

BAB II

STUDI PUSTAKA

2.1 TINJAUAN UMUM

Dalam pembangunan *retarding pond* sebagai bangunan pengendali banjir, diperlukan adanya landasan teori sebagai dasar perencanaan. Banyak hal yang perlu diketahui sebagai penyebab adanya banjir kiriman atau banjir yang lain yang terjadi di daerah Semarang bawah yang antara lain menyangkut seberapa besar debit banjir yang ada. Dalam bab ini juga akan sedikit dibahas mengenai landasan teori struktur gedung yang menjadi bangunan multifungsi di daerah pemanfaatan *retarding pond*.

2.2 FAKTOR – FAKTOR PERTIMBANGAN DALAM PENGENDALIAN BANJIR

2.2.1 Keadaan Topografi

Keadaan topografi suatu daerah yang meliputi medan, elevasi, gradient dan lain – lain dari daerah pengaliran mempunyai pengaruh terhadap saluran dan hidrologi daerah tersebut. Elevasi daerah pengaliran berhubungan erat dengan suhu dan curah hujan. Gradien kemiringan daerah adalah suatu faktor penting yang mempengaruhi waktu mengalirnya aliran permukaan, waktu konsentrasi ke saluran oleh curah hujan dan mempunyai hubungan langsung dengan debit banjir.

2.2.2 Kondisi Tanah

Untuk dapat mempelajari susunan tanah yang ada serta sifat – sifat yang berkaitan dengan bangunan yang akan didirikan di atasnya, maka diadakan penyelidikan dan penelitian tanah. Tujuannya adalah memperoleh data parameter tanah untuk perencanaan pondasi yang akan dipakai. Pekerjaan ini meliputi

penyelidikan atau penelitian di laboratorium dengan mengambil sampel tanah dari lokasi.

Penyelidikan tanah yang dilakukan adalah :

1. *Sondir Test* dengan menggunakan alat sondir.
2. Boring dengan menggunakan bor tangan.

Sondir digunakan untuk mengetahui kedalaman lapisan tanah serta daya dukung serta daya lekat tanah pada setiap kedalaman. Hasil pekerjaan sondir ini berupa gambar grafik sondir yang menunjukkan :

- Tahanan ujung (*end resistance*)
- Tahanan geser (*local friction*)
- Jumlah tahanan geser (*total friction*)

Bor tangan digunakan untuk mengambil sampel tanah dari lokasi dan kemudian didapatkan keterangan mengenai jenis tanah, sifat – sifat dan keadaan tanah itu sendiri. Hasil penyelidikan ini disajikan dalam bentuk Bor Log.

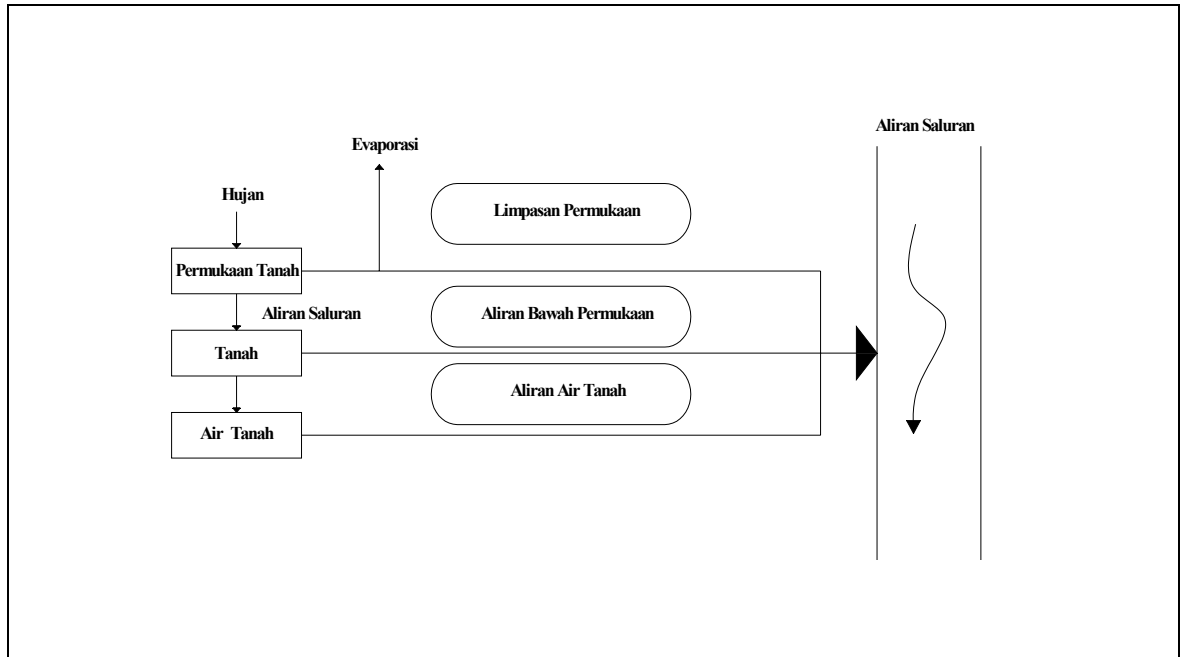
2.2.3 Muka Air Tanah dan Limpasan Air Saluran

Tinggi muka air tanah berpengaruh pada perencanaan bangunan terutama bangunan air. Air tanah akan memberikan tekanan terhadap bangunan sehingga mempengaruhi kekuatan struktur bangunan.

Sedangkan limpasan secara ilmiah didefinisikan sebagai aliran yang relative tinggi dan tidak tertampung lagi oleh alur saluran.

Salah satu penyebab banjir di kota Semarang adalah datangnya debit banjir yang besar sehingga menyebabkan meluapnya air saluran akibat hujan yang terjadi yang tidak mampu tertampung oleh saluran tersebut. Untuk daerah Singosari dan sekitarnya, permasalahan yang dihadapi adalah karena saluran Sriwijaya tidak mampu menampung limpasan air dari daerah Candi dan sekitarnya.

Secara teoritis mekanisme dari limpasan saluran tersebut adalah seperti yang tergambar dalam bagan alur di bawah ini :



(Sumber : Sosrodarsono. 1983)

Gambar 2.1 Diagram Alur Mekanisme Limpasan Saluran

Limpasan air saluran pada umumnya dibagi menjadi komponen – komponen sebagai berikut :

1. Limpasan permukaan (*surface run off*)

Aliran air di atas tanah dan masuk ke saluran. Sebagian besar limpasan terjadi pada waktu hujan dan menjadi bagian pertama limpasan banjir.

2. Aliran bawah permukaan atau aliran intra (*interflow*)

Air yang merembes ke dalam lapisan tanah dan sebagian mengalir menembus lapisan tersebut dan masuk ke saluran. Jadi aliran bawah permukaan bergerak lebih lambat daripada limpasan permukaan.

3. Aliran air tanah (*groundwater flow*)

Adalah komponen yang meresap jauh ke tanah dan mengalir ke saluran sebagai air tanah. Aliran ini menghasilkan debit rendah saluran.

Limpasan hujan terjadi karena berbagai faktor yang saling mempengaruhi, antara lain medan (*terrain*), tanah/geologi, cuaca dan pemanfaatan tanah di daerah pengaliran. Pada umumnya untuk menganalisa angka – angka limpasan dalam perencanaan digunakan metode analisa.

