

Jurnal Rekayasa

STRUKTUR & INFRASTRUKTUR

DAFTAR ISI

Hal

1. Analisis Perbandingan Daya Dukung dan Penurunan Boreded Pile Diameter 600 mm Dengan Metode Empiris, Uji Beban Statis dan Elemen Hingga Pada Proyek Medan Focal Point
Berlin Anggiat Tampubolon
Roesyanto
Rudi Iskandar
1 – 11
2. Analisis Daya Dukung Loading Test pada Tiang Pancang Tunggal Diameter 600 mm Pada Proyek PLTU Pangkalan Susu dan Pemodelannya
Simon Petrus Simorangkir
Roesyanto
Rudi Iskandar
12 – 22
3. Teknik Perkuatan Balok Beton, Kolom Beton dan Sambungan Balok-Kolom Beton Yang Dapat Diaplikasikan Pada Bangunan
Kataresada Ketaren
23-30
4. Kajian Indeks Kerusakan pada Struktur Bangunan Baja Berdasarkan Pendekatan Energi Akibat Gempa Kuat
Asroi Benny Noor Harahap
Hotma Panggabean
Daniel Rumbi Teruna
31-39
5. Studi parametrik Kinerja Dinding Pengisi Bata Merah pada Struktur Beton Bertulang Akibat Beban Gempa
Mizanuddin Sitompul
Ade Faisal
Daniel Rumbi Teruna
40-48
6. Kajian eksperimental Perilaku Besi Angkur Sebagai Penghubung Tarik
Eliner Henrikus Sihalohe
Johannes Tarigan
Sanci Barus
49-58
7. Kajian Kurva Kapasitas Struktur Baja SRPM Akibat Penyerapan Desain Plastis Berbasis Kinerja pada Daerah Kegempaan Tinggi di Indonesia
Fasri Budi Junianto Daeli
Ade Faisal
Daniel Rumbi Teruna
59-70
8. Potensi Erosi DAS Deli Dengan USLE Berbasis SIG
A. Perwira Mulia Tarigan
Faiz Isma
Rudi Iskandar
71-96

Vol. IX

No. 2

Halaman 1-96

Medan, Juli 2015

ISSN 1978 - 449X

Jurnal Rekayasa

STRUKTUR & INFRASTRUKTUR

DAFTAR ISI

Hal

1. Analisis Perbandingan Daya Dukung dan Penurunan Bored Pile Diameter 600 mm Dengan Metode Empiris, Uji Beban Statis dan Elemen Hingga Pada Proyek Medan Focal Point
Berlin Anggiat Tampubolon
Roesyanto
Rudi Iskandar
1 – 11
2. Analisis Daya Dukung Loading Test pada Tiang Pancang Tunggal Diameter 600 mm Pada Proyek PLTU Pangkalan Susu dan Pemodelannya
Simon Petrus Simorangkir
Roesyanto
Rudi Iskandar
12 – 22
3. Teknik Perkuatan Balok Beton, Kolom Beton dan Sambungan Balok-Kolom Beton Yang Dapat Diaplikasikan Pada Bangunan
Kataresada Ketaren
23-30
4. Kajian Indeks Kerusakan pada Struktur Bangunan Baja Berdasarkan Pendekatan Energi Akibat Gempa Kuat
Asroi Benny Noor Harahap
Hotma Panggabean
Daniel Rumbi Teruna
31-39
5. Studi parametrik Kinerja Dinding Pengisi Bata Merah pada Struktur Beton Bertulang Akibat Beban Gempa
Mizanuddin Sitompul
Ade Faisal
Daniel Rumbi Teruna
40-48
6. Kajian eksperimental Perilaku Besi Angkur Sebagai Penghubung Tarik
Eliner Henrikus Sihaloho
Johannes Tarigan
Sanci Barus
49-58
7. Kajian Kurva Kapasitas Struktur Baja SRPM Akibat Penyerapan Desain Plastis Berbasis Kinerja pada Daerah Kegempaan Tinggi di Indonesia
Fasri Budi Junianto Daeli
Ade Faisal
Daniel Rumbi Teruna
59-70
8. Potensi Erosi DAS Deli Dengan USLE Berbasis SIG
A. Perwira Mulia Tarigan
Faiz Isma
Rudi Iskandar
71-96

Vol. IX	No. 2	Halaman 1-96	Medan, Juli 2015	ISSN 1978 - 449X
----------------	--------------	---------------------	-------------------------	-------------------------



Edisi Juli 2015
Tahun ke IX, No. 2

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 Juli 2015
Tahun ke IX, No. 2

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 Juli 2015, Tahun ke IX, No. 2** 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 kuantitas 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 Juli 2015, Tahun ke IX, No.2.

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 PERBANDINGAN DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI BORED PILE DIAMETER 600 MM DENGAN METODE EMPIRIS, UJI BEBAN STATIS DAN ELEMEN HINGGA PADA PROYEK MEDAN FOCAL POINT

Berlin Anggiat Tampubolon^{*)}, Roesyanto^{**)}, Rudi Iskandar^{***)}

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.

³⁾Staf Pengajar Program Studi Magister Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sumatera Utara.

Abstrak

Kemampuan pondasi memikul beban bangunan dan beban lain di atasnya disebut daya dukung pondasi. Besarnya daya dukung dan penurunan pondasi dapat diketahui dengan analisis metode empiris, pemodelan metode elemen hingga dan uji beban statis (*loading test*). Pondasi dalam (*deep foundation*) secara umum memiliki permasalahan yang lebih rumit daripada pondasi dangkal (*shallow foundation*) karena adanya parameter-parameter tanah yang sangat perlu diperhatikan dalam menganalisis besar daya dukung pondasi dalam. Penelitian ini menganalisis kapasitas daya dukung dan penurunan (*settlement*) pada pondasi tiang bored pile diameter 600 mm secara tiang tunggal maupun kelompok tiang, dengan metode empiris, program AllPile, program Plaxis, program SAP2000 dan membandingkan hasilnya dengan interpretasi uji beban statis (*loading test*) pada pondasi proyek Medan Focal Point. Analisis menggunakan data penyelidikan tanah lapangan (*soil investigation*) dan laboratorium serta membandingkan terhadap model tanah Mohr Coulomb. Hasil analisis daya dukung ultimate pondasi bored pile dengan metode empiris memberikan nilai terbesar yaitu dengan mempergunakan data N-SPT yaitu 697,83 ton dengan metode Reese and Wright serta nilai terkecil 387,67 ton dengan metode Touma and Reese, serta sebesar 26,60 ton untuk daya dukung lateral ultimate, 13,30 ton untuk daya dukung lateral yang diizinkan. Dimana hasil daya dukung lateral ultimate dari program SAP2000 adalah 25,20 ton. Hasil *loading test* diperoleh daya dukung ultimate 300,00 ton. Maka berdasarkan hasil daya dukung pondasi tersebut aman. Pemurunan yang terjadi hasil analisis pemodelan elemen hingga dengan program Plaxis adalah 5,462 mm, hasil program AllPile adalah 9,99 mm, dan hasil *loading test* di lapangan penurunan pada beban terbesar yang terjadi sebesar 5,443 mm. Berdasarkan ASTM D1143/81, pemurunan yang diizinkan adalah sebesar 25,40 mm. Maka berdasarkan penurunan bahwa tiang pondasi aman dalam konstruksi.

Kata Kunci : daya dukung, penurunan, pondasi, *loading test*, Metode Elemen Hingga, Bore Pile

1. Pendahuluan

Dalam membangun gedung untuk menunjang tempat usaha, dimana kondisi bangunan-bangunan gedung *existing* yang berada pada lokasi sekitarnya telah terdapat beberapa bangunan baik pemukiman maupun gedung lainnya, pemilihan pondasi yang tepat akan sangat menentukan keberhasilan pelaksanaan dengan tetap menjaga kondisi bangunan yang telah berdiri tidak mengalami kerusakan.

Pondasi dalam secara umum memiliki permasalahan yang lebih rumit dari pada pondasi dangkal karena adanya parameter-parameter tanah yang sangat perlu diperhatikan untuk menghitung besar daya dukung pondasi dalam tersebut. Penelitian ini menitikberatkan pada analisis perencanaan pondasi dalam (*deep foundation*) berdasarkan data hasil penyelidikan tanah (*soil investigation*) yang ada dengan data dari proyek Medan Focal Point, yaitu dengan mempergunakan pondasi *bored pile* diameter 600 mm. Pelaksanaan metode penyelidikan tanah dapat terbagi atas 2 (dua) metode yaitu metode statis dan metode dinamis. Pada proyek Medan Focal Point menggunakan penyelidikan tanah dengan metode statis yaitu penyelidikan *standard penetration test* (SPT). Penelitian ini, bertujuan

- Menganalisis dan membandingkan daya dukung pondasi *bored pile* secara tunggal dan secara grup/kelompok (*pile group*) dengan mempergunakan rumus beberapa metode empiris (konvensional) dan melakukan interpretasi daya dukung dan penurunan tiang *bored pile* berdasarkan dari data pengujian beban statis (*loading test*) yang telah dilakukan. Data tanah yang digunakan untuk metode empiris diperoleh dari hasil penyelidikan tanah di lapangan, laboratorium dan interpretasi data SPT.
- Menganalisis kapasitas daya dukung lateral yang terjadi pada pondasi *bored pile* diameter 600 mm.
- Menganalisis perhitungan struktur proyek Medan Focal Point dengan program SAP2000 untuk memperoleh besar gaya-gaya yang terjadi pada struktur atas dan penurunan yang terjadi pada pondasi *bored pile* diameter 600 mm.
- Menggunakan model tanah Mohr Coulomb untuk menganalisis penurunan (*settlement*) pondasi *bored pile* diameter 600 mm dengan menggunakan metode elemen hingga, program Plaxis. Kemudian membandingkannya

(komparasi) dengan grafik hasil analisis penurunan pada masing-masing siklus beban yang diberikan pada uji beban statis (*loading test*) pondasi *bored pile* diameter 600 mm.

2. Tinjauan Pustaka

2.1 Menghitung Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

a. Berdasarkan Data Hasil Uji Lapangan

Perhitungan menggunakan persamaan O'Neil and Reese (1999)

1. Daya dukung tiang pada tanah kohesif

$$Q_{ult} = Q_s + Q_p \quad (1)$$

$$Q_s = f_s A_s \quad (2)$$

$$Q_p = q_{max} \cdot A_b \quad (3)$$

Dimana Q_{ult} = kapasitas ultimit daya dukung tiang; Q_s = hambatan lekat daya dukung tiang.

Q_p = kapasitas daya dukung ujung tiang. q_{max} = unit tahanan ujung tiang.

f_s = hambatan lekat rata-rata selimut tiang.

A_s = luas selimut tiang yang bersentuhan tanah sepanjang tiang yang ditinjau.

A_b = luas dasar tiang yang bersentuhan dengan tanah.

a). Tahanan Selimut

$$f_s = \alpha \cdot C_u \quad (4)$$

Dimana f_s = beban ultimit selimut tiang bor pada kedalaman z.

C_u = kekuatan geser pada kedalaman z kondisi tak teraliri.

α = faktor empiris, yang bervariasi dengan kedalaman z.

$$\alpha = 0,55 \text{ untuk } \frac{C_u}{P_u} \leq 1,5 \quad (5)$$

$$\alpha = 0,55 - 0,1 \left(\frac{C_u}{P_u} \right) \text{ untuk } 1,5 \leq \frac{C_u}{P_u} \leq 2,5 \quad (6)$$

Dimana P_u = tekanan atmosfer = 101,3 KPa = 2116 Psf.

b). Tahanan Ujung

$$q_{max} = N_c^* \cdot c_u \quad (7)$$

Nilai N_c^* diperoleh dari hubungan antara nilai kohesi dan kekakuan tanah, seperti dilihat pada Tabel 1.

Tabel 1. I_p and N_c^* Values for Cohesive Soil

c_u	I_p	N_c^*
24 kPa (500 psf)	50	6.55
48 kPa (1000 psf)	150	8.01
96 kPa (2000 psf)	250	8.69
192 kPa (4000 psf)	300	8.94

2. Daya dukung tiang pada tanah Non Kohesif

$$f_{sz} = K \sigma'_z \tan \phi_c \quad (8)$$

$$Q_s = \int_0^L K \sigma'_z \tan \phi \, dA \quad (9)$$

Dimana f_{sz} = Unit resistensi sisi paling dalam pasir pada kedalaman z.

K = parameter yang menggabungkan koefisien tekanan lateral dan faktor korelasi.

σ'_z = Tegangan efektif vertikal dalam tanah pada kedalaman z.

ϕ_c = gesekan sudut di antarmuka dari beton dan tanah.

L = kedalaman embedment dari poros dibor.

dA = diferensial area perimeter sepanjang sisi atas tiang sampai kedalaman penetrasi.

$$f_{sz} = \beta \sigma'_z \leq 2,1 \text{ tsf (200 KPa)} \quad (10)$$

$$Q_s = \int_0^L \beta \sigma'_z \, dA \quad (11)$$

$$\beta = 1,5 - 0,135 \sqrt{z \text{ (ft)}} \quad (12)$$

$$\beta = 1,5 - 0,245 \sqrt{z \text{ (m)}}; 0,25 \leq \beta \leq 1,20 \quad (13)$$

dimana z = kedalaman di bawah permukaan tanah, dalam satuan kaki atau meter, seperti yang ditunjukkan.

Jika perlawanan SPT tidak dikoreksi, N_{60} lebih kecil atau sama dengan 15 pukulan/ft, maka β dapat dihitung dengan persamaan:

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1,5 - 0,135 \sqrt{z \text{ (ft)}}) \quad (14)$$

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1,5 - 0,245 \sqrt{z \text{ (m)}}) \text{ untuk } N_{60} \leq 15 \quad (15)$$

b. Daya dukung tiang berdasarkan data sondir

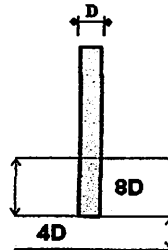
$$Q_{ult} = (q_c \times A_p) + (JHL \times K) \quad (16)$$

$$Q_{all} = \frac{q_c A_p}{3} + \frac{JHL \times K}{5} \quad (17)$$

Dimana Q_{ult} = Daya dukung ultimit (Ton).
 q_c = Tahanan ujung sondir ($q_{c1} + q_{c2}$).
 q_{c1} (rata-rata perlawanan penetrasi konus (q_c di atas titik 8D).
 q_{c2} (rata-rata perlawanan penetrasi konus (q_c di bawah titik 4D).
 A_p = Luas penampang tiang = $\pi D^2/4$ (m^2).
 D = diameter tiang (m). K = Keliling = πd (m).
 JHL = Jumlah hambatan lekat.
 3 = Faktor keamanan untuk tahanan ujung;
 5 = Faktor keamanan untuk tahanan gesekan.

c. Daya dukung tiang berdasarkan data SPT

1. Metode Meyerhoff (1956), Skema metode Meyerhoff lihat Gambar 1.



Gambar 1. Skema metode Meyerhoff (1956)

i. Daya dukung ujung pondasi tiang (*end bearing*)

$$Q_p = q_p \times A_p \dots\dots\dots (18)$$

Untuk tanah Kohesif:

$$Q_p(tsf) = A_p \times q_p \dots\dots\dots (19)$$

$$q_p = N_c \times C_u \leq 40 \text{ tsf} \dots\dots\dots (20)$$

Dimana N_c = faktor daya dukung (untuk $\Phi = 0$, $N_c = 9$).

C_u = cohesion.

A_p = luas penampang tiang.

q_p = tekanan vertikal efektif di ujung tiang.

Untuk tanah non Kohesif:

$$q_{p(tsf)} = \frac{2 \times N_{cor} \times D_b}{150 \times D_p} \leq 4/3 \times N_{cor} \dots\dots\dots (21)$$

Dimana N_{cor} diambil nilai rata antara 4D di bawah ujung tiang dan 8D di atas ujung tiang.

N_{cor} = Daya dukung ultimit ujung tiang (Ton).

D_b = Tebal kedalaman pondasi tiang bor (m^2).

D_p = Tebal penampang pondasi tiang bor (m^2).

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

ii. Daya dukung selimut tiang (*skin friction*)

Daya dukung selimut tiang (*skin friction*) pada tanah dapat dinyatakan dengan persamaan:

$$Q_s = \sum_{i=1}^n f_{si} \times \Delta L_i \times p \dots\dots\dots (22)$$

$$p = \pi \times D \dots\dots\dots (23)$$

Dimana Q_s = daya dukung selimut pondasi tiang (kN).

f_{si} = unit tahanan selimut masing-masing lapisan (kN/ m^2).

A = luas permukaan ujung pondasi tiang.

p = keliling pondasi tiang (m).

π = konstanta phi (3,14).

D = diameter tiang bor (m).

L_i = panjang pondasi tiang tiap lapisan (m).

Untuk tanah Kohesif:

$$f_s = \alpha \times C_u \dots\dots\dots (24)$$

Dimana C_u = kohesi tanah, (Ton/ m^2).

α = faktor adhesi empiris.

Untuk tanah non Kohesif:

$$f_s = N/100 \dots\dots\dots (25)$$

2. Metode Reese and Wright (1977)

i. Daya dukung ujung pondasi *bored pile* (*end bearing*)

$$Q_p = q_p \times A_p \dots\dots\dots (26)$$

Dimana Q_p = Daya dukung ultimit ujung tiang (Ton); q_p = Tahanan ujung per satuan luas (Ton/m²).
 A_p = Luas penampang pondasi tiang bor (m²).

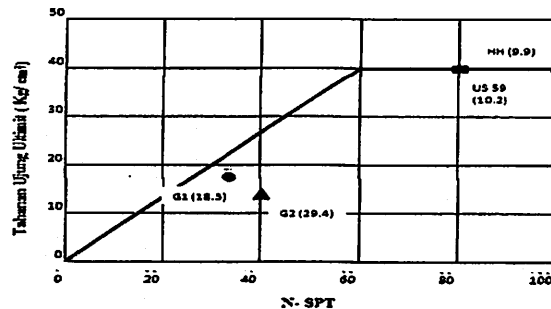
Untuk tanah Kohesif:

$$q_p = 9 C_u \dots\dots\dots (27)$$

Dimana C_u = Kohesi tanah, (Ton/m²).

Untuk tanah *non* Kohesif:

Reese and Wright (1977) mengusulkan korelasi antara q_p dan N-SPT seperti terlihat pada Gambar 2.



Gambar 2. Daya dukung ujung *bored pile* pasiran (*Reese and Wright*, 1977)

Dimana untuk $N < 60$ maka $q_p = 7 N$ (Ton/m²) < 400 (Ton/m²).
 untuk $N > 60$ maka $q_p = 400$ (Ton/m²).
 N = Nilai rata-rata SPT.

ii. Daya dukung selimut *bored pile* (*skin friction*)

$$Q_s = f_s \cdot L \cdot P \dots\dots\dots (28)$$

Dimana Q_s = Daya dukung ultimit selimut tiang (Ton).

f_s = Gesekan selimut tiang per satuan luas ($\alpha \times C_u$). (Ton/m²).

L = Panjang tiang (m);

P = Keliling penampang tiang (m).

Untuk tanah Kohesif:

$$f_s = \alpha \times C_u \dots\dots\dots (29)$$

Dimana α = Faktor adhesi.

Berdasarkan penelitian *Reese and Wright* (1977) $\alpha = 0,55$.

Untuk tanah *non* Kohesif:

Dimana untuk $N < 53$ maka $f = 0,32 N$ (ton/m²)

untuk $53 < N \leq 100$ maka f diperoleh dari korelasi langsung dengan N_{SPT} (*Reese and Wright*).

Menurut Metode *Kulhaway* (1984) yaitu: Berdasarkan Grafik *Undrained Shearing Resistance vs Adhesion Factor*. C_u = Kohesi tanah, (Ton/m²).

Untuk Tanah *non* Kohesif:

Dimana untuk $N < 53$ maka $f = 0,32 N$ -SPT (Ton/m²).

Untuk $53 < N < 100$ maka f diperoleh dari korelasi langsung dengan N-SPT (*Reese dan Wright*, 1977) mengenai tahanan geser seperti pada Gambar 3.

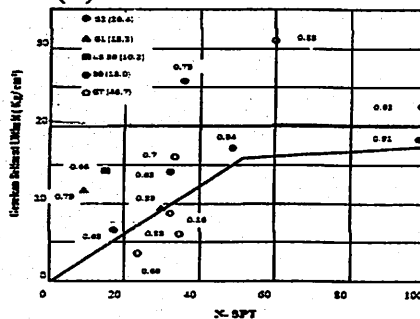
Nilai f juga dapat dihitung dengan formula:

$$f = K_0 \cdot \sigma_v' \cdot \tan \phi \dots\dots\dots (30)$$

Dimana K_0 = koefisien tekanan tanah ($K_0 = 1 - \sin \phi$); $\sigma_v' = \gamma \cdot L'$.

σ_v' = tegangan vertikal efektif tanah (Ton/m²); $\delta = 0,8 \cdot \phi$.

D = diameter (m). $L' = 15 D$.



Gambar 3. Tahanan geser selimut *bored pile* pasiran (*Reese dan Wright*, 1977)

d. Daya Dukung berdasarkan Hasil Uji Beban Statik

1. Metoda *Davisson* (1973)

Jika Kurva beban penurunan telah diperoleh dari uji beban tiang, dengan metode *Davisson* dapat diestimasi

besarnya beban ultimit tiang. Pada jenis tanah lempung lunak, beban yang menyebabkan keruntuhan tiang terjadi pada beban yang konstan dengan penurunan yang berlebihan. Akan tetapi, bila tiang pada pasir tanah tanah campuran atau lempung kaku, penentuan titik keruntuhan tiang pada kurva beban-penurunan menjadi agak sulit (Hardiyatmo, 2010). Penentuan Q_u dengan metode *Davisson* dapat dilihat pada Gambar 4.

Davisson (1973) mengusulkan cara yang telah banyak dipakai saat ini. Cara ini didefinisikan kapasitas dukung ultimit tiang pada penurunan tiang sebesar:

$$Q_{ult} = 0.012 d_r + 0.1 \frac{d}{d_r} + \frac{QD}{AE} \quad (31)$$

Dimana d = Diameter/lebar tiang (mm);

d_r = 1 ft = 300 mm.

Q = Beban yang bekerja pada tiang.

E = Modulus elastis tiang (Mpa).

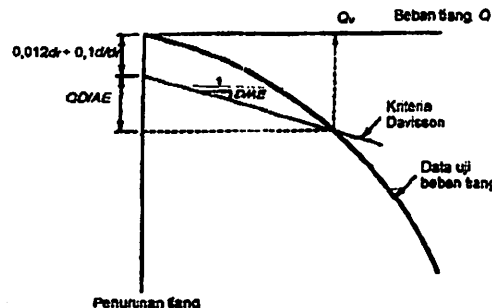
= 200000 Mpa, untuk baja.

= $15200 \sigma_r (f_c/\sigma_r)^{0.5}$.

D = Kedalaman tiang (mm).

A = Luas penampang tiang (mm²).

σ_r = 0,1 Mpa $\approx$ 100 Kpa.



Gambar 4. Penentuan Q_u dengan metode *Davisson*, (Hardiyatmo, 2010)

2. Dengan Metode *Chin* (1970)

Metoda *Chin* didasari anggapan bahwa bentuk grafik hubungan beban vs penurunan adalah hyperbola. Meskipun uji beban belum dilakukan sampai batas beban kegagalan, namun kegagalan dapat diperkirakan. Grafik hubungan pembebanan vs penurunan digambarkan dengan bentuk S/Q_v sebagai sumbu tegak dan Δ sebagai sumbu datar. Beban ultimit yang diperoleh dari metode ini harus dibagi dengan faktor koreksi yang besarnya berkisar antara 1.0 - 1.4.

Adapun prosedur untuk menghitung metoda *Davisson* adalah sebagai berikut:

a. Gambar kurva S/Q_v terhadap S , dimana S adalah besar penurunan dan Q_v adalah besar beban yang dipasang.

b. Langkah selanjutnya cari persamaan garis lurus yang merupakan regresi dari kurva tersebut.

c. Persamaan umum dari regresi kurva tersebut adalah:

$$\frac{S}{Q_v A} = c_1 A + c_2 \quad (32)$$

d. Nilai dari Q_{ult} menurut *Chin* adalah:

$$Q_{ult} = \frac{1}{c_1} \quad (33)$$

3. Dengan Metode *Mazurkiewicz* (1972)

Metode ini diasumsikan bahwa dengan kapasitas tahanan terbesar (*ultimate*) akan didapatkan dari beban yang berpotongan, diantaranya beban yang searah sumbu tiang untuk dihubungkan beban dengan titik-titik dari posisi garis terhadap sudut 45° pada beban sumbu yang berbatasan dengan beban (*Prakash and Sharma*, 1990).

Prosedur untuk menentukan beban *ultimate* menggunakan metode ini adalah sebagai berikut:

a. Plot kurva beban-penurunan.

b. Pilih sejumlah penurunan dan gambarkan garis vertikal yang memotong kurva. Kemudian gambar garis horizontal dari titik perpotongan ini pada kurva sampai memotong sumbu beban.

c. Dari perpotongan masing-masing kurva, gambar garis 45° sampai memotong garis beban selanjutnya.

d. Perpotongan ini jatuh kira-kira pada garis lurus. Titik yang didapat oleh perpotongan dari perpanjangan garis ini pada sumbu vertikal (beban) adalah beban *ultimate*.

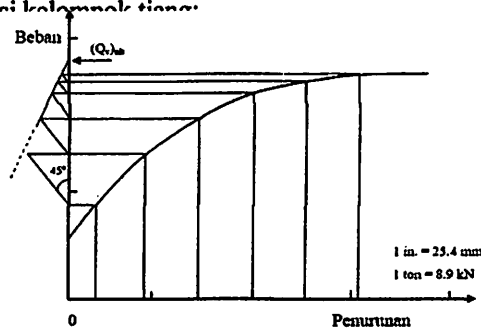
Metoda ini mengasumsikan bahwa kurva beban-penurunan berupa parabolic. Nilai beban keruntuhan yang didapat dari metoda ini seharusnya mendekati 80% dari kenyataan. Hal ini dapat diperlihatkan pada Gambar 5.

2.2 Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas daya dukung kelompok tiang bukan dari penjumlahan dari masing-masing tiang tunggal dikalikan dengan jumlah tiang dalam suatu kelompok tiang tersebut. Akan tetapi besar kapasitas ultimit kelompok tiang merupakan perkalian dari beban maksimum tiang tunggal dikalikan dengan adanya faktor efisiensi tiang dalam suatu kelompok tiang. Dan besar kapasitas ultimet kelompok tiang dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a \quad (34)$$

Dimana Q_g = Beban maksimum kelompok tiang; Q_a = Beban maksimum tiang tunggal
 n = Jumlah tiang dalam kelompok
 E_g = Efisiensi kelompok tiang



Gambar 5. Grafik hubungan beban dengan penurunan metode Mazurkiewicz (Prakash. and Sharma, 1990)

2.3 Efisiensi Kelompok Tiang

Beberapa persamaan untuk memperoleh nilai efisiensi tiang telah diusulkan dalam menghitung besar kapasitas kelompok tiang, namun semuanya hanya bersifat pendekatan. Persamaan-persamaan yang diusulkan berdasarkan dari susunan tiang, dengan mengabaikan panjang tiang, variasi bentuk tiang, variasi sifat tanah pada kedalaman dan pengaruh muka air tanah.

Dalam penulisan penelitian ini, adapun persamaan untuk memperoleh nilai efisiensi tiang yang dipergunakan sesuai dengan yang disarankan oleh *Converse-Labarre*, yaitu sebagai berikut :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \quad (35)$$

Dimana E_g = Efisiensi kelompok tiang; θ = Arc tg D/S, dalam derajat
 m = Jumlah baris tiang; D = Diameter tiang
 n = Jumlah tiang dalam satu baris; s = Jarak pusat ke pusat antara tiang

2.4 Menghitung Penurunan Pondasi Tiang

a. Penurunan Tiang Tunggal

1. Untuk tiang apung atau tiang friksi :

$$S = \frac{QI}{E_s d} \quad (36)$$

$$I = I_o R_k R_h R_\mu \quad (37)$$

2. Untuk tiang dukung ujung :

$$S = \frac{QI}{E_s d} \quad (38)$$

$$I = I_o R_k R_h R_\mu \quad (39)$$

Dimana S = Penurunan untuk tiang tunggal (mm); Q = Beban yang bekerja (ton)
 I_o = Faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat
 R_k = Faktor koreksi kemudah mampatan tiang
 R_h = Faktor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras
 R_μ = Faktor koreksi angka Poisson μ ; D = Diameter tiang (mm).
 R_b = Faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung
 h = Kedalaman total lapisan tanah ujung tiang ke muka tanah.

Nilai K adalah suatu ukuran kompresibilitas relatif dari tiang dan tanah yang dinyatakan oleh persamaan:

$$K = \frac{E_p R_A}{E_s} \quad (40)$$

$$R_A = \frac{1}{1.4 \pi d^2} \quad (41)$$

Dimana K = Faktor kekakuan tiang; E_p = Modulus elastisitas dari bahan tiang (Mpa).
 E_s = Modulus elastisitas tanah disekitar tiang (Mpa).

b. Penurunan pada Kelompok Tiang

1. Metode Vesic (1977)

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (42)$$

Dimana S_g = penurunan kelompok tiang (m); S = penurunan tiang tunggal (m).
 B_g = lebar kelompok tiang (m.); D = diameter tiang (m).

2. Metode Berdasarkan hasil N-SPT

$$S_g = \frac{0,17 \cdot \sigma_r \cdot q_c \cdot I}{B_g \cdot \sigma_r \cdot N} \quad (43)$$

$$I = 1 - \frac{Z_i}{8 \cdot B_g} \geq 0,5 \quad (44)$$

Dimana S_g = penurunan kelompok tiang (m);
 B_r = lebar yang disyaratkan = 1 ft = 0.3 m
 B_g = lebar kelompok tiang (m)
 q_c = tekanan pada dasar pondasi = $P/Lg \cdot B_g$ (kg/m²);
 σ_r = tegangan tanah = 2000 lb/ft² = 100 kPa = 10000 kg/m²
 N = N-SPT pada kedalaman z_i sampai $z_i + B_g$; Z_i = kedalaman 2/3 L di bawah tiang

2.5 Metode Element Hingga (FEM)

Plaxis adalah merupakan program metode elemen hingga (*finite element program*) untuk aplikasi Geoteknik dengan mempergunakan pemodelan tanah digunakan untuk mensimulasikan perilaku tanah dari hasil interpretasi pengujian tanah. Sebelum melakukan perhitungan dengan program elemen hingga ini terlebih dahulu harus dipahami teori tentang pemodelan tanah yang akan dipilih, kesalahan dalam pemilihan model tanah dapat mengakibatkan kekeliruan terhadap hasil perhitungan yang diperoleh.

Program *Plaxis* memiliki 7 model tanah, yaitu : model *linier elastic*, *mohr-coulomb*, *advanced mohr-coulomb*, *soft soil (Cap)*, *jointed rock*, *soft soil creep use-defined soil*, dan *modified cam-clay*.

Perhitungan korelasi beban vertikal batas (*ultimate*) dengan *displacement* yang terjadi pada suatu tiang bor beton dengan metode elemen hingga model tanah yang digunakan adalah model *Mohr Coulomb* dengan analisis secara *Axisymmetric*. Hasil permodelan elemen hingga dengan program *Plaxis* dibandingkan dengan pengujian lapangan (*loading test*).

3. Hasil Dan Pembahasan

3.1. Analisis Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal

a. Analisis Perhitungan Daya Dukung Tiang Berdasarkan Meyerhoff

Perhitungan kapasitas daya dukung ultimit (Q_{ult}) pada pondasi *bored pile* berdasarkan Meyerhoffs, dengan data-data dibawah ini diperoleh:

Data tiang bor

- Diameter Tiang (D) = 60,0 cm; Luas tiang bor (A_p) = $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 2.827,43 \text{ cm}^2 = 0,283 \text{ m}^2$.
- Keliling tiang (p) = $\pi \times 60,0 \text{ cm} = 188,49556 \text{ cm} = 1,8849556 \text{ m}$.

Hasil Analisis Perhitungan Daya Dukung Tiang Berdasarkan Meyerhoff dapat dilihat pada Tabel 2.

Tabel 2. Perhitungan kapasitas daya dukung tiang berdasarkan Metode Meyerhoff

Tebal lapisan m	Kedalaman m	Layer	Type of Soil	N_{60}	A_p m ²	D_p m	D_s m	α	C_u T/m ²	$\sigma_r \cdot D$ m	q_c T/m ²	f_s T/m ²	Q_p Ton	Q_u Ton
0.15	0.15	0	Top Soil	0	0.283	0.6	28	-	-	1.885	0.00	0.00	0.00	0.00
2.35	2.50	1	Lempung, loose	15.10	0.283	0.6	28	0.55	50.33	1.885	45.30	27.683	12.802	122.63
2.00	4.50	2		14.74	0.283	0.6	28	0.55	49.13	1.885	44.22	27.023	12.497	101.88
2.00	6.50	3	Pasir uk. Sedang, medium dense	20.40	0.283	0.6	28	-	-	1.885	1,269.33	0.204	358.71	0.77
2.00	8.50	4		24.61	0.283	0.6	28	-	-	1.885	1,531.29	0.246	432.74	0.93
2.00	10.50	5		5.50	0.283	0.6	28	-	-	1.885	342.22	0.055	96.71	0.21
2.00	12.50	6	Pasir Berlempung, loose	9.92	0.283	0.6	28	-	-	1.885	617.24	0.099	174.43	0.37
2.00	14.50	7		16.92	0.283	0.6	28	-	-	1.885	1,052.80	0.169	297.52	0.64
2.90	16.50	8		31.35	0.283	0.6	28	-	-	1.885	1,950.67	0.314	551.26	1.18
2.00	18.50	9	Pasir uk. Sedang, medium dense	28.90	0.283	0.6	28	-	-	1.885	1,798.22	0.289	508.18	1.09
2.00	20.50	10		28.90	0.283	0.6	28	-	-	1.885	1,798.22	0.289	508.18	1.09
2.00	22.50	11		45.90	0.283	0.6	28	-	-	1.885	2,856.00	0.459	807.11	1.73
2.00	24.30	12	Pasir Campur batu Apung, dense	49.30	0.283	0.6	28	-	-	1.885	3,067.56	0.493	866.89	1.86
2.00	26.50	13		49.30	0.283	0.6	28	-	-	1.885	3,067.56	0.493	866.89	1.86
2.00	28.50	14	Pasir Halus, medium dense	24.00	0.283	0.6	28	-	-	1.885	1,493.33	0.240	422.02	0.90
1.50	30.00	15		24.00	0.283	0.6	28	-	-	1.885	1,493.33	0.240	422.02	0.68

b. Analisis Kapasitas Daya Dukung Tiang Berdasarkan Reese and Wright

Hasil Analisis Perhitungan Daya Dukung Tiang berdasarkan Reese and Wright dapat dilihat pada Tabel 3.

c. Analisa Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal dengan Interpretasi Hasil Uji Beban Statis (Loading Test)

1. Interpretasi Analisis Daya Dukung Tiang dengan Metode Davisson (1973)

Hasil interpretasi dan analisis daya dukung tiang dengan metode Davisson (1973), diperoleh nilai beban

- ultimit (Q_{ult}) yaitu sebesar 300 Ton.
- Interpretasi Analisis Daya Dukung Tiang dengan Metode *Chin* (1970)
Hasil Interpretasi dan analisis daya dukung dengan metode *Chin* (1970), diperoleh nilai beban ultimit (Q_{ult}) yaitu sebesar 434.78 Ton
 - Interpretasi Analisis Daya Dukung Tiang dengan Metode *Mazurkiewicz* (1973)
Hasil Interpretasi dan analisis daya dukung dengan metode *Mazurkiewicz* (1973), diperoleh nilai beban ultimit (Q_{ult}) yaitu sebesar 380,00 Ton.

Tabel 3. Perhitungan kapasitas daya dukung tiang berdasarkan Metode *Reese and Wright*

Tebal lapisan m	Kedalaman m	Layer	Type of Soil	N_{60}	A_p m ²	D_p m	α	C_u T/m ²	$\pi \cdot D$ m	q_p T/m ²	n T/m ²	Q_p Ton	Q_u Ton
0.15	0.15	0	Top Soil	0	0.283	0.6	-	-	1.885	0.00	0.00	0.00	0.00
2.35	2.50	1	Lempung, loose	15.10	0.283	0.6	0.55	50.33	1.885	453.00	27.683	128.02	122.63
2.00	4.50	2		14.74	0.283	0.6	0.55	49.13	1.885	442.20	27.023	124.97	101.88
2.00	6.50	3	Pasir uk. Sedang, medium dense	20.40	0.283	0.6	-	-	1.885	142.8	6.528	40.36	24.61
2.00	8.50	4		24.61	0.283	0.6	-	-	1.885	172.27	7.875	48.68	29.69
2.00	10.50	5		5.50	0.283	0.6	-	-	1.885	38.50	1.760	10.88	6.64
2.00	12.50	6	Pasir Berlempung, loose	9.92	0.283	0.6	-	-	1.885	69.44	3.174	19.62	11.97
2.00	14.50	7	Pasir uk. Sedang, medium dense	16.92	0.283	0.6	-	-	1.885	118.44	5.414	33.47	20.41
2.00	16.50	8		31.35	0.283	0.6	-	-	1.885	219.45	10.032	62.02	37.82
2.00	18.50	9		28.90	0.283	0.6	-	-	1.885	202.30	9.248	57.17	34.86
2.00	20.50	10		28.90	0.283	0.6	-	-	1.885	202.30	9.248	57.17	34.86
2.00	22.50	11		45.90	0.283	0.6	-	-	1.885	321.30	14.688	90.80	55.37
2.00	24.50	12	Pasir Campur batu Apung, dense	49.30	0.283	0.6	-	-	1.885	345.10	15.776	97.53	59.47
2.00	26.50	13	Pasir Halus, medium dense	49.30	0.283	0.6	-	-	1.885	345.10	15.776	97.53	59.47
2.00	28.50	14		24.00	0.283	0.6	-	-	1.885	168.00	7.680	47.48	28.95
1.50	30.00	15		24.00	0.283	0.6	-	-	1.885	168.00	7.680	47.48	21.71

3.2. Analisis Penurunan Tiang Tunggal (*Single Pile*)

Dari persamaan sebelumnya diperoleh nilai $q_c = 65,60 \text{ kg/cm}^2$, dan dari persamaan dibawah ini, Modulus elastisitas di sekitar tiang (E_s) dapat dihitung dengan :

$$S = 0,056 \text{ cm}$$

Dari hasil perhitungan diperoleh penurunan tiang tunggal sebagai berikut.

Tabel 4. Perkiraan penurunan tiang tunggal

No	Bentuk Penurunan	Penurunan Tiang
1	Untuk tiang apung atau friksi	0,061 cm
2	Untuk tiang dukung ujung	0,056 cm
Perkiraan penurunan maksimum		0,117 cm

Penurunan tiang diizinkan sesuai dengan ASTM D1143/81 adalah :

$$S_{izin} = 25,40 \text{ mm} = 2,54 \text{ cm}$$

Penurunan total tiang < Penurunan izin, $0,117 \text{ cm} < 2,54 \text{ cm}$

Maka perkiraan penurunan tiang tunggal memenuhi syarat aman.

3.3. Analisis Penurunan Kelompok Tiang (*Pile Group*)

Dari Persamaan (42) sesuai Metode Vesic (1977) bahwa besarnya penurunan kelompok tiang adalah :

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

Dimana S = Penurunan tiang tunggal = 0,117 cm

$$B_g = 300 \text{ cm}$$

$$D = 60 \text{ cm}$$

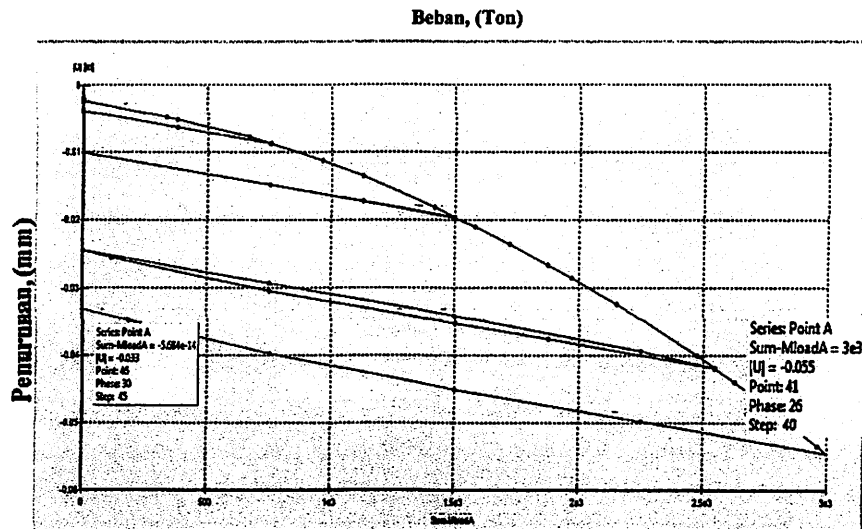
Maka :

$$S_g = 0,117 \times \sqrt{\frac{300}{60}} = 0,262 \text{ cm} < 2,54 \text{ cm}$$

Maka penurunan kelompok tiang memenuhi syarat aman karena lebih kecil dari S_{izin} yang telah ditentukan sebelumnya.

3.4. Analisis Pemodelan Uji Beban Statis dengan Metode Elemen Hingga

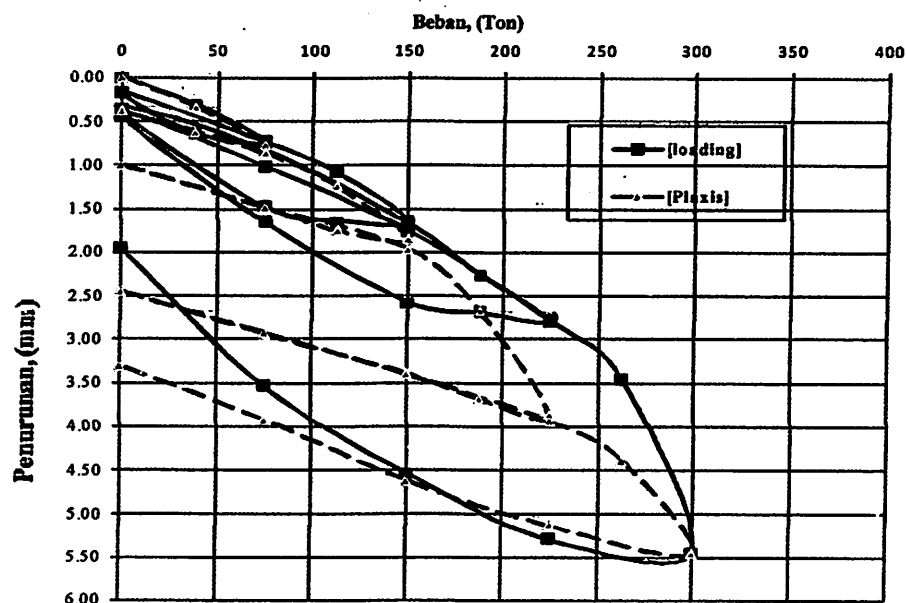
Dari hasil interpretasi uji beban statis dengan Metode Elemen Hingga dengan program Plaxis diperoleh hasil grafik penurunan vs beban pada Gambar 6.



Gambar 6. Grafik hubungan beban dengan penurunan metode elemen hingga

3.5. Komparasi Interpretasi Uji Beban Statis dengan Pemodelan Metode Elemen Hingga

Dari hasil komparasi interpretasi uji beban statis dengan pemodelan Metode Elemen Hingga dengan program Plaxis diperoleh hasil grafik penurunan vs beban pada Gambar 7.

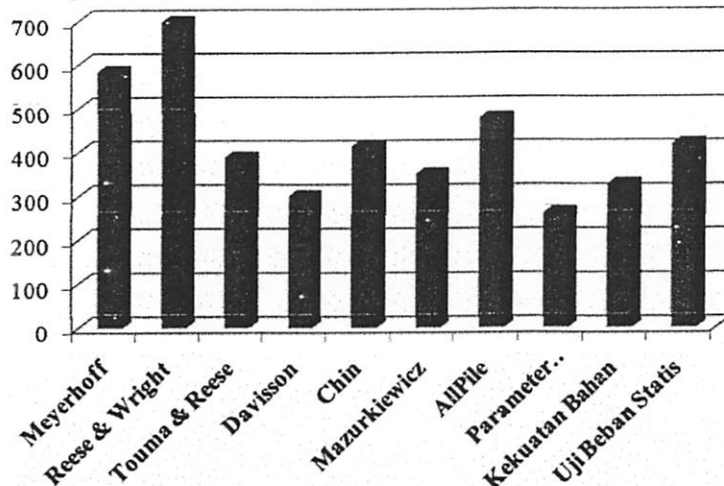


Gambar 7. Grafik komparasi hubungan beban dengan penurunan dari interpretasi uji beban statis dengan metode elemen hingga

4. Kesimpulan dan Saran

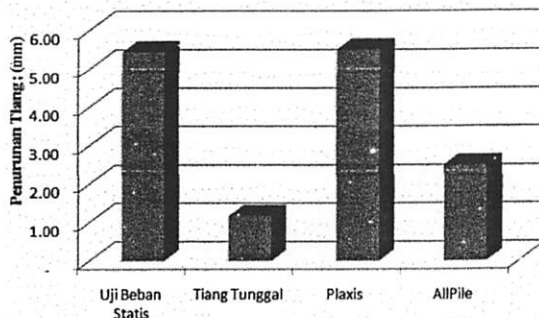
4.1. Kesimpulan

1. Hasil perhitungan analisis kapasitas daya dukung ultimit *bored pile* tiang tunggal adalah sebagai berikut :



Meyerhoff	584.47
Reese & Wright	697.83
Touma & Reese	387.67
Davisson	300.00
Chin	413.22
Mazurkiewicz	350.00
AllPile	477.01
Parameter Tanah	262.09
Kekuatan Bahan	326.52
Uji Beban Statis	417.67

2. Hasil perhitungan analisis penurunan pondasi *bored pile* tiang tunggal adalah sebagai berikut :



Uji Beban Statis	5.44
Tiang Tunggal	1.17
Plaxis	5.50
AllPile	2.50

3. Hasil perhitungan analisis penurunan pondasi *bored pile* kelompok tiang adalah sebesar 0.26 cm.
4. Berdasarkan hasil analisis penurunan pondasi *bored pile* tiang tunggal serta kelompok tiang yang telah dilakukan, maka penurunan yang terjadi lebih kecil dari penurunan yang diizinkan (< 25,40 mm) sesuai ASTM D-1143-81 sehingga tiang *bored pile* pada Proyek Medan Focal Point adalah memenuhi persyaratan dan aman.
5. Berdasarkan metode *Broms* diperoleh hasil perhitungan analisis kapasitas daya lateral *ultimate bored pile* tiang tunggal adalah 26,60 ton dimana hasil daya dukung lateral *ultimate* dari program *SAP2000* adalah 25,20 ton.

4.2. Saran

Dari hasil analisis penelitian tesis ini, penulis memberi beberapa saran, antara lain sebagai berikut:

1. Sebelum melakukan perhitungan hendaknya kita memperoleh data teknis yang lengkap terlebih dahulu, karena data tersebut sangat menunjang dalam membuat rencana analisa perhitungan sesuai standar yang ada.
2. Penyelidikan tanah (*soil investigation*) harus dilakukan secara teliti, agar diperoleh data yang sesuai dengan data tanah yang sebenarnya. Dalam mendesain tiang *bored pile*, parameter tanah sangat penting untuk diketahui. Jenis dan kondisi pembebanan akan sangat berpengaruh pula dalam penentuan parameter, oleh sebab itu data – data mengenai karakteristik tanah sangat diperlukan.

Daftar Pustaka

- Anonim, ASTM D1143/07 dan ASTM D1143/81, 1994, *Annual Book of ASTM Standart*, Section Four Construction, Barr Harbor.
- Arief, D. T., 1988, *Keandalan Pondasi Tiang Tunggal Terhadap Beban Lateral*, Tesis, Program Teknik Sipil – Struktur, Fakultas Pasca Sarjana, Institut Teknologi Bandung, Bandung.
- Arifin, Z., 2007, *Komparasi Daya Dukung Aksial Tiang Tunggal Dihitung Dengan Beberapa Metode Analisis*, Tesis, Program Pascasarjana Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Semarang.
- Acset Indonusa, PT., 2011, *Laporan Static Axial Compressive Load Test*, Proyek Medan Focal Point, 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.

- Bowles, J. E., 1991, *Analisa dan Desain Pondasi*, Edisi keempat Jilid 1, Erlangga, Jakarta.
- Das, B. M., 1941, *Principles of Foundation Engineering Fourth Edition*, Library of Congress Cataloging in Publication Data.
- Das, B. M., 2008, *Principles of Foundation Engineering 7th Edition*, PWS Publisng, Pasific Grove.
- Dongyuan, W., Yuming, Z., Jianjun, Z., Yabin Y., Ju Liu, EJGE Vol.16, 2011, *Comparisons of Interpreting Ultimate Capacity of Piles Based on Axial Static Load Testing Data between Chinese and Western Methods*, EJGE Vol. 16, China
- Harahap, D. 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*, Tesis, Sekolah Pascasarjana Universitas Sumatera Utara, Medan.
- Irsyam, M., 1997, SI-3221 *Rekayasa Pondasi*, Penerbit ITB, Bandung.
- Iskandar, R., 2002, *Beberapa Kendala Teori Perhitungan Daya Dukung Aksial Pondasi Dalam*, USU, Sumatra Utara.
- LOADTEST Inc., www.loadtest.com, 2012
- Poulos, H. G. and Davis, E. H., 1968, *The Settlement Behaviour of Single Axially Loaded Incompressible Piles and Piers*, Geotechnique,
- Prakash, S. H., & Sharma, D., 1990, *Pile Foundations In Engineering Practice*, John Willey dan Sons, Inc. Canada.
- Lambe, W. T., Whitman, R. V., 1969, *Soil Mechanics*, Jhon Willey & Sons, Inc., New York.
- Wahyu P. D., 2008, *Studi Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Statik Tiang Pancang Tunggal Berdasarkan Rumus-Rumus Daya Dukung, Analisa Dinamik dan Uji Beban Statik*, Tugas Akhir, Program Studi Teknik Sipil, ITB.

