

LAPORAN
PROPOSAL TUGAS AKHIR



REDESAIN STRUKTUR GEDUNG 11 LANTAI INDOSAT SEMARANG
BERDASARKAN SNI GEMPA 2012

Disusun oleh:

Kurnia Dwi Anggraini 5113412011

Chusnul Chotimah 5113412032



TEKNIK SIPIL,S1
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS NEGERI SEMARANG
TAHUN 2015

HALAMAN PENGESAHAN

Laporan Tugas Akhir Pengesahan dengan Judul “Redesain Struktur Gedung 11 Lantai Indosat Semarang Berdasarkan SNI Gempa 2012” oleh

KURNIA DWI ANGGRAINI 5113412011

CHUSNUL CHOTIMAH 5113412032

Telah dipertahankan di hadapan sidang penguji Tugas Akhir Teknik Sipil Universitas Negeri Semarang.

Hari : Selasa

Tanggal : 26 Juli 2016

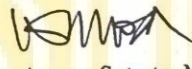
Pembimbing I:


Endah Kanti Pangestuti, S.T.,M.T.
NIP. 19720709 1998032 003

Pembimbing II:


Hanggoro Tri Cahyo A, S.T.,M.T.
NIP. 19750529 200501 001


Penguji :


Ir. Agung Sutarto, M.T.
NIP. 19610408 1991021 001

Ketua Jurusan :


Dra. Sri Handayani, M.Pd.
NIP. 19671108 1991032 001

Ketua Program Studi :


Dr. Rini Kusumawardani, S.T.,M.T.,M.Sc.
NIP. 19780921 2005012 001


Mengetahui Dekan Fakultas Teknik
Universitas Negeri Semarang
Dr. Nur Oudus, M.T.
NIP. 19691130 1994031 001

MOTTO DAN PERSEMBAHAN

MOTTO:

- ❖ “Sesungguhnya sesudah kesulitan itu pasti ada kemudahan” (Al Insyiro:6)
- ❖ Ilmu bukan hanya untuk masa muda tapi untuk semua umur hidup
- ❖ Orang yang cerdas adalah orang yang bisa berilmu dan dapat mengendalikan emosinya
- ❖ *“Don’t lose the fight, keep praying, keep trying !”*
- ❖ “I’m not failed, I just Tried thousand execution taht haven’t succeeded yet”
- ❖ “Boleh jadi kamu membenci sesuatu, padahal ia amat baik bagi kamu. Dan boleh jadi kamu mencintai sesuatu,padahal ia amat buruk bagi kamu. Allah maha mengetahui sedangkan kamu tidak mengetahui” (Al Baqarah: 216)

PERSEMBAHAN:

1. Allah SWT dan Rasulullah SAW.
2. Kedua Orangtua tercinta yang tidak ada hentinya mendoakan dan memberi dukungan sepenuhnya.
3. Keluarga yang selalu memberi semangat, doa, serta dukungan.
4. Tigo Mindiastiwi, Fakhri Muhammad, M. Avicenna Elqudsy, Mbak Safira, dan Bu Ambar yang telah memberi semangat dan senantiasa membantu.
5. Semua Pihak yang sudah membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini yang tidak bisa disebutkan satu-persatu.



UNNES
UNIVERSITAS NEGERI SEMARANG

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah SWT atas segala nikmat dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “Redesain Struktur Gedung 11 Lantai Indosat Semarang Berdasarkan SNI Gempa 2012”.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini penulis memperoleh bimbingan dan pengarahan dari berbagai pihak. Oleh karena itu secara khusus penulis mengucapkan terimakasih kepada:

1. Drs. Nur Qudus, M.T., selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Negeri Semarang.
2. Dra. Sri Handayani, M.Pd., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Universitas Negeri Semarang
3. Dr. Rini Kusumawardani, S.T., M.T., selaku Kaprodi Teknik Sipil D3.
4. Endah Kanti Pangestuti, S.T., M.T. dan Hanggoro Tri Cahyo A. S.T., M.T., selaku dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan dalam penyusunan tugas Akhir ini.
5. Segenap dosen di lingkungan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Negeri Semarang atas bimbingan dan ilmu yang telah diberikan.
6. Bapak dan Ibu tercinta yang senantiasa memberikan dukungan dan doanya.
7. Teman-teman Teknik Sipil S1 2012, dan semua pihak yang telah membantu menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari masih terdapat banyak kekurangan, maka segala saran dan kritik yang bersifat membangun sangat penulis harapkan demi sempurnanya penulisan Tugas Akhir ini. Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi semua pihak yang berkepentingan pada umumnya.

Semarang, Juli 2016

UNNES
UNIVERSITAS NEGERI SEMARANG

Abstrak : Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang yang terletak di Jalan Pandanaran No. 131 Semarang merupakan gedung tingkat tinggi dengan ketinggian mencapai 56,5 meter yang terdiri dari 11 lantai dengan 1 dak, sehingga dalam perencanaan struktur gedung ini dirancang harus kuat terhadap pembebanan yang terjadi termasuk beban gempa agar gedung memenuhi persyaratan kekuatan dan kekakuan struktur seperti yang dipersyaratkan dalam SNI ,sebelumnya gedung telah dirancang menggunakan peraturan lama yaitu Standar Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung, SNI-03-2847-2002, Tata Cara Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung, SNI.1727.1989-F, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, SNI.03-1726-2003. Dengan demikian dilakukan Redesain berdasarkan peraturan terbaru yaitu Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan menggunakan SNI 1726:2012, Standar beban minimum yang digunakan untuk perancangan bangunan menggunakan SNI 1727:2013, dan Persyaratan beton struktural yang digunakan untuk bangunan adalah SNI 2847:2013. Perbedaan antara SNI lama dengan SNI terbaru mengakibatkan peningkatan Beban pada Bangunan termasuk beban Gempa yang naik 21,38%. Dengan demikian elemen struktur seperti balok,kolom,tie beam, dan pondasi mengalami perubahan dimensi maupun tulangan sehingga rencana anggaran biaya juga berubah, Anggaran biaya Gedung Indosat Semarang mengalami kenaikan sebesar 12%

Kata Kunci : Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang, SNI, Redesain, Beban Gempa



DAFTAR ISI

BAB I. PENDAHULUAN

1.1	Judul Tugas Akhir	I-1
1.2	Latar Belakang	I-1
1.3	Rumusan Masalah	I-2
1.4	Tujuan dan Manfaat	I-2
1.5	Batasan Masalah	I-3
1.6	Sistematika Penulisan	I-4

BAB II. STUDI PUSTAKA

2.1	Umum	II-1
2.2	Kriteria Desain Struktur	II-2
2.2.1	Kemampuan Layan (<i>Serviceability</i>).....	II-2
2.2.2	Efisiensi.....	II-3
2.2.3	Konstruksi.....	II-3
2.2.4	Harga.....	II-4
2.3	Pembebanan dan Kombinasinya	II-4
2.4	Prosedur Pendesainan Elemen Struktur	II-8
2.4.1	Kuat Perlu Penampang (R_u/U).....	II-9
2.4.2	Kuat Nominal Penampang (R_n).....	II-9
2.4.3	Faktor Reduksi Kekuatan.....	II-10
2.4.4	Desain Kolom Beton bertulang.....	II-12
2.4.5	Persyaratan Detailing Elemen Struktur Tahan Gempa.....	II-13
2.5	Prosedur Pendesainan Sistem Pondasi	II-20
2.5.1	Tiang Dukung Ujung dan Tiang Gesek.....	II-21
2.5.2	Hitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang.....	II-22
2.5.3	Mekanisme Transfer Pembebanan.....	II-23
2.5.4	Perbedaan Qijin dan Qultimit.....	II-25

2.5.5	Kapasitas Tiang Tunggal berdasarkan Data yang Diperoleh.....	II-26
2.5.6	Kapasitas Dukung Tiang Kelompok.....	II-28
2.5.7	Distribusi Beban Struktur Atas ke Kelompok Tiang.....	II-29
2.5.8	Metode Pembacaan Hasil Pengujian Tiang.....	II-30
2.5.9	Pendesainan tiebeam dan pondasi.....	II-31

BAB III. PROSDUR REDESAIN STRUKTUR

3.1	Tahap Persiapan.....	III-1
3.1.1	Perubahan Code yang Digunakan.....	III-1
3.1.2	Respon Spektrum SNI Gempa 2002 dan 2012.....	III-1
3.1.2.1	SNI Gempa 2002.....	III-1
3.1.2.2	SNI Gempa 2012.....	III-16
3.1.2.3	Pebedaan SNI Gempa 2002 dengan SNI Gempa 2012.....	III-20
3.1.3	Perbedaan Beban Hidup dan Mati SNI Pembebanan 1989 dan 2013.....	III-20
3.1.4	Perbedaan Nilai parameter phi SNI Beton 2003 dan 2013.....	III-22
3.2	Tahap Pengumpulan Data Desain.....	III-23
3.2.1	Pengumpulan Gambar Denah, Tampak dan Potongan.....	III-23
3.2.2	Pengumpulan Data Penyelidikan Tanah.....	III-27
3.2.3	Pengumpulan Gambar Struktur Eksisting.....	III-30
3.3	Penentuan Denah Struktur.....	III-39
3.3.1	Denah Struktur Eksisting.....	III-39
3.3.2	Denah struktur Redesain.....	III-55
3.4	Penentuan Beban Tetap Mati dan Hidup.....	III-55
3.4.1	Beban Mati dan Hidup Struktur Eksisting.....	III-55
3.4.2	Beban Mati dan Hidup Struktur Redesain.....	III-56
3.5	Penentuan Beban Sementara Gempa.....	III-66
3.5.1	Beban Gempa Struktur Eksisting.....	III-66
3.5.2	Beban Gempa Struktur Redesain.....	III-68

3.5.3	Perbandingan Geser Dasar (V) SNI Gempa 2002 dengan SNI Gempa 2012.....	III-72
3.6	Bagan Alir Redesain Struktur.....	III-73

BAB IV. REDESAIN

4.1	Umum.....	IV-1
4.2	Permodelan Struktur.....	IV-2
4.2.1	Geometri Struktur.....	IV-7
4.2.2	Material Elemen.....	IV-7
4.2.3	Dimensi penampang Elemen.....	IV-7
4.2.4	Beban dan Kombinasi Pembebanan yang Diperhitungkan.....	IV-11
4.3	Analisis Struktur	
4.3.1	Hasil Analisis Dinamik.....	IV-13
4.3.2	Sistem Struktur.....	IV-16
4.3.3	Deformasi Struktur.....	IV-21
4.3.4	Pengecekan Terhadap Torsi.....	IV-27
4.3.5	Pengecekan Terhadap Simpangan.....	IV-30
4.4	Desain Struktur Atas	
4.4.1	Kriteria Desain Struktur Atas.....	IV-33
4.4.2	Perhitungan Penulangan Balok.....	IV-37
4.4.3	Perhitungan Penulangan Kolom.....	IV-47
4.4.4	Perhitungan Penulangan Hubungan Balok Kolom (<i>Joint</i>).....	IV-51
4.4.5	Perhitungan Penulangan <i>Shear Wall</i>	IV-53
4.4.6	Perhitungan Penulangan Pelat Lantai.....	IV-58
4.4.7	Perhitungan Penulangan Tangga.....	IV-60
4.5	Desain Struktur Bawah	
4.5.1	Kriteria Desain Struktur Bawah.....	IV-62
4.5.2	Perhitungan Penulangan Tie Beam.....	IV-62
4.5.3	Perhitungan Kapasitas Dukung Pile.....	IV-78
4.6	Gambar DED Struktur	

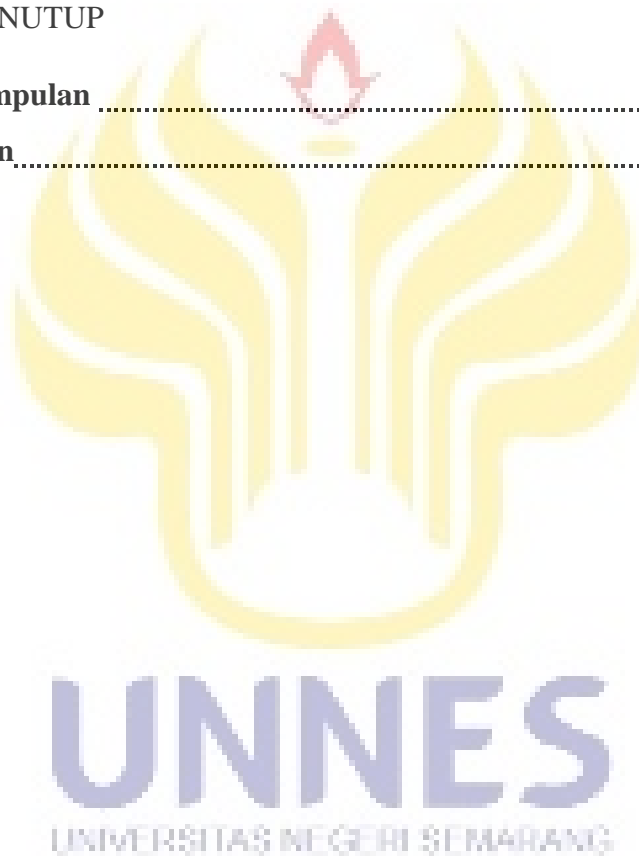
4.6.1	Susunan Gambar DED Struktur.....	IV-105
4.7	Perbandingan Desain dan Redesain Gambar DED	
4.7.1	Perbandingan volume pekerjaan.....	IV-105