2.2.4 Analisa Hidrologi

Hidrologi didefinisikan sebagai ilmu yang mempelajari sistem kejadian air di atas, pada permukaan dan di dalam tanah. Definisi tersebut terbatas pada hidrologi rekayasa. Secara luas hidrologi meliputi pula berbagai bentuk air termasuk transformasi antara keadaan cair, padat, dan gas dalam atmosfer, di atas dan di bawah permukaan tanah. Di dalamnya tercakup pula air laut yang merupakan sumber dan penyimpan air yang mengaktifkan kehidupan di planet bumi ini.

Faktor hidrologi yang sangat berpengaruh dalam pengendalian banjir pada wilayah Semarang bawah adalah curah hujan (presipitasi) dan intensitasnya. Curah hujan pada suatu daerah merupakan salah satu faktor yang menentukan besarnya debit banjir yang terjadi pada daerah yang menerimanya.

Curah hujan adalah meliputi semua air yang jatuh dari atmosfer ke permukaan bumi. Curah hujan mengalir segera ke saluran setelah mencapai tanah, menjadi sebab dari sebagian besar banjir. Curah hujan berpengaruh terhadap pengendalian banjir karena diperlukan untuk memperkirakan debit banjir rencana. Debit banjir rencana adalah debit banjir yang dipakai sebagai dasar untuk perhitungan dimensi bangunan pengendali banjir atau saluran drainase yang direncanakan. Dengan diketahuinya curah hujan di suatu daerah maka dapat diketahui pula besarnya intensitas curah hujan, sehingga dapat diketahui pula berapa besar debit banjir daerah tersebut.

2.2.5 Daerah Aliran Sungai

Daerah Aliran Sungai (*catchment area, basin, watershed*) adalah semua daerah dimana semua airnya yang jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju ke dalam suatu sungai yang dimaksudkan. Aliran air tersebut tidak hanya berupa air permukaan yang mengalir di dalam alur sungai, tetapi termasuk juga aliran di lereng-lereng bukit yang mengalir menuju alur sungai sehingga daerah tersebut dinamakan daerah aliran sungai. Daerah ini umumnya dibatasi oleh batas topografi, yang berarti ditetapkan berdasarkan air permukaan. Batas ini tidak ditetapkan berdasarkan air bawah tanah karena permukaan air tanah selalu berubah sesuai dengan musim dan tingkat kegiatan pemakaian (Sri Harto, 1993).

Konsep Daerah Aliran Sungai (DAS) merupakan dasar dari semua perencanaan hidrologi. Mengingat DAS yang besar pada dasarnya tersusun dari DAS-DAS kecil, dan DAS kecil ini juga tersusun dari DAS-DAS yang lebih kecil lagi. Secara umum DAS dapat didefinisikan sebagai suatu wilayah yang dibatasi oleh batas alam seperti punggung bukit-bukit atau gunung, maupun batas buatan seperti jalan atau tanggul dimana air hujan yang turun di wilayah tersebut memberi kontribusi aliran ke titik kontrol (*outlet*). Menurut kamus Webster, DAS adalah suatu daerah yang dibatasi oleh pemisah topografi yang menerima hujan, menampung, menyimpan dan mengalirkan ke sungai dan seterusnya ke danau atau ke laut. Komponen masukan dalam DAS adalah curah hujan, sedangkan keluarannya terdiri dari debit air dan muatan sedimen (Suripin, 2004).

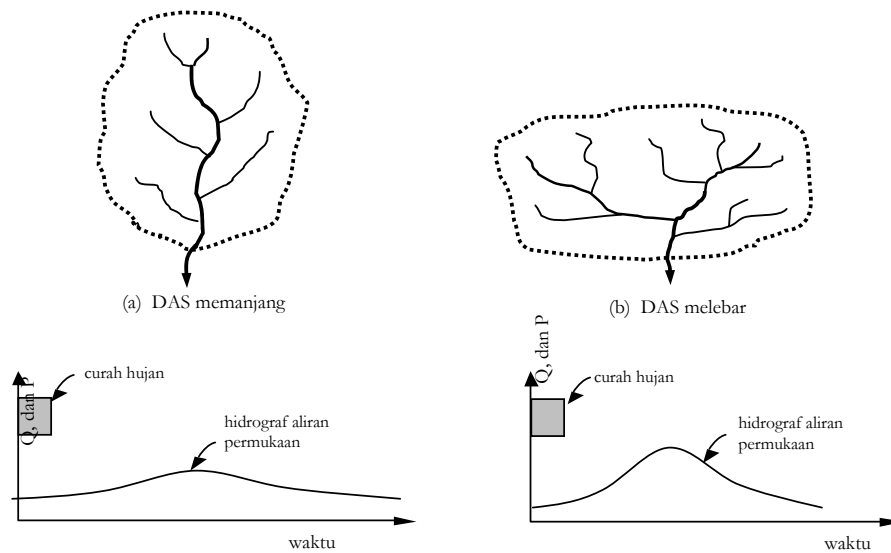
Karakteristik DAS yang berpengaruh besar pada aliran permukaan meliputi (Suripin, 2004) :

1. Luas dan bentuk DAS

Laju dan volume aliran permukaan makin bertambah besar dengan bertambahnya luas DAS. Tetapi apabila aliran permukaan tidak dinyatakan sebagai jumlah total dari DAS, melainkan sebagai laju dan volume per satuan luas, besarnya akan berkurang dengan bertambahnya luasnya DAS. Ini berkaitan dengan waktu yang diperlukan air untuk mengalir dari titik terjauh

sampai ke titik kontrol (waktu konsentrasi) dan juga penyebaran atau intensitas hujan.

Bentuk DAS mempunyai pengaruh pada pola aliran dalam sungai. Pengaruh bentuk DAS terhadap aliran permukaan dapat ditunjukkan dengan memperhatikan hidrograf-hidrograf yang terjadi pada dua buah DAS yang bentuknya berbeda namun mempunyai luas yang sama dan menerima hujan dengan intensitas yang sama.



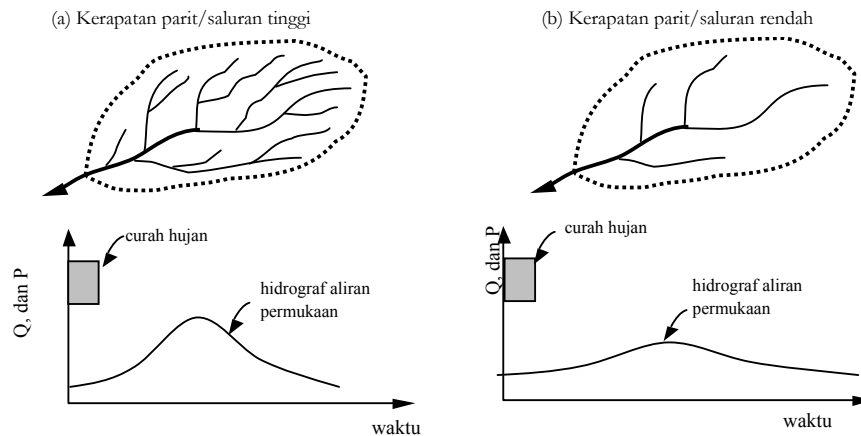
Gambar 2.2. Pengaruh bentuk DAS pada aliran permukaan

Bentuk DAS yang memanjang dan sempit cenderung menghasilkan laju aliran permukaan yang lebih kecil dibandingkan dengan DAS yang berbentuk melebar atau melingkar. Hal ini terjadi karena waktu konsentrasi DAS yang memanjang lebih lama dibandingkan dengan DAS yang melebar, sehingga terjadinya konsentrasi air dititik kontrol lebih lambat yang berpengaruh pada laju dan volume aliran permukaan. Faktor bentuk juga dapat berpengaruh pada aliran permukaan apabila hujan yang terjadi tidak serentak diseluruh DAS, tetapi bergerak dari ujung yang satu ke ujung lainnya. Pada DAS memanjang laju aliran akan lebih kecil karena aliran permukaan akibat hujan di hulu belum memberikan kontribusi pada titik kontrol ketika aliran permukaan dari hujan di hilir telah habis, atau mengecil.

