



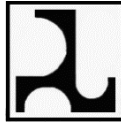
KEMENTERIAN PEKERJAAN UMUM
DIREKTORAT JENDERAL SUMBER DAYA AIR
DIREKTORAT IRIGASI DAN RAWA

STANDAR PERENCANAAN IRIGASI

KRITERIA PERENCANAAN
BAGIAN
PARAMETER BANGUNAN
KP-06

2013

ii *Kriteria Perencanaan – Parameter Bangunan*



KEMENTERIAN PEKERJAAN UMUM
DIREKTORAT JENDERAL SUMBER DAYA AIR
S A M B U T A N

Keberadaan sistem irigasi yang handal merupakan sebuah syarat mutlak bagi terselenggaranya sistem pangan nasional yang kuat dan penting bagi sebuah negara. Sistem Irigasi merupakan upaya yang dilakukan oleh manusia untuk memperoleh air dengan menggunakan bangunan dan saluran buatan untuk mengairi lahan pertaniannya. Upaya ini meliputi prasarana irigasi, air irigasi, manajemen irigasi, kelembagaan pengelolaan irigasi dan sumber daya manusia. Terkait prasarana irigasi, dibutuhkan suatu perencanaan yang baik, agar sistem irigasi yang dibangun merupakan irigasi yang efektif, efisien dan berkelanjutan, sesuai fungsinya mendukung produktivitas usaha tani.

Pengembangan irigasi di Indonesia yang telah berjalan lebih dari satu abad, telah memberikan pengalaman yang berharga dan sangat bermanfaat dalam kegiatan pengembangan irigasi di masa mendatang. Pengalaman–pengalaman tersebut didapatkan dari pelaksanaan tahap studi, perencanaan hingga tahap pelaksanaan dan lanjut ke tahap operasi dan pemeliharaan.

Hasil pengalaman pengembangan irigasi sebelumnya, Direktorat Jenderal Pengairan telah berhasil menyusun suatu Standar Perencanaan Irigasi, dengan harapan didapat efisiensi dan keseragaman perencanaan pengembangan irigasi. Setelah pelaksanaan pengembangan irigasi selama hampir dua dekade terakhir, dirasa perlu untuk melakukan *review* dengan memperhatikan kekurangan dan kesulitan dalam penerapan standar tersebut, perkembangan teknologi pertanian, isu lingkungan (seperti

pemanasan global dan perubahan iklim), kebijakan partisipatif, irigasi hemat air, serta persiapan menuju irigasi modern (efektif, efisien dan berkesinambungan).

Setelah melalui proses pengumpulan data, diskusi ahli dan penelitian terhadap pelaksanaan Standar Perencanaan Irigasi terdahulu serta hasil perencanaan yang telah dilakukan, maka Direktorat Jenderal Sumber Daya Air menyusun suatu **Kriteria Perencanaan Irigasi** yang merupakan hasil *review* dari Standar Perencanaan Irigasi.

Dengan tersedianya Kriteria Perencanaan Irigasi, diharapkan para perencana irigasi mendapatkan manfaat yang besar, terutama dalam keseragaman pendekatan konsep desain, sehingga tercipta keseragaman dalam konsep perencanaan.

Penggunaan Kriteria Perencanaan Irigasi merupakan keharusan untuk dilaksanakan oleh pelaksana perencanaan di lingkungan Direktorat Jenderal Sumber Daya Air. Penyimpangan dari standar ini hanya dimungkinkan dengan izin dari Pembina Kegiatan Pengembangan Irigasi.

Akhirnya, diucapkan selamat atas terbitnya Kriteria Perencanaan Irigasi, dan patut diberikan penghargaan sebesar-besarnya kepada para narasumber dan editor untuk sumbang saran serta ide pemikirannya bagi pengembangan standar ini.

Jakarta, Februari 2013

Direktur Jenderal Sumber Daya Air



DR. Ir. Moh. Hasan, Dipl.HE

NIP. 19530509 197811 1001

KATA PENGANTAR

Setelah melalui proses pengumpulan data, diskusi ahli dan penelitian terhadap pelaksanaan Standar Perencanaan Irigasi terdahulu serta hasil perencanaan yang telah dilakukan, maka Direktorat Jenderal Sumber Daya Air menyusun suatu **Kriteria Perencanaan Irigasi** yang merupakan hasil *review* dari Standar Perencanaan Irigasi edisi sebelumnya dengan menyesuaikan beberapa parameter serta menambahkan perencanaan bangunan yang dapat meningkatkan kualitas pelayanan bidang irigasi. **Kriteria Perencanaan Irigasi** ini telah disiapkan dan disusun dalam 3 kelompok:

1. Kriteria Perencanaan (KP-01 s.d KP-09)
2. Gambar Bangunan irigasi (BI-01 s.d BI-03)
3. Persyaratan Teknis (PT-01 s.d PT-04)

Semula Kriteria Perencanaan hanya terdiri dari 7 bagian (KP – 01 s.d KP – 07). Saat ini menjadi 9 bagian dengan tambahan KP – 08 dan KP – 09 yang sebelumnya merupakan Standar Perencanaan Pintu Air Irigasi. *Review* ini menggabungkan Standar Perencanaan Pintu Air Irigasi kedalam 9 Kriteria Perencanaan sebagai berikut:

- KP – 01 Perencanaan Jaringan Irigasi
- KP – 02 Bangunan Utama (*Head Works*)
- KP – 03 Saluran
- KP – 04 Bangunan
- KP – 05 Petak Tersier
- KP – 06 Parameter Bangunan
- KP – 07 Standar Penggambaran
- KP – 08 Standar Pintu Pengatur Air Irigasi: Perencanaan, Pemasangan, Operasi dan Pemeliharaan
- KP – 09 Standar Pintu Pengatur Air Irigasi: Spesifikasi Teknis

Gambar Bangunan Irigasi terdiri atas 3 bagian, yaitu:

- (i) Tipe Bangunan Irigasi, yang berisi kumpulan gambar-gambar contoh sebagai informasi dan memberikan gambaran bentuk dan model bangunan, pelaksana perencana masih harus melakukan usaha khusus berupa analisis, perhitungan dan penyesuaian dalam perencanaan teknis.
- (ii) Standar Bangunan Irigasi, yang berisi kumpulan gambar-gambar bangunan yang telah distandarisasi dan langsung bisa dipakai.
- (iii) Standar Bangunan Pengatur Air, yang berisi kumpulan gambar-gambar bentuk dan model bangunan pengatur air.

Persyaratan Teknis terdiri atas 4 bagian, berisi syarat-syarat teknis yang minimal harus dipenuhi dalam merencanakan pembangunan Irigasi. Tambahan persyaratan dimungkinkan tergantung keadaan setempat dan keperluannya. Persyaratan Teknis terdiri dari bagian-bagian berikut:

- PT – 01 Perencanaan Jaringan Irigasi
- PT – 02 Topografi
- PT – 03 Penyelidikan Geoteknik
- PT – 04 Penyelidikan Model Hidrolis

Meskipun Kriteria Perencanaan Irigasi ini, dengan batasan-batasan dan syarat berlakunya seperti tertuang dalam tiap bagian buku, telah dibuat sedemikian sehingga siap pakai untuk perencana yang belum memiliki banyak pengalaman, tetapi dalam penerapannya masih memerlukan kajian teknik dari pemakainya. Dengan demikian siapa pun yang akan menggunakan Kriteria Perencanaan Irigasi ini tidak akan lepas dari tanggung jawabnya sebagai perencana dalam merencanakan bangunan irigasi yang aman dan memadai.

Setiap masalah di luar batasan-batasan dan syarat berlakunya Kriteria Perencanaan Irigasi, harus dikonsultasikan khusus dengan badan-badan yang ditugaskan melakukan pembinaan keirigasian, yaitu:

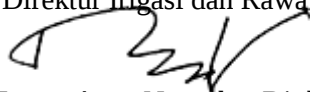
1. Direktorat Irigasi dan Rawa
2. Puslitbang Air

Hal yang sama juga berlaku bagi masalah-masalah, yang meskipun terletak dalam batas-batas dan syarat berlakunya standar ini, mempunyai tingkat kesulitan dan kepentingan yang khusus.

Semoga Kriteria Perencanaan Irigasi ini bermanfaat dan memberikan sumbangan dalam pengembangan irigasi di Indonensia. Kami sangat mengharapkan kritik dan saran untuk perbaikan ke arah kesempurnaan Kriteria Perencanaan Irigasi.

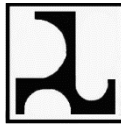
Jakarta, Februari 2013

Direktur Irigasi dan Rawa



Ir. Imam Agus Nugroho, Dipl.HE

NIP. 19541006 198111 1001



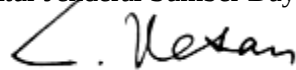
**KEMENTERIAN PEKERJAAN UMUM
DIREKTORAT JENDERAL SUMBER DAYA AIR**

**TIM PERUMUS *REVIEW*
KRITERIA PERENCANAAN IRIGASI**

No.	Nama	Keterangan
1.	Ir. Imam Agus Nugroho, Dipl. HE	Pengarah
2.	Ir. Adang Saf Ahmad, CES	Penanggung Jawab
3.	Ir. Bistok Simanjuntak, Dipl. HE	Penanggung Jawab
4.	Ir. Widiarto, Sp.1	Penanggung Jawab
5.	Ir. Bobby Prabowo, CES	Koordinator
6.	Tesar Hidayat Musouwir, ST, MBA, MSC	Koordinator
7.	Nita Yuliati, ST, MT	Pelaksana
8.	Bernard Parulian, ST	Pelaksana
9.	Dr. Ir. Robert J. Kodoatie, M.Eng	Editor
10.	DR. Ir. Soenarno, M.Sc	Narasumber
11.	Ir. Soekrasno, Dipl. HE	Narasumber
12.	Ir. Achmad Nuch, Dipl. HE	Narasumber
13.	Ir. Ketut Suryata	Narasumber
14.	Ir. Sudjatmiko, Dipl. HE	Narasumber
15.	Ir. Bambang Wahyudi, MP	Narasumber

Jakarta, Januari 2013

Direktur Jenderal Sumber Daya Air



DR. Ir. Moh. Hasan, Dipl.HE

NIP. 19530509 197811 1001

DAFTAR ISI

S A M B U T A N	iii
KATA PENGANTAR	v
TIM PERUMUS <i>REVIEW</i> KRITERIA PERENCANAAN IRIGASI.....	ix
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR TABEL.....	xv
DAFTAR GAMBAR	xvii
1. BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Ruang Lingkup	1
2. BAB II BAHAN BANGUNAN	3
2.1 Persyaratan Bahan	3
2.2 Sifat-Sifat Bahan Bangunan	3
2.2.1 Berat Volume	4
2.3 Tanah.....	4
2.3.1 Sistem Klasifikasi Tanah menurut <i>Unified Soil Classification</i> <i>System</i>	4
2.3.2 Stabilitas Lereng.....	11
2.3.3 Daya Dukung Tanah Bawah untuk Pondasi.....	16
2.3.4 Penurunan Tanah Dasar	22
2.3.5 Perbaikan Tanah Lunak.....	23
2.3.5.1 Permasalahan.....	23
2.3.5.2 Sifat dan Karakteristik Tanah Lunak.....	24
2.3.5.3 Tinjauan Teknik Pondasi.....	28
2.3.5.4 Teknik Perbaikan Tanah Lunak.....	31
3. BAB III TEGANGAN RENCANA	37
3.1 Beban.....	37
3.1.1 Beban Mati	37
3.1.2 Beban Hidup.....	37
3.1.2.1 Beban Kendaraan	37
3.1.2.2 Beban Orang/Hewan	43
3.2 Tekanan Tanah dan Tekanan Lumpur	43
3.2.1 Tekanan Tanah	43
3.2.2 Tekanan Lumpur	46
3.3 Tekanan Air	47

3.3.1 Tekanan Hidrostatik	47
3.3.2 Tekanan Hidrodinamik.....	48
3.3.3 Rembesan	49
3.3.4 Faktor Keamanan Rembesan di Hilir Lantai Belakang Bendung ...	67
3.4 Beban Akibat Gempa	68
3.5 Kombinasi Pembebanan	72
3.6 Tegangan Izin dan Faktor Keamanan	72
3.6.1 Tegangan Izin.....	72
3.6.2 Faktor Keamanan	73
3.7 Tekanan Tanah Akibat Gempa	74
3.7.1 Acuan Normatif.....	74
3.7.2 Tekanan Tanah Akibat Gempa.....	74
4. BAB IV PASANGAN BATU DAN BATA MERAH	77
4.1 Umum	77
4.2 Batu	77
4.3 Mortel	78
5. BAB V BETON	81
5.1 Permasalahan	81
5.2 Klasifikasi.....	82
5.3 Tulangan	84
5.4 Analisis Kekuatan Batas Beton Bertulang.....	86
5.4.1 Notasi	86
5.4.1.1 Kuat Lentur Balok Persegi Tulangan Tunggal	86
5.4.1.2 Pembatasan Tulangan Tarik	88
5.4.1.3 Balok Persegi Tulangan Rangkap.....	91
5.4.2 Analisis Pelat Terlentur.....	95
5.4.2.1 Terlentur Satu Arah	95
5.5 Penampang Balok T dan Balok Bertulangan Rangkap.....	98
5.5.1 Permasalahan.....	98
5.5.2 Analisis Balok T Terlentur.....	100
5.5.2.1 Dihitung Sebagai Balok T Murni	101
5.5.3 Dihitung Sebagai Balok T Persegi Jika $N_T < N_D$	102
5.5.4 Pembatasan Penulangan Tarik Balok T.....	103
6. BAB VI PONDASI TIANG	105
6.1 Permasalahan	105
6.2 Persyaratan-Persyaratan	106
6.2.1 Kondisi Geoteknik.....	106
6.2.2 Data–Data Penunjang.....	106
6.2.3 Persyaratan Keawetan Tiang.....	108
6.3 Ketentuan–Ketentuan	108

6.3.1	Daya Dukung Aksial Tiang Vertikal.....	108
6.3.1.1	Ketentuan Umum	108
6.3.1.2	Rumus Daya Dukung Aksial Ultimit	111
6.3.1.3	Reduksi Daya Dukung Aksial	116
6.3.1.4	Daya Dukung Aksial Tiang Miring	117
6.3.1.5	Daya Dukung Aksial Kelompok Tiang	117
6.3.2	Tahanan Lateral.....	118
6.3.2.1	Ketentuan Umum	118
6.3.2.2	Menghitung Tahanan Lateral Ultimit Tiang Tunggal Secara Empiris.....	118
6.3.2.3	Menghitung Tahanan Lateral Ultimit Kelompok Tiang...	119
6.3.2.4	Menghitung Tahanan Lateral Ultimit Metode <i>Broms</i>	120
6.3.3	Penurunan Pondasi Tiang.....	134
6.3.3.1	Ketentuan.....	134
6.3.3.2	Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal	134
6.3.4	Deformasi Lateral.....	142
6.3.4.1	Deformasi Lateral Tiang Tunggal	142
6.3.4.2	Deformasi Lateral Kelompok Tiang.....	143
6.3.5	Kekuatan Tekuk Tiang.....	143
6.3.5.1	Ketentuan Umum	143
6.3.5.2	Perhitungan Kekuatan Tekuk	143
6.3.6	Gaya–Gaya Ultimit dan Layan.....	144
6.3.6.1	Gaya–Gaya Ultimit dan Layan	144
6.3.6.2	Gaya Lateral dan Momem Lentur	144
6.3.7	Perencanaan Balok Pondasi	145
6.3.7.1	Struktur Balok Pondasi.....	145
6.3.7.2	Struktur Balok Pondasi Diatas Kepala Tiang	145
6.3.7.3	Struktur Sambungan Diatas Kepala Tiang	145
6.3.8	Perencanaan Struktur Tiang	148
6.3.8.1	Ketentuan Umum	148
6.3.8.2	Gaya Lateral Akibat Tanah Timbunan Samping (Oprit) pada Tanah Lembek	149
6.3.9	Analisa Pondasi Tiang.....	150
6.3.9.1	Analisa Linier	150
6.3.9.2	Analisa Tidak Linier.....	150
6.3.9.3	Analisa Komputer.....	151
6.3.10	Struktur Ujung dan Kepala Tiang	151
DAFTAR PUSTAKA		153
LAMPIRAN I.....		155
LAMPIRANII		157
LAMPIRAN III		179

DAFTAR TABEL

Tabel 2-1.	Berat Volume Massa (ρ)	4
Tabel 2-2.	Klasifikasi Tanah Sistem Kelompok	6
Tabel 2-3.	Kriteria Klasifikasi Tanah secara Laboratoris dari USBR/USCE	7
Tabel 2-4.	Kriteria Klasifikasi Tanah <i>System</i> UNIFIED	8
Tabel 2-5.	Kriteria Klasifikasi Tanah Sistem AASHTO	9
Tabel 2-6.	Standar Saringan AS	11
Tabel 2-7.	Metode <i>Bishop</i> - Memasukkan Perhitungan ke dalam Bentuk Tabel (<i>Capper</i> , 1976)	15
Tabel 2-8.	Daftar Harga S_c dan S_y Sesuai Bentuk Potongan Melintang Pondasi	16
Tabel 2-9.	Harga-Harga Perkiraan Daya Dukung Izin	17
Tabel 2-10.	Faktor-Faktor Daya Dukung untuk Persamaan <i>Terzaghi</i> (Nilai-Nilai N_γ untuk ϕ Sebesar 34° dan 48° = nilai <i>Terzaghi</i> Asli untuk Menghitung K_{py})	18
Tabel 2-11.	Faktor Bentuk, Kedalaman, dan Inklinasi dari Rumus <i>Meyerhof</i>	19
Tabel 2-12.	Faktor-Faktor Bentuk, Kedalaman dan Inklinasi dari Rumus <i>Hansen</i> ...	20
Tabel 2-13.	Modulus Kemampatan	23
Tabel 2-14.	Jenis Penyelidikan Karakteristik Tanah Lunak di Lapangan	24
Tabel 2-15.	Jenis Pengujian Tanah di Laboratorium	25
Tabel 2-16.	Sifat Konsistensi Tanah	26
Tabel 2-17.	Klasifikasi Sifat Pengembangan Tanah	26
Tabel 2-18.	Kuat Geser Tanah Lunak	26
Tabel 2-19.	Sifat Sensitivitas Tanah	28
Tabel 3-1.	Penentuan Lebar Jembatan	41
Tabel 3-2.	Dalamnya Tanah Penutup dan Koefisien Kejut	43
Tabel 3-3.	Harga-Harga Koefisien Tegangan Aktif K_a untuk Dinding Miring Kasar dengan Permukaan Tanah Datar/Horizontal	44
Tabel 3-4.	Harga-Harga Koefisien Tegangan Pasif K_p untuk Dinding Miring Kasar dengan Permukaan Tanah Datar	45
Tabel 3-5.	Harga-Harga Φ° dan c	46
Tabel 3-6.	Harga-Harga Minimum Angka Rembesan <i>Lane</i> dan <i>Bligh</i> (CL)	55
Tabel 3-7.	Koreksi Kemiringan dari Berbagai Nilai V/H	62
Tabel 3-8.	Tekanan Awal dari Masing-Masing Titik A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, dan L (Lihat Gambar 3-21.)	65
Tabel 3-9.	Hasil Perhitungan Tinggi Tekanan dibawah Lantai Bangunan Metode <i>Khosla</i>	66
Tabel 3-10.	Koefisien Zona Gempa pada Zona A, B, C, D, E, F	69
Tabel 3-11.	Periode Ulang dan Percepatan Dasar Gempa, a_c	69
Tabel 3-12.	Faktor Koreksi Pengaruh Jenis Tanah Setempat	71
Tabel 3-13.	Menunjukkan Kombinasi Pembebanan dan Kenaikan dalam Tegangan Izin Rencana	72

Tabel 3-14.	Faktor Keamanan $M_t/M_g \leq F_g^*$) Terhadap Guling	73
Tabel 3-15.	Faktor Keamanan Terhadap Gelincir ($r \leq F_s^{**}$).....	74
Tabel 5-1.	Perbedaan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton dengan PBI-1971 atau NI-2 PBI -1971 dan SK SNI T-15-1991-03 Departemen Pekerjaan Umum.....	81
Tabel 5-2.	Klasifikasi Mutu Beton Sesuai SK SNI T-15-1991-03 Departemen Pekerjaan Umum.....	82
Tabel 5-3.	Mutu Beton, <i>Slump</i> dan Susunan Bahan Campuran Beton Sesuai Perbandingan Berat Berdasarkan SNI 7394-2008.....	83
Tabel 5-4.	Penutup Beton Minimum	84
Tabel 5-5.	Jenis dan Kelas Baja Tulangan (SII 0136 – 80)	85
Tabel 5-6.	Konstanta Perencanaan	85
Tabel 5-7.	Tulangan Susut Minimum.....	97
Tabel 5-8.	Daftar Tebal Minimum Balok dan Pelat Satu Arah	97
Tabel 5-9.	Nilai-Nilai A_s (maksimum) untuk Balok T	104
Tabel 6-1.	Parameter untuk Tiang pada Tanah Non Kohesif	107
Tabel 6-2.	Luas Penampang dan Keliling Efektif Tiang	109
Tabel 6-3.	Kontribusi Tahanan Gesek Sesuai Stratifikasi	112
Tabel 6-4.	Faktor Reduksi Kuat Geser/Parameter Tanah	115
Tabel 6-5.	Parameter untuk Tiang pada Tanah Kohesif	115
Tabel 6-6.	Kondisi Kapala Tiang.....	121
Tabel 6-7.	Nilai S_d dan Z	122
Tabel 6-8.	Kondisi Tiang pada Tanah Tidak Kohesif	127
Tabel 6-9.	Efisiensi Tahanan Lateral Ultimit Kelompok Tiang Secara Teoritis ...	133
Tabel 6-10.	Nilai $E_{Undrained}$	137
Tabel 6-11.	Ratio Penurunan Kelompok Tiang R_s	139
Tabel 6-12.	Rumus Kantilever Ekuivalen untuk Perencanaan Tiang Terhadap Beban Lateral	140
Tabel 6-13.	Parameter Elastis Rencana	142
Tabel 6-14.	Nilai S_u dan S_L	144

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2-1.	Kurve-Kurve <i>Taylor</i> untuk Stabilitas Tanggul (dan <i>Capper</i> , 1976) ...	12
Gambar 2-2.	Metode Irisan untuk Perhitungan Stabilitas Lereng.....	13
Gambar 2-3.	Faktor-Faktor Daya Dukung: Beban Garis Dekat Permukaan (dari <i>Capper</i> , 1976).....	17
Gambar 2-4.	Metode Menghitung Ukuran Telapak Efektif.....	22
Gambar 2-5.	Potongan tanah.....	23
Gambar 3-1.	Gaya Gempa	39
Gambar 3-2.	Grafik Gaya Rem dan Panjang	40
Gambar 3-3.	Perubahan Beban Gandar Sesuai SK.SNI T-02-2005.....	41
Gambar 3-4.	Perubahan Beban UDL dan Garis Sesuai SK.SNI T-02-2005.....	42
Gambar 3-5.	Tegangan Samping Aktif dan Pasif, Cara Pemecahan <i>Rankine</i> : (a) aktif; (b) pasif	44
Gambar 3-6.	Tekanan (a) Aktif dan (b) Pasif, Menurut <i>Rankine</i>	45
Gambar 3-7.	Tekanan Air Pada Dinding Tegak.....	47
Gambar 3-8.	Gaya Tekan Air ke Atas.....	48
Gambar 3-9.	Tekanan Hidrodinamik	49
Gambar 3-10.	Jalur Rembesan Antara Bangunan dan Tanah Sekitarnya	50
Gambar 3-11.	Konstruksi Jaringan Aliran Menggunakan Analog Listrik	51
Gambar 3-12.	Gaya Tekan ke Atas pada Pondasi Bendung	52
Gambar 3-13.	Panjang <i>Creep Line</i> Sesuai Metode <i>Bligh</i>	53
Gambar 3-14.	Metode Angka Rembesan <i>Lane</i>	54
Gambar 3-15.	Grafik <i>Khosla's</i> Secara Empiris.....	56
Gambar 3-16.	Jaringan Aliran Dibawah Bangunan	57
Gambar 3-17.	<i>Seepage</i> Melalui Suatu Lantai	58
Gambar 3-18.	Grafik <i>Khosla's</i> Secara Variabel Bebas (<i>Independent</i>)	59
Gambar 3-19.	Lantai Muka dengan 3 Lokasi <i>Sheet Piledan</i> Pemisahan Lokasi <i>Sheet Pile</i> Secara Tersendiri (<i>Independent</i>) Metode <i>Khosla</i>	60
Gambar 3-20.	Tebal Lantai dan Kedalaman Netto <i>Sheet Pile</i>	61
Gambar 3-21.	<i>Hydraulic Structures</i> tentang Penggunaan Grafik <i>Khosla</i>	63
Gambar 3-22.	<i>Hydraulic Structures</i> tentang Penggunaan Grafik <i>Khosla</i> dengan Asumsi <i>SheetPile</i> di Hulu	63
Gambar 3-23.	<i>Hydraulic Structures</i> tentang Penggunaan Grafik <i>Khosla</i> dengan Asumsi <i>SheetPile</i> di Tengah	63
Gambar 3-24.	Penggunaan Grafik <i>Khosla</i> dengan Asumsi <i>SheetPile</i> di Hilir.....	64
Gambar 3-25.	Cara Rembesan Aliran Air Gradient Keluar	67
Gambar 3-26.	Tekanan Tanah Akibat Gempa	76
Gambar 4-1.	Menunjukkan Blok-Blok Batu yang Dipakai untuk Batu Candi.	78
Gambar 5-1.	Kotak Kayu Ukuran 0,50 m x 0,50 m x 0,50 m.....	84

Gambar 5-2.	Diagram Regangan, Tegangan dan Momen Kopel Balok Menahan Ultimit	86
Gambar 5-3.	Tegangan Ekuivalen <i>Whitney</i>	87
Gambar 5-4.	Keadaan Diagram	89
Gambar 5-5.	Analisis Balok Tulangan	91
Gambar 5-6.	Diagram Regangan dan Kopel Momen Beton Baja pada Balok Tulangan Rangkap (Kondisi II)	93
Gambar 5-7.	Pelat Satu Arah	96
Gambar 5-8.	Balok T Sebagai Bagian Sistem Lantai	99
Gambar 5-9.	Balok T	101
Gambar 5-10.	Balok T Dianggap Balok Pesegi	102
Gambar 6-1.	Potongan Melintang Pangkal Jembatan dan Talang dengan Pondasi Tiang	105
Gambar 6-2.	Komponen Daya Dukung Tiang	110
Gambar 6-3.	Tahanan Lateral Tiang pada Tanah Non Kohesif	118
Gambar 6-4.	Tahanan Lateral Tiang pada Tanah Kohesif	119
Gambar 6-5.	Tahanan Lateral Kelompok Tiang Secara Empiris	120
Gambar 6-6.	Mekanisme untuk Jenis Tiang Tidak Tertahan Dalam Tanah Kohesif	121
Gambar 6-7.	Ketahanan Ultimit untuk Tiang Pendek dalam Tanah Kohesif	124
Gambar 6-8.	Ketahanan Lateral Ultimit untuk Tiang Panjang Dalam Tanah Kohesif	125
Gambar 6-9.	Mekanisme Runtuh untuk Jenis Tiang Tertahan Dalam Tanah Kohesif	126
Gambar 6-10.	Mekanisme Runtuh untuk Jenis Tiang Bebas Dalam Tanah Tidak Kohesif	128
Gambar 6-11.	Ketahanan Lateral Ultimit untuk Jenis Tiang Pendek Dalam Tanah Tidak Kohesif	129
Gambar 6-12.	Ketahanan Lateral Ultimit untuk Jenis Tiang Panjang Dalam Tanah Tidak Kohesif	130
Gambar 6-13.	Mekanisme Runtuh untuk Jenis Tiang Tertahan dalam Tanah Tidak Kohesif	132
Gambar 6-14.	Faktor Pengaruh Penurunan I	135
Gambar 6-15.	Faktor Koreksi Modulus Penurunan Dasar R_b	136
Gambar 6-16.	Penampang Kritis Balok Pondasi	146
Gambar 6-17.	Hubungan Kepala Tiang Baja dengan Balok Pondasi	147
Gambar 6-18.	Hubungan Kepala Tiang Beton dengan Balok Pondasi	148
Gambar 6-19.	Ujung dan Kepala Tiang	151
Gambar 6-20.	Tipikal Perkuatan Sepatu Tiang untuk Selubung Pipa Baja dengan Ujung Terbuka	152

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Ruang Lingkup

Kriteria Perencanaan Parameter Bangunan ini merupakan bagian dari Standar Perencanaan Irigasi yang meliputi seluruh bangunan yang melengkapi saluran-saluran irigasi dan pembuang, termasuk bangunan-bangunan yang diperlukan untuk keperluan komunikasi, angkutan, eksploitasi dan pemeliharaan.

Disini diberikan uraian mengenai bangunan-bangunan jaringan irigasi dan pembuang. Uraian itu mencakup latar belakang dan dasar-dasar hidrolika untuk perencanaan bangunan-bangunan tersebut. Hal ini berarti bahwa beberapa jenis bangunan tertentu memerlukan uraian khusus tersendiri karena sifat-sifat hidrolisnya yang unik. Bangunan-bangunan lain yang memiliki banyak persamaan dalam hal dasar-dasar hidrolikanya akan dibahas di dalam bab yang sama. Kriteria perencanaan hidrolis disajikan dalam bentuk tabel dan grafik untuk menyederhanakan penggunaannya, sejauh hal ini dianggap mungkin dan cocok.

Namun demikian latar belakang teoritis masing-masing bangunan akan disajikan selengkap mungkin.

Perencanaan bangunan bergantung pada keadaan setempat, yang umumnya berbeda-beda dari satu daerah ke daerah yang lain. Hal ini menuntut suatu pendekatan yang luwes. Akan tetapi, disini diberikan beberapa aturan dan cara pemecahannya secara terinci. Bilamana perlu, diberikan referensi mengenai metode dan bahan konstruksi alternatif.

Dalam kondisi lapangan, dimana jaringan irigasi memerlukan jenis atau tipe bangunan irigasi yang belum tercantum dalam buku kriteria ini, maka perencana harus mendiskusikan dengan tim ahli. Perencana harus membuat argumen, serta mempertimbangkan segala kekurangan dan kelebihan dari jenis bangunan tersebut.

Bab-bab dalam laporan ini dibagi-bagi sesuai dengan tingkat kemanfaatan bangunan. Di sini diberikan rekomendasi pemakaian tipe-tipe bangunan yang lebih disukai. Rekomendasi ini didasarkan pada:

- (1) Kesesuaian dengan fungsi yang dibebankan kepada bangunan
- (2) Mudahnya perencanaan dan pelaksanaan
- (3) Mudahnya operasional dan pemeliharaan
- (4) Biaya konstruksi dan pemeliharaan
- (5) Terbiasanya petugas operasi dengan tipe bangunan tersebut

BAB II

BAHAN BANGUNAN

2.1 Persyaratan Bahan

Bahan–bahan bangunan yang cocok sudah diterangkan dengan jelas dalam bentuk persyaratan–persyaratan. Dibawah ini diberikan daftarnya:

1. PUBI-1982 Persyaratan Umum Bahan Bangunan di IndonesiaPUBI-1982 memberikan persyaratan untuk 115 macam bahan bangunan.
2. SNI T-15-1991-03 TataCara Perhitungan Struktur Beton dengan bagian – bagian dari SNI T-15-1991-03memberikan persyaratan bahan–bahan yang dipakai produksi beton dan tulangan, seperti semen, agregat, zat tambahan (*admixtures*), air dan baja tulangan.
3. NI-7 Syarat–syarat untuk kapur penggunaannya disesuaikan Standar Nasional Indonesia seperti:
 - Spesifikasi Kapur untuk Stabilisasi Tanah SNI 03- 4147-1996
 - Spesifikasi Kapur Kembang untuk Bahan bangunan SNI 03- 6387-2000
 - Spesifikasi Kapur Hidrat untuk Keperluan Pasangan Bata SNI 03- 6378-2000
4. NI-S Peraturan Semen Portland.
5. NI-10 Bata Merah sebagai Bahan Bangunan.
6. NI-5 atau PKKI-1961 Peraturan Konstruksi Kayu Indonesia.
7. NI-13 Peraturan Batu Belah.

SII Standar Industri Indonesia, adalah standar untuk berbagai bahan yang tersedia di pasaran Indonesia.

2.2 Sifat-Sifat Bahan Bangunan

Untuk tujuan Kriteria Perencanaan, dalam subbab-subbab berikut ini akan dijelaskan sifat-sifat khusus beberapa jenis bahan penting yang dipakai di dalam konstruksi jaringan irigasi.

2.2.1 Berat Volume

Berat volume yang akan digunakan untuk perhitungan perencanaan diberikan pada Tabel 2-1 berat volume dalam tabel ini adalah menurut PPI-1983 atau NI-18 (Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung). Berat volume γ (kN/m^3) adalah berat volume massa ρ (kg/m^3) kali percepatan gravitasi g (m/dt^2).

Tabel 2-1. Berat Volume Massa (ρ)

Bahan	kg/m^3
Baja	7.850
Batu galian, batu kali (tidak dipadatkan)	1.500
Batu koral	1.700
Besi tuang	7.250
Beton	2.200
Beton bertulang	2.400
Kayu (kelas I)	1.000
Kayu (kelas II)	800
Kerikil	1.650
Mortel/adukan	2.150
Pasangan bata	1.700
Pasangan batu	2.200
Pasir (kering udara sampai lengas)	1.600
Pasir (basah)	1.800
Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lengas)	1.700
Tanah, lempung dan lanau (basah)	2.000

2.3 Tanah

2.3.1 Sistem Klasifikasi Tanah menurut *Unified Soil Classification System*

Unified Soil Classification System diperkenalkan oleh *US Soil Conservation Service* (Dinas Konservasi Tanah di A.S.). Sistem ini digunakan untuk mengklasifikasi tanah

untuk tujuan-tujuan teknik. Sistem ini didasarkan pada identifikasi tanah menurut ukuran partikel, gradasi, indeks plastisitas dan batas cair. Gradasi dan ukuran partikel ditentukan dengan analisis saringan (ayak). Batas-batas cair dan plastis ditentukan melalui pengujian di laboratorium dengan menggunakan metode-metode standar.

Sistem ini memiliki ciri-ciri yang menonjol, yakni:

- Sederhana. Ada 12 macam bahan yang akan dikerjakan oleh ahli: empat bahan berbutir kasar, empat bahan berbutir halus dan empat bahan campuran. Selain itu masih ada tiga bahan organik lainnya yang memerlukan perhatian khusus. Jadi seluruhnya ada 15.
- Sistem ini memberikan kejelasan tentang sifat-sifat fisik penting, misalnya ukuran, gradasi, plastisitas, kekuatan, kegetasan, potensi konsolidasi dan sebagainya.
- Andal. Sifat-sifat teknik yang diperoleh dan sistem ini sesuai dengan keadaan sebenarnya.

Tabel 2-2. menyajikan Klasifikasi tanah menurut sistem ini, sebagaimana disadur oleh *USBureau of Reclamation*, *US Corps of Engineers* dan *US Soil Conservation Service*.

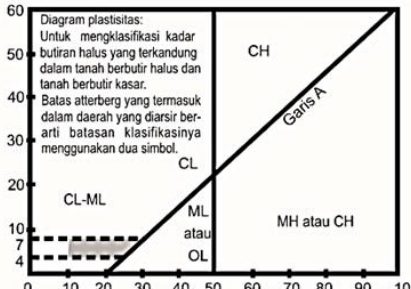
Klasifikasi tanah menurut Sistem Kelompok (*Unified System*), yang didasarkan pada fraksi bahan minus 3 inci (76 mm), menggunakan huruf-huruf sebagai simbol sifat-sifat tanah seperti ditunjukkan dibawah ini.

Kerikil	- G	Lempung	- C	Organik	- O
Pasir	- S	Lanau	- M	Gambut	- Pt
Bergradasi baik	- W	Batascair tinggi	- H		
Bergradasi jelek	- P	Batas cair rendah	- L		

Tabel 2-2. Klasifikasi Tanah Sistem Kelompok

PEMBAGIAN UTAMA			SIMBOL KELOMPOK	NAMA TIPE
TANAH BERBUTIR KASAR Lebih dari 50% tidak lolos/tertahan pada saringan No. 200	KERIKIL 50% atau lebih fraksi kasar tidak lolos Saringan no. 4	KERIKIL BERSIH	GW	Kerikil bergradasi baik, campuran kerikil-pasir, dengan sedikit atau tanpa bahan halus
			GP	Kerikil bergradasi jelek, campuran kerikil-pasir, dengan sedikit/tak berbahan halus.
		KERIKIL DENGAN BAHAN HALUS	GM	Kerikil lanauan, campuran kerikil-pasir-lanau yang agak kasar.
			CC	Kerikil lempungan, campuran kerikil-pasir-lempung yang agak kasar.
	PASIR Lebih 50% dari fraksi kasar lolos saringan No. 4	PASIR PASIR BERSIH	SW	Pasir bergradasi baik, pasir kerikilan dengan sedikit/tanpa bahan halus.
			SP	Pasir bergradasi jelek, pasir kerikil, dengan sedikit/tanpa bahan halus.
		PASIR DENGAN BAHAN HALUS	SM	Pasir lanauan, campuran pasir lanau
			SC	Kerikil lempungan, campuran pasir-lempung yang agak kasar.
TANAH BERBUTIR HALUS Lebih dari 50% atau lebih Lolos saringan No. 200	LANAU DAN LEMPUNG Batas cair 50% atau kurang	ML	Lanau inorganik & pasir, batu berdebu yang amat halus/kerikil lumpuran halus, plastisitas rendah.	
		CL	Lempung inorganik dengan plastisitas rendah-sedang lempung lanauan, pasiran, kerikilan dan lempung kurus.	
		OL	Lanau organik dan lempung lanauan organik dengan plastisitas rendah.	
	LANAU DAN LEMPUNG Batas cair Lebih dari 50%	MH	Lanau inorganik, pasir halus atau lanau bernika/diatoxea, lanau	
		CH	Lempung inorganik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk	
		OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang, sampai tinggi	
Tanah organik tinggi			Pt	Tanah gambut, rawa (<i>muck</i>) dan jenis-jenis tanah organik tinggi yang lain

Tabel 2-3.Kriteria Klasifikasi Tanah secara Laboratoris dari USBR/USCE

INFORMASI YANG DIPERLUKAN UNTUK MENJELASKAN TANAH LABORATORIS		KRITERIA KLASIFIKASI		
Berikan nama jenis, tunjukkan perkiraan persentase pasir dan kerikil, ukuran maks; persikuan, kondisi permukaan, dan kekasaran butir; nama setempat atau geologis dan informasi deskriptif yang relevan lainnya; dan simbol dalam tanda kurung (). Untuk tanah tak terganggu tambahkan informasi mengenai perlapisan, tingkat kepadatan, sementasi, kondisi kelembapan dan karakteristik pembuangan (drainase) CONTOH : Pasir lanau, kerikilan; kurang lebih 20% keras, partikel kerikil bersiku, ukuran maks. ½ inci; partikel pasir bulat dan kasar sampai halus; sekitar 15% bahan halus nonplastis dengan kekuatan kering rendah; padat dan lembab di tempat; pasri aluvial; (SM)	Gunakan kurve ukuran butir dalam mengidentifikasi fraksi yang diberikan menurut identifikasi lapangan Tentukan persentase kerikil dan pasri dari kurve ukuran butir. Bergantung kepada persentase bahan halus (fraksi yang lebih kecil dan ayak No.200), tanah berbutir kasar diklasifikasi sebagai berikut : Kurang dari 5%GW,GP,SW,SP Lebih dari 12% GM,GC,SM,SC 5% samapi 12% Yang terletak di garis batas memerlukan dua simbol	$c_u = \frac{D_{10}}{D_{60}}$ Lebih besar dari 4 $c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3		
		Tidak memenuhi semua persyaratan gradasi untuk GW	Batas <i>Atterberg</i> di bawah garis “A” atau PI kurang dari 4 Batas <i>Atterberg</i> di atas garis “A” dengan PI lebih dari 7	Di atas garis “A” dengan PI antara 4 dan 7 berarti ada di garis batas dan memerlukan dua simbol
			$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Lebih besar dari 6 $c_c = \frac{(D_{10})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3	
			Tidak memenuhi semua persyaratan untuk SW Batas <i>Atterberg</i> di bawah garis “A” atau PI kurang dari A Batas <i>Atterberg</i> di atas garis “A” dengan PI lebih besar dari 7	Di atas garis “A” dengan PI antara 4 dan 7 berarti ada di garis batas dan memerlukan dua simbol
Berikan nama jenis; tunjukkan tingkat dan sifat besarnya plastisitas dan ukuran maks. butir kasar; warna dalam kondisi basah, bau (kalau berbau), nama setempat atau geologis, dan informasi deskriptif yang relevan lainnya; dan simbol dalam tanda kurung. Untuk tanah tidak terganggu, tambahkan informasi mengenai struktur, pelapisan konsistensi dalam keadaan tak terganggu, kondisi kelembapan dan drainase. CONTOH : Lumpur lanauan coklat, agak platis; persentase pasir halusnya rendah; terdapat lubang-lubang akar vertikal; kuat dan kering ditempat, lus; (ML)		Diagram plastisitas: Untuk mengklasifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan tanah berbutir kasar. Batas <i>atterberg</i> yang termasuk dalam daerah yang diarsir berarti batasan klasifikasinya menggunakan dua simbol.  Batas Cair LL (%) Garis A: PI = 0,73 (LL - 20)		

Tabel 2-4.Kriteria Klasifikasi Tanah System UNIFIED

PROSEDUR LAPANGAN : (Tidak termasuk partikel-partikel yang lebih besar dari 3 inci dan berdasarkan fraksi pada besar perkiraan)					SIMBOL KLMPK 1)	NAMA JENIS		
TANAH BERBUTIR KASAR Lebih dari separoh bagian lebih besar dari ukuran ayak No. 200	(Ayak No. 200 sebesar kurang dari partikel terkecil yang bisa dilihat dengan mata telanjang)	KERIKIL Lebih separoh dari fraksi kasar lebih besar dari ukuran ayak No.4	KERIKIL BERSIH (Dengan sedikit/tanpa bahan halus)	Bermacam-macam ukuran butir dan partikal berukuran sedang dalam jumlah besar	GW	Kerikil gradasi, baik campuran kerikil-pasir, dengan sedikit atau tanpa bahan halus		
				Ada satu ukuran dominan, atau berbagai ukuran dengan beberapa ukuran sedang hilang	GP	Kerikil gradasi jelek, campuran kerikil-pasir, dengan sedikit/tak berbahan halus		
			KERIKIL DENGAN BAHAN HALUS (Bahan halus cukup banyak)	Bahan halus nonplastis (untuk prosedur identifikasi lihat ML di bawah ini)	GM	Kerikil lanauan, campuran kerikil-pasir lanau bergradasi jelek		
				Bahan halus platis platis (untuk prosedur identifikasi lihat CL di bawah ini)	GC	Kerikil lumpuran, campuan kerikil-pasir lanau bergradasi jelek		
		PASIR Lebih dari separoh fraksi kasar lebih kecil dari ukuran ayak No.4	PASIR BERSIH (Dengan sedikit/tanpa bahan halus)	Bermacam-macam ukuran butir dan partikel berukuran sedang dalam jumlah besar	SW	Pasir gradasi baik, pasir kerikilan, dengan sedikit atau tanpa bahan halus		
				Ada satu ukuran dominan, tau berbagai ukuran dengan beberapa ukuran sedang hilang	SP	Pasir gradasi jelek, pasir kerikilan; dengan sedikit/tanpa bahan halus		
			PASIR DENGAN BAHAN HALUS (Bahan halus cukup banyak)	Bahan halus nonplastis (untuk prosedur identifikasi lihat ML di bawah ini)	SM	Pasir lanauan, campuran pasir-lanau bergradasi jelek		
				Bahan halus plastis (untuk prosedur identifikasi lihat CL di bawah ini)	SC	Pasir lempungan, campuran pasir lempung bergradasi jelek		
		TANAH BERBUTIR HALUS Lebih dari separoh bahan lebih kecil dari ukuran ayak No. 200	(Ayak No. 200 sebesar kurang dari partikel terkecil yang bisa dilihat dengan mata telanjang)	PROSEDUR IDENTIFIKASI BUTIR YANG LEBIH KECIL DARI UKURAN AYAK NO.40				
					KEKUATAN KERING (KARAKTERISTIK PECAH)	DILANTASI (REAKSI TERHADAP GETARAN)	KEKERASAN (KEKENTALAN MENDEKATI BATAS PLASTIS)	
LANAU DAN LEMPUNG Batas cair kurang dari 50	No. 1 sampai rendah			Cepat sampai lambat	Nol	Lanau inorganik dan pasir, batu tumbuk yang amat halus, pasir lanauan atau halus, plastisitas rendah		
	Sedang sampai tinggi			Nol sampai sangat lambat	Sedang	CL	Lempung liat inorganik dengan plastisitas rendah sampai sedang, lempung lanauan pasiran, kerikilan, dan lempung kurus	
	Rendah sampai sedang			Lambat	Rendah	OL	Lanau organik dan lanau-lempung dengan plastisitas rendah	
LANAU DAN LEMPUNG Batas cair lebih dari 50	Rendah sampai sedang			Lambat sampai nol	Rendah sampai sedang	MH	Lanau inorganik, pasri halus bermika/diatomea atau tanah lanauan, lanau elastis	
	Tinggi sampai sangat tinggi			Nol	Tinggi	CH	Lanau inorganik dengan platisitas tinggi, lempung gemuk	
	Sedang sampai tinggi			Nol sampai sangat lambat	Rendah sampai sedang	OH	Lempung organik dengan platisitas sedang sampai tinggi	
TANAH ORGANIK TINGGI				Mudah dikenali lewat warna, bau, empuk seperti spon, dan sering lewat jaringannya yang tampak seperti serat	PT	Tanah gambut dan jenis-jenis tanah organik tinggi yang lain		

Tabel 2-5.Kriteria Klasifikasi Tanah Sistem AASHTO

Devisi		Simbol Klmpk	Nama Jenis		Kriteria Klasifikasi	
Kerikil 50% atau lebih dari fraksi kasar tertahan saringan no. 4 (4,75 mm)	Kerikil bersih (sedikit atau tak ada butiran halus)	GW	Kerikil gradasi baik dan campuran pasir-kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	Klasifikasi berdasarkan prosentase butiran halus: Kurang dari 50% lolos saringan no. 200: GM, GP, SW, SP. Lebih dari 12% lolos saringan no. 200: GC, SM, SC, 5% - 12% lolos saringan no. 200: Batasan klasifikasi yang mempunyai simbol doble.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3	
		GP	Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir-kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus		Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW	
	Kerikil banyak kandungan butiran halus	GM			Batas-batas <i>Atterberg</i> dibawah garis A atau $PI < 4$	Bila batas <i>Atterberg</i> berada di daerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai doble simbol
		GC			Batas-batas <i>Atterberg</i> dibawah garis A atau $PI > 7$	
Pasir lebih dari 50% fraksi kasar lolos saringan no. 4 (4,75 mm)	Pasir bersih (sedikit atau tak ada butiran halus)	SW	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	Klasifikasi berdasarkan prosentase butiran halus: Kurang dari 50% lolos saringan no. 200: GM, GP, SW, SP. Lebih dari 12% lolos saringan no. 200: GC, SM, SC, 5% - 12% lolos saringan no. 200: Batasan klasifikasi yang mempunyai simbol doble.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3	
		SP	Pasir gradasi buruk, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus		Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW	
	Pasir banyak kandungan butiran halus	SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau		Batas-batas <i>Atterberg</i> dibawah garis A atau $PI < 4$	Bila batas <i>Atterberg</i> berada di daerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai doble simbol
		SC	Pasir berlanau, campuran pasir-lempung		Batas-batas <i>Atterberg</i> dibawah garis A atau $PI > 7$	

10 Kriteria Perencanaan – Parameter Bangunan

Perhatikan bahwa A-8, gambut dan rawa ditentukan dengan klasifikasi visual dan tidak diperhatikan dalam tabel

Klasifikasi umum	Bahan-bahan (35% atau kurang melalui No.200)							Bahan-bahan lanau-lempung (lebih dari 35% melalui No.200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Klasifikasi kelompok	A-1a	A-1b	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5: A-7-6:	
Analisis saringan: Persen melalui: No. 10 No. 40 No. 200	50 maks. 30 maks. 15 maks.	50 maks. 25 maks.	51 maks. 10 maks.	35 maks.	35 maks.	35 maks.	35 maks.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Karakteristik fraksi melalui No. 40 Batas cair indeks plastisitas	6 maks.		N.P.	40 maks. 10 maks.	41 min. 10 maks.	40 maks. 11 min.	41 maks. 10 maks	40 maks. 10 maks.	41 min. 10 maks.	40 maks. 10 min.	41 maks. 11 min.
Indeks kelompok	0		0	0		4 maks.		8 maks.	12 maks.	16 maks.	20 maks.
Jenis-jenis bahan pendukung utama	Fragmen batuan, kerikil, dan pasir		Pasir halus	Kerikil dan pasir berlanau atau berlempung				Tanah berlanau		Tanah berlempung	
Tingkatan umum sebagian tanah dasar	Sangat baik sampai baik							Sedang sampai buruk			

Untuk : A-7-5 : PI LL-30 NP=Non Platis

Untuk : A-7-6 : PI LL-30

Tanah yang memiliki sifat–sifat teknik serupa menurut sifat perilakunya dijadikan satu kelompok. Masing–masing kelompok dilukiskan dengan dua dan sifat–sifat (karakteristik) diatas. Sifat teknik yang paling penting dan kelompok ini dicantumkan pada urutan pertama pada daftar, kemudian sifat terpenting berikutnya di tempat kedudukan. Ukuran–ukuran saringan AS(Amerika Serikat) dipakai untuk memisahkan kelompok–kelompok bahan dan kelompok baku lainnya. Jenis–jenis saringan penting beserta ukuran lubangnya adalah:

Tabel 2-6. Standar SaringanAS

Ukuran Standar Saringan A.S	Ukuran Lubang dalam mm
3"	76,00
3/4	19,00
No. 4	4,76
No.10	2,00
No. 40	0,42
No. 200	0,074

2.3.2 Stabilitas Lereng

Untuk pedoman pendahuluan perencanaan kemiringan tanggul dapat dipakai Bilangan Stabilitas *Taylor*. Untuk kemiringan–kemiringan yang lebih penting dibutuhkan analisis yang lebih lengkap, yaitu dengan metode Irisan *Bishop* (*Bishop method of slices*).

Gambar 2-1. menyajikan kurve *Taylor*, dimana bilangan stabilitas N adalah jumlah tak berdimensi dan sama dengan:

$$N = \frac{c}{F \gamma H} \dots\dots\dots 2-1$$

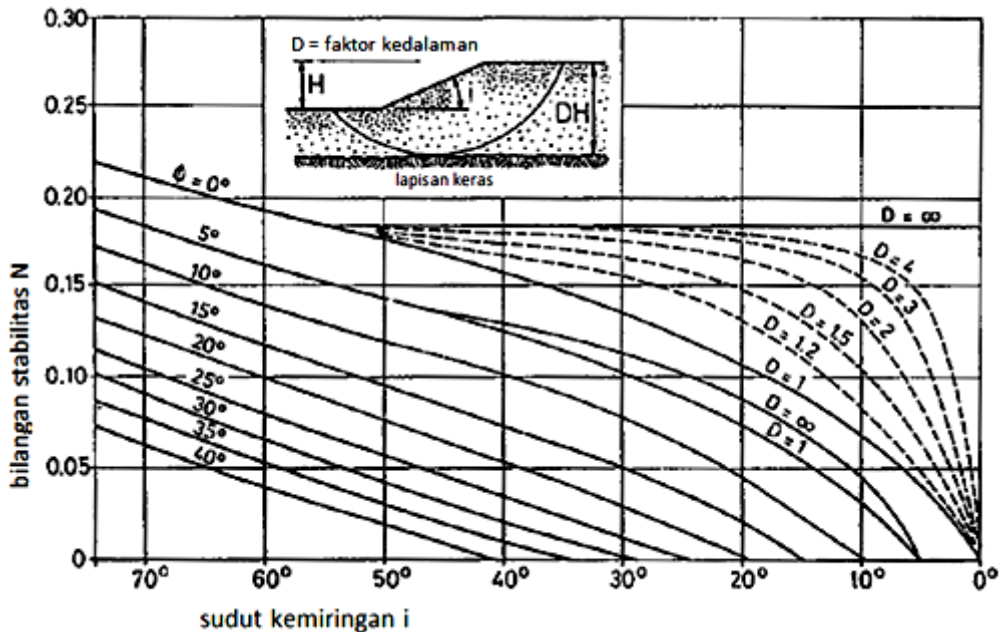
dimana:

c = faktor kohesi, kN/m^2

F = faktor keamanan ($= 1,2$)

γ = berat volume, kN/m^3

H = tinggi lereng, m



Gambar 2-1. Kurve-Kurve *Taylor* untuk Stabilitas Tanggul (dan *Capper*, 1976)

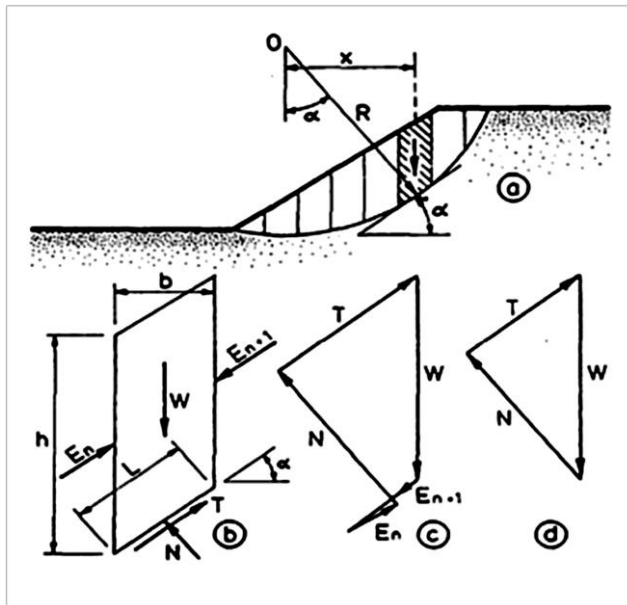
Gambar 2-1. menunjukkan Bilangan Stabilitas sebagai fungsi kemiringan (i) tanggul, sudut gesekan ϕ dan faktor kedalaman untuk tanah dengan ξ yang rendah.

Tanggul yang dipakai di proyek irigasi tidak harus direncana untuk (tahan) gempa karena tinggi dan ukurannya tidak menuntut persyaratan ini.

Metode Irisan Bishop

Cara yang lebih tepat untuk menentukan lereng tanggul adalah dengan menyelidiki keseimbangan massa tanah yang cenderung slip di sepanjang lengkung permukaan bidang patahan (lingkaran slip). Dengan cara mengadakan beberapa penyelidikan terhadap kemungkinan adanya permukaan patahan, maka permukaan slip yang paling berbahaya bisa ditemukan, yaitu permukaan yang faktor keamanannya mempunyai harga terendah.