BAB V. MANAJEMEN KONSTRUKSI

5.1	Susunan RKS.....	V-1
5.2	Perbandingan RAB.....	V-2

BAB VI. PENUTUP

6.1	kesimpulan	VI-1
6.2	Saran.....	VI-2



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Hubungan Regangan dan Tegangan Ekuivalen Persegi (Dewobroto, 2013).....	II-10
Gambar 2.2 Kondisi penampang terhadap regangan yang terjadi (Dewobroto, 2013)	II-11
Gambar 2.3 Hubungan P-M pada keruntuhan kolom beton bertulang. (Dewobroto, 2013)	II-12
Gambar 2.4 Mekanisme leleh pada struktur gedung akibat beban gempa.....	II-14
Gambar 2.5 Gaya Geser yang Signifikan pada Join.....	II-16
Gambar 2.6 Jenis Hubungan Balok-Kolom.....	II-16
Gambar 2.7 Diagram Badan Bebas pada Hubungan Balok-kolom.....	II-17
Gambar 2.8 Perhitungan V_u pada Hubungan Balok-kolom.....	II-17
Gambar 2.9 Persyaratan ukuran balok pengekang.....	II-19
Gambar 2.10 Luas efektif Hubungan Balok-kolom.....	II-19
Gambar 2.11 Standar Kait 90°	II-19
Gambar 2.12 Tiang dukung ujung dan tiang gesek.....	II-21
Gambar 2.13 Pondasi tiang menahan beban.....	II-23
Gambar 2.14 Mekanisme transfer pembebanan.....	II-24
Gambar 2.15 Mekanisme transfer pembebanan dengan panjang tiang > 34 m dan ≤ 22 m.....	II-25
Gambar 2.16 Prediksi kapasitas dukung pondasi tiang (Simposium ASCE)	II-26
Gambar 2.17 Kapasitas dukung tiang kelompok.....	II-29
Gambar 2.18 Distribusi beban struktur atas ke kelompok tiang.....	II-30
Gambar 3.1 Peta Kegempaan Indonesia terdiri dari 6 wilayah Gempa.....	III-13
Gambar 3.2 Spektrum Respon Gempa Rencana.....	III-14
Gambar 3.3 Respon spektrum Gedung Regional Indosat Semarang dengan perhitungan SNI 2002.....	III-16
Gambar 3.4 Lokasi Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang.....	III-18
Gambar 3.5 Spektrum respons Tanah Lunak Gedung Kantor regional (CJDRO) Indosat Semarang.....	III-19
Gambar 3.6 Spektrum respons Tanah Lunak Gedung Kantor regional (CJDRO) Indosat Semarang dengan SNI 2002 dan SNI 2012.....	III-20
Gambar 3.7 Denah lantai semi-basement 01.....	III-24
Gambar 3.8 Potongan Memanjang.....	III-25
Gambar 3.9 Tampak Depan Gedung Indosat.....	III-26
Gambar 3.10 Open frame gedung kantor Indosat Semarang.....	III-33
Gambar 3.11 Denah Pondasi Gedung Indosat Semarang.....	III-35
Gambar 3.12 Keyplan Struktur Lantai Semi Basement Gedung Indosat Semarang.....	III-36
Gambar 3.13 Keyplan Lantai 01 Gedung Indosat Semarang.....	III-37

Gambar 3.14 Keyplan Lantai 08 Gedung Indosat Semarang.....	III-38
Gambar 3.15 Keyplan Lantai Semi Basement.....	III-40
Gambar 3.16 Keyplan Lantai 01.....	III-41
Gambar 3.17 Keyplan Lantai 02.....	III-42
Gambar 3.18 Keyplan Lantai 03.....	III-43
Gambar 3.19 Keyplan Lantai 04.....	III-44
Gambar 3.20 Keyplan Lantai 05.....	III-45
Gambar 3.21 Keyplan Lantai 06.....	III-46
Gambar 3.22 Keyplan Lantai 07.....	III-47
Gambar 3.23 Keyplan Lantai 08.....	III-48
Gambar 3.24 Keyplan Lantai 09.....	III-49
Gambar 3.25 Keyplan Lantai 10.....	III-50
Gambar 3.26 Keyplan Lantai 11.....	III-51
Gambar 3.27 Keyplan Lantai Atap.....	III-52
Gambar 3.28 Potongan Memanjang 02-02.....	III-53
Gambar 3.29 Potongan Memanjang 04-04.....	III-54
Gambar 3.30 Denah Pembebanan Koridor Lantai Semi Basement (Lt. Parkir 1B).....	III-57
Gambar 3.31 Denah Pembebanan Koridor Lantai Semi Basement (Lt. Parkir 1A).....	III-58
Gambar 3.32 Denah Pembebanan Koridor Lantai 1 (Lt. Parkir 2B).....	III-59
Gambar 3.33 Denah Pembebanan Koridor Lantai 1 (Lt. Parkir 2A).....	III-60
Gambar 3.34 Denah Pembebanan Koridor Lantai 5.....	III-61
Gambar 3.35 Denah Pembebanan Koridor Lantai 6.....	III-62
Gambar 3.35 Denah Pembebanan Koridor Lantai 7.....	III-63
Gambar 3.36 Denah Pembebanan Koridor Lantai 8.....	III-64
Gambar 3.37 Denah Pembebanan Koridor Lantai 9.....	III-65
Gambar 3.38. Bagan Alir Desain Struktur Gedung.....	III-75
Gambar 4.1 Denah Keyplan struktur Lantai semi basemen.....	IV-3
Gambar 4.2 Denah Keyplan struktur Lantai 01.....	IV-4
Gambar 4.3 Potongan memanjang As B-B.....	IV-5
Gambar 4.4 Potongan memanjang As 04-04.....	IV-5
Gambar 4.5 Detil Kolom.....	IV-10
Gambar 4.6 Detil Balok.....	IV-11
Gambar 4.7 Detil Pelat.....	IV-11
Gambar 4.8 Lokasi Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang.....	IV-14
Gambar 4.9 Spektrum respons Tanah Lunak Gedung Kantor regional (CJDRO) Indosat Semarang.....	IV-15
Gambar 4.10 Ragam getar (mode shape) dan periode getar struktur (T)	IV-23
Gambar 4.11 Faktor pembesaran Torsi.....	IV-28
Gambar 4.12 Lokasi titik pengecekan terhadap torsi Gempa arah x.....	IV-29

Gambar 4.13 Lokasi titik pengecekan terhadap torsi Gempa arah y.....	IV-30
Gambar 4.14 Simpangan Antar lantai.....	IV-32
Gambar 4.15 Penempatan tulangan pada slab.....	IV-33
Gambar 4.16 sengkang tertutup saling tumpuk dan ilustrasi batasan pada spasi horizontal maximum batang tulangan longitudinal yang ditumpu.....	IV-35
Gambar 4.17 Momen yang terjadi pada balok B6-45X80.....	IV-38
Gambar 4.18 Gaya geser rencana.....	IV-44
Gambar 4.19 Gaya Geser beban mati.....	IV-45
Gambar 4.20 Gaya Geser beban Hidup.....	IV-45
Gambar 4.21 Geser rencana untuk kolom.....	IV-47
Gambar 4.22 Geser kolom.....	IV-47
Gambar 4.23 Diagram Interaksi kolom atas K-100x10.....	IV-48
Gambar 4.24 Diagram Interaksi kolom bawah K-120x120.....	IV-49
Gambar 4.25 <i>Free Body</i> Diagram join.....	IV-52
Gambar 4.26 Diagram gaya geser kolom tiap lantai.....	IV-53
Gambar 4.27 Gaya-gaya yang terjadi pada <i>shearwall</i>	IV-54
Gambar 4.28 Pembebanan pada tie beam.....	IV-62
Gambar 4.29 Momen yang terjadi pada TB-30x80.....	IV-63
Gambar 4.30 Pengecekan tulangan Tie Beam 30 x 80 dengan PCA-COL.....	IV-65
Gambar 4.31 Penampang tie beam 30 x 80 cm.....	IV-66
Gambar 4.32 Diagram regangan tegangan kondisi <i>balanced</i>	IV-67
Gambar 4.33 Diagram regangan tegangan $c=d'$	IV-69
Gambar 4.34 Diagram regangan tegangan kondisi <i>balanced</i>	IV-71
Gambar 4.35 Diagram regangan tegangan kondisi garis netral antara titik 5 dan 6.....	IV-75
Gambar 4.36 Diagram interaksi sumbu lemah dan kuat TB-30 x 80 cm.....	IV-77
Gambar 4.37 hasil pengujian tiang 1.....	IV-79
Gambar 4.38 Hasil pengujian tiang 2.....	IV-79
Gambar 4.39 Kurva beban-penurunan dari uji beban tiang (Tomlinson,1977).....	IV-82
Gambar 4.40 Hasil pembacaan kapasitas dukung tiang-1 (Tomlinson,1977) yaitu sebesar 330 ton, dan kapasitas dukung ijin sebesar 165 ton.....	IV-84
Gambar 4.41 Hasil pembacaan kapasitas dukung tiang-2 (Tomlinson,1977) yaitu sebesar 275 ton, dan kapasitas dukung ijin sebesar 137.5 ton.....	IV-84
Gambar 4.42 Hasil pembacaan kapasitas dukung tiang-2 yaitu sebesar 280 ton dan kapasitas dukung ijin 140 ton..	IV-86
Gambar 4.43 Hasil pembacaan kapasitas dukung tiang-1 yaitu sebesar 280 ton dan kapasitas dukung ijin 140 ton..	IV-87
Gambar 4.44 Hasil analisis kapasitas dukung tiang vertikal menggunakan Allpile.....	IV-88

Gambar 4.45 Hasil analisis kapasitas dukung tiang horizontal menggunakan Allpile.....	IV-89
Gambar 4.46 Mekanisme keruntuhan tiang panjang ujung jepit dalam tanah kohesif.....	IV-91
Gambar 4.47 Distribusi Reaksi Tumpuan ke Tiang.....	IV-94
Gambar 4.48 Cek pile terhadap geser pons.....	IV-101



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Beban hidup terdistribusi merata minimum menurut SNI 1727:2013.....	II-4
Tabel 2.2 Kombinasi beban gempa berdasarkan SNI Gempa 1726-2012.....	II-8
Tabel 2.3 Perbedaan Kombinasi beban LRFD berdasarkan SNI Beton Bertulang SNI-03-2847-2002 dan SNI Beton 2847:2013.....	II-10
Tabel 2.4 Faktot Reduksi Kekuatan ϕ (ACI 318M-11).....	II-11
Tabel 2.5 Kapasitas dukung ijin (kN) berdasarkan nilai tahanan ujing bawah tiang pancang pada tanah non-kohefif (Wika PC Piles, 2001).....	II-28
Tabel 3.1 Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan.....	III-2
Tabel 3.2 Korelasi terminologi kegempaan dalam beberapa aturan yang ada.....	III-3
Tabel 3.3. Korelasi Terminolgi kegempaan dalam beberapa aturan yang ada.	III-5
Tabel 3.4 Parameter Daktilitas Struktur Gedung.....	III-6
Tabel 3.5 Faktor Daktilitas Maksimum (μ_m), Faktor Reduksi Gempa Maksimum (R_m), Faktor Tahanan Lebih Struktur (f_1) beberapa jenis sistem/subsistem struktur gedung.....	III-7
Tabel 3.6 Jenis-jenis Tanah.....	III-11
Tabel 3.7 Tabel N-SPT Rata-rata dengan menggunakan SNI 2002....	III-11
Tabel 3.8 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing Wilayah Gempa Indonesia.....	III-12
Tabel 3.9 Spektrum Respon Gempa Rencana.....	III-16
Tabel 3.10 Tabel N-SPT Rata-Rata Gedung Indosat Semarang dengan SNI 2012.....	III-17
Tabel 3.11 Klasifikasi situs.....	III-18
Tabel 3.12 Perbedaan Beban mati SNI Pembebanan 1989 dibandingkan dengan 2013.....	III-21
Tabel 3.13 Perbedaan Beban hidup terdistribusi merata minimum SNI Pembebanan 1989 dibandingkan dengan 2013.....	III-21
Tabel 3.14 Perbedaan parameter phi SNI 2003 dengan SNI 2013.....	III-22
Tabel 3.15 Perbedaan kombinasi pembebanan SNI 2003 dengan SNI 2013.....	III-22
Tabel 3.16 Mutu Beton.....	III-33
Tabel 3.17 Mutu Besi Tulangan.....	III-34
Tabel 3.18 Tabel Hasil Analisis Berat bangunan dengan SAP2000 (SNI Gempa 2002).....	III-66

Tabel 3.19 Tabel Hasil Analisis Berat bangunan dengan SAP2000 (SNI Gempa 2012)	III-68
Tabel 3.20 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek.....	III-69
Tabel 3.21 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik.....	III-69
Tabel 3.22 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa.....	III-70
Tabel 3.23 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung.....	III-70
Tabel 3.24 Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x	III-71
Tabel 3.25 Perbandingan V dengan SNI Gempa 2002 dan SNI Gempa 2012.....	III-73
Tabel 4.1 Mutu beton Struktur Gedung Indosat Semarang.....	IV-7
Tabel 4.2 Mutu Tulangan Struktur Gedung Indosat.....	IV-7
Tabel 4.3 Kombinasi Pembebanan.....	IV-12
Tabel 4.4 Tabel N-SPT Rata-Rata Gedung Indosat Semarang dengan SNI 2012.....	IV-13
Tabel 4.5 Klasifikasi situs.....	IV-14
Tabel 4.6 Tabel Hasil Analisis Berat bangunan dengan SAP2000.....	IV-16
Tabel 4.7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek.....	IV-17
Tabel 4.8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik.....	IV-17
Tabel 4.9 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa.....	IV-18
Tabel 4.10 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung.....	IV-19
Tabel 4.11 Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x	IV-19
Tabel 4.12. Modal Load Participation Ratios.....	IV-21
Tabel 4.13 Faktor Skala Awal.....	IV-22
Tabel 4.14 Periode Modal.....	IV-22
Tabel 4.15 Periode Modal.....	IV-24
Tabel 4.16 Base Reactions.....	IV-24
Tabel 4.17 Pengaruh 85% V_{statik}	IV-25
Tabel 4.18 Perbandingan Pengaruh a. penampang utuh dan b. penampang crack.....	IV-26
Tabel 4.19 cek presentase antara base shear.....	IV-27
Tabel 4.20 Torsi terhadap sumbu X.....	IV-28
Tabel 4.21 Torsi terhadap sumbu Y.....	IV-29
Tabel 4.22 Syarat simpangan antar lantai untuk setiap Kategori Desain Seismik.....	IV-31
Tabel 4.23 Simpangan antar lantai Gempa arah X.....	IV-32
Tabel 4.24 Simpangan antar lantai Gempa arah Y.....	IV-33
Tabel 4.25 Perhitungan penentuan tulangan.....	IV-41
Tabel 4.26 pemeriksaan kapasitas penampang balok.....	IV-43
Tabel 4.27 Penulangan sengkang.....	IV-47
Tabel 4.28 Penulangan Sengkang.....	IV-51
Tabel 4.29 Nilai SPT untuk perhitungan Q_{friksi} (BH-1)	IV-80
Tabel 4.30 Nilai SPT untuk perhitungan Q_{friksi} (BH-2)	IV-80

Tabel 4.31	Data pondasi yang perlu dilakukan redesain.....	IV-93
Tabel 4.32	Koordinat sumbu x dan y pondasi AS A-05.....	IV-95
Tabel 4.33	Kombinasi beban pada pondasi grup tiang.....	IV-96
Tabel 4.34	Distribusi pembebanan pada pondasi grup tiang.....	IV-96
Tabel 4.35	Kombinasi beban terfaktor pada pondasi grup tiang.....	IV-97
Tabel 4.36	Jarak AS pondasi terhdap tepi kolom.....	IV-97
Tabel 4.37	Momen dan Paksial tiang dalam satu pile cap.....	IV-98



LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : KURNIA DWI ANGGRAINI
NIM : 5113412011
Nama : CHUSNUL CHOTIMAH
NIM : 5113412032
Judul Skripsi : “REDESAIN STRUKTUR GEDUNG 11 LANTAI INDOSAT
SEMARANG BERDASARKAN SNI GEMPA 2012”

Menyatakan bahwa yang tertulis dalam tugas akhir ini benar-benar hasil karya sendiri, bukan jiplakan dari karya tulis orang lain. Pendapat atau temuan orang lain yang terdapat dalam skripsi ini dikutip atau dirujuk berdasarkan kode etik ilmiah.

