapai sasaran sebagai berikut:

- a. Mengetahui kelebihan kontrak berbasis kinerja sehingga diterapkan sebagai alternatif kontrak untuk penanganan pemeliharaan jalan.
- b. Mengetahui aspek yang menjadi prioritas dalam penerapan kontrak berbasis kinerja pada pemeliharaan infrastruktur jalan.
- c. Mengetahui penilaian kendala aspek-aspek tersebut dalam penerapan kontrak berbasis kinerja.

3 Tinjauan Pustaka

Pada dasarnya kontrak adalah sebuah perjanjian yang mewajibkan para pihak untuk melaksanakan tahap yang telah ditentukan. Sebuah kontrak konstruksi jalan mewajibkan kontraktor untuk membangun jalan dan mewajibkan pemilik proyek untuk membayarnya. Jenis kontrak di Indonesia telah diklasifikasikan dan diatur dalam Peraturan Presiden no. 4 tahun 2015 tentang pengadaan barang/jasa pemerintah sebagai berikut:

- a. Berdasarkan cara pembayaran seperti lumpsum, harga satuan, persentase, dan terima jadi.
- b. Berdasarkan pembebanan tahun anggaran yaitu kontrak tahun tunggal dan jamak.

- c. Berdasarkan sumber pendanaan seperti kontrak pengadaan tunggal, pengadaan bersama, dan kontrak payung.
- d. Berdasarkan jenis pekerjaan yaitu kontrak pengadaan pekerjaan tunggal dan terintegrasi.

Kontrak Berbasis Kinerja (KBK) merupakan jenis kontrak terintegrasi dimana proses perencanaan, pelaksanaan konstruksi, dan layanan pemeliharaan jalan digabung dalam satu kontrak dengan metode pembayaran lumpsum (Dirjen Bina Marga, 2013). Definisi KBK menurut Stankevich (2005) adalah kontrak dimana pembayaran untuk pengelolaan dan pemeliharaan aset jalan tergantung kepada keberhasilan kontraktor (penyedia jasa) untuk mencapai indikator kinerja yang telah disyaratkan. Sebagai contoh, kontraktor tidak dibayar untuk jumlah lubang yang ditambah, tetapi hasil kerjanya seperti tidak ada lubang (100% ditambah).

Indikator kinerja jalan dapat terbagi dalam 3 ukuran kinerja jalan yang meliputi:

- a. ukuran tingkat kenyamanan jalan,
- b. ukuran durabilitas jalan, dan
- c. ukuran pengelolaan jalan dan pelaporan

Adapun contoh kriteria indikator kinerja yang dirincikan pada Tabel 1.

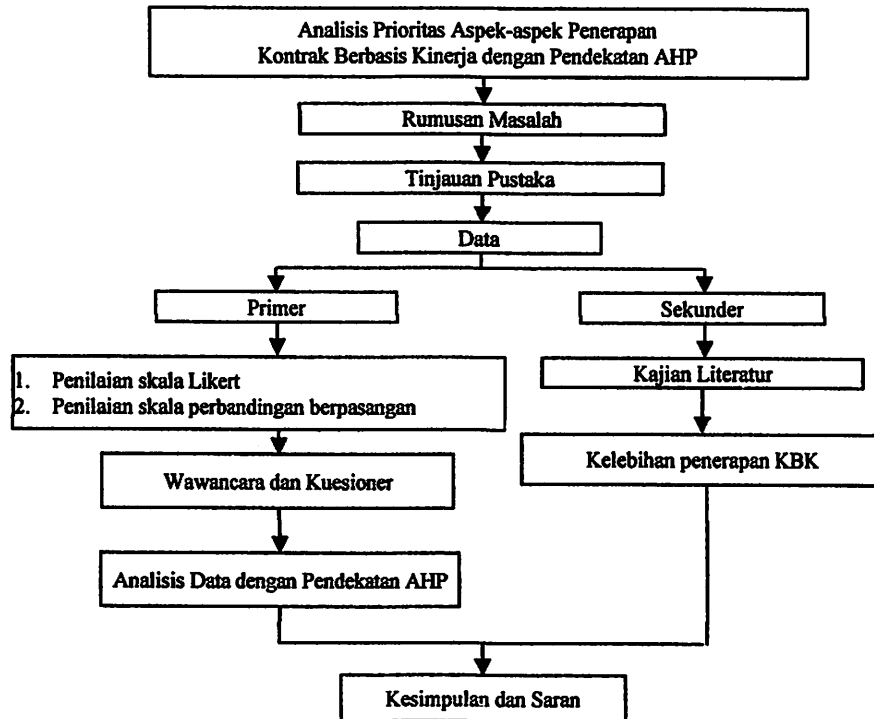
Tabel 1: Contoh Indikator Kinerja (PBC, 2013)

NO	KATEGORI	INDIKATOR KINERJA	MAKSIMUM	PERIODE INSPEKSI
			RESPON (Hari)	
A	TINGKAT KENYAMANAN JALAN			
A.1	Ketidakrataan permukaan jalan	Nilai IRI ≤ 4 mm/km.	90	Triwulan
A.2	Lubang permukaan jalan	Diameter lubang Mak.15 cm; $n < 3/100$ m/lajur	5	Harian
A.3	Tambalan permukaan jalan	Harus rata dan kekuatan struktur sama dengan existing	7	Harian
A.4	Retakan permukaan jalan	Lebar retak < 3 mm dan luas retakan $< 10\%/100$ m	21	Mingguan
A.5	Alur permukaan jalan	Kedalaman alur < 20 mm, panjang < 3 m	21	Mingguan
A.6	Pelepasan butir perkerasan	Tidak terjadi pelepasan butir perkerasan	14	Mingguan
A.7	Tepi perkerasan yang goyah	Tepi perkerasan tidak goyah atau pecah	14	Mingguan
A.8	Perbedaan tinggi perkerasan dg bahu	Beda tinggi permukaan perkerasan & Bahu < 5 cm	14	Mingguan
A.9	Kebersihan permukaan perkerasan	Permukaan bersih bebas dari benda yg membahayakan	1	Harian
A.10	Kemiringan melintang perkerasan	Kemiringan melintang perkerasan jalan antara 2% - 3%	28	Bulanan
A.11	Kemiringan melintang bahu jalan	Kemiringan melintang bahu jalan antara 4% - 6 %	28	Bulanan
A.12	Deformasi & Erosi bahu jalan	Tidak terjadi deformasi dan erosi bahu jalan	7	Harian
A.13	Pengendalian tumbuh-tumbuhan	Tidak terdapat tanaman liar & sampah pada Bahu jalan	7	Harian
A.14	Perambuan	Rambu jalan lengkap, jelas dan warnanya tidak buram	28	Bulanan
A.15	Perlengkapan keselamatan jalan	Marka jalan dapat terlihat jelas dan benar	14	Mingguan
		Guardrail, patok pengarah kokoh dan tidak karatan	28	Bulanan
		Pemisah horizontal/median kokoh & terlihat jelas	28	Bulanan
B	DURABILITAS DRAINASE			
R.1	Saluran Samping	Struktur saluran samping tidak mengalami kerusakan	14	Mingguan
		Saluran samping kapasitasnya memadai dan tidak menyebabkan air melimpah/menggenangi permukaan	28	Mingguan
		Penyumbatan saluran samping $< 10\%$ dan berfungsi baik	14	Mingguan
		Tidak terdapat tanaman liar pada dasar saluran	14	Mingguan
B.2	Saluran Melintang Jalan , Saluran Pengumpul dan Saluran Pembuang	Struktur bangunan tidak mengalami kerusakan	28	Mingguan
		penyumbatan $< 10\%$ dari kapasitasnya	14	Mingguan
		Saluran pengumpul dan pembuang kokoh, berfungsi baik	28	Mingguan
		Pondasi bangunan tidak mengalami penurunan	28	Mingguan
		Tidak terjadi gerusan pada ujung saluran pembuang	14	Mingguan

4 Metodologi Penelitian

Pengembangan model penilaian kriteria aspek-aspek penerapan kontrak berbasis kinerja dilakukan melalui 5 tahapan, yaitu penentuan aspek dasar penilaian, penentuan indikator penilaian, penentuan parameter penilaian, penetapan ukuran penilaian, dan perbandingan berpasangan. Model Wahyudi (2009) akan dipakai sebagai dasar

model penilaian kriteria aspek-aspek penerapan kontrak berbasis kinerja pada pemeliharaan jalan nasional metropolitan Medan. Model penilaian aspek-aspek terdiri dari 3 tingkatan (*level*). Model penilaian ini bisa berubah sesuai hasil wawancara yang telah dilakukan. Adapun bagan alir penelitian pada Gambar 1.



Gambar 1. Bagan Alir Penelitian

5 Data Penelitian

Teknik *purposive sampling* digunakan untuk mendapatkan sampel agar sampel tersebut representatif terhadap populasi yang mewakilinya. Sampel responden tersebut adalah pengelola jalan nasional metropolitan Medan seperti Kepala SNVT P2N Metropolitan Medan, PPK-16 (Medan Barat Cs), PPK-17 (Medan Timur Cs), PPK-18 (Medan Selatan Cs), dan PPK-19 (P2N Metropolitan Medan).

Data penelitian diperoleh dari dua metode yaitu:

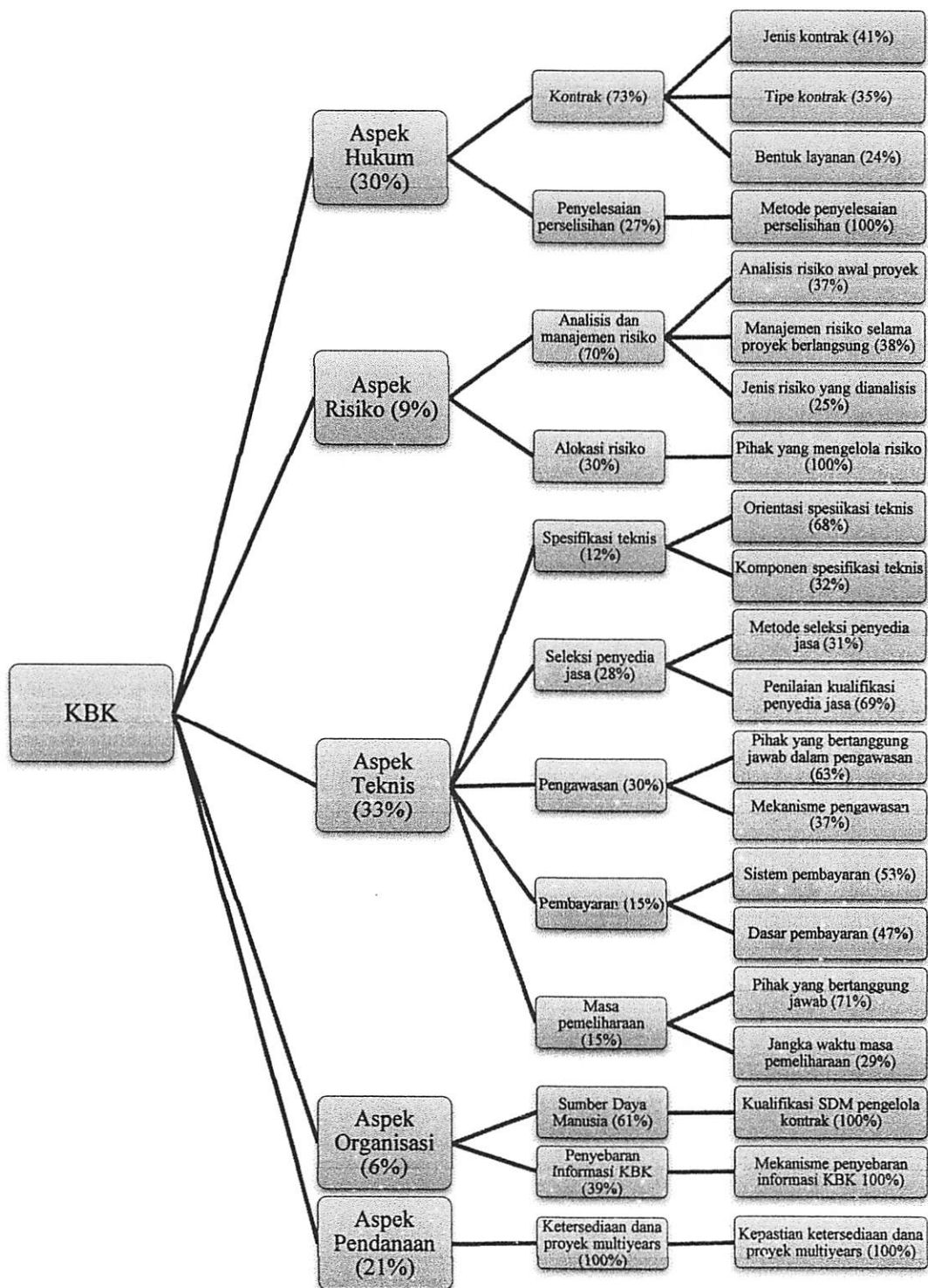
- Wawancara, dilakukan untuk mengetahui informasi bagaimana pemerintah sebagai pengelola jalan yang diwakili oleh SNVT Metropolitan Medan, mengakomodasi kendala yang ada dalam penerapan KBK yang telah diidentifikasi pada model penilaian kendala.
- Kuesioner, dilakukan untuk mengetahui dan mencari masukan berdasarkan pengetahuan, pengalaman dan opini mereka, tentang tingkat/bobot kepentingan dari parameter penilaian kendala yang ada.

6 Pengolahan Data

Data wawancara merupakan data kualitatif yang dinyatakan dengan angka numerik skala likert. Sedangkan data kuesioner merupakan data skala perbandingan berpasangan yang akan dianalisis dengan pendekatan *Analytical Hierarchy Process* (AHP). Kedua data tersebut akan dikombinasikan sehingga diperoleh penilaian penerapan kontrak berbasis kinerja dari masing-masing aspek. Uji konsistensi juga dilakukan untuk menilai konsistensi penilaian responden terhadap kriteria aspek-aspek tersebut.

7 Hasil dan Pembahasan

Dari data kuesioner yang telah dianalisis dengan pendekatan AHP diperoleh bobot aspek-aspek penerapan KBK pada Gambar 2.



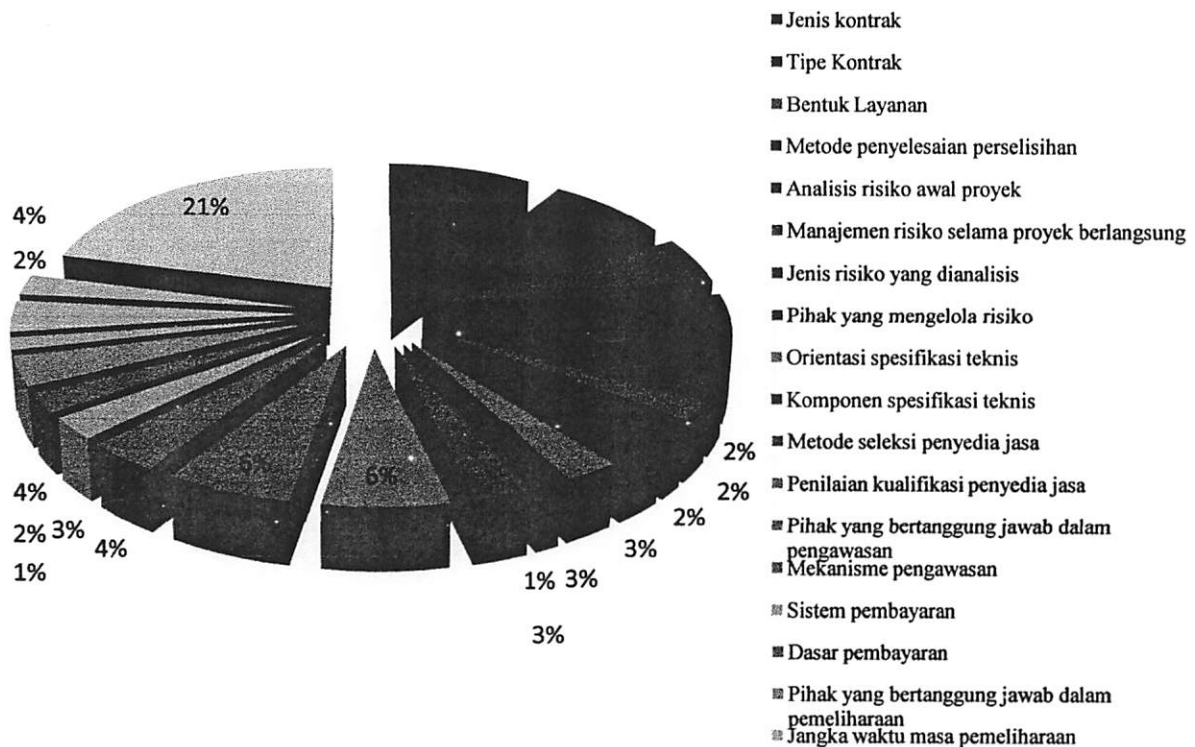
Gambar 2. Bobot Kriteria Aspek-Aspek Penerapan KBK

Dari bobot kriteria aspek-aspek tersebut didapat proporsi pengaruh dalam penerapan KBK dengan persamaan:

(1)

Sebagai contoh proporsi kriteria penilaian kualifikasi penyedia jasa diperoleh pada persamaan:

. Adapun pengaruh kriteria aspek-aspek tersebut seperti Gambar 3. Kepastian ketersediaan dana proyek multiyears (21%) menjadi kriteria paling berpengaruh, diikuti jenis kontrak (9%), serta tipe kontrak dan metode penyelesaian perselisihan (8%).



Gambar 3. Pengaruh Kriteria Aspek-Aspek Penerapan KBK

Dari hasil wawancara diperoleh penilaian kendala pada aspek-aspek tersebut berdasarkan skala likert pada Tabel 2.

Tabel 2. Nilai Kendala Level 3

	Parameter Penilaian	Skala Likert	Nilai Kriteria
A.1.1	Jenis kontrak	2	40%
A.1.2	Tipe kontrak	2	40%
A.1.3	Bentuk layanan	2	40%
A.2.1	Metode penyelesaian perselisihan	3	60%
B.1.1	Analisis risiko awal proyek	4	80%
B.1.2	Manajemen risiko selama proyek berlangsung	2	40%
B.1.3	Jenis risiko yang dianalisis	3	60%
B.2.1	Pihak yang mengelola risiko	3	60%
C.1.1	Orientasi spesifikasi teknis	2	40%
C.1.2	Komponen spesifikasi teknis	2	40%
C.2.1	Metode seleksi penyedia jasa	2	40%
C.2.2	Penilaian kualifikasi penyedia jasa	2	40%
C.3.1	Pihak yang bertanggungjawab dalam pengawasan	2	40%
C.3.2	Mekanisme pengawasan	2	40%
C.4.1	Sistem pembayaran	2	40%
C.4.2	Dasar pembayaran	2	40%
C.5.1	Pihak yang bertanggungjawab	4	80%
C.5.2	Jangka waktu masa pemeliharaan	2	40%
D.1.1	Kualifikasi SDM pengelola kontrak	4	80%
D.2.1	Mekanisme penyebaran informasi KBK	2	40%
E.1.1	Kepastian ketersediaan dana proyek multiyears	2	40%

Penilaian kendala pada level 3 di atas dikalikan dengan bobot aspek-aspek penerapan KBK dari hasil analisis AHP pada level 3 untuk mendapatkan nilai kendala pada level 2. Adapun penilaian kendala level 2 pada Tabel 3.

Tabel 3. Nilai Kendala Level 2

Indikator Penilaian (Level - 2)	Nilai Tingkat Kendala
Kontrak	40%
Penyelesaian Perselesaian	60%
Analisis dan Manajemen Risiko	60%
Alokasi Risiko	60%
Spesifikasi Teknis	40%
Seleksi Penyedia Jasa	40%
Pengawasan	40%
Pembayaran	40%
Masa Pemeliharaan	68.5%
Sumber Daya Manusia	80%
Penyebaran Informasi KBK	40%
Ketersediaan Dana Proyek Multiyears	40%

Nilai kendala pada level 2 di atas juga dikalikan dengan bobot aspek-aspek penerapan KBK pada level 2 untuk mendapatkan nilai kendala pada level 1. Adapun penilaian kendala level 2 pada Tabel 4.

Tabel 4. Nilai Kendala Level 1

Aspek Dasar (Level-1)	Nilai
Aspek Hukum	45%
Aspek Risiko	60%
Aspek Teknis	44%
Aspek Organisasi	65%
Aspek Pendanaan	40%

Dari hasil penilaian kendala level 1 sama seperti perhitungan level 2 dan 3, maka diperoleh penilaian kendala penerapan KBK sebesar 46.40%.

8 Kesimpulan dan Saran

Berdasarkan hasil pembahasan pada bab-bab sebelumnya dapat disimpulkan sebagai berikut:

- Beberapa kelebihan penerapan KBK sebagai kontrak alternatif dalam penanganan pemeliharaan jalan yaitu, aspek hukum seperti mengurangi klaim dan amandemen kontrak akibat perubahan kuantitas pekerjaan; aspek risiko, seperti mengurangi risiko bagi pemilik proyek; aspek teknis seperti pemeliharaan yang tepat waktu; aspek organisasi dapat mengelola jalan dengan jumlah staff yang lebih sedikit; dan aspek pendanaan seperti mengurangi biaya administrasi, overhead, dan pengawasan.
- Dari implementasi AHP diperoleh kepastian ketersediaan dana proyek multiyears (21%) menjadi aspek yang menjadi prioritas dalam penerapan KBK, diikuti jenis kontrak (9%), serta tipe kontrak dan metode penyelesaian perselisihan (8%).
- Penilaian kriteria aspek terbesar (80%) yang merupakan kategori kendala agak kuat adalah analisis risiko awal proyek, pihak yang bertanggung jawab dalam pemeliharaan, dan kualifikasi SDM. Sedangkan besaran nilai penerapan KBK 46.40% termasuk kategori kendala lemah.

Berdasarkan kesimpulan di atas, maka ada beberapa saran untuk instansi terkait dan untuk menyempurnakan penelitian selanjutnya seperti:

- Ketersediaan pendanaan untuk proyek *multi years* harus dipastikan mengingat pendanaan KBK ini membutuhkan biaya yang besar.
- Ada beberapa kriteria aspek yang perlu diperhatikan demi kelancaran penerapan KBK seperti analisis risiko awal proyek, pihak yang bertanggung jawab dalam pemeliharaan, dan kualifikasi SDM.

Daftar Pustaka

- [1] Departemen Keuangan. 2012. "*Performance Based Contract: Solusi Pekerjaan Perawatan Jalan*". Meningkatkan Efektifitas Penanganan Jalan". Majalah Keuangan Sektor Publik. Jakarta
- [2] Dirjen Bina Marga. (2012). "Dokumen Pemilihan Kontrak Berbasis Kinerja (Pekerjaan Terintegrasi) - Paket: Semarang - Bawen". Satuan Kerja Pelaksanaan Jalan Nasional Metropolitan Semarang.

- [3] Dirjen Bina Marga. (2013). "Dokumen Pengadaan Kontrak Berbasis Kinerja / KBK (Performance Based Contract) Pekerjaan Terintegrasi". Kementerian Pekerjaan Umum. Jakarta
- [4] Dirjen Bina Marga. (2013). "Kontrak Berbasis Kinerja (KBK) di Kota Metropolitan". Kementerian Pekerjaan Umum. Jakarta
- [5] Dirjen Bina Marga. (2013). "Kontrak Berbasis Kinerja (Performance Based Contract) Untuk Pengadaan Jasa Konstruksi Pekerjaan Jalan di Indonesia". Kementerian Pekerjaan Umum. Jakarta
- [6] Firdaus, M.A., (2008), "Skala Pengukuran dan Instrumen Penelitian", <http://azisartikel.blogspot.com>.
- [7] Harian SIB. 2015. "Jalan Rusak, Warga Jalan Pancing I Medan Tembung Tanam Pohon Pisang di Jalan". Medan
- [8] Henning, T. dan Miller, G. 2011. "Kontrak Berbasis Kinerja untuk Mengelola Pemeliharaan Jalan Raya di Indonesia". Jurnal Prakarsa Infrastruktur Indonesia. Kemitraan Australia Indonesia. Jakarta
- [9] Hossain, M.F. Adnan, Z.H. dan Hasin, M.A.A. 2014. "*Improvement in Weighting Assignment Process in Analytic Hierarchy Process by Introducing Suggestion Matrix and Likert Scale*". Department of Industrial and Production Engineering. University of Engineering and Technology Dhaka. Bangladesh
- [10] Kania, B. 2006. "Pengembangan Model Penilaian Kesiapan Internal Pemerintah dan Kontraktor Indonesia dalam Penerapan Metoda Kontrak Berbasis Kinerja (KBK)", Institut Teknologi Bandung. Bandung
- [11] Kementerian Keuangan. (2010). PMK no.56 / PMK.02 / 2010 tentang Tata Cara Pengajuan Persetujuan Kontrak Tahun Jamak (*Multiyears*)
- [12] Kuswanda, W. P. 2008. "Penerapan Kontrak Berbasis Kinerja pada Pekerjaan Perbaikan Tanah Lunak". Konferensi Regional Teknik Jalan (KRTJ-10). Surabaya
- [13] Muis, Z.A., dan Rasidi, S. 2010. "*Deep-Lift Insitu Pavement Recycling* sebagai Alternatif Teknik Rehabilitasi Jalan di Provinsi Sumatera Utara", Seminar Perkembangan Terkini Teknologi Bahan, Universitas Sumatera Utara, Medan.
- [14] P2JN Jawa Tengah. 2015. "Penjelasan Teknis Kontrak Berbasis Kinerja (KBK) Karangnongko (Batas DIY) - Wagon Provinsi Jawa Tengah". Perencana dan Pengawas Jalan Nasional Jawa Tengah
- [15] Pakkala, P. 2005. "*Performance-based Contracts – International Experiences*". Finnish Road Administration. TRB Workshop Presentation. Washington, D.C
- [16] Peraturan Menteri Pekerjaan Umum no. 13 / PRT / M / 2011 tentang Tata Cara Pemeliharaan dan Penilikan Jalan
- [17] Peraturan Presiden no. 54 tahun 2010 tentang Pengadaan Barang dan Jasa
- [18] Putri, I.D.A.N.A. 2011. "Penentuan Skala Prioritas Penanganan Jalan Kabupaten di Kabupaten Bangli". Pasca Sarjana Teknik Sipil. Universitas Udayana
- [19] Ritonga, E.D.E. 2011. "Kajian Kriteria Penanganan Jalan Nasional Lintas Timur Provinsi Sumatera Utara". Pasca Sarjana Teknik Sipil. Universitas Sumatera Utara
- [20] Saaty, T.L. 1986, "*Decision Making for Leaders The Analytical Hierarchy Process for Decision in Complex Word*", University Of Pittsburgh. United States
- [21] Stankevich, N., Qureshi, N., and Queiroz, C. 2005. "*Performance-based Contracting for Preservation and Improvement of Road Assets*". The World Bank, Washington, DC. United States
- [22] Sugiyono. 2009. "Metode Penelitian Kuantitatif", Bandung: Alfabeta
- [23] Team PBC Pelaksana Wilayah - I (Kota Medan). 2013. "Identifikasi Jaringan Jalan dan Skenario Penanganan dengan *Road Deterioration Model* dalam Rangka Penerapan PBC di Metropolitan Medan". Seminar Nasional Teknik Jalan. Medan
- [24] Team PBC Pelaksana Wilayah - I (Kota Medan). 2013. "Penerapan Kontrak Berbasis Kinerja pada Penyelenggaraan Jalan Metropolitan Medan". Seminar Nasional Teknik Jalan. Medan
- [25] Undang - Undang no.18 tahun 1999 tentang Jasa Konstruksi
- [26] Undang - Undang no.22 tahun 2009 tentang Lalu Lintas dan Angkutan Jalan
- [27] Wahyudi, S. 2009. "Penerapan Kontrak Berbasis Kinerja (*Performance Based Contract*) untuk Meningkatkan Efektifitas Penanganan Jalan". Fakultas Teknik Sipil. Universitas Indonesia. Depok
- [28] Wirahadikusumah, R. D. dan Abduh, M. 2003. "Metoda Kontrak Inovatif untuk Peningkatan Kualitas Jalan: Peluang dan Tantangan". Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan. Universitas Teknologi Bandung. Bandung
- [29] Zietlow, G. 2004. "*Implementing Performance-based Road Management and Maintenance Contracts in Developing Countries – An Instrument of German Technical Cooperation*". Eschborn. Germany
- [30] Zietlow, G. 2007. "*Performance-based Road Management and Maintenance Contracts - Worldwide Experience*". International Seminar on Road Financing and Investment. Arusha, Tanzania.

PENGARUH ERUPSI GUNUNG SINABUNG TERHADAP DEBIT SUNGAI LAU BIANG DI DESA RIH TENGAH, KABUPATEN KARO

B. N. Immanuel Ketaren^{*)}, A. Perwira Mulia Tarigan^{**)}, dan Makmur Ginting^{**)}

^{*)} Mahasiswa Magister Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara

^{**)} Dosen Magister Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara

Abstrak

Studi ini menganalisis dampak erupsi Gunung Sinabung terhadap perubahan debit sungai Lau Biang sebagai sumber utama untuk PLTA Sei Wampu dan menganalisis besaran erosi yang terjadi di DAS Lau Biang. Untuk mendapatkan data debit sungai Lau Biang dilakukan dengan cara pengukuran langsung dilapangan di hulu dan hilir sungai Lau Biang dan secara teoritis menggunakan metode F.J. Mock. Untuk analisis erosi menggunakan parameter USLE (Universal Soil Loss Equation) yang merupakan kombinasi beberapa faktor. Hasil penelitian menunjukkan bahwa hasil dari analisis debit dari pengukuran dilapangan sebesar 25,94 m³/det atau terjadi perubahan sebesar 8,24%. Sedangkan hasil analisis debit menggunakan metode F.J. Mock sebesar 23,42 m³/det atau terjadi perubahan sebesar 17,16%. Untuk kapasitas pembangkit PLTA hasil dari analisis debit dengan cara pengukuran langsung dan dengan metode F.J. Mock adalah sebesar 33,00 MW dan 29,80 MW atau terjadi perubahan sebesar 26,66 % dan 33,79 %. Adapun peningkatan besaran erosi sesudah erupsi Gunung Sinabung sebesar 8,26 ton/ha/tahun atau sebesar 4,054 % dan termasuk kategori kelas erosi sangat rendah.

Kata kunci: DAS, PLTA, USLE, F.J. Mock, debit, erosi.

1. Pendahuluan

1.1 Latar Belakang

Gunung Sinabung adalah gunung tertinggi di Sumatera Utara. Secara administratif Gunung Sinabung termasuk kedalam wilayah Kabupaten Karo, Provinsi Sumatera Utara. Ketinggian gunung tersebut berada pada posisi 2.460 meter di atas permukaan laut, berlokasi di 3° 10' 12" Lintang Utara dan 98° 23' 31" Bujur Timur. Gunung Sinabung termasuk kedalam gunung tipe B, yaitu gunung yang telah lama tidak aktif, sejak tahun 1600. Namun pada tahun 2010 dan sejak saat itu Gunung Sinabung dinyatakan gunung bertipe A karena aktif kembali. Material erupsi Gunung Sinabung dapat menyebabkan kerusakan daerah aliran sungai, seperti rusaknya hutan akibat lava pijar dan awan panas, sedimentasi akibat guguran debu vulkanik dan material lain yang dimuntahkan gunung berapi. Banjir lahar dingin juga menyebabkan perubahan morfologi sungai seperti pendangkalan, bertambahnya lebar sungai dan tergerusnya tebing-tebing sungai.

Pembangkit listrik tenaga air (PLTA) Sei Wampu, terletak di hulu sungai Sei Wampu, di daerah Sub Das Lau Biang, Desa Rih Tengah, Kecamatan Kutabuluh, Kabupaten Karo. PT. Wampu Electric Power (PT. WEP) sebagai pengembang listrik swasta merencanakan dapat menghasilkan tenaga listrik sebesar 3 X 15 MW dari aliran Sungai Lau Biang di Desa Rih Tengah, Kecamatan Kuta Buluh. Efek dari erupsi Gunung Sinabung adalah berubahnya lahan daerah aliran sungai (DAS) Sungai Lau Biang terutama di hulu yaitu di kaki Gunung Sinabung yang telah banyak tertutupi oleh material yang berasal dari letusan Gunung Sinabung. Perubahan DAS ini dapat mengakibatkan perubahan kuantitas dan kualitas air Sungai Lau Biang.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang tersebut di atas, maka dapat dibuat rumusan masalah sebagai berikut:

- a. Bagaimana dampak erupsi Gunung Sinabung terhadap perubahan debit andalan Sungai Lau Biang di Sub Das Lau Biang dengan metode F.J. Mock.
- b. Bagaimana dampak erupsi Gunung Sinabung terhadap besaran erosi yang terjadi di Sub Das Lau Biang menggunakan metode USLE.

1.3 Tujuan dan Cakupan Penelitian

Adapun tujuan dari penelitian yang dilakukan adalah sebagai berikut:

- a. Menganalisis dampak erupsi Gunung Sinabung dalam hal perubahan debit Sub DAS Lau Biang sebagai sumber aliran air untuk PLTA Sei Wampu.

- b. Menganalisis besaran erosi yang terjadi di DAS Lau Biang akibat dampak erupsi Gunung Sinabung. Untuk membahas permasalahan di atas, maka dalam penelitian ini perlu diberi batasan antara lain:
 - a. Analisis dilakukan pada saat rentang waktu erupsi Gunung Sinabung terjadi sampai dengan penelitian dilakukan.
 - b. Analisis perubahan debit Sub DAS Lau Biang akibat erupsi Gunung Sinabung dilakukan dengan cara menghitung debit secara langsung dan dengan metode FJ. Mock.
 - c. Analisis erosi yang terjadi akibat erupsi Gunung Sinabung dilakukan dengan cara menghitung erosi di DAS Lau Biang sebelum dan sesudah erupsi Gunung Sinabung terjadi dengan metode USLE.

Desa Rih Tengah berada di wilayah administrasi Kecamatan Kuta Buluh, Kabupaten Karo, Propinsi Sumatera Utara. Di desa Rih Tengah terdapat PLTA Sei Wampu yang berada di $03^{\circ}15'16.93''$ LU dan $98^{\circ}12'43.62''$ BT. Untuk mencapai desa Rih Tengah melewati beberapa desa, seperti Desa Limang, Negeri Jahe, Ujung Deleng dan Rih Tengah. Sedangkan erupsi Gunung Sinabung berada di $3^{\circ}10'13.54''$ LU dan $98^{\circ}23'32.11''$ BT berada di Sub DAS Lau Biang Hulu yang diperkirakan mempengaruhi debit air yang masuk ke PLTA Sei Wampu (Gambar 1).



Gambar 1 Peta Desa Rih Tengah Dan Lokasi PLTA Sei Wampu

2. Tinjauan Pustaka

2.1 Karakteristik Daerah Aliran Sungai

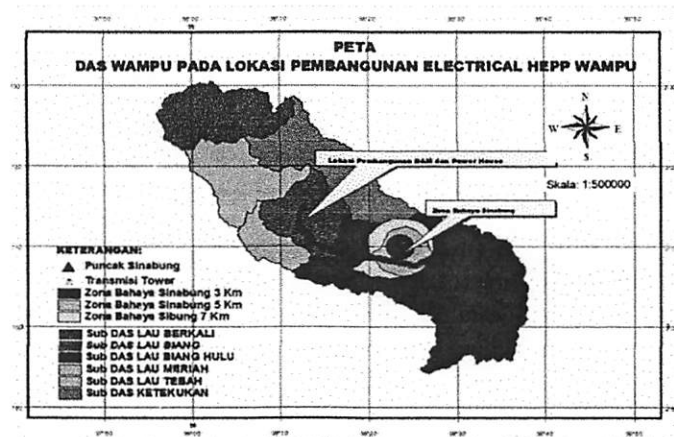
Dampak dari erupsi gunung berapi terhadap sumber daya air muncul sebagai akibat dari rusaknya DAS, rusaknya infrastruktur air, dan rusaknya secara langsung sumber-sumber air (Subagyo, 2010). Akibat dari erupsi gunung berapi terhadap kondisi hulu sungai umumnya mengalami kerusakan yang paling parah. Rusaknya sebagian besar vegetasi dan jalur aliran sungai di wilayah hulu oleh lahar panas dan lahar dingin berdampak pada merosotnya daya sangga air hujan dan simpanan air di wilayah tersebut (Pierson, Dkk, 2012). Laju infiltrasi juga akan mengalami penurunan akibat tanah semakin kedap air sehingga aliran air permukaan semakin besar (Mizuyama, Dkk, 1996). Perubahan kondisi hidrologi dan tumbuhan yang ada disekitar DAS dalam jangka panjang tidak terlalu signifikan terhadap stabilitas lereng, tapi perubahan sifat mekanis tumbuhan yaitu akar dan kohesi tanah berpengaruh signifikan terhadap stabilitas lereng (Kuriakose, Dkk, 2006).

2.2 Daerah Aliran Sungai (DAS)

Aktivitas pembangunan PLTA Sei Wampu di DAS Wampu melibatkan sub DAS Lau Biang dan sub DAS Lau Biang Hulu (Tabel 1 dan Gambar 2).

Tabel 1 Luas DAS Wampu

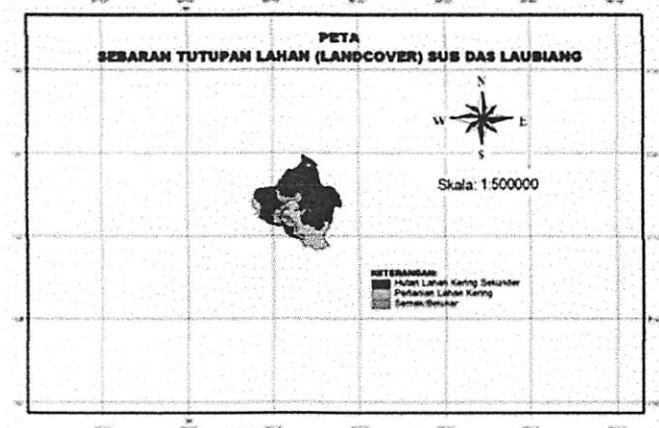
DAS	Sub DAS	Luas (Ha)
DAS WAMPU	Lau Biang Hulu	9.099,51
DAS WAMPU	Lau Meriah	976,25
DAS WAMPU	Lau Biang	2.053,37
DAS WAMPU	Lau Tebah	2.414,99
DAS WAMPU	Ketekukan	3.104,44



Gambar 2 Cakupan Daerah Aliran Sungai Lokasi Pembangunan PLTA Sei Wampu

2.3 Daerah Tutupan Lahan

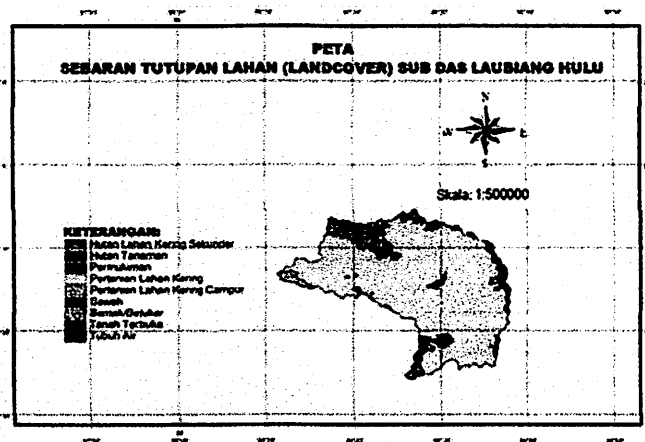
Pada sub DAS Lau Biang memiliki 3 (tiga) jenis sebaran tutupan lahan (Gambar 3 dan Tabel 2) dan sub DAS Lau Biang Hulu memiliki 9 (sembilan) jenis sebaran tutupan lahan (Gambar 4 dan Tabel 3).



Gambar 3 Sebaran Tutupan Lahan (Landcover) Pada Sub DAS Lau Biang

Tabel 2 Nilai Sebaran Indeks Tutupan Lahan Sub DAS Lau Biang

Jenis Tutupan Lahan	Kelas Vegetasi	Indeks CP	Hutan	Luas (ha)
Hutan Lahan Kering Sekunder	Sangat Baik	0,01	Hutan	14.322,67
Pertanian Lahan Kering	Buruk	0,28	Non Hutan	4.893,33
Semak/Belukar	Buruk	0,3	Non Hutan	2.886,19
Total				22.102,19



Gambar 4 Sebaran Tutupan Lahan (*Landcover*) pada Sub DAS Lau Biang Hulu

Tabel 3 Nilai Sebaran Indeks Tutupan Lahan Sub DAS Lau Biang Hulu

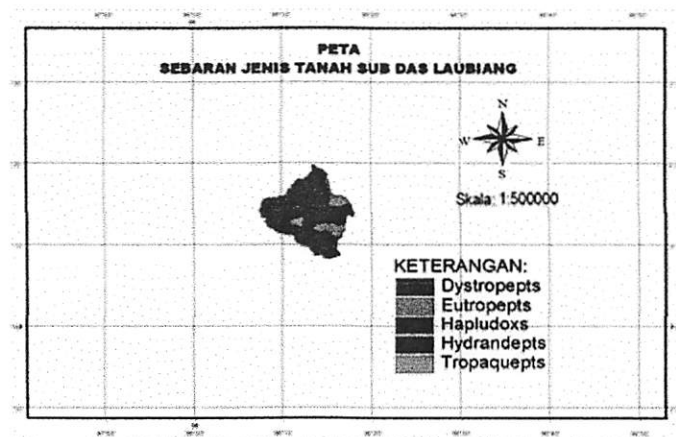
Keterangan	CP	Luas (Ha)	Hutan
Hutan Lahan Kering Sekunder	0,01	11.781,68	Hutan
Hutan Tanaman	0,05	1.589,56	Hutan
Pertanian Lahan Kering	0,28	80.939,73	Non Hutan
Pertanian Lahan Kering Campur	0,19	320,02	Non Hutan
Permukiman	0,95	481,82	Non Hutan
Sawah	0,01	422,31	Non Hutan
Tubuh Air	0,001	145,25	Non Hutan
Tanah Terbuka	0,95	330,29	Non Hutan
Semak/Belukar	0,3	1.935,21	Non Hutan
Total		97.945,86	

2.4 Sebaran Jenis Tanah

Sebaran jenis tanah di sub DAS *Lau Biang* dan *Lau Biang Hulu* ini menggunakan data sekunder yang berasal dari BPDAS WUP, 2013, dimana jenis tanah ini diklasifikasikan berdasarkan *United State Department Agriculture (USDA)*. Pada Sub DAS *Lau Biang* memiliki 5 (lima) sebaran jenis tanah. Sebaran jenis tanah yang dominan pada Sub DAS *Lau Biang* adalah jenis tanah *Dystropepts* (Tabel 4 dan Gambar 5).

Tabel 4 Sebaran Jenis Tanah Sub DAS Lau Biang

Jenis Tanah	Luas (ha)
Dystropepts	17.817,06
Hapludoxs	877,29
Tropaquepts	434,62
Hydrandepts	379,64
Eutropepts	2.593,58
Total	22.102,19

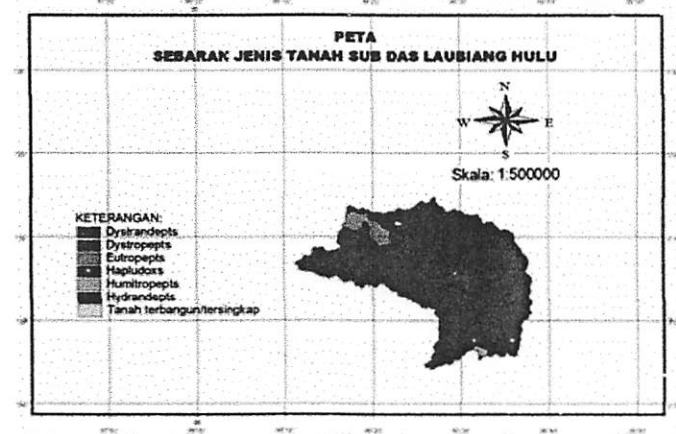


Gambar 5 Sebaran Jenis Tanah Pada Sub DAS Lau Biang

Sedangkan pada Sub DAS Lau Biang Hulu memiliki 7 (tujuh) sebaran jenis tanah (Tabel 5 dan Gambar 6).

Tabel 5 Sebaran Jenis Tanah Sub DAS Lau Biang Hulu

Jenis Tanah	Luas (Ha)
Humitropepts	477,62
Eutropepts	3.391,98
Dystropepts	15.300,92
Hydrandepts	69.995,76
Dystrandepts	5.710,28
Hapludoxs	2.896,29
Tanah terbangun/tersingkap	173,03
Total	97.945,86



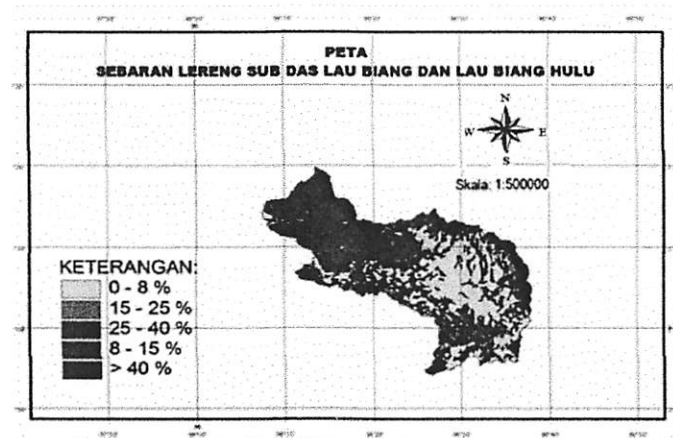
Gambar 6 Sebaran Jenis Tanah Pada Sub DAS Lau Biang Hulu

2.5 Sebaran Lereng

Sub DAS Lau Biang dan Sub DAS Lau Biang Hulu memiliki sebaran lereng antara 0-8% dengan nilai indeks LS sebesar 0,4 dengan luas 41.983,24 ha (Tabel 6 dan Gambar 7).

Sebaran Lereng	Indeks LS	Luas (Ha)
0 - 8 %	0,4	41.983,24
8 - 15 %	1,4	21.637,95
15 - 25 %	3,1	11.706,03
25 - 40 %	6,8	17.630,01
> 40 %	9,5	27.090,83
Total		120.048,07

Tabel 6 Sebaran Kemiringan Lahan Sub DAS Lau Biang dan Lau Biang Hulu



Gambar 7 Sebaran Lereng pada Sub DAS Lau Biang dan Lau Biang Hulu

2.6 Erosivitas Hujan

Kemampuan hujan untuk menimbulkan ataupun menyebabkan erosi pada suatu wilayah dikatakan erosivitas hujan. Faktor penentunya antara lain erosivitas curah hujan tahunan rata-rata (R), curah hujan bulanan (R_m), dan curah hujan bulanan ($Rain$)_m.

$$R_m = 2,21(Rain)_m^{1,36} \quad (1)$$

Untuk memperoleh nilai R dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

$$R = \sum_{m=1}^{12} R_m \quad (2)$$

2.7 Erosi

Erosi dapat mempengaruhi produktifitas lahan yang biasanya mendominasi DAS bagian hulu yang dapat memberikan dampak negatif pada DAS bagian hilir.

Perkiraan tingkat erosi lahan yang terjadi pada sub DAS Lau Biang dan Lau Biang Hulu dengan menggunakan persamaan umum kehilangan tanah *Universal Soil Loss Equation* (USLE). Yaitu jumlah tanah hilang (E), erosivitas curah hujan tahunan rata-rata (R), erodibilitas tanah (K), kemiringan lereng (LS), pengelolaan tanaman (C), dan konservasi tanah (P).

$$E = R \times K \times LS \times C \times P \quad (3)$$

Erosi lahan yang dipengaruhi erupsi Sinabung ini diperkirakan akibat besaran persentasi debu vulkanik yang masuk di daerah aliran sungai (DAS) tersebut.

Tabel 7 Klasifikasi Erosi Tanah

Kelas	Besaran Erosi (ton/ha/tahun)	Keterangan
1	< 15	Sangat Rendah
2	15 - 60	Rendah
3	60 - 180	Sedang
4	180 - 480	Berat
5	> 480	Sangat Berat

2.8 Debit

Penelitian ini menggunakan metode *Flood Area Method*. Pada prinsipnya debit adalah 1 (satu) satuan dibagi koefisien kekasaran Manning (n) berdasarkan dasar aliran sungai, luas penampang (A) berdasarkan lebar

sungai dan kedalaman sungai, radius hidrolik (R) adalah perbandingan A dengan luas penampang basah dan kemiringan garis energi (S). Debit aliran juga dapat dihitung dengan rumus Manning, yaitu:

$$Q = \frac{1}{n \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}} \quad (4)$$

2.9 Pembangkit Listrik Tenaga Air (PLTA)

PLTA Sei Wampu direncanakan dengan jenis PLTA *run off river* yaitu PLTA yang mengandalkan aliran air sungai yang masuk untuk memutar turbin. PLTA jenis ini digunakan untuk sungai yang mempunyai debit air relatif konstan sepanjang tahun.

2.10 Kapasitas Pembangkit

Untuk menghitung besarnya kapasitas pembangkit dengan cara menghitung massa jenis air (ρ), percepatan gravitasi (g), tinggi jatuh efektif (H), debit (Q), efisiensi turbin (η_t), efisiensi generator (η_g).

$$P_h = \rho \cdot g \cdot H \cdot Q \cdot \eta_t \cdot \eta_g \quad (5)$$

3. Metodologi Penelitian

3.1 Survei Lapangan

Survei lapangan dilakukan pada 10 Mei 2015 dan 03 Juli 2015 dilokasi hulu dan hilir Sungai Lau Biang, yaitu di desa Limang dan desa Rih Tengah. Survei lapangan dilakukan pada 2 (dua) kondisi, yaitu pada musim hujan dan musim kemarau. Untuk menganalisis debit minimum dilakukan dengan cara wawancara kepada masyarakat sekitar sejauh mana ketinggian muka air terendah pada kondisi kemarau panjang dan membuat beberapa probabilitas di tiap penurunan tinggi muka air pada saat musim kemarau panjang.

3.2 Analisis Debit Sungai

Analisis debit sungai dilakukan dengan cara mengukur langsung di lapangan dan secara teoritis dengan metode FJ. Mock. Analisis debit secara langsung dilakukan dengan bantuan alat pengukuran dan dengan rumus Manning. Sedangkan untuk analisis debit secara teoritis dilakukan dengan cara menghitung debit menggunakan asumsi dan parameter-parameter yang diperlukan dalam metode FJ. Mock.

3.3 Analisis Data Erosi

Parameter USLE dihitung secara individual untuk tiap-tiap elemen, dan merupakan data masukan bagi SIG. Dari tiap-tiap parameter USLE dapat digambarkan dalam peta tematik (*thematic map*) sehingga akan terbentuk lima peta tematik, yaitu peta erosivitas hujan R, peta jenis tanah (erodibilitas) K, peta kemiringan dan panjang lereng LS, peta penutupan dan pengelolaan lahan CP. Peta laju erosi dapat diperoleh dengan menumpang tindihkan (*overlay*) kelima peta tematik dari parameter USLE tersebut pada tiap satuan lahan yang akan ditinjau.

4. Analisis Data

4.1 Analisis Debit Sungai Lau Biang Hasil Pengukuran Lapangan

Analisis debit Sungai Lau Biang dilakukan pada 2 (dua) titik di lokasi Sub DAS Lau Biang, yaitu di Desa Limang dan Desa Rih Tengah. Lokasi pengukuran dilakukan di hulu dan hilir dari lokasi PLTA Sei Wampu, berada di 03°12'23,60" N, 98° 23' 57,40" E dan 03°25'17,60" N, 98° 21' 47,90" E.

Perhitungan hasil pengukuran lapangan dilakukan dengan 2 (dua) kondisi, yaitu kondisi musim hujan dan musim kering (Tabel 8). Pengukuran pada musim hujan dilakukan pada 10 Mei 2015, dan pengukuran pada musim kering dilakukan pada 03 Juli 2015. Pengukuran dilakukan pada hulu dan hilir sungai Lau Biang, yaitu di Desa Limang dan desa Rih Tengah.

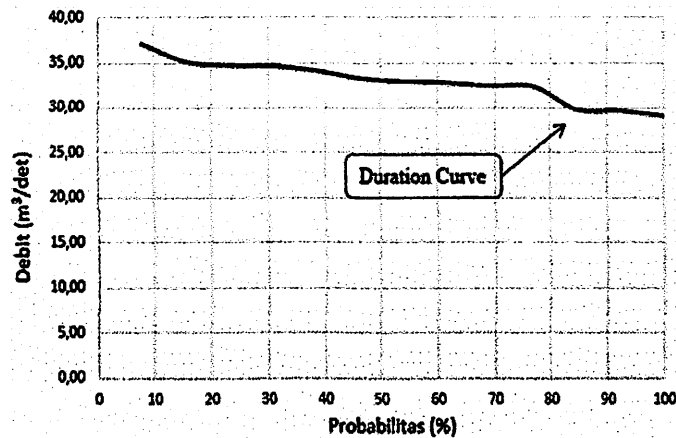
Tabel 8 Debit Sungai Lau Biang Hasil Pengukuran Lapangan

Lokasi	Keterangan	Kondisi	Debit (m ³ /det)
Desa Limang	Hulu	Musim Hujan	28,639
Desa Limang	Hulu	Musim Kemarau	23,079
Desa Limang	Hulu	Minimum	22,46
Desa Rih Tengah	Hilir	Musim Hujan	32,611
Desa Rih Tengah	Hilir	Musim Kemarau	26,811
Desa Rih Tengah	Hilir	Minimum	25,941

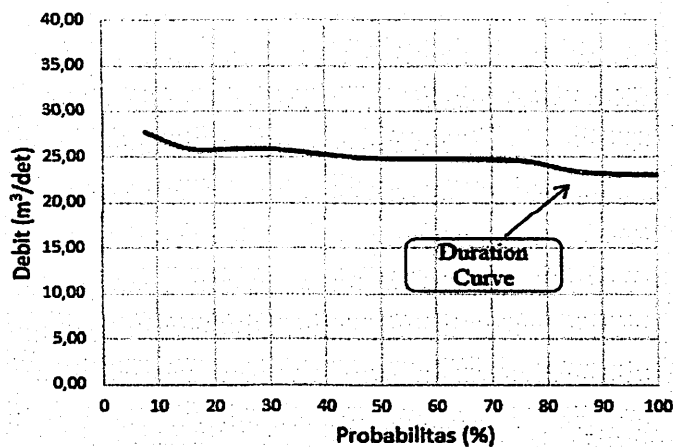
4.2 Analisis Debit Sungai Lau Biang Metode FJ. MOCK

Analisis dilakukan pada 3 (tiga) rentang waktu, yaitu dari tahun 2004-2013, dan 2004-2010, serta tahun 2010-2013.

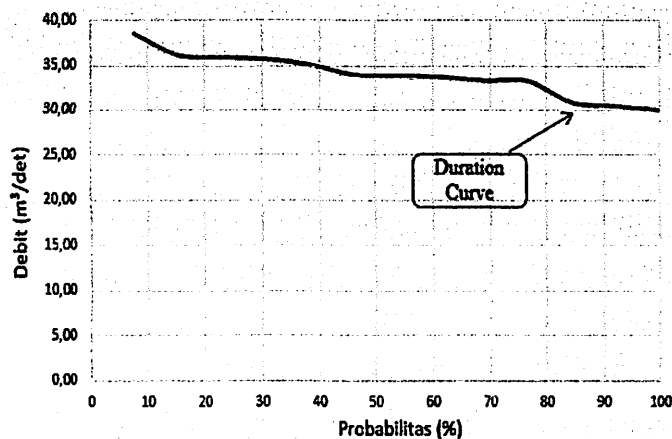
Pada studi ini evapotranspirasi dihitung dengan Metode Penman. Langkah-langkah dalam perhitungan debit dengan metode FJ. Mock untuk rentang waktu yang berbeda dilakukan dengan cara yang sama dengan beberapa parameter yang berbeda yaitu *expose surface* dan koefisien infiltrasi (Gambar 8 - Gambar 11).



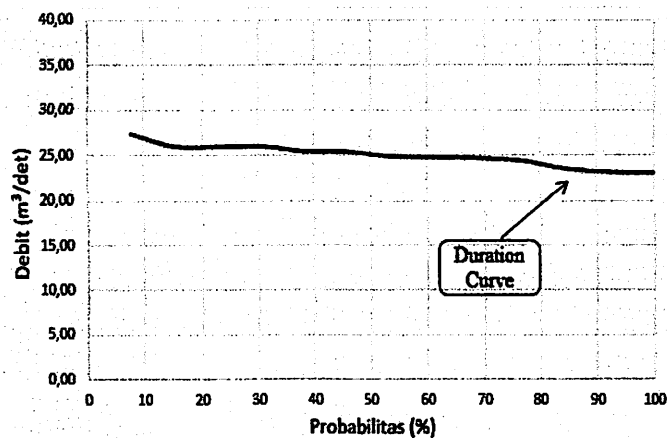
Gambar 8 Probabilitas Debit Bulanan Sebelum Erupsi Gunung Sinabung Tahun 2004-2013



Gambar 9 Probabilitas Debit Bulanan Sesudah Erupsi Gunung Sinabung Tahun 2004-2013



Gambar 10 Probabilitas Debit Bulanan Sebelum Erupsi Gunung Sinabung Tahun 2004-2010



Gambar 11 Probabilitas Debit Bulanan Sesudah Erupsi Gunung Sinabung Tahun 2010-2013

4.3 Analisis Data Curah Hujan

Data curah hujan Stasiun SMPK Tongkoh, Kabupaten Karo (Tabel 9). Data yang diperoleh berupa data curah hujan harian 10 tahun terakhir (2004 – 2013).

Tabel 9 Curah Hujan Harian Maksimum 10 Tahun Stasiun SMPK Tongkoh

Tahun	Curah Hujan (mm)
2004	501
2005	340
2006	354
2007	436
2008	537
2009	399
2010	363
2011	596
2012	481
2013	502

4.4 Curah Hujan Harian Maksimum Periode Kala Ulang

Curah hujan harian maksimum dihitung dengan 3 metode yaitu, Log Normal, Log Pearson Tipe III, dan Gumbel. Dari hasil analisa Metode Gumbel memiliki nilai maksimum dan dapat digunakan dalam analisa debit banjir (Tabel 10).

Tabel 10 Prediksi Curah Hujan Dengan Metode Gumbel

Periode Ulang (Tahun)	Curah Hujan (mm)
2	442,64
5	543,678
10	610,561
20	674,709
50	757,748
100	819,98

Selanjutnya dilakukan pengujian dengan metode uji Chi Kuadrat dan metode Smirnov-Kolmogorov.

Tabel 11 Uji Chi Kuadrat

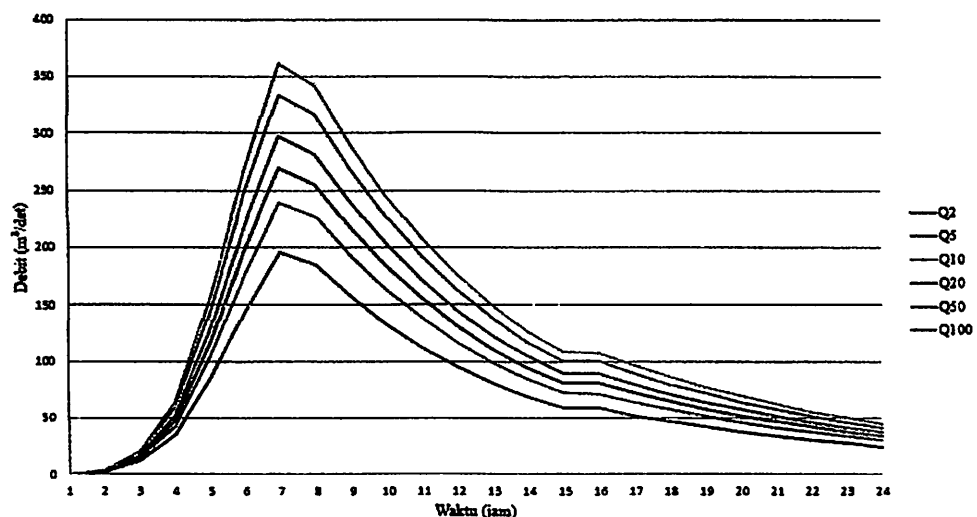
Kemungkinan	Ef	Of	Ef - Of	$\frac{(Ef-Of)^2}{Ef}$
$-0,0322 \leq P \leq 0,180$	2,314	1	1,314	0,746
$0,180 \leq P \leq 0,393$	2,314	3	-0,686	0,204
$0,393 \leq P \leq 0,606$	2,314	2	0,314	0,043
$0,606 \leq P \leq 0,819$	2,314	3	-0,686	0,204
$0,819 \leq P \leq 1,032$	2,314	1	1,314	0,746
Jumlah				1,942

Tabel 12 Uji Smirnov-Kolmogorov

Tahun	Curah Hujan	Z	Ft	Fs	Ft-Fs
2004	340	-1,29	0,099	0,1	0,002
2005	354	-1,12	0,131	0,2	0,069
2006	363	-1,02	0,154	0,3	0,146
2007	399	-0,6	0,274	0,4	0,126
2008	436	-0,17	0,433	0,5	0,068
2009	481	0,35	0,637	0,6	0,037
2010	501	0,58	0,719	0,7	0,019
2011	502	0,59	0,722	0,8	0,078
2012	537	1	0,841	0,9	0,059
2013	596	1,68	0,954	1	0,047
Rata-rata	450,9				
S	86,168				

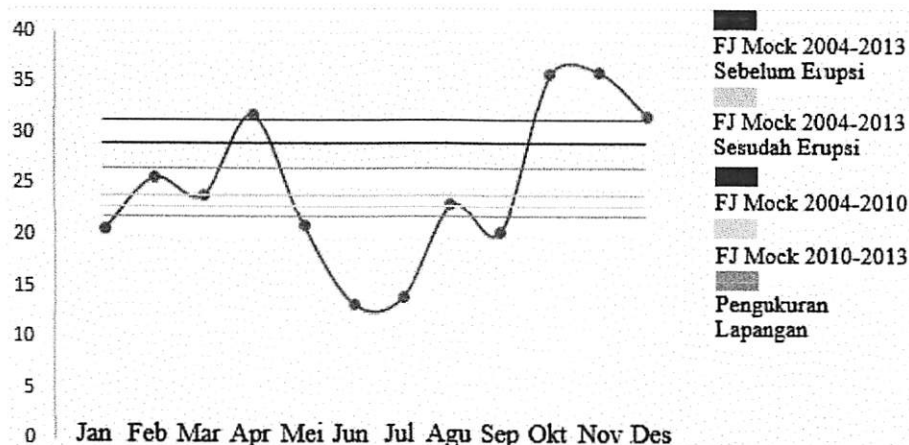
4.5 Analisis Debit Banjir Hidrograf Nakayasu

Analisis debit banjir diperhitungkan dengan periode kala ulang 2, 5, 10, 20, 50, dan 100 tahun (Gambar 12). Dalam perhitungan debit banjir studi ini hanya menghitung *catchment area* di Sub Das Lau Biang Hulu dan Sub Das Lau Biang dengan jumlah total *catchment area* = 11.152,87 ha atau sama dengan 111.53 km². Adapun jumlah panjang sungai Lau Biang Hulu sampai Lau Biang mencapai 55.86 km dari hulu sungai. Total nilai koefisien limpasan sub DAS Lau Biang adalah 14,04.



Gambar 12 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu DAS Lau Biang Menurut Periode Kala Ulang

Analisis frekuensi debit minimum menggunakan data curah hujan bulanan minimum. Langkah yang dilakukan pada sama dengan pada analisis debit banjir (Gambar 13).



Gambar 13 Frekuensi Debit Minimum Flow Regime

4.6 Analisis Erosi DAS Lau Biang

Kawasan sub DAS Lau Biang merupakan tempat berlangsungnya aktivitas pembangunan PLTA Wampu dan sub DAS Lau Biang Hulu merupakan lokasi dari Gunung Sinabung (Gambar 14 dan Tabel 13).

Analisis erosi dilakukan pada kondisi sebelum dan sesudah erupsi Gunung Sinabung di radius >10 km (Gambar 15, Gambar 16, Tabel 14, Tabel 15).



Gambar 14 Sub DAS Lau Biang dan Lau Biang Hulu Pada DAS Wampu

Tabel 13 Luas Sub DAS Lau Biang dan Lau Biang Hulu

DAS	Sub DAS	Luas (Ha)
DAS Wampu	Sub DAS Lau Biang Hulu	97.945,86
DAS Wampu	Sub DAS Lau Biang	22.102,19
Total		120.048,06

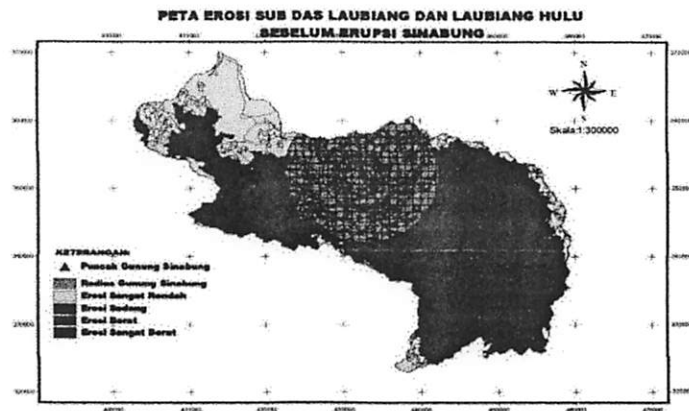
Tabel 14 Sebaran Kelas Erosi Sebelum Erupsi Gunung Sinabung Di Sub DAS Lau Biang Dan Lau Biang Hulu

Batasan	Kategori	Luas (A) (Ha)	%
<15	Sangat Rendah	20.236,69	21,93
15 - 60	Rendah	0	0
60 - 180	Sedang	1.589,57	1,72
180 - 480	Berat	70.430,79	76,33
> 480	Sangat Berat	16,165	0,02
Total		92.273,21	100

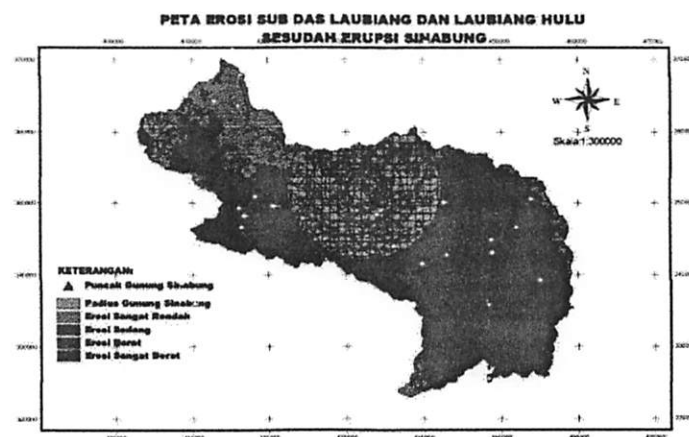
Tabel 15 Sebaran Kelas Erosi Sesudah Erupsi Gunung Sinabung Di Sub DAS Lau Biang Dan Lau Biang Hulu

Batasan	Kategori	Luas (A) (Ha)	%
---------	----------	---------------	---

<15	Sangat Rendah	395,667	0,43
15 - 60	Rendah	19.841,03	21,5
60 - 180	Sedang	1.589,57	1,72
180 - 480	Berat	65.765,10	71,27
> 480	Sangat Berat	4.681,86	5,07
Total		92.273,21	100



Gambar 15 Sebaran Erosi Sub DAS Lau Biang dan Lau Biang Hulu Sebelum Erupsi Gunung Sinabung



Gambar 16 Sebaran Erosi Sub DAS Laubiang dan Lau Biang Hulu Sesudah Erupsi Gunung Sinabung

5. Kesimpulan

Dari hasil analisis dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Debit minimum sungai Lau Biang dengan cara pengukuran langsung di lapangan sebesar 25,94 m³/det atau terjadi perubahan sebesar -8,24 %.
2. Debit andalan sungai Lau Biang dengan metode FJ. Mock sebesar 23,42 m³/det atau terjadi perubahan sebesar -17,16 %.
3. Kapasitas pembangkit listrik hasil dari analisis debit dengan cara pengukuran langsung dan dengan metode FJ. Mock adalah sebesar 33,00 MW dan 29,80 MW atau terjadi perubahan sebesar 26,66 % dan 33,79 %.
4. Adanya peningkatan erosi dengan metode USLE akibat erupsi Gunung Sinabung sebesar 8,26 ton/ha/tahun atau 4,054 % dan termasuk dalam kategori kelas erosi sangat rendah.