ANALISIS DAYA DUKUNG *LOADING TEST* TIANG PANCANG TUNGGAL DIAMETER 600 MILI METER PADA PROYEK PLTU PANGKALAN SUSU DAN PEMODELANNYA

Simon Petrus Simorangkir¹⁾, Roesyanto²⁾, Rudi Iskandar^{3*)}

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.

³⁾Staf Pengajar Program Studi Magister Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sumatera Utara.

Abstrak

Daya dukung dan penurunan pondasi merupakan kriteria utama didalam perencanaan dan pembangunan pondasi karena memiliki peranan penting dalam memikul penyaluran beban struktur dan beban lainnya ke lapisan tanah keras yang terletak di dalam tanah. Pengujian *loading test* adalah salah satu sarana didalam penentuan daya dukung dan penurunan pondasi tiang. Tesis ini bertujuan untuk memperoleh nilai besaran daya dukung aksial pondasi tiang pancang tunggal, menggunakan hasil data Sondir, *Standard Penetration Test* (SPT), *Kalendering* dan *Loading Test* di lapangan. Membandingkannya menggunakan metode elemen hingga (*Finite Element Method*) dengan model tanah Mohr Coulomb menggunakan program *Plaxis*. Hasil keseluruhan analisis ini dibandingkan dengan hasil uji pembebanan (*Loading Test*) yang telah dilakukan di lapangan. Hasil perhitungan kapasitas daya dukung ultimit tiang pancang (Q_u) berdasarkan dengan metode *Davisson*, metode *Chin Kondner* dan metode *Mazurkiewicz* secara berurutan yaitu 345 ton, 556 ton, dan 400 ton. Untuk perhitungan nilai penurunan (*settlement*) dari hasil pemodelan elemen hingga menggunakan media program *Plaxis* diperoleh nilai penurunan (*settlement*) pondasi tiang pancang sebesar 16,97 mm, sedangkan hasil pengujian *Loading Test* yang dilakukan di lapangan diperoleh nilai penurunan (*settlement*) sebesar 16,15 mm. Dalam ASTM D1143/81 untuk penurunan yang diijinkan adalah sebesar 1 inchi = 25,4 mm, hal ini mempertegas bahwa uji pembebanan vertikal yang dilakukan memenuhi persyaratan ASTM D1143/81. Dari hasil analisis daya dukung pondasi dengan menggunakan beberapa metode, diperoleh hasil daya dukung yang bervariasi. Perhitungan nilai kapasitas daya dukung ultimit tiang pancang berdasarkan metode *Davisson* yang diambil, karena memberikan nilai besaran yang lebih kecil dari perhitungan nilai kapasitas daya dukung ultimit tiang pancang dengan metode lainnya. Selisih nilai penurunan (*settlement*) pondasi tiang pancang antara hasil pemodelan *Plaxis* dan hasil pengujian *Loading Test* tidak terdapat perbedaan yang jauh.

Kata Kunci : Pondasi Tiang, Daya Dukung, Pemodelan *Plaxis*, *Loading Test*

Abstrak

Supporting capacity and foundation settlement are the main criteria in planning and constructing foundation because they have an important role in carrying the distribution of structural load and other loads to hard soil layer under the ground. Loading test is one of the means in determining supporting capacity and pile foundation settlement.

The objective of the research was to obtain the quantity value of axial supporting capacity of single pile foundation, using the result of Sondir data, Standard Penetration Test (SPT), Kalendering and Loading test in the field. Finite Element Method with Mohr Coulomb soil model, using Plaxis program, were used in order to compare them. The whole result of the analysis was then compared with loading test which had been conducted in the field.

The result of the calculation of ultimate supporting capacity of the piles (Q_u) was based on Davisson method, Chin Kondner method, and Mazurkiewicz method of 345 tons, 556 tons, and 400 tons consecutively. The result of calculation of the settlement of the element modeling, followed by the use of Plaxis program media showed that the settlement of pile foundation was 16.97 mm, while the result of loading test conducted in the field showed the settlement was 16.15 mm. In ASTM D1143/81, it was found that the permitted settlement was 1 inch = 25.4 mm which indicated that vertical load test met the requirements of ASTM D1143/81.

The result of the analysis on foundation supporting capacity, using some methods, showed that there were varied supporting capacities. The calculation of ultimate supporting capacity of the piles was based on Davisson method because it could give the quality value which was smaller than the calculation of ultimate supporting capacity of the piles, using other methods. There was significant difference of the settlement of pile foundation between Plaxis modeling and the result of loading test.

Keywords: Pile foundation, Supporting Capacity, *Plaxis* Modeling, *Loading Test*

1. PENDAHULUAN

Salah satu masalah yang sedang dihadapi masyarakat di provinsi sumatera utara sekarang ini adalah, seringnya pemadaman listrik yang terjadi setiap saat. Hal ini disebabkan karena defisitnya pasokan listrik ke masyarakat melalui pembangkit listrik yang dimiliki pemerintah dan swasta. Langkah konkrit yang dilakukan pemerintah untuk memenuhi kebutuhan listrik masyarakat yang sangat mendesak ini adalah dengan diterbitkannya peraturan presiden no. 71 tahun 2006 dan peraturan presiden no.59 tahun 2009 tentang “percepatan pembangunan pembangkit tenaga listrik”.Tindak lanjut pemerintah dalam menyikapinya adalah dengan pelaksanaan pembangunan pembangkit listrik tenaga uap atau disebut dengan pltu. Pembangunan pltu ini berkapasitas 2 x 200 mw, yang berlokasi di desa tanjung pasir, kecamatan pangkalan susu, kabupaten langkat, provinsi sumatera utara. Dengan harapan kekurangan pasokan listrik di provinsi sumatera utara dapat segera terpenuhi.

Salah satu beban utama dalam perencanaan pondasi adalah beban aksial pondasidan penurunan pondasi tersebut. Beban aksial yang terjadi pada suatu pondasi adalah akibat dari beban bangunan diatasnya, serta beban sendiri dari pondasi tersebut. Oleh karena itu, kapasitas aksial dan penurunan pondasi yang terjadi perlu diperhitungkan agar dapat mendukung struktur dengan baik.

Untuk mengetahui kekuatan pondasi yang sudah terpasang dan tertanam, harus dilakukan beberapa pengujian dilapangan. Hal ini disesuaikan dengan kebutuhan didalam mengambil data yang diperlukan serta mengetahui ketepatan dan keakuratan perhitungan dari tahapan perencanaan sampai kepada tahapan pelaksanaan dilapangan. Adapun beberapa metode pengujian yang dilakukan dilapangan adalah *static loading test, dynamic loading test, pile driving analysis*.

Dalam penelitian tesis ini sumbernya berasal dari data proyek pltu 2 sumatera utara 2 x 200 mw medan baru, pangkalan susu – sumatera utara. Tipe pondasi yang digunakan dan yang diteliti menggunakan pondasi tiang pancang, dimana batang yang relatif panjang dan langsing digunakan untuk menyalurkan beban melewati lapisan tanah dengan daya dukung rendah ke lapisan tanah keras, dan memiliki kapasitas daya dukung yang relatif cukup tinggi. Daya dukung tiang pancang diperoleh dari daya dukung ujung (*end bearing capacity*), hasil dari tekanan ujung tiang dan daya dukung geser atau selimut (*friction bearing capacity*).

Membangun pondasi yang tepat dan baik merupakan salah satu babasan yang sangat penting pada saat ini. Terutama untuk struktur bangunan yang direncanakan memikul beban-beban yang besar diatasnya, pembangunan pondasi yang baik merupakan salah satu alternatif yang perludikembangkan dalam meningkatkan kualitas bangunan. Atas dasar inilah pengamatan tentang pondasi tiang pancang sangat perlu dilakukan.

Daya dukung tiang pancang tunggal dapat ditentukan dari data-data pengujian tanah dilapangan yaitu dari data sondir, *standart penetration test(spt)*, kalendering, laboratorium uji tanah, uji pembebanan (*loading test*) dan metode analisis yang dapat digunakan untuk menentukan daya dukung tiang pancang, yang selama ini cukup banyak dianalisis oleh para ahli geoteknik.

Setiap pondasi harus mampu mendukung beban sampai batas keamanan yang telah ditentukan, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Penerapannya dilapangan, pondasi yang terdiri dari tiang pancang tunggal jarang ditemukan, umumnya digunakan tiang pancang kelompok (*pile group*).

Dalam penelitian tesis ini penulis akan mengupas mengenai metode pelaksanaan pekerjaan pemancangan, perhitungan daya dukung aksial tiang pancang tunggal yang diperoleh dari data sondir, *standart penetration test(spt)*, kalendering dan uji pembebanan (*loading test*) untuk 1 (satu) lokasi dari beberapa titik peninjauan.

2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang dari Hasil Sondir

Daya dukung ultimit pondasi tiang dinyatakan dengan rumus :

$$Q_{uk} = (q_c \times A_p) + (JHL \times K_{11}) \dots\dots\dots (1)$$

Daya dukung ijin pondasi dinyatakan dengan rumus :

$$Q_{ijin} = \frac{q_c \times A_p}{3} + \frac{JHL \times K_{11}}{3} \dots\dots\dots (2)$$

Dimana:

Q_{uk}	=	Kapasitas daya dukung ultimit tiang pancang
q_c	=	Tahanan ujung sondir
A_p	=	Luas penampang tiang
JHL	=	Jumlah hambatan lekat
K_{11}	=	Keliling tiang
Q_{ijin}	=	Kapasitas daya dukung ijin tiang pancang

2.2 Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang dari Hasil SPT

a. Kekuatan ujung tiang (*end bearing*), (Meyerhof, 1976).

Untuk tanah pasir dan kerikil:

$$Q_p = 40 \times N\text{-SPT} \times L/D \times A_p < 400 \times N\text{-SPT} \times A_p \dots\dots\dots (3)$$

Untuk tahanan geser selimut tiang :

$$Q_s = 2 N\text{-SPT} \times p \times L \dots\dots\dots (4)$$

Kekuatan ujung tiang (end bearing) untuk tanah kohesi plastis :

$$Q_p = 9 \cdot C_u \cdot A_p \quad (5)$$

Untuk tahanan geser selimut tiang adalah :

$$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot L_i \quad (6)$$

$$C_u = N-SPT \cdot 2/3 \cdot 10 \quad (7)$$

Dimana:

- α = Koefisien adhesi antara tanah dan tiang
- C_u = Kohesi Undrained
- p = keliling tiang
- L_i = panjang lapisan tanah

b. Kekuatan Lekatan (*skinfriction*), (Meyerhof, 1976)

Untuk pondasi tiang tipe *large displacement (drivenpile)*:

$$f_s = \frac{C_u}{20} N_{60} \quad (8)$$

Untuk pondasi tiang tipe *small displacement (boredpile)*:

$$f_s = \frac{C_u}{100} N_{60} \quad (9)$$

$$P_{su} = A_s \cdot f_s \quad (10)$$

dimana:

- f_s = Tahanan satuan skin friction (kN/m²)
- N_{60} = Nilai SPT N60
- A_s = Luas selimut tiang
- P_{su} = Kapasitas dayadukung gesekan (*skin friction*) (kN)

Untuk tahanan geser elimut tiang pancang pada tanah non-kohesi:

$$Q_s = 2 \cdot N-SPT \cdot p \cdot L_i \quad (11)$$

dimana:

- L_i = Panjang lapisan tanah (m)
- p = Keliling tiang (m)

2.3 Kapasitas DayaDukungTiang Pancang Dari Hasil Kalendering

a. Metode Danish Formula

$$P_u = \frac{\mu \cdot E \cdot L}{S + \left(\frac{\mu \cdot E \cdot L}{2 \cdot A \cdot E_p} \right) \cdot 0.5} \quad (12)$$

Dimana:

- P_u = Kapasitas dayadukung ultimate tiang.
- μ = Effisiensi alat pancang.
- E = Energi alat pancang yang digunakan.
- S = Banyaknya penetrasi pukulan diambil dari kalendering di lapangan.
- A = Luas penampang tiang pancang.
- E_p = Modulus elastis tiang

Tabel 1 Effisiensi jenis alat pancang (Hardiyatmo, 2003)

Jenis AlatPancang	Effisiensi
Pemukul jatuh (<i>drophammer</i>)	0,75–1,00
Pemukul aksi tunggal(<i>singleactinghammer</i>)	0,75–0,85
Pemukul aksi double (<i>double actinghammer</i>)	0,85
Pemukul diesel (<i>diese lhammer</i>)	0,85–1,00

b. Metode Hilley Formula

$$Q_u = \frac{e_h W_r h}{S + \frac{1}{2}(k_1 + k_2 + k_3)} \cdot \frac{W_r + W_p}{W_r + W_p} \quad (13)$$

Dimana:

- Q_u = Kapasitas ultimate tiang
- e_h = efisiensi palu (hammer efficiency)
- E_h = energi pemukul dari pabrik per satuan waktu
- h = tinggi jatuh ram
- k_1 = kompresi impuls menyebabkan kompresi/perubahan momentum
- k_2 = kompresi elastik tiang

k3	=	kompresi elastik tanah
L	=	panjang tanah
n	=	koefisien restitusi
s	=	penetrasi per pukulan
Wp	=	berat tiang, termasuk pilecap, driving shoe, dan capblok
Wr	=	berat ram (termasuk berat casing untuk pemukul aksi dobel)

Tabel 2 Nilai-nilai k₁ (Chellis, 1961)

	Nilai k ₁ (mm), untuk tegangan akibat			
	3.5MPa	7MPa	10.5MPa	14MPa
Tiang baja atau pipa langsung pada kepala tiang	0	0	0	0
Tiang langsung pada kepala tiang	1,3	2,5	3,8	5
Tiang beton pracetak dengan 75-110				
Bantalan didalam cap	3	6	9	12,5
Baja tertutup cap yang berisi bantalan				
Kayu untuk tiang baja atau tiang pipa	1	2	3	4
Piringan fiber 5 mm diantara dua pelat baja 10 mm	0,5	1	1,5	2

Tabel 3 Nilai efisiensi e_h (Bowles, 1991)

Type	Efisiensi (e _h)
Pemukul Jatuh (<i>Drop Hammer</i>)	0,75-1,0
Pemukul Aksi Tunggal (<i>Single Acting Hammer</i>)	0,75-0,85
Pemukul Aksi Dobel (<i>Double Acting Hammer</i>)	0,85
Pemukul Diesel (<i>Diesel Hammer</i>)	0,85-1,0

Tabel 4 Koefisien restitusi n (Bowles, 1991)

Material	N
<i>Broomedwood</i>	0
Tiang kayu padat pada tiang	0,25
Bantalan kayu padat pada tiang	0,32
Bantalan kayu padat pada alas tiang	0,40
Landasan baja pada baja (<i>steel on steel anvil</i>) pada tiang baja	
Pemukul besi cor pada tiang beton tanpa penutup (<i>cap</i>)	0,40

c. Metode Modified New ENR

$$Q_u = \left(\frac{E \cdot W_R \cdot h}{S + C} \right) \cdot \left(\frac{W_R + n^2 + W_P}{W_R + W_P} \right) \dots \dots \dots (14)$$

Dimana:

E	=	Effisiensi hammer
C	=	0,254 cm untuk unit S dan h dalam cm
Wp	=	Berat tiang
WR	=	Berat hammer
N	=	koef. Restitusi antara ram dan pile cap
h	=	tinggi jatuh
WR x h	=	Energi palu
SF	=	yang direkomendasikan = 6

2.4 Daya Dukung berdasarkan Hasil Uji Beban Statik

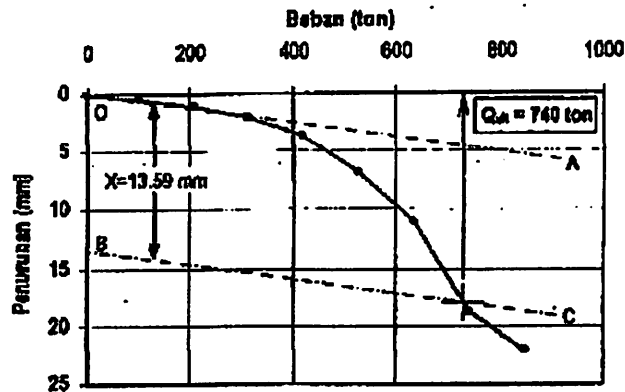
1. Metoda Davisson (1973)

Davisson (1973) mengusulkan cara yang telah banyak dipakai saat ini. Cara ini didefinisikan kapasitas dukung utimit tiang pada penurunan tiang sebesar:

$$Q_{ult} = 0.012 d_r + 0.1 \frac{d}{d_r} + \frac{Q_D}{AE} \dots \dots \dots (15)$$

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.
 = $15200 \sigma_r (f_r/\sigma_r)^{0.5}$.
 σ_r = 0,1 Mpa = 100 Kpa.



Gambar 12 Penentuan Q_u dengan metode *Davisson*, ((*Tomlinson*, 2000))

2. Metode *Chin* (1970)

Metoda *Chin* didasari anggapan bahwa bentuk grafik hubungan beban vs penurunan adalah hyperbola. Meskipun uji beban belum dilakukan sampai batas beban kegagalan, namun kegagalan dapat diperkirakan. Grafik hubungan pembebanan vs penurunan digambarkan dengan bentuk S/Q_{va} sebagai sumbu tegak dan Δ sebagai sumbu datar. Beban ultimit yang diperoleh dari metode ini harus dibagi dengan faktor koreksi yang besarnya berkisar antara 1.0-1.4.

Adapun prosedur untuk menghitung metoda *Davisson* adalah sebagai berikut:

1. Gambar kurva S/Q_{va} terhadap S , dimana S adalah besar penurunan dan Q_{va} adalah besar beban yang dipasang.
2. Langkah selanjutnya cari persamaan garis lurus yang merupakan regresi dari kurva tersebut.
3. Persamaan umum dari regresi kurva tersebut adalah:

$$\frac{S}{Q_{va}} = c_1 \cdot A + c_2 \dots \dots \dots (16)$$

4. Nilai dari Q_{ult} menurut *Chin* adalah:

$$Q_{ult} = \frac{1}{c_1} \dots \dots \dots (17)$$

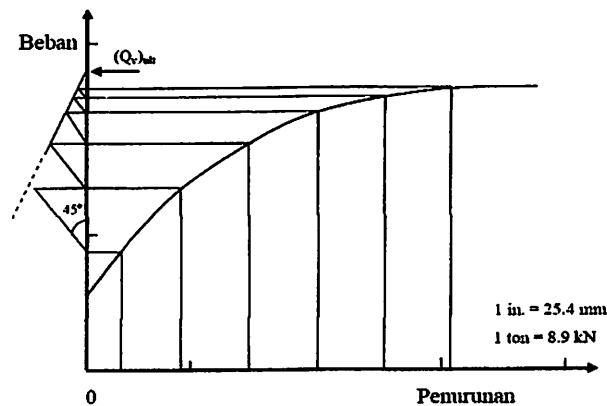
3. Dengan Metode *Mazurkiewicz* (1972)

Metode ini diasumsikan bahwa dengan kapasitas tahanan terbesar (*ultimate*) akan didapatkan dari beban yang berpotongan, diantaranya beban yang searah sumbu tiang untuk dihubungkan beban dengan titik-titik dari posisi garis terhadap sudut 45° pada beban sumbu yang berbatasan dengan beban (*Prakash and Sharma*, 1990).

Prosedur untuk menentukan beban *ultimate* menggunakan metode ini adalah sebagai berikut:

1. Plot kurva beban-penurunan.
2. Pilih sejumlah penurunan dan gambarkan garis verikal yang memotong kurva. Kemudian gambar garis horizontal dari titik perpotongan ini pada kurva sampai memotong sumbu beban.
3. Dari perpotongan masing-masing kurva, gambar garis 45° sampai memotong garis beban selanjutnya.
4. Perpotongan ini jatuh kira-kira pada garis lurus. Titik yang didapat oleh perpotongan dari perpanjangan garis ini pada sumbu vertikal (beban) adalah beban *ultimate*.

Metoda ini mengasumsikan bahwa kurva beban-penurunan berupa parabolic. Nilai beban keruntuhan yang didapat dari metoda ini seharusnya mendekati 80% dari kenyataan. Hal ini dapat diperlihatkan pada Gambar 13.



Gambar 13 Grafik hubungan beban dengan penurunan metode Mazurkiewicz (Prakash. and Sharma, 1990)

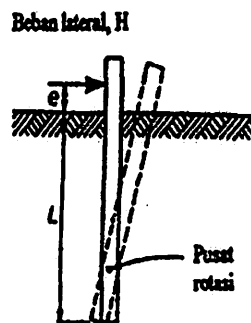
2.5 Kapasitas DayaDukungTiangPancangAkibat Beban Lateral

Beberapa penyebab bekerjanya beban lateral pada tiang :

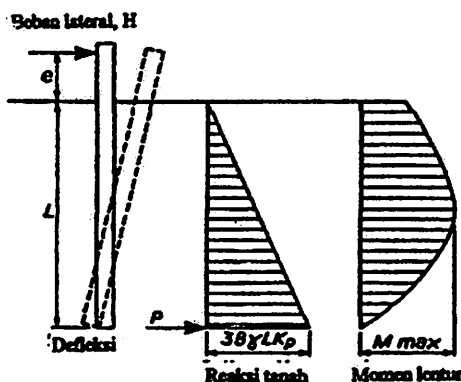
- Tekanan tanah lateral
- Beban angin
- Beban gempa
- Gaya akibat gelombang yang terdapat distruktur lepas pantai

2.5.1 Daya Dukung Tiang Pendek Kepala Tiang Bebas (Free Head)

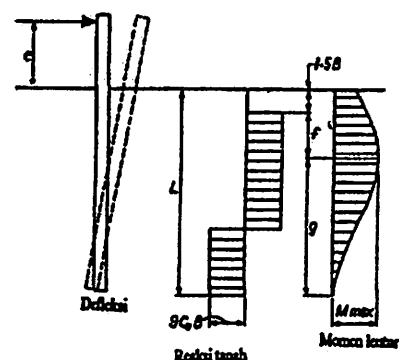
Untuk tiang pendek, pola keruntuhan dan distribusi dari tahanan ultimit tanah dapat dilihat pada Gambar berikut :



Gambar. 14. Pola keruntuhan tiang pendek kepala tiang bebas (Broms, 1964)



Gambar.15. Reaksi tanah dan momen lentur tiang pendek kepala tiang bebas pada tanah pasir (Broms, 1964)



Gambar. 16. Reaksi tanah dan momen lentur tiang kepala tiang bebas pada tanah lempung (Broms, 1964)

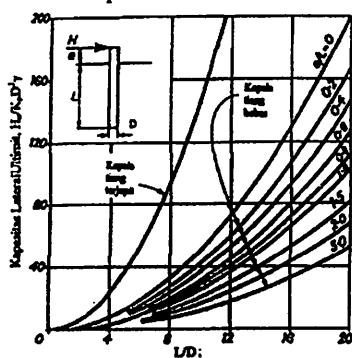
Pada tanah butir kasar atau pasir, titik rotasi diasumsikan berada di dekat ujung tiang, sehingga tegangan yang cukup besar yang bekerja di dekat ujung dapat diganti dengan sebuah gaya terpusat. Dengan mengambil momen terhadap kaki tiang diperoleh :

$$H_u = \frac{0.5 \gamma' L^3 B K_p}{(e+L)} \quad (18)$$

Momen maksimum diperoleh pada kedalaman x_0 , dimana :

$$x_0 = 0.82 \left[\frac{H_u}{\gamma' B K_p} \right] \rightarrow M_{max} = H_u (e + 15 x_0) \quad (19)$$

Hubungan di atas dapat dinyatakan dengan chart yang menggunakan suku tak berdimensi L/D terhadap seperti terlihat pada Gambar. 17.



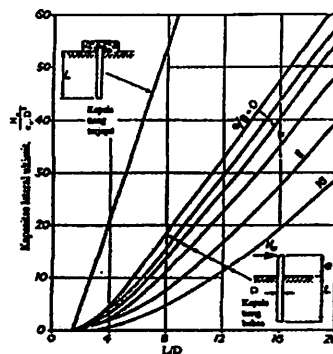
Gambar. 17 Kapasitas lateral ultimit untuk tiang pendek pada tanah pasir (Broms, 1964)

Padatanan lempung, momen maksimum diberikan untuk dua rentang kedalaman, yaitu :

- $M_{max} = H_u (e + 1,5B + 0,5x_0)$ untuk $1,5B + x_0$
 - $M_{max} = 2,25.B.c_u \cdot (L - x_0)^2$ untuk $L - x_0$
- dan harga x_0 dinyatakan sebagai berikut :

$$x_0 = \frac{H_u}{9.c_u.B} \quad (20)$$

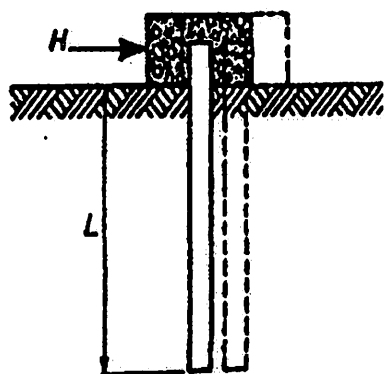
Solusi perhitungan diberikan pada Gambar.5 di mana dengan mengetahui rasio L/B dan e/B maka akan diperoleh nilai $H_u/(c_u.B^2)$, sehingga H_u dapat dihitung.



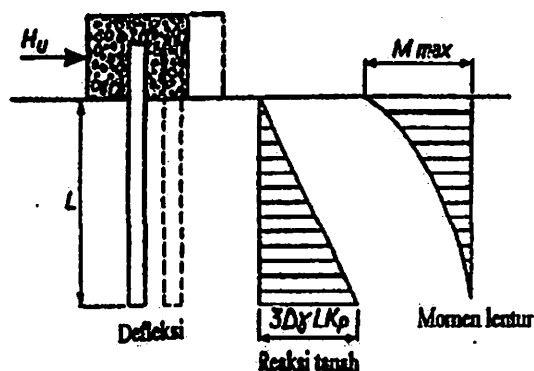
Gambar. 18. Kapasitas lateral ultimit untuk tiang pendek pada tanah lempung

2.5.2 Daya Dukung Tiang Pendek Kepala Tiang Terjepit (Fixed Head)

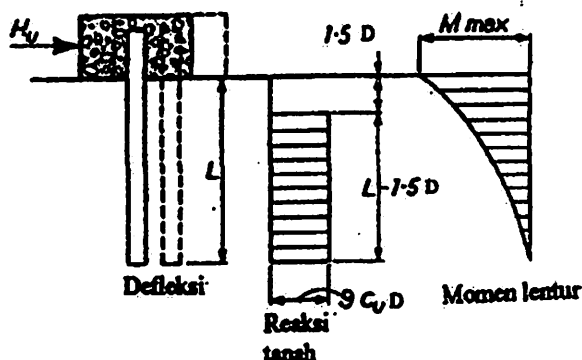
Mekanisme keruntuhan yang mungkin terjadi dan distribusi tahanan tanah dapat dilihat pada Gambar berikut ini :



Gambar.19 Pola keruntuhan tiang pendek – kepala tiang terjepit (Broms, 1964)



Gambar. 20 Reaksi tanah dan momen lentur tiang pendek – kepala tiang terjepit pada tanah pasir (Broms, 1964)



Gambar. 21 Reaksi tanah dan momen lentur tiang pendek – kepala tiang terjepit pada tanah lempung (Broms, 1964)

Pada tanah pasir maka kapasitas lateral dan momen maksimum dinyatakan sebagai berikut :

$$H_u = 1,5x \gamma_1 x L_2 x B x K_p \quad (21)$$

$$M_{\max} = \gamma_1 \times L_3 \times B \times K_p \dots \dots \dots (22)$$

Untuk tanah lempung, kapasitas lateral dan momen maksimum adalah sebagai berikut :

$$H_U = 9 \times C_u \times B \times (L - 15D) \dots \dots \dots (23)$$

$$M_{\max} = 4,5 \times C_u \times B \times (L_2 - 2,25 D_2) \dots \dots \dots (24)$$

Seperti halnya pada kondisi kepala tiang bebas, maka untuk kondisi kepala tiang terjepit, solusi grafis juga diberikan berupa chart dengan suku tak berdimensi. L/b sebagaimana terlihat pada Gambar. 17 dan 18.

2.5.3 Daya Dukung Tiang Panjang Kepala Tiang Bebas (*Free Head*)

Mekanisme keruntuhan yang mungkin terjadi dan distribusi tahanan tanah dapat dilihat pada Gambar 22 berikut :



Gambar. 22 Perlawanan tanah dan momen lentur tiang panjang – kepala tiang bebas (Broms, 1964)

(a) Pada tanah pasir

(b) Pada tanah lempung

Pada tanah pasir, karena momen maksimum terletak pada titik dengan gaya geser sama dengan nol, maka momen maksimum dan gaya ultimit lateral dapat dihitung sebagai berikut :

$$M_{\max} = H_U (e + 0,67 x_0) \dots \dots \dots (25)$$

$$\text{dengan } x_0 = 0,82 \cdot \left(\frac{H_U}{\gamma' D K_p} \right) \dots \dots \dots (26)$$

$$H_U = \frac{M_U}{e + 0,34 \cdot \left(\frac{H_U}{\gamma' D K_p} \right)} \dots \dots \dots (27)$$

dimana M_U adalah momen kapasitas ultimit dari penampang tiang.

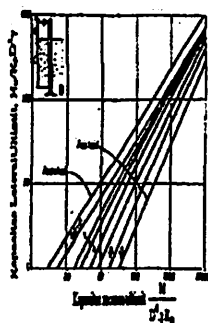
Nilai H_U dapat dihitung dengan menggunakan chart hubungan antara nilai $\frac{H_U}{K_p \cdot \gamma' \cdot B^3}$ terhadap nilai $\frac{H_U}{K_p \cdot \gamma' \cdot B^3}$ seperti pada

Gambar 9.a. Untuk tanah lempung maka digunakan persamaan seperti pada tiang panjang yaitu :

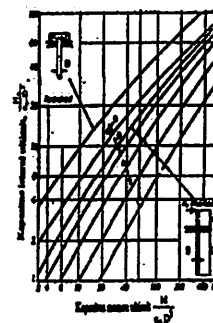
$$M_{\max} = H_U (e + 1,5 D + 0,5 x_0) \dots \dots \dots (28)$$

$$\text{dimana } x_0 = \frac{H_U}{9 \cdot c_u \cdot D} \dots \dots \dots (29)$$

Dengan mengetahui nilai $\frac{M_U}{c_u \cdot D^3}$ maka nilai $\frac{H_U}{c_u \cdot D^2}$ dapat ditentukan dari Gambar.22.b. dan harga H_U dapat diperoleh.



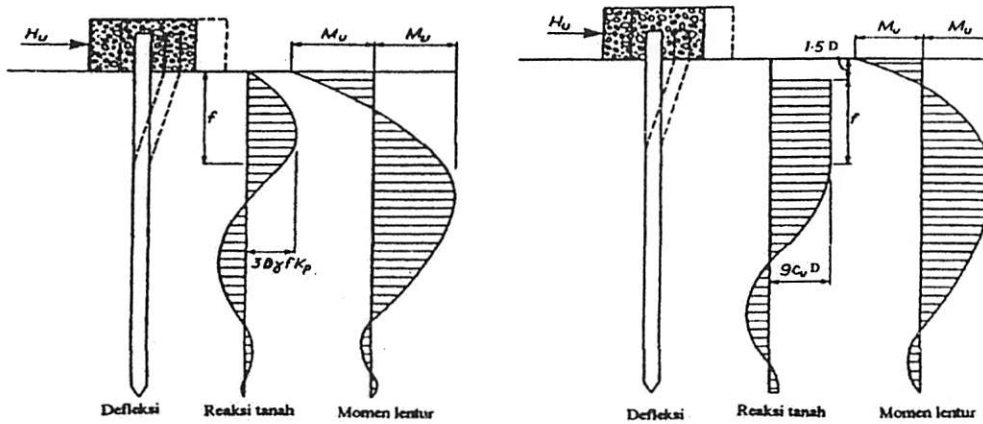
Gambar. 23.a. Kapasitas lateral ultimit untuk tiang panjang pada tanah pasir (Broms, 1964)



Gambar. 23.b. Kapasitas lateral ultimit untuk tiang panjang pada tanah lempung (Broms, 1964)

2.5.4 Daya Dukung Tiang Panjang Kepala Tiang Terjepit (Fixed Head)

Mekanisme keruntuhan yang mungkin terjadi dan distribusi tahanan tanah dapat dilihat pada Gambar berikut ini :



Gambar.24. Perlawanan tanah dan momen lentur tiang panjang – kepala tiang terjepit (Broms, 1964)

(a) Pada tanah pasir

(b) Pada tanah lempung

Momen maksimum dan gaya ultimit lateral dapat dihitung menggunakan persamaan :

$$M_{\max} = H_{\max} (e + 0,67 X_0) \dots \dots \dots (30)$$

$$H_u = \frac{2M_{\max}}{(e + 0,67 X_0)} \dots \dots \dots (31)$$

$$X_0 = 0,82 \left(\frac{H_u}{\gamma' \cdot D \cdot K_p} \right)^5$$

Sedangkan untuk tanah lempung dapat digunakan persamaan :

$$H_u = \frac{2M_{\max}}{1,5D + 0,5X_0} \dots \dots \dots (32)$$

$$X_0 = \frac{H_u}{9 \cdot c_u \cdot D} \dots \dots \dots (33)$$

Untuk perhitungan kapasitas lateral ultimit, maka untuk kondisi kepala tiang terjepit, Gambar 24.a. dapat digunakan untuk tanah pasir, sedangkan untuk tanah lempung digunakan Gambar 24.b.

2.6 Metode Element Hingga (FEM)

Plaxis adalah merupakan program metode elemen hingga (*finite element program*) untuk aplikasi Geoteknik dengan mempergunakan pemodelan tanah untuk mensimulasikan perilaku tanah dari hasil interpretasi pengujian tanah. Sebelum melakukan perhitungan terlebih dahulu harus dipahami teori tentang pemodelan tanah yang akan dipilih.

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1. Kapasitas DayaDukungTiang Pancang dari Hasil Sondir

- Diameter Tiang (D) = 60,0 cm.

Tabel 5. Perhitungan daya dukung tiang dari hasil data sondir di lapangan tinjauan pada titik (J-25)

Kedalaman (m)	PPK (q_c) (kg/cm ²)	A_p (cm ²)	JHL (kg/cm)	K_{11} (cm)	Q_{ult} (ton)	Q_{ijin} (ton)
0,0	0	0,00	0	0,00	0,00	0,00
1,0	2	2827,43	22	188,49	9,80	2,71
2,0	3	2827,43	34	188,49	14,89	4,10
3,0	2	2827,43	56	188,49	16,21	3,99
4,0	1	2827,43	68	188,49	15,64	3,50
5,0	3	2827,43	80	188,49	23,56	5,84
6,0	8	2827,43	104	188,49	42,22	11,46
7,0	10	2827,43	140	188,49	54,66	14,70
8,0	6	2827,43	170	188,49	49,00	12,06
9,0	7	2827,43	196	188,49	56,73	13,98
10,0	8	2827,43	226	188,49	65,22	16,06
11,0	5	2827,43	250	188,49	61,26	14,13
12,0	10	2827,43	296	188,49	84,06	20,58
13,0	16	2827,43	330	188,49	107,44	27,52
14,0	7	2827,43	368	188,49	89,15	20,47
15,0	11	2827,43	404	188,49	107,25	25,59
16,0	5	2827,43	448	188,49	98,58	21,60
17,0	13	2827,43	506	188,49	132,13	31,32
18,0	8	2827,43	570	188,49	130,06	29,02
19,0	5	2827,43	626	188,49	132,13	28,31
20,0	10	2827,43	672	188,49	154,94	34,75
21,0	7	2827,43	726	188,49	156,64	33,96
22,0	10	2827,43	768	188,49	173,03	38,37
23,0	17	2827,43	836	188,49	205,64	47,53

Tabel 5. Perhitungan daya (Lanjutan...)

24.0	20	2827.43	896	188.49	225.44	52.62
25.0	13	2827.43	966	188.49	218.84	48.67
26.0	10	2827.43	1034	188.49	223.17	48.40
27.0	18	2827.43	1110	188.49	260.12	58.81
28.0	10	2827.43	1190	188.49	252.58	54.28
29.0	18	2827.43	1254	188.49	287.26	64.23
30.0	70	2827.43	1376	188.49	457.29	117.84

3.2. Kapasitas DayaDukungTiang Pancang Dari Hasil Kalendering

Tabel 6. Kapasitas daya dukung ultimit tiang pancang menggunakan data Kalendering di lapangan

No.Titik	Kedalaman (m)	MetodeDanishFormula (ton)	MetodeHilleyFormula (ton)
	43,0	723,08	767,91

3.3. Kapasitas Daya Dukung berdasarkan Hasil Uji Beban Statik

Tabel 7. Kapasitas daya dukung ultimit tiang pancang menggunakan data Loading Test di lapangan

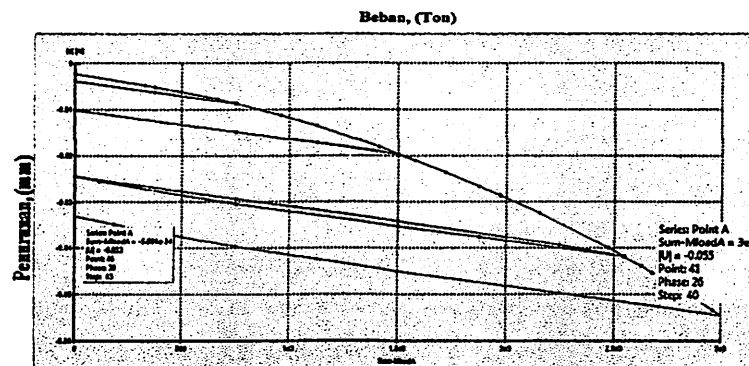
No.Titik	Kedalaman (m)	MetodeDavisson (ton)	MetodeChin (ton)	MetodeMazurkiewicz (ton)
TP.01	41,8	345	555,56	400

3.4. Kapasitas Daya Dukung Lateral Tiang Pancang

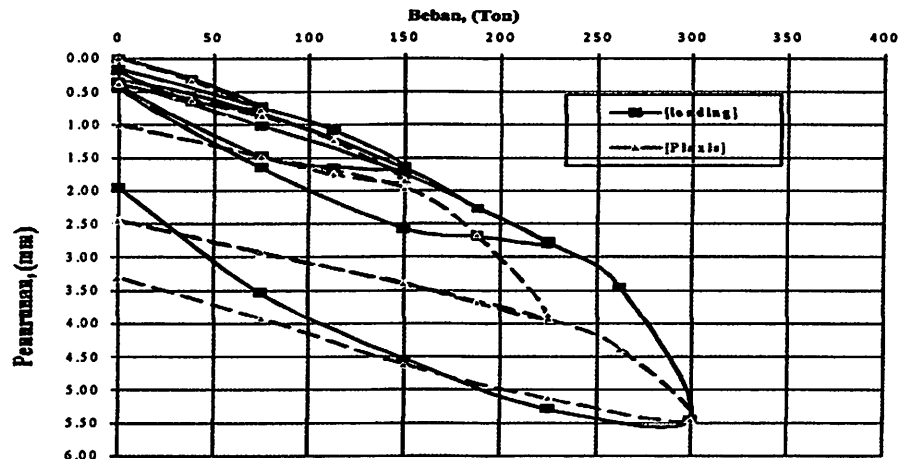
$$H_{ijin} = 171,79 \text{ kN} = 17,18 \text{ Ton}$$

3.5. Komparasi Interpretasi Uji Beban Statis dengan Pemodelan Metode Elemen Hingga

Dari hasil komparasi interpretasi uji beban statis dengan pemodelan Metode Elemen Hingga dengan program Plaxis diperoleh hasil grafik penurunan vs beban pada Gambar 12.



Gambar 11. Grafik hubungan beban dengan penurunan metode elemen hingga



Gambar 12. Grafik komparasi hubungan beban dengan penurunan dariinterpretasi uji beban statis dengan metode elemen hingga

4. KESIMPULAN DAN SARAN

4.1. Kesimpulan

1. Dari hasil sondir diperoleh hasil sebagai berikut :
 - o Daya ultimit 457,29 ton
2. Hasil perhitungan analisis kapasitas daya dukung ultimit data kalendering adalah sebagai berikut :
 - o Danish 723,08 ton
 - o Hilley 767,91 ton
3. Dari hasil uji beban statis (*loading test*), diperoleh hasil sebagai berikut
 - o Metode Davisson 345,00 ton
 - o Metode Chin 555,56 ton
 - o Metode Mazurkiewicz 400,00 ton
4. Daya dukung lateral ijin 17,18 ton

4.2. Saran

Dari hasil analisis penelitian tesis ini, penulis memberi beberapa saran, antara lain sebagai berikut:

1. Sebelum melakukan perhitungan hendaknya kita memperoleh data teknis yang lengkap terlebih dahulu, karena data tersebut sangat menunjang dalam membuat rencana analisa perhitungan sesuai standar yang ada.
2. Penyelidikan tanah (*soil investigation*) harus dilakukan secara teliti, agar diperoleh data yang sesuai dengan data tanah yang sebenarnya. Dalam mendesain tiang *bored pile*, parameter tanah sangat penting untuk diketahui. Jenis dan kondisi pembebanan akan sangat berpengaruh pula dalam penentuan parameter, oleh sebab itu data – data mengenai karakteristik tanah sangat diperlukan.

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J.E., 1998, *Analisis dan Desain Pondasi*, Jilid 2 Edisi Keempat, Erlangga, Jakarta.
- Das, B.M., 1999, *Principle of Foundation Engineering*, 4nd Edition, PWS - KENT Publishing Company, Boston.
- Roesyanto & Sultan, A.U., Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Pada Proyek Pembangunan Switchyard di Kawasan PLTU Pangkalan Susu – Sumatera Utara, Jurnal Teknik Sipil, Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara, Medan.
- Iskandar, Rudi, 2002, Beberapa Kendala Teori Perhitungan Daya Dukung Aksial Pondasi Dalam, Universitas Sumatera Utara, Departemen Teknik Sipil, Sumatera Utara.
- Suhairiani, 2009, Analisis Perbandingan Daya Dukung Hasil Loading Test Pada Bored Pile Diameter Satu Meter Tunggal Dengan Metode Elemen Hingga Memakai Model Tanah Mohr Coulomb Pada Proyek Crystal Square Medan, Tesis, Sekolah Pascasarjana Universitas Sumatera Utara, Medan.
- Gultom, Erwin, B., 2010, Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal Pada Proyek Pembangunan PLTU 2 Sumatera Utara 2 x 200 MW Pangkalan Susu – Sumatera Utara, Tugas Akhir, Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara, Medan.
- Dwi, D.A., & Djoko, U., 2013, Studi Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal Dengan Beberapa Metode Analisa, Jurnal Teknik Pomits Vol. 1, No. 1 (2013) 1-5, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.
- Budijanto, W., 2006, Kajian Pengaruh Setup Pada Tiang Pancang Terhadap Peningkatan Daya Dukung Pondasi (Studi Kasus Porto dan Jakarta), Jurnal Teknik Sipil Vol. III No. 1 Januari 2006 : 16-26, Laboratorium Geoteknik Universitas Katolik Parahyangan, Bandung
- Logan, D.L., 1992, *A First Course In The Finite Element Method*, 2nd Edition, PWS-KENT Publishing Company, Boston.

TEKNIK PERKUATAN BALOK BETON, KOLOM BETON DAN SAMBUNGAN BALOK-KOLOM BETON YANG DAPAT DIAPLIKASIKAN PADA BANGUNAN

Kataresada Ketaren^{*)}

¹⁾Dosen Teknik Sipil Universitas Simalungun

Abstrak

Pada tulisan ini akan dibuat beberapa cara sederhana untuk teknik perkuatan pada balok beton, kolom beton dan juga sambungan balok-kolom beton. Untuk perkuatan balok beton dapat dilakukan dengan memperbesar penampang (jacketing), menambah tulangan tarik, menempelkan pelat untuk tulangan utama sedangkan untuk tulangan sengkang dapat dengan menambahkan baja bentuk U ataupun pelat baja pada balok, untuk kolom dapat dengan memperbesar penampang (jacketing) maupun dengan penambahan pelat baik tanpa pengangkuran maupun dengan pengangkuran, sedangkan untuk sambungan balok-kolom beton dapat dengan menggunakan pelat baja maupun profil siku.

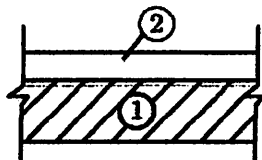
1. Maksud dan Tujuan

Adapun tujuan dari penulisan tentang perkuatan beton ini adalah agar kita dapat mengetahui bagaimana perkuatan diaplikasikan secara benar sehingga dapat digunakan untuk struktur yang mengalami degradasi baik itu dikarenakan oleh alam seperti gempa, kebakaran, pengaruh lingkungan maupun akibat kesalahan manusia baik sewaktu pelaksanaan struktur maupun mutu beton yang tidak sesuai dengan perencanaan.

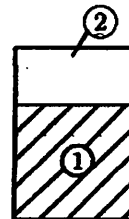
2. Perkuatan balok

2.1 Perkuatan tulangan lentur (utama)

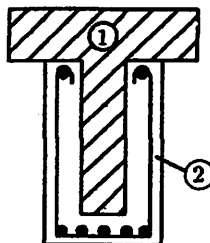
Untuk teknik yang pertama dengan metode memperbesar penampang adalah efektif ketika kapasitas balok dan kekakuannya sangat jauh dari persyaratan ijin berdasarkan peraturan. Jenis-jenis perkuatan ini dapat dilihat pada Gambar 1.a sampai 1.c, penambahan penampang untuk perkuatannya dapat satu sisi, dua sisi berdasarkan pembebanannya dan juga kondisi di lapangan.



Gambar 1.a. Mempertebal penampang



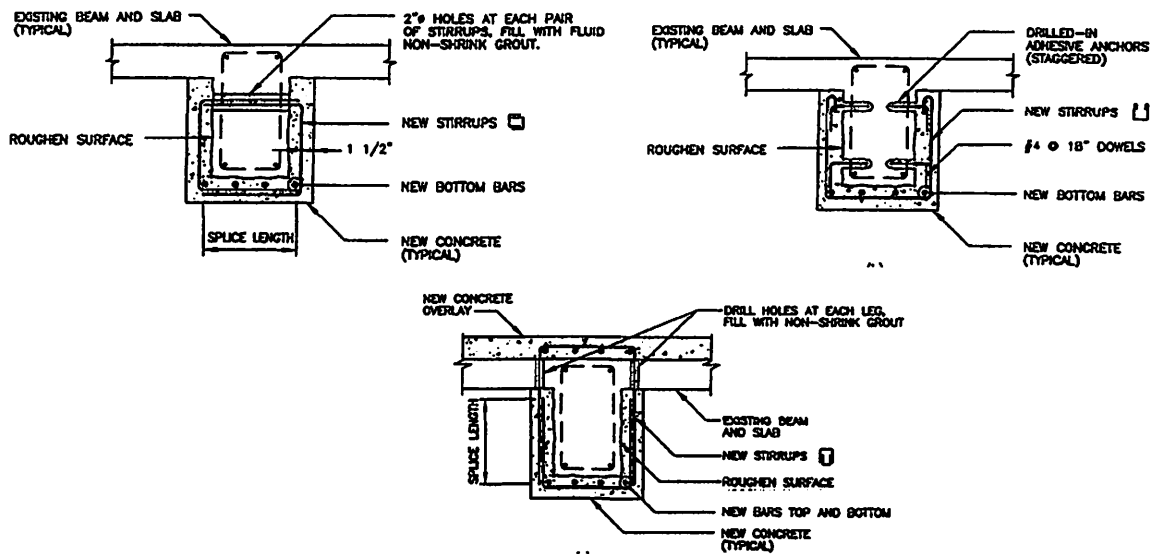
Gambar 1.b. Memperdalam penampang



Gambar 1.c. Penambahan tulangan pada sisi tarik

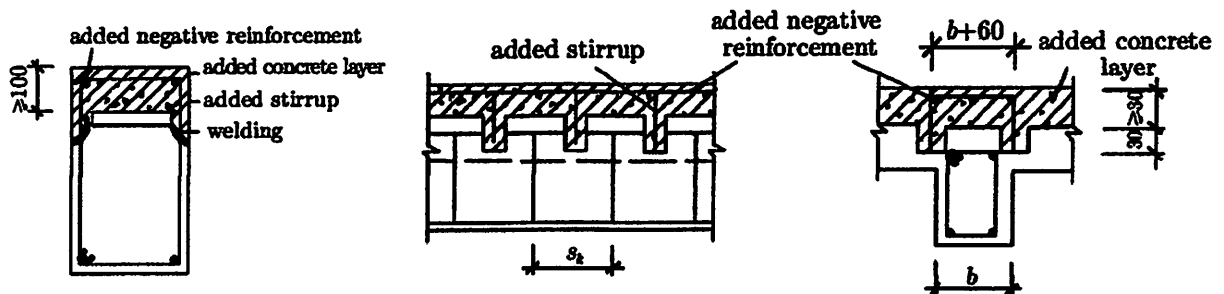
Keterangan :

- 1. Balok eksisting
- 2. Penampang baru

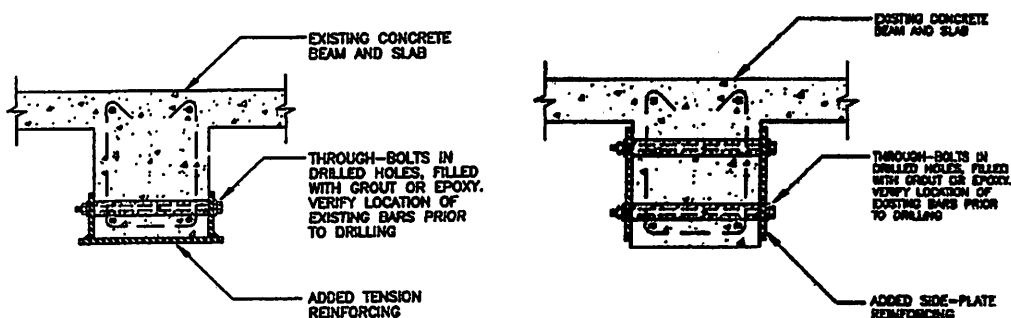


Gambar 2. Perkuatan tulangan utama dengan memperbesar penampang (jacketing)

Untuk teknik perkuatan kedua adalah dengan menambah tulangan tarik pada balok beton, karena jika kapasitas momen positif kecil maka tulangan tarik eksisting tidak mencukupi untuk menahan beban yang ada, tulangan tarik dapat ditambah dengan sambungan las ke tulangan eksisting, dapat juga dibuat pelat untuk pengganti tulangan tarik, bentuknya dapat dilihat seperti pada Gambar 3 dan Gambar 4.