Demikian pernyataan ini saya buat dalam keadaan sadar tanpa paksaan dari pihak manapun.

UNNES
UNIVERSITAS NEGERI SEMARANG

Semarang, 26 Juli 2016

Yang membuat pernyataan,

Yang membuat pernyataan,



KURNIA DWI ANGGRAIN

CHUSNUL CHOTIMAH

NIM. 5113412011

NIM. 5113412032

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Judul Tugas Akhir

“REDESAIN STRUKTUR GEDUNG 11 LANTAI INDOSAT SEMARANG BERDASARKAN SNI GEMPA 2012.”

1.2. Latar Belakang

Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang yang terletak di Jalan Pandanaran No. 131 Semarang merupakan gedung tingkat tinggi dengan ketinggian mencapai 56,5 meter yang terdiri dari 11 lantai dengan 1 dak, sehingga dalam perencanaan struktur gedung ini dirancang harus kuat terhadap pembebanan yang terjadi termasuk beban gempa agar gedung memenuhi persyaratan kekuatan dan kekakuan struktur seperti yang dipersyaratkan dalam SNI.

Dalam perancangan struktur harus berpedoman pada peraturan yang berlaku. Perancangan struktur gedung Indosat Semarang yang sebelumnya telah dirancang menggunakan peraturan lama yaitu Standar Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung, SNI-03-2847-2002, Tata Cara Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung, SNI.1727.1989-F, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, SNI.03-1726-2003.

Berdasarkan hal tersebut, akan dilakukan Redesain Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang yang ditinjau berdasarkan peraturan terbaru yaitu Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan menggunakan SNI 1726:2012, Standar beban minimum yang digunakan untuk perancangan bangunan menggunakan SNI 1727:2013, dan Persyaratan beton struktural yang digunakan untuk bangunan adalah SNI 2847:2013.

1.3. Rumusan Masalah

Dalam Redesain Struktur Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang, terdapat beberapa permasalahan yang timbul:

1. Bagaimana perbedaan yang terjadi antara perancangan struktur Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang dengan peraturan SNI.03-1726-2003, SNI-03-2847-2002, dan SNI.1727.1989-F dibandingkan dengan peraturan SNI 1726:2012, SNI 1727:2013, dan SNI 2847:2013.
2. Bagaimana merancang pondasi yang berpedoman pada peraturan SNI 1726:2012, SNI 1727:2013, dan SNI 2847:2013.
3. Bagaimana pelaksanaan metode konstruksi pembangunan dan rencana anggaran biaya (RAB) Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang dengan menggunakan peraturan SNI 1726:2012, SNI 1727:2013, dan SNI 2847:2013.
4. Apakah diperlukan pekerjaan perkuatan mengingat bangunan telah berdiri jika tinjauan beban gempa SNI 1726:2012 lebih besar dari SNI.03-1726-2003.

1.4. Tujuan

Tujuan penulisan Tugas Akhir dengan judul “Redesain Struktur Gedung 11 Lantai Indosat Semarang berdasarkan SNI Gempa 2012” adalah:

1. Mengetahui perbedaan yang terjadi antara perancangan struktur Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang dengan peraturan SNI.03-1726-2003, SNI-03-2847-2002, dan SNI.1727.1989-F dibandingkan dengan peraturan SNI 1726:2012, SNI 1727:2013, dan SNI 2847:2013.
2. Mengetahui perancangan pondasi yang berpedoman pada peraturan SNI 1726:2012, SNI 1727:2013, dan SNI 2847:2013.
3. Mengetahui pelaksanaan metode konstruksi pembangunan dan rencana anggaran biaya (RAB) Gedung Kantor Regional (CJDRO)

Indosat Semarang dengan menggunakan peraturan SNI 1726:2012, SNI 1727:2013, dan SNI 2847:2013.

4. Mengetahui perlu tidaknya pekerjaan perkuatan mengingat bangunan telah berdiri jika tinjauan beban gempa SNI 1726:2012 lebih besar dari SNI.03-1726-2003.

1.5. Batasan Masalah

Batasan masalah dalam penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Bangunan yang akan diredesain adalah Gedung 11 Lantai Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang yang berada di pusat kota Semarang tepatnya di Jalan Pandanaran No. 131 Semarang.
2. Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang menggunakan SNI 1726:2012.
3. Standar beban minimum yang digunakan untuk perancangan bangunan Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang adalah SNI 1727:2013. Standar ini memuat ketentuan beban minimum untuk merancang bangunan gedung dan struktur lain.
4. Persyaratan beton struktural yang digunakan untuk bangunan Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang adalah SNI 2847:2013. Standar ini merupakan revisi dari SNI 03-2847-1992 Tata cara penghitungan struktur beton untuk bangunan gedung yang mengacu pada ACI 318M-11 *Building Code Requirements for Structural Concrete*.
5. Syarat-syarat teknis yang berupa jenis dan uraian pekerjaan, jenis dan mutu bahan, cara pelaksanaan pekerjaan, merk material atau bahan mengacu pada Rencana Kerja dan Syarat-syarat (RKS) pembangunan Gedung Kantor Regional (CJDRO) Indosat Semarang yang telah ada.

1.6. Sistematika Penulisan

Sistematika penulisan Tugas Akhir dengan judul “Redesain Struktur Gedung 11 Lantai Indosat Semarang berdasarkan SNI Gempa 2012” ini dibagi menjadi beberapa bab dengan rincian sebagai berikut:

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini menjelaskan tentang latar belakang, rumusan masalah, tujuan, batasan masalah, dan sistematika penulisan tugas akhir.

BAB II STUDI PUSTAKA

Bab ini menjelaskan acuan atau landasan teori yang menjadi dasar analisa dan redesain gedung dalam penulisan tugas akhir.

BAB III PROSEDUR DAN DESAIN STRUKTUR

Bab ini menjelaskan tentang metodologi atau cara memperoleh dan penentuan data-data yang akan digunakan untuk analisa dan redesain gedung dalam penulisan tugas akhir.

BAB IV DESAIN STRUKTUR

Bab ini menguraikan tentang permodelan struktur, analisis desain struktur, dan DED (*Detail Engineering Design*) struktur untuk redesain gedung dengan peraturan baru (SNI 1726:2012, SNI 1727:2013, dan SNI 2847:2013.).

BAB V MANAJEMEN KONSTRUKSI

Bab ini berisi mengenai perbedaan metode pelaksanaan pembangunan, pembuatan Rencana Kerja dan Syarat-syarat (RKS), perhitungan Rencana Anggaran Biaya (RAB).

BAB VI PENUTUP

Bab ini menjelaskan tentang kesimpulan yang dapat diambil dan saran yang dapat diberikan dalam tugas akhir.

BAB II

STUDI PUSTAKA

2.1. Umum

Dalam SNI Gempa 2012 disebutkan bahwa, Struktur bangunan gedung terdiri dari struktur atas dan bawah. Struktur atas adalah bagian dari struktur bangunan gedung yang berada di atas muka tanah. Struktur bawah adalah bagian dari struktur bangunan gedung yang terletak di bawah muka tanah, yang dapat terdiri dari struktur besmen, dan/atau struktur fondasinya. Prosedur analisis dan desain seismik yang digunakan dalam perencanaan struktur bangunan gedung dan komponennya harus memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi energi yang cukup untuk menahan gerak tanah desain dalam batasan-batasan kebutuhan deformasi dan kekuatan yang disyaratkan. Gaya gempa desain, dan distribusinya di sepanjang ketinggian struktur bangunan gedung, harus ditetapkan berdasarkan salah satu prosedur yang sesuai yakni Analisis gaya lateral ekuivalen atau Analisis spektrum respons ragam, dan gaya dalam serta deformasi yang terkait pada komponen-elemen struktur tersebut harus ditentukan. Pondasi harus didesain untuk menahan gaya yang dihasilkan dan mengakomodasi pergerakan yang disalurkan ke struktur oleh gerak tanah desain. Struktur atas dan struktur bawah dari suatu struktur gedung dapat dianalisis terhadap pengaruh gempa rencana secara terpisah, di mana struktur atas dapat dianggap terjepit lateral pada besmen. Selanjutnya struktur bawah dapat dianggap sebagai struktur tersendiri yang berada di dalam tanah yang dibebani oleh kombinasi beban-beban gempa yang berasal dari struktur atas, beban gempa yang berasal dari gaya inersia sendiri, gaya kinematik dan beban gempa yang berasal dari tanah sekelilingnya. Struktur bawah tidak boleh gagal dari struktur atas. Desain detail kekuatan (*strength*) struktur bawah harus memenuhi persyaratan beban gempa rencana. Analisis

deformasi dan analisis lain seperti penurunan total dan diferensial, tekanan tanah lateral, deformasi tanah lateral, dan lain-lain, dapat dilakukan sesuai dengan persyaratan beban kerja (*working stress*).

2.2. Kriteria Desain Struktur

Menurut Schodeck (1998), Untuk melakukan analisis maupun desain suatu struktur perlu ditetapkan kriteria yang dapat digunakan sebagai ukuran maupun untuk menentukan apakah struktur tersebut dapat diterima untuk penggunaan yang diinginkan atau untuk maksud desain tertentu.

2.2.1. Kemampuan Layan (*Serviceability*)

Struktur harus mampu memikul beban rancang secara aman tanpa kelebihan tegangan pada material dan mempunyai deformasi yang masih dalam daerah yang diizinkan. Kemampuan suatu struktur untuk memikul beban tanpa ada kelebihan tegangan diperoleh dengan menggunakan faktor keamanan dalam desain elemen struktur. Dengan memilih ukuran serta bentuk elemen struktur dan bahan yang digunakan, taraf tegangan pada suatu struktur dapat ditentukan pada taraf yang dipandang masih dapat diterima secara aman, dan sedemikian hingga kelebihan tegangan material (misalnya ditunjukkan dengan adanya retak) tidak terjadi. Pada dasarnya inilah kriteria kekuatan dan merupakan dasar yang sangat penting.

Aspek lain mengenai kemampuan layan suatu struktur adalah mengenai deformasi yang diakibatkan oleh beban, apakah masih dalam batas yang dapat diterima atau tidak. Deformasi berlebihan dapat menyebabkan terjadi kelebihan tegangan pada suatu bagian struktur. Perlu diperhatikan bahwa karena struktur berubah bentuk secara berlebihan, bukan berarti struktur tersebut tidak stabil. Deformasi atau defleksi besar dapat diasumsikan dengan struktur yang tidak aman, tetapi hal ini tidak selalu demikian, karena deformasi juga dikontrol oleh kekuatan struktur. Untuk memenuhi kekuatan struktur, seringkali

diperlukan elemen struktur yang lebih banyak untuk mencapai kekakuan yang diperlukan. Kekakuan sangat bergantung pada jenis, besar, dan distribusi bahan pada struktur.

Berkaitan dengan deformasi, tetapi bukan merupakan fenomena yang sama, adalah gerakan pada struktur. Biasanya kecepatan dan percepatan aktual struktur yang memikul beban dinamis dapat dirasakan oleh pemakai bangunan, dan menimbulkan rasa tidak nyaman. Salah satu contoh adalah gerakan sehubungan dengan gedung bertingkat banyak yang mengalami beban angin. Untuk itu ada kriteria mengenai kecepatan dan percepatan batas. Kontrol tercapai dengan melalui manipulasi yang melibatkan kekakuan struktur dan karakteristik redaman.

2.2.2. Efisiensi

Kriteria ini mencakup tujuan desain struktur yang relatif lebih ekonomis. Ukuran yang sering digunakan adalah banyak material yang diperlukan untuk memikul beban yang diberikan dalam ruang pada kondisi kendala yang ditentukan. Mungkin bisa terjadi respon struktur yang berbeda-beda terhadap situasi beban yang diberikan akan mempunyai kemampuan layan yang sama. Akan tetapi, tidak selalu berarti bahwa setiap struktur akan memerlukan material yang sama untuk memberikan kemampuan layan struktur yang sama. Oleh karena itu dibutuhkan satu solusi yang memerlukan material lebih sedikit dibandingkan dengan yang lain. Penggunaan volume minimum sebagai kriteria adalah salah satu dari berbagai konsep penting bagi *engineer*.

2.2.3. Konstruksi

Tinjauan konstruksi sering juga mempengaruhi pilihan struktural. Sangat mungkin terjadi bahwa perakitan elemen-elemen struktural akan efisien apabila materialnya mudah dibuat dan dirakit. Kriteria konstruksi sangat luas, dan termasuk didalamnya tinjauan mengenai metode yang

diperlukan untuk melaksanakan suatu bangunan, juga jenis dan banyak alat yang diperlukan serta lama waktu penyelesaian.

2.2.4. Harga

Harga merupakan faktor yang menentukan dalam pemilihan struktur. Konsep harga tidak dapat dilepaskan dari dua hal yang telah dibahas sebelumnya, yaitu efisien bahan dan kemudahan pelaksanaan. Harga total suatu struktur sangat bergantung pada banyak dan harga material yang dipakai serta banyak upah yang diperlukan buruh untuk melaksanakan pekerjaan, juga harga atau biaya alat yang diperlukan selama pelaksanaan. Tentu saja, struktur yang sangat efisien yang tidak sulit dilaksanakan merupakan yang paling ekonomis.

2.2.5. Lain-lain

Tentu saja berbagai faktor lain yang mempengaruhi pemilihan struktur. Dibandingkan dengan kriteria yang relatif terukur dan obyektif yang telah dibahas di atas, banyak faktor tambahan yang relatif lebih subyektif.

2.2.6. Kriteria Berganda

Jarang sekali suatu struktur hanya ditunjukan untuk memenuhi salah satu kriteria yang telah dibahas di atas. Konsep *serviceability* (kemampuan layan) dan faktor keamanan yang dilibatkannya, bagaimanapun merupakan hal yang biasa berlaku pada semua struktur. Dengan demikian, faktor tersebut merupakan tanggung jawab utama perancang struktur. Kriteria lain dapat saja dilibatkan, tetapi *serviceability* harus selalu dilibatkan.

2.3. Pembebanan dan Kombinasinya

Beban mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi

tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran.

Beban hidup

Beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati.