Dalam metode *Bishop*, irisan dan tebal satuan, yakni volume yang cenderung slip, dibagi-bagi menjadi irisan-irisan vertikal (lihat Gambar 2-2).



Gambar 2-2. Metode Irisan untuk Perhitungan Stabilitas Lereng

Masing-masing irisan pada Gambar 2-2(a), dengan tinggi h dan lebar b adalah seimbang terhadap bekerjanya kelima gaya yang ditunjukkan pada Gambar 2-2 (b).

Gaya-gaya yang dimaksud ialah:

- (i) berat irisan, $W = \gamma h \ell \cos \alpha$

dimana:

W = berat irisan, kN

γ = berat volume tanah, kN/m³

h = tinggi irisan, m

ℓ = lebar irisan, m ($t = b/\cos \alpha$ a = $b \sec \alpha$)

α = sudut antara permukaan horisontal dan permukaan slip

(ii) reaksi normal N pada permukaan slip, yang terdiri dari reaksi antar butir N ditambah dengan gaya U akibat tekanan pori,

(iii) gaya tangen T akibat perlawanan kohesif dan gesekan yang terjadi pada permukaan slip:

$$T = \frac{c'\ell + N'\tan\phi'}{F} \dots\dots\dots 2-2$$

dimana:

c' = tegangan kohesif efektif, kN/m²

ℓ = lebar irisan, m

N' = tegangan normal efektif pada muka slip, kN/m²

F = faktor keamanan

ϕ' = sudut efektif gesekan dalam

dan (v) reaksi–reaksi antar irisan E_n dan E_{r+1}

Dalam metode *Bishop*, gaya–gaya antaririsan dianggap sebagai horisontal dan konon kesalahan yang ditimbulkan oleh asumsi sederhana ini tidak akan lebih dari 1%.

Untuk sembarang irisan, dengan menguraikan gaya itu secara vertikal,

$$W = N \cos \alpha + T \sin \alpha \dots\dots\dots 2-3$$

dan

$$T = s\ell/F \dots\dots\dots 2-4$$

Dimana :

s = tegangan geser, kN/m²

ℓ = lebar irisan

F =faktor keamanan

Tekanan normal pada muka irisan adalah:

$$\sigma = \frac{N}{\ell} = \frac{W}{b} - \frac{s \tan \alpha}{F} \dots\dots\dots 2-5$$

Jadi

$$s = \frac{c+W \tan \varphi/b}{1+(\tan \alpha \cdot \tan \varphi)/F} \dots\dots\dots 2-6$$

Momen yang diambil sekitar O menghasilkan:

$$\sum W_x = R \sum T = R \sum (s \ell / F) \dots\dots\dots 2-7$$

Jadi,

$$F = \frac{R \sum s \ell}{\sum W_x} \dots\dots\dots 2-8$$

Dengan $\ell = b \sec \alpha$ dan dengan menggabungkan rumusan untuk s (persamaan 2-6), menghasilkan,

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \frac{(cb+W \tan \varphi) \sec \alpha}{1+(\tan \alpha \cdot \tan \varphi)/F} = \frac{\sum X}{\sum W \sin \alpha} \dots\dots\dots 2-9$$

Persamaan ini harus dipecahkan untuk F dengan menghitung harga secara berurutan. Perhitungan ini paling efektif jika disajikan dalam bentuk tabel (lihat Tabel 2-7).

Tabel 2-7. Metode *Bishop* - Memasukkan Perhitungan ke dalam Bentuk Tabel(*Capper*, 1976)

(a) irisan No	(b) $\sin \alpha$	(c) Tinggi irisan	(d) berat W	(e) $W \sin \alpha$	(f) $cb + W \tan \ell$	(g) $\frac{1}{\sec \alpha} + (\tan \alpha \tan \ell) / FX$	(h) kolom (f) kolom (g)
		(m)	(m)	(kN)	(kN/m)	(m)	(kN)
	$\sum W \sin \alpha$						$\sum x$

Biasanya efek tekanan pori juga diperhitungkan sepanjang lingkaran slip yang mungkin ion geser. Untuk ini dipakai tegangan efektif, bukan tegangan total dan kekuatan kohesif menjadi c' dan sudut tahanan geser menjadi ρ' .

2.3.3 Daya Dukung Tanah Bawah untuk Pondasi

Daya dukung dapat dicari dari rumus berikut (dari *Terzaghi*,1943):

$$q_{ult} = c S_c N_c + q N_q + 0,5\gamma B N_\gamma S_\gamma \dots\dots\dots 2-10$$

Dimana:

$$N_q = \frac{a^2}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0,75n - \phi/2)\tan\phi}$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

Dan beberapa daftar harga S_c dan S_γ sesuai bentuk potongan melintang pondasi dapat dilihat pada Tabel 2-8.

Tabel 2-8. Daftar Harga S_c dan S_γ Sesuai Bentuk Potongan Melintang Pondasi

Parameter	Bentuk pondasi		
	Menerus	Bundar	Bujur sangkar
S_c	1,0	1,3	1,3
S_γ	1,0	0,6	0,8

Sumber : *Analisis dan Desain Pondasi*

dimana:

q_{ult} = daya dukung batas, kN/m^2

c = kohesi, tegangan kohesif, kN/m^2

N_c , N_q dan N_γ adalah faktor-faktor daya dukung tak berdimensi diberikan pada Gambar 2-3.

γ = berat volume tanah, kN/m^3

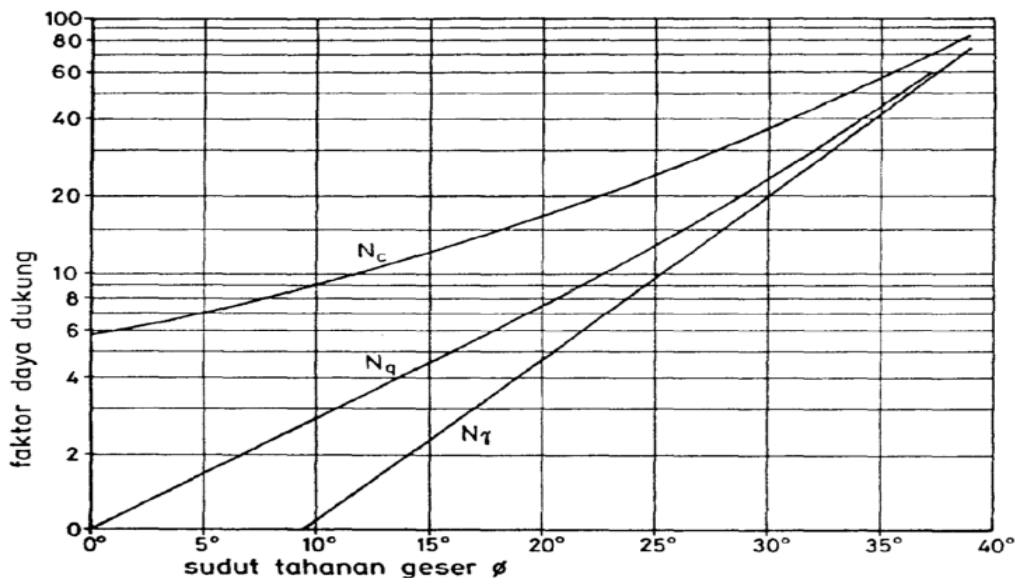
B = Lebar telapak pondasi, m

Harga-harga perkiraan daya dukung izin disajikan pada Tabel 2-9.

Tabel 2-9. Harga-Harga Perkiraan Daya Dukung Izin

Jenis	Daya Dukung	
	kN/m^2	kgf/cm^2
Batu sangat keras	10.000	100
Batu kapur/batu pasir keras	4.000	40
Kerikil berkerapatan sedang atau pasir & kerikil	200-600	2 – 6
Pasir berkerapatan sedang	100-300	1 – 3
Lempung kenyal	150-300	1,5 – 3
Lempung teguh	75-150	0,75– 1,5
Lempung lunak dan lanau	< 75	< 0,75

(Sumber: British Standard Code Of Practice CP 2004)



Gambar 2-3. Faktor-Faktor Daya Dukung: Beban Garis Dekat Permukaan (dari *Capper*, 1976)

Faktor– faktor daya dukung untuk persamaan *Terzaghi* dapat dilihat pada Tabel 2-10.

Tabel 2-10. Faktor–Faktor Daya Dukung untuk Persamaan *Terzaghi* (Nilai–Nilai N_γ untuk $\emptyset$ Sebesar 34° dan 48° = nilai *Terzaghi* Asli untuk Menghitung K_{py})

$\emptyset$ ($^\circ$)	N_c	N_q	N_γ	K_{py}
0	5,7	1,0	0,0	10,8
5	7,3	1,6	0,5	12,2
10	9,6	2,7	1,2	14,7
15	12,9	4,4	2,5	18,6
20	17,7	7,4	5,0	25,0
25	25,1	12,7	9,7	35,0
30	37,2	22,5	18,7	52,0
34	52,6	36,5	36,0	
35	57,8	41,4	42,4	82,0
40	95,7	81,3	100,4	141,0
45	172,3	173,3	297,5	298,0
48	258,3	287,9	780,9	
50	347,5	415,1	1.153,2	800,0

Sumber: *Analisis dan Desain Pondasi*

$$t = 1,5 \left[\frac{1}{\gamma} + 1 \right]$$

Daya dukung dihitung menurut rumus *Meyerhof* (1963) ditinjau pada dua kondisi:

$$(1) \text{ Beban vertikal : } q_{ult} = C S_c N_c d_c + q N_q S_q d_q + 0,5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

$$(2) \text{ Beban miring : } q_{ult} = C i_c N_c d_c + q N_q i_q d_q + 0,5 \gamma B N_\gamma I_\gamma d_\gamma$$

Dimana :

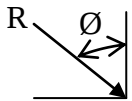
$$N_q = e^{(0,75\pi - \emptyset/2)} \tan^2 (45 + \emptyset/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \emptyset$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1,4 \emptyset)$$

Faktor bentuk, kedalaman, dan inklinasi dari rumus *Meyerhof* pada Tabel 2-11.

Tabel 2-11. Faktor Bentuk, Kedalaman, dan Inklinasi dari Rumus *Meyerhof*

Faktor	Nilai	Untuk
Bentuk	$S_c = 1 + 0,2 K_p B / L$ $S_q = S = 1 + 0,1 K_p B / L$ $S_q = S_\gamma = 1$	Semua $\emptyset$ $\emptyset \geq 10^\circ$ $\emptyset = 0^\circ$
Kedalaman	$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p} D / B$ $d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{K_p} D / B$ $d_q = d_\tau = 1$	Semua $\emptyset$ $\emptyset \geq 10^\circ$ $\emptyset = 0^\circ$
Kemiringan 	$i_c = I_q = 1 - (\emptyset^\circ / 90^\circ)^2$ $I_\gamma = ((1 - \emptyset_0 / \emptyset_0)^2)$ $I_\gamma = 0$	Semua $\emptyset$ $\emptyset \geq 10^\circ$ $\emptyset = 0^\circ$

Sumber : *Analisis dan Desain Pondasi*

Dimana

$$K_p = \tan^2 (45 + \emptyset / 2)$$

$\emptyset$ = sudut resultante diukur dari vertikal tanpa tanda

B, L, D = sudah ditentukan sebelumnya

Daya dukung dihitung menurut rumus *Hansen* (1970) merupakan penyempurnaan dari penelitian *Meyerhof* (1963) ditinjau pada dua faktor bentuk kedalaman dan inklinasi dengan rumus sebagai berikut:

Rumus Umum menurut *Hansen* (1970):

$$q_{ult} = C S_c N_c d_c i_c g_c b_c + q N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0,5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma I_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Bila $\emptyset = 0$

$$\text{Gunakan } q_{ult} = 5,14 S_u (1 + S'_c + d'_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

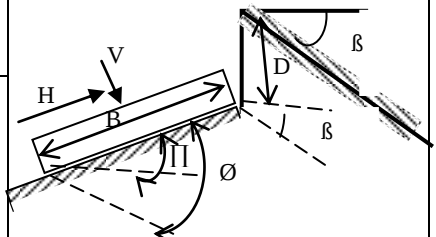
$$N_q = e^{(0,75\pi - \emptyset / 2)} \tan^2 (45 + \emptyset / 2) \text{ (sama seperti Meyerhof diatas)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \emptyset \text{ (sama seperti Meyerhof diatas)}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1,4\emptyset) \text{ (sama seperti Meyerhof diatas)}$$

Faktor – faktor bentuk, kedalaman dan inklinasi dari rumus *Hansen* lihat Tabel 2-12.

Tabel 2-12. Faktor-Faktor Bentuk, Kedalaman dan Inklinasi dari Rumus *Hansen*

Faktor Bentuk	Faktor Kedalaman	Faktor Kemiringan	Faktor Tanah (Alas pada Lereng)
$S'_c = 0,2 B / L$ $S_q = 1 + N_q B$ $S_q = 1$ untuk lajur	$d_c = 0,4 K$ $d_c = 1 + 0,4 K$	$i_{c(H)} = 0,5 - 0,5 \sqrt{\frac{1-H}{A_f C_a}}$ $i_{c(V)} = \frac{1-mH}{A_f C_a N_c}$ $i_c = i_q = \frac{1-i_q}{N_q - 1}$	β° $g'_c = 147^\circ$ $g_{q(H)} = g_{y(H)} = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$ $g_{q(V)} = g_{y(V)} = (1 - \tan \beta)^2$
$S_q = \frac{1 + B \tan \emptyset}{L}$	$d_q = 1 + 2 \tan \emptyset (1 - \sin \emptyset) k$	$i_{q(H)} = \left[\frac{0,5 H}{1 - V + A_f C_a \cot \emptyset} \right]^5$ $i_{q(V)} = \left[\frac{H}{1 - V + A_f C_a \cot \emptyset} \right]^m$	Faktor alas (alas miring) $g_c = \frac{\pi^0}{147^0}$ $b_c = \frac{1 - \pi^0}{147^0}$
	$d_\gamma = 1$ untuk semua $\emptyset$ $K = \frac{D}{B}$ untuk $\frac{D}{B} \leq 1$ $K = \tan^{-1} D/B$ untuk $D/B > 1$ rad	$i_{\gamma(H)} = \left[\frac{0,7 H}{1 - V + A_f C_a \cot \emptyset (\pi = 0)} \right]^5$ $i_{q(H)} = \left[\frac{(0,7 - \pi^0/450) H}{1 - V + A_f C_a \cot \emptyset (\pi = 0)} \right]^5$	$b'_{q(H)} = \text{Exp} (- 2\pi \tan \emptyset)$ $b_{\gamma(H)} = \text{Exp} (- 2\pi \tan \emptyset)$ $b_{q(V)} = b_{\gamma(V)} = \text{Exp} (1 - \pi \tan \emptyset)^2$ Catatan : $\beta + \pi \leq 90^\circ$
		$i_{\gamma(V)} = \left[\frac{H}{1 - V + A_f C_a \cot \emptyset (\pi = 0)} \right]^{m-1}$	
		$m = m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L}$ H sejajar B $m = m_L = \frac{2+B/L}{1+B/L}$ H sejajar L	

Sumber: Analisis dan Desain Pondasi

- A_f = Luas telapak efektif $B' \times L'$ (lihat Gambar 2-4.)
 C_a = Perlekatan pada alas = kohesi atau suatu nilai yang menurun
 B = Kedalaman telapak dalam tanah (dipakai dengan B dan tidak dipakai B')
 e_H, e_L = Eksentrisitas beban terkait pada pusat daerah telapak
 H = Komponen horizontal pada beban telapak dengan $H \leq V \tan \delta + C_a A_f$
 V = Total beban vertikal pada telapak
 β = Kemiringan tanah yang menjauh dari alas dengan penurunan = (+)
 δ = Sudut gesekan antara alas dan tanah --- biasanya $\delta = \emptyset$ untuk beton pada tanah
 π = Sudut miring atas terhadap horizontal dengan (+) menaik sebagai kasus biasa

Umum :

1. Jangan memakai S_i terkombinasi dengan i_i
2. Dapat memakai S_i terkombinasi dengan d_i ; g_i ; b_i
3. Untuk $L/B \leq 2$ pakai $\emptyset_\pi$
 Untuk $L/B > 2$ pakai $\emptyset_{PS} = 1,5 \emptyset_\pi - 17$
 Untuk $\emptyset < 34^0$ pakai $\emptyset_{PS} = \emptyset_\pi$

Dimana:

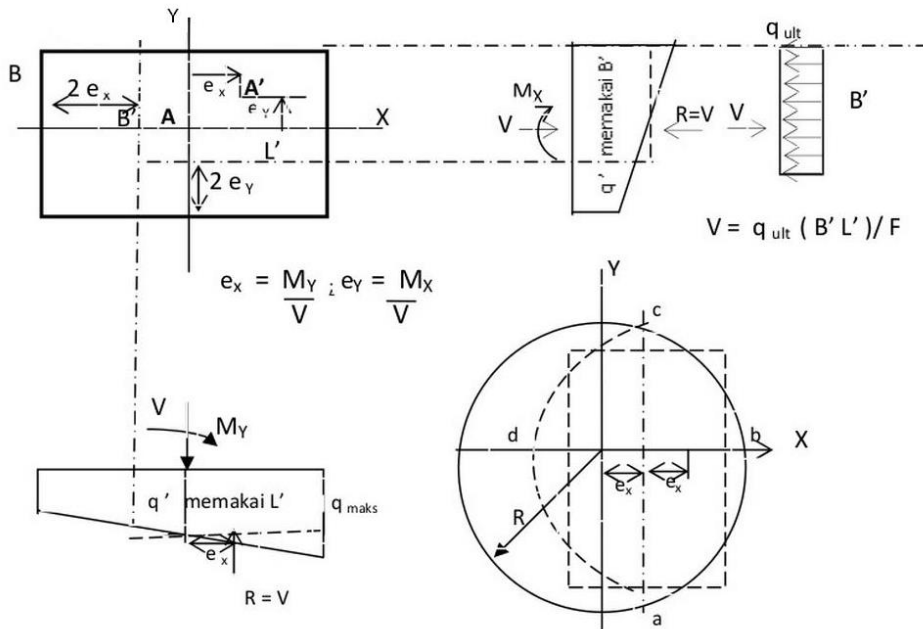
Dari hasil penelitian *Meyerhof* (1953) dan *Hansen* (1970) bahwa luas efektif pondasi telapak (lihat Gambar 2-4) adalah:

$$A_f = B' \times L' \dots\dots\dots 2-11$$

Dimana : $B' = B - 2 e_Y$

$$L' = L - 2 e_X$$

Luas efektif dari telapak bulat dihitung dengan menentukan e_x setiap poros terlebih dahulu dan menghasilkan luas efektif = $a \times b \times c \times d$



Gambar 2-4. Metode Menghitung Ukuran Telapak Efektif

Daya dukung ultimit berdasarkan persamaan *Meyerhof* (1953) dan *Hansen*(1970) dengan menggunakan B' dan L' akan memperkecil daya dukung yang dihitung. Beban batas yang dihitung sebagai berikut:

$$P_{ultimit} = q_{ultimate} (B' \times L') \times R_e \dots\dots\dots 2-12$$

Dimana :

R_e = faktor reduksi tekanan daya dukung

$R_e = 1 - 2 e/B$ untuk tanah kohesif

$R_e = 1 - (e/B)^{1/2}$ untuk tanah tidak kohesif dan $0 < e/B < 0,3$

2.3.4 Penurunan Tanah Dasar

Penurunan dapat diperkirakan dengan menggunakan rumus logaritmik *Terzaghi* berikut:

$$z = \frac{h}{C} \cdot \ln \frac{\sigma_k + \Delta\sigma_k}{\sigma_k} \dots\dots\dots 2-13$$

Dimana:

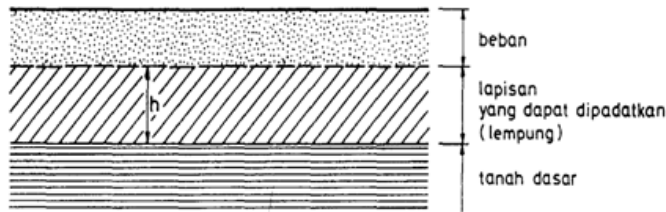
z = penurunan, m

h = tebal lapisan yang dapat dimampatkan (dipadatkan), m

C = modulus kemampatan tak berdimensi

σ_k = tegangan butiran awal di tengah lapisan, kN/m²

$\Delta\sigma_k$ = tambahan tegangan butir akibat beban di permukaan, kN/m².



Gambar 2-5. Potongan tanah

Tabel 2-13. Modulus Kemampatan

Jenis Tanah	C
Pasir	50-500
Lempung pasir	25-50
Lempung	10-25
Gambut	2-10

2.3.5 Perbaikan Tanah Lunak

2.3.5.1 Permasalahan

Tanah lunak ini termasuk ke dalam jenis aluvium dengan butir tanah yang halus yang dibentuk melalui proses pengangkutan oleh air dan diendapkan di daerah yang lebih rendah seperti daerah dataran rendah dan pantai. Pembangunan prasarana irigasi atau bidang lainnya di lokasi ini akan mengalami penurunan tanah yang sangat tajam atau

longsor. Akibatnya akan terjadi suatu kegagalan bangunan prasarana irigasi di atas tanah lunak atau sistem irigasi.

Untuk menghindari kegagalan bangunan prasarana irigasi atau sistem irigasi di atas tanah lunak ini perlu perbaikan tanah lunak. Perbaikan tanah lunak untuk memperoleh hasil yang baik tak lepas dari hasil tahapan Survei, Investigasi, Desain, Konstruksi dan Operasi dan Pemeliharaan.

Di daerah pantai, lapisan tanah lunak dijumpai sampai kedalaman 40 meter dari permukaan tanah, perkiraan sebaran tanah lunak di Indonesia dijumpai di wilayah pantai Sumatera sebelah Timur, Kalimantan Selatan bagian Barat, Jawa bagian Utara dan Papua bagian Selatan.

2.3.5.2 Sifat dan Karakteristik Tanah Lunak

Penentuan sifat dan karakteristik tanah lunak antara lain berat isi, kadar air, batas cair, berat jenis, kadar organik, ukuran butir, pemampatan, sifat konsistensi, kekuatan geser dan sensitivitas.

Sifat dan karakteristik tanah lunak dapat diketahui di setiap lokasi bangunan prasarana irigasi yang akan dibangun dengan melaksanakan serangkaian pengujian laboratorium. Standar pelaksanaan penyelidikan tanah lunak di lapangan sesuai Standar Nasional Indonesia seperti tertera dalam Tabel 2-14 di bawah ini. Adapun pengujian di laboratorium yang dilaksanakan sesuai Tabel 2-15.

Berdasarkan sifat tanah yang diketahui dengan menggunakan SK SNI M-23-1990 F.

Tabel 2-14. Jenis Penyelidikan Karakteristik Tanah Lunak di Lapangan

Jenis Penyelidikan	Metode Pengujian Sesuai SNI
Pemboran tangan	SNI 03-3968-1995
Penyondiran	SNI 03-2827-1992
Uji baling-baling	SNI 03-2478-1991
Sumur Uji	Usulan SK SNI
Pengambilan contoh tanah tidak terganggu	SNI 03-3405-1994
Uji kelulusan air	Usulan SK SNI

Sumber: Perbaikan Tanah Lunak, Sosialisasi NSPM Tahun 2003

Berdasarkan nilai *Atterberg* yaitu batas cair serta nilai plastisitas indeks dapat diketahui nilai kadarair maka sifat konsistensi tanah dapat diketahui dengan menggunakan nilai Indeks Likuiditas (IL).

Nilai Indeks Likuiditas (IL) ditentukan dengan rumus:

$$IL = \frac{W_n - W_p}{I_p} \dots\dots\dots 2-14$$

Dimana: W_n = nilai kadar air

W_p = nilai batas plastis

I_p = nilai indeks plastisitas yaitu nilai cair W_L - W_p

Tabel 2-15. Jenis Pengujian Tanah di Laboratorium

Jenis Penyelidikan	Metode Pengujian Sesuai SNI
Kadar air	SNI 03-1965-1990
Berat Isi	SNI 03-1964-1990
Berat Jenis	SNI 03-1994-1992
Nilai Kompresi	SNI 03-2812-1992
Nilai Susutan	SNI 03-32-1993
Nilai Kemampatan	SNI 03-2812-1992
Nilai Kelulusan Air	SNI 03-2435-1991
Nilai Kadar Organik	SNI 03-2431-1992
Ukuran butir	SNI 03-1968-1990
Triaksial A	SNI 03-2455-1992
Kuat tekan bebas tanah kohesif	SNI 03-03-1993
Kuat geser langsung	SNI - 1996 - 1990 F

Sumber: Perbaikan Tanah Lunak, Sosialisai NSPM Tahun 2003

Sifat pengembangan suatu tanah dapat diketahui dengan nilai *Activit Number* (AC) yang dikenalkan oleh *Skepton* dengan rumus:

$$AC = \frac{\text{Indeks plastis}(I_p)}{\text{Kehalusan Butiran}(\%) < 2\mu} \dots\dots\dots 2-15$$

Tabel 2-16.Sifat Konsistensi Tanah

Nilai Indeks Likuiditas	Sifat Konsistensi Tanah
Negatif	Padu
0	Teguk - Lunak
1	Lunak
< 4	Cair

Sumber: Perbaikan Tanah Lunak, Sosialisasi NSPM Tahun 2003

Klasifikasi untuk menentukan sifat pengembangan tanah dapat dilihat pada Tabel 2-17.dibawah ini.

Tabel 2-17.Klasifikasi Sifat Pengembangan Tanah

Nilai A_c	Sifat Pengembangan Tanah
< 0,75	Tidak aktif
0,75 - 1,40	Normal
> 1,40	Aktif

Sumber: Perbaikan Tanah Lunak, Sosialisasi NSPM Tahun 2003

Kuat geser tanah lunak biasanya sangat rendah seperti dalam Tabel 2-18.

Tabel 2-18.Kuat Geser Tanah Lunak

Kosistensi Tanah	Kuat Geser kN/m^2
Lunak	12,5 – 2,5
Sangat lunak	< 12,5

Sifat pemampatan perlu diketahui untuk mengetahui besarnya penurunan dan waktu yang terjadi selama proses konsolidasi berlangsung. Sifat kemampatantanah lunak C_c nilainya cukup besar, juga nilai kemampatan kedua C_a perlu diketahui karena proses pemampatan tahap kedua ini terjadi lebih lama dan penurunannya lebih besar.

Dengan menggunakan koefisien konsolidasi C_v , maka perkiraan waktu penurunan dan proses konsolidasi dapat diketahui.

Tanah lunak secara alamiah memiliki tegangan akibat beban tanah di atasnya merupakan beban maksimum atau nilai OCR (*Over Consolidation Ratio*) sebesar 1. Bila beban di atas tanah maksimum yang terjadi melebihi beban ijin maka $OCR > 1$, yang mempengaruhi sifat kekuatan geser.

Nilai kekuatan geser dapat diperoleh dari kegiatan lapangan seperti penyondiran (*Ducth Cone Penetration Test*) dan uji baling-baling (*Vane Shear Test*), sedang dari laboratorium dilakukan dengan pengujian prisma bebas (*Unconfined Compression Test*) geseran langsung (*Direct Shear Test*) dan Tri aksial (*Triaxial Test*).

Pada tanah lunak pada umumnya dalam keadaan jenuh sempurna, pada saat mengalami pembebanan seperti akibat beban tanggul maka nilai pori akan meningkat karena nilai kelulusan air sangat rendah. Tegangan geser pun meningkat sesuai dengan meningkatnya beban yang ada. Dalam keadaan ini nilai keamanan akan menurun karena kekuatan geser menurun yang berbanding terbalik dengan nilai tekanan air pori seperti dalam persamaan dibawah ini.

$$p = C' + (\beta - \mu) \tan \phi' \dots\dots\dots 2-16$$

Dimana:

C' = Nilai kohesi dalam kondisi efektif

β = Tegangan normal

μ = Tekanan pori

ϕ' = Sudut geser dalam kondisi efektif

Sifat geser lainnya yang mempengaruhi teknik pondasi adalah sifat *Thixotropy*. Sifat *thixotropy* sangat dipengaruhi oleh sifat sensitivitas (S_t)

Kriteria sifat tanah yang didasarkan pada sensitivitas (S_t) dapat dilihat pada Tabel 2-19 dibawah ini.

Sifat-sifat sensitivitas tanah ini perlu dipertimbangkan terhadap bidang geoteknik terutama pada tanah lunak ini.

Tabel 2-19. Sifat Sensitivitas Tanah

Nilai Sensitivitas St	Sifat Tanah
1	Tidak sensitif
1 - 2	Sensitif rendah
2 - 4	Sensitifsedang
4 - 8	Sensitif
8	Sangat sensitif
16	Sangat sensitif sekali

Sumber: Perbaikan Tanah Lunak, Sosialisasi NSPM Tahun 2003

2.3.5.3 Tinjauan Teknik Pondasi

Faktor keamanan dari suatu pondasi bangunan teknik sipil merupakan faktor yang sangat penting dalam tahap perencanaan suatu pondasi bangunan. Faktor lain yang harus dipertimbangkan adalah ekonomis dan tepat guna berhasil guna.

Ada 3 (tiga) masalah yang harus ditinjau dalam keamanan bangunan antara lain:

1) Penurunan

Dari data–data lapisan tanah pondasi berupa nilai kemampatan C_v , nilai konsolidasi C_v , maka penurunan suatu pondasi dan lama waktu proses penurunan suatu pondasi dapat diketahui.

Khusus untuk tanah lunak, penurunan tahap kedua masih terjadi meskipun penurunan akibat proses konsolidasi telah berakhir sehingga dalam peninjauan perlu dilaksanakan peninjauan akibat penurunan tahap kedua.

Untuk memperoleh besar penurunan yang terjadi sebenarnya di lapangan, maka penurunan yang terjadi akibat sifat plastisitas tanah perlu dipertimbangkan terhadap pengaruh sifat plastisitasnya.

Besar jumlah penurunan pondasi dihitung dengan rumus berikut:

$$S = S_i + S_c + S_s \quad \dots\dots\dots 2-17$$

Dimana:

S_i = Besarnya penurunan serentak akibat sifat plastisitas

S_c = Penurunan akibat proses konsolidasi

S_s = Penurunan akibat proses pemanfaatan tahap kedua

Akibat penurunan pondasi bangunan berakibat fatal yang dapat menelan biaya yang besar bahkan dapat menelan jiwa manusia.

2) Daya dukung

Masalah daya dukung sangat erat sekali hubungannya dengan masalah penurunan suatu pondasi. Meskipun bangunan ini aman terhadap penurunan yang terjadi, namun belum tentu aman terhadap daya dukung. Karena tidak memenuhi faktor keamanan daya dukung yang ada.

Khusus tanahlunak, factorkeamanan daya dukung tanah ini rendah. Untuk memperoleh keamanan daya dukung dihitung dengan metode “ $\phi = 0$ ” analisis pada kondisi yang paling kritis terutama bila pembangunan dilaksanakan secara cepat.

Perhitungan daya dukung ultimit dengan anggapan pondasi dangkal dihitung sesuai rumus *Hansen* (1970) dibawah ini.

$$Q_{Ultimit} = C \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0,5 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \quad \dots\dots\dots 2-18$$

Dimana:

- C = Nilai kohesi
- Q = Beban merata yang mempengaruhi daya dukung
- N_c, N_q, N_γ = Faktor daya dukung dipengaruhi oleh nilai sudut geser
- S_c, S_q, S_γ = Faktor bentuk pondasi
- d_c, d_q, d_γ = Faktor kedalaman pondasi
- g_c, g_q, g_γ = Faktor kelandaian permukaan tanah
- b_c, b_q, b_γ = Faktor kedalaman alas pondasi

Sumber : Perbaikan Tanah Lunak, Sosialisai NSPM Tahun 2003

Untuk pondasi tiang pancang nilai daya dukung ultimit

Dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_{Ultimit} = C_u \cdot N_c \cdot A_b + \sum \beta \cdot C_u \cdot A_s \quad \dots\dots\dots 2-19$$

Dimana:

C_u = Nilai kohesi sekitar ujung tiang bagian bawah

N_c = Faktor daya dukung bernilai 9

A_b = Luas ujung tiang bagian bawah

$\sum \beta$ = Faktor nilai kohesi

C_u = Nilai kohesi rata-rata

A_s = Luas selimut tiang

Mengingat tanah lapisan yang ditinjau lapisan tanah lunak yang mudah dipampatkan (*compressible*) maka daya dukung ultimit perlu dipertimbangkan terhadap nilai negatif dari daya dukung akibat timbunan di sekitar pondasi.

Untuk grup tiang pancang perlu dipertimbangkan terhadap efisiensi grup dan longsor yang terjadi secara keseluruhan (*block failure*). Untuk mendapat daya dukung yang diizinkan agar pondasi aman digunakan faktor keamanan $FK = 3$.

3) Kemantapan Lereng

Meninjau masalah kemantapan lereng ini sangat kompleks yang dipengaruhi beberapa masalah seperti pengaruh beban yang ada sangat mempengaruhi terhadap kekuatan geser dan peningkatan perubahan nilai tekanan air pori serta pengaruh lainnya seperti naik turunnya muka air tanah.

Pada tanah lunak kondisi keamanan yang paling kritis adalah pada saat akhir pembangunan sehingga parameter yang digunakan harus menyesuaikan kondisi lapangan dengan metode “ $\phi = 0$ analisis”.

Keadaan lereng masih stabil bila kekuatan geser tanah yang ada masih besar dan nilai kekuatan geser yang terjadi.

$$FK = \frac{M_t}{M_d} > 12 \dots\dots\dots 2-20$$

Untuk analisa kemantapan lereng sesuai SNI - 1962 - 1990 F.

2.3.5.4 Teknik Perbaikan Tanah Lunak

Perbaikan tanah lunak ini dengan metode meningkatkan kekuatan geser tanah dengan beberapa cara disesuaikan dengan jenis tanah serta sifat tanah antara lain:

1) Stabilisasi tanah

Stabilisasi tanah lunak dengan bahan pencampur seperti semen, kapur atau bahan kimia lainnya dengan maksud untuk meningkatkan kekuatan tanah, sifat tegangan dan regangan, masa guna bangunan dan menurunkan sifat rembesan serta pemampatan tanah ini termasuk mengurangi sifat pengembang dan penyusutannya. Peningkatan kekuatan dan penurunan rembesan pengembang dan penyusutan ini berupa peningkatan ikatan butiran dan bahan mengisi pori tanah lunak ini.

Pelaksanaan stabilisasi tanah lunak dibagi dalam dua bahan yaitu:

- (1) Dengan bahan organik seperti *acrylamides*, *resins*, *polyurethanes*,
- (2) Dengan bahan anorganik yang sering digunakan semen dan kapur. Umumnya variasi penggunaan bahan campuran kapur dengan perbandingan berat kering antara 3% - 8% kapur dari berat kering tanah. Jika menggunakan semen perbandingan antara 3% - 10% semen dari berat kering tanah. Proses pencampuran sangat sederhana yang umum dilakukan dengan menghamparkan timbunan tanah dan bahan pencampur lapis demi lapis sehingga diharapkan cukup merata. Kendala utama proses pencampuran ini adalah tinggikadar air tanah sehingga proses pencampuran tidak sempurna.

Dalam stabilisasi tanah dengan kapur atau semen akan memperoleh variasi peningkatan kekuatan yang tergantung pada jenis tanah dan bahan pencampur, lama proses ikatan dan lainnya. Untuk menilai kekuatan tanah dapat dilakukan dengan pengujian prisma bebas (*Unconfined compression test*).

2) Perkuatan tanah dengan kolom kapur atau semen

Untuk penyempurnaan dan peningkatan tanah lunak pada sistem poin (1) diatas oleh Okumura & Terashi (1975), Brom S & Browman (1976) serta Sokolovik es (1976) mengenalkan sistem pembuatan kolom kapur atau semen. Kolom kapur atau semen

dibuat dengan mencampur atau semen langsung pada kedalaman lapisan tanah lunak yang diinginkan melalui alat pencampur yang bermata pengaduk dan dilengkapi dengan lubang mata bor, pengeluaran campuran semen atau semen sehingga tanah lunak akan bercampur dengan kapur atau semen hingga diperoleh kolom kapur atau semen. Dimensi kolom kapur atau semen berdiameter antara 8 cm sampai 50 cm, kedalaman antara 10 meter sampai 60 meter dan jarak kolom adalah 0,50 m – 3,0 m. Proses ikatan yang baik antara tanah lunak dengan kapur atau semen diperoleh selang waktu lebih dari satu bulan.

Berdasarkan hasil penelitian yang ada dengan penggunaan bahan kapur 6% – 12 %, kekuatan meningkat antara 15,8 kali kekuatan awal tanah lunak, dan nilai akhir remberan akan turun 100 – 1000 kali.

3) *Geotextile*

Penulangan tanah dengan *geotextile* sebagai usaha peningkatan tanah yang dikembangkan oleh *Vidal* seorang warga Negara Perancis pada tahun 1960.

Mekanisme peningkatan kekuatan tanah dengan penulangan ini adalah terjadi interaksi antara tanah dan bahan penulangan seperti *geotextile*, jadi melalui kekuatan geser tanah yang bekerja dan bahan *geotextile* ini maka kekuatan tanah akan meningkat. Bahan penulangan dapat berupa strip baja atau aluminium dan *geotextile*. Metode *geotextile* ini mempunyai kelebihan antara lain murah dan pelaksanaan pembangunan singkat serta meningkatkan daya dukung tanah lunak dan perkuatan lereng serta dinding permukaan tanah.

Pemasangan *geotextile* ditentukan oleh dimensi bangunan sendiri serta data tanah lunak yang ada.

4) *Cerucuk*

Cara peningkatan tanah pondasi yang masih relatif murah sehubungan ketersediaan bambu yang digunakan sebagai tiang pancang dan bambu yang digunakan mempunyai diameter antara 4 cm sampai 7 cm. Jarak pemancangan antara bambu adalah 30 cm – 50 cm tergantung dari sifat penggunaan di tanah lunak.

Dengan penggunaan cerucuk bambu ini peningkatan daya dukung dalam menahan beban meningkat.

5) Pra pembebanan (*Preloading*) atau vertikal drain

Peningkatan kekuatan geser tanah lunak dapat dilaksanakan dengan cara meningkatkan nilai kepadatan tanah, maka kandungan air dalam tanah inipun harus diturunkan, salah satu cara untuk meningkatkan berat isi tanah dan mengeluarkan air dalam pori-pori tanah melalui lapisan pasir atau *drainase vertical* seperti *geodrains* dan *jute fibre drain* dan dengan menggunakan prapembebanan (*Preloading*).

Dengan cara prapembebanan maka lapisan pondasi tanah lunak mengalami peningkatan dalam berat isi, kekuatan geser dan mempunyai sifat pemampatan sehingga daya dukung akan meningkat serta penurunan akibat beban rencana relatif kecil maka kondisi bangunan lebih aman.

6) Pemadatan Tanah

Sistem pemadatan tanah telah dikenal ribuan tahun yang lalu, masa tanah terdiri dari partikel-partikel padat (butiran tanah), udara dan air. Udara dan air tersebut mengisi ruang pori yang terbentuk diantara butirannya. Energi pemadatan umumnya menggunakan beban bergerak, penumbukan atau getaran. Pada proses pemadatan ini udara akan keluar dari ruangan pori, sedangkan jumlah kandungan air tidak mengalami perubahan, dengan demikian kadar air (W) ini tetap nilainya sebelum maupun sesudah dipadatkan.

Dengan cara pemadatan, udara di dalam ruang pori tak mungkin seluruhnya dapat dikeluarkan ini berarti bahwa keadaan jenuh sempurna tidak akan pernah dicapai.

Salah satu cara untuk memperoleh hasil pemadatan yang maksimal adalah dengan nilai kepadatan tanah yang tinggi tergantung pada kadar air dan energi pemadatan. Pada nilai kadar air tertentu akan dicapai kepadatan maksimum. Kepadatan maksimum yang lebih tinggi akan dicapai apabila energi pemadatan ditingkatkan.

Metode pemadatan ada 2 (dua) cara yaitu:

(1) Kepadatan Ringan sesuai SNI 1742-1989-F,

(2) Kepadatan Berat sesuai SNI 1743-1989-F.

Didalam pelaksanaan dilapangan untuk pengawasan hasil metode pemadatan digunakan beberapa pedoman yaitu:

- (1) Untuk menilai kadar air lapangan dan kepadatan dengan konus pasir sesuai SK SNI M-13-1991-03
- (2) Nilai kepadatan lapangan dengan *Cilinder*(ASTM-D 2937-71)
- (3) Kepadatan lapangan dengan *Nuklis* Sesuai (ASTM-D2922-76)
- (4) Kepadatan lapangan dengan balon karet (ASTM-D 2167-66)

Mengenai teknik pemadatan tanah lunak hingga saat ini masih sulit memperoleh nilai kepadatan tanah yang disyaratkan. Hal ini karena dipengaruhi oleh kadar air pemadatan di lapangan. Untuk tanah lunak, kandungan air sangat tinggi dan untuk memperoleh kadar air optimum diperlukan waktu yang cukup lama untuk pengeringan ini.

Sehubungan hal tersebut diatas, syarat-syarat kepadatan tanah lunak di lapangan akan ditentukan oleh faktor nilai keamanan kemantapan lereng, cara-cara pemadatan serta waktu pelaksanaan pemadatan.

Untuk meningkatkan tanah lunak yang mengandung pasir halus berlanau dapat dilaksanakan pemadatan dengan metode pemadatan dinamis yang ditemukan oleh *Meinand* (Perancis) tahun 1974 yaitu dengan menjatuhkan besi seberat 50 ton dari ketinggian 10 – 40 meter pada permukaan tanah lunak secara berulang-ulang 2 – 3 pukulan per meter persegi.

7) *Jet grouting*

Penemu metode ini adalah *Charles Beriguy* orang Perancis pada tahun 1802 saat memperbaiki saluran yang mengalami gerusan dengan menginjeksi lempung dan cairan kapur kedalamnya. Mengingat penggunaan teknik *grouting* ini memerlukan biaya yang besar maka penggunaan metode ini biasanya terbatas pada masalah yang tidak dapat dipecahkan dengan metode lainnyadan digunakan pada volume yang relatif kecil.

Teknik ini umumnya digunakan untuk meningkatkan kedap air suatu lapisan tanah sebagai kedap air dalam suatu bangunan dan saat ini digunakan sebagai perkuatan lapisan tanah dan memperkecil terjadinya proses pergerakan tanah dalam suatu lereng.

Bahan injeksi umumnya berupa semen, tanah atau lempung dan kapur, bahan lainnya berupa bahan kimia yang digunakan pada lapisan tanah berbutir halus.

Bahan kimia sebagai bahan injeksi umumnya digunakan *silicatas*, *ligmins*, *resin*, bahan kimia ini selain mahal juga masih mengandung racun sehingga jarang digunakan atau digunakan jika sangat diperlukan saja.

Prinsip dasar *grouting* dengan membuat lubang dengan alat bor hingga kedalaman tertentu. Melalui suatu pipa manchete maka cairan semen yang bervariasi perbandingan 0,5 – 6 : 1 antara air dan semen disuntikkan kedalam dinding lubang bor dengan tekanan 2/3 dari tekanan akibat lapisan tanah.

Pada tahun 1973, *Zahiro & Yoshida* (Jepang) memperkenalkan teknik *jet grouting* menggunakan tekanan tinggi antara 150 sampai 700 kg/cm² hingga butir-butir tanah lunak dapat terdesak dan diganti cairan semen dan membentuk suatu kolom semen yang akan mempunyai kekerasan dan sifat kedap air yang meningkat. Diameter *jet grouting* ini dapat mencapai 3,0 meter. Dan hasil kekuatan tanah dapat mencapai 30 kali dari kekuatan tanah aslinya.

8) Kolom butir kasar

Kolom butir kasar dalam tanah lunak dikembangkan di Jerman pada tahun 1950. Bahan butir kasar ini dapat digunakan pasir atau kerikil atau pasir-kerikil yang dimasukkan kedalam lubang yang telah disediakan dan dipadatkan sehingga membentuk kolom pasir dengan maksud sebagai perkuatan dan berfungsi pula sebagai drainase serta dapat mengurangi likuifaksi akibat adanya gempa, meningkatkan kekuatan geser pada lapisan pondasi ini.

Metode ini digunakan untuk menyangga beban-beban konstruksi yang cukup ringan seperti pondasi tangki, bendungan kecil, tanggul, jalan diatas tanggul dan rumah pemukiman.

Adapun pemasangan kolom pasir atau kerikil ini dengan membuat lubang dengan alat bor pada lapisan tanah lunak tersebut sesuai diameter dan kedalaman yang diinginkan, pasang *chasing* pada lubang tersebut dan isikan pasir atau kerikil pada *chasing* ini, sambil *chasing* diangkat pasir kerikil dipadatkan dengan palu pemadat atau vibrator. Sedikit demi sedikit *chasing* diangkat dan *chasing* diisi pasir selanjutnya.

BAB III

TEGANGAN RENCANA

3.1 Beban

3.1.1 Beban Mati

Beban mati terdiri dari:

- a) berat bangunan
- b) seluruh beban tetap/permanen pada bangunan

Untuk berat volume dapat dipakai angka-angka pada Tabel 2-1.

3.1.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang tidakakan bekerja terus–menerus pada konstruksi. Dalam perhitungan sebaiknya dipakai kemungkinan pembebanan yang paling tidak menguntungkan (*unfavourable*). Beban hidup terdiri dari beban kendaraan dan orang, hewan.

3.1.2.1 Beban Kendaraan

Untuk pembebanan oleh kendaraan, akan diikuti persyaratan yang ditentukan dan Bina Marga (Peraturan Muatan untuk Jembatan Jalan Raya, No.12/1970). Peraturan ini telah direvisi berkali–kali antara lain:

- SNI–03–1725–1989 oleh Badan Litbang PU direvisi lagi menjadi RSNI T–02–2005
- Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Indonesia yaitu:
Bridge Management System (BMS) 1992 bagian BDC(*Bridge Design Code*) dengan revisi pada:
- Pembebanan untuk Jembatan (SK. SNI T–02–2005), sesuai Kepmen PU No. 498/KPTS/M/2005

- Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan (SK.SNI T-12-2004), sesuai Kepmen PU No. 260/KPTS/M/2004
- Perencanaan struktur baja untuk jembatan (SK.SNI T-03-2005), sesuai Kepmen PU No.498/KPTS/M/2005
- Kondisi khusus yang tidak terdapat dalam BMS 1992 (dan revisinya) dapat menggunakan AASHTO atau peraturan lain yang sejenis dengan mendapat persetujuan dari Pengguna barang/jasa

Menggunakan SK.SNI T-02-2005, meliputi beban rencana permanen, lalu lintas, beban akibat lingkungan, dan beban pengaruh aksi-aksi lainnya.

1. Beban rencana permanen

- a Berat sendiri (baja tulangan, beton, tanah)
- b Beban mati tambahan (aspal)
- c Pengaruh penyusutan dan rangkai
- d Tekanan tanah. Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung dari sifat-sifat tanah (kepadatan, kelembaban, kohesi sudut geser dll)

2. Beban lalu-lintas

- a) Beban Lajur "D" (UDL dan KEL)
 - Beban merata (UDL)

$$L < 30\text{m} \quad q = 9 \text{ kPa}$$

$$L > 30\text{m} \quad q = 9 \times (0,5 + 15/L) \text{ kPa}$$
 - Beban garis (KEL) $P = 49 \text{ kN/m}$
 - DLA (KEL) = 0,4 untuk $L < 50 \text{ meter}$
- b) Beban Truk "T" (semi trailer)
 - $T = 500 \text{ kN}$
 - $DLA (T) = 0,3$

Beban lalu-lintas terpilih adalah yang memberikan total gaya dalam yang maksimum pada elemen-elemen struktur jembatan.

3. Beban pengaruh lingkungan

- Beban perbedaan temperatur

Perbedaan temperatur diambil sebesar 12°C untuk lokasi jembatan lebih rendah dari 500m diatas permukaan laut

- Beban angin

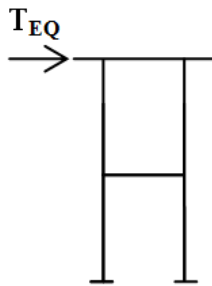
$T_{ew} = 0,0006 C_w (V_w)^2 A_b(\text{kN})$ untuk penampang jembatan

$T_{ew} = 0,0012 C_w (V_w)^2 (\text{kN/M})$ untuk kendaraan yang lewat

- Beban gempa

Pengaruh gempa rencana hanya ditinjau pada keadaan batas ultimit. Permodelan beban gempa menggunakan analisa pendekatan statik ekivalen beban gempa, sbb:

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T \text{ dimana } K_h = C \cdot S \dots\dots\dots 3-1$$



Gambar 3-1. Gaya Gempa

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T (\text{kN})$$

$$T_{EQ} = C \cdot S \cdot I \cdot W_T (\text{kN})$$

Dimana:

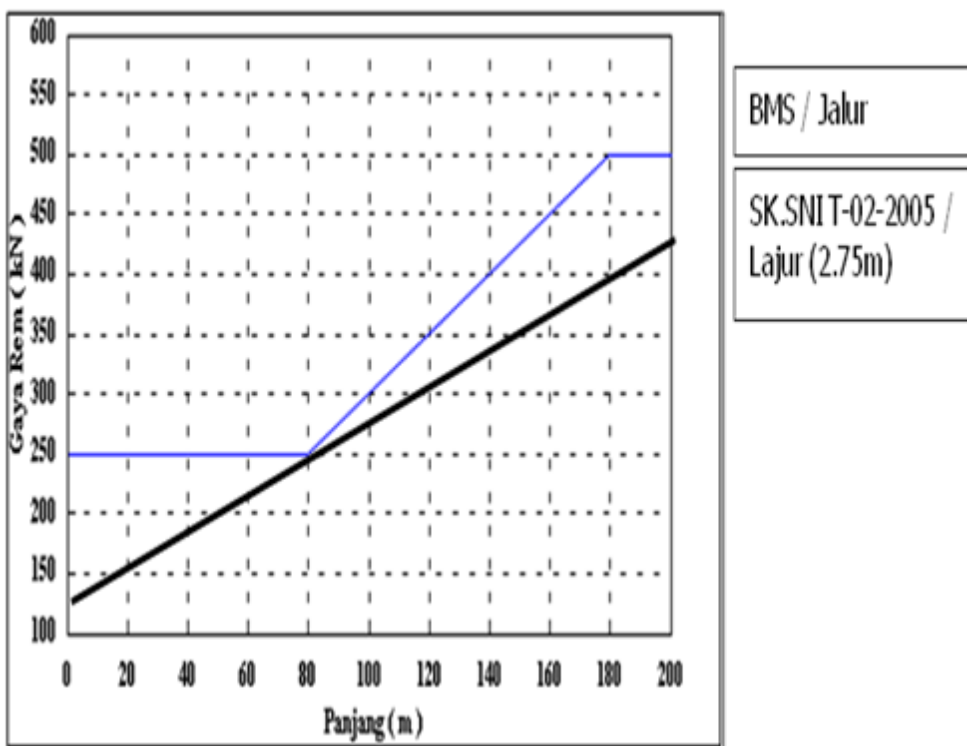
C = Koefisien geser dasar yang dipengaruhi oleh wilayah dimana bangunan didirikan, waktu getar struktur yang ditinjau dan jenis tanah dimana bangunan didirikan

I = Faktor kepentingan

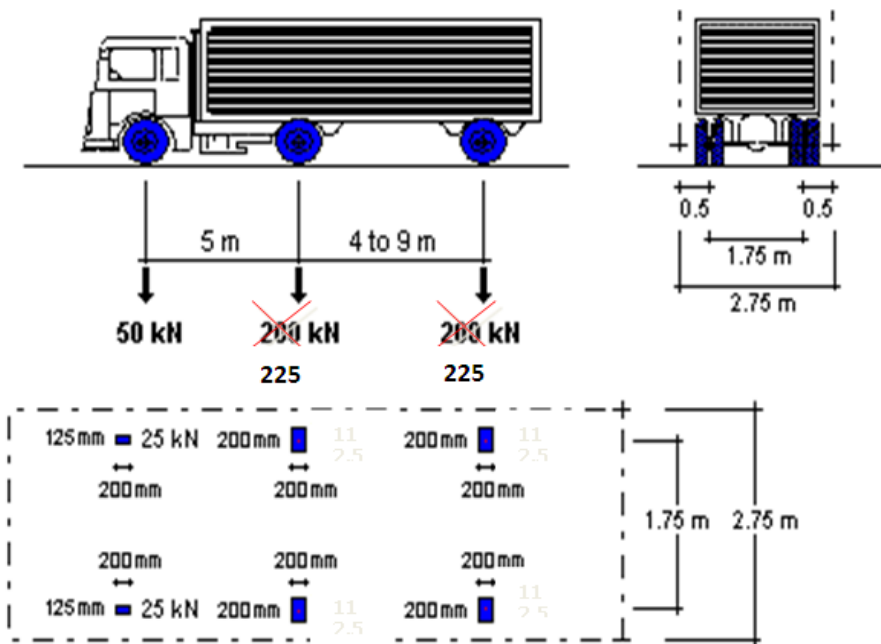
S = Faktor tipe bangunan

WT = Beban mati ditambah beban mati tambahan (kN)

- Gaya aliran sungai
 - Hanyutan
 - Tekanan hidrostatik dan gaya apung
4. Beban pengaruh aksi–aksi lainnya
- Gesekan pada perletakan
Gesekan pada perletakan termasuk pengaruh kekakuan geser dari perletakan elastomer.
 - Beban pelaksanaan
Beban pelaksanaan terdiri dari beban yang disebabkan oleh aktivitas pelaksanaan itu sendiri dan aksi lingkungan yang mungkin timbul selama pelaksanaan.
 - Beban rem



Gambar 3-2. Grafik Gaya Rem dan Panjang



Gambar 3-3. Perubahan Beban Gandar Sesuai SK.SNI T-02-2005

5. Penentuan lebar, kelas dan muatan jembatan

1. Penentuan lebar jembatan

Tabel 3-1. Penentuan Lebar Jembatan

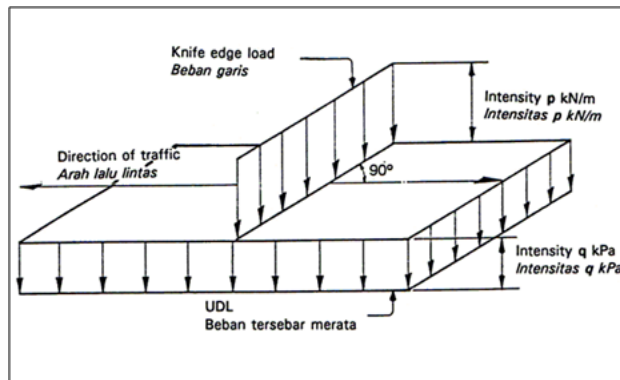
LHR	Lebar Jembatan (m)	Jumlah Lajur
$LHR < 2.000$	3,5 – 4,5	1
$2.000 < LHR < 3.000$	4,5 – 6,0	2
$3.000 < LHR < 8.000$	6,0 – 7,0	2
$8.000 < LHR < 20.000$	7,0 – 14,0	4
$LHR > 20.000$	$> 14,0$	> 4

2. Berdasarkan lebar lalu-lintas

- Kelas A = $1,0 + 7,0 + 1,0$ meter (Lebar minimum untuk jembatan pada jalan nasional (SE DBM 21 Maret 2008))
- Kelas B = $0,5 + 6,0 + 0,5$ meter
- Kelas C = $0,5 + 3,5 + 0,5$ meter

3. Berdasarkan muatan/pembebanan

- BM 100% : untuk semua jalan Nasional & Provinsi
- BM 70% : dapat digunakan pada jalan Kabupaten di daerah Transmigrasi



Gambar 3-4. Perubahan Beban UDL dan Garis Sesuai SK.SNI T-02-2005

Koefisien kejut pada bangunan yang terpendam bergantung kepada kedalaman tanah yang menutupnya seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3-2.