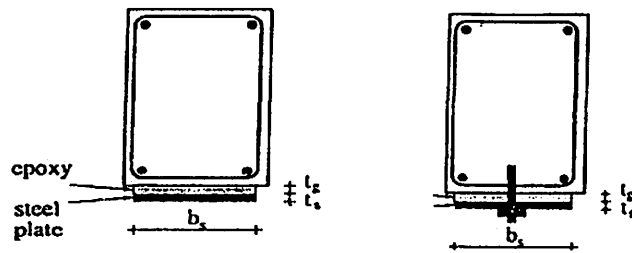


Gambar 3. Perkuatan tulangan utama dengan menambah tulangan tarik



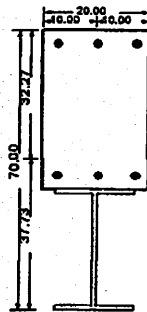
Gambar 4. Perkuatan tulangan utama dengan menambah tulangan tarik berupa pelat baja

Untuk teknik perkuatan ketiga adalah dengan menambah pelat pada bagian bawah balok beton untuk menambah kapasitas tulangan utama dari balok beton, pemasangan pelat ini dapat tanpa pengangkuran maupun dengan pengangkuran, bentuknya dapat dilihat seperti pada Gambar 5.



Gambar 5. Perkuatan tulangan utama dengan menambah pelat pada balok tanpa pengangkuran dan dengan pengangkuran

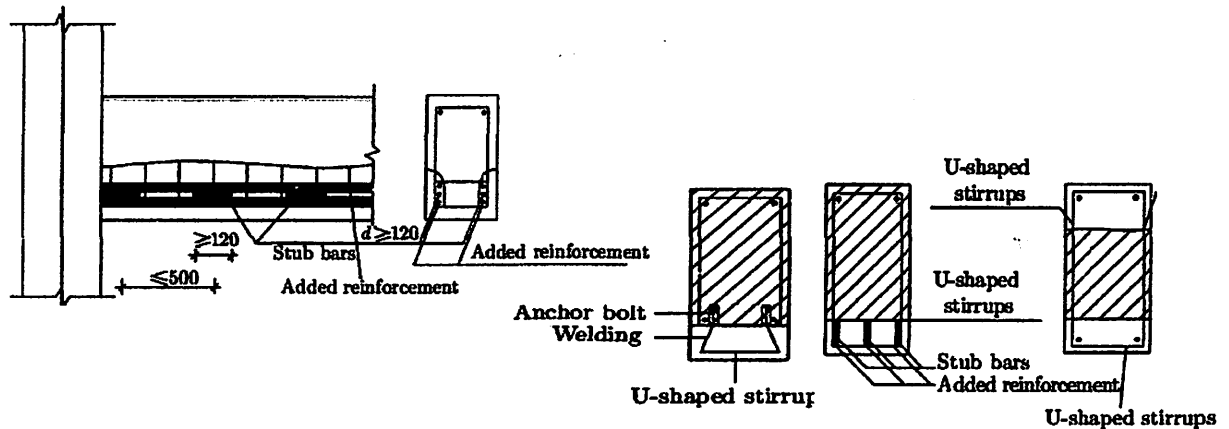
Untuk teknik perkuatan keempat adalah dengan menambah profil baja pada bagian bawah balok beton untuk menambah kapasitas tulangan utama (Gambar 6).



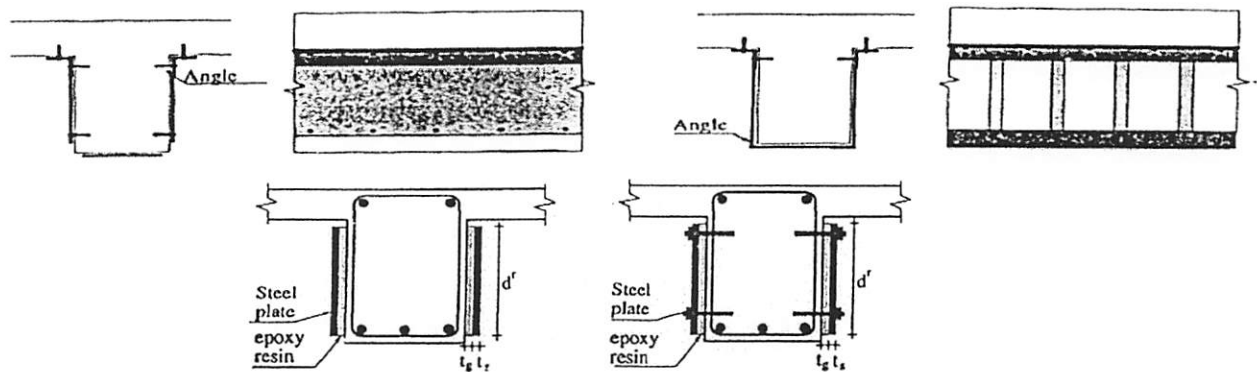
Gambar 6. Perkuatan tulangan utama dengan menambah profil baja pada balok.

2.2 Perkuatan untuk tulangan geser (sengkang)

Perkuatan untuk tulangan geser dapat dilakukan dengan menambahkan sengkang berbentuk U (gambar 6) yang dilas ke tulangan eksisting ataupun dengan menggunakan pelat sama seperti untuk tulangan utama hanya penempatannya di kedua sisi balok (Gambar 7).



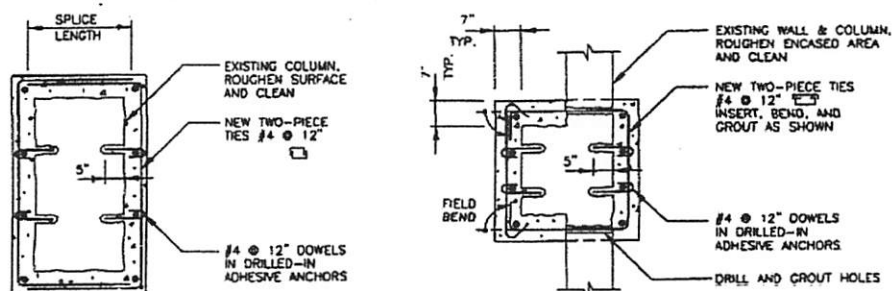
Gambar 7. Perkuatan tulangan geser (sengkang) dengan menambah sengkang berbentuk U (Ref. 3)



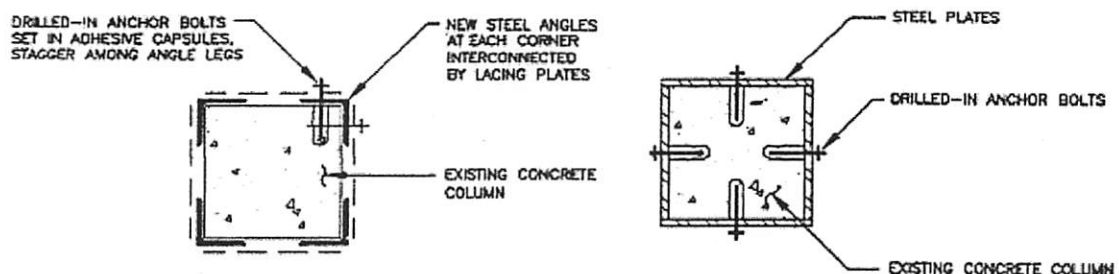
Gambar 8 . Perkuatan tulangan geser (sengkan) dengan pelat tanpa ankur maupun dengan ankur

3. Perkuatan kolom beton

Perkuatan kolom dapat dilakukan dengan memperbesar penampang (jacketing) (Gambar 9) ataupun dengan menambahkan penampang baja baik itu pelat baja ataupun baja siku Gambar 10.



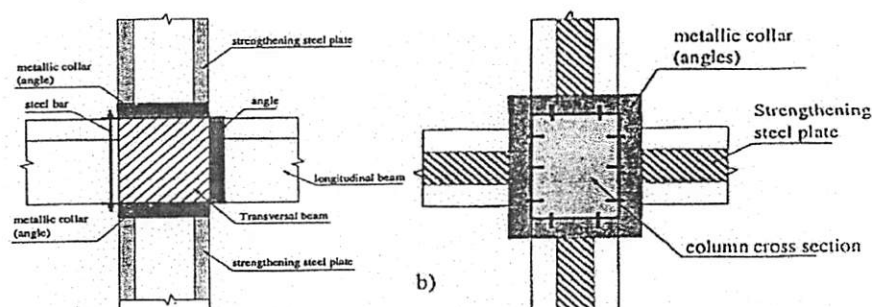
Gambar 9. Perkuatan kolom beton dengan memperbesar penampang (jacketing)



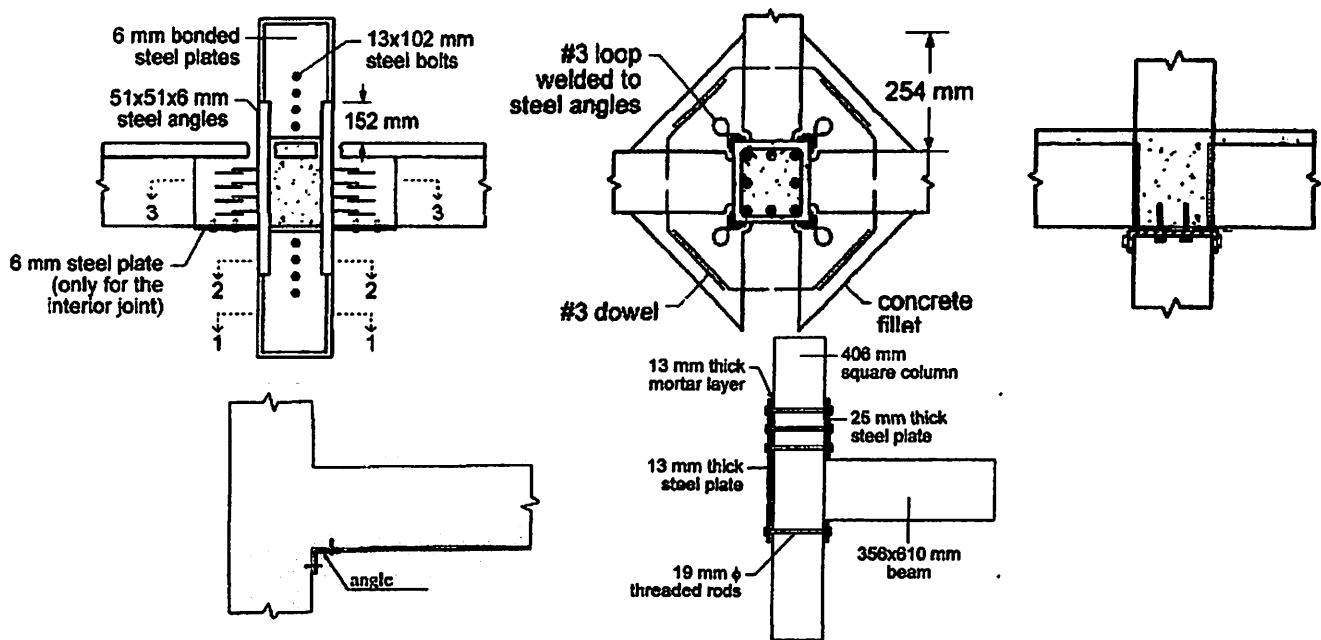
Gambar 10. Perkuatan kolom beton dengan menggunakan profil siku dan pelat baja

4. Perkuatan balok-kolom beton

Perkuatan balok-kolom beton dapat dilakukan dengan menggunakan pelat baja (Gambar 12) ataupun dengan profil siku (Gambar 11)

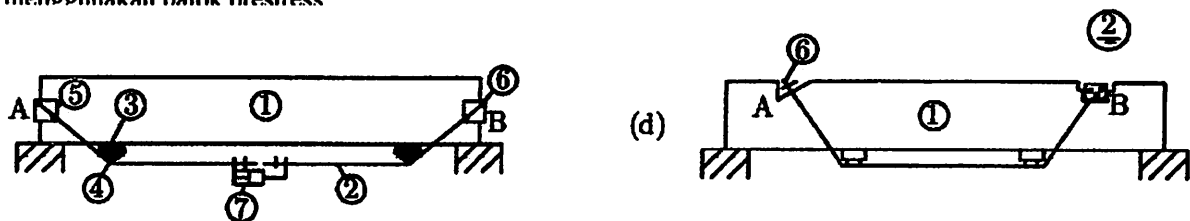


Gambar 11. Perkuatan balok-kolom beton dengan pelat baja



Gambar 12. Perkuatan balok-kolom beton dengan profil siku

Dari beberapa teknik perkuatan di atas dipilih karena selain mudah dalam pengerjaan (pada umumnya dapat dikerjakan oleh tukang biasa) selain itu juga ada juga teknik perkuatan balok yang lebih mahal seperti dengan menggunakan fiber reinforced polymer baik untuk tulangan utama maupun sengkang ataupun dengan menggunakan balok nestress



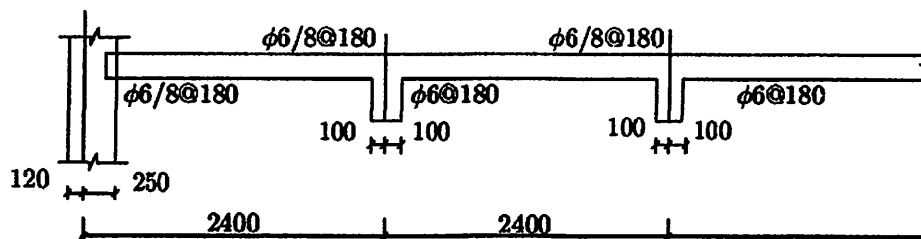
Gambar 13. Perkuatan balok dengan prestress

5. Contoh perhitungan

Suatu portal beton bertulang digunakan untuk garasi parkir pada lantai pertama dan kantor lantai kedua memikul beban hidup 2 kN/m^2 . Karena renovasi, beban hidup pada lantai kedua bertambah menjadi 4 kN/m^2 . Akibatnya lantai menjadi tidak sanggup untuk menahan beban yang ada sehingga penampang perlu diperbesar :

a. Data yang diketahui:

Mutu beton C20 ($f_c=20\text{MPa}$) dengan mutu baja $f_y=235 \text{ MPa}$. Tebal pelat eksisting = 70 mm dan selimut beton 20 mm. Ukuran dan penulangan seperti pada Gambar 14.



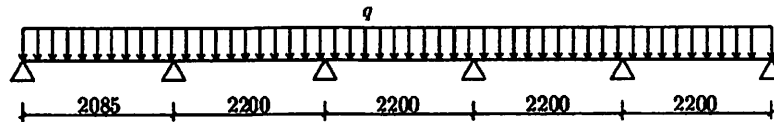
Gambar 14. Ukuran dan penulangan pada pelat lantai

b. Prosedur perbaikan :

Penambahan pelat diambil sebesar 40 mm, jadi total pelat yang diperbesar menjadi sebesar 130 mm (termasuk pelat eksisting 70 mm dan selimut beton tebal 20 mm).

a. Perhitungan beban :

$$\begin{aligned} \text{Beban mati pelat eksisting} &= 2250 \text{ N/m}^2 \\ \text{Beban mati dari penambahan pelat} &= 25000 \times 0.04 = 1000 \text{ N/m}^2 \\ q_1 &= 3250 \text{ N/m}^2 \\ \text{Beban hidup} &= q_2 = 4000 \text{ N/m}^2 \\ \text{Total load} &= q = q_1 + q_2 = 7250 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$



Gambar 15. Ukuran bentang pelat lantai

Tabel 1. Momen pada pelat

Penampang	Penampang tengah di tepi bentang	Penampang tumpuan di tepi bentang	Penampang tengah di tengah bentang	Penampang tumpuan di tengah bentang
Momen M1 dari q1	1284	-1043	983	-983
Momen M2 dari q2	1581	-1284	1211	-1211
Momen total = M1+M2	2865	-2327	2194	-2194

d. Perhitungan gaya dalam .

Momen total untuk setiap penampang dapat dilihat pada Tabel 2.

Tabel 2. Kapasitas Pelat

Penampang	Penampang tengah di tepi bentang	Penampang tumpuan di tepi bentang	Penampang tengah di tengah bentang	Penampang tumpuan di tengah bentang
$\xi = \rho \frac{f_y}{f_{cm}}$	0.036	0.076	0.026	0.055
Penyelesaian untuk α_s	0.039	0.079	0.026	0.057
$M_u = \alpha_s f_{cm} b h_0^2$	5674	-2629	3782	-1897
Perbandingan dengan M_z	$M_u \gg M_z$	$M_u > M_z$	$M_u \gg M_z$	$M_u < M_z$

Dari Tabel 2. terlihat bahwa kapasitas tidak memenuhi dan perlu penambahan tulangan seperti yang diperlihatkan untuk mendukung penampang di tengah bentang, rasio minimal dari tulangan tarik ($d_6 - 200$) harus mencukupi ($M_z - M_u = 2194 - 1897 = 297 \text{ Nm}$).

c. Perhitungan dan kontrol tegangan penulangan.

Tegangan penulangan σ_{s1} dan σ_{s2} dapat ditentukan dengan persamaan di bawah, dan untuk penampang tengah dari tepi bentang, tegangan penulangan menjadi

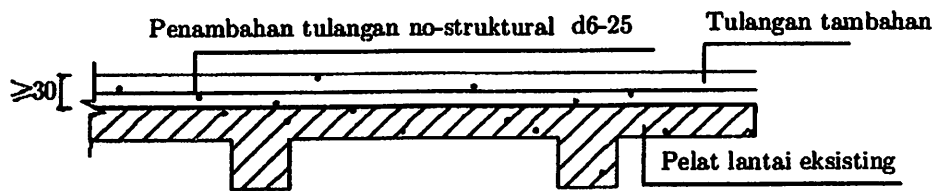
$$\sigma_{s1} = \frac{M_1}{0.87 A_s h_0} = \frac{1284000}{0.87 \times 218 \times 55} = 127 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0.5 \left(1 - \frac{h}{h_1} \right) = 0.5 \times \left(1 - \frac{70}{130} \right) = 0.231$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_2(1 - \beta)}{0.87 h_{01} A_s} = \frac{158 \times 10^4 \times (1 - 0.231)}{0.87 \times 218 \times 115} = 55.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} = 127 + 55.7 = 182.7 \text{ MPa} < 0.9 f_y = 189 \text{ MPa}$$

Sebagai tambahan untuk penampang tumpuan, karena penambahan beton terletak pada permukaan tarik, itu tidak menimbulkan pengaruh tegangan penulangan seperti di atas



Gambar 16. Skets gambar penulangan tambahan

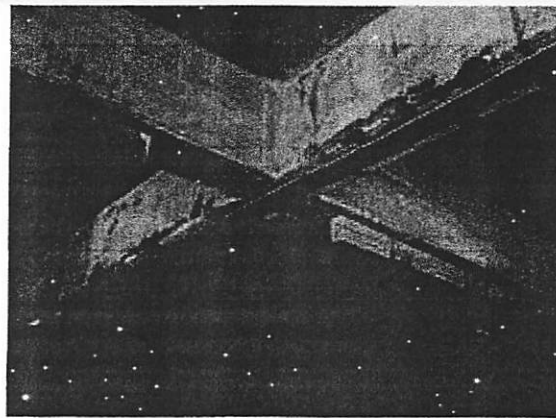
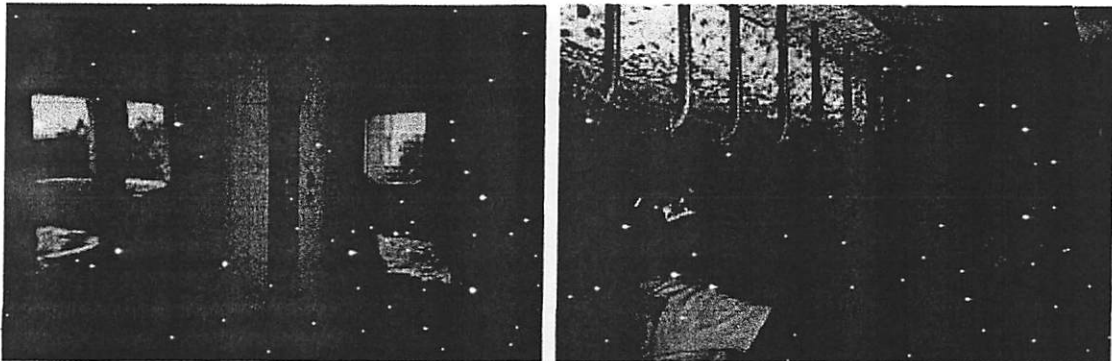
6. Kesimpulan

1. Ada beberapa teknik perkuatan yang dapat diaplikasikan untuk bangunan yang mengalami kerusakan baik pada balok, kolom maupun sambungan balok-kolom beton terutama untuk bangunan-bangunan yang ada di kota Medan, umumnya teknik perkuatan beton ini dapat diterapkan dengan mudah.
2. Pemilihan teknik perkuatan ini bergantung pada kemudahan dalam pemasangan, harga yang terjangkau serta kondisi keadaan tempat perkuatan akan dibuat.
3. Supaya dapat diketahui cara pendetailan perkuatan beton yang benar sehingga dapat memenuhi kaedah-kaedah struktural yang ada.

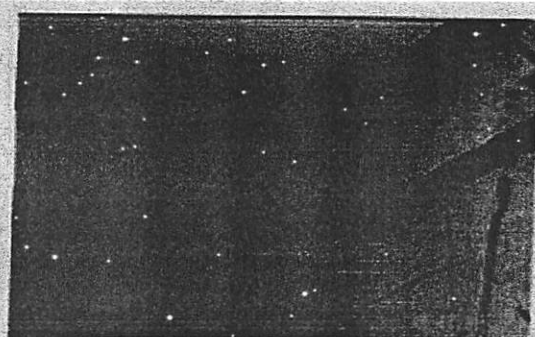
Daftar Pustaka

1. Newman, Alexander, 2000, *Structural Renovation of Buildings: Methods, Details, & Design Examples*, McGraw-Hill, New York
2. Gomes, Augusto and Appleton, Julio, 1993, *Strengthening design of concrete beams by addition of steel plates*, Department of Civil Engineering, IST, Technical University of Lisbon, Portugal
3. Lu, Xilin, 2010, *Retrofitting design of building structures*, CRC Press, Boca Raton, Florida.
4. Engindeniz, Murat, Kahn, Lawrence, and Zureick, Abdul-Hamid, 2005 *Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Beam-Column Joints: State of the Art*, *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 2, March-April 2005, pp 1-14.
5. Joint ACI-ASCE Committee 352, 1998 "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-97," American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan

LAMPIRAN FOTO-FOTO PELAKSANAAN PERKUATAN DI LAPANGAN



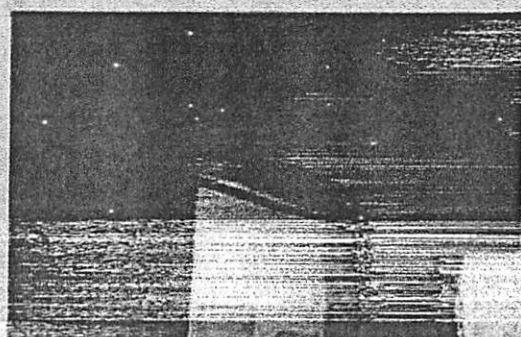
Strengthening a beam , slab and column.



Strengthening a beam and Slab.



**Jacketing a beam by increasing bars
and cross section.**



Strengthening by steel plates.

KAJIAN INDEKS KERUSAKAN PADA STRUKTUR BANGUNAN BAJA BERDASARKAN PENDEKATAN ENERGI AKIBAT GEMPA KUAT

Asroi Benny Noor Harahap^{*)}, Hotma Panggabean^{**)}, Daniel Rumbi Teruna^{***)}

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

Drift atau inter-story drift secara umum dijadikan sebagai kriteria untuk melihat kinerja struktur akibat beban gempa. Namun, beberapa penelitian menyatakan bahwa kumulatif deformasi plastis memiliki pengaruh yang lebih kuat dibandingkan dengan drift dan inter-story drift dalam hal tingkat kerusakan. Dalam tulisan ini, indeks kerusakan akan dibahas berdasarkan konsep energi, dimana ada dua persamaan yang digunakan yaitu Bozórqez dan Cosenza. Model struktur yang dianalisa ada 3 diantaranya SMRF 4, SMRF 7, dan SMRF 10. Ketiga bangunan ini akan dianalisa terhadap ke 4 jenis gempa, dimana gempa-gempa tersebut diskalakan terhadap gempa rencana sesuai dengan peta gempa Indonesia 2010. Dari analisa yang telah dilakukan dapat dilihat bahwa indeks kerusakan langsung berhubungan dengan energi yang masuk dalam struktur.

Kata kunci: indeks kerusakan, konsep energi, gempa

1. PENDAHULUAN

Setiap struktur yang terbuat dari material apapun memiliki batas kekuatan mekanik. Hal ini dijelaskan oleh berbagai teori, dimana digambarkan dalam grafik *stress-deformation* bahwa material akan runtuh akibat pemberian beban yang melebihi kekuatan batasnya. Diketahui selama umur layan bangunan, struktur mengalami kerusakan, seperti yang diakibatkan oleh gempa. Kerusakan-kerusakan ini mengakibatkan perubahan dalam sifat-sifat dari sistem struktur. Penggunaan indeks kerusakan memungkinkan kuantifikasi kerusakan struktur yang disebabkan oleh gempa bumi untuk setiap elemen struktur. Indeks kerusakan yang ada didasarkan pada berbagai karakteristik, seperti jumlah siklik, kekakuan, daktilitas dan energi.

Sekarang ini, *drift* atau *inter-story drift* maksimum dan daktilitas *demand* ditargetkan sebagai parameter kinerja untuk mencapai pengendalian kerusakan pada struktur bangunan tahan gempa. Namun, ada banyak bukti bahwa dalam beberapa kasus, kinerja struktur terhadap lama durasi gempa tidak dapat dijadikan sebagai karakter *deformasi demand* maksimum (Fajfar 1992, Cosenza dan Manfredi 1996, Bozórqez dan Ruis 2004), dengan cara yang sedemikian rupa sehingga efek dari *kumulatif deformasi plastis demand* harus dipertimbangkan secara jelas selama perencanaan. Pengaruh dari *kumulatif deformasi plastis demand* dapat dipertimbangkan melalui konsep energi, khususnya melalui *plastis dissipasi histeresis energi demand*.

2. KONSEP ENERGI

Persamaan untuk keseimbangan energi untuk SDOF akibat beban gempa yaitu (Chopra 1995):

$$\int_0^x m\ddot{x}dx + \int_0^x c\dot{x}dx + \int_0^x f_s(x, \dot{x})dx = - \int_0^x m\ddot{x}_g dx \quad (1)$$

dimana m adalah massa struktur, c adalah damping rasio, f_s adalah gaya inersia, secara berurutan $\ddot{x}$, $\dot{x}$, x adalah percepatan, kecepatan, dan perpindahan. Dengan menggunakan hubungan $dx = \dot{x} dt$, sehingga persamaan (1) menjadi :

$$\int_0^x m \ddot{x} \dot{x} dt + \int_0^x c \dot{x} \dot{x} dt + \int_0^x f_s(x, \dot{x}) \dot{x} dt = - \int_0^x m \ddot{x}_g \dot{x} dt \quad (2)$$

Persamaan (1) dan (2), suku pertama adalah energi kinetik E_k , suku kedua energi redaman E_d , dan suku ketiga merupakan energi yang diserap E_a yang terdiri dari energi regangan elastis E_s dan energi histeresis E_h . Pada sisi kanan, merupakan energi yang masuk dalam struktur akibat gempa E_i . Oleh karena itu persamaan energi seimbang untuk SDOF dapat ditulis sebagai :

$$E_k + E_d + E_s + E_h = E_i \quad (3)$$

Energi histeresis E_h digunakan untuk menghitung kerusakan struktur bangunan, dari Persamaan (3) dapat diturunkan menjadi :

$$E_h = E_i - (E_k + E_d + E_s) \quad (4)$$

3. INDEKS KERUSAKAN BERDASARKAN ENERGI

Konsep perencanaan struktur bangunan tahan gempa tidak dapat melihat kerusakan pada struktur, karena konsep yang digunakan umumnya menggunakan drift sebagai kinerja struktur. Kerusakan yang diakibatkan gempa menjadi hal yang sangat serius untuk diselesaikan, karena gempa mengakibatkan banyak kerugian baik dari korban jiwa maupun ekonomi.

Metodologi berdasarkan energi pada struktur adalah dimana energi yang tersedia pada struktur harus lebih besar atau sama dengan energi yang diserap struktur tersebut. Energi akan diserap dan didissipasi oleh struktur, energi histeresis plastis E_h dengan jelas berhubungan dengan kerusakan struktur. Secara matematis konsep energi dapat dituliskan :

$$E_{HC} \geq E_{HD} \quad (5)$$

Dimana E_{HC} merupakan kapasitas energi histeresis plastis dan E_{HD} merupakan energi histeresis demand. Sehingga indeks kerusakan berdasarkan energi dapat ditulis :

$$DI = \frac{E_{HD}}{E_{HC}} \quad (6)$$

Pada Persamaan (6) dapat dinyatakan kinerja struktur, dimana DI merupakan indikator tingkat kerusakan. Pada saat nilai $DI \geq 1$, berarti struktur dinyatakan dalam kondisi runtuk dan pada saat $DI = 0$, berarti struktur tidak mengalami kerusakan (masih dalam kondisi elastis). Nilai DI antara 0 sampai dengan 1 dapat dijelaskan dalam tabel dibawah ini. Park dan Ang mendeskripsikan hubungan DI dengan kriteria struktur pada Tabel 1.

Tabel 1. Hubungan nilai DI dengan kriteria kerusakan berdasarkan Park-Ang

DI	Kriteria struktur
< 0.1	Tidak mengalami kerusakan, retak-retak kecil
$0.1 - 0.25$	Rusak ringan
$0.25 - 0.4$	Rusak sedang
$0.4 - 1$	Rusak berat
≥ 1	Runtuh

Cosenza dkk (1993) mendeskripsikan bahwa energi kapasitis (E_{HC}) adalah sebagai berikut:

$$E_{HC} = V_y u_y (\mu - 1) \quad (7)$$

Dimana μ merupakan daktilitas perpindahan sedangkan V_y dan u_y adalah gaya dasar dan perpindahan pada saat leleh pertama. Sedangkan Bozórzquez menerangkan bahwa perilaku lentur plastis biasanya berada pada ujung balok

struktur, dalam kasus tertentu profil baja WF berada pada sayapnya. Kapasitas energi histeresis plastis pada balok struktur dapat diperkirakan sebagai berikut :

$$E_{HC} = \frac{\sum_{i=1}^{N_s} (2N_B Z_f f_y \theta_{pa} F_{EHi})}{C_y D_y W} \quad (8)$$

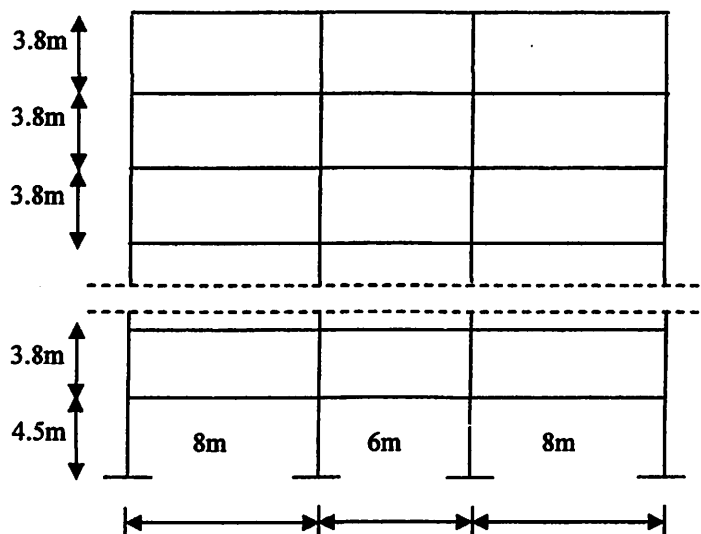
Dimana Z_f adalah *modulus section*, f_y adalah tegangan leleh baja, θ_{pa} merupakan kapasitas rotasi plastis kumulatif dengan nilai 0,23, N_s dan N_B adalah jumlah lantai dan blok di gedung, masing-masing F_{EHi} suatu faktor partisipasi energi yang menyumbang kontribusi yang berbeda dari masing-masing lantai dengan kapasitas disipasi energi, W adalah berat total struktur, dan kemudian C_y dan D_y adalah koefisien gempa dan perpindahan pada leleh pertama, yang dapat diperoleh dari kurva kapasitas. Untuk F_{EHi} dapat ditentukan dengan persamaan dibawah ini :

$$F_{EHi} = \min \left(\frac{1}{2.33h/H} \exp \left[-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln \left(\frac{h}{H} \right) - \ln(0.52)}{0.49} \right]^2 \right], 1 \right) \quad (9)$$

Dimana h merupakan tinggi lantai yang ditinjau dan H adalah tinggi total bangunan.

4. MODEL STRUKTUR DAN CATATAN GEMPA

Model struktur yang akan di analisa ada 3 jenis yang disebut dengan SMRF 4 (4 lantai), SMRF 7 (7 lantai), dan SMRF 10 (10 lantai). Dimana ketiga struktur ini memiliki bentuk geometri yang sama seperti Gambar 1. Untuk ukuran balok dan kolom pada masing-masing bangunan dapat dilihat pada Tabel 2, 3, dan 4. Mutu baja yang digunakan Bj 37, beban yang bekerja beban mati 20 kN/m dan beban hidup 10 kN/m dan beban gempa untuk desain struktur beban gempa yang digunakan sesuai dengan SNI 03-1726-2002. Sedangkan untuk analisa kerusakan digunakan ke-4 catatan gempa yang dapat dilihat pada Tabel 5. Untuk analisis energi histeresis dan *demand* menggunakan program Abaqus CAE 6.10-1.



Gambar 1. Model struktur

Tabel 2. Dimensi Balok dan Kolom SMRF 4

	Dimensi Kolom		Dimensi Balok	
	Sisi luar	Sisi dalam	Sisi luar	Sisi dalam
Lantai 1	W460x144	W460x158	W410x67	W410x46
Lantai 2	W460x128	W460x144	W410x67	W410x46
Lantai 3	W460x113	W460x128	W410x67	W410x46
Lantai 4	W460x113	W460x113	W410x67	W410x46

Tabel 3. Dimensi Balok dan Kolom SMRF 7

	Dimensi Kolom		Dimensi Balok	
	Sisi luar	Sisi dalam	Sisi luar	Sisi dalam
Lantai 1	W460x193	W460x213	W410x67	W410x46
Lantai 2	W460x177	W460x193	W410x75	W410x53
Lantai 3	W460x158	W460x177	W410x75	W410x53
Lantai 4	W460x144	W460x158	W410x75	W410x53
Lantai 5	W460x128	W460x144	W410x67	W410x46
Lantai 6	W460x113	W460x128	W410x67	W410x46
Lantai 7	W460x113	W460x113	W410x67	W410x46

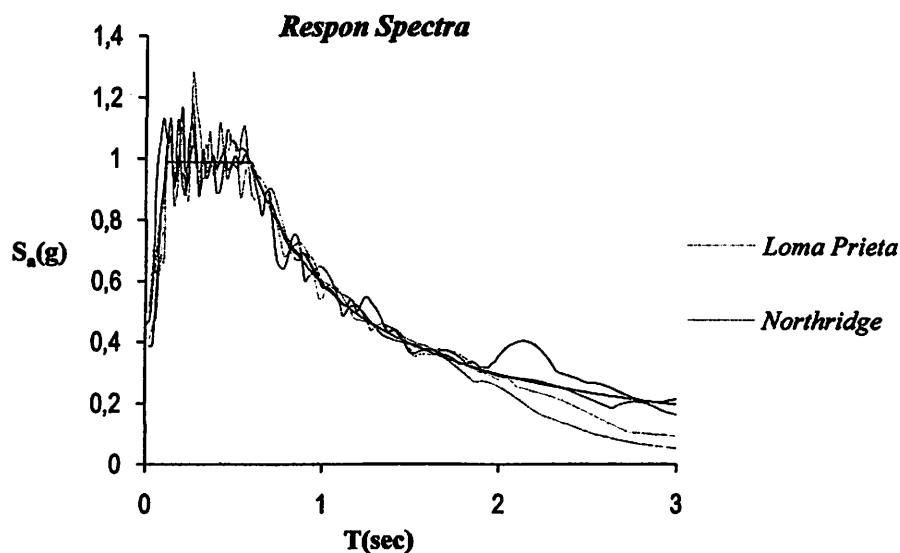
Tabel 4. Dimensi Balok dan Kolom SMRF 10

	Dimensi Kolom		Dimensi Balok	
	Sisi luar	Sisi dalam	Sisi luar	Sisi dalam
Lantai 1	W460x260	W460x286	W410x67	W410x46
Lantai 2	W460x235	W460x260	W410x75	W410x53
Lantai 3	W460x213	W460x235	W410x75	W410x53
Lantai 4	W460x193	W460x213	W410x75	W410x53
Lantai 5	W460x177	W460x193	W410x75	W410x53
Lantai 6	W460x158	W460x177	W410x75	W410x53
Lantai 7	W460x144	W460x158	W410x75	W410x53
Lantai 8	W460x128	W460x144	W410x67	W410x46
Lantai 9	W460x113	W460x128	W410x67	W410x46
Lantai 10	W460x113	W460x113	W410x67	W410x46

Tabel 5. *Ground Motion*

No.	Tahun	Nama Gempa	Magnitude	Stasiun	PGA (g)
1.	1980	<i>Imperial Valley</i>	6.53	<i>El Centro</i>	0.31
2.	1989	<i>Loma Prieta</i>	6.93	<i>Capitola</i>	0.53
3.	1994	<i>Northridge</i>	6.69	<i>Beverly Hills</i>	0.44
4.	1995	<i>Kobe</i>	6.90	<i>Takatori</i>	0.61

Catatan gempa asli tidak bisa langsung digunakan dalam analisa, gempa asli ini harus diskalakan terhadap lokasi dimana struktur tersebut didirikan. Gambar 2 ditunjukkan hasil penskalaan dari program seismomatch. Kemudian respon spektrum ini yang dijadikan untuk beban gempa pada masing-masing struktur yang di analisa.

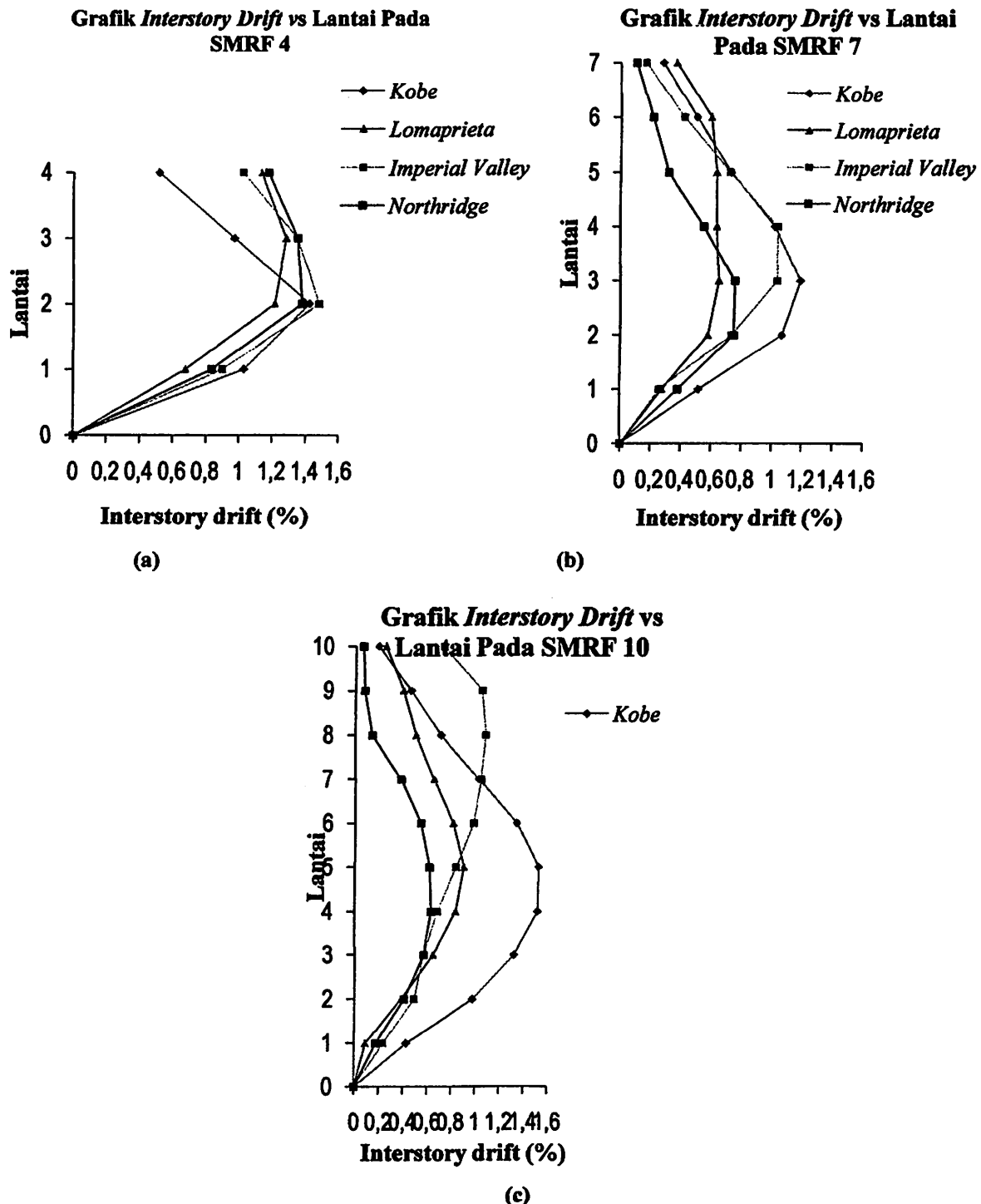


Gambar 2. Hasil skala respon spektrum

5. HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Inter-Story Drift

Pada Gambar 3 dapat dilihat bahwa simpangan (*interstory drift*) tidak linier dengan bertambahnya tinggi bangunan, karena simpangan itu dipengaruhi oleh kekakuan struktur. Pada bangunan SMRF 4 gempa yang memiliki nilai *interstory drift* terbesar adalah gempa *Imperial Valley* (1,483%), untuk bangunan SMRF 7 gempa yang memiliki *interstory drift* paling besar adalah pada gempa *Kobe* (1,191%), dan untuk SMRF 10 yang paling besar diakibatkan oleh gempa *Kobe* (1,515%). Jika kita bandingkan kepada peraturan gempa di Indonesia dari segi simpangan ini, dimana dalam peraturan tersebut telah ditetapkan bahwa *interstory drift* maksimum 2%, ketiga bangunan ini dianggap masih dalam kategori aman.

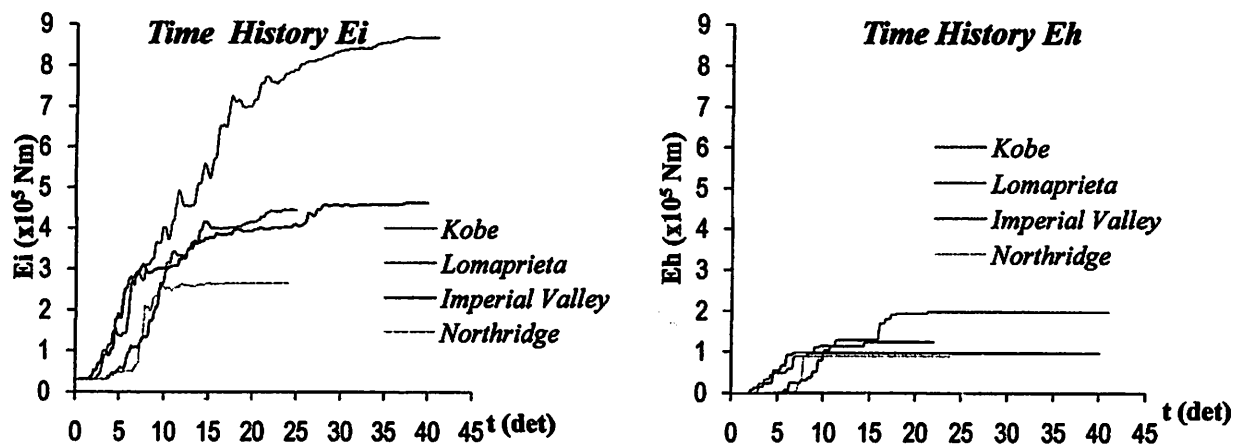


Gambar 3. Grafik *Interstory drift* – Lantai (a) SMRF 4 (b) SMRF 7 (c) SMRF 10

5.2. Energi Masuk dan Energi Histeresis Demand

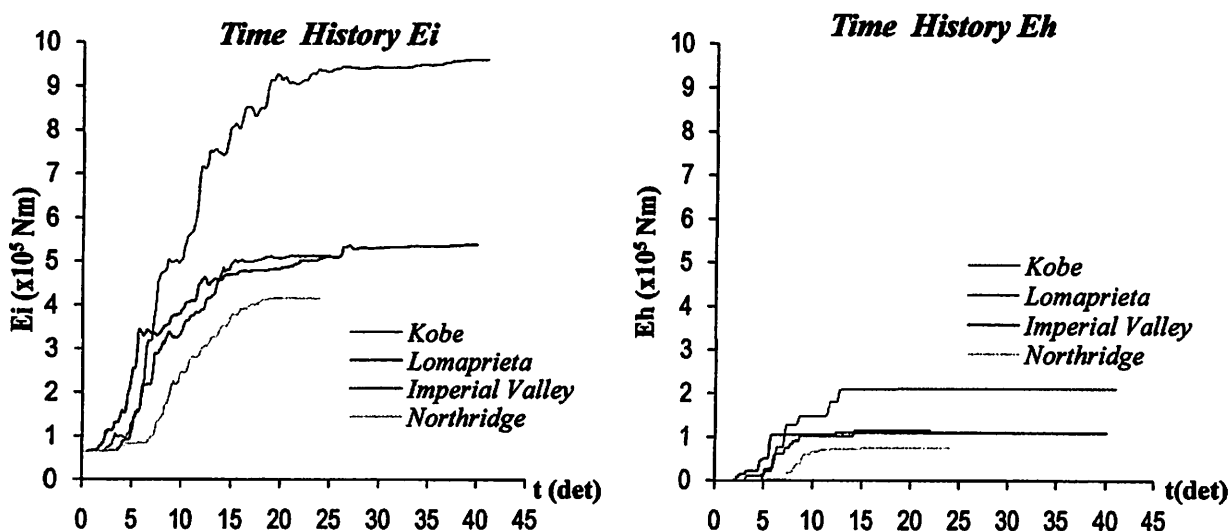
Dari program Abaqus dapat diketahui beberapa *output* termasuk berapa besar energi masuk dan energi histeresis. Untuk energi masuk (E_i) dan energi histeresis (E_h) dari penelitian ini ada beberapa kombinasi yang dapat dilihat yaitu dari segi tinggi struktur dan jenis gempa. Gambar 4 dapat dilihat untuk SMRF 4 *time history* E_i yang terjadi terbesar terdapat pada gempa *Kobe* sebesar $8,672 \times 10^5$ Nm dan kemudian secara berurutan mulai dari yang terbesar yaitu gempa *Imperial Valley* $4,624 \times 10^5$ Nm, *Lomapieta* $4,442 \times 10^5$ Nm dan *Northridge* $0,888 \times 10^5$ Nm. E_h yang terjadi dari input energi gempa *Kobe* juga merupakan energi histeresis terbesar yaitu $1,974 \times 10^5$ Nm, kemudian disusul dengan gempa *Lomapieta* $1,232 \times 10^5$ Nm, *Imperial Valley* $0,965 \times 10^5$ Nm, dan *Northridge* $2,648 \times 10^5$ Nm.

Pada Gambar 5. *time history* E_i mulai dari terbesar ke terkecil secara berurutan yaitu gempa *Kobe* $9,605 \times 10^5$ Nm, *Imperial Valley* $5,381 \times 10^5$ Nm, *Lomapieta* $5,126 \times 10^5$ Nm, dan *Northridge* $4,149 \times 10^5$ Nm. Untuk E_h mulai dari yang terbesar ke terkecil yaitu gempa *Kobe* $2,109 \times 10^5$ Nm, *Lomapieta* $1,153 \times 10^5$ Nm, *Imperial Valley* $1,099 \times 10^5$ Nm, dan *Northridge* $0,745 \times 10^5$ Nm.