Tabel 2.1 Beban hidup terdistribusi merata minimum menurut SNI 1727:2013:

Hunian atau penggunaan Beban Merata kN/m²

Hunian atau penggunaan	Merata (kN/m ²)	Terpusat (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
- Ruang kantor	2.4	8.9
- Ruang komputer	4.79	8.9
Gudang persenjataan dan ruang latihan	7.18	
Ruang pertemuan		
- Kursi tetap (terikat di lantai)	4.79	
- Lobi	4.79	
- Kursi dapat dipindahkan	4.79	
- Panggung pertemuan	4.79	
- Lantai podium	7.18	
Balkon dan dek	1.5 x beban hidup untuk daerah yang dilayani <4.79	
Jalur untuk akses pemeliharaan	1.92	1.33
Koridor		
- Lantai pertama	4.79	
- Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	4.79	

Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 in. x 2 in. [50 mm x 50 mm])		1.33
Konstruksi plat lantai finishing ringan (pada daerah 1 in. x 1 in) [25 mm x 25 mm]		0.89
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	4.79	
Hunian satu keluarga saja	1.92	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5 SNI pembebanan 2013	
Garasi/parkir Mobil penumpang saja Truk dan bus	1.92	
Susunan tangga, rel pengamandan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
Helipad	2.87 tidak boleh direduksi	
Rumah sakit:		
- Ruang operasi, laboratorium	2.87	4.45
- Ruang pasien	1.92	4.45
- Koridor di atas lantai pertama	3.83	4.45
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan		
- Ruang baca	2.87	4.45
- Ruang penyimpanan	7.18	4.45
- Koridor di atas lantai pertama	3.83	4.45
Pabrik		
- Ringan	6	8.9
- Berat	11.97	13.40
Gedung perkantoran:		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian		
- lobi dan koridor lantai pertama	4.79	8.9
- Kantor	2.40	8.9
- Koridor di atas lantai pertama	3.83	8.9
Lembaga hukum		
- Blok sel	1.92	
- Koridor	4.79	
Tempat rekreasi		
- Tempat bowling, kolam renang, dan penggunaan yang sama	3.59	
- Bangsal dansa dan ruang dansa	4.79	
- Gimnasium	4.79	

- Tempat menonton baik terbuka tau tertutup	4.79	
- Stadium dan tribun/arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	2.87	
Rumah tinggal Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)		
- Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	0.48	
- Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	0.96	
- Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	1.44	
- Semua ruang kecuali tangga dan balkon	1.92	
Semua hunian rumah tinggal lainnya		
- Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	1.92	
- Ruang publik dan koridor yang melayani mereka	4.79	
Atap		
- Atap datar, berbubung, dan lengkung	0.96	
- Atap digunakan untuk taman atap	4.79	
- Atap yang digunakan untuk tujuan lain	Sama	
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya	seperti	
Awning dan kanopi	hunian	0.89
- Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	dilayani	0.89
Rangka tumpu layar penutup	0.24 tidak	
Semua konstruksi lainnya	boleh	
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai	direduksi	
- Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap di atas pabrik, gudang, dan perbaikan garasi	0.24	1.33
- Semua komponen struktur atap utama lainnya	0.96	
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan		1.33
Sekolah		
- Ruang kelas	1.92	4.5
- Koridor di atas lantai pertama	3.83	4.5
- Koridor lantai pertama	4.79	4.5
Bak-bak/scuttles, rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		0.89
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk	11.97	35.6
Tangga dan jalan keluar	4.79	1.33
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	1.92	1.33
Gudang di atas langit-langit	0.96	
Gudang penyimpanan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat)		

- Ringan	6	
- Berat	11.97	
Toko		
Eceran		
- Lantai pertama	4.79	4.45
- Lantai di atasnya	3.59	4.45
- Grosir, di semua lantai	6	4.45
Penghalang kendaraan	Lihat pasal 4.5	
Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan ke luar)	2.87	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	4.79	

Kombinasi Beban Gempa

Untuk kombinasi beban gempa berdasarkan SNI Gempa 1726-2012 terlihat pada Tabel 2.2

Tabel 2.2 Kombinasi beban gempa berdasarkan SNI Gempa 1726-2012

Kombinasi Beban	Metode Tegangan Ijin	Metode Ultimit
$E = \rho \cdot Q_E + 0.2S_{DS} \cdot D$	$(1+0.14 S_{DS})D + 0.7 \rho \cdot Q_E$ $(1+0.10 S_{DS})D + 0.75(0.7 \rho \cdot Q_E) + 0.75L$	$(1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) D + 1.0 \rho \cdot Q_E + L$
$E = \rho \cdot Q_E - 0.2S_{DS} \cdot D$	$(0.6-0.14S_{DS})D + 0.7 \rho \cdot Q_E$	$(0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) D + 1.0 \rho \cdot Q_E$

2.4. Pendesainan Elemen Struktur

Dalam Dewobroto (2013) disebutkan bahwa, untuk Peraturan perencanaan struktur beton Indonesia yang baru, yaitu SNI Beton 2013, isinya mengutip ACI 318M-11 (Puskim 2012). Konsep perencanaan yang digunakan mengikuti cara kuat batas LRFD (Load and Resistance Factor Design), yaitu mencari kuat perlu (R_u), suatu beban batas maksimum yang mungkin terjadi, yang diperoleh dari hasil kombinasi beban kerja dan faktor beban LRFD. Pada sisi lain, akan dihitung kuat nominal (R_n) dari tiap penampang elemen struktur beton, yang dianggap akan menerima kondisi beban batas maksimum tersebut.

Perencanaan penampang beton bertulang dianggap memenuhi persyaratan, jika kuat perlu (R_u) lebih kecil dari kuat rencananya (ϕR_n), dimana ϕ adalah faktor reduksi kekuatan. Jadi kuat rencana memenuhi syarat jika $R_u \leq \phi R_n$.

2.4.1. Kuat Perlu Penampang (R_u/U)

Kombinasi beban LRFD jika tidak ada kekuatan lebih besar, boleh mengambil minimum sama seperti Tabel 2.3 berdasarkan SNI Beton Bertulang SNI-03-2847-2002 dan SNI Beton 2847:2013 berikut:

Tabel 2.3 Perbedaan Kombinasi beban LRFD berdasarkan SNI Beton Bertulang SNI-03-2847-2002 dan SNI Beton 2847:2013:

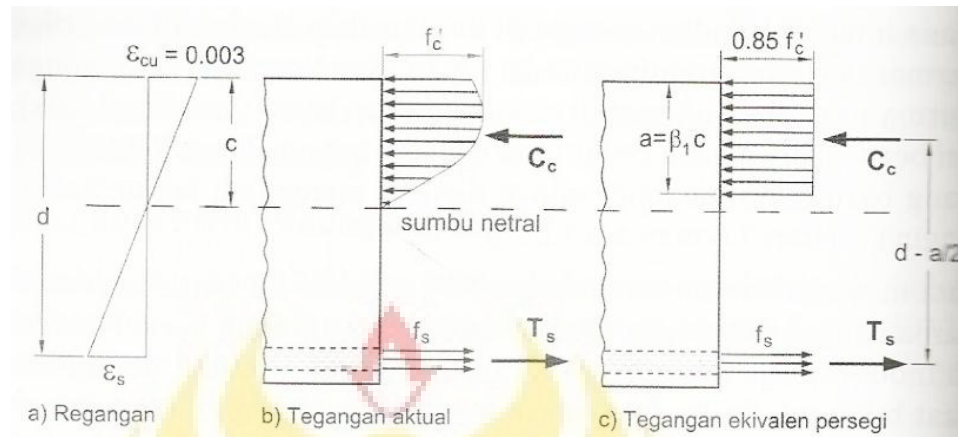
Kombinasi Pembebanan	
2002	2013
$U = 1.4 D$	$U = 1.4 D$
$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (A \text{ atau } R)$	$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ atau } R)$
-	$U = 1.2 D + 1.6 (Lr \text{ atau } R) + (1.0 L \text{ atau } 0.5 W)$
$U = 1.2 D + 1.0 L \pm 1.6 W + 0.5 (A \text{ atau } R)$	$U = 1.2 D + 1.0 W + 1.0 L + 0.5 (Lr \text{ atau } R)$
$U = 1.2 D + 1.0 L \pm 1.0 E$	$U = 1.2 D + 1.0 E + 1.0 L$
$U = 0.9 D \pm 1.6 W$	$U = 0.9 D + 1.0 W$
$U = 0.9 D \pm 1.0 E$	$U = 0.9 D + 1.0 E$
$U = 1.4 (D+F)$	-
$U = 1.4 (D+T) 1.6 L + 0.5 (A \text{ atau } R)$	-

2.4.2. Kuat Nominal Penampang (R_n)

Besarnya tegangan f_c' dapat dibaca sebagai fungsi regangan. Karena beban yang bekerja relatif rendah, distribusi tegangan penampang linier. Untuk daerah tarik hanya terdapat tegangan tulangan, karena tegangan tarik dalam beton diabaikan.

Apabila beban ditingkatkan regangan yang terjadi akan meningkat juga, sampai pada saat tulangan meleleh ($\epsilon_s = \epsilon_y$). Retak-retak di daerah tarik akan meningkat cepat, sebagai akibat melelehnya tulangan titik.

Penghancuran beton telah memasuki tahapan awal, distribusi regangan dan tegangan penampang tampak pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Hubungan Regangan dan Tegangan Ekuivalen Persegi (Dewobroto, 2013)

Gambar 2.1 menunjukkan keadaan dimana regangan beton ϵ_c mencapai 0.003, dan regangan tulangan $\epsilon_s > \epsilon_y$. Distribusi tegangan beton akan menyerupai diagram tegangan regangan yang sebenarnya, dan tidak linier. Sesaat setelah mencapai 0.003, beton akan hancur pada serat-serat teratas.

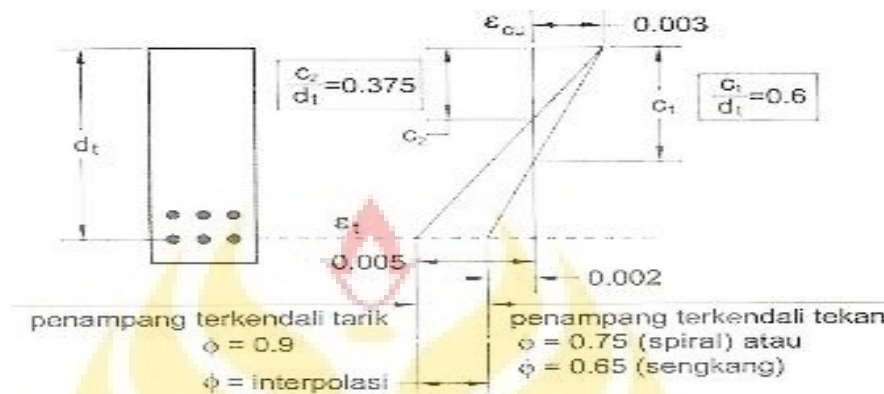
2.4.3. Faktor Reduksi Kekuatan

Faktor reduksi kekuatan (ϕ), jika dikalikan dengan kuat nominal penampang (ϕR_n) menghasilkan kuat rencana. Adapun besarnya ϕ tergantung pada kondisi regangan dan jenis tulangan transversalnya.

Tabel 2.4 Faktot Reduksi Kekuatan ϕ (ACI 318M-11).

Tinjauan kondisi regangan	ϕ
Penampang terkendali tarik	0.9
Penampang terkendali tekan <ul style="list-style-type: none"> • Sengkang • Spiral 	0.65 0.75
Geser dan torsi	0.75

Penampang terkendali tekan atau tarik ditentukan dari regangan tarik netto (ϵ_t), yaitu regangan tulangan baja terluar (d_t) dari serat desak terluar (Gambar 2.2). Jika $\epsilon_t \leq 0,002$, penampang terkendali tekan, dan jika $\epsilon_t \geq 0,005$, penampang terkendali tarik.



Gambar 2.2 Kondisi penampang terhadap regangan yang terjadi (Dewobroto, 2013)

Batas regangan tarik netto penampang terkendali tekan dituliskan sebagai rasio c/d_t , dimana c adalah jarak sumbu netral ke serat tekan terluar, dan d_t adalah jarak serta tekan terluar terhadap tulangan baja tarik terluar (Gambar 2.2). batas rasio c/d_t untuk penampang terkendali tekan, $c_1/d_t = 0,6$ dan terkendali tarik $c_2/d_t = 0,375$. Nilai-nilai tadi dihitung pada tulangan baja Grade 420 atau yang setara ($f_y = 400$ Mpa).

Untuk penampang dengan regangan tarik netto ϵ_t diantara nilai-nilai batas dicari dengan interpolasi berikut:

Spiral → UNIVERSITAS NEGERI SEMARANG

$$\phi = 0,75 + 50 (\epsilon_t - 0,002) \text{ atau } \phi = 0,75 + 0,15 \left[\frac{1}{c/d_t} - \frac{5}{3} \right]$$

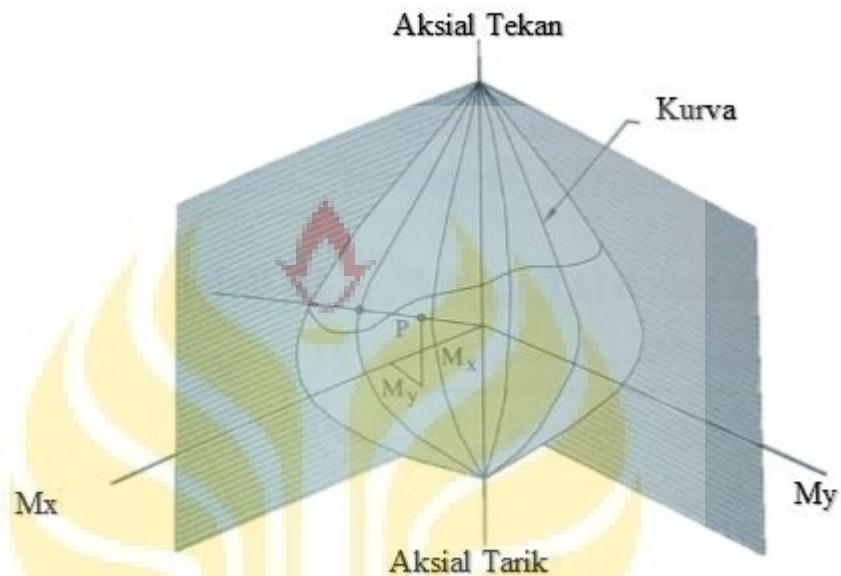
Sengkang →

$$\phi = 0,65 + \frac{250}{3} (\epsilon_t - 0,002) \text{ atau } \phi = 0,65 + 0,25 \left[\frac{1}{c/d_t} - \frac{5}{3} \right]$$

2.4.4. Desain Kolom Beton bertulang

Dalam Dewobroto (2005) kapasitas penampang kolom beton bertulang dapat dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi P-M yang

menunjukkan beban aksial dan momen lentur pada kondisi batas. Setiap titik kurva menunjukkan kombinasi P dan M sebagai kapasitas penampang terhadap suatu garis netral tertentu.



Gambar 2.3 Hubungan P-M pada keruntuhan kolom beton bertulang.
(Dewobroto, 2013)

Suatu kombinasi beban yang diberikan pada kolom tersebut, bila diplotkan ternyata berada di dalam diagram interaksi dari kolom yang dibuat menyatakan bahwa kombinasi beban tersebut dapat dipikul oleh kolom dengan baik. Demikian pula bila sebaliknya, yaitu jika suatu kombinasi beban (P dan M) yang berada di luar diagram tersebut maka kombinasi beban tersebut adalah di luar kapasitas kolom dan dapat menyebabkan keruntuhan.