Sebaliknya pada DAS melebar, datangnya aliran permukaan dari semua titik di DAS tidak terpaut banyak, artinya air dari hulu sudah tiba sebelum aliran di titik kontrol mengecil atau habis.

2. Topografi

Tampakan rupa muka bumi atau topografi seperti kemiringan lahan, keadaan dan kerapatan parit dan atau saluran, dan bentuk-bentuk cekungan lainnya mempunyai pengaruh pada laju dan volume aliran permukaan. DAS dengan kemiringan curam disertai parit atau saluran yang rapat akan menghasilkan laju dan volume aliran permukaan yang lebih tinggi dibandingkan dengan DAS yang landai dengan parit yang jarang dan adanya cekungan-cekungan. Pengaruh kerapatan parit, yaitu panjang parit per satuan luas DAS, pada aliran permukaan adalah memperpendek waktu konsentrasi, sehingga memperbesar laju aliran permukaan.



Gambar 2.3. Pengaruh kerapatan parit atau saluran pada hidrograf aliran permukaan

3. Tata guna lahan

Pengaruh tata guna lahan pada aliran permukaan dinyatakan dalam koefisien aliran permukaan (C), yaitu bilangan yang menunjukkan perbandingan antara besarnya aliran permukaan dan besarnya curah hujan. Angka koefisien aliran permukaan ini merupakan salah satu indikator untuk menentukan kondisi fisik suatu DAS. Nilai C berkisar antara 0 sampai 1.

Nilai $C = 0$ menunjukkan bahwa semua air hujan terintersepsi dan terinfiltrasi ke dalam tanah, sebaliknya untuk nilai $C = 1$ menunjukkan bahwa semua air hujan mengalir sebagai aliran permukaan.

Nama sebuah DAS ditandai dengan nama sungai yang bersangkutan dan dibatasi oleh titik kontrol, yang umumnya merupakan stasiun hidrometri. Dalam praktek, penetapan batas DAS sangat diperlukan untuk menetapkan batas-batas DAS yang akan dianalisis. Penetapan ini mudah dilakukan dari peta topografi. Peta topografi merupakan peta yang memuat semua keterangan tentang suatu wilayah tertentu, baik jalan, kota, desa, sungai, jenis tumbuh-tumbuhan, tata guna lahan lengkap dengan garis-garis kontur. Dari peta ditetapkan titik-titik tertinggi di sekeliling sungai utama (*main stream*) yang dimaksud, dan masing-masing titik tersebut dihubungkan satu dengan yang lainnya sehingga membentuk garis utuh yang bertemu ujung pangkalnya. Garis tersebut merupakan batas DAS di titik kontrol tertentu (Sri Harto, 1993).

2.2.6 Curah Hujan Rencana

2.2.6.1 Curah Hujan Area

Data curah hujan dan debit merupakan data yang paling fundamental dalam perencanaan pembuatan embung. Ketetapan dalam memilih lokasi dan peralatan baik curah hujan maupun debit merupakan faktor yang menentukan kualitas data yang diperoleh. Analisis data hujan dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan dan analisis statistik yang diperhitungkan dalam perhitungan debit banjir rencana. Data curah hujan yang dipakai untuk perhitungan debit banjir adalah hujan yang terjadi pada daerah aliran sungai pada waktu yang sama. Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan area dan dinyatakan dalam mm (Sosrodarsono, 2003). Curah hujan area ini harus diperkirakan dari

beberapa titik pengamatan curah hujan. Berikut metode perhitungan curah hujan area dari pengamatan curah hujan di beberapa titik :

1 Metode Rata-Rata Aljabar

Metode perhitungan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (*arithmetic mean*) pengukuran curah hujan di stasiun hujan di dalam area tersebut dengan mengasumsikan bahwa semua stasiun hujan mempunyai pengaruh yang setara. Metode ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya jika topografi rata atau datar, stasiun hujan banyak dan tersebar secara merata di area tersebut serta hasil penakaran masing-masing stasiun hujan tidak menyimpang jauh dari nilai rata-rata seluruh stasiun hujan di seluruh area.

$$\bar{R} = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{R_i}{n} \dots\dots\dots (2.01)$$

Dimana :

- \bar{R} = curah hujan rata-rata DAS (mm)
- R_1, R_2, R_n = curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)
- n = banyaknya stasiun hujan

2 Metode Poligon Thiessen

Metode perhitungan berdasarkan rata-rata timbang (*weighted average*). Metode ini memberikan proporsi luasan daerah pengaruh stasiun hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak. Daerah pengaruh dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun hujan terdekat. Metode ini didasarkan pada asumsi bahwa variasi hujan antara stasiun hujan yang satu dengan lainnya adalah linear dan stasiun hujannya dianggap dapat mewakili kawasan terdekat (Suripin, 2004). Metode ini cocok jika stasiun hujan tidak tersebar merata dan jumlahnya terbatas dibanding luasnya. Cara ini adalah dengan memasukkan faktor pengaruh daerah yang mewakili oleh stasiun hujan yang

disebut faktor pembobot atau koefisien *Thiessen*. Untuk pemilihan stasiun hujan yang dipilih harus meliputi daerah aliran sungai yang akan dibangun. Besarnya koefisien *Thiessen* dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (CD.Soemarto, 1999) :

$$C = \frac{A_i}{A_{total}} \dots\dots\dots (2.02)$$

Dimana :

- C = Koefisien *Thiessen*
- A_i = Luas daerah pengaruh dari stasiun pengamatan i (km²)
- A_{total} = Luas total dari DAS (km²)

Langkah-langkah metode *Thiessen* sebagai berikut :

1. Lokasi stasiun hujan di plot pada peta DAS. Antar stasiun dibuat garis lurus penghubung.
2. Tarik garis tegak lurus di tengah-tengah tiap garis penghubung sedemikian rupa, sehingga membentuk poligon *Thiessen*. Semua titik dalam satu poligon akan mempunyai jarak terdekat dengan stasiun yang ada di dalamnya dibandingkan dengan jarak terhadap stasiun lainnya. Selanjutnya, curah hujan pada stasiun tersebut dianggap representasi hujan pada kawasan dalam poligon yang bersangkutan.
3. Luas areal pada tiap-tiap poligon dapat diukur dengan planimeter dan luas total DAS (A) dapat diketahui dengan menjumlahkan luas poligon.
4. Hujan rata-rata DAS dapat dihitung dengan rumus :

$$\bar{R} = \frac{A_1R_1 + A_2R_2 + \dots + A_nR_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (2.03)$$