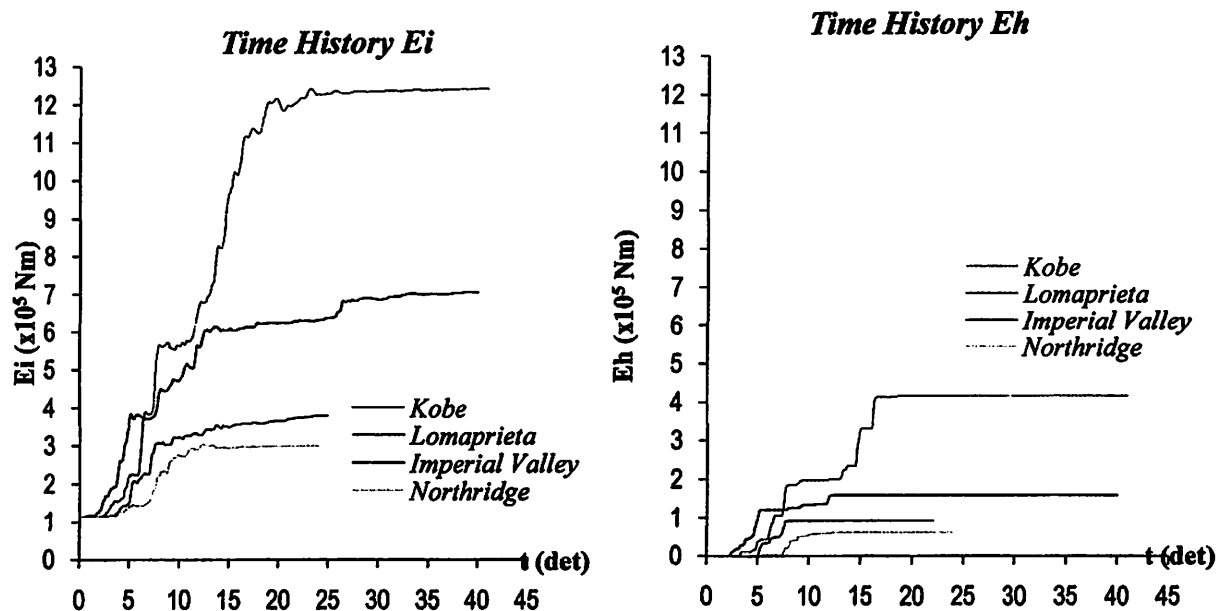


Gambar 4. *Time history* E_i dan E_h total pada SMRF 4

Pada Gambar 6 SMRF 10 *time history* E_i mulai dari terbesar ke terkecil secara berurutan yaitu gempa *Kobe* $12,389 \times 10^5$ Nm, *Imperial Valley* $7,042 \times 10^5$ Nm, *Lomapieta* $3,799 \times 10^5$ Nm, dan *Northridge* $2,999 \times 10^5$ Nm. Untuk E_h mulai dari yang terbesar ke terkecil yaitu gempa *Kobe* $4,164 \times 10^5$ Nm, *Imperial Valley* $1,591 \times 10^5$ Nm, *Lomapieta* $0,932 \times 10^5$ Nm, dan *Northridge* $0,613 \times 10^5$ Nm.



Gambar 5. *Time history* E_i dan E_h total pada SMRF 7



Gambar 6. Time history Ei dan Eh total pada SMRF 10

Ei masing-masing gempa pada ketiga struktur dapat dilihat bahwa, untuk gempa *Kobe* yang terkecil ke terbesar terjadi pada SMRF 4, kemudian SMRF 7 dan SMRF 10, untuk *Lomapieta* SMRF 10, SMRF 4, kemudian SMRF 7, *Imperial Valley* adalah SMRF 4, SMRF 7, dan SMRF 10, dan *Northridge* SMRF 4, SMRF 10, kemudian SMRF 7. Untuk Eh dari segi struktur dapat kita lihat, untuk gempa *Kobe* mulai dari yang terkecil SMRF 4, SMRF 7, kemudian SMRF 10, *Lomapieta* SMRF 10, SMRF 7, dan kemudian SMRF 4, *Imperial Valley* SMRF 4, SMRF 7, selanjutnya SMRF 10, dan *Northridge* SMRF 10, SMRF 7, kemudian SMRF 4.

Dari hasil yang di dapat ada beberapa hal yang terlihat beda. Pertama, dari segi urutan besarnya energi masuk (Ei) dan energi histeresis (Eh) terdapat perbedaan pada ke empat jenis gempa tersebut. Dimana, untuk SMRF 4 dan SMRF 7 untuk Ei pada gempa *Kobe* lebih besar dari gempa *Imperial Valley* dan disusul dengan gempa *Lomapieta* kemudian gempa *Northridge*, sedangkan untuk Eh gempa dari yang terbesar ke terkecil yaitu gempa *Kobe*, *Lomapieta*, *Imperial Valley*, dan *Northridge*. Dari hal tersebut dapat disimpulkan bahwa Ei tidak selalu berbanding lurus dengan Eh. Kedua, dilihat dari segi struktur dapat kita lihat bahwa pada Ei dan Eh mengalami pengaruh yang berbeda dari masing-masing gempa. Dapat dilihat untuk gempa *Kobe* dan *Imperial Valley*, dengan bertambahnya tinggi bangunan maka Ei dan Eh mengalami peningkatan juga, sedangkan gempa *Lomapieta* dan *Northridge* dapat kita lihat bahwa Ei bertambah pada ketinggian tertentu dan Eh mengalami penurunan dengan bertambahnya tinggi bangunan. Dari sini dapat disimpulkan peningkatan Ei pada bertambahnya tinggi lantai terjadi pada gempa dengan durasi yang lebih lama.

5.2. Indeks kerusakan

Perbandingan Indeks Kerusakan dan *Interstory Drift* dapat dilihat pada Tabel 6 berikut

Tabel 6. Perbandingan Indeks Kerusakan dan *Interstory Drift*

Struktur	Gempa	DI (Bozórquez)	DI (Cosenza)	<i>Interstory Drift</i> (%)
SMRF 4	<i>Kobe</i>	0,147	0,170	1,426
	<i>Lomapieta</i>	0,093	0,106	1,285
	<i>Imperial Valley</i>	0,072	0,083	1,483
	<i>Northridge</i>	0,068	0,077	1,380
SMRF 7	<i>Kobe</i>	0,079	0,176	1,191
	<i>Lomapieta</i>	0,044	0,096	0,651
	<i>Imperial Valley</i>	0,042	0,092	1,041
	<i>Northridge</i>	0,029	0,062	0,757
SMRF 10	<i>Kobe</i>	0,154	0,260	1,515
	<i>Lomapieta</i>	0,035	0,058	0,903
	<i>Imperial Valley</i>	0,059	0,099	1,079
	<i>Northridge</i>	0,023	0,038	0,629

6. KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Dari penelitian yang telah dilakukan ada beberapa kesimpulan yang dapat diambil, adapun kesimpulan yang dapat diambil adalah :

1. Bahwa dengan jenis gempa yang sama tetapi ditinjau terhadap struktur yang berbeda, ternyata belum tentu memiliki respon struktur yang sama, ini disebabkan karena respon struktur itu tidak hanya di pengaruhi oleh properti dinamis struktur tetapi juga karakter dari jenis gempa.
2. Dilihat dari struktur yang sama dapat disimpulkan besarnya E_i dipengaruhi oleh P_g dan durasi gempa, hubungan antara E_i dengan P_g dan durasi gempa adalah dengan semakin besarnya P_g dan durasi maka semakin besar juga E_i yang terjadi.
3. Dari hasil perhitungan dapat kita lihat nilai indeks kerusakan pada persamaan Bozórquez untuk ketiga bangunan tersebut dipengaruhi oleh gempa Kobe dimana besarnya untuk SMRF 4 sebesar 0,147 (rusak ringan), SMRF 7 sebesar 0,079 (rusak ringan), dan untuk SMRF 10 sebesar 0,154 (rusak ringan).
4. Untuk persamaan Cosenza, nilai indeks kerusakan terbesar dipengaruhi oleh gempa Kobe juga, dimana untuk SMRF 4 sebesar 0,170 (rusak ringan), SMRF 7 sebesar 0,176 (rusak ringan) dan SMRF 10 sebesar 0,260 (rusak sedang).
5. Inter-story drift sebagai indikator kerusakan yang disebabkan oleh gempa tidak dapat digunakan, karena inter-story drift tidak berhubungan langsung dengan kerusakan struktur.

6.2. Saran

Ada beberapa saran yang diperlukan untuk mengetahui lebih jauh hubungan antara energi, kerusakan, dan struktur diantaranya :

1. Melakukan analisa untuk struktur yang lebih kompleks lagi dan dengan menambah data gempa yang lebih banyak lagi.
2. Melakukan analisa untuk struktur yang memakai anti gempa, yang bertujuan untuk melihat seberapa besar anti gempa tersebut bekerja dan melakukan analisa dari segi ekonomis struktur yang memakai dan tanpa anti gempa.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim, 2002. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Akbas, B. 1997. *Energy-Based Earthquake Resistant Design Of Steel Moment Resisting Frames*. Ph.D thesis, Department of Civil and Architectural Engineering, Illinois Institute of Technology.
- Akbas, B., Shen, J. and Hao, H. 2001. *Energy Approach In Performance-Based Design Of Steel Moment Resisting Frames For Basic Safety Objective*. Struct. Des. Tall Build., 10(8), 193-217.
- Akiyama H. 1985. *Earthquake-Resistant Limit-State Design For Building*. The University of Tokyo Press, Tokyo, Japan.

- Banon, H., Biggs, J. M., and Irvine, H.M. 1981. *Seismic Damage In Reinforced Concrete Members*. Journal of Structural Engineering, ASCE 107(9), 1713–1729.
- Bojórquez, E., Ruiz, S.E. and Terán-Gilmore, A. 2008. *Reliability-Based Evaluation Of Steel Structures Using Energy Concepts*. Engineering Structures 30:6, 1745-1759.
- Bozórquez, E. Reyes-Salazar, A. Terán-Gilmore, A. and Ruiz, S.E. 2010. *Toward Seismic Design Of Steel Frames Using An Energy-Based Damage Index*, ECEE.
- Bruneau, M. and Wang, N. 1996. *Some Aspects Of Energy Methods For The Inelastic Seismic Response Of Ductile Sdof Structures*. Eng. Struct., 18(1), 1-12.
- Chopra, A.K. 1995. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall Inc., New Jersey.
- Cosenza, E., Manfredi, G. and Ramasco, R. 1993. *The Use Of Damage Functionals In Earthquake Engineering: A Comparison Between Different Methods*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 22, 855–868.
- Fajfar P., Vidic T., and Fischinger M. 1989. *Seismic Design In Medium-And Long-Period Structures*, Earthquake Eng. Struct. Dyn., 18, pp. 1133-1144.
- Hancock, J. J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N.A., Bommer, J.J., Markatis, A., McCoy, E., Mendis, R. 2006. *An Improved Method Of Matching Response Spectra Of Recorded Earthquake Ground Motion Using Wavelets*. Journal of Earthquake Engineering, 10(1), 67–89.
- Hastomo, B. 2009. *Analisis Pengaruh Sifat Mekanik Material Terhadap Distribusi Tegangan Pada Proses Deep Drawing Produk End Cup Hub Body Maker dengan Menggunakan Software Abaqus 6.5-1*. Tugas Akhir Jurusan Teknik Mesin Universitas Muhammadiyah Surakarta, Surakarta.
- Housner, G. W. 1956. *Limit Design Of Structures To Resist Earthquakes*. First World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, California.
- Hwang, T. H. and Scribner, C. F. 1984. *R/C Member Cyclic Response During Various Loadings*. Journal of Structural Engineering, ASCE 110(3), 477–489.
- Kuwamura H. and Galambos T.V. 1989. *Earthquake Load For Structural Reliability*. J. Struct. Eng., ASCE, 115(6), pp. 1446-1462.
- Park, Y. J. and Ang, A. H. S. 1985. *Mechanistic Seismic Damage Model For Reinforced Concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE 111(4), 722–739.
- Roufaei, M. S. L. and Meyer, C. 1987. *Analytical Modeling Of Hysteretic Behavior Of R/C Frames*. Journal of Structural Engineering, ASCE 113(3), 429–444.
- Sendi Aditya, P. (2010), *Identifikasi Kerusakan Struktur Berdasarkan Karakteristik Dinamik*, Tesis, Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia, Depok.
- Teruna Daniel, R. 2013. *Evaluation Of Seismic Performance On Ductile MRF System Subjected To Strong Earthquake Using Damage Index As Performance Criteria*. Seminar dan Pameran HASTAG, Medan, Indonesia.
- Trifunac M.D. and Brady A.G. 1975. *A Study On The Duration Of Strong Earthquake Ground Motion*. Bull. Seism. Soc. Amer., 65, pp.581-626.
- Uang, C.M. and Bertero, V.V. 1988. *Use Of Energy As A Design Criterion In Earthquake-Resistant Design*. Report No. UCB/EERC-88/18, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- Zahrah, T. F. and Hall, W. J. 1984. *Earthquake Energy Absorption In SDOF Structures*. Journal of Structural Engineering, ASCE 110(8), 1757–1772.

STUDI PARAMETRIK KINERJA DINDING PENGISI BATA MERAH PADA STRUKTUR BETON BERTULANG AKIBAT BEBAN GEMPA

Mizanuddin Sitompul ^{*)}, Ade Faisal ^{**)}, Daniel Rumbi Teruna ^{***)}

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

Studi ini bertujuan untuk mengetahui seberapa besar pengaruh kekakuan, kekuatan dan penempatan (konfigurasi) dinding bata terhadap struktur. Struktur bangunan dimodelkan sebagai portal 2 dimensi dan terdiri dari 5 model yaitu struktur *open frame*, struktur *fully-infilled wall frame*, struktur *fully-infilled wall frame* dengan bukaan 16%, struktur *fully-infilled wall frame* dengan bukaan 40%, dan struktur *open first-story frame*. Hasil analisis menunjukkan bahwa kontribusi dinding pengisi yang terbuat dari dinding bata sangat mempengaruhi kekakuan lateral struktur. Adanya dinding pengisi yang kaku di sebuah level tingkat dan pada level tingkat lain tidak ada dapat menyebabkan efek tingkat lemah (*soft story*). Hasil studi juga menunjukkan bahwa faktor bukaan juga sangat mempengaruhi kekuatan dinding pengisi. Dinding dengan bukaan 40% ternyata tidak begitu mempengaruhi kinerja dari struktur utama. Pemasangan dinding pengisi bata ternyata dapat meningkatkan kapasitas dari struktur itu sendiri. Hal ini ditunjukkan oleh model struktur dengan menggunakan dinding pengisi memiliki kapasitas yang lebih besar dengan peningkatan sebesar 12,833% pada zona gempa 4 dan 28,931% pada zona gempa 6. Untuk model struktur dengan bukaan 16% terjadi peningkatan sebesar 3,015% pada zona gempa 4 dan 7,135% pada zona gempa 6. Berbanding terbalik dengan kapasitas, keberadaan dinding bata bisa mengurangi daktilitas struktur, dari studi ini diperoleh pengurangan sebesar 56,344% pada zona gempa 4 dan 71,405% pada zona gempa 6.

Kata kunci: dinding pengisi, faktor bukaan, analisis *pushover*, kekakuan, daktilitas, *performance point*

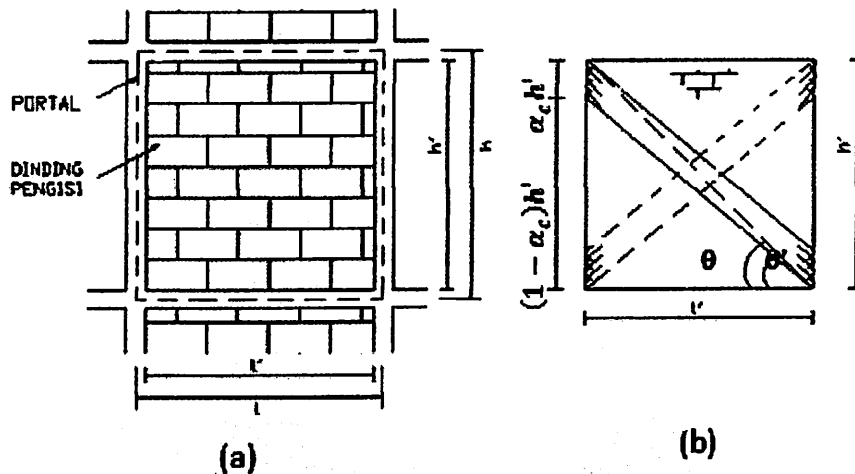
1. PENDAHULUAN

Gempa bumi tidak bisa ditebak kapan akan terjadi. Cara yang efektif untuk mengurangi resiko kerusakannya adalah dengan kesiapan akan terjadinya gempa bumi salah satunya dengan melakukan pendekatan struktural. Bata merah merupakan salah satu material yang sering digunakan sebagai dinding pengisi pada bangunan, terutama sebagai penutup luar ataupun partisi pemisah di bagian dalam untuk kebutuhan arsitektural maupun kepentingan estetika bangunan khususnya untuk bangunan rendah dan bertingkat sedang. Hal ini dikarenakan bata merah memiliki sifat harga yang ekonomis, mudah didapat, dan tahan terhadap cuaca.

Pada umumnya dinding pengisi hanya diperhitungkan sebagai beban yang disalurkan ke struktur sehingga mengakibatkan pengaruh kekuatan dan kekakuan dinding pengisi tidak diperhitungkan dalam perencanaan suatu bangunan. Dinding pengisi ini akan memberikan sumbangan kekakuan yang cukup berarti pada struktur terutama saat menahan gaya lateral seperti gempa. Biasanya dalam perencanaan, bangunan diasumsikan sebagai struktur *open frame* dengan dinding bata non struktural hanya sebagai beban gravitasi yang bekerja pada balok. Dalam beberapa kasus gempa dapat diamati pada berbagai kasus gedung dengan pengaruh gempa, ternyata dinding bata ikut memikul beban lateral. Keretakan yang terjadi pada dinding bata menunjukkan terjadi transfer beban dari portal ke dinding bata. Selain itu, pada beberapa bangunan terjadi mekanisme keruntuhan *soft-story*. Keruntuhan *soft-story* diakibatkan karena konfigurasi dinding pengisi yang berbeda antara lantai satu dengan lantai-lantai di atasnya.

2. DIAGONAL TEKAN EKIVALEN (*EQUIVALENT DIAGONAL STRUT*) SANEINEJAD-HOBBS

Portal-Isi dapat dianggap sebagai portal tidak bergoyang (*braced framed*), dimana dinding pengisi akan berfungsi sebagai diagonal tekan ekivalen (*equivalent diagonal strut*). Diagonal tekan ekivalen hanya kuat terhadap gaya tekan saja. Pengaruh beban lateral bolak-balik akibat gempa dapat diatasi dengan terbentuknya diagonal tekan pada arah lain yang juga mengalami tekan (lihat Gambar 1).



Gambar 1. a) Portal isi; b) Penopang diagonal bolak-balik (Saneinejad dan Hobbs, 1995)

Untuk mendapatkan properti mekanik dari diagonal tekan ekivalen yang bersifat *lowerbound* yang konsisten dan rasional, Saneinejad dan Hobbs (1995) mengambil asumsi berikut sebagai dasarnya:

1. Deformasi lateral terjadi sebanding dengan besarnya beban lateral yang ada sampai suatu batas dimana dinding pengisi secara bertahap hancur dan kekuatannya akan *drop* akibat daktilitas dinding yang terbatas. Ada tiga mode kehancuran yang teridentifikasi secara jelas pada portal-isi akibat pembebanan lateral, yaitu:
 - a. *Corner crushing* (CC); bagian sudut hancur, minimal salah satu ujung diagonal.
 - b. *Diagonal compression* (DC); dinding pengisi hancur pada bagian tengah diagonal.
 - c. *Shear* (S); keruntuhan geser arah horizontal pada nat sambungan dinding.
2. Panjang blok tegangan desak yang diusulkan tidak lebih dari 0,4 tinggi panel pengisi:

$$\alpha_c h \leq 0,4h' \quad \text{dan} \quad \alpha_b l \leq 0,4l' \quad (1)$$

dengan α adalah persentase panjang bidang kontak dari tinggi atau lebar panel, sub-skrip c = kolom dan b = balok. Notasi h atau l untuk jarak as-ke-as portal; sedangkan h' dan l' adalah jarak bersih panel, lihat Gambar 2.

3. Interaksi panel/ dinding pengisi dengan portal ditunjukkan dengan besarnya gaya geser yang diperoleh dari:

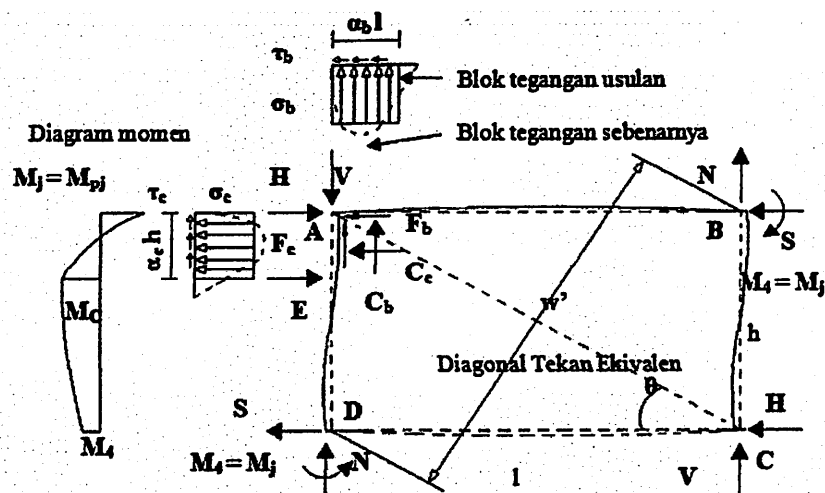
$$F_c = \mu r^2 C_c \quad \text{dan} \quad F_b = \mu C_b \quad (2)$$

dengan μ = koefisien gesek panel-portal; C = gaya normal pada bidang kontak; F = gaya geser (lihat Gambar 2); subskrip c = kolom dan b = balok; $r = h/l < 1,0$

4. Terjadinya sendi plastis pada bagian sudut yang dibebani umumnya terjadi pada beban puncak (*peak load*).

$$M_A = M_C = M_{pj} \quad (3)$$

dimana M_A dan M_C = *bending moment* pada sudut yang dibebani (titik A dan C pada Gambar 2); M_{pj} = tahanan momen plastis paling kecil dari balok, kolom atau sambungan, disebut *joint plastic resisting moment*.



Gambar 2. Keseimbangan gaya pada portal isi (Saneinejad dan Hobbs, 1995)

5. Karena dinding pengisi mempunyai daktilitas yang terbatas, maka deformasi portal pada beban puncak juga terbatas kecuali pada bagian sudut yang dibebani, dengan demikian portal masih dalam kondisi elastis.

$$M_B = M_D = M_j < M_{pj} \quad (4)$$

$$M_c = \beta_c M_{pc} \text{ dan } M_b = \beta_b M_{pb} \quad (5)$$

dimana M_B dan M_D = *bending momen* pada sudut yang tidak dibebani (titik B dan D pada Gambar 2); M_j = merujuk pada salah satu nilai tersebut; M_c dan M_b = momen elastis terbesar yang ada pada kolom (c) dan balok (b); dan M_{pc} dan M_{pb} = tahanan momen plastis dari kolom dan balok. Saneinejad dan Hobb, (1995) menetapkan:

$$\beta_c \leq \beta_0 = 0,2 \text{ dan } \beta_b \leq \beta_0 = 0,2 \quad (6)$$

dimana β_0 = nominal atau batas atas (*upper-bound*), nilai dari faktor reduksi β .

3. DIAGONAL TEKAN EKIVALEN (*EQUIVALENT DIAGONAL STRUT*) BERDASARKAN FEMA 273

Lebar efektif *diagonal compression strut* yang digunakan untuk menganalisis kekuatan dan kekakuan dinding pengisi bata berdasarkan model FEMA 273 dihitung dengan rumus:

$$a = 0,175 (\lambda_1 h_{col})^{-0,4} r_{inf} \quad (7)$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (8)$$

dimana:

h_{col} = tinggi kolom di antara as-balok

h_{inf} = tinggi dinding pengisi

E_{fe} = modulus elastisitas material portal

E_{me} = modulus elastisitas material dinding pengisi

I_{col} = inersia penampang kolom

L_{inf} = panjang dinding pengisi

r_{inf} = panjang diagonal dinding pengisi

t_{inf} = tebal dinding pengisi

θ = sudut yang dibentuk antara tinggi dan panjang dinding pengisi

λ_1 = koefisien yang digunakan untuk menentukan lebar efektif *strut*

a = lebar efektif *strut*

4. DIAGONAL TEKAN EKIVALEN (*EQUIVALENT DIAGONAL STRUT*) BERDASARKAN ASTERIS (2003)

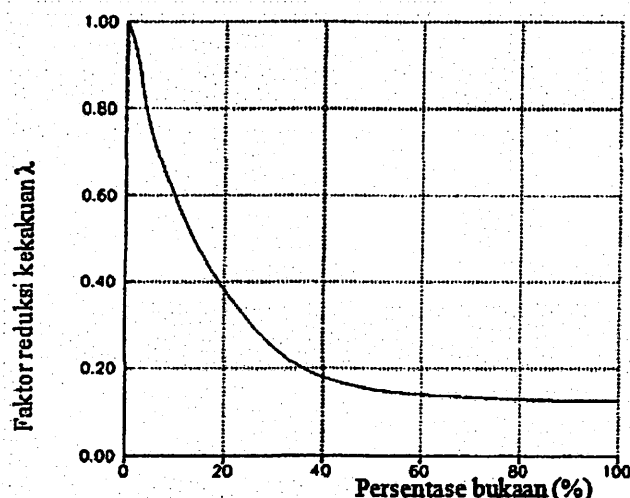
Asteris (2003) mengajukan sebuah formula dalam penentuan lebar efektif *diagonal compression strut* dengan menambahkan sebuah faktor koreksi λ ke model FEMA 273 yang merupakan faktor reduksi kekakuan akibat adanya bukaan pada dinding pengisi (pintu, jendela, dan lain-lain) sesuai persamaan:

$$w_t = \lambda a \quad (9)$$

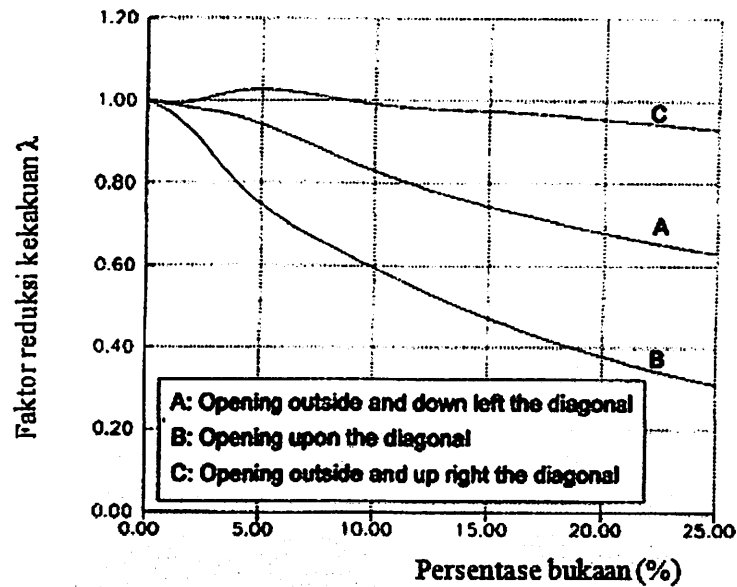
dimana

λ = faktor reduksi kekakuan dengan menggunakan Gambar 3

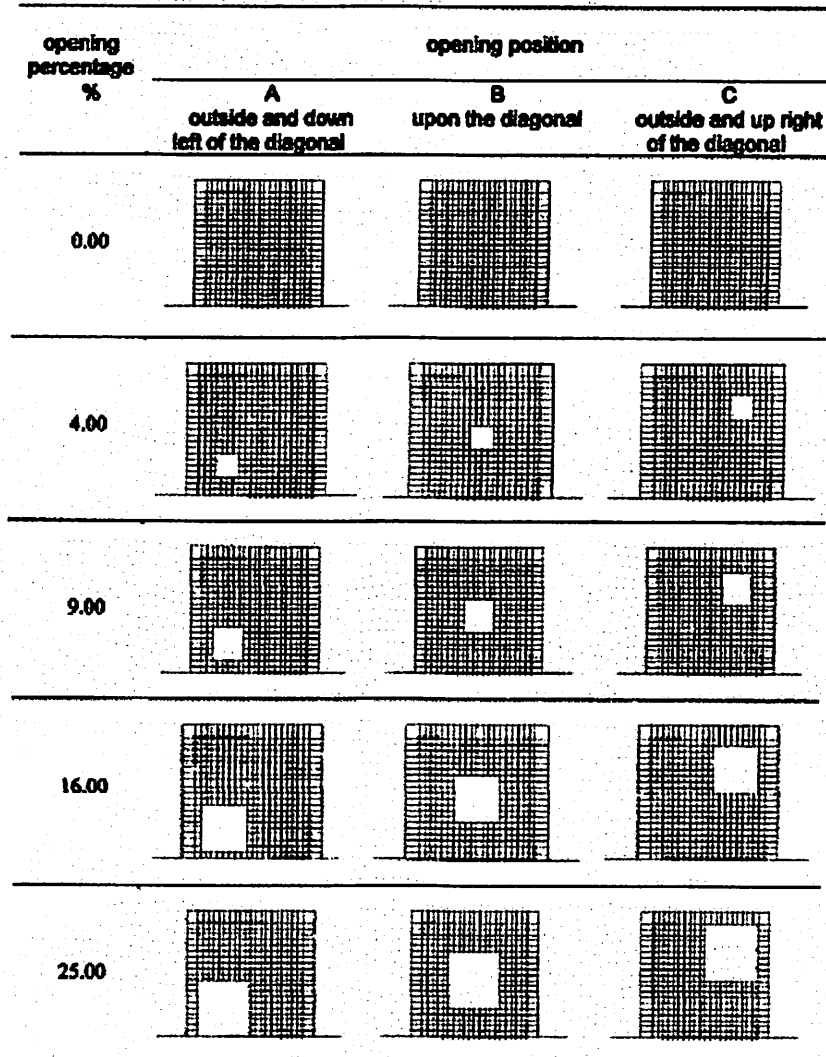
a = lebar efektif *strut* sesuai dengan FEMA 273, sesuai Pers. (7) dan (8)



Gambar 3. Faktor reduksi kekakuan dinding pengisi λ yang berhubungan dengan persentase bukaan (*case B*) (lihat Gambar 5) (Asteris, 2003)

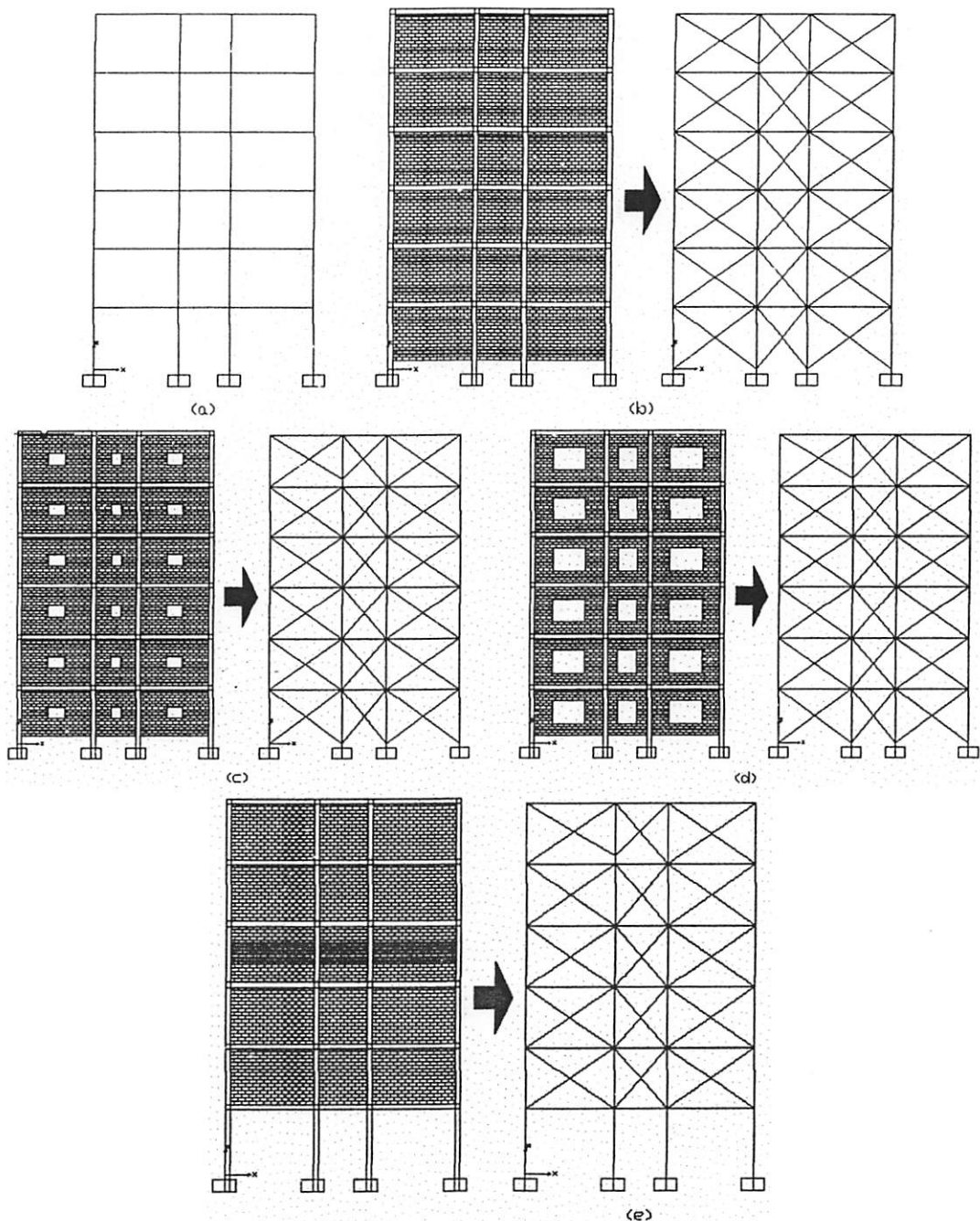


Gambar 4. Faktor reduksi kekakuan dinding pengisi λ yang berhubungan dengan persentase bukaan dengan posisi bukaan yang berbeda (lihat Gambar 5) (Asteris, 2003)



Gambar 5. Posisi bukaan (case A, B, dan C) dan persentase bukaan (Asteris, 2003)

5. METODOLOGI PENELITIAN



Gambar 6. Pemodelan struktur (a) *open frame* (model 1); (b) *fully-infilled wall frame* (model 2); (c) *fully-infilled wall frame* dengan bukaan 16% (model 3); (d) *fully-infilled wall frame* dengan bukaan 40% (model 4); (e) *open first-story frame* (model 5)

Semua model struktur terdiri dari 6 lantai dan 3 bentang (Gambar 6). Tinggi untuk lantai pertama untuk semua model adalah 4 m, sedangkan untuk lantai-lantai lainnya 3,5 m. Masing-masing mempunyai panjang bentang 5 m kecuali di bagian tengahnya 3 m. Perletakan diasumsikan jepit. Struktur diasumsikan terletak di atas tanah sedang dan berada di zona gempa sedang dan tinggi. Peruntukan bangunan diasumsikan sebagai perhotelan. Untuk *preliminary design* ditetapkan dimensi balok 40 x 60 cm, kolom 60 x 60 cm, dan tebal plat lantai/atap 12 cm.

Dalam studi ini digunakan bata merah sebagai material dinding pengisi. Bukaan diasumsikan terletak pada tengah diagonal dinding. Karakteristik dinding bata yang akan digunakan dalam studi ini didasarkan pada karakteristik dinding bata hasil pengujian laboratorium yang dilakukan oleh Aryanto (2008). Berdasarkan eksperimen diperoleh data sebagai berikut:

1. Parameter individu bata dan mortar:
 - a. Kuat tekan unit bata 4,57 Mpa
 - b. Kuat tekan rata-rata mortar 10,45 Mpa
2. Parameter dinding pengisi (pasangan bata):
 - a. Kuat tekan rata-rata pasangan bata (f_m') 3,54 Mpa
 - b. Modulus elastisitas dinding pengisi 2478 Mpa
 - c. Kuat Lekat/ bond pasangan bata 0,39 MPa
 - d. Regangan pada tegangan maksimum, $\epsilon_c = 0,002$

Properti material nonlinier pada studi ini seperti kapasitas rotasi pasca leleh (rotasi plastis) untuk zona gempa 4 sebesar $\theta_p = 0,04$ dan untuk zona gempa 6, $\theta_p = 0,06$; kapasitas rotasi pasca kondisi plastis $\theta_{pc} = 0,06$ dan rotasi leleh θ_y dihitung dengan $\theta_y = M_y/K_0$. Nilai rasio antara momen maksimum dengan momen leleh adalah $M_o/M_y = 1,19$. Kekakuan elemen dihitung dengan $K_0 = 6EI/L$. Momen inersia efektif diasumsikan 40% dari momen inersia biasa $I_{ef} = 0,4 I$.

Analisis *pushover* dilakukan untuk melihat seberapa besar kapasitas dan daktilitas dari struktur yang ditinjau. Tipe analisis *pushover* yang digunakan dalam studi ini adalah kontrol *displacement* dimana struktur didorong sampai mencapai *displacement* yang diinginkan dan atau sampai struktur yang ditinjau runtuh. Untuk studi ini digunakan kontrol *displacement* sebesar 0,5 m dan efek P-Delta diabaikan. Untuk mendapatkan titik kinerja (*performance point*) pada studi ini digunakan *Capacity Spectrum Method* atau Metoda Spektrum Kapasitas (ATC-40).

6. HASIL DAN PEMBAHASAN

6.1. Kekakuan Lateral

Kekakuan lateral diperoleh dengan memberikan beban sebesar 1 kN pada atap struktur. Kekakuan diperoleh dari perbandingan antara beban 1 kN dengan besarnya perpindahan yang terjadi akibat pembebanan. Perbandingan kekakuan struktur untuk berbagai model dapat dilihat pada Tabel 1.

Tabel 1 Perbandingan kekakuan struktur berbagai model

Jenis Model	Simpangan Atap (mm)	Kekakuan (1 kN/simpangan etap)
Model 1	0,071985	13,892
Model 2	0,047821	20,911
Model 3	0,058683	17,041
Model 4	0,066423	15,055
Model 5	0,060147	16,626

6.2. Simpangan Tingkat dan Simpangan Antartingkat

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 Pasal 8, simpangan antarlantai ditentukan berdasarkan 2 kinerja, yaitu kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit. Berdasarkan hasil perhitungan simpangan kinerja batas layan maupun simpangan kinerja batas ultimit, kontrol simpangan semua model masih memenuhi syarat yang diizinkan.

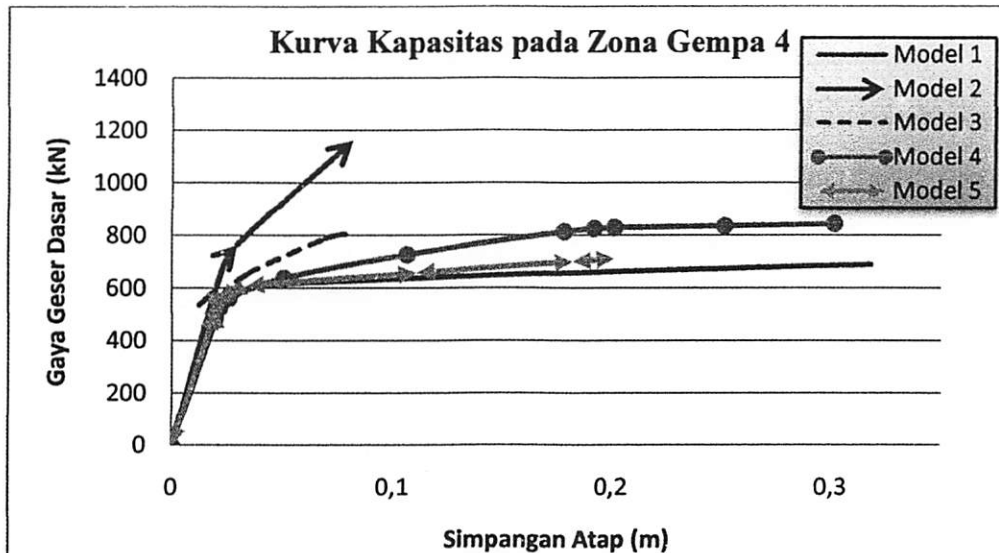
6.3. Titik Kinerja (*Performance Point*) Dan Daktilitas

Tabel 2 Perbandingan titik kinerja (*performance point*) dan daktilitas dari model struktur

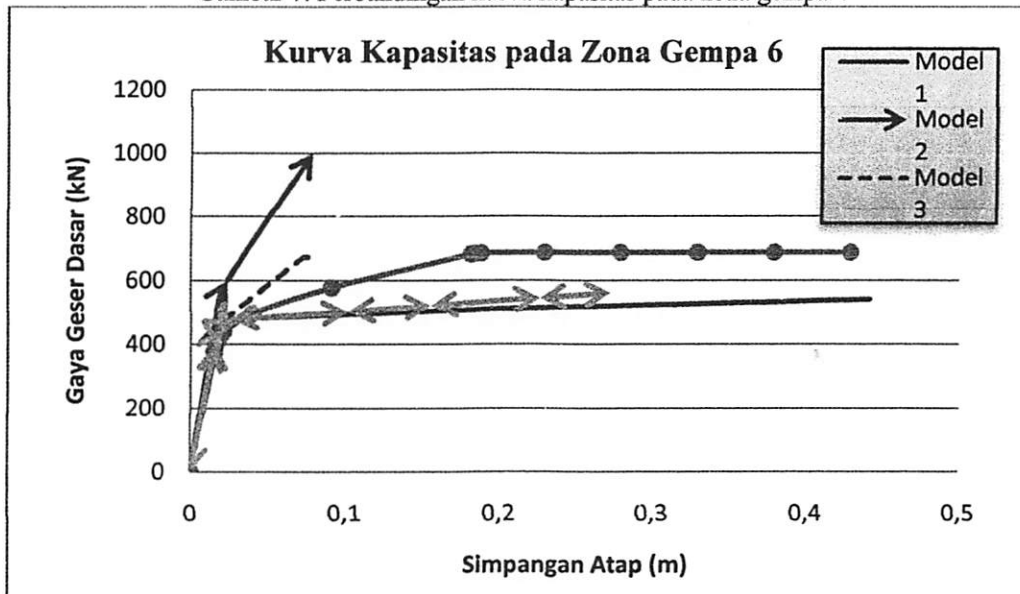
Model Struktur	Zona Gempa 4			Zona Gempa 6		
	Gaya Geser dasar (kN)	Perpindahan (m)	Daktilitas	Gaya Geser dasar (kN)	Perpindahan (m)	Daktilitas
Model 1	524,625	0,022	6,62	472,040	0,030	11,89
Model 2	591,952	0,020	2,89	608,604	0,025	3,4
Model 3	540,442	0,021	3,55	505,720	0,029	3,95
Model 4	523,094	0,021	6,6	475,250	0,033	10,7
Model 5	534,397	0,021	5,63	476,285	0,028	10,38

Tabel 3 Persentase peningkatan dan penurunan titik kinerja dan daktilitas dari model struktur

Model struktur	Peningkatan gaya geser dasar (%)		Penurunan daktilitas (%)	
	Zona gempa 4	Zona gempa 6	Zona gempa 4	Zona gempa 6
Model 2	12,833	28,931	56,344	71,405
Model 3	3,015	7,135	46,375	66,779
Model 4	0,293	0,680	0,302	10,008
Model 5	1,863	0,899	14,955	12,700



Gambar 7. Perbandingan kurva kapasitas pada zona gempa 4



Gambar 8. Perbandingan kurva kapasitas pada zona gempa 6

Dari hasil yang disajikan di atas dapat dilihat bahwa pada saat mencapai *performance point* kapasitas maksimal dari model struktur *open frame* berada di bawah kapasitas maksimal model struktur yang lain. Pada zona gempa 4, antara model 1 dengan model 2, 3 dan 5 terdapat perbedaan gaya geser dasar berturut-turut sebesar 12,833%; 3,015% dan 1,863%. Sedangkan pada zona gempa 6, terdapat perbedaan gaya geser dasar berturut-turut sebesar 28,931%; 7,135% dan 0,899%. Struktur *fully infilled wall* dengan bukaan 40% (model 4) cenderung berperilaku seperti struktur *open frame*, terlihat dari nilai titik kinerja dan daktilitas yang hampir sama antara kedua model. Berdasarkan hasil yang diperoleh, keberadaan dinding bata yang dimodelkan sebagai diagonal tekan ekuivalen akan menambah kapasitas struktur.

Struktur dengan *strut* mampu menerima gaya geser dasar lebih baik daripada struktur *open frame*. Struktur dengan bukaan 40% ternyata tidak begitu mempengaruhi kinerja dari struktur.

Di sisi lain jika ditinjau dari daktilitas, nilai daktilitas yang terbesar adalah model 1, kemudian diikuti oleh model 4, model 5, model 3 dan yang terkecil model 2. Dari analisis ini dapat ditarik kesimpulan bahwa keberadaan dinding bata bisa mengakibatkan menurunnya daktilitas dari struktur. Dinding bata bisa menyebabkan struktur menjadi lebih kaku.

Pada saat mencapai *performance point*, nilai target perpindahan (*displacement*) yang dihasilkan oleh struktur *open frame* lebih besar dari model yang lain terutama pada zona gempa 6. Hal ini menunjukkan bahwa struktur *open frame* dapat berdeformasi lebih baik daripada struktur dengan *strut*.

Dari sendi plastis yang terjadi, sendi plastis akan muncul terlebih dahulu pada balok atau kaki kolom kemudian terjadi pada kolom. Dengan adanya *strut* mengakibatkan sebagian gaya yang bekerja ke balok akan diterima juga oleh *strut*. Di bawah beban gempa sedang, semua struktur model berada pada daerah B-IO dan IO-LS yang menunjukkan bahwa secara keseluruhan kinerja struktur baik.

Di bawah pengaruh beban gempa kuat, Struktur *fully infilled wall* tanpa bukaan dan struktur *fully infilled wall* dengan bukaan 16% pada saat mencapai *performance point* berada pada daerah LS-CP yang menunjukkan bahwa kinerja struktur kurang baik. Struktur *open frame*, struktur *fully infilled wall* dengan bukaan 40%, dan struktur *open first-story* memiliki kinerja yang baik (karena saat *performance point* tidak ada yang melewati daerah LS).

7. KESIMPULAN

Dari hasil analisis dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil studi menunjukkan bahwa kontribusi dinding pengisi yang terbuat dari dinding bata sangat mempengaruhi kekakuan lateral struktur. Adanya dinding pengisi yang kaku di sebuah level tingkat dan pada level tingkat lain tidak ada (dalam penelitian ini di tingkat pertama) dapat menyebabkan efek tingkat lemah (*soft story*). Mekanisme keruntuhan *soft story* ini dapat menyebabkan kegagalan struktur. Hasil studi juga menunjukkan bahwa faktor bukaan juga sangat mempengaruhi kekuatan dinding pengisi. Dinding dengan bukaan 40% ternyata tidak begitu mempengaruhi kinerja dari struktur utama.
2. Pemasangan dinding pengisi bata ternyata dapat meningkatkan kapasitas dari struktur itu sendiri. Hal ini ditunjukkan oleh model struktur dengan menggunakan dinding pengisi memiliki kapasitas yang lebih besar dengan peningkatan sebesar 12,833% pada zona gempa 4 dan 28,931% pada zona gempa 6. Untuk model struktur dengan bukaan 16% terjadi peningkatan sebesar 3,015% pada zona gempa 4 dan 7,135% pada zona gempa 6. Berbanding terbalik dengan kapasitas, keberadaan dinding bata bisa mengurangi daktilitas struktur, dari studi ini diperoleh pengurangan sebesar 56,344% pada zona gempa 4 dan 71,405% pada zona gempa 6. Hasil studi juga menunjukkan bahwa dinding bata dapat mereduksi kinerja struktur untuk berdeformasi secara maksimal.

DAFTAR PUSTAKA

- Aryanto, A. 2008. *Kinerja Portal Beton Bertulang dengan Dinding Pengisi Bata Ringan terhadap Beban Gempa*. Tesis Magister, Institut Teknologi Bandung, Bandung.
- Asteris, P. G. 2003. Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frame. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 129(8), 1071-1079.
- ATC-40. 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. *Report SSC 96-01*. Applied Technology Council.
- Badan Standarisasi Nasional. 2002. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002*. Jakarta. Departemen Pekerjaan Umum.
- Budiono, B. dan Supriatna, L. 2011. *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan RSNI 03-1726-201x*. ITB, Bandung.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.
- Dewobroto, W. 2005. *Analisa Inelastis Portal-Dinding Pengisi dengan Equivalent Diagonal Strut*. Jurnal Teknik Sipil, Vol. 12.
- Dolšek, M. dan Fajfar, P. 2001. Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 5(1), 1-12.
- Faisal, A. 2013. Pemodelan Getaran Gempa Struktur Beton untuk Analisis Tidak Linier, *Seminar Nasional IV HASTAG*, Medan.
- Faisal, A. 2014. Torsi Aktual pada SRPM Simetris, *Seminar Nasional HAKI Komda Sumut*, Medan.
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Deierlein, G. G., Dean, B. S., Chou, J. H. 2011. Seismic collapse safety of reinforced concrete building. I: assessment of ductile moment frames. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 137(4), 481-491.