Dari hasil analisis dan kesimpulan yang diperoleh, dapat diberikan saran sebagai berikut:

1. Perlu dilakukan konservasi hutan seperti reboisasi atau penghijauan kembali hutan di sekitar DAS Lau Biang.
2. Perlu dilakukan kajian untuk membuat *storage* atau penampungan air agar kebutuhan debit air dapat dipenuhi pada saat musim kemarau.
3. Perlu dilakukan pemasangan alat pencatat debit air sungai Lau Biang agar diketahui fluktuasi ketersediaan debit sepanjang hari.

DAFTAR PUSTAKA

- Adrionita, (2011). *Analisis Debit Sungai Dengan Model SWAT Pada Berbagai Penggunaan Lahan Di DAS Citarum Hulu – Jawa Barat*. Tesis, Sekolah Pascasarjana IPB, Bogor.
- Asdak, C. (2002). *Hidrologi dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai*. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- BMKG, Badan Meteorologi Klimatologi dan Geofisika Sampali Medan. (2009). *Data Curah Hujan Bulanan Stasiun Tongkoh Kabupaten Karo tahun 2004-2013*. BMKG Sampali. Medan.
- BNPB, Badan Nasional Penanggulangan Bencana. (2013). *Evakuasi Zona Bahaya Erupsi Sinabung*. BNPB Sumatera Utara. Kabupaten Karo.
- BPDAS (2013), Badan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai Wampu-Sei Ular. *Peta Digital DAS Wampu. BPDAS Wampu – Ular – Padang*. Medan.
- Dewajati, Ratna (2003). *Pengaruh Perubahan Lahan DAS Kaligarang Terhadap Banjir Di Kota Semarang*. Tesis. Universitas Diponegoro. Semarang.
- Direktorat Jendral Listrik Dan Pemanfaatan Energi, (2009). *Departemen Energi Dan Sumber Daya Mineral. Pedoman Studi Kelayakan Hidrologi*.
- Ketaren, B. N. Immanuel, (2015). *Analisis Dampak Erupsi Gunung Sinabung Terhadap Debit Sungai Lau Biang Di Lokasi PLTA Sei Wampu*. Tesis. Universitas Sumatera Utara.
- Kuriakose, S.K, Dkk, (2006). *Effects Of Vegetation On Debris Flow Initiation: Conceptualization And Parameterization Of A Dynamic Model For Debris Flow Initiation In Tikovil River Basin, Kerala, India, Using PCRASTER. International Symposium on Geo-Information for Disaster Management (Gi4DM), Goa, India*.
- Liu, Xiaomang, Dkk (2013). *Analysis Of Changes In The Relationship Between Precipitation And Streamflow In The Yiluo River, China. Journal*.
- Mair, Alan, Dkk (2007). *Effects Of Rainfall And Ground Water Pumping On Streamflow In Makaha, O'ahu, Hawai. Journal*.
- Markoff, Dkk (2005). *Impacts Of Climate Change On Pacific Northwest Hydropower. Journal*.
- Mays, LW (2005). *Water Resources Engineering Book*. Arizona State University.
- Mizuyama, Takahisa dan Kobashi, Sumiji (1996). *Sediment Yield And Topografic Change After Major Volcanic Activity*. Kyoto University. Japan.
- Mock, F.J., (1973). *Basic Study Prepared for the FAO / UNDP Land Capability Appraisal Project*. Tidak Diterbitkan. Bogor Indonesia.
- Pierson, Thomas C, Dkk (2012). *Acute Sedimentation Response To Rainfall Following The Explosive Phase Of The 2008-2009 Eruption Of Chaiten Volcano, Chile. Journal*.
- PT Mega Power Mandiri (2006). *Analisa Dampak Lingkungan Pembangkit Listrik Tenaga Air Di Desa Rih Tengah Kecamatan Kuta Buluh Kabupaten Karo*.
- Pusat Vulkanologi dan Mitigasi Bencana Geologi. (2013). *Pemurunan Status Gunung Sinabung dari Awas (Level IV) Menjadi Siaga (Level III)*. Kabupaten Karo.
- Rahayu, Dkk (2014). *Dampak Erupsi Gunung Merapi Terhadap Lahan Dan Upaya-Upaya Pemulihannya*. Jurnal Ilmu Pertanian. Universitas Sebelas Maret.
- Sosrodarsono, S dan K, Takeda. (1976). *Hidrologi Untuk Pengairan*. PT. Pradnya Paramita. Jakarta.

- Sri Harto Br. (2000). *Hidrologi (Teori, Masalah, Penyelesaian)*. PT. Gramedia Pustaka Utama. Jakarta.
- Subagyo, (2010). *Dampak Erupsi Gunung Merapi Terhadap Sumber Daya Air*. Balai Besar Pengkajian Dan Pengembangan Teknologi Pertanian. BB Pengkajian, Bogor.
- Suripin, (2004). *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*. Andi Yogyakarta. Yogyakarta.
- Susilowati (2007). *Analisis Hidrograf Aliran Sungai Dengan Adanya Beberapa Bendung Kaitannya Dengan Konservasi Air*. Tesis. Universitas Sebelas Maret.
- Sutiarsih, Tuti (2010). *Studi Potensi Energi Listrik Hulu Sungai Way Semangka*. Tesis. Universitas Lampung.
- UNFCCC (2006). *Clean Development Mechanism Project, Design Document Form (CDM-PDD) Version 03*.
- Yasin, Agus (2012). *Determining The Impact Of Volcanic Eruption On The Discharge Using Hydrological Model (Case In Code Watershed, Yogyakarta Special Province, Indonesia)*. Thesis. Universitas Gajah Mada Dan University of Twente.

PENGUNAAN AHP DALAM MENENTUKAN PRIORITAS PENINGKATAN KUALITAS LAYANAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL KUALANAMU

Roy A. Sebayang ^{*)}, A. Perwira Mulia Tarigan ^{**)}, Medis S. Surbakti ^{**)}

^{*)} Mahasiswa Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara

^{**)} Staf Pengajar Program Studi Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara

Abstrak

Metode Analytical Hierarchy Process (AHP) adalah salah satu metode yang dapat digunakan untuk mengambil keputusan dalam suatu proses penentuan prioritas. Metode ini menggunakan perbandingan berpasangan (pairwise comparison) yang melibatkan sejumlah stakeholder yang dianggap ahli atau pakar di bidangnya, dimana untuk selanjutnya setiap stakeholder akan dibandingkan pendapatnya untuk mendapatkan nilai yang mengakomodasi semua pihak. Penelitian ini merupakan suatu studi yang melakukan analisis prioritas terhadap kualitas pelayanan suatu terminal bandar udara dengan metode AHP, dimana studi kasus diambil di Bandar Udara Internasional Kualanamu. Pada studi kasus ini proses AHP dimulai dari tahap penyusunan hirarki, penentuan kriteria (elemen), penentuan sub kriteria (sub elemen), penentuan alternatif, penentuan responden (stakeholder), penentuan bobot kriteria dan penentuan alternatif prioritas. Struktur hirarki yang dihasilkan pada penelitian ini terdiri dari 4 level yaitu : level 1 merupakan tujuan (goal) yang hendak dicapai yakni peningkatan kualitas layanan terminal bandar udara internasional Kualanamu; level 2 terdiri atas 6 elemen yakni (1) Parkir dan Jalan Masuk Bandar Udara, (2) Check In, (3) Security Check, (4) Ruang Tunggu, (5) Sistem Informasi, (6) Areal Kedatangan; level 3 ditetapkan terdiri atas 21 sub elemen; dan level 4 terdiri atas 4 alternatif yaitu (1) Peningkatan Kualitas Sarana & Prasarana Terminal Bandara, (2) Peningkatan Kuantitas Sarana & Prasarana Terminal Bandara, (3) Peningkatan Kualitas Personil (SDM) Terminal Bandara, (4) Peningkatan Kuantitas Personil (SDM) Terminal Bandara. Hasil analisis ini menempatkan bahwa kualitas personil dari terminal bandara Kualanamu merupakan prioritas utama yang perlu dibenahi dan diikuti dengan kualitas sarana dan prasarana dari terminal bandara sebagai prioritas kedua.

Kata Kunci : *Analytical Hierarchy Process (AHP), kualitas layanan, terminal bandar udara*

1. PENDAHULUAN

Transportasi merupakan pelayanan di bidang jasa yang sangat berperan dalam aktivitas manusia untuk memenuhi kebutuhan hidupnya. Salah satu pelayanan transportasi adalah jasa angkutan udara. Angkutan udara merupakan alat transportasi yang mempunyai kelebihan dalam hal ketepatan waktu dan waktu perjalanan menjadi relatif lebih singkat daripada sistem transportasi lainnya untuk sampai ke tujuan yang diinginkan. Dan untuk kalangan masyarakat tertentu transportasi udara merupakan transportasi utama sebagai sarana penunjang dalam kehidupan sehari-hari.

Transportasi udara pada dasarnya sedang mengalami perkembangan yang pesat saat ini. Hal ini disebabkan karena transportasi udara mempunyai dua keunggulan kompetitif dibandingkan moda transportasi lainnya, yakni dalam hal jarak tempuh dan waktu. Akibat dari perkembangan yang pesat tersebut menyebabkan bandar udara menjadi salah satu bagian yang penting sebagai gerbang masuk dan keluar dari suatu negara. Selama ini, transportasi udara harus dapat menjawab tuntutan akan keamanan, kecepatan, kenyamanan, ramah lingkungan dan sebagainya. Akan tetapi tidak selalu demikian halnya dengan bandar udara, terutama dalam hal kenyamanan.

Tingkat pelayanan kepada penumpang sendiri di bandar udara telah diatur dalam surat keputusan Dirjen Perhubungan Udara No. SKEP/284/X/1999 yang mengatur standar kinerja operasional bandar udara yang terkait dengan tingkat pelayanan yang di antaranya mengatur standar pelayanan jasa penumpang udara. Dimana bentuk pelayanan tersebut terdiri dari pelayanan check-in, pemeriksaan security penumpang dan barang, imigrasi keberangkatan dan kedatangan, pelayanan bea cukai, penyerahan bagasi terminal, kesejukan ruang terminal, kebersihan terminal, kemudahan penumpang mengangkut bagasinya, pelayanan informasi dan tersedianya fasilitas umum.

Bandar Udara Internasional Kualanamu yang berada di Provinsi Sumatera Utara adalah bandar udara yang melayani pelayanan penerbangan sipil domestik dan luar negeri yang baru beroperasi (*soft opening*) sejak tanggal 25 Juli 2013. PT Angkasa Pura II sebagai pengelola Bandar Udara Internasional Kualanamu telah

bekerja dengan segenap daya upaya untuk dapat memberikan kualitas pelayanan yang terbaik bagi pengguna jasa bandar udara. Namun apakah pelayanan yang diberikan tersebut telah dapat memberikan layanan yang sesuai dengan kebutuhan pengguna bandar udara? Apakah prioritas yang harus diperbaiki oleh pihak pengelola untuk meningkatkan kualitas dari layanan di masa yang akan datang?

Permasalahan di dalam studi ini yaitu "Bagian-bagian manakah yang harus diprioritaskan dari Bandar Udara Internasional Kualanamu untuk diperbaiki kualitas layanannya?". Tujuan studi ini yaitu untuk mengidentifikasi elemen apa saja yang terkait secara langsung dengan kualitas layanan dari Bandar Udara Internasional Kualanamu dan juga menentukan apa prioritas perbaikan yang harus dilakukan terhadap kualitas layanan dari Bandar Udara Internasional Kualanamu. Studi ini diharapkan dapat memberikan manfaat baik dari segi keilmuan maupun bagi instansi yang berhubungan langsung dengan kualitas layanan dari Bandar Udara Internasional Kualanamu.

2. TEORI DAN DASAR PEMIKIRAN

2.1 Definisi Bandara dan Terminal Penumpang

Bandar udara adalah kawasan di daratan dan / atau perairan dengan batas-batas tertentu yang digunakan sebagai tempat pesawat mendarat dan lepas landas, naik turun penumpang, bongkar muat barang, dan tempat perpindahan intra dan antarmoda transportasi, yang dilengkapi dengan fasilitas keselamatan dan keamanan penerbangan, serta fasilitas pokok dan fasilitas penunjang lainnya.

Terminal adalah bangunan perantara antara sisi udara (runway, taxiway, apron) dan sisi darat (tempat parkir kendaraan darat dan sirkulasi kendaraan), yang dapat menampung segala aktivitas pemrosesan penumpang (dokumen perjalanan, pembayaran, dan penanganan bagasi), pelayanan kebutuhan dan kepentingan orang yang menggunakan jasa penerbangan baik kedatangan, keberangkatan maupun transit.

2.2 Tingkat Pelayanan (*Level of Service*) Bandar Udara

Direktorat Jenderal Perhubungan Udara mengeluarkan Surat Keputusan No. SKEP/284/X/1999 tentang standar Kinerja Operasional Bandar udara yang terkait dengan tingkat pelayanan (*Level of Service*) di bandar udara (Tabel 1). Selain kriteria dari Direktorat Jenderal Perhubungan Udara, pihak pengelola bandar udara juga menggunakan kriteria internasional dari Skytrax (Tabel 2).

Tabel 1. Indikator Tingkat Pelayanan di Bandar Udara
Berdasarkan SKEP/284/X/1999

Faktor Pendukung Pelayanan	Bentuk Pelayanan	Indikator Kualitas Layanan	Tolak Ukur	Bobot
Pelayanan Terminal Penumpang: Keselamatan Keamanan Kelancaran	Pelayanan Check-In	Waktu Tunggu	<20 menit 90%	0,05
		Waktu Proses	<20 menit 30 detik 90%	0,05
	Pemeriksaan Sekuriti penumpang dan barang	Kondisi Normal	<30 menit 90%	0,1
		Kondisi Khusus	<15 menit 90%	0,15
	Imigrasi Kedatangan	Waktu Tunggu	<2 menit 90%	0,03
		Waktu Proses	<15 menit 90%	0,02
	Pelayanan Bea dan Cukai	Waktu Tunggu	<2 menit 90%	0,03
		Waktu Proses	<20 menit 90%	0,02
	Penyerahan Bagasi	Bagasi Pertama	<10 menit 90%	0,04
		Bagasi Terakhir	<20 menit 90%	0,06

Tabel 1. Indikator Tingkat Pelayanan di Bandar Udara
Berdasarkan SKEP/284/X/1999 (Lanjutan)

	Kapasitas Terminal	Luas Ruang Per Penumpang Pada Jam Sibuk	Sesuai Standar 90%	0,08
Kenyamanan	Kesejukan Ruang Terminal	Suhu ruang Dalam terminal	23-70°C 90%	0,07
	Kebersihan Terminal	Kebersihan terminal	Sesuai standar 90%	0,07
	Kemudahan dalam Penyerahan Bagasi	Jumlah Trolleys	6 Trolleys per 10 penumpang 90%	0,07
	Public Information System	Service Ability	90%	0,03
	Public Address System	Service Ability	90%	0,03
	Flight Progres Display	Service Ability	90%	0,02
	Tersedianya Fasilitas Umum	Service Ability	90%	0,02
Jumlah				1,00

Sumber: Keputusan Dirjen Hubud Nomor SKEP/284/X/1999 tentang tingkat pelayanan PJP2U

Keterangan Tolak Ukur:

80% - 100 % = Baik (Target Minimal untuk Bandara Internasional Kualanamu)

60% - 70 % = Cukup

<60% = Kurang

Tabel 2. *Airport Performance Skytrax*

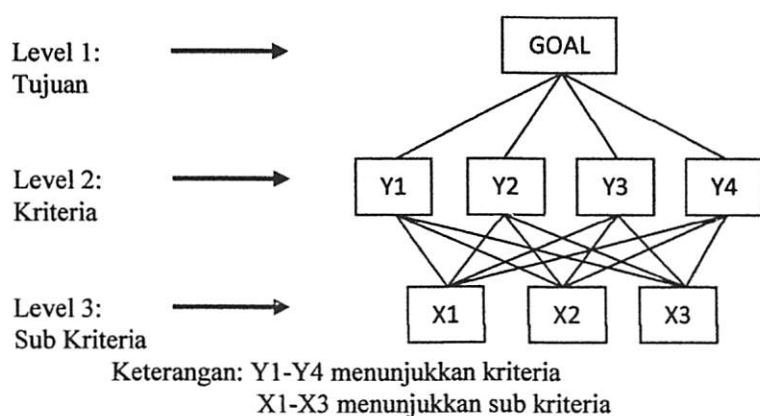
No	Items	No	Items
1	<i>Getting to & from Airport / Accessibility</i>	21	<i>Cleanliness of Washroom Facilities</i>
2	<i>Public Transportation Options</i>	22	<i>TV / Entertainment Facilities</i>
3	<i>Taxi Availability / Prices</i>	23	<i>Quiet Areas / Day Rooms / Rest Areas</i>
4	<i>Availability of Luggage Trolleys (Airside & Landside)</i>	24	<i>Children's Play Area / Facilities</i>
5	<i>Terminal Comfort, Ambience & General Design/Appearance</i>	25	<i>Choice of Shopping</i>
6	<i>Terminal Cleanliness</i>	26	<i>Prices Charged in Retail Outlets</i>
7	<i>Seating Facilities Throughout Terminal(s)</i>	27	<i>Choice of Bars / Cafe & Restaurants</i>
8	<i>Immigration – Queuing Times (Departure/Arrivals)</i>	28	<i>Prices Charged in Bars / Cafe & Restaurants</i>
9	<i>Immigration – Staff Attitude (Departure/Arrivals)</i>	29	<i>Internet Facilities / WiFi Availability</i>
10	<i>Waiting Times – At Security</i>	30	<i>Business Centre</i>
11	<i>Courtesy & Attitude of Security Staff</i>	31	<i>Telephone / Fax Locations</i>
12	<i>Check In Facilities</i>	32	<i>Bureau de Change Facilities (Money Changer)</i>
13	<i>Terminal Signage</i>	33	<i>ATM Facilities</i>
14	<i>Clarity of Boarding Calls/Airport PA's</i>	34	<i>Smoking Policy (Smoking Lounge)</i>
15	<i>Flight Information Screens – Clarity Information</i>	35	<i>Standards of Disabled Persons Access / Facilities</i>
16	<i>Friendliness of Airport Staff</i>	36	<i>Baggage Delivery Times</i>
17	<i>Language Skills to Airport Staff</i>	37	<i>Priority Baggage Delivery Efficiency</i>

18	<i>Ease of Transit Through Airport (Between Flights)</i>	38	<i>Baggage Delivery – Efficiency / Lost Luggage</i>
19	<i>Location of Airlines Lounge</i>	39	<i>Perception of Airport Security / Safety Standards</i>
20	<i>Washroom / Shower Facilities</i>		

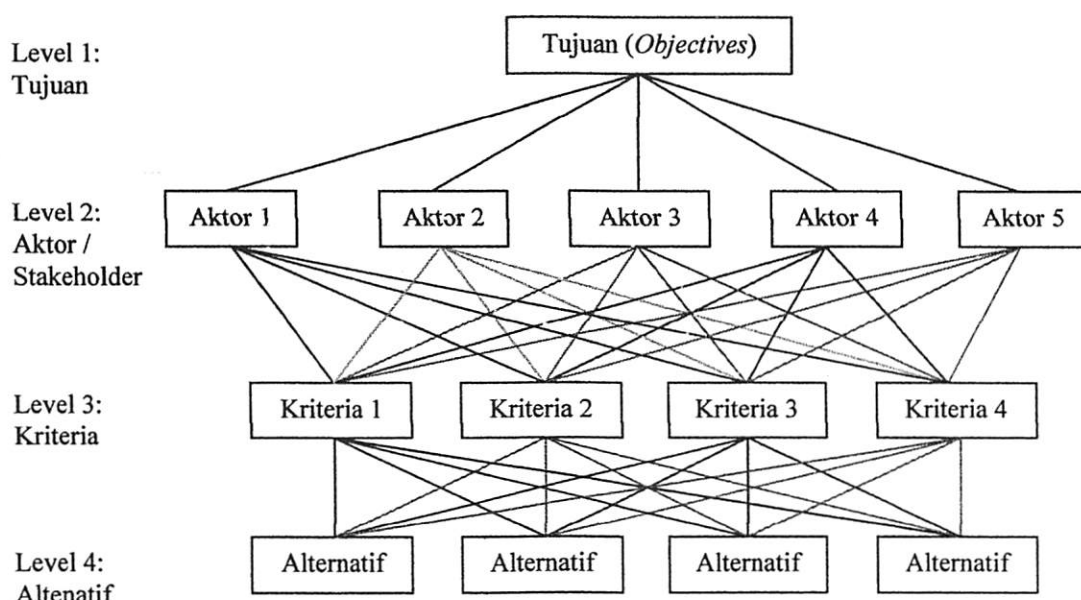
2.3 Analytical Hierarchy Process (AHP)

Metode ini dikembangkan pertama kali oleh *Thomas L. Saaty*, seorang pakar matematika *University of Pittsburg* Amerika Serikat. Penggunaan metode ini adalah untuk membantu mengambil keputusan yang efektif atas persoalan kompleks dengan jalan menyederhanakan dan mempercepat proses pengambilan keputusan. Pada dasarnya, metode ini membagi situasi yang kompleks dan tidak terstruktur ke dalam bagian-bagian komponennya; menata bagian atau variabel ini dalam suatu susunan hirarki; memberi nilai numerik pada pertimbangan subyektif tentang relatif pentingnya setiap variabel; dan mensistesis (menyatukan berbagai pertimbangan untuk menetapkan variabel mana yang memiliki prioritas paling tinggi).

Alur dari *Analytical Hierarchy Process* (AHP) secara umum dapat dilihat pada Gambar 1 dan Gambar 2.



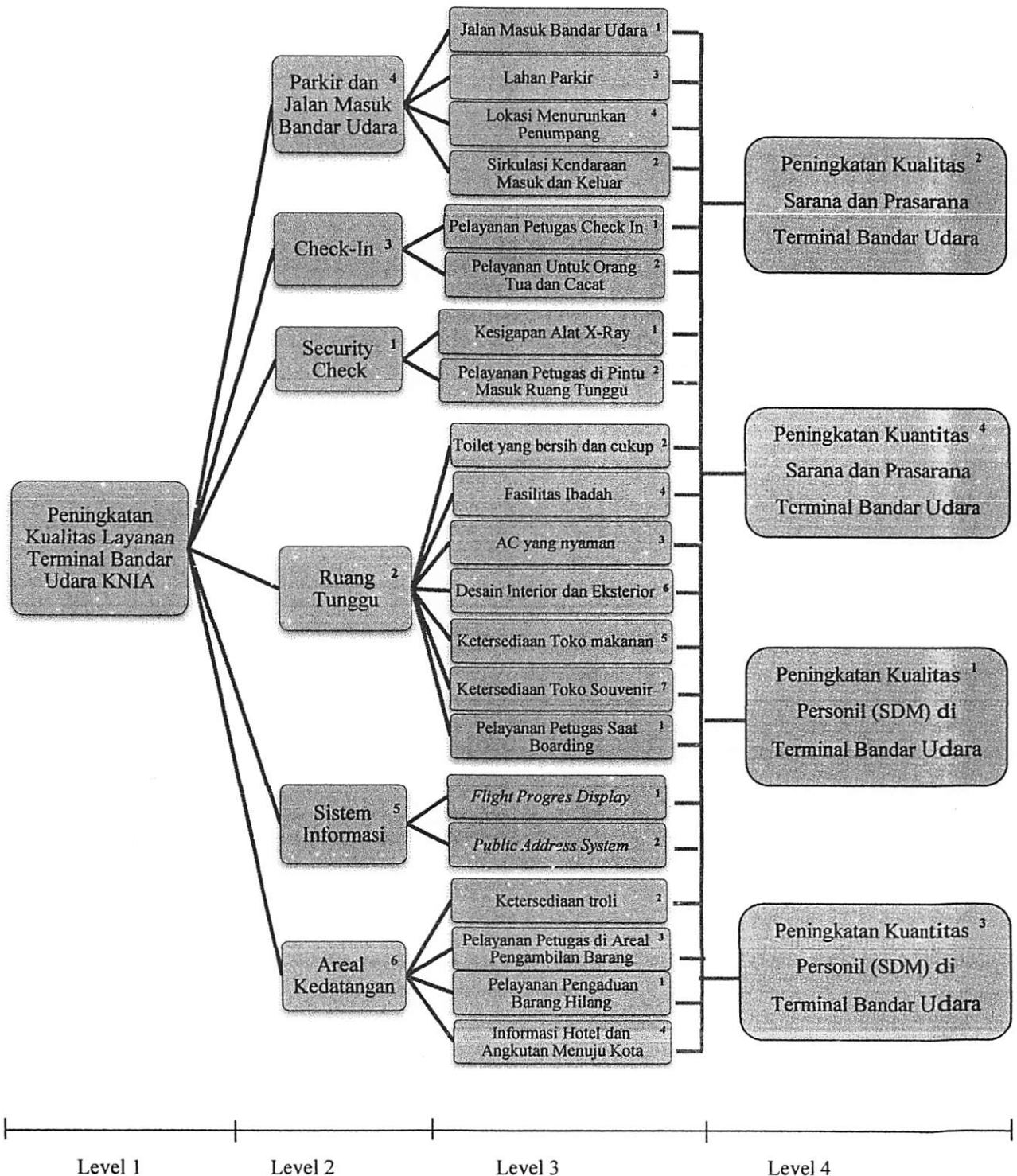
Gambar 1. Skema Umum AHP (Saaty, 2001)



Gambar 2. Contoh Struktur AHP (Saaty, 2001)

Proses hirarki analisis pada dasarnya mengikuti langkah-langkah sebagai berikut:

- Tahap 1: Mendefinisikan masalah dan menentukan permasalahan sesuai tujuan.
- Tahap 2: Menyusun struktur hirarki (Gambar 3); dimulai dengan tujuan umum yang dilanjutkan dengan sub tujuan, kriteria dan memungkinkan alternatif pada tingkat yang paling bawah.
- Tahap 3: Membuat matriks perbandingan berpasangan yang menggambarkan kontribusi relatif atau pengaruh setiap elemen terhadap masing-masing tujuan atau kriteria yang setingkat di atasnya. Perbandingan berpasangan dilakukan berdasarkan kebijakan dari pengambil keputusan dengan menilai tingkat kepentingan suatu komponen terhadap komponen lainnya.



Gambar 3. Pohon Hirarki Kuesioner AHP

- Tahap 4: Melakukan perbandingan berpasangan sehingga diperoleh pilihan keseluruhan sebanyak $[n(n-1)/2]$ buah, dimana n adalah banyaknya komponen/lemen yang dibandingkan. Untuk maksud tersebut, Saaty (2001) telah menyusun Tabel 3 skala perbandingan secara berpasangan sebagai berikut.

Tabel 3. Skala Penilaian antar Kriteria

Intensitas Pentingnya	Definisi
1	Kedua komponen sama pentingnya
3	Komponen yang satu sedikit lebih penting dari pada yang lainnya
5	Komponen yang satu esensial atau sangat penting dari pada elemen yang lainnya
7	Satu komponen jelas lebih penting dari elemen yang lainnya.
9	Satu komponen mutlak lebih penting dari yang lainnya
2,4,6,8	Nilai-nilai antara di antara dua perimbangan yang berdekatan

- Tahap 5: Menghitung nilai eigen dan menguji konsistensi. Jika tidak konsisten maka pengambilan data harus diulangi.

Bentuk perkalian matriks perbandingan berpasangan dari Tahap 4 dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\begin{pmatrix} W1/W1 & W1/W2 & W1/Wn \\ W2/W1 & W2/W2 & W2/Wn \\ \dots & \dots & \dots \\ Wn/W1 & Wn/W2 & Wn/Wn \end{pmatrix} \begin{pmatrix} W1 \\ W2 \\ \dots \\ Wn \end{pmatrix} = n \begin{pmatrix} W1 \\ W2 \\ \dots \\ Wn \end{pmatrix}$$

Atau dalam bentuk persamaan 1 sebagai berikut:

$$A \cdot w = n \cdot w \quad (1)$$

di mana A = Matriks perbandingan berpasangan

w = Nilai Eigen

n = Dimensi matriks

- Tahap 6 : Mengulangi tahap 3,4,5 untuk semua tingkat dan kelompok hirarki.

- Tahap 7: Menghitung eigen vektor untuk setiap matriks perbandingan berpasangan. Nilai eigen vektor merupakan bobot setiap elemen. Langkah ini untuk mensintesa pilihan untuk menentukan prioritas elemen-elemen pada tingkat hirarki terendah terhadap pencapaian tujuan.

- Tahap 8: Memeriksa konsistensi hirarki, jika nilai konsistensi lebih besar 10%, maka penilaian data pilihan harus diperbaiki.

Untuk menghitung nilai konsistensi digunakan persamaan 2 dan persamaan 3 sebagai berikut:

$$CI = \frac{\lambda_{max} - n}{n-1} \quad (2)$$

di mana CI = Consistency Indeks

λ_{max} = Eigenvalue Maksimum

n = ordo matriks

$$CR = CI / RI \quad (3)$$

di mana RI = Random Index (Tabel 4)

OM = Ordo Matriks

Tabel 4. Nilai Random Indeks

OM	1	2	3	4	5	6	7	8
RI	0,00	0,00	0,58	0,90	1,12	1,24	1,32	1,41
OM	9	10	11	12	13	14	15	
RI	1,45	1,49	1,51	1,48	1,56	1,57	1,59	

Apabila nilai $CR > 10\%$, maka konsistensi penilaian dapat ditingkatkan dengan metode membandingkan setiap penilaian (a_{ij}) dari matriks perbandingan berpasangan dengan rasio (w_i/w_j). Nilai rasio yang terbesar dari $a_{ij}/(w_i/w_j)$ menunjukkan bahwa penilaian tersebut paling tidak konsisten. Dan cara yang digunakan untuk memperbaiki konsistensi penilaiannya adalah dengan mengganti nilai

dari a_{ij} ke arah nilai w_i/w_j . Pergantian nilai ini akan memperbaiki konsistensi dari matriks perbandingan berpasangan.

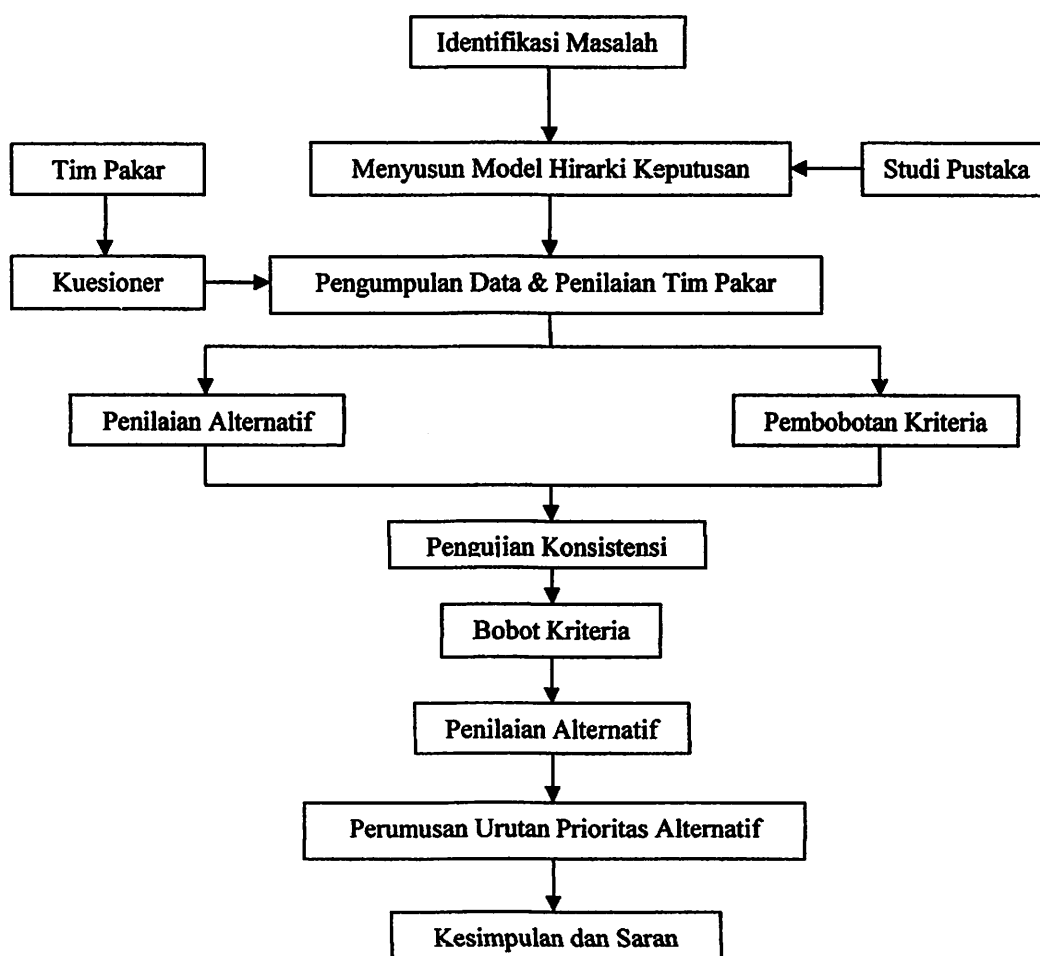
3. METODOLOGI PENELITIAN

Dalam penelitian ini, pemecahan masalah dengan metode AHP dilakukan dengan alur pada Gambar 4 yang terdapat di bawah ini. Secara umum langkah-langkah pemecahan masalah dimulai dengan mendefinisikan masalah dan menentukan pemecahan sesuai tujuan. Langkah selanjutnya adalah menyusun pohon hirarki keputusan berdasarkan studi pustaka dan hasil penelitian sebelumnya, dimana dari pohon hirarki ini akan disusun kuesioner yang diisi oleh *stakeholder* yang dianggap mewakili dalam permasalahan kualitas layanan bandar udara. *Stakeholder* tersebut adalah dari pihak Kementerian Perhubungan (Otorita Bandara) sebagai regulator, pihak Angkasa Pura II sebagai pengelola, pihak Operator penerbangan, dan yang mewakili pengguna jasa adalah dari kalangan akademisi (dalam hal ini dosen teknik sipil dan teknik arsitektur) dan konsultan perencana bandara.

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

Penelitian ini bertujuan untuk meningkatkan kualitas layanan dari terminal Bandar Udara Internasional Kualanamu (level 1) yang kemudian dijabarkan menjadi 6 elemen (level 2) yaitu Parkir dan Jalan Masuk Bandar Udara (Elemen 1), *Check In* (Elemen 2), *Security Check* (Elemen 3), Ruang Tunggu (Elemen 4), Sistem Informasi (Elemen 5), dan Areal Kedatangan (Elemen 6).

Struktur hirarki yang menunjukkan elemen-elemen yang mempengaruhi kualitas layanan dari terminal Bandar Udara Internasional Kualanamu terdapat pada Gambar 3, dan setelah melalui proses *Analytical Hierarchy Process* (AHP) maka didapatkan urutan prioritas yang perlu diperbaiki kualitas layanannya di dalam Tabel 5 sampai dengan Tabel 7.



Gambar 4. Alur Pemecahan Masalah

Tabel 5. Urutan Prioritas Elemen Di Terminal Bandar Udara Internasional Kualanamu

Kualitas Layanan Terminal Bandar Udara Internasional Kuala Namu	Urutan Prioritas
Parkir dan Jalan Masuk Bandar Udara	4
Check In	3
Security Check	1
Ruang Tunggu	2
Sistem Informasi	5
Areal Kedatangan	6

Tabel 6. Urutan Prioritas Sub Elemen Dalam Elemen Di Terminal Bandar Udara Internasional Kualanamu

Kualitas Layanan Terminal KNIA	Bobot Global							Rata- Rata	Urutan Prioritas
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7		
Elemen 1 (Parkir dan Jalan Masuk Bandar Udara)									
Jalan Masuk Bandar Udara	0,011	0,006	0,017	0,042	0,032	0,073	0,089	0,038	1
Lahan Parkir	0,011	0,004	0,017	0,042	0,032	0,030	0,066	0,029	3
Lokasi Menurunkan Penumpang	0,011	0,010	0,038	0,042	0,042	0,008	0,053	0,029	4
Sirkulasi Kendaraan Masuk dan Keluar	0,011	0,017	0,023	0,042	0,042	0,008	0,066	0,030	2
Elemen 2 (Check In)									
Pelayanan Petugas Check In	0,075	0,088	0,040	0,083	0,069	0,184	0,108	0,092	1
Pelayanan Untuk Orang Tua dan Cacat	0,075	0,029	0,119	0,083	0,069	0,026	0,108	0,073	2
Elemen 3 (Security Check)									
Kesigapan Alat X-Ray	0,073	0,240	0,065	0,042	0,201	0,454	0,108	0,169	1
Pelayanan Petugas di Pintu Masuk Ruang Tunggu	0,219	0,240	0,065	0,125	0,067	0,050	0,108	0,125	2
Elemen 4 (Ruang Tunggu)									
Toilet yang Bersih dan Cukup	0,050	0,047	0,022	0,042	0,028	0,017	0,018	0,032	2
Fasilitas Ibadah	0,065	0,022	0,026	0,026	0,042	0,009	0,022	0,030	4
AC yang nyaman	0,065	0,040	0,042	0,021	0,014	0,015	0,019	0,031	3
Desain Interior dan Eksterior	0,026	0,013	0,037	0,007	0,009	0,002	0,013	0,015	6
Ketersediaan Toko Makanan	0,022	0,012	0,039	0,011	0,013	0,007	0,012	0,017	5
Ketersediaan Toko Souvenir	0,022	0,012	0,027	0,006	0,010	0,001	0,007	0,012	7
Pelayanan Petugas Saat Boarding	0,077	0,030	0,081	0,053	0,024	0,006	0,015	0,041	1
Elemen 5 (Sistem Informasi)									
Flight Progress Display	0,052	0,082	0,093	0,083	0,059	0,077	0,054	0,071	1
Public Address System	0,052	0,027	0,093	0,083	0,059	0,011	0,054	0,054	2
Elemen 6 (Areal Kedatangan)									
Ketersediaan Troli Yang Cukup	0,005	0,014	0,028	0,049	0,087	0,013	0,032	0,032	2
Pelayanan Petugas di Areal Pengambilan Barang	0,013	0,014	0,039	0,042	0,029	0,006	0,014	0,022	3
Pelayanan Pengaduan Barang Hilang	0,053	0,041	0,045	0,040	0,054	0,003	0,019	0,036	1
Informasi Hotel dan Angkutan Menuju Kota	0,013	0,014	0,047	0,035	0,019	0,001	0,014	0,020	4

Tabel 7. Urutan Prioritas Alternatif Peningkatan Kualitas Layanan Terminal di Bandar Udara Internasional Kualanamu

No.	Stakeholder	Alternatif (Bobot Prioritas Global)			
		Peningkatan Kualitas Sarana & Prasarana	Peningkatan Kuantitas Sarana & Prasarana	Peningkatan Kualitas Personil (SDM)	Peningkatan Kuantitas Personil (SDM)
1	Otoritas Bandara	0,251	0,205	0,335	0,209
2	Angkasa Pura II	0,253	0,250	0,257	0,241
3	Operator Penerbangan	0,182	0,224	0,294	0,300
4	Konsultan	0,254	0,251	0,250	0,245
5	Akademisi1	0,371	0,172	0,305	0,152
6	Akademisi2	0,526	0,098	0,284	0,092
7	Akademisi3	0,261	0,162	0,448	0,129
Nilai Rata-Rata		0,300	0,195	0,310	0,195
Urutan Prioritas		2	4	1	3

Dari Tabel 5 sampai dengan Tabel 7 dapat dilihat bahwa interpretasi dari para *stake holder* menyatakan bahwa Peningkatan Kualitas Personil (SDM) adalah yang paling utama untuk diperbaiki lalu diikuti oleh alternatif Peningkatan Kualitas Sarana & Prasarana. Tiga elemen utama yang harus diprioritaskan adalah elemen *Security Check*, Ruang Tunggu, dan *Check In*. Sedangkan untuk sub elemennya adalah Kesiapan Alat *X-Ray*, Pelayanan Petugas Saat *Boarding*, dan Pelayanan Petugas *Check In*. Hal ini dapat dipahami muncul sebagai prioritas yang harus diperbaiki dikarenakan di area tersebut sering terjadi antrian penumpang pada jam-jam tertentu dan hal ini menurut interpretasi para *stake holder* perlu dilakukan peningkatan dari kualitas personil (SDM) dari Bandar Udara Internasional Kualanamu.

4.1 Perbandingan Prioritas Berdasarkan Modifikasi Data

Modifikasi dilakukan terhadap data responden untuk mengetahui bagaimana hasil urutan prioritas yang dihasilkan. Modifikasi itu dilakukan dengan 3 cara yaitu yang pertama adalah rata-rata penilaian responden (Kelompok I) dimana semua nilai responden diambil nilai rata-ratanya. Yang kedua adalah kelompok responden regulator dan pengelola (Kelompok II) dimana responden otorita bandara, pengelola bandara dan operator penerbangan digabungkan menjadi satu dan diambil nilai rata-ratanya. Yang ketiga adalah kelompok responden pengguna langsung (Kelompok III) dimana responden konsultan dan para akademisi digabungkan menjadi satu dan diambil nilai rata-ratanya. Adapun hasil dari ketiga modifikasi tersebut dapat dilihat dalam Tabel 8 sampai dengan Tabel 10.

Tabel 8. Perbandingan Urutan Prioritas Elemen Di Terminal Bandar Udara Internasional Kualanamu

Kualitas Layanan Terminal Bandar Udara Internasional Kuala Namu	Kelompok I		Kelompok II		Kelompok III	
	Bobot Global	Urutan Prioritas	Bobot Global	Urutan Prioritas	Bobot Global	Urutan Prioritas
Parkir & Jalan Masuk Bandar Udara	0,160	3	0,065	6	0,211	3
<i>Check In</i>	0,214	2	0,158	3	0,225	2
<i>Security Check</i>	0,323	1	0,335	1	0,304	1
Ruang Tunggu	0,128	4	0,233	2	0,101	4
Sistem Informasi	0,104	5	0,124	4	0,099	5
Areal Kedatangan	0,070	6	0,084	5	0,061	6

Tabel 9. Perbandingan Urutan Prioritas Sub Elemen Di Terminal
Bandar Udara Internasional Kualanamu

SUB ELEMEN	PRIORITAS		
	KELOMPOK I	KELOMPOK II	KELOMPOK III
Elemen 1 (Parkir dan Jalan Masuk Bandar Udara)			
Jalan Masuk Bandar Udara	1	3	1
Lahan Parkir	2	4	2
Lokasi Menurunkan Penumpang	3	1	3
Sirkulasi Kendaraan Masuk dan Keluar	4	2	4
Elemen 2 (Check In)			
Pelayanan Petugas Check In	1	1	1
Pelayanan Untuk Orang Tua dan Cacat	2	2	2
Elemen 3 (Security Check)			
Kesigapan Alat X-Ray	1	2	1
Pelayanan Petugas di Pintu Masuk Ruang Tunggu	2	1	2
Elemen 4 (Ruang Tunggu)			
Toilet yang Bersih dan Cukup	1	3	1
Fasilitas Ibadah	2	4	2
AC yang nyaman	3	2	3
Desain Interior dan Eksterior	6	5	6
Ketersediaan Toko Makanan	5	7	5
Ketersediaan Toko Souvenir	7	6	7
Pelayanan Petugas Saat Boarding	4	1	4

Tabel 9. Perbandingan Urutan Prioritas Sub Elemen Di Terminal
Bandar Udara Internasional Kualanamu (Lanjutan)

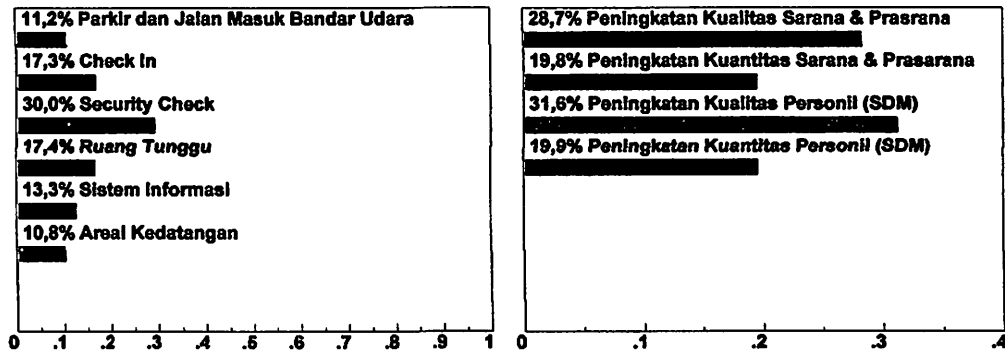
Elemen 5 (Sistem Informasi)			
Flight Progress Display	1	1	1
Public Address System	2	2	2
Elemen 6 (Areal Kedatangan)			
Ketersediaan Troli Yang Cukup	1	4	1
Pelayanan Petugas di Areal Pengambilan Barang	3	2	2
Pelayanan Pengaduan Barang Hilang	2	1	3
Informasi Hotel dan Angkutan Menuju Kota	4	3	4

Tabel 10. Perbandingan Urutan Prioritas Alternatif Di Terminal
Bandar Udara Internasional Kualanamu

No.	Elemen	KELOMPOK I				KELOMPOK II				KELOMPOK III			
		Alt 1	Alt 2	Alt 3	Alt 4	Alt 1	Alt 2	Alt 3	Alt 4	Alt 1	Alt 2	Alt 3	Alt 4
1	Elemen 1	0,065	0,033	0,041	0,021	0,016	0,013	0,020	0,016	0,101	0,044	0,043	0,023
2	Elemen 2	0,069	0,037	0,084	0,024	0,035	0,030	0,055	0,038	0,080	0,038	0,089	0,018
3	Elemen 3	0,124	0,051	0,099	0,049	0,080	0,079	0,106	0,070	0,138	0,036	0,091	0,039
4	Elemen 4	0,048	0,033	0,030	0,018	0,063	0,052	0,065	0,054	0,040	0,028	0,021	0,011
5	Elemen 5	0,043	0,024	0,021	0,016	0,029	0,030	0,033	0,032	0,048	0,022	0,017	0,012
6	Elemen 6	0,026	0,016	0,018	0,010	0,027	0,016	0,023	0,018	0,025	0,013	0,015	0,007
7	Goal	0,376	0,194	0,292	0,137	0,250	0,220	0,302	0,228	0,433	0,181	0,275	0,111

4.2 Analisis Sensivitas

Analisis sensitivitas dilakukan untuk mengetahui efek dari pembobotan parameter yang berbeda terhadap elemen. Untuk melakukan hal ini digunakan bantuan *software Expert Choice ver. 11*. Gambar 5 menunjukkan bobot global elemen masing-masing sesuai dengan matriks perbandingan berpasangan yang telah dilakukan oleh para *stakeholder* dan bobot alternatif prioritas yang dihasilkannya.



Gambar 5. Bobot Elemen dan Alternatif Prioritas

Dari bobot elemen yang terdapat di Gambar 5, perubahan bobot dilakukan terhadap setiap elemen yaitu Parkir dan Jalan Masuk Bandar Udara, *Check In*, *Security Check*, Ruang Tunggu, Sistem Informasi dan Areal Kedatangan. Hasil perhitungan analisis sensitivitas tersebut direkap dalam Tabel 11.

Tabel 11. Rekapitulasi Analisis Sensivitas

Elemen	Bobot Awal	Bobot Akhir	Δ	Alternatif
Parkir dan Jalan Masuk Bandar Udara	11,2%	86,0%	74,8%	Peningkatan Kualitas Sarana & Prasarana --> Berubah
Check In	17,3%	90,0%	72,7%	Peningkatan Kualitas Personil (SDM) --> Tetap

Tabel 11. Rekapitulasi Analisis Sensivitas (Lanjutan)

Security Check	30,0%	90,0%	60,0%	Peningkatan Kualitas Personil (SDM) --> Tetap
Ruang Tunggu	17,4%	94,1%	76,7%	Peningkatan Kualitas Sarana & Prasarana --> Berubah
Sistem Informasi	13,3%	31,7%	18,4%	Peningkatan Kualitas Sarana & Prasarana --> Berubah
Areal Kedatangan	10,8%	90,0%	79,2%	Peningkatan Kualitas Personil (SDM) --> Tetap

Dari Tabel 11 dapat dilihat bahwa hampir semua elemen, setelah mengalami perubahan bobot, tidak mengalami perubahan alternatif. Dalam hal ini alternatif yang dihasilkan tetap Peningkatan Kualitas Personil (SDM). Hal yang berbeda terjadi pada elemen Sistem Informasi, dimana elemen ini sensitif ketika dilakukan perubahan bobot elemennya sehingga mengakibatkan perubahan alternatif menjadi Peningkatan Kualitas Sarana Dan Prasarana pada saat bobot berubah dari 13,3% ke 31,7% ($\Delta = 18,4\%$). Hal ini dapat dipahami dikarenakan sub elemen yang terdapat dalam elemen Sistem Informasi yaitu *Flight Progress Display* dan *Public Address System* merupakan sub elemen yang lebih terkait dengan sarana dan prasarana, sehingga lebih sensitif ketika terjadi perubahan bobot di elemennya.

5. KESIMPULAN DAN SARAN

Kesimpulan yang dapat ditarik dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Elemen dan Sub Elemen yang terkait dengan kualitas layanan di dalam terminal Bandar Udara Internasional Kuala Lumpur adalah sebagai berikut:
 - a. Elemen Parkir dan Jalan Masuk Bandar Udara
Sub Elemen: Jalan Masuk Bandar Udara; Lahan Parkir; Lokasi Menurunkan Penumpang; dan Sirkulasi Kendaraan Masuk dan Keluar.
 - b. Elemen *Check In*

- Sub Elemen: Pelayanan Petugas *Check In*; dan Pelayanan Untuk Orang Tua dan Cacat
- c. Elemen *Security Check*
Sub Elemen: Kesigapan Alat *X-Ray*; dan Pelayanan Petugas di Pintu Masuk Ruang Tunggu
- d. Elemen Ruang Tunggu
Sub Elemen: Toilet yang Bersih dan Cukup; Fasilitas Ibadah; AC yang nyaman; Desain Interior dan Eksterior; Ketersediaan Toko Makanan; Ketersediaan Toko Souvenir; dan Pelayanan Petugas Saat Boarding
- e. Elemen Sistem Informasi
Sub Elemen: *Flight Progress Display*; dan *Public Address System*
- f. Elemen Areal Kedatangan
Sub Elemen: Ketersediaan Troli yang Cukup; Pelayanan Petugas di Areal Pengambilan Barang; Pelayanan Pengaduan Barang Hilang; dan Informasi Hotel dan Angkutan Menuju Kota.
2. 3 Elemen utama yang harus diprioritaskan untuk perbaikan pelayanannya ke depan adalah bagian *Security Check*, bagian *Check In*, dan bagian Ruang Tunggu.
 3. Untuk Bagian *Security Check* yang menjadi prioritas utama adalah Kesigapan Alat *X-Ray*, untuk bagian *Check In* yang menjadi prioritas utama adalah pelayanan petugas *check in*, dan untuk bagian ruang tunggu yang menjadi prioritas utama adalah pelayanan petugas saat boarding.
 4. Yang menjadi alternatif utama untuk ditingkatkan dari bagian-bagian yang disebutkan di atas adalah peningkatan kualitas dari personil yang bertugas di Bandar Udara Internasional Kualanamu lalu diikuti oleh alternatif peningkatan kualitas dari sarana & prasarana yang ada di Bandar Udara Internasional Kualanamu.
- Saran yang dapat disampaikan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:
1. Perlu dilakukan perluasan lingkup kuesioner kepada *stakeholder* lainnya yang berhubungan dengan permasalahan kualitas layanan Terminal Bandar Udara Internasional Kualanamu.
 2. Penelitian ini merupakan langkah pertama dari usaha untuk meningkatkan kualitas layanan dari Terminal Bandar Udara Internasional Kualanamu. Langkah ini perlu ditindaklanjuti lagi dengan penelitian-penelitian berikutnya sebagai penunjang dalam menentukan prioritas peningkatan kualitas layanan Terminal Bandar Udara Internasional Kualanamu.

DAFTAR PUSTAKA

- Adisasmita, S.A. 2012. "*Level of Service Analysis and Airport Terminal Development (Case Study: Soekarno-Hatta International Airport, Indonesia)*". *International Journal of Engineering and Technology IJET-IJENS* Vol: 12 No: 02.
- Basuki, H. 1986. "Merancang, Merencanakan Lapangan Terbang". Alumni. Bandung.
- Dirjen Perhubungan Udara. 1999. "SKEP/284/X/1999 Tentang Standar Kinerja Operasional Bandar Udara yang Terkait Dengan Tingkat Pelayanan (*Level of Service*) di Bandar Udara Sebagai Dasar Kebijakan Pentarifan Jasa Kebandarudaraan". Jakarta.
- Fernandes, E. and Pacheco, R.R. 2008. "*A Quality Approach To Airport Management*". Springer Science+Business Media B.V. Brazil.
- Gunawan. 2005. "Analisa dan Strategi Peningkatan Kualitas Pelayanan Jasa Penumpang Pesawat Udara (PJP2U) Penerbangan Domestik, Studi Kasus Bandar Udara Adi Sutjipto-Yogyakarta. Tesis Institut Teknologi Bandung.
- Hartanto, Herlina. et al. 1999. "Panduan Untuk Menerapkan Analisis Multi Kriteria Dalam Menilai Kriteria dan Indikator". Center For International Forestry Research. SMK Grafika Mardi Yuana. Bogor.
- Horonjeff, R. et al. 2010. "*Planning and Design of Airports*". The McGraw-Hill Companies. New York
- Lamata, M.T. and Pelaez, J.I. 2002. "*A Method For Improving The Consistency of Judgements*". *International Journal of Uncertainty, Fuzziness and Knowledge-Based Systems*.
- Republik Indonesia. 2009. "Undang-Undang No.1 Tahun 2009 Tentang Penerbangan". Lembaran Negara RI tahun 2009, No. 1. Sekretariat Negara. Jakarta.
- Saaty, Thomas L., Vargas Luis G. 2001. "*Models, Methods, Concepts & Applications of The Analytical Hierarchy Process*". Kluwer Academic Publisher. Netherlands.
- Saaty, Thomas L. 2008. "*Decision Making With The Analytic Hierarchy Process*". *International Journal Services Science*, Vol.1, No.1.
- Sebayang, R.A. 2015. 'Analisis Prioritas Peningkatan Kualitas Layanan Bandar Udara Internasional Kualanamu Dengan Metode *Analytical Hierarchy Process*'. Tesis Universitas Sumatera Utara.

- Sitoresmi, N.L. 2010. "Analisis Kebijakan Peningkatan Kualitas Terminal Bandar Udara Tjilik Riwut Dengan Metode *Analytical Hierarchy Process* (AHP)". Tesis Institut Teknologi Bandung.
- Vaidya, O.S., and Kumar, S. 2004. "*Analytic Hierarchy Process : An Overview of Applications*". *European Journal of Operational Research* 169.

PEMANFAATAN SERBUK KACA SEBAGAI BAHAN TAMBAH DALAM EMBUATAN BATAKO

Nursyamsi¹⁾, Ivan Indrawan²⁾, Ika Puji Hastuty³⁾

¹⁾ Staf Pengajar Jurusan Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara

²⁾ Staf Pengajar Jurusan Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara

³⁾ Staf Pengajar Jurusan Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara

Abstrak

Meningkatnya kebutuhan batako sebagai pengganti batu bata mengakibatkan peningkatan kebutuhan semen sebagai bahan pembentuk batako sehingga perlu dilakukan inovasi untuk mengurangi pemakaiannya, salah satu dengan menggunakan serbuk kaca. Gagasan awal pemikiran bahwa unsur kimia yang ada pada kaca sebagian diantaranya sama seperti yang ada pada semen, yaitu silika (SiO_2). Penelitian ini menggunakan serbuk kaca sebagai bahan substitusi terhadap dari berat semen. Serbuk kaca yang digunakan terdiri dari dua jenis yaitu serbuk kaca lolos ayakan No. 100 tertahan pada ayakan No.200 (BSK ϕ 100- ϕ 200) dan serbuk kaca lolos ayakan No. 200 (BSK ϕ 200) dengan 6 macam komposisi campuran 0%, 10%, 15%, 20%, 25%, dan 30%. Analisis data dengan menggunakan ketentuan SNI 03-0349-1989. Hasil penelitian menunjukkan seluruh BSK memenuhi syarat untuk penyerapan air bata beton pejal mutu I menurut SNI 03-0349-1989. Pengujian visual menunjukkan BSK memiliki permukaan yang siku, rata, dan tidak retak. Kuat tekan BSK0% sebesar 95,289kg/cm² dan kuat tekan tertinggi terdapat pada BSK ϕ 200 25% sebesar 91,422kg/cm² dan tergolong dalam mutu I SNI 03-0349-1989. Kuat tarik BSK0% sebesar 16,268kg/cm² dan kuat tarik tertinggi terdapat pada BSK ϕ 100- ϕ 200 15% sebesar 19,464kg/cm². Secara keseluruhan diketahui bahwa BSK ϕ 200 25% merupakan persentase paling baik untuk diaplikasikan selanjutnya.

Kata-kata kunci: Batako, Serbuk Kaca, Kuat Tekan, Kuat Tarik

1 PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Batako merupakan salah satu alternatif bahan dinding yang murah dan relatif kuat. Batako terbuat dari campuran pasir, semen dan air yang dipress dengan ukuran standard. Sejalan dengan pesatnya pembangunan perumahan, maka sangat jelas kebutuhan untuk bahan bangunan akan semakin meningkat. Masyarakat pada umumnya lebih memilih menggunakan batu bata daripada menggunakan batako sebagai bahan bangunan. Namun pada akhirnya kebutuhan akan batako juga mengalami peningkatan yang signifikan. Batako pada saat ini semakin populer digunakan sebagai pengganti batu bata merah. Hal ini disebabkan karena batako dinilai lebih cepat dalam pembuatan maupun pengerjaannya untuk pasang dinding. Dalam pembuatan batako tidak memerlukan proses pembakaran seperti pembuatan batu bata merah. Maka secara tidak langsung kebutuhan batako akan meningkat seiring dengan majunya pembangunan perumahan.

Batako termasuk bahan penyusun dinding yang bersifat non struktural. Meskipun sifatnya hanya bagian non struktural dari bangunan bukan berarti batako tidak memiliki standar kekuatan dan toleransi yang harus dipenuhi, karena dalam penggunaannya batako dengan mutu tertentu dapat dipakai dalam konstruksi yang memikul beban. Terdapat batasan-batasan tertentu sebagai persyaratan pada batako agar dalam penggunaannya, batako memiliki ketahanan dari berbagai macam pengaruh baik pengaruh secara langsung ataupun tidak langsung seperti ketentuan di dalam Standar Nasional Indonesia (SNI 03-0349-1989).

Semakin banyaknya permintaan batako di pasaran akan meningkatkan kebutuhan bahan baku utama konstruksi, salah satunya adalah semen. Dengan meningkatnya kebutuhan akan semen, maka harga semen pun akan semakin tinggi. Ini tentu menjadi satu masalah, terutama di daerah-daerah yang tidak terdapat sumber bahan baku semen. Sehingga tidak heran harga semen di daerah tersebut sangat mahal. Hal ini terus memicu para ahli teknik untuk mengembangkan suatu bahan yang dapat menggantikan atau mengurangi kebutuhan dari salah satu bahan konstruksi tersebut untuk mengurangi biaya bahan baku tanpa mengurangi kualitas hasil. Salah satu bahan alternatif yang dapat digunakan untuk mengganti sebagian semen adalah serbuk kaca sebagai bahan tambah pada batako. Gagasan awal berpedoman pada pemikiran bahwa unsur-unsur kimia yang ada pada kaca sebagian diantaranya sama seperti yang ada pada semen, sehingga apabila kaca dihancurkan menjadi serbuk berkemungkinan berfungsi sebagai filler karena persentase kandungan silika (SiO_2), Na_2O dan CaO pada kaca yang cukup besar yaitu lebih dari 70% (Karwur, dkk, 2013).

Dalam penelitian ini, serbuk kaca digunakan sebagai bahan substitusi terhadap semen. Dilihat dari kesamaan komposisi kimia dari semen dan serbuk kaca, dapat diasumsikan bahwa serbuk kaca dapat digunakan sebagai bahan pengganti semen. Diharapkan dengan penambahan serbuk kaca dapat mengurangi penggunaan

semen dan menghasilkan nilai yang lebih ekonomis. Seperti terdapat dalam Tabel Unsur Semen Portland (Mulyono, 2005) dan Tabel Unsur Serbuk Kaca (Lab. MIPA Kimia USU).

Tabel 1.1 Unsur Semen Portland

Unsur	Semen Portland
SiO ₂	20%-25%
Al ₂ O ₃	7%-12%
Fe ₂ O ₃	7%-12%
CaO	60%-65%

Tabel 1.2 Unsur Serbuk Kaca

Unsur	Serbuk Kaca
SiO ₂	97,0080%
Al ₂ O ₃	0,1273%
Fe ₂ O ₃	0,0026%
CaO	0,1084%

2 TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Batako

Batako merupakan bahan bangunan yang berupa bata cetak alternatif pengganti batu bata yang tersusun dari komposisi antara pasir, semen portland dan air dengan perbandingan 1 semen : 7 pasir. Batako difokuskan sebagai konstruksi-konstruksi dinding bangunan non struktural.

Batako yang baik adalah yang masing-masing permukaannya rata dan saling tegak lurus serta mempunyai kuat tekan yang tinggi. Persyaratan batako menurut Persyaratan Umum Bahan Bangunan di Indonesia 1982 (PUBI-1982) pasal 6 antara lain adalah berumur minimal satu bulan, pada waktu pemasangan harus sudah kering, berukuran panjang ± 400 mm, lebar ± 200 mm, tebal ± 100 -200 mm, kadar air 25-35% dari berat, dan memiliki kuat tekan antara 2-7 N/mm². Berdasarkan persyaratan fisik batako standar dalam PUBI-1982 memberikan batasan standar bahwa untuk batako dengan nilai kuat tekan 2-3,5 MPa dapat dipakai pada konstruksi yang tidak memikul beban. Untuk kuat tekan 2 MPa dapat dipasang pada tempat yang terlindung dari cuaca luar dan diberi lapisan pelindung.

Menurut PUBI-1982 pasal 6, "Batako adalah bata yang dibuat dengan mencetak dan memelihara dalam kondisi lembab". Menurut SNI 03-0349-1989, "*Conblock (concrete block)* atau batu cetak beton adalah komponen bangunan yang dibuat dari campuran semen portland atau pozolan, pasir, air dan atau tanpa bahan tambahan lainnya (*additive*), dicetak sedemikian rupa hingga memenuhi syarat dan dapat digunakan sebagai bahan untuk pasangan dinding".

2.2 Serbuk Kaca

Kaca adalah salah satu produk industri kimia yang merupakan gabungan dari berbagai oksida anorganik yang tidak mudah menguap, yang dihasilkan dari dekomposisi dan peleburan senyawa alkali dan alkali tanah, pasir serta berbagai penyusun lainnya (Dian, 2011 dalam Wibowo, 2013).

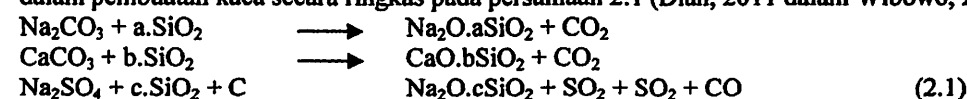
a. Penggunaan Kaca dalam Bidang Konstruksi

Kaca adalah salah satu produk industri kimia yang paling akrab dengan kehidupan kita sehari-hari. Dipandang dari segi fisika, kaca merupakan zat cair yang sangat dingin. Disebut demikian karena struktur partikel-partikel penyusunnya yang saling berjauhan seperti dalam zat cair, namun kaca sendiri berwujud padat. Ini terjadi akibat proses pendinginan (*cooling*) yang sangat cepat, sehingga partikel-partikel silika tidak sempat menyusun diri secara teratur. Kaca merupakan hasil penguraian senyawa-senyawa organik yang mana telah mengalami pendinginan tanpa kristalisasi. Unsur pokok dari kaca adalah silika (Setiawan, 2006). Kaca memiliki sifat-sifat yang khas dibanding dengan golongan keramik lainnya. Sifat sifat kaca ini terutama dipengaruhi oleh keunikan *silica* (SiO₂) dan proses pembentukannya.

Beberapa sifat-sifat kaca secara umum adalah:

- 1) Padatan amorf (*short range order*);
- 2) Berwujud padat tapi susunan atom-atomnya seperti pada zat cair;
- 3) Tidak memiliki titik lebur yang pasti (ada *range* tertentu);
- 4) Transparan, tahan terhadap serangan kimia, kecuali *hidrogen fluorida*. Karena itulah kaca banyak dipakai untuk peralatan laboratorium;
- 5) Efektif sebagai isolator;
- 6) Mampu menahan vakum tetapi rapuh terhadap benturan.