Tabel 3-2. Dalamnya Tanah Penutup dan Koefisien Kejut

Dalamnya Tanah Penutup	Koefisien kejut Sebagai Persentase
0,30	50%
0,60	20%
1,00	10%
1,00	0%

3.1.2.2 Beban Orang/Hewan

Beban orang/hewan diambil sebagai 500 kgf/m² untuk bangunan sebagai beban menerus. Untuk beban terpusat (*point loading*).

3.2 Tekanan Tanah dan Tekanan Lumpur

3.2.1 Tekanan Tanah

Tekanan samping yang dipakai dalam perencanaan bangunan penahandihitung dengan menggunakan carapemecahan menurut *Rankine*. Menurut cara pemecahan *Rankine*, tekanan samping aktif dan pasif adalah:

gaya tekan:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H_1^2 - 2 c H_1 \sqrt{K_a} \dots\dots\dots 3-2$$

(*active thrust*) tahanan pasif:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H_2^2 - 2 c H_2 \sqrt{K_p} \quad 3-3$$

dimana:

E_a = tekanan aktif, kN/m

E_p = tahanan pasif, kN/m

K_a = koefisien tegangan aktif (lihat Tabel 3-4.)

K_p = koefisien tegangan pasif (lihat Tabel 3-5.)

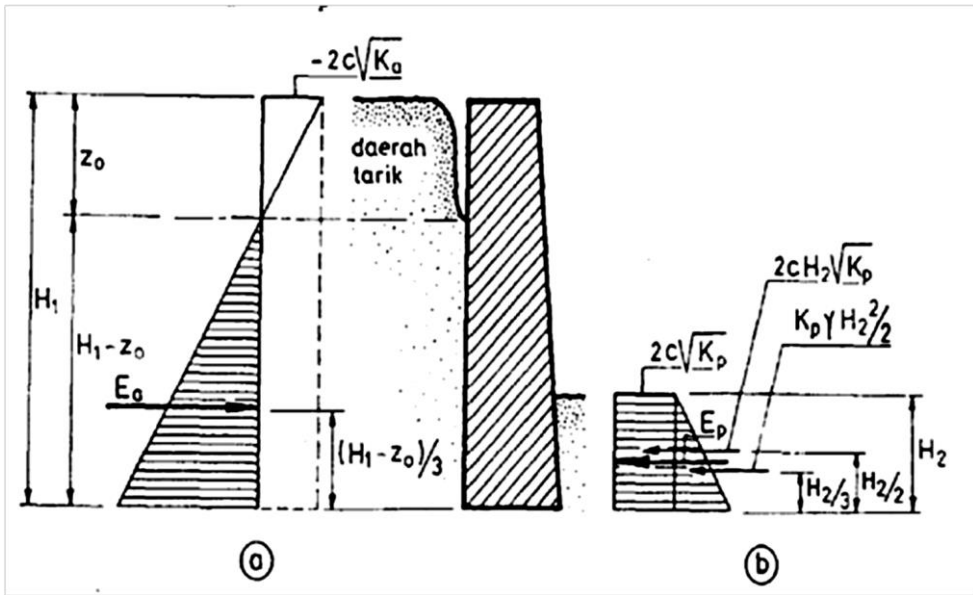
γ = berat volume tanah, kN/m³

H_1 = tinggi tanah untuk tekanan aktif, m

H_2 = tinggi tanah untuk tekanan pasif, m

c = kohesi, kN/m^2 .

Titik tangkap E_a dan E_p pada Gambar 3-9.



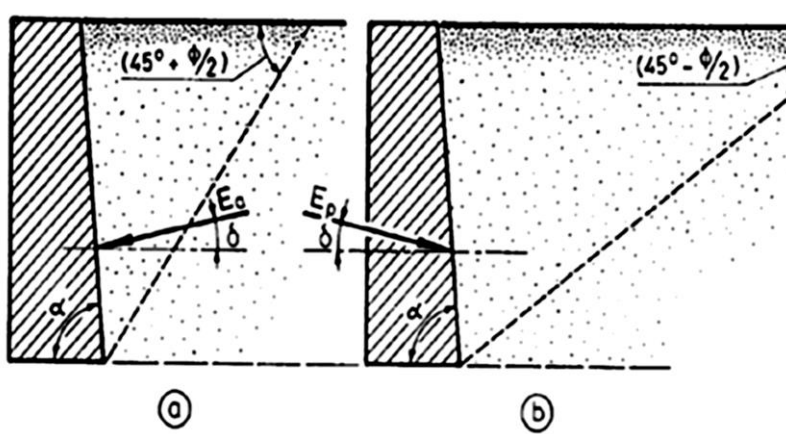
Gambar 3-5. Tegangan Samping Aktif dan Pasif, Cara Pemecahan Rankine: (a) aktif; (b) pasif

Tabel 3-3. Harga-Harga Koefisien Tegangan Aktif K_a untuk Dinding Miring Kasar dengan Permukaan Tanah Datar/Horizontal

ϕ	δ	10°			20°			30°			40°		
		0°	5°	10°	0°	10°	20°	0°	15°	30°	0°	20°	40°
120°	K_a	0,40	0,45	0,44	0,27	0,24	0,23	0,13	0,12	0,12	0,06	0,05	0,05
110°		0,58	0,54	0,52	0,35	0,32	0,30	0,20	0,18	0,17	0,11	0,10	0,09
100°		0,65	0,61	0,59	0,42	0,39	0,37	0,26	0,24	0,24	0,16	0,14	0,15
90°		0,70	0,66	0,65	0,49	0,45	0,44	0,33	0,30	0,31	0,22	0,20	0,22
80°		0,72	0,70	0,68	0,54	0,51	0,50	0,40	0,37	0,38	0,29	0,27	0,28
70°		0,73	0,70	0,70	0,57	0,54	0,54	0,46	0,44	0,45	0,35	0,34	0,38
60°		0,72	0,69	0,69	0,60	0,57	0,56	0,50	0,48	0,50	0,42	0,41	0,47

Tabel 3-4. Harga-Harga Koefisien Tegangan Pasif K_p untuk Dinding Miring Kasar dengan Permukaan Tanah Datar

θ	ϕ	10°			20°			30°			40°		
	δ	0°	5°	10°	0°	10°	20°	0°	15°	30°	0°	20°	40°
120°	K_p	1,52	1,71	1,91	2,76	3,67	4,51	5,28	9,07	13,50	11,3	28,4	56,6
110°		1,53	1,69	1,83	2,53	3,31	4,04	4,42	7,38	10,80	8,34	19,5	39,0
100°		1,49	1,64	1,77	2,30	2,93	4,53	3,65	5,83	8,43	6,16	13,8	26,6
90°		1,42	1,55	1,66	2,04	2,55	3,04	3,00	4,62	6,56	4,60	9,69	18,2
80°		1,31	1,43	1,52	1,77	2,19	2,57	2,39	3,62	5,02	3,37	6,77	12,3
70°		1,18	1,28	1,35	1,51	1,83	2,13	1,90	2,80	3,60	2,50	4,70	8,22
60°		1,04	1,10	1,17	1,26	1,48	1,72	1,49	2,08	2,79	1,86	3,17	5,43



Gambar 3-6. Tekanan (a) Aktif dan (b) Pasif, Menurut Rankine

Arti simbol-simbol yang dipakai dalam Tabel 3-4. dan Tabel 3-5. serta Gambar 3-10. adalah:

α = kemiringan bagian belakang dinding

δ = sudut gesekan antara tanah dan dinding

Φ = sudut geser dalam

Beberapa harga untuk berbagai jenis tanah diberikan pada Tabel 3-5. berikut untuk dipakai sebagai contoh saja. Harga-harga yang sesungguhnya harus diperoleh dari lapangan dan laboratorium.

Tabel 3-5. Harga–Harga Φ^o dan c

Jenis Tanah	Φ^o	C(kN/m ²)
Pasir lepas	27-30	0
Pasir padat	30-33	0
Pasir lembung	18-22	3-6
Lempung	15-30	1-6

3.2.2 Tekanan Lumpur

Tekanan lumpur yang bekerja terhadap muka hulu bendung atau terhadap pintu dapat dihitung sebagai berikut:

$$P_s = \frac{\gamma_s h^2}{2} \left(\frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi} \right) \dots\dots\dots 3-4$$

dimana:

P_s = gaya yang terletak pada 2/3 kedalaman dan atas lumpur yang bekerja secara horisontal

γ_s = berat lumpur, kN/m

h = dalamnya lumpur, m

Φ = sudut gesekan, derajat

Beberapa anggapan dapat dibuat seperti berikut:

$$\gamma_s = \gamma_s \left[\frac{G-1}{G} \right] \dots\dots\dots 3-5$$

dimana :

γ_s = berat volume kering tanah 16 kN/m³ (≈ 1.600 kgf/m³)

G = berat jenis butir = 2,65 menghasilkan $\gamma_s = 10$ kN/m³ (≈ 1.000 kgf/m³)

Sudut gesekan dalam, yang bisa diandaikan 30° untuk kebanyakan hal, menghasilkan:

$$P_s = 1,67 h^2 \dots\dots\dots 3-6$$

3.3 Tekanan Air

3.3.1 Tekanan Hidrostatik

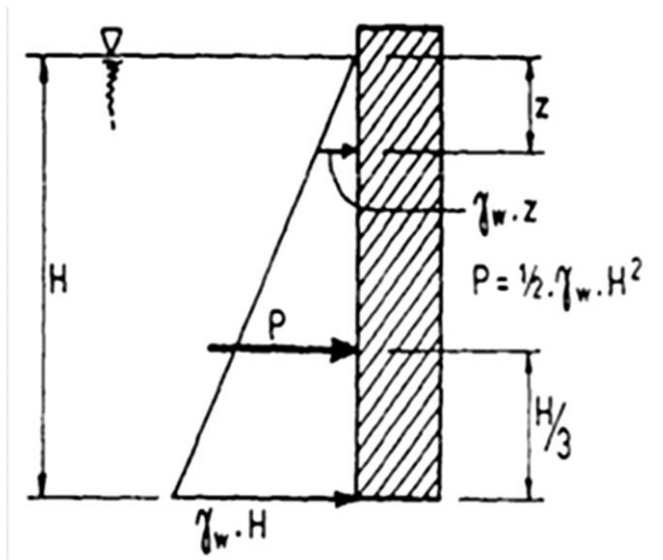
Tekanan hidrostatik adalah fungsi kedalaman dibawah permukaan air dan sama dengan:

$$P_H = \gamma_w z \dots\dots\dots 3-7$$

Dimana : P_H = tekanan hidrostatik, kN/m^2

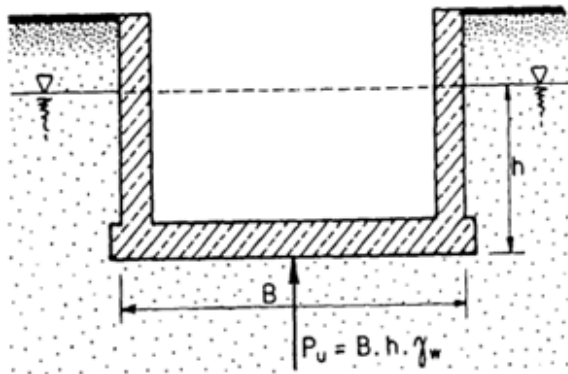
γ_w = berat volume air, kN/m^3 (≈ 10)

z = jarak dan permukaan air bebas, m.



Gambar 3-7. Tekanan Air Pada Dinding Tegak

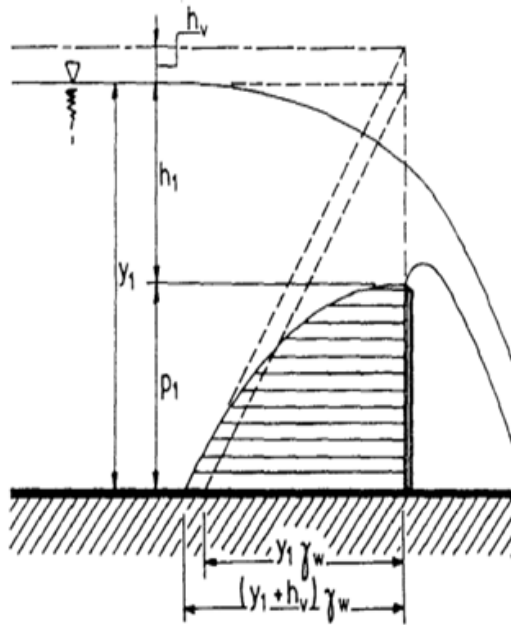
Gaya tekan ke atas (*uplift*) yang bekerja pada lantai bangunan adalah sama dengan berat volume air yang dipindahkan oleh bangunan.



Gambar 3-8. Gaya Tekan Air ke Atas

3.3.2 Tekanan Hidrodinamik

Harga pasti untuk gaya hidrodinamik jarang diperlukan karena pengaruhnya kecil saja pada jenis bangunan yang digunakan di jaringan irigasi. Prinsip gaya hidrodinamik adalah bahwa jika kecepatan datang (*approach velocity*) cukup tinggi dan oleh sebab itu tinggi energi besar, maka akan terdapat tekanan yang makin besar pada bagian-bagian dinding (lihat Gambar 3-9.).



Gambar 3-9. Tekanan Hidrodinamik

3.3.3 Rembesan

Rembesan atau perkolasi air melalui tanah di sekitar bangunan diakibatkan oleh bedatinggi energi pada bangunan itu.

Pada Gambar 3-10 ditunjukkan dua macam jalur rembesan yang mungkin terjadi: (A) jalur rembesan dibawah bangunan dan (B) jalur rembesan di sepanjang sisi bangunan.

Perkolasi dapat mengakibatkan hal-hal berikut:

- (a) tekanan ke atas (statik)
- (b) erosi bawah tanah/piping (konsentrasi aliran yang mengakibatkan kehilangan bahan)
- (c) tekanan aliran (dinamik)

Rembesan dapat membahayakan stabilitas bangunan.

a. Gaya tekan ke atas

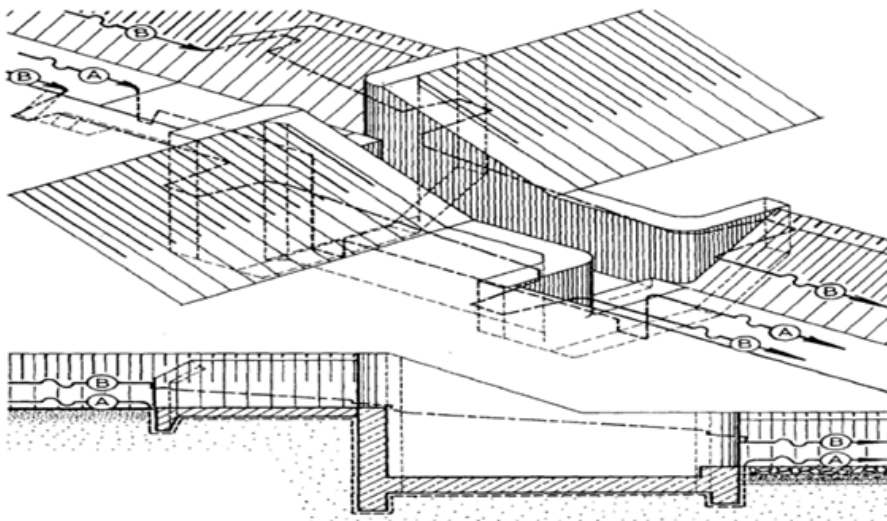
Gaya tekan ke atas pada tanah bawah dapat ditemukan dengan membuat jaringan aliran (*flownet*), atau dengan asumsi–asumsi yang digunakan oleh Lane untuk teori angka rembesan (*weighted creep theory*).

a.1 Jaringan aliran

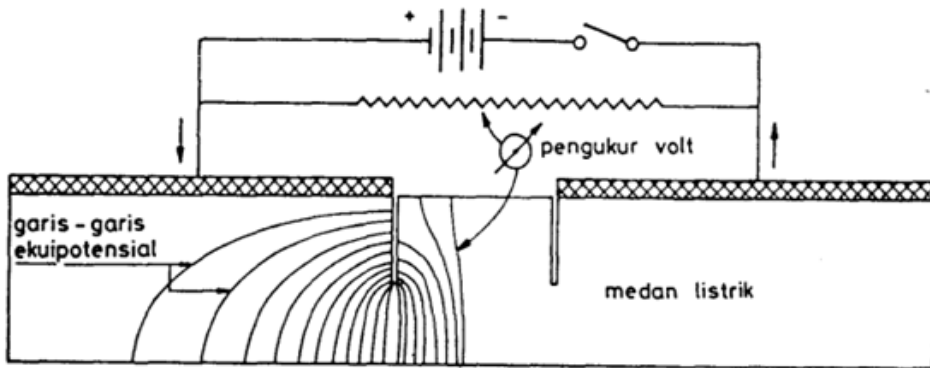
Jaringan aliran dapat dibuat dengan:

- (1) plot dengan tangan
- (2) analog listrik atau
- (3) menggunakan metode numeris (*numerical method*) pada komputer

Dalam metode analog listrik, aliran air melalui tanah bawah dibandingkan dengan aliran listrik melalui medan listrik daya–antar konstan. Besarnya voltase sesuai dengan tinggi piesometrik, daya–antar dengan kelulusan tanah dan aliran listrik dengan kecepatan air (lihat Gambar 3-11). Biasanya plot dengan tangan yang dilakukan dengan seksama akan cukup memadai.



Gambar 3-10. Jalur Rembesan Antara Bangunan dan Tanah Sekitarnya



Gambar 3-11. Konstruksi Jaringan Aliran Menggunakan Analog Listrik

a.2 Teori angka rembesan *Lane*

Dalam teori angka rembesan *Lane*, diandaikan bahwa bidang horisontal memiliki daya tahan terhadap aliran (rembesan) 3 kali lebih lemah dibandingkan dengan bidang vertikal.

Ini dapat dipakai untuk menghitungnya tekan ke atas dibawah bangunan dengan cara membagi beda tinggi energi pada bangunan sesuai dengan panjang relatif di sepanjang pondasi (lihat Gambar 3-12).

Dalam bentuk rumus, ini berarti bahwa gaya angkat pada titik x di sepanjang dasar bangunan dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} \Delta H \dots\dots\dots 3-8$$

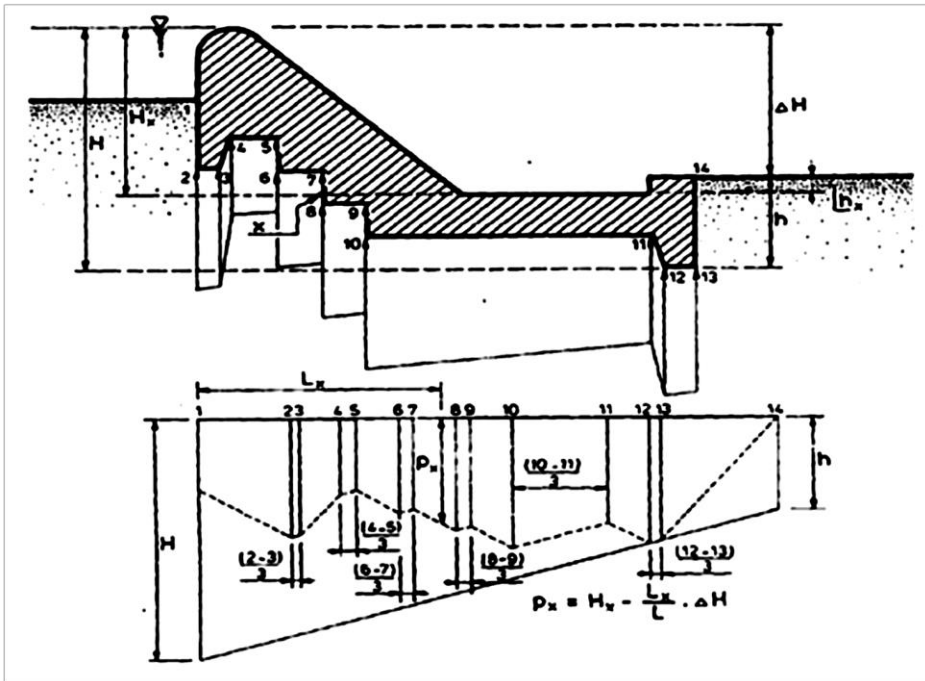
dimana: P_x = gaya angkat pada x, kg/m^2

L = panjang total bidang kontak bangunan dan tanah bawah, m

L_x = jarak sepanjang bidang kontak dan hulu sampai x, m

ΔH = beda tinggi energi, m

H_x = tinggi energi di hulu bendung, m



Gambar 3-12. Gaya Tekan ke Atas pada Pondasi Bendung

b. Stabilitas terhadap erosi bawah tanah (*pipng*)

Bangunan–bangunan yang harus mengatasi beda tinggi muka air hendaknya dicek stabilitasnya terhadap erosi bawah tanah dan bahaya runtuh akibat naiknya dasar galian (*heave*) atau rekahnya pangkal hilir bangunan.

Bahaya terjadinya erosi bawah tanah dapat dicek dengan jalan membuat jaringan aliran/*flownet* (lihat Subbab 3.3.3.a1) dan dengan beberapa metode empiris, seperti:

- Metode *Bligh*
- Metode *Lane*, atau
- Metode *Koshla*

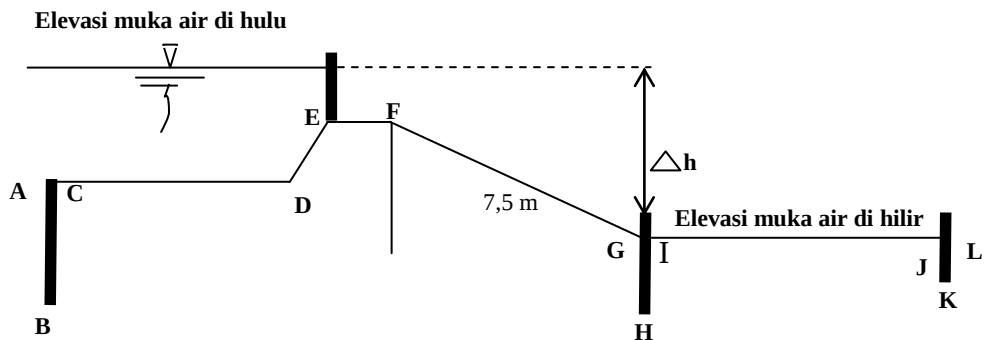
Metode *Bligh* berpendapat besarnya perbedaan tekanan di jalur pengaliran adalah sebanding dengan panjangnya jalan air (*creep line*) yang dinyatakan sebagai:

$$\Delta h = I/c \dots\dots\dots 3-9$$

dimana:

$$\begin{aligned}\Delta h &= \text{Beda tekanan} \\ L &= \text{Panjang creep line} \\ C &= \text{Creep ratio}\end{aligned}$$

Panjang *creep line* sesuai metode *Bligh* dapat dilihat sesuai Gambar 3-13.dibawah ini:



Gambar 3-13. Panjang *Creep Line* Sesuai Metode *Bligh*

$$\begin{aligned}h_{AB} &= L_{AB} / C \\ h_{CD} &= L_{CD} / C \\ h_{EF} &= L_{EF} / C \text{ dan seterusnya}\end{aligned}$$

Maka jumlah seluruh beda tekanan dan jumlah seluruh *creep line* $H = \sum L / C$

Harga C tergantung dari material dasar dibawah bangunan atau bendungan dapat dilihat pada Tabel 3-7. Agar konstruksi aman terhadap tekanan air maka : $h \leq \sum L / C$ atau $\sum L \geq h \times C$.

Dimana $\sum L = AB + BC + CD + DE + EF + FG + GH + HI + IJ + JK + KL$

Metode *Lane*

Metode *Lane* ini memberikan koreksi pada teori *Bligh* dengan menyatakan bahwa energi yang dibutuhkan oleh air untuk melewati jalan vertikal lebih besar daripada jalan yang horizontal dengan perbandingan 3 : 1 Jadi dianggap bahwa $L_v = 3 L_h$.

Metode *Lane*, yang juga disebut metode angka rembesan *Lane* (*weighted creep ratio method*), adalah cara yang dianjurkan untuk mengecek bangunan guna mengetahui adanya erosi bawah tanah. Metode ini memberikan hasil yang aman dan mudah dipakai. Untuk bangunan–bangunan yang relatif kecil, metode–metode lain mungkin dapat memberikan hasil–hasil yang lebih baik, tetapi penggunaannya lebih sulit.

Metode *Lane* diilustrasikan pada Gambar 3-14. dan memanfaatkan Tabel 3-6. Metode ini membandingkan panjang jalur rembesan dibawah bangunan di sepanjang bidang bangunan tanah bawah dengan beda tinggi muka air antara kedua sisi bangunan.

Di sepanjang jalur perkolasi ini, kemiringan yang lebih curam dan 45° dianggap vertikal dan yang kurang dan 45° dianggap horizontal. Jalur vertikal dianggap memiliki daya tahan terhadap aliran 3 kali lebih kuat daripada jalur horizontal.

Oleh karena itu, rumusnya adalah:

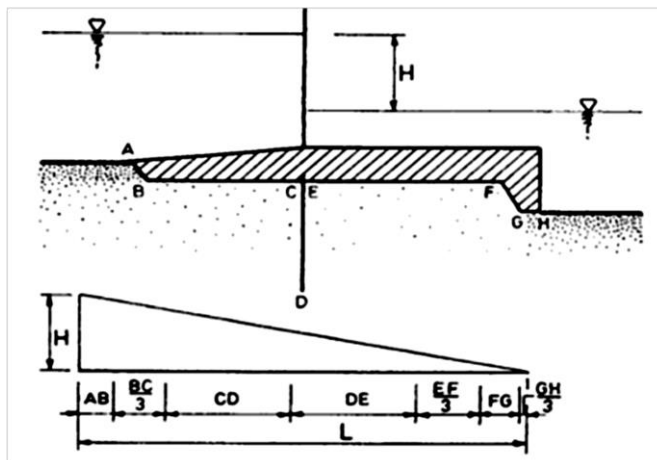
$$C_L = \frac{\sum L_v + 1/3 \sum L_h}{H} \dots\dots\dots 3-10$$

dimana: C_L = angka rembesan *Lane* (lihat Tabel 3-6.)

$\sum L_v$ = jumlah panjang vertikal, m

$\sum L_h$ = jumlah panjang horizontal, m

H = beda tinggi muka air, m.



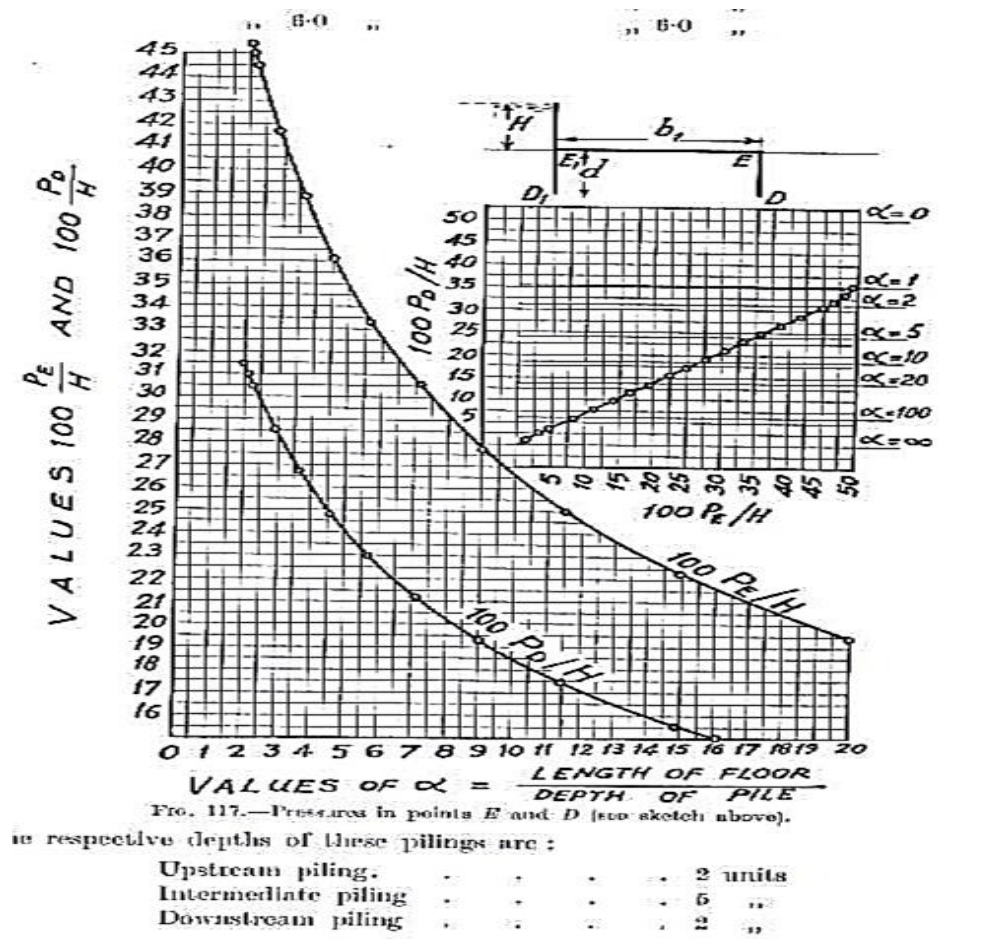
Gambar 3-14. Metode Angka Rembesan *Lane*

Tabel 3-6. Harga–Harga Minimum Angka Rembesan *Lane* dan *Bligh*(CL)

Material	Rembesan C	
	<i>Lane</i>	<i>Bligh</i>
Pasir sangat halus atau lanau	8,5	18
Pasir halus	7,0	15
Pasir sedang	6,0	--
Pasir kasar	5,0	12
Kerikil halus	4,0	--
Kerikil sedang	3,5	--
Kerikil kasar termasuk berangkal campur pasir	3,0	9
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5	4 – 6
Lempung lunak	3,0	--
Lempung sedang	2,0	--
Lempung keras	1,8	--
Lempung sangat keras	1,6	--

Metode *Khosla's*

Cara *Khosla's* sebagai penyelesaian persamaan *Laplacian* oleh variabel bebas (*independent*) dan hasilnya disajikan dalam grafik pada Gambar 3-15.dibawah ini merupakan diagram secara empiris.



Gambar 3-15. Grafik *Khosla's* Secara Empiris

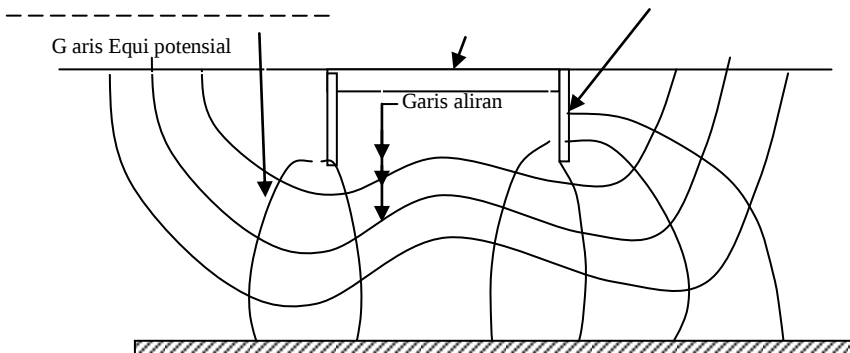
Sumber : *Design of Irrigation Structures*

Ikhtisar yang penting dalam penyelesaian secara metoda *Khosla's* adalah:

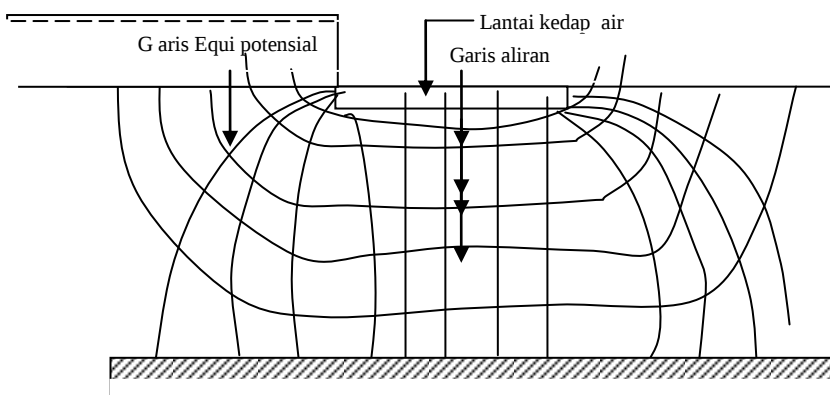
- Muka terluar dari ujung *sheet pile* adalah lebih banyak efektif daripada salah satu sisi dalam dan panjang horizontal dari lantai.
- Pada *sheetpile* yang menengah, bila panjang lebih kecil daripada sisi terluar adalah tidak efektif kecuali untuk pendistribusian tekanan.

- c) Untuk konstruksi dibawah lantai, resapan dimulai dari ujung lantai. Jika hidrolik *gradient* yang keluar lebih besar daripada *gradient* kritis untuh tanah dibawahnya (*Sub-soil*), butirantanah akan bergerak bersama aliran air yang kemudian mengakibatkan degradasi dari lapisan tanah yang ada dibawahnya berupa kavitasasi lapisan tanah dan terakhir sebagai kegagalan konstruksi.
- d) Ini secara mutlakdisebabkankedalaman *vertical cut off* pada ujung hilir bangunan untuk mencegah pengaruh aliran air dibawah lantai.

Tinjauan ini lebih jelas dan diteliti pada jaringan aliran dibawah bangunan yang terlihat pada Gambar 3-16. dibawah ini.



(a) Sejumlah Potensi Aliran Air Kebawah pada Sisi Terluar *Sheet Pile* yang Lebih Banyak daripada Permukaan Sisi dalam atau Aliran Horizontal

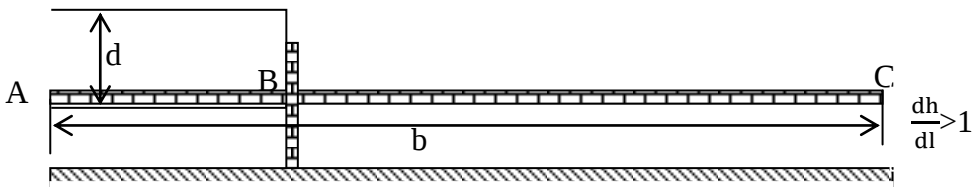


(b) Definisi Jaringan Aliran Air ("Flownet") yang Mengalir Diantara Dua Garis Equi-Potensi yang Selalu Tetap

Gambar 3-16. Jaringan Aliran Dibawah Bangunan

Bila terjadi jaringan aliran karena tekanan lantai dasar tiap persegi dekat pojok lantai menjadi sangat kecil (Gambar 3-16 b). Dan didefinisikan besar rembesan antara dua garis potensial yang selalu konstan adalah dh/dl dekat pojok yang akan berlebihan dan akan menyebabkan terjadinya piping.

Pada kasus lantai kedap air dari D/S garis *sheet pile* tidak ada kotak persegi akan sangat kecil. Dan untuk lebih lanjut daerah ini berubah menjadi kelebihan dh/dl yang akhirnya keluar kebawahnya. Jumlah berat pada titik ini semuanya kemungkinan energi aliran diantara butiran (*seepage*), sehingga kemungkinan piping tidak terjadi.



Gambar 3-17. *Seepage* Melalui Suatu Lantai

$$1/\alpha = b/d$$

Dimana:

α = hidroulik gradien

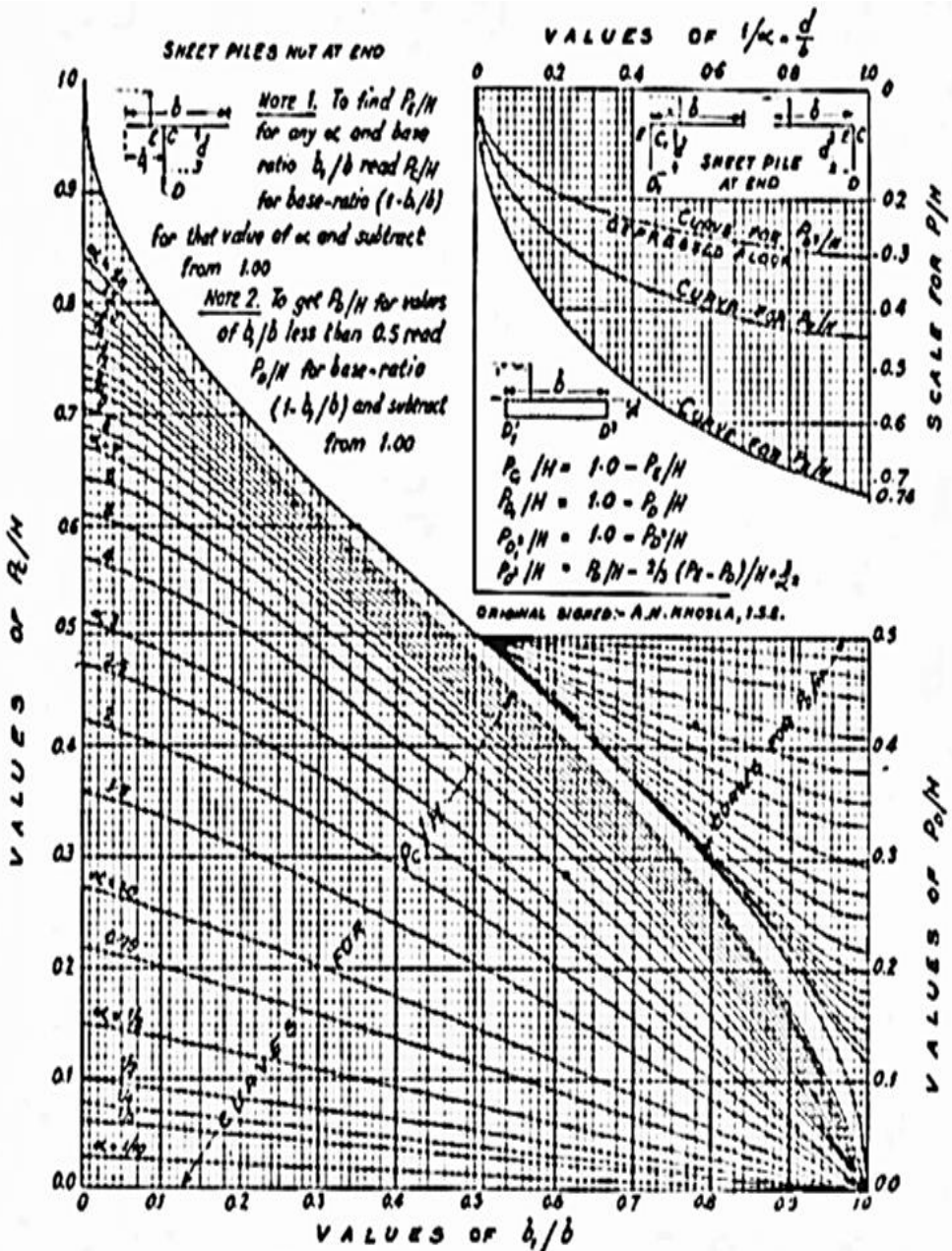
d = tinggi kedalaman air diatas lantai bangunan

b = panjang aliran dibawah bangunan

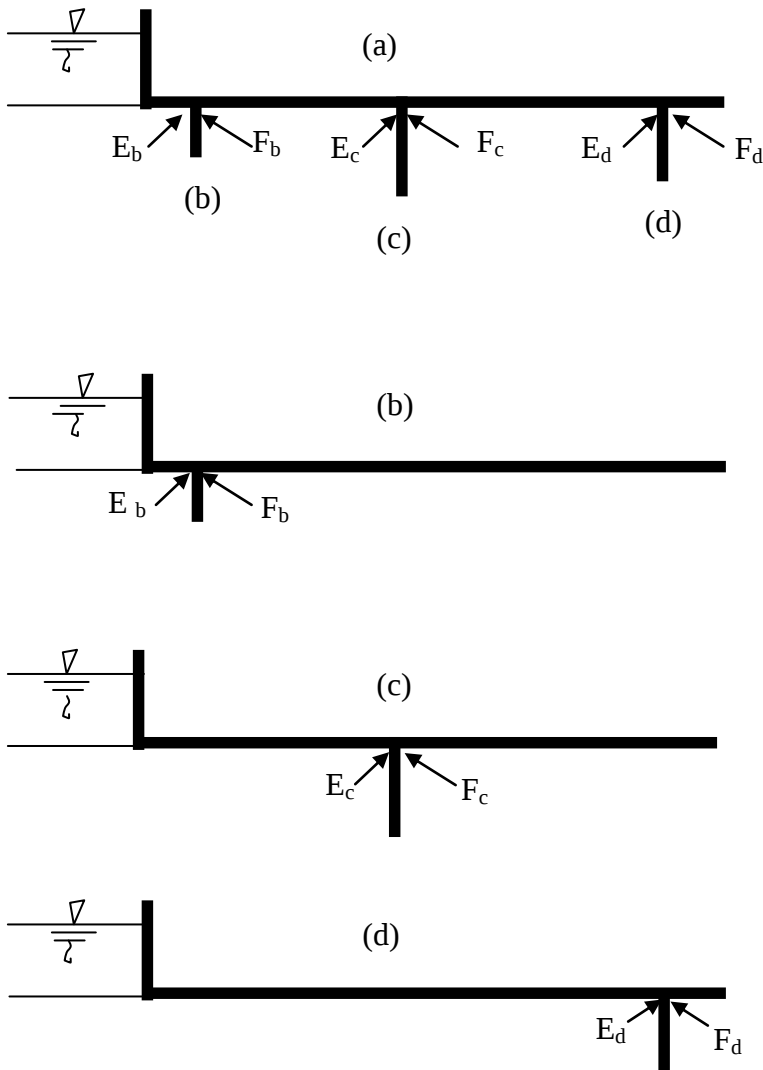
Presentase sisa tinggi tekanan pada pertemuan lantai horizontal dan *sheet pile* dan pada ujung *sheet pile* di evaluasi dengan grafik Gambar 3-18.

Dari grafik diperoleh $\emptyset_d$ (%) dan $\emptyset_c$ (%)

Andaikata untuk dalam hal lantai depan suatu bangunan dilengkapi dengan 3 (tiga) *sheet pile* seperti dalam Gambar 3-19 (a), kemudian untuk mempermudah menganalisa *piping* dibagi dalam 3 tinjau lokasi *sheet pile* seperti Gambar 3-19(b), (c) dan (d).



Gambar 3-18. Grafik Khosla's Secara Variabel Bebas (Independent)



Gambar 3-19. Lantai Muka dengan 3 Lokasi *Sheet Piledan* Pemisahan Lokasi *Sheet Pile* Secara Tersendiri (*Independent*) Metode *Khosla*

Uraian tekanan pada masing–masing titik E_b , F_b , E_b , F_b , E_b , F_b merupakan perkiraan awal yang dihitung dengan rumus sederhana sebagai *sheet pile* tunggal.

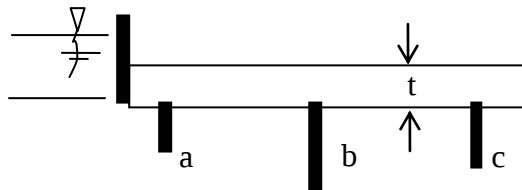
Jika ditinjau sebagai konstruksi secara keseluruhan (Gambar 3-19 (a)) maka menurut metode *Khosla* perlu beberapa koreksi yaitu:

1. Koreksi ketebalan lantai

Jika ketebalan lantai adalah t untuk sembarang letak lokasi *sheet pile* yang mempunyai kedalaman d dikoreksi dengan rumus:

$$C = \frac{\phi_D - (\phi_E \text{ atau } \phi_C)}{d} \dots\dots\dots 3-11$$

Jika ditetapkan tebal lantai t , perlu dimasukkan dalam perhitungan tekanan ke atas (*up lift*) dengan metode ini hanya kedalaman netto dari *sheet pile* yang dimasukkan dalam persamaan C tersebut diatas. Dalam Gambar 3-20. yang dimasukkan kedalaman *sheet pile* a, b , dan c (bukan $a+t$; $b+t$ dan $c+t$)



Gambar 3-20. Tebal Lantai dan Kedalaman Netto *Sheet Pile*

2. Koreksi gangguan aliran dibawah lantai karena adanya *sheet pile*

Koreksi gangguan aliran dibawah lantai karena adanya *sheet pile* yang dinyatakan dalam prosentase halangan atau gangguan aliran karena adanya *sheet pile* dihitung dengan rumus *Khosla* sebagai berikut:

$$C = 19 \sqrt{\frac{D}{b'}} \times \frac{d+D}{b} \dots\dots\dots 3-12$$

dimana:

- C = Koreksi yang diperlukan untuk perhitungan tekanan
- b' = Jarak antara *sheet pile*
- D = Kedalaman *sheet pile*, yang pengaruhnya ditentukan lokasi *pile* yang berdekatan
- b = Panjang total lantai

Koreksi tersebut diatas dapat bernilai negatif (pengurangan tekanan) atau positif (penambahan tekanan) tergantung letak *sheet pile* ditempatkan di hulu atau di hilir

dari *pile* D. Koreksi C dicek ketepatannya dengan membandingkan hasil test dan teori untuk dua *sheet pile* yang sama pada salah satu ujung lantai bangunan dengan kasus lainnya. Hasil kesalahan tidak boleh melebihi 2,50%, maka rumus ini dapat diterapkan pada semua kasus letak *sheet pile*.

3. Koreksi kemiringan lantai

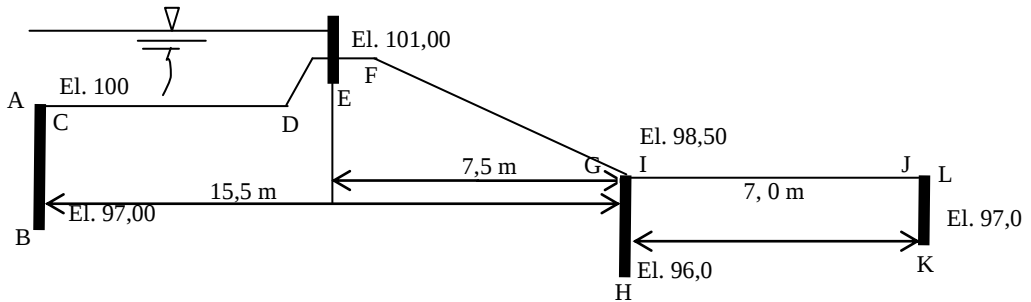
Koreksi ini dapat dipakai garis *sheet pile* yang tetap dari mulai ujung sampai akhir kemiringan koreksi positif arah kemiringan dari aliran dan negatif jika arah naik keatas kemiringan. Miring ke atas cenderung mengembangkan “*flow net*” dan aliran menurun cenderung mengompres atau menekan *flow net*. Koreksi kemiringan dari berbagai nilai V/H dapat dilihat dalam Tabel 3-7.

Tabel 3-7. Koreksi Kemiringan dari Berbagai Nilai V/H

Kemiringan (V/H)	Koreksi Kemiringan (%)
1 : 1	11,2
1 : 2	6,5
1 : 3	4,5
1 : 4	3,3
1 : 8	2,0

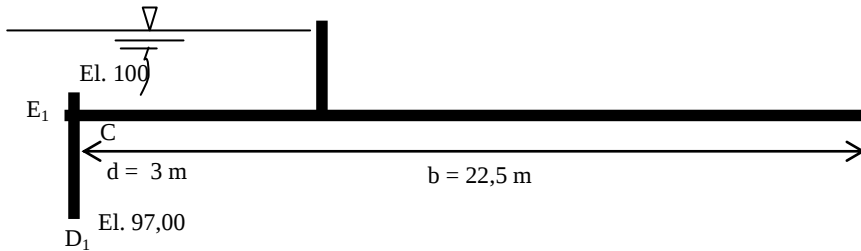
Sumber : Basic Principles of Design of Hydraulic Structures

Contoh dari *Basic Principles of Design Of Hydraulic Structures* tentang penggunaan Grafik *Khosla* Gambar 3-21.



Gambar 3-21. *Hydraulic Structures* tentang Penggunaan Grafik Khosla

Menentukan pendekatan awal besar tekanan di masing-masing titik (belum dimasukan faktor koreksi)



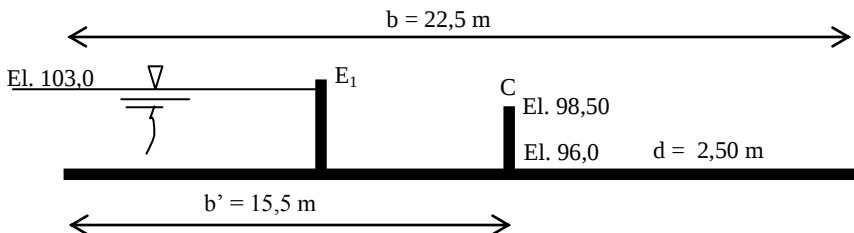
Gambar 3-22. *Hydraulic Structures* tentang Penggunaan Grafik Khosla dengan Asumsi SheetPile di Hulu

Dari Gambar 3-22. $\frac{1}{\alpha} = \frac{d}{b} = \frac{3}{22.5} = 0,1333..$ 3-13

Dari Grafik *Khosla* (Gambar 3-18.) diperoleh $\emptyset_D = 22 \%$ dan $\emptyset_C = 32 \%$

Maka tinggi sisa tekanan di titik B adalah $D_1 = 100 - \emptyset_D = 100 - 22 = 78 \%$

$C_1 = 100 - \emptyset_C = 100 - 32 = 68 \%$



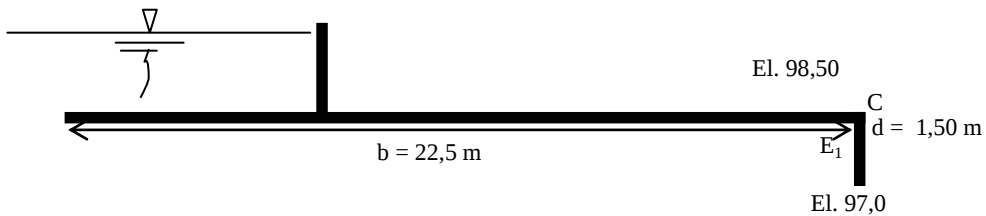
Gambar 3-23. *Hydraulic Structures* tentang Penggunaan Grafik Khosla dengan Asumsi SheetPile di Tengah

$$\alpha = \frac{22,50}{2,50} = 9$$

Dari dasar perbandingan $\frac{b_1}{b} = \frac{15,50}{22,50} = 0,69 = 69\%$

Dari grafik diperoleh $\emptyset_C = 30\%$ untuk $\alpha = 9$ dan dasar perbandingan $b_1 = 69\% b$. Untuk $\emptyset_E$, cadangan aliran. Bila sesuai dasar perbandingan menjadi $(100 - b_1/b) = 31\%$.

Tekanan E dalam Gambar 3-23. berlaku D/S dari *sheet pile* dan sisa tekanan pada E dengan dicadangkan aliran $\emptyset_C$ dibaca dari dasar rasio = 9 dan $b_1/b = 0,31$ dari grafik Gambar 3-18. maka $\emptyset_C = 55\%$. Sebelum memberikan % tekanan di E dengan aliran rembesan dari kiri kekanan di titik G atau $\emptyset_E = (100 - \emptyset_C) = 45\%$.



Gambar 3-24. Penggunaan Grafik *Khosla* dengan Asumsi *SheetPile* di Hilir

$$\alpha = \frac{1,50}{22,50} = 0,067$$

Dari Grafik *Khosla* (Gambar 3-18.) diperoleh $\emptyset_E = 22\%$ dan $\emptyset_D = 16\%$

Dari hasil perhitungan diatas diperoleh prosentase tekanan awal dari masing-masing titik A,B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, dan L (lihat Gambar 3-21.) terinci dalam Tabel 3-8.dibawah ini:

Tabel 3-8. Tekanan Awal dari Masing-Masing Titik A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, dan L
(Lihat Gambar 3-21.)

Titik	% Tekanan	Titik	% Tekanan
A	100	G	45
B	78	H	38
C	68	I	30
D	Di asumsi	J	22
E	Di asumsi	K	16
F	Di asumsi	L	0

Sumber : *Principles of Design of Hydraulic Structures*, 1977

Beberapa koreksi antara lain:

- 1) Koreksi terhadap ketebalan lantai
- 2) Koreksi terhadap gangguan aliran karena adanya *sheet pile*

(a) Koreksi di titik C :

$$d = 3\text{m dan } D = 4\text{m}$$

$$b' = 15,5\text{m dan } b = 22,50\text{ m}$$

$$\text{maka koreksi C} = 19 \sqrt{\frac{4}{15,5}} \times \frac{7,5}{22,50} = 3 \%$$

(b) Koreksi di titik G :

$$d = 2,50\text{ m dan } D = 1\text{ m}$$

$$b' = 15,5\text{ m dan } b = 22,50\text{ m}$$

$$\text{maka koreksi C} = 19 \sqrt{\frac{1}{15,5}} \times \frac{3,5}{22,50} = -0,75 \%$$

(c) Koreksi di titik I :

$$d = 2,50\text{ m dan } D = 1,50\text{ m}$$

$$b' = 7,0\text{ m dan } b = 22,50\text{ m}$$

$$\text{maka koreksi C} = 19 \sqrt{\frac{1,5}{7}} \times \frac{4}{22,50} = +1,56 \%$$

(d) Koreksi di titik J :

$$d = 1,5 \text{ m dan } D = 2,50 \text{ m}$$

$$b' = 7 \text{ m dan } b = 22,50 \text{ m}$$

$$\text{maka koreksi } C = 19 \sqrt{\frac{2,5}{7}} \times \frac{4}{22,50} = -2,1 \%$$

3) Koreksi terhadap kemiringan lantai

(a) Koreksi di titik G :

$$\text{Kemiringan } 1: 3; b_s = 7,5 \text{ m dan } b' = 15,50 \text{ m}$$

$$\text{Maka koreksi karena kemiringan } C = 4,5 \times 7 / (15,5) = 2,18 \%$$

Hasil perhitungan tinggi tekanan dibawah lantai bangunan Metode *Khosla* dapat dilihat pada Tabel 3-9 dibawah ini.