- Kaushik, H. B., Rai, D. C., Jain, S. K. 2009. Effectiveness of some strengthening option for masonry-infilled RC frames with open first story. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 135(8), 925-937.
- Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P., Noland, J.L. 1996. Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 122(3), 228-237.
- Rozman, M., dan Fajfar, P. 2009. Seismic response of a RC frame building designed according to old and modern practices. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7(3), 779-799.
- Saneinejad, A., dan Hobbs, B. 1995. Inelastic design of infilled frames. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121(4), 634-650.
- Wibisono, C. dan Lie, H. 2008. Modal Pushover Analysis Struktur Gedung Beton Bertulang di Bawah Pengaruh Beban Gempa Kuat. *Laporan Tugas Akhir*, Program Studi Teknik Sipil, ITB, Bandung.
- Yuliari, E. dan Suhelda. 2008. Evaluasi Perbandingan Konsep Desain Dinding Geser Tahan Gempa Berdasarkan SNI Beton. *Laporan Tugas Akhir*, Program Studi Teknik Sipil, ITB, Bandung.
- Zareian, F, Krawinkler, H. 2007. Assessment of probability of collapse and design for collapse safety. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 1901-1914.

KAJIAN EKSPERIMENTAL PERILAKU BESI ANGKUR SEBAGAI PENGHUBUNG TARIK

Eliner Henrikus Sihaloho^{*)}, Johannes Tarigan^{**)}, Sancu Barus^{***)}

^{*)} Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil USU

^{**)} Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil dan Program Studi Magister Teknik Sipil USU

^{***)} Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil dan Program Studi Magister Teknik Sipil USU

ABSTRAK

Salah satu percobaan yang dapat dilakukan untuk mengetahui perilaku dari sifat-sifat monolit balok terhadap material tarik lainnya adalah melalui percobaan tarik (*pull out test*). Melalui percobaan ini, tulangan beton yang sudah ditanam kedalam beton dengan bentuk kubus serta ciri-ciri yang telah ditentukan akan ditarik dengan kecepatan konstan sampai beton tersebut pecah atau tercabut baja tulangannya. Daya lekat antara baja tulangan dan beton merupakan hal yang cukup rumit mengingat adanya kaitan beberapa parameter yaitu mutu beton, jenis dan dimensi tulangan jenis beban yang bekerja, jarak antara tulangan dan beberapa efek sekunder lainnya. Oleh karena itu nantinya diharapkan diperoleh nilai-nilai perilaku beton seperti kuat lekat baja tulangan terhadap beton. Melalui percobaan tarik (*pull out test*) ini dapat membandingkan kuat lekat baja tulangan ulir dengan polos. Dengan demikian, dapat diketahui dan dibuktikan secara empiris bahwa nilai kuat lekat baja tulangan ulir lebih besar dari pada kuat lekat tulangan polos dengan material dan campuran beton yang sama. Akan tetapi nilai-nilai ini akan berubah secara variabel pada setiap penggunaan dari material percobaan tarik (*pull out test*) tersebut. Oleh karena itu ketersediaan alat serta uji material sebelum dilakukan percobaan tarik/ pull out test ini akan sangat menentukan ketetapan dari variabel-variabel nilai kuat lekat yang ditinjau. Benda Uji yang diberi tulangan angkur polos dan ulir dengan diameter $\varnothing 8$ mm, $\varnothing 10$ mm $\varnothing 13$ mm dan kedalaman angkur beton 10 cm, 15 cm dan 20 cm, kemudian di tes pada umur 28 hari untuk mendapatkan daya lekat yang terbentuk antara beton $f_c' = 24,404$ MPa dan baja tulangan U-40. Dari hasil penelitian didapat kesimpulan bahwa untuk kuat lekat tarik tulangan ulir lebih besar dibanding dengan tulangan polos yaitu antara 1,35 s/d 1,65.

Kata kunci : kuat lekat, baja tulangan angkur polos dan ulir, uji tarik (*pull out test*),

1. PENDAHULUAN

Sejalan dengan perkembangan teknologi beton, bahwa beton merupakan material buatan yang telah banyak digunakan dalam rekayasa sipil baik sebagai structural maupun non structural untuk memenuhi kebutuhan dan menunjang aktivitas manusia. Beton kuat terhadap tekan dan lemah terhadap tarik dan beton yang mengalami tarik diperkuat dengan material baja tulangan yang membentuk satu kesatuan material yang sering disebut beton bertulang. Hubungan antara beton dengan elemen penguatnya (baja tulangan) adalah kekuatan lekatan antara keduanya. Kekuatan lekatan ini akan berpengaruh terhadap penentuan panjang penjangkaran minimum yang harus disediakan agar tulangan baja tidak tercabut dari betonnya pada saat beban luar diberikan. Beberapa penelitian yang telah dilakukan selama ini umumnya menyelidiki hubungan antara tegangan lekat rata-rata dengan *slip* yang diukur dengan menggunakan dial gauges dan mesin uji tarik (*pull-out test machine*). Tegangan lekat disini merupakan penghambat gelincir, sehingga terjadi perubahan atau transformasi energy antara batang-batang tulangan yang disambung maupun antara beton ke tulangan atau dari tulangan pada penjangkaran.

Salah satu persyaratan dasar dalam konstruksi beton bertulang adalah lekatan (*bond strength*) antara tulangan dengan beton disekelilingnya untuk menghindari terjadinya *slip*. Faktor-faktor yang mempengaruhi lekatan antara baja tulangan dengan sekelilingnya antara lain mutu beton (*compressive strength*), dan kuat lekat (*bond strength*).

1.1. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah diuraikan di atas dapat dirumuskan permasalahan, yaitu bagaimana perilaku besi tulangan angkur terhadap gaya tarik dan berapa besar *slip* dan bagaimana mekanisme keruntuhan yang terjadi pada besi angkur dan beton.

1.2. Tujuan Penelitian

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui deformasi dan tegangan antara beton dan baja tulangan polos dan tulangan ulir dengan diameter 8 mm, 10 mm dan 13 mm serta berdasarkan kedalaman bervariasi (10 cm, 15 cm dan 20 cm).

2. TINJAUAN PUSTAKA

Dalam bidang konstruksi bangunan sipil sering dijumpai mengenai pekerjaan beton karena struktur beton ini dapat dibentuk menurut kebutuhan. Struktur beton ini merupakan jenis konstruksi yang kaku (*rigid*). Struktur Beton Bertulang (*reinforced concrete*) adalah struktur komposit yang terbuat dari dua bahan dengan karakteristik yang berbeda yaitu beton dan baja. Secara umum beban luar telah diberikan pada beton dan tulangan menerima bagian beban tersebut hanya pada tulangan yang dibungkus beton melalui ikatan. Dalam struktur komposit, ikatan antara komponen beton bertulang yang berbeda memiliki peran primordial dan pengabaian akan mengakibatkan respon struktur yang kurang baik. Fenomena yang kompleks ini mengarahkan para insinyur di masa lalu untuk bergantung pada formula empiris untuk desain struktur beton, yang kemudian berasal dari sejumlah percobaan. Untuk itu, keterpaduan ikatan itu dilaksanakan dalam penelitian terakhir. Sifat-sifat interaksi ini tergantung pada sejumlah faktor seperti friksi, interaksi mekanika dan adhesi kimia.

Pengujian baja tulangan untuk mengetahui tegangan leleh, tegangan tarik maksimum, tulangan yang digunakan pada penelitian ini tegangan tarik tulangan. Namun dalam struktur beton bertulang, harus supaya tulangan baja dan beton dapat mengalami deformasi secara bersamaan, dengan maksud agar tidak terjadi penggelinciran pada kedua material tersebut.

Lekatan tulangan baja dengan beton yang mengelilingi berlangsung sempurna tanpa terjadi penggelinciran. Pada waktu komponen struktur beton bertulang bekerja menahan beban akan timbul tegangan lekat pada permukaan sington antara tulangan dengan beton.

Tegangan lekat/Kuat lekat adalah kemampuan baja tulangan dan beton yang menyelimutinya dalam menahan gaya-gaya luar ataupun faktor lain yang dapat menyebabkan lepasnya lekatan antara baja tulangan (Winter, 1993). Menurut Nawy (1986), kuat lekatan antara baja tulangan dan beton yang bergantung pada faktor-faktor utama sebagai berikut:

1. Adhesi antara elemen beton dan bahan penguatnya (tulangan baja).
2. Efek *gripping* (memegang) sebagai akibat dari susut pengeringan beton disekeliling tulangan dan saling geser antara tulangan dengan beton disekelilingnya.
3. Efek kualitas beton dan kekuatan tarik dan tekanannya.
4. Efek mekanis penjangkaran ujung tulangan.
5. Diameter dan bentuk tulangan.

Jenis percobaan yang dapat menentukan kualitas lekatan dengan elemen tulangan yaitu :

Percobaan Tarik Langsung (*Pull – Out Test*).

Percobaan ini memberikan perbandingan yang baik antara efisiensi lekatan dengan tulangan memikul tarik adalah angkur besi polos dan angkur besi ulir yang di cor bersamaan dengan beton.

Susut juga dapat menimbulkan seretan gesek terhadap batang tulangan, umumnya suatu tulangan polos yang dibentuk dengan cara pengilinan panas, dapat terlepas dari beton karena terbelah di arah memanjang bila terjadi perlawanan gesek yang cukup tinggi atau dapat lepas keluar dengan menimbulkan lubang bulat di dalam beton.

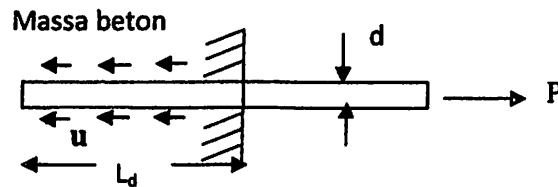
Benda uji ini berbentuk kubus 30 x 30 x 30 cm dengan variasi penjangkaran masing-masing 10 cm, 15 cm dan 20 cm. Pengujian dilakukan setelah berumur 28 hari dengan jumlah benda uji sebanyak 36 buah. Letakkan benda uji (kepala tulangan) pada penarik mesin *push out test*, kemudian diberi beban secara perlahan-lahan sampai pembacaan dial tidak naik lagi, dan catat beban maksimum terjadi.

2.1. Dasar Teori.

Panjang penyaluran adalah panjang penanaman yang diperlukan untuk mengembangkan tegangan baja hingga mencapai tegangan luluh, merupakan fungsi dari tegangan leleh, diameter dan tegangan lekat baja tulangan. Sebuah batang dengan penanaman yang cukup didalam beton, tidak dapat dicabut keluar. Apabila setelah gesekan di ujung yang dibebani berlangsung cukup jauh untuk menyalurkan pelekatan pada suatu batang yang besar, batang ini mencapai kekuatan lelehnya, ia akan gagal dalam tarik, kemudian batang itu dinyatakan sebagai diangker penuh dalam beton.

Panjang penyaluran menentukan tahanan terhadap tergelincirnya tulangan. Dasar utama teori panjang penyaluran adalah dengan memperhitungkan suatu baja tulangan yang ditanam massa beton. Agar batang dapat menyalurkan gaya sepenuhnya melalui ikatan, harus tertanam di dalam beton hingga suatu kedalaman tertentu yang dinyatakan dengan panjang penyaluran. Sebuah gaya tarik P bekerja pada baja tulangan tersebut dan gaya ini ditahan oleh lekatan antara beton sekeliling dengan baja tulangan didalam massa beton.

Bila tegangan lekat ini bekerja merata pada seluruh bagian batang yang tertanam, total gaya anker yang harus dilawan sebelum batang tersebut keluar dari beton akan sama dengan panjang bagian yang tertanam dikalikan keliling baja tulangan yang tertanam dikalikan dengan kuat lekat antara beton dengan baja tulangan. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Panjang Penyaluran Baja Tulangan

Gaya maksimum yang dapat dilawan oleh batang itu sendiri sama dengan luas penampang batang dikalikan dengan kekuatan tarik baja. Agar terjadi keseimbangan antara gaya, maka kedua gaya ini harus sama besar. Untuk menjamin lekatan antara baja tulangan dan beton tidak mengalami kegagalan, diperlukan adanya syarat panjang penyaluran.

$$L_d \pi \cdot d \cdot u = P \quad (1)$$

Dengan nilai $P = A_s \cdot f_y$ maka didapat persamaan:

$$L_d \pi \cdot d \cdot u = A_s \cdot f_y \quad (2)$$

Dengan luas penampang tulangan adalah :

$$A_s = \pi \frac{d^2}{4} \quad (3)$$

$$L_d \pi d u = \pi \frac{d^2}{4} f_y \quad (4)$$

Dari persamaan (4) diperoleh panjang penyaluran:

$$L_d = \frac{f_y}{4u} d \quad (5)$$

Dan nilai tegangan lekat:

$$u = \frac{f_y}{4L_d} d \quad (6)$$

dengan:

P = Gaya tarik keluar (mm)

A_s = Luas penampang baja tulangan (mm²)

f_y = Tegangan baja leleh (MPa)

d = diameter tulangan baja (mm)

L_d = panjang penyaluran (mm)

u = kuat lekat / tegangan lekat (N/mm²)

Kuat lekat antara baja tulangan dengan beton merupakan susunan yang khas dan kompleks dari adhesi, tahanan geser, dan aksi penguncian mekanis dari perubahan permukaan baja tulangan. Ini mempunyai pengaruh penting pada keretakan dan perubahan bentuk bahan struktur bertulang.

Kekuatan lekatan tergantung pada besarnya perikatan baja tulangan di dalam beton dan kuat lekat yang rendah dapat menimbulkan *slip* (perpindahan) sehingga adhesi hilang maka pergeseran antara tulangan dengan beton sekelilingnya hanya ditahan oleh gesekan di sepanjang daerah *slip*.

2.3. Tegangan Lekat Besi Ulir

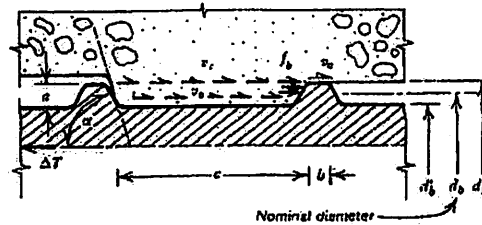
Mengacu pada Gambar 1 dapat dirumuskan gaya tarik yang dapat ditahan oleh lekatan baja tulangan dengan beton. Untuk menjamin lekatan beton tidak mengalami kegagalan diperlukan adanya syarat panjang penyaluran. Agar terjadi keseimbangan antara gaya horizontal maka beban (N) yang dapat ditahan sama dengan luas penampang baja dikalikan dengan kuat lekat.

Menurut Kemp (1986), distribusi tegangan lekat sepanjang tulangan ulir lebih rumit dan kompleks. Tegangan lekat antara batang tulangan dan beton akan terjadi pada dua tonjolan. Baja ulir dapat meningkatkan kapasitas lekatan karena penguncian dua ulir dan beton di sekelilingnya. Gaya tarik yang ditahan oleh tulangan dipindahkan ke beton melalui sejumlah tonjolan disepanjang angkur tertanam dalam beton.

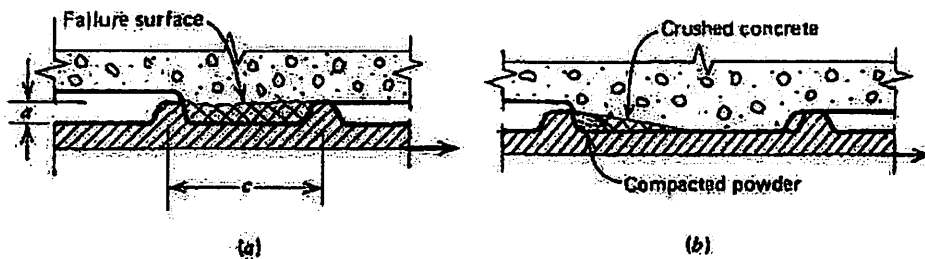
Rumus yang digunakan untuk menghitung tegangan lekat baja tulangan ulir berbeda dengan baja tulangan polos karena bentuk permukaannya. Baja ulir dapat meningkatkan kapasitas lekatan karena penguncian dua ulir dan beton sekelilingnya. Tegangan lekat yang terjadi diantara dua ulir adalah gabungan dari beberapa tegangan dibawah ini:

1. Tegangan lekat yang dihasilkan dari adhesi disepanjang permukaan baja tulangan.
2. Tegangan lekat permukaan.
3. Tegangan lekat yang bekerja dipermukaan beton kubus yang berbatasan dengan baja tulangan baja ulir.

Untuk angkur dengan tegangan lekat pada baja tulangan ulir dan mekanisme kerusakan antara baja tulangan ulir dengan beton dapat dilihat pada Gambar 2. dan Gambar 3 sebagai berikut:



Gambar 2. Tegangan Lekat pada Baja Tulangan Ulir



(Sumber : Park dan Paulay : 1975)

Gambar 3. Mekanisme Kerusakan antara Baja Tulangan Ulir dengan Beton

Hubungan antara tegangan dan gaya dapat dilihat dari rumus:

$$\Delta T = \pi d_b' (b + c) u_a + \pi \frac{d_b'^2 - d_b'^2}{4} f_b \approx \pi d_b c u_c \quad (7)$$

$$f_b = \frac{\Delta T}{\pi a d_b} \quad (8)$$

Tegangan lekat yang dihasilkan dari adhesi disepanjang permukaan baja tulangan sangat kecil dibanding dengan tegangan lekat permukaan yang mengelilingi ulir, sehingga u_a dapat diabaikan untuk tujuan praktis. Hubungan antara dua komponen penting tegangan lekat, f_b dan u_c dapat disederhanakan menjadi:

1. Karena $b \approx 0,1 c$
2. Karena $a \approx 0,05 d_b'$, luas permukaan dari salah satu ulir adalah:

$$\pi \frac{d_b'^2 - d_b'^2}{4} \approx \pi d_b a \quad (9)$$

Keterangan gambar :

1. Untuk Gambar (a) dengan $a/c > 0,15$
2. Untuk Gambar (b) dengan $a/c < 0,10$

$$\Delta T = \pi d_b a f_b \approx \pi d_b c u_c$$

maka :

$$u_c = \frac{a}{c} f_b \quad (10)$$

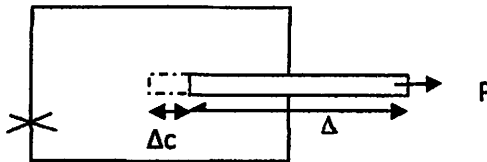
Dimana:

- ΔT = beban (N)
- a = tinggi puncak ulir tulangan (mm)
- b = lebar puncak ulir (mm)
- c = jarak antara ulir (mm)
- d_b = diameter nominal (mm)
- d_b' = diameter dalam (mm)
- d_b'' = diameter luar (mm)
- f_b = tegangan tumpu permukaan ulir (MPa)
- u_a = tegangan lekat/kuat lekat disepanjang permukaan baja (N/mm^2)
- u_c = tegangan lekat/kuat lekat baja tulangan ulir dan beton (N/mm^2)

2.2. Distribusi Tegangan Lekat pada Pengujian Lolos Tarik

Tegangan lekat yang diijinkan sebagian besar ditetapkan dari pengujian lolos tarik (*pull-out test*). *Slip* (perpindahan) batang relatif terhadap beton diukur pada ujung yang dibebani dan ujung bebas. Pada beban relatif kecil, sesar mula-mula terjadi pada daerah sekitar ujung yang dibebani. Makin besar gaya tarik yang dikerjakan, perpindahan pada ujung dibebani makin bertambah besar. Apabila *slip* telah mencapai ujung bebas, maka perlawanan maksimum hampir tercapai. Perlawanan rata-rata selalu dihitung seakan-akan merata sepanjang penyaluran (Phil M. Ferguson, 1980). Adapun tegangan lekat kritis didefinisikan sebagai nilai terkecil dari tegangan lekat yang menghasilkan sesar sebesar 0.05 mm pada ujung bebas atau 0.25 mm pada ujung yang dibebani (Park R dan Paulay, 1975)

Untuk perpindahan beton yang terjadi dengan baja tulangan dapat dilihat seperti Gambar 4 sebgai berikut:



Gambar 4. Perpindahan Beton dengan Baja Tulangan

Dari Gambar 4. dapat dirumuskan bahwa perpindahan beton (Δ_c) yang terjadi setelah pembebanan adalah:

$$\Delta_c = \Delta - \Delta_s \quad (11)$$

Dimana:

Δ_c = Slip beton yang terjadi (mm)

Δ = Beban (N)

Δ_s = Pertambahan panjang baja (mm)

Pertambahan panjang baja dicari dengan persamaan:

$$\Delta_s = \frac{P L_o}{A E} \quad (12)$$

dimana ;

Δ_s = pertambahan panjang baja (mm)

P = Beban (N)

L_o = Panjang mula-mula baja (mm)

E = Modulus Young (MPa)

A = Luas penampang baja (mm²)

3. METODOLOGI PENELITIAN

Untuk meneliti suatu benda uji merupakan suatu rangkaian pelaksanaan penelitian dalam rangka mencari jawaban atas suatu permasalahan yang akan timbul. Penelitian dapat berjalan dengan lancar dan sistematis serta mencapai tujuan yang diinginkan tidak terlepas dari metode penelitian yang disesuaikan dengan prosedur, alat dan jenis penelitian digunakan benda uji bentuk kubus 30x30x30 cm dengan penanaman besi polos dan ulir dengan diameter 8 mm, 10 cm dan 13 cm dan kedalaman bervariasi dari 10 cm, 15 cm dan 20 cm. Perawatan sampel dengan perendaman dan dianginkan. Sampel terdiri dari dua kelompok yaitu pengujian dengan kuat desak dan pengujian dengan kuat lekat dengan pull out test.

3.1. Tahap Penelitian.

3.1.1. Tahap Persiapan

Pada tahap ini semua bahan dan peralatan yang dibutuhkan harus dipersiapkan agar dalam penelitian ini dapat berjalan lancar.

3.1.1. Tahap Pengujian Bahan

Adapun bahan yang digunakan adalah semen andalas type 1 dengan kemasan 50 kg dan pasir sebagai agregat halus yang lolos saringan 5 mm kadar lumpur hampir tidak ada karena pasir cuci, agregat kasar (kerikil) dengan gradasi antara 5–20 mm pilihan, dan dicampur dengan bahan air digunakan air yang bersih dari bahan-bahan organik artinya layak untuk diminum. Baja tulangan ada yang berbentuk polos, ulir di cor kedalam beton dengan diameter dan panjang penyaluran bervariasi.

3.2. Pembuatan Benda Uji

Langkah-langkah pembuatan benda uji adalah sebagai berikut :

1. Bekisting kubus beton ukuran 30 x 30 x 30 cm telah siap dengan besi angkurnya dimunculkan minimum 30 cm.
2. Membuat mix desain campuran beton dengan kuat desak rencana $f_c' = 22,825$ MPa.

3. Bahan campuran dimasukkan ke dalam beton molen dan diaduk sampai merata.
4. Benda uji diisi dengan bahan cor dan secara bertahap dipadatkan dengan cara merojok dengan besi.
5. Setelah selesai dicor, 1 hari kemudian bekistingnya dibuka dan benda uji diletakkan pada tempat teduh dan aman.
6. Benda uji tersebut disimpan mengikuti standar perawatan beton (curing) yang ada yaitu merendam selama 27 hari dalam bak berisi air yang baik kualitasnya.

Dalam penelitian ini digunakan benda uji ukuran 30 x 30 x 30 cm dengan besi angkurnya dimunculkan minimum 30 cm seperti Gambar 5 di bawah ini.

3.3. Membuat adukan beton

Campuran dimasukkan ke dalam alat aduk dan diaduk sampai merata.

- a. Untuk mengetahui kuat tekan beton dibuat benda uji bentuk kubus 15x15x15 cm sebanyak 9 buah.
- b. Untuk keperluan kuat lekat dibuat benda uji bentuk kubus dengan angkur besi tulangan sebagai benda uji. Benda uji ukuran 30 x 30 x 30 cm sebanyak 36 buah dengan masing-masing angkur besi tulangan polos dan ulir dimunculkan dari permukaan beton benda uji 30 cm.
- c. Setelah berumur 28 hari maka dilakukan pengujian kuat tekan dan kuat lekat. Benda uji yang telah siap untuk diuji dapat dilihat pada Gambar 5 di bawah ini.

3.4. Pengujian Tegangan Lekat

Peralatan yang digunakan dalam pengujian di laboratorium ini adalah sebagai berikut:

1. Mesin Aduk Beton (Rotating Drum Mixer).
Alat pengaduk beton ini digunakan untuk mengaduk beton (semen, kerikil, pasir dan air secukupnya) dan diaduk menjadi homogen.
2. Mesin Uji Desak Beton (*Compressing Testing Machine*)

Data data:

- a. Mesin merk : ADR 3000
- b. Kapasitas : 200 kN

Alat ini digunakan untuk menguji kuat desak beton.

3. Jack Hydraulic

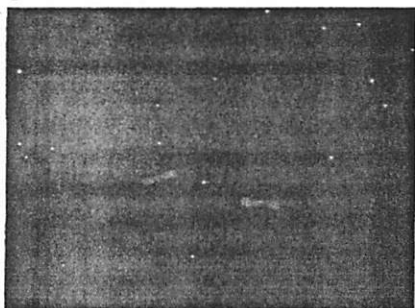
Data data sebagai berikut :

- a. Merk : ENERPAC HOLLOW O RC-502
- b. Kapasitas : 30 – 50 ton.
- c. Tinggi : 23,8 mm.
- d. Berat : 6,80 kg
- e. Max pressure : 700 bar.

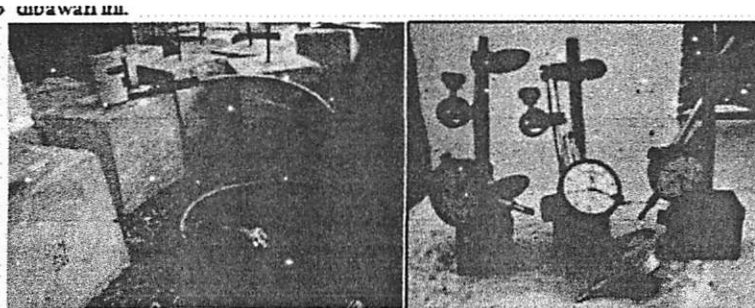
Alat ini akan berfungsi memberikan beban pada benda uji mendorong benda uji sesuai dengan kebutuhan pengujian. Alat ini akan memberikan pembebanan sampai angkur benda uji tercabut dan betonnya hancur atau angkurnya hanya mengalami perpanjangan baja.

4. Dial Gauge dengan ketelitian 0.01 mm untuk mengukur deformasi.

Mesin uji kuat tarik digunakan untuk mengetahui beban leleh dan beban maksimum baja tulangan. Selain itu mesin ini juga digunakan dalam pengujian pull-out. Dalam penelitian ini digunakan *jack hydraulic* kapasitas 35 ton seperti Gambar 6 di bawah ini.



Gambar 5. Benda Uji 30x30x30 cm



Gambar. 6. Alat Jack Hydraulic untuk Pembebanan dan Dial Gauge untuk Deformasi

4. ANALISA DATA

4.1. Pengujian Kuat Tekan Beton

Dalam eksperimen ini benda uji yang bentuk kubus 15x15x15 cm. Pengujian kuat tekan beton dimaksudkan untuk memperoleh beban maksimum yang mampu didukung oleh kubus beton dilakukan saat beton berumur 28 hari. Dari pengujian yang dilakukan dengan alat *Compressing Testing Machine* Merk "ADR 3000" didapatkan $f_c' = 24,404$ MPa.

4.2. Pengujian Kuat Tarik Baja Tulangan

Pengujian kuat tarik baja tulangan ini dilakukan untuk mengetahui nilai tegangan baja pada saat mengalami kondisi leleh, nilai tegangan baja pada saat kondisi maksimum dan untuk mengetahui modulus elastisitas dari baja tersebut. Angkur yang digunakan adalah besi beton SNI BTBS 40 dengan spesifikasi teknik yang digunakan dalam penelitian ini. Hasil pengujian kuat tarik baja tulangan polos dan ulir dilaksanakan di laboratorium dapat dilihat pada Tabel 1 dan Tabel 2 sebagai berikut:

Tabel 1. Nilai Pertambahan Panjang Akibat Test Tarik

Parameter	Besi dia. 8 mm	Besi dia. 10 mm	Besi dia. 13 mm
P (N)	31560 N	48920 N	82300 N
L_o (mm)	64	80	104,00
L_u (mm)	78	96	124,50
ΔL (mm)	14.00	16	20,50

Tabel 2. Hasil test Tarik Besi Beton

Spesimen	Area (mm ²)	Yield	Max	Yield	Tensile	Elongation
		Load (kN)	Force (kN)	Stress (N/mm ²)	Strength (N/mm ²)	
D 8	50,27	24,06	31,56	479	628	22
D10	78,54	35,86	48,92	457	623	20
D13	132,73	62,34	82,3	469	620	19,5

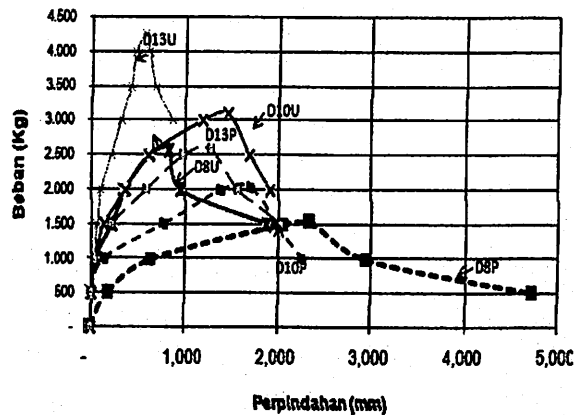
Selanjutnya hasil pengujian dengan *pull out test* baik terhadap baja tulangan polos maupun baja tulangan ulir seperti terlihat pada Tabel 3, Tabel 4 dan Tabel 5 sebagai berikut..

Tabel 3. Beban dan Tegangan Lekat serta Perpindahan Pada Beton dengan Tulangan Polos dan Ulir Diameter 8 mm, 10 mm dan 13 mm, LD = 100 mm

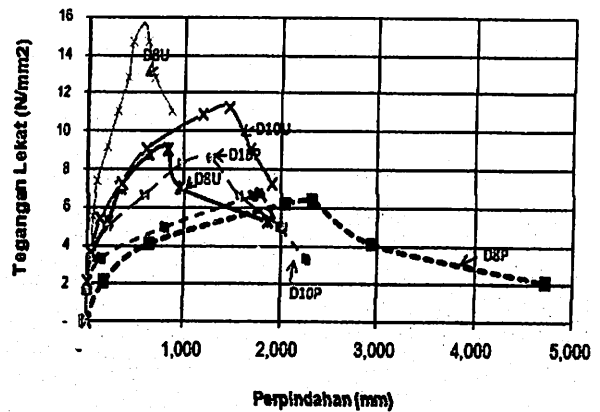
D 8 mm						D 10 mm						D 13 mm					
Polos			Ulir			Polos			Ulir			Polos			Ulir		
P(kg)	Reaksi (kg)	Δc (mm)	P(kg)	Reaksi (kg)	Δc (mm)	P(kg)	Reaksi (kg)	Δc (mm)	P(kg)	Reaksi (kg)	Δc (mm)	P(kg)	Reaksi (kg)	Δc (mm)	P(kg)	Reaksi (kg)	Δc (mm)
500	2,067	0,173	500	1,760	-	500	1,658	-	500	2,101	-	500	1,658	-	500	1,837	-
1.000	4,134	0,630	1.000	3,519	0,040	1.000	3,316	0,129	1.000	3,623	0,034	1.000	3,316	0,036	1.000	3,674	0,028
1.500	6,201	2,049	1.500	5,279	0,210	1.500	4,974	0,762	1.500	5,434	0,130	1.500	4,974	0,210	1.500	5,511	0,061
1.530	6,325	2,329	2.000	7,038	0,340	2.000	6,631	1,386	2.000	7,245	0,357	2.000	6,631	0,580	2.000	7,348	0,105
1.000	4,134	2,930	2.500	8,796	0,620	2.040	6,764	1,696	2.500	9,056	0,604	2.500	8,289	0,970	2.500	9,184	0,211
500	2,067	4,711	2.570	9,044	0,820	1.500	4,974	1,965	3.000	10,868	1,181	2.580	8,555	1,270	3.000	11,021	0,310
			2.000	7,038	0,951	1.000	3,316	2,252	3.100	11,230	1,457	2.000	6,631	1,571	3.500	12,858	0,408
			1.500	5,279	1,864				2.500	9,056	1,684	1.500	4,974	2,020			0,457
									2.000	7,245	1,907				4,257	15,639	0,555
															4,000	14,695	0,612
															3,500	12,858	0,674
															3,000	11,021	0,868

Tabel 4. Beban dan Tegangan Lekat dengan Perpindahan Pada Beton Tulangan Polos dan Ulir Diameter 8 mm, 10 mm dan 13 mm, LD=150 mm

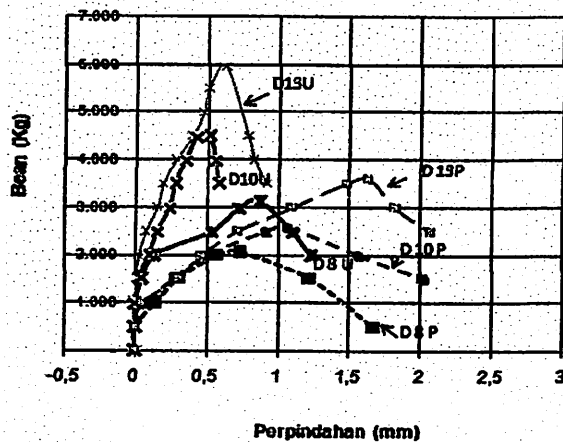
D 8 mm			D 10 mm			D 13 mm		
P(kg)	Polos U(N/mm ²) Δc (mm)	Ulir P(kg) U _e (N/mm ²) Δc (mm)	P(kg)	Polos U(N/mm ²) Δc (mm)	Ulir P(kg) U _e (N/mm ²) Δc (mm)	P(kg)	Polos U(N/mm ²) Δc (mm)	Ulir P(kg) U _e (N/mm ²) Δc (mm)
-	-	0	-	-	-	-	-	-
500	1,378	0	500	1,173	-	500	1,253	-
1.000	2,756	0,144	1.000	2,272	0,003	1.000	2,506	0,050
1.500	4,134	0,305	1.500	3,524	0,033	1.500	3,760	0,302
2.000	5,512	0,573	2.000	4,898	0,134	2.000	5,013	0,488
2.070	5,705	0,742	2.500	5,873	0,530	2.500	6,268	0,721
1.500	4,134	1,216	3.000	7,048	0,729	3.000	7,516	1,095
500	2,756	1,671	3.120	7,329	0,889	3.500	8,772	1,479
			2.500	5,873	1,093	4.000	9,023	1,825
			2.000	4,898	1,228	4.500	10,218	2,067
						5.000	11,413	2,309
						5.500	12,608	2,551
						6.000	13,803	2,793
						6.500	15,000	3,035
						7.000	16,195	3,277
						7.500	17,390	3,519
						8.000	18,585	3,761
						8.500	19,780	4,003
						9.000	20,975	4,245
						9.500	22,170	4,487
						10.000	23,365	4,729
						10.500	24,560	4,971
						11.000	25,755	5,213
						11.500	26,950	5,455
						12.000	28,145	5,697
						12.500	29,340	5,939
						13.000	30,535	6,181
						13.500	31,730	6,423
						14.000	32,925	6,665
						14.500	34,120	6,907
						15.000	35,315	7,149
						15.500	36,510	7,391
						16.000	37,705	7,633
						16.500	38,900	7,875
						17.000	40,095	8,117
						17.500	41,290	8,359
						18.000	42,485	8,601
						18.500	43,680	8,843
						19.000	44,875	9,085
						19.500	46,070	9,327
						20.000	47,265	9,569
						20.500	48,460	9,811
						21.000	49,655	10,053
						21.500	50,850	10,295
						22.000	52,045	10,537
						22.500	53,240	10,779
						23.000	54,435	11,021
						23.500	55,630	11,263
						24.000	56,825	11,505
						24.500	58,020	11,747
						25.000	59,215	11,989
						25.500	60,410	12,231
						26.000	61,605	12,473
						26.500	62,800	12,715
						27.000	64,000	12,957
						27.500	65,195	13,199
						28.000	66,390	13,441
						28.500	67,585	13,683
						29.000	68,780	13,925
						29.500	69,975	14,167
						30.000	71,170	14,409
						30.500	72,365	14,651
						31.000	73,560	14,893
						31.500	74,755	15,135
						32.000	75,950	15,377
						32.500	77,145	15,619
						33.000	78,340	15,861
						33.500	79,535	16,103
						34.000	80,730	16,345
						34.500	81,925	16,587
						35.000	83,120	16,829
						35.500	84,315	17,071
						36.000	85,510	17,313
						36.500	86,705	17,555
						37.000	87,900	17,797
						37.500	89,095	18,039
						38.000	90,290	18,281
						38.500	91,485	18,523
						39.000	92,680	18,765
						39.500	93,875	19,007
						40.000	95,070	19,249
						40.500	96,265	19,491
						41.000	97,460	19,733
						41.500	98,655	19,975
						42.000	99,850	20,217
						42.500	101,045	20,459
						43.000	102,240	20,701
						43.500	103,435	20,943
						44.000	104,630	21,185
						44.500	105,825	21,427
						45.000	107,020	21,669
						45.500	108,215	21,911
						46.000	109,410	22,153
						46.500	110,605	22,395
						47.000	111,800	22,637
						47.500	113,000	22,879
						48.000	114,195	23,121
						48.500	115,390	23,363
						49.000	116,585	23,605
						49.500	117,780	23,847
						50.000	118,975	24,089
						50.500	120,170	24,331
						51.000	121,365	24,573
						51.500	122,560	24,815
						52.000	123,755	25,057
						52.500	124,950	25,299
						53.000	126,145	25,541
						53.500	127,340	25,783
						54.000	128,535	26,025
						54.500	129,730	26,267
						55.000	130,925	26,509
						55.500	132,120	26,751
						56.000	133,315	26,993
						56.500	134,510	27,235
						57.000	135,705	27,477
						57.500	136,900	27,719
						58.000	138,095	27,961
						58.500	139,290	28,203
						59.000	140,485	28,445
						59.500	141,680	28,687
						60.000	142,875	28,929
						60.500	144,070	29,171
						61.000	145,265	29,413
						61.500	146,460	29,655
						62.000	147,655	29,897
						62.500	148,850	30,139
						63.000	150,045	30,381
						63.500	151,240	30,623
						64.000	152,435	30,865
						64.500	153,630	31,107
						65.000	154,825	31,349
						65.500	156,020	31,591
						66.000	157,215	31,833
						66.500	158,410	32,075
						67.000	159,605	32,317
						67.500	160,800	32,559
						68.000	162,000	32,801
						68.500	163,195	33,043
						69.000	164,390	33,285
						69.500	165,585	33,527
						70.000	166,780	33,769
						70.500	167,975	34,011
						71.000	169,170	34,253
						71.500	170,365	34,495
						72.000	171,560	34,737
						72.500	172,755	34,979
						73.000	173,950	35,221
						73.500	175,145	35,463
						74.000	176,340	35,705
						74.500	177,535	35,947
						75.000	178,730	36,189
						75.500	179,925	36,431
						76.000	181,120	36,673
						76.500	182,315	36,915
						77.000	183,510	37,157
						77.500	184,705	37,399
						78.000	185,900	37,641
						78.500	187,095	37,883
						79.000	188,290	38,125
						79.500	189,485	38,367
						80.000	190,680	38,609
						80.500	191,875	38,851
						81.000	193,070	39,093
						81.500	194,265	39,335
						82.000	195,460	39,577
						82.500	196,655	39,819
						83.000	197,850	40,061
						83.500	199,045	40,303
						84.000	200,240	40,545
						84.500	201,435	40,787
						85.000	202,630	41,029
						85.500	203,825	41,271
						86.000	205,020	41,513
						86.500	206,215	41,755
						87.000	207,410	41,997
						87.500	208,605	42,239
						88.000	209,800	42,481
						88.500	211,000	42,723
						89.000	212,195	42,965
						89.500	213,390	43,207
						90.000	214,585	43,449
						90.500	215,780	43,691
						91.000	216,975	43,933
						91.500	218,170	44,175
						92.000	21	



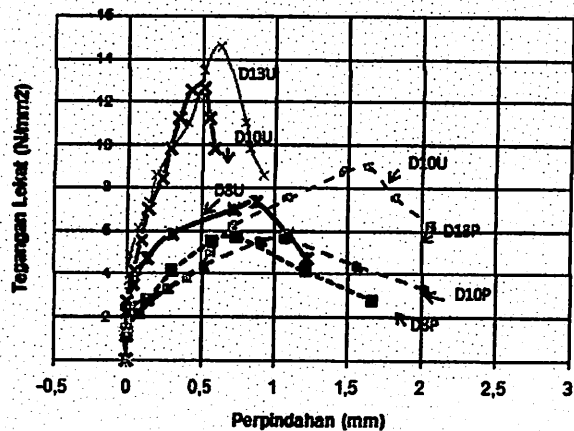
Gambar. 7. Grafik Hubungan antara Beban dan Perpindahan Beton dengan Angkur Polos dan Ulir Dia. 8 mm, 10 mm dan 13 mm, LD = 100 mm.



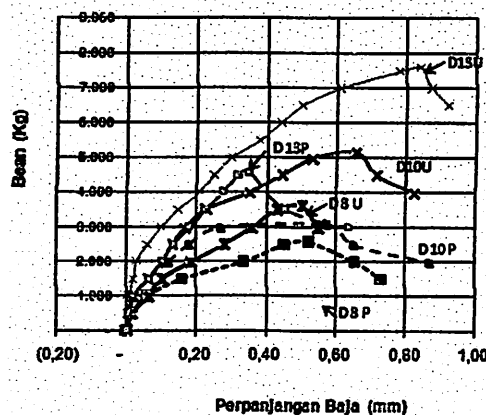
Gambar. 8. Grafik Hubungan antara Tegangan Lekat dan Perpindahan Beton dengan Angkur Polos dan Ulir Dia. 8 mm, 10 mm dan 13 mm, LD = 100 mm.



Gambar. 9. Grafik Hubungan antara Beban dan Perpindahan Beton dengan Angkur Polos dan Ulir Dia. 8 mm, 10 mm dan 13 mm, LD = 150 mm.



Gambar. 10. Grafik Hubungan antara Tegangan Lekat dan Perpindahan Beton dengan Angkur Polos dan Ulir Dia. 8 mm, 10 mm dan 13 mm, LD = 150 mm.



Gambar. 11. Grafik Hubungan antara Beban dan Perpanjangan Baja Angkur Polos dan Ulir Dia. 8 mm, 10 mm dan 13 mm, LD = 200 mm.

5. KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Setelah dilakukan penelitian dan pembahasan analisis, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Dengan kedalaman tanam 100 mm, 150 mm besi angkur polos dan ulir tercabut pada saat beban maksimum dan permukaan beton hancur, sedang angkur polos dan ulir pada kedalaman 200 mm gagal/putus.
2. Perpindahan beton pada angkur ulir lebih kecil dibanding dengan perpindahan beton angkur polos, makin besar pemberian beban secara konstan sampai beban maksimum maka tegangan lekat semakin tinggi dan setelah melampaui beban maksimum maka tegangan lekat makin menurun dan perpindahan beton makin besar dan tegangan lekat ulir lebih besar dibanding tulangan polos karena pada baja tulangan ulir terdapat takikan pada permukaan baja, hal ini akan menambah kekuatan lekatan antara baja dan beton.

5.2. Saran

Dari hasil penelitian dan analisa data tentang perpindahan dan tegangan lekat dapat disarankan sebagai berikut:

1. Dari hasil penelitian yang dilakukan, ada beberapa saran yang diharapkan agar dilanjutkan penelitian lebih lanjut adalah penelitian mengenai lekatan baja tulangan polos dan ulir dengan berbagai kualitas beton dengan diameter tulangan dan panjang penyaluran yang berbeda-beda
2. Penelitian ini dapat dilanjutkan oleh peneliti yang lain untuk menyempurnakan hasilnya dengan menggunakan program software Ansys atau program lainnya.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim1, 2002, "*Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung*", Standar Nasional Indonesia 03-1729-2002, Departemen Pekerjaan Umum Republik Indonesia.
- Anonim2, 1997, "*Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete (ETAG-001)*", European Organisation for Technical Approvals (EOTA).
- Anonim3, 2005, ACI Standard : "*Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete (ACI 355.2-04) and Commentary (ACI 355.2R-04)*", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, January, 2005
- Anonim4, 1991, SK SNI T-15-1990-03, "*Tata Cara Pembuatan Rencana Campuran Beton Normal, Departemen Pekerjaan Umum, Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan*", Bandung
- Armeyin, 2012, Tesis, "*Studi Eksperimen dan Numerikal Kuat Lekat Tarik Tulangan Polos dengan Beton*", FT – USU Medan.
- Cook R.A., Kunz J. Fushs W., dan dan Konz R.C., 1998, "*Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete*", ACI Structural Journal, Vol. 95, No.1, January-February 1998, pp, 9-26
- Cook R.A., dan Konz R.C., 2001, "*Factor Influencing Bond Strength Adhesive Anchors*", ACI Structural Journal, Vol. 98, No.1, January-February 2001, pp, 76-86
- Istimawan Dipohusodo, 1999, "*Struktur Beton Bertulang*", Gramedia, Jakarta
- Jenniver Kynn Burtz, 2003, "*Behavior and Design of Grouted Anchors Loaded in Tension Including Edge and Group Effects And Qualification of Engineered Grout Products*", The Graduate School, University of Florida, USA
- Mulyono, T. 2003, "*Teknologi Beton*", Andi, Yogyakarta.
- Nawy, E.G., (alih bahasa : Bambang Suryatmojo), 1998, "*Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar*", Refika Aditama, Bandung.
- Park, R. And Paulay, T. 1975, "*Reinforced Concrete Structures*", Jhon Wiley and Sons, Inc., New Work.
- Phil M. Ferguson, Henry J. Cowan, Alih Bahasa Ir. Budianto Sisanto, Ir. Kris Setianto., 1980, "*Dasar-Dasar Beton Bertulang*", Erlangga, Jakarta.
- Sunarmasto, 2008, "*Tegangan Lekat Baja Tulangan (Polos dan Ulir) Pada Beton*", FT – Universitas Negeri Sebelas Maret Jember.

KAJIAN KURVA KAPASITAS STRUKTUR BAJA SRPM AKIBAT PENERAPAN DESAIN PLASTIS BERBASIS KINERJA PADA DAERAH KEGEMPAAN TINGGI DI INDONESIA

Fasri Budi Junianto Daeli ¹⁾, Ade Faisal ²⁾, Daniel Rumbi Teruna ³⁾

¹⁾ Alumni Program Magister Teknik Sipil USU, fasridaeli@gmail.com

²⁾ Staf Pengajar Program Magister Teknik Sipil USU

³⁾ Staf Pengajar Program Magister Teknik Sipil USU

Abstrak

Sebagian besar wilayah Indonesia merupakan zona gempa moderat hingga berat, sehingga perencanaan struktur gedung tahan gempa menjadi sangat penting. Namun prosedur desain kegempaan saat ini masih didasarkan terhadap respon elastis struktur, tanpa secara langsung mempertimbangkan respons inelastis struktur pada tahap awal desain, sehingga mengakibatkan desain awal struktur yang kurang baik dan menyebabkan proses iterasi desain, gaya geser dasar desain tidak realistis, kekuatan lateral tidak merata sepanjang tinggi struktur, serta pola mekanisme leleh tidak menjamin sesuai dengan yang diharapkan. Prosedur desain plastis berbasis kinerja merupakan prosedur desain kegempaan yang secara langsung menyertakan simpangan target dan mekanisme kolom kuat-balok lemah pada tahap awal desain, sehingga tidak dibutuhkan proses iterasi desain. Dalam penelitian ini akan dievaluasi kinerja struktur baja SRPM 3- dan 8-tingkat, yang didesain plastis berbasis kinerja di Pulau Nias dengan variasi rasio simpangan target 0.015, 0.025, dan 0.03, melalui analisis statis nonlinier menggunakan SeismoStruct, dan dengan data gempa Duzce 1999, Kocaeli 1999, dan Hector Mine 1999 yang telah diskalakan terhadap spektrum respons desain Pulau Nias. Hasil evaluasi menunjukkan bahwa prosedur desain plastis berbasis kinerja dapat diterapkan dengan baik pada daerah kegempaan tinggi (Pulau Nias, Indonesia). Dari kurva kapasitas struktur menunjukkan bahwa gaya geser dasar desain plastis berbasis kinerja lebih realistis dibandingkan gaya geser dasar desain elastis. Hal ini dibuktikan oleh kuat lebih yang sangat besar pada desain elastis.

Kata-kata kunci: desain plastis, kinerja, struktur baja, SRPM, zona gempa tinggi, kurva kapasitas.

1. Pendahuluan

Sebagian besar wilayah Indonesia termasuk dalam kategori wilayah gempa moderat hingga berat, maka perencanaan struktur gedung tahan gempa di Indonesia menjadi sangat penting dan populer.

Desain kegempaan saat ini di Indonesia dan di banyak negara lainnya adalah didasarkan terhadap metodologi desain berdasarkan gaya. Gaya tersebut merupakan gaya geser dasar serta distribusinya terhadap setiap tingkat lantai struktur, dimana prosedur yang paling sering digunakan adalah prosedur gaya lateral ekuivalen. Prosedur tersebut didasarkan pada analisis elastis tanpa secara langsung memperhitungkan respon inelastis akibat pergerakan tanah sehingga menghasilkan respon yang buruk dan tidak dapat diprediksi.