Kaca memiliki sifat-sifat yang khas dibanding dengan golongan keramik lainnya. Kekhasan sifat-sifat kaca ini terutama dipengaruhi oleh keunikan silika (SiO₂) dan proses pembentukannya. Reaksi yang terjadi dalam pembuatan kaca secara ringkas pada persamaan 2.1 (Dian, 2011 dalam Wibowo, 2013):



Bubuk kaca mempunyai kelebihan dibandingkan dengan bahan pengisi pori yang lainnya (Dian, 2011 dalam Wibowo, 2013), yaitu:

- 1) Mempunyai sifat tidak menyerap air (*zero water absorption*),
- 2) Kekerasan dari gelas menjadikan beton tahan terhadap abrasi yang hanya dapat dicapai oleh sedikit agregat alami,
- 3) Bubuk kaca/serbuk kaca memperbaiki kandungan dari beton segar sehingga kekuatan yang tinggi dapat dicapai tanpa penggunaan *superplasticizer*,
- 4) Bubuk kaca/serbuk kaca yang baik mempunyai sifat *pozzoland* sehingga dapat berfungsi sebagai pengganti semen dan *filler*.

b. Kandungan dalam Kaca

Ada beberapa kandungan kaca berdasarkan jenis-jenis kaca, yaitu: *clear glass*, *amber glass*, *green glass*, *pyrex glass*, dan *fused silica* (Setiawan, 2006). Kandungan di dalam jenis-jenis kaca tersebut akan dijelaskan pada Tabel 2.2 seperti berikut ini.

Tabel 2.2 Kandungan Kaca dalam Persen

Jenis Kaca	<i>Clear Glass</i>	<i>Amber Glass</i>	<i>Green Glass</i>	<i>Pyrex Glass</i>	<i>Fused Silica</i>
SiO ₂	73,2 – 73,5	71,0 – 72,4	71,27	81	99,87
Al ₂ O ₃	1,7 – 1,9	1,7 – 1,8	2,22	2	-
Na ₂ O+K ₂ O	13,6 – 14,1	13,8 – 14,4	13,06	4	-
CaO+MgO	10,7 – 10,8	11,6	12,17	-	-
SO ₃	0,2 – 0,24	0,12 – 0,14	0,052	-	-
Fe ₂ O ₃	0,04 – 0,05	0,3	0,599	3,72	-
Cr ₂ O ₃	-	0,01	0,43	12,0 – 13,0	-

Kandungan kimia di dalam bubuk kaca didapat dari pengujian di Laboratorium FMIPA Kimia Universitas Sumatera Utara dengan hasil seperti terdapat pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3. Kandungan Serbuk Kaca

Unsur	Serbuk Kaca
SiO ₂	91,0080%
Al ₂ O ₃	0,1273%
Fe ₂ O ₃	0,0026%
CaO	0,1084%

c. Pengaruh Sifat Reaktif Silika pada Kaca

Penggunaan agregat halus kaca yang dibuat dari jenis kaca leburan *soda lime*, mulai dikembangkan untuk membuat beton kinerja tinggi. Agregat halus kaca ini dibuat dalam bentuk bubuk dengan ukuran dan distribusi yang serupa agregat halus/pasir alam. Penggunaannya diharapkan dapat memanfaatkan limbah dari hasil samping industri untuk komponen industri konstruksi dan untuk mengatasi kekurangan pasir alam yang tersedia. Berdasarkan ASTM C289-87 dilakukan tes kimia dan tes kereaktifan agregat didapat bahwa bubuk kaca masih layak digunakan sebagai agregat walaupun memiliki sifat "merugikan" karena mengandung silika reaktif yang dapat bereaksi dengan alkali semen, sehingga mengakibatkan terjadinya ekspansi beton (Noor, 1995 dalam Wibowo, 2013).

Pada penelitian ini, bahan kaca yang dipakai untuk batako adalah serbuk kaca dari berbagai jenis botol minuman bekas yang termasuk pada golongan kaca soda gamping.

3 TUJUAN DAN MANFAAT PENELITIAN

3.1. Tujuan Penelitian

Tujuan dilakukannya penelitian ini adalah

1. Mengetahui variasi komposisi campuran serbuk kaca untuk campuran batako.
2. Mutu batako yang dihasilkan variasi komposisi campuran serbuk kaca yang optimal sesuai SNI.

3.1 Manfaat Penelitian

Manfaat yang diharapkan akan dihasilkan dari penelitian ini adalah penggunaan serbuk kaca untuk dimanfaatkan pada pembuatan batako agar menghasilkan batako varian baru yaitu batako yang memiliki kualitas tinggi dibandingkan bata konvensional terutama pada kuat tekan dan daya serap air sehingga memberikan kenyamanan lebih pada penghuni bangunan. Optimasi komposisi serbuk kaca diharapkan dapat memberikan nilai ekonomis sehingga dapat diterapkan pada Industri Kecil Menengah, dengan memperhatikan kajian tekno ekonomis untuk melihat kelayakan untuk dikelola secara komersial.

4 METODOLOGI PENELITIAN

Metode yang digunakan dalam penelitian ini adalah metode kajian eksperimental yang dilakukan dengan tahapan sebagai berikut :

4.1 Umum

Metode yang digunakan dalam penelitian ini adalah metode penelitian eksperimen. Sedangkan faktor yang diteliti adalah faktor komposisi campuran serbuk kaca pada batako, dengan tujuan untuk mengetahui pengaruh serbuk kaca sebagai bahan tambah dengan mengurangi jumlah semen pada ukuran, daya serap air, kuat tekan dan kuat tarik. Rancangan penelitian pada batako akan dibuat benda uji dengan perbandingan campuran 1Pc : 7Ps, dimana campuran ini akan diberi serbuk kaca sebagai bahan substitusi dengan mengurangi jumlah persentase dari berat semen dengan variasi perbandingan komposisi yang digunakan berdasarkan atas kategori perbandingan volume dari agregat penyusun batako, yaitu 0%, 10%, 15%, 20%, 25% dan 30% serbuk kaca dari berat semen. Dengan 2 variasi ukuran butiran kaca, yakni : 1. Butiran kaca dengan $\square$ lolos ayakan no. 200 dan 2. Butiran kaca dengan $\square$ lolos ayakan no. 100 dan tertahan di ayakan no. 200. Pembuatan benda uji dan prosedur pengujian kualitas sesuai dengan yang telah ditentukan dalam Standar Nasional Indonesia (SNI 03-0349-1989).

4.2 Bahan yang Digunakan

1. Semen *Portland*, Semen *Portland* yang dipergunakan adalah semen type 1 dengan merk dagang Semen Padang dalam kemasan 50 kg.
2. Pasir, Pasir yang dipergunakan dalam penelitian ini diambil dari *quarry* Sei Wampu, Binjai.
3. Air, Air yang digunakan sebagai bahan pencampur berasal dari Laboratorium Bahan Rekayasa Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Sumatera Utara.
4. Serbuk Kaca, Pada penelitian ini, bahan kaca yang dipakai untuk batako berasal dari berbagai jenis botol minuman bekas yang di hancurkan dengan menggunakan mesin *Los Angeles* di Laboratorium Bahan Rekayasa Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Sumatera Utara dan di ayak dengan ayakan No.100 dan No.200.

4.3 Persiapan benda uji

1. Pemeriksaan material, antara lain:
 - Pemeriksaan berat jenis semen
 - Pemeriksaan gradasi butiran agregat
 - Pemeriksaan kadar lumpur
 - Pemeriksaan kandungan organik
 - Pemeriksaan kadar liat
 - Pemeriksaan berat isi agregat
 - Pemeriksaan berat jenis agregat
2. Pembuatan Serbuk Kaca dengan *Los Angeles*

Pada penelitian ini, untuk mendapatkan serbuk kaca yang ukuran butirannya halus dan lolos ayakan No.100 dan No. 200, dilakukan dengan menggunakan mesin *Los Angeles*. Adapun alat dan bahan serta langkah-langkah pengerjaannya adalah sebagai berikut:

 1. Alat dan Bahan:
 - Mesin *Los Angeles*
 - Peluru pengaus
 - Ayakan No. 200
 - Botol-botol kaca
 2. Prosedur pengerjaan:
 - a. Bersihkan botol-botol kaca dari sisa-sisa kotoran;
 - b. Masukkan peluru pengaus dan botol-botoi kaca yang telah dibersihkan tadi ke dalam mesin *Los angeles*;
 - c. Tutup dan kunci mesin *Los Angeles*;
 - d. Putar mesin $\pm$ 45 menit;
 - e. Sampel dikeluarkan dari mesin lalu di ayak dengan ayakan No. 100 dan No. 200;
3. Pembuatan Benda Uji
 - a. Peralatan yang diperlukan dalam pembuatan benda uji:
 - Ayakan, untuk mengayak pasir dengan ukuran 4,8 mm.
 - Timbangan, untuk menimbang kebutuhan bahan yang dipergunakan dalam pembuatan benda uji.
 - Ember, untuk tempat menampung kebutuhan air yang dipergunakan sebagai pencampuran bahan-bahan pembuat.
 - Sendok spesi, untuk mencampur dan memasukkan adonan adukan kedalam cetakan.
 - Sekop dan cangkul.
 - Mesin molen.
 - Batang perojok atau vibrator, untuk memadatkan adukan di dalam cetakan.

- Cetakan batako terbuat dari plat besi berbentuk balok dengan ukuran cetakan adalah 400 x 200 x 100 mm.
- Cetakan kubus, terbuat dari besi berbentuk kubus dengan ukuran 15 x 15 x 15 cm.
- Cetakan/mould *briquette*, terbuat dari besi berbentuk angka delapan dengan ukuran 7,5 x 4,15 x 2,5 cm.

b. Prosedur Pembuatan benda uji :

- Siapkan semua bahan dan alat yang diperlukan.
- Timbang semen, pasir dan serbuk kaca dengan perbandingan 1 pc : 7 ps. Penambahan serbuk kaca dimulai dari 0%, 10%, 15%, 20%, 25% dan 30% dari berat semen dengan mengurangi jumlah semen awal. Dengan 2 variasi ukuran butiran kaca. Yaitu butiran lolos ayakan no. 200 dan butiran yang lolos ayakan no. 100 dan tertahan di ayakan no. 200.
- Campurkan bahan dengan perbandingan menjadi 1 pc : 7 ps (tanpa penambahan serbuk kaca), untuk campuran selanjutnya dengan penambahan 10%, 15%, 20%, 25% dan 30%. Aduk semua bahan sampai rata.
- Adonan batako yang sudah dicampur hingga rata ditambah air secukupnya sampai tercapai campuran setengah basah (lengas tanah) yang merata. Secara sederhana, keadaan ini dapat diketahui dengan cara: campuran yang telah merata dikepal dengan telapak tangan. Kemudian dijatuhkan dari ketinggian lebih kurang lebih kurang 1,2 meter ke permukaan tanah keras. Bila campuran sudah baik, 2/3 bagian tetap mengumpul dan 1/3 lainnya tersebar (Utomo, 2010).
- Sebelum dimasukkan ke dalam cetakan, adonan yang sudah tercampur merata dituangkan sebagian ke dalam sebuah pan besar yang tidak menyerap air.
- Masukkan adonan batako kedalam cetakan setinggi 2/3 bagian cetakan, kemudian dipadatkan dengan cara ditumbuk sampai benar-benar padat dengan alat pemadat.
- Masukkan kembali adonan batako kedalam cetakan hingga penuh, kemudian dipadatkan lagi.

4. Perawatan Benda Uji Batako

- a. Hindarkan batako dari sinar matahari langsung dan air hujan agar pengikatan adonan sesuai yang diharapkan.
- b. Perawatan batako selama 28 hari yaitu dengan menyiram dengan air setiap pagi dan sore hari.

5. Perawatan Benda Uji Kubus

Sama dengan perawatan beton, perawatan ini dilakukan setelah benda uji mencapai *final setting* (mengeras). Perawatan ini dilakukan agar proses hydrasi selanjutnya tidak mengalami gangguan. Jika hal ini terjadi, beton akan mengalami keretakan karena kehilangan air yang begitu cepat (Mulyono, 2003).

Pada penelitian ini, perawatan benda uji kubus dilakukan dengan cara merendam benda uji di bak perendaman khusus di Laboratorium Bahan Rekayasa Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Sumatera Utara.

6. Perawatan Benda Uji *Briquette*

Perawatan benda uji *briquette* sama halnya dengan perawatan benda uji kubus, yaitu benda uji direndam di bak perendaman khusus di Laboratorium Bahan Rekayasa Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Sumatera Utara.

4.4. Pengujian Benda Uji

1. Pengujian Visual

a. Peralatan yang diperlukan pada pemeriksaan tampak luar:

Penggaris siku dipergunakan untuk memeriksa kesikuan pada tiap-tiap sudut dan kedataran permukaan bidang dari batako pejal. Selebihnya pemeriksaan tampak luar dilakukan dengan menggunakan alat indra, seperti pemeriksaan pada ketajaman dan kekuatan rusuk-rusuk batako tidak mudah dirapihkan dengan kekuatan jari-jari tangan.

b. Peralatan yang diperlukan pada pemeriksaan ukuran:

Kaliper atau mistar sorong, dipergunakan untuk mengukur dimensi batako. Kaliper yang dipergunakan sampai dengan ketelitian 0,01 mm.

c. Prosedur Pengujian:

Setelah masa perawatan selama 28 hari, batako yang diuji harus dalam keadaan kering. Tahapan yang harus dilakukan yaitu:

- 1) Bersihkan permukaan benda uji batako dari berbagai kotoran yang menempel.
 - 2) Ukur panjang, lebar dan tebal benda uji.
 - 3) Pengamatan permukaan benda uji meliputi: keadaan permukaan, kerapatan dan keadaan sudut-sudutnya.
2. Pengujian Penyerapan Air
- a. Peralatan yang diperlukan pada pengujian penyerapan air:
 - 1) Wadah berisi air untuk merendam benda uji hingga batako jenuh air.
 - 2) Kain lap dipergunakan untuk menyeka permukaan batako dari kelebihan air setelah di rendam.
 - 3) Timbangan dipergunakan untuk menimbang batako dalam keadaan jenuh air dan kering oven. Timbangan yang dipergunakan dengan kapasitas 60 kg dengan ketelitian 0,1 gr.
 - 4) Oven dipergunakan untuk mengeringkan batako akan kandungan air setelah direndam. Oven yang dipergunakan dilengkapi pengatur suhu, dengan suhu antara 105°C sampai dengan 110°C.
 - b. Prosedur Pengujian:

Batako yang akan diuji penyerapan airnya harus dalam keadaan kering. Adapun langkah-langkah yang harus dilakukan dalam pengujian ini adalah:

 - 1) Batako dibersihkan dari bahan-bahan lain yang menempel.
 - 2) Batako dimasukkan kedalam oven selama 24 jam/sehari, sehingga didapat batako dalam kering oven.
 - 3) Timbang batako, sehingga didapat berat batako dalam keadaan kering oven.
 - 4) Rendam batako selama 24 jam /sehari atau hingga batako sudah keadaan jenuh.
 - 5) Timbang batako, sehingga didapat berat batako dalam keadaan jenuh. Setelah mendapatkan data-data yang diperlukan, penyerapan air dapat dihitung.
3. Pengujian Kuat Tekan
- a. Peralatan yang diperlukan pada pengujian kuat tekan:
 - 1) Timbangan dipergunakan untuk menimbang benda uji.
 - 2) Mistar sorong dipergunakan untuk mengukur luas bidang tekan. Mistar sorong dipergunakan sampai dengan ketelitian 0,01 mm.
 - 3) Alat uji yang digunakan adalah mesin uji kuat tekan beton (*compression machine*).
 - b. Prosedur Pengujian:
 - 1) Benda uji dikeluarkan dari bak perendaman, lalu dijemur selama ± 24 jam.
 - 2) Timbang berat benda uji lalu letakkan pada *compressor machine* sedemikian sehingga berada tepat ditengah-tengah alat penekannya.
 - 3) Secara perlahan-lahan beban tekan diberikan pada benda uji dengan cara mengoperasikan mesin sampai benda uji runtuh.
 - 4) Pada saat jarum penunjuk skala tidak naik lagi atau bertambah, maka catat skala yang ditunjuk oleh jarum tersebut yang merupakan beban maksimum yang dapat dipikul benda uji tersebut.
 - 5) Percobaan diulang untuk setiap benda uji.
 - 6) Hitung kuat tekan batako.
4. Pengujian Kuat Tarik
- a. Peralatan yang diperlukan pada pengujian kuat tarik:
 - 1) Timbangan dipergunakan untuk menimbang benda uji.
 - 2) Mistar sorong dipergunakan untuk mengukur luas bidang tarik. Mistar sorong dipergunakan sampai dengan ketelitian 0,01 mm.
 - 3) Alat uji yang digunakan adalah mesin uji kuat tarik *briquette* (*tensile test machine*).
 - b. Prosedur Pengujian:
 - 1) Benda uji *briquette* yang telah direndam dikeluarkan 24 jam sebelum pengujian dilakukan dan dikeringkan dengan kain lap, lalu dibiarkan selama 24 jam.
 - 2) Timbang berat benda uji.
 - 3) Siapkan alat *tensile test* dan masukkan benda uji kedalam penjepit yang ada pada alat *tensile test*, kemudian kencangkan dengan memutar alat pengunci.
 - 4) Stel skala penunjuk pada angka nol dan hidupkan alat *tensile test*.
 - 5) Matikan alat begitu benda uji patah.
 - 6) Catat pembacaan pada skala penunjuk, besar gaya tarik adalah hasil pembacaan dikalikan *scale reading*
 - 7) Ukur luas patahan dengan jangka sorong
 - 8) Hitung kuat tarik *briquette*.

5 HASIL PENELITIAN

Berdasarkan hasil pengujian yang dilakukan di laboratorium, maka di dalam bab ini akan disajikan data-data hasil pengujian beserta analisa data tersebut. Adapun data yang tersedia meliputi data pengujian kuat tekan, pengujian penyerapan air, pengujian kuat tarik *brequette*, dan analisa penyimpangan ukuran batako.

5.1 Pengujian Kuat Tekan

Benda uji yang digunakan adalah yang telah berumur 28 hari perawatan dengan dua variasi penambahan serbuk kaca yaitu, serbuk kaca lolos ayakan $\phi 100$ - $\phi 200$ dan serbuk kaca lolos ayakan $\phi 200$. Dimana spesimen merupakan kubus yang diambil ketika proses pengecoran dan diberi tekanan sampai diperoleh beban maksimum yang mampu ditahan oleh kubus tersebut. Hasil pengujian dapat dilihat pada Tabel 5.1, Tabel 5.2, dan Grafik 5.1.

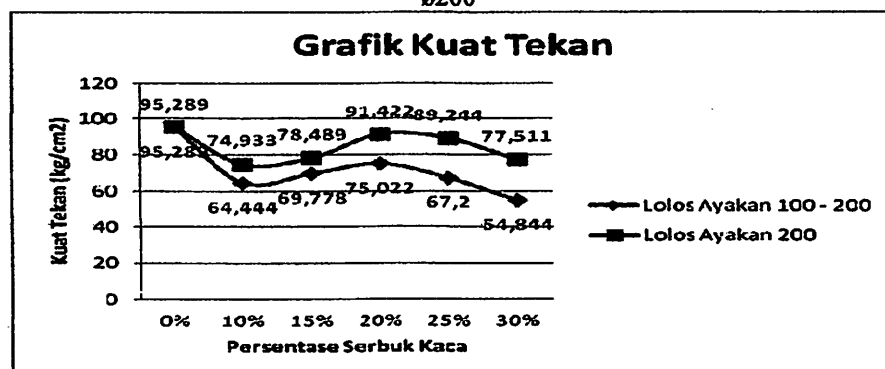
Tabel 5.1 Hasil Pengujian Kuat Tekan dengan Penambahan Serbuk Kaca Lolos Ayakan $\phi 100$ - $\phi 200$

No	Penambahan Serbuk Kaca	Pembacaan Dial Rata-rata (kN)	Luas (mm ²)	Kuat Tekan Rata-rata (kg/cm ²)
1	0%	214,4	2250	95,289
2	10%	145	2250	64,444
3	15%	157	2250	69,778
4	20%	168,8	2250	75,022
5	25%	151,2	2250	67,2
6	30%	123,4	2250	54,844

Tabel 5.2 Hasil Pengujian Kuat Tekan dengan Penambahan Serbuk Kaca Lolos Ayakan $\phi 200$

No	Penambahan Serbuk Kaca	Pembacaan Dial Rata-rata (kN)	Luas (mm ²)	Kuat Tekan Rata-rata (kg/cm ²)
1	0%	214,4	2250	95,289
2	10%	168,6	2250	74,933
3	15%	176,6	2250	78,489
4	20%	206,6	2250	91,822
5	25%	200,8	2250	89,244
6	30%	174,4	2250	77,511

Grafik 5.1 Grafik Kuat Tekan dengan Penambahan Serbuk Kaca Lolos Ayakan $\phi 100$ - $\phi 200$ dan Lolos Ayakan $\phi 200$



Berdasarkan data di atas, benda uji dapat dilihat kualitas mutunya berdasarkan SNI 03-0349-1989, Tabel 5.3.

Tabel 5.3 Syarat-Syarat Fisis Bata Beton Berdasarkan SNI 03-0349-1989

Syarat Fisik	Satuan	Tingkat Mutu Bata Beton Pejal				Bata Beton Berlobang			
		I	II	III	IV	I	II	III	IV
Kuat tekan bruto rata-rata minimum	kg/cm ²	100	70	40	25	70	50	35	20
Kuat tekan bruto l) benda uji min	kg/cm ²	90	65	35	21	65	45	30	17
Penyerapan air rata-rata maks.	kg/cm ²	25	35	-	-	25	35	-	-

Catatan:

1)Kuat tekan bruto adalah beban tekan keseluruhan pada waktu benda uji pecah dibagi dengan luas ukurannya dari permukaan bata yang tertekan, termasuk luas lobang serta cekungan tepi

2)Tingkat Mutu:

Tingkat I : Untuk dinding struktural tidak terlindungi

Tingkat II : Untuk dinding struktural terlindungi (boleh ada beban)

Tingkat III : Untuk dinding non struktural tak terlindungi boleh terkena hujan dan panas

Tingkat IV : Untuk dinding non struktural terlindungi dari cuaca

5.2 Pengujian Kuat Tarik

Pengujian untuk kuat tarik digunakan benda uji berbentuk *briquette* dimana spesimen diambil ketika proses pengecoran dan diberikan pembebanan maksimum sampai benda uji patah. Benda uji yang sudah berumur 28 hari dengan dua variasi penambahan serbuk kaca yaitu, serbuk kaca lolos ayakan $\phi 100$ - $\phi 200$ dan serbuk kaca lolos ayakan $\phi 200$. Hasil pengujian dapat dilihat pada Tabel 5.4, Tabel 5.5, dan Grafik 5.2.

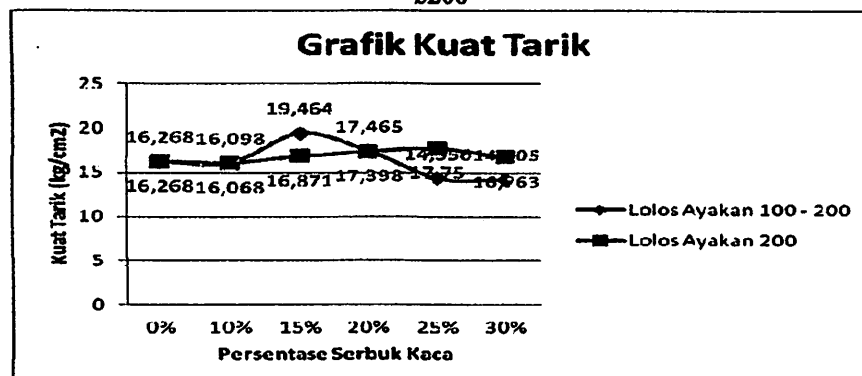
Tabel 5.4 Hasil Pengujian Kuat Tarik dengan Penambahan Serbuk Kaca Lolos Ayakan $\phi 100$ - $\phi 200$

No	Penambahan Serbuk Kaca	Kuat Tarik Rata-rata (kg/cm ²)
1	0%	16,268
2	10%	16,098
3	15%	19,464
4	20%	17,465
5	25%	14,356
6	30%	14,205

Tabel 5.5 Hasil Pengujian Kuat Tarik dengan Penambahan Serbuk Kaca Lolos Ayakan $\phi 200$

No	Penambahan Serbuk Kaca	Kuat Tarik Rata-rata (kg/cm ²)
1	0%	16,268
2	10%	16,068
3	15%	16,871
4	20%	17,398
5	25%	17,75
6	30%	16,763

Grafik 5.2 Grafik Kuat Tarik dengan Penambahan Serbuk Kaca Lolos Ayakan $\phi 100$ - $\phi 200$ dan Lolos Ayakan $\phi 200$



5.3 Pengujian Absorpsi

Benda uji yang dipakai untuk pengujian absorpsi adalah benda uji dengan ukuran 10 x 20 x 40 cm sebagaimana ukuran batako pada umumnya. Benda uji yang telah berumur 28 hari kemudian di rendam selama 24 jam, kemudian ditimbang untuk mendapat berat saat basah. Selanjutnya batako di oven selama 24 jam untuk mendapat berat saat kering. Hasil pengujian dapat dilihat pada Tabel 5.6, Tabel 5.7, dan Grafik 5.3.

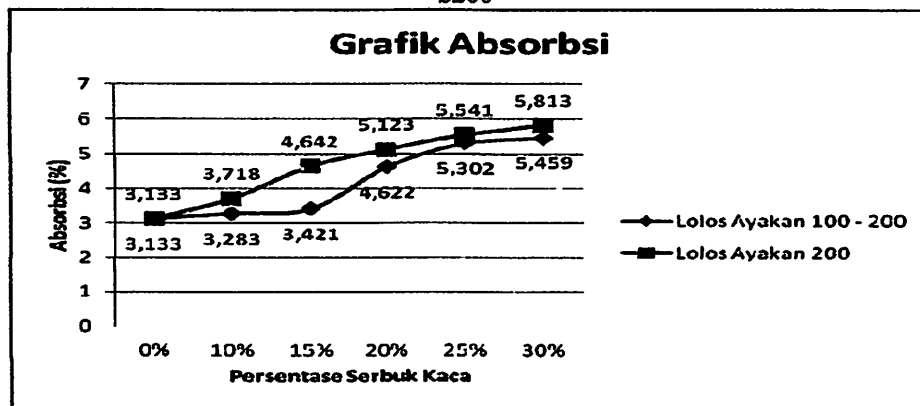
Tabel 5.6 Hasil Pengujian Absorpsi dengan Penambahan Serbuk Kaca Lolos Ayakan $\phi 100-\phi 200$

No	Penambahan Serbuk Kaca	Berat Rata-rata Basah (kg)	Berat Rata-rata Kering (kg)	Penyerapan Air Rata-rata (%)
1	0%	19,5826	18,9882	3,133
2	10%	19,7009	19,0749	3,282
3	15%	18,3892	17,782	3,421
4	20%	18,9479	18,111	4,623
5	25%	17,8388	16,9498	5,362
6	30%	18,1732	17,2362	5,459

Tabel 5.7 Hasil Pengujian Absorpsi dengan Penambahan Serbuk Kaca Lolos Ayakan $\phi 200$

No	Penambahan Serbuk Kaca	Berat Rata-rata Basah (kg)	Berat Rata-rata Kering (kg)	Penyerapan Air Rata-rata (%)
1	0%	19,5826	18,9882	3,133
2	10%	18,7913	18,1176	3,718
3	15%	18,2134	17,4089	4,642
4	20%	17,7855	16,9188	5,123
5	25%	18,1853	17,229	5,541
6	30%	17,9522	16,9654	5,813

Grafik 5.3 Grafik Absorpsi dengan Penambahan Serbuk Kaca Lolos Ayakan $\phi 100-\phi 200$ dan Lolos Ayakan $\phi 200$



5.4 Pengujian Visual

5.4.1 Pemeriksaan Tampak Luar

Tabel 5.8. Perbandingan Hasil Pemeriksaan Visual dengan Syarat Mutu

Uraian	Rata-rata keadaan sampel						SNI 03-0349-1989
	BSK 0%	BSK 10%	BSK 15%	BSK 20%	BSK 25%	BSK 30%	
1. Bidang-bidang							
a. Kerataan	Rata	Rata	Rata	Rata	Rata	Rata	Rata
b. Keretakan	Tidak Retak	Tidak Retak	Tidak Retak	Tidak Retak	Tidak Retak	Tidak Retak	Tidak Retak
c. Kehalusan	Halus	Halus	Halus	Halus	Halus	Halus	Halus
2. Rusuk-rusuk							
a. Kesikuan	Siku	Siku	Siku	Siku	Siku	Siku	Siku
b. Ketajaman	Tajam	Tajam	Tajam	Tajam	Tajam	Tajam	Tajam
c. Kekuatan	Kuat	Kuat	Kuat	Kuat	Kuat	Kuat	Kuat

Apabila meninjau Tabel 5.8, dari keenam komposisi campuran batako dengan penambahan serbuk kaca lolos ayakan $\phi 100-\phi 200$ dan lolos ayakan $\phi 200$ yang dicoba telah memenuhi syarat tampak luar menurut ketentuan dalam SNI 03-0349-1989, yaitu menghasilkan batako yang mempunyai permukaan bidang rata, tidak retak dan halus.

5.4.2 Pemeriksaan Ukuran

Setelah melakukan pemeriksaan dan didapat data pengukuran dimensi pada masing-masing komposisi batako, kemudian data tersebut harus di analisis penyimpangan ukurannya sesuai dengan ketentuan SNI. 0349-1989. Ukuran yang menjadi acuan sampel batako, sebagai berikut: panjang = 400 mm; lebar = 200 mm; tebal = 100 mm.

Berikut merupakan rekapitulasi hasil rata-rata pemeriksaan ukuran batako dari enam macam campuran yang dicoba, seperti pada tabel berikut:

Tabel 5.9. Perbandingan Penyimpangan Ukuran Rata-rata Batako Lolos Ayakan $\phi 100-\phi 200$ dengan Syarat Mutu

Komposisi Campuran	Panjang (mm)		Lebar (mm)		Tebal (mm)	
	Benda Uji	SNI 0349-89	Benda Uji	SNI 0349-89	Benda Uji	SNI 0349-89
BSK0%	1	5	0,8	2	1,4	2
BSK10%	0,8	5	0,7	2	1,2	2
BSK15%	0,9	5	0,8	2	0,9	2
BSK20%	0,9	5	0,7	2	0,9	2
BSK25%	0,7	5	0,9	2	1	2
BSK30%	0,8	5	0,7	2	0,8	2

Tabel 5.10. Perbandingan Penyimpangan Ukuran Rata-rata Batako Lolos Ayakan $\phi 200$ dengan Syarat Mutu

Komposisi Campuran	Panjang (mm)		Lebar (mm)		Tebal (mm)	
	Benda Uji	SNI 0349-89	Benda Uji	SNI 0349-89	Benda Uji	SNI 0349-89
BSK0%	0,9	5	0,6	2	1,3	2
BSK10%	0,7	5	0,7	2	0,7	2
BSK15%	0,7	5	0,9	2	0,7	2
BSK20%	1,0	5	0,9	2	1,3	2
BSK25%	0,8	5	1,2	2	1,1	2
BSK30%	0,6	5	0,7	2	0,7	2

Apabila meninjau Tabel 5.9 dan Tabel 5.10, batako telah memenuhi syarat ukuran sesuai dengan ketentuan dalam SNI 03-0349-1989. Hal tersebut disebabkan karena serbuk kaca mempunyai butiran hampir sama dengan semen yaitu lolos saringan No. 100 dan saringan No. 200 sehingga bahan tambah serbuk kaca dapat mengisi rongga antar pasir yang menyebabkan batako menjadi lebih padat, permukaan bidang batako menjadi rata, dan tidak retak.

Ditinjau dari data hasil pengujian, tidak menunjukkan perbedaan yang signifikan. Kondisi tersebut dikarenakan cara pembuatan batako secara manual sehingga diperoleh batako dengan kepadatan yang tidak seragam. Karena kerapatan pori-pori yang terdapat didalam batako akan sangat berpengaruh pada kepadatan komposisi batako tersebut.

6 KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil penelitian didapat kesimpulan sebagai berikut:

1. Kuat tekan normal (0%) tanpa substitusi serbuk kaca sebesar 95,289 kg/cm² dan masuk klasifikasi batako tingkat I.
2. Kuat tekan maksimum dengan substitusi serbuk kaca ϕ Lolos Ayakan no.100-200 terdapat pada persentase 20% sebesar 75,022 kg/cm², termasuk dalam klasifikasi batako tingkat II dan kuat tekan minimum terdapat pada persentase 30% sebesar 54,844 kg/cm², termasuk klasifikasi batako tingkat III.
3. Kuat tekan maksimum untuk substitusi serbuk kaca ϕ Lolos Ayakan no. 200 terdapat pada persentase 20% sebesar 91,822 kg/cm², termasuk dalam klasifikasi batako tingkat I dan kuat tekan minimum terdapat pada persentase 10% sebesar 74,933 kg/cm², termasuk klasifikasi batako tingkat II.
4. Kuat tarik normal (0%) tanpa substitusi serbuk kaca sebesar 16,268 kg/cm².
5. Kuat tarik maksimum untuk substitusi serbuk kaca ϕ Lolos Ayakan no.100-200 terdapat pada persentase 15% sebesar 19,464 kg/cm² dan kuat tarik minimum terdapat pada persentase 30% sebesar 14,205 kg/cm².

6. Kuat tarik maksimum untuk substitusi serbuk kaca ϕ Lolos Ayakan no. 200 terdapat pada persentase 25% sebesar 17,75 kg/cm² dan kuat tarik minimum terdapat pada persentase 10% sebesar 16,068 kg/cm².
7. Penyerapan air (absorpsi) untuk batako normal (0%) tanpa substitusi serbuk kaca sebesar 3,133%.
8. Penyerapan air (absorpsi) maksimum untuk batako dengan substitusi serbuk kaca ϕ Lolos Ayakan no.100-200 terdapat pada persentase 30% sebesar 5,495% dan absorpsi minimum terdapat pada persentase 10% sebesar 3,28%.
9. Penyerapan air (absorpsi) maksimum untuk batako dengan substitusi serbuk kaca ϕ Lolos Ayakan no. 200 terdapat pada persentase 30% sebesar 5,813% dan absorpsi minimum terdapat pada persentase 10% sebesar 3,283%.
10. Semua sampel lolos klasifikasi batako tingkat I berdasarkan absorpsi yang lebih kecil dari 25%.
11. Hasil pengujian visual baik secara tampak maupun ukuran, semua sampel batako lolos klasifikasi SNI 03-0349-1989. Permukaan batako rata, halus dan tidak retak. Siku batako tajam, kuat, dan presisi. Penyimpangan ukuran yang terjadi masih dalam batas-batas ketentuan SNI 03-0349-1989.

7.2. Saran

Hasil penelitian yang dilakukan dapat menjadi acuan dalam menentukan alternatif pengganti semen dalam pembuatan batako. Dari penelitian ini dapat disarankan menggunakan serbuk kaca yang lolos ayakan ϕ 200 sebanyak 25% sebagai pengganti semen, dikarenakan hasil yang didapat sudah mendekati kekuatan batako normal dan mutu tingkat I menurut SNI 03-0349-1989. Namun masih perlu dilakukannya penelitian lanjutan untuk mengetahui durability dan kemampuan menahan beban struktur, serta pengembangan penelitian terhadap bobot yang diharapkan diperoleh bobot yang lebih ringan.

Daftar Pustaka

- Chu-Kia Wang dan Salmon, Charles G. 1994. *Disain Beton Bertulang*. Jilid I. Edisi Keempat. Terjemahan Binsar Hariandja. Jakarta: Erlangga.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1982. *Persyaratan Umum Bahan Bangunan di Indonesia*, Pusat Penelitian dan Pengembangan Permukiman, Departemen Pekerjaan Umum, Bandung.
- Departemen P.U., 1989, *SNI 03-0349-1989 Bata Beton untuk Pasangan Dinding*, Balitbang, Jakarta.
- Departemen P.U., 2004, *SNI 15-2049-2004 Semen Portland*, Balitbang, Jakarta.
- Karwur, Handy Yohanes., Dkk. 2013. *Kuat Tekan Beton Dengan Bahan Tambah Serbuk Kaca Sebagai Substitusi Parsial Semen*. Jurnal Sipil Statik Vol. 1, 276-281.
- Kasiati, Endang. 2011. *Pembuatan Paving Blok dengan Menggunakan Semen Portland dan Semen Pozzolan dengan Bahan Tambahan Serbuk Kaca dan Abu Batu*. Seminar Nasional Aplikasi Teknologi Prasarana Wilayah 2011.
- Latief, Abdul. 2010. *Kuat Tarik Langsung, Kuat Tarik Lentur, Susut Dan Density Mortar Campuran Semen, Abu Sekam Padi, Dan Precious Slag Ball Dengan Persentase 30%; 30%; 40%, Skripsi Program Studi Teknik Sipil Depok*. Depok: UI.
- Mulyono, Tri. 2004. *Teknologi Beton*. Yogyakarta: Penerbit Andi.
- Setiawan, Budi. 2006. *Pengaruh Penggunaan Agregat Kaca pada Beton Ditinjau dari Segi Kekuatan dan Shrinkage, Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil Universitas Kristen Petra*. Surabaya.
- Utomo, Hendratmo Muji. 2010. *Analisis Kuat Tekan Batako dengan Limbah Karbit Sebagai Bahan Tambah, Tugas Akhir Program Studi Teknik Sipil Universitas Negeri Yogyakarta*. Yogyakarta: UNY.
- Wibowo, Levin. 2013. *Pengaruh Penambahan Serbuk Kaca dan Water Reducing High Range Admixtures terhadap Kuat Desak dan Modulus Elastisitas pada Beton, Tugas Akhir Program Studi Teknik Sipil Universitas Atma Jaya Yogyakarta*. Yogyakarta: UAJY.

ANALISIS PERBAIKAN LAPISAN *SOFT SOIL* DENGAN SISTEM *PREFABRICATED VERTICAL DRAIN* PADA JALAN TOL MEDAN – KUALANAMU DENGAN METODE ELEMEN HINGGA

Junieli Mendrofa¹, Roesyanto² dan Rudi Iskandar³

¹ Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil USU (junieli@yahoo.com)

² Dosen Program Studi Magister Teknik Sipil USU (roesyanto@yahoo.com)

³ Dosen Program Studi Magister Teknik Sipil USU (sipil_s2_usu@yahoo.com)

ABSTRAK

Konsolidasi merupakan fenomena dalam mekanika tanah yang sering menimbulkan permasalahan geoteknik. Konsolidasi tanah adalah peristiwa penurunan tanah akibat terdisipasinya eksese air pori yang berlangsung pada waktu yang lama. Proses terdisipasinya *excess pore water pressure* dari massa tanah disebut proses konsolidasi. Teori konsolidasi Terzaghi (1925) menganggap nilai koefisien konsolidasi konstan dan pengaliran *excess pore water pressure* hanya ke arah vertikal. Pada penelitian ini metode yang digunakan penulis untuk menghitung besarnya *excess pore water pressure*, penurunan vertikal dan waktu konsolidasi pada tanah di jalan tol Medan - Kualanamu Sta. 42+600 yang diberi *prefabricated vertikal drain (PVD)* adalah secara analitis, data instrumen geoteknik dari lapangan dan metode elemen hingga model Mohr-Coulomb dengan memodelkan *prefabricated vertikal drain* yang berbentuk persegi panjang menjadi *sand drain* yang berbentuk lingkaran. Pada perhitungan metode elemen hingga (FEM) model Mohr-Coulomb terlebih dahulu memverifikasi vertikal drain yang terpasang di lapangan setempat-setempat ke kondisi *plane strain*. Dianalisa *excess pore water pressure*, penurunan vertikal sehingga hasilnya dibandingkan dengan analitis dan pengamatan lapangan. Hasil penelitian menunjukkan adanya kesesuaian respon baik secara analitis, data yang terukur di lapangan maupun dengan metode elemen hingga model Mohr-Coulomb. *Excess pore water pressure* yang dibangkitkan dari pengamatan lapangan pada hari ke-143 sebesar 6,42 kPa, secara analitis 8,517 kPa dan secara metode elemen hingga (FEM) 8.674 kPa. Total *settlement*, dari pengamatan lapangan Sta. 42+595 (CL) 0.423 m, secara analitis 0.536 m dan secara metode elemen hingga (FEM) 0.924 m. Total *settlement*, pengamatan lapangan Sta. 42+595 (L) 0,339 m, secara analitis 0.536 m dan secara metode elemen hingga (FEM) 0,592 m. Total *settlement*, pengamatan lapangan Sta. 42+595 (R) 0,383 m, secara analitis 0.536 m dan secara metode elemen hingga (FEM) 0,592 m. Hasil model ini diperkirakan cukup realistis.

Kata kunci : Analitis, instrumen geoteknik dan metode elemen hingga.

1. PENDAHULUAN

Konsolidasi merupakan fenomena dalam mekanika tanah yang sering menimbulkan permasalahan geoteknik. Konsolidasi tanah adalah peristiwa penurunan tanah akibat terdisipasinya eksese air pori yang berlangsung pada waktu yang lama. Tanah merupakan suatu material multifase yang terdiri dari partikel tanah padat, air, serta udara. Pemberian beban pada tanah, akan menyebabkan meningkatnya tegangan yang bekerja pada tanah tersebut. Tegangan tambahan yang bekerja pada tanah pada awalnya akan dipikul oleh air pori karena sifat incompressible air. Hal ini akan menyebabkan timbulnya eksese air pori. Eksese air pori ini akan terdisipasi dengan mengalir keluarnya air pori tanah melalui pori-pori tanah, sementara tegangan tambahan yang awalnya dipikul air pori secara gradual ditransfer ke partikel tanah padat. Hal ini akan mengakibatkan berkurangnya volume tanah sehingga menyebabkan terjadinya penurunan konsolidasi.

2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Teori Konsolidasi Primer 1-D Terzaghi

Persamaan matematis untuk konsolidasi 1-D dari Terzaghi yang berbentuk parabolik dapat dinyatakan dengan formula sebagai berikut:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \quad (2.1)$$

dimana: u = tekanan air pori
 t = waktu peninjauan
 y = kedalaman peninjauan
 $\frac{\partial u}{\partial t}$ = turunan pertama tekanan air poriterhadap waktu
 $\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}$ = turunan kedua tekanan air poriterhadap kedalaman

Solusi umum persamaan ini adalah:

$$W_{y,T} = \frac{4}{\pi} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2} \text{Exp}^{-[\pi^2(2m+1)^2/4]T\tau_v} \sin \frac{\pi}{2}(2m+1)Y \quad (2.2)$$

Dengan derajat konsolidasi (U) rata-rata:

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2} \text{Exp}^{-[\pi^2(2m+1)^2/4]T\tau_v}$$

dengan: m = bilangan integer

a. Lama Waktu untuk Penurunan

Lamanya waktu yang dibutuhkan untuk penurunan yang akan terjadi pada lapisan tanah dasar dihitung dengan menggunakan rumusan:

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (2.3)$$

dimana: T_v = Faktor Waktu

C_v = Koefisien konsolidasi tanah arah vertikal

t = Waktu

H = Panjang aliran rata-rata yang harus ditempuh oleh air pori selama proses konsolidasi

b. Besar Penurunan

Besar penurunan konsolidasi primer yang terjadi pada tanah dasar dihitung dengan mengasumsikan kondisi tanah dasar adalah bersifat normal konsolidasi (*NC Soil*) dan dihitung dengan menggunakan rumusan 1-D dari Terzaghi sebagai berikut:

$$S_p = \frac{c_c H}{1+e_o} \log \left(\frac{P_o + \Delta p}{P_o} \right) \quad (2.4)$$

dimana: S_p = Besar penurunan konsolidasi primer

C_c = Indeks pemampatan tanah (*compression index*)

H = Tebal lapisan tanah yang akan mampat

P_o = Tegangan vertikal efektif akibat berat sendiri tanah

Δp = Penambahan tekanan vertikal efektif akibat beban yang akan bekerja diatas lapisan tanah yang *kompresible*

e_o = Angka pori awal

Untuk kondisi tanah dasar yang berlapis-lapis, besar penurunan akibat konsolidasi primer dihitung dengan rumusan:

$$S_p = \sum \frac{c_{ci} H_i}{1+e_{oi}} \log \left(\frac{P_{(o)i} + \Delta p_i}{P_{(o)i}} \right) \quad (2.5)$$

dimana: H_i = Tebal sub-lapisan ke i

$P_{(o)i}$ = Tegangan vertikal efektif akibat berat sendiri tanah pada sub-lapisan ke i

Δp_i = Penambahan tekanan vertikal efektif pada sub-lapisan ke i

c. Koefisien Konsolidasi Pada Tanah Berlapis (C_v)

Seperti yang diusulkan CUR (1996), pada kondisi tanah yang berlapis untuk perhitungan derajat konsolidasi maka nilai koefisien konsolidasi (C_v) harus diekivalenkan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$C_v = \left[\frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \sqrt{c_{vi}}} \right]^2 \quad (2.6)$$

dimana: C_v = koefisien konsolidasi

C_{vi} = koefisien konsolidasi i

h_i = tebal lapisan i

2.2 Konsolidasi Radial

Konsolidasi radial akan terjadi dalam situasi-situasi yang meliputi drainase terhadap suatu sumber pusat, seperti pada suatu vertikal drain yang dipakai di bawah timbunan untuk mempercepat drainase air pori dengan mengurangi jarak drainase dan karena itu juga mempercepat konsolidasi. Persamaan konsolidasi untuk drainase arah radial sebagai berikut:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_r \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (2.7)$$

dimana: C_r = koefisien konsolidasi arah radial

r = jari-jari vertikal drain

a. Penyelesaian Persamaan Radial Konsolidasi

Dengan menganggap adanya efek *smear zone* dan diselesaikan dengan cara *equal-strain consolidation* (Baron, 1948) maka penyelesaian persamaan konsolidasi radial sebagai berikut:

$$U_{av} = U_1 e^{\left(\frac{-8T_r}{m} \right)},$$

Dengan derajat konsolidasi rata-rata:

$$U_r = 1 - \frac{U_{av}}{U_j} = 1 - e^{\left(\frac{-8T_r}{m} \right)}, \quad (2.8)$$

b. Faktor Waktu

Faktor waktu (T_r) untuk pengaliran arah radial dihitung dengan menggunakan rumusan sebagai berikut:

$$T_r = \frac{C_r t}{d_e^2} \quad (2.9)$$

dimana: T_r = Faktor waktu untuk pengaliran arah radial

C_r = Koefisien konsolidasi tanah arah radial

d_e = Diameter ekvalen pemasangan jarak antar vertikal drain

2.3 Defenisi Tanah Lunak

Sesuai dengan Panduan Geoteknik 1 Proses Pembentukan dan Sifat-Sifat Dasar Tanah Lunak, defenisi tanah lunak adalah tanah-tanah yang jika tidak dikenali dan diselidiki secara seksama dapat menyebabkan masalah ketidakstabilan dan penurunan jangka panjang yang tidak dapat ditolerir, tanah tersebut mempunyai kuat geser yang rendah dan kompresibilitas yang tinggi.

Berdasarkan data-data tanah yang diperoleh dari pengujian tanah kriteria tanah lunak seperti pada Tabel 1.

Tabel 1. Kriteria tanah lunak		
	Very Soft Soil	Soft Soil
c (t/m ²)	<2	2-4
q_c (kg/cm ²)	<6	6-10
N_{SPT}	<2	3-5

dimana: c : kohesi tanah dari pengujian tekan tidak terkekang

q_c : nilai tahanan ujung dari pengujian sondir

N_{SPT} : nilai N dari pengujian SPT

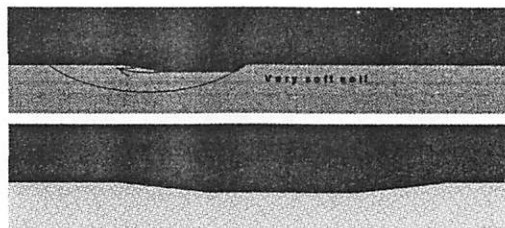
2.3 Timbunan Di Atas Tanah Lunak

2.3.1 Masalah yang Dihadapi

Untuk mencapai elevasi desain *subgrade*, maka tanah asli pada lokasi proyek harus ditimbun atau digali. Pada daerah yang terindikasi sebagai tanah lunak, tanah asli harus ditimbun untuk mencapai elevasi desain. Tinggi timbunan tersebut masih harus ditambah lagi dengan timbunan untuk mengakomodasi beban perkerasan dan beban lalu lintas.

Untuk penimbunan di atas tanah lunak yang kompresibel, maka terdapat dua hal yang harus diperhatikan (ilustrasi masalah-masalah tersebut dapat dilihat pada Gambar 1, yaitu:

- Masalah stabilitas; daya dukung tanah pondasi yang akan mengganggu stabilitas dari timbunan. Hal ini menyebabkan tinggi timbunan yang dapat dilakukan akan sangat terbatas. Sehingga untuk timbunan yang tinggi perlu dilakukan secara bertahap (*stage construction*) atau diberikan perkuatan, antara lain dengan menggunakan *berm*.
- Masalah penurunan yang berlebih; penurunan konsolidasi dari tanah pondasi yang cukup besar dan akan memakan waktu yang lama. Apabila proses konsolidasi ini tidak dipercepat, maka konstruksi perkerasan di atasnya harus menunggu waktu yang cukup lama untuk dapat dimulai.



Gambar 1. Masalah timbunan di atas tanah lunak

2.4 Preloding dan Vertical Drain

2.4.1 Preloding

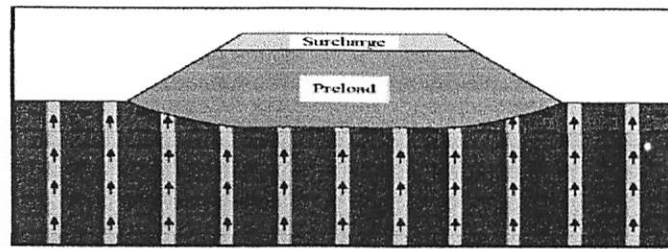
T. Stapelfeldt (2006) mengelompokkan *preloading* atas dua bagian yang umum:

- Conventional Preloading** yaitu dengan meletakkan beban *preloading* di atas tanah lunak, air akan mengalir ke atas melalui pori tanah yang permeabel. Beban *Preloading* biasanya dipasang secara bertahap untuk menjaga stabilitas tanah. Selanjutnya, apabila penurunan yang diinginkan telah tercapai maka beban *preloading* akan dibuang.
- Vacuum Preloading** yaitu Tahun 1952 Kjelman menemukan *Vacuum Preloading* yang digurakan untuk mempercepat konsolidasi. Pada *Vacuum Preloading*, beban *surcharge* diganti dengan *atmospheric pressure*.

2.4.2 Vertical Drain

Gambar 2 menunjukkan laju konsolidasi yang rendah pada lempung jenuh dengan permeabilitas rendah dapat dinaikkan dengan menggunakan drainase vertikal (*vertical drain*) yang memperpendek lintasan pengaliran dalam lempung. Kemudian konsolidasi yang diperhitungkan akibat pengaliran horizontal radial yang menyebabkan disipasi

kelebihan tekanan air pori yang lebih cepat, sedangkan pengaliran vertikal sangat kecil pengaruhnya. Dalam teori, besar penurunan konsolidasi akhir adalah sama, hanya laju penurunannya yang berbeda-beda.



Gambar 2. Preloading dengan vertical drain

2.5 Verifikasi Pemodelan PVD

Dimana koefisien-koefisien untuk arah radial konsolidasi akibat pengaruh *smear zone* ini selengkapnya disajikan sebagai berikut:

$$m = \frac{n^2}{n^2 - S^2} \ln \left(\frac{n}{S} \right) - \frac{3}{4} + \frac{S^2}{4n^2} + \frac{k_r}{k_s} \left(\frac{n^2 - S^2}{n^2} \right) \ln S \quad (2.10)$$

$$S = \frac{r_s}{r_w} \quad (2.11)$$

$$n = \frac{r_e}{r_w} \quad (2.12)$$

- dimana: $de = 2r_e$ = jarak antara PVD yang dipasang
 $dw = 2r_w$ = diameter *equivalent* PVD yang dipasang
 d_s = diameter *smear zone* $= (2-3)d_m$ (Miura et al., 1993)
 d_m = diameter mandrel
 k_s = koefisien permeabilitas arah radial pada *smear zone* $= (1-15)k_r$ (Jamiokowski et al., 1983)
 k_r = koefisien permeabilitas arah radial $= (1-15)k_v$ (Jamiokowski et al., 1983)

Ladd C.C, 1987 menyatakan besar koefisien konsolidasi arah radial pada tanah sebagai berikut:

$$C_r = C_v(k_r/k_v) \quad (2.13)$$

Derajat konsolidasi (U) untuk vertikal dan radial drainase digunakan seperti diusulkan oleh Carillo, 1942 sebagai berikut:

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r) \quad (2.14)$$

Russell, et. al. 1995 mengekivalenkan koefisien permeabilitas tanah dari kondisi *axisymetris* menjadi *plane strain* dengan cara menyamakan debit air yang masuk ke kondisi *axisymetris* sama dengan ke kondisi *plane strain*. Pengekivalenan koefisien permeabilitas (k) dilakukan dengan rumusan sebagai berikut:

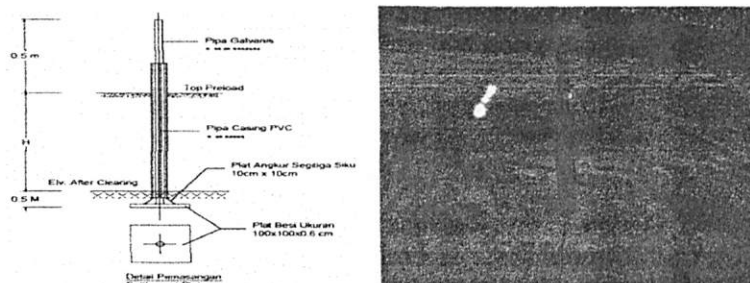
$$\frac{2B^2}{3} k_{ax} = R^2 k_{pl} \left[\ln \left(\frac{n}{S} \right) + \left(\frac{k_{ax}}{k_s} \right) \ln(S) - \frac{3}{4} \right] \quad (2.15)$$

- dimana: k_{ax} = Permeabilitas tanah arah horizontal kondisi *axisymetris*
 k_{pl} = Permeabilitas tanah arah horizontal kondisi *plane strain*
 k_s = Permeabilitas tanah pada daerah *smear zone*
 B = $\frac{1}{2}$ dari jarak vertikal drain untuk kondisi *plane strain*
 R = Jari-jari ekuivalen kondisi *axisymetris*
 $n = \frac{r_e}{r_w}, S = \frac{r_s}{r_w}$

2.6 Instrumen Geoteknik

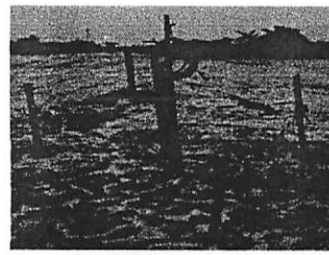
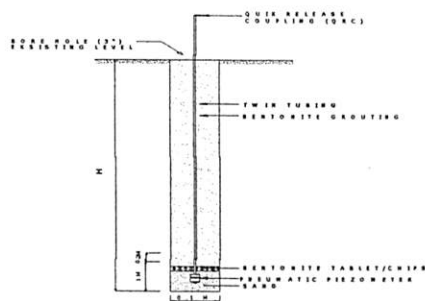
2.6.1 Settlement Plate

Settlement Plate sebagai salah satu *geotechnical instruments*, yang umum digunakan untuk memonitoring besar penurunan. Dengan *settlement plate* perubahan elevasi dapat termonitor secara berkala. Dari perubahan elevasi yang terjadi dapat digunakan untuk perhitungan jumlah penurunan yang muncul akibat beban yang terjadi. Instrumen ini biasa digunakan pada tebal timbunan tinggi yang diprediksikan akan terjadi penurunan dan pada Gambar 3 menunjukkan lokasi titik pemasangan *settlement plate* di lapangan pada Sta. 42+600 jalan tol Medan – Kualanamu.



Gambar 3. Lokasi titik pemasangan *settlement plate*

2.6.2 Pneumatic Piezometer

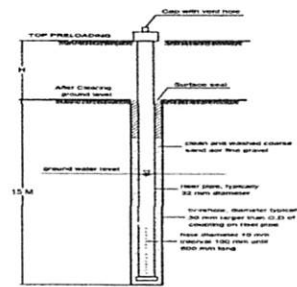


Gambar 4. Lokasi titik pemasangan *pneumatic piezometer*

Pada Gambar 4 menunjukkan lokasi titik pemasangan *pneumatic piezometer* di lapangan pada Sta. 42+600 jalan tol Medan – Kualanamu. Fungsi pemasangan alat *Pneumatic Piezometer* adalah:

1. *Pneumatic Piezometer* berfungsi untuk membaca besar tekanan air pori (statis + ekses).
2. Besar tekanan air pori ekses yang terjadi di lapangan digunakan untuk mengontrol kekuatan geser tanah dasar, kestabilan timbunan preloading yang sedang dilaksanakan dan derajat konsolidasi (U) timbunan preloading pada saat akan dilaksanakan *unloading*.

2.6.3 Water Stand Pipe



Gambar 5. Lokasi titik pemasangan *water stand pipe*

Water stand pipe ini digunakan untuk mengukur posisi muka air tanah pada lokasi timbunan *preloading*. Gambar 5. adalah lokasi titik pemasangan *water stand pipe* Sta. 42+600 jalan tol Medan – Kualanamu. Instrumen ini terdiri dari pipa paralon diameter 2,5" sepanjang 9 meter yang dilubangi pada daerah yang akan ditanam ke dalam tanah. Pipa paralon tersebut dibungkus dengan lapisan *geotextile woven* dan ditanam kedalam lapisan tanah dasar (*subgrade*) sedalam 15 meter, sedangkan alat bacanya terdiri dari meteran. Hal yang perlu diketahui pada saat awal pemasangan instrumen *water stand pipe* ini adalah elevasi permukaan atas pipa *stand pipe*, jarak awal dari permukaan pipa paralon ke permukaan air tanah, elevasi awal permukaan air tanah.

1. METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Lokasi Daerah Tanah Lunak

Berdasarkan gambar desain awal, lokasi daerah yang terindikasi sebagai tanah lunak (*soft soil*) adalah pada stasiun 40+000 – 40+900, 41+650 -- 42+750 dan 5+800 – 6+100. Total panjang daerah tersebut adalah 2,3 km. Lokasi daerah tanah lunak seperti tergambar pada Gambar 6.

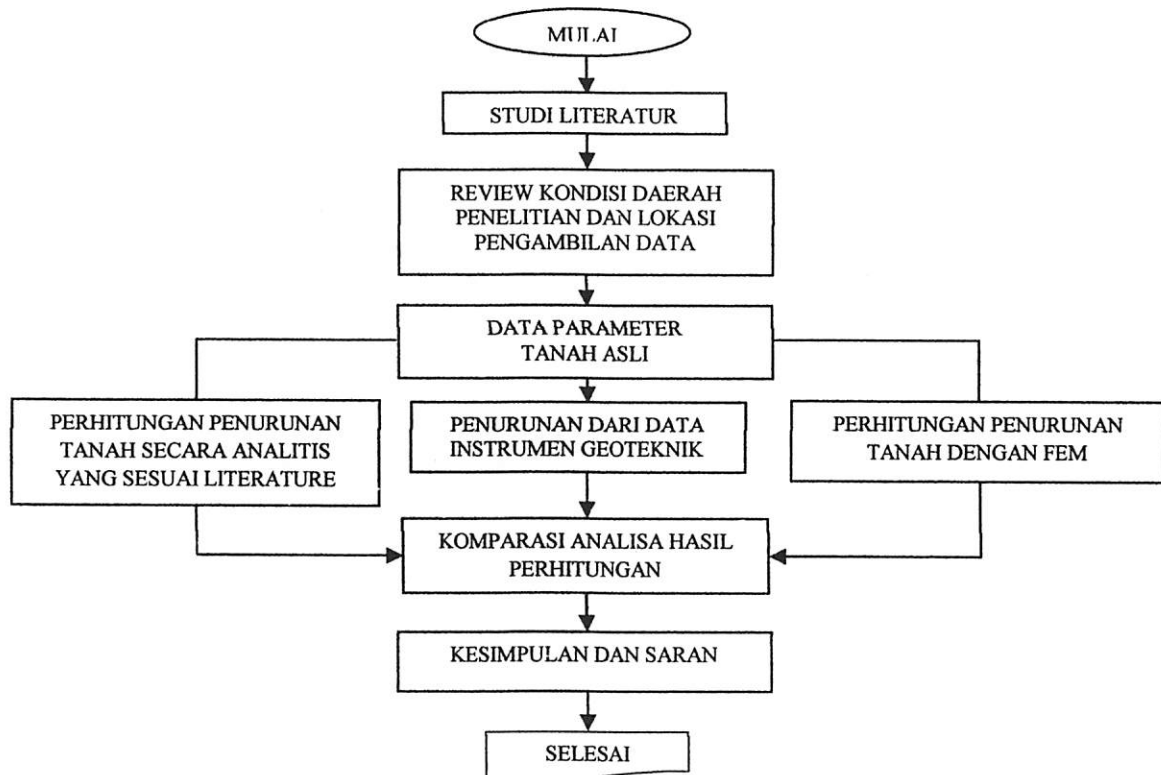


Gambar 6. Lokasi daerah terindikasi tanah lunak

Sesuai dengan data penyelidikan tanah awal, pada daerah terindikasi sebagai lokasi tanah lunak tersebut, hanya dilakukan 3 titik pengeboran dan 2 titik sondir yang dapat digunakan untuk menentukan kondisi tanah. Kurangnya data pengujian tanah yang dimiliki pada saat awal menyebabkan sulitnya mendapatkan zonasi tanah lunak dan perencanaan detail yang cukup memuaskan. Oleh karena itu dilakukan penambahan sejumlah pengujian tanah pada lokasi tersebut.

3.2 Flow Chart Penelitian

Tahap-tahap penelitian tesis ini dari awal dituangkan dalam bagan atau *flow chart* seperti Gambar 7.



Gambar 7. Bagan alir (*flow chart*) penelitian

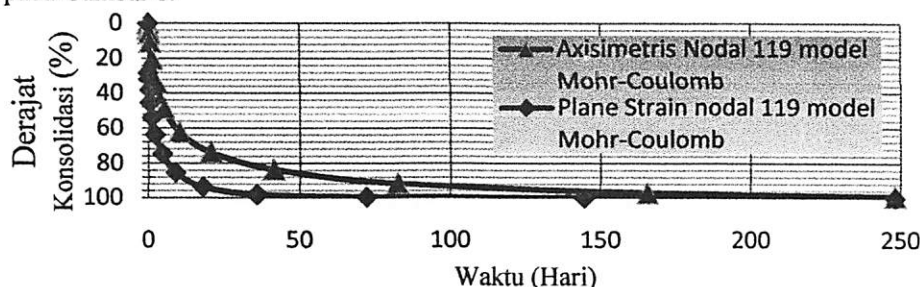
2. ANALISA DATA

4.2 Verifikasi Pemodelan Vertikal Drain

Beberapa cara pengekivalenan vertikal drain yang dipasang setempat-setempat menjadi menerus (*plain strain*). Menurut Russell et. al. (1999) proses pengekivalenan tersebut dapat dilakukan dengan beberapa cara, yaitu:

1. Jarak antara vertikal drain pada kondisi *plane strain* dapat dirubah (perubahan geometri), dengan permeabilitas yang dibuat tetap pada kondisi *axisymetris* dan *plane strain* ($k_{ax} = k_{pl}$).
2. Permeabilitas pada kondisi *plane strain* dapat dirubah (perubahan permeabilitas), dengan geometri yang dibuat sama.
3. Mengkombinasikan perubahan geometri dan permeabilitas.

Dari beberapa kali running program, diperoleh nilai faktor pengecilan permeabilitas tanah arah radial pada *plane strain* sebesar 4,35 kali koefisien permeabilitas arah radial pada kondisi *axisymetris*. Hasil ini relatif sama pada arah horizontal (titik paling dekat) dari posisi vertikal drain dan juga pada arah vertikal (lapisan *clayey sand*) seperti terlihat pada Gambar 8.



Gambar 8. Derajat konsolidasi – waktu kondisi *axisymetris* dan *plane strain* di titik nodal 119, titik terdekat dari PVD

Bila rumusan Russell et. al. (1995), Persamaan (3.1) di pakai, dengan mengambil parameter:

1. $k_{rs} = \frac{k_{rax}}{2}$, $n = \frac{r_e}{r_w} = 24,179$
 $B = 0,75 \text{ m}$, $R = 0,9029 \text{ m}$
 $S = \frac{r_s}{r_w} = \frac{12,00}{3,50} = 3,428$
2. Diperoleh hasil $k_{rpl} = \frac{k_{rax}}{5,59}$
3. Hasil iterasi program FEM $k_{rpl} = \frac{k_{rax}}{4,35}$ yang lebih besar dari hasil rumusan usulan Russell et. al. (1999).

4.3 Perhitungan Penurunan Elastik (S_e)

Perhitungan penurunan elastis (S_e) untuk lapisan *silty medium sand* ini sebagai berikut:

$$S_e = A_1 A_2 \frac{\Delta \sigma B}{E_s}$$

$$S_e = 0,02 * 1,00 * \left(\frac{32,36 * 4,704}{2520} \right) = 0,001 \text{ m}$$

4.4 Penurunan Konsolidasi Primer 1-D

Pada analisa ini diasumsikan hanya lapisan tanah asli yang akan mengalami penurunan. Perhitungan derajat konsolidasi digunakan rumusan radial konsolidasi (vertikal dan radial drainase). Besar penurunan digunakan persamaan konsolidasi primer 1-D dari Terzaghi.

Tabel 2. Kondisi tanah yang ditinjau di jalan tol Medan – Kualanamu

Lapisan	Kedalaman (m)	C_c	C_v (m ² /hari)	e_0	γ_{wet} (KN/m ³)	γ_{dry} (KN/m ³)
Timbunan	4.25	0.250	0.001	0.500	18.46	15.43
Silty Fine Sand	0.80	0.087	0.020	0.116	19.20	14.70
Coarse sand	3.70	0.071	0.025	0.108	19.50	16.50
Clayey Sand	8.30	0.071	0.025	0.108	19.50	16.50
Silty Medium Sand	2.20	0.051	0.024	0.099	19.90	14.70
Sand Drain	12.80	NP	NP	0.800	17.00	16.00

a. Koefisien konsolidasi rata-rata (C_v)

Karena kondisi tanah berlapis maka harga C_v diekivalenkan dengan menggunakan Persamaan (2.6) Sehingga diperoleh nilai $C_{v,eq} = 0,0245 \text{ m}^2/\text{hari}$

b. Penurunan Konsolidasi Primer

Perhitungan besar penurunan yang terjadi pada lapisan *silty medium sand* pada saat penimbunan badan jalan dari elevasi +0,40 s/d +0,70 diasumsikan *excess pore water pressure* yang terjadi akibat pekerjaan sebelumnya telah terdisipasi 100%.