2.4.5. Persyaratan Detailing Elemen Struktur Tahan Gempa

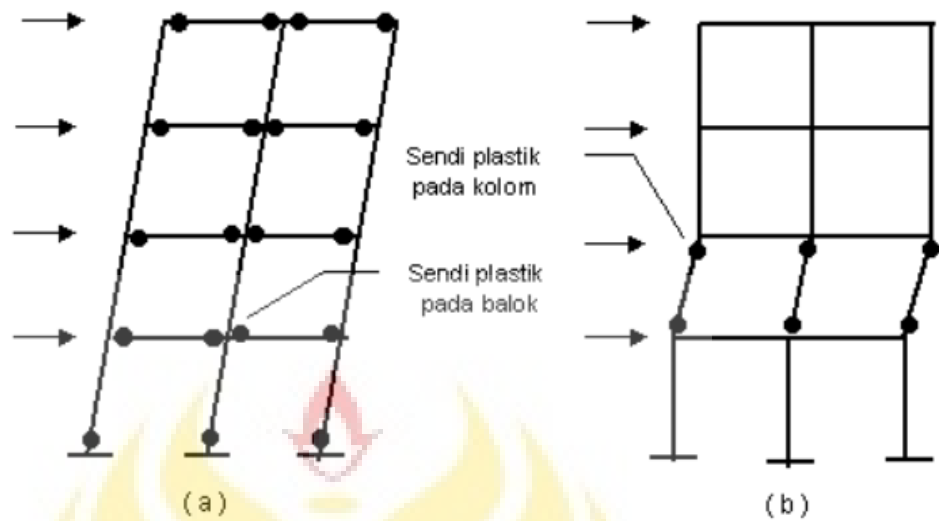
1. Desain kapasitas

Dalam Himawan et al (2013) disebutkan, untuk mendapatkan struktur bangunan yang cukup ekonomis, tetapi tidak mengalami keruntuhan pada saat terjadi Gempa Kuat, maka sistem struktur harus

direncanakan bersifat duktail. Untuk mendapatkan sistem struktur yang duktail, disarankan Perencanaan Kapasitas. Pada prosedur Perencanaan Kapasitas ini, elemen-elemen dari struktur bangunan yang akan memancarkan energi gempa melalui mekanisme perubahan bentuk atau deformasi plastis, dapat terlebih dahulu dipilih dan ditentukan tempatnya. Sedangkan elemen-elemen lainnya, direncanakan dengan kekuatan yang lebih besar untuk menghindari terjadinya kerusakan.

Pada struktur beton bertulang, tempat-tempat terjadinya deformasi plastis yaitu tempat-tempat dimana penulangan mengalami pelelehan, disebut daerah sendi plastis. Karena sendi-sendi plastis yang terbentuk pada struktur portal akibat dilampauinya Beban Gempa Rencana dapat diatur tempatnya, maka mekanisme kerusakan yang terjadi tidak akan mengakibatkan keruntuhan dari struktur bangunan secara keseluruhan. Karena pada prosedur Perencanaan Kapasitas ini terlebih dahulu harus ditentukan tempat-tempat dimana sendi-sendi plastis akan terbentuk, maka dalam hal ini perlu diketahui mekanisme leleh yang dapat terjadi pada sistem struktur portal. Dua jenis mekanisme leleh yang dapat terjadi pada struktur gedung akibat pembebanan gempa kuat, ditunjukkan pada Gambar 2.4. Kedua jenis mekanisme leleh atau terbentuknya sendi-sendi plastis pada struktur gedung adalah :

- 1) Mekanisme Kelelahan Pada Balok (*Beam Sidesway Mechanism*), yaitu keadaan dimana sendi-sendi plastis terbentuk pada balok-balok dari struktur bangunan, akibat penggunaan kolom-kolom yang kuat (*Strong Column–Weak Beam*).
- 2) Mekanisme Kelelahan Pada Kolom (*Column Sidesway Mechanism*), yaitu keadaan di mana sendi-sendi plastis terbentuk pada kolom-kolom dari struktur bangunan pada suatu tingkat, akibat penggunaan balok-balok yang kaku dan kuat (*Strong Beam– Weak Column*)



Gambar 2.4 Mekanisme leleh pada struktur gedung akibat beban gempa
 (a) Mekanisme leleh pada balok, (b) Mekanisme leleh pada kolom

Pada perencanaan struktur daktail dengan metode Perencanaan Kapasitas, mekanisme kelelahan yang dipilih adalah Beam Sidesway Mechanism, karena alasan-alasan sebagai berikut :

- 1) Pada *Column Sidesway Mechanism*, kegagalan dari kolom pada suatu tingkat akan mengakibatkan keruntuhan dari struktur bangunan secara keseluruhan
- 2) Pada struktur dengan kolom-kolom yang lemah dan balok-balok yang kuat (*Strong Beam-Weak Column*), deformasi akan terpusat pada tingkat-tingkat tertentu, sehingga daktilitas yang diperlukan oleh kolom agar dapat dicapai daktilitas dari struktur yang disyaratkan, sulit dipenuhi.

Kerusakan yang terjadi pada kolom-kolom bangunan, akan lebih sulit diperbaiki dibandingkan jika kerusakan terjadi pada balok. Jadi mekanisme kelelehen pada portal yang berupa Beam Sidesway Mechanism, merupakan keadaan keruntuhan struktur bangunan yang lebih terkontrol. Pemilihan perencanaan struktur bangunan dengan menggunakan mekanisme ini membawa konsekuensi bahwa kolom-kolom pada struktur bangunan harus direncanakan lebih kuat dari pada

balok-balok struktur, sehingga dengan demikian sendi-sendi plastis akan terbentuk lebih dahulu pada balok. Karena hal tersebut di atas, maka dalam perencanaan portal daktail pada struktur bangunan tahan gempa, sering juga disebut perencanaan struktur dengan kondisi desain Kolom Kuat – Balok Lemah (*Strong Column–Weak Beam*).

2. Persyaratan *Desatiling* hubungan Balok-Kolom (Join)

Dalam Imran (2010) disebutkan bahwa, Hubungan balok-kolom (join) merupakan elemen struktur yang paling penting dalam suatu sistem struktur rangka pemikul momen. Akibat gaya lateral yang bekerja pada struktur, momen lentur ujung pada balok-balok yang merangka pada join yang sama akan memutar join pada arah yang sama. Hal ini akan menimbulkan gaya geser yang besar pada hubungan balok-kolom (Gambar 2.6). ada beberapa tipe hubungan balok-kolom yang dapat dijumpai pada suatu sistem struktur rangka pemikul momen (ACI-ASCE 352, 2002) dan typenya tergantung pada lokasi tempat join tersebut berada (Gambar 2.7).

a) Persyaratan Gaya dan Geometri

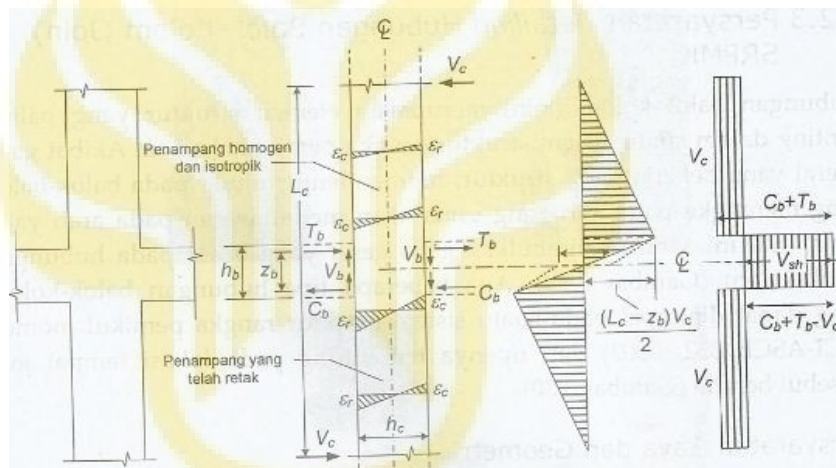
Pada perencanaan hubungan balok-kolom, gaya pada tulangan lentur di muka hubungan balok-kolom dapat ditentukan berdasarkan tegangan $1,25f_y$. Faktor reduksi untuk perencanaan join dapat diambil sebesar 0,8. Beberapa persyaratan geometri harus dipenuhi untuk join SRPMK, diantaranya:

- 1) Untuk beton normal, dimensi kolom pada hubungan balok-kolom pada arah paralel tulangan longitudinal balok minimal harus 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar pada balok.
- 2) Untuk beton ringan, dimensi minimumnya adalah 26 kali diameter.

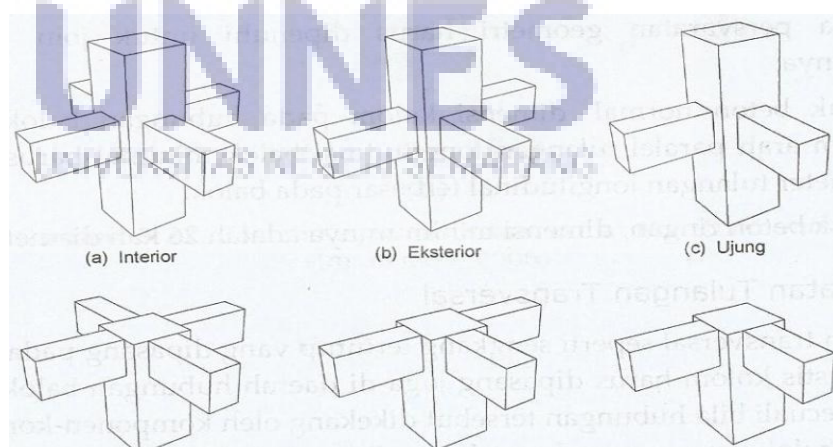
b) Persyaratan Tulangan Transversal

Tulangan transversal seperti sengkang tertutup yang dipasang pada daerah sendi plastis kolom harus dipasang juga didaerah hubungan balok-kolom (HBK), kecuali bila hubungan tersebut

dikekang oleh komponen-komponen struktur balok yang merangka padanya. Bila ada balok-balok dengan lebar setidaknya tiga per empat ($3/4$) lebar kolom merangka pada keempat sisi HBK maka tulangan transversal yang harus dipasang didaerah join hanyalah setengah ($1/2$) dari yang dipasang didaerah sendi plastis kolom. Tulangan transversal ini harus dipasang mulai dari sisi terbawah balok yang merangka ke hubungan tersebut. Spasi tulangan transversal seperti pada daerah sendi plastis kolom harus dipasang juga pada hubungan tersebut untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang berada diluar daerah inti kolom.



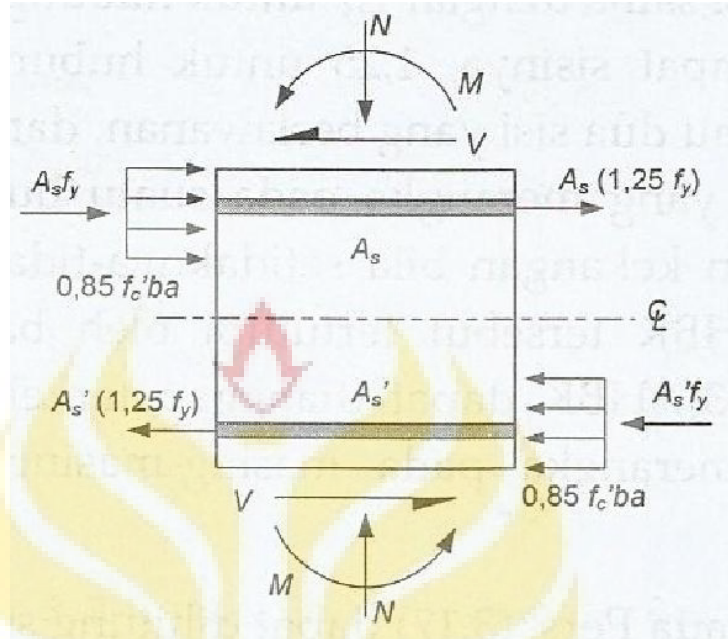
Gambar 2.5 Gaya Geser yang Signifikan pada Join



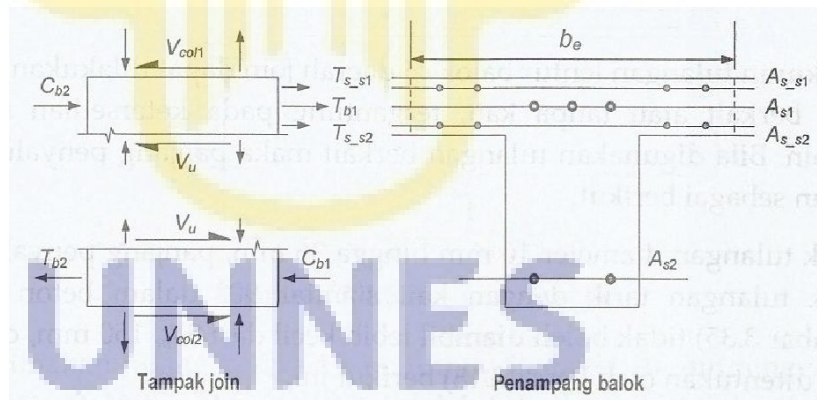
Gambar 2.6 Jenis Hubungan Balok-Kolom

Gaya geser horizontal pada daerah HBK dapat dihitung dengan mengasumsikan bahwa elemen lentur yang merangka pada HBK

tersebut telah mencapai kapasitasnya, dengan menetapkan gaya tairk tulangan lentur balok sebesar $A_s (1,25f_y)$ (lihat Gambar 2.8 dan 2.9).



Gambar 2.7 Diagram Badan Bebas pada Hubungan Balok-kolom



Gambar 2.8 Perhitungan V_u pada Hubungan Balok-kolom

Berdasarkan Gambar 2.8, gaya geser horizontal di HBK dapat dihitung sebagai berikut.

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col1} \quad (2.1)$$

Dengan

$$T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s_{s1}} + A_{s_{s2}}) \quad (2.2)$$

$$C_{b2} = T_{b2} = A_{s2} \alpha f_y \quad (2.3)$$

$$\alpha = 1,25 \quad (2.4)$$

kuat geser yang dapat diberikan oleh HBK tergantung pada kondisi kekangan yang bekerja pada HBK (ACI 318, 2008; ACI-ASCE 352, 2002). Berdasarkan SNI Beton (BSN, 2002b), persamaan kuat geser HBK dapat dihitung sebagai berikut.