Subash C. Goel dan beberapa peneliti lainnya telah mengembangkan suatu prosedur desain yang baru untuk beberapa jenis struktur yaitu *Performance-based plastic design* (desain plastis berbasis kinerja), yang didasarkan pada analisis inelastis (plastis) untuk menggantikan prosedur desain yang berdasarkan analisis elastis. Konsep desain tersebut adalah berdasarkan keadaan batas kinerja (*performance limit state*) menggunakan simpangan target dan mekanisme leleh (*yield mechanism*) sebagai target-target kinerja yang disertakan pada tahap awal desain sehingga hanya membutuhkan sedikit iterasi terhadap hasil desain awal, dan bahkan tidak membutuhkan iterasi sama sekali, juga dapat disebut sebagai suatu pendekatan sederhana tanpa membutuhkan analisis nonlinier komputer canggih.

2. Tinjauan Pustaka

2.1. Desain Plastis Berbasis Kinerja

Proses desain plastis berbasis kinerja untuk SRPM, secara garis besar adalah sebagai berikut:

1. Memilih mekanisme leleh dan simpangan target yang diharapkan terjadi pada struktur selama gempa terjadi. Mekanisme leleh yang baik adalah berdasarkan mekanisme kolom kuat-balok lemah yang telah dikenal sebagai suatu mekanisme yang paling ideal untuk desain tahan gempa. Mekanisme tersebut membatasi lokasi sendi plastis hanya pada balok dan kolom dasar, dimana sendi plastis pada kolom dasar diijinkan terjadi hanya pada keadaan yang tak dapat terhindarkan akibat gempa besar (Gambar 1).
2. Menaksir simpangan leleh (θ) struktur, perioda fundamental struktur (T), dan menentukan suatu distribusi vertikal gaya-gaya lateral desain yang wajar.

Simpangan leleh (θ_y) dapat diasumsikan untuk beberapa sistem struktural berdasarkan Tabel 1 yang dipengaruhi oleh periode struktur atau tinggi struktur (Lee & Goel 2001).

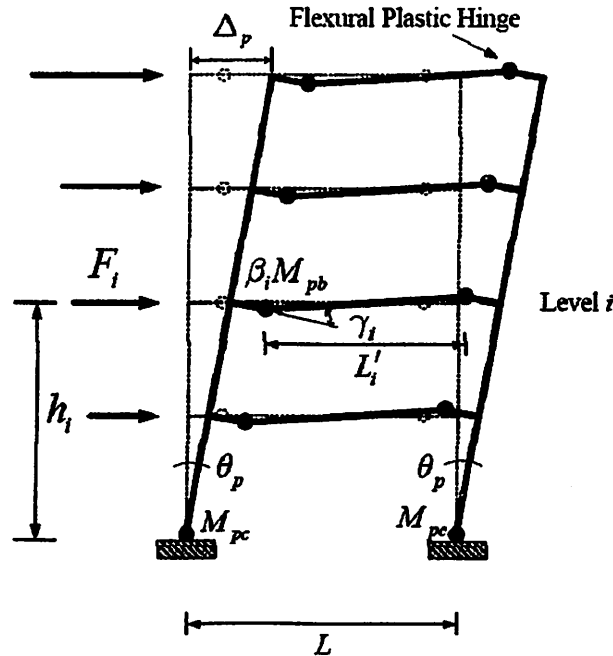
3. Menentukan nilai percepatan spektrum desain elastis S_a .

4. Menghitung gaya geser dasar desain (V).

5. Memodifikasi V dengan mempertimbangkan pengaruh P-delta.

Persamaan 4 atau 5 adalah untuk menghitung gaya lateral desain dengan tidak memperhitungkan efek P-Delta. Efek P-delta dalam gaya lateral desain adalah dengan menambahkan gaya lateral P-Delta (F_{i-PD}) terhadap F_i sehingga total gaya lateral desain (F^*_i) adalah sebagaimana diberikan pada persamaan 7.

6. Menggunakan metode plastis untuk mendesain balok dan kolom.



Gambar 1: Portal SRPM dengan mekanisme leleh terpilih

Tabel 1: Asumsi rasio simpangan leleh desain (Lee & Goel 2001; Liao 2010)

	RC		Steel			
	SMF	low & medium-rise MF	high-rise MF	EBF	STMF	CBF
Yield Drift Ratio, θ_y (%)	0.5	1.0	0.75	0.5	0.75	0.3

SMF = rangka pemikul momen khusus, MF = rangka pemikul momen, EBF = rangka bresing eksentrik, STMF = rangka batang pemikul momen khusus, CBF = rangka bresing konsentrik.

Dalam desain plastis berbasis kinerja, digunakan suatu distribusi gaya lateral desain berdasarkan Chac *et al.* (2007).

$$V_i = \left(\frac{\sum_{j=1}^n w_j h_j}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} V_y \quad (1)$$

$$V_n = F_n = \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} V_y \quad (2)$$

$$\beta_i = \left(\frac{V_i}{V_n} \right) = \left(\frac{\sum_{j=1}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{0.75T-0.2} \quad (3)$$

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) F_n \quad (4)$$

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} V_y \quad (5)$$

$$F_{i-PD} = P_i \theta_u \quad (6)$$

$$F^*_i = F_i + F_{i-PD} \quad (7)$$

Dimana V_i dan V_n , masing-masing, adalah gaya geser tingkat desain pada tingkat ke- i dan pada tingkat teratas (atap). V_y adalah gaya geser dasar desain berdasarkan persamaan 8. w_i dan w_n , masing-masing, adalah berat struktur pada tingkat ke- i dan pada tingkat teratas (atap). h_i dan h_n , masing-masing, adalah ketinggian lantai tingkat ke- i dan tingkat teratas (atap) diukur dari permukaan tanah. F_i dan F_n , masing-masing, adalah gaya lateral

pada tingkat ke- i dan pada tingkat teratas (atap). β_i adalah faktor distribusi gaya geser pada tingkat ke- i , P_i adalah beban gravitasi pada lantai tingkat ke- i , dan θ_u adalah rasio simpangan target desain yang diasumsikan konstan pada setiap tingkat.

Koefisien gaya geser dasar desain (V_y/W):

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \quad (8)$$

$$\alpha = \left\{ \sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right\} \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0,75T-0,2} \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \quad (9)$$

$$\theta_p = \theta_u - \theta_y \quad (10)$$

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \quad (11)$$

Dimana V_y adalah gaya geser dasar desain (yang diperoleh berdasarkan konsep energi), γ adalah faktor modifikasi energi, θ_p adalah simpangan inelastis global struktur atau rotasi plastis pada sendi plastis yang terjadi pada kolom dasar, θ_u adalah simpangan target, μ_s adalah faktor daktilitas struktural (= simpangan target dibagi simpangan leleh) atau Δ_{max}/Δ_y , R_μ adalah faktor reduksi daktilitas sebagaimana diberikan pada Tabel 2.

Tabel 2: Faktor reduksi daktilitas berdasarkan rentang perioda struktur

Rentang Perioda Struktur, Faktor Reduksi Daktilitas (R_μ)	
$0 \leq T < \frac{T_1}{10}$	$R_\mu = 1$
$\frac{T_1}{10} \leq T < \frac{T_1}{4}$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1} \cdot \left(\frac{T_1}{4T} \right)^{2,513 \cdot \log \left(\frac{1}{\sqrt{2\mu_s - 1}} \right)}$
$\frac{T_1}{4} \leq T < T_1'$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1}$
$T_1' \leq T < T_1$	$R_\mu = \frac{T\mu_s}{T_1}$
$T_1 \leq T$	$R_\mu = \mu_s$

Dimana: $T_1 = 0,57$ detik; $T_1' = T_1(\sqrt{2\mu_s - 1}/\mu_s)$ detik. Sumber: Liao (2010).

2.2. Desain Plastis Berbasis Kinerja pada SRPM

Berdasarkan mekanisme leleh kolom kuat-balok lemah (Gambar 1), elemen balok menjadi elemen utama yang diharapkan leleh. Momen kapasitas balok yang dibutuhkan pada masing-masing tingkat ditentukan dengan pendekatan desain plastis (kerja luar sama dengan kerja dalam) sebagaimana pada persamaan 12 dan berdasarkan Gambar 1.

$$\sum_{i=1}^n \frac{F_i h_i}{\text{Jumlah bentang}} \theta_p = 2M_{pc} \theta_p + \sum_{i=1}^n 2(\beta_i M_{pb}) \gamma_i \quad (12)$$

$$M_{pc} = \frac{\psi V' h_1}{4} \quad (13)$$

$$\gamma_i = \left(\frac{L}{L_i} \right) \theta_p \quad (14)$$

$$M_{pbi} = \beta_i M_{pb} \quad (15)$$

$$\phi M_{pbi} \geq \beta_i M_{pb} \quad (16)$$

Dimana M_{pb} dan $\beta_i M_{pb}$ masing-masing adalah momen plastis balok pada tingkat teratas dan pada tingkat ke- i , M_{pc} adalah momen plastis kolom tingkat terbawah, V' adalah gaya geser dasar dalam model satu bentang ekuivalen (= V dibagi jumlah bentang), dan h_1 adalah tinggi tingkat pertama. Faktor ψ adalah faktor kuat lebih (*overstrength factor*) dimana Liao (2010) memberikan nilai ψ sebesar 1,1 untuk bangunan rendah/sedang dan 1,5 untuk bangunan tinggi struktur rangka pemikul momen beton bertulang maupun baja. ϕ adalah faktor reduksi kekuatan. Kemudian penampang balok dapat ditentukan berdasarkan standar perencanaan yang berlaku.

Untuk memastikan terjadinya mekanisme kolom kuat – balok lemah, kolom didesain dengan asumsi bahwa semua balok telah melewati kondisi sendi plastis dan dalam keadaan penguatan regangan (*fully strain hardened*) pada saat simpangan target maksimum dan juga kolom dasar diasumsikan telah mencapai kapasitas maksimumnya (M_{pc}) sebagaimana dimodelkan pada Gambar 2(a) yang merupakan diagram *free body* kolom eskterior Gambar 1.

Akibat semua sendi plastis yang sepenuhnya dalam kondisi penguatan regangan (*fully strain hardened*), maka gaya lateral yang dibebankan pada masing-masing tingkat (F_i) harus diperbaharui untuk perhitungan kuat

lebih balok setelah leleh. Dengan menggunakan distribusi gaya geser tingkat (inelastis), gaya diperbaharui (*updated forces* atau F_{iu}) dapat dituliskan pada persamaan 17.

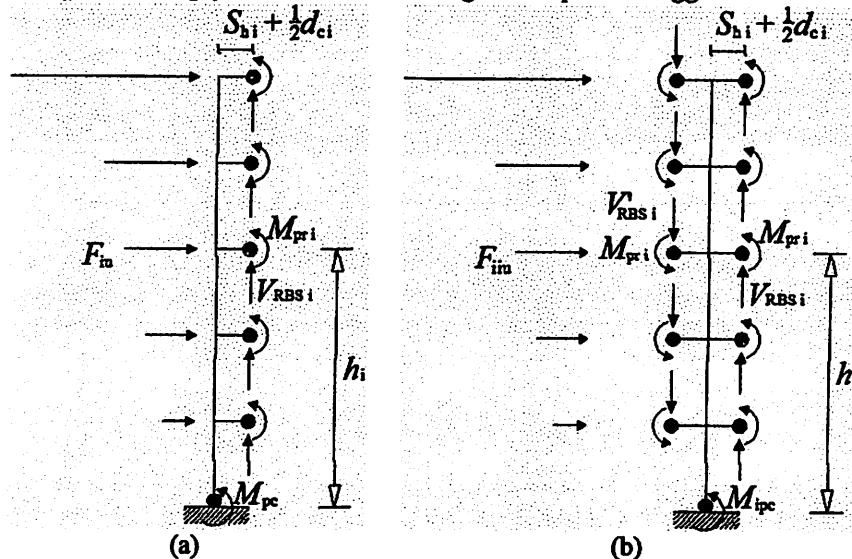
$$F_{iu} = (\beta_i - \beta_{i+1})F_{nu} \quad (17)$$

$$\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})h_i F_{nu} = M_{pc} + \left[\sum_{i=1}^n M_{pr i} \right] + \left[\sum_{i=1}^n V_{RBS i} \left(S_{hi} + \frac{d_{ci}}{2} \right) \right] \quad (18)$$

$$M_c(h) = \left[\sum_{i=1}^n \delta_i M_{pr i} \right] + \left[\sum_{i=1}^n \delta_i V_{RBS i} \left(S_{hi} + \frac{d_{ci}}{2} \right) \right] - \left[\sum_{i=1}^n \delta_i F_{iu} (h_i - h) \right] \quad (19)$$

$$P_c(h) = \sum_{i=1}^n \delta_i \left(\frac{2M_{pr i}}{L_h} \right) + P_{cg}(h) \quad (20)$$

Dimana F_{nu} adalah gaya lateral diperbaharui pada tingkat teratas (atap), ditentukan dari persamaan keseimbangan diagram *free body* untuk satu kolom eksterior (persamaan 18). M_{pr} adalah momen maksimum yang mungkin terjadi pada sendi plastis di titik tengah RBS, V_{RBS} adalah gaya lintang terbesar pada titik tengah RBS dari masing-masing ujung balok, S_h adalah jarak dari bidang kontak kolom-balok ke titik tengah RBS, serta d_c adalah tinggi keseluruhan penampang profil kolom, $M_c(h)$ adalah momen kolom pada ketinggian h di atas permukaan tanah akibat gaya lateral F_{nu} . $\delta_i = 1$ jika $h \leq h_i$ atau $\delta_i = 0$ jika $h > h_i$. L_h adalah jarak antara posisi sendi plastis balok, $P_{cg}(h)$ adalah gaya aksial karena beban gravitasi pada ketinggian h .



Gambar 2: Diagram *free body* (a) kolom eksterior, (b) kolom interior

Setelah memperbaharui gaya-gaya lateral, momen desain kolom dapat ditentukan dengan memperlakukan kolom sebagai sebuah kantilever dan dituliskan pada persamaan 19.

Gaya aksial pada kolom pada ketinggian h dari permukaan tanah $P_c(h)$, dituliskan pada persamaan 20. Maka dengan diketahuinya $M_c(h)$ dan $P_c(h)$, kolom seterusnya dapat didesain sebagai elemen balok kolom dengan menggunakan ketentuan-ketentuan perencanaan yang biasa digunakan.

Untuk kolom interior pada Gambar 2(b), momen plastis pada kolom interior tingkat pertama (M_{tpc}) dapat ditentukan berdasarkan geometri struktur. Jika lebar masing-masing bentang adalah sama, maka

$$M_{tpc} = 2M_{pc} \quad (21)$$

Sehingga persamaan 17, 18, dan 19 masing-masing menjadi 22, 23, dan 24:

$$F_{itu} = (\beta_i - \beta_{i+1})F_{ntu} \quad (22)$$

$$\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})h_i F_{ntu} = 2M_{pc} + 2 \left[\sum_{i=1}^n M_{pr i} \right] + \left[\sum_{i=1}^n (V_{RBS i} + V_{RBS i}) \left(S_{hi} + \frac{d_{ci}}{2} \right) \right] \quad (23)$$

$$M_c(h) = \left[2 \sum_{i=1}^n \delta_i M_{pr i} \right] + \left[\sum_{i=1}^n \delta_i (V_{RBS i} + V_{RBS i}) \left(S_{hi} + \frac{d_{ci}}{2} \right) \right] - \left[\sum_{i=1}^n \delta_i F_{itu} (h_i - h) \right] \quad (24)$$

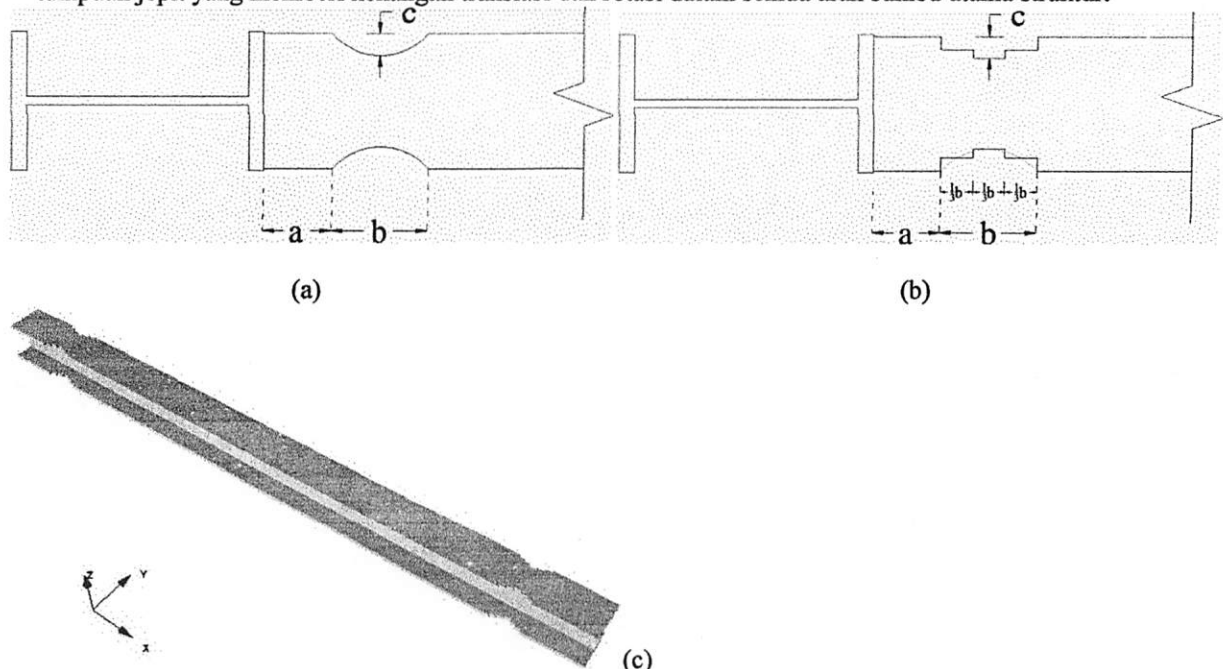
Karena gaya aksial desain kolom interior akibat beban gempa hampir nol, maka gaya aksial desain pada kolom interior dapat diambil hanya dari beban-beban gravitasi.

3. Metodologi Penelitian

Untuk memastikan kebenaran desain plastis berbasis kinerja dalam berperilaku sesuai dengan kriteria kinerja yang diharapkan, dilakukan kajian untuk memeriksa perilaku seismik struktur melalui analisis dinamis dan statis inelastis. Verifikasi kinerja struktur dilakukan dengan bantuan aplikasi program komputer SeismoStruct (Seismosoft 2013^b).

Komponen-komponen struktur dalam penelitian ini dimodelkan sebagai berikut:

1. Pelat lantai dan pelat atap dimodelkan sebagai diafragma kaku (*rigid diaphragm*) dimana ikatan balok dan pelat sangat kaku pada bidangnya terhadap beban horizontal (beban lateral struktur), sehingga perpindahan horizontal setiap titik pada balok dianggap sama besar.
2. Elemen balok dan elemen kolom dalam SeismoStruct dimodelkan sebagai *Inelastic frame element* (infrmFB), dimana elemen ini merupakan elemen balok-kolom yang dimodelkan berperilaku nonlinier (geometri maupun material). Pemilihan jenis elemen ini untuk memudahkan dalam menganalisis perilaku inelastis elemen balok-kolom.
3. Balok dimodelkan dengan RBS pada kedua ujungnya sehingga diharapkan leleh akan terjadi lebih dahulu pada titik tengah RBS dan mencegah leleh terjadi lebih dahulu di persambungan balok-kolom. Namun SeismoStruct tidak mampu memodelkan reduksi sebesar c yang berbentuk kurva sebagaimana pada Gambar 3(a), sehingga dilakukan idealisasi seperti pada Gambar 3(b), dan hasil pemodelan pada SeismoStruct sebagaimana pada Gambar 3(c).
4. Panjang bagian balok tak terkekang secara lateral (L_b) atau jarak antara titik-titik kekangan lateral mengikuti ketentuan ANSI/AISC 341-10, sehingga balok dianggap mengalami pengekangan lateral pada titik-titik kekangan yaitu kekangan terhadap translasi sumbu-y, rotasi sumbu-x (r_x) dan rotasi sumbu-z (r_z). Hal ini dilakukan untuk menghindari leleh akibat torsi dan leleh akibat tekuk pada balok sehingga diharapkan leleh yang terjadi pada balok merupakan leleh akibat lentur.
5. Hubungan balok – kolom dianggap kaku sehingga tidak akan terjadi kegagalan sambungan selama pembebanan gempa terjadi.
6. Daerah panel (pelat badan kolom yang keempat sisinya dibatasi oleh pelat-pelat sayap balok dan kolom pada sambungan balok-kolom) diasumsikan tidak mengalami kondisi inelastis. Sehingga dalam SeismoStruct daerah panel dimodelkan sebagai *elastic frame element* (elfrm).
7. Tumpuan dasar struktur yang merupakan pemodelan hubungan kolom dasar dengan pondasi dianggap sebagai tumpuan jepit yang memberi kekangan translasi dan rotasi dalam semua arah sumbu utama struktur.



Gambar 3: (a) Reduksi lebar pelat sayap balok akibat RBS, (b) Idealisasi reduksi lebar pelat sayap balok untuk digunakan dalam pemodelan struktur pada SeismoStruct, (c) Pemodelan RBS pada SeismoStruct

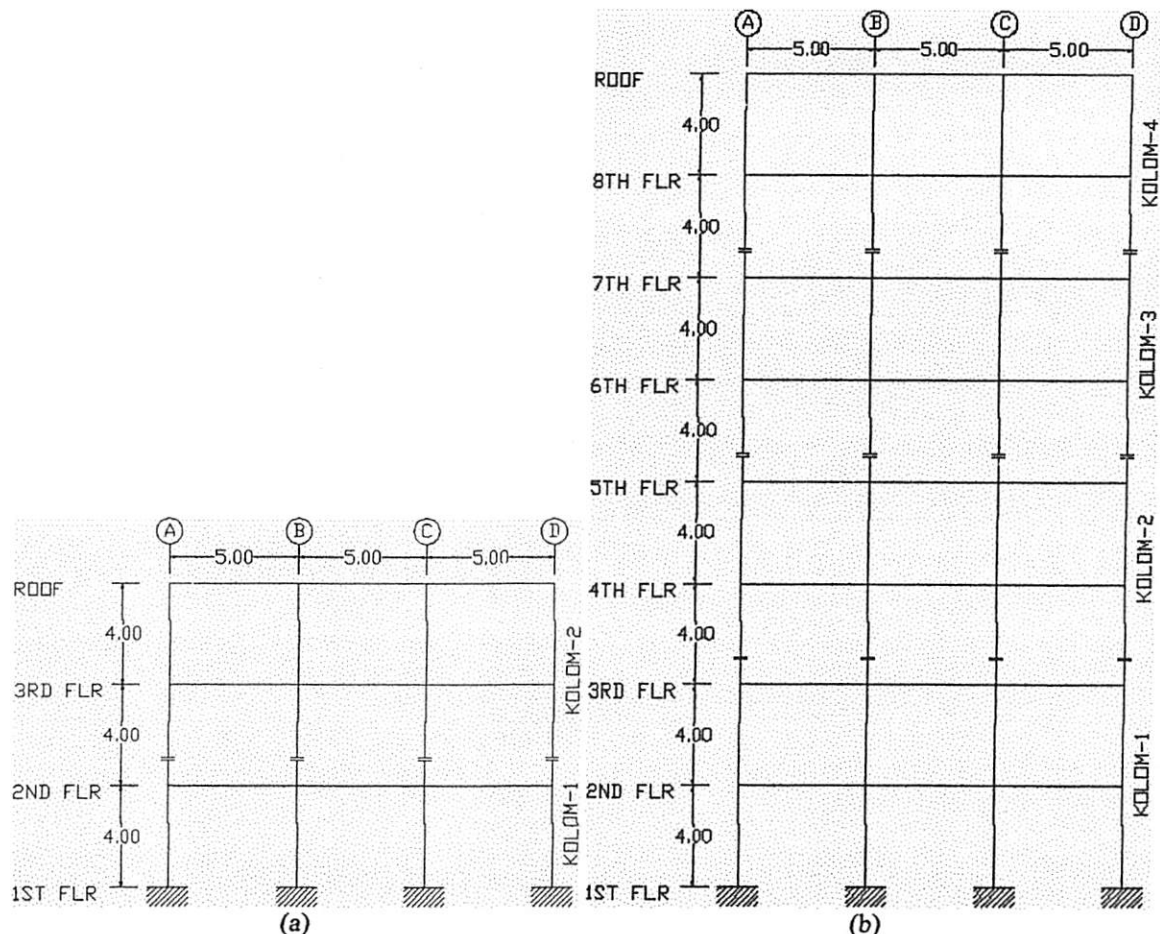
Penelitian dilakukan dengan mengambil studi kasus pada portal bangunan 3-tingkat dan portal bangunan 8-tingkat (Gambar 4) yang direncanakan berada di Pulau Nias. Jarak antar portal 5 m. Parameter-parameter desain diberikan dalam Tabel 3.

Kriteria kinerja yang diharapkan dari struktur yang didesain dengan prosedur desain plastis berbasis kinerja dalam penelitian ini adalah:

1. Variasi simpangan target adalah 1.5%, 2.5%, dan 3%. Hal tersebut didasarkan tingkatan kinerja struktur yang diberikan pada FEMA 356 (2000). Untuk level kinerja Terhindar dari Keruntuhan total (*collapse prevention level*) simpangan target maksimal 5%, sedangkan untuk level kinerja Keselamatan Penghuni Terjamin (*life safety*) simpangan target 1%-2.5%. Dengan simpangan target tersebut akan diperiksa keefektifan prosedur desain plastis berbasis kinerja dalam mengontrol simpangan maksimum.
2. Mekanisme leleh yang diharapkan adalah mekanisme kolom kuat-balok lemah (*strong column-weak beam*), dimana sendi-sendi plastis hanya diizinkan terjadi pada ujung-ujung balok dan pada ujung bawah kolom dasar.

Tabel 3: Parameter-parameter umum desain

Fungsi Struktur	Gedung Perkantoran
Lokasi Struktur	Pulau Nias
Kelas Situs Lokasi	Tanah Lunak (SE)
Tipe Struktur	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
Material Struktur	Struktur Baja
Mutu Baja (SNI 03-1729-2002)	BJ 50
Modulus elastisitas, E	200 000 mPa
Modulus elastis geser, G	77 200 mPa
Tegangan leleh minimum, F_y	290 mPa
Tegangan ultimate minimum, F_u	500 mPa
Regangan leleh, ϵ_y	0,00145
Regangan ultimate, ϵ_u	0,16
Potion ratio, μ	0,3
Modulus plastis, E_{sp}	1 324,50 mPa
Parameter strain hardening, μ	0,00662



Gambar 4: Portal SRPMK dalam arah U-S (a) 3-tingkat, dan (b) 8-tingkat

Sesuai dengan yang disyaratkan pada SNI 1726:2012 dimana untuk tujuan analisis dinamis nonlinier digunakan minimal 3 buah data rekaman gempa (akselerogram) dari 3 gempa yang berbeda. Dengan mengacu pada lokasi kasus yang ditinjau yaitu Pulau Nias dimana pernah terjadi gempa paling dashyat pada 28 Maret 2005 dengan Magnitudo 8.6 skala Richter, pusat gempa terjadi di 2.074° LU dan 97.013° BT dengan kedalaman 30 km (dangkal) (USGS 2010), maka 6 (enam) rekaman gempa yang digunakan diberikan pada Tabel 4.

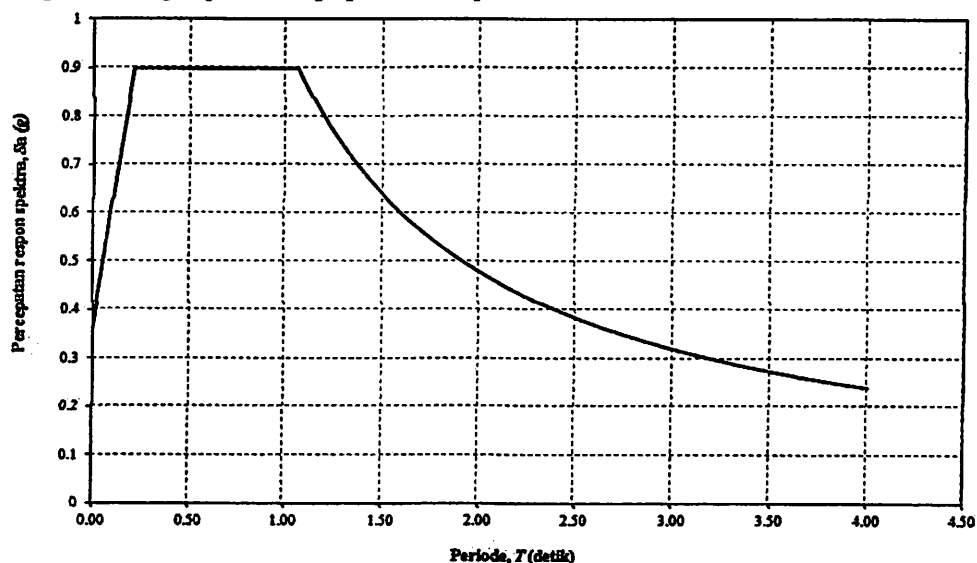
Tabel 4: Karakteristik beberapa rekaman gempa yang digunakan dalam penelitian ini

Nama Gempa	Focal Depth	Magnitudo	Jarak (km)	
			Episentral	Hypocentral
Gempa Kocaeli (Turki) 1999, <i>sta.</i> : Yarimca, 60°	15 km	7,51	19,3	25,07
Gempa Kocaeli (Turki) 1999, <i>sta.</i> : Yarimca, 330°	(dangkal)			
Gempa Duzce (Turki) 1999, <i>sta.</i> : Sakarya, 90°	10 km	7,14	64,17	65,67
Gempa Duzce (Turki) 1999, <i>sta.</i> : Sakarya, 180°	(dangkal)			
Gempa Hector Mine (California) 1999, <i>sta.</i> : Fun Valley, 90°	5 km	7,13	75,77	77,20
Gempa Hector Mine (California) 1999, <i>sta.</i> : Fun Valley, 360°	(dangkal)			

Sumber: PEER (2014)

Dengan mengambil kasus di Pulau Nias, maka dari peta gerak tanah seismik pada SNI 1726:2012 diperoleh $S_s = 1,5g$ dan $S_1 = 0,6g$ dan dengan mengasumsikan kelas situs lokasi kasus yang diteliti di Pulau Nias adalah tanah lunak (SE) sehingga $F_a = 0,9$ dan $F_v = 2,4$ maka dapat digambarkan spektrum respons desain Pulau Nias pada Gambar 5.

Untuk penelitian ini, penskalaan setiap komponen pasangan rekaman gempa dilakukan dengan menggunakan *software* SeismoMatch (Seismosoft 2013[®]), dimana penskalaan dilakukan melalui proses *matching* masing-masing rekaman gempa terhadap spektrum respons desain Pulau Nias.



Gambar 5: Spektrum respons desain Pulau Nias

4. Hasil Penelitian

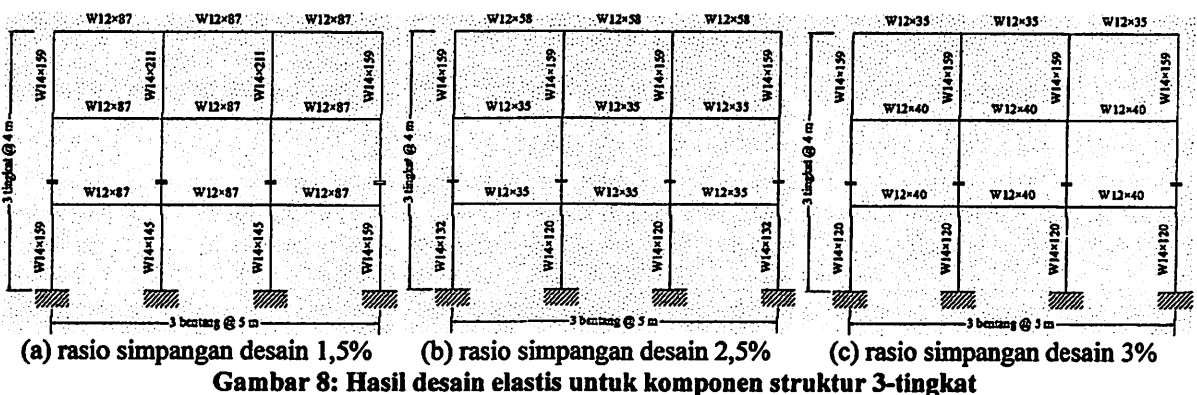
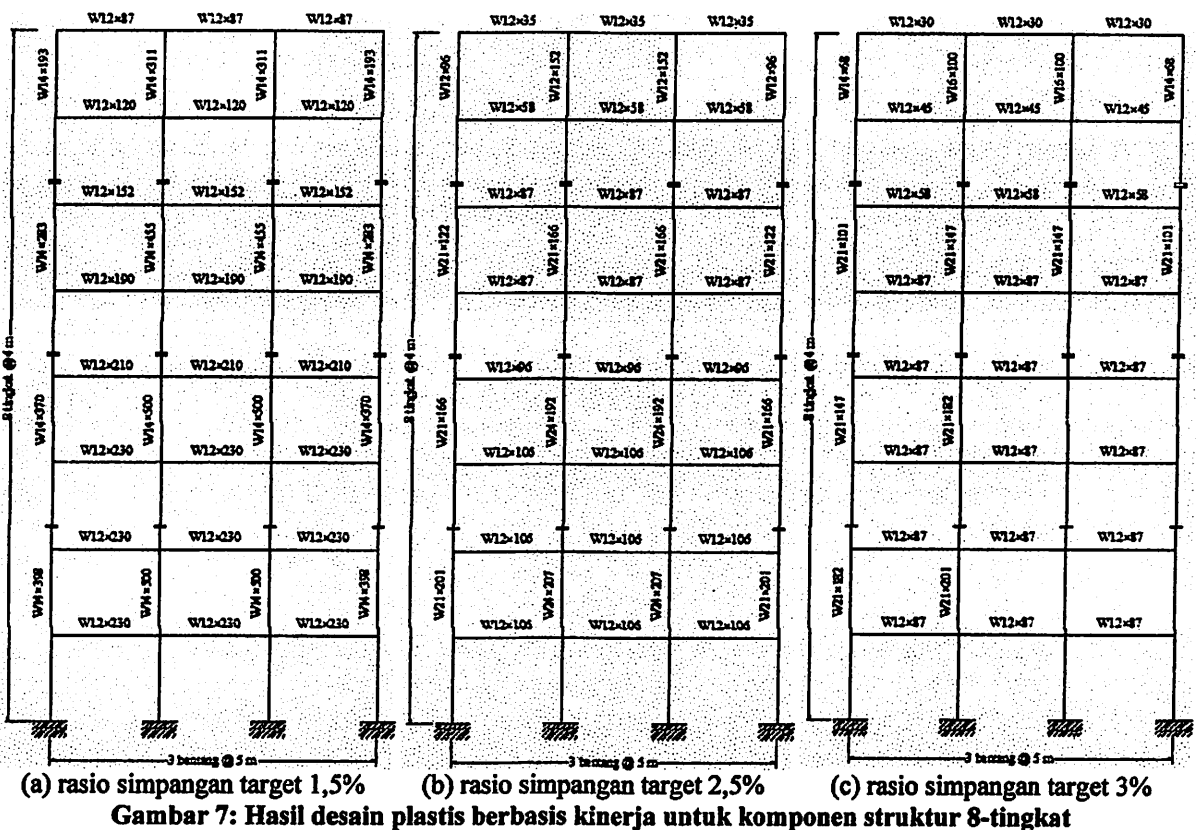
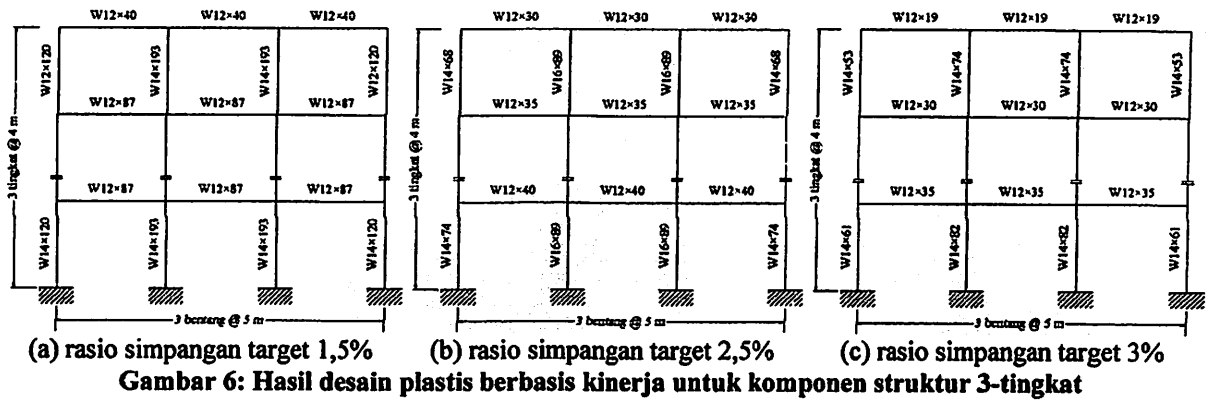
4.1. Hasil Desain Struktur

Struktur baja SRPMK 3-tingkat dan 8-tingkat yang didesain secara elastis, akan didesain ulang menggunakan metode desain plastis berbasis kinerja. Hasil desain elastis dan desain plastis berbasis kinerja diberikan pada Gambar 6 s.d. Gambar 9.

4.2. Hasil Analisis Pushover (Statis) Nonlinier

Analisis pushover statis nonlinier adalah suatu analisis nonlinier di mana pengaruh gempa rencana terhadap struktur bangunan gedung dianggap sebagai beban-beban statik lateral pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur bangunan gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut, struktur mengalami kondisi plastis hingga mencapai keruntuhan struktur.

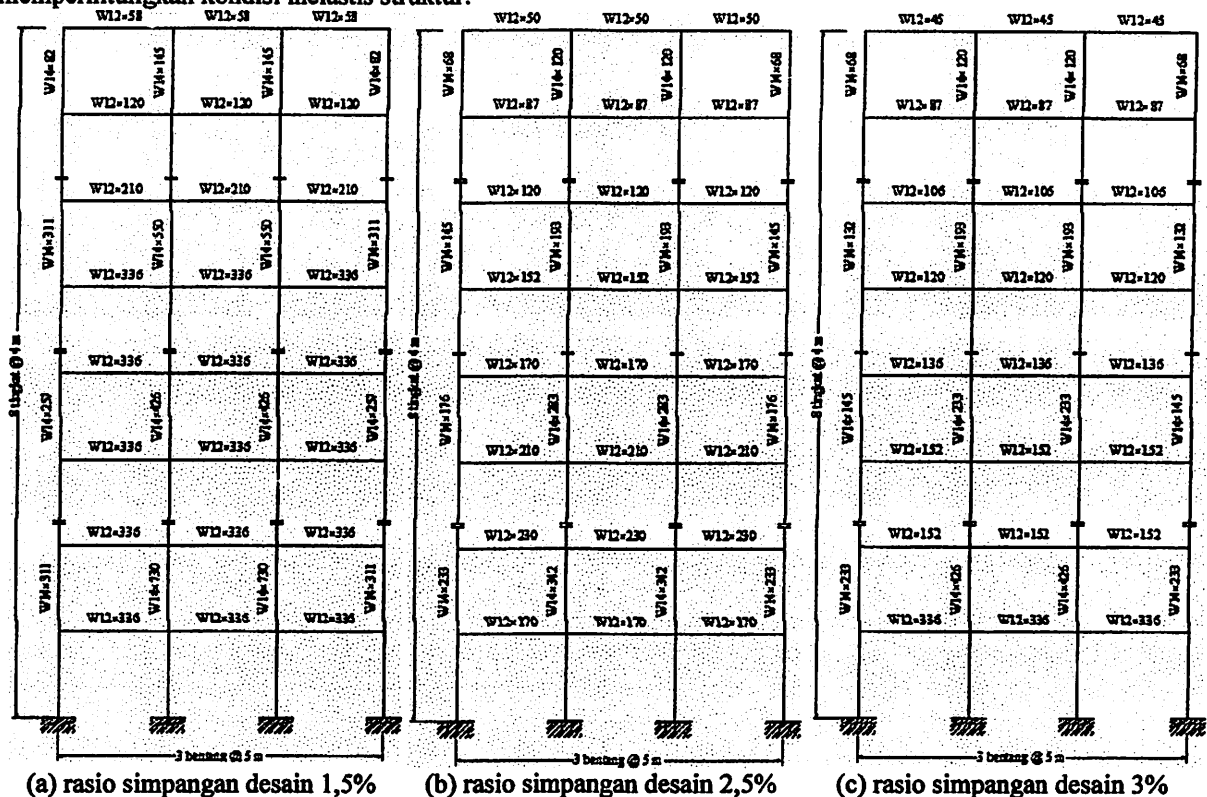
Kurva pushover atau sering disebut juga dengan kurva kapasitas merupakan plot antara perpindahan atap dengan gaya geser dasar yang diperlukan untuk mencapai simpangan target. Kurva pushover untuk struktur 3-tingkat dan struktur 8-tingkat, masing-masing diberikan pada Gambar 10 dan Gambar 11.



5. Analisis dan Pembahasan

Hasil analisis statis nonlinier dengan bantuan SeismoStruct akan dianalisis dan dibahas berikut ini untuk memverifikasi kinerja struktur yang didesain plastis berbasis kinerja dan dibandingkan dengan kinerja struktur yang didesain elastis.

Kurva pushover pada Gambar 10 dan Gambar 11 menunjukkan bahwa walaupun gaya geser dasar struktur yang didesain dengan metode elastis lebih kecil dari pada gaya geser dasar struktur yang didesain dengan metode plastis berbasis kinerja, namun kuat lebih (perbandingan kapasitas gaya geser dasar terhadap gaya geser dasar desain) untuk struktur yang didesain dengan metode elastis lebih besar dari pada struktur yang didesain plastis berbasis kinerja sebagaimana terlihat pada Tabel 5. Hal ini mengindikasikan struktur yang tidak ekonomis dan gaya geser dasar desain yang tidak realistis, karena dalam penentuan gaya geser dasar desain elastis tidak memperhitungkan kondisi inelastis struktur.



Gambar 9: Hasil desain elastis untuk komponen struktur 8-tingkat

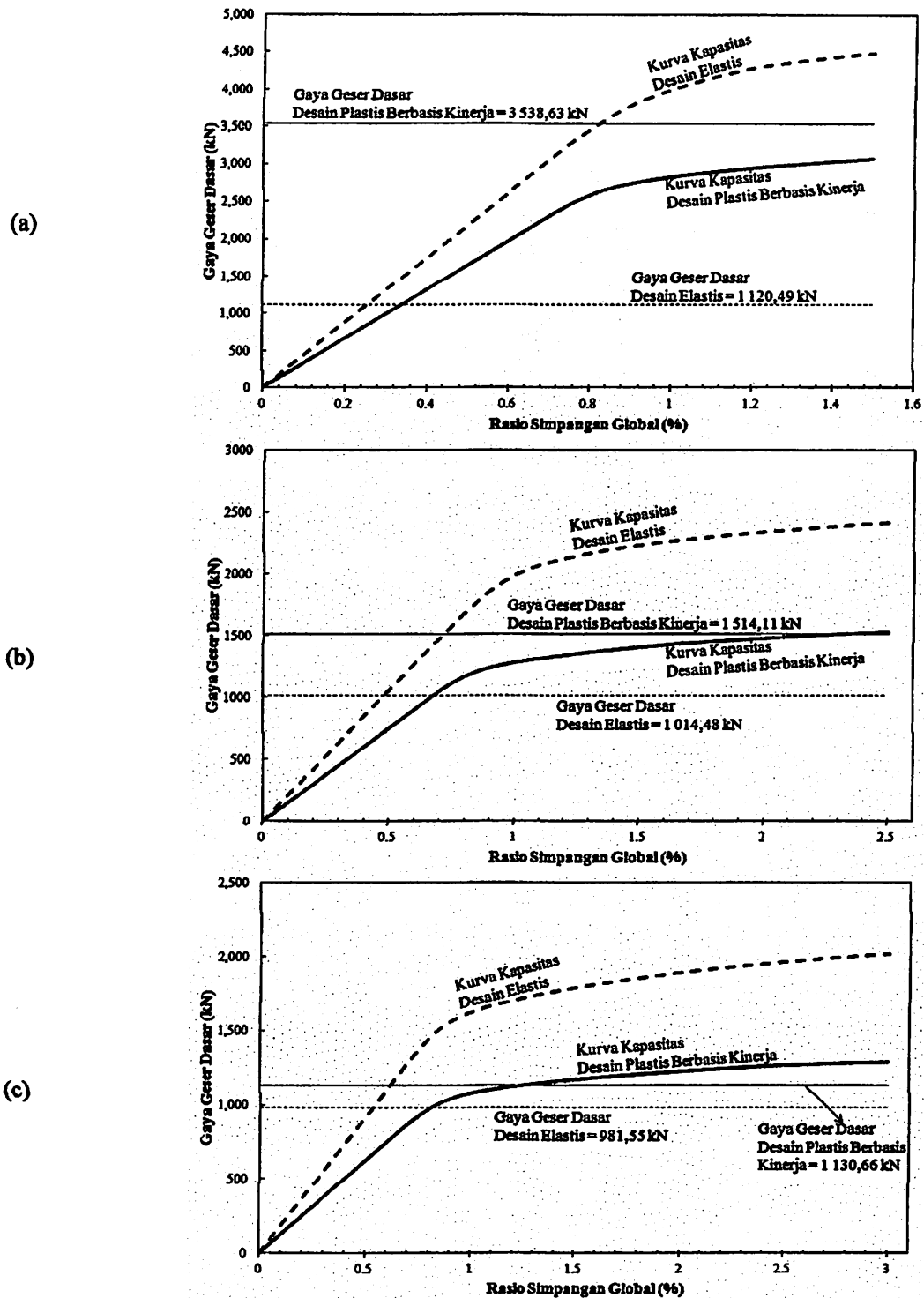
Biaya investasi pembangunan suatu struktur baru tentu merupakan hal penting yang akan dipertimbangkan oleh pemilik bangunan dengan tidak mengesampingkan kinerja struktur saat berbagai pembebanan diterima oleh struktur.

Pada Tabel 6, dapat dilihat perbandingan berat total komponen struktur dengan variasi jumlah tingkat bangunan dan simpangan desain atau simpangan target. Terlihat bahwa berat total komponen struktur yang didesain plastis berbasis kinerja, lebih kecil dibandingkan struktur yang didesain elastis, walaupun demikian, tidak mengorbankan kinerja struktur.

6. Kesimpulan

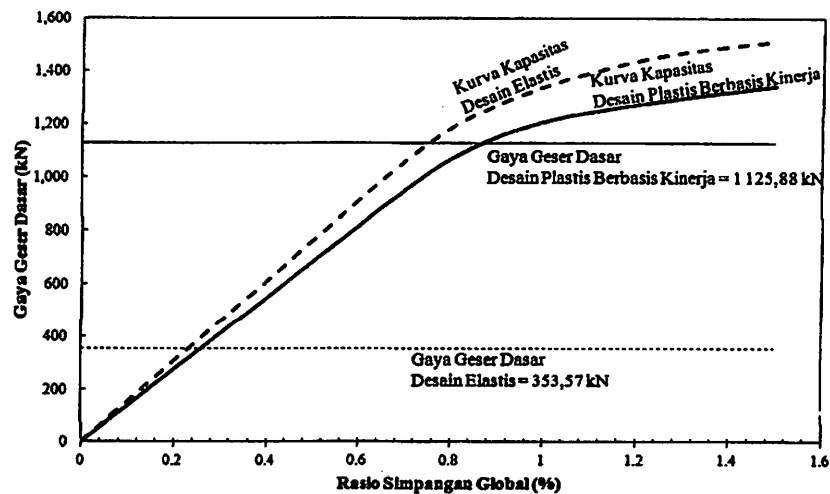
Dari hasil penelitian dan analisis terhadap hasil penelitian tersebut, diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Gaya geser dasar desain plastis berbasis kinerja lebih realistis dibandingkan gaya geser dasar desain elastis, karena dalam penentuan gaya geser dasar desain elastis tidak memperhitungkan kondisi inelastis struktur. Hal ini dibuktikan oleh kuat lebih (perbandingan antara kapasitas gaya geser dasar dan gaya geser dasar desain) yang sangat besar pada desain elastis, bahkan besarnya mendekati 4.3. Namun berbeda pada desain plastis berbasis kinerja, kuat lebih hanya lebih kecil dari 1.2.
2. Desain plastis berbasis kinerja dapat diterapkan dengan baik pada struktur baja sistem rangka pemikul momen pada daerah kegempaan tinggi di Indonesia, bahkan berefek penghematan berat total material baja hingga 30% dibanding desain elastis.