1. Tegangan efektif awal (σ'_0) = $1.1 * (19.9 - 9.81) + (8.3 * (19.5 - 9.81)) + (3.3 * (19.5 - 9.81)) + (0.3 * 16.5) + (0.6 * 19.2) + (0.2 * 14) = 143.81 \text{ kPa}$.
2. Perhitungan beban tambahan ($\Delta \sigma'$) akibat penimbunan sama seperti pada perhitungan penurunan elastis.
3. Besar penurunan konsolidasi primer pada lapisan ini dihitung dengan menggunakan Persamaan (2.5) sebagai berikut:

$$S_p = \frac{0.051 * 2.2}{1 + 0.099} \log \left(\frac{143.74 + 5.040}{143.74} \right) = 0.001 \text{ m}$$

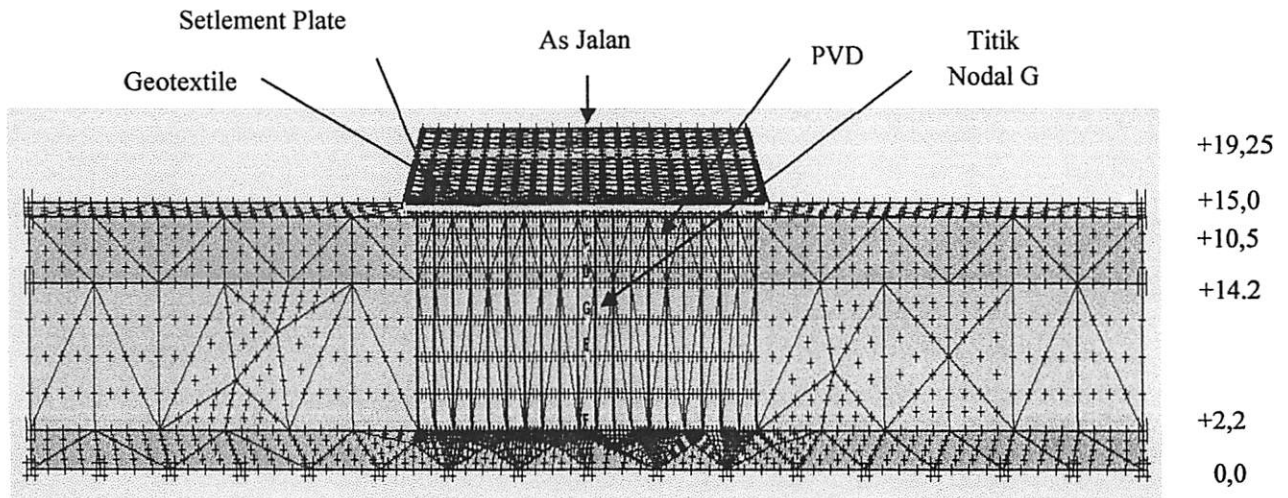
Total penurunan konsolidasi primer 1-D (S_p) = 0,239 m, penurunan total (S) = penurunan elastis (S_e) + penurunan konsolidasi primer 1-D (S_p) = 0,298 m + 0,239 m = 0,536 m

5. PERHITUNGAN DENGAN METODE ELEMEN HINGGA

5.1 Pensimulasian Pelaksanaan Penimbunan Jalan Tol

Pelaksanaan pekerjaan dalam pensimulasian dibagi atas tahapan sebagai berikut:

Tahap ke -1 Penggalian dari elevasi +15,00 s/d +14,80 (hari ke-0), Tahap ke -2 Penimbunan dari elevasi +14,80 s/d +15,00 (hari ke-40), Tahap ke -3 Penimbunan dari elevasi +15,00 s/d +15,40 (hari ke-52), Tahap ke -4 Penimbunan dari elevasi +15,40 s/d +15,70 (hari ke-63), Tahap ke -5 Penimbunan dari elevasi +15,70 s/d +16,00 (hari ke-77), Tahap ke -6 Penimbunan dari elevasi +16,00 s/d +16,30 (hari ke-87), Tahap ke -7 Penimbunan dari elevasi +16,30 s/d +16,60 (hari ke-97), Tahap ke -8 Penimbunan dari elevasi +16,60 s/d +16,90 (hari ke-106), Tahap ke -9 Penimbunan dari elevasi +16,90 s/d +17,20 (hari ke-121), Tahap ke -10 Penimbunan dari elevasi +17,20 s/d +17,50 (hari ke-133), Tahap ke -11 Penimbunan dari elevasi +17,50 s/d +18,10 (hari ke-143), Tahap ke -12 Penimbunan dari elevasi +18,10 s/d +18,40 (hari ke-164), Tahap ke -13 Penimbunan dari elevasi +18,40 s/d +18,70 (hari ke-176), Tahap ke -14 Penimbunan dari elevasi +18,70 s/d +19,00 (hari ke-190), Tahap ke -15 Penimbunan dari elevasi +19,00 s/d +19,25 (hari ke-202).

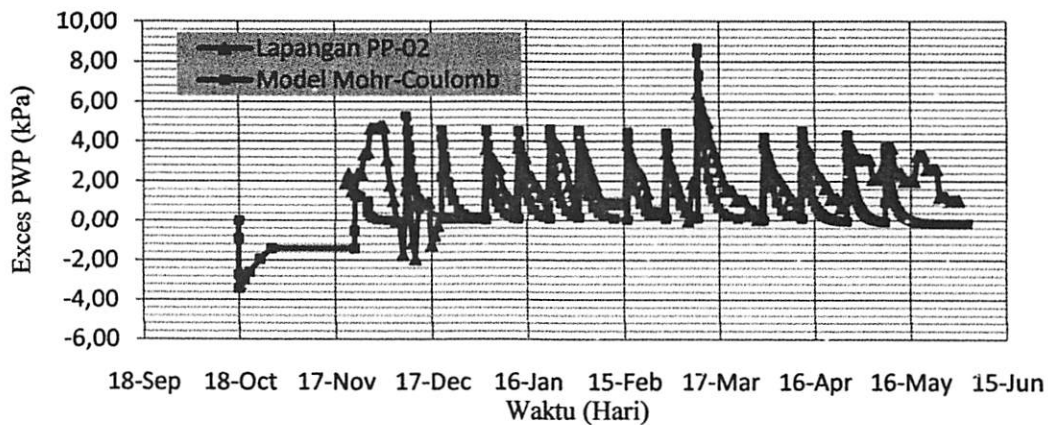


Gambar 9. Lokasi titik nodal peninjauan pesimulasian

5.2 Excess Pore Water Pressure

5.2.1 Excess Pore Water Pressure– Waktu

Respons *excess pore water pressure* terhadap waktu selama pensimulasian di titik tinjauan nodal G pada lapisan *clayey sand* dengan model Mohr-Coulomb sebagai berikut:

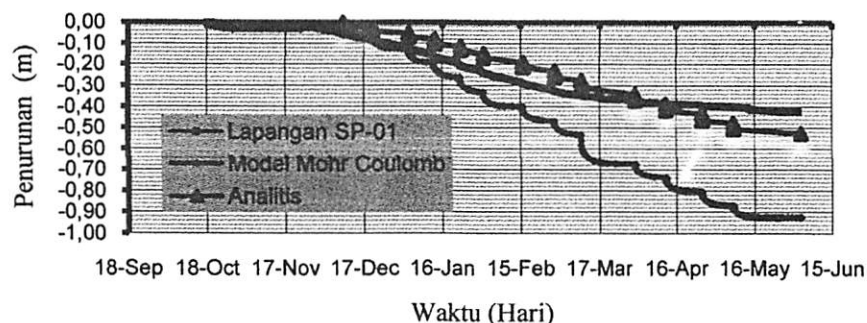


Gambar 10. Disipasi *excess pore water pressure* terhadap waktu dengan pemantaun lapangan dan pemodelan di titik nodal G

Pada Gambar 10 menunjukkan tahap ke-3 dan tahap ke-4, nilai *excess pore water pressure* pada pengamatan lapangan lebih kecil dibandingkan dengan hasil model Mohr-Coulomb, tetapi pada tahap ke-5 sampai dengan tahap ke-15 relatif hampir sama. Perbedaan ini terjadi karena pemberian beban dilapangan (timbunan) tidak sepenuhnya terpola seperti pada pemodelan, baik besar maupun saat pemberiannya, sehingga pensimulasian belum dapat sepenuhnya mengakomodir perilaku pekerjaan di lapangan.

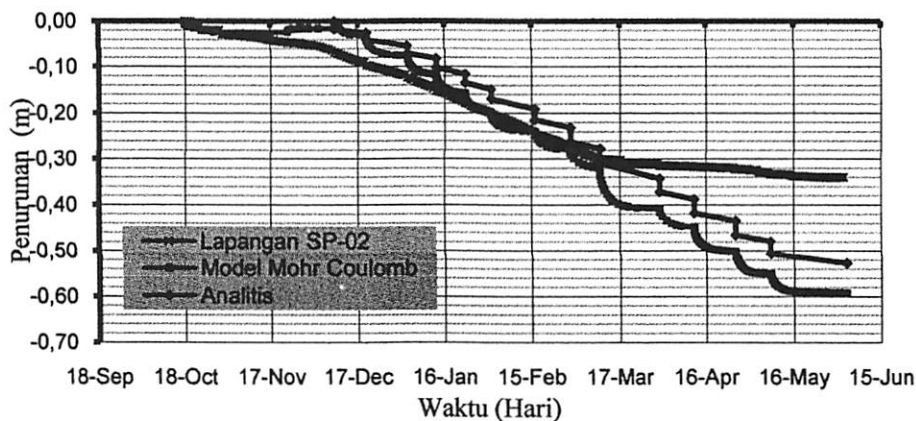
5.3 Besar Penurunan Vertikal

5.3.1 Perbandingan Besar Penurunan Vertikal



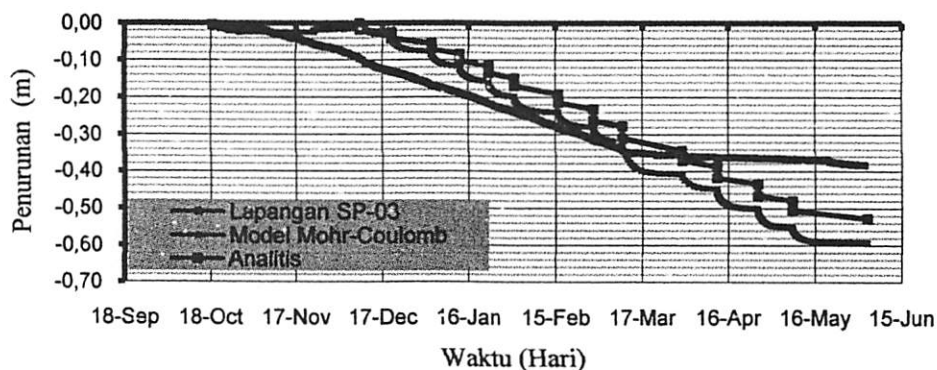
Gambar 11. Grafik penurunan terhadap waktu di lapangan Sta. 42+595 (CL), analitis dan model Mohr-Coulomb pada titik nodal A

Dari Gambar 11 untuk lokasi SP-01 di atas dapat disimpulkan bahwa penurunan total pada tanah di jalan tol Medan - Kualanamu yang didapat dari lapangan Sta. 42+595 (CL), secara analitis dan model Mohr-Coulomb memiliki hasil yang berbeda, masing sebesar 0,423 m, 0,536 m dan 0,924 m pada waktu yang sama yaitu 228 Hari. Hasil dari data pengamatan lapangan menghasilkan penurunan yang lebih kecil dibandingkan dengan FEM.



Gambar 12. Grafik penurunan terhadap waktu di lapangan Sta. 42+600 (L), analitis dan model Mohr-Coulomb pada titik nodal H

Dari Gambar 12 untuk lokasi SP-02 di atas dapat disimpulkan bahwa penurunan dan waktu konsolidasi pada tanah di jalan tol Medan - Kualanamu yang didapat dari lapangan Sta. 42+600 (L), secara analitis dan model Mohr-Coulomb memiliki hasil yang relatif hampir sama, masing sebesar 0,339 m, 0,536 m dan 0,592 m pada waktu yang sama yaitu 228 hari. Hasil dari data pengamatan lapangan menghasilkan penurunan yang lebih kecil dibandingkan dengan FEM.



Gambar 13. Grafik penurunan terhadap waktu di lapangan Sta. 42+600 (R), analitis dan model Mohr-Coulomb pada titik nodal I

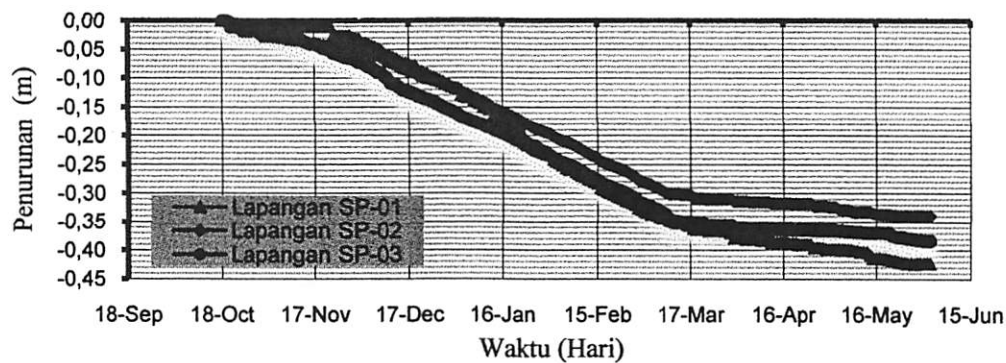
Dari Gambar 13 untuk lokasi SP-03 di atas dapat disimpulkan bahwa penurunan dan waktu konsolidasi pada tanah di jalan tol Medan - Kualanamu yang didapat dari lapangan Sta. 42+600 (L), secara analitis dan model Mohr-Coulomb memiliki hasil yang relatif hampir sama, masing sebesar 0,383 m, 0,536 m dan 0,592 m pada waktu yang sama yaitu 228 hari. Hasil dari data pengamatan lapangan menghasilkan penurunan yang lebih kecil dibandingkan dengan FEM.

Perhitungan analitis penurunan elastis yang dihitung untuk tahap ke-3, tahap ke-4, tahap ke-5, tahap ke-6, tahap ke-7, tahap ke-8, tahap ke-9, tahap ke-10, tahap ke-11, tahap ke-12, tahap ke-13, tahap ke-14, dan tahap ke-15, masing-masing sebesar 0,017 m, 0,015 m, 0,017 m, 0,19 m, 0,018 m, 0,020 m, 0,022 m, 0,029 m, 0,031 m, 0,027 m, 0,029 m, 0,030 m, dan 0,026 m dengan total penurunan elastis sebesar 0,298 m.

Penurunan konsolidasi primer yang dihitung mulai dari tahap awal pemantau lapangan, untuk tahap ke-3, tahap ke-4, tahap ke-5, tahap ke-6, tahap ke-7, tahap ke-8, tahap ke-9, tahap ke-10, tahap ke-11, tahap ke-12, tahap ke-13, tahap ke-14, dan tahap ke-15, masing-masing sebesar 0,027 m, 0,022 m, 0,022 m, 0,020 m, 0,020 m, 0,019 m, 0,018 m, 0,017 m, 0,031 m, 0,015 m, 0,010 m, 0,010 m, dan 0,008 m dengan total penurunan konsolidasi primer sebesar 0,239 m.

Total penurunan (elastis + konsolidasi 1-D) secara analitis sebesar 0,536 m yang lebih kecil dibandingkan dengan model Mohr-Coulomb 0,924 m. Sedangkan hasil pemantauan lapangan pada hari ke-228 (akhir pemantauan) sebesar 0,423 m yang hampir sama dengan hasil perhitungan secara analitis.

5.3.2 Penurunan Vertikal Maksimum di setiap Lapisan Tanah - Waktu



Gambar 14. Grafik perbandingan penurunan terhadap waktu dari data instrumen geoteknik di lapangan SP-01, SP-02, dan SP-03

Pada Gambar 14 menunjukkan besar penurunan yang terjadi terhadap waktu dari data instrumen geoteknik di lapangan SP-01 sebesar 0,423 m, SP-02 sebesar 0,339 m, dan SP-03 sebesar 0,383 m. Penurunan maksimum yang terjadi dari data lapangan berada pada titik pengamatan SP-01 disebabkan berada pada tengah (As) timbunan badan jalan. Hal ini terjadi karena di bawah pusat *embankment* merupakan daerah terjadinya tekanan yang besar akibat beban *embankment* yang di terapkan, sementara pada titik pengamatan lapangan SP-02 dan SP-03 (*toe of embankment*) beban yang terjadi semakin kecil. Beban *embankment* yang diterapkan berakibat tanah tanah dasar fondasi mengalami tekanan, penekanan ini menyebabkan tanah disekitarnya bergerak ke arah luar permukaan tanah dasar. Pergerakan ini ditahan oleh tanah dasar yang berada dekat permukaan. Apabila tanah terdorong ke atas yang mengakibatkan pengembangan tanah di luar area *embankment*.

6. KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan pembahasan dan penganalisaan sebelumnya yang berhubungan dengan konsolidasi pada tanah akibat beban timbunan, dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Pada tahap ke-3 dan tahap ke-4, nilai *excess pore water pressure* pada pengamatan lapangan lebih kecil dibandingkan dengan hasil model Mohr-Coulomb, tetapi pada tahap ke-5 sampai dengan tahap ke-15 relatif hampir sama. Perbedaan ini terjadi karena pemberian beban dilapangan (timbunan) tidak sepenuhnya terpola seperti pada pemodelan, baik besar maupun saat pemberiannya, sehingga pensimulasian belum dapat sepenuhnya mengakomodir perilaku pekerjaan di lapangan.
2. Disipasi *excess pore water pressure* akibat adanya penggunaan PVD semakin memperpendek jalur drainase pada lapisan tanah lunak sehingga mempercepat proses disipasi. Sebelum diberikan PVD, arah disipasi *excess pore water pressure* hanya terjadi dalam arah vertikal. Namun, setelah digunakan PVD maka *excess pore water pressure* dapat terjadi dalam 2 arah yaitu vertikal dan horizontal. Pengaruh PVD terhadap kelebihan tekanan air pori memperlihatkan bahwa pada daerah yang terletak di daerah pengaruh PVD mengalami perubahan yang besar di akhir proses konsolidasi. Hal ini terjadi karena air pori terdisipasi dengan cepat akibat pemasangan PVD.
3. Total penurunan mulai tahap ke-1 sampai akhir tahap ke -15 pada tanah di jalan tol Medan-Kualanamu yang didapat dari lapangan Sta. 42+600 (L) sebesar 0,339 m yang relatif sama dengan hasil penurunan secara analitis dan model Mohr-Coulomb titik nodal H masing-masing sebesar 0,536 m dan 0,592 m.
4. Total penurunan mulai tahap ke-1 sampai akhir tahap ke -15 pada tanah di jalan tol Medan-Kualanamu yang didapat dari lapangan Sta. 42+600 (R) sebesar 0,383 m yang relatif sama dengan hasil penurunan secara analitis dan model Mohr-Coulomb titik nodal I masing-masing sebesar 0,536 m dan 0,592 m.
5. Besar penurunan yang terjadi terhadap waktu dari data instrumen geoteknik di lapangan SP-01 sebesar 0,423 m, SP-02 sebesar 0,339 m, dan SP-03 sebesar 0,383 m. Penurunan maksimum yang terjadi dari data lapangan berada pada titik pengamatan SP-01 disebabkan berada pada tengah (As) timbunan badan jalan. Hal ini terjadi karena di bawah pusat *embankment* merupakan daerah terjadinya tekanan yang besar akibat beban *embankment* yang di terapkan, sementara pada titik pengamatan lapangan SP-02 dan SP-03 (*toe of embankment*) beban yang terjadi semakin kecil. Beban *embankment* yang diterapkan berakibat tanah tanah dasar fondasi mengalami tekanan, penekanan ini menyebabkan tanah disekitarnya bergerak ke arah luar permukaan tanah dasar. Pergerakan ini ditahan oleh tanah dasar yang berada dekat permukaan. Apabila tanah terdorong ke atas yang mengakibatkan pengembangan tanah di luar area *embankment*.

6.2 Saran

1. Untuk dapat membandingkan respon program secara benar, perlu suatu penelitian lanjutan dengan menyiapkan lokasi, peralatan dan waktu yang benar-benar dipersiapkan untuk penelitian.

2. Dalam membandingkan besar penurunan secara analitis, secara metode elemen hingga (FEM) dan data instrumen geoteknik dari lapangan, diharapkan pemasangan instrument geoteknik juga telah terpasang sejak awal, sehingga penurunan yang terjadi setiap saat dapat diamati dengan baik.
3. Sebaiknya dalam pemodelan suatu struktur geoteknik setiap jenis lapisan tanah yang berbeda tidak dimodelkan dengan hanya satu model tanah, disarankan dengan menggunakan model tanah yang berbeda-beda pula.

DAFTAR PUSTAKA

- Asaoka A., 1978. "Observation Prosedure of Settlement Prediction". Jurnal Japanese Society of Soil Mechanich and Fondation Engineering, Vol.18 No. 4.
- Atkinson JH. Bransby P.L. 1978. *The Mechanics of Soils*. Mc Graw-Hill. London.
- Barron R.A., 1948. Consolidation of fine-grained soils by drains wells. Transactions of the ASCE. Vol. 113, Paper No. 2346, pp. 718-754.
- Biot M. A., 1941. "General Theory of Three-Dimensional Consolidation". Jurnal of Applied of Physics. Vol.12.
- Biot M. A., 1956. "General Solution of the Equations of Elasticity and Consolidation for Porous Material". Journal Applied of Mechanics. Vol.23. PP 91-96.
- Bowles J. E., 1993. *Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah)*, Edisi Kedua. Jakarta : Erlangga.
- Chai J. C., and Miura N., 1999. "Investigation of Factors Affecting Vertical Drain Behavior". Journal Geotech.Engrg. ASCE. March 1999. PP 216-226.
- Cook, R. D., Malkus, D.S., and Plesha, M. E., 1989. *Concepts and Application of Finite Element Analysis*. 3rdEdition. John Wiley & Sons. New York.
- Craig R. F., 1991. *Mekanika Tanah*, Edisi Keempat. Jakarta : Erlangga.
- CUR. Centre for Civil Engineering Research and Codes. 1996. Building on Soft Soils Design and Construction of Earth Structures Both on & into Highly Compressible Subsoils of Low Bearing Capacity. A.A Balkema/Rotterdam/Brookfield.
- Das B. M., 1995. *Mekanika Tanah dalam Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik*, Jilid 1. Jakarta : Erlangga.
- Das, B. M., 1983. *Advanced Soil Mechanics*. Washington : McGraw-Hill Book Company
- Hansbo S., 1960. *Consolidation of Clay with Special Reference to Influence of Vertical Sand Drains*, Swedish Geotechnical Institute. Proc. No. 18, 41-61.
- Hansbo S., 1979. *Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains*. *Ground Engineering*, July, Vol. 12, No.5.
- Hansbo S., 1981. *Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains*. *Proceedings*, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, Stockholm.
- Hansbo S., 1997. *Practical aspects of vertical drain design*. *Proceedings*, 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, Hamburg.
- Holtz R. D. et. al., 1991. *Prefabricated Vertical Drains: Design and Performance*, CIRIA ground engineering report: ground improvement. Oxford: Butterworth – Heinemann Ltd.
- Holtz R. D. et. al., 1981. *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Prentice-Hall. INC. Englewood Cliffs.
- Sianipar H. J., 2010. "Analisa Perhitungan Penurunan dan Waktu Konsolidasi pad Tanah di Apron Bandara Kualammu secara Analitik dan program Plaxis". Skripsi Universitas Sumatera utara.
- Iskandar R., 1999. Tesis Magister "Analisis Tegangan-Regangan-Waktu pada Konsolidasi Biot dengan Menggunakan Pemodelan Tanah DruckerPrager". Institut Teknologi Bandung.
- Joleha, 2001. "Analisa Drainase Vertikal untuk Mempercepat Konsolidasi pada Tanah Lunak", Dalam Jurnal Natur Indonesia.
- Juliana, N., 2012. Tesis Magister "Analisis Efek Prefabricated Vertical Drain pada Timbunan Tanah Lunak di Bandara Udara Kualanamu.". Universitas Sumatera Utara.
- Mayono, O., 2011. Tesis Magister "Analisis Perbandingan Karakteristik Pemurunan dengan Metode Analitik, Numerik dan Monitoring Lapangan pada Perbaikan Tanah dengan Sistem Preloading Dikombinasikan PVD pada Area Bore Hole II Apron Bandara Kualanamu". Universitas Sumatera Utara.
- Munir W. D., 1990. *Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics*. Cambride University Press.
- Nawir H. et. al., 2002. *Prediksi Penurunan Tanah Menggunakan Prosedur Observasi Asaoka*. Dalam Jurnal Teknik Sipil Institut Teknologi Bandung. Studi Kasus: Timbunan di Bontang, Kalimantan Timur
- Russel D., Landau R. E., Hird, C. C., Pyrah, I. C., 1999. "Plane Strain Modeling of Smear Effects Associated with Vertical Drain. Discussion". Journal Geotech Engrg. ASCE. January 1999. 96-99.
- Suyono S. dan Kazoto N., 1984. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta : Pradya Paramita.

ANALISIS PERBANDINGAN SAMBUNGAN MOMEN TIPE PELAT UJUNG (*END PLATE*) DAN PELAT SAYAP (*FLANGE PLATE*) PADA BALOK KOLOM PORTAL BAJA

Albertus Simbolon¹⁾, Johannes Tarigan²⁾, Sanci Barus³⁾

¹⁾Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil USU

²⁾Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil dan Program Studi Magister Teknik Sipil USU

³⁾ Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil dan Program Studi Magister Teknik Sipil USU

Abstrak

Sambungan tipe pelat ujung biasanya paling banyak digunakan pada sambungan struktur baja yang memikul momen, sambungan ini dapat berupa pelat ujung yang dilas ke balok dan disambung ke kolom dengan baut, pelat ujung ini dapat dibuat tanpa penambahan atau pengaku (*flush plate*), maupun pelat ujung dengan penambahan atau pengaku (*extended end plate*), selain itu sambungan baja yang memikul momen dapat juga dilakukan dengan sambungan pelat sayap dimana pelat penyambung disambung dengan menggunakan baut ke balok dan dengan las ke kolom. Pada percobaan balok kolom baja WF dengan menggunakan pelat ujung mempunyai kemampuan yang lebih baik dalam menahan beban dibandingkan sambungan pelat sayap baik, hal ini dapat terlihat dari beban batas maksimum sambungan pelat ujung lebih besar dibandingkan sambungan pelat sayap baik secara dengan metode elemen hingga maupun percobaan. Beban batas maksimum sambungan dengan menggunakan pelat ujung sebesar 1,087 kali lebih besar dibandingkan sambungan dengan menggunakan pelat sayap dari hasil elemen hingga dan 1,105 kali lebih besar berdasarkan percobaan. Beban batas maksimum sambungan dengan pelat ujung sebesar 51,8% dengan elemen hingga dan 58,0% dengan percobaan dibandingkan terhadap sambungan rigid atau kaku sedangkan untuk sambungan dengan pelat sayap sebesar 47,6% dengan elemen hingga dan 52,4% dengan percobaan dibandingkan terhadap sambungan rigid atau kaku. Perbedaan batas beban maksimum untuk sambungan pelat ujung dari hasil percobaan dan elemen hingga adalah sebesar 10,6% sedangkan pada sambungan pelat sayap perbedaannya adalah 9,18%. Kapasitas disain sambungan berdasarkan AISC-LRFD 2010 adalah sebesar 3740 kg untuk pelat ujung dan 3180 kg untuk pelat sayap.

Kata kunci: kekakuan sambungan baja, pelat ujung, pelat sayap, beban batas.

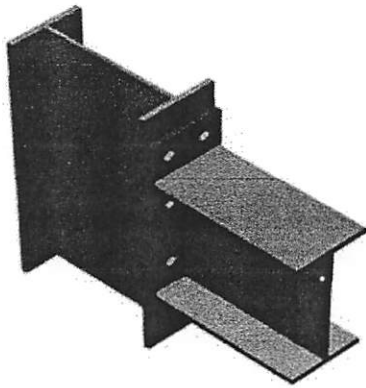
1. PENDAHULUAN

Struktur baja menjadi lebih populer untuk bangunan bertingkat rendah akibat dari keuntungan ekonomisnya, seperti mengurangi periode struktur, efektifitas biaya dan kemudahan dalam pelaksanaan. Untuk itu maka banyak dikembangkan detail sambungan balok kolom untuk penggunaan struktur baja pada bangunan bertingkat rendah. Tipe sambungan baja untuk menahan momen biasanya digunakan sambungan pelat ujung (*end plate*) seperti terlihat pada Gambar 1., selain sambungan tipe pelat ujung, sambungan momen dapat juga dibuat dengan menggunakan pelat sayap (*flange plate*) seperti Gambar 2, dalam hal ini permasalahan yang ada seberapa kuat sambungan pelat sayap dibandingkan sambungan pelat ujung

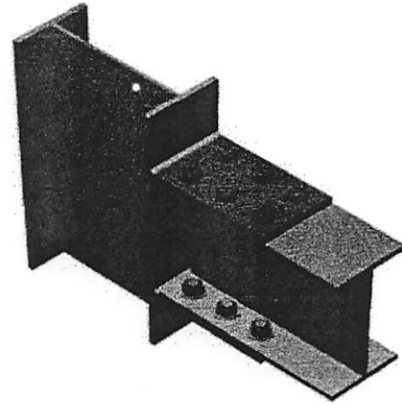
2. TUJUAN

Adapun tujuan dari penulisan ini adalah:

- a. Menentukan beban-lendutan sambungan pelat ujung dan pelat sayap hasil percobaan dan elemen hingga
- b. Membuat grafik beban-lendutan hasil percobaan dan elemen hingga sambungan pelat ujung dan pelat sayap, dan dibandingkan dengan sambungan rigid hasil elemen hingga
- c. Menentukan beban batas sambungan pelat ujung dan pelat sayap hasil percobaan dan elemen hingga
- d. Menentukan kekakuan sambungan pelat ujung dan pelat sayap hasil percobaan dan elemen hingga.



Gambar 1. Tipe sambungan pelat ujung



Gambar 2. Tipe sambungan pelat sayap

3. TINJAUAN PUSTAKA

Kekakuan sambungan mempunyai peranan penting didalam menghitung gaya dalam dan deformasi untuk struktur statis tak tentu

Menurut AISC-LRFD, ada 3 (tiga) jenis dasar sambungan, yaitu :

1. Sambungan Sederhana (*Simple/Flexible connection*) dimana rotasi relatif besar atau derajat pengekangan ujung kurang 20 % terhadap kapasitas yang diperlukan untuk mencegah perubahan sudut
2. Sambungan Kaku (*Rigid Connection*) dimana rotasi atau derajat pengekangan antara 20 % - 90 % terhadap kapasitas yang diperlukan untuk mencegah perubahan sudut
3. Sambungan Semi Kaku (*Semi Rigid Connection*) dimana rotasi lebih dari 90 % terhadap kapasitas yang diperlukan untuk mencegah perubahan sudut

3.1 Perencanaan berdasarkan AISC-LRFD 2010

a. Perencanaan sambungan pelat ujung, memperhitungkan kapasitas dari:

Leleh pada pelat
Momen tanpa gaya unkit baut
Momen dengan gaya unkit baut tarik
Leleh geser

b. Perencanaan sambungan pelat sayap memperhitungkan kapasitas dari:

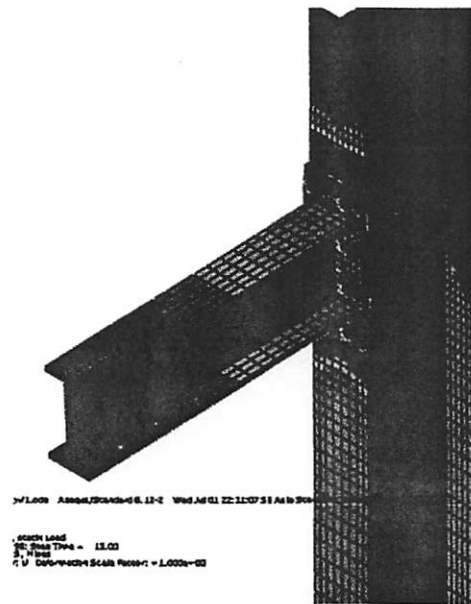
Berdasarkan tarik/tekan sambungan
Berdasarkan geser sambungan
Berdasarkan blok geser
Berdasarkan tumpuan sambungan

4. METODOLOGI

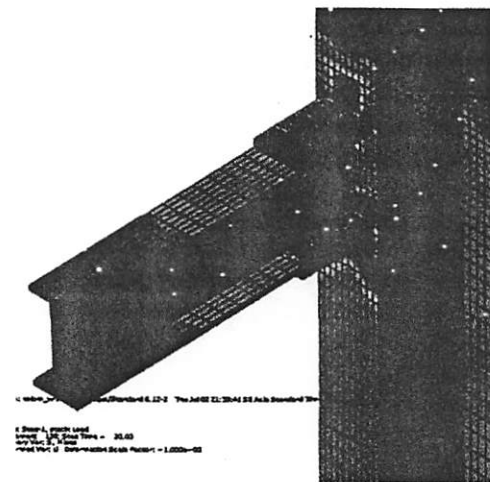
Adapun metodologi yang digunakan dalam menganalisis tipe sambungan pelat ujung dan pelat sayap adalah berdasarkan metode elemen hingga dan dengan percobaan di laboratorium

4.1 Pemodelan dengan elemen hingga

Pemodelan untuk baut, pelat balok dan kolom pada sambungan pelat ujung seperti pada Gambar 3. dan pelat sayap pada Gambar 4. menggunakan elemen *solid* dalam hal ini elemen *solid* kontinum 8 nodal (C3D8) dipilih pada program elemen hingga untuk semua komponen sambungan.



Gambar 3. Distribusi tegangan pada pemodelan sambungan dengan pelat ujung



Gambar 4. Distribusi tegangan pada pemodelan sambungan dengan pelat sayap

4.2 Percobaan (Eksperimen)

Sebelum dilakukan percobaan maka harus dipersiapkan bahan dan peralatan yang digunakan Adapun bahan dan peralatan yang digunakan adalah sebagai berikut

a. Bahan

- WF 200 x 100x 5.5 x 8 untuk kolom
- WF150x75x5x7 untuk balok
- Pelat penyambung tebal 10mm
- Baut mutu biasa ukuran $\frac{1}{2}$ "(12.7mm)x1 $\frac{1}{2}$ "(38.1mm)
- Las tebal 5mm
- Pelat dudukan

b. Peralatan

Strain Gauges

Portable Data Logger 1 buah

Load Cell 1 buah

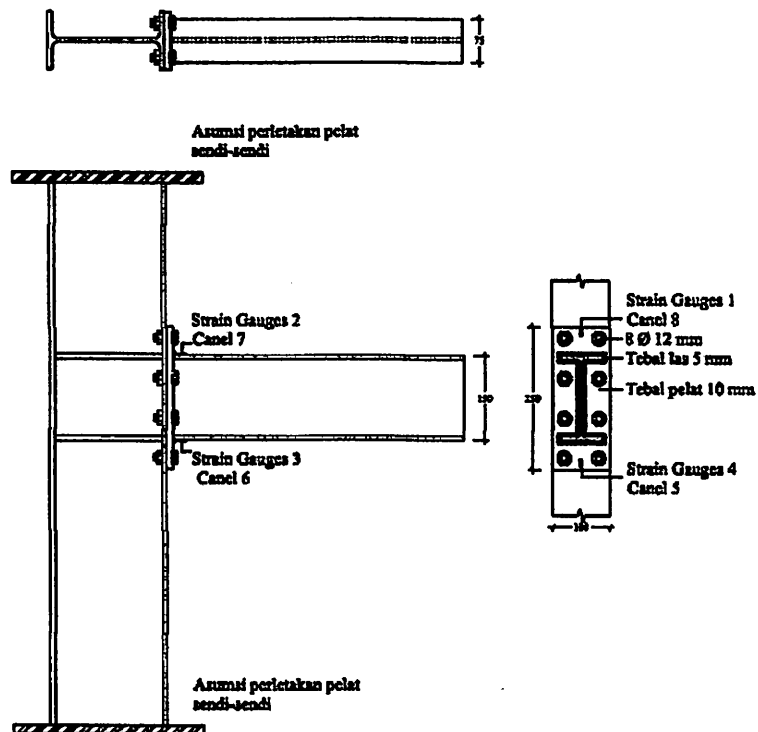
Hydraulic Jack 1 buah

LVDT 3 buah

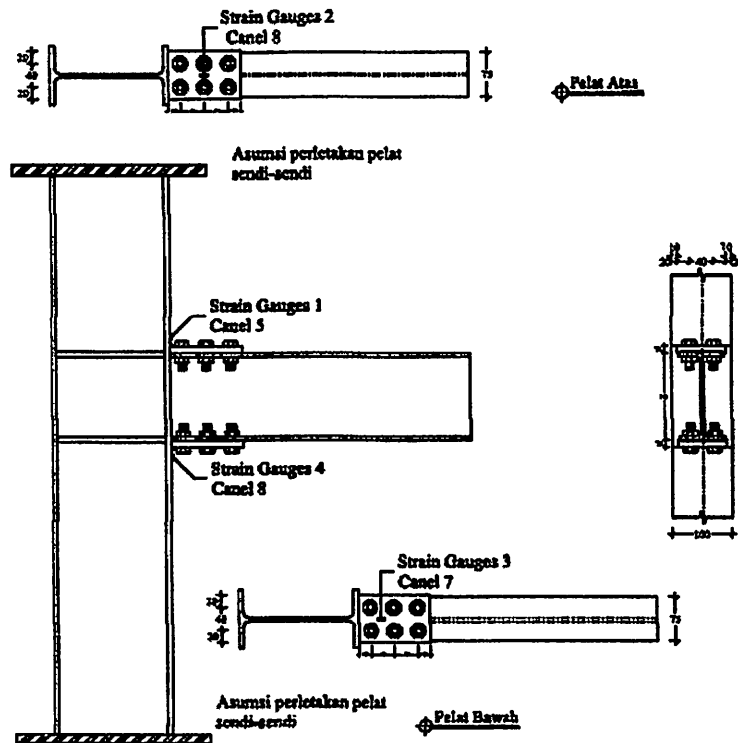
Kunci momen

Peralatan lainnya

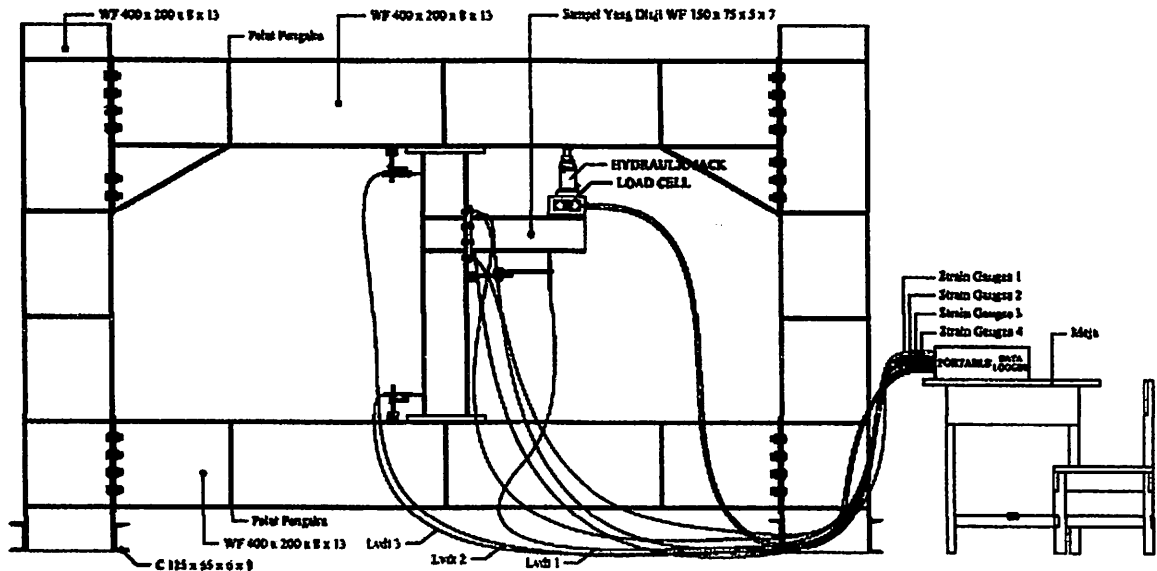
Posisi penempatan strain gauges untuk percobaan dengan pelat ujung dan pelat sayap dapat dilihat pada Gambar 5. dan Gambar 6. , sedangkan untuk pemasangan dan penempatan alat dapat dilihat pada Gambar 7.



Gambar 5. Penempatan *strain gauge* pada sambungan pelat ujung



Gambar 6. Penempatan *strain gauge* pada sambungan pelat sayap



Gambar 7. Peletakan benda uji, *Strain Gauges*, *Load Cell*, *Hydraulic Jack* dan *LVDT* dihubungkan dengan *Portable Data Logger*.

c. Langkah-langkah pengujian benda uji di laboratorium:

Pasang baut sesuai yang direncanakan.

Haluskan/ratakan permukaan profil dengan amplas/kertas pasir

Bersihkan permukaan besi

Rekatkan *strain gauges* ke permukaan benda uji

Pasang *strain gauges* sesuai kebutuhan

Hubungkan *strain gauges* ke *data logger*.

Pasang *Load Cell* diujung balok overhang

Hubungkan *Load Cell* dengan *data logger*.

Pasang *Hydraulic Jack* diatas benda uji

Pembebanan awal 0 kg, dengan penambahan beban rata-rata 200 kg.

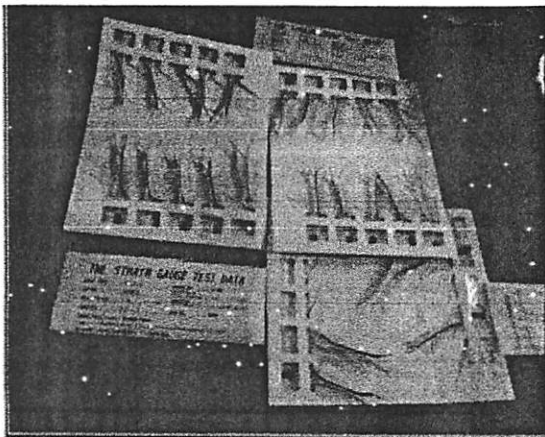
Setiap penambahan beban dilakukan pembacaan dan pencatatan *data logger*.

Pembacaan *data logger* tidak bertambah lagi, maka penambahan beban dihentikan

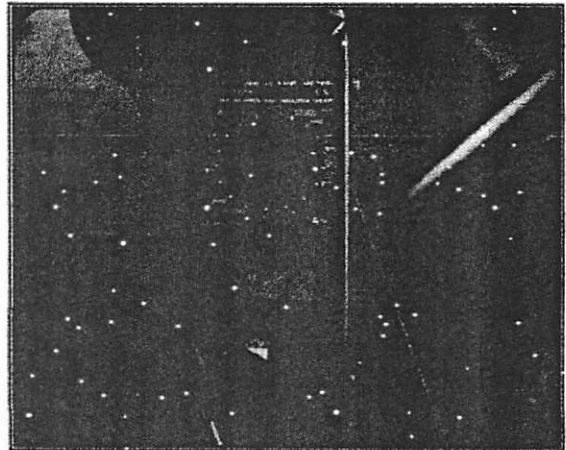
Percobaan dilakukan sampai sambungan berubah bentuk atau baut mengalami putus.

4.2.1 Pelaksanaan percobaan

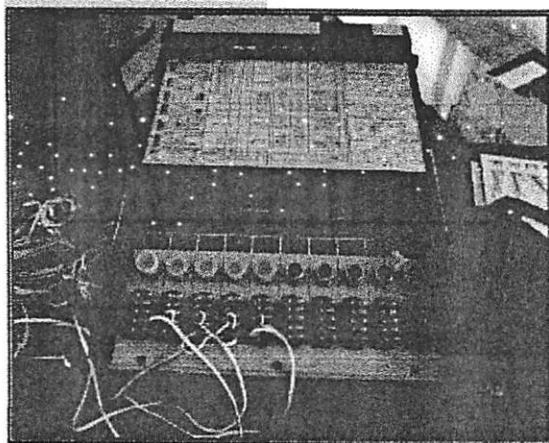
Pada Gambar 8. sampai dengan Gambar 15. di bawah ini akan ditampilkan foto-foto pada saat percobaan dilakukan.



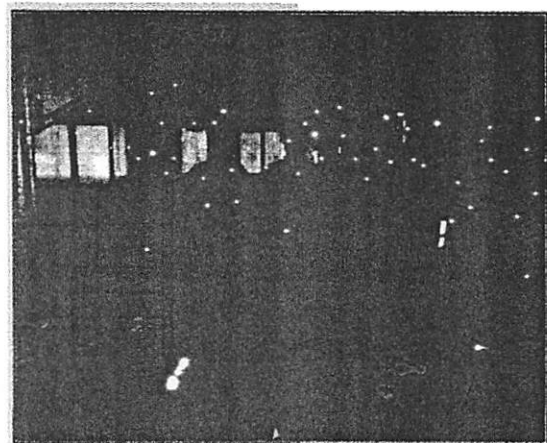
Gambar 8. *Strain Gauges*



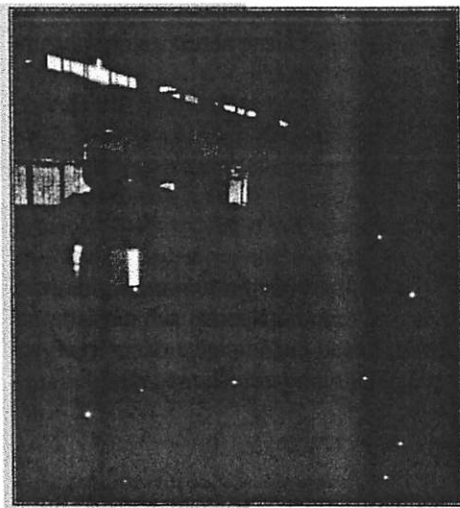
Gambar 9. *Multitester Pengujian Strain Gauges*



Gambar 10. *Data logger 8 channel*



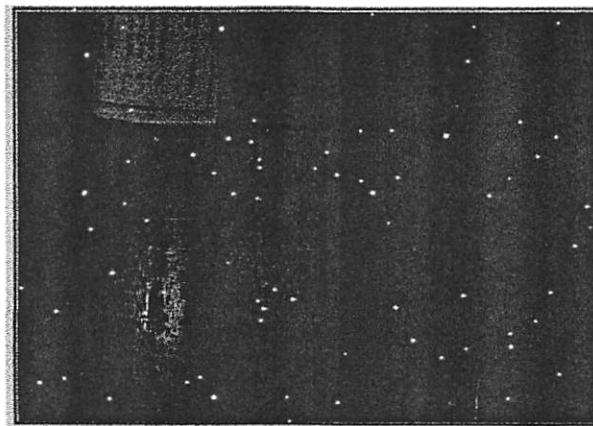
Gambar 11. *Pemasangan Strain Gauges dan Load Cell*



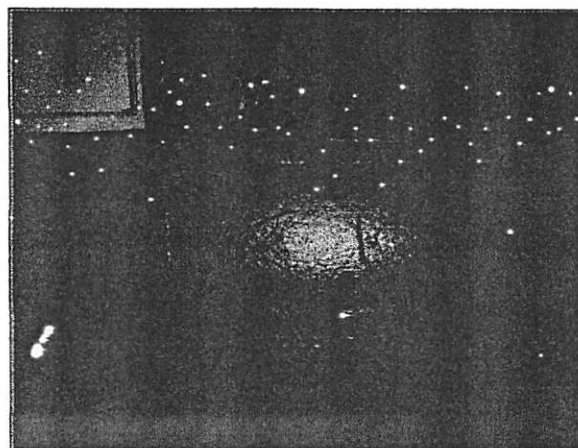
Gambar 12. Pemberian beban pada *hydraulic jack*



Gambar 13. Pembacaan beban pada *data logger*



Gambar 14. Balok dengan sambungan pelat ujung yang diuji

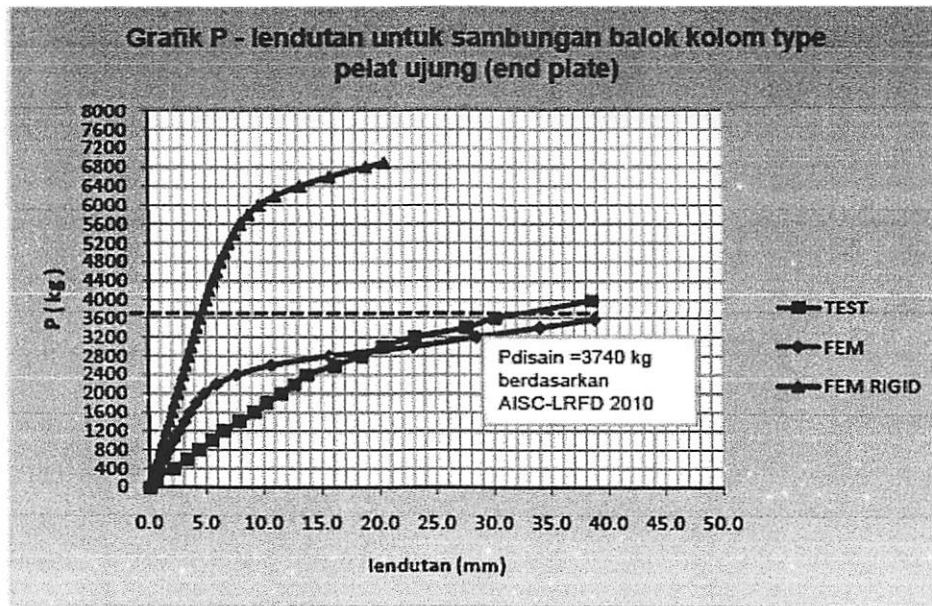


Gambar 15. Balok dengan sambungan pelat sayap yang diuji

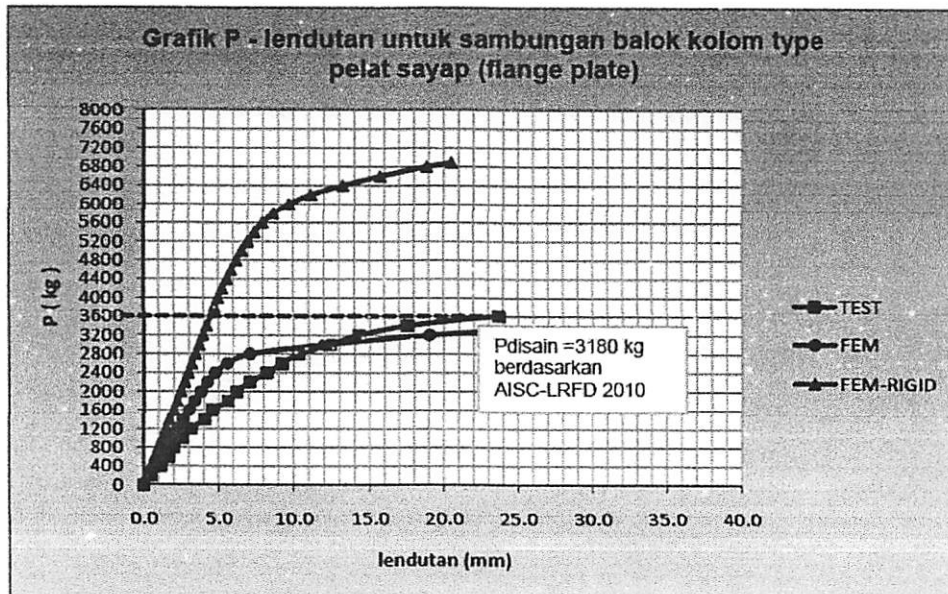
5. ANALISIS DATA

5.1 Hasil percobaan dan numerik (metode elemen hingga)

Grafik hasil percobaan dan numerik (metode elemen hingga) dapat dilihat pada Gambar 16. dan Gambar 17. di bawah ini



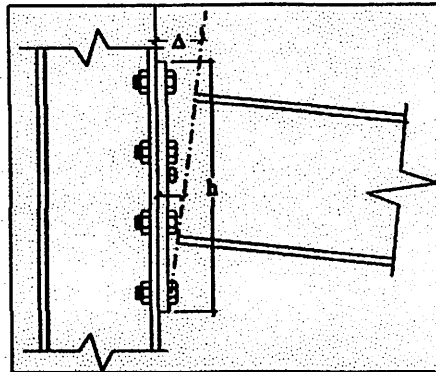
Gambar 16. Grafik perbandingan beban-lendutan sambungan dengan pelat ujung hasil percobaan dan elemen hingga



Gambar 17. Grafik perbandingan beban-lendutan sambungan dengan pelat sayap hasil percobaan dan elemen hingga

5.2 Kekakuan sambungan

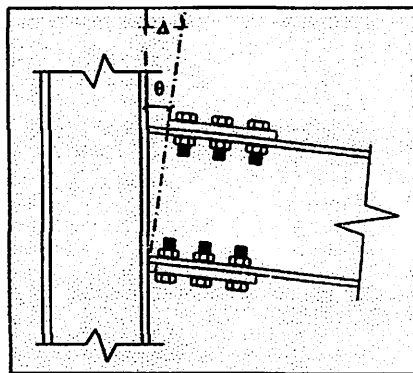
Pada Gambar 18. dan Gambar 19. adalah model untuk menghitung kekakuan pada sambungan dengan pelat ujung dan pelat sayap.



Gambar 18. Model untuk menentukan kekakuan sambungan pelat ujung

Dari hasil perhitungan diperoleh kekakuan untuk sambungan berdasarkan percobaan adalah:

$R_{ki} = 9,488E+05$ kg.cm untuk sambungan pelat ujung, $R_{ki} = 1,156E+06$ kg.cm untuk sambungan pelat sayap



Gambar 19. Model untuk menentukan kekakuan sambungan pelat sayap

sedangkan kekakuan untuk sambungan berdasarkan elemen hingga adalah:

$R_{ki} = 8,421E+05$ kg.cm untuk sambungan pelat ujung, $R_{ki} = 1,077E+06$ kg.cm untuk sambungan pelat sayap

6. KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil analisa percobaan dan studi numerik dengan metode elemen hingga, dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Sambungan pelat ujung mempunyai kemampuan lebih baik dalam menahan beban dibandingkan pelat sayap, dimana untuk hasil *FEM* beban batas maksimum sambungan pelat ujung sebesar 1,087 kali pelat sayap, untuk hasil percobaan beban batas maksimum sambungan pelat ujung sebesar 1,105 kali pelat sayap.
2. Untuk hasil elemen hingga berdasarkan grafik, beban batas maksimum sambungan pelat ujung sebesar 51,8% atau 0,518 dan pelat sayap 47,6% atau 0,476 dibandingkan sambungan rigid. Untuk hasil percobaan berdasarkan grafik, beban batas maksimum sambungan pelat ujung sebesar 58% atau 0,58 dan pelat sayap 52,4% atau 0,524 dibandingkan sambungan rigid.
3. Perbedaan kapasitas sambungan pelat ujung dari percobaan dan elemen hingga adalah sebesar 10,6% dan pelat sayap sebesar 9,18%.

4. Kekakuan sambungan pelat ujung hasil percobaan dan metode elemen hingga perbedaannya sebesar 11.87% dan pelat sayap adalah sebesar 6.83%

6.2 Saran

Dari hasil eksperimen dan analisis numerik dengan metode elemn hingga yang telah dilakukan, beberapa hal penulis sarankan untuk penelitian selanjutnya yaitu:

1. Perlunya dilakukan persiapan dan pemeriksaan peralatan yang lebih baik di laboratorium termasuk penyetelan tumpuan benda uji agar sesuai dengan pemodelan
2. Agar dapat dilakukan penelitian dengan jumlah dan jarak baut yang lebih bervariasi
3. Jumlah benda uji yang lebih banyak pada saat percobaan hendaknya menjadi pertimbangan.

Daftar Pustaka

- Abdollahzadeh, G. and Shabanian, S. M. 2013. Investigation the Behavior of Beam to Column Connection with Flange Plate by Using Component Method. *Iranica Journal of Energy & Environment* 4, pp. 238-242.
- Abdollahzadeh, G. and Shabanian, S.M. 2013. Analytical and Experimental Studies on Behavior of Beam to Column Connections with Flange Plate under Monotonic Loading. *Iranica Journal of Energy & Environment* 4, pp. 208-211.
- Anonim. 2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung SNI 03-1729-2002*. Departemen Pekerjaan Umum.
- Barus, S. dan Panjaitan, R. 2008. Analisis Baut Mutu Tinggi Serta Aplikasinya pada Hubungan Balok dan Kolom. *Jurnal Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara*.
- Chen, W.F. and Liu, E.M. 1991. *Stability Design of Steel Frame*. CRC Press Boca Raton, FL, 380 pp.
- Chen, W.F. and Toma, S. 1995. *Advanced Analysis of Steel Frames*. CRC Press Boca Raton, FL, 383 pp.
- Chen, W.F. and Kishi, N. 2011. *Semi-rigid Connections Handbook*. J. Ross Publishing Inc.
- Dewobroto, W. 2015. *Struktur Baja Gedung, Perilaku, Analisis & Desain-AISC 2010*. Universitas Pelita Harapan.
- Ivanyi, M. and Baniotopoulos, C. 2000. *Semirigid connections in structural steel work*. Springer Verlag.
- Liu, G. R. and Quek, S. S. 2003. *The Finite Element Method : A Practical Course*. Department of Mechanical Engineering, National University of Singapore.
- Maggi, Y. I., Goncalves, R. M., Leon, R. T., and Ribeiro, L. F. L. 2005. Parametric analysis of steel bolted endplate connections using finite element modelling. *Journal of Constructional Steel Research*, 30(10), pp.2677-2686.
- Mangkoesebroto, S. P. 2007. *SI 3212, Struktur Baja*. ITB Bandung.
- Murray, T. M. 2003. *AISC Design Guide Series 16, Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections*. American Institute Of Steel Conctruction.
- Noname 2010. *Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-10*. American Institute of Steel Construction.
- Rumbiteruna, D. 2007. *Catatan Kuliah Konstruksi Baja 1*. Fakultas Teknik Sipil USU, Medan.
- Setiawan A. 2008. *Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03-1729-2002)*. Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Salmon, G. C. dan Jhonson E. J. 1996. *Struktur Baja Desain dan Perilaku Jilid I Edisi Kedua*. Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Segui, W. T. 2013., *Steel Design, 5th Edition*. Cengage Learning.
- Subramanian, N. 2010., *Steel Structure, Design and Practice*, Oxford University Press.
- Tarigan, J. 2007. *Analisa Struktur Elemen Hingga (Finite Element Methode)*. Universitas Sumatera Utara.
- Salmon, Charles G. dan Jhon E. Jhonson. 1980, "Struktur Baja Desain dan Perilaku Jilid I Edisi Kedua. Terjemahan oleh Wira. 1996, "Jakarta: Penerbit Erlangga
- Salmon, Charles G. dan Jhon E. Jhonson. 1980, "Struktur Baja Desain dan Perilaku Jilid II Edisi Kedua. Terjemahan oleh Wira. 1996, "Jakarta: Penerbit Erlangga
- Sang-Dae Kim, Sang-Seup Kim and Young K. Ju (2008), "Strength evaluation of beam-column connection in the weak axis of H-shaped column." *Engineering Structures* 30, 1699-1710.
- Segui, W. T. (2013), "Steel Design, 5th Edition. "Cengage Learning.
- Simoes da Silva, L. (2008), "Towards a consistent design approach for steel joints under generalized loading." *Journal of Constructional Steel Research*, 64(9) pp 1059-1075.
- Wai Fah Chen, Norimitsu Kishi (2011), "Semi-rigid Connections Handbook. "J. Ross Publishing Inc.
- Yee YL, Melchers RE (1986), "Moment-rotation curves for bolted connections. " *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 112(3) pp 615-635.

ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN LOADING TEST TIANG DIAMETER 0,6 M MENGGUNAKAN MODEL TANAH MOHR COULOMB PADA PROYEK APARTEMEN BIRD'S PARK CEMARA MEDAN

Ronaldo Manatar P. Lumbantoruan¹, Roesyanto² dan Rudi Iskandar³

¹ Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil USU (junieli@yahoo.com)

² Dosen Program Studi Magister Teknik Sipil USU (roesyanto@yahoo.com)

³ Dosen Program Studi Magister Teknik Sipil USU (sipil_s2_usu@yahoo.com)

Abstrak

Pondasi tiang pancang adalah jenis pondasi yang digunakan untuk meneruskan/mentransfer beban dari bagian struktur atas/bangunan atas (*upper structure/super structure*) ke lapisan tanah keras. Dalam merencanakan pondasi tiang pancang penentuan daya dukung tiang pancang merupakan permasalahan pokok. Penentuan daya dukung tiang pancang sewaktu perencanaan belum dianggap sempurna sehingga masih dianggap perlu diadakan uji pembebanan tekanan (*loading test*) untuk menentukan daya dukung tiang secara langsung di lokasi tempat pelaksanaan konstruksi. Tujuan penulisan ini menganalisis daya dukung aksial tiang pancang berdasarkan data *standard penetration test* (SPT) dan hasil *loading test*. Menganalisis penurunan pondasi tiang pancang berdasarkan data pengujian pembebanan di lapangan dengan memakai perhitungan metode elemen hingga. Menghitung daya dukung lateral tiang pancang dengan metode Broms serta menghitung efisiensi daya dukung tiang pancang kelompok. Beban rencana 165 ton sama dengan beban kerja *loading test* pada beban 100% beban rencana. Beban maksimum 330 ton sama dengan beban maksimum *loading test* pada beban 200% beban rencana. Daya dukung pondasi tiang pancang berdasarkan data *standard penetration test* dengan menggunakan metode Meyerhof 237,70 ton, pada *loading test* menggunakan metode Davisson 247,5 ton, metode Mazurkiewicz 340 ton dan metode Chin 384 ton. Penurunan pondasi tiang pancang dengan beban 200% sama dengan 330 ton berdasarkan elemen hingga 9,05 mm lebih besar dari pengujian pembebanan di lapangan 8,55 mm, penurunan plastis pada elemen hingga 3 mm sedangkan di lapangan 2,66 mm, penurunan elastis pada metode elemen hingga 6,05 mm sedangkan di lapangan 5,89 mm. Daya dukung lateral tiang pancang dengan metode Broms 12,40 ton dan efisiensi daya dukung tiang pancang kelompok 66%.

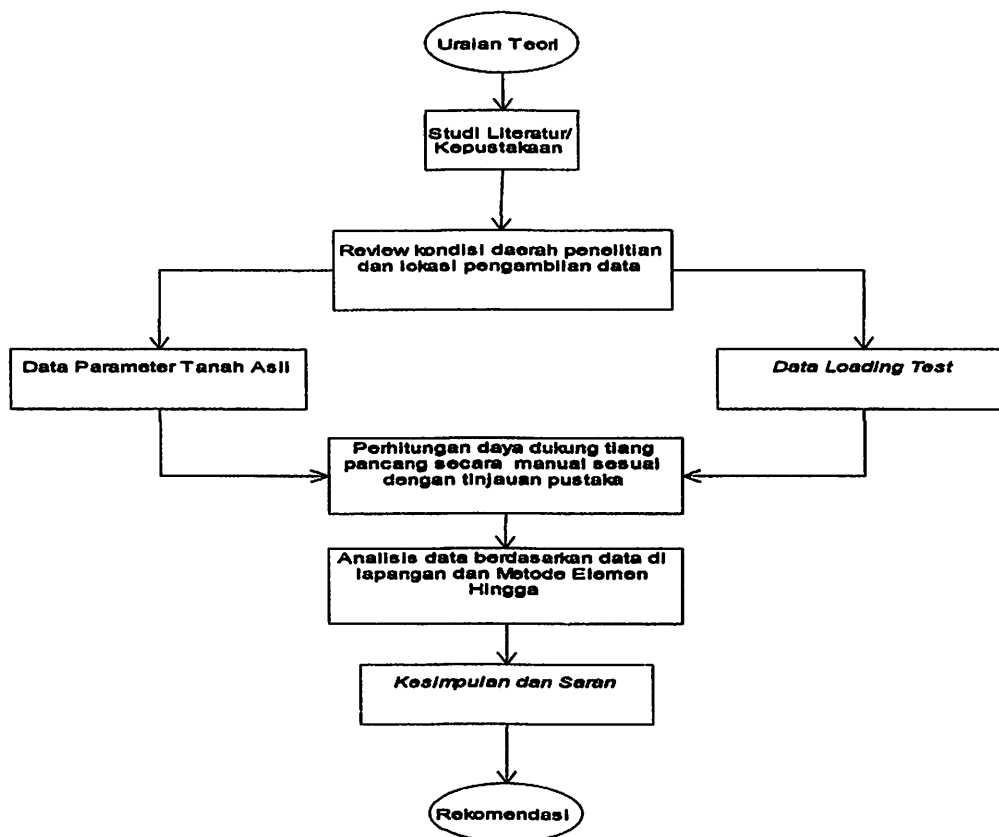
Kata kunci: Metode Elemen Hingga, *Loading Test*

1. Latar Belakang

Proyek pembangunan apartemen *Bird's Park* adalah proyek pembangunan apartemen dengan 30 lantai yang terletak di komplek Cemara Medan Sumatera Utara. Penyelidikan tanah digunakan dengan SPT dengan konsistensi tanah rendah sehingga daya dukung tanah juga rendah, tanah keras terdapat pada kedalaman 18 meter dari permukaan tanah. Alat pancang yang digunakan untuk memancang pondasi dengan *hydraulic jack*, karena di sekitar lokasi proyek terdapat bangunan ibadah, perumahan, restoran dan kolam renang. Test yang digunakan untuk memikul beban dilakukan dengan percobaan *slow maintenance test* dengan *loading test*, dengan penambahan beban 100 % dari beban rencana yang diberikan. *Loading test* yang dilakukan 1 (satu) titik yaitu antara titik *bore hole* 1 (satu) dan titik *bore hole* 2 (dua).

Menganalisis daya dukung ultimit tiang pancang berdasarkan data *standard penetration test* (SPT) dan hasil *loading test*. Menganalisis penurunan pondasi tiang pancang berdasarkan data pengujian pembebanan di lapangan dengan memakai perhitungan metode elemen hingga. Menghitung daya dukung lateral tiang pancang dengan metode Broms. Menghitung efisiensi daya dukung tiang pancang kelompok.

Pada studi ini hanya diutarakan pembahasan tentang daya dukung vertikal tiang pancang yang dilakukan secara tegak lurus yang berada pada titik *bore hole* satu. Model tanah yang digunakan adalah model tanah Mohr Coulomb, dengan mengasumsikan pekerjaan di lapangan dilaksanakan dengan benar, perhitungan penurunan konsolidasi dan gaya tekuk tidak dihitung. Diagram alir penelitian dilaksanakan dengan beberapa tahap yang digambarkan pada Gambar 1.1.