Tabel 3-9. Hasil Perhitungan Tinggi Tekanan dibawah Lantai Bangunan Metode *Khosla*

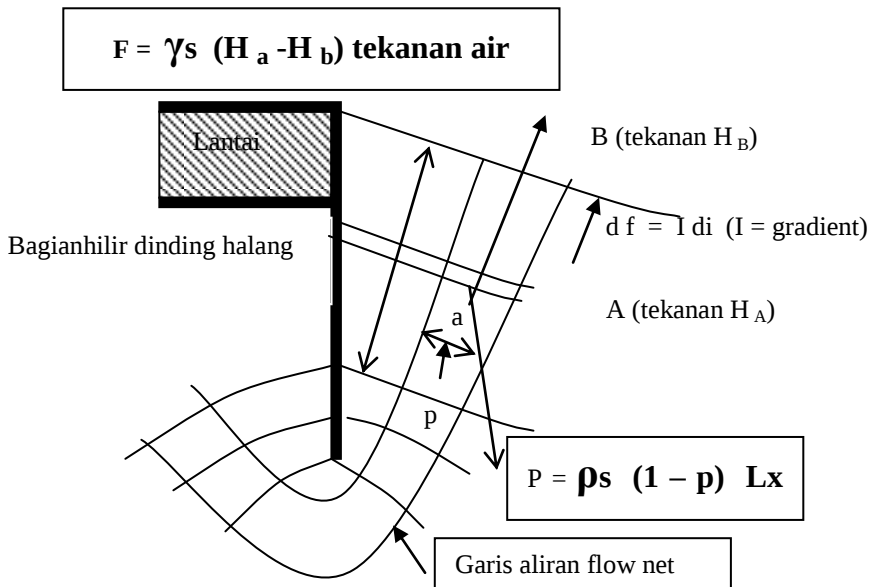
Titik	% Tekanan	% Tekanan Koreksi	% Tekanan Terkoreksi	Sisa Tinggi Tekanan (m)
	(1)	(2)	(3) = (1) +(2)	(4)= (3)x4,5
A	100	0	100	4,50
B	78	0	78	3,50
C	68	+3	71	3,2
D	Di asumsi	-	-	-
E	Di asumsi	-	-	-
F	Di asumsi	-	-	-
G	45	-0,75 +2,18	46,43	2,09
H	38	0	38	1,71
I	30	+1,56	31,56	1,41
J	22	2,16	19,84	0,86
K	16	0	16	0,72
L	0	0	0	0

Sumber : *Principles of Design of Hydraulic Structures*, 1977

3.3.4 Faktor Keamanan Rembesan di Hilir Lantai Belakang Bendung

Faktor keamanan rembesan di hilir lantai belakang bendung dihitung berdasarkan Metode Gradient Rata-rata yang keluar dari ujung lantai belakang suatu bendung adalah $(H_A - H_B)/L$, yang didefinisikan sebagai gradient rata-rata kehilangan tinggi tekanan antara dasar suatu dinding halang aliran air (*cut-off*) dan di hilir permukaan tanah pondasi dipandang sebagai jaring aliran (*flownet*) seperti dalam gambar dibawah ini.

Faktor keamanan S didefinisikan berat tanah dalam air γ_s per luas potongan dari A dan B dibagi tekanan resapan air (lihat Gambar 3-25.).



Gambar 3-25. Cara Rembesan Aliran Air Gradient Keluar

Dari gambartersebut diatas didapat persamaan sebagai berikut:

$$\gamma_w(H_a - H_b) = (\gamma_s - \gamma_w)(1-p) L$$

dimana:

$$\rho_s = \text{Berat jenis tanah} = 2,65 \text{ t/m}^3$$

$$\rho_w = \text{Berat jenis air} = 1 \text{ t/m}^3$$

$(H_a - H_b)$ = Kehilangan tekanan antara A dan B

P = Porositas tanah (biasanya 40%)

L = Jarak antarsa A dan B

Dengan memasukkan harga berat jenis tanah dan air maka persamaan menjadi:

$$(H_a - H_b) = 1,65 (1-p) L$$

Untuk penggunaan perencanaan faktor keamanan digunakan rumus:

$$S = \frac{1,65 (1-p)L}{H_a - H_b} \geq 53 \dots\dots\dots 3-14$$

3.4 Beban Akibat Gempa

Faktor–faktor beban akibat gempa yang akan digunakan dalam perencanaan bangunan–bangunan pengairan diberikan dalam bentuk peta yang diterbitkan oleh STANDAR INDONESIA yang berlaku. Karena DPMA dalam tahun 1981 dengan judul “Peta Zona Seismik untuk Perencanaan Bangunan Air Tahan Gempa” DPMA dalam tahun 1981, tidak berlaku lagi.

Berdasarkan SNI 03-1726-2002, tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung dan dengan acuan normatif lainnya seperti:

- RSNi M-02-2002 Metode Analisis dan cara Pengendalian rembesan air untuk Bendung Urugan
- RSNi M-03-2002 Metode Analisis Stabilitas Lereng Statik Bendungan tipe Urugan
- RSNi T-01-2002 Tata Cara desain Tubuh Bendungan Tipe Urugan

Koefisien gempa dapat dihitung dengan menggunakan rumus berikut:

$$a_d = n(a_c \times z)m \dots\dots\dots 3-15$$

$$E = \frac{a_d}{g} \dots\dots\dots 3-16$$

dimana:

a_d = percepatan gempa rencana, cm/dt^2

n, m = koefisien untuk jenis tanah (lihat Tabel 3-10.)

a_c = percepatan kejut dasar, cm/dt^2

(untuk harga per periode ulang lihat Tabel 3-11.).

E = koefisien gempa

g = percepatan gravitasi, cm/dt^2 ($980\text{cm}/\text{dt}^2$)

z = faktor yang bergantung kepada letak geografis

Tabel 3-10. Koefisien Zona Gempa pada Zona A,B,C,D,E,F

ZONA	KOEFISIEN ZONA Z
A	0,10 – 0,30
B	0,30 – 0,60
C	0,60 – 0,90
D	0,90 – 1,20
E	1,20 – 1,40
F	1,40 – 1,60

Sumber: RPT 4, Analisis Stabilitas Bendungan Tipe Urugan Akibat Gempa

Faktor–faktor yang mempengaruhi pemilihan parameter evaluasi gempa ada 5 faktor yaitu:

- 1) Tingkat kerusakan di lokasi bendung/bangunan pengairan;
- 2) Tingkat resiko dari bangunan yang sudah selesai dibangun;
- 3) Tipe bendungan dan potensi tipe keruntuhan;
- 4) Tingkat kerusakan di lokasi bendung/bangunan pengairan;
- 5) Secara geografis beberapa tempat kadang–kadang berbeda.

Periode ulang dan percepatan dasar gempa, a_c sesuai SNI 03-1726-2002 diuraikan dalam Tabel 3-11. dibawah ini:

Tabel 3-11. Periode Ulang dan Percepatan Dasar Gempa, a_c

Periode Ulang *) Tahun	$a_c^*)$ (gal = cm /dt ²)
10	90
20	120
50	
100	190
200	220
500	250
1000	280
5000	330

Sumber: RPT 4, Analisis Stabilitas Bendungan Tipe Urugan Akibat Gempa

Faktor gempa E yang dicari dan rumus dan peta diatas dipakai dalam perhitungan stabilitas dimana faktor itu harus dikalikan dengan berat sendiri bangunan dan dipakai sebagai gaya horizontal.

Koreksi pengaruh jenis tanah setempat sesuai SNI 03-1726-2002 diuraikan dalam Tabel 3-12.dibawah ini:

Tabel 3-12.Faktor Koreksi Pengaruh Jenis Tanah Setempat

No.	Jenis tanah	Periode Predominan TS (detik)	Koreksi V
1	Batuan : a) Perlapisan terbentuk sebelum periode kuarter disebut batuan; b) Lapisan aluvial diatas lapisan batuan dengan tebal kurang 10 m	$T_s \leq 0,25$	0,80
2	Aluvium : a) Lapisan aluvial diatas lapisan batuan dengan tebal lebih dari 10 m; b) Lapisan aluvial diatas lapisan batuan tebal kurang dari 10 m	$0,25 < T_s \leq 0,50$	1,00
3	Aluvium:	$0,25 < T_s \leq 0,50$	1,10
4	Aluvium Lunak :	$T_s \geq 0,75$	1,20
Catatan : (1) Yang termasuk dalam lapisan dialuvial adalah lapisan pasirpadat; kerikil bongkahan; lempung keras; (2) Yang termasuk lapisan aluvial adalah lapisan endapan baru seperti endapan sungai; longsoran;			

3.5 Kombinasi Pembebanan

Tabel 3-13. Menunjukkan Kombinasi Pembebanan dan Kenaikkan dalam Tegangan Izin Rencana

No.	Kombinasi Pembebanan	Kenaikkan Tegangan Izin
1	$M + H + K + T + Th_n$	0%
2	$M + H + K + T + Th_n + G$	20%
3	$M + H + K + T + Th_b$	20%
4	$M + H + K + T + Th_b + G$	50%
5	$M + H + K + T + Th_b + S_s$	30%

Dalam Tabel 3-13:

M = Beban mati

H = Beban hidup

K = Beban kejut

T = Beban tanah

Th_n = Tekanan air normal

Th_b = Tekanan air selama banjir

G = Beban gempa

S_s = Pembebanan sementara selama pelaksanaan

3.6 Tegangan Izin dan Faktor Keamanan

3.6.1 Tegangan Izin

Tegangan izin untuk beton (bertulang), baja dan kayu diuraikan dalam standar persyaratan dibawah ini:

- (1) PBI-1971 (NI-2) Peraturan Beton Bertulang Indonesia
- (2) VOSB-1963 Peraturan-peraturan Perencanaan Bangunan Konstruksi Baja dan PPBBI-1983 Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (Jembatan dan Bangunan)

(3) PKKI-1961 (NI-5) Peraturan Konstruksi Kayu Indonesia.

Untuk pasangan batu atau bata merah, tegangan–tegangan izin adalah:

- pasangan batu $\sigma_d = 7 \text{ N/mm}^2 (= 7 \text{ kgf/cm}^2)$
- pasangan bata merah $\sigma_d = 2,5 \text{ N/mm}^2 (= 25 \text{ kgf/cm}^2)$
- tidak boleh ada tegangan tarik pada bangunan dan pasangan.

3.6.2 Faktor Keamanan

(a) Harga–harga faktor keamanan terhadap bahaya guling (*overturning*) diberikan pada Tabel 3-14. untuk berbagai kombinasi pembebanan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3-13.

Tabel 3-14. Faktor Keamanan $M_t/M_g \leq F_g$ *) Terhadap Guling

Kombinasi Pembebanan	Faktor Keamanan (F_g)
1	1,5
2	1,3
3	1,3
4	1,1
5	1,2

*) M_g = momen total sesungguhnya yang menyebabkan terjadinya guling

M_t = momen tahan terhadap guling

F_g = faktor keamanan terhadap guling

(b) Harga–harga faktor keamanan terhadap gelincir (*sliding*) F_s diberikan pada Tabel 3-12. untuk berbagai kombinasi pembebanan.

Tabel 3-15. Faktor Keamanan Terhadap Gelincir / $r \leq F_s^{**}$)

Kombinasi Pembebanan	Faktor Keamanan (Fs)
1	1,5
2	1,3
3	1,3
4	1,1
5	1,2

****)** $\bar{r}$ = tegangan izin maksimum, kN/m^2

r = tegangan gelincir yang sesungguhnya, kN/m^2

F_s = faktor keamanan terhadap gelincir

(c) Faktor keamanan terhadap gaya tekan ke atas sebaiknya diambil antara 1,1 dan 1,5.

3.7 Tekanan Tanah Akibat Gempa

3.7.1 Acuan Normatif

Acuan normatif menggunakan SNI 2833-2008 tentang Standar Perencanaan ketahanan gempa untuk Jembatan dan SNI 03-1726-2002 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk rumah dan gedung.

3.7.2 Tekanan Tanah Akibat Gempa

Tekanan tanah akibat gempa dihitung dengan rumus berikut:

Tekanan tanah aktif

$$P_{EA} = \gamma \cdot K_{EA} - 2c\sqrt{K_{EA}} + q'K_{EA}$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\theta - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0 + D_{EA}) \left[1 - \sqrt{\frac{X_1 X_2}{Y_1}} \right]} \dots\dots\dots 3-17$$

Dimana:

$$X_1 = \sin(\theta + D_E)$$

$$X_2 = \sin(\theta - \alpha - \theta_0)$$

$$Y_1 = \cos(\theta + \theta_0 + D_E) \cos(\theta - \alpha)$$

Tekanan tanah pasif

$$P_{EP} = \gamma \cdot K_{EP} - 2c\sqrt{K_{EP}} + q'K_{EP}$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0 + D_E) \left[1 - \sqrt{\frac{X_1 X_2}{Y_1}} \right]} \dots\dots\dots 3-18$$

Dimana:

$$X_1 = \sin(\phi - D_E)$$

$$X_2 = \sin(\phi + \alpha - \theta_0)$$

$$Y_1 = \cos(\theta - \theta_0 + D_E) \cos(\theta - \alpha)$$

Dimana:

P_{EA} = Tekanan tanah aktif akibat gempa pada kedalaman X (Tf/m², kN/m²)

K_{EA} = Koefisien tanah aktif akibat gempa

P_{EP} = Tekanan tanah pasif akibat gempa pada kedalaman X (Tf/m², kN/m²)

γ = Berat isi tanah (Tf/m³, kN/m³)

X = Kedalaman dimana tekanan tanah P_{EA} dan P_{EP} bekerja pada permukaan tembok penahan (m)

c = Kohesi tanah (Tf/m², kN/m²)

q' = Beban pada permukaan tanah (Tf/m², kN/m²)

ϕ = Sudut geser tanah (°)

α = Sudut kemiringan permukaan tanah

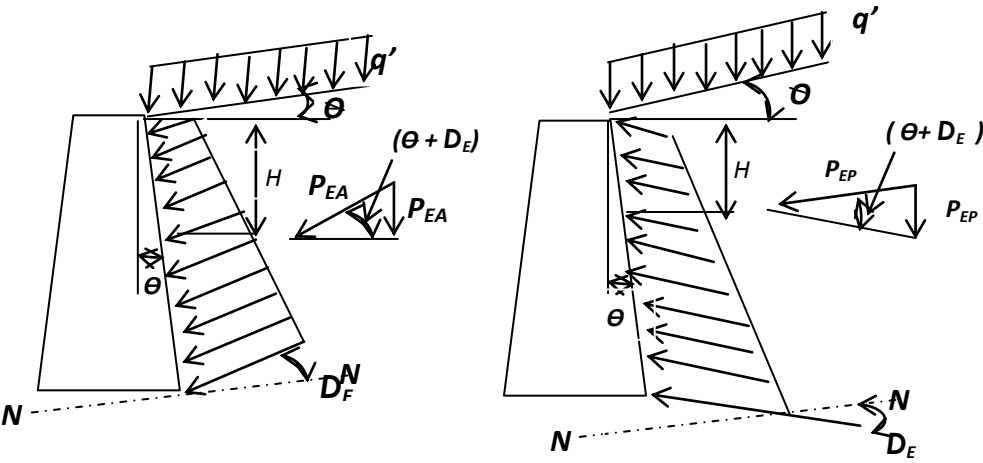
θ = Sudut antara permukaan belakang tembok terhadap bidang horizontal (°)

D_E = Sudut geser permukaan belakang tembok dengan tanah (°)

θ_0 = $\tan^{-1} K_h$ (°)

K_h = Koefisien gempa horizontal sesuai peraturan gempa horizontal sesuai peraturan gempa

Catatan : bila nilai $\phi \pm \alpha - \theta_0 < 0$ dianggap bahwa $\sin(\phi + \alpha - \theta_0) = 0$, dan q' adalah beban pada permukaan tanah dimana tidak termasuk beban hidup.



Gambar 3-26. Tekanan Tanah Akibat Gempa

BAB IV

PASANGAN BATU DAN BATA MERAH

4.1 Umum

Pasangan, khususnya pasangan batu, sering dipakai untuk pembuatan bangunan–bangunan irigasi dan pembuang. Bahan–bahan ini mempunyai kelebihan–kelebihan penting dibandingkan dengan bahan–bahan lain, misalnya:

- awet
- setengah terampil
- para kontraktor telah terbiasa dengan penggunaan bahan ini
- murah jika batu bisa didapat di tempat konstruksi

Dalam bagian–bagian berikut akan diberikan spesifikasi pokok bahan tersebut.

4.2 Batu

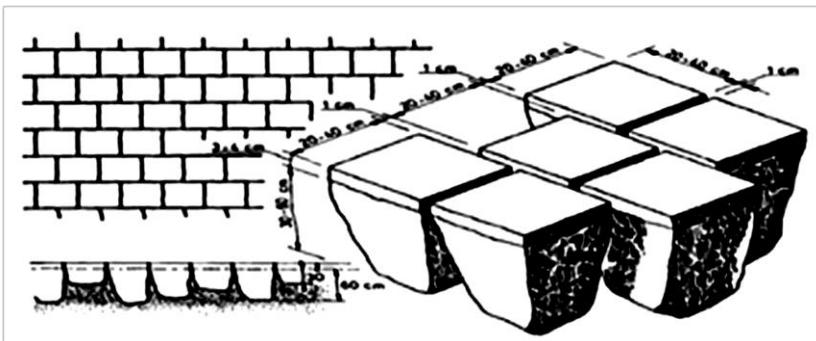
Pasangan yang dipakai untuk bangunan–bangunan irigasi terutama dibuat dari batu kali atau batu galian dan kadang–kadang batu koral. Bata merah dipakai di daerah–daerah dimana jarang terdapat batu alamiah, sedangkan bata merah mudah didapat. Bata merah juga mungkin dipakai untuk membuat bangunan–bangunan kecil dipetak–petak tersier dimana pasangan bata merah akan lebih cocok untuk ukuran konstruksi yang diperlukan. Standar yang dapat diterapkan untuk bahan–bahan ini adalah N.I.13 (Batu Belah), batu belah dan batu kali ditinjau dari bahan dasarnya menurut geologi adalah batu basalt. Batu kali diambil dari sungai umumnya berdiameter antara 15 cm sampai 30 cm dan batu belah, sedang batu belah baik diambil dari sungai maupun hasil galian dengan pertimbangan diameternya terlalu besar lebih dari 30 cm untuk mudah diangkut dan menyeragamkan ukuran (sekitar 30 cm) maka batu tersebut dibelah.

NI10 (Bata Merah) dan PUBI-1982 (Persyaratan Umum Bahan Bangunan di Indonesia).

Semua bangunan melintang sungai yang diatas 3 meter harus beton, tidak boleh pasangan batu kali (kesepakatan dalam Penyempurnaan KP 02 tahun 2007), batasan konstruksi tinggi penggunaan batu kali.

Harga kekuatan tekan batu alamiah yang akan digunakan untuk pasangan batu menurut PUBI-1982 adalah 80-150 N/mm² (800 - 1500 kg f/cm²). Kekuatan rata-rata bata merah adalah 2,5 - 25 N/mm² (25 - 250 kgf/cm²) untuk bata merah kelas 25 sampai 250.

Ada tipe khusus pasangan batu, yakni pasangan dan batu candi yang pada pokoknya berupa batu-batu pecahan yang dipasang rapat untuk menghasilkan permukaan yang awet dan tahan gerusan (abrasi). Tipe pasangan ini dipakai sebagai lapisan permukaan untuk bendung pelimpah dan bangunan-bangunan lain yang terkena aliran cepat yang mengangkut sedimen kasar.



Gambar 4-1. Menunjukkan Blok-Blok Batu yang Dipakai untuk Batu Candi.

Jenis-jenis batu yang dipakai sebagai bahan untuk membuat batu candi ialah: andesit, basal, dasit, diabase, diorit, gabro, granit dan grano.

4.3 Mortel

Ada berbagai morteladukan yang dipakai untuk pekerjaan pasangan yakni:

- a Untuk pasangan batu candi:

- 1 semen : 2 pasir untuk bagian yang akan terkena kontak langsung dengan aliran air;
- 1 semen : 3 sampai 4 pasir untuk mortel yang tidak terkena kontak langsung dengan aliran.

b Untuk pasangan batu yang lain:

- 1 semen : 2 pasir untuk konstruksi berkekuatan tinggi;
- 1 semen : 3 pasir untuk mortel yang terkena kontak langsung dengan aliran air, dan;
- 1 semen : 4 pasir untuk pondasi dan bagian-bagian yang tidak terkena kontak dengan aliran air.

Untuk konstruksi–konstruksi yang terkena kontak dengan air laut, semen yang dipakai hendaknya semen Portland kelas V yang tahan sulfat.

BAB V

BETON

5.1 Permasalahan

Beton harus dipakai dan direncanakan sesuai dengan persyaratan yang saat ini yaitu SK SNI T-15-1991-03 Kementerian Pekerjaan Umum. Dan PBI-1971 atau NI-2 PBI-1971 sudah tidak dipergunakan lagi. SK SNI T-15-1991-03 Kementerian Pekerjaan Umum diidentifikasi sebagai SNI 03-2847-1992 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung.

Perbedaan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton dengan PBI-1971 atau NI-2 PBI-1971 dan SK SNI T-15-1991-03 Kementerian Pekerjaan Umum diuraikan dalam Tabel 5-1 dibawah ini.

Tabel 5-1. Perbedaan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton dengan PBI-1971 atau NI-2 PBI - 1971 dan SK SNI T-15-1991-03 Departemen Pekerjaan Umum

PBI-1971 atau NI-2 PBI -1971	SK SNI T-15-1991-03 Kementerian Pekerjaan Umum
1. Menggunakan metode <i>elastic</i> atau cara n yang variabelnya tergantung pada mutu beton dan waktu pembebanan serta keharusan pemasangan tulangan rangkap bagi balok–balok yang ikut menentukan kekuatan struktur. 2. Diperkenalkan perhitungan metode kekuatan ultimit yang belum merupakan keharusan dipakai, dimungkinkan sebagai alternatif. 3. Diperkenalkan dasar perhitungan tahanan gempa	1. Menggunakan metode kekuatan ultimit (batas). 2. Konsep hitungan keamanan dan beban lebih realistis dihubungkan dengan daktilitas struktur. 3. Tata cara perhitungan geser dan puntir pada keadaan ultimit (batas). 4. Menggunakan satuan SI dan notasi disesuaikan dengan yang dipakai dalam kalangan Internasional. 5. Ketentuan–ketentuan detail penulangan lebih rinci untuk beberapa komponen struktur. 6. Mengetengahkan beberapa ketentuan yang belum tersedia dalam peraturan sebelumnya

5.2 Klasifikasi

Untuk kepentingan mutu disamping pertimbangan ekonomis, beton yang dipakai dan direncanakan sesuai yang tercantum dalam SK SNI T-15-1991-03 Kementerian Pekerjaan Umum seperti dalam Tabel 5-2.dibawah ini.

Tabel 5-2.Klasifikasi Mutu Beton Sesuai SK SNI T-15-1991-03
Departemen Pekerjaan Umum

Kuat Tekan	Mutu (MP _a)	Perbandingan Susunan Bahan Beton Berdasarkan Konversi Berat	Keterangan
f'_c	10	1 PC : 2 Psr : 3 Krikil	Boleh berdasarkan volume dari konversi berat <i>Slump</i> tidak boleh melebihi 100 mm untuk kedap air
f'_c	< 20	1 PC : 3/2 Psr : 5/2 Krikil	
f'_c	≥ 20	Penakaran campuran beton harus harus berdasarkan berat	

Sumber: Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 Kementerian Pekerjaan Umum

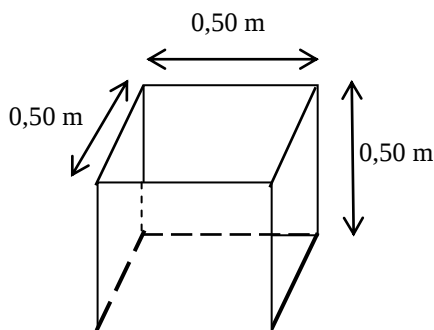
Berdasarkan Tata Cara Perhitungan Harga Satuan Pekerjaan Beton untuk Konstruksi Bangunan Gedung dan Perumahan sesuai SNI 7394- 2008 diuraikan dalam Tabel 5-3. mutu beton, *slump* dan susunan bahan campuran beton sesuai perbandingan berat bahan ini hasil tes di laboratorium di Pusat Penelitian dan Pengembangan Bangunan Bandung. Maka untuk pelaksanaan campuran beton di luar Bandung disarankan untuk diadakan tes uji bahan di daerah masing-masing untuk menyesuaikan komposisi bahan dan kekuatan yang dihasilkan.

Tabel 5-3. Mutu Beton, *Slump* dan Susunan Bahan Campuran Beton Sesuai Perbandingan Berat Berdasarkan SNI 7394-2008

Kuat Tekan	Mutu (MPa)	Nilai K	Perbandingan Susunan Bahan Beton Berdasarkan Konversi Berat (Kg)				<i>Slump</i> (Cm)	Perbandingan Susunan Bahan Beton Berdasarkan Konversi Volume		
			PC	Pasir	Krikil (Maks Ø 30mm)	Air (Liter)		PC (ZAK)	Pasir (Kotak)	Krikil (Maks Ø 30mm) (Kotak)
f'_c	7,4	100	247	869	999	215	12 ± 2	5,00	4,33	4,5
f'_c	9,8	125	276	828	1012	215	12 ± 2	5,50	4,50	5,0
f'_c	12,2	150	299	799	1017	215	12 ± 2	6,00	4,00	5,0
f'_c	14,5	175	326	760	1029	215	12 ± 2	6,50	3,80	5,0
f'_c	16,9	200	352	731	1031	215	12 ± 2	7,00	3,65	5,0
f'_c	19,3	225	371	698	1047	215	12 ± 2	7,50	3,50	5,0
f'_c	21,7	250	384	692	1039	215	12 ± 2	8,00	3,50	5,0
f'_c	24,0	275	406	684	1026	215	12 ± 2	8,00	3,45	5,0
f'_c	26,4	300	413	681	1021	215	12 ± 2	8,25	3,33	5,0
f'_c	28,8	325	439	670	1006	215	12 ± 2	9,00	3,33	5,0
f'_c	31,2	350	448	667	1000	215	12 ± 2	9,00	3,33	5,0

Untuk memudahkan pelaksanaan di lapangan mutu beton, *slump* dan susunan bahan campuran betonsesuai perbandingan berat berdasarkan SNI 7394- 2008 dikonversi kedalam ukuran volume dengan langkah sebagai berikut:

- 1) Ditetapkan 1 zak semen di pasaran yang beratnya 50 kg
- 2) Buat kotak untuk menakar pasir dan kerikil dengan ukuran 0,50 m x 0,50 m x 0,50m, maka volume kotak = 0,125 m³.



Gambar 5-1. Kotak Kayu Ukuran 0,50 m x 0,50 m x 0,50 m

5.3 Tulangan

Penutup beton tulangan sebaiknya diambil sesuai yang tertera dalam Tabel 5-4. Jenis dan baja tulangan yang digunakan dalam SK SNI T-15-1991-03 Kementerian Pekerjaan Umum sesuai SII 0136-80 dapat dilihat pada Tabel 5-5. dibawah ini.

Tabel 5-4. Penutup Beton Minimum

Tipe Konstruksi	Penutup Minimum (mm)	
	Tampak	Tak Tampak
pelat	15	20
dinding	20	25
balok	25	30
kolom	30	35

Di lingkungan yang korosif, misalnya bangunan-bangunan yang kontak langsung dengan air laut, air alkali atau tanah, harga-harga dari Tabel 5-5 sebaiknya di tambah dengan 10 mm.

Penutup tulangan beton hendaknya diambil jangan diambil kurang dari besarnya diameter batang-batang tulangan beton.

Tabel 5-5. Jenis dan Kelas Baja Tulangan (SII 0136 – 80)

Jenis	Kelas	Simbol	Batas Ulur Minimum N/mm^2 (Kgf/mm^2)	Kuat Tarik Minimum N/mm^2 (Kgf/mm^2)
Polos	1	BJTP24	235	382
			(24)	(39)
	2	BJTP30	294	480
			(30)	(49)
Deformasian	1	BJTD24	235	382
			(24)	(39)
	2	BJTP30	294	480
			(30)	(49)
	3	BJTP35	343	490
			(35)	(50)
	4	BJTP40	392	559
			(40)	(57)
	5	BJTP50	490	616
			(50)	(63)

Konstanta perencanaan diambil seperti yang diberikan pada Tabel 5-6. Sesuai Dipohusodo, 1994 perencanaan tidak boleh didasarkan kuat leleh tulangan f_y' melebihi 550 MPa, kecuali untuk tendon pratekan.

Tabel 5-6. Konstanta Perencanaan

Tulangan Baja			Mutu Beton (Mpa)											
Mutu Baja BJTP BJTD	f_y	ρ_{min}	$f_c' = 17$		$f_c' = 20$		$f_c' = 25$		$f_c' = 30$		$f_c' = 35$		$f_c' = 40$	
			$\beta_1 = 0,85$		$\beta_1 = 0,85$		$\beta_1 = 0,85$		$\beta_1 = 0,85$		$\beta_1 = 0,81$		$\beta_1 = 0,77$	
			ρ_{maks}	ρ_{sm}	ρ_{maks}	ρ_{sm}	ρ_{maks}	ρ_{sm}	ρ_{maks}	ρ_{sm}	ρ_{maks}	ρ_{sm}	ρ_{maks}	ρ_{sm}
24	240	0,0058	0,0274	0,0132	0,0320	0,0160	0,0400	0,0200	0,0480	0,0240	0,0540	0,0270	0,0580	0,0310
30	300	0,0047	0,0205	0,0107	0,0240	0,0130	0,0300	0,0160	0,0360	0,0200	0,0400	0,0220	0,0440	0,0250
35	350	0,0040	0,0166	0,0093	0,0200	0,0110	0,0240	0,0130	0,0290	0,0160	0,0330	0,0180	0,0350	0,0210
40	400	0,0035	0,0138	0,0083	0,0160	0,0090	0,0200	0,0120	0,0240	0,0140	0,0270	0,0160	0,0300	0,0190
50	500	0,0028	0,0100	0,0070	0,0120	0,0070	0,0150	0,0100	0,0180	0,0110	0,0200	0,0130	0,0210	0,0140

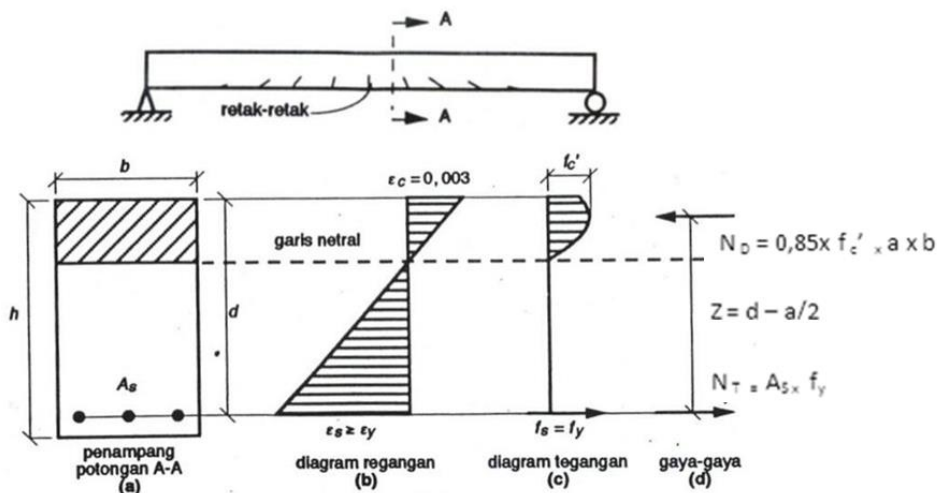
Sumber: Dipohusodo, 1994

5.4 Analisis Kekuatan Batas Beton Bertulang

5.4.1 Notasi

Dalam Gambar 5-2. dan Gambar 5-3. ditunjukkan notasi-notasi yang akan digunakan pada tabel dan analisa perhitungan sesuai SNI 03-2847-1992.

5.4.1.1 Kuat Lentur Balok Persegi Tulangan Tunggal

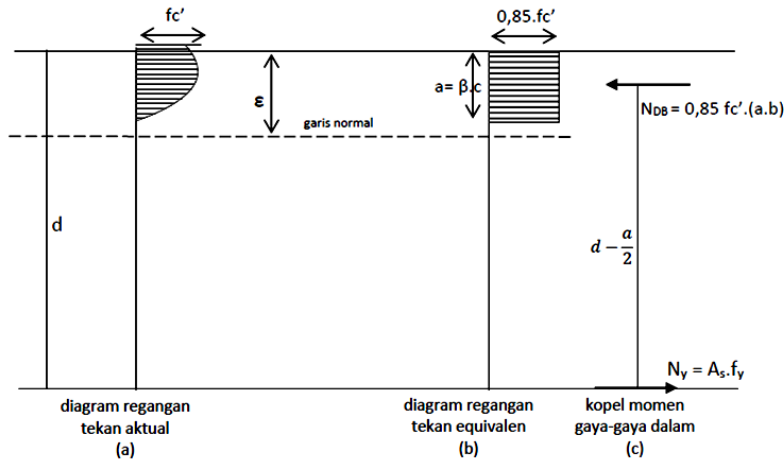


Gambar 5-2. Diagram Regangan, Tegangan dan Momen Kopel Balok Menahan Ultimit

Apabila distribusi regangan dan tegangan yang timbul dekat pada pembebanan ultimit dimensi batas kekuatan beton terlampau dan tulangan baja mencapai luluh, maka komponen struktur akan retak dan tulangan baja meluluh, mulur serta terjadi lendutan besar. Umumnya konstruksi tidak akan kembali ke semula.

Untuk menghindari keadaan tersebut dengan menggunakan faktor aman maka tercapainya keadaan ultimit dihindarkan.

SNI 03-2847-1992 atau SK SNI T15-03-1991 menggunakan pengujian “Whitney “



Gambar 5-3. Tegangan Ekuivalen Whitney

$$a = \beta_1 \cdot c \quad \dots\dots\dots 5-1$$

dimana:

c = Jarak serat tekan terluar ke garisnetral

β_1 = Konstantayangmerupakanfungsi kelas beton

Standar SK SNI T15-1991-03 menetapkan nilai β_1 diambil 0,85 untuk $f_c' \leq 30$ Mpa dan berkurang 0,008 untuk setiap kenaikan 1 MPa kuat beton, dan nilaitersebut tidak boleh kurang dari 0,65.

Dengan anggapan tulangan baja tarik telah mencapai tegangan luluh.

$$\sum H = 0$$

$$N_T = N_D$$

$$(0.85.f_c')a.b = A_s.f_y$$

$$a = \frac{A_s.f_y}{(0.85.f_c').b} \quad \dots\dots\dots 5-2$$

Menghitung M_n berdasarkan gaya beton tekan adalah M_n :

$$M_n = N_D.(d - a/2)$$

$$M_n = (0.85.f_c')a.b(d - a/2) \quad \dots\dots\dots 5-3$$

berdasarkan gaya beton tarik adalah:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \dots\dots\dots 5-4$$

Menentukan garis netral penampang

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$\beta_1 = 0,85$ untuk mutu beton $f'_c = 30$ MPa

Maka $c = a / \beta_1$

Dengan menggunakan segitiga sebangun diagram regangan, dapat dicari regangan yang terjadi dalam baja tarik jika regangan beton mencapai 0,003

$$\frac{0,003}{c} = \frac{\epsilon_s}{(d - c)}$$

$$\epsilon_s = \frac{0,003}{c} \cdot (d - c) \text{ mm/mm} \dots\dots\dots 5-5$$

Regangan luluh tulangan baja (E_s) dapat ditentukan berdasarkan Hukum *Hooke*.

$$E_s = \frac{f_y}{\epsilon_y}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots 5-6$$

5.4.1.2 Pembatasan Tulangan Tarik

Ada dua cara hancur konstruksi beton yaitu:

- 1) Kehancuran yang diawali meluluhnya tulangan tarik yang berlangsung perlahan dan tertahap sehingga sempat memberi tanda – tanda keruntuhan;
- 2) Sedang kehancuran diawali hancurnya beton tekan terjadi secara mendadak tanpa memberi kesempatan peringatan.

Untuk itu SK SNI T15-1991-03 menetapkan pembatasan penulangan yang diperlukan. Pada subbab 3.3.3 ditetapkan jumlah baja tulangan tarik tidak boleh melebihi 0,75 jumlah tulangan yang dibutuhkan.

Untuk mencapai keseimbangan regangan.

$$A_s \leq 0,75 A_{sb}$$

Dimana:

A_s = Jumlah luas penampang baja tarik

A_{sb} = Jumlah luas penampang baja tarik yang diperlukan

Rasio penulangan atau rasio baja ρ

$$\rho = A_s / (b \cdot d)$$

dimana

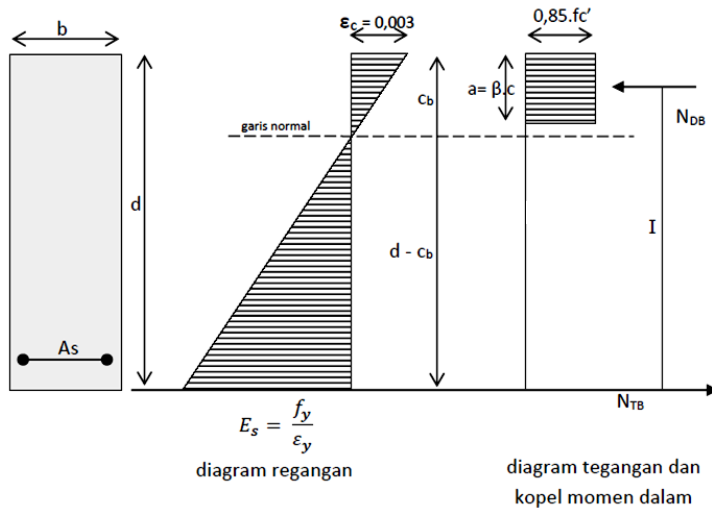
A_s = Jumlah luas penampang baja tarik

b = Lebar penampang beton

d = Tinggi efektif penampang beton

Maka $\rho_{maks} = 0,75 \rho_b$

Dengan keadaan seimbang regangan grafik menjadi sebagai berikut :



Gambar 5-4. Keadaan Diagram

$$\frac{c_b}{0,003} = \frac{d}{\left(\frac{0,003 + f_y}{E_s}\right)}$$

Dengan memasukkan nilai $E_s = 200.000 \text{ MPa}$ maka

$$c_b = \frac{0,003d}{\left(0,003 + \frac{f_y}{200.000}\right)} = \frac{600d}{600 + f_y} \dots\dots\dots 5-7$$

Dan karena $\sum H = 0$

$$N_{DB} = N_{Tb}$$

Maka $(0,85 \cdot f_c') \beta_1 \cdot C_b \cdot b = A_{sb} \cdot f_y$

$$C_b = \frac{A_{sb} \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c') \beta_{1,b}}$$

$$A_{sb} = \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$C_b = \frac{\rho_b \cdot d \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c') \beta_1} \dots\dots\dots 5-8$$

Dengan menggunakan persamaan (5-7) dan (5-8) dapat dicari ρ_b .

$$\rho_b = \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y (600 + f_y)} \right) 600 \dots\dots\dots 5-9$$

Dari persamaan diatas untuk mendapatkan nilai ρ_b dapat menggunakan daftar berbagai kombinasi nilai f_c' dan f_y .

Ikhtisar analis beton persegi terlentur bertulangan tarik saja dengan urutan sebagai berikut:

- 1) Buat daftar hal-hal yang diketahui;
- 2) Tentukan M_R , M_n , beban hidup atau mati yang dapat didukung;
- 3) Hitung rasio penulangan

$$\rho = A_s / (b \cdot d)$$

Bandingkan hasilnya dengan $0,75 \rho_b$ atau ρ_{maks} juga ρ_{min}

- 4) Hitung kedalaman blok tegangan beton tekan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c') \cdot b}$$

- 5) Hitung panjang lengan kopel momen dalam $Z = d - \frac{1}{2}a$

- 6) Hitung momen tahanan (momen dalam) ideal M_n

$$M_n = N_T \cdot Z = A_s \cdot f_y \cdot Z$$

$$M_n = (0,85 \times f_c') \cdot a \cdot b (d - a/2).$$

- 7) $M_R = \phi M_n$

Nilai ρ_{maks} untuk beton bertulang tarik saja untuk berbagai mutu baja dan beton dapat dilihat pada Tabel A.6 (lampiran).

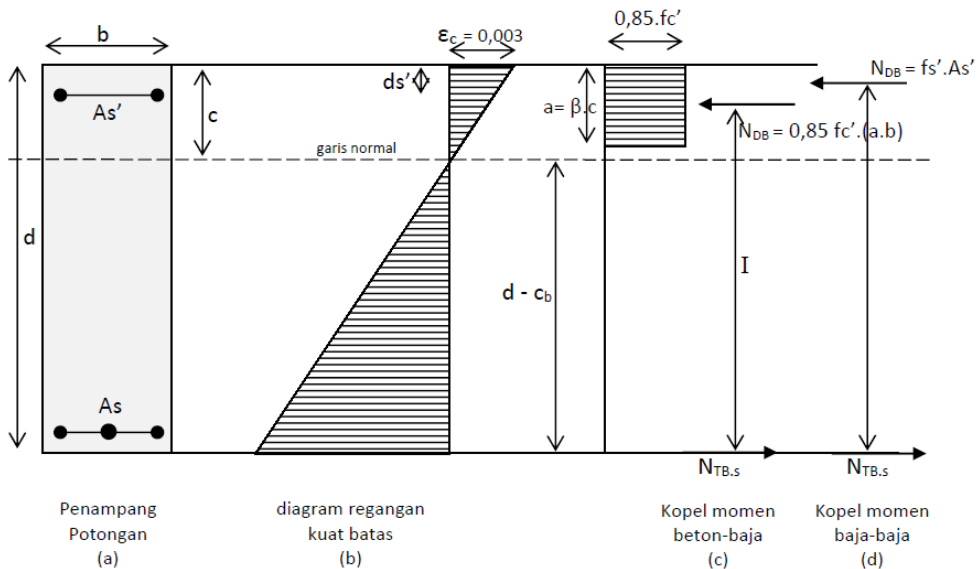
5.4.1.3 Balok Pesegi Tulangan Rangkap

Untuk suatu penampang komponen dengan beban tertentu, kuat momen atau momen tahanan maksimum menggunakan nilai K yang sesuai nilai ρ_{maks} yang bersangkutan. Nilai K merupakan fungsi dari rasio penulangan ρ .

SK SNI T15-1991-03 Pasal 3.3.3 ayat 4 memperbolehkan penambahan tulangan baja di daerah tekan penampang balok. Maka balok ini disebut balok tulangan rangkap.

A. Analisis Balok Tulangan Rangkap (kondisi I)

Didasarkan anggapan kedua penulangan baik tekan atau tarik telah luluh saat regangan beton mencapai 0,003.



Gambar 5-5. Analisis Balok Tulangan

Momen kopel dari tulangan baja tekan dan baja tarik tambahan dihitung sebagai berikut:

$$M_{n2} = N_{T2} \cdot Z_2 \dots\dots\dots 5-10$$

Dengan menganggap tulangan baja tarik telah luluh, sehingga $f_s = f_y$

$$M_{n2} = A_{s2} \cdot f_y \cdot (d - d') \dots\dots\dots 5-11$$

Keseimbangan gaya-gaya $\sum M_n = 0$ dimana $N_{D2} = N$

$$A_s \cdot f_s' = A_{s2} \cdot f_y$$

Jika dianggap tulangan baja tekan luluh $f_s' = f_y$;

$$M_{n1} = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - \frac{1}{2}a)$$

Karena $A_s = A_{s1} + A_{s2}$, maka $A_{s1} = A_s - A_{s2}$

dan $A_{s2} = A_s'$ maka $A_{s1} = A_s - A_s'$

$$M_{n1} = (A_s - A_s') \cdot f_y \cdot (d - \frac{1}{2}a) \dots\dots\dots 5-12$$

Dengan menjumlah persamaan (5-11) dan (5-12)

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = (A_s - A_s') f_y \cdot (d - \frac{1}{2}a) + A_s' f_y (d - d')$$

Dan momen tahanan $M_R = \phi M_n$

Jika garis netral ditentukan terlebih dahulu

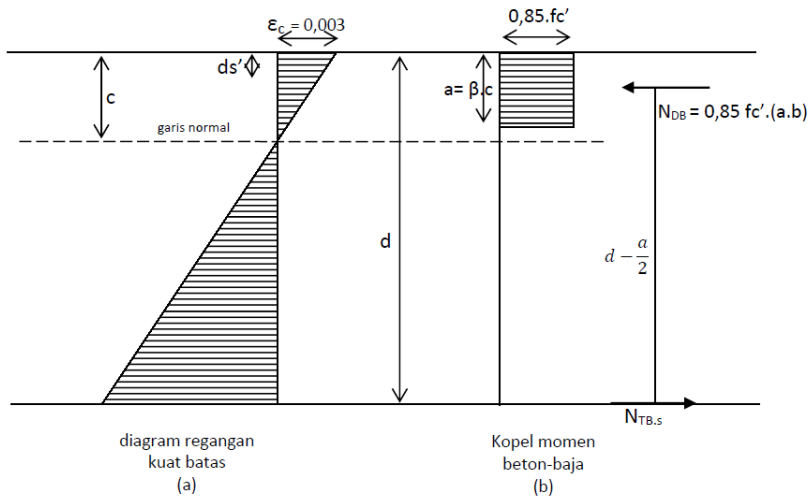
$$N_T = N_{D1} + N_{D2}$$

$$A_s \cdot f_y = (0,85 \cdot f_c') a \cdot b + A_s' \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c') \cdot b} = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c') \cdot b} = \frac{A_{st} \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c') \cdot b}$$

B. Analisis Balok Tulangan Rangkap (kondisi II)

Jika balok beton rendah dengan penulangan baja kuat tinggi dan apabila letak garis netral penampang balok relatif tinggi ada kemungkinan pada saat momen ultimit terjadi regangan $\epsilon_s < \epsilon_y$ (belum mencapai luluh).



Gambar 5-6. Diagram Regangan dan Kopel Momen Beton Baja pada Balok Tulangan Rangkap(Kondisi II)

Ikhtisar analisis balok lentur bertulangan rangkap pada kondisi II adalah sebagai berikut:

- 1) Anggapan seluruh tulangan akan luluh, maka $f_s = f_s' = f_y$ dan $A_s = A_s'$
- 2) Dengan menggunakan persamaan kopel momen beton tekan dan tulangan bajatarik

$$A_{s1} = A_s - A_s'$$

Dan tinggi balok tegangan tekan a

$$a = \frac{(A_s - A_s')f_y}{(0,85 \cdot f_c') \cdot b} = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c') \cdot b}$$

- 3) Tentukan garis netral c

$$c = a / \beta_1$$

- 4) Untuk membuktikan anggapan poin 1) apakah benar dengan menggunakan diagram regangan

$$\epsilon_{s'} = \frac{c-d}{c} \cdot 0,003$$

$$\epsilon_{s'} = d - c$$

Dengan menganggap $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$ menunjukkan tulangan baja tarik telah meluluh, maka akan timbul 2 (dua) kondisi yaitu:

- Kondisi I, $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$ menunjukkan anggapan 1) telah betul dan tulangan bajatekan telah meluluh;
- Kondisi II, $\varepsilon_s' \leq \varepsilon_y$ menunjukkan anggapan 1) tidak benar dan tulangan baja tekan belum meluluh.

Tinjauan pada Kondisi I

- Apabila ε_s' dan ε_s melampaui ε_y , maka hitunglah kapasitas momen tarik M_{nt} dan M_{nz}

Kopel gaya tulangan tekan dan tarik M_{n2}

$$M_{n2} = A_{s'} \cdot f_y \cdot (d - d') \dots\dots\dots 5-13$$

Kopel gaya tulangan tekan dan tarik

$$M_{n2} = A_{st} \cdot f_y \cdot (d - \frac{1}{2} a) \dots\dots\dots 5-14$$

- $M_R = \emptyset M_n$
- Periksa persyaratan rasio penulangan (ρ) pasangan kopel gaya beton Tekan dan baja tulangan tarik tidak melampaui 0,75 dapat dilihat dalam Tabel A.6 (Lampiran) dan luas penampang tulangan baja tarik tidak lebih besar dari $A_{S(maks)}$.

$$\rho_{actual} = \frac{A_{st}}{b \cdot d}$$

Tinjauan pada Kondisi II

- Apabila $\varepsilon_s' < \varepsilon_y$ } Untuk mendapatkan nilai c
 Dan $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$ } (jarak titik netral)

$$N_y = N_{D1} + N_{D2}$$

$$A_s \cdot f_y = (0,85 \cdot f_c') \cdot b \cdot d + A_{s'} \cdot f_s'$$

Sedangkan $a = \beta_1 \cdot c$

$$f_{s'} = \varepsilon_{s'} \cdot E_s = \frac{(c - d')}{c} \times 0,003 (E_s)$$

$$A_s \cdot f_Y = 0,85 f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c + 0,003 \frac{(c - d')}{C} \cdot E_s \cdot A_{s'}$$

$$A_s \cdot f_Y \cdot c = 0,85 f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c^2 + 0,003 (c - d') \cdot E_s \cdot A_{s'}$$

$$0,85 f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c^2 + 0,003 (c - d') \cdot E_s \cdot A_{s'} - A_s \cdot f_Y \cdot c = 0$$

$$E_s = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Maka } 0,85 f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c^2 + (600 \cdot A_{s'} - A_s \cdot f_{Yx}) \cdot c - 600 d' A_s = 0 \dots\dots\dots 5-15$$

9) Hitung tegangan tulangan baja tekan $f_{s'} = \frac{c-d' (600)}{c}$

10) Mendapatkan a dengan persamaan $a = \beta_1 \cdot c$;

11) Gaya-gaya tekan $N_{D1} = 0,85 f_c \cdot b \cdot a$

$$N_{D2} = A_s \cdot f_c'$$

12) Hitung kuat momen tahanan ideal masing-masing kopel

$$M_{n1} = N_{D1} \times (d - \frac{1}{2}a)$$

$$M_{n2} = N_{D2} \times (d - d')$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2}$$

13) $M_R = \phi M_n$

14) Kontrol persyaratan hasil analisa antara lain dengan:

$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b$ (lihat Tabel A.6 pada Lampiran)

$$A_{st} = A_s - \frac{A_{s'} \cdot f_{s'}}{f_Y}$$

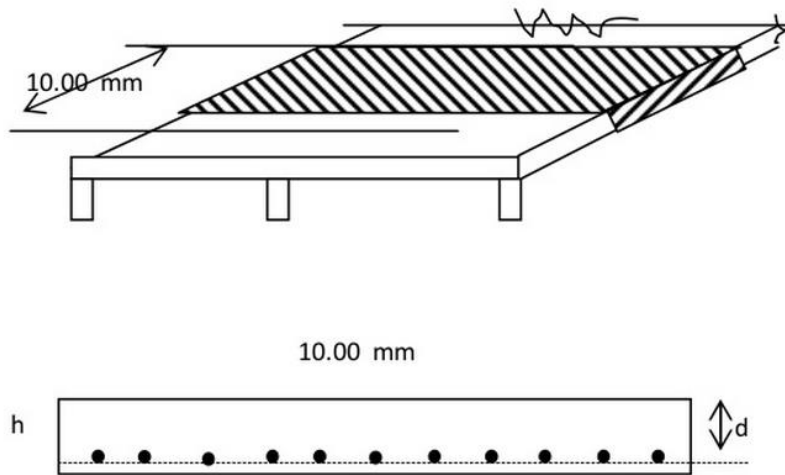
$$\rho_{actual} = \frac{A_{st}}{b \cdot d}$$

5.4.2 Analis Pelat Terlentur

5.4.2.1 Terlentur Satu Arah

Sesuai SNI 03-2847-1992 bila bentang dan beban yang bekerja pada pelat dilimpahkan menurut arah sisi yang pendek dan pelat terlentur satu arah yang meneruskan beberapa perletakan dapat diperlakukan layaknya balok dengan setinggi pelat dan lebar persatuan panjang/meter. Bila bentangan dan beban

bekerja memenuhi kriteria tersebut diatas maka diperbolehkan menggunakan koefisien momen dan gaya geser standar.



Gambar 5-7. Pelat Satu Arah

Dimana:

- A_s = Luas tegangan tarik, mm^2
- D = Jarak serat terluar ke pusat tulangan tarik, mm
- ρ = $A_s / (b \times d)$
- d' = Selimut beton, mm
- D = $h - d'$ mm
- ρ_{maksimum} = $0,75 \rho_b$

Nilai ρ terkait pada mutu baja, mutu beton dapat dilihat pada Tabel 5-6. subbab diatas (Tabel konstanta perencanaan)

StandarSK SNI T15-1991-03 Subbab 3.16.12 menetapkan bahwa untuk pelat lantai serta atap struktur yang menggunakan tulangan pokok lentur satu arah diwajibkan harus dipasang tulangan susut dengan arah tegak lurus terhadap tulangan pokoknya.

Tulangan susut (A_{minimum}) jika menggunakan tulangan baja deformasi (BJTD) ditetapkan seperti tertulis dalam Tabel 5-7.dibawah ini.

Tabel 5-7.Tulangan Susut Minimum

Mutu Baja	A_s Minimum	Keterangan
30	0,0020 b.h	b = lebar satuan meter
40	0,0018 b.h	H = tinggi atau tebal lantai

Penentuan tebal pelat terlentur satu arah tergantung pada beban atau momen yang bekerja, defleksi yang terjadi dan kebutuhan kuat geser yang disyaratkan sesuai SK NI T15-1991-03 diuraikan dalam Tabel 5-8.dibawah ini.

Tabel 5-8.Daftar Tebal Minimum Balok dan Pelat Satu Arah

Komponen Struktur	Tebal Minimum h			
	Dua Tumpuan	Satu Ujung Menerus	Kedua Ujung Menerus	Kantilever
	Komponen tidak mendukung atau menyatu dengan partisi atau konstruksi lain yang akan rusak akibat lendutan besar			
Pelat Solid satu arah	1/20	1/24	1/28	1/10
Balok atau pelat lajur satu arah	1/16	1/18,5	1/21	1/8

Ikhtisar perencanaan pelat lentur satu arah sebagai berikut:

- (1) Tentukan h minimum sesuai tabel diatas.
- (2) Hitung beban mati berat sendiri pelat dan kemudian hitung beban rencana tetap W_u .
- (3) Hitung momen rencana M_u .
- (4) Perkirakan tinggi efektif pelat d, dan selimut beton tulangan baja 20 mm, dengan hubungan

$$d = h - d' - \frac{1}{2} \phi_{\text{baja}}$$

(5) Hitung K yang diperlukan $K = \frac{M_u}{\phi b d^2 n}$

(6) Tentukan rasio $\rho < \rho_{\text{maks}}$ dari Tabel A-6. sampai A-10. (Lampiran) dan tidak melampaui ρ_{maksimum} . Jika $P > P_{\text{maksimum}}$. Maka h pelat diperbesar

(7) Hitung A_s yang diperlukan $A_s = \rho \times b \times d$

(8) Gunakan Tabel A-3 (Lampiran) pilih tulangan baja pokok yang akan dipasang.