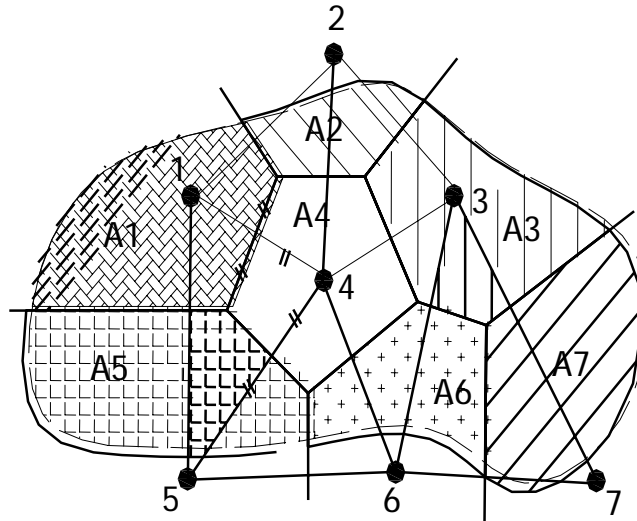
Dimana :

$$\bar{R} = \text{Curah hujan rata-rata DAS (mm)}$$

A_1, A_2, \dots, A_n = Luas daerah pengaruh dari setiap stasiun hujan (km^2)

R_1, R_2, \dots, R_n = Curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)

n = Banyaknya stasiun hujan



Gambar 2.4. Metode Poligon *Thiessen*

3 Metode Rata – Rata Isohyet

Metode perhitungan dengan memperhitungkan secara aktual pengaruh tiap-tiap stasiun hujan dengan kata lain asumsi metode *Thiessen* yang menganggap bahwa tiap-tiap stasiun hujan mencatat kedalaman yang sama untuk daerah sekitarnya dapat dikoreksi. Metode ini cocok untuk daerah berbukit dan tidak teratur (*Suripin, 2004*).

Prosedur penerapan metode ini meliputi langkah-langkah sebagai berikut :

1. Plot data kedalaman air hujan untuk tiap stasiun hujan pada peta.
2. Gambar kontur kedalaman air hujan dengan menghubungkan titik-titik yang mempunyai kedalaman air hujan yang sama. Interval *Isohyet* yang umum dipakai adalah 10 mm.

3. Hitung luas area antara dua garis *Isohyet* yang berdekatan dengan menggunakan planimeter. Kalikan masing-masing luas areal dengan rata-rata hujan antara dua *Isohyet* yang berdekatan.
4. Hitung hujan rata-rata DAS dengan rumus :

$$\bar{R} = \frac{\frac{R_1 + R_2}{2} A_1 + \frac{R_3 + R_4}{2} A_2 + \dots + \frac{R_n + R_{n-1}}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (2.04)$$

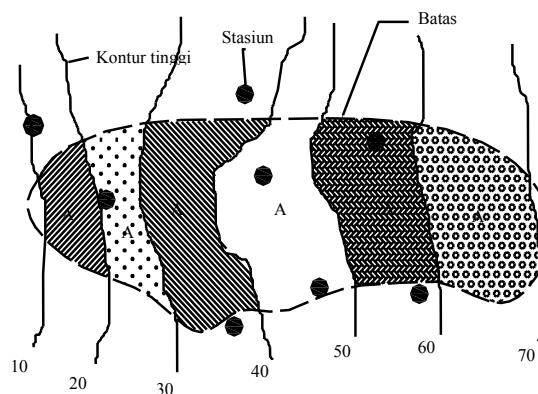
Dimana :

\bar{R} = Curah hujan rata-rata (mm)

R_1, R_2, \dots, R_n = Curah hujan di garis *Isohyet* (mm)

A_1, A_2, \dots, A_n = Luas bagian yang dibatasi oleh *Isohyet-Isohyet* (km²)

Jika stasiun hujannya relatif lebih padat dan memungkinkan untuk membuat garis *Isohyet* maka metode ini akan menghasilkan hasil yang lebih teliti. Peta *Isohyet* harus mencantumkan sungai-sungai utamanya, garis-garis kontur dan mempertimbangkan topografi, arah angin, dan lain-lain di daerah bersangkutan. Jadi untuk membuat peta *Isohyet* yang baik, diperlukan pengetahuan, keahlian dan pengalaman yang cukup (Sosrodarsono, 2003).



Gambar 2.5. Metode *Isohyet*

2.2.6.2 Curah Hujan Maksimum Harian Rata - Rata

Metode/cara yang dapat digunakan untuk mendapatkan hujan maksimum harian rata-rata DAS adalah sebagai berikut :

- a. Tentukan hujan maksimum harian pada tahun tertentu di salah satu pos hujan.
- b. Cari besarnya curah hujan pada tanggal-bulan-tahun yang sama untuk pos hujan yang lain.
- c. Hitung hujan DAS dengan salah satu cara yang dipilih.
- d. Tentukan hujan maksimum harian (seperti langkah 1) pada tahun yang sama untuk pos hujan yang lain.
- e. Ulangi langkah 2 dan 3 setiap tahun.

Dari hasil rata-rata yang diperoleh (sesuai dengan jumlah pos hujan) dipilih yang tertinggi setiap tahun. Data hujan yang terpilih setiap tahun merupakan hujan maksimum harian DAS untuk tahun yang bersangkutan (Suripin, 2004).

2.2.7 Analisis Frekuensi

Analisis Frekuensi adalah kejadian yang diharapkan terjadi, rata-rata sekali setiap N tahun atau dengan perkataan lain tahun berulangnya N tahun. Kejadian pada suatu kurun waktu tertentu tidak berarti akan terjadi sekali setiap 10 tahun akan tetapi terdapat suatu kemungkinan dalam 1000 tahun akan terjadi 100 kali kejadian 10 tahunan.

Data yang diperlukan untuk menunjang teori kemungkinan ini adalah minimum 10 besaran hujan atau debit dengan harga tertinggi dalam setahun jelasnya diperlukan data minimum 10 tahun. Hal ini dapat dilihat dari koefisien '*Reduced Mean*' pada **tabel 2.2** untuk data 10 tahun mencapai 0,5 atau 50 % penyimpangan dari harga rata-rata seluruh kejadian.

Analisis frekuensi dapat dilakukan dengan seri data yang diperoleh dari rekaman data baik data hujan maupun data debit. Analisis ini sering dianggap sebagai cara analisis yang paling baik, karena dilakukan terhadap data yang terukur langsung yang tidak melewati pengalihragaman terlebih dahulu. Lebih

lanjut, cara ini dapat dilakukan oleh siapapun, walaupun yang bersangkutan tidak sepenuhnya memahami prinsip-prinsip hidrologi. Dalam kaitan yang terakhir ini, kerugiannya adalah apabila terjadi kelainan dalam analisis yang bersangkutan tidak akan dapat mengetahui dengan tepat.

Analisis frekuensi ini didasarkan pada sifat statistik data yang tersedia untuk memperoleh probabilitas besaran debit banjir di masa yang akan datang. Berdasarkan hal tersebut maka berarti bahwa sifat statistik data yang akan datang diandaikan masih sama dengan sifat statistik data yang telah tersedia. Secara fisik dapat diartikan bahwa sifat klimatologis dan sifat hidrologi DAS diharapkan masih tetap sama. Hal terakhir ini yang tidak akan dapat diketahui sebelumnya, lebih-lebih yang berkaitan dengan tingkat aktivitas manusia (*human activities*) (Sri Harto, 1993).