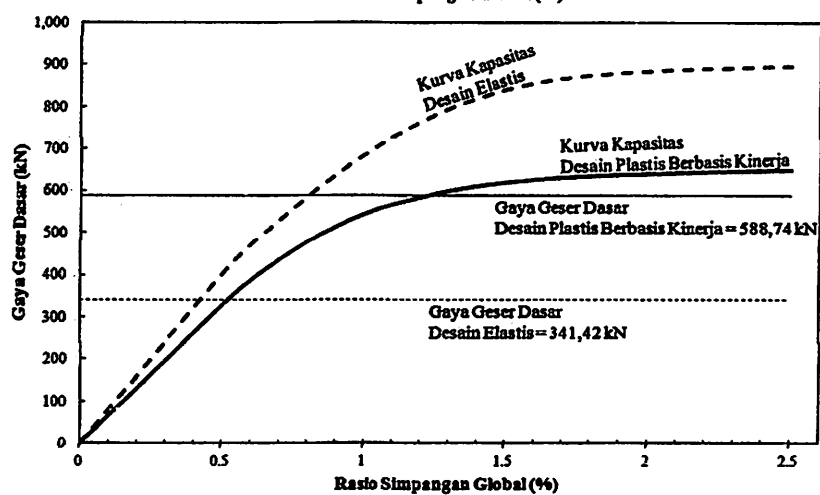


Gambar 10: Kurva pushover struktur 8-tingkat, dengan rasio simpangan target atau rasio simpangan desain (a). 1,5%; (b). 2,5%; dan (c). 3%

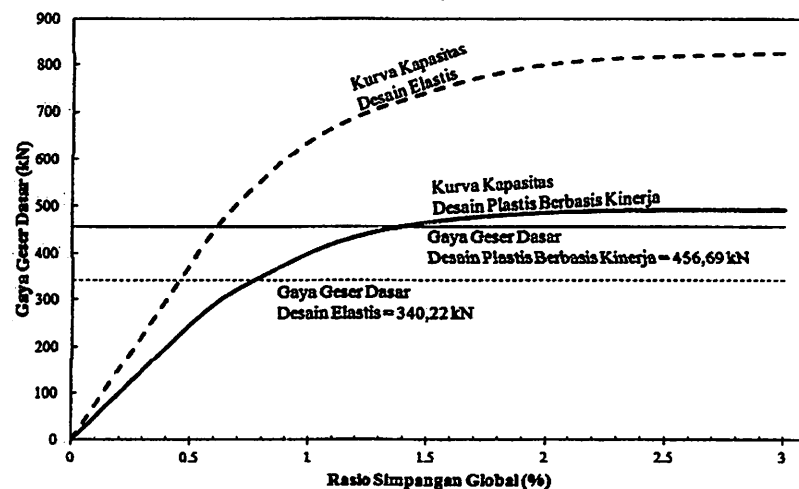
(a)



(b)



(c)



Gambar 11: Kurva pushover struktur 3-tingkat, dengan rasio simpangan target atau rasio simpangan desain (a). 1,5%; (b). 2,5%; dan (c). 3%

Tabel 5: Kuat lebih statis

	Desain Elastis, dengan rasio simpangan desain:			Desain Plastis berbasis Kinerja, dengan rasio simpangan target:		
	1,5%	2,5%	3%	1,5%	2,5%	3%
3-tingkat	4,28	2,62	2,42	1,19	1,10	1,08
8-tingkat	4,00	2,37	2,06	0,87	1,01	1,14

Tabel 6: Perbandingan berat total komponen struktur

	Berat Struktur 3-tingkat (kN)			Berat Struktur 8-tingkat (kN)		
	Rasio Simpangan Desain atau Rasio Simpangan Target:					
	1,5%	2,5%	3%	1,5%	2,5%	3%
Desain Elastis	253,48	167,11	158,59	1 738,13	984,29	955,15
Desain Plastis Berbasis Kinerja	219,12	109,49	89,68	1 456,21	656,89	560,03

Daftar Pustaka

- American Institute of Steel Construction (AISC). 2010^a. *ANSI/AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. AISC, Chicago, Illinois.
- Badan Standardisasi Nasional (BSN). 2012. *SNI 1726:2012, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. BSN, Jakarta.
- Chao, S. H., Goel, S. C. dan Lee, S. S. 2007. A Seismic Design Lateral Forces Distribution based on Inelastic State of Structures. *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, 23(3): 547-569.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). 2000. *FEMA 356, Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA, Washington, D.C.
- Lee, S. S. dan Goel, S. C. 2001. Performance-based Design of Steel Moment Frames using Target Drift and Yield Mechanism [Research Report UMCEE 01-17, was submitted as a Dissertation by the first author]. Ann Arbor: The University of Michigan, College of Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering.
- Liao, W. C. 2010. Performance-based Plastic Design of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Moment Frames. [Dissertation]. Ann Arbor: The University of Michigan.
- Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center Ground Motion Database. http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database. [4 Mar 2014].
- Seismosoft Ltd. 2013^a. SeismoMatch v2.1 – A computer program for spectrum matching of earthquake records. Available from <http://www.seismosoft.com>. [10 Oct 2013].
- Seismosoft Ltd. 2013^b. SeismoStruct v6.5 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Available from <http://www.seismosoft.com>. [10 Oct 2013].
- United States Geological Survey (USGS), Earthquake Hazards Program. 2010. Magnitude 8.6 – Northern Sumatera, Indonesia. <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2005/usweax/usweax.php>. [4 Mar 2014].

POTENSI EROSI DAS DELI DENGAN USLE BERBASIS SIG

¹⁾A. Perwira Mulia Tarigan, ²⁾Faiz Isma dan ³⁾Rudi Iskandar

1) Dosen Magister Teknik Sipil, Fakultas Teknik USU (a.perwira@usu.ac.id)

2) Mahasiswa Magister Teknik Sipil, Fakultas Teknik USU (faizisma87@gmail.com)

3) Dosen Magister Teknik Sipil, Fakultas Teknik USU (sipil_s2_usu@yahoo.com)

Abstrak

Daerah Aliran Sungai (DAS) Deli memiliki luas 472,98 km² dan terdiri dari tujuh sub DAS yang bagian hilirnya melintasi jantung kota Medan. Studi potensi erosi DAS Deli ini menggunakan metode Universal Soil Loss Equation (USLE) sebagai pendugaan potensi erosi dengan berbasiskan Sistem Informasi Geografis (SIG). Peraturan Menteri Kehutanan RI, 2009 digunakan sebagai pendugaan tingkat bahaya erosi (TBE). Hasil penelitian menunjukkan bahwa DAS Deli mengalami 5 kejadian sebaran erosi, yaitu sangat ringan 3.138,312 ha (6,64 %), ringan 7.505,460 ha (15,87 %), sedang 24.019,166 ha (50,78 %), berat 12.013,670 ha (25,40 %), dan sangat berat 621,423 ha (1,31 %), dengan erosi rata – rata tahunan 138,808 ton/ha/tahun atau 6.565.344,948 ton/thn berada pada kelas erosi sedang. Dengan skenario penerapan konservasi tanah di lahan DAS Deli akan terjadi penurunan erosi tanah sebesar 59,20 % dari besaran erosi sebelumnya. Berdasarkan kategori tingkat bahaya erosi (TBE), potensi erosi DAS Deli didominasi pada kriteria sangat bahayanya dengan total luas 28.760,755 ha atau 60,81 % dari total luas DAS Deli. Perkiraan potensi tanah tererosi yang masuk ke hilir sungai sub DAS Deli Petani berkisar 9,706 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Deli berkisar 6,914 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Paluh Besar berkisar 5,223 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Sei Sekambing berkisar 2,031 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Simaimai berkisar 4,927 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Babura berkisar 15,697 ton/ha/tahun, dan sub DAS Deli Bekala berkisar 31,240 ton/ha/tahun. Dari estimasi potensi erosi dan sedimentasi selanjutnya dapat diperkirakan jumlah sedimen yang perlu dikeruk untuk normalisasi Sungai Deli agar Sungai tersebut dapat mengalirkan air dengan kapasitas normal yang seharusnya.

Kata Kunci: Erosi Tanah, Tingkat Bahaya Erosi (TBE), Kapasitas Angkutan Sedimen, Endapan (Deposisi), Sistem Informasi Geografis (SIG), dan Daerah Aliran Sungai (DAS) Deli.

1. Pendahuluan

Sebahagian besar lahan bumi mengalami degradasi akibat erosi pada tingkat yang mengkhawatirkan (Suripin, 2002). Berdasarkan data tahun 1984, dilaporkan bahwa dengan laju kehilangan tanah dibiarkan seperti saat ini, 20-40 ton/ha/tahun, lapisan tanah atas yang ada saat ini akan habis dalam jangka waktu 150 tahun. Oleh karenanya erosi tanah merupakan salah satu masalah lingkungan yang paling serius. Kerusakan tanah oleh erosi tersebut menyebabkan berkurangnya kemampuan tanah dalam mendukung produktifitas lahan (Poetra dan Sutedjo, 1991; Hasibuan, 2009).

Bahaya erosi dapat menyebabkan menurunnya kapasitas tampung dan aliran saluran di suatu DAS, termasuk pada lahan drainase di daerah pemukiman. Erosi lahan merupakan masalah penting yang harus mendapat perhatian sejak dini. Walaupun proses erosi lahan bersifat alami dan tidak dapat dihentikan secara serta merta dan sekaligus, namun peningkatan laju erosi biasanya dipicu oleh campur tangan kegiatan manusia yang ada pada DAS. Laju erosi lahan yang terjadi dapat diprediksi untuk mengetahui tingkat bahaya yang timbul dari erosi tersebut. Selanjutnya langkah-langkah pencegahan dan mitigasi dapat direncanakan untuk diimplementasikan.

Berdasarkan penafsiran peta sebaran potensi erosi oleh Balai Wilayah Sungai Belawan-Ular-Padang (BWS BUP, 2013) dilaporkan bahwa dari tahun ke tahun angka laju erosi DAS Deli terus mengalami peningkatan. Pada tahun 1995 tingkat erosi DAS Deli rerata tahunan berkisar 0,000 – 9,967 ton/ha/thn, sedangkan pada tahun 2008 meningkat dalam kisaran 0,000 – 19,966 ton/ha/tahun.

Studi ini mencoba melakukan penelaahan erosi dan sedimentasi DAS Deli dengan metode USLE (*Universal Soil Loss Equation*) berbasis SIG untuk secara sistematis memperkirakan besar laju erosi dan perkiraan tingkat bahaya erosi (TBE). Hasil studi selanjutnya diharapkan dapat memberikan informasi terhadap besar laju erosi dan tingkat bahaya erosi lahan di DAS Deli berdasarkan data terkini yang tersedia.

2. Tinjauan Pustaka

2.1 Metode USLE Sebagai Pendugaan Erosi

Pendugaan erosi adalah suatu prediksi besarnya erosi yang dipengaruhi oleh faktor iklim, tanah, topografi dan penggunaan lahan. Untuk kepentingan praktis nilai faktor erosi dapat mengacu pada penelitian dan penerapan rumus empiris yang telah dilakukan di Indonesia, yaitu dengan menggunakan persamaan umum kehilangan tanah USLE (*Universal Soil Loss Equation*) (Wischmeier dan Smith 1978; Jayusri 2012). Persamaan USLE dinyatakan sebagai berikut:

$$A = R \times K \times LS \times C \times P \dots\dots\dots (1)$$

di mana A = jumlah tanah hilang (ton/ha/tahun), R = erodivitas curah hujan tahunan rata-rata, K = indeks erodibilitas tanah, LS = indeks panjang dan kemiringan lereng, C = indeks pengelolaan tanaman, P = indeks upaya konservasi tanah/lahan.

2.1.1 Faktor Erosivitas Hujan (R)

Berdasarkan data curah hujan bulanan maksimum, faktor erodivitas hujan (R) dapat dihitung dengan mempergunakan persamaan Lenvain dalam *Peraturan Menteri Kehutanan RI, Nomor: P. 32/MENHUT-II/2009* sebagai berikut:

$$R_m = 2,21(Rain)_m^{1,36} \dots\dots\dots (2)$$

Untuk memperoleh nilai R dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$R = \sum_{m=1}^{12} R_m \dots\dots\dots (3)$$

di mana R = erodivitas curah hujan tahunan rata-rata, R_m = Jumlah curah hujan bulanan, (Rain)_m = curah hujan bulanan (cm).

2.1.2 Faktor Erodibilitas Tanah (K)

Erodibilitas Tanah adalah tingkat kepekaan suatu jenis tanah terhadap erosi. Kepekaan tanah terhadap erosi (erodibilitas) tanah dapat didefinisikan sebagai mudah tidaknya suatu tanah tererosi. Erodibilitas tanah dapat juga dikatakan mudah tidaknya tanah untuk dihancurkan oleh kekuatan jatuhnya butir-butir hujan atau oleh kekuatan aliran permukaan.

Suatu tanah yang memiliki erodibilitas rendah mungkin akan mengalami erosi yang berat jika tanah tersebut terdapat pada lereng yang curam dan panjang, serta curah hujan dengan intensitas yang tinggi. Sebaliknya tanah yang memiliki erodibilitas tinggi, kemungkinan akan memperlihatkan gejala erosi ringan atau bahkan tidak sama sekali bila terdapat pada lereng yang landai, dengan penutupan vegetasi baik, dan curah hujan dengan intensitas rendah.

Berikut ini diperlihatkan jenis tanah great-group berdasarkan Taksonomi Tanah United Soil Department Agriculture (USDA).

Tabel 1: Nilai K untuk berbagai jenis tanah

Orde	Sub Orde	Great-Group	K
Inceptisols (EPT)	Andepts	Dystrandepts	0,320
		Eutrandepts	0,250
		Hydrandepts	0,320
	Tropepts	Dystropepts	0,073
		Eutropepts	0,073
	Aquepts	Tropaquepts	0,251
		Hydraquepts	0,168
Entisols (ENT)	Aquepts	Sulfaquepts	0,168
		Tropaquepts	0,214
	Fluvents	Troplofluvents	0,215

Sumber : BPDAS Wampu – Ular – Padang, 2013

2.1.3 Faktor Kemiringan Lereng (LS)

Kemiringan dan panjang lereng adalah dua unsur topografi yang paling berpengaruh terhadap aliran permukaan dan erosi. Unsur lain yang mungkin berpengaruh adalah konfigurasi, keseragaman dan arah lereng. Semakin miring suatu lahan dan semakin panjang lereng maka erosi akan semakin besar.

Tabel berikut ini menunjukkan klasifikasi sebaran kelas lereng.

Tabel 2: Klasifikasi sebaran lereng

No	Kemiringan rata-rata	Nilai LS
1	0 - 8%	0,4
2	> 8 % - 15 %	1,4
3	> 15 % - 25 %	3,1
4	> 25 % - 45 %	6,8
5	> 45 %	9,5

Sumber : BPDAS Wampu – Ular – Padang, 2013

2.1.4 Faktor Tutupan Lahan (C) dan Konservasi Tanah (P)

Faktor C ditunjukkan sebagai angka perbandingan yang berhubungan dengan tanah hilang tahunan pada areal yang bervegetasi dengan areal yang sama, jika suatu areal kosong dan ditanami secara teratur, maka nilai faktor C berkisar antara 0,001 pada hutan tak terganggu hingga 1,0 pada tanah kosong yang tidak ditanami.

Faktor konservasi tanah (P) merupakan tindakan pengawetan yang meliputi usaha-usaha untuk mengurangi erosi tanah yaitu secara mekanis maupun biologis/ vegetasi. Nilai P ditentukan berdasarkan tabel indeks konservasi tanah yang dilakukan. Pada kondisi tidak ada usaha pengendalian erosi, diberikan nilai P sama dengan 1 dan kurang dari 1 untuk penggunaan lahan dengan penanganan secara mekanis (Segel dan Putuhen, 2005 dalam Hasibuan. R, 2009).

Tabel 3: Nilai CP untuk berbagai faktor tutupan lahan

No	Jenis Tata Guna Lahan	CP
1	Belukar Rawa	0.010
2	Rawa	0.010
3	Semak/Belukar	0.300
4	Pertanian Lahan Kering Campur	0.190
5	Pertanian Lahan Kering	0.280
6	Perkebunan	0,500
7	Pemukiman	0.950
8	Hutan Lahan Kering Sekunder	0,010
9	Hutan Mangrove Sekunder	0.010
10	Hutan Rawa Sekunder	0.010
11	Hutan Tanaman	0.050
12	Sawah	0,010
13	Tambak	0.001
14	Tanah Terbuka	0.950

Sumber: - BPDAS Wampu-Sei Ular, 2013

2.1.5 Klasifikasi Erosi Tanah

Hasil perhitungan dengan metode USLE akan menghasilkan suatu dugaan erosi tanah di setiap satuan lahan pada DAS, selanjutnya nilai erosi tanah di setiap satuan lahan tersebut dikelompokkan berdasarkan 5 kriteria klasifikasi erosi tanah, yang akan menghasilkan persentase luasan dari masing – masing pengelompokkan kelas erosi tanah tersebut. Tabel 4 memperlihatkan klasifikasi erosi tanah.

Tabel 4: 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

Sumber : Rauf (2011) dalam Purba, 2012

2.2 Tingkat Bahaya Erosi (TBE)

Menurut peraturan menteri Kehutanan tahun 2009, bahwa berdasarkan kedalaman tanah efektif (solum tanah) dan klasifikasi tingkat besaran erosi pada suatu unit lahan dapat menentukan tingkat bahaya erosi (TBE) yang memberikan batasan toleransi erosi unit lahan yang masih dapat diizinkan berkisar < 10 ton/ha/tahun, tabel 5 memperlihatkan kriteria tingkat bahaya erosi (TBE) berdasarkan solum tanah tabel berikut ini.

Tabel 5: Klasifikasi TBE berdasarkan solum

Erosi Solum Tanah	Kelas Bahaya Erosi (ton/ha/tahun)				
	I (<15)	II (15-60)	III (60-180)	IV (180-480)	V (>480)
Dalam (>90)	SR	R	S	B	SB
Sedang (60-90)	R	S	B	SB	SB
Dangkal (30-60)	S	B	SB	SB	SB
Sangat dangkal (<30)	B	BS	SB	SB	SB

Sumber: Peraturan Menteri Kehutanan Republik Indonesia tahun 2009

2.3 Kapasitas Angkutan Sedimen (TC)

Dari komponen – komponen faktor USLE, adapun komponen yang dapat di kendalikan sebagai usaha pencegahan erosi adalah faktor tutupan lahan (C), faktor konservasi tanah (P), dan faktor topografi (LS), sedangkan komponen erodibilitas tanah (K) umumnya dianggap konstan kendatipun dapat pula berubah tergantung dari perubahan struktur tanah. Perubahan yang lazim terjadi disebabkan oleh aktifitas pengolahan dan pengelolaan lahan seperti aktivitas reklamasi tanah-tanah yang kurus. Dalam hal ini perlu pula disadari bahwa pencegahan erosi secara total adalah tidak mungkin dan bahkan dianggap tidak perlu oleh karenanya hal yang dianggap realistik adalah menjaga agar besarnya erosi masi diambang batas.

Faktor tindakan konservasi tanah dan air (P) adalah seluruh bentuk tindakan pengelolaan yang ditujukan untuk mempertahankan dan meningkatkan kelestarian sumberdaya lahan dan lingkungan sehingga kegiatan usaha pengelolaan lahan terutama wilayah pertanian dapat dilakukan secara berkelanjutan. Tabel Berikut ini merupakan nilai faktor P berbagai aktivitas konservasi tanah:

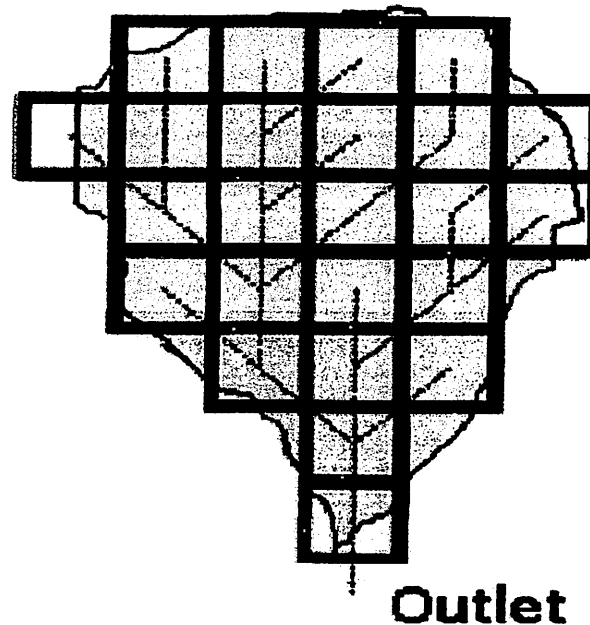
Tabel 6: Tindakan Khusus Konservasi Tanah Pada Lahan DAS

No	Tindakan Khusus Konservasi Tanah	Nilai P
1	Terras Bangku :	
	Konstruksi Baik	0,04
	Konstruksi Sedang	0,15
	Konstruksi Kurang Baik	0,35
	Konstruksi Tradisional	0,40
2	Strip Tanaman Rumput Bahia	0,40
3	Pengolahan Tanah dan Penanaman Menurut Garis Kontur :	
	Kemiringan 0% - 8%	0,50
	Kemiringan 9% - 20%	0,75
	Kemiringan 20%	0,90
4	Tanpa Tindakan Konservasi	1,00

Sumber: Arsyad, 2010

2.4 Kapasitas Angkutan Sedimen (TC)

Meyer dan Wischmeier (1969) serta Jain (2010) menyatakan bahwa angkutan sedimen itu sama dengan besaran erosi tanah yang terjadi pada suatu Daerah Aliran Sungai (DAS) yang tergantung pada kapasitas angkutan sedimen yang akan mengalir erosi tersebut. Dalam hal ini Jain (2010) menggambarkan proses pengaliran erosi tanah dari hulu menuju hilir dengan bantuan grid-grid di setiap DAS yang berakhir pada outlet di bagian hilir yang terdekat dengan sungai. Penggambaran grid tersebut diperlihatkan pada Gambar 1.



Gambar 1. Skema penyajian grid dari suatu DAS (Jain, 2010)

Verstraten, dkk 2007 memberikan suatu persamaan untuk memprediksi rata – rata kapasitas angkutan sedimen di suatu lahan adalah sebagai berikut.

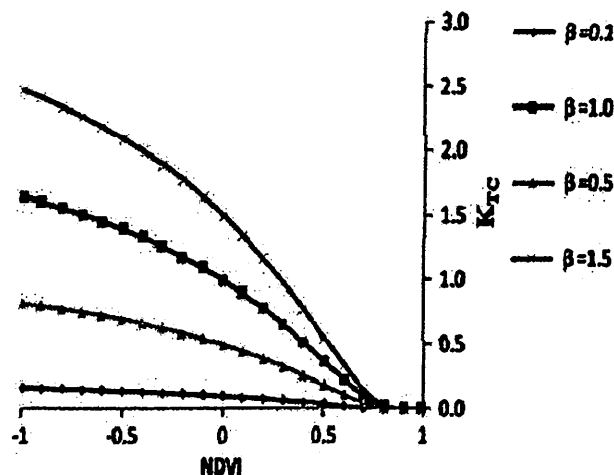
$$TC_i = K_{TC_i} R K_i A_{si}^{1,44} S_i^{1,44} \dots\dots\dots (4)$$

di mana K_{TC_i} adalah koefisien kapasitas angkutan sedimen (kg/m²/tahun), i adalah iterasi tiap grid, S_i adalah sebaran kemiringan lereng.

Persamaan koefisien merupakan fungsi eksponensial dari NDVI di suatu daerah diperlihatkan pada persamaan yang diberikan oleh (Kidwell, 1990) berikut ini.

$$K_{TC_i} = \beta * \exp \left[\frac{-NDVI}{1 - NDVI} \right] \dots\dots\dots (5)$$

Dimana : β adalah normalisasi kalibrasi berdasarkan indeks vegetasi yang diberikan pada gambar 2 berikut ini.



Gambar 2. Usulan hubungan fungsional dari KTC dengan NDVI (Jain, 2010)

Meyer dan Wischmeier (1969) menyatakan:

1. jika besaran erosi tanah (SE) yang terjadi lebih besar dari kapasitas angkutan sedimen (TC_i) pada area grid hulu, maka akan terjadi endapan (D) pada grid sebesar:

$$D_i = SE_i - TC_i \dots\dots\dots (6)$$

Maka erosi yang tertinggal sama dengan endapan yang terjadi pada grid ($SE = D$), Angkutan sedimen keluar (T_{out_i}) yang keluar melalui alur ke grid hilir yang terdekat sesuai dengan alur angkutan sebesar:

$$T_{out_i} = TC_i \dots\dots\dots (7)$$

Angkutan sedimen yang keluar dari grid hulu tersebut akan bergabung menjadi besaran erosi tanah pada grid hilir yang berdasarkan alur yang direncanakan, maka total erosi tanah pada grid hilir adalah :

$$Total SE_{hilir} = SE_{i(hilir)} + \sum T_{out_i(hulu)} \dots\dots\dots (8)$$

2. jika besaran erosi tanah (SE) yang terjadi lebih kecil dari kapasitas angkutan sedimen (TC_i) pada area grid hulu, maka akan tidak terjadi endapan (D) atau erosi akan keluar semua dari grid :

$$D_i = 0 \dots \dots \dots (9)$$

Angkutan sedimen keluar (T_{outi}) yang keluar melalui alur ke grid hilir yang terdekat sesuai dengan alur angkutan sebesar :

$$T_{outi} = SE_i \dots \dots \dots (10)$$

Angkutan sedimen yang keluar dari grid hulu tersebut akan bergabung menjadi besaran erosi tanah pada grid hilir yang terkoneksi berdasarkan alur yang direncanakan, maka total erosi tanah pada grid hilir adalah :

$$Total SE_{hilir} = SE_{i(hilir)} + \sum T_{outi(hulu)} \dots \dots \dots (11)$$

Besar perkiraan harga sedimen sungai akibat erosi menurut Asdak C, 2007 dapat ditentukan berdasarkan persamaan sebagai berikut:

$$Y = E (SDR) W_s \dots \dots \dots (12)$$

di mana

Y = Hasil sedimen per satuan luas (ton/tahun)

E = Besaran erosi tanah (ton/ha/tahun)

W_s = Luas Daerah Aliran Sungai (ha)

SDR = *Sediment delivery ratio* (Nisbah pelepasan sedimen) (%).

Dari hasil penelitian empirik telah diumumkan beberapa persamaan SDR sebagai berikut:

$$SDR = 0,41 A^{-0,3} \dots \dots \dots (13)$$

Yang menyatakan A adalah luas DAS (Boyce 1975 dalam Arsyad,2010).

$$SDR = - 0,02 + 0,385 A^{-0,2} \dots \dots \dots (14)$$

Yang menyatakan A adalah luas DAS (Auerswald,1992 dalam Arsyad,2010).

Robinson 1979 dalam Arsyad 2010 juga memberikan nilai pelepasan sedimen terhadap luas daerah aliran sungai dalam Tabel 7 berikut ini.

Tabel 7: Pengaruh daerah aliran sungai (DAS) terhadap nisbah pelepasan sedimen (NPS)

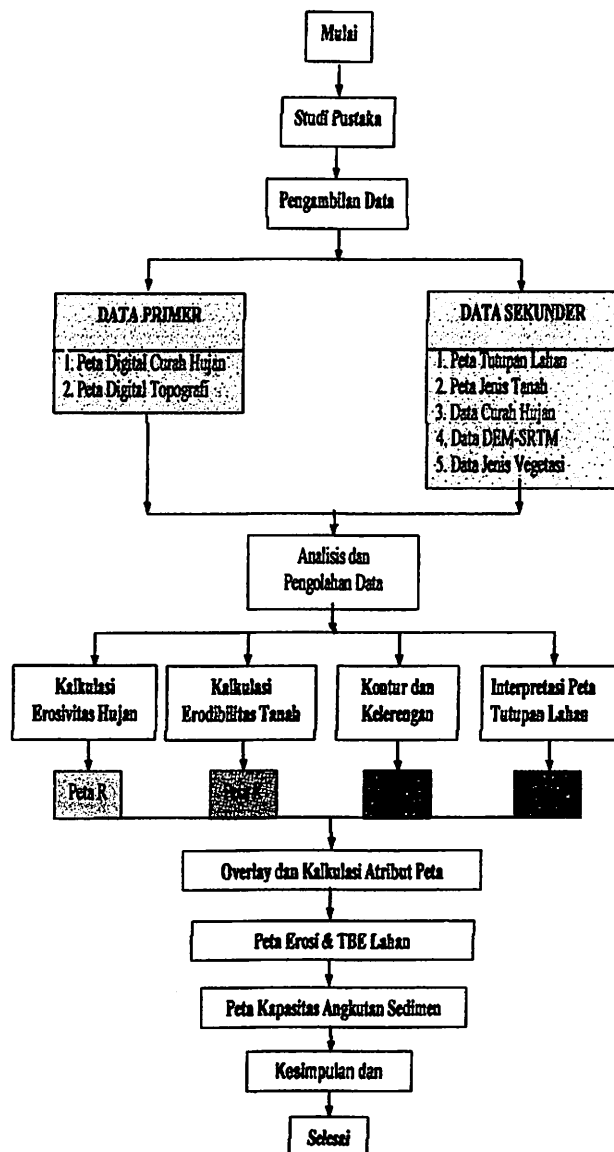
Luas Daerah Aliran Sungai (km ²)	NPS/SDR (%)
0,1	53,0
0,5	39,0
1,0	35,0
5,0	27,0
10,0	24,0
50,0	15,0
100,0	13,0
200,0	11,0
500,0	8,5
26.000,0	4,9

Sumber: Arsyad, 2010

Perkiraan biaya normalisasi akibat sedimen sungai sesuai dengan galian C / galian lumpur sedimen dalam m³ berdasarkan rekapitulasi biaya pengerukan muara sungai dengan harga satuan per m³ untuk penggalian tanah menggunakan alat berat sebesar Rp. 15.800,00 (Pedoman Analisa Harga Satuan (AHSP) bidang pekerjaan umum, BALITBANG PU, hal: 258).

3 Metodologi

Pengumpulan data dilakukan untuk memperoleh semua informasi yang diperlukan dalam penelitian yang berguna dalam menganalisa dugaan erosi tanah (SE), tingkat bahaya erosi (TBE), dan kapasitas angkutan sedimen (TC), data yang digunakan dalam penelitian ini berupa data primer dan data skunder yang meliputi data curah bulanan maksimum (BMKG,2013), dan peta tutupan lahan, jenis tanah, dan batas DAS Deli (BPDAS,2013).



Gambar 3. Bagan Alir Penelitian

4 Hasil Pembahasan

4.1 Analisa Faktor Erosi

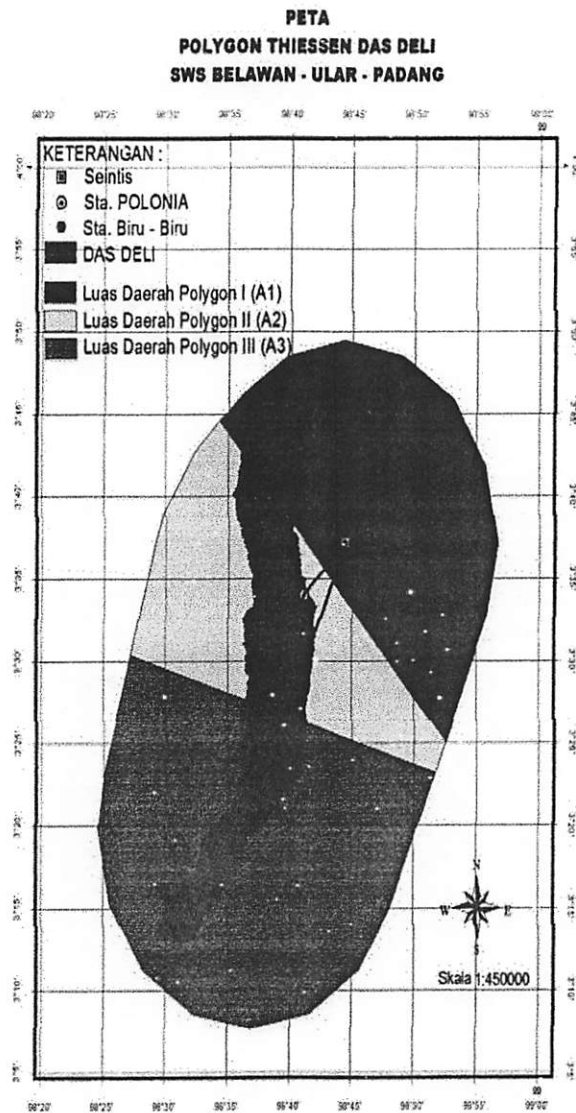
Dalam analisa penelitian ini menggunakan bantuan program ESRI Arcview versi 3.3 yang berfungsi memberikan informasi data spasial terhadap besaran erosi pada DAS Deli menggunakan metode Universal Soil Loss Equation (USLE), selanjutnya dalam pengaturan jenis koordinat menggunakan bantuan program google earth versi 5.0 sedangkan untuk menentukan panjang dan kemiringan lereng menggunakan data DEM-SRTM (*Digital Elevation Model – Shuttle Radar Topographic Mission*) yang dianalisa menggunakan perangkat lunak Global Mapper versi 11.0, adapun hasil analisa faktor erosi tanah adalah sebagai berikut:

4.1.1 Faktor Erosivitas Hujan

Nilai erosivitas hujan (R) DAS Deli dihitung menggunakan persamaan lenvain di tiap stasiun curah hujan bulanan maksimum, kemudian luas sebaran erosivitas hujan (R) di tiap stasiun curah hujan ditentukan dengan polygon thiessen dengan bantuan “extention polygon thiessen” pada arcview 3.3.

Tabel 8: Erosivitas Hujan (R) DAS Deli

No	Nama Stasiun	Lokasi	Luas (km ²)	Erosivitas (R)
1	Seintis	03°39'00" LU ; 98°45'00" BT	68,291	1019,53
2	Polonia	03°33'36" LU ; 98°40'48" BT	221,535	1710,02
3	Biru - Biru	03°19'12" LU ; 98°38'24" BT	183,154	1334,44
Total			472,98	



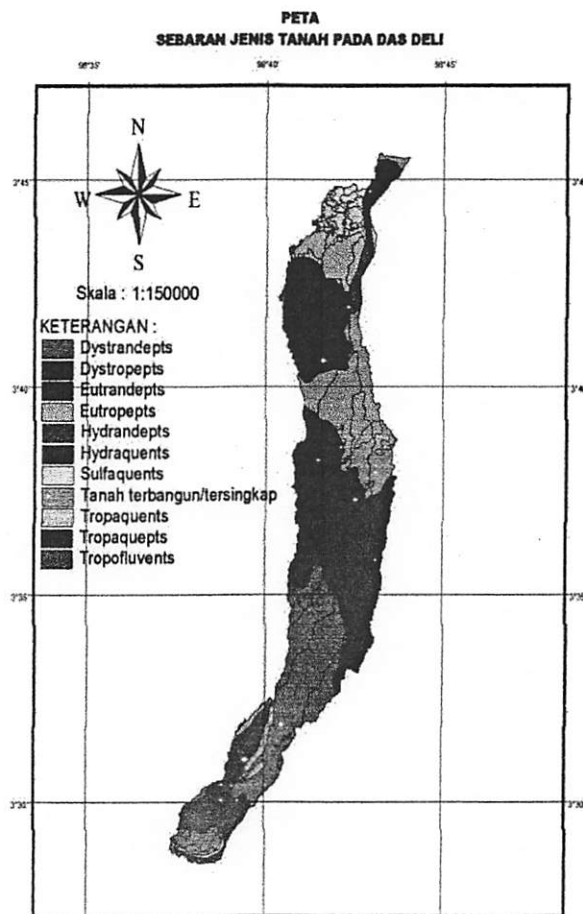
Gambar 4. Peta Polygon Thiessen Pada DAS Deli

4.1.2 Faktor Erodibilitas Tanah (K)

Data - data jenis tanah merupakan data sekunder yang berupa peta digital sebaran jenis tanah yang berasal dari BPDAS WUP yang dianalisa menggunakan perangkat SIG Arcview 3.3 untuk menentukan sebaran jenis tanah dan indeks erodibilitas tanah (K) pada DAS Deli.

Tabel 9: Jenis Tanah dan indek Erodibilitas Tanah (K)

Jenis Tanah	Nilai K	Luas Area (Ha)	Luas Area Terhadap Luas DAS	Nilai Rata-rata/Area
Dystrandepts	0,320	10.266,19	0,217	0,069
Dystropepts	0,073	7.304,39	0,154	0,011
Eutrandepts	0,251	4.602,85	0,097	0,024
Eutropepts	0,073	2.403,00	0,051	0,004
Hydrandepts	0,320	3.628,64	0,077	0,023
Hydraquents	0,168	1.080,52	0,023	0,004
Sulfaquents	0,168	567,02	0,012	0,002
Terbangun/Tersingkap	0,320	8.052,77	0,170	0,054
Tropaquepts	0,214	1.279,45	0,027	0,006
Tropaquepts	0,251	7.423,36	0,157	0,039
Tropofluvents	0,315	690,09	0,015	0,003
Luas Total Area DAS Deli		47.298,02	1	0,242
Erodibilitas Tanah (K) Rata - Rata DAS Deli				



Gambar 5. Peta Sebaran Jenis Tanah DAS Deli

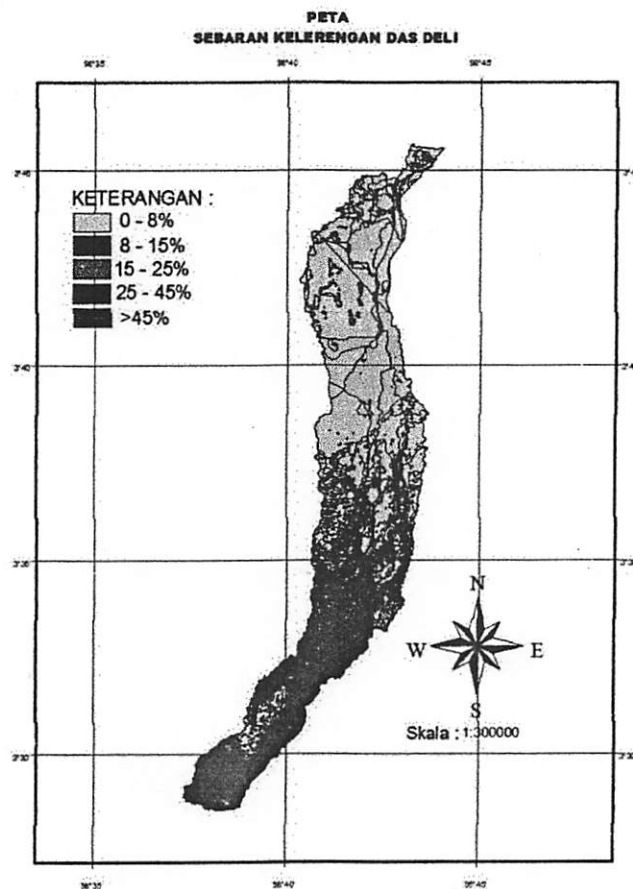
4.1.3 Faktor Kemiringan Lereng (LS)

Kawasan DAS Deli memiliki sebaran lereng yang beragam, untuk wilayah datar umumnya berada pada daerah hilir DAS, sedangkan untuk wilayah berbukit umumnya berada pada daerah hulu DAS, sedangkan untuk daerah tengah DAS bervariasi antara daerah datar, landai, agak curam dan curam.

Berikut ini dapat dilihat sebaran lereng yang terjadi di kawasan DAS Deli.

Tabel 10: Klasifikasi Sebaran Lereng (LS) DAS Deli

Kelas Lereng (%)	Rata-rata Kemiringan (%)	Luas Area (Ha)	Rata-rata Perbandingan Luas Total Area	Nilai Rata-rata lereng/area (%)
>8 - 15	11,5	3.003,021	0,0635	0,7302
>25 - 45	35	1.529,674	0,0323	1,1319
Luas Total Area		47.298,03	1,000	
Faktor Kemiringan Lereng Rata-rata di DAS Deli (LS)				1,4



Gambar 6. Peta Sebaran Jenis Tanah DAS Deli

Pada DAS Deli terdapat 5 kelas lereng, yaitu: lereng kelas I (0 – 8%) merupakan kriteria lereng datar seluas 36.190,83 ha (76,52%), lereng kelas II (>8 – 15%) merupakan kriteria lereng landai seluas 3.003,021 ha (6,35%), lereng kelas III (>15 – 25%) merupakan kriteria lereng agak curam seluas 5.192,045 ha (10,98%), lereng kelas IV (>25 – 45%) merupakan kriteria lereng curam seluas 1.529,674 ha (3,23%), dan lereng kelas V (>45%) merupakan kriteria lereng sangat curam seluas 1.382,461 ha (2,92%). Peta sebaran kelas lereng tersebut disajikan pada Gambar 1.5.

4.1.4 Faktor Tutupan Lahan (C) dan Konservasi lahan

DAS Deli mempunyai 13 jenis tutupan lahan (*landcover*), tutupan lahan ini sebagai pedoman unit lahan di masing – masing sub DAS. Setiap faktor erosi (erosivitas hujan (R), erodibilitas tanah (K), dan kemiringan lereng (LS)) yang terjadi di tiap unit lahan dianggap sama, serta menghasilkan fisik erosi yang sama di tiap unit lahannya. Berikut ini di tunjukkan jumlah unit lahanyang terjadi di tiap sub DAS Deli.

Tabel 11: Jumlah unit lahan di tiap sub DAS Deli

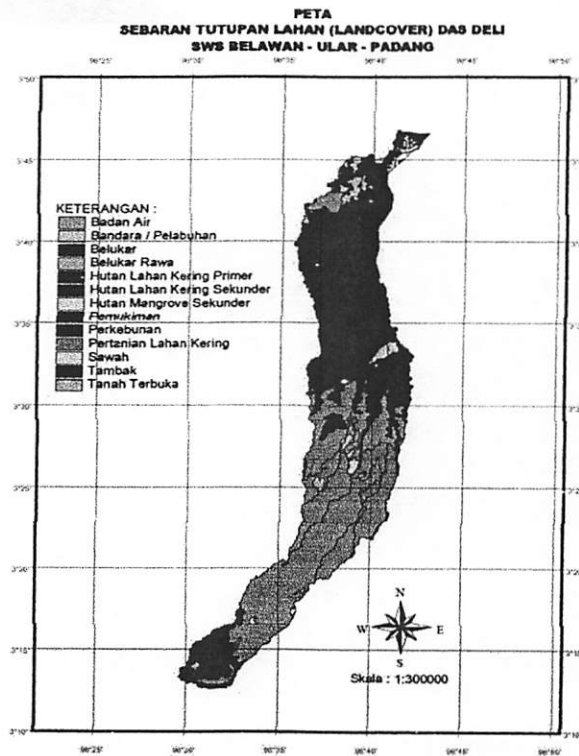
No	Kode	Jumlah	Keterangan	Luas (Ha)
1	SLSD	8	Satuan Lahan Sub DAS Deli Deli	6.860,51
2	SLSDPB	9	Satuan Lahan Sub DAS Deli Paluh Besar	10.829,75
3	SLSDSS	3	Satuan Lahan Sub DAS Deli Sei Selam tang	4.223,98
4	SLSDBA	5	Satuan Lahan Sub DAS Deli Babura	5.179,69
5	SLSDBE	4	Satuan Lahan Sub DAS Deli Belaka	4.425,81
6	SLSDPE	7	Satuan Lahan Sub DAS Deli Petari	12.525,43
7	SLSDSI	2	Satuan Lahan Sub DAS Deli Simaimai	3.088,91
Total		38		47.298,03

Dari Tabel 11 dapat dilihat satuan lahan yang memiliki unit lahan terbanyak berada pada satuan lahan sub DAS Deli Paluh Besar (SLSDPB) dengan 9 unit lahan, sedangkan unit lahan paling sedikit berada pada satuan lahan Deli Simaimai dengan 2 unit lahan.

Tabel 12: Jenis dan Indeks Tutupan Lahan (CP)

Jenis Tutupan Lahan (Landcover)	Nilai CP	Luas Area (Ha)	Luas Area Terhadap Luas Sub DAS	Nilai Rata- rata/area
Pertanian	0.500	21.577,30	0.4575	0.06375
Pemukiman	0.950	14.929,04	0.3156	0.29936
Tanah	0.001	387,68	0.0008	0.00002
Belukar Rawa	0.010	364,34	0.0008	0.00013
Pertanian Lahan Kering	0.220	20.806,50	0.4399	0.12317
Hutan Mangrove Sekunder	0.010	261,15	0.0005	0.00006
Hutan Lahan Kering Primer	0.010	2.024,20	0.0043	0.00043
Hutan Lahan Kering Sekunder	0.010	190,45	0.0004	0.00004
Bekas Air	0.001	112,38	0.0004	0.00004
Tanah Terakumulasi	0.950	389,45	0.0008	0.00733
Bendungan / Perkebunan	0.950	382,94	0.0008	0.00608
Belukar	0.300	538,91	0.0014	0.00342
Sawah	0.010	332,47	0.0007	0.00007
Luas Total Area (Sub DAS)		47.298,03	1	
Nilai faktor CP rata-rata Sub DAS Deli				

Dari Tabel 12 dan gambar 7 terlihat sebaran tutupan lahan yang paling dominan dari bagian tengah ke hulu DAS Deli adalah tutupan lahan pertanian lahan kering seluas 20.806,50 ha (43,99%), dan bagian tengah ke hilir DAS Deli adalah tutupan lahan pemukiman seluas 14.929,04 (31,56 %).



Gambar 7. Peta Sebaran Tutupan Lahan (CP) DAS Deli

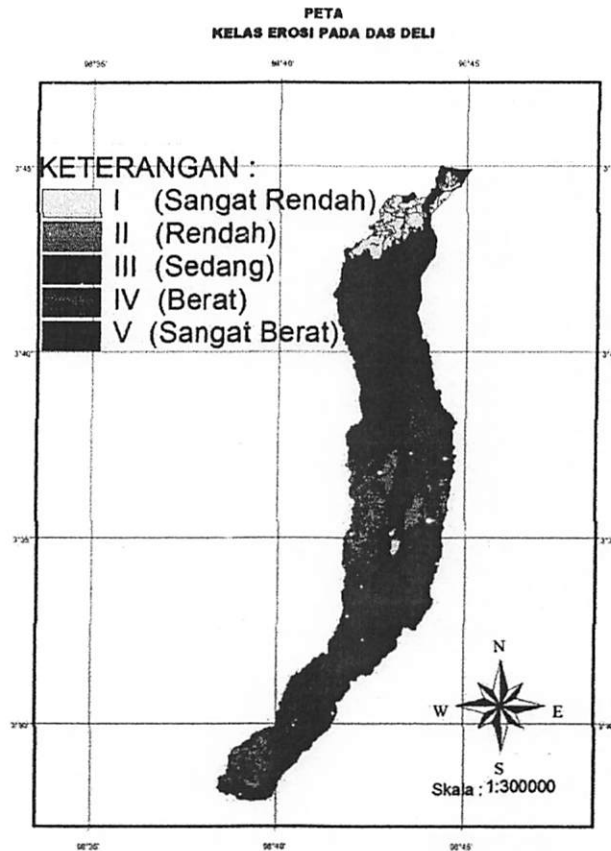
4.1.5 Dugaan Erosi Tanah DAS Deli

Setelah faktor – faktor erosi di analisa berdasarkan unit lahan yang terdapat pada DAS Deli, kemudian dilakukan analisa potensi erosi di setiap unit lahan dengan metode USLE yang direratakan berdasarkan luasan sebaran erosi yang terjadi pada DAS Deli, maka diperoleh rata – rata potensi erosi pada DAS Deli sebesar 138,808 ton/ha/tahun atau 6.565.344,948 tn/thn.

Tabel 13: Sebaran Kelas Erosi Tanah DAS Deli

Kelas Erosi	Erosi (tn/ha/thn)	Kode	Keterangan	Luas (Ha)	Persentase Luas (%)
1	<15	SR	Sangat Rendah	3.138,312	6,64
2	15 - 60	R	Rendah	7.505,460	15,87
3	60 - 180	S	Sedang	24.019,166	50,78
4	180 - 480	B	Barat	12.013,67	25,40
5	>480	SB	Sangat Berat	621,423	1,31
Total Luas DAS Deli				47.298,05	100,00

Tabel 13 memperlihatkan bahwa kelas laju erosi yang paling mendominasi daerah DAS Deli merupakan Kelas Erosi III dengan luas 24.019,166 ha (50,78 %), kemudian disusul Kelas Erosi IV dengan luas 12.013,672 ha (25,40 %), Kelas Erosi II dengan luas 7.505,460 ha (15,87 %), Kelas Erosi I dengan luas 3.138,312 ha (6,64 %), dan Kelas Erosi V dengan luas 621,423 ha (1,31 %).



Gambar 8. Menunjukkan sebaran kelas erosi yang terjadi di DAS Deli pada tahun 2013

Tabel 14 memperlihatkan erosi rata – rata pada 7 sub DAS Deli dan rata – rata potensi erosi pada DAS Deli menyatakan bahwa rerata erosi yang paling tinggi berada pada sub DAS Deli Petani sebesar 64,305 ton/ha/tahun, disusul oleh sub DAS Deli Babura 18,600 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Sei Sekambing sebesar 14,539 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Simaimai sebesar 17,660 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Paluh Besar 16,496 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Deli sebesar 11,921 ton/ha/tahun, dan sub DAS Deli Bekala sebesar 5,290 ton/ha/tahun merupakan besaran erosi yang paling kecil. Sehingga didapat besaran rerata erosi di DAS Deli sebesar 138,808 ton/ha/tahun dan DAS Deli dikategorikan memiliki klasifikasi Erosi sedang saat penelitian ini dilaksanakan.

Erosi DAS Deli dapat terus meningkat jika terjadinya suatu perubahan tataguna lahan yang dapat meningkatkan pola indeks tutupan lahan dari DAS Deli tersebut, maka perlu dilaksanakan tindakan terhadap factor koreksi pengelolaan lahan di sub DAS Deli yang memiliki besaran erosi yang tinggi seperti sub DAS Deli Petani, sub DAS Deli Simaimai, dan sub DAS Deli Paluh Besar yang bertujuan untuk meminimalisir peningkatan besaran erosi di lahan DAS Deli tersebut.