Kontrol jarak maksimum antara tulangan dari pusat ke $3h$

(9) Hitung tulangan susut:

$$A_{s \text{ minimum}} = 0,0020 b \cdot h \text{ untuk Mutu 30}$$

$$A_{s \text{ minimum}} = 0,0018 b \cdot h \text{ untuk Mutu 40}$$

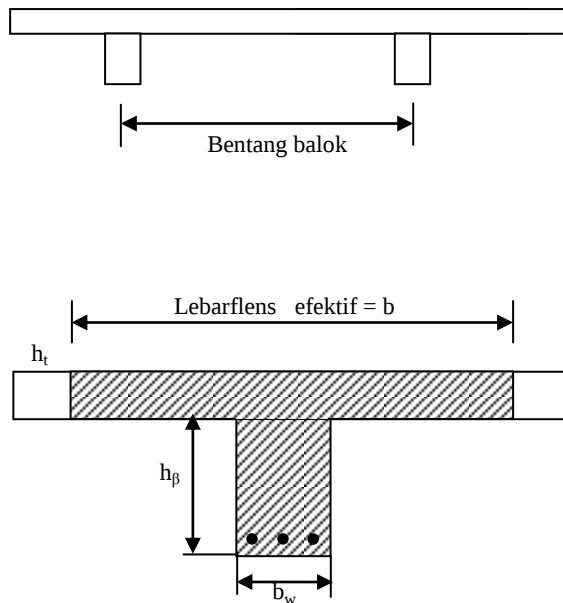
5.5 Penampang Balok T dan Balok Bertulangan Rangkap

5.5.1 Permasalahan

Komponen lantai atau atap gedung struktur beton bertulang dapat berupa pelat dengan seluruh beban didukung oleh kolom yang selanjutnya diteruskan ke pondasi. Bentangan struktur pelat yang demikian tidak dapat panjang pada ketebalan tertentu, menghasilkan struktur tidak hemat dan praktis. Oleh karena itu dikembangkan jenis struktur pelat untuk memperoleh bentangan sepanjang mungkin dengan berat sendiri (beban mati) sekecil mungkin. Salah satu sistem dari hal itu adalah dibentuk balok anak dan balok induk, terdiri pelat yang bertumpu pada balok anak yang membentuk rangka dengan balok induk. Pada umumnya balok anak membagi bentangan balok induk menjadi setengah, sepertiga, seperempat dan sebagainya.

Pada analisa dan perencanaan balok dicetak menjadi satu kesatuan dengan pelat lantai atau atap, dengan anggapan ada interaksi antara balok dan pelat saat menahan momen positif yang bekerja pada balok.

Interaksi antara balok dan pelat menjadi satu kesatuan pada penampangnya yang membentuk huruf T, maka balok itu disebut balok T seperti terlihat pada Gambar 5-8. di mana pelat berfungsi sebagai sayap atau *flens*.



Gambar 5-8. Balok T Sebagai Bagian Sistem Lantai

Standar SNI 03-2847-1992 memberikan pembatasan lebar efektif *flens* blok T sebagai berikut:

- 1) Lebar sayap atau *flens* yang efektif yang diperhitungkan tidak lebih seperempat panjang bentang balok, sedangkan lebar efektif bagian pelat yang menonjol dari kedua sisi balok tidak lebih dari 8 (delapan) kali tebal pelat dan juga tidak lebih besar dari separo jarak bersih dengan balok sebelahnya. Jadi lebar efektif balok T diperhitungkan sebagai berikut:
 - (a) Seperempat panjang balok
 - (b) $b_w + 16 h_t$
 - (c) Jarak dari pusat ke pusat antar balok.
- 2) Untuk balok yang hanya mempunyai *flens* pada satu sisi, lebar efektif bagian pelat yang menonjol diperhitungkan sebagai berikut:
 - (1) tidak lebih besar dari seperduabelas panjang bentang balok

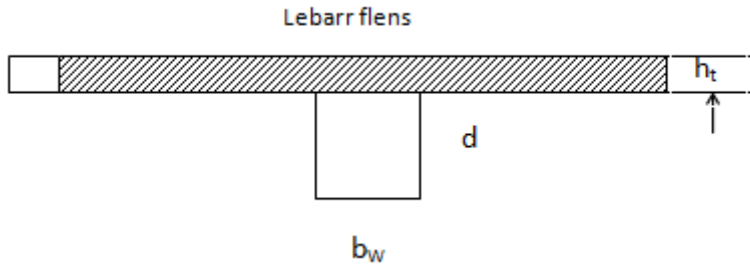
- (2) atau enam kali tebal pelat, atau
- (3) $\frac{1}{2}$ jarak bersih dengan balok sebelahnya.
- 3) Untuk balok yang khusus dibentuk sebagai balok T dengan maksud untuk mendapatkan tambahan luas daerah tekan, ketebalan *flens* tidak boleh lebih besar dari setengah lebar balok, dan lebar *flens* total tidak boleh lebih besar dari empat kali lebar balok.
- 4) Bila tulangan lentur utama pelat yang dianggap sebagai suatu *flens* balok T (kecuali konstruksi pelat rusuk) sejajar dengan balok, maka harus disediakan penulangan di sisi atas pelat yang tegak lurus balok berdasarkan ketentuan sebagai berikut:
 - (1) Tulangan transversal harus direncanakan untuk menahan beban T faktor pada lebar pelat yang membentang (yang dianggap berperilaku sebagai kantilever). Untuk balok tunggal seluruh lebar *flens* yang membentang harus diperhitungkan. Untuk seluruh lebar efektifnya saja yang diperhitungkan;
 - (2) Tulangan transversal harus dipasang dengan spasi tidak melebihi lima kali tebal pelat dan 500 mm.

5.5.2 Analisis Balok T Terlentur

Analisa perhitungan balok T lentur ada 2 (dua) cara yaitu:

- Dihitung sebagai Balok T murni
- Dihitung sebagai Balok T persegi jika $N_T < N_D$

5.5.2.1 Dihitung Sebagai Balok T Murni



Gambar 5-9. Balok T

Persyaratan blok T sama dengan syarat–syarat balok persegi antara lain:

1) Tentukan lebar *flens* efektif $b = b_w + 16 h_t$

2) Tentukan rasio $\rho = 0,75\rho_b$

$$\text{Rasio penulangan minimum } \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

3) Dengan asumsi baja tulangan tarik telah luluh

$$\text{Gaya tarik total } N_t = A_s \times f_y$$

4) $N_D = 0,85 f'_e \times h_t \times b$

5) Sisa gaya diatas ($N_t - N_D$) bekerja di daerah balok dibawah *flens* (sayap)

6) $(N_t - N_D) = (0,85 \times f'_e) \times b_w \times (a - h_t)$

$$7) a = \frac{(N_t - N_D) + h_t}{(0,85 \times f'_e) \times b_w}$$

8) Kontrol $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$

$$\rho_{actual} = \frac{A_s}{b_w \times d}$$

ρ_{actual} harus lebih besar dari $\rho_{\min}$

9) Untuk menghitung momen kopel dalam perludiketahui jarak Z

$$Y = \frac{\sum(A \times y)}{\sum A}$$

$$Z = d - Y$$

10) Momen Tahanan dalam nominal

$$M_n = M_t \times (Z)$$

$$M_R = \phi \times M_n = 0,80 \times M_n$$

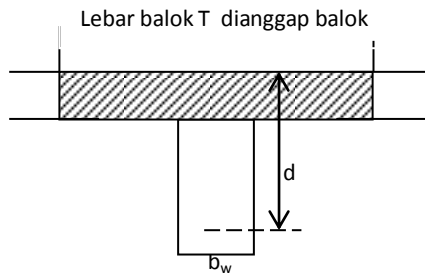
11) Pemeriksaan persyaratan daktilitas dengan A_{maks} dari daftar 5.3.1.

(1) ρ_{actual} harus lebih besar dari ρ_{min}

(2) (Nilai-nilai $A_{S maks}$ untuk balok T)

$A_{S maks}$ harus $> A_{S aktual}$

5.5.3 Dihitung Sebagai Balok T Pesegi Jika $N_T < N_D$



Gambar 5-10. Balok T Dianggap Balok Pesegi

1) Tentukan lebar *flens* efektif $b = b_w + 16 h_t$

2) Tentukan Momen rencana $= M_u$

$$M_U = 1,2 M_{DL} + 1,6 M_{LL}$$

Dimana M_{DL} = Berat sendiri sistem lantai

M_{LL} = Berat hidup dari lantai

3) $M_R = \phi (0,85 \times f'_c) \times b \times h_t \times (d - \frac{1}{2} h_t)$

4) Pilih rasio penulangan $\rho = 0,75 \rho_b$ sesuai dengan nilai K

$$\text{Rasio penulangan minimum } \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_{actual} = \frac{A_s}{b_w \times d}$$

$$\rho_{actual} > \rho_{minimum}$$

5) Hitung penulangan tarik yang diperlukan

$$A_s = \rho \times b \times d$$

6) Pemeriksaan persyaratan daktilitas dengan A_{maks} dari Subbab 5.3.1. (Nilai-nilai A_s maks untuk balok T).

$$A_{s \text{ maks}} \text{ harus } > A_{s \text{ aktual}}$$

Jika $A_{s \text{ aktual}} > A_{s \text{ maks}}$, momen tahanan M_n dihitung dengan menggunakan $A_{s \text{ maks}}$ dalam hal ini disebut sebagai A_s efektif.

5.5.4 Pembatasan Penulangan Tarik Balok T

Analisa pada pengamatan hancur keuletan (daktilitas) bahan didasarkan hubungan sebagai berikut:

$$1) C_b = \frac{600 (d)}{f_y + 600}$$

$$2) A_b = 0,85 \cdot C_b \text{ dimana } \beta_1 = 0,85$$

$$3) N_{Db} = NT = A_{sb} \times f_y$$

$$4) NDb = NT = A_{sb} \times f_y$$

$$5) A_s (\text{maksimum}) = 0,75 A_{sb}$$

Untuk mencari A_s maksimum dengan persamaan-persamaan diatas akan didapat persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_s \text{ maksimum} &= \frac{0,75 \times N_{DB}}{f_y} \\ &= \frac{0,75 (0,85 \times f_c' (bh_1 + b_w (a_b + h_t))}{f_y} \\ &= \frac{0,658 f_c' h_t}{f_y} \left\{ b + b_w (\beta_1 / h_t) \left| \frac{600d - 1}{f_y + 600} \right| \right\} \end{aligned}$$

Dengan memasukkan berbagai pasangan nilai kombinasi f_c' dan f_y didapat nilai A_s maksimum dalam bentuk daftar seperti Tabel 5-9.dibawah ini:

Tabel 5-9. Nilai-Nilai A_s (maksimum) untuk Balok T

f_c' (MPa)	f_y (MPa)	A_s (maksimum) (mm ²)
17	240	
	300	
	350	
	400	
20	240	
	300	
	350	
	400	
25	240	
	300	
	350	
	400	
30	240	
	300	
	350	
	400	
35	240	
	300	
	350	
	400	

Dimana:

$$K_1 = h_t \left\{ b + b_w \left[\frac{0,607 d}{h_t} \right] - b_w \right\}$$

$$K_2 = h_t \left\{ b + b_w \left[\frac{0,567 d}{h_t} \right] - b_w \right\}$$

$$K_3 = h_t \left\{ b + b_w \left[\frac{0,537 d}{h_t} \right] - b_w \right\}$$

$$K_4 = h_t \left\{ b + b_w \left[\frac{0,510 d}{h_t} \right] - b_w \right\}$$

$$K_5 = h_t \left\{ b + b_w \left[\frac{0,579 d}{h_t} \right] - b_w \right\}$$

$$K_6 = h_t \left\{ b + b_w \left[\frac{0,540 d}{h_t} \right] - b_w \right\}$$

$$K_7 = h_t \left\{ b + b_w \left[\frac{0,512 d}{h_t} \right] - b_w \right\}$$

$$K_8 = h_t \left\{ b + b_w \left[\frac{0,486 d}{h_t} \right] - b_w \right\}$$

BAB VI

PONDASI TIANG

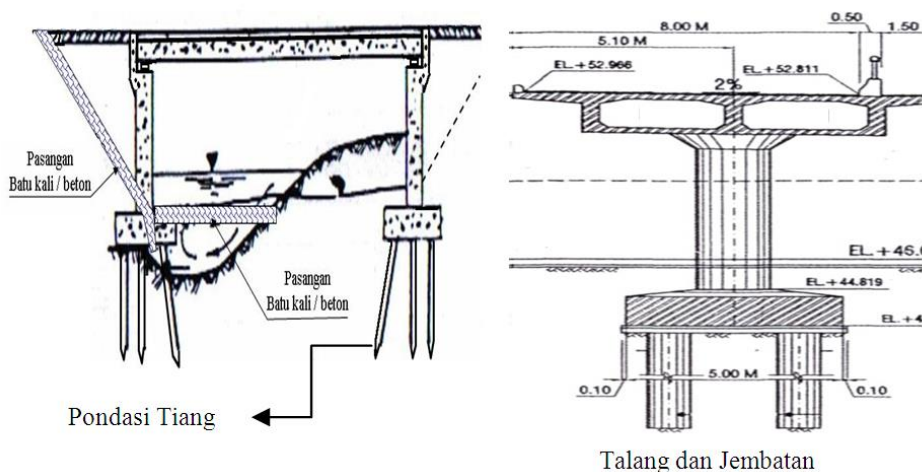
6.1 Permasalahan

Penggunaan pondasi tiang dalam struktur prasarana irigasi sangat diperlukan apabila struktur tersebut terletak pada kondisi geoteknik yang kurang baik atau pada daya dukung tanah yang lebih kecil dari daya dukung yang diakibatkan stuktur prasarana irigasi tersebut, sehingga diperlukan pondasi tiang untuk memperbesar daya dukung tanah asli.

Adapun penggunaan pondasi tiang yang umum digunakan seperti tertera dalam Gambar 6-1 dalam pembuatan stuktur prasarana irigasi antaralain:

- a) Pangkal jembatan atau talang
- b) Dibawah tubuh bendung pasangan batukali atau beton tipe gravitasi serta bendung karet
- c) Tembok tepi atau tembok penahan tanah

Prasarana—prasarana irigasi lainnya seperti bangunan bagi, bangunan terjun dll.



Gambar 6-1. Potongan Melintang Pangkal Jembatan dan Talang dengan Pondasi Tiang

6.2 Persyaratan-Persyaratan

Dalam perencanaan teknis pondasi tiang untuk stuktur prasarana irigasi didasarkan atas SNI 03-6747- 2002.

6.2.1 Kondisi Geoteknik

Pondasi tiang untuk stuktur prasarana irigasi dapat digunakan:

- 1) Sampai kedalaman 10,00 meter atau lebih dari permukaan tanah yang terdiri beberapa lapisan seperti:
 - (1) Tanah kohesif yang sifatnya bervariasi dari yang sangat lembek, lembek, teguh atau kenyal;
 - (2) Tanah yang non kohesif yang sifatnya bervariasi sangat lepas, lepas atau agak padat
- 2) Lapisan tanah keras dengan nilai sondir $q_c \geq 15.000$ kPa atau penetrasi standar $N \geq 50$ terletak pada kedalaman lebih 10,00 meter.

6.2.2 Data–Data Penunjang

Perencanaan pondasi tiang harus ditunjang dengan data sebagai berikut:

- 1) Penampang memanjang pada sumbu struktur prasarana irigasi, penampang melintang pada bangunan bawah dan penampang melintang pada penahan tanah atau oprit pada jembatan/talang dibelakang jembatan yang dibuat sesuai ketentuan yang berlaku.
- 2) Data Geoteknik pada lokasi struktur prasarana irigasi yang diperoleh dari hasil penyelidikan berdasarkan ketentuan yang berlaku (Pd.T 03-2005-Atentang Pedoman Penyelidikan Geoteknik untuk Pondasi Bangunan Air) serta menyajikan data–data tentang:
 - (1) Stratigrafi sepanjang sumbu stuktur prasarana irigasi;

- (2) Parameter tanah atau batuan dari setiap lapisan, yaitu berat isi tanah, kohesi dan sudut geser, kuat tekan bebas tanah kohesif, modulus elatisitas tanah dan modulus reaksi tanah; seperti yang diuraikan dalam Tabel 6-1.
- (3) Muka air tanah tertinggi;
- (4) Parameter tanah timbunan di tembok tepi atau oprit padat (berat isi dan kuat geser).

Tabel 6-1. Parameter untuk Tiang pada Tanah Non Kohesif

Kondisi Tanah			Z_L/d	F_f		N_q	
Tingkat Kepadatan	Nilai SPT N	Nilai Sondir q_c (kPa)		Tiang Pancang	Tiang Cor Setempat	Tiang Pancang	Tiang Cor Setempat
Lepas	10	0–4.000	6	0,8	0,3	60	25
Sedang	10-30	4.000-12.000	8	1,0	0,5	100	60
Padat	30-50	12.000-20.000	15	1,5	0,8	180	100

Sumber: SNI 03-6747- 2002

- 3) Data hidrologi dan hidraulik khusus untuk jembatan atau talang yang melintasi sungai yang diperoleh dari hasil penyelidikan berdasarkan ketentuan yang berlaku serta menyajikan data tentang:
 - (1) Muka air tertinggi di sungai;
 - (2) Penurunan dasar sungai akibat penggerusan;
 - (3) Jenis dan karakteristik benda hanyutan di sungai yang bersangkutan.
- 4) Data tentang mutu komponen bahan tiang beton dan jenis tiang;
- 5) Data tentang parameter lingkungan yang berpengaruh terhadap keawetan struktur tiang;
- 6) Data tentang peralatan yang untuk pelaksanaan yaitu:
 - (1) Tipe alat pancang;
 - (2) Tipe alat pemboran dan pengecoran beton.

6.2.3 Persyaratan Keawetan Tiang

Struktur tiang pondasi harus memenuhi keawetan sebagai berikut:

- 1) Tiang Beton
 - (1) Pada lingkungan korosif, tiang harus dibuat dengan menggunakan rencana campuran beton kedap air sesuai ketentuan yang berlaku;
 - (2) Tebal minimum selimut beton adalah 45 mm untuk kondisi non korosif dan 50 mm untuk kondisi korosif;
 - (3) Tidak terdapat yang retak-retak yang dapat menyebabkan terjadinya korosi baja tulangan.
- 2) Tiang baja dan komposit baja beton
 - (1) Bagian tiang yang terletak menonjol diatasdasar sungai harus diproteksi terhadap korosi, terutama yang terletak di sekitar fluktuasi muka air;
 - (2) Tiang yang terletak pada aliran sungai yang pada waktu banjir banyak mengalirkan benda-benda hanyutan, maka mutu baja yang digunakan harus tahan aus terhadap abrasi permukaan.

6.3 Ketentuan–Ketentuan

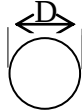
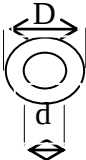
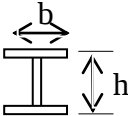
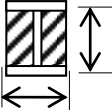
6.3.1 Daya Dukung Aksial Tiang Vertikal

6.3.1.1 Ketentuan Umum

Ketentuan Umum pondasi tiang meliputi antara lain:

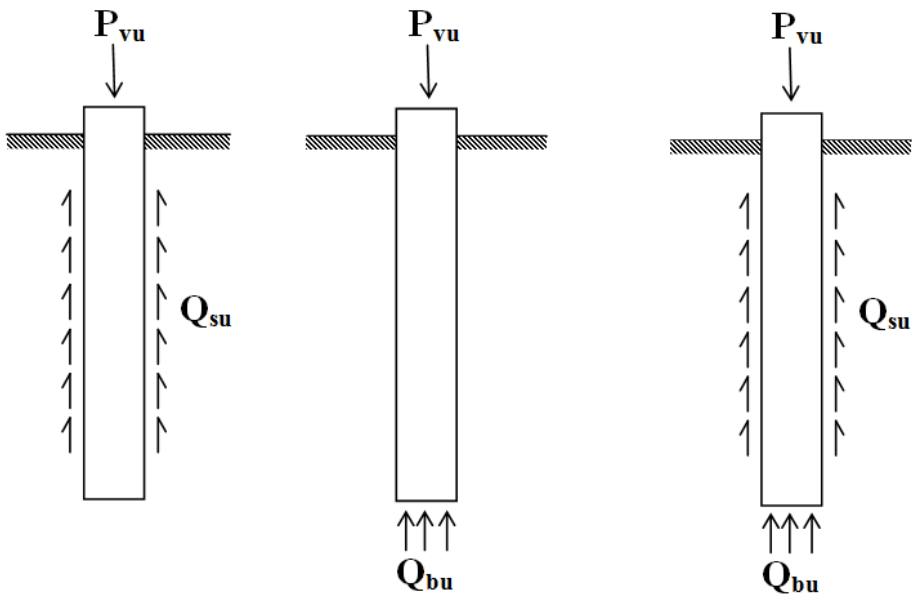
- 1) Jenis tiang ditetapkan sesuai bahan dan bentuk penampang seperti dalam Tabel 6-2 dibawah ini.

Tabel 6-2. Luas Penampang dan Keliling Efektif Tiang

Jenis Tiang	Penampang	A_p = Luas Efektif	C_p = Keliling Efektif
1 Tiang beton			
a. Penampang Persegi		$b \times b$	$2 (b + b)$
b. Penampang bulat		$\frac{\pi \times D^2}{4}$	$\pi \times D$
2 Tiang pancang baja			
a. Penampang bundar ujung terbuka		$\frac{\pi \times (D^2 - d^2)}{4}$	$\pi \times D$
b. Penampang bundar ujung tertutup		$\frac{\pi \times D^2}{4}$	$\pi \times D$
c. Penampang I ujung terbuka		A_{profil}	$2 (b + h)$
d. Penampang I ujung tertutup		$b \times h$	$2 (b + h)$

Sumber: SNI 03-6747- 2002

- 2) Daya dukung *axial ultimate* tiang vertikal tunggal harus dihitung berdasarkan tahanan ultimit pada ujung tiang dan tahanan gesek ultimit pada permukaan selimut tiang seperti terlihat pada Gambar 6-2. dibawah ini.



Gambar 6-2. Komponen Daya Dukung Tiang

3) Rumus umum daya dukung aksial ultimit adalah:

$$Q_{VU} = Q_{bu} + Q_{su} \dots\dots\dots 6-1$$

Dimana:

Q_{VU} = daya dukung aksial ultimit tiang vertikal tunggal (kN);

Q_{bu} = tahanan ultimit pada ujung tiang vertikal tunggal (kN);

Q_{su} = tahanan gesek ultimit pada permukaan selimut tiang (kN).

4) Daya dukung aksial tiang vertikal tunggal harus memenuhi persyaratan:

$$Q_{VU} \geq P_{VU} \quad \text{untuk kondisi ultimit}$$

$$Q_{VU} \times 0,5 \geq P_V \quad \text{untuk kondisi daya layan}$$

Dimana:

P_{VU} = gaya aksial ultimit yang bekerja pada tiang tunggal;

P_V = gaya aksial layan yang bekerja pada tiang tunggal.

6.3.1.2 Rumus Daya Dukung Aksial Ultimit

Rumus Daya dukung aksial ultimit dihitung berdasarkan rumus–rumus sebagai berikut:

- 1) Komponen dayadukung aksial ultimit tiang pada tanah yang tidak kohesif dihitung dengan rumus:

$$Q_{bu} = N_q \times S_z \times A_p \dots\dots\dots 6-2$$

$$Q_{su} = \sum F_f \times S_z \times C_p \times L_i \dots\dots\dots 6-3$$

Dimana:

N_q = faktor daya dukung yang nilainya tercantum dalam Tabel 6-1;

S_z = tegangan efektif vertikal yang nilainya tidak boleh lebih dari tegangan efektif pada kedalaman Z_L ;

Z_L = kedalaman maksimum untuk memperhitungkan tegangan efektif vertikal nilainya tercantum dalam Tabel 6-1;

A_p = luas penampang ujung tiang, m^2 yang nilainya tergantung penampang tiang, lihat Tabel 6-2;

F_f = faktor reduksi terhadap gesekan yang nilainya tercantum dalam Tabel 6-1;

L_i = tebal lapisan yang diperhitungkan tahanan geseknya, meter lihat Tabel 6-3;

d = diameter tiang.

- 2) Daya dukung aksial ultimit tiang vertikal pada tanah kohesif dihitung dengan rumus:

$$Q_{bu} = N_c \times C_{u'} \times A_p \dots\dots\dots 6-4$$

$$Q_{su} = \sum F_c \times C_{u'} \times C_p \times L_i \dots\dots\dots 6-5$$

Dimana:

N_c = faktor daya dukung, yang nilainya:

- bila $L \geq 4 d$: $N_c = 9,0$;
- Bila $L < 4 d$: $N_c = 5,6 \text{ s/d } 9,0$;

$C_{u'}$ = Kuat geser *undrained* tiap lapisan pendukung yang nilainya:

$$C_{u'} = K_{RC'} \times C_u$$

Dimana:

K_{rc} = Faktor reduksi kuat geser tanah yang besarnya tercantum dalam Tabel 6-4.

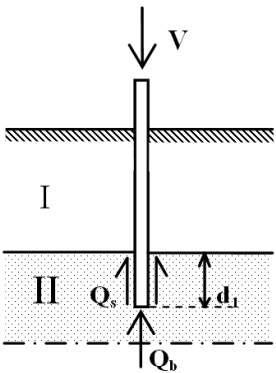
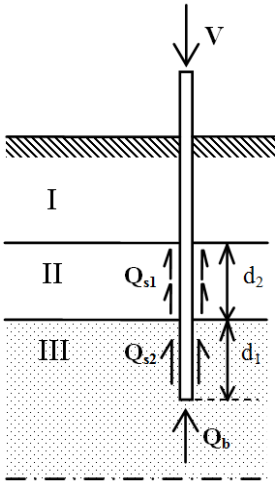
A_p = Luas penampang efektif, m^2 (Tabel 6-2);

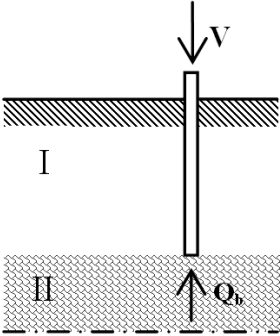
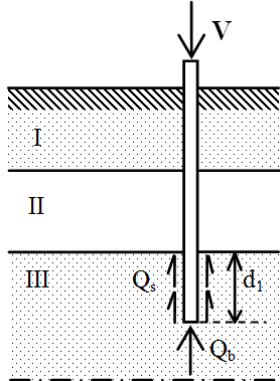
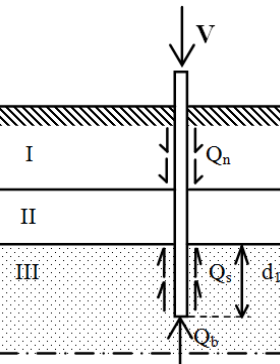
C_p = Keliling efektif, m (Tabel 6-2);

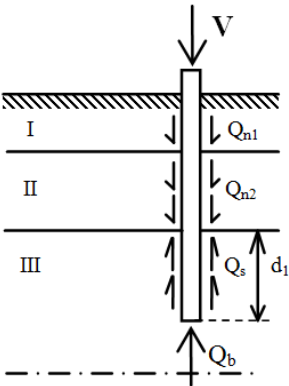
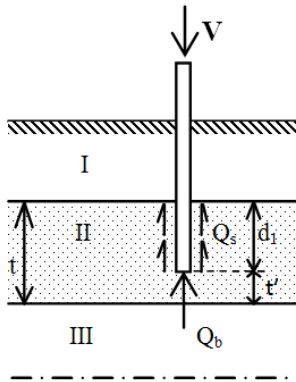
L_i = Tebal lapisan yang memberikan kontribusi tahanan geser, m (Tabel 6-3.)

F_c = Faktor gangguan yang nilainya tercantum dalam Tabel 6-5.

Tabel 6-3. Kontribusi Tahanan Gesek Sesuai Stratigrafi

Kondisi Tanah		Kontribusi Tahanan Gesek
Statigrafi	Deskripsi	
	Dua lapisan tanah: I. Lapisan lembek II. Ujung tiang masuk d_1 ke dalam lapisan pendukung (lempung kenyal, pasir, kerikil)	i. Q_{su} hanya diperhitungkan sepanjang d_1; ii. $Q_{VU} = Q_{bu} + Q_{su}$
	Tiga lapisan tanah: I. Lapisan lembek II. Lapisan lempung teguh setebal d_1 III. Ujung tiang masuk d_2 kedalam lapisan pendukung (lempung kenyal, pasir, kerikil)	i. $Q_{su} = Q_{s1} + Q_{s2}$ ii. $Q_{VU} = Q_{bu} + Q_{su}$

Kondisi Tanah		Kontribusi Tahanan Gesek
Statigrafi	Deskripsi	
	Dua lapisan: I. Lapisan lembek II. Batuan dasar	i. $Q_{SU} = 0$ ii. $Q_{VU} = Q_{bu}$
	Tiga lapisan: I. Lapisan pasir, kerikil II. Lapisan lembek III. Ujung tiang masuk d_1 kedalam lapisan pendukung (pasir, kerikil)	i. Q_{SU} hanya diperhitungkan sedalam d_1 ii. $Q_{VU} = Q_{bu} + Q_{SU}$
	Tiga lapisan: I. Timbunan padat II. Lumpur III. Ujung tiang menembus d_1 kedalam lapisan pasir kerikil	i. Terjadi perlawanan geser negatif Q_n ii. Terjadi perlawanan geser Q_{su} sepanjang d_1 iii. $Q_{VU} = Q_{bu} + Q_{SU} - Q_n$

Kondisi Tanah		Kontribusi Tahanan Gesek
Statigrafi	Deskripsi	
	Tiga lapisan: I. Timbunan II. Lempung kompresibel III. Ujung tiang menembus d_1 kedalam lapisan pasir kerikil	i. Terjadi perlawanan geser negatif Q_{n1} dan Q_{n2} ii. Perlawanan geser Q_n terjadi sepanjang d_1 iii. $Q_{VU} = Q_{bu} + Q_{SU} - Q_{n1} - Q_{n2}$
	Tiga lapisan: I. Lempung lembek II. Pasir, kerikil, lempung kenyal setebal t. Ujung tiang menembus d_1 kedalam lapisan ini III. Lempung lembek	i. Perlawanan geser Q_{su} terjadi sepanjang d_1 ii. Q_{bu} harus di koreksi $Q_{bu} = A_p \times q_{br}$
Untuk $t' < 10 d_b$: $q_{br} = q_{bs} + (q_b - q_{bs}) \cdot \frac{t'}{10 d_b}$ $t' < 10 d_b$: $q_{br} = q_b$ Keterangan: t' = tebal lapis pendukung yang mantap d_b = diameter ujung tiang q_{bs} = tahanan ujung dalam lapis lembek dibawah elevasi ujung tiang q_b = tahanan ultimit pada ujung tiang		

Tabel 6-4. Faktor Reduksi Kuat Geser/Parameter Tanah

Parameter	Faktor Reduksi (K_{rc})		
	Notasi	Hasil Uji di Laboratorium	Korelasi Data Lain
Berat isi	γ	-	-
Kohesi C	K_{rc}	0,70	0,50
Sudut Geser Dalam ϕ	$K_{r\phi}$	0,80	0,70
Sudut Gesekan Dasar Pondasi D	K_{rD}	0,80	0,70

Sumber : SNI 03-6747- 2002

Tabel 6-5. Parameter untuk Tiang pada Tanah Kohesif

Kondisi Tanah				Nilai C_U (kPa)	Faktor Gangguan
Sifat	Nilai q_U (kPa)	Nilai q_C (kPa)	Nilai N	Nilai C_U (kPa)	Faktor Gangguan
Sangat Lembek	0 - 25	< 500	0 - 2	0 - 10	1,00
Lembek	25 - 50	500 - 1.000	2 - 4	10 - 25	1,00
Teguh	50 - 100	1.000 – 2.000	4 - 8	25 - 45	1,00
				45 - 50	1,00 - 0,95
Kenyal	100 - 200	2.000 – 4.000	8 - 15	56 - 60	0,95 - 0,80
				60 - 80	0,80 - 0,65
				80 - 100	0,65 - 0,55
Sangat Kenyal	200 - 400	4.000 - 8.000	15 - 30	100 - 120	0,55 - 0,50
				120 - 140	0,50 - 0,45
				140 - 160	0,45 - 0,40
				160 - 180	0,40 - 0,36
				180 - 200	0,36 - 0,34
Keras	400 - 800	8.000 - 15.000	30 - 50	> 200	0,34
Sangat Keras	>800	> 15.000	> 50	> 200	0,34

Sumber : SNI 03-6747- 2002

3) Pengaruh Kondisi Tanah Berlapis

Apabila tiang pondasi terletak pada tanah berlapis, maka daya dukung aksial ultimit harus dihitung dengan ketentuan sebagai berikut:

- a) Tahanan gesek ultimit adalah jumlah tahanan gesek dari tiap lapisan;
- b) Pada lapisan tanah tidak kohesif tegangan efektif diambil nilai terkecil pada kedalaman batas Z_L dimana tanah dianggap homogen.

6.3.1.3 Reduksi Daya Dukung Aksial

1) Tahanan gesek negatif

- (a) Ujung tiang menumpu pada lapisan tanah keras dan permukaan tanah terdapat lembek yang kompresibel dengan $C_U \leq 10$ kPa, maka tahanan gesek pada lapisan lembek harus diperhitungkan sebagai tahanan gesek negatif, lihat pada Tabel 6-3.;
- (b) Nilai tahanan gesek negatif ultimit dihitung dengan rumus:

$$Q_{SU} = \beta \times F_n' \times C_p \times L_n \dots\dots\dots 6-6$$

$$f_n' = F \times S \dots\dots\dots 6-7$$

dimana:

β = Koefisien gesekan; bila permukaan tiang tidak dilapisi ter atau cat

$\beta = 1,25$ dan bila dilapisi cat β dapat direduksi sampai $0,3 \times f_n'$;

S = tegangan efektif pada kedalaman yang ditinjau, kPa;

F = 0,2 untuk tanah dengan IP (Indek Plastis) = 15;

0,3 untuk tanah dengan IP (Indek Plastis) ≥ 50 .

C_p = Keliling efektif (Tabel 6-2.).

L_n = Tebal lapisan kompresibel; apabila seluruh tiang terletak pada tanah kompresibel, maka $L_n = 0,70$ kali panjang tiang yang tertanam.

2) Gaya angkat

- (a) Tiang pondasi diperhitungkan untuk menahan gaya angkat apabila:

- Tiang diperkuat dengan angker;

- Permukaan tiang tidak dilapisi cat atau ter;
 - Penampang tiang tetap.
- (b) Tahanan terhadap gaya angkat tiang–tiang sisinya sejajar adalah:
- $Q_{ua} \leq 0,5Q_{SU}$, untuk kondisi ultimit;
- $Q_a \leq 0,25 Q_{SU}$, untuk kondisi daya layan.

6.3.1.4 Daya Dukung Aksial Tiang Miring

Daya dukung aksial tiang miring yang panjang dihitung sebagai tiang vertikal ekuivalen yang mempunyai komponen daya dukung aksial vertikal dan lateral.

6.3.1.5 Daya Dukung Aksial Kelompok Tiang

Daya dukung aksial kelompok tiang dihitung dengan pertimbangan hal–hal sebagai berikut:

- (1) Daya dukung aksial ultimit kelompok tiang sama dengan jumlah daya dukung tiang tunggal apabila jarak:
 - Tiang vertikal $s \geq 3,5$ diameter;
 - Tiang miring, s diambil nilai terkecil dari $s \geq 3,5$ diameter $\geq (2,5$ diameter + 0,02 $y)$.

Dimana:

s = jarak sumbu ke sumbu tiang;

y = kedalaman tertentu tiang dihitung dari balok pondasi.
- (2) Bila jarak s kurang dari ketentuan diatas, maka daya dukung kelompok $\leq$ daya dukung blok ekuivalen yang dibatasi oleh keliling tiang–tiang terluar dari kelompok.
- (3) Tahanan terhadap gaya angkat kelompok tiang adalah dengan nilai terendah dari:
 - Jumlah tahanan masing–masing tiang;
 - 50% dari tahanan blok ekuivalen.

6.3.2 Tahanan Lateral

6.3.2.1 Ketentuan Umum

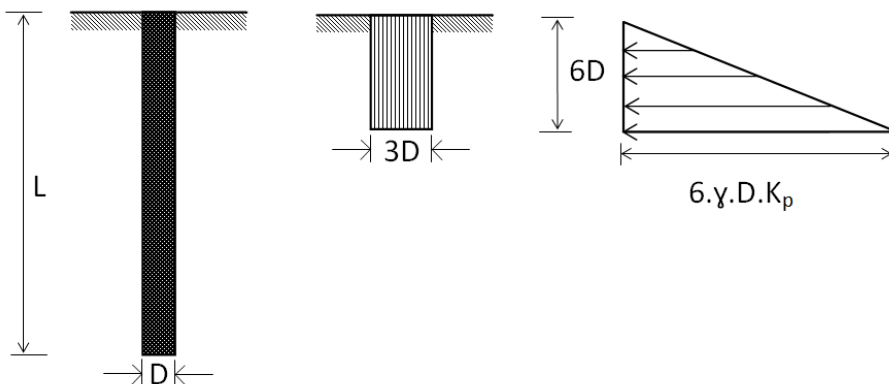
Tahanan lateral tiang vertikal lebih besar dari gaya lateral yang bekerja pada tiang:

$Q_{LU} \geq P_{LU}$, untuk kondisi ultimit;

$0,5 \times Q_{LU} \geq P_L$, untuk kondisi daya layan.

6.3.2.2 Menghitung Tahanan Lateral Ultimit Tiang Tunggal Secara Empiris

Tahanan lateral ultimit tiang vertikal tunggal secara empiris dengan diagram tekanan tanah pasif seperti tercantum pada Gambar 6-3. dan Gambar 6-4. yang khusus berlaku untuk tanah baik, yaitu tanah dengan SPT lebih besar dari 30.



Gambar 6-3. Tahanan Lateral Tiang pada Tanah Non Kohesif

Tahanan lateral ultimit tiang vertikal tunggal pada tanah non kohesif dihitung dengan rumus:

$$Q_{LU} = 54 \times D^3 \times \gamma \times K'_p \quad \dots\dots\dots 6-8$$

$$K'_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad \dots\dots\dots 6-9$$

Dimana:

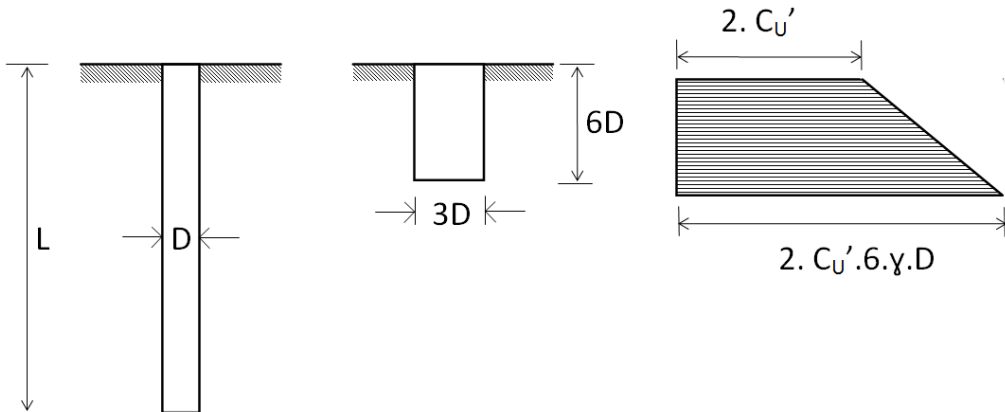
Q_{LU} = tahanan lateral ultimit tiang vertikal tunggal, kN

D = diameter tiang, m

- (1) Tahanan lateral ultimit tiang vertikal tunggal pada tanah kohesif dihitung dengan rumus:

$$Q_{LU} = 36 C_U \times D^2 + 54 \times \gamma \times D^3 \dots\dots\dots 6-10$$

- (2) Degradasi atau penggerusan besar, maka tahanan lateral tidak diperhitungkan;
- (3) Gaya lateral P_{LU} bekerja dalam jangka pendek, maka tahanan lateral ultimit tiang vertikal pada tanah kohesif dihitung dengan parameter $C' = C_U$ dan $\phi' = 0$.
- (4) Gaya lateral P_{LU} bekerja dalam jangka panjang, maka tahanan lateral ultimit tiang pada tanah tidak kohesif dihitung dengan parameter $C' = 0$ dan $\phi' = \phi$ efektif.



Gambar 6-4. Tahanan Lateral Tiang pada Tanah Kohesif

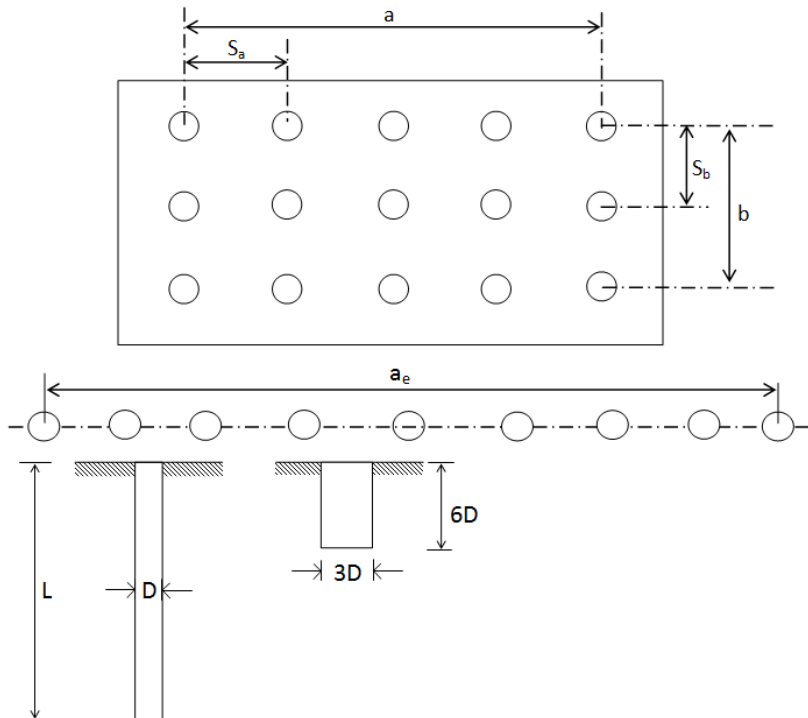
6.3.2.3 Menghitung Tahanan Lateral Ultimit Kelompok Tiang

Menghitung tahanan lateral ultimit kelompok tiang secara empiris dengan urutan sebagai berikut:

- (1) Tahanan lateral ultimit kelompok tiang vertikal harus diambil nilai terkecil dari:
- Tahanan pasif kelompok tiang pada bidang ekivalen yang tercantum pada Gambar 6-5;

$$a_e = a + 2b$$

- b) Jumlah tahanan pasif setiap tiang pada bidang ekivalen dengan panjang ekivalen $6 \times$ diameter seperti diuraikan pada subbab 6.3.2.2.
- (2) Gaya lateral tidak kuat dipikul oleh tahanan lateral, harus diperkuat dengan tiang miring.



Gambar 6-5. Tahanan Lateral Kelompok Tiang Secara Empiris

6.3.2.4 Menghitung Tahanan Lateral Ultimit Metode Broms

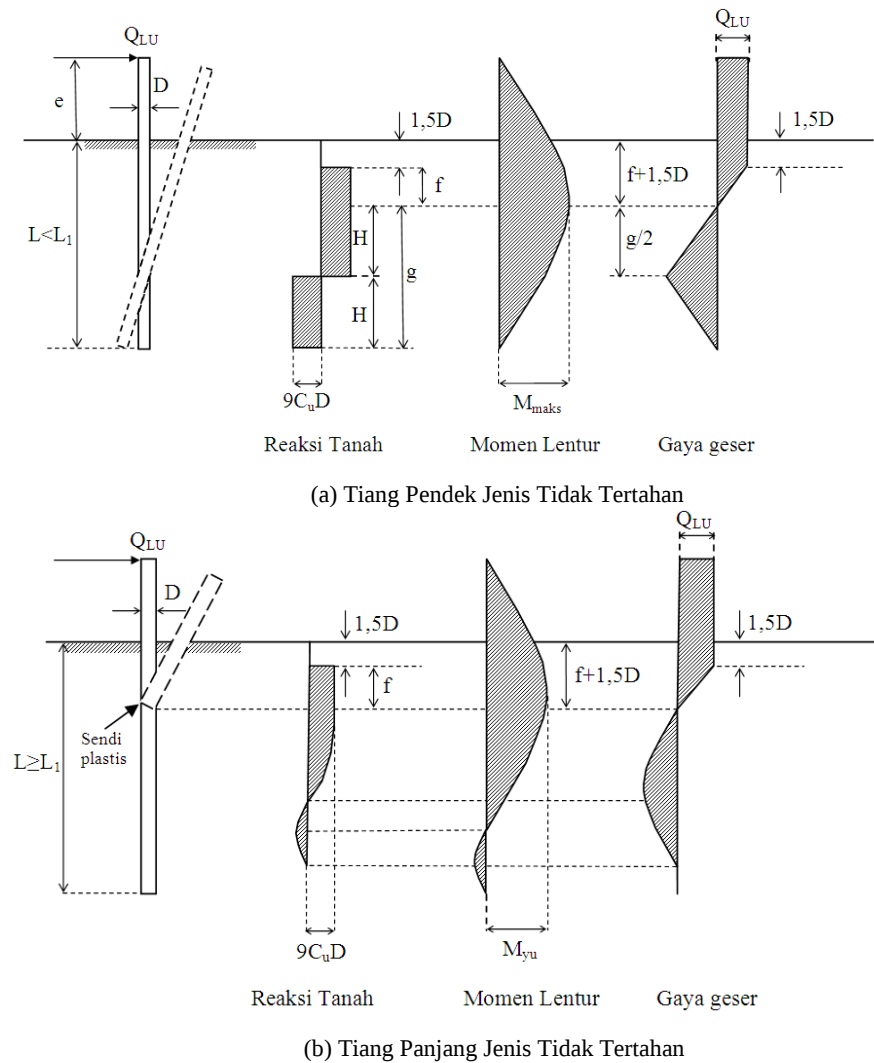
Menghitung tahanan lateral ultimit secara teoritis dengan Metode Broms sebagai berikut:

- (1) Tahanan lateral ultimit tiang tunggal pada tanah kohesif dan tidak kohesif secara teoritis harus dihitung dengan mempertimbangkan kondisi kepala tiang dan kondisi tiang seperti tercantum dalam Tabel 6-6. dan khusus berlaku untuk tanah kurang baik dan homogen dengan $N < 30$.

Tabel 6-6. Kondisi Kapala Tiang

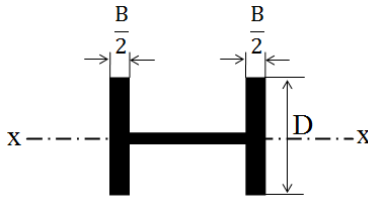
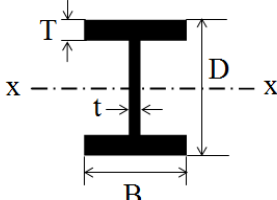
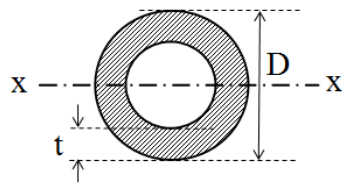
Kodisi Tanah	Kondisi Kapala Tiang	Cara Perhitungan
Kohesif	Bebas	Dihitung sebagai tiang
Non Kohesif	Tertahan oleh balok pondasi	pendek bila $L > L_1$

(2) Tahanan lateral untuk kondisi kepala tiang bebas pada tanah kohesif dihitung berdasarkan bentuk keruntuhan seperti tercantum pada Gambar 6-6.



Gambar 6-6. Mekanisme untuk Jenis Tiang Tidak Tertahan Dalam Tanah Kohesif

Tabel 6-7. Nilai S dan Z

Penampang	Modulus Plastis dan Elastis
	$S_x = \frac{TD^2}{2} + (B - 2T) \frac{t^2}{4}$ $Z_x = \frac{TD^2}{3} + (B - 2T) \frac{t^2}{6}$
	$S_x = BT(D - T) + \frac{t}{4}(D - 2T)^2$ $Z_x = \frac{B}{6D}(D^3 - (D - 2T)^3) + \frac{(D - 2t)^3 t}{6D}$
	$S_x = S_y = D^2 t - 2Dt^2 + \frac{4}{3}t^3$ $Z_x = Z_y = \frac{\pi}{3D}(D^4 - (D - 2t)^4)$

- (a) Momen lentur ultimit M_{SU} tiang beton diperhitungkan sebagai kolom sesuai ketentuan yang berlaku;
- (b) $L < L_1$, tahanan lateral ultimit Q_{LU} diperhitungkan sebagai tiang pendek, dengan grafik yang tercantum pada Gambar 6-7.
- (c) $L > L_1$, tahanan lateral ultimit Q_{LU} diperhitungkan sebagai tiang panjang, dengan grafik yang tercantum pada Gambar 6-8.
- (3) Tahanan lateral untuk kondisi kepala tiang tertahan balok pondasi pada tanah kohesif dihitung berdasarkan bentuk keruntuhan seperti tercantum pada Gambar 6-9.
- a) Menghitung parameter tiang dilakukan dengan rumus–rumus sebagai berikut:

$$L_1 = \frac{(M_{SU} + 2,25 D^2)^{1/2}}{4,5 \times C_U \times D} \dots\dots\dots 6-11$$

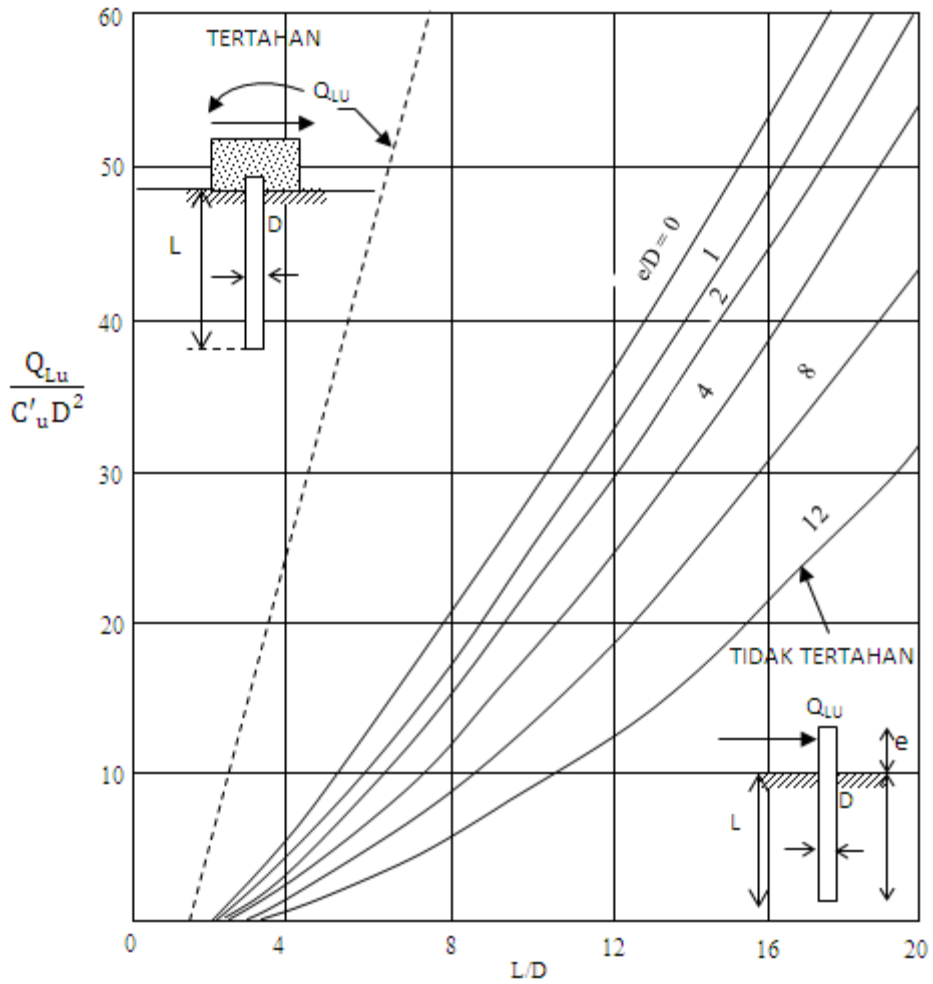
$$L_2 = 1,5 D + f_2 + g_2 \dots\dots\dots 6-12$$

$$f_2 = -1,5 D + \frac{((1,5D)^{1/2} + M_{SU})^{1/2}}{4,5 \times C_U' \times D} \dots\dots\dots 6-13$$

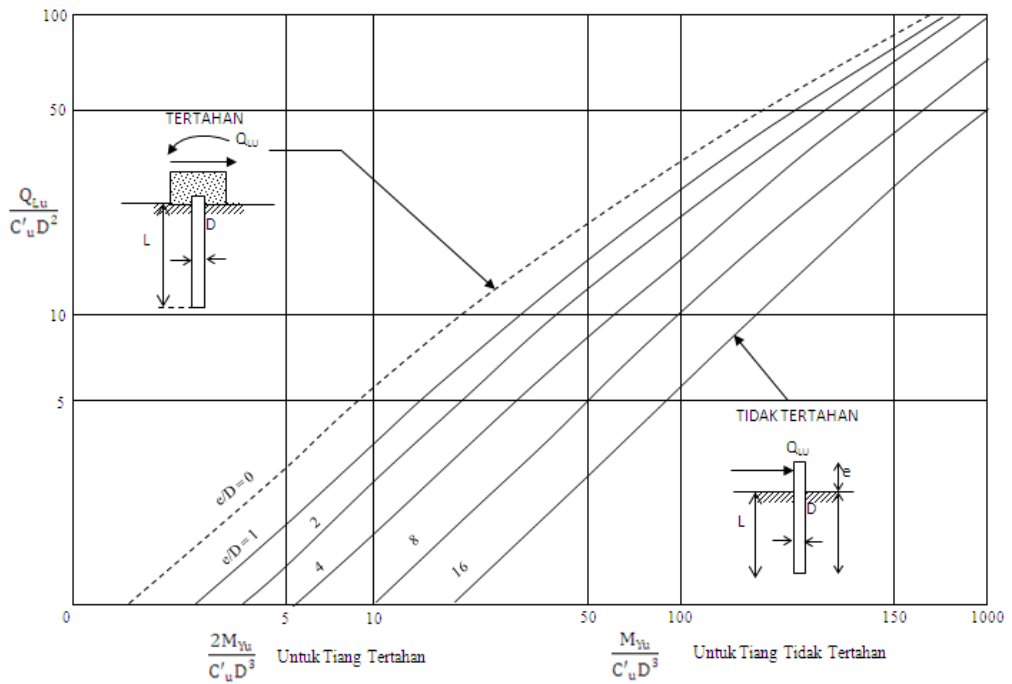
$$g_2 = \frac{(M_{SU})^{1/2}}{4,5 \times C_U' \times D} \dots\dots\dots 6-14$$

Nilai M_{SU} dihitung dengan ketentuan (2) dan (3) butir (4);

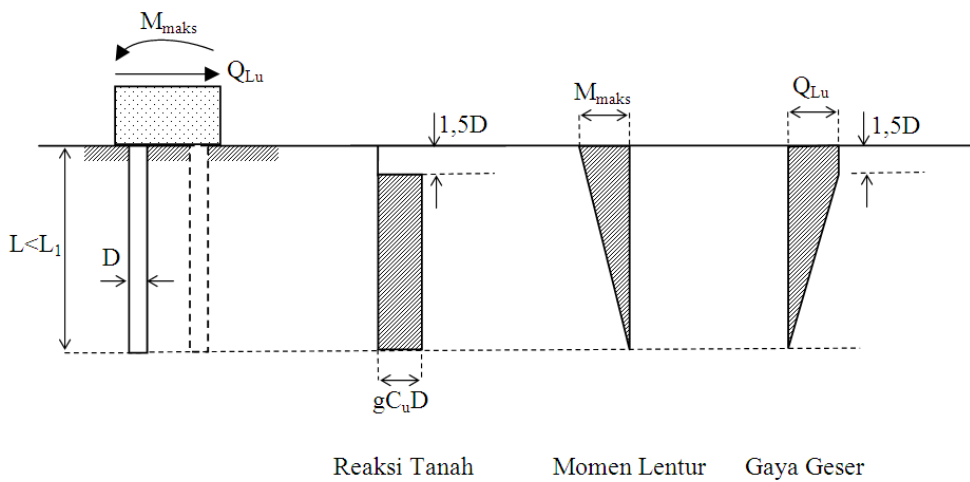
- b) $L < L_1$, tahanan lateral ultimit Q_{LU} diperhitungkan sebagai tiang pendek, dengan grafik yang tercantum pada Gambar 6-7.
- c) $L > L_1$, tahanan lateral ultimit Q_{LU} diperhitungkan sebagai tiang panjang, dengan grafik yang tercantum pada Gambar 6-8.