Gambar 1: Tahapan pelaksanaan penelitian

2. Tinjauan Pustaka

2.1. Perencanaan Daya Dukung Tiang Dengan Metode SPT

Perkiraan kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang pada tanah pasir dan *silt* yang didasarkan pada data uji lapangan SPT ditentukan dengan perumusan sebagai berikut:

Kekuatan ujung tiang (*end bearing*), (Meyerhof, 1976).

Untuk tanah pasir dan kerikil (non kohesif) :

$$Q_p = 40 * N\text{-SPT} * L_b/D * A_p < 400 * N\text{-SPT} * A_p \quad (2.1)$$

Untuk tahanan geser selimut tiang non kohesif :

$$Q_s = 2 * N\text{-SPT} * p * L_i \quad (2.2)$$

Kekuatan ujung tiang (*end bearing*) untuk tanah kohesi plastis :

$$Q_p = 9 * C_u * A \quad (2.3)$$

Untuk tahanan geser selimut tiang tanah kohesif adalah :

$$Q_s = \alpha * C_u * p * L_i \quad (2.4)$$

$$C_u = N\text{-SPT} * 2/3 * 10 \quad (2.5)$$

di mana

α = Koefisien adhesi antara tanah dan tiang

C_u = Kohesi Undrained

Q_p = Daya dukung ujung tiang

Q_s = Daya dukung gesek tiang

A_p = Luas penampang tiang

p = keliling tiang

2.2. Daya Dukung Lateral Tiang Pancang

Untuk menentukan apakah tiang berperilaku seperti tiang panjang atau tiang pendek ditentukan dengan rumus pada Tabel 2.6

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta \square}} \dots\dots\dots (2.6)$$

E = Modulus elastisitas tiang

I = Momen inersia (m⁴)

$\eta \square$ = Koefesien variasi modulus yang diperoleh dari hasil uji beban

$\eta \square = 67 \cdot C_u$ Kohesi tanah (kN/m²)

Keruntuhan tanah akibat beban lateral

$$M_{\max} = \gamma \cdot d \cdot L^3 \cdot K_p \dots\dots\dots (2.7)$$

Keruntuhan tiang akibat momen lentur maksimum tiang

$$Hu = \frac{2Mu}{0+0.54 \cdot \sqrt{\gamma \cdot d \cdot K_p}} \dots\dots\dots (2.8)$$

2.3. Efisiensi Daya Dukung Kelompok Tiang

Daya dukung kelompok tiang salah satu dari persamaan efesiensi tiang tersebut, yang disarankan oleh *converse Labarre formula*, sebagai berikut:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \dots\dots\dots (2.9)$$

E_g = Efisiensi kelompok tiang

m = Jumlah baris tiang

n = Jumlah tiang dalam satu baris

θ = arc tg d/s, dalam satu derajat

s = Jarak pusat kepusat tiang (m)

d = Diameter tiang (m) Wg

Kapasitas kelompok tiang berdasarkan SPT:

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a \dots\dots\dots (2.10)$$

E_g = Efisiensi kelompok tiang

Q_a = Kapasitas daya dukung tiang

2.4. Interpretasi Data Uji Pembebanan (*Loading Test*) untuk Daya Dukung

Interpretasi hasil *loading test* untuk menghitung daya dukung tanah dapat dilakukan dengan dan berbagai metode di antaranya metode Davisson, metode Mazurkiewicz dan metode Chin.

3. Hasil dan Pembahasan

3.1. Hasil dan Pembahasan Daya Dukung Berdasarkan Data SPT (*Standard Penetration Test*)

Hasil yang diperoleh dari perhitungan daya dukung ujung tiang pancang dari data-data hasil *standard penetration test* (SPT) dengan metode. Dapat ditinjau perhitungan daya dukung ijin pada lokasi BH-1 pada kedalaman 2 meter

Diameter tiang (D) = 0,6 m

Panjang tiang (L) = 18 m

Luas penampang tiang (A_c) = $\pi \cdot r^2$

$$= \pi \cdot (0.3)^2$$

$$= 0,28$$

Luas tiang pada interval kedalaman (p) = $\pi \cdot D$

$$= \pi \cdot 0,6$$

$$= 1,88$$

Perhitungan nilai *cohesi undrained* (C_u)

$$C_u = N\text{-SPT} \cdot 2/3 \cdot 10$$

$$= 6,17 \cdot 2/3 \cdot 10$$

$$= 41,11 \text{ kn} = 4,11 \text{ t/m}^2$$

Daya dukung ujung pondasi tiang pancang pada tanah kohesif

$$Q_p = 9 * C_u * A_p$$

$$= 9 * 4,11 * 0,28 = 10,36 \text{ ton}$$

Untuk tahanan geser selimut tiang pada tanah kohesif

$$(Q_s) = \alpha * C_u * p * L_i$$

$$= 0,80 * 4,11 * 1,88 * 2 = 12,37 \text{ ton}$$

Daya dukung ujung pondasi tiang pancang pada tanah non kohesif

$$(Q_p) \text{ pada kedalaman } 22 \text{ m}$$

$$Q_p = 40 * N\text{-SPT} * A_p$$

$$= 40 * 12,38 * 0,280 = 138,65 \text{ ton}$$

Untuk tahanan geser selimut tiang pada tanah non kohesif dari

Persamaan $(Q_s) =$

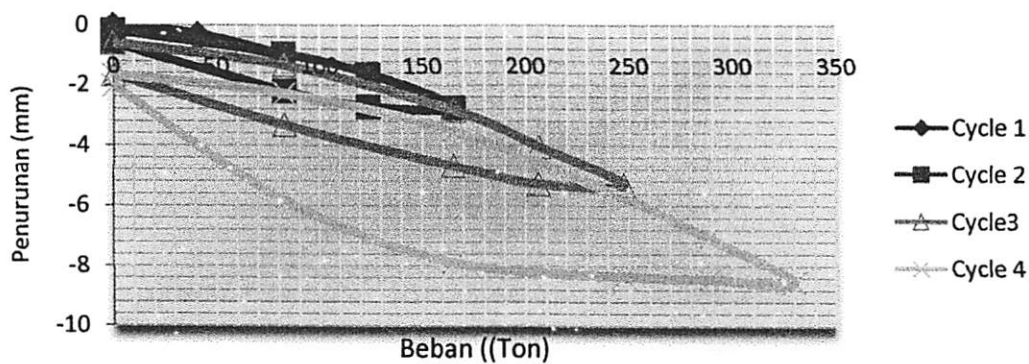
$$Q_s = 2 * N\text{-SPT} * p * L_i$$

$$= 2 * 12,38 * 1,88 * 2 = 93,09 \text{ ton}$$

Demikian seterusnya untuk setiap kedalaman pada penyelidikan tanah dari uji *standard penetration test* (SPT).

3.2. Hubungan Beban Dengan Penurunan

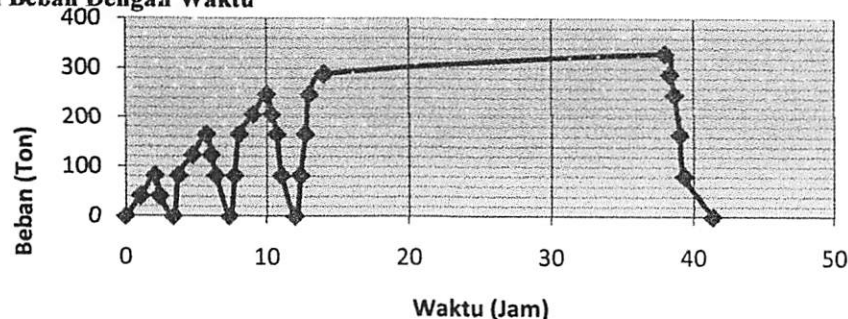
Setelah diberikan pemberian beban secara bertahap dengan 4 (empat) *cycle* dari data lapangan yaitu beban dengan penurunan, beban dengan waktu, dan penurunan dengan waktu dapat kita lihat pada Gambar 1.2. Beban ditambahkan perlahan lahan sehingga tidak ada beban kejutan.



Gambar 2 Kurva hubungan beban dengan penurunan hasil *loading test*

Dari Gambar 2 di atas dapat kita lihat beban terbesar terjadi penurunan yang lebih besar yaitu 8,55 mm dengan beban sebesar 330 ton pada *cycle* keempat, pada *cycle* ketiga sebesar 5,32 mm dengan beban sebesar 247,5 ton, pada *cycle* kedua penurunan sebesar 2,75 mm dengan beban sebesar 165 ton dan pada *cycle* pertama penurunan sebesar 1,02 mm dengan beban 82,5 ton.

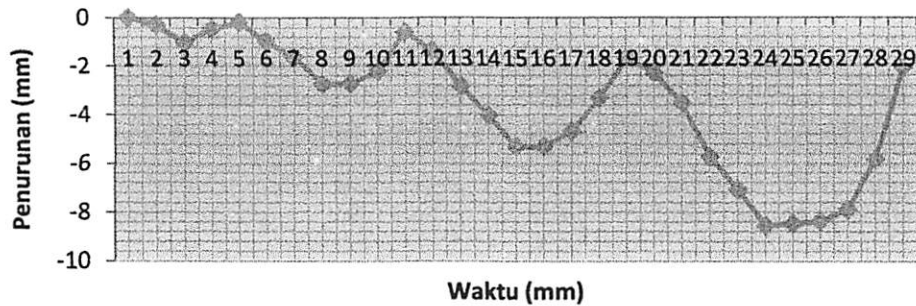
3.3. Hubungan Beban Dengan Waktu



Gambar 3 Kurva hubungan beban dengan waktu hasil *loading test*

Dari Gambar 3 kurva beban dengan waktu dapat kita lihat bahwa waktu pembebanan diberikan secara bertahap mulai dari beban pertama sebesar 41,25 ton sampai beban 330 ton yang mana semakin besar beban yang diberikan semakin lama waktu pembebanan.

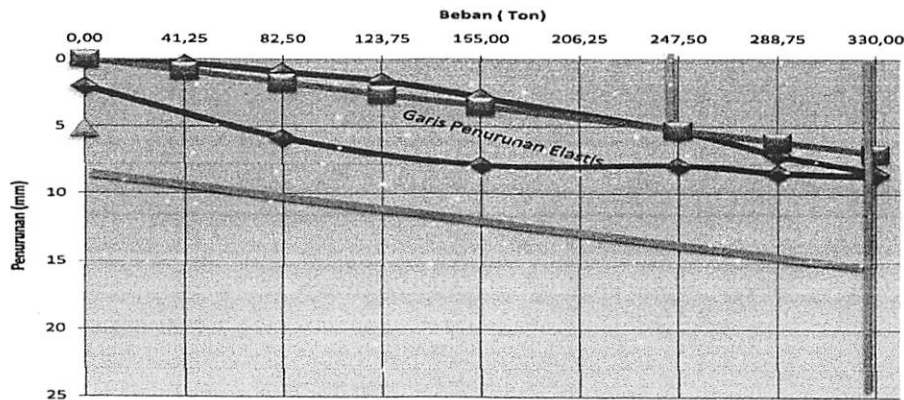
3.4. Hubungan Penurunan Dengan Waktu



Gambar 1.4 Kurva hubungan waktu dengan penurunan hasil *loading test*

Dari Gambar 4 menjelaskan tentang hubungan suatu waktu dengan penurunan, dimana semakin besar penurunan yang di timbulkan akibat dari suatu pembebanan, maka semakin lama waktu yang dibutuhkan untuk penurunan tiang.

3.5. Interpretasi Daya Dukung Dengan Metode Davisson

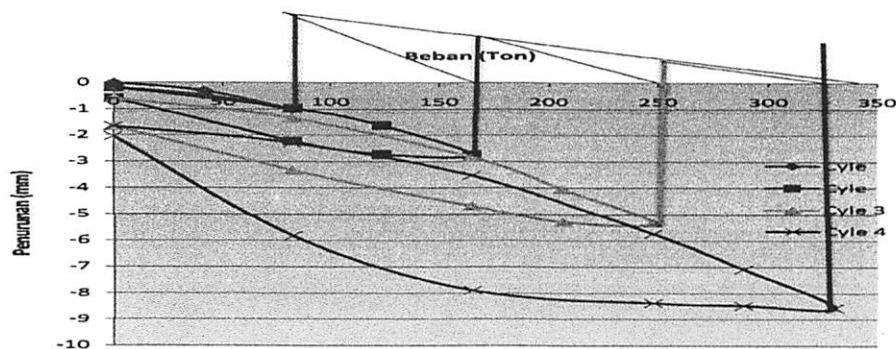


Gambar 5 Grafik hubungan beban dengan penurunan metode Davisson

Dengan menggambarkan garis Persamaan Q_{ult} pada kurva beban–penurunan diperoleh $Q_u = 247,50$ ton.

3.6. Interpretasi Metode Mazurkiewicz (1972)

Metode ini di asumsikan bahwa dengan kapasitas tahanan terbesar (*ultimate*) akan didapatkan dari beban yang berpotongan, di antaranya beban yang searah sumbu tiang untuk dihubungkan beban dengan titik-titik dari posisi garis terhadap sudut 45° pada beban sumbu yang berbatasan dengan beban. Pada Gambar.6 dapat dilihat grafik hubungan beban dengan penurunan metode Mazurkiewicz.

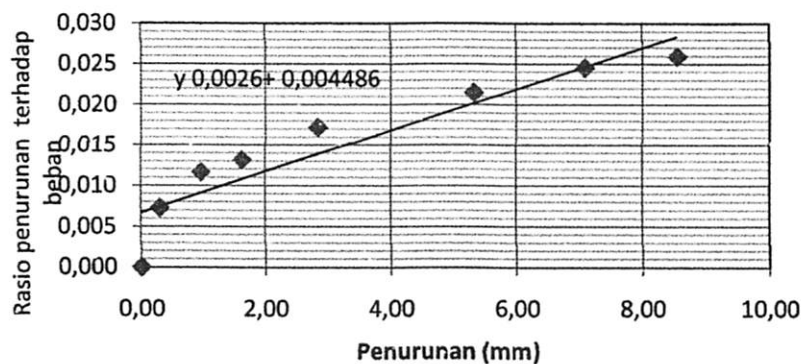


Gambar 6 Grafik hubungan beban dengan penurunan metode Mazurkiewicz

Dengan menggambarkan garis persamaan 45° , maka Q_{ult} pada kurva beban penurunan diperoleh $Q_u = 345$ ton.

3.7. Interpretasi Metode Chin

Prosedur penentuan beban ultimate dari pondasi tiang dengan menggunakan metode Chin adalah gambarkan kurva antara rasio penurunan terhadap beban (s/Q), dimana s adalah penurunan dan Q adalah beban.



Gambar 7 Grafik hubungan beban dengan penurunan metode Chin

Tabel 1 Hubungan beban dengan penurunan

No	Beban	Penurunan	Beban / Penurunan
1	0	0	0
2	41,25	0,3	0,007
3	82,5	0,96	0,012
4	123,75	1,63	0,013
5	165	2,84	0,017
6	247,5	5,32	0,021
7	288,75	7,09	0,025
8	330	8,55	0,026

3.8. Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Dengan Metode Broms

Hasil yang diperoleh dari perhitungan daya dukung lateral tiang pancang dengan kondisi kepala tiang terjepit dengan kedalaman 18 m, maka dengan metode Broms dapat dihitung daya dukung lateral tiang pancang. Berdasarkan metode Broms, maka besar gaya yang bekerja pada arah lateral sesuai dengan Persamaan 2.6 adalah:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta \Delta}}$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{(3,00094 \times 10^6)(6,350 \times 10^{-3})}{2754,37}}$$

$$T = 1,473 \text{ kN/m}$$

$$L \geq 4T$$

18 ≥ 5,892 Ok, jenis tiang ini termasuk tiang panjang

Cek keruntuhan tanah akibat beban lateral

$$M_{\max} = \gamma \cdot d \cdot L^3 \cdot K_p = 17 \cdot 0,6 \cdot 18^3 \cdot 3,12 = 185.835,47$$

$$\text{Berat beton } q = A \cdot \gamma_{\text{beton}} = 0,28 \cdot 30 = 8,47 \text{ kN/m}$$

$$M_y = 1/8 \cdot q \cdot L^2 = 1/8 \cdot 8,47 \cdot 18^2 = 343,44 \text{ kN/m} \quad (M_{\max} > M_y)$$

Besarnya ($M_{\max} > M_y$) (185.835,47 > 343,44), tidak terjadi keruntuhan tanah, sehingga gaya lateral ultimit ditentukan oleh kekuatan bahan tiang.

Cek keruntuhan akibat momen lentur maksimum tiang

$$H_u = \frac{2Mu}{0 + 0,54 \cdot \sqrt{\gamma \cdot d \cdot K_p}}$$

$$H_u = \frac{2 \cdot 343,44}{0 + 0,54 \cdot \sqrt{17 \cdot 0,6 \cdot 3,124}}$$

$$H_u = \frac{686,88}{\sqrt{31,28 \cdot 0,54}}$$

$$H_u = 372,19 \text{ kN}$$

$$H = \frac{372,19}{3}$$

$$H = 124,06 \text{ kN}$$

$$H = 12,40 \text{ ton}$$

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung lateral tiang pancang tunggal diperoleh daya dukung 12,40 ton.

3.9. Efisiensi kelompok tiang menurut Converse Labarre

Efisiensi kelompok tiang menurut Converse Labarre dapat dilihat dalam perhitungan di bawah ini:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'}$$

$$\theta = \arctan \frac{d}{s} = \arctan \frac{0,6}{1,2}$$

$$= 26,56^\circ$$

$$m = 3$$

$$n = 3$$

$$E_g = 1 - 26,56^\circ \frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90 \cdot 3 \cdot 3}$$

$$= 66\%$$

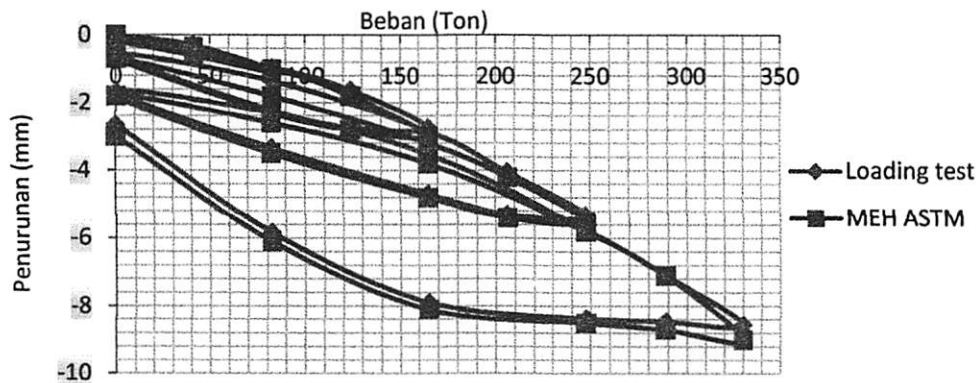
Kapasitas kelompok tiang berdasarkan *standard penetration test* (SPT)

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a$$

$$Q_g = 0,66 \cdot 9 \cdot 71,27$$

$$= 423,34 \text{ ton}$$

Kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dihitung berdasarkan faktor efisiensi. Adapun faktor efisiensi dengan menggunakan metode Converse Labarre sebesar 66%, sedangkan berdasarkan dengan *standard penetration test* (SPT) 423,34 ton.

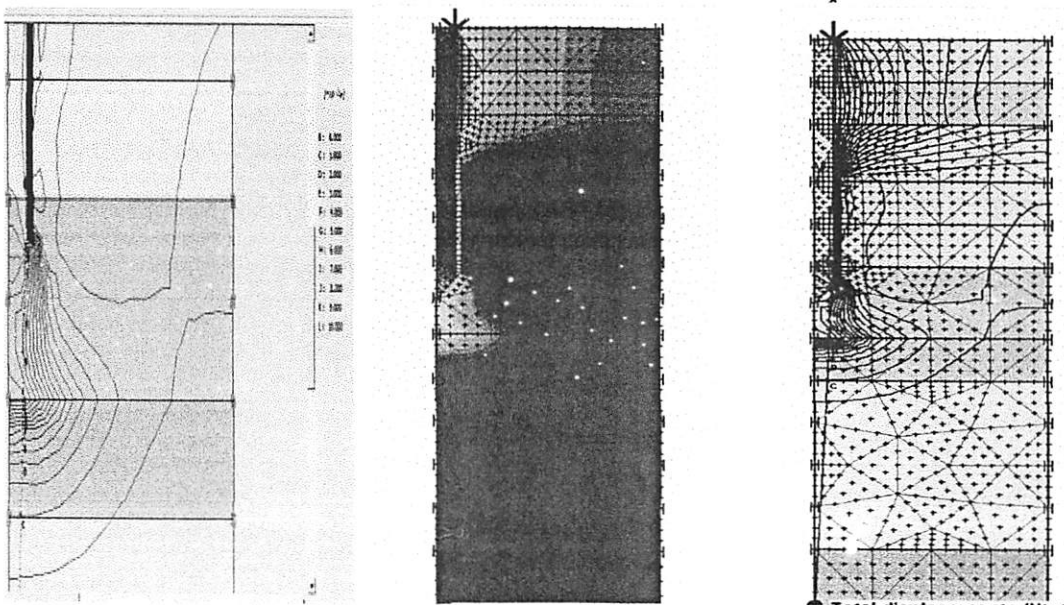


Gambar 9 Grafik perbandingan *loading test* di lapangan dengan elemen hingga

Dari Gambar 9 dapat dilihat bahwa penurunan beban maximum yang terbesar terdapat pada pemodelan elemen hingga, di mana penurunan beban maximum secara pemodelan elemen hingga sebesar 9,05 mm, dan pada saat beban terbesar tersebut di *rebound* atau di *unloading*, nilai elastik yang dihasilkan oleh pemodelan elemen hingga lebih besar daripada nilai *rebound* elastik yang dihasilkan oleh hasil *loading test* di lapangan yang mengakibatkan penurunan permanen yang ditimbulkan lebih besar dari pada penurunan permanen yang ditimbulkan pada saat hasil *loading test* di lapangan.

4.3. Displacement di Sekitar Tiang

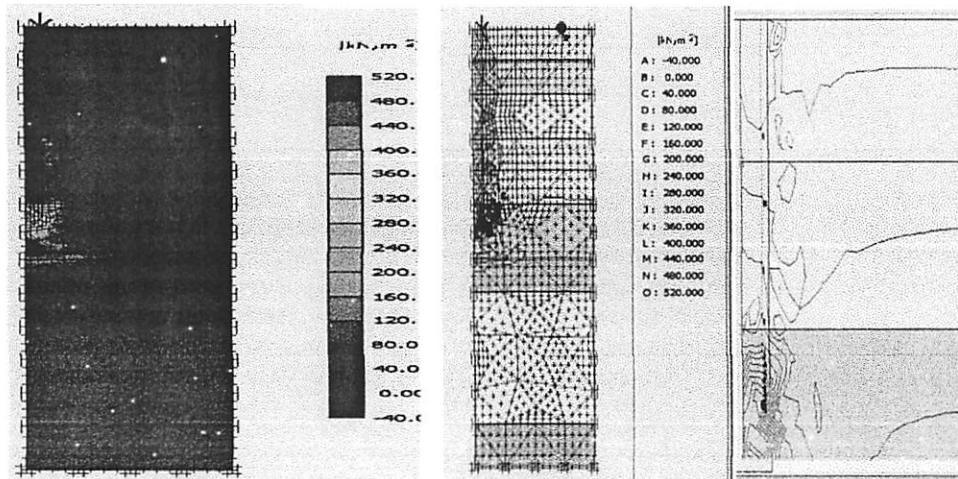
Berdasarkan metode elemen hingga *displacement* di sekitar tiang dapat dilihat pada Gambar 10. *Displacement* di sekitar tiang lebih rapat bila dibandingkan jauh dari tiang yang mana *displacement* renggang. Garis kontur di titik L lebih besar dari garis kontur lain, yang terletak di ujung tiang. Titik nodal di sekitar tiang rapat sedangkan jauh dari titik nodal renggang, elemen di sekitar tiang lebih kecil dibandingkan dengan jauh dari tiang. Bila dilihat dari segi warna merah *displacement* besar, biru menandakan *displacement* lebih kecil dari warna kuning dan warna kuning menandakan *displacement* lebih kecil dari warna biru.



Gambar 10. *Displacement* pada tanah di bawah pondasi

4.4. Tegangan di Sekitar Tiang

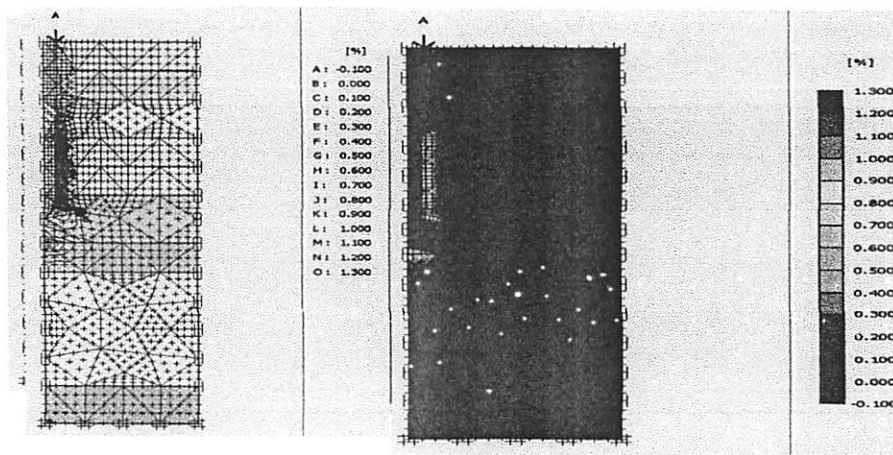
Tegangan yang terjadi pada Gambar 11 dapat dilihat dari hasil metode elemen hingga, tegangan di titik kontur A dan titik kontur B lebih besar dari kontur lainnya. Kontur A dan B terletak di ujung tiang pondasi dapat diartikan, semakin dekat dengan tiang tegangan semakin besar dan sebaliknya jauh dari tiang tegangan semakin kecil. Bila kita melihat warna, bahwa warna merah pada titik ujung pondasi menyatakan tegangan di titik tersebut besar sedangkan pada warna kuning tegangan lebih kecil dari warna merah dan warna biru menggambarkan tegangan lebih kecil dari warna kuning. Yang artinya semakin jauh dari tiang tegangan semakin kecil dan apabila dekat dengan tiang tegangan semakin besar.



Gambar 11 Tegangan pada tanah pondasi

4.5. Regangan Pada Tanah Pondasi

Pada Gambar 12 dapat dilihat bahwa regangan pada titik kontur O yang terletak di tengah-tengah tiang pondasi lebih besar dari regangan di daerah kontur lain.

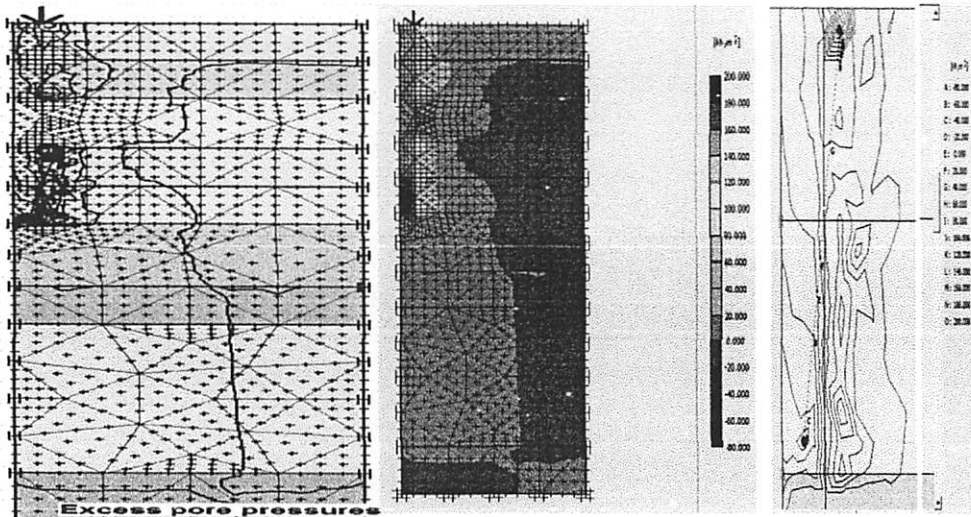


Gambar 12 Countur regangan pada Tanah

Di samping itu sepanjang tiang pondasi regangan lebih besar dari pada jauh dari tiang, bila kita lihat dari gambar warna merah berada pada titik kontur O di tengah-tengah tiang regangan lebih besar dari pada tempat lain. Warna kuning dan biru menggambarkan regangan lebih kecil dari warna merah.

4.6. Tekanan Air Pori Excess

Pada Gambar 13 tekanan air pori *excess* di ujung pondasi lebih besar di banding di atas tiang. Tekanan air pori *excess* di sekitar tiang lebih besar di banding jauh dari tiang. Bila dilihat dari gambar *shading* warna merah menggambarkan tekanan air pori *excess* lebih besar dari pada warna kuning, tekanan air pori *excess* warna biru lebih kecil dari pada warna kuning.



Gambar 13 Countur regangan pada Tanah

4.6. Pembahasan

Menganalisis daya dukung ultimit tiang pancang berdasarkan data *standard penetration test* (SPT) dan hasil *loading test* serta menganalisis penurunan pondasi tiang pancang berdasarkan data pengujian pembebanan di lapangan dengan memakai perhitungan metode elemen hingga, dibuat sama dengan siklus pembebanan *loading test*. Tahapan-tahapan pemberian beban pada setiap siklus *loading test* juga dibuat sama dengan tahapan pemberian beban pada perhitungan dengan metode elemen hingga. Dalam hal ini menggunakan model tanah Mohr-Coulomb, *model axisymmetry*, *elements 15 node* dengan *medium mesh*.

Pemodelan elemen hingga yang dibahas meliputi kurva hubungan waktu dengan beban, kurva hubungan beban dengan penurunan yang terjadi. Dari kurva hubungan beban dengan penurunan diperoleh penurunan beban, penurunan permanen atau *rebound* plastis, *rebound* elastis, di mana hasilnya dibandingkan dengan uji pembebanan (*loading test*). Daya dukung ultimit pondasi tiang pancang berdasarkan data *standard penetration test* (SPT) dan hasil *loading test* dapat dilihat pada Tabel 2

Tabel 2. Daya dukung ultimit pondasi tiang pancang berdasarkan data *standard penetration test* (SPT) dan hasil *loading test*

Daya dukung menurut	Daya dukung ultimite	Beban terbesar
	(ton)	(ton)
Mazurkiewicz	340	330
Davisson	247,5	330
Chin	384	330
Lapangan	330	330
Meyerhof	213,82	330

Penurunan pondasi tiang pancang berdasarkan data pengujian pembebanan di lapangan dengan elemen hingga dapat dilihat pada Tabel 3

Tabel 3 Penurunan pondasi tiang pancang berdasarkan pembebanan di lapangan dengan metode elemen hingga (MEH)

Beban	Penurunan beban (mm)	Penurunan plastis (mm)	Penurunan elastic (mm)
Beban 200% = 330 ton			
Lapangan	8,55	2,66	5,89
MEH	9,05	3	6,05
Beban 150% = 247,25 ton			
Lapangan	2,72	0,59	2,13
MEH	3,00	0,70	2,30
Beban 100% = 165 ton			
Lapangan	5,32	1,67	3,65
MEH	5,55	1,88	3,70

Semakin besar beban yang diberikan, maka penurunan akan semakin besar juga. Seperti yang terlihat pada beban 200%. Beban terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 9,05 mm sedangkan pada *loading test* 8,55 mm dan beban 150 % terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 5,55 mm, sedangkan pada *loading test* 5,30 mm dan pada beban 100 % terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 3,00 mm, sedangkan pada *loading test* 2,84 mm.

Untuk penurunan *rebound* elastis bahwa semakin besar beban yang diberikan maka akan semakin besar penurunan *rebound* elastis yang terjadi seperti yang terlihat beban 200 % beban terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 6,05 mm, dan beban 150 % terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 3,70 mm, dan pada beban 100% terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 2,30 mm.

Untuk penurunan permanen (plastis) bahwa penurunan permanen semakin besar beban yang diberikan maka akan semakin besar penurunan permanen yang terjadi seperti yang terlihat beban 200 % beban terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 3,00 mm, beban 150 % terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 1,88 mm, dan pada beban 100 % terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 0,70 mm.

Perbedaan-perbedaan hasil yang diperoleh ini kemungkinan disebabkan oleh beberapa faktor antara lain:

- Menentukan parameter tanah dilakukan dengan cara mengkorelasikan nilai N-SPT terhadap parameter sudut geser dalam (ϕ), kohesi (C_u), modulus elastisitas (E_s), angka *Poisson* (ν), konsistensi tanah dan lain-lain. Data empiris tersebut diinterpolasi dengan interpolasi linier seperti yang sudah dijelaskan pada Bab II.
- Parameter tanah setiap lapisan kemungkinan ada kekeliruan dari nilai yang seharusnya untuk tanah kohesif dan tidak kohesif.
- Tingkat kehalusan elemen segitiga yang dipilih.
- Menyesuaikan nilai parameter tanah yang kurang tepat terhadap setiap jenis tanah yang tidak didapat dari hasil penyelidikan tanah.
- Model tanah yang digunakan Mohr Coulomb karena tidak mendapatkan data tanah dari laboratorium.

5. Kesimpulan dan Saran

5.1. Kesimpulan

Dari hasil pemodelan elemen hingga dan hasil *loading test* serta hasil penyelidikan di lapangan dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

- Beban rencana = 165 ton sama dengan beban kerja *loading test* pada beban 100% beban rencana.

- b. Beban maksimum = 330 ton sama dengan beban maksimum *loading test* pada beban 200% beban rencana.
- c. Daya dukung ultimit pondasi tiang pancang sepanjang 18 m berdasarkan data *standard penetration test* (SPT) adalah 237,70 ton, perhitungan hasil *loading test* dengan metode Mazurkiewicz 340 ton, dengan metode Davisson sebesar 247,5 ton dan metode Chin sebesar 384 ton.
- d. Penurunan pondasi tiang pancang berdasarkan data pengujian pembebanan di lapangan dengan elemen hingga dapat dilihat pada Tabel 6.1 di bawah. Semakin besar beban yang diberikan, maka penurunan akan semakin besar juga. Seperti yang terlihat pada beban 200%. Beban terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 9,05 mm sedangkan pada *loading test* 8,55 mm dan beban 150 % terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 5,55 mm, sedangkan pada *loading test* 5,30 mm dan pada beban 100 % terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 3,00 mm, sedangkan pada *loading test* 2,84 mm.

Tabel 4. Penurunan pondasi tiang pancang berdasarkan pembebanan di lapangan dengan metode elemen hingga (MEH)

Beban	Penurunan beban (mm)	Penurunan plastis (mm)	Penurunan elastis (mm)
Beban 200% = 330 ton			
Lapangan	8,55	2,66	5,89
MEH	9,05	3,00	6,05
Beban 150% = 247,25 ton			
Lapangan	2,72	0,59	2,13
MEH	3,00	0,70	2,30
Beban 100% = 165 ton			
Lapangan	5,32	1,67	3,65
MEH	5,55	1,88	3,70

Untuk penurunan *rebound* elastis bahwa semakin besar beban yang diberikan maka akan semakin besar penurunan *rebound* elastis yang terjadi seperti yang terlihat beban 200 % beban terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 6,05 mm, dan beban 150 % terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 3,70 mm, dan pada beban 100% terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 2,30 mm.

Untuk penurunan permanen (plastis) bahwa penurunan permanen semakin besar beban yang diberikan maka akan semakin besar penurunan permanen yang terjadi seperti yang terlihat beban 200 % beban terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 3,00 mm, beban 150 % terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 1,88 mm, dan pada beban 100 % terbesar terdapat dalam hasil metode elemen hingga sebesar 0,70 mm.

- e. Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung lateral tiang pancang dengan metode Broms sebesar 12,40 ton.
- f. Efisiensi daya dukung tiang pancang kelompok dengan menggunakan Converse Labarre sebesar 66%.

5.2.Saran

Dalam pemodelan menggambarkan elemen hingga dalam program *plaxis*, jarak dari sumber beban semakin jauh jaraknya semakin besar.

DAFTAR PUSTAKA

- American Society Testing and Materials (ASTM), 2010, *Annual Book of ASTM Standart*, Section Four Construction, Philadelphia.
- Bowles, J.E., 1996, *Foundation Analysis and Design*, 5th Edition, Mc-Graw Hill, Inc. New York.
- Bowles, J.E., 1993, *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2 Edisi Keempat*, Erlangga, Jakarta.
- Brinkgreve, R.B.J., 2002, *Plaxis Reference Manual*, Plaxis, AN DELFT, Netherlands.
- Bromham dan Styles, 1971, *Load Bearing Capacity and deformation of piled Foundations*, Proc. Of the 5th Internatoional. Paris, Vol 2, pp.11
- Das, B.M., 1999, *Principle of Foundation Engineering*, 4th Edition, PWS- KENT Publishing Company, Boston.
- Das, B.M., 1995, Alih Bahasa: Nur E., dkk, *Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik*, Jilid 1, Erlangga. Surabaya.
- Das, B.M., 1999, *Fundamental of Geotechnical Engineering*, Australia: Brooks/Cole Thomson Learning.
- Desai, C., 1977, *Numerical Methods In Geotechnical Engineering*, MC GRAW-HILL BOOK COMPANY.

- Harahap, D., 2012 *Analisis Perbandingan Daya Dukung Antara Hasil Loading Test Bore Pile Diameter Satu Meter Tunggal Dari Jembatan Fly Over Amplas Dengan Metode Elemen Hingga*, USU, Sumatera Utara.
- Departemen Pekerjaan Umum, 2005, *Spesifikasi Bidang Jalan dan Jembatan*, Pusat Litbang Prasarana Transportasi Badan Penelitian dan Pengembangan, Jakarta.
- Hardyatmo, H.C., 2004, *Mekanika Tanah*, Jilid 1 dan 2, Penerbit Gramedia, Jakarta.
- Hardyatmo, H.C., 2010, *Teknik Pondasi*, Jilid 1 dan 2, Penerbit Gramedia, Jakarta.
- Iskandar, R., 2002, *Beberapa Kendala Teori Perhitungan Daya Dukung Aksial Pondasi Dalam*, USU, Sumatra Utara.
- Ketaren., K. 2004 *Kajian Komprehensif Daya Dukung Pondasi Tiang Berdasarkan Uji Pembebanan Tekanan di Sungai Percut*, USU, Sumatera Utara.
- Lambe, T.W., 1969, *Soil Mechanics*, Jhon Wiley & Son, Inc, New York.
- Napitu, E., 2007, *Kajian Daya Dukung Dan Penurunan Tiang Pancang Beton Berdasarkan Data Lapangan, Laboratorium Dan Menggunakan Program Plaxis di Sepanjang Sungai Percut Sumatera Tesis*, Pascasarjana Universitas Sumatera Utara, Medan.
- Manual PLAXIS Version 8.2.
- Meyerhof, 1976, *Bearing Capacity and deformation of piled Foundations*, ASCE Journal of Geotechnical Eng. Div. Vol. 102, No. GT3.
- Poulos and Davis, 1980, *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley and Sons, New York.
- Prakash, S.S., 1989, *Pile Foundations In Engineering Practice*, John Willey dan Sons, Inc. Canada.
- Reese and O'Neill, 1989, *New Design Method for Drilled Shaft From Common Soil and Rock Tests*, Foundation Eng. Current Principles and Practices, pp.1026-Soil Test and Foundations, 1984, *Final Report On Ground Investigation Belawan Port Phase II Project*.
- Sinaga, S., 2009, *Analisa Daya Dukung Dan Penurunan Bore Pile Tunggal Dengan Menggunakan Model Tanah Mohr Coulomb Pada Proyek City Hall Town Square*, Tesis, Sekolah Pascasarjana Universitas Sumatera Utara, Medan.
- Sirait, K., 2005, *Laporan Percobaan Pembebanan Vertikal Proyek Pembangunan Hotel Dan Perkantoran Crystal Square*, PT Perintis Pondasi Teknotama, Medan.
- Sosrodarsono, S., 1988, *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, Penerbit Gramedia, Jakarta.
- Suhairiani, 2012 *Analisis Perbandingan Daya Dukung Hasil Loading Test Pada Bore Pile Diameter Satu meter Tunggal Dengan Metode Elemen Hingga Memakai Model Tanah Mohr Coulomb Proye Criystal Square Medan*, USU, Sumatera Utara.
- Thomlison, M.J., 1977, *Pile Design and Construction Practice*, Viewpoint Publications.
- Wesley., 1997, *The Ultimate Uplift Capacity of Foundation*, Journal Canadian Geotechnical, Vol.1.
- William H.S and Partners, 1978, *Factual Soil Report*.

HUBUNGAN KUALIFIKASI KONTRAKTOR TERHADAP PELAKSANAAN PEKERJAAN KONSTRUKSI DI PROVINSI SUMATERA UTARA

Bustami Rangkuti¹⁾, Roesyanto²⁾, Syahrizal³⁾

¹⁾Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil USU

²⁾Staf Pengajar Program Studi Magister Teknik Sipil USU

³⁾Staf Pengajar Program Studi Magister Teknik Sipil USU

ABSTRAK

Jumlah kontraktor dari tahun ketahun bertambah. Meningkatnya jumlah kontraktor di Indonesia tidak menambah keberhasilan dalam pencapaian pelaksanaan pekerjaan konstruksi, untuk pencapaian pelaksanaan pekerjaan jarang dipertanyakan tentang keahlian/keterampilan apa yang dibutuhkan atau yang diperlukan bagi kontraktor untuk dapat menghasilkan hasil yang teruji dan kompetitif sesuai dengan bidang pekerjaannya. Keberhasilan pekerjaan tersebut bersumber dari kemampuan, baik secara teknis maupun manajerial, yang diperoleh melalui pengalaman kerja yang panjang. Untuk mencapai keberhasilan suatu pekerjaan harus didukung oleh tenaga kerja yang terlibat dalam proses pelaksanaan konstruksi yang berawal dari perencanaan, pelaksanaan dan pengawasan. Jadwal kerja yang tepat atau lebih cepat dari yang dijadwalkan dan biaya yang efisien.

Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis faktor-faktor pengaruh kualifikasi kontraktor terhadap pelaksanaan pekerjaan konstruksi di Provinsi Sumatera Utara. Tujuan analisis berupa data penelitian karakteristik dikumpulkan dengan menyebarkan kuesioner kepada 51 (lima puluh satu) kontraktor yang terbagi atas kualifikasi kecil, menengah dan besar yang berada di Provinsi Sumatera Utara. Metode deskriptif digunakan untuk menjelaskan karakteristik kontraktor dan faktor pelaksanaan pekerjaan, sedangkan korelasi kualifikasi kontraktor terhadap pelaksanaan dengan menggunakan metode analisis korelasi.

Faktor yang paling mempengaruhi pelaksanaan pekerjaan adalah untuk gred kecil, menengah dan besar adalah: (1) permodalan 0,530 dengan nilai sig 0,000 pada gred besar. (2) nilai paket pekerjaan 0,312 dengan nilai sig 0,026 pada gred menengah. (3) jumlah peralatan 0,280 dengan nilai sig 0,047 pada gred kecil. Pengaruh hubungan kualifikasi kontraktor dengan pelaksanaan pekerjaan adalah: (1) 21,80% positif pada gred kecil. (2) 92,30% positif pada gred menengah. (3) 29,30% positif pada gred besar.

Berdasarkan hasil penelitian diperoleh modal kekayaan bersih memiliki, jumlah peralatan yang dimiliki dan nilai paket pekerjaan mendukung pelaksanaan pekerjaan konstruksi khususnya di Sumatera Utara.

Kata kunci: Kualifikasi Kontraktor, Pelaksanaan Pekerjaan.

1. PENDAHULUAN

Jumlah perusahaan konstruksi di Indonesia lebih banyak dibanding tenaga ahli yang ada. Data nasional menunjukkan sebanyak 182.800 badan usaha jasa konstruksi, masih memiliki kualifikasi kecil sebesar 87%, kualifikasi menengah sebesar 12% dan kualifikasi besar hanya 1% (Kirmanto, 2011). Menteri Pekerjaan Umum menyatakan perlu adanya spesialisasi kemampuan bagi badan usaha kecil untuk nantinya berkolaborasi dengan badan usaha kualifikasi besar membentuk suatu rantai suplai konstruksi nasional.

Priode 2006 s.d 2013 pertumbuhan rata-rata tenaga kerja sekitar 6%, sementara pertumbuhan rata-rata nilai konstruksi untuk priode yang sama sekitar 21%. Berdasarkan Badan Pusat Statistik (2013), jumlah tenaga kerja yang bekerja di bidang jasa konstruksi mencapai 6,9 juta tenaga kerja dari berbagai latar belakang pendidikan. Memiliki ilmu pengetahuan, keahlian dan keterampilan serta memiliki pengalaman mulai dari tahap perencanaan, pelaksanaan dan pengawasan. Berupa pendidikan sekolah menengah keatas, sebagian kecil saja yang berpendidikan akademi atau magister, dari jumlah tenaga kerja tersebut untuk tenaga ahli sebesar 4%, tenaga terampil 20% dan tenaga kerja kurang terampil 76%.

Dari data LPJK (2013) Provinsi Sumatera Utara sebanyak 6.600 badan usaha jasa konstruksi, yang masih memiliki kualifikasi kecil sebesar 91%, kualifikasi menengah sebesar 8% dan kualifikasi besar hanya 1%.

Jumlah kontraktor dari tahun ke tahun bertambah. Meningkatnya jumlah kontraktor di Indonesia tidak menambah keberhasilan dalam pencapaian pelaksanaan pekerjaan konstruksi, untuk pencapaian pelaksanaan pekerjaan jarang dipertanyakan tentang keahlian/keterampilan apa yang dibutuhkan atau yang diperlukan bagi kontraktor untuk dapat menghasilkan hasil yang teruji dan kompetitif sesuai dengan bidang pekerjaannya. Keberhasilan pekerjaan tersebut bersumber dari kemampuan, baik secara teknis maupun manajerial, yang diperoleh melalui pengalaman kerja yang panjang. Untuk mencapai keberhasilan suatu pekerjaan harus didukung oleh tenaga kerja yang terlibat dalam proses pelaksanaan konstruksi yang berawal dari perencanaan, pelaksanaan dan pengawasan.

2. TUJUAN

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui hubungan kualifikasi kontraktor terhadap pelaksanaan pekerjaan konstruksi jalan di Provinsi Sumatera Utara, yang bertujuan mengidentifikasi faktor-faktor yang mempengaruhi pelaksanaan pekerjaan. Menganalisis hubungan antara kualifikasi kontraktor dengan pelaksanaan pekerjaan konstruksi.

3. TINJAUAN PUSTAKA

3.1 Manajemen Proyek

Manajemen adalah proses merencanakan, mengorganisir, memimpin dan mengendalikan kegiatan anggota serta sumber daya yang lain untuk mencapai sasaran organisasi (perusahaan) yang telah ditentukan Soeharto (1997).

Proyek adalah gabungan dari sumber-sumber daya seperti manusia, material, peralatan dan modal/biaya yang dihimpun dalam suatu wadah organisasi sementara untuk mencapai sasaran dan tujuan Husen (2010).

Manajemen proyek adalah merencanakan, mengorganisir, memimpin dan mengendalikan sumber daya perusahaan untuk mencapai sasaran jangka jauh, manajemen proyek menggunakan pendekatan system dan hirarki (arus kegiatan) vertical maupun horizontal Soeharto (1997).

Proyek merupakan suatu kegiatan sementara yang berlangsung dalam jangka waktu terbatas, dengan alokasi sumber daya tertentu dan dimaksudkan untuk melakukan tugas yang sarannya telah digariskan dengan jelas Soeharto (1997).

Dalam proses pencapaian hasil selalu diusahakan pelaksanaan pengawasan mutu (*quality control*), pengawasan biaya (*cost control*), dan pengawasan waktu pelaksanaan (*time control*). Ketiga pengawasan ini dilakukan secara bersamaan. Ketiga pengawasan ini dimulai dari tahap awal proyek konstruksi sampai kepada tahap pelaksanaan. Dari pengertian berikut fungsi perencanaan manajemen proyek:

1. Tujuan dan sasaran proyek sebagai tahap awal dari pekerjaan.
2. Pencegahan masalah sebelum terjadi dan kepentingan-kepentingan dari masing-masing masalah yang ada.
3. Menentukan pengendalian cara/metode yang mungkin dicapai.
4. Sumber daya dari suatu proyek yang tersedia dalam pelaksanaan konstruksi.
5. Tercapainya tujuan sasaran perencanaan yang terkendali dan bermutu.

3.2 Pelaksanaan Pekerjaan Kontruksi

Tahapan pelaksanaan pekerjaan konstruksi, dapat dilakukan dengan melakukan pendataan yang sudah dilakukan dengan lengkap dari berbagai aspek, dalam melakukan pelaksanaan diperlukan langkah-langkah kebijakan pekerjaan dan penyusunan rencana kerja yang lebih detail dilakukan dengan benar.

Tahapan pelaksanaan pelaksanaan dilakukan langkah-langkah perencanaan yang perlu Husen (2010) dapat menjelaskan, yakni sebagai berikut:

1. Melakukan perencanaan melihat gambar rencana dan spesifikasi teknis proyek yang telah ada sesuai dengan standar, agar tidak terjadi kesalahan dalam pelaksanaan dapat melakukan konfirmasi ke konsultan perencanaan.
2. Melakukan perhitungan yang teliti terhadap volume pekerjaan, kebutuhan material, peralatan serta tenaga kerja yang di perlukan.
3. Menyusun anggaran biaya pelaksanaan, rinci disesuaikan dengan alokasi sumber daya yang dibutuhkan dengan dana yang tersedia.
4. Memilih jenis teknologi dan peralatan yang baik sesuai dengan kebutuhan pelaksanaan pekerjaan.
5. Merumuskan kegiatan dengan jadwal yang akurat dan terpadu.

6. Melakukan persiapan aspek administratif, pengadaan serta pengorganisasian pihak-pihak yang terkait, penyusunan program kerja, perencanaan pengelolaan resiko, perencanaan keselamatan kerja dan kesehatan serta perencanaan system informasi manajemen.

3.3 Pengendalian Proyek

Pengendalian diartikan sebagai usaha yang sistematis untuk menentukan standar yang sesuai dengan sasaran dan tujuan perencanaan, merancang sistem informasi, membandingkan pelaksanaan dengan standar, menganalisis kemungkinan penyimpangan, kemudian melakukan tindakan koreksi yang diperlukan agar sumber daya dapat digunakan secara efektif dan efisien dalam rangka mencapai sasaran dan tujuan Husen (2013).

3.4 Karakteristik Kontraktor

Peraturan LPJK No. 11a tahun 2008 tentang registrasi usaha jasa pelaksanaan konstruksi, pasal 10 ayat 1 berbunyi penggolongan kualifikasi usaha jasa pelaksana konstruksi sebagaimana dimaksud dalam pasal 6 didasarkan pada kriteria tingkat/kedalaman kompetensi dan potensi kemampuan usaha, yang selanjutnya dibagi menurut kemampuan melaksanakan pekerjaan berdasarkan kriteria risiko, dan/atau kriteria penggunaan teknologi, dan/atau kriteria berdasarkan biaya, dapat dibagi jenjang kompetensinya dalam Gred sebagai berikut:

1. Kualifikasi usaha besar, berupa:
 - Gred 7
 - Gred 6
2. Kualifikasi usaha menengah, berupa:
 - Gred 5
3. Kualifikasi usaha kecil, berupa:
 - Gred 4
 - Gred 3
 - Gred 2
 - Gred 1 (usaha orang perseorangan)

Menurut Peraturan Lembaga Pengembangan Jasa Konstruksi (LPJK) Nomor 10 Tahun 2013, menjelaskan bahwa karakteristik badan usaha jasa konstruksi pelaksanaan pekerjaan yang berkaitan dengan kualifikasi badan usaha tentang jasa konstruksi yang mewajibkan setiap pelaksana konstruksi harus memiliki sertifikat kompetensi dan kemampuan usaha, dan meregistrasikan kembali badan usaha yang melaksanakan usaha jasa konstruksi.

3.5 Korelasi Kualifikasi Kontraktor dengan Pelaksanaan Pekerjaan

Korelasi kualifikasi kontraktor dengan pelaksanaan pekerjaan merupakan korelasi dua variabel yang saling terkait dan saling mempengaruhi satu sama lainnya, oleh karena itu untuk mengetahui korelasi antara dua variabel tersebut dapat dilakukan satu pengujian menggunakan korelasi SPSS.

4. METODOLOGI

Penelitian ini dilakukan di Wilayah Provinsi Sumatera Utara, dengan objek penelitian bidang usaha jasa konstruksi yang ada di Provinsi Sumatera Utara.

Dalam penelitian ini, data primer diperoleh dari pengusaha barang dan jasa konstruksi dengan ketentuan kualifikasi kecil, menengah dan besar dengan menganalisis data kuesioner serta data sekunder bersumber dari *web site*, buku-buku/literatur serta aturan-aturan perundang-undangan yang berkaitan dengan penelitian ini.

5. HASIL PERHITUNGAN

5.1 Analisis Multivariat

Variabel yang masuk kedalam analisis multivariat dalam penelitian ini adalah variabel yang mempunyai nilai $P > 0,05$. Semua variabel masuk kedalam analisis multivariat kecuali variabel.

Dari hasil pengolahan data diatas selanjutnya akan klasifikasikan indikator kualifikasi kontraktor dengan pelaksanaan pekerjaan konstruksi di Sumatera Utara seperti pada Tabel 1. berikut:

Tabel 1 Tabel Silang Uji *Pearson Chisquare* Hubungan antara Kualifikasi Kontraktor dengan Pelaksanaan Pekerjaan Konstruksi

No	Faktor Resiko	Pearson Chisquare	p-value (<0,25)	
		Pelaksanaan Pekerjaan Proyek		
1	Sub Bidang Pekerjaan	0.280	0,012	*
2	Wilayah Paket pekerjaan	0.580	0,001	*
3	Modal Kekayaan	0.478	0.002	*
4	Modal Kerja	0.343	0.002	*
5	Nilai Paket Pekerjaan	0.426	0.002	*
6	Tingkat Pendidikan PJT	0.143	0.004	
7	Jumlah Karyawan	0.582	0.001	*
8	Status Kepemilikan Peralatan	0.641	0.011	
9	Jumlah Peralatan	0.445	0,001	*
10	Lama Pengalaman Perusahaan	0.316	0,004	

Sumber: data penelitian diolah SPSS, 2014

Dengan demikian, variabel yang masuk ke dalam kandidat model yaitu semua variabel yang dilakukan analisis bivariat antara lain indikator sub bidang pekerjaan, wilayah paket pekerjaan, modal kekayaan bersih, modal kerja, nilai paket pekerjaan, tingkat pendidikan PJT, jumlah karyawan, status kepemilikan peralatan, jumlah peralatan dan lama pengalaman perusahaan. Selanjutnya untuk mengetahui indikator terdominan diantara kualifikasi usaha kontraktor dengan pelaksanaan pekerjaan, sebagai berikut:

Tabel 2 Tabel Silang Uji *Pearson Chisquare* Hubungan antara Indikator Kualifikasi Kontraktor dengan Pelaksanaan Pekerjaan Konstruksi

No	Faktor Resiko	Pearson Chisquare	p-value (<0,25)	
		Kualifikasi Kontraktor		
1	Modal Kekayaan Bersih	0.530	0,000	*
2	Nilai Paket Pekerjaan	0.312	0,026	
3	Jumlah Peralatan yang Dimiliki	0.280	0.047	

Sumber: data penelitian diolah SPSS, 2014

Berdasarkan Tabel 2 setelah dilakukan analisis bivariat, diperoleh yang memiliki nilai $p < 0,25$ dan memiliki nilai *Correlation Coefficient (CC)* tertinggi yaitu pada indikator Modal Kekayaan Bersih dimana $p < 0,25$ ($0,000 < 0,25$) dan nilai *Correlation Coefficient* yaitu 0,530 sehingga indikator Modal Kekayaan Bersih merupakan indikator kualifikasi kontraktor terdominan yang memiliki hubungan dengan pelaksanaan pekerjaan konstruksi di Sumatera Utara. Selanjutnya akan dicari nilai OR dan CI 95% seperti yang terlihat pada Tabel dibawah ini:

Tabel 3 Tabel Silang Uji *Pearson Chisquare* Hubungan antara Indikator Kualifikasi Kontraktor dengan Pelaksanaan Pekerjaan Konstruksi

No	Faktor Resiko	Kualifikasi Kontraktor				
		OR	CI 95%		p-value (<0,25)	
			Lower	Upper		
1	Modal Kekayaan Bersih	3.875	4.293	29.706	0.000	*
2	Nilai Paket pekerjaan	3.826	6.146	18.853	0.026	*
3	Jumlah Peralatan yang Dimiliki	3.684	8.293	33.706	0.047	

Sumber: data penelitian diolah SPSS, 2014

5.2 Analisis Uji Hipotesis

1. Analisis Regresi Linier Berganda

Tabel 4 Regresi Linier Berganda

Coefficients^a

Model		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	Collinearity Statistics	
		B	Std. Error	Beta	Tolerance	VIF
1	(Constant)	59.804	17.088			
	Gred Usaha Kecil	0.405	1.445	0.077	0.270	3.700
	Gred Usaha Menengah	0.701	0.756	0.327	0.162	6.158
	Gred Usah Besar	0.474	1.617	0.067	0.391	2.559

a. Dependent Variable: Pelaksanaan Pekerjaan

Sumber: data Primer diolah dengan SPSS, (2014)

Dari Tabel 4 dapat diketahui persamaan regresi linier berganda adalah:

$$Y = 59.804 + 0,405 X_1 + 0,701 X_2 + 0,474 X_3$$

Adapun penjelasannya dari persamaan regresi linier berganda di atas adalah sebagai berikut:

- Nilai konstanta
Nilai konstanta sebesar 59,804, hal ini menunjukkan bahwa variabel bebas (X) berupa gred usaha kecil (X_1) dan gred usaha menengah (X_2) dan gred usaha besar (X_3) dari variabel penelitian yang ada dengan asumsi variabel pelaksanaan pekerjaan (Y) tetap.
- Nilai Variabel X_1 (Usaha Gred Kecil) sebesar 0,405, artinya apabila kenaikan variabel X_2 dan X_3 = konstan, maka pelaksanaan pekerjaan (Y) konstruksi di Sumatera Utara juga akan ikut meningkat sebesar 0,405 demikian juga sebaliknya.
- Nilai Variabel X_2 (Usaha Gred Menengah) sebesar 0,701, artinya apabila kenaikan variabel X_1 dan X_3 = konstan, maka pelaksanaan pekerjaan (Y) konstruksi di Sumatera Utara juga akan ikut meningkat sebesar 0,701 demikian juga sebaliknya.
- Nilai Variabel X_3 (Usaha Gred Besar) sebesar 0,474, artinya apabila kenaikan variabel X_1 , dan X_2 = konstan, maka pelaksanaan pekerjaan (Y) konstruksi di Sumatera Utara juga akan ikut meningkat sebesar 0,474 demikian juga sebaliknya.

2. Uji t (uji Parsial)

Uji-t (uji parsial) dilakukan untuk melihat secara individual pengaruh secara positif dan signifikan dari variabel bebas (X) berupa gred usaha kecil (X_1) dan gred usaha menengah (X_2) dan gred usaha besar (X_3) terhadap Pelaksanaan Pekerjaan.

Tabel 5 Uji Secara Parsial (Uji-t)

Coefficients^a

Model		T	Sig.	Collinearity Statistics	
				Tolerance	VIF
1	(Constant)	3.500	0.001		
	Gred Usaha Kecil	0.281	0.780	0.270	3.700
	Gred Usaha Menengah	0.926	0.359	0.162	6.158
	Gred Usaha Besar	0.293	0.771	0.391	2.559

a. Dependent Variable: Pelaksanaan Pekerjaan

Sumber: data Primer diolah dengan SPSS (2014)

Berdasarkan Tabel 5 maka nilai *coefficients* secara parsial nilai dari masing variabel, yaitu:

- Gred Usaha Kecil (X_1), dimana nilai t_{hitung} variabel gred usaha Kecil adalah 0,281 dan nilai t_{Tabel} sebesar 0,224 maka nilai $t_{hitung} > t_{Tabel}$ ($0,281 > 0,224$) dan nilai signifikansi ($0,001 < 0,050$) artinya

- variabel bebas (X) berupa gred usaha kecil (X_1) memiliki pengaruh terhadap pelaksanaan pekerjaan (Y) konstruksi di Sumatera Utara.
2. Gred Usaha Menengah (X_2), dimana nilai t_{hitung} variabel gred usaha menengah adalah 0,926 dan nilai t_{Tabel} sebesar 0,224 maka nilai $t_{hitung} > t_{Tabel}$ ($0,926 > 0,224$) dan nilai signifikansi ($0,023 < 0,050$) artinya variabel bebas (X) berupa gred usaha menengah (X_2) memiliki pengaruh terhadap pelaksanaan pekerjaan (Y) konstruksi di Sumatera Utara.
 3. Gred Usaha Besar (X_3), dimana nilai t_{hitung} variabel gred usaha besar adalah 0,293 dan nilai t_{Tabel} sebesar 0,224 maka nilai $t_{hitung} > t_{Tabel}$ ($0,293 > 0,224$) dan nilai signifikansi ($0,047 < 0,050$) artinya variabel bebas (X) berupa gred usaha besar (X_3) memiliki pengaruh terhadap pelaksanaan pekerjaan (Y) konstruksi di Sumatera Utara.

3. Uji Serempak/Uji- F

Uji-F (uji serempak) dilakukan untuk melihat secara bersama-sama (serempak) pengaruh secara positif dan signifikan dari variabel bebas yaitu X berupa gred usaha kecil (X_1) dan gred usaha menengah (X_2) dan gred usaha besar (X_3) secara individual terhadap variabel terikat berupa pelaksanaan pekerjaan (Y).

Tabel 6 Uji F (Serempak)

ANOVA^b

	Model	Sum of Squares	df	Mean Square	F	Sig.
1	Regression	100.638	3	33.546	0.781	0.510 ^a
	Residual	2017.715	47	42.930		
	Total	2118.353	50			

a. Predictors: (Constant), Gred Usaha Besar, Gred Usaha Kecil, Gred Usaha Menengah

b. Dependent Variable: Pelaksanaan Pekerjaan

Sumber: data Primer diolah dengan SPSS Versi 20.0 (2014)

Pada Tabel 5.6, memperlihatkan bahwa nilai F_{hitung} adalah 0,781 dengan tingkat signifikan 0,510. Sedangkan, nilai F_{Tabel} pada tingkat signifikan 95% ($\alpha = 0,05$) adalah 0,279 dimana ($F_{hitung} > F_{Tabel}$) sehingga $0,781 > 0,279$. Dengan demikian, secara serempak terdapat pengaruh yang signifikan antara variabel bebas (X) berupa gred usaha kecil (X_1) dan gred usaha menengah (X_2) dan gred usaha besar (X_3) secara individual terhadap variabel terikat berupa pelaksanaan pekerjaan (Y).

4. Uji Determinan (R^2)

Pengujian koefisien determinasi (R^2) digunakan untuk mengukur proporsi atau persentase kemampuan model dalam menerangkan variabel terikat. Koefisien determinasi berkisar antara nol sampai satu ($0 \leq R^2 \leq 1$). Jika R^2 semakin besar (mendekati satu), maka dapat dikatakan bahwa pengaruh variabel bebas (X) yaitu berupa gred usaha kecil (X_1) dan gred usaha menengah (X_2) dan gred usaha besar (X_3) secara individual terhadap variabel terikat berupa pelaksanaan pekerjaan (Y). Hal ini berarti model yang digunakan semakin kuat untuk menerangkan pengaruh variabel bebas terhadap variabel terikat dan demikian sebaliknya.

Tabel 7 Goodness of Fit (R^2)

Model Summary^b

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate	Change Statistics				
					R Square Change	F Change	df1	df2	Sig. F Change
1	0.218 ^a	0.075	0.713	6.55211	0.048	0.781	3	47	0.510

a. Predictors: (Constant), Gred Usaha Besar, Gred Usaha Kecil, Gred Usaha Menengah

b. Dependent Variable: Pelaksanaan Pekerjaan

Sumber: data Primer diolah dengan SPSS (2014)

Dari Tabel 7 di atas diperoleh nilai, dan dijelaskan sebagai berikut:

1. Nilai $R = 0,218$ atau 21,80% artinya terdapat hubungan antara variabel (X) berupa gred usaha kecil (X_1) gred usaha menengah (X_2) dan gred usaha besar (X_3) secara individual terhadap variabel terikat berupa pelaksanaan pekerjaan (Y). yaitu sebesar 21,80%, hal ini menunjukkan hubungan antar variabel yang cukup erat.
2. Nilai $Adjusted R_{Square} 0,713$ atau 71,30%, artinya variabel penelitian mampu menjelaskan tentang pelaksanaan pekerjaan konstruksi di Sumatera Utara sebesar 71,30%, sedangkan sisanya 28,70% dipengaruhi oleh faktor-faktor lain di luar penelitian ini.

Dengan demikian, hipotesis penelitian ini, dapat diterima kebenarannya dan memiliki hubungan yang signifikan antara kualifikasi kontraktor dengan pelaksanaan pekerjaan konstruksi di Sumatera Utara.

6. KESIMPULAN

Setelah menganalisa data-data yang ada maka dapat diambil suatu kesimpulan yang dirumuskan sebagai hasil penelitian dan didukung dengan saran-saran yang diharapkan dapat bermanfaat bagi kemajuan perusahaan, yaitu:

1. Hubungan bermakna antara modal kekayaan bersih dengan pelaksanaan pekerjaan konstruksi di Sumatera Utara yaitu sebesar 0,530 dengan nilai sig 0,000 pada gred usaha besar
2. Hubungan bermakna antara nilai paket pekerjaan dengan pelaksanaan pekerjaan konstruksi di Sumatera Utara yaitu sebesar 0,312 dengan nilai sig 0,026 pada gred usaha menengah
3. Hubungan bermakna antara jumlah peralatan yang dimiliki dengan pelaksanaan pekerjaan konstruksi di Sumatera Utara yaitu sebesar 0,280 dengan nilai sig 0,047 pada gred usaha kecil
4. Terdapat pengaruh positif dan signifikan antara gred usaha kecil sebesar 21,80%, suatu pengaruh yang positif dan signifikan terhadap pelaksanaan pekerjaan konstruksi di Sumatera Utara.
5. Terdapat pengaruh positif dan signifikan antara gred usaha menengah sebesar 92,60%, suatu pengaruh yang positif dan signifikan terhadap pelaksanaan pekerjaan konstruksi di Sumatera Utara.
6. Terdapat pengaruh positif dan signifikan antara gred usaha besar sebesar 29,30%, suatu pengaruh yang positif dan signifikan terhadap pelaksanaan pekerjaan konstruksi di Sumatera Utara.
7. Nilai $R = 0,218$ atau 21,80% artinya terdapat hubungan antara variabel X berupa gred usaha kecil, gred usaha menengah dan gred usaha besar secara individual terhadap variabel terikat berupa pelaksanaan pekerjaan yaitu sebesar 21,80%, hal ini menunjukkan hubungan antar variabel yang cukup erat.
8. Nilai $Adjusted R_{Square} 0,713$ atau 71,30%, artinya variabel penelitian mampu menjelaskan tentang pelaksanaan pekerjaan konstruksi di Sumatera Utara sebesar 71,30%, sedangkan sisanya 28,70% dipengaruhi oleh faktor-faktor lain di luar penelitian ini.