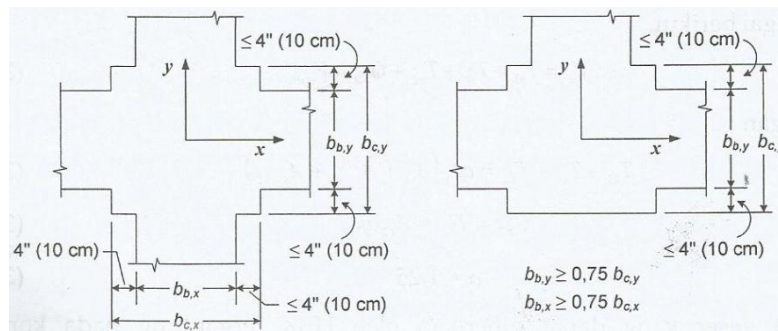
$$V_{jn} = c \sqrt{f'_c} A_j \quad (2.5)$$

Dengan nilai C dibatasi sama dengan 1,7 untuk hubungan balok-kolom yang terkekang pada keempat sisinya, 1,25 untuk hubungan yang terkekang pada ketiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan, dan 1,0 untuk hubungan lainnya. Suatu balok yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom dianggap memberikan kekangan bila setidaknya tiga per empat ($3/4$) bidang muka HBK tersebut tertutupi oleh balok yang merangka tersebut (Gambar 2.10). HBK dapat dianggap terkekang penuh bila ada empat balok yang merangka pada masing-masing keempat sisi HBK tersebut.

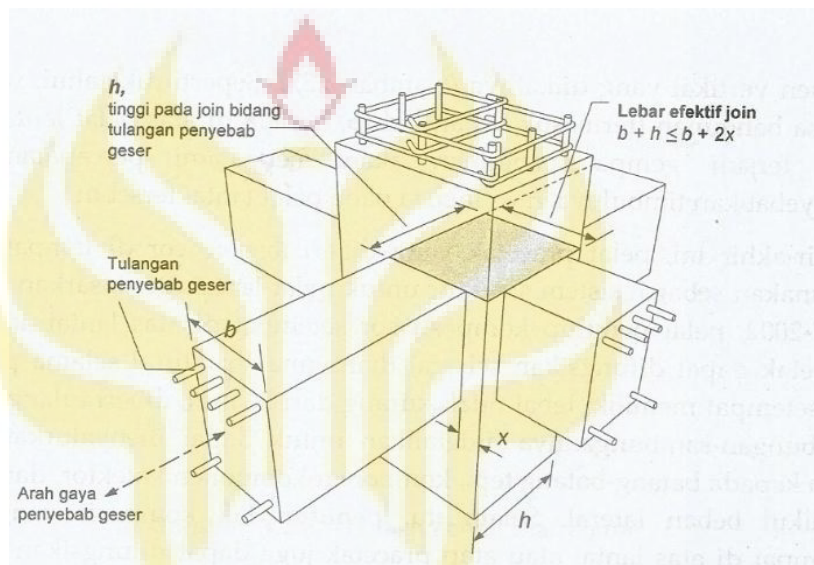
Luas efektif Join (A_j) pada persamaan (2.11) dapat dihitung sebagai hasil perkalian antara lebar efektif join dan tinggi h (lihat bidang yang diarsir pada Gambar 2.11). Pengankuran tulangan lentur balok didaerah join dapat dilakukan dengan tulangan berkait atau tanpa kait, tergantung pada ketersediaan *space* di daerah join. Bila digunakan tulangan berkait maka panjang penyalurannya ditetapkan sebagai berikut:

- Untuk tulangan diameter 10 mm hingga 36 mm, panjang penyalurannya l_{dh} untuk tulangan tarik dengan kait atandar 90° dalam beton normal (Gambar 2.12) tidak boleh diambil lebih kecil $8d_b$, 150 mm, dan nilai yang ditentukan oleh persamaan (2.12) berikut ini.

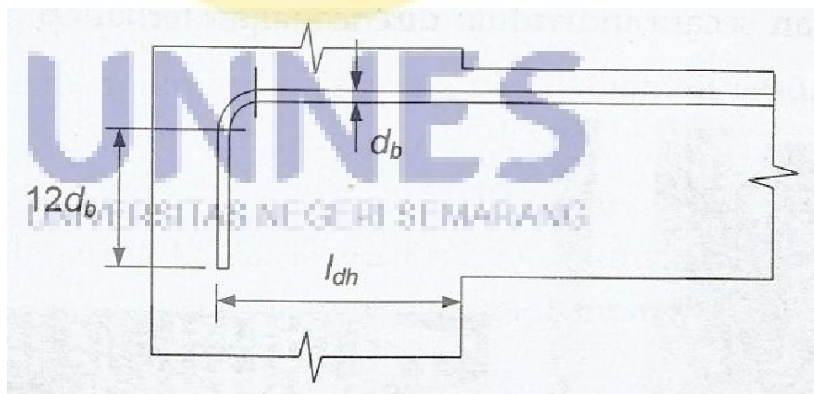
$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{5,4 \sqrt{f'_c}} \quad (2.6)$$



Gambar 2.9 Persyaratan ukuran balok pengeang



Gambar 2.10 Luas efektif Hubungan Balok-kolom



Gambar 2.11 Standar Kait 90°

Bila digunakan tulangan tanpa kait, untuk diameter 10 mm hingga 36 mm, panjang penyaluran tulangan tarik tidak boleh diambil lebih kecil dari:

- 1) Dua setengah (2,5) kali panjang penyaluran dengan kait bila ketebalan pengecoran beton dibawah tulangan tersebut kurang dari 300 mm, dan
- 2) Tiga setengah (3,5) kali panjang penyaluran dengan kait bila ketebalan pengecoran beton dibawah tulangan tersebut melebihi 300 mm.

2.5. Prosedur Pendesainan Sistem Pondasi

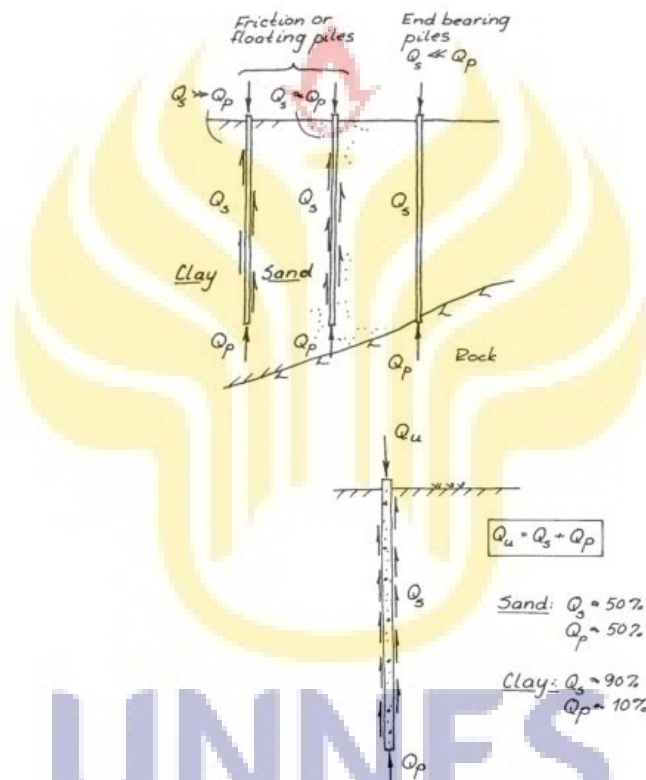
Dalam Hardiyatmo (2010) disebutkan, pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat beban angin. Selain itu, tiang-tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan dermaga, di mana pada bangunan ini, tiang-tiang dipengaruhi oleh gaya-gaya benturan kapal dan gelombang air. Pondasi tiang digunakan untuk beberapa maksud antara lain:

- 1) Untuk meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak, ke tanah pendukung yang kuat.
- 2) Untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga pondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan sisi tiang dengan tanah di sekitarnya.
- 3) Untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas akibat tekanan hidrostatis atau momen penggulingan.
- 4) Untuk menahan gaya-gaya horisontal dan gaya yang arahnya miring.
- 5) Untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas daya dukung tanah tersebut bertambah.
- 6) Untuk mendukung pondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

Untuk mendesain sistem pondasi hal yang perlu diketahui berdasarkan Hanggoro (2006) antara lain:

2.5.1. Tiang Dukung Ujung dan Tiang Gesek

Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dapat dibagi menjadi 2 macam yaitu tiang dukung ujung (*end bearing pile*) dan tiang gesek (*friction pile*)



Gambar 2.12 Tiang dukung ujung dan tiang gesek

Tiang dukung ujung adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya, tiang dukung ujung berada dalam zona tanah yang lunak yang didasari tanah keras. Tiang-tiang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan keras, sehingga dapat mendukung beban yang diperkirakan dengan tidak mengakibatkan penurunan berlebih. Kapasitas dukung tiang, sepeuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada di bawah ujung tiang.

Tiang gesek adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara sisi tiang dan tanah disekitarnya. Tahanan gesek dan pengaruh konsolidasi lapisan tanah di bawahnya diperhitungkan pada hitungan kapasitas dukung tiang.

2.5.2. Hitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang

Hitungan kapasitas dukung tiang dapat dilakukan dengan cara pendekatan statis dan dinamis. Hitungan kapasitas tiang secara statis dilakukan menurut teori mekanika tanah, yaitu dengan mempelajari sifat-sifat teknis tanah, sedang hitungan dengan cara dinamis dilakukan dengan menganalisis kapasitas ultimit dengan data yang diperoleh dari data pemancangan tiang. Hasil hitungan kapasitas dukung tiang yang didasarkan pada teori mekanika tanah, kadang-kadang masih perlu dicek dengan mengadakan pengujian tiang untuk meyakinkan hasil.

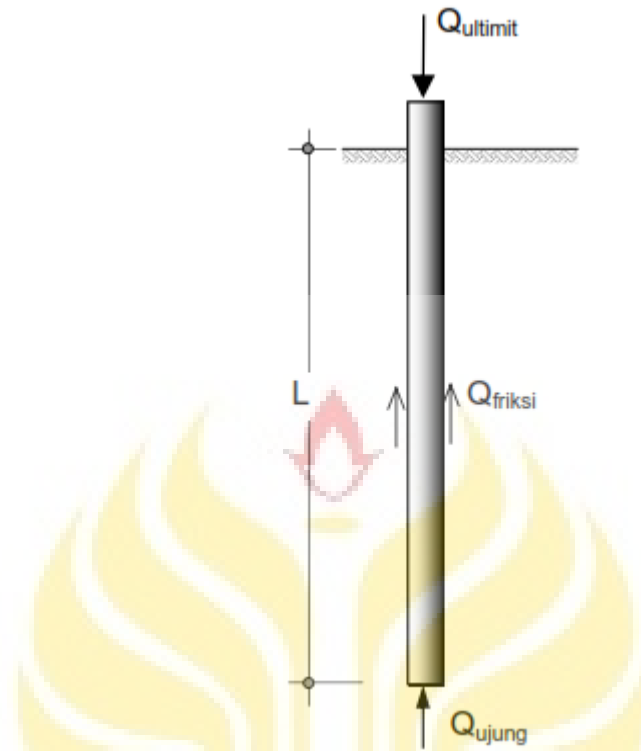
Variasi kondisi tanah dan pengaruh tipe cara pelaksanaan pemancangan dapat menimbulkan perbedaan yang besar pada beban ultimit tiang dalam satu lokasi bangunan. Demikian pula dengan pengaruh-pengaruh seperti: tiang dicetak diluar atau dicor di tempat, tiang berdinding rata atau bergelombang, tiang terbuat dari baja atau beton, sangat berpengaruh pada faktor gesekan antara sisi tiang dan tanah, yang dengan demikian akan mempengaruhi kapasitas dukung tiang.

$$Q_{ultimit} = Q_{ujung} + Q_{friksi} \\ = q \cdot A_{ujung} + f \cdot A_{selimut} \quad (2.7)$$

$Q_{ultimit}$ = Kapasitas ultimit pondasi tiang tunggal (kN)

Q_{ujung} = Tahanan ujung tiang (kN)

Q_{friksi} = Tahanan gesek tiang (kN)



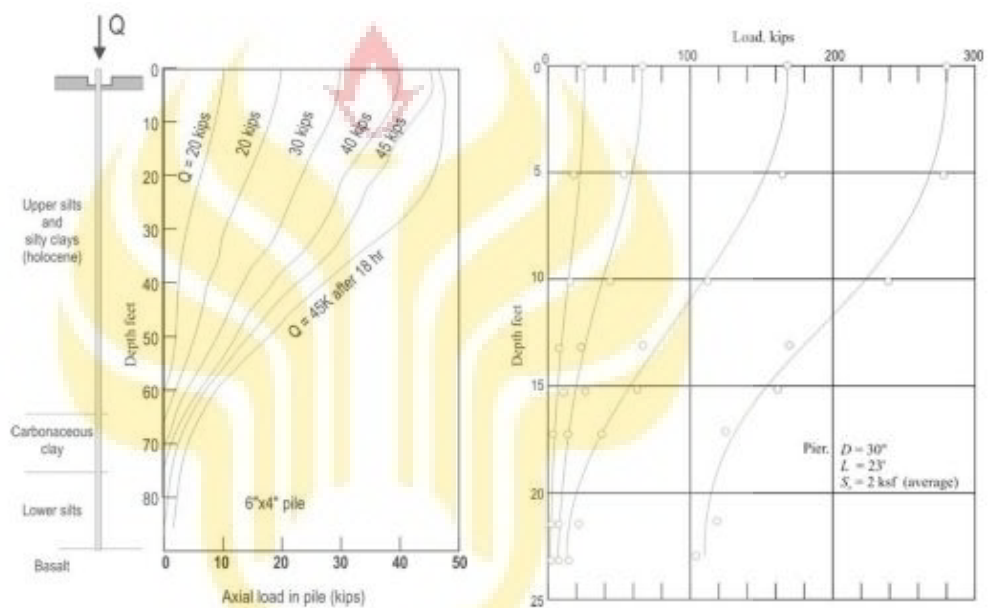
Gambar 2.13 Pondasi tiang menahan beban

- q = Kapasitas dukung tanah pada ujung tiang (KN/m²)
- Aujung = Luas permukaan ujung tiang (m²)
- f = Gesekan pada selimut tiang atau adhesi tanah dengan selimut tiang (kN/m²)
- Aselimut = Luas permukaan selimut tiang (m²)
- = O · L
- O = Keliling tiang (m)
- L = Panjang tiang (m)

2.5.3. Mekanisme Transfer Pembebanan

Mekanisme transfer beban dari tiang ke dalam tanah adalah sangat kompleks. Beban pondasi akan ditransfer melalui tahanan gesek tiang (Q_{friksi}) dan tahanan ujung tiang (Q_{ujung}). Pada saat pembebanan tiang, perpindahan tiang ke arah bawah diperlukan untuk memobilisasi tahanan gesek tiang (Q). Tanpa memperhatikan jenis tanah, jenis tiang dan

dimensinya, besarnya perpindahan relatif ini biasanya tidak melebihi 0,5 cm meskipun ada yang sampai mendekati 1,0 cm. Perpindahan ujung tiang yang dibutuhkan agar tahanan ujung tiang (Q_{frik}) termobilisasi seluruhnya lebih besar daripada gerakan yang dibutuhkan untuk termobilisasinya tahanan gesek tiang (Q_{ujung}) secara penuh. Secara umum tahanan gesek tiang ultimit (Q) termobilisasi lebih awal daripada tahanan ujungnya (Q).