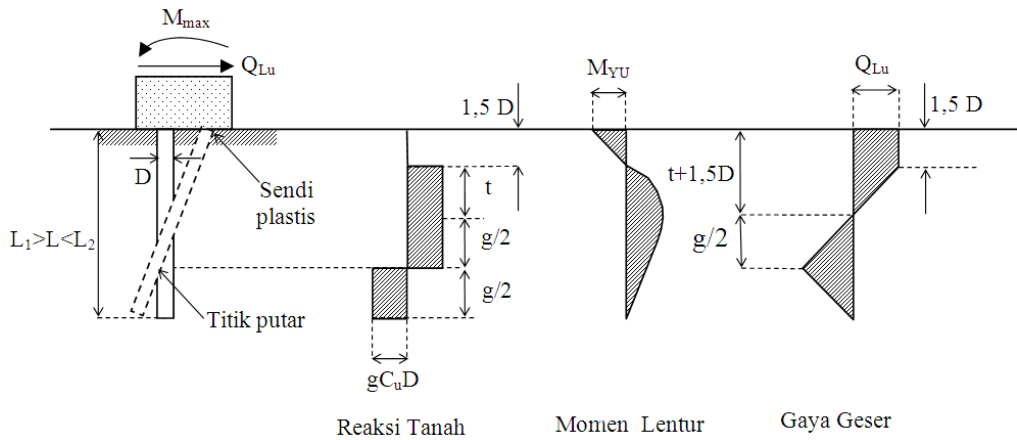
Gambar 6-7. Ketahanan Ultimit untuk Tiang Pendek dalam Tanah Kohesif



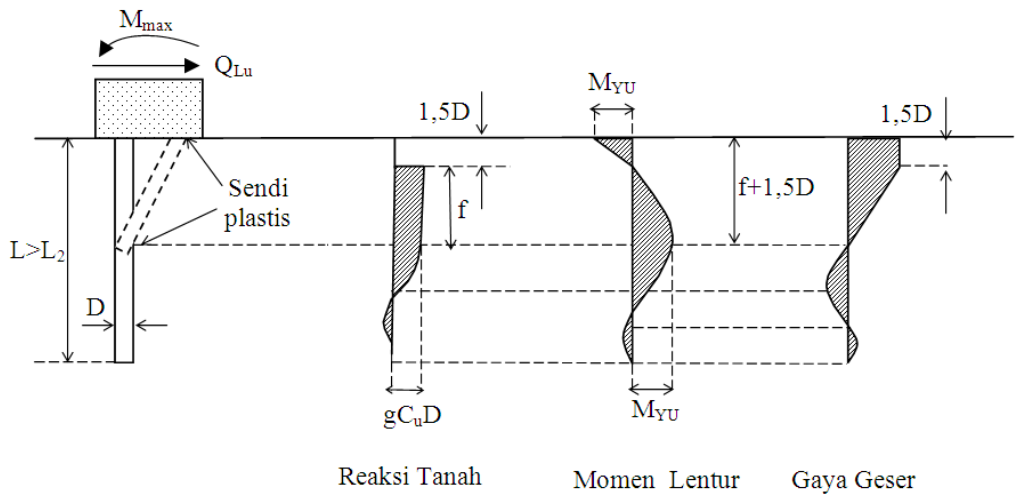
Gambar 6-8. Ketahanan Lateral Ultimit untuk Tiang Panjang Dalam Tanah Kohesif



(a) Tiang Pendek Jenis Tertahan



(b) Tiang Menengah Jenis Tertahan



(c) Tiang Panjang Jenis Tertahan

Gambar 6-9. Mekanisme Runtuh untuk Jenis Tiang Tertahan dalam Tanah Kohesif

$L_1 < L < L_2$, maka tahanan lateral ultimit Q_{LU} dihitung dengan rumus:

$$Q_{L1} = Q_{L1} + \frac{(L-L_1) \times Q_{L1} - Q_{L2}}{L_2-L_1} \dots\dots\dots 6-15$$

Dimana:

Q_{L1} =Ketahanan lateral ultimit untuk tiang pendek yang dihitung dengan grafik Gambar 6-7.

Q_{L2} = Ketahanan lateral ultimit untuk tiang panjang yang dihitung dengan grafik Gambar 6-8.

- (4) Tahanan lateral ultimit tiang tunggal pada tanah non kohesif secara teoritis dihitung sebagai tiang pendek atau tiang panjang, masing–masing dengan kondisi kepala tiang bebas dan kepala tiang tertahan sesuai ketentuan pada Tabel 6-9.dibawah ini:

Tabel 6-8. Kondisi Tiang pada Tanah Tidak Kohesif

Kondisi Kepala Tiang	Cara Perhitungan
Bebas	Dianggap sebagai : Tiang pendek apabila $M_{maks} < M_{SU}$
Tertanam Balok	Tiang panjang apabila $M_{maks} \geq M_{SU}$

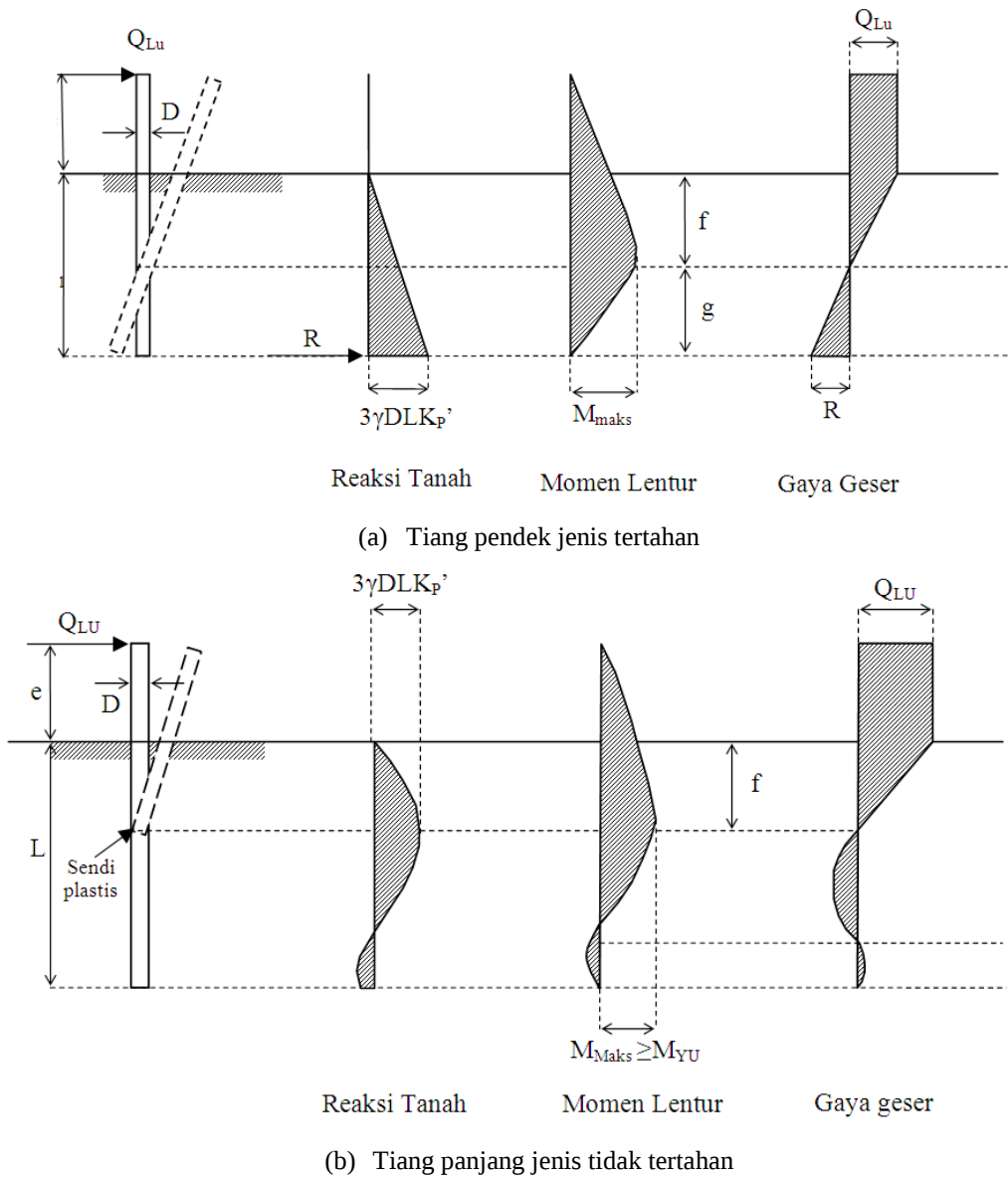
- (5) Tahanan lateral ultimit untuk kondisi kepala tiang bebas pada tanah non kohesif dihitung berdasarkan bentuk keruntuhan seperti tergambar pada Gambar 6-10.

- a) Dengan menganggap sebagai tiang pendek hitung M_{maks} dari grafik Gambar 6-11.

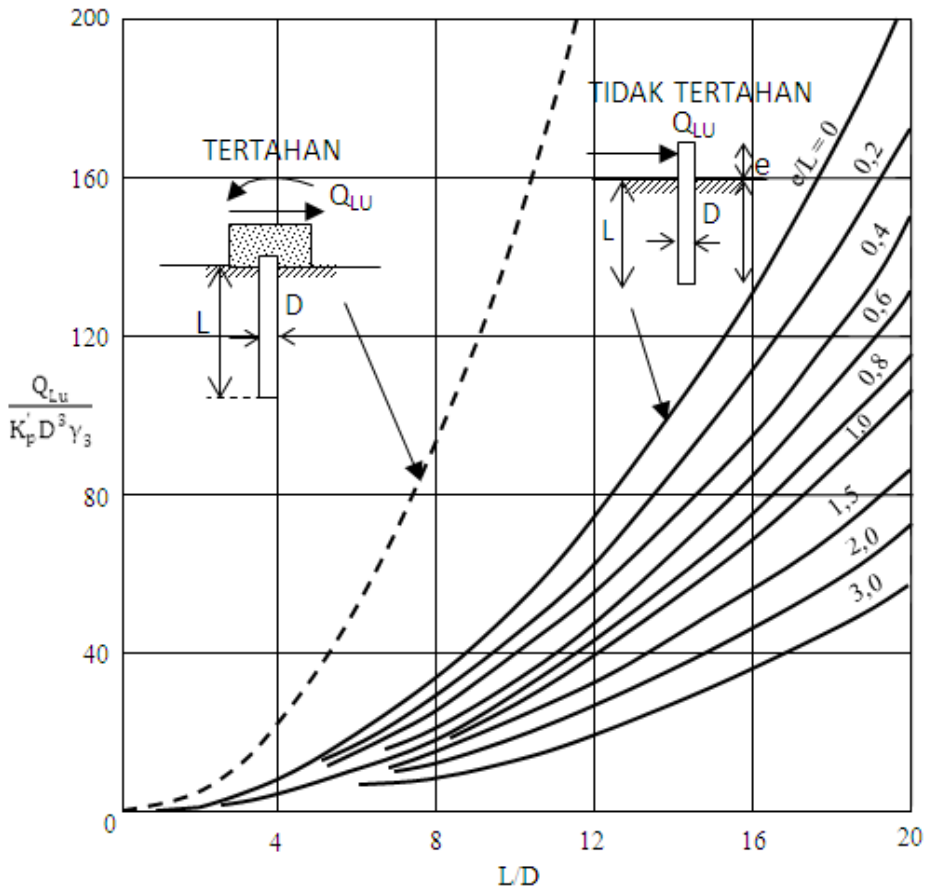
$$M_{maks} = Q_{LU} (e + 2/3 f)$$

$$f^2 = 0,82 \left(\frac{Q_{LU}}{t \times D \times K_p} \right)^{1/2}$$

$M_{maks} < M_{SU}$, anggapan sebagai tiang pendek, tetapi apabila $M_{maks} > M_{SU}$ anggapan sebagai tiang panjang. Dan nilai Q_{LU} dihitung berdasarkan grafik pada Gambar 6-12.



Gambar 6-10. Mekanisme Runtuh untuk Jenis Tiang Bebas Dalam Tanah Tidak Kohesif



Gambar 6-11. Ketahanan Lateral Ultimit untuk Jenis Tiang Pendek Dalam Tanah Tidak Kohesif

(6) Tahanan lateral ultimit untuk kondisi kepala tiang tertahan pada tanah tidak kohesif dihitung berdasarkan bentuk keruntuhan seperti tergambar pada Gambar 6-13.

(a) $L < L_1$, tahanan lateral ultimit Q_{LU} dihitung sebagai tiang pendek dengan menggunakan grafik yang tercantum pada Gambar 6-11;

$$L_1 = \left(\frac{M_{SU}}{\bar{\gamma} \cdot D \cdot K_p} \right)^{1/3}$$

(b) $L > L_1$, hitung M_{maks} dengan rumus:

$$Q_{maks} = Q_{LU} \cdot f - M_{SU} - 0,5 \cdot \dot{\gamma} \cdot D \cdot f^3 \cdot K_p \dots\dots\dots 6-16$$

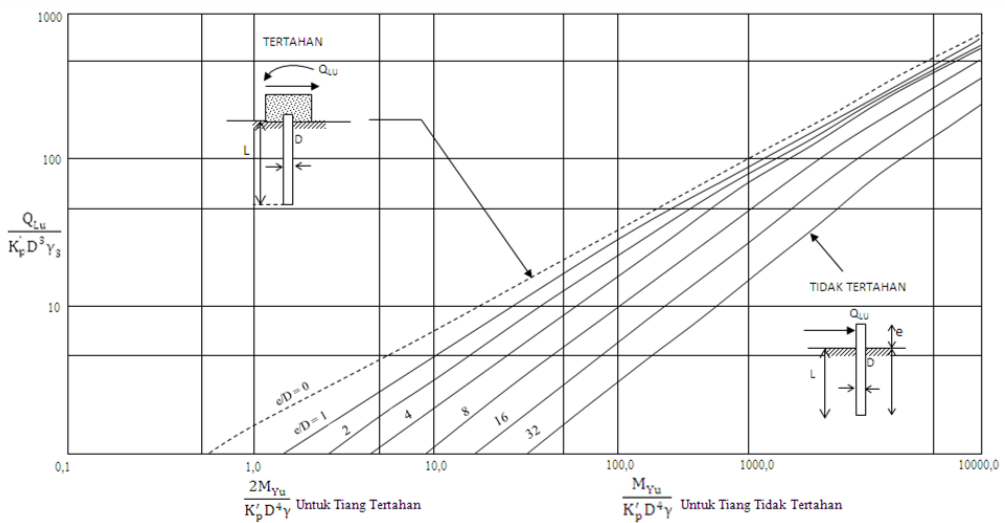
$$Q_{LU} = 1,5 \cdot \dot{\gamma} \cdot D \cdot f^2 \cdot K_p \dots\dots\dots 6-17$$

$$f = \left(\frac{2 \cdot M_{SU}}{\dot{\gamma} \cdot D \cdot K_p} \right)^{1/3} \dots\dots\dots 6-18$$

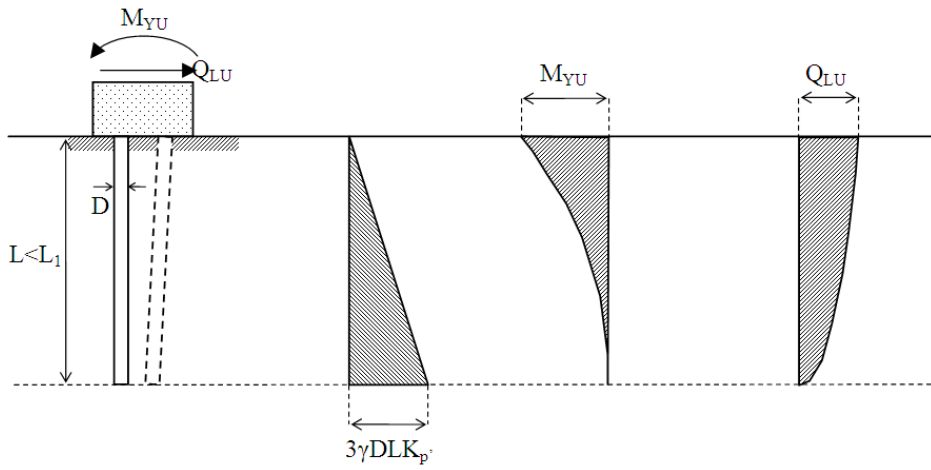
(c) $M_{maks} \geq M_{SU}$, tahanan lateral ultimit Q_{LU} dihitung sebagai tiang panjang dengan menggunakan grafik yang tercantum dalam Gambar 6-12.

(d) $M_{maks} < M_{SU}$, tahanan lateral ultimit Q_{LU} dihitung sebagai tiang panjang dengan menggunakan rumus:

$$Q_{LU} = 0,5 \cdot \dot{\gamma} \cdot D \cdot f^2 \cdot K \left\{ \frac{M_{SU}}{L} \right\}^{1/3} \dots\dots\dots 6-19$$



Gambar 6-12. Ketahanan Lateral Ultimit untuk Jenis Tiang Panjang Dalam Tanah Tidak Kohesif

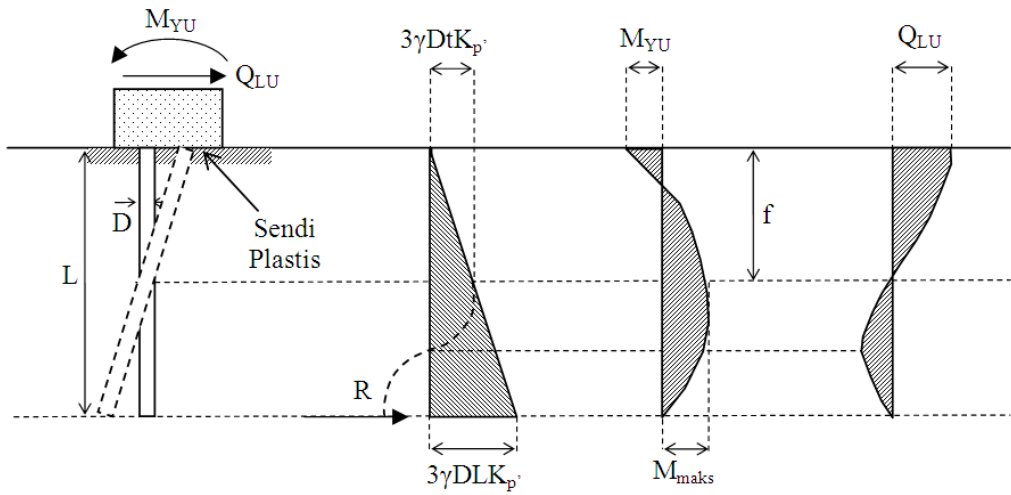


Reaksi Tanah

Momen Lentur

Gaya Geser

(a) Tiang Pendek Jenis Tertahan

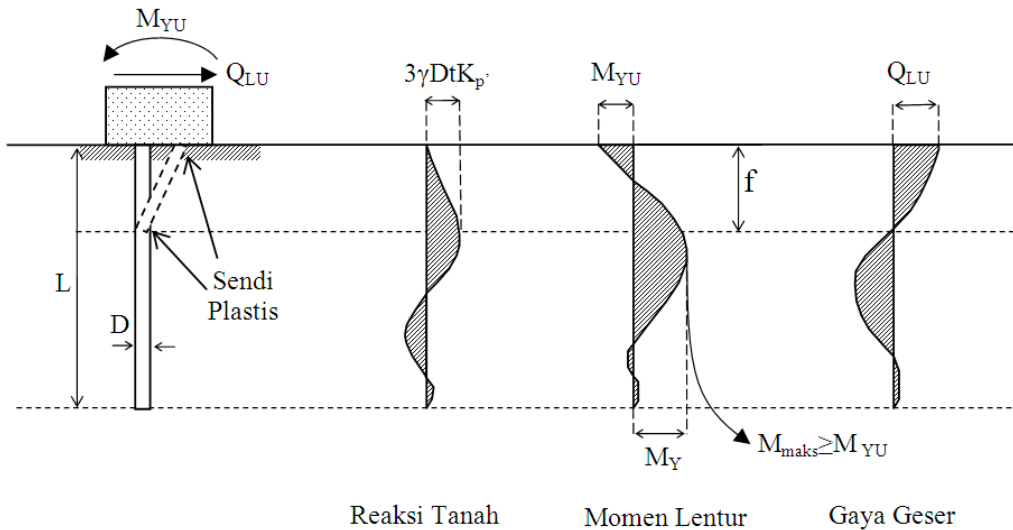


Reaksi Tanah

Momen Lentur

Gaya Geser

(b) Tiang Menengah Jenis Tertahan



(c) Tiang Panjang Jenis Tertahan

Gambar 6-13. Mekanisme Runtuh untuk Jenis Tiang Tertahan Dalam Tanah TidakKohesif

- (7) Tahanan lateral ultimit tiang miring dihitung sebagai komponen lateral dan aksial pada tiang vertikal ekuivalen.
- (8) Tahanan lateral ultimit kelompok tiang dihitung berdasarkan ketentuan sebagai berikut:
 - a) Jarak tiang $a \leq 2D$, maka tiang dan massa tanah diperhitungkan sebagai satu kesatuan, sehinggatahananlateral ultimit diperhitungkan terhadap blokekivalen.
 - b) $S > 2D$, maka tahanan lateral ultimit dengan faktor efesiensi yang tercantum pada Tabel 6-9.

6.3.3 Penurunan Pondasi Tiang

6.3.3.1 Ketentuan

Penurunan maksimum pondasi tiang pada kondisi beban ultimit adalah sebagai berikut:

- (1) Tiang lekat : 10 mm
- (2) Tiang tertanam ujung : 10% x D

6.3.3.2 Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal

- (1) Penurunan pondasi tiang tunggal yang daya dukungnya didominasi oleh tahanan gesek dihitung dengan rumus:

$$S = \frac{P_{VU}}{D \times E_s} \cdot I_0 \cdot R_K \cdot R_n \cdot R_v \dots\dots\dots 6-20$$

- (2) Penurunan pondasi tiang tunggal yang daya dukungnya didominasi oleh tahanan pada ujungnya dihitung dengan rumus:

$$S = \frac{P_{VU}}{D \times E_s} \cdot I_0 \cdot R_K \cdot R_n \cdot R_v \dots\dots\dots 6-21$$

Dimana :

S = Penurunan pondasi tiang tunggal;

P_{VU} = Beban axial yang ultimit, kN ;

D = diameter tiang, meter ;

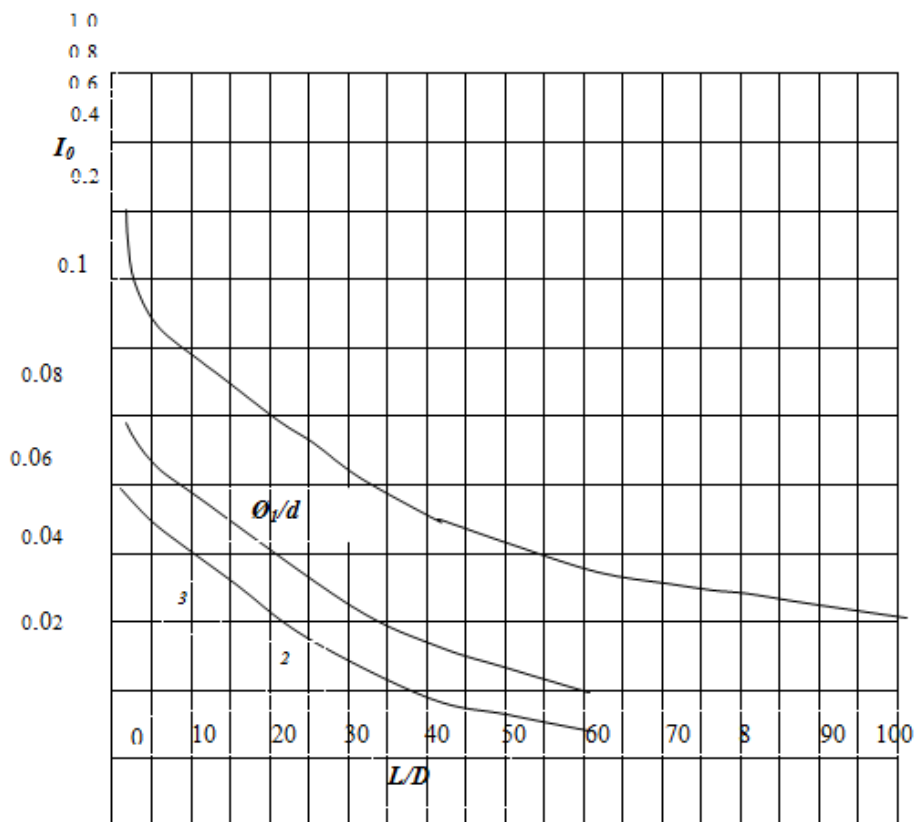
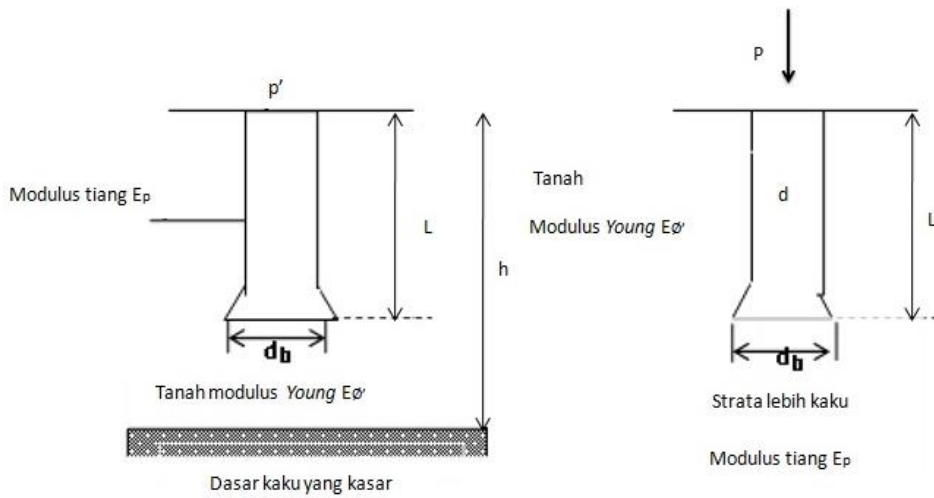
E_s = modulus elastis tanah, untuk penurunan serentak

$E_s = E_{Undrained}$; sedangkan untuk penurunan total nilai

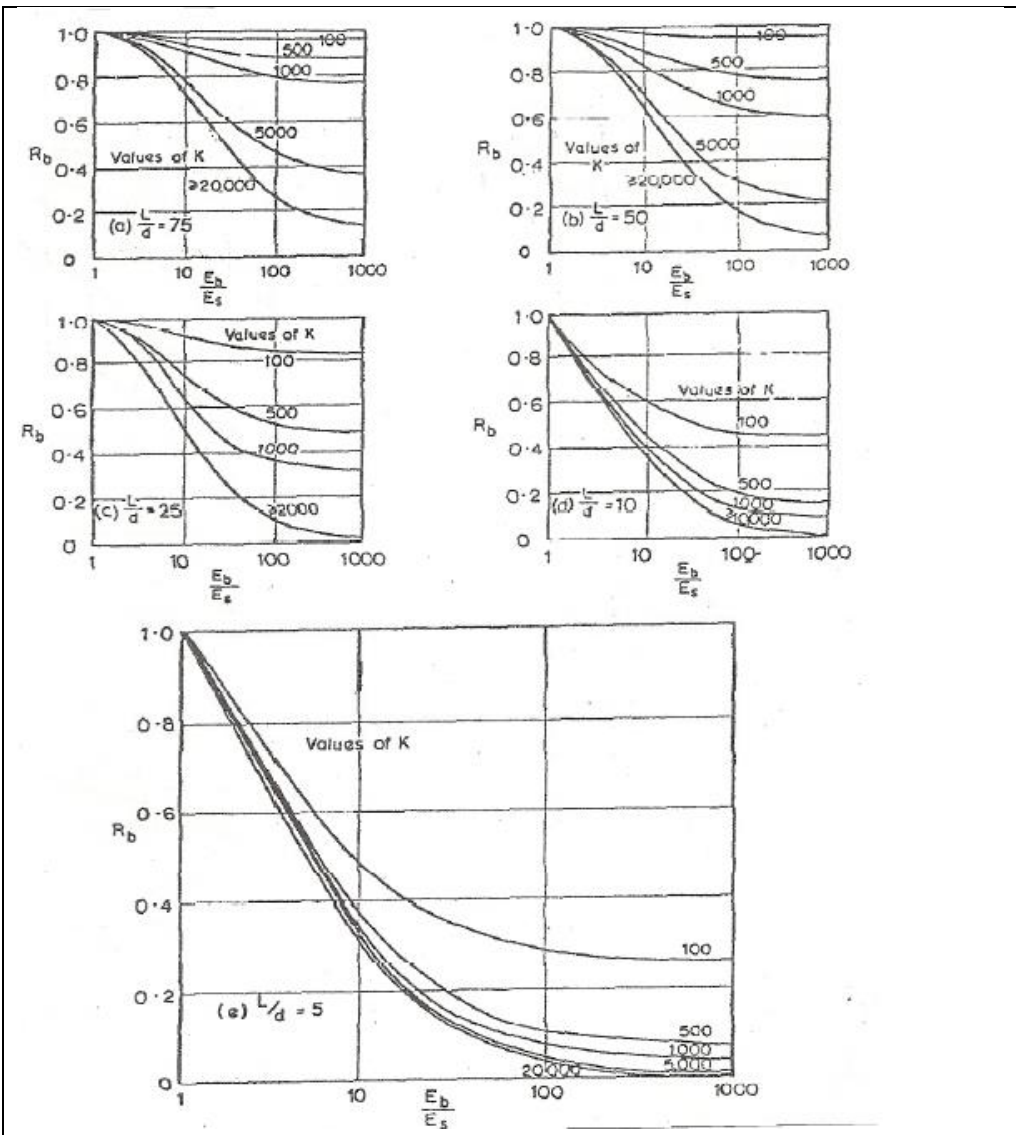
$E_s = E_{Undrained}$ nilainya tercantum pada Tabel 6-10.

I_0 = faktor pengaruh penurunan, dihitung dengan grafik Gambar 6-14.;

R_K, R_h, R_b, R_v = faktor koreksi pengaruh tiang terhadap kompresibilitas, kekakuan lapis pendukung dan ratio *Poisson*, ditentukan dengan grafik Gambar 6-15. dan Gambar 6-16.



Gambar 6-14. Faktor Pengaruh Penurunan I



Catatan : $K = \frac{E_p \times R_a}{E'_s}$

Dimana:

E_p = Modulus *Young* dari tiang

E_s = Modulus *Young* dari tanah

R_a = Perbandingan Luas penampang tiang terhadap luas penampang tiang penuh

($R_a = 1$ untuk tiang masif)

Gambar 6-15. Faktor Koreksi Modulus Penurunan Dasar R_b

Tabel 6-10. Nilai $E_{Undrained}$

Jenis Tanah	Nilai E_s MPa	
	Tiang Bor	Tiang Pancang
Kohesif		
$C_u = 35 \text{ kPa}$	4	8,5
$C_u = 70 \text{ kPa}$	8,5	25
$C_u = 105 \text{ kPa}$	22	35
$C_u = 140 \text{ kPa}$	70	35
Tidak Kohesif		
Pasir lepas	-	40
Pasir agak padat	-	70
Pasir padat	-	90
Kerikil agak padat	-	200

(3) Penurunan pada tanah berlapis

Pada tanah berlapis, penurunan tiang dihitung menggunakan nilai E_s rata-rata, yaitu:

$$S_{SR} = (1/L) \sum E_s L \dots\dots\dots 6-22$$

Dimana:

S_{SR} = Modulus elastis tanah rata-rata, MPa

E_s = Modulus elastis setiap lapisan, MPa

L = Panjang tiang, meter

h = Tebal setiap lapisan tanah, meter

(4) Penurunan kelompok tiang

(1) Penurunan kelompok tiang dihitung menggunakan rumus:

$$S_g = R_s \times S \dots\dots\dots 6-23$$

S_g = Penurunan kelompok tiang

S = Penurunan tiang tunggal

R_s = Penurunan kelompok tiang yang besarnya tertera dalam Tabel 6-11.

CATATAN:

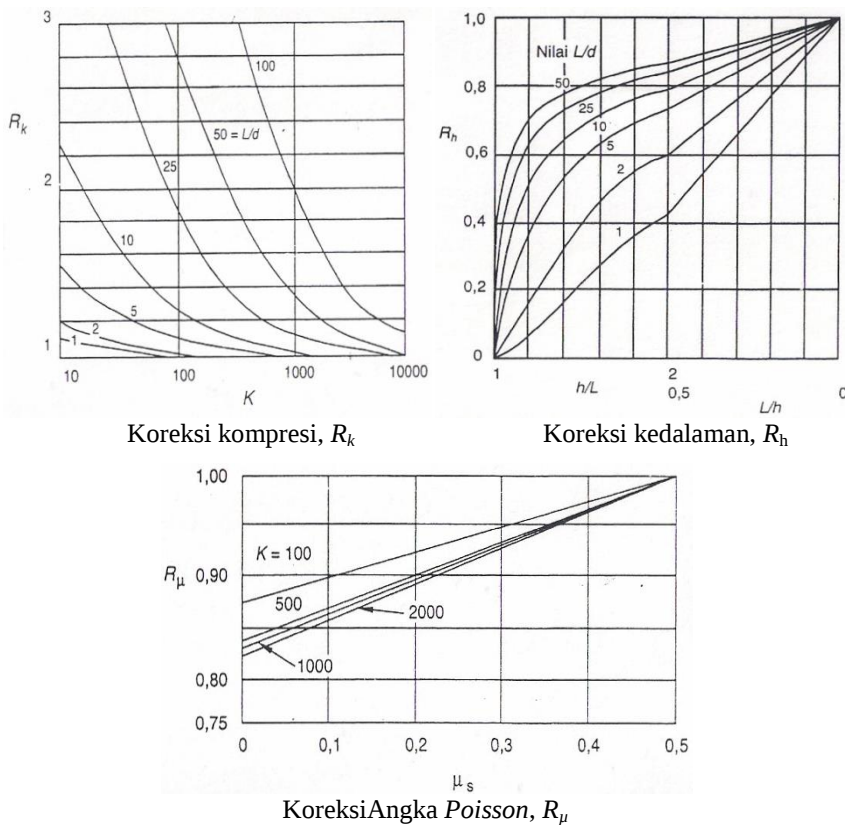
$$K = \frac{E_p \times R_a}{E'_s}$$

Dengan:

E_p = Modulus *Young* dari tiang

E'_s = Modulus *Young* dari tiang

R_a = Perbandingan luas penampang tiang terhadap luas penampang penuh ($R_a = 1$ untuk tiang masif)



Gambar 6-16. Faktor Koreksi R_μ , R_h , R_k ,

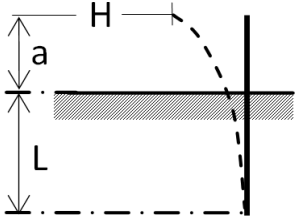
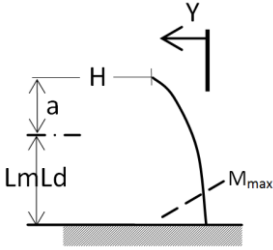
Tabel 6-11. Ratio Penurunan Kelompok Tiang R_s

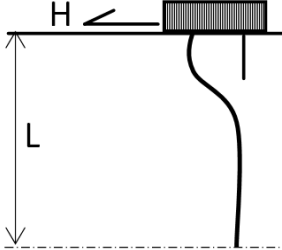
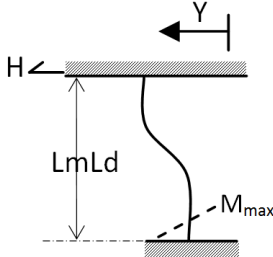
Perbandingan panjang diameter	Perbandingan jarak diameter	Nilai R_s untuk kelompok tiang gesek pada lapisan tanah homogeny yang tebal															
		Jumlah Tiang dalam kelompok n															
		4				9				16				25			
		Faktor kekakuan tiang K dalam kelompok n															
l/d	s/d	10	100	1000	~	10	100	1000	~	10	100	1000	~	10	100	1000	~
1	2	1,83	2,25	2,54	2,62	2,76	3,80	4,42	4,48	3,76	5,49	6,83	6,93	4,75	7,20	8,48	8,63
10	5	1,40	1,73	1,88	1,90	1,83	2,49	2,82	2,85	2,26	3,25	3,40	3,82	2,68	3,98	4,70	4,75
	10	1,21	1,39	1,48	1,50	1,42	1,76	1,97	1,99	1,63	2,14	2,21	2,46	1,85	2,52	2,95	2,95
25	2	1,99	2,14	2,65	2,87	3,01	3,64	4,84	5,29	4,22	5,38	7,99	8,10	5,40	7,25	10,28	11,25
	5	1,47	1,74	2,09	2,19	1,98	2,61	3,48	3,74	2,46	3,54	4,47	5,34	2,95	4,48	6,50	7,03
	10	1,25	1,46	1,74	1,78	1,49	1,95	2,57	2,73	1,74	2,46	3,25	3,63	1,98	2,93	4,23	4,50
100	2	2,56	2,31	2,26	3,16	4,43	4,05	4,11	6,15	6,42	6,14	6,56	9,92	8,48	8,40	9,25	14,25
	5	1,88	1,22	2,01	2,64	2,80	2,94	3,38	4,87	3,74	4,05	4,88	7,54	4,68	5,18	6,75	10,35
	10	1,47	1,56	1,76	2,28	1,95	2,17	2,73	3,93	2,45	2,80	3,47	5,82	2,95	3,48	5,00	7,88

		Jumlah Tiang dalam kelompok n															
		4				9				16				25			
		Faktor kekakuan tiang K dalam kelompok n															
1/d	s/d	10	100	1000	~	10	100	1000	~	10	100	1000	~	10	100	1000	~
1	2	1,52	1,14	1,00	1,00	2,02	1,31	1,00	1,00	2,39	1,49	1,00	1,00	2,70	1,63	1,00	1,00
10	5	1,15	1,03	1,00	1,00	1,23	1,12	1,02	1,00	1,30	1,14	1,02	1,00	1,33	1,63	1,03	1,00
	10	1,02	1,01	1,00	1,00	1,04	1,02	1,00	1,00	1,04	1,02	1,00	1,00	1,03	1,15	1,00	1,00
25	2	1,88	1,62	1,05	1,00	2,84	2,57	1,16	1,00	3,70	3,28	1,33	1,00	4,48	1,02	1,50	1,00
	5	1,38	1,36	1,08	1,00	1,67	1,70	1,16	1,00	1,94	2,00	1,23	1,00	2,15	4,13	1,28	1,00
	10	1,14	1,13	1,04	1,00	1,23	1,26	1,06	1,00	1,30	1,33	1,07	1,00	1,33	2,23	1,08	1,00
100	2	2,54	2,26	1,81	1,00	4,40	3,95	3,04	1,00	6,24	5,89	4,61	1,00	8,18	1,38	6,40	1,00
	5	1,85	1,84	1,67	1,00	2,71	2,77	2,52	1,00	3,54	3,74	3,47	1,00	4,33	7,93	4,45	1,00
	10	1,44	1,49	1,46	1,00	1,84	1,99	1,98	1,00	2,21	2,48	2,53	1,00	2,53	4,68	3,10	1,00

Sumber : SNI 03 – 6747 – 2002, Perencanaan Teknis Pondasi Tiang untuk Jembatan

Tabel 6-12. Rumus Kantilever Ekuivalen untuk Perencanaan Tiang Terhadap Beban Lateral

Kedalaman Terhadap Jepit Ld atau LS					
Jenis	Struktur Ekuivalen	Momen dan Lendutan	Jenis Tanah	Untuk Mencari L _d Perpindahan	Untuk Mencari L _s Momen MØ 2x
 Kepala Bebas		$M_{maks} = H (L_a + a)$ $Y = \frac{H(L_d + a)^3}{3 E_p}$	Kohesif dengan $R = 4\sqrt{(EI/K_h)}$	i. Kepala Bebas $L_d = 1,4 R$ untuk $a/R > 2$ $L_d = 1,6 R$ untuk $a/R < 2$ ii. Kepala Jepit $L_d = 2,2 R$	i. Kepala Bebas $L_a = 0,5 R$ ii. Kepala Jepit $L_d = 1,5 R$

Kedalaman Terhadap Jepit Ld atau LS					
Jenis	Struktur Ekuivalen	Momen dan Lendutan	Jenis Tanah	Untuk Mencari L _d Perpindahan	Untuk Mencari L _s Momen MØ 2x
		$M_{Maks} = H (L_g/2)$ $Y = \frac{H D_d^3}{12 E_p I}$	Tidak Kohesif	i. Kepala Bebas $L_d = 1,8 R$ Untuk $a/R > 1$ $L_d = 2,2 R$ Untuk $a/R < 1$	i. Kepala Bebas $L_a = 0,8 R$
			Dengan $R = 5\sqrt{(EI/K_h)}$	ii. Kepala jepit $L_d = 2,5 R$	ii. Kepala jepit $L_a = 2,0 R$

Sumber: SNI 03 - 6747 - 2002, Perencanaan Teknis Pondasi Tiang untuk Jembatan.

Tabel 6-13. Parameter Elastis Rencana

Parameter	Jenis Tanah					
	Tidak Kohesif			Kohesif		
	Lepas	Sedang	Padat	Lembek	Teguh/Kenyal	Sangat Kenyal
n_h (MN/m ³ kering)	2	7,5	15	-	-	-
n_h (MN/m ³ kering)	1	5,1	9	-	-	-
K_h (MN/m ³)	-	-	-	1,5	6	18
Keterangan :						
n_h	= Konstanta reaksi horizontal tanah					
K_h	= Modulus reaksi horizontal tanah					

Sumber : SNI 03 - 6747 - 2002, *Perencanaan Teknis Pondasi Tiang untuk Jembatan*.

- (2) Jumlah tiang dalam kelompok lebih dari 25, maka nilai R_s , dihitung menggunakan rumus:

$$R_s = (R_{25} - R_{16})(V_n - 5) + R_{25} S \dots\dots\dots 6-24$$

6.3.4 Deformasi Lateral

6.3.4.1 Deformasi Lateral Tiang Tunggal

- (1) Deformasi lateral tiang vertikal dihitung dengan menggunakan Tabel 6-12, apabila $L/R > 4$.

L = panjang tiang yang tertanam, meter;

R = faktor kekakuan relatif

$$\text{Tanah Kohesif : } R = \left\{ \frac{E_p \cdot I}{K_h} \right\}^{1/5}$$

$$\text{Tanah tidak Kohesif : } R = \left\{ \frac{E_p \cdot I}{h_h} \right\}^{1/5}$$

E_p = modulus elastisitas tiang, Mpa;

I = momen inersia tiang, m⁴;

K_h dan n_h adalah parameter tanah yang tercantum dalam Tabel 6-13.

- (2) Deformasi lateral tiang miring dihitung sebagai tiang vertikal yang memikul komponen gaya lateral dan aksial.

6.3.4.2 Deformasi Lateral Kelompok Tiang

Deformasi lateral kelompok tiang dihitung sebagai deformasi lateral yang bekerja pada suatu baris tiang ekuivalen seperti diuraikan pada Tabel 6-9.

6.3.5 Kekuatan Tekuk Tiang

6.3.5.1 Ketentuan Umum

Semua tiang yang menonjol keluar diatas tanah dan tiang–tiang terletak pada tanah lembek dengan C_U lebih kecil dari 10 kPa atau tanah lepas dengan SPT lebih kecil dari 10, harus dihitung kekuatan tekuknya.

6.3.5.2 Perhitungan Kekuatan Tekuk

- (1) Untuk tiang yang terletak pada tanah lempung *homogeny*, kekuatan tekuk ultimit tiang dihitung dengan rumus:

$$P_{tu} = 0,6\pi^2 \cdot E_p \cdot I / \frac{L_u}{4(S_U + f_{bu})^2 \cdot f_{bu}^2} \dots\dots\dots 6-25$$

$$f_{bu} = \frac{4 \sqrt{E_p \cdot I}}{K_s \cdot D} \dots\dots\dots 6-26$$

$$K_s = \frac{67 \cdot C_U'}{D} \dots\dots\dots 6-27$$

Dimana :

- P_{tu} = Kekuatan tekuk ultimit, kN
 E_p = Modulus Elastis tiang, MPa/m
 I = Momen inersia tiang, m^4
 L_U = Panjang tiang yang tidak didukung, m
 Nilai S_U tercantum dalam Tabel 6-15.

Tabel 6-14. Nilai S_U dan S_L

Kondisi Tiang	Nilai S_U				Nilai S_L			
	L_U/f_{bu}	1	2	> 4	L_U/f_{bu}	1	2	> 4
Kepala dan ujung bebas	1,57	1,50	1,49	1,44	1,86	1,83	1,81	1,80
Kepala terjepit translasi, ujung bebas	1,57	1,57	1,56	1,51	-	1,90	1,84	1,80

(2) Untuk tiang yang terletak pada tanah pasir dan lempung lembek, kekuatan tekuk ultimit dihitung dengan rumus:

$$P_{tk} = 0,6\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p / \frac{L_U}{4(S_U + f_{bu})^2 \cdot f_{bu}^2} \dots\dots\dots 6-28$$

$$f_{bu} = \frac{4 \sqrt{E_p \cdot I}}{r_m} \dots\dots\dots 6-29$$

Keterangan :

Nilai S_L dan f_{bi} tercantum dalam Tabel 6-15.

P_{tk} = Kekuatan tekuk ultimit, kN

r_m = Modulus reaksi tanah, - pasir = 1,5 - 18 MPa/m
 -lempung lembek 0,2 - 4,0 MPa/m

6.3.6 Gaya–Gaya Ultimit dan Layan

6.3.6.1 Gaya–Gaya Ultimit dan Layan

Gaya–gaya aksial ultimit dan layan harus dihitung berdasarkan kombinasi beban sesuai ketentuan yang berlaku.

6.3.6.2 Gaya Lateral dan Momem Lentur

Gaya lateral dan momem lentur ultimit dan layan harus dihitung berdasarkan kombinasi beban sesuai ketentuan yang berlaku.

6.3.7 Perencanaan Balok Pondasi

6.3.7.1 Struktur Balok Pondasi

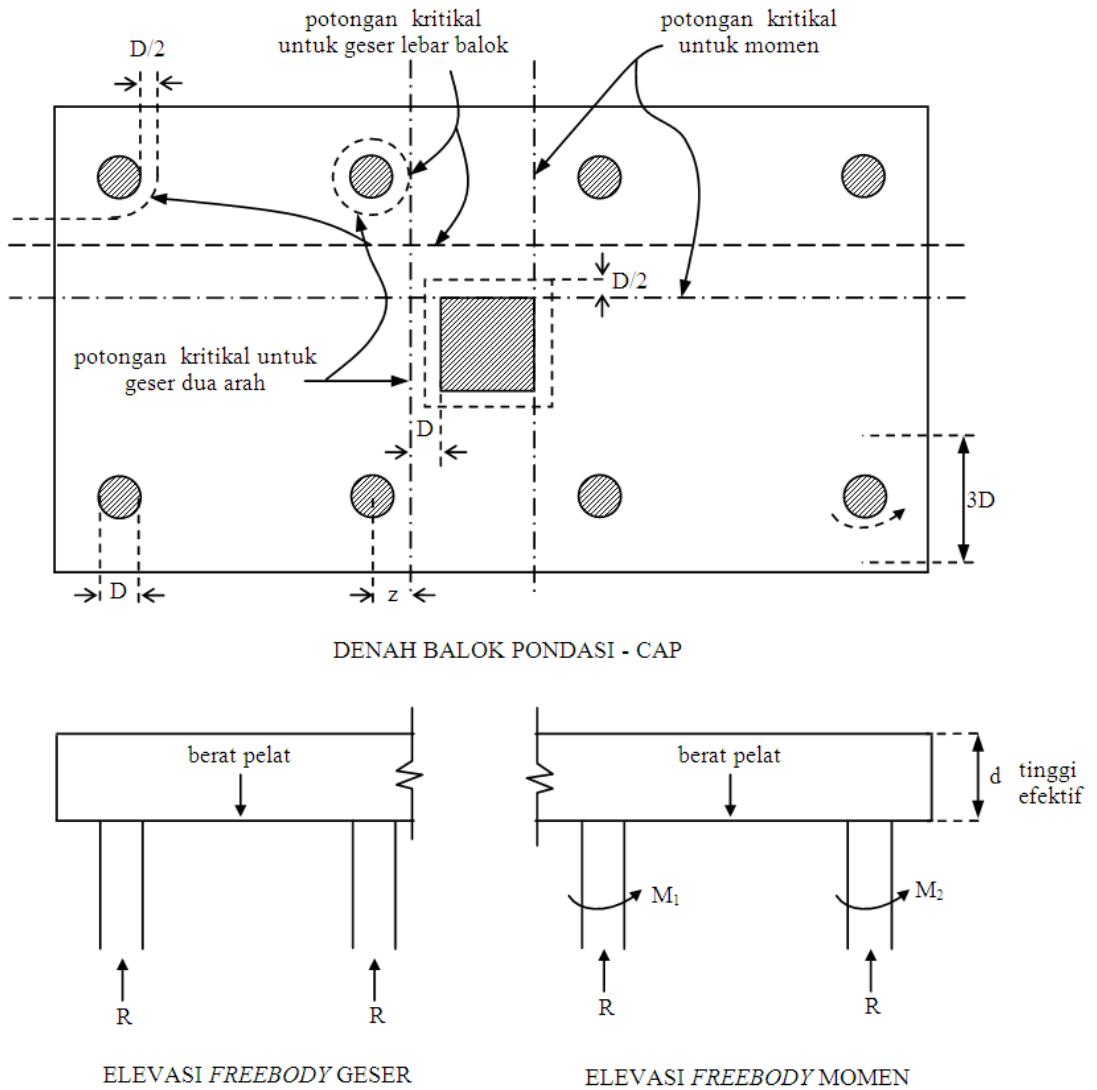
Struktur balok pondasi harus kuat memikul gaya geser dan momen lentur, terutama pada penampang kritis yang tertera dalam Gambar 6-16.

6.3.7.2 Struktur Balok Pondasi Diatas Kepala Tiang

Struktur balok pondasi diatas kepala tiang harus kuat memikul gaya geser pondasi seperti terlihat pada Gambar 6-17.

6.3.7.3 Struktur Sambungan Diatas Kepala Tiang

Agar gaya-gaya dari balok pondasi dapat disalurkan sepenuhnya kepada tiang-tiang maka sambungan kepala tiang dan pondasi harus dibuat seperti Gambar 6-18.