Tabel 14:Rerata Erosi Tanah DAS Deli

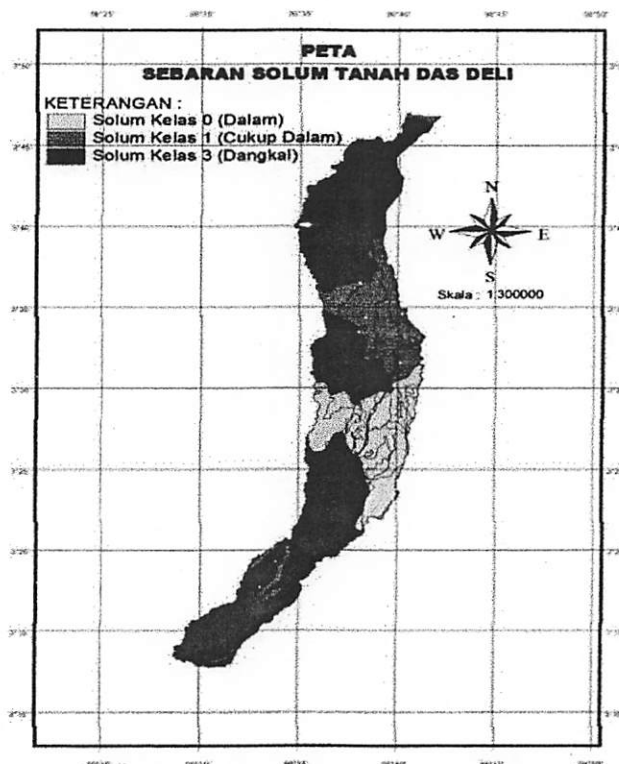
No	Sub DAS	Kode Satuan Lahan	Luas (Ha)	Persentasi Luas (%)	Erosi (tn/ha/thn)		Erosi Rata-Rata (tn/ha/thn)
					(tn/ha/thn)	(tn/ha)	
1	Deli Deli	SLSDDD	6.860,514	14,50	82,185	563.833,35	11,921
2	Deli Paluh Besar	SLSDPB	10.823,753	22,88	72,084	780.215,56	16,496
3	Deli Sei Sekambing	SLSDSS	4.223,930	8,93	162,805	687.676,96	14,539
4	Deli Babura	SLSDBA	5.179,684	10,95	169,843	879.730,78	18,600
5	Deli Bekala	SLSDBE	4.425,809	9,36	56,535	250.213,00	5,290
6	Deli Petani	SLSDPE	12.695,426	26,84	239,563	3.041.351,16	64,302
7	Deli Simaimai	SLSDSI	3.088,910	6,53	117,299	362.325,25	7,660
Total Luas Sub DAS Deli			47.298,03				
Total Erosi Rata-Rata DAS Deli							

4.1.6 Tingkat Bahaya Erosi (TBE) DAS Deli

Dalam pengambilan jenis solum tanah pada setiap satuan lahan yang berada pada masing – masing sub DAS Deli berdasarkan sebaran jenis solum tanah terbanyak yang terjadi pada satuan lahan tersebut, setelah mendapatkan jenis solum tanah yang digunakan, kemudian meninjau kelas besaran erosi yang terjadi tiap satuan lahan, maka diperoleh tingkat bahaya erosi (TBE) pada satuan lahan yang ditinjau pada masing – masing sub DAS yang terdapat pada DAS Deli.

Tabel 15: Jenis Kelas Solum Tanah pada DAS Deli

Kelas	Deskripsi	Kedalaman Tanah (cm)
0	Dalam	> 90
1	Cukup Dalam	60 – 90
3	Dangkal	15 – 30



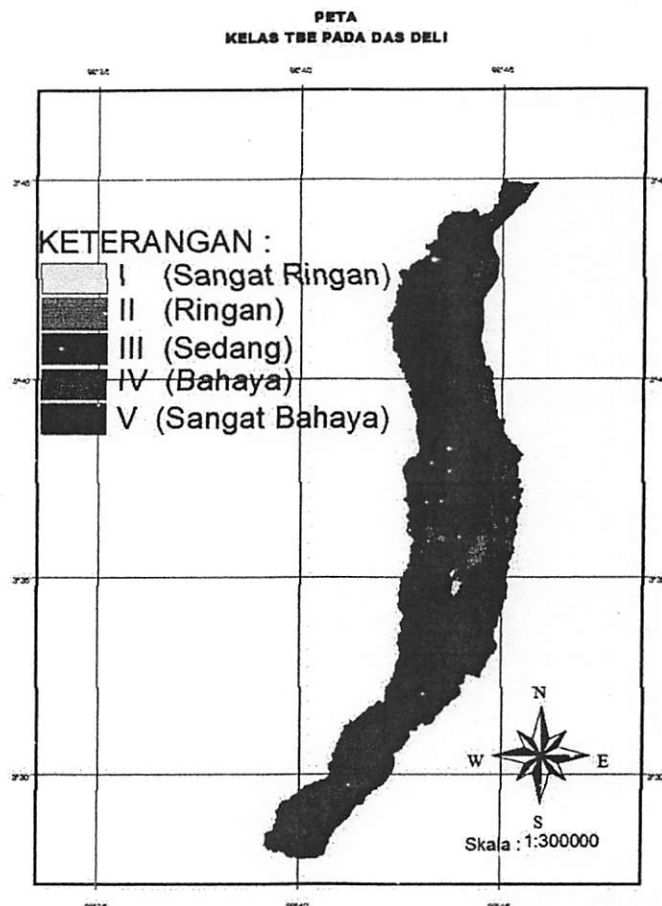
Gambar 9. Peta Sebaran Kelas Solum Tanah DAS Deli

Jika suatu lahan memiliki tebal solum tanah yang dalam, maka bisa dikatakan tanah tersebut memiliki kemampuan dalam memperbaiki kerusakan tanah yang terjadi akibat erosi pada suatu lahan, sebaliknya jika suatu lahan memiliki tebal solum tanah yang dangkal, maka dapat dikatakan tanah tersebut tidak memiliki kemampuan memperbaiki kerusakan akibat erosi yang terjadi di suatu lahan.

Tabel 16: Sebaran Kelas TBE DAS Deli

Kelas TBE	Kode	Meterangan	Luas (Ha)	Persentase Luas (%)
0	SR	Sangat Ringan	182.035	0.38
1	R	Ringan	1.952.345	4.13
2	S	Sedang	5.933.899	12.65
3	B	Bahaya	10.419.038	22.03
4	SB	Sangat Bahaya	28.700.755	60.81
Total Luas DAS Deli			47.298.03	100

Dari Tabel 16 memperlihatkan hasil tingkat bahaya erosi (TBE) pada DAS Deli yang mengkhawatirkan, dikarenakan lahan yang memiliki lahan TBE Sangat Bahaya seluas 28.760,755 ha (60,81%), lahan TBE Bahaya seluas 10.419,038 ha (22,03%), lahan TBE Sedang seluas 5.983,860 ha (12,86%), lahan TBE Ringan seluas 1.952,345 ha (4,13%), dan lahan TBE Sangat Ringan seluas 182,035 ha (0,38%). Berikut ini diperlihatkan gambaran sebaran TBE DAS Deli.



Gambar 10. Peta Sebaran Kelas TBE DAS Deli

4.1.6 Potensi Erosi Kota Medan

Wilayah administrasi berdasarkan batas kecamatan kota Medan yang masuk kedalam cakupan DAS Deli sebanyak 17 Kecamatan seluas 16.027,05 ha atau 55,61% dari luas total kota Medan seluas 28.821,85 ha, adapun kecamatan yang berada di kota Medan dapat dilihat pada tabel 4.98 dan batas kecamatan kota Medan yang masuk dalam DAS Deli diperlihatkan pada Tabel 17.

Tabel 17: Kecamatan Kota Medan pada DAS Deli

No.	Kecamatan	Jumlah Penduduk	Luas DAS
1	Kec.Medan Marelan	100-200 jiwa/ha	2.681.42
2	Kec.Medan Labuhan	100 jiwa/ha	419.20
3	Kec.Medan Helvetia	100-200 jiwa/ha	1.234.87
4	Kec.Medan Belawan	100 jiwa/ha	1.283.40
5	Kec.Medan Kota	100-200 jiwa/ha	130.23
6	Kec.Medan Maimun	> 300 jiwa/ha	293.01
7	Kec.Medan Batu	100-200 jiwa/ha	547.32
8	Kec.Medan Polonia	100 jiwa/ha	876.33
9	Kec.Medan Tuntungan	100 jiwa/ha	2.182.10
10	Kec.Medan Amblas	200-300 jiwa/ha	238.18
11	Kec.Medan Deli	100-200 jiwa/ha	671.41
12	Kec.Medan Timur	100-200 jiwa/ha	97.05
13	Kec.Medan Barat	100-200 jiwa/ha	614.74
14	Kec.Medan Sunggal	100 jiwa/ha	1.232.90
15	Kec.Medan Petisah	100 jiwa/ha	536.14
16	Kec.Medan Seiawang	100 jiwa/ha	1.342.95
17	Kec.Medan Johor	100 jiwa/ha	1.645.61
Total			16.027.05

Hasil penelitian ini memperoleh potensi erosi rata – rata kota Medan yang berada pada DAS Deli sebesar 138,78 ton/ha/tahun yang berada pada kriteria erosi sedang.

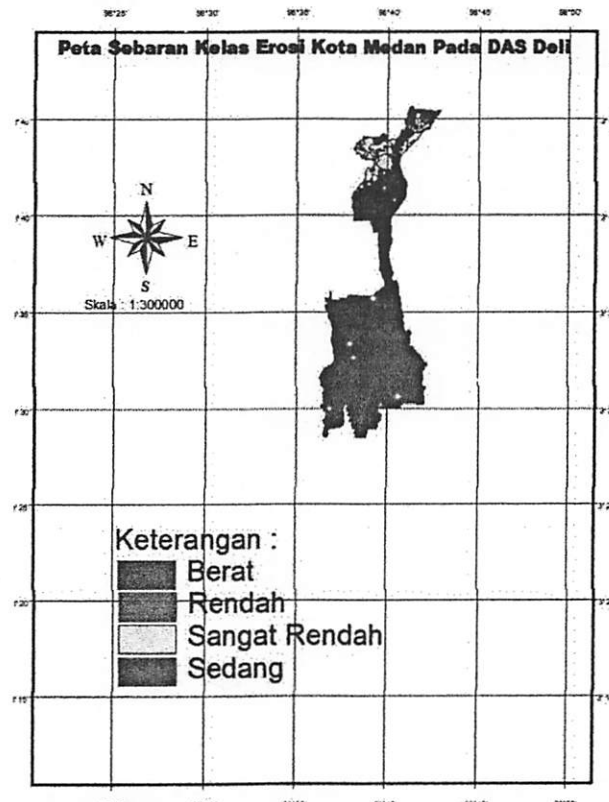
Tabel 18: Potensi Erosi Kota Medan

No.	Kecamatan	Luas (A)	A / Luas (I)	FE (ton/ha.tn/ha)	Keterangan	PE * (1)
1	KecMedan Marsian	2.881,42	0,1673	3143	Rendah	5.2366
2	KecMedan Labuhan	419,20	0,0262	387	Sangat Rendah	0,0322
3	Kec. Medan Helvetia	1.234,87	0,0770	19343	Berat	14.9039
4	KecMedan Belawan	1.283,40	0,0801	183,87	Sedang	6,5179
5	KecMedan Kota	130,23	0,0081	207,54	Berat	1,8856
6	KecMedan Bahasan	283,01	0,0183	287,94	Berat	3,8018
7	KecMedan Baru	547,32	0,0341	207,54	Berat	7.1010
8	KecMedan Purnama	876,39	0,0547	287,94	Berat	11,8869
9	KecMedan Tuntungan	2.182,10	0,1362	10277	Sedang	13.9917
10	KecMedan Jampitan	258,18	0,0163	189,72	Berat	2,9810
11	Kec. Medan Deli	671,41	0,0419	12214	Berat	5.1188
12	Kec. Medan Timur	97,05	0,0061	287,94	Berat	1,2822
13	KecMedan Barat	614,74	0,0384	207,54	Berat	7.9757
14	KecMedan Sunggal	1.252,50	0,0769	193,58	Berat	14,8888
15	KecMedan Petisah	306,14	0,0335	207,54	Berat	6.9360
16	KecMedan Sebelah	1.342,98	0,0839	178,87	Sedang	14,2503
17	KecMedan Johor	1.645,81	0,1027	183,46	Berat	18.8392
Total		16.027,06	1		Sedang	

Tabel 19: Sebaran Erosi Kota Medan

No.	Keterangan	Luas (ha)	Persentase
1	Sangat Rendah	419,20	2,62
2	Rendah	2.681,42	16,73
3	Sedang	4.808,45	30,00
4	Berat	8.117,99	50,65
Total		16.027,06	

Dari Tabel 19 menyatakan bahwa kota Medan memiliki sebaran kelas erosi yang paling dominan dengan kriteria berat seluas 8.117,99 ha atau 50,65% dari total luas kota Medan yang berada pada DAS Deli, disusul kelas erosi sedang seluas 4.808,45 ha atau 30,00 %, kriteria rendah seluas 2.681,42 ha atau 16,73 %, kriteria sangat rendah seluas 419,20 ha atau 2,62 % dari total luas kota Medan di DAS Deli.



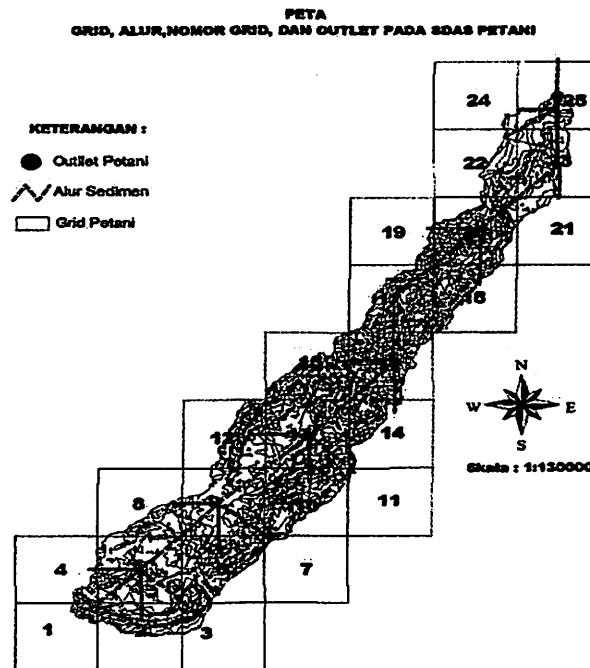
Gambar 11. Peta Sebaran Erosi Kota Medan

4.1.7 Kapasitas Angkutan Sedimen DAS Deli

Dalam penyaluran erosi dari lahan ke lahan lain dibuatkan suatu asumsi grid, alur, dan outlet. Grid ini dibuat berdasarkan luasan sub DAS yang akan di tinjau yang berfungsi untuk melihat besaran erosi tanah dan jenis vegetasi yang ada pada masing – masing grid. asumsi Grid di buat dengan luas $(3500 \times 3500 \text{ m}^2)$ hingga menutupi luasan DAS, asumsi alur di buat berdasarkan arah sungai yang berada di dalam DAS, asumsi outlet di buat terhadap sungai utama di bagian hilir DAS.

Pada sub DAS Deli petani yang memiliki luas 12.695,43 ha di buat sebanyak 25 buah grid, dimana setiap grid dibuat dengan luasan $(3500 \times 3500) \text{ m}$ atau 1.225 ha dari hulu ke hilir, dan tiap grid diberikan penomoran. Selanjutnya dilakukan perhitungan potensi erosi pada luas DAS yang berada di setiap grid dengan metode USLE yang dihomogenkan, kemudian kapasitas angkutan sedimen ditentukan berdasarkan persamaan Verstraten, dkk 2007, selanjutnya di bandingkan antara potensi erosi (PE) dengan kapasitas angkutan sedimen (TC) yang terjadi di tiap grid, sesuai dengan pernyataan Meyer dan Wischmeier 1969.

Berikut ini gambaran grid, alur, dan outlet pada sub DAS Deli Petani.



Gambar 12. Peta grid, alur, dan outlet SDAS Petani

Hasil perhitungan penyaluran erosi hingga terendap erosi di suatu lahan akibat angkutan sedimen pada lahan tersebut dapat di lihat pada Tabel 20 berikut ini.

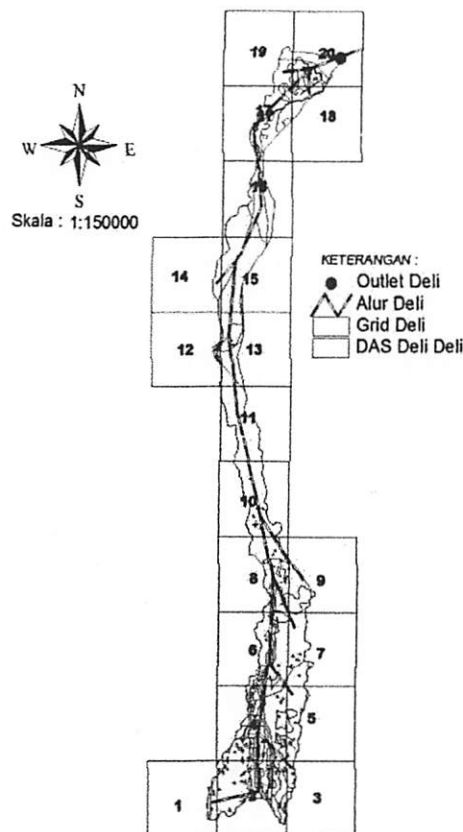
Tabel 20: Penyaluran Kapasitas Angkut Sedimen (TC_i) Terhadap Erosi Tanah (SE) di SDAS Petani

Grid	SE (Ton/Ha/Tahun)	SE + T _{out}	Luas (A)	Tci / Tin (kg/Ha/thn)	Tci / Tin (Ton/Ha/thn)	T _{out}	Endapan (D)
1	57,287		89,646	15,337	0,015	0,015	57,272
2	567,047		510,196	299.575,698	299,576	299,576	267,471
3	594,876		140,961	76.323,473	76,323	76,323	518,553
4	57,287		107,125	355,206	0,355	0,355	56,932
5	57,287	433,557	1.208,400	343,345	0,343	0,343	433,213
6	218,846		892,900	499.775,639	499,776	218,846	0
7	208,714		26,207	5.770,303	5,770	5,770	202,944
8	57,287		302,149	0,000	0,000	0	57,287
	331,702	556,662	1.053,058	528.351,929	528,352	528,352	28,310
	201,104		878,251	647.756,828	647,757	201,104	0
	7,967		5,291	398,395	0,398	0,398	7,569
	258,352		539,928	232.011,835	232,012	232,012	26,340
13	204,739	1.166,605	1.225,001	626.823,984	626,824	626,824	539,781
14	197,011		320,055	111.509,395	111,509	111,509	85,501
15	206,713		688,298	332.604,541	332,605	206,713	0,000
16	208,714	1.153,760	928,527	587.848,970	587,849	587,849	565,911
17	208,714	796,563	794,467	428.258,508	428,259	428,259	368,304
18	208,714		499,505	227.448,052	227,448	208,714	0,000
19	208,714		74,444	13.243,595	13,244	13,244	195,470
	208,714	858,930	948,278	469.781,495	469,781	469,781	389,149
	208,714		97,792	1.084,887	1,085	1,085	207,629
23	214,254	685,120	643,565	15.715,616	15,716	15,716	669,405
22	312,159		385,135	11.084,928	11,085	11,085	301,074
24	162,894		42,002	259,734	0,260	0,260	162,634
25	208,714	235,774	294,249	9.705,634	9,706	9,706	226,069
OUTLET PETANI (ton/ha/tahun)							

Proses penyaluran erosi dari hulu ke hilir yang dipengaruhi vegetasi lahan dapat menyebabkan terjadinya sedimentasi akibat erosi tanah di lahan sub DAS Deli Petani, adapun sebaran sedimentasi yang terjadi di SDAS Petani adalah sebaran sedimentasi berat berkisar 34,18% (4.339,17 ha), sedimentasi sangat berat 23,14% (2.938,05 ha), sedimentasi rendah 20,41% (2.591,41 ha), sedimentasi sangat rendah 13,99% (1.776,44 ha), dan sedimentasi sedang 8,27% (1.050,36 ha). kemudian diperoleh besaran erosi yang keluar ke outlet (sungai petani) sebesar 9,706 tn/ha/thn.

Pada sub DAS Deli Deli yang memiliki luas 6.860,51 ha di buat sebanyak 20 buah grid, dimana setiap grid dibuat dengan luasan (3500 x 3500) m atau 1.225 ha dari hulu ke hilir, dan tiap grid diberikan penomoran. Berikut ini gambaran grid, alur, dan outlet pada sub DAS Deli Deli.

PETA
GRID,ALUR,NOMOR GRID, DAN OUTLET PADA SDAS DELI



Gambar 13. Peta grid, alur, dan outlet SDAS Deli

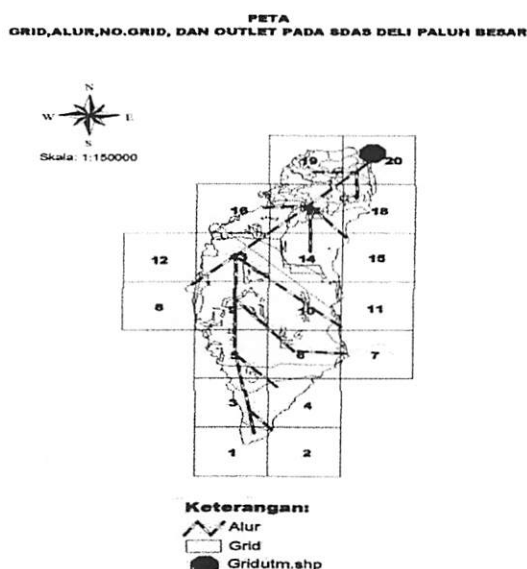
Tabel 21: Penyaluran Kapasitas Angkut Sedimen (TC_i) Terhadap Erosi Tanah (SE) Setiap Grid SDAS Deli Deli

Grid	SE (Ton/Ha/Tahun)	SE + Touti	Luas (A)	Tci / Tin (kg/ha/thn)	Tci / Tin (Ton/ha/thn)	Touti	Endapan (D)
1	55,48		86,196	742,08	0,742	0,742	54,735
	50,07	50,811	776,363	39.617,66	39,618	39,618	10,451
	45,36		68,205	2.134,00	2,134	2,134	43,228
4	65,72	107,474	833,440	39.779,74	39,780	39,780	25,942
5	80,02		274,435	14.845,98	14,846	14,846	65,179
	96,80	151,428	529,215	54.105,69	54,106	54,106	97,322
	98,57		351,560	28.810,56	28,811	28,811	69,761
8	128,60	211,515	443,167	38.636,90	38,637	38,637	172,878
9	99,57		199,523	13.260,32	13,260	13,260	86,307
	99,57	151,464	424,205	51.759,04	51,759	51,759	99,705
11	99,52	151,283	416,560	51.488,77	51,490	51,490	99,793
12	87,70		38,246	364,55	0,365	0,365	87,335
13	99,57	151,421	348,281	11.820,39	11,820	11,820	139,601
14	99,57		70,232	531,49	0,531	0,531	98,036
15	99,57	111,919	505,224	16.568,62	16,569	16,569	95,360
	98,32	114,693	475,277	9.144,84	9,145	9,145	105,749
	50,64	59,784	428,505	4.822,85	4,823	4,823	54,961
	0,62		122,061	99,50	0,099	0,099	0,525
	85,36		137,757	2.509,30	2,509	2,509	82,854
20	54,15	61,577	332,061	6.914,04	6,914	6,914	54,663
OUTLET SDAS Deli Deli (ton/ha/tahun)							

Adapun sebaran sedimentasi yang terjadi di SDAS Deli adalah sebaran sedimentasi sedang berkisar 66,26% (4.545,74 ha), sedimentasi rendah 31,96% (2.192,71 ha), sedimentasi sangat rendah 1,78% (122,06 ha), sedimentasi berat 0% (0 ha), dan sedimentasi sangat berat 0% (0 ha)..kemudian diperoleh besaran erosi yang keluar ke outlet (sungai Deli) sebesar 6,914 tn/ha/thn.

Pada sub DAS Deli Paluh Besar yang memiliki luas 10.823,75 ha di buat sebanyak 20 buah grid, dimana setiap grid dibuat dengan luasan (3500 x 3500) m atau 1.225 ha dari hulu ke hilir, dan tiap grid diberikan penomoran.

Berikut ini gambaran grid, alur, dan outlet pada sub DAS Deli Paluh Besar.



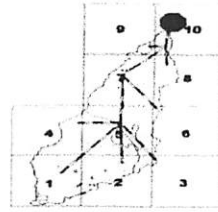
Gambar 14. Peta grid, alur, dan outlet SDAS Paluh Besar

Tabel 22: Penyaluran Kapasitas Angkut Sedimen (TC_i) Terhadap Erosi Tanah (SE) Setiap Grid SDAS Deli Paluh Besar

Grid	SE (Ton/Ha/Tahun)	SE + Touti	Luas (A)	Tci / Tin (kg/Ha/thn)	Tci / Tin (Ton/Ha/thn)	Touti	Endapan (D)
1	164,770		126,811	6.903,264	6,903	6,903	157,867
2	196,506		8,809	153,898	0,154	0,154	196,352
	195,029	202,086	537,614	54.049,932	54,050	54,050	148,036
	205,956		400,693	46.354,437	46,354	46,354	159,602
	101,832	202,237	907,373	45.013,278	45,013	45,013	157,224
	163,826		38,134	718,004	0,718	0,718	163,108
	107,208	107,9260	1.148,591	12.740,865	12,741	12,741	95,185
	92,426	150,1800	1.220,193	52.078,229	52,078	52,078	98,102
	140,812		39,843	1.121,066	1,121	1,121	139,691
	80,997		1.186,754	33.875,025	33,875	33,875	47,122
	88,006		5,874	43,476	0,043	0,043	87,963
	139,709		3,432	34,733	0,035	0,035	139,674
	81,106	168,2583	1.105,544	912,310	0,912	0,912	167,346
	40,081		1.154,769	25.193,821	25,194	25,194	14,887
	28,282		20,600	92,855	0,093	0,093	28,189
	18,598		386,571	4.034,852	4,035	4,035	14,563
17	11,372	41,606	1.210,52	21.862,436	21,862	21,862	19,743
18	31,972		350,485	7.020,894	7,021	7,021	24,951
19	5,032		617,714	9.614,347	9,614	5,032	0
	10,677	44,592	353,433	5.223,040	5,223	5,223	5,454
OUTLET Simaimai (ton/ha/tahun)							

Adapun sebaran sedimentasi yang terjadi di SDAS Paluh Besar adalah sebaran sedimentasi sedang berkisar 51,13% (5.534,10 ha), sedimentasi rendah 25,58% (2.768,35 ha), sedimentasi sangat rendah 23,21% (2.512,49 ha), sedimentasi berat 0,08% (8,809 ha), dan sedimentasi sangat berat 0% (0 ha)..kemudian diperoleh besaran erosi yang keluar ke outlet (sungai Paluh Besar) sebesar 5,223 tn/ha/thn.

Pada sub DAS Deli Sei Sekambing yang memiliki luas 4.223,93 ha di buat sebanyak 10 buah grid, dimana setiap grid dibuat dengan luasan (3500 x 3500) m atau 1.225 ha dari hulu ke hilir, dan tiap grid diberikan penomoran.



Keterangan:

- Alur
- Grid
- Gridutm.shp

Gambar 15. Peta grid, alur, dan outlet SDAS Sei Sekambing (Sumber: Hasil analisa dengan SIG)

Tabel 23: Penyaluran Kapasitas Angkut Sedimen (TC_i) Terhadap Erosi Tanah (SE) Setiap Grid SDAS Deli Sei Sekambing

Grid	SE (Ton/Ha/Tahun)	SE + Touff	Luas (A)	TC_i / Tin (kg/Ha/thn)	TC_i / Tin (Ton/Ha/thn)	Touff	Endapan (D)
1	158,6241		735,077	85,612,707	85,613	85,613	73,0114
2	163,403		573,498	56,314,578	56,315	56,315	107,0887
3	163,752		9,936	237,586	0,238	0,238	163,5144
4	163,752		343,304	30,479,163	30,479	30,479	133,2728
	163,752	336,396	1.215,946	140.208,110	140,208	140,208	196,188
	163,752		63,716	3.451,066	3,451	3,451	160,301
	163,752	307,411	824,308	137.318,512	137,319	137,319	170,093
	163,752		261,381	26.345,717	26,346	26,346	137,406
	163,752		72,913	2.707,692	2,708	2,708	161,044
	163,523	329,895	123,846	2.030,600	2,031	2,031	327,864
OUTLET Sei Sekambing (ton/ha/tahun)							

Adapun sebaran sedimentasi yang terjadi di SDAS Sei Sekambing adalah sebaran sedimentasi sedang berkisar 68,28% (2.884,13ha), sedimentasi berat 31,72% (1.339,792 ha), sedimentasi sangat rendah 0% (0 ha), sedimentasi berat 0% (0 ha), dan sedimentasi sangat berat 0% (0 ha)..kemudian diperoleh besaran erosi yang keluar ke outlet (sungai Sei Sekambing) sebesar 2,031 tn/ha/thn.

Pada sub DAS Deli Simaimai yang memiliki luas 3.088,91 ha di buat sebanyak 21 buah grid, dimana setiap grid dibuat dengan luasan (2000 x 2000) m atau 400 ha dari hulu ke hilir, dan tiap grid diberikan penomoran.

PETA
GRID, ALUR, NO. GRID, DAN OUTLET PADA SDAS DELI SEI SIMAIMAI



Keterangan:



Gambar 16. Peta grid, alur, dan outlet SDAS Simaimai

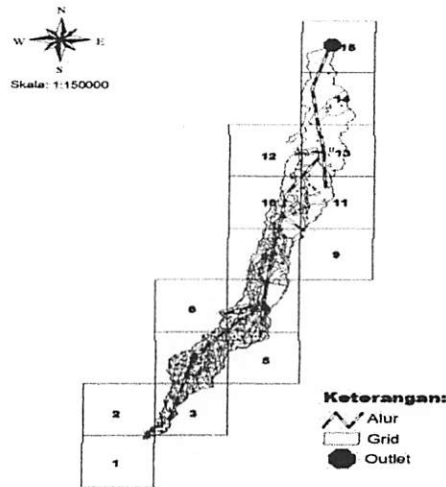
Tabel 24: Penyaluran Kapasitas Angkut Sedimen (TC_i) Terhadap Erosi Tanah (SE) Setiap Grid SDAS Deli Simaimai

Grid	SE (Ton/Ha/Tahun)	SE+ Tou _{ti}	Luas (A)	TC_i / Tin (kg/Ha/thn)	TC_i / Tin (Ton/Ha/thn)	Tou _{ti}	Endapan (D)
1	119,41		14,999	1.820,95	1,821	1,821	117,587
	119,41	121,23	100,020	30.924,79	30,925	30,925	90,304
	119,41		10,446	1.085,63	1,086	1,086	118,322
	119,41	151,42	274,450	129.613,63	129,614	129,614	21,805
	119,41		9,674	688,60	0,689	0,689	118,719
	119,41		5,516	251,25	0,251	0,251	119,157
	119,41	249,96	261,474	99.602,75	99,603	99,603	160,369
	119,41		219,079	33.461,70	33,462	33,462	85,946
	119,41		31,211	3.591,90	3,592	3,592	115,816
	119,41	256,06	342,091	49.024,49	49,024	49,024	207,040
	110,43		225,295	2.935,42	2,935	2,935	107,492
	119,41		127,721	7.430,79	7,431	7,431	111,977
13	119,25	178,64	396,865	12.185,79	12,186	12,186	166,455
14	96,39		56,527	550,96	0,551	0,551	95,841
15	119,41		11,950	55,20	0,055	0,055	119,353
	119,41	132,20	302,777	12.675,58	12,676	12,676	119,524
	117,43		85,023	3.942,22	3,942	3,942	113,492
	119,41		74,266	779,92	0,780	0,780	118,628
19	117,37	134,77	219,586	12.319,84	12,320	12,320	122,452
	109,79	122,11	247,292	8.867,45	8,867	8,867	113,238
21	117,58	126,45	73,648	4.927,34	4,927	4,927	121,525
OUTLET Simaimai (ton/ha/tahun)						4,927	

Adapun sebaran sedimentasi yang terjadi di SDAS Simaimai adalah sebaran sedimentasi sedang berkisar 80,04% (2.472,37 ha), sedimentasi berat 11,07% (342,09 ha), sedimentasi rendah 8,89% (274,45 ha), sedimentasi sangat berat 0% (0 ha), dan sedimentasi sangat rendah 0% (0 ha). kemudian diperoleh besaran erosi yang keluar ke outlet (sungai Simaimai) sebesar 4,927 tn/ha/thn.

Pada sub DAS Deli Babura yang memiliki luas 5.179,69 ha di buat sebanyak 15 buah grid, dimana setiap grid dibuat dengan luasan (3500 x 3500) m atau 1.225 ha dari hulu ke hilir, dan tiap grid diberikan penomoran.

PETA
GRID, ALUR, NO. GRID, DAN OUTLET PADA SDAS DELI BABURA



Gambar 17. Peta grid, alur, dan outlet SDAS Babura

Tabel 25: Penyaluran Kapasitas Angkut Sedimen (TC_s) Terhadap Erosi Tanah (SE) Setiap Grid SDAS Deli Babura

Grid	SE (Ton/Ha/	SE+ Touti	Luas (A)	Tcl / Tin (kg/Ha/thn)	Tcl / Tin (Ton/Ha/thn)	Touti	Endapan (D)
1	171,3620		7,914	659,817	0,6598	0,6598	170,702
	171,3620	172,0218	23,701	3,563,247	3,5632	3,5632	168,459
	171,3620	174,925	312,827	134,956,072	134,9561	134,9561	39,969
	170,7071	305,6632	707,711	374,045,998	374,0460	305,6632	0
	171,3620		184,539	47,859,025	47,8590	47,8590	123,503
	171,3620		51,795	2,762,386	2,7624	2,7624	168,600
	137,0088	493,2934	701,223	84,220,799	84,2208	84,2208	409,073
	153,8096	238,0304	645,199	15,599,442	15,5994	15,5994	222,431
	181,9810		4,019	9,316	0,0093	0,0093	181,972
	173,2158	188,8246	459,669	17,172,371	17,1724	17,1724	171,652
	181,8717		392,312	17,627,230	17,6272	17,6272	164,244
	181,7431		145,026	5,109,905	5,1099	5,1099	176,633
	181,5125	221,4220	680,825	75,271,029	75,2710	75,2710	146,151
	189,0006	264,2716	681,205	81,801,594	81,8016	81,8016	182,470
15	181,9810	263,783	181,725	15,697,191	15,6972	15,6972	248,085
OUTLET Simaimai (ton/ha/tahun)							

Adapun sebaran sedimentasi yang terjadi di SDAS Babura adalah sebaran sedimentasi Berat berkisar 42,73% (2.213,371 ha), sedimentasi sedang 37,57% (1.945,78 ha), sedimentasi sangat rendah 13,66% (707,71 ha), sedimentasi rendah 6,04% (312,83 ha), dan sedimentasi sangat berat 0% (0 ha)..kemudian diperoleh besaran erosi yang keluar ke outlet (sungai Babura) sebesar 15,697 tn/ha/thn.

Pada sub DAS Deli Bekala yang memiliki luas 4.425,81 ha di buat sebanyak 9 buah grid, dimana setiap grid dibuat dengan luasan (3500 x 3500) m atau 1.225 ha dari hulu ke hilir, dan tiap grid diberikan penomoran.



Keterangan:
 Alur
 Grid
 Outlet

Gambar 18. Peta grid, alur, dan outlet SDAS Bekala

Tabel 26: Penyaluran Kapasitas Angkut Sedimen (TC_i) Terhadap Erosi Tanah (SE) Setiap Grid SDAS Deli Bekala

Grid	SE (Tn/Ha/Tahun)	SE+ Toult	Luas (A)	A/Alut (I)	TC_i / T_m (kg/Ha/dm)	TC_i / T_m (Tn/Ha/dm)	Toult	Sedimentasi (D)	Rerata Sedimentasi
	42,87		163,442	0,0369	30,733,248	30,733	30,733	12,133	0,448
	60,75	91,48	908,835	0,2053	73,591,743	73,592	73,592	17,893	3,674
	35,82		139,112	0,0314	18,546,894	18,547	18,547	17,274	0,543
4	31,27	123,41	699,007	0,1579	10,392,360	10,392	10,392	113,017	17,850
5	46,27		451,718	0,1021	7,327,053	7,327	7,327	38,944	3,975
	59,72	77,44	765,331	0,1729	34,058,544	34,059	34,059	43,377	7,501
	42,35		709,198	0,1602	15,383,423	15,383	15,383	26,963	4,321
	63,9983		82,690	0,0187	69,494,630	69,495	63,9983	0	0
	98,3563	211,797	506,477	0,1144	31,239,527	31,240	31,240	180,557	20,662
TOTAL			4.425,810		OUTLET Bekala (tn/ha/tahun)		31,240		58,974

Adapun sebaran sedimentasi yang terjadi di SDAS Bekala adalah sebaran sedimentasi rendah berkisar 42,73% (2.213,371 ha), sedimentasi sedang 37,57% (1.945,78 ha), sedimentasi sangat rendah 13,66% (707,71 ha), sedimentasi rendah 6,04% (312,83 ha), dan sedimentasi sangat berat 0% (0 ha)..kemudian diperoleh besaran erosi yang keluar ke outlet (sungai Bekala) sebesar 31,240 tn/ha/thn.

4.1.8 Teknik Konservasi Tanah DAS Deli

Dalam mencegah erosi yang terus menerus meningkat pada DAS Deli, maka perlu dilakukan suatu teknik konservasi tanah pada masing – masing tutupan lahan, berdasarkan indeks tutupan lahan yang akan menghasilkan erosi yang tinggi. Tabel 27 menunjukkan perencanaan yang cocok diterapkan untuk pengurangan erosi di kawasan DAS Deli.

Tabel 27: Konservasi tanah lahan pada DAS Deli

No.	Jenis Tutupan Lahan (C)	Teknik Konservasi	Nilai P
1	Pemukiman	Memberi Tanaman Rumput Bahia	0,4
2	Tanah Terbuka	Tanaman dengan kontur kemiringan 0 - 8 %	0,5
		Tanaman dengan kontur kemiringan 8 - 20 %	0,75
		Tanaman dengan kontur kemiringan > 20 %	0,9
3	Perkebunan	Teras Bangku Konstruksi Sedang	0,15
4	Semak / Betukar	Teras Bangku Konstruksi Kurang baik	0,35
5	Pertanian Lahan Kering/Campuran	Teras Bangku Konstruksi Tradisional	0,4
6	Sawah	Teras Bangku Konstruksi Baik	0,04

Setelah dilaksanakan perencanaan penerapan konservasi tanah di kawasan DAS Deli, maka diperkirakan penurunan rata – rata erosi di kawasan DAS Deli sebesar 59,20%, tabel 28 berikut ini memperlihatkan perbandingan besaran erosi sebelum dan sesudah perencanaan penerapan konservasi tanah pada lahan DAS Deli.

Tabel 28: Perbandingan besaran erosi sebelum dan sesudah konservasi tanah DAS Deli

No	Sub DAS	Kode Satuan Lahan	Erosi Tanpa Konservasi	Erosi Dengan Konservasi	Persentase Penurunan Erosi (%)
1	Deli Deli	SLSD0	82,185	32,868	60,01
2	Deli Paluh Besar	SLSDPB	72,084	19,410	73,07
3	Deli Sei Sekambing	SLSDSS	162,805	65,119	60,00
4	Deli Babura	SLSDBA	169,843	68,036	59,94
5	Deli Bekala	SLSDBE	56,535	22,757	59,75
6	Deli Petani	SLSDPE	239,563	107,934	54,95
7	Deli Simaimai	SLSDSI	117,299	46,919	60,00
8	DAS DELI		138,808	56,640	59,20

4.1.9 Sedimen Sungai dan Perkiraan Biaya Normalisasi Sungai pada DAS Deli

Berdasarkan persamaan 12 dan 14 Maka nisbah pelepasan sedimen pada DAS Deli berkisar 2,5% dari 138,808 ton/ha/tahun, yaitu: 162.288,818 ton/tahun. Maka diperoleh besaran sedimen akibat erosi yang berada di sungai DAS Deli adalah 162.288,818 ton/tahun dengan $\rho_b = 1600 \text{ kg/m}^3$ (kerapatan jenis untuk tanah sedimen), diperoleh volume sedimen: 101.430,511 m^3 , Maka dapat diperkirakan biaya yang dibutuhkan untuk normalisasi sungai akibat sedimen diperkirakan biaya normalisasi sungai: $101.430,511 \times \text{Rp. } 15.800,00 = \text{Rp. } 1.602.602.078,43/\text{tahun}$.

5 Kesimpulan dan Saran

Tahap awal dari studi ini dapat memberikan suatu kesimpulan sebagai berikut :

1. Rata – rata erosi pada DAS Deli yaitu sebesar 138,808tn/ha/thn atau 6.565.344,948 tn/thn. dan masuk dalam erosi kelas 3 (Erosi Sedang) yang terbagi pada rata – rata erosi pada sub DAS Deli Deli dengan erosi 82,185 tn/ha/thn, sub DAS Deli Paluh Besar erosi 72,084 tn/ha/thn, sub DAS Deli Sei Sekambing dengan erosi 162,084 tn/ha/thn, sub DAS Deli Babura dengan erosi 169,843 tn/ha/thn, sub DAS Deli Bekala dengan erosi 56,535 tn/ha/thn, sub DAS Deli Petani dengan erosi 239,563 tn/ha/thn, dan sub DAS Deli Simaimai dengan erosi 117,299 tn/ha/thn. Dengan sebaran erosi, sangat ringan 3.138,312 ha (6,64 %), ringan 7.505,460 ha (15,87%), sedang 24.019,166 ha (50,78%), berat 12.013,670 ha (25,40%), dan sangat berat 621,423 ha (1,31%) dari luas DAS Deli.
2. Tingkat bahaya erosi (TBE) dikategorikan sangat bahaya tersebar pada luasan 28.760,755 ha atau 60,81% dari total luas DAS Deli, klasifikasi TBE yang dikategorikan bahaya tersebar pada luas 10.419,038 ha atau 22,03% dari total luas DAS Deli, TBE kategori sedang tersebar pada luas 5.983,860 ha atau 12,65% dari luas DAS Deli, TBE kategori ringan 1.952,345 ha atau 4,13% dari total luas DAS Deli, dan TBE kategori sangat ringan hanya tersebar pada luas 182,035 ha atau 0,38% dari total luas DAS Deli.
3. Rata – rata erosi yang terjadi di kota Medan adalah 138,76 ton/ha/tahun atau dikategorikan kelas erosi sedang, hal ini terkait hanya pada batasan kota medan yang mencakup pada DAS Deli dengan 17 kecamatan seluas 16.027,05 ha dari luas total kota Medan sebesar 28.821,85 ha.
4. Sebaran endapan lahan yang memiliki kategori berat dan sangat berat berada pada sub DAS Deli Petani dengan sebaran sedimentasi yang dominan berada pada kategori sedimentasi berat berkisar 34,18% (4.339,17 ha), sedimentasi sangat berat 23,14% (2.938,05 ha), sedimentasi rendah 20,41% (2.591,41 ha), sedimentasi sangat rendah 13,99% (1.776,44 ha), dan sedimentasi sedang 8,27% (1.050,36 ha).
5. Dengan adanya penerapan konservasi tanah pada lahan DAS Deli, maka terjadi penurunan erosi dari 138,808 ton/ha/tahun (sebelum konservasi tanah) menjadi 56,64 ton/ha/tahun (setelah konservasi tanah) atau terjadi persentase penurunan akibat konservasi lahan sebesar 59,20% dari besaran erosi sebelum konservasi tanah.
6. Besaran erosi yang masuk ke hilir sungai sub DAS Deli Petani berkisar 9,706 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Deli berkisar 6,914 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Paluh Besar berkisar 5,223 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Sei Sekambing berkisar 2,031 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Simaimai berkisar 4,927 ton/ha/tahun, sub DAS Deli Babura berkisar 15,697 ton/ha/tahun, dan sub DAS Deli Bekala berkisar 31,240 ton/ha/tahun. Kemudian pelepasan sedimen yang terjadi di

sungai DAS Deli sebesar 162.288,818 ton/tahun yang menghasilkan volume sedimen 101.430,511 m³, maka dapat diperkirakan biaya normalisasi sungai sebesar Rp. 1.602.602.078,43/tahun, agar tidak menurunkan daya tampung dari sungai yang berpotensi menyebabkan banjir, sehingga dapat merusak infrastruktur yang dilalui banjir tersebut.

Dari hasil studi ini, penulis memberikan suatu saran seperti berikut ini.

1. Perlu dilaksanakan sosialisasi kepada masyarakat, agar tidak merubah fungsi lahan yang dapat meningkatkan faktor tutupan lahan yang dapat meningkatkan terjadinya suatu erosi tanah yang berlebihan, sehingga besaran erosi di DAS Deli dapat tetap terjaga.
2. Perlu dilakukan sosialisasi tentang teknik konservasi tanah terhadap lahan DAS Deli, agar besaran erosi di kawasan DAS Deli tersebut tidak terus terjadi peningkatan.
3. Perlu dilakukannya studi yang terperinci terhadap pendangkalan sungai akibat nisbah pelepasan sungai yang dipengaruhi erosi tanah pada DAS Deli.
4. Penelitian ini diharapkan dapat berfungsi sebagai bahan acuan untuk penelitian berkelanjutan dalam penentuan titik pendangkalan sungai akibat erosi yang berada di kawasan DAS Deli yang dapat berpotensi memperkecil penampang sungai, sehingga berpengaruh menyebabkan banjir di kawasan DAS Deli atau kota Medan yang berpotensi merusak infrastruktur yang ada.

6 Daftar Pustaka

- Arsyad, S. (2010). "Konservasi Tanah dan Air". Penerbit Institut Pertanian Bogor Press, Bogor.
- Asdak, C. (2007). "Hidrologi Dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai". Gajah Mada University Press, Yogyakarta.
- [BMKG] Badan Meteorologi Klimatologi dan Geofisika Sampali Medan. (2013). Data Curah Hujan Harian DAS Belawan tahun 2003-2012. BMKG Sampali. Medan.
- [BPDAS] Balai Pengelolaan Daerah Aliran Sungai Wampu-Sei Ular. (2013). Peta Digital Faktor Erosi DAS Belawan-Ular. BPDAS Wampu-Sei Ular. Medan.
- [BWS] Balai Wilayah Sungai II. (2013). Laporan Akhir Rencana Pola Pengelolaan SDA WS Belawan-Ular-Padang. BWS II. Medan.
- [BAPPEDA]. Badan Perencanaan Pembangunan Daerah. (2013). Data Administrasi Batas Kecamatan Medan. BMKG Sampali. Medan.
- Hasibuan, R. (2009). "Pendugaan Erosi di Daerah Aliran Sungai (DAS) Deli dengan Metode USLE (Universal Soil Loss Equation) Berbasis Sistem Informasi Geografis (SIG)". Skripsi Program Sarjana, Departemen Kehutanan. USU. Medan.
- Jain, K.M. (2010). "Estimation of Sediment Yield and Areas of Soil Erosion and Deposition for Watershead Prioritization using GIS and Remote Sensing". Indian Institute of Technology, Department of Hydrology, Springer. Indian.
- Jayusri. (2012). "Analisa Potensi Erosi pada DAS Belawan menggunakan Sistem Informasi Grafis." Tugas Akhir Program Sarjana, Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara. Medan.
- Kementerian PU. Pedoman Bahan Konstruksi dan Rekayasa Sipil." Analisa Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) Bidang Pekerjaan Umum". Badan Penelitian dan Pengembangan PU. Bandung. November 2012.
- Peraturan Menteri Kehutanan Republik Indonesia. (2009). Tata Cara Penyusunan Rencana Teknik Rehabilitasi Hutan Dan Lahan Daerah Aliran Sungai (RTkLHL-DAS). Menteri Kehutanan Republik Indonesia, Jakarta.
- Purba, A. S. (2012). "Aplikasi Sistem Informasi Geografis (SIG) untuk Menganalisa Potensi Erosi pada DAS Ular". Tugas Akhir Program Sarjana, Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara. Medan..
- Suripin. (2002). "Pelestarian Sumber Daya Tanah Dan Air". Andi Offset, Yogyakarta.

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

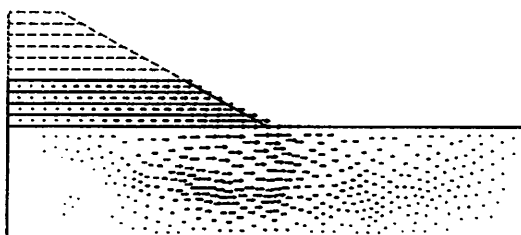
Penulisan nomor gambar dan tabel ditulis lengkap: Gambar 1: tidak ditulis dengan Gb 1: Penulisan nomor, judul gambar diletakkan dibawah dan ditengah gambar. Sedangkan untuk tabel ditulis diatas dan ditengah tabel. Penulisan nomor dan judul gambar dan tabel menggunakan huruf 10 TNR bold. Sebagai contoh, lihat Persamaan I, Tabel I dan Gambar I yang menunjukkan hal-hal yang diperlukan untuk satu naskah yang baik. Persamaan I misalnya adalah:

$$Y = \sum_{i=1}^{10} x_i \quad (1)$$

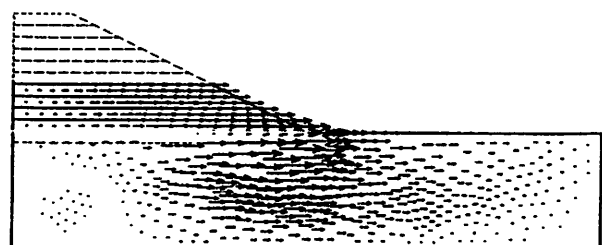
dimana y adalah nilai total suatu naskah dan x materi naskah.

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 Juli 2015 Tahun ke IX No. 2	1 (satu) Eksemplar	Disampaikan dengan format sebagai tukar informasi ilmiah. Mohon lembar dibawah ini dikirim kembali

Medan, Juli 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 Juli 2015 Tahun ke IX No.2

Nama :

Jabatan :

Instansi :

Alamat :

Telepon/Fax :

Tanda Tangan/CAP :