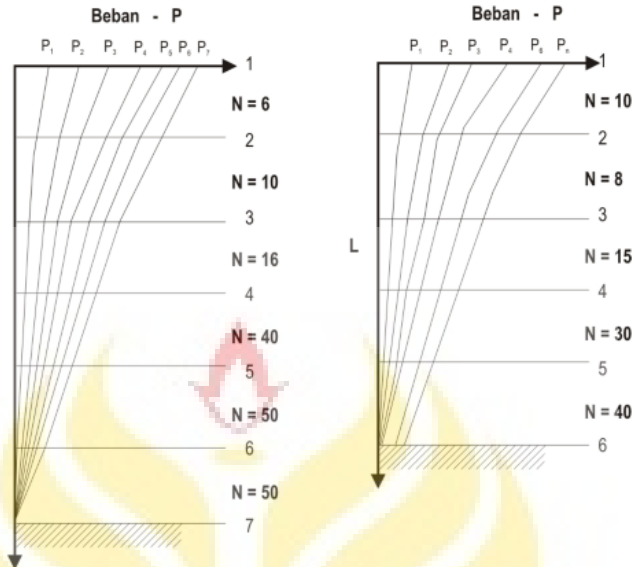


Gambar 2.14 Mekanisme transfer pembebanan

Mekanisme transfer beban juga tergantung pada jenis tanah, jenis tiang, panjang tiang dan seberapa tinggi tingkat pembebanannya. Pada umumnya, saat awal pembebanan, sebagian besar beban didukung oleh tahanan gesek tiang (Q_{frik}) pada tiang bagian atas. Ketika beban dilepas dan kemudian dibebani kembali dengan beban yang lebih besar, jika tahanan gesek tiang (Q_{frik}) telah mencapai maksimum, sebagian beban akan didukung oleh tahanan ujung tiang (Q_{ujung}). Pada saat terjadi keruntuhan, dimana pergerakan vertikal tiang terus bertambah hanya dengan penambahan beban yang sedikit, maka tidak ada lagi kenaikan transfer beban ke tahanan gesek tiang (Q_{frik}) dan tahanan ujung tiang (Q_{ujung}) telah mencapai nilai maksimumnya.

Transfer beban dimana sumbangan tahanan ujung nihil untuk panjang tiang (L) > 34 meter

Transfer beban dimana terdapat sumbangan tahanan ujung untuk panjang tiang (L) \leq 22 meter



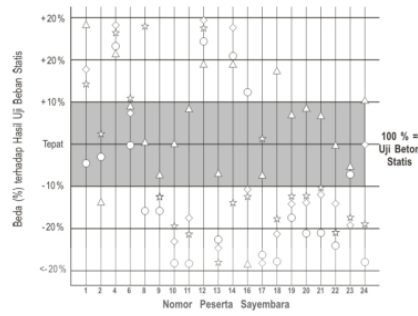
Gambar 2.15 Mekanisme transfer pembebanan dengan panjang tiang > 34 m dan \leq 22 m

2.5.4. Perbedaan Qijin dan Qultimit

Faktor aman (S.F) diperlukan untuk memprediksi besarnya kapasitas ijin pondasi tiang tunggal (Qijin) berdasarkan prediksi nilai Qultimit. Alasan diperlukannya faktor aman dalam mendesain pondasi tiang antara lain adalah :

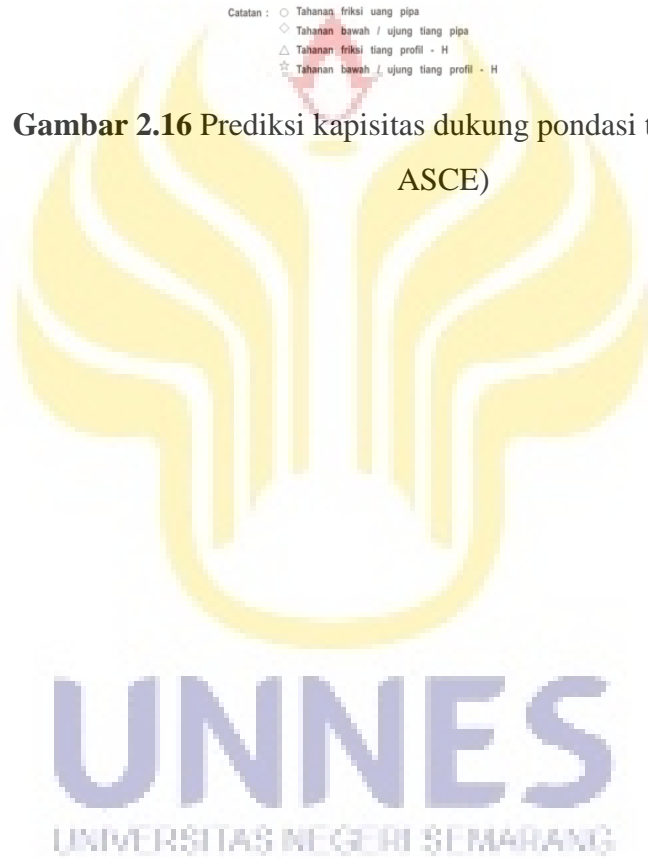
- Untuk memberikan keamanan terhadap tidak kepastian metode hitungan yang digunakan.
- Untuk memberikan keamanan terhadap penyerderhanaan profil tanah serta parameternya yang digunakan dalam desain.
- Untuk meyakinkan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok tiang masih dalam batas toleransi.
- Untuk meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam di antara tiang-tiang masih dalam batas toleransi.

PREDIKSI KAPASITAS DUKUNG PONDASI TIANG
 PESERTA SIMPOSIUM ASCE - NORTHWESTERN UNIVERSITY, U.S 1989



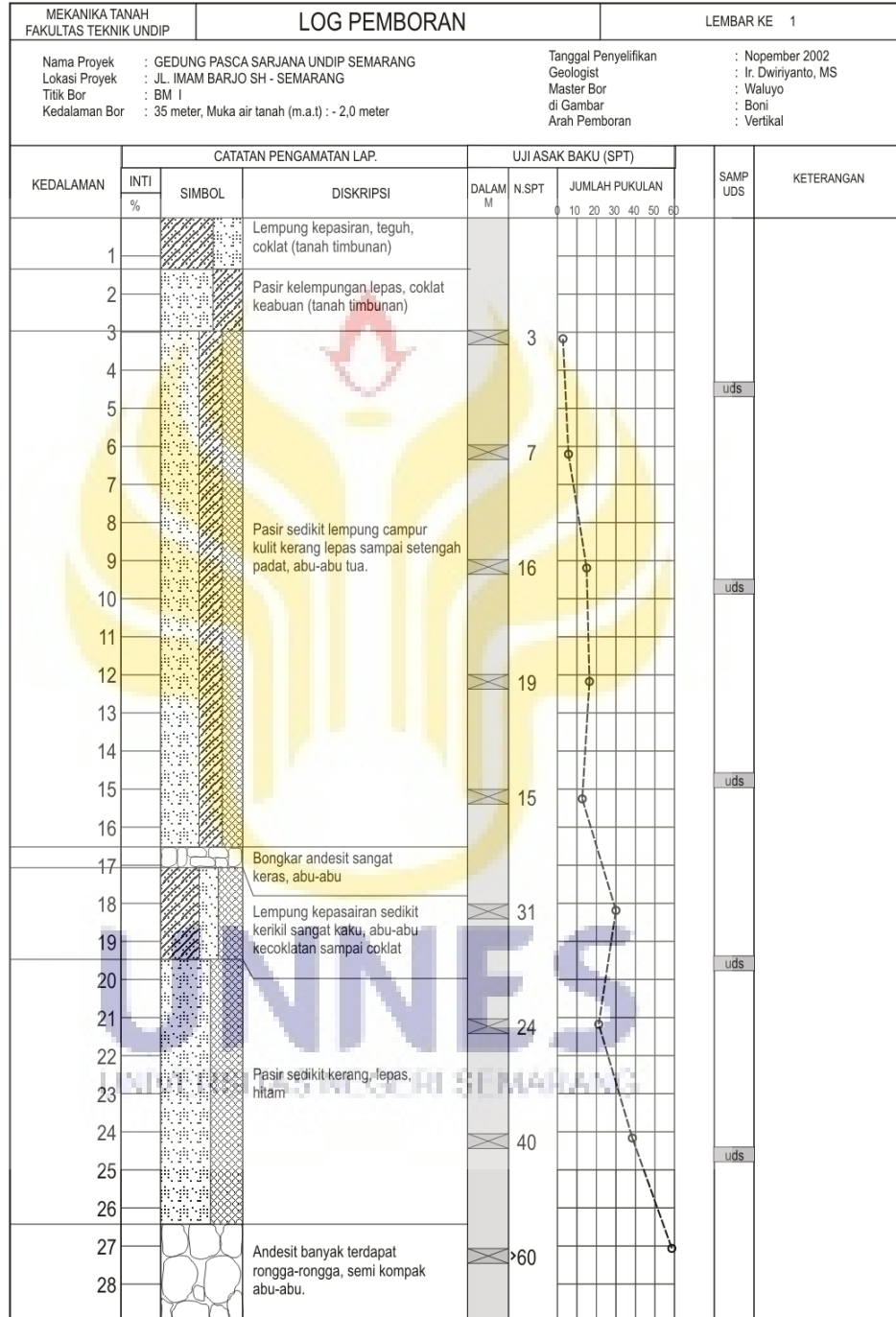
Catatan : ○ Tahanan friksi uang pipa
 ◇ Tahanan bawah / ujung tiang pipa
 △ Tahanan friksi tiang profil - H
 ☆ Tahanan bawah / ujung tiang profil - H

Gambar 2.16 Prediksi kapisitas dukung pondasi tiang (Simposium ASCE)



2.5.5. Kapasitas Tiang Tunggal berdasarkan Data yang Diperoleh

1) Kapasitas tiang tunggal berdasarkan data SPT



Gambar 2.17 Hasil pengujian SPT

Rumus kapasitas dukung tiang berdasarkan data N-SPT Mayerhof (1967) dalam Cernica (1995) untuk tanah **non-kohefif** :

$$F_{\text{total}} = \sum (f_i \cdot L_i)$$

$$f_i = 2 \times N_i$$

$$q = 40 \cdot N \quad (L/D) < 400 \cdot N$$

f_{total} = Total gesekan pada selimut tiang atau adhesi tanah dengan selimut tiang untuk setiap lapisan yang dijumpai (kN/m')

L_i = Tebal lapisan tanah ke-i (m)

f_i = Gesekan pada selimut tiang atau adhesi tanah dengan selimut tiang untuk lapisan tanah ke-i (kN/m²)

D = Diameter tiang (m)

L = Total panjang tiang (m)

q = Kapasitas dukung tanah pada ujung tiang (KN/m²)

Q_{ultimit} = Aujung . q + O . f_{total}

Q_{ijin} = Q_{ultimit} / SF

Q_{vultimit} = Kapasitas ultimit pondasi tiang tunggal (kN)

Q_{vijin} = Kapasitas ijin pondasi tiang tunggal (kN)

SF = Faktor aman yang nilainya dapat diambil 2,5 s/d 3

Aujung = Luas permukaan ujung tiang (m²)

O = Keliling tiang (m)

Tabel 2.3 Kapasitas dukung ijin (kN) berdasarkan nilai tahanan ujung bawah tiang pancang pada tanah non-koheusif (Wika PC Piles, 2001).

NILAI SPT	DIAMETER TIANG (mm)					
	3	3	4	4	5	600
25	2	3	4	5	6	940
30	2	3	5	6	7	1130
35	3	4	5	7	9	1310
40	3	5	6	8	1040	1500

45	4	5	7	9	1170	1690
50	4	6	8	1050	1300	1880
55	5	7	9	1160	1430	2070
60	5	7	1000	1270	1570	2260

2) Kapasitas tiang tunggal berdasarkan data sondir

Dalam Wesley (1977) disebutkan kapasitas dukung tiang ijin untuk tiang yang dipancang sampai lapisan pasir:

$$Q_{ijin} = (q_c \cdot A_{ujung})/3 + (T_f \cdot O)/5$$

Untuk pemancangan tiang pada tanah lempung Wesley (1977) menyarankan penggunaan faktor aman yang lebih besar dari tiang dalam pasir. Dalam Suryolelono (1994) untuk pemancangan tiang pada tanah lempung dapat digunakan rumus :

$$Q_{ijin} = (q_c \cdot A_{ujung})/5 + (T_f \cdot O)/10 \quad (2.7)$$

Berdasarkan pengalaman desain, biasanya pemancangan tiang pada tanah lempung jika ujung tiang telah mencapai tanah keras dapat digunakan rumus :

$$Q_{ijin} = (q_c \cdot A_{ujung})/3 + (T_f \cdot O)/10 \quad (2.8)$$

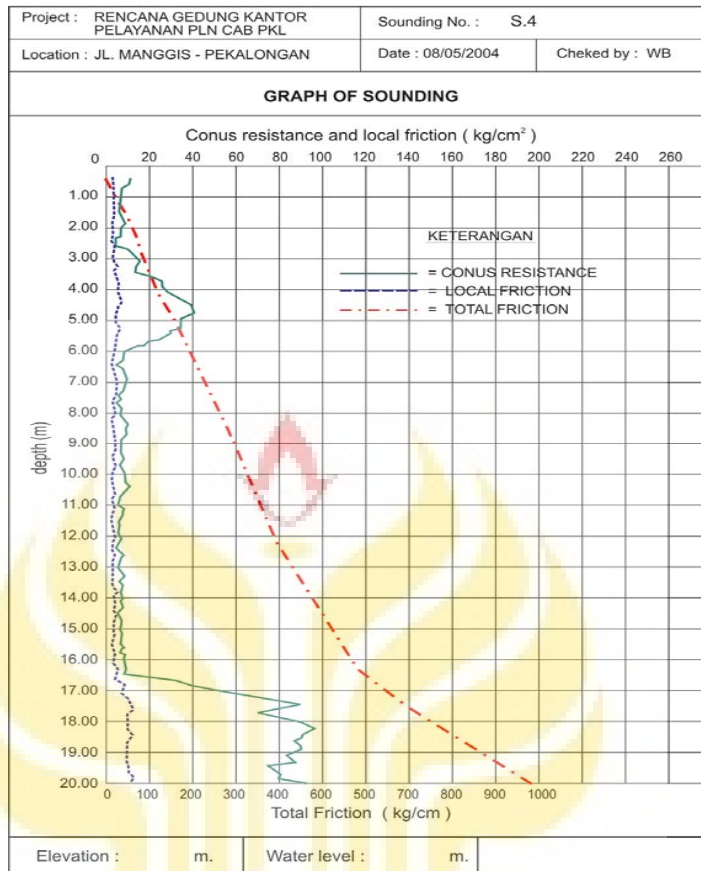
Q_{vijin} = Kapasitas ijin pondasi tiang tunggal (kg)

q_c = Perlawanan Ujung sondir (kg/cm^2)