Hujan rencana merupakan kemungkinan tinggi hujan yang terjadi dalam periode ulang tertentu sebagai hasil dari suatu rangkaian analisis hidrologi yang biasa disebut analisis frekuensi. Analisis frekuensi merupakan prakiraan (*forecasting*) dalam arti probabilitas untuk terjadinya suatu peristiwa hidrologi dalam bentuk hujan rencana yang berfungsi sebagai dasar perhitungan perencanaan hidrologi untuk antisipasi setiap kemungkinan yang akan terjadi. Analisis frekuensi ini dilakukan dengan menggunakan sebaran kemungkinan teori *probability distribution* dan yang biasa digunakan adalah sebaran Normal, sebaran Log Normal, sebaran *Gumbel* tipe I dan sebaran Log *Pearson* tipe III.

Secara sistematis metode analisis frekuensi perhitungan hujan rencana ini dilakukan secara berurutan sebagai berikut :

- a. Parameter statistik
- b. Pemilihan jenis sebaran
- c. Pengeplotan data
- d. Uji kecocokan sebaran
- e. Perhitungan hujan rencana

2.2.7.1 Parameter Statistik

Parameter yang digunakan dalam perhitungan analisis frekuensi meliputi parameter nilai rata-rata (\bar{X}), standar deviasi (S_d), koefisien variasi (Cv), koefisien kemiringan (Cs) dan koefisien *kurtosis* (Ck). Perhitungan parameter tersebut didasarkan pada data catatan tinggi hujan harian rata-rata maksimum 20 tahun terakhir.

1 Nilai rata-rata

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n} \dots\dots\dots (2.05)$$

Dimana :

- \bar{X} = nilai rata-rata curah hujan
- X_i = nilai pengukuran dari suatu curah hujan ke-i
- N = jumlah data curah hujan

2 Standar deviasi

Ukuran sebaran yang paling banyak digunakan adalah deviasi standar. Apabila penyebaran sangat besar terhadap nilai rata-rata maka nilai S_d akan besar, akan tetapi apabila penyebaran data sangat kecil terhadap nilai rata-rata maka nilai S_d akan kecil. Jika dirumuskan dalam suatu persamaan adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

$$SD = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{X_i - \bar{X}\}^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.06)$$

Dimana :

- SD = standar deviasi curah hujan
- \bar{X} = nilai rata-rata curah hujan
- X_i = nilai pengukuran dari suatu curah hujan ke-i
- n = jumlah data curah hujan

3 Koefisien variasi

Koefisien variasi (*coefficient of variation*) adalah nilai perbandingan antara standar deviasi dengan nilai rata-rata dari suatu sebaran. Koefisien variasi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

$$Cv = \frac{SD}{\bar{X}} \dots\dots\dots (2.07)$$

Dimana :

Cv = koefisien variasi curah hujan

SD = standar deviasi curah hujan

\bar{X} = nilai rata-rata curah hujan

4 Koefisien kemencengan

Koefisien kemencengan (*coefficient of skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak simetrisan (*assymetry*) dari suatu bentuk distribusi. Jika dirumuskan dalam suatu persamaan adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

Untuk populasi : $C_s = \frac{\alpha}{\sigma^3} \dots\dots\dots (2.08)$

Untuk sampel : $C_s = \frac{a}{SD^3} \dots\dots\dots (2.09)$

$$\alpha = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \mu)^3 \dots\dots\dots (2.10)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3 \dots\dots\dots (2.11)$$

Dimana :

C_s = koefisien kemencengan curah hujan

σ = standar deviasi dari populasi curah hujan

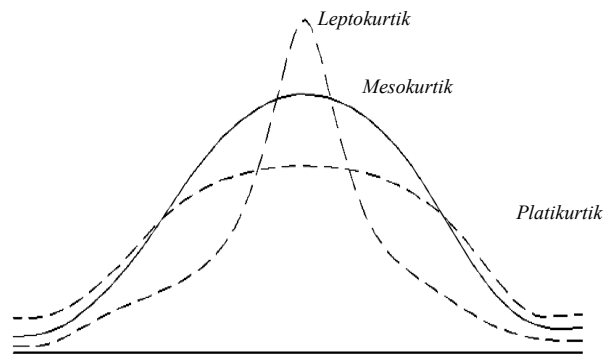
S_d = standar deviasi dari sampel curah hujan

μ = nilai rata-rata dari data populasi curah hujan

- \bar{X} = nilai rata-rata dari data sampel curah hujan
- X_i = curah hujan ke i
- n = jumlah data curah hujan
- a, α = parameter kemencengan

5 Koefisien kurtosis

Koefisien *kurtosis* adalah suatu nilai yang menunjukkan keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal yang mempunyai $C_k = 3$ yang dinamakan *mesokurtik*, $C_k < 3$ berpuncak tajam yang dinamakan *leptokurtik*, sedangkan $C_k > 3$ berpuncak datar dinamakan *platikurtik*.



Gambar 2.6. Koefisien Kurtosis

Koefisien *Kurtosis* biasanya digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi, dan dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$C_k = \frac{MA(4)}{SD^4} \dots\dots\dots (2.12)$$

Dimana :

- C_k = koefisien *kurtosis*
- $MA(4)$ = momen ke-4 terhadap nilai rata-rata
- SD = standar deviasi

Untuk data yang belum dikelompokkan, maka :

$$C_k = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{SD^4} \dots\dots\dots (2.13)$$

dan untuk data yang sudah dikelompokkan

$$C_k = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4 f_i}{SD^4} \dots\dots\dots (2.14)$$

Dimana :

- C_k = koefisien *kurtosis* curah hujan
- n = jumlah data curah hujan
- X_i = curah hujan ke i
- \bar{X} = nilai rata-rata dari data sampel
- f_i = nilai frekuensi variat ke i
- SD = standar deviasi

2.2.7.2 Pemilihan Jenis Sebaran

Masing-masing sebaran memiliki sifat-sifat khas sehingga harus diuji kesesuaiannya dengan sifat statistik masing-masing sebaran tersebut. Pemilihan sebaran yang tidak benar dapat mengundang kesalahan perkiraan yang cukup besar. Pengambilan sebaran secara sembarang tanpa pengujian data hidrologi sangat tidak dianjurkan. Penentuan jenis sebaran yang akan digunakan untuk analisis frekuensi dapat dipakai beberapa cara sebagai berikut.

Tabel pedoman pemilihan sebaran :

- 1 Sebaran *Gumbel* Tipe I
- 2 Sebaran Log *Pearson* tipe III
- 3 Sebaran Normal
- 4 Sebaran Log Normal

Tabel 2.1. Pedoman Pemilihan Sebaran

Jenis Sebaran	Syarat
Normal	Cs = 0
	Ck = 3
Gumbel Tipe I	Cs = 1,14
	Ck = 5,4
Log Pearson Tipe III	Cs > 0 Ck ≈ 1,5Cs ² + 3 = 3,309
Log normal	Cs = 0
	Cv = 3

(Sumber : Wahyuni. dkk)

1 Sebaran Gumbel Tipe I

Digunakan untuk analisis data maksimum, misal untuk analisis frekuensi banjir. Untuk menghitung curah hujan rencana dengan metode sebaran *Gumbel* Tipe I digunakan persamaan distribusi frekuensi empiris sebagai berikut (CD.Soemarto, 1999) :

$$X_T = \bar{X} + \frac{S}{Sn}(Y_T - Yn) \dots\dots\dots (2.15)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \dots\dots\dots (2.16)$$

Hubungan antara periode ulang T dengan Y_T dapat dihitung dengan rumus :
 untuk T ≥ 20, maka : Y = ln T

$$Y = -\ln \left[-\ln \frac{T - 1}{T} \right] \dots\dots\dots (2.17)$$

Dimana :