DAFTAR PUSTAKA

- 2008, Peraturan Lembaga Pengembangan Jasa Konstruksi (LPJK) Nomor 11a Tahun 2008, tentang Registrasi Usaha Jasa Pelaksana Konstruksi Dewan Pengurus Lembaga Pengembangan Jasa Konstruksi Nasional
- 2013, Peraturan Lembaga Pengembangan Jasa Konstruksi (LPJK) Nomor 10 Tahun 2013, tentang Registrasi Usaha Jasa Pelaksana Konstruksi
- Badan Pusat Statistik, 2013, *Badan Pusat Statistik (BPS)*.
- Husen, A., 2010, *Manajemen Proyek*, Penerbit Andi, Yogyakarta
- Kiranto, 2011, <http://www1.pu.go.id/m/main/view/8021>, Menteri Pekerjaan Umum Jawa barat. download November 2013
- Soeharto, I., 1997, *Manajemen Proyek dari Konseptual Sampai Operasional*, Erlangga, Jakarta

ANALISIS SAMBUNGAN BALOK WF KE KOLOM PIPA BAJA DENGAN PELAT DIAFRAGMA EKSTERNAL

Lindung Nainggolan¹⁾, Johannes Tarigan²⁾, Sanci Barus³⁾

1) Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil USU

2) Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil dan Program Studi Magister Teknik Sipil USU

3) Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil dan Program Studi Magister Teknik Sipil USU

ABSTRAK

Dalam merencanakan suatu struktur yang pertama yang harus dipikirkan seorang Engineer adalah kegunaan dan fungsi dari yang didesain yang berhubungan dengan beban yang bekerja terutama beban gempa, maka seorang ahli struktur akan berpikir bagaimana mempolakan bermacam macam gaya elemen yang bekerja yang akan ditransfer ke titik-titik tertentu. Pada Ilmu Mekanika Teknik dijelaskan bahwa Inersia suatu profil sangat menentukan dalam pemilihan dimensi profil yang akan digunakan, hal ini disebabkan variasi dan arah beban yang bekerja berbeda-beda pada setiap konstruksi. Inersia pipa baja berongga mempunyai nilai yang sama untuk segala arah sehingga dalam memikul beban akan lebih kuat dibandingkan dengan profil lain. Yang menjadi permasalahan menurut pengalaman penulis selama bekerja adalah masalah penyambungan, saat penyambungan pipa dengan profil sebagian besar hanya menggunakan profil yang sejenis dengan menggunakan las. Pada tesis ini penulis mencoba membuat eksperimen sambungan pipa baja berongga ke profil Wide Flange dengan memakai pelat diafragma eksternal hal ini dibuat supaya pada area sambungan ada perilaku semi kaku dengan memakai baut sebagai alat penyambung dengan pembebanan secara bertahap sampai baut mengalami leleh. Benda uji yang digunakan dalam eksperimen ada 2 buah yaitu yang memakai pengaku dan tidak memakai pengaku serta masing-masing eksperimen dibandingkan dengan program Finite Element Method (FEM). Persentase penambahan beban akibat adanya pengaku adalah sebesar 34,61% dan selisih lendutan yang terjadi sebesar 40,58%, sedangkan persentase peningkatan kekakuan hasil Experiment sebesar 157,39 % dan hasil Finite Element Method (FEM) sebesar 159,20 %.

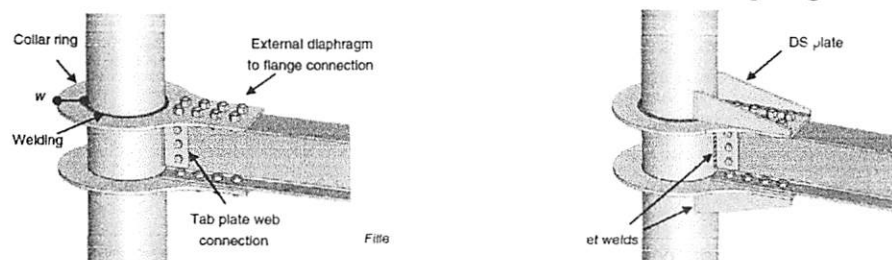
Kata kunci: Kolom Pipa baja berongga, Pelat Diafragma Eksternal, profil Wide Flange, regangan, kekakuan lendutan, dan beban.

1. Pendahuluan

Seiring dengan perkembangan dunia konstruksi yang semakin hari semakin bertumbuh dengan pesat baik dari model maupun kegunaannya maka konstruksi baja adalah salah satu material yang digunakan.

Penampang berongga melingkar, mempunyai bagian tertutup dengan momen inersia isotropis, penampang ini hampir tidak mempunyai risiko terhadap tekuk pada arah lentur- torsi. Dengan demikian sangat menguntungkan untuk kolom pada konstruksi portal dengan tahanan momen akibat gaya horizontal berbagai arah. Untuk sambungan diafragma eksternal portal kolom berongga melingkar ke balok H sebelumnya diteliti oleh Setelah konstruksi di desain didapat dimensi dari profil, maka dimensi yang didapat harus mampu menahan berbagai gaya seperti momen dan geser, yang diakibatkan oleh beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa, beban kejut seperti yang terjadi pada dermaga dan jembatan, akibat gaya yang di timbulkan tersebut maka konstruksi harus tersambung dengan baik.

Pada tulisan ini akan menganalisa sambungan pipa yang di perkuat dan tidak di perkuat dengan pelat diaphragm dapat dilihat pada Gambar 1 dibawah. Setelah konstruksi di desain didapat dimensi dari profil, maka dimensi yang didapat harus mampu menahan berbagai gaya seperti momen dan geser, yang diakibatkan oleh beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa, beban kejut seperti yang terjadi pada dermaga dan jembatan, akibat gaya yang di timbulkan tersebut maka konstruksi harus tersambung dengan baik.



Gambar 1. Sambungan antara balok dan kolom pada portal baja (Alireza Bagheri, 2013)

Dengan adanya plat diafragma sebagai plat penyambung pada konstruksi balok overhang maka akan dapat mengetahui berapa besar beban batas yang dipikul serta kekakuan masing – masing percobaan yang dibandingkan dengan analisa finite elemen method pada sambungan kolom pipa baja Ø 8 inchi tebal 10 mm asumsi kaku dan *Wide Flange* 150 x 75 x 5 x 7 untuk balok, tebal pelat penyambung yaitu 10 mm, dan diameter baut 12 mm serta tebal las minimal 5 mm.

2. Tinjauan Pustaka

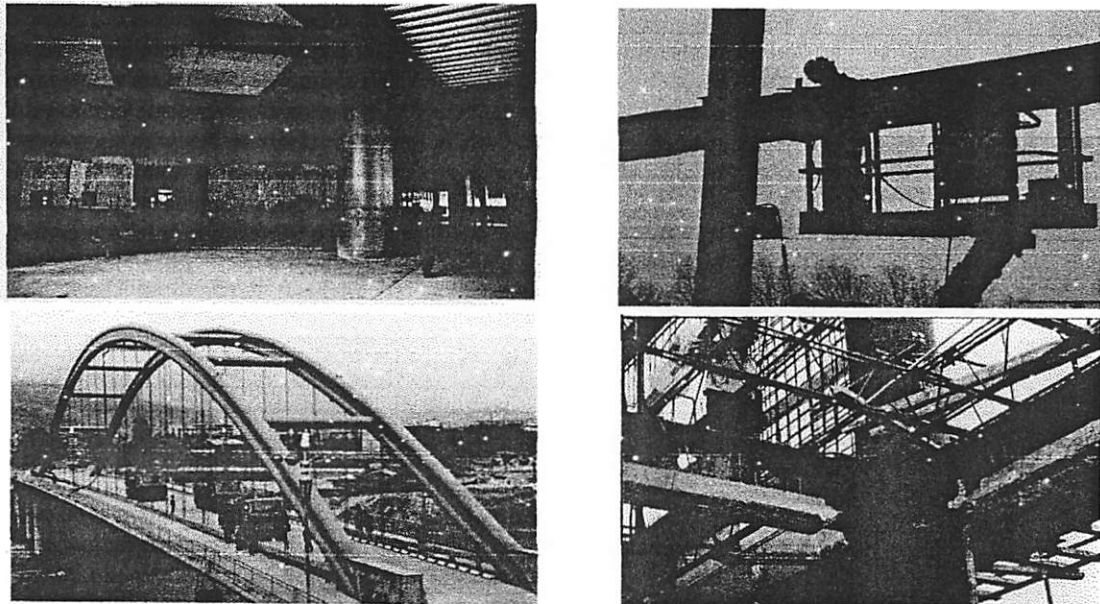
2.1 Teori Umum

Baja struktur adalah suatu jenis baja yang berupa batangan dan pelat, yang berdasarkan pertimbangan ekonomis, kekuatan, dan sifatnya cocok untuk pemikul beban. Baja struktur banyak digunakan dalam pembuatan bangunan seperti: gedung, pabrik, jembatan, dermaga, alat transportasi laut, dan lain-lain.

Alat penyambung yang sering digunakan pada konstruksi baja adalah baut dan las yang diberi pelat sebagai perantara untuk memindahkan gaya-gaya dari satu profil ke profil utama. Secara umum sambungan antara struktur baja terdiri dari 3 elemen yaitu:

1. Balok atau kolom
2. Pelat
3. Alat penyambung

Jadi ketiga elemen tersebut harus diperhitungkan sehingga perencanaan struktur tersebut akan sesuai seperti yang direncanakan.



Gambar 2. Penggunaan Sambungan Balok dan Kolom Pipa (Alireza Bagheri Sabbagh, 2013)

Pada struktur portal baja, sambungan berfungsi untuk menggabungkan profil-profil menjadi batang, balok, kolom, dan bagian-bagian konstruksi lainnya serta menggabungkan bagian-bagian konstruksi tersebut menjadi satu kesatuan bangunan. Sambungan ini harus mampu menyalurkan gaya-gaya yang bekerja dari satu komponen ke komponen lainnya. Kriteria dasar yang umum dalam perencanaan sambungan, antara lain:

a. Kekuatan (*strength*)

Dari segi kekuatan, sambungan harus kuat menahan momen, gaya geser, gaya aksial yang dipindahkan dari elemen yang satu ke elemen yang lainnya beserta gaya sekunder yang ditimbulkannya.

b. Kekakuan (*stiffness*)

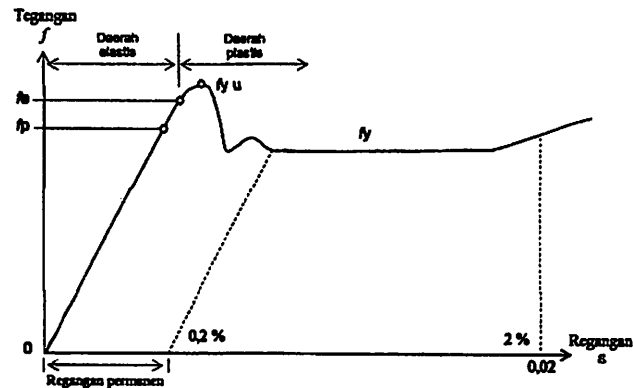
Kekakuan sambungan secara menyeluruh sangatlah penting, antara lain untuk menjaga lokasi semua komponen struktur satu sama lain. Istilah kekakuan digunakan untuk faktor EI dari batang atau dalam bahasa Inggris disebut (*stiffness*). Menurut kekakuannya, sambungan dapat dibagi atas :

1. Sambungan Difinitif, berarti tidak dapat dibuka lagi tanpa merusak alat-alat penyambungan.
2. Sambungan tetap, berarti bagian-bagian yang disambung tidak dapat bergerak lagi.
3. Sambungan sementara, berarti dapat dibuka lagi tanpa merusak alat-alat penyambungannya.
4. Sambungan bergerak, berarti sambungan ini memungkinkan pergerakan yang dibutuhkan menurut perhitungan statis pada bagian-bagian yang disambung.

c. Cukup Ekonomis

Sambungan harus cukup sederhana, biaya fabrikasi yang murah tapi memenuhi syarat cukup kuat dan mudah dalam pelaksanaannya atau praktis.

Berdasarkan Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD (SNI 03-1729-2002), hubungan antara regangan dan tegangan baja dapat dilihat pada diagram berikut ini :



Gambar 2. Bagian kurva yang diperbesar, $E = 0,2\%$ merupakan regangan permanen (Setiawan, 2008)

Tegangan nominal (f) yang terjadi dalam benda uji diplot pada sumbu vertikal, sedangkan regangan (ϵ) yang merupakan perbandingan antara pertambahan panjang dengan panjang mula-mula ($\Delta L/L$) diplot pada sumbu horizontal. Gambar 2 merupakan hasil uji tarik dari suatu benda uji baja yang dilakukan hingga benda uji mengalami keruntuhan. Titik-titik penting dalam kurva tegangan-regangan adalah sebagai berikut :

- f_p = batas proporsional.
- f_e = batas elastis.
- $f_y u, f_y$ = tegangan leleh atas dan bawah.
- f_u = tegangan ultimate.
- ϵ_{sh} = regangan saat mulai terjadi strain-hardening (penguatan regangan).

Titik-titik ini membagi kurva tegangan-regangan menjadi beberapa daerah, yaitu :

a. Daerah linear antara titik 0 dan f_p , pada daerah ini berlaku Hukum Hooke :

$$\Delta L = \frac{P \cdot L}{E \cdot A} \quad (1)$$

Untuk menentukan besar tegangan (f) :

$$f = \frac{P}{A} \quad (2)$$

Dimana: P = beban (N)
 A = luas penampang (mm^2)

Untuk menentukan regangan (ϵ) :

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad (3)$$

Dimana: ΔL = pertambahan panjang (mm)
 L_0 = panjang mula-mula (mm)

Sedangkan untuk menentukan modulus elastisitas (E) :

$$E = \frac{f}{\epsilon} \quad (4)$$

Dimana: f = tegangan
 ϵ = regangan

- b. Daerah elastis dari 0 sampai f_e , yaitu apabila beban yang bekerja pada benda uji dihilangkan maka benda uji akan kembali ke bentuk semula (masih elastis).
- c. Daerah plastis dibatasi dari f_e sampai dengan regangan 2 %, dimana dengan tegangan yang hampir konstan mengalami regangan yang besar. Metode perencanaan plastis menggunakan daerah ini untuk menentukan kekuatan plastis. Daerah ini juga menunjukkan tingkat daktilitas dari material baja.
- d. Daerah antara regangan ϵ_{sh} sampai pada daerah dimana benda uji sudah putus dinamakan daerah penguatan regangan (*strain hardening*). Sesudah melewati daerah plastis tegangan kemudian naik

kembali namun dengan regangan yang lebih besar, sampai pada puncaknya dimana terdapat tegangan ultimate (f_u), sesudah itu terjadi penurunan tegangan namun regangan terus bertambah, sampai kemudian benda uji menjadi putus.

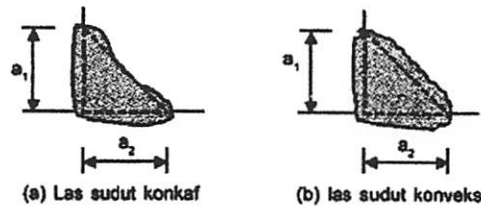
2.2 Jenis Alat Sambungan

Fungsi sambungan adalah mengalihkan gaya-gaya dari satu komponem struktur ke komponem yang lain sehingga beban luar yang bekerja pada struktur dapat diteruskan ke pondasi. Komponen sambungan terdiri dari pelat pengisi, pelat buhul, pelat penyambung, pelat pengaku, dan alat penyambung. Secara umum sambungan balok menggunakan pelat ujung (*end-plate*) terdiri dari 3 elemen yaitu: balok, pelat diafragma dan alat penyambung (las dan baut).

Jenis-jenis alat sambung pada konstruksi baja adalah paku keling (*rivet*), baut dan las. Sambungan untuk fabrikasi yang sering digunakan adalah las, yang relatif murah dan kekuatannya sangat baik bila dapat dikerjakan di bawah kontrol mutu yang tepat. Alternatif alat sambung lainnya tentu saja hanya baut. Alat sambung untuk dirakit (*erection*) di lapangan adalah baut, dipilih karena mudah dilaksanakan tanpa inspeksi yang rumit, cukup secara visual mata. Sambungan las lapangan harus dihindari, khusus untuk struktur utama. Bila terpaksa, itu harus dilakukan oleh tukang yang ahli dan di bawah kontrol mutu yang ketat. Dalam tesis ini, jenis alat sambungan yang dibahas adalah alat sambung las dan baut mutu biasa A307.

2.2.1 Alat Penyambung Las

Las adalah suatu proses penyambungan logam (bisa juga non-logam) dengan membuat bagian yang disambung melebur (*coalescence*) menjadi satu kesatuan, dengan cara: memanasiya sampai temperatur tertentu dengan tekanan atau tanpa tekanan, dengan pengisi (bahan penyambung) atau tanpa pengisi, yang kemudian setelah dingin akan menyatu dengan baik. Jenis las yang dipakai oleh industri adalah *Arc Welding*. Tipe las busur-listrik yang paling sederhana dan dikerjakan secara manual adalah *Shielded Metal Arc Welding* (SMAW). Disebut paling sederhana karena las busur-listrik SMAW hanya memerlukan kawat-las (*electrode*), mesin las (pembangkit listrik) dan aksesoris pelengkap. Ukuran las sudut ditentukan oleh panjang kaki. Panjang kaki harus ditentukan sebagai panjang a_1 dan a_2 (Gambar 3). Bila kakinya sama panjang, ukurannya adalah t_w . Ukuran minimum las sudut, ditetapkan dalam Tabel 1.



Gambar 3. Ukuran las sudut ditentukan oleh panjang kaki (Setiawan, 2008)

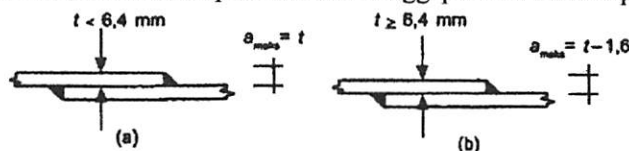
Tabel 1. Ukuran minimum las sudut (Setiawan, 2008)

Tebal Pelat (t) paling tebal	Ukuran minimum las sudut (a)
$t \leq 7 \text{ mm}$	3 mm
$7 \text{ mm} < t \leq 10 \text{ mm}$	4 mm
$10 \text{ mm} < t \leq 15 \text{ mm}$	5 mm
$15 \text{ mm} < t$	6 mm

Sedangkan pembatasan ukuran maksimum las sudut, yaitu:

- Untuk komponem dengan tebal kurang dari 6,4 mm, diambil setebal komponem.
- Untuk komponem dengan tebal 6,4 mm atau lebih 1,6 mm kurang dari tebal komponem.

Panjang efektif las sudut adalah seluruh panjang las sudut berukuran penuh dan paling tidak harus 4 kali ukuran las, jika kurang maka ukuran las untuk perencanaan dianggap sebesar $\frac{1}{4}$ kali panjang efektif (Gambar 4).



Gambar 4. Jenis-jenis sambungan las (Setiawan, 2008)

Filosofi umum dari LRFD terhadap persyaratan keamanan suatu struktur, dalam hal ini terutama untuk las, adalah terpenuhinya persamaan berikut:

$$\phi \cdot R_{mv} \geq R_{ul}$$

(5)

Dimana: ϕ = Faktor tahanan
 R_{nw} = Tahanan nominal persatuan panjang las
 R_u = Beban terfaktor persatuan panjang las

1. Las tumpul

Kuat las tumpul penetrasi penuh ditetapkan sebagai berikut:

a. Bila sambungan dibebani dengan gaya tarik atau gaya tekan aksial terhadap luas efektif, maka:

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,90 \cdot t_e \cdot f_y \text{ (bahan dasar)} \quad (6.a)$$

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,90 \cdot t_e \cdot f_{yw} \text{ (las)} \quad (6.b)$$

b. Bila sambungan dibebani dengan gaya geser terhadap luas efektif, maka:

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,90 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_y) \text{ (bahan dasar)} \quad (7.a)$$

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,90 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{yw}) \text{ (las)} \quad (8.b)$$

Dengan f_y dan f_u kuat leleh dan kuat tarik putus.

2. Las sudut

Kuat rencana per satuan panjang las sudut, ditentukan sebagai berikut:

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_u) \text{ (bahan dasar)} \quad (9.a)$$

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \text{ (las)} \quad (9.b)$$

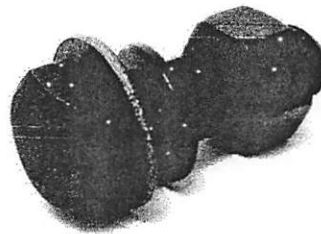
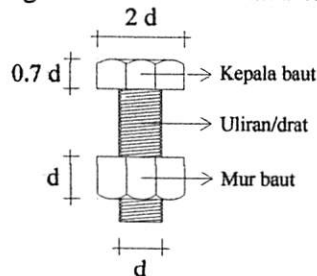
3. Las baji dan pasak

Kuat rencana baji dan pasak, ditentukan sebagai berikut :

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \cdot A_w \quad (10)$$

2.2.2 Alat Penyambung Baut

Ada dua jenis baut yang ada dipasaran, yaitu baut mutu biasa (ASTM A307) dan baut mutu tinggi (ASTM A325 dan A490). Baut mutu tinggi diidentifikasi sebagai ASTM A325 ($F_u = 725-825$ Mpa), ASTM A490 ($F_u = 1035$ Mpa). Baut biasa (ASTM A307) disebut juga baut hitam atau baut mesin, karena terbuat dari baja kadar karbon rendah dengan kuat tarik 60 ksi atau 450 Mpa (minimum), sama seperti material baja A36 (Gambar 5).



Keterangan: Ring pada pemasangan baut-mur berfungsi agar bila mur dikencangkan dengan keras tidak mudah dol/londot.

Gambar 5. Alat penyambung baut mutu biasa A307 yang dipakai dalam pengujian

Suatu baut yang memikul beban terfaktor (R_u), sesuai persyaratan LRFD harus memenuhi persamaan berikut:

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \quad (11)$$

Besarnya R_n berbeda-beda untuk masing-masing tipe sambungan.

1. Tahanan Geser Baut

Tahanan nominal satu buah baut yang memikul gaya geser harus memenuhi persamaan berikut:

$$R_n = m \cdot r_f \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (12)$$

2. Tahanan Tarik Baut

Tahanan nominal satu buah baut yang memikul gaya tarik harus memenuhi persamaan berikut:

$$\phi R_n = \phi \cdot F_u^b \cdot A_b \quad (13)$$

Untuk tegangan leleh tarik pada penampang dan pada sambungan menggunakan rumus:

$$P_n = 0,90 \cdot F_y \cdot A_g \quad (14)$$

Untuk putus akibat tarik pada elemen sambungan menggunakan rumus:

$$P_n = 0,90 \cdot F_u \cdot A_e \quad (15)$$

3. Tahanan Tumpu Baut

Tahanan tumpu nominal satu buah baut tergantung kondisi yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Besarnya ditentukan dengan persamaan berikut:

$$R_n = 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \quad (16)$$

Persamaan (16) berlaku untuk semua baut, sedangkan untuk lubang baut selot panjang tegak lurus arah gaya berlaku:

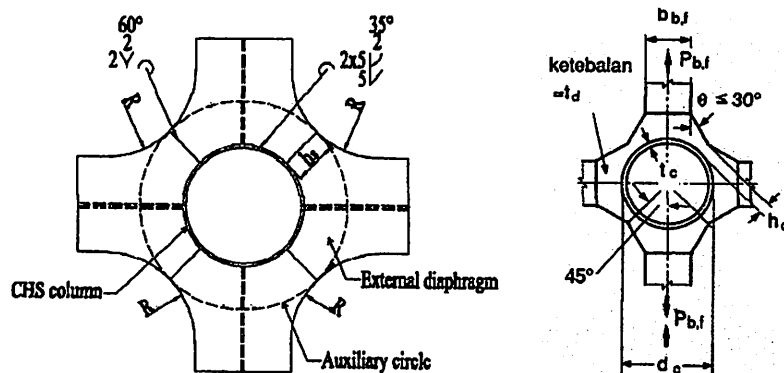
$$R_n = 2,0 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \quad (17)$$

Tata letak baut diatur dalam SNI pasal 1.3.4. Jarak antar pusat lubang baut harus diambil tidak kurang dari 3-diameter nominal baut, dan jarak antara baut tepi dengan ujung pelat harus sekurang-kurangnya 1,5-diameter nominal baut. Dan jarak maksimum antara pusat lubang baut tak boleh melebihi $15 \cdot t_p$ (dengan t_p adalah tebal pelat lapis tertipis dalam sambungan) atau 200 mm, sedangkan jarak tepi maksimum harus tidak melebihi $(4t_p + 100 \text{ mm})$ atau 200 mm.

2.3 Pelat Diafragma Eksternal Sebagai Sambungan

Sambungan dengan diafragma eksternal telah menjadi studi utama di Universitas Kobe (AIJ 1996). Rumus perencanaan untuk sambungan ini terdapat di dalam Architectural Institute of Japan Recommendation sejak tahun 1980. Baik penampang berlubang yang melingkar maupun persegi. Studi oleh Kamba dan kawan-kawan (1983) dan Tabuchi dan kawan-kawan (1985) menghasilkan dasar untuk rumus dalam perencanaan.

Untuk menghindari konsentrasi tegangan yang bekerja pada pelat diafragma eksternal, bentuk plat diafragma eksternal dibuat menjadi busur menyinningung lingkaran ke tepi dua flens balok di dekatnya seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.



Gambar 6. Details diafragma eksternal

Jari-jari R_1 busur dapat dinyatakan dengan persamaan:

$$R_1 = ctg(22.5) \left(\frac{d}{2} + h_s - \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot b_f \right) \quad (18)$$

Kapasitas lentur dari sambungan eksternal diafragma dapat dihitung dengan persamaan di bawah ini:

$$M_{j,ef}^* = P_{b,f}^* (h_b - t_{b,f}) \quad (19)$$

Kapasitas lentur dari sambungan badan diabaikan sebab pengaruh kekakuan dari tebal kolom sudah dimasukkan ke dalam persamaan tahanan ultimit. Kapasitas lentur yang diperlukan pada permukaan kolom dapat ditentukan dengan rumus di bawah ini:

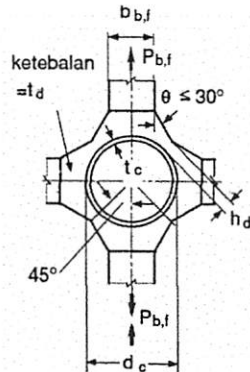
$$M_{ef} = \frac{L}{L - L_{haunch}} \alpha M_p \quad (20)$$

Dimana L_{haunch} menunjukkan jarak antara permukaan kolom dan ujung horizontal *haunch*, yang mana ekuivalen dengan panjang dari diafragma eksternal diukur dari permukaan kolom. Faktor dari $\alpha = 1,2$,

Persamaan pada Tabel 2, didasarkan pada hasil percobaan untuk sambungan las dan baut. Rumus desain yang sama ditunjukkan untuk aplikasi sambungan baut juga. Tebal maksimum dari sayap balok dan diafragma eksternal adalah 25 mm untuk sambungan kolom berongga melingkar, ketika tebal maksimum dari sayap balok dan tebal kolom adalah 16 mm. Sambungan diafragma eksternal mungkin gagal jika pertama kali terjadi retak pada sudut diafragma atau sambungan las antara diafragma dan sayap balok.

Bentuk diafragma eksternal

Persamaan kekuatan batas



$$P_{b,f}^* = 19,6 \cdot \left(\frac{d_c}{t_c}\right)^{-1,54} \left(\frac{h_d}{d_c}\right)^{0,14} \left(\frac{t_d}{t_c}\right)^{0,34} \left(\frac{d_c}{2}\right)^2 f_{c,y}$$

$$14 \leq d_{\epsilon} / t_{\epsilon} \leq 36$$
$$0,05 \leq h_d / d_c \leq 0,14$$
$$0,75 \leq t_d / t_c \leq 2 \quad \theta \leq 30$$

b = Lebar

t = Ketebalan

c = Kolom

θ = kemiringan diafragma Subskrip

 $f_{c,y}$ = kekuatan leleh material kolom

d = Diameter

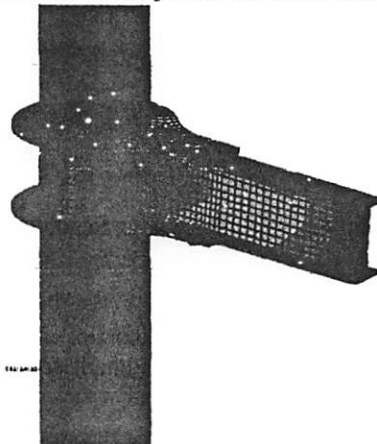
b = Balok

d = Diafragma

h = Tinggi

$$P_{b,f}^* = \text{gaya aksial tarik dan tekan}$$

Pada perhitungan numerik untuk baut pada sambungan pelat ujung dan pelat sayap dimodelkan dengan elemen *solid* secara tiga dimensi dengan mutu baut A307, sedangkan untuk balok, kolom, dan pelat dimodelkan dengan elemen *solid* seperti pada Gambar 7, dengan mutu baja A36 dengan $f_y=360$ MPa dan $f_u= 400$ MPa dengan modulus elastis untuk kolom, balok, pelat, dan baut sebesar 200.000 MPa.



Gambar 7. Kolom, balok, dan pelat dengan elemen *solid* secara elemen hingga

Pada umumnya, ada enam langkah dalam menyelesaikan analisa metode elemen hingga seperti di bawah berikut:

1. Diskritisasi area, pada langkah ini meliputi pembagian sub geometri dari area ke dalam elemen yang mempunyai nodal-nodal
2. Menentukan matriks kekakuan elemen, persamaan kekakuan untuk tiap-tiap elemen kemudian digabung menjadi kekakuan global struktur
3. Merakit matriks kekakuan global, dilakukan dengan menggunakan pendekatan kekakuan langsung
4. Memasukkan kondisi batas, pengekangan seperti tumpuan dan beban yang digunakan serta perpindahan
5. Memecahkan persamaan matriks, dilakukan dengan partisi matriks global dan memecahkan persamaannya
6. Proses keluaran, untuk memperoleh informasi tambahan seperti gaya reaksi, tegangan, dan regangan elemen

2.5 Teori Sambungan

Sambungan terdiri dari komponen sambungan dan alat pengencang. Sambungan didalam struktur baja merupakan bagian yang tidak mungkin diabaikan begitu saja, karena kegagalan pada sambungan dapat mengakibatkan kegagalan struktur secara keseluruhan. Sambungan diperlukan apabila:

1. Panjang batang standar tidak cukup atau tidak sesuai dengan kondisi dilapangan.
2. Sambungan yang dibuat untuk menyalurkan gaya dari bagian yang satu kebagian yang lainnya.
3. Sambungan pada struktur rangka batang dimana batang-batang penyusun selain membentuk kesetimbangan pada suatu titik kumpul, umumnya diperlukan pelat simpul sebagai media penyambung.
4. Untuk membentuk batang tersusun.
5. Pada tempat dimana terdapat perubahan dimensi penampang lintang batang akibat perubahan besarnya gaya.

Dalam tesis ini, konsep dasar perencanaan berdasarkan beban terfaktor (*Load and Resistance Factor Design*, LRFD). Perencanaan berdasarkan LRFD (SNI 03-1729-2002) secara umum, suatu struktur di katakan aman apabila memenuhi persyatan sebagai berikut :

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (21)$$

Faktor tahanan (ϕ) dalam perencanaan struktur berdasarkan metode LRFD, terlihat pada Tabel 3.

Tabel 3. Faktor tahanan (ϕ) berdasarkan Metode LRFD (Agus Setiawan, 2008)

Komponem struktur	Faktor Tahanan (ϕ)
Memikul lentur	0,90
Memikul gaya tekan aksial	0,85
Memikul gaya tarik aksial :	
a. Terhadap kuat tarik leleh	0,90
b. Terhadap kuat tarik fraktur	0,75
Memikul aksi-aksi kombinasi:	
a. Kuat lentur atau geser	0,90
b. Kuat tarik	0,90
c. Kuat tekan	0,85
Sambungan baut :	
a. Baut yang memikul geser	0,75
b. Baut yang memikul tarik	0,75
c. Baut yang memikul kombinasi geser/tarik	0,75
d. Lapis yang memikul tumpu	0,75
Sambungan las	
a. Las tumpul penetrasi penuh	0,90
b. Las sudut dan las tumpul penetrasi sebagian	0,75
c. Las pengisi	0,75

Ada beberapa tahap dalam menghitung kekakuan sambungan balok tidak sama kuat tanpa pengaku dan dengan pengaku secara pengujian (eksperimental) maupun simulasi numerik dengan metode elemen hingga (FEM). Adapun tahapannya seperti di bawah ini.

1. Menghitung berat profil sendiri dengan menggunakan rumus:

$$M_{bs} = -\frac{1}{8} \cdot Q_{bs} \cdot L^2 \quad (22)$$

2. Menentukan besar beban terpusat (P) setelah terjadi deformasi:

$$P = \frac{\left(\frac{1}{4} \cdot P_p \cdot L\right) - M_{bs}}{h} \rightarrow P_p = \text{beban terpusat maksimum yang diperoleh dari pengujian} \quad (23)$$

$$P = \frac{\left(\frac{1}{4} \cdot P_F \cdot L\right) - M_{bs}}{h} \rightarrow P_F = \text{beban terpusat maksimum yang diperoleh dari FEM} \quad (24)$$

3. Menentukan besar momen (M), dengan menggunakan rumus:

$$M = P \cdot h \quad (25)$$

4. Menentukan besar putaran sudut (θ), dengan menggunakan rumus:

$$\theta = \frac{\Delta}{d} \quad (26)$$

5. Menentukan kekakuan sambungan balok pada pelat ujung (*end-plate*) akibat pengaruh lentur diperoleh :

$$R_{\theta} = \frac{M}{\theta} \quad (27)$$

3. Metodologi Penelitian

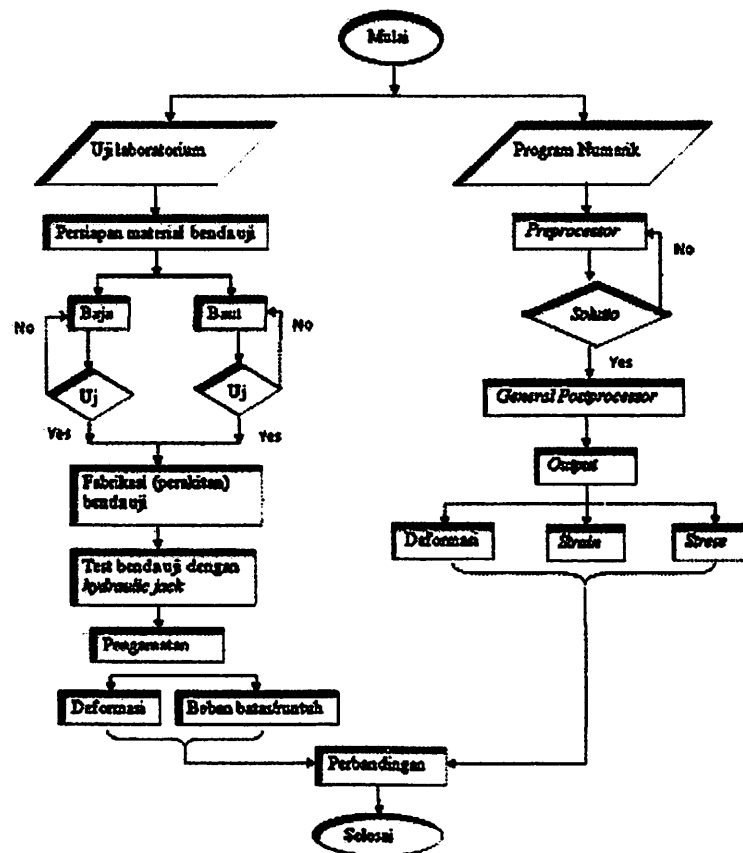
Adapun bahan-bahan yang digunakan dalam pengujian sambungan Kolom dengan balok overhang adalah sebagai berikut: Baja pipa diameter 8" tebal 10 mm dan balok baja yaitu:

1. Profil baja pipa diameter 8" tebal 10 mm yang berfungsi sebagai kolom
2. Profil baja WF 150 x 75 x 5 x 7 dengan panjang 850 mm berfungsi sebagai balok overhang.
3. Plat Diafragma External yang berfungsi sebagai alat penyambung antara Profil baja WF 150 x 75 x 5 x 7 dengan profil baja pipa diameter 8" tebal 10 mm mm Profil baja pipa diameter 8" tebal 10 mm.
4. Alat penyambung yang digunakan yaitu :
 - a. Sambungan kolom pipa dengan balok menggunakan las (cobe steel 4 mm) dengan tebal 4 mm.
 - b. Sambungan antara plat diafragma external dengan baja WF 150 x 75 x 5 x 7 dengan menggunakan baut mutu biasa A307 diameter ½" (12,7 mm) x 1 ½" (38,1 mm).
 - c. Tebal Pelat diafragma external 10 mm.

Adapun peralatan yang digunakan dalam pengujian sambungan balok yaitu:

1. Strain Gauges
2. Portable Data Logger 1 buah
3. Load Cell 1 buah
4. Hydraulic Jack 1 buah
5. LVDT 3 buah
6. Kunci momen
7. Peralatan lainnya yang dibutuhkan pada saat penelitian

Penelitian dilakukan di Laboratorium Struktur Usu tanggal 30 dan 31 Mei 2015. Adapun tahapan kajian penelitian ini dijelaskan pada Gambar 8.



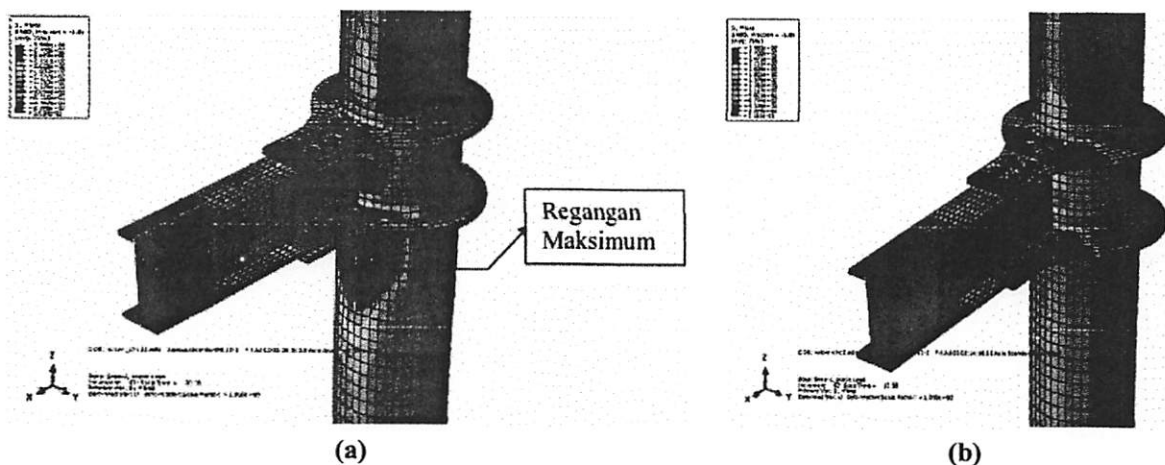
Gambar 8. Diagram alur penelitian

4. Hasil Pehitungan

Benda uji direncanakan harus dihitung statiknya terlebih dahulu hal ini supaya dapat gambaran titik berat berlaku elemen yang akan dianalisa setelah benda uji didapat dimensinya profilnya maka dimensi tersebut dimasukan kedalam perhitungan dengan menggunakan Metode Elemen Hingga atau *Finite Element Method*. Pada tesis ini jumlah benda uji adalah dua buah yaitu sambungan profil baja pipa diameter 8" tebal 7 mm dengan balok Profil baja WF 150 x 75 x 5 x 7 yang diperkaku dan tidak diperkaku dengan menggunakan diafragma eksternal. Pemodelan elemen hingga dilakukan dengan program struktur dengan menggunakan elemen *shell* atau *solid*, untuk baja yang digunakan adalah kolom pipa baja dan balok *overhang* WF 150 x 75 x 5 x 7 dengan spesifikasi yang digunakan dalam perhitungan sesuai dengan standar SNI BJ36. Dengan input data seperti nilai di bawah ini:

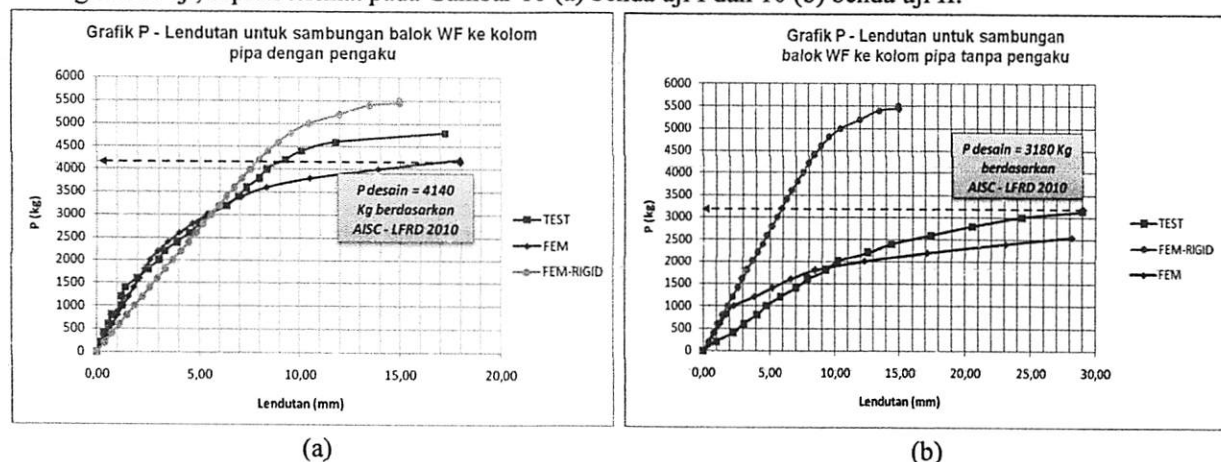
- Berat Jenis (ρ) = $7,8 \times 10^{-6} \text{ kg/mm}^3$
- Modulus elastisitas (E) = 200.000 MPa
- Poisson ratio* (ν) = 0,3
- Kekuatan leleh tarik = 36 ksi atau 250 MPa
- Kekuatan tarik ultimit = 58 ksi atau 400 Mpa

Setelah program struktur selesai dijalankan, maka kita akan mendapatkan hasil analisa. Hasil analisis dapat kita tampilkan sesuai dengan yang diperlukan pada percobaan. Hasil simulasi elemen hingga ditampilkan pada Gambar 9,a dan 9,b.



Gambar 9. Pola Regangan yang Terjadi pada Sambungan Kolom Pipa dengan Balok Dengan Pengaku (a) dan Tanpa Pengaku (b) dari Hasil *Finite Element Method*

Setelah dilakukan penelitian secara pengujian (eksperimental) dan metode elemen hingga dengan menggunakan elemen shell atau solid, maka diperoleh grafik hubungan antara beban batas lendutan dari masing-masing benda uji, seperti terlihat pada Gambar 10 (a) benda uji I dan 10 (b) benda uji II.



Gambar 10. Grafik Hasil Pengujian dan FEM benda uji I dan benda uji II

5. Kesimpulan dan Saran

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis sambungan balok dengan menggunakan baut dan pelat penyambung yang dilakukan diperoleh beberapa kesimpulan, yaitu:

1. Beban yang dapat dipikul sambungan kolom pipa baja berongga ke profil WF dengan memakai diafragma eksternal pada Eksperimen adalah sebesar 4.795 Kg, untuk *Finite Element Method* sebesar 4.209,18 Kg yang memakai pengaku sedangkan yang tidak memakai pengaku Eksperimen adalah sebesar 3.135 Kg untuk *Finite Element Method* sebesar 2.551,02 Kg, persentase penambahan beban akibat adanya pengaku pada Eksperimen 1 adalah sebesar 12,22% untuk *Finite Element* adalah 18,63% sedangkan persentase kenaikan beban akibat adanya pengaku adalah 34,61%.
2. Nilai lendutan:
 - a. Pengaku lendutan hasil Eksperimen = 17,22 dan lendutan hasil *Finite Elemen Method* = 17,93
 - b. Tanpa Pengaku lendutan hasil Eksperimen = 28,98 dan lendutan hasil *Finite Elemen Method* adalah 28,20

Persentasi penurunan lendutan pada Eksperimen sebesar 40,50 % sedangkan pada *Finite Element Method* sebesar 36,42 %.
3. Nilai kekakuan dan putaran sudut:
 - a. Pengaku
 1. Kekakuan hasil Eksperimen adalah 0,0000314 putaran sudut 0,763626

2. Kekakuan hasil *Finite Elemen Method* adalah 0,00000588 putaran sudut 0,03584.
- b. Tanpa Pengaku
 1. Kekakuan hasil Eksperimen adalah 0,0000155 putaran sudut 1,01499
 2. Kekakuan hasil *Finite Elemen Method* adalah 0,00000127 putaran sudut 1,00274

5.2. Saran

Berdasarkan hasil pengerjaan tesis ini, saran yang dapat saya berikan untuk penelitian selanjutnya, yaitu:

1. Ketika pembuatan benda uji dan pensettingannya untuk pengujian, perlu diperhatikan ketelitian dari masing-masing elemen. Mulai dari pembuatan benda uji, kedudukan rangka benda uji harus benar-benar kaku dengan kata lain tidak ada pergerakan dari kedua tumpuan, sehingga hasil yang didapat akan lebih akurat.
2. *Type Strain gauge* yang digunakan pada saat melakukan pengujian sangat menentukan terhadap hasil yang dikeluarkan *data logger*. Semakin banyak *strain gauge* yang dipasang pada area bidang yang diuji maka semakin banyak perilaku yang didapat.
3. Perlunya dilakukan penelitian untuk berbagai variasi profil balok yang disambung ke pipa baja berrongga untuk tebal pelat yang bervariasi serta mutu baut yang berbeda.
4. Penambahan jumlah benda uji pada eksperimen hendaknya menjadi pertimbangan agar nantinya didapat hasil yang lebih valid.

DAFTAR PUSTAKA

- Agus Setiawan, 2008, *Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD* (Berdasarkan SNI 03-17292002). Penerbit Erlangga: Jakarta.
- Alireza Bagheri Sabbagh, Tak Ming Chan and James Toby Mottram, 2013, *Detailing of I-beam-to-CHS column joints with external diaphragm plates for seismic actions*. Journal of Constructional Steel Research Vol. 88.
- Alostaz, Y. M. and S. P. Schneider, 1996, *Analytical behavior of connections to concrete-filled steel tubes*. Journal of Constructional Steel Research Vol. 40.
- Alireza Bagheri Sabbagh, Tak-Ming Chan, *School of Engineering, University of Warwick, Coventry, UK* a.bagheri-sabbagh@warwick.ac.uk; t.m.chan@warwick.ac.uk
- Akhyar Nasution, 2003, *Tesis Analisa Distribusi Gaya Pada Sambungan Baut Dengan Menerima Gaya Aksial*. USU e-Repository @ 2008.
- Budi Forianta Tarigan, 2013, *Tesis Analisa kekakuan sambungan pada konsol dengan baut mutu tinggi dibandingkan dengan baut mutu biasa pada struktur baja*. USU e-Repository @ 2014.
- Chen, W.F., dan Liu, E.M., 1991. *Stability Design of Steel Frames*, CRC Press Boca Raton, FL, 380 pp.
- Chen, W.F., dan Toma, S., 1995. *Advanced Analysis of Steel Frames*, CRC Press Boca Raton, FL, 383 pp.
- Charles G. Salmon, Jhon E. Johnson, 1990, *Struktur Baja, Design dan Perilaku, Jilid 1*. Penerbit Erlangga: Jakarta.
- Daniel Rumbi Taruna, 2001, *Tesis Analisa Non Linier Pental baja dengan memperhitungkan pengaruh ketidak kakuan sambungan*, Digilib ITB @2001.
- Daxu Zhang, Shengbin Gao, Jinghai Gong, *Seismic behaviour of steel beam to circular CFST column assemblies with external diaphragms*. Department of Civil Engineering, School of Naval Architecture, Ocean and Civil Engineering, Shanghai Jiao Tong University: Shanghai 200240, China
- G.D. de Winkel, 1998, *The Static Strength of I-Beam to Circular Hollow Section Column Connections*. Gerben Dick De Winkel Civiel Ingenieur Geboren Te Loosdrecht.
- G. R. Liu S. S. Quek *The Finite Element Method, A Practical Course Department of Mechanical Engineering*. National University of Singapore
- P. Chunhviriyakul, G.A. MacRae, D. Anderson, C. Clifton and R.T. Leon, 1997, *Composite Steel-Concrete Construction for New Zealand*. Steel Repot.
- Van-Long Hoang, Jean-François Démonceau and Jean-Pierre Jaspart, 2014 *Resistance of through-plate component in beam-to-column joints with circular hollow columns*. Journal of Constructional Steel Research Vol. 92.
- Y. Kurobane, J. A. Packer, J. Wardenier, N. Yeomans, *Design Guide for Structural hollow section column connection*
- W.Q. Li^{1,*}, Y. Y. Chen^{1,2}, W. Wang^{1,2}, Y.J. Xu³ and X.D. Experimental Study Of External Diaphragm Joint Connecting CHS Column and H – Shaped Beam ¹Department of Structural Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China ²State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Shanghai 200092, China ³China Northwest Building Design Research Institute, Xi'an 710003, China* (Corresponding author: E-mail: lwqxyf631@hotmail.com)
- W.N. Sui & Y.Y. Chen “ *Tongji University, Shanghai, China Behavior of external diaphragm connection of CHS column with H-shaped beams*. Tubular Structures XIII – Young (ed) © 2010 The University of Hong Kong, ISBN 978-0-415-58473-9

ESTIMASI DURASI BERBASIS SKALA RESIKO PADA PROYEK PEMBANGUNAN TAHAP III RSUD DR. DJOELHAM KOTA BINJAI

Doi Suterca Tarigan^{*)}, Syahrizal ^{**) Roesyanto ^{**)}}

^{*)}Mahasiswa Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara

^{**)Dosen Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara}

Abstrak

Proyek Pembangunan Tahap III Rumah Sakit Umum Daerah Dr. Djoelham Kota Binjai yang dilaksanakan pada 30 Juni 2011 lalu, mengimplementasikan durasi deterministik pada setiap item kegiatannya. Namun, realisasi di lapangan proyek tersebut tidak dapat diselesaikan tepat pada waktunya selama 182 hari kalender. Durasi deterministik yang diterapkan dalam pelaksanaan ternyata belum menjamin proyek tersebut selesai tepat waktu; maka perlu diimplementasikan pada tiap-tiap item kegiatan di lintasan kritis dengan mengikutsertakan pengaruh skala resiko guna mencapai pelaksanaan proyek tepat waktu. Estimasi durasi berbasis skala resiko pada proyek tersebut bertujuan untuk mengklasifikasi indikator-indikator resiko ke dalam suatu skala resiko (sangat tinggi, tinggi, sedang dan kecil), menentukan probabilitas proyek selesai tepat waktu dan durasi optimal penyelesaiannya dengan menerapkan skala resiko terhadap item-item kegiatan di lintasan-lintasan kritis pada probabilitas 95%. Proses estimasi durasi menggunakan 2 (dua) metode yaitu kualitatif dan kuantitatif. Metode kualitatif untuk penentuan skala-skala resiko tiap-tiap item kegiatan sedangkan metode kuantitatif untuk mencari probabilitas dan durasi optimal penyelesaian proyek. Estimasi dilakukan berorientasi pada durasi optimistic (paling cepat diselesaikan), most likely (paling mungkin diselesaikan) dan pessimistic (paling lama diselesaikan) item-item kegiatan di lintasan kritis dengan menggunakan Program Evaluation and Review Technique (PERT) yang diintegrasikan dengan Simulasi Monte Carlo. Hasil analisis probabilitas proyek dapat diselesaikan tepat waktu maksimum sebesar 29,45% sedangkan untuk durasi optimal penyelesaiannya pada probabilitas 95% adalah 200 hari. Berdasarkan hasil analisis di atas disimpulkan bahwa nilai probabilitas proyek dapat diselesaikan tepat waktu adalah sangat kecil yakni maksimum 29,45%. Hal ini berarti bahwa proyek tidak selesai tepat waktu. Bila dibandingkan dengan realisasi di lapangan, estimasi durasi proyek dalam penelitian ini untuk penyelesaian proyek secara keseluruhan memerlukan tambahan durasi efektif sebesar 18 hari, terdapat perbedaan yang cukup kecil yakni berkisar 3 hari dari 15 hari pada keadaan sebenarnya di lapangan. Artinya, penjadwalan durasi proyek dengan metode probabilistik lebih tepat digunakan dibandingkan metode deterministik.

Kata kunci: *Optimistic, Most Likely, Pessimistic, PERT, Simulasi Monte Carlo.*

1. Pendahuluan

Proyek Pembangunan Tahap III RSUD Dr. Djoelham Kota Binjai direncanakan secara deterministik oleh penyedia jasa dengan durasi 182 hari kalender. Namun, realisasi di lapangan dari tanggal kontrak sejak dimulainya proyek tersebut pada 30 Juni 2011, pembangunan tidak dapat diselesaikan tepat pada waktunya. Hal ini diakibatkan karena pengaruh-pengaruh resiko pada proyek yakni kekurangan sumber daya, produktifitas pekerja yang kurang baik, terlambatnya proses pengiriman bahan-bahan material ke lapangan dan pengaruh kondisi lingkungan (cuaca) yang tidak dianalisis dalam perencanaan estimasi durasi awal. Realisasi durasi proyek Pembangunan Tahap III RSUD Dr. Djoelham Kota Binjai memerlukan tambahan waktu 15 hari untuk menyelesaikan proyek secara keseluruhan dari durasi rencana awal. Oleh karena itu, perlu direncanakan estimasi durasi berbasis skala resiko pada proyek tersebut dengan meneliti indikator-indikator resiko apa yang memiliki pengaruh dominan terhadap kegiatan-kegiatan di lintasan kritis proyek dan menganalisisnya secara kualitatif ke dalam skala-skala resiko melalui metode *Analytical Hierarchy Process (AHP)* dan Kuartil. Selanjutnya dilakukan analisis secara kuantitatif yakni optimalisasi durasi penyelesaian proyek menggunakan metode *Program Evaluation and Review Technique (PERT)* yang diintegrasikan dengan simulasi Monte Carlo. Sehingga, akan diperoleh nilai estimasi durasi proyek probabilistik yang bisa dijadikan sebagai salah satu pertimbangan bagi penyedia jasa untuk perencanaan ke depan dalam meminimalisasi tambahan durasi proyek. Hal ini penting karena tambahan durasi (hari) pada proyek berdampak terhadap semakin besarnya biaya proyek apakah itu dikarenakan denda keterlambatan dari setiap kegiatan yang terlambat dilaksanakan maupun biaya-biaya lainnya.

Adapun yang menjadi rumusan masalah dalam penelitian ini adalah perencanaan durasi proyek Pembangunan Tahap III RSUD Dr. Djoelham Kota Binjai menggunakan durasi rencana deterministik; dimana, pengaruh-pengaruh resiko terhadap kegiatan-kegiatan proyek belum disertakan dalam analisis yang berpotensi menambah durasi proyek, alhasil proyek tersebut belum bisa dilakukan tepat waktu.

Adapun tujuan penelitian yang ingin dicapai adalah:

- Mengklasifikasikan indikator-indikator resiko ke dalam skala (sangat kecil, kecil, sedang dan tinggi);
- Menentukan probabilitas proyek Pembangunan Tahap III RSUD Dr. Djoelham Kota Binjai selesai tepat waktu (182 hari kalender);
- Mengestimasi durasi optimal penyelesaian proyek pada probabilitas 95%.

Durasi proyek adalah jumlah waktu yang diperlukan untuk menyelesaikan seluruh pekerjaan proyek. Faktor yang berpengaruh dalam menentukan durasi pekerjaan adalah volume pekerjaan, metode kerja (*construction method*), keadaan lapangan, serta keterampilan tenaga kerja yang melaksanakan pekerjaan proyek (Maharany dan Fajarwati, 2006). Dalam manajemen proyek, penentuan waktu penyelesaian kegiatan merupakan salah satu kegiatan awal yang sangat penting karena penentuan waktu tersebut akan menjadi dasar penyusunan jadwal, anggaran, kebutuhan sumber daya manusia, dan sumber organisasi lainnya, serta dasar bagi proses pengendalian (Siswanto, 2007). Oleh karena itu, penentuan waktu yang tidak akurat akan dapat mengganggu proses manajemen selanjutnya. Metode PERT digunakan dalam penelitian ini karena PERT memegang peranan yang sangat penting bukan hanya dalam hal peningkatan akurasi penentuan waktu kegiatan, tetapi juga dalam hal pengkoordinasian dan pengendalian kegiatan-kegiatan. Digunakan asumsi bahwa waktu penyelesaian kegiatan bervariasi dan bergantung pada banyak faktor. Dalam Heizer dan Render (2006), PERT mengatasi masalah variabilitas waktu aktifitas saat melakukan penjadwalan proyek. Menurut Handoko (1999), PERT bukan hanya berguna untuk proyek-proyek raksasa yang memerlukan waktu tahunan dan ribuan pekerja, tetapi juga digunakan untuk memperbaiki efisiensi pengerjaan proyek-proyek segala ukuran. PERT menganalisis jaringan kerja pada suatu proyek. Sistematisasi dari proses penyusunan jaringan kerja (*network*) adalah sebagai berikut (Soeharto, 1999):

- Mengkaji dan mengidentifikasi lingkup proyek, menguraikan, memecahkannya menjadi kegiatan-kegiatan atau kelompok kegiatan yang merupakan komponen proyek.
- Menyusun kembali komponen-komponen pada butir 1, menjadi mata rantai dengan urutan yang sesuai logika ketergantungan.
- Memberikan perkiraan kurun waktu bagi masing-masing kegiatan yang dihasilkan dari penguraian lingkup proyek.
- Mengidentifikasi jalur kritis (*critical path*) dan float pada jaringan kerja.

Pada PERT, penekanan diarahkan kepada usaha mendapatkan kurun waktu yang paling baik (ke arah yang lebih akurat). PERT menggunakan unsur *probability*. Dalam Siswanto (2007), disebutkan bahwa PERT, melalui distribusi Beta, menggunakan taksiran-taksiran waktu untuk menentukan waktu penyelesaian suatu kegiatan agar lebih realistis. *Triple duration estimate* merupakan dasar perhitungan untuk PERT yang mempunyai asumsi dasar bahwa suatu kegiatan dilakukan berkali-kali, maka *actual time* akan membentuk distribusi Beta dimana *optimistic* (waktu optimis) dan *pesimistic duration* (waktu pesimis) merupakan ekor (*tail*), sedangkan *most likely duration* (waktu realistik) adalah *mode* dari distribusi Beta tersebut. Kemudian diasumsikan pendekatan dari durasi rata-rata yang disebut *expected return* (μ) dengan rumus sebagai berikut:

$$\mu = \frac{a + 4m + b}{6} \quad (1)$$

Dimana:

- μ = *expected duration*
- a = waktu optimis
- m = waktu realistik
- b = waktu pesimis

Dengan menggunakan konsep μ , maka jalur kritis dapat diidentifikasi. Pada jalur kritis berlaku *slack* = 0 (Soeharto, 1999). Rentang waktu pada tiga angka estimasi PERT menandai derajat ketidakpastian dalam estimasi kurun waktu. Besarnya ketidakpastian tergantung pada besarnya angka a dan b , dirumuskan sebagai berikut:

Deviasi standar kegiatan:

$$\sigma = \frac{1}{6} (b - a) \quad (2)$$

Dimana:

σ = deviasi standar kegiatan
 a = waktu optimis
 b = waktu pesimis

untuk varians kegiatan dirumuskan:

$$\sigma^2 = \left(\frac{b - a}{6} \right)^2 \quad (3)$$

Dimana :

σ^2 = varians kegiatan
 a = waktu optimis
 b = waktu pesimis

Untuk mengetahui kemungkinan mencapai target jadwal dapat dilakukan dengan menghubungkan antara waktu yang diharapkan (μ) dengan target (X) yang dinyatakan dengan rumus:

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad (4)$$

Dimana:

Z = angka probabilitas proyek mencapai target
 X = target jadwal proyek
 μ = jumlah waktu kegiatan kritis proyek
 σ = deviasi standar kegiatan

Angka Z merupakan angka probabilitas yang persentasenya dapat dicari dengan menggunakan tabel distribusi normal.

Simulasi Monte Carlo atau sering dikenal dengan simulasi probabilitas adalah sebuah teknik yang digunakan untuk mengetahui pengaruh resiko dan ketidakpastian. Simulasi ini sering digunakan dalam manajemen proyek konstruksi yang meliputi penjadwalan dan biaya proyek konstruksi. Dalam mengembangkan suatu model perkiraan, model tersebut direncanakan untuk jangka waktu ke depan dan dibuat dengan beberapa asumsi. Asumsi-asumsi tersebut bertujuan untuk memperoleh informasi baik itu tentang pengembalian suatu investasi, biaya proyek konstruksi, atau berapa lama proyek bisa diselesaikan dengan dipengaruhi beberapa resiko. Karena hal ini merupakan proyeksi ke masa depan, hal terbaik yang bisa kita lakukan adalah mengestimasi dari suatu nilai yang tak diketahui. Metode Monte Carlo pada prakteknya diintegrasikan dengan metode PERT dalam perencanaan durasi yang bersifat probabilistik.

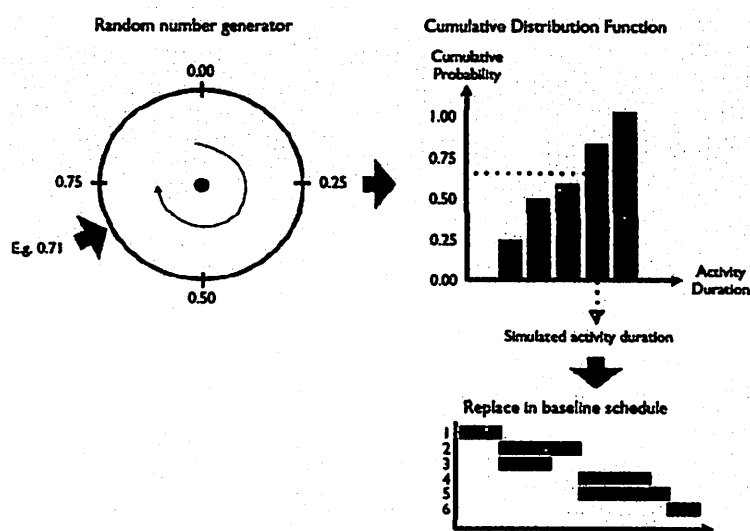
Metode PERT klasik memiliki keterbatasan. Masalah utamanya adalah terkait dengan keakuratan pengestimasian durasi *optimistic*, *most likely* dan *pessimistic*. Masalah yang lain adalah PERT akan memberikan hasil yang akurat jika terdapat satu jalur yang dominan pada jaringan kerja. Jika terdapat beberapa jalur paralel lain maka seringkali akan memberikan hasil yang paling optimis. Sebaiknya penggunaan PERT klasik dilakukan jika memiliki estimasi yang akurat terhadap durasi *optimistic*, *most likely*, dan *pessimistic* serta jika proyek yang ditinjau memiliki satu jalur yang dominan. Untuk mengatasi masalah ini penggunaan simulasi Monte Carlo dapat digunakan sebagai alternatif. Monte Carlo merupakan metode matematika yang umumnya digunakan dalam analisis resiko yang menggunakan pendekatan probabilitas. Simulasi Monte Carlo dikenal juga dengan istilah *Sampling Simulation* atau *Monte Carlo Sampling Technique*. *Sampling Simulation* ini menggambarkan kemungkinan penggunaan data sampel dalam metode Monte Carlo yang distribusi probabilitasnya sudah diketahui atau dapat diperkirakan. Simulasi ini menggunakan data yang sudah ada *historical data* (Kakiay, 2004). Langkah-langkah dasar yang harus dilakukan dalam proses simulasi yang baik dan benar adalah sebagai berikut:

1. Mengidentifikasi sebuah distribusi probabilitas untuk setiap variabel;
2. Melakukan pergerakan sampel dengan simulasi sehingga interval dari angka *random* akan mengikuti distribusi probabilitasnya;
3. Melakukan penafsiran dari hasil yang diperoleh.

Simulasi mengiterasi sejumlah skenario dari sebuah model dengan mengambil secara acak dan berulang-ulang nilai dari distribusi probabilitas yang merupakan variabel tidak pasti. Dengan simulasi dapat dilakukan banyak sekali *trial*/skenario akan diambil sebuah nilai random dari kemungkinan yang ada. Nilai ini diambil dari *range* yang telah ditetapkan dan dibentuk sesuai distribusi probabilitasnya. Proses pemilihan secara acak dilakukan berulang kali yang menciptakan sejumlah skenario. Dalam perencanaan jadwal pelaksanaan deterministik tradisional, durasi proyek, tanggal berakhir, lintasan kritis, tanggal paling cepat, tanggal paling lambat dan *float* semuanya bisa dihitung dengan menambahkan suatu tanggal ke dalam lintasan jaringan kerja. Jika kegiatan-kegiatan berbeda dalam hal durasi, jumlah

kombinasi perbedaannya pun bisa menampilkan jaringan kerja menjadi lebih luas dan akan mempunyai probabilitas kejadian yang berbeda pula. Menganalisa setiap kombinasi secara berbeda merupakan tugas yang rumit. Ketika durasi ditampilkan dengan rentang perolehan maka cara untuk mengganti durasi kegiatan dalam hal ini adalah dengan analisis menggunakan lintasan kritis.