T_f = Total friction sondir (kg/cm')

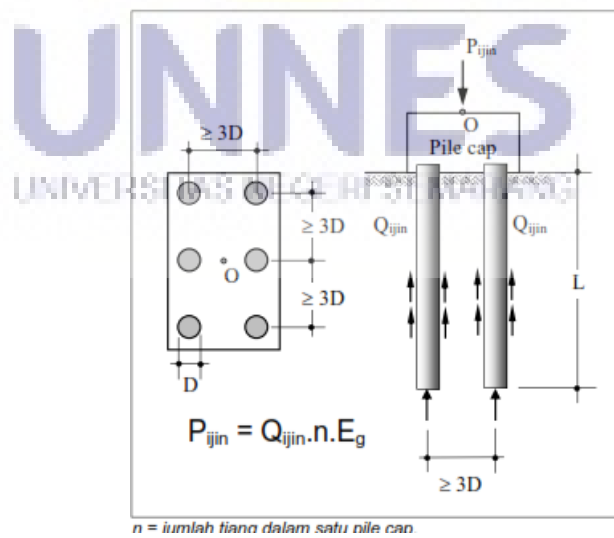
A_{ujung} = Luas permukaan ujung tiang (cm^2)

O = Keliling tiang (cm)



Gambar 2.18 Hasil pengujian sondir

2.5.6. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok



Gambar 2.19 Kapasitas dukung tiang kelompok

UNTUK TANAH NON-KOHESIF

- 1) End bearing piles ----- E_g diasumsikan 1,0
- 2) Floating atau friction piles ----- E_g diasumsikan 1,0

UNTUK TANAH KOHESIF

Untuk kondisi jarak antar pile (pusat ke pusat) $\geq 3.D$:

- 1) End bearing piles ----- E_g diasumsikan 1,0
- 2) Floating atau friction piles ----- $0,7 \leq E_g \leq 1,0$

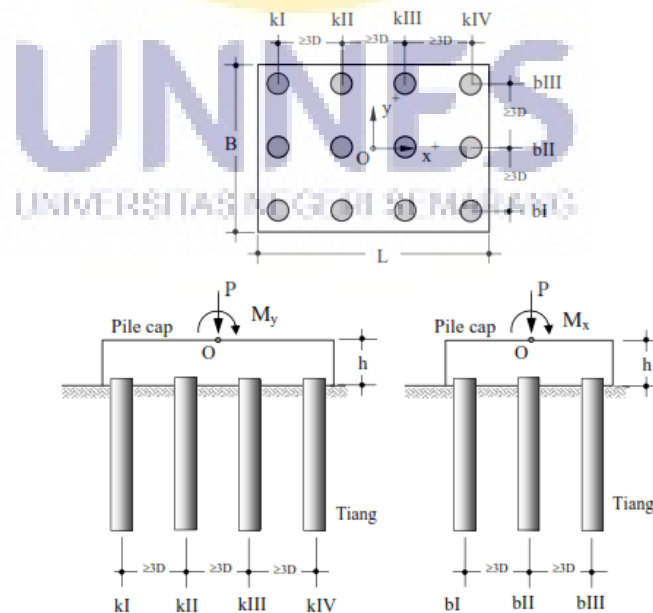
Nilai E_g bertambah linear dari 0,7 untuk $S=3D$ hingga 1,0 untuk $S=8D$.

Untuk kondisi jarak antar pile (pusat ke pusat) $< 3.D$:

Kapasitas Pijin dihitung dengan **keruntuhan blok** $SF=3$

2.5.7. Distribusi Beban Struktur Atas ke Kelompok Tiang

Beban yang didukung oleh tiang ke-i (Q_i) akibat beban P , M_x dan M_y dalam sebuah pile cap adalah:



Gambar 2.20 Distribusi beban struktur atas ke kelompok tiang

$$Q_i = \frac{P}{n} \pm \frac{My \cdot X_i}{\Sigma(x^2)} \pm \frac{Mx \cdot y_i}{\Sigma(y^2)} \quad (2.16)$$

N = jumlah tiang dalam satu pile cap.

$\Sigma(x^2)$ = jumlah kuadrat jarak x terhadap titik pusat berat kelompok tiang (O).

$\Sigma(y^2)$ = jumlah kuadrat jarak y terhadap titik pusat berat kelompok tiang (O).

X_i = jarak tiang ke- i terhadap titik O searah sumbu x .

Y_i = jarak tiang ke- i terhadap titik O searah sumbu y

2.5.8. Pendesainan tiebeam dan pondasi

1) Pengikat Pondasi

Pur (pile-cap) tiang individu, pier bor, atau kaisan harus dihubungkan satu sama lain dengan pengikat. Semua pengikat harus mempunyai kuat tarik atau tekan desain paling sedikit sama dengan gaya yang sama dengan 10 persen SDS kali beban mati terfaktor ditambah beban hidup terfaktor pur tiang atau kolom yang lebih besar.

2) Persyaratan pengangkuran tiang

Desain pengangkuran tiang ke dalam pur (pile-cap) tiang harus memperhitungkan pengaruh gaya aksial terkombinasi akibat gaya ke atas dan momen lentur akibat penjepitan pada pur (pile-cap) tiang. Untuk tiang yang disyaratkan untuk menahan gaya ke atas atau menyediakan kekangan rotasi, pengangkuran ke dalam pur (pile-cap) tiang harus memenuhi hal berikut ini:

1. Dalam kasus gaya ke atas, pengangkuran harus mampu mengembangkan kekuatan sebesar yang terkecil di antara kuat

tarik nominal tulangan longitudinal dalam tiang beton, atau kuat tarik nominal tiang baja, atau 1,3 kali tahanan cabut tiang, atau gaya tarik aksial yang dihasilkan dari pengaruh beban gempa termasuk faktor kuat-lebih. Tahanan cabut tiang harus diambil sebagai gaya friksi atau lekatan ultimat yang dapat disalurkan antara tanah dan tiang ditambah dengan berat tiang dan pur;

2. Dalam kasus kekangan rotasi, pengangkuran harus didesain untuk menahan gaya aksial dan geser dan momen yang dihasilkan dari pengaruh beban gempa termasuk faktor kuat-lebih atau harus mampu mengembangkan kuat nominal aksial, lentur, dan geser penuh dari tiang.

3) Tulangan untuk tiang beton tanpa pembungkus (kategori desain seismik D sampai F)

Tulangan harus disediakan bila disyaratkan oleh analisis. Untuk tiang beton bor cor setempat tanpa pembungkus, minimum empat batang tulangan longitudinal dengan rasio tulangan longitudinal minimum 0,005 dan tulangan pengekangan transversal sesuai dengan tata cara yang berlaku harus disediakan sepanjang panjang tiang bertulangan minimum seperti didefinisikan di bawah mulai dari ujung atas tiang. Tulangan longitudinal harus menerus melewati panjang tiang bertulangan minimum dengan panjang penyaluran tarik. Panjang tiang bertulangan minimum harus diambil yang lebih besar dari:

- 1) Setengah panjang tiang
- 2) Sejarak 3 m.
- 3) Tiga kali diameter tiang
- 4) Panjang lentur tiang, di mana harus diambil sebagai panjang dari sisi bawah penutup tiang

sampai suatu titik di mana momen retak penampang beton dikalikan dengan faktor tahanan 0,4 melebihi momen terfaktor perlu di titik tersebut. Sebagai tambahan, untuk tiang yang berlokasi dalam kelas

situs SE atau SF, tulangan longitudinal dan tulangan pengekan transversal, seperti dijelaskan di atas, harus menerus sepanjang tiang.

Bila tulangan transversal disyaratkan, pengikat tulangan transversal harus minimum batang tulangan ulir D10 untuk tiang sampai dengan diameter 500 mm dan batang tulangan ulir D13 untuk tiang dengan diameter lebih besar.

Tulangan longitudinal dan tulangan pengekan transversal, seperti didefinisikan di atas, juga harus menerus dengan minimum tujuh kali diameter tiang di atas dan di bawah permukaan kontak lapisan lempung teguh, lunak sampai setengah teguh atau lapisan yang dapat mencair (liquefiable) kecuali tulangan transversal tidak ditempatkan dalam panjang bertulangan minimum harus diijinkan untuk menggunakan rasio tulangan spiral transversal dengan tidak kurang dari setengah yang disyaratkan dalam tata cara yang berlaku. Spasi penulangan transversal yang tidak ditempatkan dalam panjang bertulangan minimum diijinkan untuk ditingkatkan, tetapi harus tidak melebihi dari yang terkecil dari berikut ini:

- 1) 12 diameter batang tulangan longitudinal.
- 2) Setengah diameter tiang.
- 3) 300 mm.



Daftar pustaka

Hardiyatmo C Hary, 2011, Analisis dan Perancangan Fondasi 2, Yogyakarta: Gajah Mada University Press.

Schodek L Daie, 1998, Struktur. Bandung: PT Refika Aditama.

Imran Iswandi, Hendrik Fajar, 2009, Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa. Bandung: ITB Bandung.

Dewobroto Wiryanto, 2013, Komputer Rekayasa Struktur dengan SAP 2000. Karawaci: Lumina Press.

Andiyarto Hanggoro, Chotimah Chusnul, 2015, *Short Course* Aplikasi SNI Terbaru untuk Mahasiswa Tugas Akhir. Semarang: Universitas Negeri Semarang.

Andiyarto Hanggoro, 2006, *Handout* Pondasi Dalam 2 Pondasi Tiang Pancang. Semarang: Universitas Negeri Semarang.

BSN, 2012, SNI 1726:2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, Badan Standardisasi Nasional.

BSN, 2013, SNI 1727:2013 Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain, Badan Standardisasi Nasional.

BSN, 2013, SNI 2847:2013 Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung, Badan Standardisasi Nasional.



UNNES
UNIVERSITAS NEGERI SEMARANG

BAB VI

PENUTUP

6.1. Kesimpulan

Pada Pembahasan Tugas Akhir ini dilakukan perbandingan antara Analisis Menggunakan SNI lama dengan Analisis menggunakan SNI Terbaru, sehingga dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Perbedaan Respons Spektrum Antara SNI Gempa 2002 dengan SNI Gempa 2012 adalah Percepatan respon spektrum Gempa dengan SNI Gempa 2002 ($S_a = 0,5$ g) lebih rendah dari percepatan respons spektrum yang menggunakan SNI Gempa 2012 ($S_a = 0,659$ g).
2. Perbedaan SNI Pembebanan 1989 dibandingkan dengan SNI Pembebanan 2013 terletak pada beban hidup yang terjadi pada koridor, pada SNI Pembebanan 1989 beban pada koridor (gang kecil) sebesar 300 kg/m^2 , sedangkan pada SNI Pembebanan 2013 beban yang terjadi pada koridor yaitu sebesar 500 kg/m^2 .
3. Perbedaan SNI Persyaratan Beton Struktural 2002 dengan 2013 terletak pada faktor reduksi kekuatan ϕ . Aksial Tarik, atau aksial tarik dengan lentur SNI 2002 = 0,8 ; SNI 2013 = 0,9.
Aksial Tekan, atau aksial tekan dengan lentur SNI 2002 = 0,7 (spiral) ; SNI 2013 = 0,75 (spiral)
4. Karena besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka Gaya Geser Gempa (V) pada SNI 2002 dengan SNI 2012 jelas berbeda, mengingat beban pada koridor telah diperbesar. Kenaikan beban Gempa base shear (V) dengan SNI 2012 21,38% dibandingkan SNI 2002.

5. Perbandingan Rencana Anggaran Biaya (RAB)

Dengan beban koridor dan gaya gempa yang lebih besar membuat elemen struktur mengalami perubahan dimensi maupun tulangan sehingga rencana anggaran biaya juga berubah, Anggaran biaya Gedung Indosat Semarang mengalami kenaikan sebesar 12%

6.2. Saran

Pada Pembahasan Penulis juga bermaksud memberikan beberapa saran yang berkaitan dengan perencanaan struktur bangunan gedung kepada para perencana struktur bangunan gedung khususnya rekan-rekan mahasiswa teknik sipil, sebagaimana mahasiswa Harus *Update* Peraturan/*Code* sejak dini, supaya bisa lebih kompetitif dan dapat diterima di industri jasa konstruksi. Prosedur yang ada pada SNI harus dipahami sebagai satu kesatuan dengan SNI yang lain dan tidak boleh dihafalkan prosedur perhitungannya.



Daftar pustaka

Hardiyatmo C Hary, 2011, Analisis dan Perancangan Fondasi 2, Yogyakarta: Gajah Mada University Press.

Schodek L Daie, 1998, Struktur. Bandung: PT Refika Aditama.

Imran Iswandi, Hendrik Fajar, 2009, Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa. Bandung: ITB Bandung.

Dewobroto Wiryanto, 2013, Komputer Rekayasa Struktur dengan SAP 2000. Karawaci: Lumina Press.

Andiyarto Hanggoro, Chotimah Chusnul, 2015, *Short Course* Aplikasi SNI Terbaru untuk Mahasiswa Tugas Akhir. Semarang: Universitas Negeri Semarang.

Andiyarto Hanggoro, 2006, *Handout* Pondasi Dalam 2 Pondasi Tiang Pancang. Semarang: Universitas Negeri Semarang.

BSN, 2012, SNI 1726:2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, Badan Standardisasi Nasional.

BSN, 2013, SNI 1727:2013 Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain, Badan Standardisasi Nasional.

BSN, 2013, SNI 2847:2013 Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung, Badan Standardisasi Nasional.

Daftar Pustaka

BSN, 2012, SNI 1726:2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, Badan Standardisasi Nasional.

BSN, 2013, SNI 1727:2013 Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain, Badan Standardisasi Nasional.

BSN, 2013, SNI 2847:2013 Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung, Badan Standardisasi Nasional

PPI, 1983, Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung, Departemen Pekerjaan Umum, Ditjen Cipta Karya Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan.

BSN, 2002, SNI 03-2847 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung , Badan Standardisasi Nasional.

Indarto Himawan, Andiyarto Hanggoro, Adi Putra C. Kukuh, 2013, Aplikasi SNI Gempa 1726:2012 *for Dummies*. Semarang: Universitas Negeri Semarang.

Indarto Himawan, BUKU AJAR MEKANIKA GETARAN DAN REKAYASA GEMPA: Jurusan Teknik Sipil Universitas Diponegoro.