- X_T = nilai hujan rencana dengan data ukur T tahun.
- \bar{X} = nilai rata-rata hujan
- S = standar deviasi (simpangan baku)

Y_T = nilai reduksi variat (*reduced variate*) dari variabel yang diharapkan terjadi pada periode ulang T tahun. **Tabel 2.4.**

Y_n = nilai rata-rata dari reduksi variat (*reduce mean*) nilainya tergantung dari jumlah data (n). **Tabel 2.2.**

S_n = deviasi standar dari reduksi variat (*reduced standart deviation*) nilainya tergantung dari jumlah data (n). **Tabel 2.3.**

Tabel 2.2 Reduced mean (Y_n) untuk Metode Sebaran Gumbel Tipe 1

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5300	0,5820	0,5882	0,5343	0,5353
30	0,5363	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5400	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5463	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5468	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600									

(Sumber: CD. Soemarto, 1999)

Tabel 2.3 Reduced Standard Deviation (S_n) untuk Metode Sebaran Gumbel Tipe 1

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0315	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1923	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2046	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065									

(Sumber: CD. Soemarto, 1999)

Tabel 2.4 Reduced Variate (Y_T) untuk Metode Sebaran Gumbel Tipe 1

Periode Ulang (Tahun)	Reduced Variate
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2502
20	2,9606
25	3,1985
50	3,9019
100	4,6001
200	5,2960
500	6,2140
1000	6,9190
5000	8,5390
10000	9,9210

(Sumber : CD. Soemarto, 1999)

2 Sebaran Log-Pearson Tipe III

Digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Bentuk sebaran Log-Pearson tipe III merupakan hasil transformasi dari sebaran Pearson tipe III dengan menggantikan variat menjadi nilai logaritmik. Metode Log-Pearson tipe III apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan sebagai berikut (CD.Soemarto, 1999) :

$$Y = \bar{Y} + K.S \dots\dots\dots (2.18)$$

Dimana :

- Y = nilai logaritmik dari X atau log (X)
- X = data curah hujan
- \bar{Y} = rata-rata hitung (lebih baik rata-rata geometrik) nilai Y
- S = deviasi standar nilai Y
- K = karakteristik distribusi peluang Log-Pearson tipe III

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Mengubah data curah hujan sebanyak n buah $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ menjadi log (X_1), log (X_2), log (X_3),....., log (X_n).
2. Menghitung harga rata-ratanya dengan rumus :

$$\overline{\log(X)} = \frac{\sum_{i=1}^n \log(X_i)}{n} \dots\dots\dots (2.19)$$

Dimana :

- $\overline{\log(X)}$ = harga rata-rata logaritmik
- n = jumlah data
- X_i = nilai curah hujan tiap-tiap tahun (R_{24} maks)

3. Menghitung harga standar deviasinya dengan rumus berikut :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\log(X)}\}^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.20)$$

Dimana :

Sd = standar deviasi

4. Menghitung koefisien *skewness* (Cs) dengan rumus :

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\log(X)}\}^3}{(n-1)(n-2)Sd^3} \dots\dots\dots (2.21)$$

Dimana :

Cs = koefisien *skewness*

5. Menghitung logaritma hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan rumus :

$$\text{Log}(X_T) = \overline{\log(X)} + K \cdot Sd \dots\dots\dots (2.22)$$

Dimana :

X_T = curah hujan rencana periode ulang T tahun

K = harga yang diperoleh berdasarkan nilai Cs

6. Menghitung koefisien *kurtosis* (Ck) dengan rumus :

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\log(X)}\}^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4} \dots\dots\dots (2.23)$$

Dimana :

Ck = koefisien *kurtosis*

7. Menghitung koefisien variasi (Cv) dengan rumus :

$$Cv = \frac{Sd}{\overline{\log(X)}} \dots\dots\dots (2.24)$$

Dimana :

Cv = koefisien variasi

Sd = standar deviasi

Tabel 2.5 Harga K untuk Metode Sebaran Log Pearson III

Koefisien Kemencengan (Cs)	Periode Ulang Tahun							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	2,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	2,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	2,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	2,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	2,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	2,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	2,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	2,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	2,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	2,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,488	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,200	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	0,035	1,069	1,089	1,097	1,130

-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Sumber :CD. Soemarto, 1999)

3 Sebaran Normal

Digunakan dalam analisis hidrologi, misal dalam analisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi rata-rata curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan dan sebagainya. Sebaran normal atau kurva normal disebut pula sebaran *Gauss. Probability Density Function* dari sebaran normal adalah :

$$P(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} \dots\dots\dots (2.25)$$

Dimana :

- $P(X)$ = nilai logaritmik dari X atau log (X)
- π = 3,14156
- E = 2,71828
- X = variabel acak kontinu
- μ = rata-rata nilai X
- σ = standar deviasi nilai X

Untuk analisis kurva normal cukup menggunakan parameter statistik μ dan σ . Bentuk kurvanya simetris terhadap $X = \mu$ dan grafiknya selalu di atas sumbu datar X, serta mendekati (berasimtot) sumbu datar X, dimulai dari $X = \mu + 3\sigma$ dan $X-3\sigma$. Nilai mean = modus = median. Nilai X mempunyai batas $-\infty < X < +\infty$.

Luas dari kurva normal selalu sama dengan satu unit, sehingga :

$$P(-\infty < X < +\infty) = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} dx = 1,0 \dots\dots\dots (2.26)$$

Untuk menentukan peluang nilai X antara $X = x_1$ dan $X = x_2$, adalah :

$$P(X_1 < X < X_2) = \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} dx \dots\dots\dots (2.27)$$

Apabila nilai X adalah standar, dengan kata lain nilai rata-rata $\mu = 0$ dan deviasi standar $\sigma = 1,0$, maka Persamaan 2.29 dapat ditulis sebagai berikut :

$$P(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}t^2} \dots\dots\dots (2.28)$$

Dengan

$$t = \frac{X - \mu}{\sigma} \dots\dots\dots (2.29)$$

Persamaan 2.28 disebut dengan sebaran normal standar (*standard normal distribution*).

Tabel 2.6 menunjukkan wilayah luas di bawah kurva normal, yang merupakan luas dari bentuk kumulatif (*cumulative form*) dan sebaran normal.