Dalam hal ketidakpastian, simulasi Monte Carlo merupakan metode yang bisa digunakan untuk memberikan estimasi numerik dan secara luas telah diaplikasikan pada proses perencanaan dan pelaksanaan konstruksi (Jian-Wen, 2009; Lee, 2004). Metode tersebut cocok untuk semua jenis distribusi kegiatan dan dikarenakan jumlah *trial* yang bisa ditingkatkan akan menghasilkan keakuratan tinggi. Simulasi Monte Carlo sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 1, merupakan metode untuk mendapatkan hasil dari batas rentang tertentu guna membangkitkan bilangan acak yang berada di antara batas rentang tersebut. Metode ini sering digunakan bukan hanya dalam lingkup ilmu keteknikan melainkan juga digunakan dalam ilmu fisika maupun biologi. Monte Carlo dapat dioptimalkan dengan meningkatkan jumlah iterasi. Yang dimaksud dengan iterasi di sini adalah jumlah perulangan yang diterapkan terhadap pencarian bilangan acak di antara rentang tersebut sehingga diperoleh nilai optimal yang diharapkan.



Gambar 1. Visualisasi Metode Monte Carlo
Sumber: Vanhoucke (2013)

2. Metodologi Penelitian

Tahap pengumpulan data adalah sebagai berikut:

a. Data Primer

Data primer adalah data yang diperoleh atau dikumpulkan oleh peneliti secara langsung di lapangan. Data primer disebut juga sebagai data asli atau data baru yang bersifat *up to date*. Untuk mendapatkan data primer, peneliti membuat kuesioner yang selanjutnya diedarkan kepada 20 responden yang berasal dari sektor internal maupun eksternal. Responden internal (10 orang) adalah staf di Dinas PU Cipta Karya Kota Binjai sedangkan responden eksternal (10 orang) terbatas kepada staf Dinas Tarukim Kota Binjai.

Bentuk kuesioner yang diedarkan kepada responden merupakan lembaran pengisian yang disebut juga dengan Kuesioner AHP. Kuesioner tersebut diberikan kepada responden internal (staf Dinas PU Cipta Karya Kota Binjai) dan responden eksternal (staf Dinas Tarukim Kota Binjai) sebagai berikut:

- 1) Indikator resiko yang berpengaruh terhadap kegiatan kritis proyek;
- 2) Tingkat pengaruh antar kategori dan indikator resiko.

b. Data Skunder

Data skunder dalam penelitian ini adalah Jadwal Pelaksanaan Proyek Pembangunan Tahap III RSUD Dr. Djoelham (Kurva S) yang berasal dari pihak penyedia jasa (kontraktor). Pada data tersebut terdapat durasi

pelaksanaan tiap item kegiatan (*most likely*) dan bobot tiap item kegiatan. Data skunder diperoleh dari Dinas Cipta Karya Kota Binjai.

Pendekatan yang dipakai dalam penelitian ini adalah:

a. Pendekatan kualitatif

Pendekatan kualitatif disini adalah mengklasifikasikan resiko-resiko pada Proyek Pembangunan Tahap III RSUD Dr. Djoelham Kota Binjai ke dalam suatu skala resiko, yaitu: sangat kecil, kecil, sedang dan tinggi yang berpotensi mempengaruhi durasi proyek secara keseluruhan.

b. Pendekatan kuantitatif

Untuk mengklasifikasikan resiko-resiko tersebut ke dalam suatu skala resiko sangat kecil, kecil, sedang, dan tinggi terlebih dahulu melalui perhitungan:

1) Kuantitatif - I

Yakni mempergunakan metode AHP untuk menentukan urutan dominan indikator-indikator resiko yang berpengaruh terhadap proyek.

2) Kuantitatif - II

Variabel-variabel yang telah diurutkan berdasarkan dominansi pengaruhnya dibagi menjadi 4 (empat) rentang data yang sama besar, rentang tersebut dinamakan rentang kuartil. Keempat rentang data tersebut yang pada akhirnya dijadikan sebagai skala resiko.

3) Kuantitatif - III

Yakni penentuan kegiatan-kegiatan kritis proyek. Suatu kegiatan dikategorikan ke dalam kegiatan kritis bila kegiatan tersebut memiliki *slack* = 0. Untuk menentukan kegiatan-kegiatan mana saja yang digolongkan ke dalam kegiatan kritis adalah dengan mempergunakan *software* Microsoft Project 2003. *Software* ini digunakan untuk memudahkan sekaligus mempercepat analisis dalam menentukan suatu kegiatan yang memiliki *slack* = 0. Dari kegiatan-kegiatan kritis inilah akan diperoleh suatu lintasan kritis proyek.

4) Kuantitatif - IV

Optimasi durasi optimum proyek berdasarkan pengaruh skala resiko dengan menggunakan metode PERT dan Simulasi Monte Carlo. Pendekatan kuantitatif ini disebut juga sebagai pendekatan probabilistik. Melalui metode ini juga diperoleh nilai selang kepercayaan suatu durasi proyek deterministik bisa diselesaikan tepat waktu.

Pengertian resiko dalam lingkup proyek konstruksi merupakan sebuah peristiwa tidak pasti atau kondisi apabila terjadi memiliki dampak positif atau negatif terhadap waktu, biaya, cakupan dan kualitas (Jian-Wen *et al.*, 2009). Manajemen proyek konstruksi adalah suatu ilmu perencanaan, pengorganisasian dan pengaturan sumber daya untuk membawa proyek kepada pelaksanaan yang sesuai dengan tujuan. Phol dan Chapman (1987) menyatakan bahwa manajemen proyek konstruksi lebih rumit dibanding lainnya; hal itu dikarenakan meliputi banyak rangkaian kegiatan yang saling terkait. Sistem manajemen proyek dalam hal ini tidak begitu menjamin kesuksesan tapi ketiadaannya akan membuat masalah yang terjadi lebih sulit untuk diatasi. Meredith dan Mantel (2010) menyarankan penggunaan @Risk untuk menganalisis resiko proyek yang dintegrasikan dengan beberapa koefisien (Panthi, 2007) seperti ditunjukkan pada Tabel 1. Distribusi yang digunakan dalam penelitian ini adalah untuk mengestimasi durasi optimal proyek beserta probabilitas suatu proyek dilakukan tepat waktu dan dibandingkan dengan Distribusi Normal dan Distribusi Beta. Pada prakteknya, Distribusi Beta adalah yang paling sesuai (Wikipedia.org). Monte Carlo merupakan metode matematika yang umumnya digunakan dalam analisis resiko yang menggunakan pendekatan probabilitas berbasis teorema batas tengah. Ketika suatu analogi penerapan teorema batas tengah dibuat terhadap lintasan kritis pada jaringan kerja proyek, secara positif bisa dijawab bahwa jika dalam sebuah estimasi B , komponen $C_1, C_2, \dots, C_m$ bisa dijadikan variabel acak bebas, masing-masing komponen tersebut dengan nilai harapan E_i dan varians V_i . Kemudian, estimasi durasi B akan menjadi sebuah variabel acak yang distribusi probabilitasnya adalah normal dan akan dikarakteristik dengan nilai harapan $E = E_1 + E_2 + \dots + E_m$ dan varians $V = V_1 + V_2 + \dots + V_m$. Analogi ini menyederhanakan masalah dan memberikan gambaran yang sifatnya lebih bisa diatur (Shafer, S.L., 1991) tanpa membutuhkan program komputer yang kompleks dan mahal dan juga tidak perlu usaha lebih selain sebuah estimasi dari tiga karakteristik nilai untuk setiap item.

Serangkaian variabel-variabel acak $X_1, X_2, \dots, X_m$; masing-masing dengan nilai harapan $E_1, E_2, \dots, E_m$, dan Varians $V_1, V_2, \dots, V_m$; ada variabel acak lain dimana fungsi distribusi probabilitas adalah distribusi normal dengan nilai harapan $E_y = E_1 + E_2 + \dots + E_m$ dan varians, $V_y = V_1 + V_2 + \dots + V_m$; secara bebas merupakan distribusi probabilitas masing-masing komponennya. Pada prakteknya, teorema ini sah jika ada 4 (empat) atau lebih variabel acak (Moder, J.J. *et al.*, 1983). Teorema batas tengah atau probabilitas salah satunya dapat diterapkan untuk perhitungan durasi proyek dengan pendekatan PERT. Dibawah pengaruh probabilitas teorema batas tengah, metode PERT mempertimbangkan durasi kegiatan-kegiatan di lintasan kritis pada jaringan kerja proyek sebagai variabel acak. Masing-masing memiliki

nilai harapan E_i dan varians V_i , dan mengasumsikan bahwa durasi proyek adalah penjumlahan durasi kegiatan-kegiatan pada lintasan kritis yang merupakan variabel acak dengan probabilitas Distribusi Normal.

Metode PERT mengabaikan pengaruh pada kegiatan-kegiatan yang dilaksanakan secara paralel terhadap kegiatan-kegiatan di lintasan kritis yang dalam beberapa hal menghasilkan kesalahan besar dalam estimasi (Sullivan, R.S. *et al.*, 1978). Oleh karena itu, dalam penentuan lintasan kritis suatu proyek dimana terdapat banyak kegiatan-kegiatan paralel adalah menggunakan prinsip kontinuitas kegiatan sehingga diperoleh durasi proyek maksimal.

Tabel 1. Skala Panthi

Skala Resiko	Probabilitas Rentang Kesalahan	
	Nilai Minimum	Nilai Maksimum
Sangat kecil	-5%	+20%
Kecil	-10%	+30%
Sedang	-15%	+50%
Tinggi	-20%	+100%

Sumber: Panthi (2007)

Jupri dan Malim (2013) dalam jurnalnya yang berjudul Analisis Resiko Pada Penjadwalan Proyek Konstruksi Menggunakan Simulasi PERT dan Monte Carlo: Studi Kasus Pada Kampus NIOSH (*National Institute of Occupational and Health*) yang berlokasi di Johor-Malaysia. Proyek konstruksi kampus NIOSH, fase 2 direncanakan selesai setelah mendapatkan tambahan waktu selama 180 hari. Akan tetapi kemajuan konstruksi tidaklah sesuai dengan jadwal yang sudah direncanakan. Pada akhir bulan Desember tahun 2010, berdasarkan laporan konstruksi *Pump House* (Rumah Pompa) hanya mencapai 44% dari jadwal yang sudah ditentukan. Berdasarkan informasi yang diperoleh dari *site engineer* ternyata ada masalah di *piling works*. Disini, perubahan dalam hal desain dan material pun sudah dilakukan. Masalah dalam hal manajemen dan pekerja lembur yang diberdayakan juga turut mempengaruhi kemajuan *Pump House* tersebut. Sebagaimana telah diinformasikan oleh perencana proyek tersebut, ternyata indikator-indikator resiko sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 2, tidak dipertimbangkan sama sekali atau dengan kata lain murni deterministik. Pengertian deterministik secara umum adalah bahwa durasi proyek dihitung secara konseptual dengan hitungan/analisis empirik, tidak ada analisis ketidakpastian dalam proyek tersebut sehingga ada item-item yang tidak dimasukkan dalam analisis. Oleh sebab itu, efek ataupun pengaruh keterlambatan yang terjadi merupakan hal yang tidak bisa dihindarkan. Durasi yang pasti berdasarkan output analisis ternyata tidak menjamin proyek tersebut dapat diselesaikan tepat waktu. Oleh karena itu penting dalam analisis durasi proyek untuk mempertimbangkan ketidakpastian yang akan terjadi di masa mendatang. Faktor *optimistic* dan *pessimistic* perlu direlasikan terhadap durasi paling mungkin (*most likely*) guna menghindari keterlambatan.

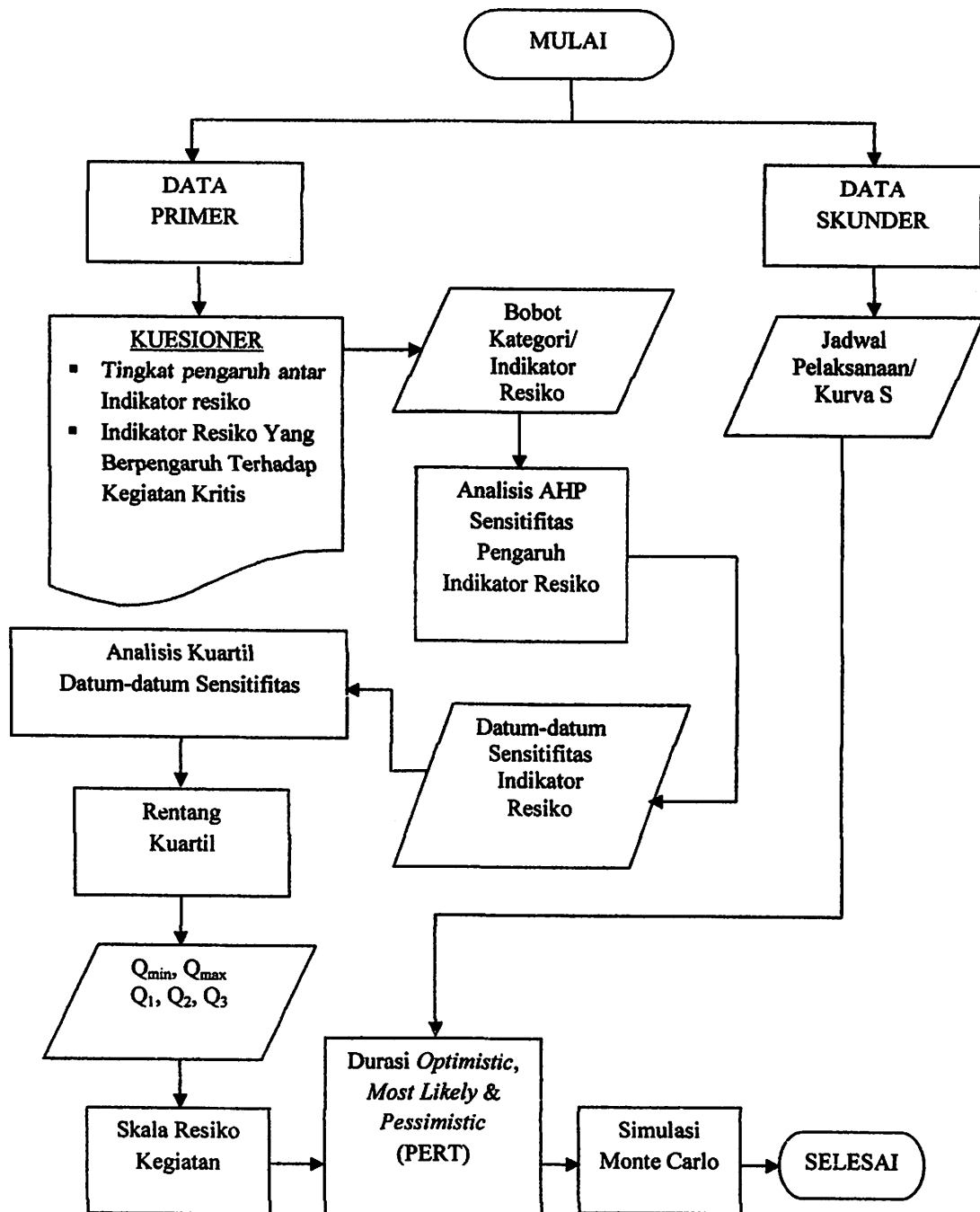
Dalam penelitiannya, Jupri dan Malim (2013) menganalisis resiko terhadap penjadwalan proyek konstruksi kampus NIOSH fase 2 dengan konsep probabilistik. Konsep tersebut diterapkan kepada penjadwalan proyek dengan mengikutsertakan resiko-resiko yang mungkin terjadi pada suatu item kegiatan (lintasan kritis). Metode yang digunakan adalah PERT dan simulasi Monte Carlo. Jaringan kerja dikembangkan untuk menentukan apa saja item kegiatan yang terletak di lintasan kritis. Selanjutnya, metode matriks dikembangkan untuk mengelompokkan resiko berdasarkan kategori tinggi, sedang dan rendah. Estimasi durasi *optimistic* dan *pessimistic* untuk analisa lebih lanjut adalah resiko kecil (*optimistic* -5% ; *pessimistic* +20%), resiko sedang (*optimistic* -15%; *pessimistic* +50%) dan resiko tinggi (*optimistic* -20%; *pessimistic* +100%) sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 1. Dari analisa deterministik, waktu yang paling mungkin pelaksanaan proyek tersebut adalah 87 hari sedangkan dengan mempergunakan metode PERT total durasi pelaksanaan proyek tersebut adalah 97 hari. Simulasi ketidakpastian dengan mengintegrasikan metode PERT dan Monte Carlo menggunakan *software* Crystall Ball ternyata menghasilkan nilai durasi pelaksanaan proyek minimum dan maksimum masing-masing 81 dan 128 hari sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2.13. Dari hasil analisa simulasi ini, diperoleh kesimpulan bahwa waktu deterministik 87 hari berada pada persentase lebih kecil dari 10%, sedangkan total durasi pelaksanaan proyek dengan selang kepercayaan sebesar 100% adalah 128 hari. Ada perbedaan 41 hari dibandingkan dengan tidak menyertakan resiko ke dalam suatu item kegiatan.

Tabel 2. Kategori resiko dan indikator-indikatornya

NO.	KATEGORI RESIKO	INDIKATOR RESIKO
1.	Konstruksi	1.1 Perubahan pekerjaan 1.2 Penundaan konstruksi 1.3 Akses ke lokasi tertunda 1.4 Keterlambatan dalam menyiapkan gambar dan perintah di lapangan 1.5 Bencana terhadap pekerja atau properti 1.6 Desain yang kurang baik 1.7 Biaya sampel dan pengujian 1.8 Kuantitas pekerjaan yang sebenarnya.
2.	Ekonomi dan Keuangan	2.1 Inflasi 2.2 Pendanaan 2.2 Pengaruh nasional dan internasional
3.	Pelaksanaan	3.1 Produktifitas pekerja 3.2 Produktifitas peralatan 3.3 Kesesuaian material 3.4 Pekerjaan yang kurang baik 3.5 Pelaksanaan pekerjaan yang tersembunyi 3.6 Perselisihan antar pekerja/kecelakaan. 3.7 Tertundanya penyelesaian perselisihan
4.	Kontrak dan Legalitas	4.1 Tertundanya pembayaran pada kontrak dan pengeluaran tambahan 4.2 Perubahan urutan negoisasi 4.3 Ketidakmampuan kontraktor atau pemilik untuk membayar
5.	Fisik	5.1 Kondisi geologi lapisan tanah 5.2 Kondisi lapisan air bawah tanah 5.3 Bencana Alam (Gempa Bumi, banjir, dan lain-lain).
6.	Sosial dan Politik	6.1 Permasalahan lingkungan 6.2 Peraturan (misalnya: tentang keselamatan.

Sumber: Charoenngam, C. & Yeh, C.Y. (1999).

Dalam penelitian tentang Estimasi Durasi Berbasis Skala Resiko Pada Proyek Pembangunan Tahap III RSUD Kota Binjai, terlebih dahulu dikembangkan sebuah alir penelitian yang merupakan proses awal hingga akhir guna mendapatkan kesimpulan seperti ditunjukkan pada Gambar 2. berikut ini:



Gambar 2. Alir Penelitian

3. Hasil dan Pembahasan

Tabel 3. Urutan indikator resiko berdasarkan nilai sensitifitas

NO. URUT	KETERANGAN	NILAI
1.	Indikator 1.4	0,002
2.	Indikator 5.2	0,003
3.	Indikator 5.1	0,003
4.	Indikator 4.2	0,003
5.	Indikator 1.3	0,003
6.	Indikator 1.2	0,003
7.	Indikator 1.7	0,004
8.	Indikator 3.5	0,005
9.	Indikator 1.1	0,005
10.	Indikator 4.3	0,006
11.	Indikator 3.4	0,007
12.	Indikator 3.2	0,009
13.	Indikator 4.1	0,012
14.	Indikator 4.2	0,014
15.	Indikator 1.5	0,014
16.	Indikator 1.8	0,017
17.	Indikator 1.6	0,019
18.	Indikator 5.3	0,021
19.	Indikator 3.1	0,029
20.	Indikator 3.3	0,034
21.	Indikator 2.3	0,037
22.	Indikator 4.4	0,039
23.	Indikator 2.1	0,059
24.	Indikator 3.7	0,060
25.	Indikator 3.6	0,068
26.	Indikator 6.2	0,098
27.	Indikator 6.1	0,098
28.	Indikator 2.2	0,328
TOTAL		1,000

Sumber: Analisis

Selanjutnya, dilakukan pembagian data menjadi 4 (empat) bagian yang sama (kuartil) yakni dengan mencari nilai datum minimum, datum kuartil ke-1 (Q_1), datum kuartil ke-2 (Q_2), datum kuartil ke-3 (Q_3) dan datum maksimum. Nilai datum minimum dalam hal ini adalah 0,002 dan nilai datum maksimum adalah 0,328 dengan banyaknya data, $n = 28$. Kuartil ke-1 (Q_1), Kuartil ke-2 (Q_2) dan Kuartil ke-3 (Q_3) diperoleh dengan ketentuan berikut ini:

Kuartil 1, $Q_1 = \frac{1}{4} \cdot (n+1)$

Kuartil 2, $Q_2 = \frac{1}{2} \cdot (n+1)$

Kuartil 3, $Q_3 = \frac{3}{4} \cdot (n+1)$.

Nilai kuartil ke-i mengacu kepada persamaan berikut:

$$X_{Qi} = X_{a,i} + h_i (X_{b,i} - X_{a,i}) \quad (4)$$

Dimana:

X_{Qi} = Nilai kuartil ke-i

$X_{a,i}$ = pengamatan sebelum posisi kuartil ke-i

$X_{b,i}$ = pengamatan setelah posisi kuartil ke-i

h_i = nilai pecahan dari posisi kuartil

Tabel 3. Data rentang kuartil indikator-indikator resiko

NO.	KETERANGAN	NILAI	RENTANG KUARTIL
1.	Indikator 1.4	0,002	I $Q_{\min} - Q_1$
2.	Indikator 5.2	0,003	
3.	Indikator 5.1	0,003	
4.	Indikator 4.2	0,003	
5.	Indikator 1.3	0,003	
6.	Indikator 1.2	0,003	
7.	Indikator 1.7	0,004	
8.	Indikator 3.5	0,005	II $Q_1 - Q_2$
9.	Indikator 1.1	0,005	
10.	Indikator 4.3	0,006	
11.	Indikator 3.4	0,007	
12.	Indikator 3.2	0,009	
13.	Indikator 4.1	0,012	
14.	Indikator 6.2	0,014	
15.	Indikator 1.5	0,014	III $Q_2 - Q_3$
16.	Indikator 1.8	0,017	
17.	Indikator 1.6	0,019	
18.	Indikator 5.3	0,021	
19.	Indikator 3.1	0,029	
20.	Indikator 3.3	0,034	
21.	Indikator 2.3	0,037	
22.	Indikator 4.4	0,039	IV $Q_3 - Q_{\max}$
23.	Indikator 2.1	0,059	
24.	Indikator 3.7	0,060	
25.	Indikator 3.6	0,068	
26.	Indikator 6.3	0,098	
27.	Indikator 6.1	0,098	
28.	Indikator 2.2	0,328	

Sumber: Analisis

Kebanyakan proyek tidak selesai tepat pada waktunya. Hal ini disebabkan adanya pengaruh resiko pada proyek-proyek tersebut. Pada proyek pembangunan RSUD Dr. Djoelham, telah dianalisis hal-hal yang mengakibatkan keterlambatan sehingga tidak dapat diselesaikan sesuai dengan batas kontrak pelaksanaan. Berdasarkan analisis pengaruh skala resiko (dalam hal ini kategori resiko pelaksanaan) ternyata dengan durasi deterministik (182 hari kalender), proyek dapat diselesaikan tepat waktu dengan probabilitas maksimum 29,45%. Probabilitas tersebut adalah cukup kecil untuk dapat menyelesaikan proyek tepat pada waktunya.

Probabilitas durasi 182 hari kalender tersebut dilakukan tepat waktu merupakan hasil simulasi dengan mengintegrasikan metode PERT dan simulasi Monte Carlo. Probabilitas 14,95% berarti bahwa kegiatan-kegiatan di lintasan kritis perlu mendapat prioritas utama atau dengan kata lain diupayakan sedemikian hingga dapat dilakukan sesuai dengan durasi yang telah direncanakan. Adapun hal-hal yang bisa dilakukan guna mengoptimalkan pelaksanaan kegiatan-kegiatan di lintasan kritis proyek antara lain dengan menitikberatkan pengawasan pada 4 (empat) Indikator resiko yakni Indikator 3.1 (produktifitas pekerja), Indikator 3.2 (produktifitas peralatan), Indikator 3.3 (kesesuaian material) dan Indikator 3.4 (pekerjaan yang kurang baik). Prioritas utama pengawasan yang dimaksud dalam hal ini adalah mengupayakan pekerja yang terampil di bidangnya masing-masing, penggunaan peralatan di lapangan yang produktifitasnya baik, penggunaan material yang telah memenuhi standar serta pelaksanaan pekerjaan dilakukan dengan sebaik mungkin.

4. Kesimpulan

Adapun kesimpulan yang diperoleh dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Dari pengklasifikasian indikator-indikator resiko khusus untuk kategori resiko Pelaksanaan, yang termasuk ke dalam klasifikasi skala *Sangat Kecil* tidak ada. Indikator resiko yang termasuk ke dalam klasifikasi skala *Kecil* yaitu Pelaksanaan Pekerjaan yang Tersembunyi, Pekerjaan yang Kurang Baik dan Produktifitas

Peralatan. Indikator resiko yang masuk ke dalam klasifikasi skala *Sedang* yaitu Produktifitas Pekerja, dan Kesesuaian Material. Indikator resiko yang masuk ke dalam klasifikasi skala *Tinggi* yaitu Perselisihan Antar Pekerja dan Kecelakaan.

2. Hasil analisis dalam penentuan probabilitas proyek Pembangunan Tahap III RSUD Dr. Djoelham Kota Binjai dapat diselesaikan tepat waktu maksimum 29,45%. Hal ini berarti bahwa durasi deterministik 182 hari kalender untuk penyelesaian proyek Pembangunan Tahap III RSUD Dr. Djoelham Kota Binjai sangatlah sulit untuk dicapai.
3. Dengan menerapkan probabilitas 95% dalam estimasi durasi penyelesaian proyek Pembangunan Tahap III RSUD Dr. Djoelham Kota Binjai diperoleh durasi optimal sebesar 200 hari dengan tambahan durasi sebesar 18 hari; terdapat perbedaan 3 hari dengan realisasi di lapangan yang membutuhkan tambahan durasi 15 hari. Hal ini menunjukkan bahwa perencanaan durasi secara probabilistik lebih mendekati keadaan sebenarnya di lapangan dibandingkan dengan perencanaan secara deterministik.

5. Saran

Adapun saran yang perlu disampaikan Penulis dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Pengaruh resiko dalam penelitian ini, dibatasi hanya untuk 1 (satu) kategori resiko saja dari 6 (enam) kategori resiko yaitu Pelaksanaan. Oleh karena itu, perlu dikembangkan lagi untuk kedepannya estimasi durasi berbasis skala resiko terhadap 5 (lima) kategori lainnya.
2. Estimasi durasi berbasis skala resiko dalam penelitian ini difokuskan hanya untuk infrastruktur Rumah Sakit di satu daerah saja (Kota Binjai). Oleh karena itu perlu dikembangkan ke beberapa Proyek Pembangunan Rumah Sakit di daerah lainnya guna diperoleh variasi nilai-nilai durasi kegiatan/proyek; sehingga, nilai estimasi durasi menghasilkan *output* yang lebih baik lagi.
3. Responden pada penelitian ini hanya difokuskan pada Dinas PU Cipta Karya dan Dinas Tarukim Kota Binjai; oleh karena itu, perlu kiranya responden yang diminta penilaiannya (dalam mengisi kuesioner) *meng-cover* beberapa daerah selain Kota Binjai sehingga diperoleh variasi (hasil kuesioner) yang lebih baik lagi.

Daftar Pustaka

- Charoenngam, C. & Yeh, C.Y. (1999). "Contractual Risk and Liability Sharing in Hydropower Construction." *International Journal of Project Management*, 17, 29-37.
- Handoko, T.H. 1999. *Dasar-dasar Manajemen Produksi Dan Operasi*, Edisi Pertama. BPFE : Yogyakarta.
- Heizer, Jay dan Barry Render. 2005. *Operations Management : Manajemen Operasi*. Jakarta : Salemba Empat.
- Jian-Wen, H. & Xing-Xia, W. (2009). "Risk Analysis of Construction Scheduled Based on PERT and Monte Carlo Simulation." *Journal of International Conference on Information Management and Industrial Engineering*.
- Jupri, N. & Malim, M.R. (2013). "Risk Analysis of Contruction Project Schedulling Using PERT and Monte Carlo Simulation: A Case Study on NIOSH Campus." *International Journal of Accounting and Business Management*, 1, 83.
- Kakiay, T.J. (2004). *Pengantar Sistem Simulasi*. Andi Offset – Yogyakarta
- Maharany, et al. 2006. Analisis Optimasi Percepatan Durasi Proyek dengan Metode Least Cost Analysis. *Utilitas*, Vol. 14, No. 1, h. 113-130.
- Meredith, J.R. & Mantel, S.J. (2010). *Project Management: A Managerial Approach*. Edisi Ketujuh. New Jersey: John Wiley & Son, Inc.
- Moder, J.J., et al. (1983). *Project Management with PERT, CPM and Presedence Diagramming*. New York: Van Nostrand Reinhold.
- Panthi, K. (2007). *Prioritizing and Estimating Hydropower Project Conctruction Risks: A Case Study of Nyadi Hydropower Project*. PhD Thesis. Florida International University.
- Shafer, S.L. (1991). "Estimate and Project Risk Analysis Approach". *Journal of American Association of Cost Engineer*, K-5.
- Siswanto. (2007). *Operations Research*. Jakarta : Erlangga.
- Soeharto, Iman. (1999). *Manajemen Proyek : Dari Konseptual sampai Operasional*. Erlangga - Jakarta.
- Sullivan, R.S. & Hayya, J.C. (1978). "Alternatives to PERT for Stochastic Newyork Analysis. *I-nternational Journal of Project Management*", 21, 4, 33-37.
- Vanhoucke, Mario. (2013). *Project Management with Dynamic Schedulling - Baseline Schedulling, Risk Analysis and Project Control*, 2, 86. Newyork: Springer
- Wikipedia.org (2015). Beta Distribution. http://en.wikipedia.org/wiki/Beta_distribution.html diakses tanggal 8 Maret 2015

PENGARUH PEMILIHAN RUTE PERJALANAN DAN BIAYA KETERLAMBATAN TERHADAP KETERLAMBATAN JAM KERJA PEGAWAI

(STUDI KASUS WAKTU PERJALANAN PEGAWAI NEGERI SIPIL DINAS BINA MARGA PEMERINTAH KOTA MEDAN)

¹⁾Siska Monika Keliat, ²⁾Roesyanto, ²⁾Medis Sejahtera Surbakti

¹⁾Alumni Departemen Teknik Sipil USU, Jl. Perpustakaan Kampus USUS, Medan.

²⁾Staf Pengajar Program Magister dan Departemen Teknik Sipil USU, Jl. Perpustakaan Kampus USU, Medan

Abastrak

Pemilihan Rute perjalanan merupakan salah satu cara terbaik untuk mencegah terjadinya keterlambatan sampai di tempat tujuan. Salah satu faktor yang membantu pengguna jalan agar tidak mengalami keterlambatan waktu tiba di tujuan adalah pemilihan rute alternatif. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui karakteristik pegawai Dinas Bina Kota Medan dalam menentukan pemilihan rute perjalanan dari daerah asal menuju daerah tujuan dengan melakukan kuisioner; kemudian menganalisis waktu perjalanan salah satu rute perjalanan pilihan pegawai Dinas Bina Marga serta menganalisis waktu perjalanan rute alternatif yang dapat dipergunakan untuk mempersingkat waktu perjalanan menuju kantor Bina Marga Kota Medan; serta menganalisis sanksi pemotongan tunjangan pegawai kepada setiap pegawai yang terlambat tiba jam kerja pegawai. Analisis sanksi pemotongan tunjangan pegawai dilakukan sesuai dengan Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor : 15/PRT/M/2013, tentang Daftar Toleransi Keterlambatan Waktu Dan Persentase Pemotongan Tunjangan. Dari hasil analisis dan pengolahan data dapat disimpulkan bahwa hal yang menyebabkan keterlambatan pegawai Dinas Bina Marga Kota Medan sampai di kantor adalah karena kemacetan akibat traffic light serta kurangnya pengaturan lalu lintas seperti di pasar dan lokasi perkantoran pada beberapa ruas jalan. Untuk menghindari keterlambatan tersebut maka disarankan untuk dapat melakukan perjalanan dengan menggunakan rute alternatif. Dan disarankan kepada seluruh pegawai Dinas Bina Marga Kota Medan tersebut agar berangkat lebih awal dari biasanya menuju kantor dan tidak melakukan kegiatan yang lain selama perjalanan menuju tujuan.

Kata Kunci: Rute Perjalanan, Rute Alternatif, Waktu Tempuh, Pencegahan Keterlambatan, Sanksi Pemotongan

1. Pendahuluan

1.1 Latar Belakang

Keterlambatan merupakan suatu permasalahan yang sering dialami setiap orang. Pada umumnya alasan setiap orang mengalami keterlambatan adalah dikarenakan adanya kemacetan lalu lintas. Untuk mengatasi masalah keterlambatan tersebut, maka setiap orang harus melakukan pemilihan rute perjalanan dari daerah asal yaitu rumah masing – masing menuju daerah tujuan. Pemilihan rute perjalanan ini penting dilakukan untuk memperoleh waktu perjalanan yang efektif dan efisien. Hal tersebut juga dialami oleh Pegawai Negeri Sipil.

Dari uraian penjelasan permasalahan yang diuraikan di atas maka peneliti akan menganalisis tentang pemilihan rute berdasarkan perhitungan waktu tempuh perjalanan pada rute yang dipilih dari tempat asal ke lokasi tujuan serta menganalisis biaya keterlambatan yaitu pemotongan tunjangan pegawai sesuai dengan Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor: 15/PRT/M/2013, tentang Daftar Toleransi Keterlambatan Waktu Dan Persentase Pemotongan Tunjangan.

Maka dari itu penelitian ini dilakukan dengan tujuan Mengetahui karakteristik pegawai dalam menentukan pemilihan rute perjalanan, Menganalisis waktu perjalanan salah satu rute perjalanan pilihan pegawai serta menganalisis waktu perjalanan rute alternatif yang dapat dipergunakan untuk mempersingkat waktu perjalanan menuju tujuan. Rute yang dianalisis adalah rute perjalanan pegawai yang tinggal di Kecamatan Medan Selayang dan Medan Perjuangan dan Menganalisis sanksi pemotongan tunjangan pegawai kepada setiap pegawai yang terlambat tiba jam kerja pegawai. Analisis sanksi pemotongan tunjangan pegawai dilakukan sesuai dengan Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor: 15/PRT/M/2013, tentang Daftar Toleransi Keterlambatan Waktu Dan Persentase Pemotongan Tunjangan.

1.2 Tujuan

Tujuan dari penelitian ini adalah:

1. Mengetahui karakteristik pegawai Dinas Bina Kota Medan dalam menentukan pemilihan rute perjalanan dari daerah asal menuju daerah tujuan dengan melakukan kuisioner.
2. Menganalisis waktu perjalanan salah satu rute perjalanan pilihan pegawai Dinas Bina Marga serta menganalisis waktu perjalanan rute alternatif yang dapat dipergunakan untuk mempersingkat waktu perjalanan menuju kantor Bina Marga Kota Medan. Rute yang dianalisis adalah rute perjalanan pegawai yang tinggal di Kecamatan Medan Selayang dan Medan Perjuangan.
3. Menganalisis sanksi pemotongan tunjangan pegawai kepada setiap pegawai yang terlambat tiba jam kerja pegawai. Analisis sanksi pemotongan tunjangan pegawai dilakukan sesuai dengan Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor: 15/PRT/M/2013, tentang Daftar Toleransi Keterlambatan Waktu Dan Persentase Pemotongan Tunjangan.

1.3 Metode Penelitian

Penelitian dilakukan di Dinas Bina Marga Pemerintah Kota Medan Jalan Pinang Baris Medan. Beberapa kriteria penetapan responden didasarkan atas beberapa pertimbangan yaitu: tercatat dan terdaftar sebagai pegawai negeri sipil aktif pada Dinas Bina Marga pemerintah kota Medan; pernah minimal tiga kali mengalami ketertundaan atau keterlambatan masuk jam kerja setiap bulan; pernah terkena sanksi ringan, menengah dan berat atas pelanggaran kedisiplinan pegawai negeri sipil; Dalam melakukan survey lapangan untuk pemilihan rute, maka dipilih lokasi tempat tinggal pegawai yang berada di Kecamatan Medan Selayang dan Kecamatan Medan Perjuangan; pegawai yang diteliti dalam penelitian ini adalah pegawai yang berangkat ke kantor dengan menggunakan kendaraan pribadi roda 4 (empat) yang berdomisili di kecamatan Medan Perjuangan dan di kecamatan Medan Selayang.

Data-data yang digunakan adalah data yang diambil dari jawaban kuesioner yang akan dibagikan. Setelah melakukan pengolahan data melalui tabulasi data maka akan dilakukan analisa penelitian dengan program komputer Microsoft excel untuk memperoleh hasil akhir analisa.

2. Studi Pustaka

2.1 Pemilihan Rute Jalan

2.1.1 Umum

Jalan adalah salah satu prasarana yang akan mempercepat pertumbuhan dan pengembangan suatu daerah serta akan membuka hubungan sosial, ekonomi dan budaya antar daerah. Sedangkan pengertian jaringan adalah suatu kesatuan dari beberapa sistem yang diciptakan untuk memenuhi suatu bentuk keterkaitan antara suatu variabel lainnya dalam tatanan yang terstruktur.

Dari kedua pengertian di atas maka dapat disimpulkan bahwa jaringan jalan adalah suatu kesatuan sistem yang bertujuan sebagai prasarana yang akan mempercepat pertumbuhan dan pengembangan suatu daerah serta akan membuka hubungan sosial, ekonomi dan budaya antar daerah. Untuk memenuhi pergerakan manusia atau pergerakan barang dari satu tempat ke tempat lain maka diperlukan jaringan jalan yang efektif dan efisien.

Proses pengalokasian pergerakan tersebut menghasilkan suatu pola rute yang arus pergerakannya dapat dikatakan berada dalam keadaan seimbang jika setiap pelaku perjalanan tidak dapat lagi mencari rute yang lebih baik untuk mencapai zona tujuannya karena mereka telah bergerak pada rute terbaik yang telah tersedia. Kondisi ini disebut kondisi keseimbangan jaringan jalan.

2.1.2 Proses pemilihan rute

Arus lalu lintas pada suatu ruas jalan dalam suatu jaringan dapat diperkirakan sebagai hasil proses pengkombinasian informasi pemilihan rute, deskripsi sistem jaringan dan pemodelan pemilihan rute. Prosedur pemilihan rute bertujuan memodelkan perilaku pelaku pergerakan dalam memilih rute yang menurut mereka merupakan rute terbaiknya. Dengan kata lain, dalam proses pemilihan rute, pergerakan antara dua zona (yang didapat dari sebaran pergerakan) untuk moda tertentu (yang didapat dari tahap sebaran pergerakan) untuk moda tertentu (yang didapat dari pemilihan moda) dibebankan ke rute tertentu yang terdiri ruas jaringan tertentu (atau angkutan umum).

Tujuan tahapan ini adalah mengalokasikan setiap pergerakan antarzona kepada berbagai rute yang paling sering digunakan oleh seseorang yang bergerak dari zona asal ke zona tujuan. Keluaran tahapan ini adalah informasi arus lalu lintas pada setiap ruas jalan, termasuk biaya (waktu) antar zonanya.

Tujuan pemodelan pemilihan rute adalah untuk mendapatkan setepat mungkin arus yang didapat pada saat survey yang dilakukan untuk setiap ruas jalan dalam jaringan jalan tersebut. Analisis pemilihan rute tersebut terdiri dari beberapa bagian utama yaitu:

1. Alasan pemakai jalan memilih suatu rute dibandingkan dengan rute lainnya;

2. Pengembangan model yang menggabungkan sistem transportasi dengan alasan pemakai jalan memilih rute tertentu;
3. Kemungkinan pengendara berbeda persepsinya mengenai 'rute terbaik' beberapa pengendara mungkin mengasumsikan sebagai rute dengan jarak tempuh terpendek, rute dengan waktu tempuh tersingkat, atau mungkin juga kombinasi keduanya;
4. Kemacetan dan ciri fisik ruas jalan membatasi jumlah arus lalu – lintas di jalan tersebut.

Di lain hal waktu tempuh dan jarak sesungguhnya dalam kejadian sehari-hari di lapangan sering dijumpai tidak selalu sebanding, ini disebabkan oleh adanya jarak yang panjang, waktu tempuhnya cepat, tetapi ada pula jarak yang pendek justru sebaliknya (waktu tempuhnya lama). Penyebabnya barangkali terletak pada kondisi ruas jalan atau rute yang dilewati seperti, ruas jalannya padat atau macet, atau ruas jalannya jelek (permukaannya berlubang-lubang, jalan tanah, kerikil, dan lain-lain).

2.1.3 Faktor penentu pemilihan rute

Ada beberapa faktor penentu utama pemilihan rute yaitu:

1. Waktu tempuh, Waktu tempuh adalah waktu total perjalanan yang diperlukan, termasuk berhenti dan tundaan, dari satu tempat ke tempat lain melalui rute tertentu. Waktu tempuh dapat diamati dengan cara metode pengamat bergerak yaitu pengamat mengemudikan kendaraan survei di dalam arus lalu lintas dan mencatat waktu tempuhnya;
2. Nilai waktu, Nilai waktu adalah sejumlah uang yang disediakan seseorang untuk dikeluarkan (atau dihemat) untuk menghemat satu unit perjalanan. Nilai waktu biasanya sebanding dengan pendapatan perkapita, merupakan perbandingan yang tetap dengan tingkat pendapatan. Ini didasari bahwa waktu perjalanan tetap konstan sepanjang waktu, relatif terhadap pengeluaran konsumen. Ini merupakan asumsi yang agak berani karena sedikit atau tidak adanya data empirik yang menyokongnya.

2.2 Waktu Perjalanan (*Travel Time*)

Waktu perjalanan (*Travel Time*) didefinisikan sebagai total/keseluruhan waktu yang dibutuhkan oleh suatu moda/kendaraan untuk menempuh suatu rute perjalanan dari daerah asal menuju daerah tujuan (*William R. Mc Shane dalam Majier Pola Sitanggang, Analisa Pemilihan Rute Jalan Sei Padang dengan Algoritma Floyd-Warshall, Hal. 18*). Waktu perjalanan dapat berbeda dari setiap pengukuran, hal ini dipengaruhi oleh keadaan jalan, seperti tundaan pada lampu merah, kemacetan lalu lintas, berhenti, kecepatan kendaraan dan sebagainya. Waktu perjalanan akan dikatakan konsisten apabila waktu perjalanan yang diperoleh setiap harinya sama atau tidak berbeda jauh dari sebelumnya. Bagi para pengguna jalan, waktu perjalanan sangatlah penting, karena dengan adanya waktu perjalanan yang konsisten akan membantu para pengguna jalan untuk merencanakan waktu perjalanannya. Waktu perjalanan dapat diperoleh dengan persamaan sebagai berikut:

$$\text{Travel Time} = \text{Arrival Time} - \text{Departure Time}$$

2.3 Metode survey waktu tempuh kendaraan

Dalam survey waktu tempuh kendaraan, dikenal tiga macam kecepatan yaitu kecepatan seketika (*spot speed*), kecepatan kendaraan rata-rata selama bergerak (*running speed*) dan kecepatan rata-rata kendaraan yang dihitung dari jarak tempuh dibagi dengan waktu tempuh (*journey speed*), jadi termasuk waktu kendaraan berhenti.

Untuk survey waktu tempuh perjalanan yang akan dilaksanakan nanti, waktu tempuh kendaraan yang diperoleh adalah kecepatan seketika (*spot speed*). Pengukuran *spot speed* dapat dilakukan dengan beberapa metode antara lain:

1. *Manual count*, *manual count* adalah pencatatan waktu tempuh dari kendaraan contoh yang melewati segmen jalan pengamatan. Pencatatan waktu tempuh ini dilakukan dengan menghidupkan stopwatch saat roda depan kendaraan contoh melewati garis injak pertama.
2. *Enescope*, *enescope* adalah kotak cermin yang berbentuk cermin yang berbentuk L. Alat ini diletakkan di pinggir jalan untuk membelokkan garis pandangan kearah tegak lurus jalan. Pengamatan disatu ujung potong jalan dan *enescope* jika digunakan dua *enescope*. Pengukuran waktu tempuh digunakan alat stopwatch yang dimulai pada saat kendaraan melewati pengamat dan dihentikan pada saat kendaraan melewati *enescope*.
3. Radar meter, radar meter bekerja menurut prinsip Doppler, yang mana kecepatan dari pergerakan proporsional dengan perubahan frekuensi diantara dua radio transmisi target dan radio pemantul.
4. Pemotretan, dalam metode ini kamera foto mengambil gambar pada interval waktu yang ditetapkan. Gambar yang diperoleh dari hasil survey diproyeksikan dengan menggunakan alat proyektor kesuatu layar yang sudah mempunyai pembagian skala, dengan demikian perpindahan skala dengan perpindahan masing-masing kendaraan dapat dihitung.

2.4 Metode perhitungan Waktu Perjalanan

Berikut adalah cara/teknik dalam perhitungan waktu perjalanan yang digunakan di lapangan antara lain:

a. Metode Kendaraan Contoh (*Floating Car Method*)

Cara ini dilakukan dengan menggunakan kendaraan contoh yang dikendarai pada arus lalu-lintas dengan mengikuti salah satu dari kondisi operasi sebagai berikut:

1. Pengemudi berusaha membuat kendaraan contoh mengambang pada arus kendaraan dalam artian mengusahakan agar jumlah kendaraan yang disalip kendaraan contoh sama dengan kendaraan yang menyalip kendaraan contoh.
2. Pengemudi mengatur kecepatan sesuai dengan perkiraan kecepatan arus kendaraan.
3. Kendaraan contoh melaju sesuai dengan kecepatan batas kecuali terhambat oleh kondisi lalu-lintas yang disurvei. Pada cara ini dapat diperoleh kecepatan perjalanan total dan kecepatan bergerak serta lokasi hambatan dan lamanya hambatan di sepanjang rute.

Tata cara survei dari metode ini adalah menentukan titik awal dan titik terakhir dari rute yang disurvei dan diidentifikasi terlebih dahulu untuk memperkirakan kondisi lalu-lintas yang ada. Titik-titik antara disepanjang rute juga perlu diidentifikasi yang dapat dipakai sebagai titik kontrol. Stop Watch dimulai dari titik awal survei. Selanjutnya kendaraan contoh dikendarai di sepanjang rute sesuai dengan pikiran kriteria operasi yang diambil. Ketika kendaraan berhenti atau terpaksa bergerak lambat, karena kondisi yang ada, maka stop watch kedua digunakan untuk mencatat waktu hambatan yang dialami. Masing-masing lokasi, lamanya dan penyebab hambatan dicatat dalam lembar kerja lapangan. Pada akhir rute, stop watch dihentikan dan waktu total perjalanan dicatat. Jarak rute dapat diperoleh dari *odometer* kendaraan contoh. Dianjurkan untuk melakukan survei sebanyak 3 kali perjalanan untuk tiap arah.

Untuk menghitung waktu perjalanan rata – rata maka harus terlebih dahulu menghitung kecepatan lalu-lintas perjalanan dengan menggunakan rumus persamaan berikut:

$$K = \frac{60j}{\Sigma W}$$

dimana :
K = kecepatan perjalanan (kpj)
j = panjang rute jalan (km)
W = waktu tempuh (menit)

Selanjutnya kecepatan rata-rata dapat diperoleh dari persamaan berikut:

$$\bar{K} = \frac{60nj}{\Sigma W}$$

dimana :
 $\bar{K}$ = kecepatan rata – rata perjalanan (kpj)
j = panjang rute jalan (km)
Σ W = jumlah waktu tempuh untuk semua sampel kendaraan (menit)
n = jumlah sampel kendaraan

Setelah didapat kecepatan rata – rata maka untuk mendapatkan waktu perjalanan rata-rata dengan menggunakan rumus persamaan berikut:

$$\bar{W} = \frac{60nj}{\bar{K}}$$

dimana :
 $\bar{W}$ = Waktu perjalanan rata – rata perjalanan (menit)
j = panjang rute jalan (km)
K = kecepatan rata – rata perjalanan (kpj)
N = jumlah sampel kendaraan

2.5 Sanksi/ Denda yang diberlakukan oleh Kantor Pemerintah Kota Medan Sebagai Upaya Mencegah Keterlambatan

Dilihat dari tujuan Pemerintah Kota Medan yang ingin para pegawai negeri meningkatkan kedisiplinan dan profesionalisme kerja, dalam hal ini ditinjau kepada salah satu dinas di Kota Medan, maka salah satu cara adalah masuk kerja dengan tepat waktu.

Agar para pegawai negeri tersebut dapat masuk kerja dengan tepat waktu, maka Pemerintah mengeluarkan sanksi. Mengacu pada Undang-Undang No. 8 Tahun 1974 Tentang Pokok-Pokok Kepegawaian dan Peraturan Pemerintah No. 53 Tahun 2010 tentang Disiplin Pegawai Negeri Sipil. Dalam Peraturan Pemerintah No. 53 Tahun 2010 pasal 1 ayat 1, Disiplin Pegawai Negeri Sipil adalah kesanggupan Pegawai Negeri Sipil untuk menaati kewajiban dan menghindari larangan yang ditentukan dalam peraturan perundang-undangan dan/ atau peraturan kedisiplinan yang apabila tidak ditaati atau dilanggar dijatuhi hukuman disiplin.

Pegawai dinyatakan melanggar jam kerja apabila tidak masuk bekerja, terlambat masuk kerja, pulang sebelum waktunya, tidak berada ditempat tugas, tidak mengganti waktu keterlambatan, dan atau tidak mengisi daftar hadir, tanpa alasan yang sah. Alasan yang sah adalah alasan yang dapat dipertanggungjawabkan yang disampaikan secara tertulis dan dituangkan dalam surat permohonan izin/ pemberitahuan serta disetujui oleh Pejabat yang berwenang sesuai ketentuan yang diatur dalam Peraturan Pemerintah.

Kepada Pegawai yang dinyatakan melanggar Disiplin Pegawai Negeri Sipil dijatuhi hukuman disiplin karena melakukan pelanggaran terkait non administratif dan akan dikenakan pemotongan Tunjangan Khusus Pembina Keuangan Negara (TKPKN) secara proporsional dengan ketentuan sebagai berikut:

1. Hukuman Ringan Dengan Ketentuan:

- a. Sebesar 25% (dua puluh lima perseratus) selama 2 (dua) bulan, jika pegawai dijatuhi hukuman disiplin berupa teguran lisan.
- b. Sebesar 25% (dua puluh lima perseratus) selama 3 (tiga) bulan, jika pegawai dijatuhi hukuman disiplin berupa teguran tertulis.
- c. Sebesar 25% (dua puluh lima perseratus) selama 6 (enam) bulan, jika pegawai dijatuhi hukuman disiplin berupa pernyataan tidak puas secara tertulis.

2. Hukuman Disiplin Ringan Dengan Ketentuan:

- a. Sebesar 50% (lima puluh perseratus) selama 6 (enam) bulan, jika pegawai dijatuhi hukuman disiplin berupa penundaan kenaikan gaji berkala selama 1 (satu) tahun;
- b. Sebesar 50% (lima puluh perseratus) selama 9 (sembilan) bulan, jika pegawai dijatuhi hukuman disiplin berupa penundaan kenaikan gaji berkala selama 1 (satu) tahun; dan
- c. Sebesar 50% (lima puluh perseratus) selama 12 (dua belas) bulan, jika pegawai dijatuhi hukuman disiplin berupa penundaan kenaikan gaji berkala selama 1 (satu) tahun.

3. Hukuman Disiplin Berat Dengan Ketentuan:

- a. Sebesar 85% (delapan puluh lima perseratus) selama 12 (dua belas) bulan, jika pegawai dijatuhi hukuman disiplin berupa penurunan pangkat setingkat lebih rendah selama 3 (tiga) tahun;
- b. Sebesar 90% (sembilan puluh perseratus) selama 12 (dua belas) bulan, jika pegawai dijatuhi hukuman disiplin berupa penurunan jabatan setingkat lebih rendah;
- c. Sebesar 95% (sembilan puluh lima perseratus) selama 12 (dua belas) bulan, jika pegawai dijatuhi hukuman disiplin berupa pembebasan dari jabatan; dan
- d. Sebesar 100% (seratus perseratus), jika pegawai dijatuhi hukuman disiplin berupa pemberhentian dengan hormat tidak atas permintaan sendiri atau pemberhentian tidak dengan hormat dan mengajukan banding administratif ke Badan Pertimbangan Kepegawaian.

Akan tetapi sanksi yang diberlakukan oleh pemerintah tersebut seringkali menjadi suatu permasalahan yang kompleks bagi pegawai tersebut. Dikatakan kompleks karena ketika diberlakukan sanksi tersebut diatas, tetap juga terjadi keterlambatan jadwal masuk. Hal tersebut selain dikarenakan kemacetan yang terjadi disetiap paginya serta jauhnya lokasi kantor, mungkin saja dikarenakan tidak terlalu besarnya sanksi yang diberlakukan oleh pemerintah sehingga tidak menjadi pengaruh bagi pegawai tersebut.

Lokasi kantor pemerintah Dinas Bina Marga Kota Medan yang terletak di Jl. Pinang Baris merupakan lokasi yang sering dilanda kemacetan. Umumnya para pegawai mempunyai kecenderungan memilih berangkat ke kantor dengan menggunakan kendaraan pribadi berupa sepeda motor ataupun angkutan umum. Oleh karena itu untuk menghindari keterlambatan tiba di kantor dan tidak terkena sanksi tegas pemotongan tunjangan pegawai terhadap pegawai Dinas Bina Marga tersebut, maka perlu dimanfaatkan jalur alternatif sehingga dapat membantu pegawai untuk tidak terlambat ke kantor dan dapat masuk sesuai dengan jadwal kerja.

3. Metodologi

3.1 Menentukan Lokasi Penelitian dan Waktu Penelitian

Penelitian dilakukan di Dinas Bina Marga Pemerintah Kota Medan Jalan Pinang Baris Medan. Pertimbangan penetapan lokasi penelitian ini didasarkan hasil observasi pendahuluan yang menunjukkan fakta terdapat permasalahan dalam pemanfaatan waktu perjalanan yang belum efisien dan efektif di kalangan pegawai setempat khususnya dalam hak ketepatan jam tiba masuk kerja. Mayoritas pegawai yang bekerja sering mengalami permasalahan kemacetan lalu lintas di jalan yang dilalui hingga mengakibatkan ketertundaan atau keterlambatan masuk kerja tepat waktu.

3.2 Tata Cara Penelitian

Untuk mengkaji dan menganalisa jalur alternatif yang dipilih oleh pegawai negeri Dinas Bina Marga Kota Medan setiap hari, maka perlu dilakukan penelitian studi kasus jalur perjalanan. Untuk melakukan penelitian tersebut, maka tata cara penelitian tersebut dapat disusun secara sistematis yaitu:

- I. Pendahuluan Penelitian meliputi:
 1. Observasi pendahuluan guna mengumpulkan berbagai data pendukung.
 2. Penelusuran literatur terkait dengan tema riset.
 3. Penyusunan proposal penelitian sesuai aturan format yang berlaku.
 4. Penyajian proposal dalam kegiatan seminar.
 5. Revisi proposal hingga siap digunakan pada tahap selanjutnya.
- II. Pelaksanaan Penelitian meliputi:
 1. Pengurusan izin penelitian.
 2. Penetapan sumber data penelitian.
 3. Pengumpulan data primer dan sekunder.
 4. Pengolahan dan analisis data primer sekaligus data sekunder.
 5. Penyusunan laporan hasil penelitian.
 6. Penyajian laporan hasil penelitian dalam kegiatan seminar.
 7. Revisi laporan penelitian.

3.3 Jenis Data Penelitian

Dalam pengumpulan data, data – data yang diperlukan untuk melakukan penelitian yaitu:

1. Data Primer adalah data yang diperlukan untuk penelitian dimana untuk memperoleh data primer tersebut harus dilakukan pengambilan Kuisioner terhadap pegawai negeri Dinas Bina Marga Kota Medan.
2. Data sekunder adalah peta jaringan jalan kota Medan, dimana peta jaringan jalan ini digunakan untuk mengetahui rute yang sering dipakai oleh pegawai negeri sipil dari daerah asal sampai ke daerah tujuan dan data finger print pegawai negeri Dinas Bina Marga Kota Medan.
3. Pelaksanaan survey waktu tempuh rute perjalanan berdasarkan rute pilihan responden serta rute alternatif dilaksanakan pada jam sibuk yaitu pukul 07.00 selama 3 hari. Maksudnya disini adalah penulis akan melakukan survey perjalanan mengikuti rute yang tertera pada kuesioner yang telah dibagikan kepada responden. Dan nantinya hasil survey tersebut akan dibandingkan dengan hasil data *finger print* pegawai.

3.4 Pengolahan Data

Data survey waktu tempuh perjalanan yang diperoleh dari hasil survey lapangan keadaan real jalan raya selanjutnya diolah ke dalam bentuk tabulasi data sehingga dapat diperoleh menjadi bentuk data kualitatif. Kemudian dilakukan kuantifikasi dan transformasi terhadap data tersebut, sehingga dapat diperoleh waktu tempuh perjalanan untuk setiap rute jalan serta dapat disimpulkan rute dengan waktu perjalanan tersingkat sehingga dapat terhindar dari keterlambatan masuk kantor tepat waktu.

3.5 Analisa Penelitian

Setelah melakukan pengolahan data melalui tabulasi data maka akan dilakukan analisa penelitian dengan program komputer Microsoft excel untuk memperoleh hasil akhir analisa yaitu waktu tempuh perjalanan tersingkat pada rute yang disurvei dan total panjang jalan (hasil data) pada setiap rute jalan yang telah ditentukan. Setelah diperoleh nilai waktu tempuh perjalanan pada setiap ruas jalan dan total panjang jalan maka nilai tersebut akan ditampilkan pada gambar pola perjalanan / trayektori rute perjalanan. Hasil akhir dari analisa penelitian ini adalah diperoleh rute – rute perjalanan dengan waktu tempuh perjalanan tersingkat dari daerah asal menuju daerah tujuan sehingga dapat terhindar dari keterlambatan tiba di kantor.

3.6 Analisis Perhitungan Sanksi/ Denda (Pemotongan Tunjangan) Pegawai Akibat Terlambat Tiba Sampai di Kantor.

Setiap pegawai negeri Dinas Bina Marga yang mengalami keterlambatan masuk kerja maka akan dikenakan sanksi atau denda pemotongan tunjangan. Perhitungan keterlambatan masuk jam kerja dihitung berdasarkan absensi sidik jari (*fingerprint*) yang disesuaikan dengan masuk jam kantor Dinas Bina Marga yang telah ditentukan oleh pemerintah. Menurut Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor: 15 / PRT / M / 2013 dijelaskan bahwa jam masuk, kerja pegawai negeri sipil baik lembaga pemerintahan pusat dan pemerintah daerah adalah sebagai berikut:

1. Hari senin sampai dengan hari kamis jam masuk kantor adalah jam 08.00 - 16.30. Jam waktu istirahat adalah jam 12.00 - 13.00.
2. Hari jumat jam masuk kantor adalah jam 08.00 - 17.00. Jam waktu istirahat adalah jam 11.30 - 13.00.

Tabel 1. Daftar Toleransi Keterlambatan Waktu Dan Persentase Pemotongan Tunjangan

No	Kategori	Keterangan	Pemotongan
1	Terlambat I (Pertama)	Terlambat 1 s/d 30 menit	0.5 %
2	Terlambat II (Kedua)	Terlambat 31 s/d 60 menit	1.0 %
3	Terlambat III (Ketiga)	Terlambat 61 s/d 90 menit	1.25 %
4	Terlambat IV (Keempat)	Terlambat > 90 menit atau tidak mengisi daftar hadir masuk kerja.	2.5 %

Sumber : Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor : 15/PRT/M/2013

4. Pengolahan dan Analisis Data

Setelah dilakukan pengambilan data dari kuisioner, dapat diketahui yang menjadi penentu pegawai negeri sipil di salah satu instansi pemerintah Kota Medan tersebut dalam menentukan pemilihan rute dalam melakukan pergerakan adalah faktor kebiasaan sebanyak 42.86%; rute/jalur dengan rute cepat sebanyak 15.87%; rute/jalur dengan rute terpendek sebanyak 10.32%; lebih sediki simpang/lampu merah sebanyak 5.56%; lebih sedikit angkutan kota sebanyak 4 3.18%; lain-lain sebanyak 22.22%.

Setelah dilakukan analisis waktu tempuh perjalanan, maka dapat diperoleh waktu perjalanan pada setiap rute perjalanan yang dianalisis. Hasil analisa waktu tempuh pada setiap rute perjalanan adalah sebagai berikut:

A. Rute dari Jalan Bunga Terompet Kecamatan Medan Selayang.

Dari hasil analisis waktu tempuh perjalanan, maka dapat diperoleh rute terpendek dengan menggunakan parameter waktu perjalanan tercepat yang dapat dipergunakan oleh pegawai untuk mempersingkat perjalanan dan menghindari keterlambatan. Rute dengan waktu tempuh tercepat adalah: Jalan Bunga Terompet – Jalan Ngumban Surbakti – Jalan Ring Road (Simpang Jalan Setia Budi) – Jalan Asoka Raya – Jalan Bunga Raya – Jalan T.B. Simatupang – Dinas Bina Marga Kota Medan dengan waktu tempuh perjalanan Rata – Rata 20 Menit 45 Detik.

B. Rute dari Jalan Bunga Ester, Kecamatan Medan Selayang

Dari hasil analisis waktu tempuh perjalanan, maka dapat diperoleh rute terpendek dengan menggunakan parameter waktu perjalanan tercepat yang dapat dipergunakan oleh pegawai untuk mempersingkat perjalanan dan menghindari keterlambatan. Rute dengan waktu tempuh tercepat adalah: Jalan Bunga Ester – Jalan Bunga Kenanga – Jalan Bunga Mawar / Jalan Karya Sembada – Jalan Bunga Terompet – Jalan Ngumban Surbakti – Jalan Ring Road (Simpang Jalan Setia Budi) – Jalan Asoka Raya – Jalan Bunga Raya – Jalan T.B. Simatupang – Dinas Bina Marga Kota Medan dengan waktu tempuh perjalanan rata – rata 23 Menit 58 Detik.

C. Rute dari Jalan Pelita IV, Kecamatan Medan Perjuangan

Dari hasil analisis waktu tempuh perjalanan, maka dapat diperoleh rute terpendek dengan menggunakan parameter waktu perjalanan tercepat yang dapat dipergunakan oleh pegawai untuk mempersingkat perjalanan dan menghindari keterlambatan. Rute dengan waktu tempuh tercepat adalah: Jalan Pelita IV – Jalan Gunung Krakatau – Jalan Bambu II – Jalan Hj. Adam Malik – Jalan Amir Hamzah – Jalan Kapten Muslim – Jalan Gatot Subroto – Jalan Medan Binjai – Jalan Patriot – Jalan Amal – Jalan T.B. Simatupang – Dinas Bina Marga Kota Medan dengan waktu tempuh perjalanan rata – rata 42 Menit 33 Detik.

D. Rute dari Jalan Sentosa Lama, Kecamatan Medan Perjuangan

Dari hasil analisis waktu tempuh perjalanan, maka dapat diperoleh rute terpendek dengan menggunakan parameter waktu perjalanan tercepat yang dapat dipergunakan oleh pegawai untuk mempersingkat perjalanan dan menghindari keterlambatan. Rute dengan waktu tempuh tercepat adalah: Jalan Sentosa Lama – Jalan H.M. Yamin – Jalan Merak Jingga – Jalan Perintis Kemerdekaan – Jalan Guru Patimpus – Jalan Gatot Subroto – Jalan Kasuari – Jalan Amal – Jalan T.B. Simatupang – Dinas Bina Marga Kota Medan dengan waktu tempuh perjalanan rata – rata 46 Menit 53 Detik.

Dari hasil perhitungan terhadap jam hari kerja pegawai selama 1 (satu) tahun (262 hari kerja pada tahun 2013) dan perhitungan pemotongan tunjangan kepada pegawai yang terlambat masuk jam kantor, maka diperoleh jumlah kumulatif hari kerja pegawai tidak terlambat dan jumlah komulatif pegawai terlambat di kantor sesuai dengan aturan jam kerja kantor serta jumlah nilai potongan tunjangan pegawai dalam 1 (satu) tahun akibat keterlambatan tersebut.

5. Kesimpulan dan Saran

5.1 Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat diambil adalah:

1. Rute alternatif tidak mempunyai hubungan yang signifikan terhadap waktu tempuh dan jarak;
2. Sanksi keterlambatan jam tiba di kantor berupa potongan tunjangan yang diberikan oleh pemerintah masih belum cukup tinggi. Hal ini dapat dilihat bahwa masih banyaknya pegawai yang datang terlambat.