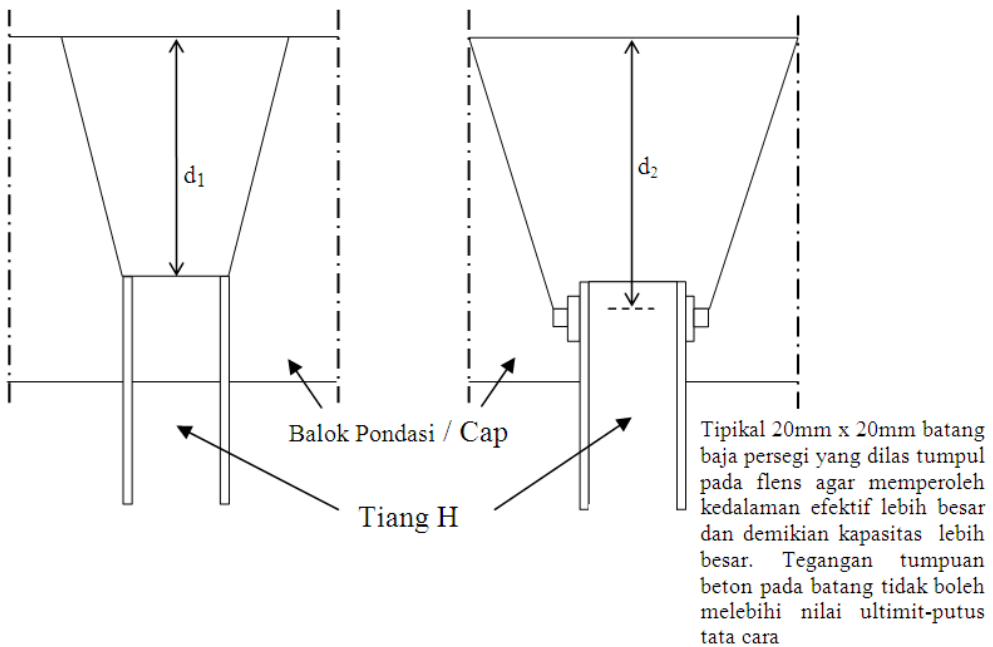


Gambar 6-16. Penampang Kritis Balok Pondasi

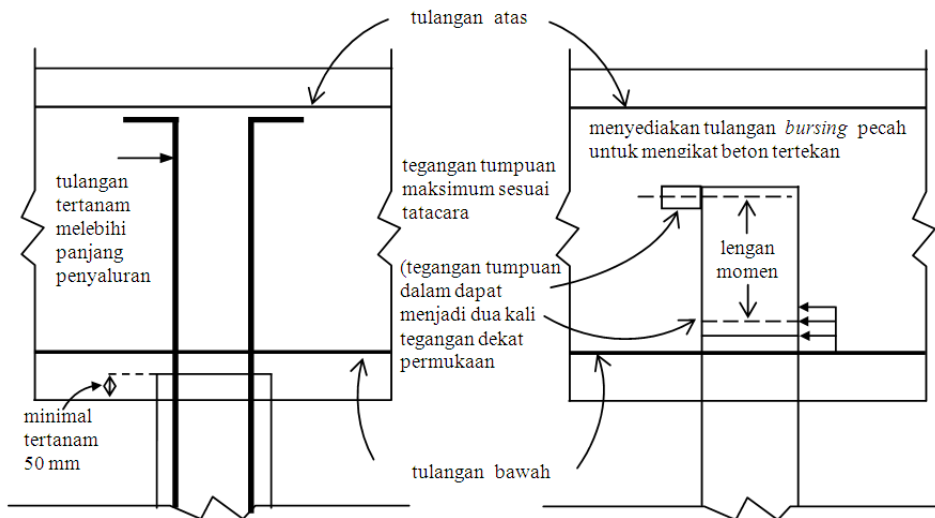
Catatan :

- (1) Bila $Z \geq D/2$ di dalam “free body” gunakan gaya tiang penuh R dalam “free body”
- (2) Bila $Z \geq D/2$ di luar “free body” jangan mencakup R dalam “free body”
- (3) Interpolasi bagian dari R harus tercakup dalam “free body” bila tiang berada antara dua batas tersebut;

- (4) Bagian minimum dari momen tiang tunggal yang terbagi kedalam balok pondasi cap, pada lajur sentrik dengan lebar $3D$ adalah:
- 75 % untuk tiang yang dekat pada suatu ujung (dalam arah momen)
 - 50 % untuk tiang dalam (dalam arah momen)
- (5) d adalah tinggi efektif dari penampang beton bertulang



Gambar 6-17. Hubungan Kepala Tiang Baja dengan Balok Pondasi



Gambar 6-18. Hubungan Kepala Tiang Beton dengan Balok Pondasi

6.3.8 Perencanaan Struktur Tiang

6.3.8.1 Ketentuan Umum

Struktur tiang harus kuat dan memikul:

- (1) Seluruh gaya–gaya vertikal dan lateral ultimit dan layan akibat kombinasi beban yang bekerja pada bangunan atas dan bawah;
- (2) Besarnya gaya geser dan momen lentur pada waktu pengangkatan, dihitung sesuai Gambar 6-19.
 - a) Pada tiang baja, besarnya gaya geser dan momen lentur dihitung akibat berat sendiri tiang;
 - b) Pada tiang beton, besarnya gaya geser dan momen lentur dihitung akibat 150% berat sendiri tiang;
- (3) Gaya–gaya dinamis akibat perencanaan.

6.3.8.2 Gaya Lateral Akibat Tanah Timbunan Samping (Oprit) pada Tanah Lembek

Gaya lateral akibat tanah timbunan samping (oprit) pada tanah lembek perlu dipertimbangkan antara lain:

- (1) Pondasi tiang kepala baik jembatan, talang atau bangunan prasarana irigasi lainnya yang terletak pada lapisan tanah lembek dan di belakangnya terdapat timbunan tanah, kekuatan strukturnya harus diperhitungkan terhadap gaya lateral yang dihitung dengan rumus:

$$P_{LS} = \gamma \cdot H_L \cdot (H - H_C) \cdot D \dots\dots\dots 6-30$$

Dimana:

- | | | |
|----------|---|---|
| P_{LS} | = | Gaya lateral ultimit, kN |
| γ | = | Berat isi timbunan belakang bangunan atau oprit untuk jembatan, kN/m ³ |
| H_L | = | Tebal lapisan tanah lembek, meter |
| H | = | Tinggi timbunan belakang bangunan atau oprit, meter |
| H_C | = | Tinggi kritis timbunan belakang bangunan atau oprit, meter |
| D | = | Diameter atau lebar tiang, meter |

- (2) Tinggi kritis timbunan dihitung dengan rumus:

$$H_{CU'} = \frac{C_{U'} - N_C}{\gamma} \dots\dots\dots 6-31$$

$$C_{U'} = K_{rc} - C_U$$

Dimana :

- | | | |
|----------|---|---|
| C_U | = | Kuat geser undrained lapisan tanah lembek, kPa; |
| K_{rc} | = | Faktor reduksi, kuat geser, lihat Tabel 6-5; |
| N_C | = | 5,2 - 5,4 |

6.3.9 Analisa Pondasi Tiang

6.3.9.1 Analisa Linier

Analisa linier ini, menghitung secara linier besarnya masing-masing gaya tiang dalam susunan pondasi dengan rumus:

$$P_v = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot X_j}{\sum_{j=1}^n (X_j)^2} + \frac{M_x \cdot Y_j}{\sum_{j=1}^n (Y_j)^2} \dots\dots\dots 6-32$$

$$H_{ej} = H_e/n \dots\dots\dots 6-33$$

Dimana:

- P_v = Gaya tiang vertikal yang ditinjau;
- H_{ej} = Gaya tiang lateral efektif yang ditinjau;
- V = Beban vertikal pada susunan tiang;
- H_e = Gaya lateral pada susunan tiang;
- n = Jumlah tiang dalam susunan;
- M_y = Momen terhadap sumbu Y dari susunan tiang;
- M_x = Momen terhadap sumbu X dari susunan tiang;
- X_j, Y_j = Jarak tiang terjauh dari pusat sumbu.

Analisis linier berlaku umum untuk kondisi ultimit dan kondisi daya layan.

6.3.9.2 Analisa Tidak Linier

Analisa linier ini, menghitung secara tidak linier dengan cara blok tegangan dan hanya berlaku pada kondisi ultimit.

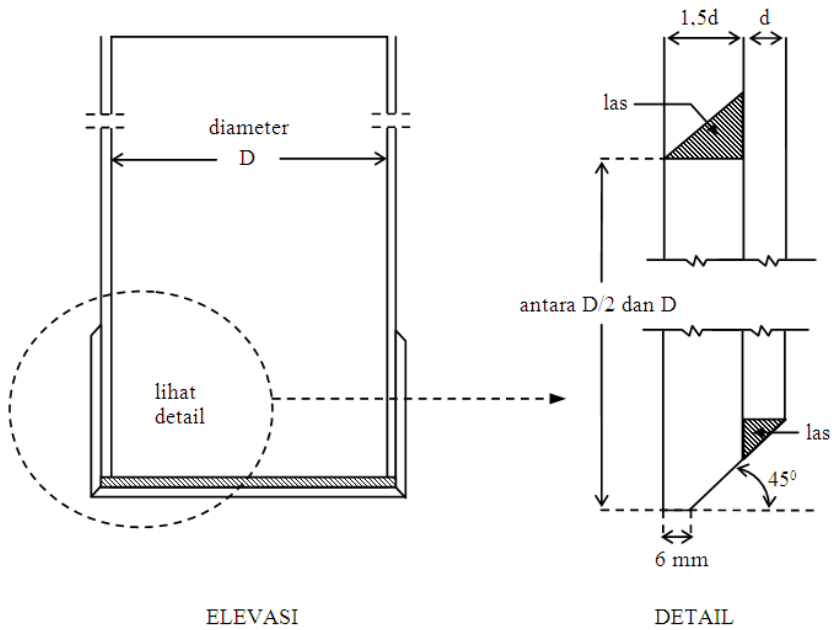
Kapasitas susunan tiang dihitung dengan rumus:

$$\text{Kapasitas tekan} = n_c \cdot U_c - n_t \cdot U_t \dots\dots\dots 6-34$$

$$\text{Kapasitas momen} = e \times n_c \times (U_t - U_c) \dots\dots\dots 6-35$$

Dimana:

- n_c = Jumlah tiang tekan;
- n_t = Jumlah tiang tarik;
- U_c = Daya dukung aksial tekan;



Gambar 6-20. Tipikal Perkuatan Sepatu Tiang untuk Selubung Pipa Baja dengan Ujung Terbuka

DAFTAR PUSTAKA

- Capper, PL. & Cassie, W.F., *The Mechanics of Engineering Soils*, E. & F.N. Spon Ltd, London, 1976.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan, Buku Pedoman Perencanaan untuk Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung, 1983.
- Djoko Untung Soedarsono, Ir., *Konstruksi Jalan Raya*, Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta, 1984.
- Nasroen Rivai, M, Ir., *Kayu Sebagai Bahan Bangunan*, Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan, Bandung, 1979.
- NI2 (PBI-1971), Peraturan Beton Bertulang Indonesia, (*Specifications for reinforced concrete*).
- NI-5 (PKKI-1961, Peraturan Konstruksi Kayu Indonesia, (*Specifications for timber construction*).
- NI-7, Syarat-syarat untuk Kapur, (*Specifications for lime*).
- NI-8, Peraturan Semen Portland, (*Specifications for Portland cement*).
- NI-b, Bata Merah Sebagai Bahan Bangunan, (*Brick as construction material*).
- NI-13, Peraturan Batu Belah, (*Specifications for stones*).
- NI-18 (PPI-1983), Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung, (*Indonesian Loading Specifications for Buildings*).
- PPBBI-3983, Peraturan-peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia, (*Specifications for the design of steel building structures*).
- PUBI-1982, Persyaratan Umum Bahan Bangunan di Indonesia, (*General Specifications for Construction Materials in Indonesia*).
- VOSB-1963, Peraturan-Peraturan untuk Merencanakan Jembatan Konstruksi Baja.
- Wiratman Wangsadinata, Ir., *Ultimate Strength Analysis of Reinforced Concrete Sections*, Insinyur Indonesia, 1972 No. 1/3 & 4/6.

Wiratman Wangsadinata, Ir. Keamanan Konstruksi dalam Perhitungan Beton (sehubungan dengan Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1970), Yayasan LPMB, Bandung, 1984.

Wiratman Wangsadinata, Ir., Perhitungan Lentur dengan cara 'n' (d disesuaikan kepada Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971), Yayasan LPMB, Bandung, 1979.

Wiratman Wangsadinata, Ir., Teori Kekuatan Batas Sebagai Kriteria Baru Bagi Analisa Konstruksi, (*Ultimate Load Theory As a New Design Criterion for The Analysis of Structures*), 1968.

SK SNI T-15-1991-03

Istimawan Dipohusodo, Struktur Beton Bertulang, Berdasarkan SK SNI T- 5-1991-03 Departemen Pekerjaan Umum.

SNI 03-6747-2002, Tata Cara Perencanaan Teknis Pondasi Tiang untuk Jembatan, Badan Standarisasi Nasional, Balitbang Departemen PU.

SNI 03-1726-2002, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung, Badan Standarisasi Nasional, Balitbang Departemen PU.

SNI 28333 - 2008, Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan, Badan Standarisasi Nasional, Balitbang Departemen PU.

Balai Bangunan Hidrolik Dan Geoteknik Keairan, Perbaikan Tanah Lunak, Balai Penelitian dan Pengembangan Sumber Daya Air, 2003.

Yosephe Bowles, Analis dan Desain Pondasi, 1997.

Dr. P.P.Fehgal, *Design And Irrigation Structures*, 1977.

Principles of Design Of Hydraulic Structures

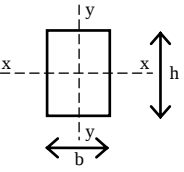
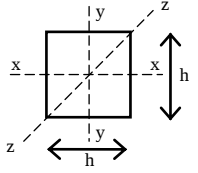
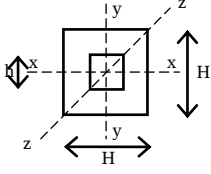
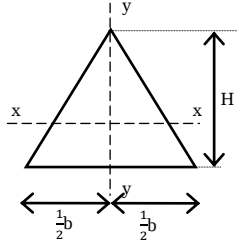
Dipohusodo, Istimawan, *Struktur Beton Bertulang*, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta, 1994.

LAMPIRAN I

Satuan Metrik	Satuan Inggris (1 kaki = $\frac{1}{2}$ yard Inggris)
1 mμ (milimikron)	} biasanya dipakai satuan
1 μ (mikron)	} metrik
1 mm	0,03937 in (inci)
1 cm (sentimeter)	0,3937 in
1 m	39,37 in; 3,281 ft (kaki)
1 mm ²	1,550 x 10 ⁻³ in ²
1 cm ²	0,1550 in ²
1 m ²	10,764 ft ²
1 ha	2,471 acres
1 cm ³	0,061 in ³
10 cm ³ atau 1 l	61,025 in ³ ; 0,22 gal
1 m ³ atau 10 ³ l	0,2642 U.S gal 35,315 ft ³
10 ⁻¹ cm/dt	0,03937 in/dt
1 cm/dt	0,03281 ft/dt
1 m/dt	3,281 ft/dt
1 cm ³ /dt	3,531 x 10 ⁻³ ft ³ /dt
1 ltr/dt	0,03531 ft ³ /dt
1 m ³ /dt atau 10 ³ ltr/dt	35,315 ft ³ /dt
1 gm atau gr	2,205 x 10 ⁻³ lb (pound)
1 ltr/dt	2,205 lb
1 t	2.205 lb; 0,9842 T (ton)
1 kg/m ³	0,06243 lb/ft ³
1 kg/ltr atau 1 gm/cm ³	62,4 lb/ft ³
Atau 1 t/m ³	
0,101971 kgf	0,22481 lbf
101,971 kgf	224,8 lbf
101,971 tf	117,40 Tf
1,01971 x 10 ⁻⁶ kgf/cm ²	0,02088 lbf/ft ²
101,971 x 10 ⁻⁴ kgf/cm ²	0,14504 lbf/in ²
	20,885 lbf/ft ²
101,971 tf/m ²	9,3238 Tf/ft ²
1,0197 x 10 ⁻⁴ gf/cm ³	6,3657 x 10 ⁻³ lbf/ft ³
0,10197 gf/cm ³	6,3657 lbf/ft ³
101,97 kgf/m ³	
101,97 tf/m ³	2,848 Tf/ft ³
1° C	9/5° F

Tabel A.2.1 Momen Lembam dan Momen Tahan (*Section Modulus*)

untuk Berbagai Potongan Melintang

Potongan Melintang	Momen Lembam	Momen Tahan
	$I_x = \frac{bh^3}{12}$	$W_x = \frac{bh^2}{6}$
	$I_y = \frac{hb^3}{12}$	$W_y = \frac{hb^2}{6}$
	$I_x = I_y = \frac{h^4}{12}$	$W_x = W_y = \frac{h^3}{6}$
	$I_z = \frac{h^4}{12}$	$W_z = \frac{h^3\sqrt{2}}{12}$
	$I_x = I_y = \frac{H^4 - h^4}{12}$	$W_x = W_y = \frac{1}{6} \frac{H^4 - h^4}{H}$
	$I_z = \frac{H^4 - h^4}{12}$	$W_z = \frac{\sqrt{2}}{12} \frac{H^4 - h^4}{H}$
	$I_x = \frac{bh^3}{36}$	$W_{x \text{ down}} = \frac{bh^2}{12}$
		$W_{x \text{ up}} = \frac{bh^2}{24}$
	$I_y = \frac{hb^3}{48}$	$W_y = \frac{hb^2}{24}$

LAMPIRAN II

UNTUK PERHITUNGAN BETON TULANG

SESUAI SNI T-15-1991-03

(Dikutip dari “STRUKTUR BETON BERTULANG”, Istimawan Dipohusodo)

Tabel A – 1 Jenis dan Kelas Baja Tulangan
(SII 0136-80)

Jenis	Kelas	Simbol	Batas Ulur Minimum N/mm ²	Kuat Tarik Minimum N/mm ²	Batang Uji	Tegangan Minimum	Sudut Lengkung		Diameter Lengkung
Polos	1	13J iP24	235	382	No.2	20	180°		3d
			(24)	(39)	No.3	24			
	2	8.1TP30	294	480	No.2	16	180°		3d
			(30)	(49)	No.3	20			
Deformasi	1	Q1TD24	235	382	setara No.2	18	180°		3d
			(24)	(39)	setara No.3	22			
	2	QJT030	294	480	setara No.2	14	180°		4d
			(30)	(49)	setara No.3				
	3	8JTD35	343	490	setara No.2	18	180°	maks D40	4d
			(35)	(50)	setara No.3	20		maks D50	5d
	4	3JTD40	392	559	setara No. 2	16	180°		5d
			(40)	(57)	setara No. 3	18			
	5	Pi fD50	490	618	setara No.2	12	90°	maks D22	5d
			(50)	(63)	setara No. 3			maks D25	6d

Tabel A – 2 Dimensi dan Berat Batang Tulangan Baja
(SII 0136- 80)

Nomor Batang	Diameter Nominal		Luas Nominal		Berat Nominal
	(inch)	(mm)	(inch ²)	(mm)	(kgf)
3	0,375	9,5	0,110	71	0,595
4	0,500	12,70	0,200	129	0,994
5	0,625	15,90	0,310	200	1,552
6	0,750	19,10	0,440	284	2,235
7	0,875	22,20	0,600	387	3,041
8	1,000	25,40	0,790	510	3,973
9	1,128	28,70	1,000	645	5,059
10	1,270	32,30	1,270	819	6,403
11	1,410	35,80	1,560	1.006	7,906
14	1,693	43,00	2,250	1.452	11,380
18	2,257	57,30	4,000	2.581	20,240

Tabel A – 3 Dimensi dan Berat Batang Tulangan Baja
Standar Industri Indonesia (SII 0196-80)

Tulangan Baja		Diamoler Nominal (mm)	Luas Nominal (cm ²)	Berat Nominal (kg/m)
Polos	Deform			
P6	D6	6,00	0,647	0,222
P8	D8	8,00	0,503	0,395
P9	D9	9,00	0,636	0,499
P10	D10	10,00	0,785	0,617
P12	D12	12,00	1,131	0,888
P13	D13	13,00	1,327	1,040
P14	D14	14,00	1,510	1,210
P16	D16	16,00	2,011	1,580
P18	D18	18,00	2,545	2,000
P19	D19	19,00	2,835	2,230
P20	D20	20,00	3,142	2,470
P22	D22	22,00	3,801	2,860
P25	D25	25,00	4,909	3,850
P28	D28	28,00	6,157	4,830
	D29	29,00	6,605	5,100
P32	D32	32,00	8,043	6,310
	D36	36,00	10,179	7,990
	D40	40,00	12,565	9,870
	D50	50,00	19,635	15,400

Tabel A – 4 Luas Penampang Tulangan Baja

Diameter Batang (mm)	Luas Penampang (mm ²)								
	Jumlah Batang								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	28,3	56,6	84,9	113,1	141,4	169,6	197,9	226,2	254,5
8	50,3	100,6	150,9	201,1	251,4	301,6	351,9	402,2	452,4
9	63,6	127,2	190,8	254,5	318,1	381,6	445,2	509,0	572,6
10	78,5	157,0	235,6	314,2	392,7	471,2	549,8	629,3	760,9
12	113,1	226,2	339,3	452,4	565,5	678,6	791,7	904,8	1017,9
13	132,7	255,4	398,2	630,9	663,7	796,4	929,1	1061,8	1194,6
14	154,0	308,0	462,0	616,0	770,0	924,0	1078,0	1232,0	1386,0
16	201,1	402,2	603,2	804,2	1005,3	1206,4	1407,4	9508,5	1809,5
18	254,5	509,0	763,4	957,9	1272,4	1526,8	1781,3	2035,8	2290,2
19	283,5	567,0	650,5	1134,0	1417,5	1701,0	1984,5	2268,0	2551,5
20	314,2	628,4	942,5	1256,6	1570,8	1885,0	2199,1	2513,3	2827,4
22	380,1	750,2	1140,4	1520,5	1900,7	2280,8	2660,9	3041,0	3421,2
25	490,9	981,8	1472,6	1953,5	2454,8	2945,2	3436,1	3927,0	4418,1
28	615,7	1231,5	1647,3	2463,0	3078,7	3694,6	4310,3	4926,0	5541,7
29	660,5	1321,0	1981,6	2642,1	3302,6	3963,2	4623,7	5284,0	5944,5
32	804,3	1608,6	2412,8	3217,0	4021,3	4825,5	5629,8	6434,0	7238,3
36	1017,9	2035,0	3053,6	4011,5	5089,4	6107,2	7125,1	8143,0	9160,9
40	1256,6	2513,3	3769,9	5026,6	6283,2	7539,8	8796,6	10053,0	11309,0
50	1963,5	3927,0	5890,5	7854,0	9817,5	11781,0	13745,0	15708,0	17672,0

Tabel A – 5 Luas Penampang Tulangan Baja Per Meter Panjang Pelat

Diameter Batang (mm)	Luas Penampang (mm ²)								
	Jarak Spasi p k p (mm)								
	50	100	150	200	250	300	350	400	450
6	565,5	292,7	198,5	141,4	113,1	94,2	80,8	70,7	62,8
8	1.005,3	502,7	335,1	251,3	201,1	167,6	143,6	125,7	111,7
9	1.272,3	636,2	424,1	318,1	254,5	212,1	181,8	159,0	141,4
10	1.570,8	785,4	523,6	392,7	314,2	261,8	221,4	196,3	174,5
12	2.251,9	1.131,0	754,0	565,5	452,4	377,0	323,7	282,7	251,3
13	2.654,6	1.327,3	894,9	653,1	530,9	442,4	379,2	331,8	294,9
14	3.078,8	1.539,4	1.025,3	769,7	615,8	513,1	439,8	384,8	342,1
15	4.021,2	2.010,6	1.340,4	1.005,3	804,2	670,2	574,5	502,7	446,8
18	5.089,4	2.544,7	1.696,5	1.272,3	1.017,9	848,2	727,1	636,2	565,5
19	5.670,6	2.835,3	1.890,2	1.417,6	1.134,1	945,1	810,1	708,8	630,1
20	6.283,2	3.141,6	2.094,4	1.570,8	1.256,6	1.047,2	897,6	785,4	698,1
22		3.801,3	2.534,2	1.900,7	1.520,5	1.267,1	1.086,1	950,3	844,7
25		4.908,7	3.272,5	2.454,4	1.963,5	1.636,2	1.402,5	1.227,2	1.090,8
28		6.157,5	4.105,0	3.078,8	2.463,0	2.052,5	1.759,3	1.539,4	1.311,3
29		6.605,2	4.403,5	3.302,6	2.642,1	2.201,7	1.887,2	1.651,3	1.487,8
32		8.012,5	5.351,7	4.021,2	3.217,0	2.680,8	2.297,9	2.010,6	1.787,2
36			6.785,8	5.099,4	4.071,5	3.392,9	2.908,2	2.544,7	2.261,9
40			8.377,6	6.283,2	5.026,5	4.160,8	3.590,4	3.141,6	2.792,5
50			13.090,0	9.817,5	7.854,0	6.545,0	5.609,9	4.908,7	4.363,3

Tabel A – 6 Konstanta Perencanaan

Tulangan Baja			Mutu Beton (Mpa)											
Mutu Baja BJTP BJTD	f_y	ρ_{min}	$f_c' = 17$		$f_c' = 20$		$f_c' = 25$		$f_c' = 30$		$f_c' = 35$		$f_c' = 40$	
			$\beta_1 = 0,85$		$\beta_1 = 0,85$		$\beta_1 = 0,85$		$\beta_1 = 0,85$		$\beta_1 = 0,81$		$\beta_1 = 0,77$	
			ρ_{maks}	ρ_{sm}	ρ_{maks}	ρ_{sm}	ρ_{maks}	ρ_{sm}	ρ_{maks}	ρ_{sm}	ρ_{maks}	ρ_{sm}	ρ_{maks}	ρ_{sm}
24	240	0,0058	0,0274	0,0132	0,0320	0,0160	0,0400	0,0200	0,0480	0,0240	0,0540	0,0270	0,0580	0,0310
30	300	0,0047	0,0205	0,0107	0,0240	0,0130	0,0300	0,0160	0,0360	0,0200	0,0400	0,0220	0,0440	0,0250
35	350	0,0040	0,0166	0,0093	0,0200	0,0110	0,0240	0,0130	0,0290	0,0160	0,0330	0,0180	0,0350	0,0210
40	400	0,0035	0,0138	0,0083	0,0160	0,0090	0,0200	0,0120	0,0240	0,0140	0,0270	0,0160	0,0300	0,0190
50	500	0,0028	0,0100	0,0070	0,0120	0,0070	0,0150	0,0100	0,0180	0,0110	0,0200	0,0130	0,0210	0,0140

Keterangan : $p_{maks} = 0,75 p_t$,

$p_{sm} = p_{saran}$ = nilai p yang disarankan untuk ketentuan perkiraan

Sumber: Dipohusodo, 1994

Tabel A – 7 Sifat-Sifat dan Konstanta Beton

		17 MPa	20 MPa	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa
E_c	— (MPa)	19.500	21.000	23.500	25.700	27.800	29.700
n		10	9	9	8	7	6
Vf'_c	(MPa)	4,123	4,472	5,000	5,477	5,918	8,325
$0,16 Vf'_c$	(MPa)	0,66	0,72	0,80	0,88	0,94	1,01
$0,33 Vf'_c$	(MPa)	1,36	1,48	1,65	1,81	1,90	2,09
$0,57 Vf'_c$	(MPa)	2,35	2,55	2,65	3,12	3,37	3,61
$0,62 Vf'_c$	(MPa)	2,55	2,77	3,10	3,40	3,67	3,92
$0,66 Vf'_c$	(MPa)	2,72	2,95	3,30	3,62	3,90	4,17

Tabel A – 8 PENULANGAN (p) vs KOEFISIEN TAHANAN (k)
 ($f_c' = 17$ MPa, $f_c' = 240$ MPa, k dalam MPa)

p	k	p	k	p	k	p	k	p	k
0,0058	1,3248	0,0102	2,2400	0,0146	3,0779	0,0190	3,8383	0,0234	4,5214
0,0059	1,3464	0,0103	2,2599	0,0147	3,0960	0,0191	3,8547	0,0235	4,5360
0,0060	1,3680	0,0104	2,2798	0,0148	3,1141	0,0192	3,8711	0,0236	4,5508
0,0061	1,3896	0,0105	2,2996	0,0149	3,1322	0,0193	3,8874	0,0237	4,5651
0,0062	1,4112	0,0108	2,3194	0,0150	3,1502	0,0194	3,9036	0,0239	4,5797
0,0063	1,4327	0,0107	2,3391	0,0151	3,1582	0,0195	3,9199	0,0239	4,5941
0,0064	1,4541	0,0108	2,3588	0,0152	3,1861	0,0196	3,9350	0,0240	4,6085
0,0065	1,4755	0,0109	2,3785	0,0153	3,2040	0,0197	3,9522	0,0241	4,6229
0,0066	1,4969	0,0110	2,3981	0,0154	3,2219	0,0198	3,9683	0,0242	4,6373
0,0087	1,5183	0,0111	2,4177	0,0155	3,2397	0,0198	3,9844	0,0243	4,6516
0,0068	1,5396	0,0112	2,4372	0,0156	3,2575	0,0200	4,0004	0,0244	4,6658
0,0069	1,5608	0,0113	2,4567	0,0157	3,2753	0,0201	4,0164	0,0245	4,6801
0,0070	1,5820	0,0114	2,4762	0,0158	3,2930	0,0202	4,0323	0,0246	4,6902
0,0071	1,6032	0,0115	2,4956	0,0159	3,3106	0,0203	4,0492	0,0247	4,7084
0,0072	1,6244	0,0116	2,5150	0,0160	3,3282	0,0204	4,0641	0,0248	4,7225
0,0073	1,6455	0,0117	2,5343	0,0161	3,3458	0,0205	4,0799	0,0249	4,7366
0,0074	1,6665	0,0118	2,5537	0,0162	3,3634	0,0206	4,0957	0,0250	4,7506
0,0015	1,6876	0,0119	2,5729	0,0163	3,3809	0,0207	4,1114	0,0251	4,7646
0,0076	1,7085	0,0120	2,5921	0,0164	3,3983	0,0208	4,1271	0,0252	4,7785
0,0077	1,7295	0,0121	2,6113	0,0165	3,4158	0,0209	4,1428	0,0253	4,7924
0,0078	1,7504	0,0122	2,6305	0,0166	3,4331	0,0210	4,1584	0,0254	4,8063
0,0079	1,7712	0,0123	2,6496	0,0167	3,4505	0,0211	4,1740	0,0255	4,8201
0,0080	1,7921	0,0124	2,6686	0,0168	3,4678	0,0212	4,1895	0,0256	4,8339
0,0081	1,8128	0,0125	2,6876	0,0169	3,4850	0,0213	4,2050	0,0257	4,8476
0,0082	1,8336	0,0126	2,7066	0,0170	3,5023	0,0214	4,2205	0,0258	4,8613
0,0083	1,8543	0,0127	2,7256	0,0171	3,5195	0,0215	4,2359	0,0259	4,8750
0,0084	1,8749	0,0128	2,7445	0,0172	3,5368	0,0216	4,2513	0,0260	4,8886
0,0085	1,8956	0,0129	2,7633	0,0173	3,5537	0,0217	4,2667	0,0261	4,9022
0,0086	1,9161	0,0130	2,7822	0,0174	3,5708	0,0218	4,2820	0,0252	4,9158
0,0087	1,9367	0,0131	2,8009	0,0175	3,5878	0,0219	4,2972	0,0263	4,9293
0,0088	1,9572	0,0132	2,8197	0,0176	3,6048	0,0220	4,3125	0,0264	4,9427
0,0089	1,9777	0,0133	2,8384	0,0177	3,6217	0,0221	4,3276	0,0265	4,9562
0,0090	1,9981	0,0134	2,8570	0,0178	3,6386	0,0222	4,3428	0,0266	4,9695
0,0091	2,0185	0,0135	2,8757	0,0179	3,6555	0,0223	4,3579	0,0257	4,9829
0,0092	2,0388	0,0136	2,8943	0,0180	3,6723	0,0224	4,3730	0,0268	4,9962
0,0093	2,0591	0,0137	2,9128	0,0181	3,6891	0,0225	4,3880	0,0269	5,0095
0,0094	2,0794	0,0138	2,9313	0,0182	3,7058	0,0226	4,4030	0,0270	5,0227
0,0095	2,0996	0,0139	2,9498	0,0183	3,7225	0,0227	4,4179	0,0271	5,0359
0,0096	2,1198	0,0140	2,9682	0,0164	3,7392	0,0228	4,4328	0,0272	5,0490
0,0097	2,1399	0,0141	2,9866	0,0185	3,7559	0,0229	4,4477	0,0273	5,0621
0,0098	2,1600	0,0142	3,0049	0,0186	3,7724	0,0230	4,4525	0,0274	5,0752
0,0099	2,1801	0,0143	3,0232	0,0187	3,7889	0,0231	4,4773		
0,0100	2,2001	0,0144	3,0415	0,0188	3,8055	0,0232	4,4920		
0,0101	2,2201	0,0145	3,0597	0,0189	3,8219	0,0233	4,5067		

Tabel A – 9 RASIO PENULANGAN (p) vs KOEFISIEN TAHANAN (k)
 ($f_c' = 20 \text{ MPa}$, $f_c' = 240 \text{ MPa}$, k dalam MPa)

p	k	p	k	p	k	p	k	p	k
0,0058	1,3348	0,0102	2,2712	0,0146	3,1418	0,0190	3,9466	0,0234	4,6856
0,0059	1,3569	0,0103	2,2917	0,0147	3,1608	0,0191	3,9641	0,0235	4,7016
0,0060	1,3788	0,0104	2,3122	0,0148	3,1709	0,0102	3,9810	0,0230	4,7178
0,0061	1,4006	0,0105	2,3121	0,0149	3,1908	0,0193	3,9991	0,0237	4,1336
0,0062	1,4227	0,0106	2,3531	0,0150	3,2177	0,0194	4,0165	0,0238	4,7495
0,0063	1,4446	0,0107	2,3735	0,0151	3,2366	0,0195	4,0339	0,0239	4,7654
0,0064	1,4664	0,0108	2,3938	0,0152	3,2554	0,0196	4,0512	0,0240	4,7813
0,0065	1,4882	0,0109	2,4141	0,0153	3,2742	0,0197	4,0686	0,0241	4,7971
0,0066	1,5100	0,0110	2,4344	0,0154	3,2930	0,0198	4,0859	0,0242	4,8129
0,0067	1,5317	0,0111	2,4546	0,0155	3,3118	0,0199	4,1031	0,0243	4,8286
0,0068	1,5531	0,0112	2,4740	0,0156	3,3305	0,0200	4,1203	0,0244	4,8444
0,0069	1,5751	0,0113	2,4950	0,0157	3,3492	0,0201	4,1375	0,0245	4,8601
0,0070	1,5961	0,0114	2,5152	0,0158	3,3678	0,0202	4,1517	0,0246	4,8757
0,0071	1,6183	0,0115	2,5353	0,0159	3,3864	0,0203	4,1718	0,0247	4,8913
0,0072	1,6399	0,0116	2,5554	0,0160	3,1050	0,0204	4,1089	0,0248	4,9069
0,0073	1,6614	0,0117	2,5754	0,0161	3,4236	0,0205	4,2059	0,0249	4,9225
0,0071	1,6830	0,0118	2,5954	0,0162	3,4421	0,0206	4,2229	0,0250	4,9380
0,0075	1,7044	0,0119	2,6154	0,0153	3,4605	0,0207	4,2399	0,0251	4,9535
0,0076	1,7259	0,0120	2,6353	0,0164	3,4790	0,0208	4,2569	0,0252	4,9689
0,0077	1,7473	0,0121	2,6552	0,0165	3,4974	0,0209	4,2738	0,0253	4,9844
0,0078	1,7686	0,0122	2,6751	0,0166	3,5158	0,0210	4,2907	0,0254	4,9997
0,0079	1,7900	0,0123	2,6949	0,0167	3,5341	0,0211	4,3075	0,0255	5,0151
0,0080	1,8113	0,0124	2,7147	0,0168	3,5524	0,0212	4,3243	0,0256	5,0304
0,0081	1,8325	0,0125	2,7345	0,0169	3,5707	0,0213	4,3411	0,0257	5,0457
0,0082	1,8537	0,0126	2,7542	0,0170	3,5889	0,0214	4,3578	0,0258	5,0609
0,0083	1,8749	0,0127	2,7739	0,0171	3,6071	0,0215	4,3745	0,0259	5,0762
0,0084	1,8961	0,0128	2,7936	0,0172	3,6253	0,0216	4,3912	0,0260	5,0913
0,0085	1,9172	0,0129	2,8132	0,0173	3,6434	0,0217	4,4079	0,0261	5,1065
0,0086	1,9393	0,0130	2,8328	0,0174	3,6616	0,0218	4,4245	0,0262	5,1216
0,0087	1,9594	0,0131	2,8524	0,0175	3,6796	0,0219	4,4410	0,0263	5,1367
0,0088	1,9804	0,0132	2,8719	0,0176	3,6977	0,0220	4,4576	0,0264	5,1517
0,0099	2,0014	0,0133	2,8914	0,0177	3,7157	0,0221	4,4741	0,0265	5,1667
0,0090	2,0224	0,0134	2,9109	0,0178	3,7336	0,0222	4,4906	0,0266	5,1817
0,0091	2,0433	0,0135	2,9303	0,0119	3,7516	0,0223	4,5070	0,0267	5,1967
0,0092	2,0642	0,0136	2,9497	0,0180	3,7695	0,0224	4,5234	0,0268	5,2116
0,0093	2,0850	0,0137	2,9691	0,0181	3,7873	0,0225	4,5398	0,0269	5,2264
0,0094	2,1059	0,0138	2,9884	0,0182	3,8052	0,0226	4,5561	0,0270	5,2413
0,0095	2,1266	0,0139	3,0077	0,0183	3,8230	0,0227	4,5724	0,0271	5,2561
0,0095	2,1474	0,0140	3,0270	0,0184	3,8407	0,0228	4,5887	0,0272	5,2709
0,0097	2,1681	0,0141	3,0462	0,0185	3,8584	0,0229	4,6049	0,0273	5,2856
0,0098	2,1888	0,0142	3,0654	0,0185	3,8761	0,0230	4,6211	0,0274	5,3003
0,0099	2,2095	0,0143	3,0845	0,0187	3,8938	0,0231	4,6373	0,0275	5,3150
0,0100	2,2301	0,0144	3,1037	0,0188	3,9114	0,0232	4,6534	0,0276	5,3296
0,0101	2,2507	0,0145	3,1227	0,0189	3,9290	0,0233	4,6695	0,0277	5,3442

Tabel A – 10 RASIO PENULANGAN (p) vs KOEFISIEN TAHANAN (k)
 ($f_c' = 25 \text{ MPa}$, $f_c' = 240 \text{ MPa}$, k dalam MPa)

p	k	p	k	p	k	p	k	p	k
0,0058	1,3463	0,0084	1,9201	0,0110	2,4755	0,0136	3,0126	0,0162	3,5312
0,0059	1,3687	0,0085	1,9418	0,0111	2,4965	0,0137	3,0329	0,0163	3,5508
0,0060	1,3911	0,0000	1,9635	0,0112	2,5175	0,0138	3,0531	0,0164	3,5704
0,0061	1,4134	0,0087	1,9851	0,0113	2,5384	0,0139	3,0734	0,0165	3,5899
0,0062	1,4357	0,0088	2,0067	0,0114	2,5593	0,0140	3,0936	0,0166	3,6094
0,0063	1,4580	0,0089	2,0283	0,0115	2,5802	0,0141	3,1137	0,0167	3,6289
0,0064	1,4803	0,0000	2,0499	0,0116	2,6011	0,0142	3,1339	0,0168	3,6483
0,0065	1,5026	0,0091	2,0714	0,0117	2,6219	0,0143	3,1540	0,0169	3,6678
0,0066	1,5248	0,0092	2,0929	0,0118	2,6427	0,0144	3,1741	0,0170	3,6871
0,0067	1,5470	0,0093	2,1144	0,0119	2,6635	0,0145	3,1942	0,0171	3,7065
0,0068	1,5691	0,0094	2,1359	0,0120	2,6843	0,0146	3,2142	0,0172	3,7258
0,0069	1,5913	0,0095	2,1573	0,0121	2,7050	0,0147	3,2343	0,0173	3,7452
0,0070	1,6134	0,0096	2,1787	0,0122	2,7257	0,0148	3,2542	0,0174	3,7644
0,0071	1,6355	0,0097	2,2001	0,0123	2,7463	0,0149	3,2742	0,0175	3,7837
0,0072	1,6575	0,0098	2,2214	0,0124	2,7670	0,0150	3,2941	0,0176	3,8029
0,0073	1,6796	0,0099	2,2428	0,0125	2,7876	0,0151	3,3141	0,0177	3,8221
0,0074	1,7016	0,0100	2,2641	0,0126	2,8082	0,0152	3,3339	0,0178	3,8413
0,0075	1,7235	0,0101	2,2853	0,0127	2,8287	0,0153	3,3538	0,0179	3,8604
0,0076	1,7455	0,0102	2,3066	0,0128	2,8493	0,0154	3,3736	0,0180	3,8795
0,0077	1,7674	0,0103	2,3278	0,0129	2,8698	0,0155	3,3934	0,0181	3,8987
0,0078	1,7993	0,0104	2,3490	0,0130	2,8903	0,0156	3,4132	0,0182	3,9177
0,0079	1,8112	0,0105	2,3701	0,0131	2,9107	0,0157	3,4329	0,0183	3,9388
0,0090	1,8330	0,0106	2,3913	0,0132	2,9311	0,0158	3,4526	0,0184	3,9558
0,0091	1,8548	0,0107	2,4124	0,0133	2,9515	0,0159	3,4723	0,0185	3,9148
0,0082	1,8766	0,0108	2,4334	0,0134	2,9719	0,0160	3,4920	0,0188	3,9937
0,0083	1,8984	0,0109	2,4545	0,0135	2,9923	0,0161	3,5116	0,0187	4,0125
0,0188	4,0315	0,0232	4,8363	0,0278	5,5885	0,0320	6,2880	0,0364	8,9319
0,0189	4,0504	0,0233	4,8540	0,0277	5,6050	0,0321	8,3033	0,0365	8,9490
0,0190	4,0093	0,0234	4,8717	0,0278	5,6214	0,0322	8,3188	0,0368	8,0631
0,0191	4,0081	0,0235	4,8893	0,0279	5,8379	0,0323	8,3338	0,0367	8,9771
0,0192	4,1069	0,0238	4,9069	0,0280	5,8543	0,0324	6,3490	0,0368	8,9911
0,0193	4,1257	0,0237	4,9245	0,0281	5,8706	0,0325	8,3842	0,0389	7,0051
0,0194	4,1444	0,0238	4,9420	0,0282	5,6870	0,0326	0,3793	0,0370	7,0190
0,0195	4,1031	0,0239	4,9595	0,0283	5,7033	0,0327	0,3944	0,0371	7,0330
0,0198	4,1818	0,0240	4,9770	0,0284	5,7196	0,0328	8,4095	0,0372	7,0469
0,0197	4,2004	0,0241	4,9945	0,0285	5,7359	0,0329	8,4248	0,0373	7,0607
0,0198	4,2191	0,0242	5,0119	0,0286	5,7521	0,0330	0,4397	0,0374	7,0748
0,0199	4,2377	0,0243	5,0293	0,0287	5,7683	0,0331	6,4547	0,0375	7,0884
0,0200	4,2563	0,0211	5,0167	0,0208	5,7845	0,0332	6,4697	0,0376	7,1022
0,0201	4,2748	0,0245	5,0640	0,0289	5,8006	0,0333	6,4846	0,0377	7,1160
0,0202	4,2933	0,0246	5,0814	0,0290	5,8168	0,0334	6,4996	0,0318	7,1297
0,0203	4,3118	0,0247	5,0987	0,0291	5,8329	0,0335	6,5145	0,0379	7,1434
0,0204	4,3303	0,0248	5,1159	0,0292	5,8490	0,0336	6,5293	0,0380	7,1571
0,0205	4,3487	0,0249	5,1332	0,0293	5,8650	0,0337	8,5442	0,0381	7,1707
0,0208	4,3671	0,0250	5,1504	0,0294	5,8810	0,0338	6,5590	0,0382	7,1844
0,0207	4,3855	0,0251	5,1676	0,0295	5,8970	0,0339	6,5738	0,0383	7,1980
0,0208	4,4039	0,0252	5,1848	0,0296	5,9130	0,0340	6,5888	0,0384	7,2115
0,0209	4,4222	0,0253	5,2019	0,0297	5,9289	0,0341	6,6033	0,0385	7,2251

Tabel A – 11 RASIO PENULANGAN (p) vs KOEFISIEN TAHANAN (k)
 ($f_c' = 30\text{MPa}$, $f_c' = 240\text{ MPa}$, k dalam MPa)

p	k	p	k	p	k	p	k	p	k
0,0278	5,7965	0,0320	0,5200	0,0302	7,2035	0,0104	7,8111	0,0440	8,4507
0,0279	5,8142	0,0321	8,5368	0,0363	7,2193	0,0405	7,8619	0,0447	8,4848
0,0280	5,8319	0,0322	6,5535	0,0364	7,2351	0,0408	7,8767	0,0448	8,4784
0,0281	5,8495	0,0323	6,5702	0,0365	7,2508	0,0407	7,8915	0,0449	8,4923
0,0282	5,8672	0,0321	6,5868	0,0368	7,2665	0,0408	7,9063	0,0450	8,5061
0,0203	5,8840	0,0325	8,6035	0,0367	7,2822	0,0409	7,0210	0,0451	8,5199
0,0284	5,9023	0,0326	6,6201	0,0368	7,2979	0,0410	7,9358	0,0452	8,5336
0,0285	5,9199	0,0327	6,6367	0,0369	7,3136	0,0411	7,9505	0,0453	8,5474
0,0288	5,9374	0,0328	6,6533	0,0370	7,3292	0,0412	7,9651	0,0454	8,5611
0,0287	5,9549	0,0329	6,6698	0,0371	7,3448	0,0413	7,9798	0,0455	8,5748
0,0288	5,9724	0,0330	6,6864	0,0372	7,3604	0,0414	7,9944	0,0456	8,5885
0,0289	5,9899	0,0331	6,7029	0,0373	7,3759	0,0415	8,0090	0,0457	8,6022
0,0290	6,0073	0,0332	6,7194	0,0374	7,3915	0,0418	8,0236	0,0458	8,8158
0,0291	6,0247	0,0333	6,7358	0,0375	7,4070	0,0417	8,0382	0,0459	8,6294
0,0292	6,0421	0,0334	6,7523	0,0376	7,4225	0,0418	8,0527	0,0460	8,6430
0,0293	6,0595	0,0335	6,7687	0,0377	7,4380	0,0419	8,0672	0,0461	8,6566
0,0294	6,0769	0,0336	6,7851	0,0378	7,4534	0,0420	8,0817	0,0462	8,6701
0,0295	6,0942	0,0337	6,8015	0,0379	7,4688	0,0421	8,0962	0,0463	8,6836
0,0296	6,1115	0,0338	6,8178	0,0380	7,4842	0,0422	8,1107	0,0464	8,6971
0,0297	6,1288	0,0339	6,8342	0,0381	7,4996	0,0423	8,1251	0,0465	8,7106
0,0298	6,1460	0,0340	6,8505	0,0382	7,5150	0,0424	8,1395	0,0466	8,7241
0,0299	6,1633	0,0341	6,8668	0,0383	7,5303	0,0425	8,1539	0,0467	8,7375
0,0300	6,1805	0,0342	6,8830	0,0384	7,5456	0,0426	8,1682	0,0468	8,7509
0,0301	6,1977	0,0343	6,8993	0,0385	7,5609	0,0427	8,1826	0,0469	8,7643
0,0302	6,2148	0,0344	6,9155	0,0386	7,5762	0,0428	8,1969	0,0470	8,7776
0,0303	6,2320	0,0345	6,9317	0,0387	7,5914	0,0429	8,2112	0,0471	8,7910
0,0304	6,2491	0,0346	6,9479	0,0388	7,6066	0,0430	8,2255	0,0472	8,8043
0,0305	6,2662	0,0347	6,9640	0,0389	7,6218	0,0431	8,2391	0,0473	8,8176
0,0306	6,2833	0,0348	6,9801	0,0390	7,6370	0,0432	8,2539	0,0474	8,8309
0,0307	6,3003	0,0349	6,9962	0,0391	7,6522	0,0433	8,2681	0,0475	8,8441
0,0308	6,3174	0,0350	7,0123	0,0392	7,6673	0,0434	8,2823	0,0416	8,8573
0,0309	6,3344	0,0351	7,0284	0,0393	7,6824	0,0435	8,2965	0,0477	8,8706
0,0310	6,3514	0,0352	7,0444	0,0394	7,6975	0,0436	8,3106	0,0478	8,8837
0,0311	6,3683	0,0353	7,0604	0,0395	7,7125	0,0437	8,3247	0,0479	8,8969
0,0312	6,3853	0,0354	7,0754	0,0396	7,7276	0,0438	8,3388	0,0480	8,9100
0,0313	6,4022	0,0355	7,0924	0,0397	7,7426	0,0439	8,3529	0,0481	8,9231
0,0314	6,4191	0,0356	7,1083	0,0398	7,7576	0,0440	8,3669	0,0482	8,9362
0,0315	6,4360	0,0357	7,1243	0,0399	7,7726	0,0441	8,3809	0,0483	8,9493
0,0316	6,4528	0,0359	7,1402	0,0400	7,7875	0,0442	8,3949	0,0484	8,9623
0,0317	6,4697	0,0359	7,1560	0,0401	7,8024	0,0443	8,4089		
0,0318	6,4865	0,0360	7,1719	0,0402	7,8173	0,0444	8,4228		
0,0319	6,5033	0,0361	7,1877	0,0403	7,8322	0,0445	8,4368		

Tabel A – 12 RASIO PENULANGAN (p) vs KOEFISIEN TAHANAN
 ($f_c' = 35 \text{ MPa}$, $f_c' = 240 \text{ MPa}$, k dalam MPa)

<i>p</i>	<i>k</i>	<i>p</i>	<i>k</i>	<i>p</i>	<i>k</i>	<i>p</i>	<i>k</i>	<i>p</i>	<i>k</i>
0,0058	1,3593	0,0102	2,3470	0,0148	3,2970	0,0190	4,2095	0,0234	5,0643
0,0059	1,3822	0,0103	2,3690	0,0147	3,3182	0,0191	4,2290	0,0235	5,1038
0,0060	1,4050	0,0504	2,3910	0,0148	3,3393	0,0192	4,2501	0,0238	5,1232
0,0061	1,4279	0,0105	2,4130	0,0149	3,3604	0,0193	4,2703	0,0237	5,1426
0,0062	1,4507	0,0106	2,4349	0,0150	3,3815	0,0194	4,2906	0,0238	5,1620
0,0063	1,4735	0,0107	2,4568	0,0151	3,4020	0,0195	4,3106	0,0239	5,1814
0,0064	1,4962	0,0108	2,4787	0,0152	3,4237	0,0198	4,3310	0,0240	5,2007
0,0065	1,5190	0,0109	2,5006	0,0153	3,4447	0,0107	4,3512	0,0241	5,2201
0,0068	1,5417	0,0110	2,5225	0,0154	3,4657	0,0100	4,3713	0,0242	5,2394
0,0067	1,5644	0,0111	2,5444	0,0155	3,4867	0,0199	4,3915	0,0243	5,2587
0,0068	1,5871	0,0112	2,5662	0,0158	3,5077	0,0200	4,4118	0,0244	5,2779
0,0069	1,6098	0,0113	2,5880	0,0157	3,5287	0,0201	4,4317	0,0245	5,2972
0,0070	1,6324	0,0114	2,6098	0,0158	3,5496	0,0202	4,4518	0,0248	5,3164
0,0071	1,6551	0,0115	2,6316	0,0159	3,5705	0,0203	4,4719	0,0247	5,3358
0,0072	1,6777	0,0118	2,6533	0,0160	3,5914	0,0204	4,4919	0,0248	5,3548
0,0073	1,7003	0,0117	2,6751	0,0161	3,6123	0,0205	4,5119	0,0249	5,3740
0,0074	1,7228	0,0118	2,6968	0,0162	3,6332	0,0206	4,5320	0,0250	5,3931
0,0075	1,7454	0,0119	2,7185	0,0163	3,6540	0,0207	4,5519	0,0251	5,4123
0,0076	1,7679	0,0120	2,7402	0,0164	3,6748	0,0208	4,5719	0,0252	5,4314
0,0077	1,7904	0,0121	2,7618	0,0165	3,6957	0,0209	4,5919	0,0253	5,4505
0,0078	1,8129	0,0122	2,7835	0,0166	3,7164	0,0210	4,6118	0,0254	5,4696
0,0079	1,8354	0,0123	2,8051	0,0167	3,7372	0,0211	4,6317	0,0255	5,4886
0,0080	1,8579	0,0124	2,8267	0,0168	3,7580	0,0212	4,6516	0,0258	5,5077
0,0081	1,8803	0,0125	2,8483	0,0169	3,7787	0,0213	4,6715	0,0257	5,5267
0,0082	1,9027	0,0126	2,8698	0,0170	3,7994	0,0214	4,6913	0,0258	5,5457
0,0083	1,9251	0,0127	2,8914	0,0171	3,8201	0,0215	4,7112	0,0259	5,5647
0,0084	1,9475	0,0128	2,9129	0,0172	3,8407	0,0218	4,7310	0,0260	5,5836
0,0085	1,9698	0,0129	2,9344	0,0173	3,8614	0,0217	4,7508	0,0251	5,6026
0,0086	1,9922	0,0130	2,9559	0,0174	3,8820	0,0218	4,7706	0,0262	5,6215
0,0087	2,0145	0,0131	2,9774	0,0175	3,9028	0,0219	4,7903	0,0263	5,6404
0,0088	2,0368	0,0132	2,9988	0,0176	3,9232	0,0220	4,8100	0,0264	5,6593
0,0089	2,0591	0,0133	3,0202	0,0177	3,9438	0,0221	4,8298	0,0265	5,6781
0,0090	2,0814	0,0134	3,0417	0,0178	3,9644	0,0222	4,8495	0,0266	5,6970
0,0091	2,1038	0,0135	3,0630	0,0179	3,9849	0,0223	4,8691	0,0267	5,7158
0,0092	2,1258	0,0138	3,0844	0,0180	4,0054	0,0224	4,8888	0,0268	5,7346
0,0093	2,1480	0,0137	3,1058	0,0181	4,0259	0,0225	4,9084	0,0269	5,7534
0,0094	2,1702	0,0138	3,1271	0,0182	4,0464	0,0226	4,9281	0,0270	5,7722
0,0095	2,1924	0,0139	3,1484	0,0183	4,0668	0,0227	4,9477	0,0271	5,7909
0,0096	2,2145	0,0140	3,1697	0,0184	4,0813	0,0228	4,9673	0,0272	5,8095
0,0097	2,2366	0,0141	3,1910	0,0185	4,1077	0,0229	4,9868	0,0273	5,8283
0,0098	2,2587	0,0142	3,2122	0,0186	4,1281	0,0230	5,0064	0,0274	5,8470
0,0099	2,2808	0,0143	3,2334	0,0187	4,1485	0,0231	5,0259	0,0275	5,8657
0,0100	2,3029	0,0144	3,2547	0,0188	4,1688	0,0232	5,0454	0,0276	5,8844
0,0101	2,3250	0,0145	3,2759	0,0189	4,1892	0,0233	5,0649	0,0277	5,9030