Tabel 2.6 Wilayah Luas Di bawah Kurva Normal

1	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-3,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002
-3,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003
-3,2	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005
-3,1	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-3,0	0,0013	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010
-2,9	0,0019	0,0018	0,0017	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-2,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0022	0,0022	0,0021	0,0021	0,0020	0,0019
-2,7	0,0036	0,0034	0,0033	0,0032	0,0030	0,0030	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-2,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,0040	0,0040	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-2,5	0,0062	0,0060	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0049	0,0048
-2,4	0,0082	0,0080	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-2,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0094	0,0089	0,0087	0,0084
-2,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0113	0,0110
-2,1	0,0179	0,0174	0,0170	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,0150	0,0146	0,0143
-2,0	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0250	0,0244	0,0239	0,0233
-1,8	0,0359	0,0352	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294
-1,7	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,6	0,0548	0,0537	0,0526	0,0516	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,5	0,0668	0,0655	0,0643	0,0630	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559

-1,4	0,0808	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0722	0,0708	0,0694	0,0681
-1,3	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,2	0,1151	0,1131	0,1112	0,1093	0,1075	0,1056	0,1038	0,1020	0,1003	0,0985
-1,1	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,1230	0,1210	0,1190	0,1170
-1,0	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,1469	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,9	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,711	0,1685	0,1660	0,1635	0,1611
-0,8	0,2119	0,2090	0,2061	0,2033	0,2005	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,7	0,2420	0,2389	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2236	0,2206	0,2177	0,2148
-0,6	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2483	0,2451
-0,5	0,3085	0,3050	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,2810	0,2776
-0,4	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,3300	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,3	0,3821	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,3520	0,3483
-0,2	0,4207	0,4168	0,4129	0,4090	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,1	0,4602	0,4562	0,4522	0,4483	0,4443	0,4404	0,4364	0,4325	0,4286	0,4247
0,0	0,5000	0,4960	0,4920	0,4880	0,4840	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641
0,0	0,5000	0,50470	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8505	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9278	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9541	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9891	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9896	0,9901	0,999904	0,999906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981

2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

(Sumber :Soewarno,1995)

Tabel 2.7 Penentuan Nilai K pada Sebaran Normal

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	k
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,990	-2,33
1,050	0,950	-1,64
1,110	0,900	-1,28
1,250	0,800	-0,84
1,330	0,750	-0,67
1,430	0,700	-0,52
1,670	0,600	-0,25
2,000	0,500	0
2,500	0,400	0,25
3,330	0,300	0,52
4,000	0,250	0,67
5,000	0,200	0,84
10,000	0,100	1,28
20,000	0,050	1,64
50,000	0,200	2,05
100,000	0,010	2,33
200,000	0,005	2,58
500,000	0,002	2,88
1000,000	0,001	3,09

(Sumber :Soewarno,1995)

4 Sebaran Log Normal

Sebaran log normal merupakan hasil transformasi dari sebaran normal, yaitu dengan mengubah nilai variat X menjadi nilai logaritmik variat X . Sebaran log-Pearson III akan menjadi sebaran log normal apabila nilai koefisien kemencengan $C_s = 0,00$. Metode log normal apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus,

sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan sebagai berikut (Soewarno, 1995):

$$X_T = \bar{X} + Kt.S \dots\dots\dots (2.30)$$

Dimana :

- X_T = besarnya curah hujan dengan periode ulang T tahun.
- \bar{X} = curah hujan rata-rata (mm)
- S = Standar Deviasi data hujan harian maksimum
- Kt = *Standard Variable* untuk periode ulang t tahun yang besarnya diberikan pada **Tabel 2.8**

Tabel 2.8 Standard Variable (Kt) untuk Metode Sebaran Log Normal

T (Tahun)	Kt	T (Tahun)	Kt	T (Tahun)	Kt
1	-1.86	20	1.89	90	3.34
2	-0.22	25	2.10	100	3.45
3	0.17	30	2.27	110	3.53
4	0.44	35	2.41	120	3.62
5	0.64	40	2.54	130	3.70
6	0.81	45	2.65	140	3.77
7	0.95	50	2.75	150	3.84
8	1.06	55	2.86	160	3.91
9	1.17	60	2.93	170	3.97
10	1.26	65	3.02	180	4.03
11	1.35	70	3.08	190	4.09
12	1.43	75	3.60	200	4.14
13	1.50	80	3.21	221	4.24
14	1.57	85	3.28	240	4.33
15	1.63	90	3.33	260	4.42

(Sumber : CD.Soemarto,1999)

2.2.7.3 Uji Kecocokan Sebaran

Uji sebaran dilakukan dengan uji kecocokan distribusi yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan sebaran peluang yang telah dipilih dapat menggambarkan atau mewakili dari sebaran statistik sampel data yang dianalisis tersebut (Soemarto, 1999).

Ada dua jenis uji kecocokan (*Goodness of fit test*) yaitu uji kecocokan *Chi-Square* dan *Smirnov-Kolmogorof*. Umumnya pengujian dilaksanakan dengan cara menggambarkan data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan kurva frekuensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya (Soewarno, 1995).

1. Uji Kecocokan *Chi-Square*

Uji kecocokan *Chi-Square* dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan sebaran peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis didasarkan pada jumlah pengamatan yang diharapkan pada pembagian kelas dan ditentukan terhadap jumlah data pengamatan yang terbaca di dalam kelas tersebut atau dengan membandingkan nilai *Chi-Square* (χ^2) dengan nilai *Chi-Square* kritis (χ^2_{cr}). Uji kecocokan *Chi-Square* menggunakan rumus (Soewarno, 1995):

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.31)$$

Dimana :

- χ_h^2 = harga *Chi-Square* terhitung
- O_i = jumlah data yang teramati terdapat pada sub kelompok ke-i
- E_i = jumlah data yang secara teoritis terdapat pada sub kelompok ke-i
- G = jumlah sub kelompok

Parameter χ_h^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai χ_h^2 sama atau lebih besar dari pada nilai *Chi-Square* yang sebenarnya (χ^2). Suatu distrisbusi dikatakan selaras jika nilai χ^2 hitung $< \chi^2$ kritis. Nilai χ^2 kritis dapat dilihat di Tabel 2.8. Dari hasil pengamatan yang didapat dicari penyimpangannya dengan *Chi-Square* kritis paling kecil.

Untuk suatu nilai nyata tertentu (*level of significant*) yang sering diambil adalah 5 %.

Prosedur uji kecocokan *Chi-Square* adalah :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya).
2. Kelompokkan data menjadi G *sub-group*, tiap-tiap *sub-group* minimal terdapat lima buah data pengamatan.
3. Hitung jumlah pengamatan yang teramati di dalam tiap-tiap *sub-group* (O_i).
4. Hitung jumlah atau banyaknya data yang secara teoritis ada di tiap-tiap *sub-group* (E_i).
5. Tiap-tiap *sub-group* hitung nilai :

$$(O_i - E_i) \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

6. Jumlah seluruh G *sub-group* nilai $\sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai *Chi-Square* hitung.
7. Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R=2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R=1$, untuk distribusi *Poisson*) (Soewarno, 1995).

Derajat kebebasan yang digunakan pada perhitungan ini adalah dengan rumus sebagai berikut :

$$Dk = n - 3 \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

Dimana :

- Dk = derajat kebebasan
 n = banyaknya data

Adapun kriteria penilaian hasilnya adalah sebagai berikut :

- Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang lebih kecil dari 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
- Apabila peluang lebih kecil dari 1%-5%, maka tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu penambahan data.

Tabel 2.9 Nilai χ^2 kritis untuk uji kecocokan *Chi-Square*

dk	α Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,41	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,683	44,181

24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber : Soewarno, 1995)

2. Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorof

Uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof* dilakukan dengan membandingkan probabilitas untuk tiap-tiap variabel dari distribusi empiris dan teoritis didapat perbedaan (Δ). Perbedaan maksimum yang dihitung (Δ maks) dibandingkan dengan perbedaan kritis (Δ_{cr}) untuk suatu derajat nyata dan banyaknya variat tertentu, maka sebaran sesuai jika $(\Delta_{maks}) < (\Delta_{cr})$.