5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan adalah:

1. Kepada pegawai negeri sipil yang bekerja di Dinas Bina Marga Pemerintah Kota Medan disarankan memilih rute perjalanan dengan waktu yang tercepat dimana dalam hal ini setiap pegawai harus secara kritis memperhatikan setiap hambatan dan tundaan yang sering dijumpai di setiap ruas jalan pada saat melakukan perjalanan.
2. Untuk mencegah keterlambatan jam kerja setiap pegawai maka disarankan kepada pemerintah untuk lebih membesarkan nilai persentase pemotongan tunjangan pegawai bagi setiap pegawai yang terlambat masuk jam kantor sehingga setiap pegawai dapat bekerja dengan efektif dan efisien. Diharapkan dengan membesarkan nilai persentase pemotongan tunjangan pegawai, setiap pegawai akan memiliki kesadaran untuk dapat disiplin terhadap jam masuk kantor.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. 1974. Undang-Undang Nomor 8 Tahun 1974 tentang Pokok-Pokok Kepegawaian.
- . 1980. Peraturan Pemerintah Nomor 30 Tahun 1980 tentang "Peraturan Disiplin Pegawai Negeri Sipil.
- . 1999. Undang-undang Nomor 43 Tahun 1999 tentang Pokok-Pokok Kepegawaian.
- . 2009. Peraturan Daerah Kota Medan Nomor 2 Tahun 2009 tentang Urusan Pemerintahan Kota Medan.
- Baron, R. M & D. A. Kenny. 1986. *"The Moderator-Mediator Variable Distinction in Social Psychological Research : Conceptual, Strategic, and Statistical Consideration"*. Journal of Personality and Social Psychology 1986. Vol. 51 No. 6, 1173 – 1182. University of Connecticut.
- Bertini, R.L & K. Lyman. 2006. *"Developing Improved Travel Time Reliability Measures for Real-Time And Archived Its Data Applications"*. Portland State University: USA.
- Directorate General of Highways Ministry of Public Works. 1997. *"Indonesian Highway Capacity Manual"*. Urban Roads: Indonesia.
- Direktoral Jendral Bina Marga, Direktorat Pembinaan Jalan Kota. 1990. *"Panduan Survey dan Perhitungan Waktu Perjalanan Lalu-lintas No.001/T/BNKT/1990"*
- Direktorat Jendral Bina Marga, Direktorat Pembinaan Jalan Kota. 1990. *"Tata Cara Pelaksanaan Survey dan Perhitungan Lalu-lintas Cara manual. No. 016/T/BNKT/1990"*
- Federal Highway Administration, *"Travel Time Reliability: Making It There On Time, All The Time"*. Available at http://www.ops.fhwa.dot.gov/publications/tt_reliability/TTR_Report.htm
- Grigg, N.S. 1988. *"Infrastructure Engineering and Management"* John Wiley and Sons. NY: USA
- Maharani, I.R. *"Pengaruh Penerapan Disiplin Kerja Terhadap Prestasi Kerja Pegawai Dinas Pendidikan Kabupaten Ciamis"*. Departemen Manajemen, Fakultas Ekonomi dan Manajemen, Institut Pertanian Bogor: Bogor.
- Papacostas, S.C. 1987. *"Transportation And Infrastructure System Engineering"*.
- Syamsuwito, 1994. *"Studi Hubungan Kecepatan, Volume dan Kerapatan Pada Ruas Jalan Soekarno Hatta Dikota Bandung"*, Tesis Magister, Rekayasa Transportasi, Program Studi Teknik Sipil, Institut Teknologi Bandung: Bandung.
- Tamin O.Z. 1991. *"Hubungan Volume, Kecepatan Dan Kepadatan Lalulintas Jurnal Teknik Sipil"*, Institut Teknologi Bandung: Bandung.
- Tiranchini, A., Z. Li & D.A. Hensher, *"Embedding Risk Attitudes in a Schedule Long Model : Application to The Study of Communiting Departure Time"*

**PERILAKU SIMPANGAN STRUKTUR ASIMETRIS HORIZONTAL DENGAN VARIASI
EKSENTRISITAS KEKAKUAN DAN FAKTOR MODIFIKASI RESPON AKIBAT GETARAN
GEMPA PULSE DAN TANPA-PULSE**

Syaifulloh¹⁾, Hotma Panggabean²⁾, Ade Faisal^{2,3)}

¹⁾ Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara (USU)
E-mail: syaifaligayo@gmail.com

²⁾ Staf Pengajar Program Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara (USU)

³⁾ Staf Pengajar Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU)

Abstrak

Struktur yang memiliki elemen penahan gaya lateral seperti dinding beton bertulang (*shear wall*) diharapkan dapat memikul beban gempa secara penuh sehingga kegagalan struktur dapat dihindari. Namun kenyataannya ketika beban gempa terjadi, elemen lain sering terlebih dahulu mengalami keruntuhan dibandingkan dengan elemen penahan gaya lateral. Hal ini akan memicu suatu perilaku sebagai efek yang terjadi ketika beban gempa bekerja pada bangunan yang asimetris yaitu efek torsi. Torsi pada bangunan dapat terjadi akibat distribusi massa dan kekakuan yang tidak simetris. Pada penelitian ini akan dilakukan studi parametrik pada bangunan dengan eksentrisitas kekakuan (e_d) dan variasi dari respon modifikasi gempa (R) dengan memodelkan struktur 2D dan melihat perilaku simpangan struktur tersebut pada sisi yang lebih kaku (*stiff edge*) dan sisi yang fleksibel (*flexible edge*). Struktur tersebut akan dianalisis dengan program Ruamoko 3D dalam kondisi elastis dan inelastis dengan metode Riwayat Waktu dan rekaman gempa dengan karakteristik gempa Pulse dan tanpa-Pulse. Hasil studi parametrik diperoleh respon simpangan yang signifikan pada sisi fleksibel (*flexible edge*) dibandingkan dengan di sisi kaku (*stiff edge*). Perpindahan yang tidak seragam ini membuat struktur mengalami puntir/torsi. Efek torsi kondisi inelastis memiliki deformasi yang lebih signifikan dibandingkan deformasi kondisi elastis dengan rasio simpangan mencapai 1 : 2,678. Sementara itu, kenaikan faktor modifikasi respon gempa (R) menunjukkan peningkatan simpangan seiring meningkatnya faktor- R dan semakin besarnya nilai eksentrisitas pusat kekakuan (e_d). Efek getaran gempa dengan pulse memiliki karakteristik yang dapat menyebabkan perpindahan yang signifikan di sisi fleksibel dibandingkan dengan getaran gempa tanpa-pulse, kenaikan deformasi akibat gempa pulse berkisar 10% sampai dengan 15%.

Kata Kunci: Struktur Asimetris, Eksentrisitas kekakuan, Faktor modifikasi respon (R), getaran gempa pulse dan tanpa-pulse.

Abstract

The structure with the element of lateral resisting element like shear wall is expected to be capable of completely carrying the earthquake, so that structure failure can be prevented. However, in reality, when there is an earthquake, some elements collapse earlier than the other elements of lateral resisting element. Torsion on buildings caused by earthquake occurs due to various factors, but most frequently is due to asymmetric distribution of mass and stiffness. This torsion is caused by not coincide of strength, rigidity and mass. This research conducted parametric study on buildings with stiffness eccentricity (e_d) and variations from the earthquake modification response (R) by modeling 2D structure and observing the structure deformation behavior on the more stiff edge and the flexible edge of buildings. The structures were analyzed using the 3D non-linear Ruamoko program in elastic and inelastic condition with the Time History method and ground motion with characteristics of pulse and no-pulse ground motions. The parametric results showed that horizontal asymmetric structure with stiffness eccentricity demonstrated deviation response which was more significant on the flexible edge compared to the stiff edge. Torsion effect also dominated in elastic and inelastic condition with deviation ratio reached 1:2.678. Meanwhile, the increase in earthquake modification response (R) showed torsion behavior which was almost similar in every stiffness eccentricity variation, but the deformation was increased as factor- R and stiffness eccentricity values (e_d) were increased. The impact of ground motion with pulse showed characteristics that could cause significant displacement on the flexible edge compared to the ground motion without pulse. The increase of deformation due to earthquake with pulse was approximately 10% up to 15%.

Keywords: Asymmetric Structure, Stiffness eccentricity, Response modification factor (R), Pulse and no-Pulse ground motions.

1. Pendahuluan

Salah satu efek yang terjadi ketika beban gempa bekerja pada bangunan yang asimetris adalah efek torsi. Torsi pada bangunan selama getaran gempa terjadi karena penyebab yang bervariasi, namun yang paling sering

terjadi adalah akibat distribusi massa dan kekakuan yang tak simetris (Stathopoulos dan Anagnostopoulos, 2004). Bukan hanya pada bangunan yang asimetris secara bentuk, namun bangunan dengan bentuk simetris tetapi tidak berimpitnya pusat kekuatan, kekakuan dan massa juga merupakan penyebab terjadinya efek torsi. Adanya perbedaan posisi ketiga hal tersebut menyebabkan munculnya eksentrisitas. Ketika gempa terjadi, getaran gempa menyebabkan konsentrasi tegangan pada titik tertentu, sehingga titik yang tidak memiliki kekuatan yang sama akan menyebabkan distribusi yang tidak merata dan menimbulkan torsi. Torsi dapat menyebabkan masalah pada elemen penahan gaya lateral ditepi bangunan dan meningkatnya simpangan yang besar seiring berkurangnya kekuatan.

Deformasi yang beragam ini dapat menyebabkan perilaku struktur bangunan menjadi inelastis sehingga menyebabkan kerusakan besar pada bangunan. Untuk itu perlu dilakukan studi terhadap bangunan asimetris dengan menggunakan analisa nonlinier/inelastis dengan memberikan pengaruh gempa sesuai dengan karakteristik pola gelombang yaitu *pulse* atau tanpa-*pulse*. Karakteristik dari pergerakan tanah (*ground motion*) tidak dapat dipisahkan dari respon perilaku gempa yang bisa memberikan kekuatan lebih pada struktur bangunan. Roy dan Chakroborty (2013) dalam penelitiannya mengenai kebutuhan gempa pada bangunan asimetris menyebutkan bahwa respon gempa akan sangat berpengaruh terhadap karakteristik gerakan tanah, seperti frekuensi, karakteristik gelombang (*pulse* atau tanpa-*pulse*), durasi getaran, dan mekanisme patahan.

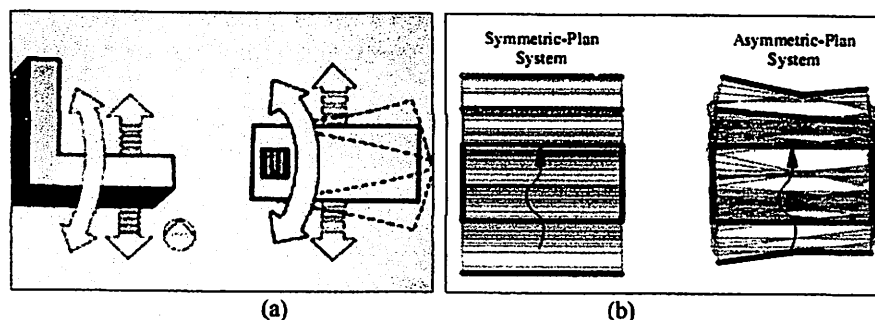
Dalam perencanaan bangunan gedung yang mempertimbangkan beban gempa juga harus direncanakan dengan berbagai jenis tingkat daktilitas sesuai kebutuhan gedung tersebut. Salah satunya dengan memperhatikan koefisien modifikasi respons (R) pada perancangan desain struktur dimana koefisien modifikasi respons ini sangat berpengaruh terhadap besarnya gaya-gaya dalam yang ditimbulkan pada analisis perancangan serta pengaruhnya terhadap penggunaan elemen-elemen konstruksi yang sangat menentukan kekuatan struktur, biaya maupun dimensi elemen struktur tersebut. Namun, tidak ada aturan yang jelas mengenai pengaruh dan batasan koefisien modifikasi respon pada bangunan asimetris ataupun kondisi inelastis.

Secara spesifik, dalam tulisan ini akan dilakukan studi parametrik mengenai bangunan yang memiliki konfigurasi asimetris pusat kekakuan (*Centre of Rigidity/CR*) terhadap pusat massa (*Centre of Mass/CM*) yang tidak berimpit dengan memberikan pengaruh eksitasi gempa karakteristik *pulse* dan tanpa-*pulse* dalam dua arah untuk beragam faktor modifikasi respons (R) pada bangunan tersebut. Dalam studi parametrik ini akan dibuat pemodelan 2D dalam arah horizontal pada program Ruaumoko 3D sehingga dapat dilihat deformasi lantai struktur bangunan pada kondisi elastis dan inelastis.

2. Teori

2.1 Torsi Pada Bangunan Asimetris

Bangunan tidak beraturan mudah mengalami puntir akibat pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak berhimpit. Bagian-bagian tertentu dapat mengalami konsentrasi tegangan yang dapat mengarah pada keruntuhan berkelanjutan pada bagian yang lain seperti pada Gambar 1a. Perilaku simpangan yang tidak seragam juga ditunjukkan pada Gambar 1b dengan deformasi yang berbeda. Selain itu, bangunan tidak beraturan juga dapat mengalami respon yang tak terduga akibat pengaruh ragam yang lebih tinggi (*higher mode effect*).



Gambar 1. (a) Efek torsi yang diakibatkan oleh konfigurasi L (<http://nisee.berkeley.edu>) dan (b) perbedaan respon bangunan simetris dan asimetris akibat gempa (Lucchini *et al.*, 2008)

De Stefano dan Pintucchi (2002) dalam penelitiannya menyebutkan bahwa dengan adanya ketidakaturan bentuk (*plan irregular*), nilai-nilai kinerja struktural selama pasca gempa akan menunjukkan

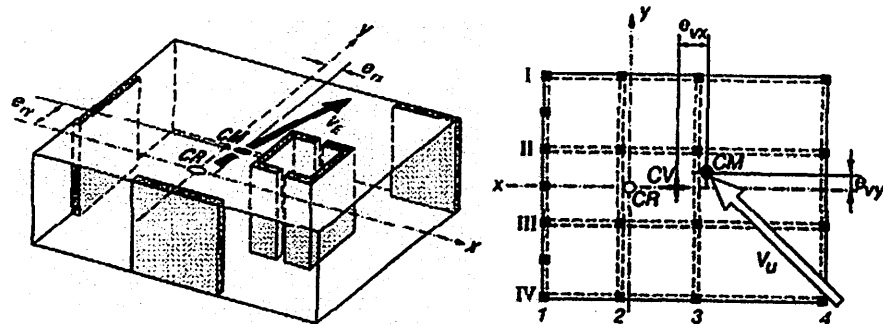
perilaku ketidakberaturannya, seperti distribusi massa, kekakuan dan kekuatan yang asimetris. Sehingga hal ini merupakan penyebab utama terjadinya kerusakan yang parah, karena selain mengakibatkan adanya translasi pada lantai, bangunan tersebut juga akan mengalami rotasi (respon torsi) pada lantai.

Pada bangunan yang terlalu panjang ada kemungkinan dalam satu tingkat selain terjadi perbedaan pola goyangan, atau perbedaan besar/arah goyangan, juga akan memungkinkan terjadinya perbedaan respon bangunan dalam satu tingkat akibat getaran gempa. Widodo (2012) menjelaskan dua penyebab terjadinya hal diatas, yaitu:

1. Distribusi massa dan kekakuan sulit untuk dapat merata sepanjang bangunan dan apabila terjadi goyangan maka pusat massa akan bergoyang/berotasi terhadap pusat kekakuan sehingga terjadilah puntir pada bangunan. Bahaya puntir akan semakin merusak bangunan jika pengikat secara horisontal atas mengalami keruntuhan (terputus).
2. Apabila ukuran bangunan arah horisontal terlalu panjang, maka ada kemungkinan respon tanah di bawah bangunan yang berbeda akibat getaran gempa. Akibatnya bangunan mengalami respon yang tidak seragam/sama, misalnya akan saling tarik ataupun saling desak.

Ade Faisal (2014) menyebutkan rotasi pada lantai terjadi karena adanya ketidakberaturan horizontal pada bangunan (Gambar 2) di bawah ini, penyebabnya adalah:

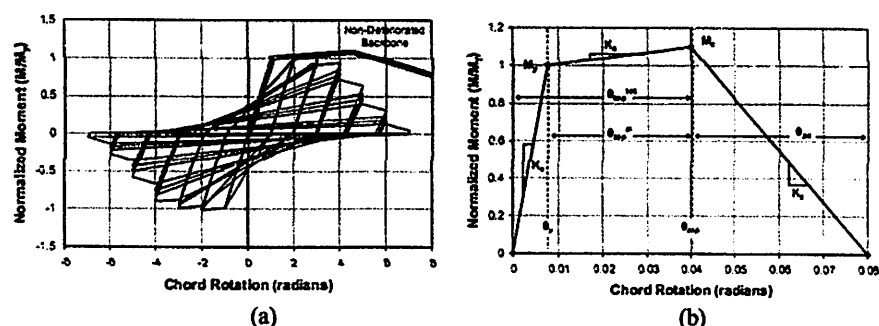
1. Distribusi massa yang tidak seimbang.
2. Distribusi kekakuan yang tak seimbang.
3. Distribusi kekuatan (kapasitas gaya lateral) yang tidak seimbang.



Gambar 2. Ilustrasi pusat massa (CM), pusat kekakuan (CR) dan pusat kekuatan (CS) yang tidak berimpit (Paulay, 1989)

2.2 Perilaku Struktur Akibat Beban Siklik

Kurva histeresis pemodelan elemen dikembangkan oleh Ibarra *et al.* (2005, 2003) dan merupakan gabungan dari *backbone* pembebanan monotonik trilinear. Kurva tersebut menampilkan pemodelan yang serbaguna dari perilaku siklik seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3a dan Gambar 3b di bawah ini.



Gambar 3. a) Model histeresis perilaku monotonik dan siklik, b) Model kurva *Backbone* berdasarkan histeresis Ibarra *et al.* (2005) yang digunakan juga oleh Haselton (Ibarra *et al.*, 2005)

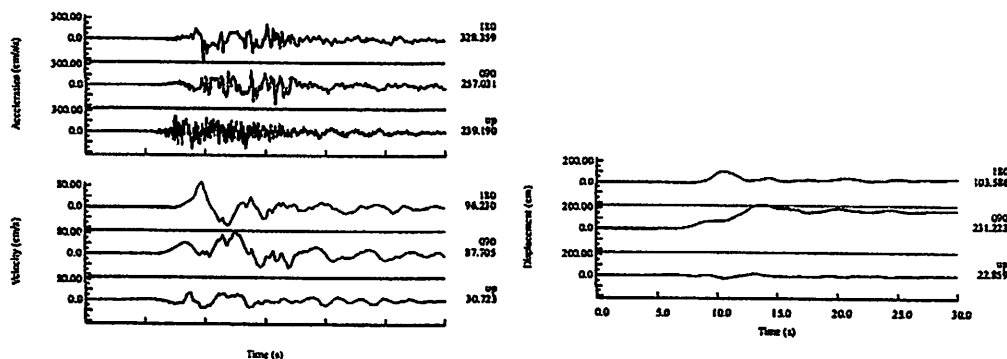
Gambar 3a di atas menunjukkan empat *mode* dasar dari penurunan pembebanan siklik, yaitu: penurunan kekuatan dari cabang perkuatan-regangan inelastik, penurunan kekuatan dari cabang penurunan-regangan pasca puncak, penurunan kekakuan dari percepatan *reloading*, dan penurunan kekakuan saat *unloading*. Pada Gambar 3b menunjukkan bahwa didalam pembentukan kurva *backbone*, terdapat momen leleh (M_y) dan momen puncak (M_c) dengan hubungan pada persamaan (1). Kapasitas rotasi mempengaruhi pola keruntuhan yang terjadi, dimulai dari keadaan awal saat beban nol, menuju momen leleh, menuju momen puncak, hingga keruntuhan pasca-puncak.

$$M_o/M_y = 1.13 \quad (1)$$

Fungsi dari θ_{cap}^{pl} adalah dapat memprediksi kapasitas rotasi plastis dari suatu elemen. Ada beberapa hal yang mempengaruhi nilai θ_{cap}^{pl} , seperti tulangan transversal pada daerah sendi plastis, koefisien tekuk tulangan, diameter tulangan longitudinal, mutu beton, mutu baja, dan sebagainya. Percobaan yang dilakukan Haselton *et al.* (2008) menghasilkan batasan rotasi plastis yaitu dari 0,01 hingga 0,082. Sedangkan nilai rotasi post-capping (θ_{pc}) berkisar antara 0,015 hingga 0,100. Penelitian tentang kapasitas rotasi *post-capping* digunakan untuk memprediksikan kapasitas keruntuhan yang dipengaruhi oleh rasio beban aksial, rasio tulangan transversal (seengkang), dan koefisien tekuk tulangan.

2.3 Getaran Gempa *Pulse* dan Tanpa-*Pulse*

Pulse motion berasal dari istilah *velocity pulse*. Getaran gempa yang memiliki karakteristik *pulse* merupakan sebuah akibat dari kondisi yang disebut *forward directivity* yang berasal dari gempa dekat ($R_{rup} < 10$ KM). Gempa ini terjadi ketika regangan elastis yang secara bertahap terakumulasi pada suatu patahan melepaskan energinya yang biasanya disebut proses *elastic rebound*. Energi yang dilepaskan ini akan menghasilkan gerakan tanah yang dinamis dan berlangsung selama beberapa detik hingga beberapa menit (Sommerville, 2003). Gambar 4 merupakan rekaman gempa Kocaeli-Turki (1999) dengan mekanisme *strike-slip* yang mengalami perpindahan tanah dari sekitar 2 m ke Timur yang mengandung *pulse*. Sementara itu gempa dekat selain karakteristik *pulse* kita golongkan menjadi gempa tanpa-*pulse*.



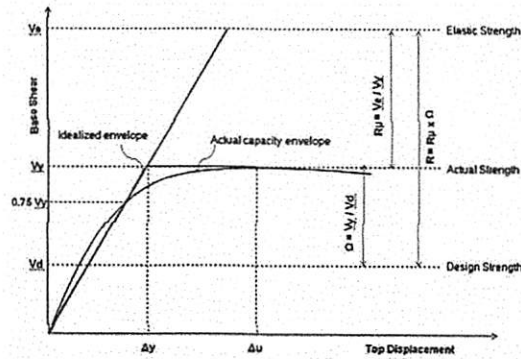
Gambar 4. Rekaman gempa kuat (*pulse motion*) 1999 di Kocaeli, Turki-Yarimca (Sommerville, 2003)

2.4 Koefisien Modifikasi Respon (R)

Persyaratan desain bangunan untuk beban-beban gravitasi akan selalu berbeda dengan beban yang bersifat lateral seperti beban angin dan gempa bumi. Beban lateral seperti angin dapat digolongkan kedalam pembebanan primer karena biasanya dirancang dengan kisaran 1% sampai 3% dari berat struktur sehingga bisa dilakukan dengan konsep desain elastisitas. Hal tersebut tidak berlaku terhadap beban gempa, beban lateral gempa, biasanya dirancang dengan kisaran 30% sampai 40% dari berat struktur sehingga jika didesain dengan konsep elastisitas, struktur akan sangat berat dan tidak ekonomis. Oleh karena itu desain beban gempa lebih difokuskan kepada konsep pengendalian dan pencegahan keruntuhan sehingga dibuat suatu faktor untuk membatasi konsep tersebut yang disebut dengan koefisien modifikasi respon (R).

Faktor R merupakan parameter desain seismik yang penting dalam mendefinisikan tingkat kekakuan struktur selama terjadi gempa. NEHRP (1988) mendefinisikan faktor R sebagai faktor yang digunakan untuk memperhitungkan nilai redaman dan daktilitas pada suatu sistem struktur sehingga struktur mampu berdeformasi cukup besar mendekati deformasi maksimumnya.

Faktor R mencerminkan kemampuan struktur dalam mendisipasi energi melalui perilaku inelastis. Hubungan antara faktor modifikasi respon (R), faktor kuat lebih struktur (Ω), dan faktor reduksi daktilitas (R_μ) dapat dilihat pada Gambar 5.

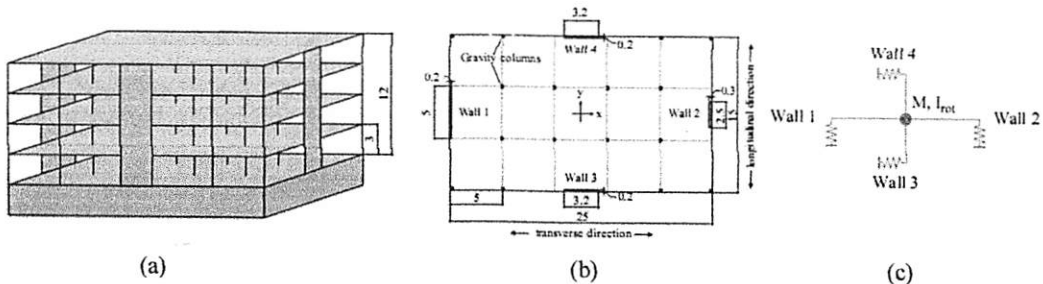


Gambar 5. Hubungan antara faktor modifikasi respon (R), faktor kuat lebih struktur (Ω), dan faktor reduksi daktilitas (R_μ) (FEMA, 2007)

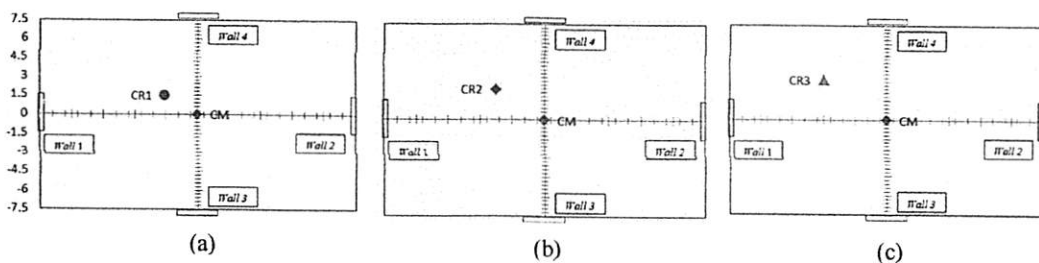
3. Metode Penelitian

3.1 Pemodelan Struktur

Dalam studi parametrik ini, pemodelan disadur seperti yang pernah dimodelkan oleh Beyer (2007) dalam penelitiannya yang menggunakan model struktur beton bertulang dengan tingkat 4 lantai (Gambar 6a) dengan dinding penahan lateral (*reinforced concrete wall*) di setiap sisi bangunan seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 6b. Model stereotip pada arah horizontal diasumsikan dengan model 2D dikarenakan struktur memiliki keteraturan dalam arah vertikal dan setiap dinding penahan lateral dimodelkan dengan pegas nonlinier (Gambar 6c) dengan pusat massa (CM) selalu berada di titik pusat bangunan. Model tersebut dikembangkan menjadi tiga variasi dengan eksentrisitas kekakuan 10%, 15% dan 20% seperti ditunjukkan pada Gambar 7.



Gambar 6. Pemodelan struktur: a) model struktur beton bertulang dengan 4 lantai; b) model stereotip 2D arah horizontal dengan dinding penahan lateral; c) model 2D dengan dinding penahan diwakilkan oleh pegas (Beyer, 2007)



Gambar 7. Variasi model: a) eksentrisitas kekakuan 10%, b) eksentrisitas kekakuan 15%, c) eksentrisitas kekakuan 20%

3.2 Data Rekaman Gempa

Seluruh data rekaman gempa dalam penelitian ini diambil dari database gempa di *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Next Generation Attenuation (NGA)*. Rekaman Gempa dibedakan menjadi dua, yaitu gempa dengan *pulse* dan gempa tanpa-*pulse*. Rekaman gempa dengan karakteristik *pulse* terdiri dari 10 rekaman gempa berbeda seperti yang ditunjukkan pada Tabel 1.

Tabel 1. Data rekaman gempa *Pulse*

No	Tp-Pulse Period (sec)	Earthquake Name	Year	Station Name	Mag	Mechanism	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)
1	1.092	Kobe, Japan	1995	23	6.9	strike slip	0.94	0.96	269.14
2	1.372	Northridge-01	1994	Newhall - Fire Sta	6.69	Reverse	3.16	5.92	269.14
3	2.828	Kobe, Japan	1995	Port Island (0 m)	6.9	strike slip	3.31	3.31	370.52
4	3.528	Northridge-01	1994	Sylmar - Ccconverter Sta East	6.69	Reverse	0	5.19	370.52
5	5.341	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY024	7.62	Reverse Oblique	9.62	9.62	427.73
6	7.791	Kocaeli, Turkey	1999	Arcelik	7.51	strike slip	10.56	13.4	353.63
7	6.265	Imperial Valley-06	1979	El Centro Differential Array	6.53	strike slip	5.09	5.09	202.26
8	6.265	Imperial Valley-	1985	El Centro Differential Array	5.12	strike slip	6.01	6.01	282.5
9	9.128	Landers	1992	Barstow	7.28	strike slip	34.86	34.8	370.08
10	6.188	Tabas, Iran	1978	Tabas	7.35	Reverse	1.79	2.05	766.77

Rekaman gempa dengan karakteristik tanpa-*pulse* terdiri dari 10 rekaman gempa berbeda seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.

Tabel 2. Data rekaman gempa tanpa-*Pulse*

No	Earthquake Name	Year	Station Name	Mag.	Mechanism	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)
1	Kobe Japan	1995	Amagasaki	6.9	strike slip	11.34	11.34	256
2	Northridge-02	1994	Newhall - Fire Sta	6.05	Reverse	7.36	8.29	269.14
3	Kobe Japan	1995	Chihaya	6.9	strike slip	49.91	49.91	609
4	Northridge-06	1994	Sylmar - Converter Sta East	5.28	Reverse	6.79	14.87	370.52
5	Chi-Chi Taiwan	1999	CHY002	7.62	Reverse Oblique	24.96	24.96	235.13
6	Kocaeli Turkey	1999	Afyon Bay	7.51	strike slip	207.81	207.8	225.6
7	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #1	6.53	strike slip	19.76	21.68	237.33
8	Kern	1952	LA - Hollywood Stor FF	7.36	Reverse	114.62	117.8	316.46
9	Trinidad	1980	Rio Dell Overpass - FF	7.2	strike slip	76.06	76.26	311.75
10	Tabas, Iran	1978	Bajestan	7.35	Reverse	119.77	120.8	377.56

Studi parametrik ini akan dianalisis menggunakan program Ruaumoko 3D dengan eksitasi gempa dua arah untuk setiap variasi model dalam kondisi elastis (60 model) dan kondisi inelastis (240 model) dengan metode riwayat waktu (*time history*). Variasi koefisien modifikasi respon berdasarkan SNI 03-1726-2012, yaitu $R_1 = 3$, $R_2 = 4$, $R_3 = 5$, dan $R_4 = 6$ dengan kondisi kegempaan di Aceh pada tanah sedang.

4. Hasil Penelitian

Penelitian dalam studi parametrik ini menggunakan beberapa variasi seperti yang telah diuraikan pada bab-bab sebelumnya. Model dan *output* dari program Ruaumoko 3D yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. Model dengan kondisi elastis dengan variasi tiga kekakuan struktur (tiga eksentrisitas) adalah 60 model (getaran gempa *pulse* dan *no-pulse*), dan diperoleh 60 *output*.
2. Model dengan kondisi inelastis dengan variasi tiga kekakuan struktur (tiga eksentrisitas) dan empat variasi faktor modifikasi gempa adalah 240 model (getaran gempa *pulse* dan *no-pulse*), dan diperoleh 240 *output*.

Output yang diambil adalah simpangan maksimum struktur pada empat titik, yaitu simpangan *wall 1*, *wall 2*, *wall 3* dan *wall 4* pada arah-x (*transverse direction*) dan arah-y (*longitudinal direction*). Simpangan pada arah-x didominasi oleh *wall-4* sebagai sisi kaku dan *wall-3* sebagai sisi yang fleksibel. Sedangkan simpangan untuk arah-y didominasi oleh *wall-1* sebagai sisi kaku dan *wall-2* sebagai sisi yang fleksibel. Simpangan maksimum tersebut akan diambil sebagai nilai rata-rata akibat eksitasi getaran gempa *pulse* (10 rekaman) dan *no-pulse* (10 rekaman). Untuk melihat perbandingan nilai elastis dan inelastis, maka *output* rata-rata juga ditampilkan dengan membandingkan simpangan elastis dan simpangan inelastis untuk setiap variasi nilai faktor modifikasi respon.

4.1 Periode fundamental bangunan

Tiga model yang telah dikembangkan memiliki periode fundamental yang bervariasi. Periode fundamental model planar 2D dengan variasi tiga eksentrisitas pada Tabel 3 menunjukkan *mode* pertama (T_1) murni mengalami translasi pada arah transversal (sumbu-x) dan *mode* kedua (T_2) merupakan gabungan dari translasi pada arah longitudinal (sumbu-y) dan juga rotasional. Sedangkan pada *mode* 3 (T_3) cenderung mengalami rotasi dengan sedikit translasi pada arah longitudinal. Hal ini dapat dilihat dari kesamaan nilai pada *mode* kedua (T_2) untuk setiap variasi eksentrisitas kekakuan bangunan.

Tabel 3. periode fundamental bangunan

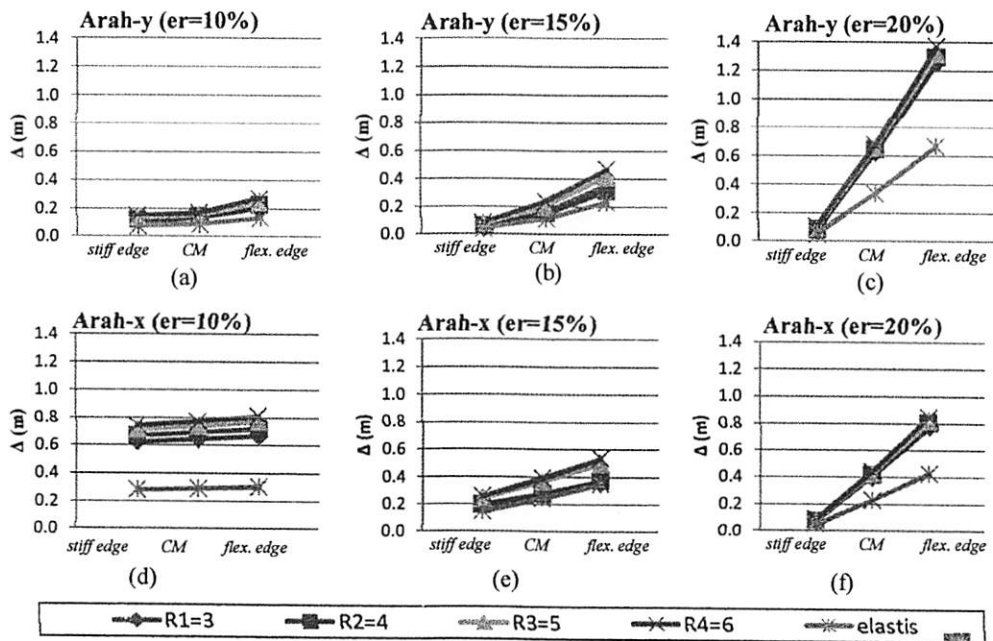
No	Model struktur	Eksentrisitas	Periode fundamental		
		$e_r(\%)$	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
1	Beyer Model	24	0.97	0.88	0.48
2	Model-1	10	1.22	0.52	0.32
3	Model-2	15	0.84	0.59	0.31
4	Model-3	20	1.60	0.57	0.30

4.2 Deformasi Struktur akibat Gempa *Pulse*

Gambar 8 di bawah ini merupakan grafik deformasi rata-rata untuk eksentrisitas 10%, 15% dan 20% pada kedua arah bangunan akibat gempa *pulse* dengan nilai faktor modifikasi respon gempa (R) yang bervariasi. Gambar tersebut menunjukkan bahwa terdapat peningkatan antara nilai elastis dan inelastis pada kedua arah. Semakin tinggi nilai modifikasi gempa, maka simpangan akan semakin besar. Deformasi pada eksentrisitas 10% menunjukkan perpindahan maksimum di sisi fleksibel untuk setiap eksentrisitas kekakuan.

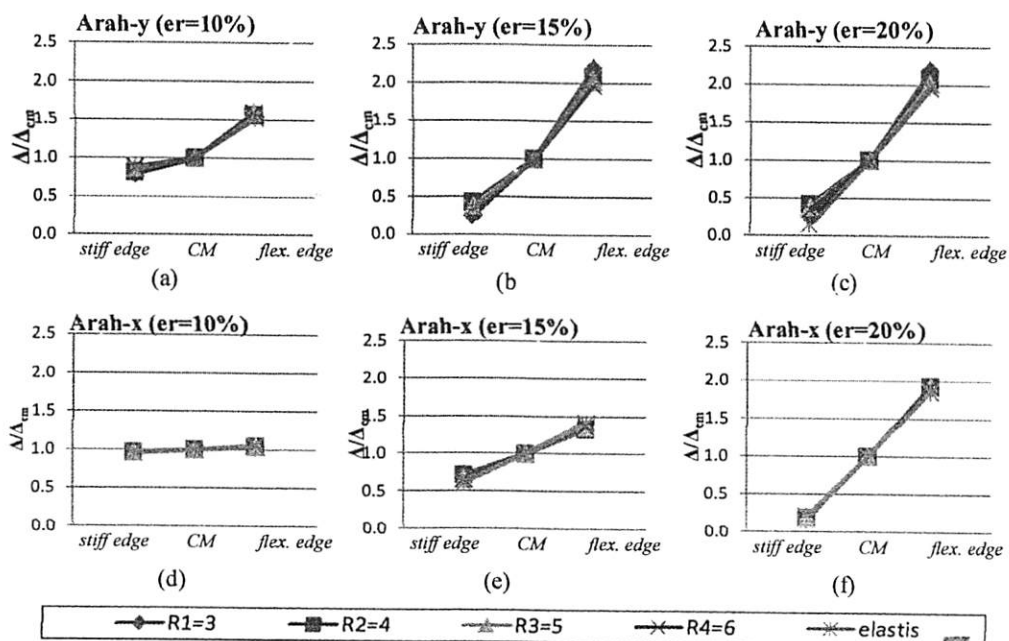
Terlihat kenaikan yang sangat signifikan pada sisi fleksibel pada setiap kenaikan eksentrisitas seperti yang ditunjukkan Gambar 8a,b dan c pada arah-y. Artinya terjadi rotasi di sisi fleksibel dengan melihat simpangan yang besar dibandingkan di sisi yang kaku. Sedangkan pada arah-x, rasio simpangan di sisi kaku dan sisi fleksibel cenderung mengalami perpindahan yang seragam (Gambar 8c,d,e), tetapi memiliki nilai deformasi yang lebih besar dibandingkan dengan deformasi arah-y, kecuali pada kondisi eksentrisitas 20%. Hal ini dikarenakan kekakuan yang lebih kecil pada arah-x.

Perbedaan dan kenaikan faktor modifikasi respon (R) mengalami perubahan *trend* ketika adanya perbedaan eksentrisitas yang semakin besar. Deformasi pada kondisi elastis akan selalu lebih kecil dibandingkan kondisi inelastis, namun *trend* perpindahan elastis mirip dengan kondisi inelastis. Kenaikan deformasi secara inelastis mengalami kenaikan untuk setiap kenaikan faktor- R . Pada arah-y deformasi maksimum terjadi pada eksentrisitas ketiga ($e_r = 20\%$) dan faktor modifikasi respon $R = 6$ (Gambar 8c), demikian juga halnya pada arah-x (Gambar 8f). Pada dasarnya perpindahan arah-x lebih besar dibandingkan dengan perpindahan pada arah-y untuk setiap kenaikan eksentrisitas, namun hal ini tidak berlaku pada eksentrisitas ketiga (20%). Hal ini bisa saja terjadi karena pada eksentrisitas 20% kekakuan pada arah-y lebih kecil dibandingkan arah-x, sehingga leleh pertama terjadi pada arah-y.

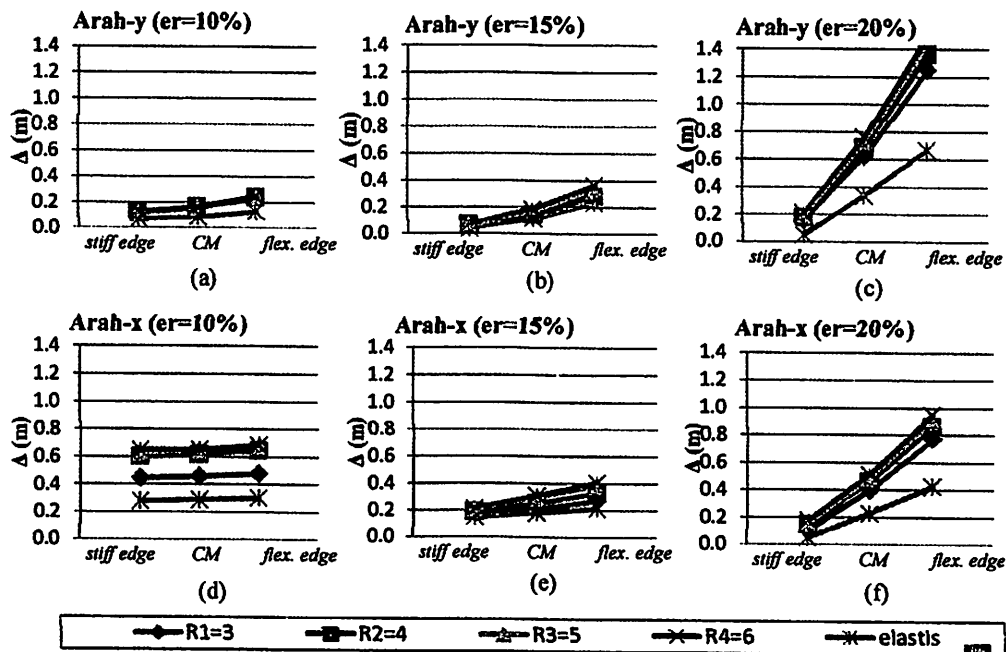


Gambar 8. Simpangan rata-rata (Δ) pada sisi kaku dan sisi fleksibel untuk setiap variasi eksentrisitas kekakuan (10%, 15%, 20%) dan faktor modifikasi respon (R_1, R_2, R_3, R_4) akibat gempa *Pulse*

Gambar 9 merupakan normalisasi simpangan terhadap simpangan di pusat massa (Δ_{CM}) pada sisi kaku dan sisi yang fleksibel untuk setiap eksentrisitas arah-y (Gambar 9a,b dan c) dan arah-x (Gambar 9d,e dan f). Kenaikan eksentrisitas menunjukkan perpindahan yang signifikan di sisi kaku dan sisi fleksibel terutama pada arah-y, hal ini membuat perilaku torsi terjadi pada struktur. Kenaikan faktor-R dapat dilihat tidak terlalu mempengaruhi *trend* normalisasi perpindahan, sehingga dapat dikatakan bahwa faktor -R tidak terlalu berpengaruh signifikan terhadap perilaku torsi (efek torsi), namun faktor-R akan sangat berpengaruh terhadap perpindahan translasi.

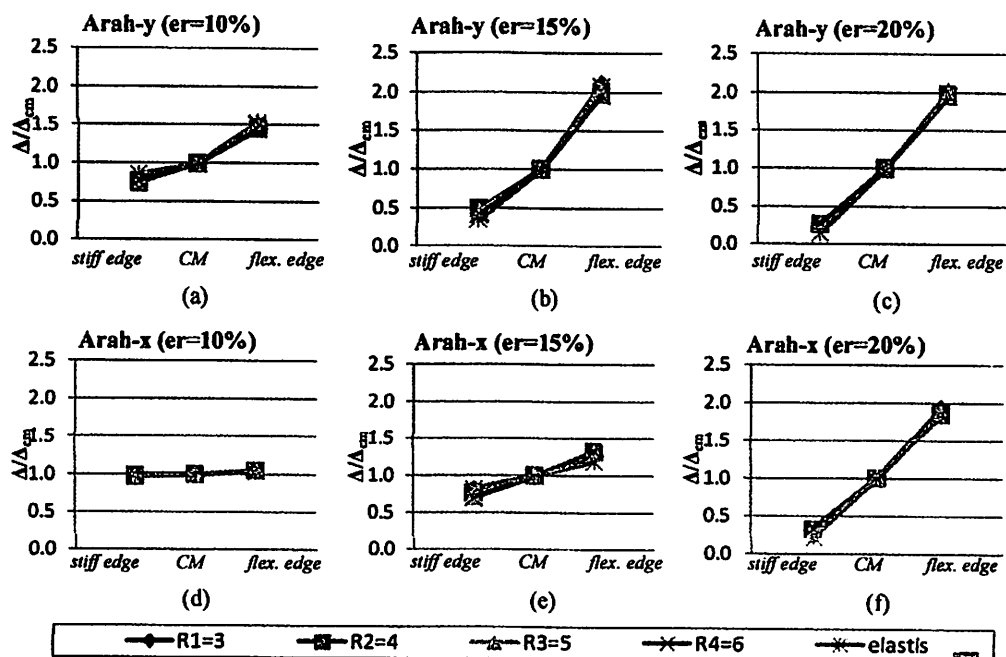


Gambar 9. Normalisasi simpangan (Δ/Δ_{CM}) pada sisi kaku dan sisi fleksibel setiap variasi eksentrisitas kekakuan (10%, 15%, 20%) dan faktor modifikasi respon (R_1, R_2, R_3, R_4) akibat gempa *Pulse*



Gambar 10. Simpangan rata-rata (Δ) pada sisi kaku dan sisi fleksibel setiap variasi eksentrisitas kekakuan (10%, 15%, 20%) dan faktor modifikasi respon (R_1, R_2, R_3, R_4) akibat gempa tanpa-Pulse

Gambar 10 merupakan simpangan pada sisi kaku dan sisi yang fleksibel untuk setiap eksentrisitas arah-y (Gambar 10a,b dan c) dan arah-x (Gambar 10d,e dan f) akibat getaran gempa tanpa-pulse, sedangkan Gambar 11 merupakan normalisasi simpangan terhadap simpangan di pusat massa (Δ_{CM}) pada sisi kaku dan sisi yang fleksibel untuk setiap eksentrisitas arah-y (Gambar 11a,b dan c) dan arah-x (Gambar 11d,e dan f). *Trend* grafik deformasi tidak menunjukkan perbedaan yang signifikan, namun deformasi dan normalisasi deformasi selalu lebih kecil akibat getaran gempa tanpa pulse.



Gambar 11. Normalisasi simpangan (Δ/Δ_{CM}) pada sisi kaku dan sisi fleksibel setiap variasi eksentrisitas kekakuan (10%, 15%, 20%) dan faktor modifikasi respon (R_1, R_2, R_3, R_4) akibat gempa tanpa-Pulse

5. Pembahasan

5.1 Simpangan Kondisi Elastis dan Inelastis

Simpangan pada kondisi elastis cenderung selalu lebih kecil dibandingkan dengan kondisi inelastis, walaupun pada normalisasi simpangan terhadap pusat massa (CM), bentuk simpangannya mirip dengan inelastis. Simpangan inelastis dapat mengalami kenaikan dari 10%-150% dari simpangan kondisi elastis untuk getaran gempa yang sama. Kekakuan pada arah elastis bersifat konstan, akibatnya dua rasio frekuensi tidak berubah selama respon. Efek selanjutnya mempengaruhi respon pada rentang inelastis. Selama respon inelastis, kekakuan (translasi dan rotasi) berubah secara umum dengan cara dan arah yang berbeda. Pada kasus ini terlihat bahwa kekakuan kondisi elastis cenderung konstan, berbeda dengan inelastis, sehingga deformasi yang dihasilkan kondisi inelastis sangat besar.

Dari beberapa hal yang telah dibahas dan diuraikan sebelumnya dapat dibuat beberapa pengertian terkait dengan kondisi elastis dan inelastis. yaitu: 1) Dari sudut pandang kualitatif, efek torsional secara global pada struktur inelastis mirip dengan yang elastis, karena perbedaan antara respon elastis dan inelastis lebih jelas di bagian translasi daripada bagian rotasi. 2) Secara kuantitatif, perubahan respon tergantung pada besarnya deformasi inelastis. Secara khusus, normalisasi inelastis terhadap perpindahan elastis di ujung yang fleksibel secara umum mengalami penurunan seiring dengan meningkatnya daktilitas, kecuali untuk nilai-nilai yang sangat kecil (di bawah 2). Hal yang sama dibuat kesimpulan oleh Perus dan Fajfar (2002, 2005) dalam penelitiannya menyebutkan dalam rentang inelastis, efek torsi yang dihasilkan bisa lebih besar atau lebih kecil dari perpindahan elastis, tergantung pada nilai frekuensi yang dimasukkan dalam gerakan tanah.

5.2 Deformasi akibat Eksentrisitas Kekakuan

Simpangan pada sisi fleksibel selalu lebih besar dibandingkan simpangan pada sisi kaku, hal ini membuat struktur berdeformasi tidak seimbang sehingga membuat sudut puntir yang menandakan terjadinya rotasi pada struktur. Pusat kekakuan yang berbeda membuat perilaku deformasi struktur yang beragam, semakin besar nilai eksentrisitas kekakuan maka struktur akan mengalami deformasi yang lebih besar, terutama pada sisi yang fleksibel. Hal ini dapat dipahami bahwa struktur di sisi fleksibel akan mengalami peningkatan kondisi plastis ketika jarak titik eksentrisitas semakin meningkat.

5.3 Efek Getaran Gempa *Pulse* dan tanpa-*Pulse*

Getaran gempa sangat mempengaruhi perilaku torsi, terutama pada sisi yang lebih kaku. Pada studi ini ditemukan bahwa secara keseluruhan deformasi yang besar didominasi oleh gempa dengan *pulse* yang membuat deformasi di sisi fleksibel bisa mencapai 120% dari pusat massa. Namun pada beberapa kasus terlihat bahwa gempa tanpa-*pulse* lebih mendominasi perpindahan di sisi yang kaku hingga mencapai 75% dari pusat massa.

Karakteristik gempa *pulse* dengan getaran “kejut” membuat struktur di sisi fleksibel lebih cepat mengalami plastis, sementara gempa tanpa-*pulse* dengan intensitas getaran yang seragam bisa membuat sisi fleksibel dan sisi kaku mengalami plastis walaupun tidak secepat gempa dengan *pulse*. Dalam studi ini, secara keseluruhan diperoleh *range* antara perpindahan terhadap pusat massa lebih besar dari 1 (satu) di sisi fleksibel dan *range* antara perpindahan yang lebih kecil dari satu terdapat di bagian kaku. Dapat disimpulkan bahwa struktur tersebut merupakan struktur dengan sistem torsi kaku (*torsionally stiff structure*) yang artinya dua mode pertama mengalami translasi dan mode ketiga rotasi.

5.4 Pengaruh Faktor-R Pada Bangunan Asimetris

Disebutkan bahwa ketika struktur lebih signifikan dalam sistem torsi kaku, maka cenderung respon inelastis pada sisi fleksibel akan lebih besar dari respon elastis. Akibatnya untuk sistem dengan sistem torsi kaku sangat perlu diperhatikan keadaan yang sebenarnya dari struktur terlebih lagi dengan adanya eksentrisitas kekakuan yang besar dan eksentrisitas kekuatan. Sistem dengan torsi kaku dalam desain perlu dibuat nilai faktor modifikasi gempa yang rendah, karena deformasi yang besar terjadi saat nilai daktilitas struktur tersebut tinggi. Daktilitas yang semakin besar juga akan menyebabkan deformasi translasi yang semakin besar, walaupun respon torsi akibat daktilitas tidak terlalu signifikan, namun pusat eksentrisitas yang besar membuat simpangan yang besar.

Begitu kompleksnya perilaku struktur asimetris terutama dalam kondisi inelastis membuat perhatian yang serius dalam melakukan analisa dan desain. Hal-hal penting dalam menentukan perilaku nonlinier struktur asimetris, diantaranya: Daktilitas struktur (hubungan gaya-perpindahan), letak pusat kekuatan dan kekakuan dari pusat massa, dan frekuensi fundamental yang harus diestimasi berkaitan dengan rotasi struktur.

6. Kesimpulan

Dari hasil studi parametrik terhadap bangunan asimetris dengan menggunakan variasi pusat kekakuan (CR) terhadap pusat massa (CM) dan variasi faktor modifikasi respon gempa (R) akibat eksitasi gempa dua arah dengan karakteristik gempa *pulse* dan tanpa-*pulse* yang dianalisis menggunakan program Ruamoko 3D, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Simpangan struktur pada kondisi inelastis (Δ_i) selalu lebih besar dibandingkan simpangan struktur pada kondisi elastis (Δ_e). Rasio simpangan inelastis dengan elastis (Δ_i/Δ_e) mencapai 2,678 dengan peningkatan rata-rata 5% sampai dengan 8% untuk setiap kenaikan faktor modifikasi respon gempa (R). Berikut adalah respon bangunan ketika pusat kekakuan (CR) yang tidak berimpit dengan titik pusat massa (CM):
 - a. Simpangan di sisi fleksibel selalu lebih besar dibandingkan dengan simpangan di sisi kaku, akibatnya struktur akan mengalami efek torsi. Peningkatan simpangan di sisi kaku bisa mencapai 10% sampai dengan 20% dari simpangan di pusat massa, dan simpangan di sisi fleksibel mencapai 50% sampai dengan 100% dari simpangan di pusat massa.
 - b. Respon torsi lebih dominan terjadi di arah-x bangunan karena jarak pusat eksentrisitas kekakuan yang lebih besar antara sisi kaku dan sisi fleksibel. Namun demikian, simpangan yang lebih besar terjadi pada arah-y bangunan karena kekakuan yang relatif lebih kecil dibandingkan pada arah-x.
2. Daktilitas struktur sangat mempengaruhi besarnya simpangan struktur. Pada penelitian ini, peningkatan faktor-R pada struktur dengan eksentrisitas pusat kekakuan (e_r) berbeda tidak menunjukkan perubahan *trend* simpangan di sisi kaku dan sisi fleksibel yang signifikan. Namun simpangan yang lebih besar terjadi seiring bertambah besarnya eksentrisitas pusat kekakuan (e_r) dan nilai faktor modifikasi respon gempa (R). Untuk itu struktur dengan eksentrisitas pusat kekakuan (e_r) dan faktor-R yang besar harus mendapat perhatian yang serius.
3. Karakteristik getaran gempa akan menentukan perilaku dan respon torsi pada bangunan asimetris. Respon simpangan struktur asimetris akibat getaran gempa *pulse* menunjukkan hasil yang lebih besar dibandingkan dengan respon simpangan akibat getaran gempa tanpa-*pulse*, perbedaannya berkisar antara 5% sampai dengan 10%.

Daftar Pustaka

- Anagnostopoulos, S. A. et al. (2010). An Answer to an Important Controversy and The Need for Caution When Using Simple Models to Predict Inelastic Earthquake Response of Buildings With Torsion. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 39: 521-540.
- Anonim. (2005). *International Code Council, Inc.* Illinois: Building Officials and Code Administrators International, Inc.
- Anonim. (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Beyer, K., & Bommer, J. J. (2007). Selection and Scaling of Real Accelerograms for Bi-Directional Loading: A Review of Current Practice and Code Provisions. *Journal of Earthquake Engineering*, 11, 13-45.
- Carr, A.J. (2008). RUAUMOKO-Inelastic Dynamic Analysis Program. Departement of Civil Engineering, University of Canterbury, Chirstchurc, New Zealand.
- Chopra, A.K. (2002). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 2nd ed., Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J., 844pp.
- De Stefano, M., & Pintucchi, B. (2008). A Review Of Research On Seismic Behaviour Of Irregular Building Structures Since 2002. *Bull Earthquake Eng* 6, 285-308.
- Faisal, A. (2004). Torsi Aktual Pada SRPM Simetris. Seminar Nasional HAKI Komda Sumut 2014. Medan : Indonesia.
- FEMA 451B. (2007). NEHRP Recommended Provision for New Building and Other Structure: Training and Instructional Materials.
- Gavin, H. P., (2014). *Vibration of Single Degree of Freedom Systems*. CEE Structural Dynamics. Department of Civil Engineering. Duke University.

- Haselton, C. B., Liel, A. B., Lange, S. T., & Deierlein, G. G. (2008). *Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings*. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Katsanos, E. I., Sextos, A. G., & Manolis, G. D. (2010). Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30, 157–169.
- Kunnath SK, Erduran E, Chai YH, Yashinsky M. Effect of near fault vertical ground motions on seismic response of highway overcrossings. *J Bridge Engineering ASCE* 2008; 13(3):282-90.
- Lucchini, A. et al. (2009). Seismic Behavior of Single-Story Asymmetric-Plan Buildings Under Uniaxial Excitation. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 38, 1053-1070.
- Marusic, D., Fajfar, P. (2005). On The Inelastic Seismic Response of Asymmetric Buildings Under Bi-axial Excitation. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 34, 943-963.
- Paulay, T. (1998). Torsional Mechanisms in Ductile Building Systems. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 27, 1101-1121.
- Pawirodikromo, W. (2012). *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.
- Pacific Earthquake Engineering Research (2008). PEER NGA Database, available at <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
- PEER (2000) PEER strong motion database. Available at: <http://peer.berkeley.edu/nga/>
- Roy, R., Chackroborty, S. (2013). Seismic Demand of Plan-Asymmetric Structures: A Revisit. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 12, 99-117.
- Sommer, A., Bachmann, H. (2005). Seismic Behavior of Asymmetric RC Wall Buildings: Principles and New Deformation-Based Design Method. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 34, 101-124.
- Somerville, P. (2003). Magnitude Scaling of The Forward Rupture Directivity Pulse in Near-Fault Ground Motions. URS Group Inc. Award Number: 01HQGR0048.
- Somerville, P. (2002). Characterizing Near Fault Ground Motion For The Design And Evaluation Of Bridges. *Third National Seismic Conference & Workshop on Bridges & Highways* Portland, Oregon, April 29 – May 1, 2002. Vol. CA 91101.
- Stathopoulos, K. G., Anagnostopoulos, S. A. (2004). Earthquake Induced Inekastic Torsion In Asymmetric Multistory Buildings. *World Conference on Earthquake Engineering* 13, 558.
- Stathopoulos, K. G., Anagnostopoulos, S. A. (2005). Inelastic Torsion of Multistorey Buildings Under Earthquake Excitations. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 34: 1449-1465.
- Tso, W.K dan Myslimaj, B. (2005). A Design-Oriented Approach to Strength Distribution in Single-Story Asymmetric Systems with Elements Having Strength-Dependent Stiffness. *Earthquake Engineering Research Institute*. Vol. 21, 197–212.

PEDOMAN PENULISAN NASKAH JURNAL MANAJEMEN STRUKTUR DAN INFRASTRUKTUR (Bold, 14 Times New Roman (TNR))

A. Perwira Mulia Tarigan ^{*)}, Ahmad Bima Busa ^{)}, Gunawan Sagala ^{***)} (12 TNR Bold)**

¹⁾ Staf Pengajar Program Studi Magister T. Sipil dan Jurusan T. Sipil USU

²⁾ Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil USU

³⁾ Alumni Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik USU

(10 TNR)

Abstrak (Bold, 10 TNR)

Pedoman penulisan ini dipersiapkan sebagai contoh tulisan yang dapat dijadikan acuan bagi penulis yang ingin memasukkan tulisannya ke Jurnal Manajemen Struktur dan Infrastruktur. Abstrak ditulis dalam Bahasa Indonesia dan atau Bahasa Inggris. Isi abstrak berisi tujuan, cakupan kajian dan kesimpulan terpenting. Isinya tidak lebih dari 200 kata dan ditulis dalam huruf miring serta rata kanan kiri.

Kata-kata kunci: Pedoman penulisan, Contoh acuan (10 TNR)

1. Pendahuluan (Bold, 12 TNR)

Jurnal Teknik Manajemen Struktur dan Infrastruktur terbuka untuk umum sepanjang berkaitan dengan bidang Teknik Sipil. Naskah dapat berupa a) hasil penelitian, b) studi literatur, atau c) komentar maupun kritik tentang naskah yang pernah dibuat di Jurnal Manajemen Struktur dan Infrastruktur, Jurusan Teknik Sipil USU. Naskah tidak boleh pernah dipublikasikan di jurnal ataupun di media penerbitan lainnya.

Naskah ditulis dalam Bahasa Indonesia atau Bahasa Inggris. Naskah dikirim berupa rekaman dalam disket disertai 1 eksemplar cetakannya dengan panjang maksimum 12 halaman dan ukuran kertas A4. Pengetikan dilakukan satu spasi dan satu kolom yang menggunakan jenis huruf Times New Roman dengan ukuran 10 pt. Naskah diketik dengan menggunakan pengolah kata dalam bentuk MS Word untuk memudahkan penyuntingan.

2. Umum

Format penulisan secara ringkas dan umum dicantumkan berikut ini:

- Ukuran kertas : A4
- Jastifikasi : rata kiri kanan
- Spasi baris : satu spasi
- Kolom : 1 kolom untuk judul, abstrak dan tulisan
- Batas : atas 3 cm, bawah 2 cm, kiri 3 cm, kanan 2 cm
- Jenis huruf : Times New Roman
- Nomor halaman : Tidak perlu, tapi ditulis halus dengan pensil di kanan bawah
- Panjang halaman : Tidak lebih dari 12 halaman, termasuk gambar, dll
- Identasi : 0,7 cm untuk setiap paragraf baru
- Sub judul utama : diketik 12 pt, bold, rata kiri dan diberi nomor dengan huruf besar kecil tanpa diakhiri titik
- Ukuran teks : 10 TNR

3. Kerangka Tulisan

Kerangka tulisan terdiri dari judul tulisan, abstrak dan isi paragraf

3.1 Bagian Judul Tulisan (Bold, 10 TNR)

Judul tulisan harus sesingkat mungkin tapi jelas menunjukkan dengan tepat masalah yang hendak dikemukakan dan tidak memberi peluang penafsiran yang beraneka ragam (Hamid, 2004). Judul ditulis dengan huruf besar dengan bold, 14 TNR. Selanjutnya nama penulis dengan bold 12 TNR, boleh ditambahkan alamat, e-mail untuk komunikasi. Gelar dan posisi penulis tidak perlu dicantumkan.

3.2 Bagian Abstrak

Abstrak ditulis dalam Bahasa Indonesia dan/atau Bahasa Inggris yang memuat tidak lebih dari 200 kata dan ditulis dengan huruf miring. Isi abstrak berupa tujuan, cakupan kajian dan kesimpulan terpenting.

3.3 Isi Paragraf

Penulisan simbol matematika memakai simbol yang umum dipakai dan sistem satuan yang digunakan adalah Sistem Internasional (SI). Kecuali untuk naskah yang sudah terlanjur memakai sistem lain, perlu dilampirkan tabel konversinya ke SI.

Naskah Bahasa Indonesia diketik sesuai EYD dan kata-kata yang digunakan merupakan bahasa baku. Naskah Bahasa Inggris perlu diperiksa menggunakan spell checker. Format penulisan harus sesuai dengan yang sudah ditetapkan, dengan tanpa ada peninggalan kata pada akhir baris.

Tabel atau gambar harus diberikan keterangan yang jelas. Gambar harus dapat dibaca dengan jelas jika diperkecil sampai dengan 50%.

Sumber rujukan ditulis dalam uraian yang hanya terdiri dari nama akhir penulis dan tahun penerbitannya. Namun nama akhir penulis tersebut harus tepat sama dengan nama akhir yang tertulis dalam daftar pustaka. Setiap sumber yang dirujuk harus tercantum di dalam daftar pustaka, demikian pula sebaliknya.

4. Nomor, Judul Gambar dan Tabel serta Persamaan

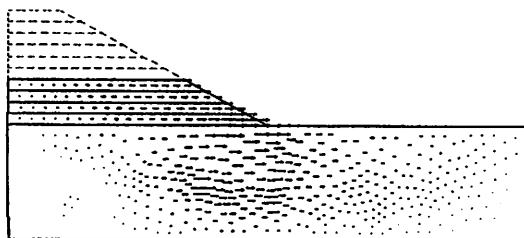
Penulisan nomor gambar dan tabel ditulis lengkap: Gambar 1: tidak ditulis dengan Gb 1: Penulisan nomor, judul gambar diletakan dibawah dan ditengah gambar. Sedangkan untuk tabel ditulis diatas dan ditengah tabel. Penulisan nomor dan judul gambar dan tabel menggunakan huruf 10 TNR bold. Sebagai contoh, lihat Persamaan I, Tabel I dan Gambar I yang menunjukkan hal-hal yang diperlukan untuk satu naskah yang baik. Persamaan I misalnya adalah:

$$Y = \sum_{i=1}^{10} x_i \quad (1)$$

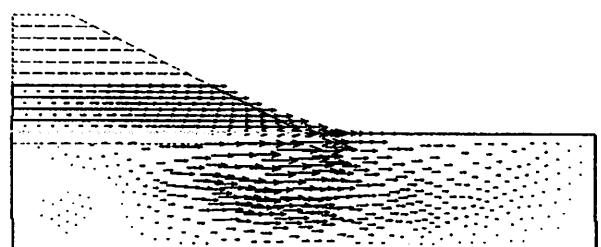
dimana y adalah nilai total suatu naskah dan x materi naskah.

Tabel 1: Rekapitulasi Hasil Perhitungan Garis Sempadan untuk Seluruh Pantai

Kecamatan	Jenis Pantai	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	Fs	L _{sp} (m)
Pantai Cermin	berpasir	75	33,3	88,2	-	1	196,5
Teluk Mengkudu	berpasir	75	33,3	166,5	-	1	274,8
Labuhan Deli	berlumpur	75	100	68.1	-	1	243,1



a. Tanpa Geotekstil



b. Dengan Geotekstil

Gambar 1. Vektor-vektor perpindahan lateral saat tinggi timbunan 4 m

5. Penulisan Daftar Pustaka

Penulisan daftar pustaka mencantumkan hal-hal berikut :

- untuk buku : lihat contoh yang ada di daftar pustaka untuk buku oleh Hernowo (2004)
- untuk karangan dalam buku (suntingan): lihat contoh yang dibuat di daftar pustaka (misal Wricke et al, 1006)
- untuk karangan dalam pertemuan : lihat contoh untuk tulisan prosiding di daftar pustaka oleh Hamid (2004)
- untuk karangan dalam majalah/jurnal : lihat contoh untuk tulisan jurnal di dalam daftar pustaka (misal : Marthew dan Baba, 1996)

5. Kesimpulan

Naskah harus diakhiri dengan kesimpulan yang berisi tentang implikasi-implikasi penting dari informasi yang dipresentasikan pada badan tulisan atau isi paragraf.

Daftar Pustaka

- Hamid B. 2004, Pedoman Penulisan Jurnal Prosiding, Seminar Penulisan Ilmiah, USU, Medan, 10-15
- Hernowo, H. 2004, Main-main dengan Teks. Kaifa, PT. Mizan Pustaka, Bandung, 184p.
- Methew, J dan Baba, M. 1995, Mudbanks of the Southwest Coast of India II : wave mud Interactions, Journal of Coastal research, II(1), 179-187.
- Turban, Efraim dan Aronson, J. E. (1998) Decision Support Systems And Intellegent System. Prentice Hall, New Jersey.
- Wolfe, R. S., Cooper, G. dan Eshaghi, K. (1977) Guidelines For Beachfront Construction With Special Referent To The Coastal Construction Setback Line (Report). Universty of Florida Sea Grant Program



KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
UNIVERSITAS SUMATERA UTARA
FAKULTAS TEKNIK

Jalan Almamater Kampus USU Medan 20155
Telp. (061) 8211236, 8213250, 8212090, Fax. +62618213250
Website: <http://ft.usu.ac.id> E-mail : sipil_s2_usu@yahoo.com

SURAT PENGANTAR

No : /jurnal/UN5.2.2.1.16/PP/2015

Kepada Yth :

No.	Isi Surat/Barang	Banyaknya	Keterangan
1	Jurnal Rekayasa Struktur & Infrastruktur Edisi November 2015 Tahun ke IX No. 3	1 (satu) Eksemplar	Disampaikan dengan format sebagai tukar informasi ilmiah. Mohon lembar dibawah ini dikirim kembali

Medan, November 2015

Ir. Rudi Iskandar, MT
NIP. 196503251991031006

SURAT PENGANTAR

Telah diterima dari : Program Magister dan Doktor Ilmu Teknik Sipil USU Jln. Perpustakaan, Gedung J dan B No. 1 Kampus USU Medan, telp. 082162431972, 0816303903

Berupa : Jurnal Rekayasa Struktur & Infrastruktur Program Studi Magister dan Doktor Ilmu Teknik Sipil USU Edisi November 2015 Tahun ke IX No.3

Nama :

Jabatan :

Instansi :

Alamat :

Telepon/Fax :

Tanda Tangan/CAP :