Tabel A – 13 RASIO PENULANGAN (p) vs KOEFISIEN TAHANAN
($f_c' = 40$ MPa , $f_c' = 240$ MPa, k dalam MPa)

p	k	p	k	p	k	p	k	p	k
0,0193	4,3155	0,0237	5,2108	0,0281	6,0731	0,0325	8,9028	0,0369	7,6992
0,0194	4,3362	0,0238	5,2308	0,0202	6,0924	0,0328	6,0211	0,0370	7,7169
0,0195	4,3569	0,0239	5,2507	0,0283	6,1116	0,0327	6,9395	0,0371	7,7346
0,0196	4,3775	0,0240	5,2706	0,0284	6,1307	0,0328	6,9560	0,0372	7,7523
0,0197	4,3983	0,0241	5,2905	0,0285	6,1499	0,0329	6,9764	0,0373	7,7700
0,0198	4,4189	0,0242	5,3104	0,0286	6,1691	0,0330	6,9948	0,0374	7,7876
0,0199	4,4395	0,0243	5,3303	0,0287	6,1882	0,0331	7,0132	0,0375	7,8053
0,0200	4,4602	0,0244	5,3502	0,0288	6,2073	0,0332	7,0315	0,0376	7,8229
0,0201	4,4808	0,0245	5,3700	0,0289	6,2264	0,0333	7,0499	0,0377	7,8405
0,0202	4,5013	0,0246	5,3899	0,0290	6,2455	0,0334	7,0682	0,0378	7,8581
0,0203	4,5219	0,0247	5,4097	0,0291	6,2646	0,0335	7,0865	0,0379	7,8756
0,0204	4,5424	0,0248	5,4295	0,0292	6,2838	0,0336	7,1048	0,0380	7,8932
0,0205	4,5630	0,0249	5,4492	0,0293	6,3026	0,0337	7,1231	0,0381	7,9107
0,0206	4,5835	0,0250	5,4690	0,0294	6,3216	0,0338	7,1414	0,0382	7,9282
0,0207	4,6040	0,0251	5,4887	0,0295	6,3406	0,0339	7,1596	0,0383	7,9457
0,0208	4,6244	0,0252	5,5085	0,0296	6,3596	0,0340	7,1779	0,0384	7,9632
0,0209	4,6449	0,0253	5,5282	0,0297	6,3786	0,0341	7,1961	0,0385	7,9807
0,0210	4,6653	0,0254	5,5479	0,0298	6,3975	0,0342	7,2143	0,0386	7,9981
0,0211	4,6857	0,0255	5,5675	0,0299	6,4164	0,0343	7,2325	0,0387	8,0156
0,0212	4,7062	0,0256	5,5872	0,0300	6,4354	0,0344	7,2506	0,0388	8,0330
0,0213	4,7265	0,0257	5,6068	0,0301	6,4543	0,0345	7,2688	0,0389	8,0504
0,0214	4,7469	0,0258	5,6265	0,0302	6,4731	0,0346	7,2869	0,0390	8,0678
0,0215	4,7673	0,0259	5,6461	0,0303	6,4920	0,0347	7,3050	0,0391	8,0851
0,0216	4,7875	0,0260	5,6657	0,0304	6,5108	0,0348	7,3231	0,0392	8,1025
0,0217	4,8079	0,0261	5,6852	0,0305	6,5297	0,0349	7,3412	0,0393	8,1198
0,0218	4,8282	0,0262	5,7048	0,0306	6,5485	0,0350	7,3592	0,0394	8,1371
0,0219	4,8485	0,0263	5,7243	0,0307	6,5673	0,0351	7,3773	0,0395	8,1544
0,0220	4,8688	0,0264	5,7439	0,0308	6,5860	0,0352	7,3953	0,0396	8,1717
0,0221	4,8890	0,0265	5,7634	0,0309	6,6048	0,0353	7,4133	0,0397	8,1890
0,0222	4,9093	0,0266	5,7829	0,0310	6,6235	0,0354	7,4313	0,0398	8,2062
0,0223	4,9295	0,0267	5,8023	0,0311	6,6423	0,0355	7,4493	0,0399	8,2234
0,0224	4,9497	0,0268	5,8218	0,0312	6,6610	0,0356	7,4673	0,0400	8,2406
0,0225	4,9699	0,0269	5,8412	0,0313	6,6797	0,0357	7,4852	0,0401	8,2578
0,0226	4,9901	0,0270	5,8606	0,0314	6,6983	0,0358	7,5031	0,0402	8,2750
0,0227	5,0102	0,0271	5,8800	0,0315	6,7170	0,0359	7,5210	0,0403	8,2922
0,0228	5,0303	0,0272	5,8994	0,0316	6,7356	0,0360	7,5389	0,0404	8,3093
0,0229	5,0505	0,0273	5,9188	0,0317	6,7542	0,0361	7,5568	0,0405	8,3264
0,0230	5,0706	0,0274	5,9382	0,0318	6,7729	0,0362	7,5747	0,0406	8,3436
0,0231	5,0906	0,0275	5,9575	0,0319	6,7914	0,0363	7,5925	0,0407	8,3606
0,0232	5,1107	0,0276	5,9768	0,0320	6,8100	0,0364	7,6103	0,0408	8,3777
0,0233	5,1308	0,0277	5,9961	0,0321	6,8286	0,0365	7,6281	0,0409	8,3948
0,0234	5,1508	0,0278	6,0154	0,0322	6,8571	0,0366	7,6459	0,0410	8,4118
0,0235	5,1708	0,0279	6,0347	0,0323	6,9656	0,0367	7,6637	0,0411	8,4288
0,0236	5,1908	0,0280	6,0539	0,0324	6,8841	0,0368	7,6814	0,0412	8,4459

Tabel A – 14RASIO PENULANGAN (p) vs KOEFISIEN TAHANAN
 ($f'_c = 17 \text{ MPa}$, $f'_c = 300 \text{ MPa}$, k dalam MPa)

p	k	p	k	p	k	p	k	p	k
0,0047	1,3410	0,0079	2,1751	0,0111	2,9451	0,0143	3,6513	0,0175	4,2934
0,0048	1,3680	0,0080	2,2001	0,0112	2,9682	0,0144	3,8723	0,0178	4,3125
0,0049	1,3950	0,0081	2,2251	0,0113	2,9912	0,0145	3,6933	0,0177	4,3314
0,0050	1,4219	0,0082	2,2500	0,0114	3,0141	0,0146	3,7142	0,0178	4,3503
0,0051	1,4488	0,0083	2,2748	0,0115	3,0369	0,0147	3,7350	0,0179	4,3692
0,0052	1,4755	0,0084	2,2996	0,0116	3,0597	0,0148	3,7558	0,0180	4,3880
0,0053	1,5023	0,0085	2,3243	0,0117	3,0824	0,0149	3,7765	0,0181	4,4067
0,0054	1,5289	0,0086	2,3490	0,0118	3,1051	0,0150	3,7972	0,0182	4,4254
0,0055	1,5555	0,0087	2,3736	0,0119	3,1277	0,0151	3,8178	0,0183	4,4440
0,0056	1,5820	0,0088	2,3981	0,0120	3,1502	0,0152	3,8383	0,0184	4,4625
0,0057	1,6085	0,0089	2,4226	0,0121	3,1727	0,0153	3,8588	0,0185	4,4810
0,0058	1,6349	0,0090	2,4470	0,0122	3,1951	0,0154	3,8792	0,0186	4,4994
0,0059	1,6613	0,0091	2,4713	0,0123	3,2174	0,0155	3,8996	0,0187	4,5177
0,0060	1,6876	0,0092	2,4956	0,0124	3,2397	0,0156	3,9199	0,0188	4,5360
0,0061	1,7138	0,0093	2,5198	0,0125	3,2819	0,0157	3,9401	0,0189	4,5542
0,0062	1,7399	0,0094	2,5440	0,0126	3,2841	0,0158	3,9602	0,0190	4,5724
0,0063	1,7660	0,0095	2,5681	0,0127	3,3062	0,0159	3,9803	0,0191	4,5905
0,0064	1,7921	0,0096	2,5921	0,0128	3,3282	0,0160	4,0004	0,0192	4,6085
0,0065	1,8180	0,0097	2,6161	0,0129	3,3502	0,0161	4,0203	0,0193	4,6265
0,0066	1,8439	0,0098	2,6400	0,0130	3,3721	0,0162	4,0403	0,0194	4,6444
0,0067	1,8698	0,0099	2,6639	0,0131	3,3940	0,0163	4,0601	0,0195	4,6623
0,0068	1,8958	0,0100	2,6876	0,0132	3,4158	0,0164	4,0799	0,0196	4,6801
0,0069	1,9213	0,0101	2,7114	0,0133	3,4375	0,0165	4,0996	0,0197	4,6978
0,0070	1,9469	0,0102	2,7350	0,0134	3,4591	0,0168	4,1193	0,0198	4,7155
0,0071	1,9725	0,0103	2,7586	0,0135	3,4807	0,0167	4,1389	0,0199	4,7331
0,0072	1,9981	0,0104	2,7822	0,0136	3,5023	0,0168	4,1584	0,0200	4,7506
0,0013	2,0235	0,0105	2,8056	0,0137	3,5237	0,0169	4,1779	0,0201	4,7681
0,0074	2,0490	0,0106	2,8290	0,0138	3,5452	0,0170	4,1973	0,0202	4,7055
0,0075	2,0743	0,0107	2,8524	0,0139	3,5665	0,0171	4,2168	0,0203	4,8028
0,0076	7,0996	0,0108	2,8757	0,0140	3,5878	0,0172	4,2359	0,0204	4,8201
0,0077	2,1248	0,0109	2,8989	0,0141	3,6090	0,0173	4,2552	0,0205	4,8373
0,0078	2,1500	0,0110	2,9221	0,0142	3,6302	0,0174	4,2743		

Tabel A – 15 RASIO PENULANGAN (p) vs KOEFISIEN TAHANAN
($f_c' = 20 \text{ MPa}$, $f_c' = 300 \text{ MPa}$, k dalam MPa)

p	k	p	k	p	k	p	k	p	k
0,0047	1,3514	0,0086	2,3838	0,0125	3,3352	0,0164	4,2059	0,0203	4,9959
0,0048	1,3788	0,0087	2,4090	0,0128	3,3585	0,0185	4,2272	0,0204	5,0151
0,0049	1,4063	0,0088	2,4344	0,0127	3,3818	0,0166	4,2484	0,0205	5,0342
0,0050	1,4336	0,0089	2,4597	0,0128	3,4050	0,0167	4,2695	0,0208	5,0533
0,0051	1,4609	0,0090	2,4849	0,0129	3,4262	0,0168	4,2907	0,0207	5,0724
0,0052	1,4882	0,0091	2,5101	0,0130	3,4513	0,0169	4,3117	0,0209	5,0913
0,0053	1,5154	0,0092	2,5353	0,0131	3,4744	0,0170	4,3327	0,0209	5,1103
0,0054	1,5426	0,0093	2,5604	0,0132	3,4974	0,0171	4,3537	0,0210	5,1291
0,0055	1,5697	0,0094	2,5854	0,0133	3,5204	0,0172	4,3745	0,0211	5,1480
0,0056	1,5967	0,0095	2,6104	0,0134	3,5433	0,0173	4,3954	0,0212	5,1667
0,0057	1,6237	0,0096	2,6353	0,0135	3,5661	0,0174	4,4162	0,0213	5,1855
0,0058	1,6507	0,0097	2,6602	0,0136	3,5889	0,0175	4,4369	0,0214	5,2041
0,0059	1,6776	0,0098	2,6850	0,0137	3,6117	0,0178	4,4576	0,0215	5,2227
0,0060	1,7044	0,0099	2,7098	0,0138	3,6344	0,0177	4,4782	0,0218	5,2413
0,0061	1,7312	0,0100	2,7345	0,0139	3,6570	0,0178	4,4988	0,0217	5,2598
0,0062	1,7579	0,0101	2,7592	0,0140	3,6796	0,0179	4,5193	0,0218	5,2782
0,0063	1,7846	0,0102	2,7838	0,0141	3,7022	0,0180	4,5398	0,0219	5,2966
0,0064	1,8113	0,0103	2,8083	0,0142	3,7248	0,0181	4,5602	0,0220	5,3150
0,0065	1,8378	0,0104	2,8328	0,0143	3,7471	0,0182	4,5806	0,0221	5,3333
0,0066	1,8643	0,0105	2,8573	0,0144	3,7695	0,0183	4,6009	0,0222	5,3515
0,0067	1,8908	0,0106	2,8817	0,0145	3,7918	0,0184	4,6211	0,0223	5,3697
0,0068	1,9172	0,0107	2,9060	0,0146	3,8141	0,0185	4,6413	0,0224	5,3878
0,0069	1,9436	0,0108	2,9303	0,0147	3,8363	0,0186	4,6615	0,0225	5,4059
0,0070	1,9699	0,0109	2,9546	0,0148	3,8584	0,0187	4,6816	0,0226	5,4239
0,0071	1,9962	0,0110	2,9787	0,0149	3,8806	0,0188	4,7016	0,0227	5,4419
0,0072	2,0224	0,0111	3,0029	0,0150	3,9026	0,0189	4,7216	0,0228	5,4598
0,0073	2,0485	0,0112	3,0270	0,0151	3,9246	0,0190	4,7415	0,0229	5,4777
0,0074	2,0746	0,0113	3,0510	0,0152	3,9466	0,0191	4,7614	0,0230	5,4955
0,0075	2,1007	0,0114	3,0750	0,0153	3,9685	0,0192	4,7813	0,0231	5,5133
0,0076	2,1268	0,0115	3,0989	0,0154	3,9903	0,0193	4,8010	0,0232	5,5310
0,0077	2,1526	0,0116	3,1227	0,0155	4,0121	0,0194	4,8209	0,0233	5,5485
0,0078	2,1785	0,0117	3,1466	0,0156	4,0339	0,0195	4,8404	0,0234	5,5662
0,0079	2,2043	0,0118	3,1703	0,0157	4,0556	0,0196	4,8601	0,0235	5,5939
0,0060	2,2301	0,0119	3,1940	0,0159	4,0772	0,0197	4,6795	0,0235	5,6013
0,0081	2,2558	0,0120	3,2177	0,0159	4,0988	0,0199	4,8991	0,0237	5,6187
0,0082	2,2815	0,0121	3,2413	0,0160	4,1203	0,0199	4,9186	0,0238	5,6351
0,0083	2,3071	0,0122	3,2648	0,0161	4,1418	0,0200	4,9380	0,0239	5,6534
0,0084	2,3321	0,0123	3,2883	0,0162	4,1632	0,0201	4,9574	0,0240	5,6707
0,0085	2,3582	0,0124	3,3118	0,0163	4,1846	0,0202	4,9767	0,0241	5,6879

Tabel A – 16 RASIO PENULANGAN (p) vs KOEFISIEN TAHANAN
 ($f_c' = 25 \text{ MPa}$, $f_c' = 300 \text{ MPa}$, k dalam MPa)

p	k	p	k	p	k	p	k	p	k
0,0047	1,3631	0,0091	2,5541	0,0135	3,6629	0,0179	4,6894	0,0223	5,6338
0,0048	1,3911	0,0092	2,5802	0,0136	3,8871	0,0180	4,7118	0,0224	5,6543
0,0049	1,4190	0,0093	2,8063	0,0137	3,7113	0,0181	4,7342	0,0225	5,6747
0,0050	1,4469	0,0094	2,6323	0,0138	3,7355	0,0182	4,7564	0,0226	5,6951
0,0051	1,4748	0,0095	2,6583	0,0139	3,7596	0,0183	4,7707	0,0227	5,7155
0,0052	1,5026	0,0096	2,6843	0,0140	3,7837	0,0184	4,8009	0,0228	5,7359
0,0053	1,5303	0,0097	2,7102	0,0141	3,8077	0,0185	4,8231	0,0229	5,7562
0,0054	1,5581	0,0098	2,7360	0,0142	3,8317	0,0186	4,8452	0,0230	5,7764
0,0055	1,5857	0,0099	2,7618	0,0143	3,8557	0,0187	4,6673	0,0231	5,7966
0,0058	1,6134	0,0100	2,7876	0,0144	3,8798	0,0188	4,8893	0,0232	5,8168
0,0057	1,6410	0,0101	2,8133	0,0145	3,9034	0,0189	4,9113	0,0233	5,8369
0,0058	1,6085	0,0102	2,8390	0,0146	3,9272	0,0190	4,9332	0,0234	5,8570
0,0059	1,6961	0,0101	2,8647	0,0147	3,9510	0,0191	4,9551	0,0235	5,8770
0,0060	1,7235	0,0104	2,8903	0,0148	3,9748	0,0192	4,9770	0,0236	5,8970
0,0061	1,7510	0,0105	2,9158	0,0149	3,9985	0,0193	4,9988	0,0237	5,9170
0,0062	1,7784	0,0106	2,9413	0,0150	4,0221	0,0194	5,0208	0,0238	5,9369
0,0063	1,8057	0,0107	2,9668	0,0151	4,0457	0,0195	5,0423	0,0239	5,9567
0,0064	1,8330	0,0108	2,9923	0,0152	4,0693	0,0196	5,0640	0,0240	5,9766
0,0055	1,8603	0,0109	3,0176	0,0153	4,0928	0,0197	5,0857	0,0241	5,9964
0,0066	1,0875	0,0110	3,0430	0,0154	4,1163	0,0198	5,1073	0,0242	6,0161
0,0067	1,9147	0,0111	3,0683	0,0155	4,1397	0,0199	5,1289	0,0243	6,0358
0,0068	1,9418	0,0112	3,0936	0,0156	4,1631	0,0200	5,1504	0,0244	6,0555
0,0069	1,9559	0,0113	3,1188	0,0157	4,1865	0,0201	5,1719	0,0245	6,0151
0,0070	1,9959	0,0114	3,1440	0,0158	4,2098	0,0202	5,1933	0,0246	6,0946
0,0071	2,0229	0,0115	3,1691	0,0159	4,2330	0,0203	5,2147	0,0247	8,1142
0,0072	2,0499	0,0116	3,1942	0,0160	4,2563	0,0204	5,2361	0,0248	6,1337
0,0073	2,0768	0,0117	3,2192	0,0161	4,2794	0,0205	5,2574	0,0249	6,1531
0,0074	2,1037	0,0118	3,2443	0,0162	4,3026	0,0206	5,2787	0,0250	8,1725
0,0075	2,1305	0,0119	3,2692	0,0163	4,3257	0,0207	5,2999	0,0251	8,1919
0,0078	2,1573	0,0120	3,2941	0,0164	4,3497	0,0208	5,3211	0,0252	8,2112
0,0077	2,1841	0,0121	3,3190	0,0165	4,3717	0,0209	5,3422	0,0253	6,2304
0,0078	2,2108	0,0122	3,3439	0,0166	4,3947	0,0210	5,3633	0,0254	6,2497
0,0079	2,2374	0,0123	3,3687	0,0167	4,4176	0,0211	5,3844	0,0255	6,2689
0,0080	2,2641	0,0124	3,3934	0,0168	4,4105	0,0212	5,4054	0,0256	6,2880
0,0081	2,2906	0,0125	3,4181	0,0169	4,4634	0,0213	5,4264	0,0257	6,3071
0,0062	2,3172	0,0126	3,4428	0,0170	4,4862	0,0214	5,4473	0,0258	6,3262
0,0003	2,3437	0,0127	3,4674	0,0171	4,5069	0,0215	5,4682	0,0259	6,3452
0,0004	2,3701	0,0128	3,4920	0,0172	4,5315	0,0216	5,4890	0,0260	6,3642
0,0085	2,3965	0,0129	3,5165	0,0173	4,5543	0,0217	5,5098	0,0261	6,3831
0,0086	2,4229	0,0130	3,5410	0,0174	4,5769	0,0218	5,5306	0,0262	6,4020
0,0067	2,4492	0,0131	3,5655	0,0175	4,5995	0,0219	5,5513	0,0263	6,4209
0,0090	2,4755	0,0132	3,5899	0,0176	4,6221	0,0220	5,5720	0,0264	6,4397
0,0089	2,5018	0,0133	3,6143	0,0177	4,6446	0,0221	5,5926	0,0265	6,4584
0,0090	2,5280	0,0134	3,6386	0,0178	4,6670	0,0222	5,6132	0,0266	6,4771
0,0267	8,4958	0,0274	8,8254	0,0281	8,7529	0,0288	8,8783	0,0295	7,0016
0,0268	8,5145	0,0275	8,6437	0,0282	8,7709	0,0289	8,6960	0,0296	7,0190
0,0269	6,5331	0,0276	6,6620	0,0283	8,7889	0,0290	6,9137	0,0297	7,0364
0,0270	8,5518	0,0277	6,6803	0,0284	6,8069	0,0291	6,9314	0,0298	7,0538
0,0271	6,5701	0,0278	6,6985	0,0285	6,8248	0,0292	6,9490	0,0299	7,0711
0,0272	6,5886	0,0279	6,7167	0,0286	6,8427	0,0293	6,9650	0,0300	7,0884
0,0273	6,6070	0,0260	6,7348	0,0287	6,8605	0,0294	6,9841	0,0301	7,1056

Tabel A – 17 RASIO PENULANGAN (p) vs KOEFISIEN TAHANAN($f_c' = 30 \text{ MPa}$, $f_c' = 300 \text{ MPa}$, k dalam MPa)

p	k	p	k	p	k	p	k	p	k
0,0047	1,3709	0,0076	2,1778	0,0105	2,9549	0,0134	3,7022	0,0163	4,4197
0,0048	1,3992	0,0077	2,2051	0,0106	2,9911	0,0135	3,7274	0,0164	4,4439
0,0049	1,4275	0,0078	2,2323	0,0107	3,0074	0,0136	3,7526	0,0165	4,4681
0,0050	1,4558	0,0079	2,2595	0,0108	3,0335	0,0137	3,7778	0,0166	4,4923
0,0051	1,4840	0,0080	2,2867	0,0109	3,0597	0,0138	3,8029	0,0167	4,5164
0,0052	1,5121	0,0081	2,3139	0,0110	3,0858	0,0139	3,8280	0,0168	4,5404
0,0053	1,5403	0,0082	2,3410	0,0111	3,1119	0,0140	3,8531	0,0169	4,5645
0,0054	1,5684	0,0083	2,3681	0,0112	3,1380	0,0141	3,6781	0,0170	4,5885
0,0055	1,5965	0,0084	2,3951	0,0113	3,1640	0,0142	3,9031	0,0171	4,6124
0,0056	1,6245	0,0085	2,4221	0,0114	3,1900	0,0143	3,9281	0,0172	4,6354
0,0057	1,6525	0,0096	2,4491	0,0115	3,2159	0,0144	3,9530	0,0173	4,6603
0,0058	1,6805	0,0087	2,4760	0,0118	3,2418	0,0145	3,9779	0,0174	4,6841
0,0059	1,7084	0,0088	2,5029	0,0117	3,2677	0,0146	4,0027	0,0175	4,7079
0,0060	1,7353	0,0089	2,5298	0,0116	3,2935	0,0147	4,0275	0,0176	4,7317
0,0061	1,7641	0,0090	2,5566	0,0119	3,3194	0,0148	4,0523	0,0177	4,7555
0,0062	1,7920	0,0091	2,5834	0,0120	3,3451	0,0149	4,0770	0,0176	4,7792
0,0063	1,8197	0,0092	2,6102	0,0121	3,3709	0,0150	4,1018	0,0179	4,8029
0,0064	1,8475	0,0093	2,6369	0,0122	3,3955	0,0151	4,1264	0,0180	4,8255
0,0065	1,8752	0,0094	2,6636	0,0123	3,4222	0,0152	4,1511	0,0181	4,8501
0,0066	1,9029	0,0095	2,6903	0,0124	3,4478	0,0153	4,1757	0,0182	4,8737
0,0067	1,9305	0,0096	2,7169	0,0125	3,4734	0,0154	4,2002	0,0183	4,8972
0,0068	1,9582	0,0097	2,7435	0,0126	3,4990	0,0155	4,2248	0,0184	4,9207
0,0069	1,9957	0,0096	2,7700	0,0127	3,5245	0,0156	4,2493	0,0185	4,9442
0,0070	2,0133	0,0099	2,7955	0,0129	3,5500	0,0157	4,2737	0,0186	4,9577
0,0071	2,0409	0,0100	2,8230	0,0129	3,5755	0,0158	4,2981	0,0187	4,9310
0,0072	2,0592	0,0101	2,8494	0,0130	3,6069	0,0159	4,3225	0,0188	5,0144
0,0073	2,0957	0,0102	2,8758	0,0131	3,5253	0,0150	4,3469	0,0189	5,0377
0,0074	2,1231	0,0103	2,9022	0,0132	3,6516	0,0151	4,3712	0,0190	5,0510
0,0075	2,1504	0,0104	2,9286	0,0133	3,6769	0,0162	4,3955	0,0191	5,0843

Tabel A – 18 Lebar Balok Minimum (cm)

Tulangan Baja	Jumlah Balang Tulangan Baja Dalam Satu Lapis									Tambahan Setiap Batang
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
D 10	14,50	18,00	21,50	25,00	20,50	32,00	35,50	38,90	41,50	3,50
D 12	14,90	18,60	22,30	26,00	29,70	33,40	37,10	40,80	44,50	3,70
D 13	15,10	18,90	22,70	26,50	30,30	34,10	37,90	41,70	45,50	3,80
D 14	15,30	19,20	23,10	27,00	30,90	34,80	38,70	42,60	46,50	3,90
D 16	15,70	19,80	23,90	26,00	32,10	36,20	40,30	44,40	48,50	4,10
D 18	18,10	20,40	24,70	29,00	33,30	37,60	41,90	46,20	50,50	4,30
D 19	16,30	20,70	25,10	29,50	33,90	38,30	42,70	47,10	51,50	4,40
D20	16,50	21,00	25,50	30,00	34,50	39,00	43,50	48,00	52,50	4,50
D22	10,90	21,60	28,30	31,00	35,70	40,40	45,10	49,80	54,50	4,70
D 25	17,50	24,50	27,50	32,50	37,50	42,50	47,50	52,50	57,50	5,00
D28	18,40	24,00	29,60	35,20	40,80	46,40	52,00	57,60	63,20	5,60
D29	18,70	24,50	30,30	36,10	41,90	47,70	53,50	59,30	65,10	5,90
D32	19,60	26,00	32,40	38,80	45,20	51,60	58,00	64,40	70,80	6,40
D 36	20,80	28,00	35,20	42,40	49,60	56,80	64,00	71,20	78,40	7,20
D40	22,00	30,00	38,00	46,00	54,00	62,00	70,00	78,00	86,00	8,00
D50	25,00	35,00	45,00	55,00	65,00	75,00	85,00	95,00	105,00	10,00

Keterangan: Tabel dihitung menggunakan sengkang D10, jarak bersih minimum 2,50 cm, dan tebal selimut beton 4,0 cm.

Tabel A – 19 Tebal Balok Non Prategang atau Pelat Satu Arah
Apabila Lendutan Tidak Dihitung

	Tebal Minimum(h)			
Komponen Struktur	Dua Tumpuan	SatuUjung Menerus	Kedua Ujung Menerus	Kantilever
	Komponen Tidak Mendukung atau Menyatukan dengan Partisi atau Konstruksi Lain yang Akan Rusak Akibat Lendutan Besar			
PelatSolid Satu Arah	$\frac{L}{20}$	$-\frac{L}{24}$	$-\frac{L}{28}$	$\frac{L}{10}$
Balok atau PelatLajur Satu Arah	$\frac{L}{16}$	$\frac{L}{18,5}$	$\frac{L}{21}$	$\frac{L}{8}$

Sesuai SK SNI T-15-1991-03 (TABEL 3.2.5 (a))

Tabel A – 20 Lendutan Ijin Maksimum

Tipe komponen struktur	Lendutan yang Diperhitungkan	Batas Lendutan
Atap datar tidak menahan atau berhubungan dengan komponen non struktural yang mungkin rusak akibat lendutan yang besar	Lendutan akibat beban hidup L	$\frac{L}{180}$
Lantai tidak menahan atau berhubungan dengan komponen non struktural yang mungkin rusak akibat lendutan	Lendutan akibat beban hidup L	$\frac{L}{360}$
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau berhubungan dengan komponen non struktural yang mungkin rusak akibat lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang setelah pemasangan komponen non struktural. jumlah dari lendutan jangka panjang akibat semua beban yang bekerja dan lendutan yang bekerja dan lendutan yang bekerja dan lendutan seketika yang terjadi akibat penambahan sembarang beban hidup	$\frac{L}{480}$
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau berhubungan dengan komponen non struktural yang mungkin tidak rusak akibat lendutan yang besar		$\frac{L}{240}$

Tabel 3.2.5(b) SK SNI T-15-1991-03

**Tabel A – 21JUMLAH MAKSIMUM BATANG TULANGAN DALAM SATU
BARIS PENULANGAN KOLOM**

DIAMETER TULANGAN SPIRAL /SENGKANG	SENGKANG										LUAS INTI PENAMPANG PERSEGI					
			JUMLAH BATANG										JUMLAH BATANG			
			Diameter Tulangan Pokok										Diameter Tulangan Pokok			
				(mm ²)										(mm ²)		
			18	18 19	20	22	25	28 29 32	336		16	18 19 20 22 25 29 29 32		36		
D10	220	38.013	8	8 7	7	7	6	6 6 6	-	48.400	8	8 8 8 6 8 4 4 4		4		
	240	45.239	9	8 8	8	7	7	6 6 6	-	57.600	8	8 8 8 8 8 8 8 4		4		
	260	53.093	10	9 9	9	8	7	7 7 6	6	67.600	12	12 8 8 8 8 8 8 8		4		
	280	81.575	11	10 10	9	9	8	8 7 7	6	78.400	12	12 12 12 8 8 8 8 8		8		
	300	70.686	12	11 11	10	10	9	8 8 7	7	90.000	12	12 12 12 12 8 8 8 8		8		
	320	80.125	12	12 11	11	10	10	9 9 8	7	102.400	16	12 12 12 12 12 8 8 6		8		
	310	90.792	13	13 12	12	11	10	9 9 9	8	115.600	16	16 12 12 12 12 12 12 8		8		
	360	101.788	14	13 13	13	12	11	10 10 9	8	129.600	16	16 16 16 12 12 12 12 12		8		
	380	113.411	15	14 14	13	13	12	11 11 10	9	144.400	16	16 16 16 12 12 12 12 12		8		
D12	400	125.664	16	15 14	14	13	12	11 11 10	9	160.000	20	16 16 16 18 16 12 12 12		12		
	420	138.544	17	16 15	15	14	13	12 12 11	10	176.400	20	20 16 16 16 16 12 12 12		12		
	410	152.053	18	16 16	16	15	14	13 12 11	11	193.600	20	20 20 20 16 16 16 16 12		12		
	460	156.190	18	17 17	16	15	14	13 13 12	11	211.500	20	20 20 20 20 16 16 16 12		12		
	480	180.956	19	18 18	17	16	15	14 14 13	12	230.400	24	20 20 20 20 16 16 16 16		12		
	500	195.150	20	19 18	16	17	16	15 14 13	12	250.000	24	24 20 20 20 20 16 16 16		16		
	520	212.372	21	20 19	19	18	16	15 15 14	13	270.400	24	24 24 24 20 20 16 16 18		16		
	510	229.022	22	21 20	19	18	17	16 16 15	13	291.600	28	24 24 24 24 20 20 20 16		16		
	550	215.300	23	21 21	20	19	18	17 16 15	14	313.600	28	24 24 24 24 20 20 20 16		16		
D13	590	254.999	24	22 22	21	20	18	17 17 16	14	336.400	28	28 24 24 24 20 20 20 20		16		
	600	282.743	24	23 23	22	21	19	18 17 16	15	365.060	28	28 28 28 24 24 20 20 20		16		
	620	301.907	25	24 23	23	21	20	18 18 17	16	381.400	32	28 28 28 24 24 24 20 20		20		
	610	321.919	26	25 24	23	22	21	19 19 17	16	406.600	32	28 28 20 28 24 24 24 20		20		
	610	312.119	27	25 25	24	23	21	20 19 18	17	435.600	32	32 32 28 26 24 24 24 20		20		
	680	363.158	28	26 26	25	24	22	20 20 19	17	462.400	36	32 32 32 28 28 28 24 24		20		
	700	384.845	29	27 26	26	24	23	21 21 19	18	490.900	36	32 32 32 28 28 28 24 24		20		

LAMPIRAN III

GRAFIK *KHOSLA'S* SECARA EMPIRIS

(Digambar oleh Balai Irigasi, Puslitbang SDA)

Floor with d/s pile

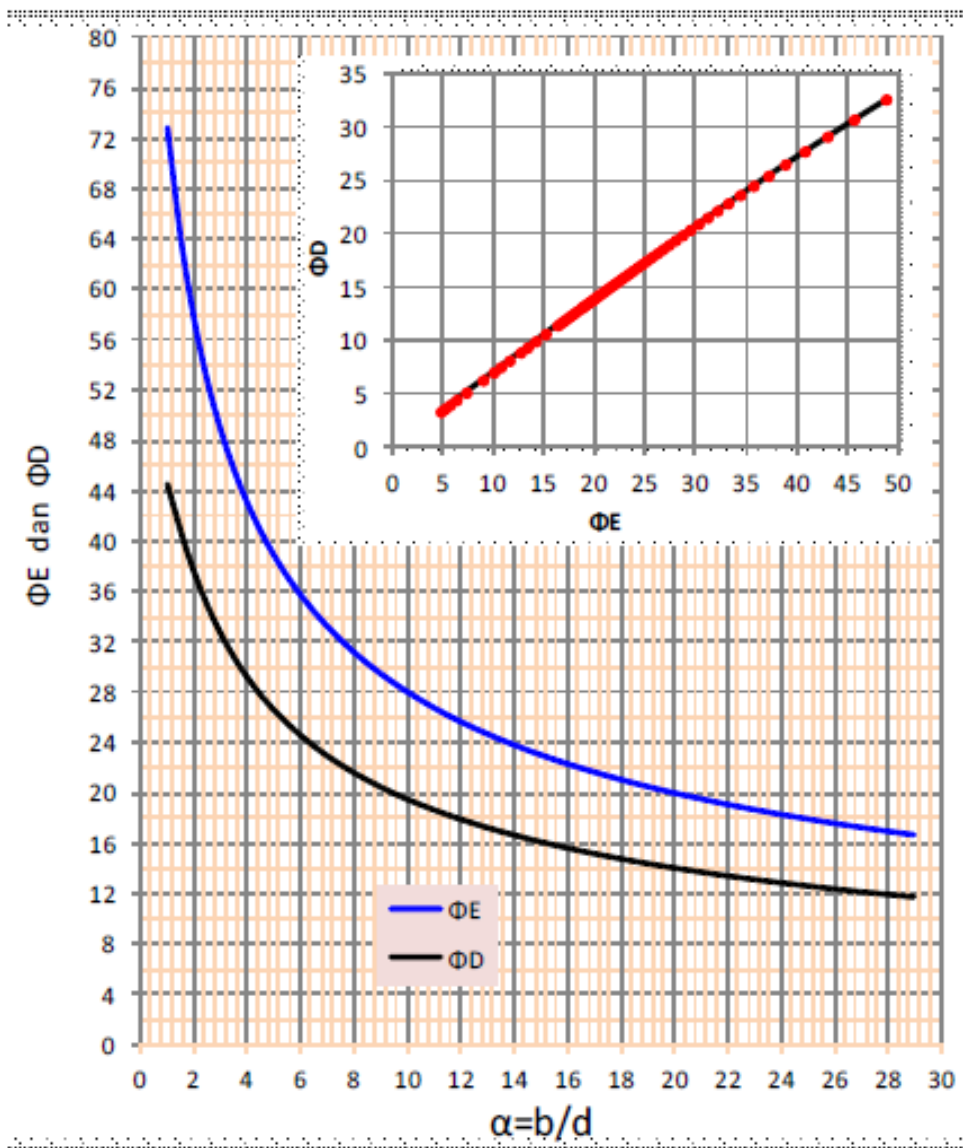
$$\phi_E = \left(\frac{100}{\pi}\right) \cos^{-1} \left(\frac{\lambda - 2}{\lambda}\right)$$

$$\phi_D = \left(\frac{100}{\pi}\right) \cos^{-1} \left(\frac{\lambda - 1}{\lambda}\right)$$

$$\lambda = \frac{1 + \sqrt{1 + \alpha^2}}{2}$$

Floor with an intermediate pile

$$P_D = \phi_D = \left(\frac{100}{\pi}\right) \cos^{-1} \left(\frac{\lambda_1}{\lambda}\right)$$



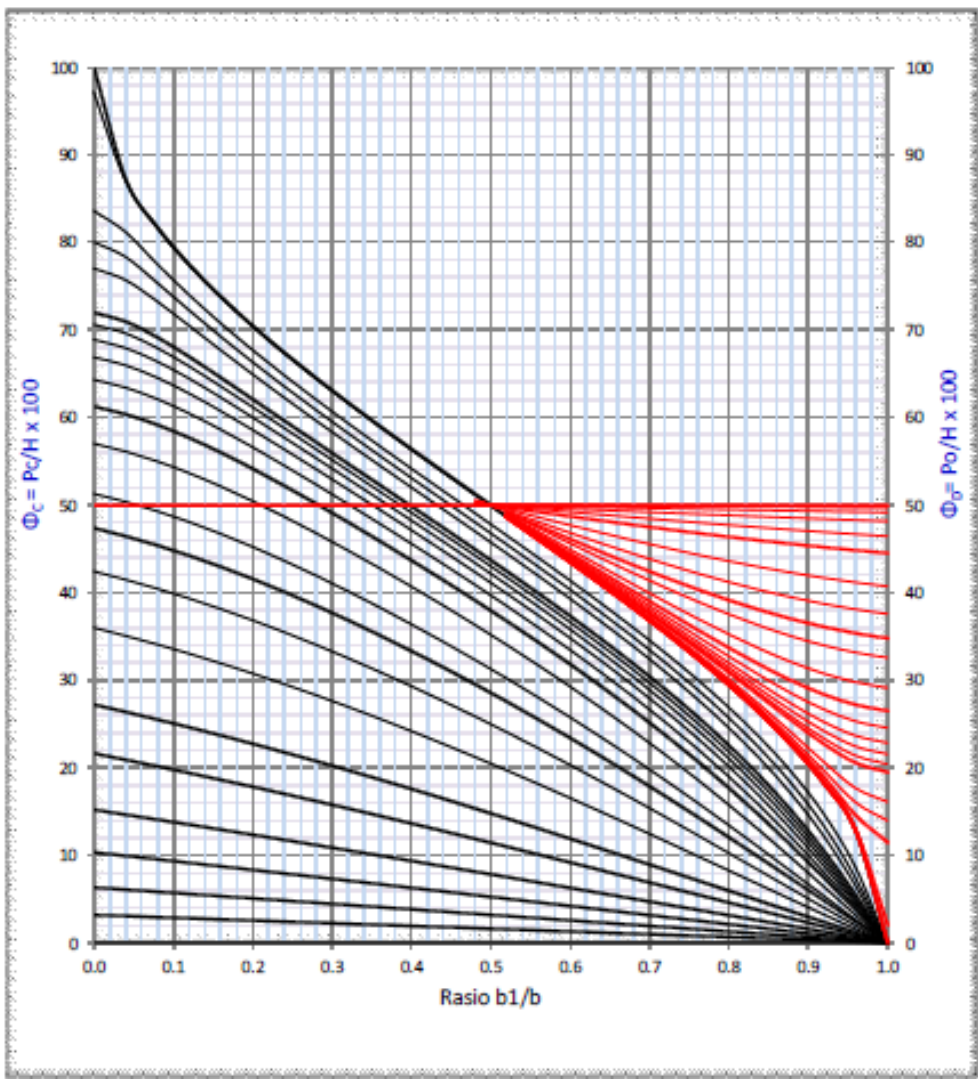
Gambar B-1. Grafik *Khosla's* Secara Empiris

Telah disiapkan juga dalam bentuk tabel seperti berikut:

Tabel B-1. Nilai Φ_E dan Φ_D untuk Berbagai Nilai α

No.	$\alpha=b/d$	λ	Φ_E	Φ_D	No.	$\alpha=b/d$	λ	Φ_E	Φ_D
1	1,00	1,21	72,81	44,51	34	17,50	9,26	21,31	14,93
2	1,50	1,40	64,05	40,75	35	18,00	9,51	21,02	14,73
3	2,00	1,62	57,59	37,52	36	18,50	9,76	20,74	14,53
4	2,50	1,85	52,65	34,84	37	19,00	10,01	20,47	14,35
5	3,00	2,08	48,76	32,61	38	19,50	10,26	20,21	14,17
6	3,50	2,32	45,60	30,73	39	20,00	10,51	19,96	14,00
7	4,00	2,56	42,96	29,13	40	20,50	10,76	19,72	13,83
8	4,50	2,80	40,74	27,75	41	21,00	11,01	19,49	13,67
9	5,00	3,05	38,82	26,54	42	21,50	11,26	19,26	13,52
10	5,50	3,30	37,14	25,47	43	22,00	11,51	19,05	13,37
11	6,00	3,54	35,67	24,52	44	22,50	11,76	18,84	13,22
12	6,50	3,79	34,35	23,67	45	23,00	12,01	18,63	13,08
13	7,00	4,04	33,17	22,90	46	24,00	12,51	18,25	12,81
14	7,50	4,28	32,10	22,20	47	25,00	13,01	17,88	12,56
15	8,00	4,53	31,13	21,56	48	26,00	13,51	17,54	12,32
16	8,50	4,78	30,25	20,97	49	27,00	14,01	17,22	12,10
17	9,00	5,03	29,43	20,42	50	28,00	14,51	16,91	11,89
18	9,50	5,28	28,68	19,92	51	29,00	15,01	16,62	11,69
19	10,00	5,52	27,98	19,45	52	30,00	15,51	16,34	11,49
20	10,50	5,77	27,33	19,02	53	35,00	18,01	15,14	10,66
21	11,00	6,02	26,72	18,61	54	40,00	20,51	14,18	9,98
22	11,50	6,27	26,15	18,22	55	45,00	23,01	13,37	9,42
23	12,00	6,52	25,62	17,86	56	50,00	25,50	12,69	8,94
24	12,50	6,77	25,11	17,52	57	60,00	30,50	11,59	8,17
25	13,00	7,02	24,64	17,20	58	70,00	35,50	10,74	7,57
26	13,50	7,27	24,19	16,89	59	80,00	40,50	10,04	7,09
27	14,00	7,52	23,77	16,61	60	100,00	50,50	8,99	6,34
28	14,50	7,77	23,36	16,33	61	150,00	75,50	7,34	5,19
29	15,00	8,02	22,98	16,07	62	200,00	100,50	6,36	4,49
30	15,50	8,27	22,62	15,82	63	250,00	125,50	5,69	4,02
31	16,00	8,52	22,27	15,58	64	300,00	150,50	5,20	3,67
32	16,50	8,77	21,93	15,35	65	350,00	175,50	4,81	3,40
33	17,00	9,01	21,62	15,14	66	400,00	200,50	4,50	3,18

Sumber : Perhitungan Tim Balai Irigasi-Puslitbang SDA



Gambar B-2. Grafik *Khosla's* Variabel Bebas

Alternatif lain untuk memperoleh nilai λ dan agar lebih memudahkan telah disiapkan tabel di bawah ini, dimana pada tabel ini dituliskan nilai λ dan untuk berbagai nilai α , mulai dari 0 hingga 1 juta, perlu disampaikan juga bahwa untuk memperoleh nilai λ dan yang lain disarankan diperoleh langsung dari rumus karena pengaruh α pada rumus tidak linear, adapun formula yang digunakan adalah:

$$\lambda = \frac{\sqrt{1 + \alpha_1^2} + \sqrt{1 + \alpha_2^2}}{2}$$

$$\lambda_1 = \frac{\sqrt{1 + \alpha_1^2} - \sqrt{1 + \alpha_2^2}}{2}$$

$$\alpha_1 = \frac{b_1}{d}$$

$$\alpha_2 = \frac{b_2}{d}$$

$$b = b_1 + b_2$$

Tabel B-2. Nilai Φ_c untuk Berbagai Nilai α dan Ratio b1/b

ϕ_c																							
ratio1/b	α																						
	0,00	0,10	0,20	0,33	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	30	1.000	1.000.000
0,00	0,00	3,18	6,13	10,38	15,17	21,63	27,19	35,95	42,41	47,35	51,24	57,04	61,18	64,33	66,83	68,87	70,57	72,02	77,02	80,04	83,66	97,15	99,91
0,04	0,00	3,05	6,07	9,98	14,61	20,91	26,35	35,03	41,47	46,42	50,33	56,14	60,30	63,44	65,92	67,92	69,59	71,00	75,69	78,35	81,24	87,02	87,18
0,08	0,00	2,92	5,82	9,58	14,05	20,16	25,49	34,04	40,45	45,37	49,25	55,02	59,10	62,14	64,50	66,38	67,92	69,19	73,25	75,39	77,57	81,63	81,74
0,12	0,00	2,80	5,57	9,17	13,48	19,40	24,59	33,00	39,33	44,20	48,03	53,68	57,62	60,51	62,71	64,44	65,83	66,97	70,48	72,28	74,06	77,38	77,48
0,16	0,00	2,67	5,32	8,77	12,90	18,62	23,67	31,90	38,13	42,92	46,68	52,16	55,93	58,65	60,70	62,29	63,55	64,57	67,48	69,25	70,81	73,72	73,80
0,20	0,00	2,54	5,07	8,36	12,32	17,82	22,71	30,75	36,85	41,53	45,20	50,49	54,09	56,65	58,56	60,02	61,18	62,12	64,95	66,36	67,76	70,40	70,48
0,24	0,00	2,42	4,81	7,95	11,73	17,01	21,73	29,53	35,48	40,05	43,61	48,71	52,13	54,55	56,34	57,71	58,79	59,65	62,27	63,58	64,87	67,33	67,41
0,28	0,00	2,29	4,56	7,54	11,14	16,18	20,72	28,27	34,05	38,48	41,92	46,83	50,09	52,39	54,08	55,37	56,38	57,20	59,65	60,88	62,10	64,43	64,50
0,32	0,00	2,16	4,31	7,13	10,54	15,34	19,69	26,96	32,54	36,82	40,15	44,87	47,99	50,18	51,79	53,01	53,98	54,75	57,09	58,26	59,42	61,65	61,72
0,36	0,00	2,04	4,06	6,72	9,94	14,49	18,63	25,59	30,97	35,10	38,30	42,83	45,83	47,93	49,47	50,65	51,57	52,31	54,56	55,68	56,80	58,97	59,03
0,40	0,00	1,91	3,81	6,30	9,33	13,63	17,55	24,18	29,33	33,30	36,38	40,74	43,63	45,65	47,13	48,27	49,16	49,87	52,05	53,14	54,23	56,34	56,41
0,44	0,00	1,78	3,55	5,88	8,72	12,75	16,45	22,73	27,64	31,44	34,39	38,59	41,37	43,33	44,76	45,86	46,73	47,43	49,55	50,61	51,69	53,76	53,83
0,48	0,00	1,65	3,30	5,47	8,11	11,87	15,33	21,24	25,89	29,51	32,33	36,37	39,06	40,96	42,36	43,43	44,28	44,96	47,04	48,09	49,15	51,21	51,27
0,52	0,00	1,53	3,05	5,05	7,49	10,97	14,19	19,72	24,09	27,52	30,22	34,09	36,70	38,54	39,91	40,96	41,79	42,46	44,52	45,56	46,61	48,66	48,73
0,56	0,00	1,40	2,79	4,63	6,87	10,07	13,03	18,15	22,24	25,47	28,03	31,75	34,27	36,07	37,41	38,44	39,26	39,92	41,96	43,00	44,05	46,11	46,17
0,60	0,00	1,27	2,54	4,21	6,25	9,16	11,87	16,56	20,35	23,36	25,78	29,33	31,76	33,52	34,83	35,85	36,66	37,32	39,35	40,39	41,44	43,53	43,59
0,64	0,00	1,15	2,28	3,79	5,62	8,25	10,69	14,94	18,41	21,20	23,46	26,83	29,17	30,88	32,17	33,18	33,98	34,63	36,67	37,71	38,78	40,90	40,97
0,68	0,00	1,02	2,03	3,37	5,00	7,33	9,50	13,30	16,43	18,98	21,07	24,23	26,48	28,14	29,40	30,40	31,19	31,85	33,89	34,95	36,04	38,21	38,28
0,72	0,00	0,89	1,78	2,94	4,37	6,41	8,31	11,65	14,41	16,70	18,61	21,54	23,67	25,27	26,51	27,48	28,28	28,93	30,99	32,07	33,18	35,43	35,50
0,76	0,00	0,76	1,52	2,52	3,74	5,49	7,11	9,98	12,37	14,38	16,07	18,74	20,73	22,25	23,45	24,40	25,19	25,84	27,91	29,02	30,18	32,52	32,59
0,80	0,00	0,64	1,27	2,10	3,12	4,57	5,92	8,30	10,31	12,01	13,47	15,83	17,64	19,05	20,19	21,11	21,88	22,52	24,62	25,76	26,96	29,44	29,52
0,84	0,00	0,51	1,01	1,68	2,49	3,65	4,72	6,62	8,23	9,61	10,82	12,80	14,38	15,65	16,69	17,56	18,29	18,92	21,01	22,18	23,44	26,11	26,20
0,88	0,00	0,38	0,76	1,26	1,87	2,73	3,53	4,49	6,15	7,20	8,12	9,67	10,94	12,01	12,91	13,68	14,34	14,92	16,95	18,15	19,48	22,42	22,52
0,92	0,00	0,25	0,51	0,84	1,24	1,81	2,34	2,28	4,08	4,77	5,39	6,46	7,36	8,14	8,82	9,42	9,96	10,44	12,24	13,40	14,78	18,14	18,26
0,96	0,00	0,13	0,25	0,42	0,62	0,90	1,17	1,63	2,02	2,37	2,68	3,22	3,68	4,09	4,46	4,80	5,11	5,40	6,58	7,46	8,69	12,66	12,82
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabel B-3. Nilai Φ_D untuk Berbagai Nilai α dan Ratio b1/b

ratio b1/b	Φ_c																						
	α																						
	0,00	0,10	0,20	0,33	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	30	1.000	1.000.000
0,00	50,00	50,08	50,31	50,84	51,77	53,54	55,49	59,25	62,48	65,16	67,39	70,87	73,46	75,48	77,10	78,44	79,58	80,55	83,93	86,00	88,51	97,99	99,94
0,04	50,00	50,07	50,29	50,77	51,65	53,31	55,16	58,79	61,95	64,59	66,79	70,22	72,76	74,72	76,27	77,54	78,59	79,48	82,37	83,92	85,44	87,18	87,18
0,08	50,00	50,07	50,26	50,71	51,51	53,07	54,81	58,28	61,32	63,86	65,98	69,24	71,60	73,36	74,72	75,79	76,64	77,33	79,36	80,28	81,05	81,74	81,74
0,12	50,00	50,06	50,24	50,64	51,38	52,81	54,44	57,70	60,58	62,98	64,96	67,96	70,06	71,57	72,69	73,53	74,18	74,69	76,08	76,66	77,10	77,48	77,48
0,16	50,00	50,05	50,21	50,58	51,24	52,54	54,04	57,06	59,74	61,96	63,77	66,45	68,25	69,50	70,40	71,05	71,54	71,91	72,89	73,28	73,56	73,80	73,80
0,20	50,00	50,05	50,19	50,51	51,10	52,27	53,62	56,37	58,81	60,82	62,43	64,76	66,27	67,29	67,99	68,49	68,86	69,14	69,85	70,12	70,32	70,48	70,48
0,24	50,00	50,04	50,16	50,44	50,96	51,98	53,18	55,63	57,80	59,57	60,97	62,94	64,19	65,00	65,55	65,94	66,22	66,43	66,95	67,15	67,29	67,41	67,41
0,28	50,00	50,03	50,14	50,38	50,82	51,69	52,72	54,84	56,71	58,23	59,41	61,04	62,04	62,68	63,11	63,41	63,62	63,78	64,17	64,31	64,42	64,50	64,50
0,32	50,00	50,03	50,11	50,31	50,67	51,39	52,25	54,01	55,57	56,82	57,78	59,09	59,87	60,36	60,69	60,91	61,07	61,19	61,48	61,58	61,66	61,72	61,72
0,36	50,00	50,02	50,09	50,24	50,52	51,09	51,76	53,16	54,38	55,36	56,10	57,10	57,68	58,05	58,29	58,45	58,56	58,65	58,86	58,93	58,99	59,03	59,03
0,40	50,00	50,02	50,06	50,17	50,37	50,78	51,27	52,27	53,16	53,85	54,38	55,08	55,49	55,74	55,90	56,01	56,09	56,15	56,29	56,34	56,38	56,41	56,41
0,44	50,00	50,01	50,04	50,10	50,22	50,47	50,76	51,37	51,90	52,32	52,64	53,05	53,29	53,44	53,54	53,60	53,65	53,68	53,76	53,79	53,81	53,83	53,83
0,48	50,00	50,00	50,01	50,03	50,07	50,16	50,25	50,46	50,64	50,78	50,88	51,02	51,10	51,15	51,18	51,20	51,21	51,22	51,25	51,26	51,27	51,27	51,27
0,52	50,00	50,00	49,99	49,97	49,93	49,84	49,75	49,54	49,36	49,22	49,12	48,98	48,90	48,85	48,82	48,80	48,79	48,78	48,75	48,74	48,73	48,73	48,73
0,56	50,00	49,99	49,96	49,90	49,78	49,53	49,24	48,63	48,10	47,68	47,36	46,95	46,71	46,56	46,46	46,40	46,35	46,32	46,24	46,21	46,19	46,17	46,17
0,60	50,00	49,98	49,94	49,83	49,63	49,22	48,73	47,73	46,84	46,15	45,62	44,92	44,51	44,26	44,10	43,99	43,91	43,85	43,71	43,66	43,62	43,59	43,59
0,64	50,00	49,98	49,91	49,76	49,48	48,91	48,24	46,84	45,62	44,64	43,90	42,90	42,32	41,95	41,71	41,55	41,44	41,35	41,14	41,07	41,01	40,97	40,97
0,68	50,00	49,97	49,89	49,69	49,33	48,61	47,75	45,99	44,43	43,18	42,22	40,91	40,13	39,64	39,31	39,09	38,93	38,81	38,52	38,42	38,34	38,28	38,28
0,72	50,00	49,97	49,86	49,62	49,18	48,31	47,28	45,16	43,29	41,77	40,59	38,96	37,96	37,32	36,89	36,59	36,38	36,22	35,83	35,69	35,58	35,50	35,50
0,76	50,00	49,96	49,84	49,56	49,04	48,02	46,82	44,37	42,20	40,43	39,03	37,06	35,81	35,00	34,45	34,06	33,78	33,57	33,05	32,85	32,71	32,59	32,59
0,80	50,00	49,95	49,81	49,49	48,90	47,73	46,38	43,63	41,19	39,18	37,57	35,24	33,73	32,71	32,01	31,51	31,14	30,86	30,15	29,88	29,68	29,52	29,52
0,84	50,00	49,95	49,79	49,42	48,76	47,46	45,96	42,94	40,26	38,04	36,23	33,55	31,75	30,50	29,60	18,95	28,46	28,09	27,11	26,72	26,44	26,20	26,20
0,88	50,00	49,94	49,76	49,36	48,62	47,19	45,56	42,30	39,42	37,02	35,04	32,04	29,94	28,43	27,31	26,47	25,82	25,31	23,92	23,34	22,90	22,52	22,52
0,92	50,00	49,93	49,74	49,29	48,49	46,93	45,19	41,72	38,68	36,14	34,02	30,76	28,40	26,64	25,28	24,21	23,36	22,67	20,64	19,72	18,95	18,26	18,26
0,96	50,00	49,93	49,71	49,23	48,35	46,69	44,84	41,21	38,05	35,41	33,21	29,78	27,24	25,28	23,73	22,46	21,41	20,52	17,63	16,08	14,56	12,82	12,82
1,00	50,00	49,92	49,69	49,16	48,23	46,46	44,51	40,75	37,52	34,84	32,61	29,13	26,54	24,52	22,90	21,56	20,42	19,45	16,07	14,00	11,49	2,01	0,06