Rumus yang dipakai (Soewarno, 1995)

$$\alpha = \frac{P_{\max}}{P_{(x)}} - \frac{P_{(xi)}}{\Delta_{Cr}} \dots\dots\dots (2.33)$$

Prosedur uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof* adalah :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya nilai masing-masing data tersebut :

- $X_1 \rightarrow P(X_1)$
- $X_2 \rightarrow P(X_2)$
- $X_m \rightarrow P(X_m)$
- $X_n \rightarrow P(X_n)$

2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :

- $X_1 \rightarrow P'(X_1)$
- $X_2 \rightarrow P'(X_2)$
- $X_m \rightarrow P'(X_m)$
- $X_n \rightarrow P'(X_n)$

3. Dari kedua nilai peluang tersebut, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$$

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorof test*), tentukan harga D_0 (Tabel 2.10).

Tabel 2.10 Nilai D_0 kritis untuk uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof*

Jumlah data N	α derajat kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n>50	1,07/n	1,22/n	1,36/n	1,63/n

(Sumber : Soewarno, 1995)

Dimana α = derajat kepercayaan

2.2.8 Intensitas Curah Hujan

Intensitas hujan adalah tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan berlangsung intensitasnya cenderung makin tinggi dan makin besar periode ulangnya makin tinggi pula intensitasnya. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi pada masa lampau.

Rumus-rumus yang dapat dipakai :

2.2.8.1 Menurut Dr. Mononobe

Jika data curah hujan yang ada hanya curah hujan harian. Rumus yang digunakan (Sosrodarsono, 2003) :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left[\frac{24}{t} \right]^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (2.34)$$

Dimana :

- I = Intensitas curah hujan (mm/jam)
- t = lamanya curah hujan (jam)
- R₂₄ = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

2.2.8.2 Menurut Sherman

Rumus yang digunakan (Soemarto, 1999) :

$$I = \frac{a}{t^b} \dots\dots\dots (2.35)$$

$$\log a = \frac{\sum_{i=1}^n (\log(i)) \sum_{i=1}^n (\log(t))^2 - \sum_{i=1}^n (\log(t) \cdot \log(i)) \sum_{i=1}^n (\log(t))}{n \sum_{i=1}^n (\log(t))^2 - \left(\sum_{i=1}^n (\log(t)) \right)^2} \dots\dots(2.36)$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n (\log(i)) \sum_{i=1}^n (\log(t)) - n \sum_{i=1}^n (\log(t) \cdot \log(i))}{n \sum_{i=1}^n (\log(t))^2 - \left(\sum_{i=1}^n (\log(t)) \right)^2} \dots\dots\dots (2.37)$$

Dimana :

- I = intensitas curah hujan (mm/jam)
- t = lamanya curah hujan (menit)
- a,b = konstanta yang tergantung pada lama curah hujan yang terjadi di daerah aliran.
- n = banyaknya pasangan data i dan t.

2.2.8.3 Menurut Talbot

Rumus yang dipakai (Soemarto, 1999) :

$$I = \frac{a}{(t + b)} \dots\dots\dots (2.38)$$

$$a = \frac{\sum_{j=1}^n (i.t) \sum_{j=1}^n (i^2) - \sum_{j=1}^n (i^2.t) \sum_{i=1}^n (i)}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[\sum_{j=1}^n (i) \right]^2} \dots\dots\dots (2.39)$$

$$b = \frac{\sum_{j=1}^n (i) \sum_{j=1}^n (i.t) - n \sum_{j=1}^n (i^2.t)}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[\sum_{j=1}^n (i) \right]^2} \dots\dots\dots (2.40)$$

Dimana :

- I = intensitas curah hujan (mm/jam)
- t = lamanya curah hujan (menit)
- a,b = konstanta yang tergantung pada lama curah hujan yang terjadi di daerah aliran
- n = banyaknya pasangan data i dan t

2.2.8.4 Menurut Ishiguro

Rumus yang digunakan (Soemarto, 1999) :

$$I = \frac{a}{\sqrt{t + b}} \dots\dots\dots (2.41)$$

$$a = \frac{\sum_{j=1}^n (i.\sqrt{t}) \sum_{j=1}^n (i^2) - \sum_{j=1}^n (i^2.\sqrt{t}) \sum_{j=1}^n (i)}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[\sum_{j=1}^n (i) \right]^2} \dots\dots\dots (2.42)$$

$$b = \frac{\sum_{j=1}^n (i) \sum_{j=1}^n (i \cdot \sqrt{t}) - n \sum_{j=1}^n (i^2 \cdot \sqrt{t})}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[\sum_{j=1}^n (i) \right]^2} \dots\dots\dots 2.43)$$

Dimana :

- I = intensitas curah hujan (mm/jam)
- t = lamanya curah hujan (menit)
- a,b = konstanta yang tergantung pada lama curah hujan yang terjadi di daerah aliran
- n = banyaknya pasangan data i dan t

2.2.9 Debit Banjir Rencana

Untuk mencari debit banjir rencana dapat digunakan beberapa metode diantaranya hubungan empiris antara curah hujan dengan limpasan. Metode ini paling banyak di kembangkan sehingga didapat beberapa rumus, diantaranya adalah :

2.2.9.1 Metode Der Weduwen

Metode *Der Weduwen* digunakan untuk luas DAS ≤ 100 km² dan t = 1/6 jam sampai 12 jam digunakan rumus (Loebis, 1987) :

$$Qt = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \dots\dots\dots (2.44)$$

$$t = 0,25LQ_i^{-0,125} I^{-0,25} \dots\dots\dots (2.45)$$

$$\beta = \frac{120 + ((t + 1)(t + 9))A}{120 + A} \dots\dots\dots (2.46)$$

$$q_n = \frac{R_n}{240} \frac{67,65}{t + 1,45} \dots\dots\dots (2.47)$$

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q_n + 7} \dots\dots\dots (2.48)$$

Dimana :

Q_t = Debit banjir rencana (m^3/det)

R_n = Curah hujan maksimum (mm/hari) dengan kemungkinan tak terpenuhi $n\%$

α = Koefisien pengaliran atau limpasan (*run off*) air hujan

β = Koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS

q_n = Debit persatuan luas atau curah hujan dari hasil perhitungan R_n ($m^3/det.km^2$)

t = Waktu konsentrasi (jam)

A = Luas daerah pengaliran (km^2) sampai $100 km^2$

L = Panjang sungai (km)

I = Gradien sungai atau medan

2.2.9.2 Metode *Haspers*

Untuk menghitung besarnya debit dengan metode *Haspers* digunakan persamaan sebagai berikut (Loebis, 1987) :

$$Q_t = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \dots\dots\dots (2.49)$$

Koefisien *Run Off* (α)

$$\alpha = \frac{1 + 0.012 f^{0.7}}{1 + 0.75 f^{0.7}} \dots\dots\dots (2.50)$$

Koefisien Reduksi (β)

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3.7 \times 10^{-0.4t}}{t^2 + 15} \times \frac{f^{3/4}}{12} \dots\dots\dots (2.51)$$

Waktu konsentrasi (t)

$$t = 0.1 L^{0.8} I^{-0.3} \dots\dots\dots (2.52)$$

Dimana :

- f = luas ellips yang mengelilingi DPS dengan sumbu panjang tidak lebih dari 1,5 kali sumbu pendek (km²)
- t = waktu konsentrasi (jam)
- L = Panjang sungai (Km)
- I = kemiringan rata-rata sungai

Intensitas Hujan

- Untuk t < 2 jam

$$R_t = \frac{tR_{24}}{t + 1 - 0.0008 \cdot (260 - R_{24})(2 - t)^2} \dots\dots\dots (2.53)$$

- Untuk 2 jam ≤ t ≤ 19 jam

$$R_t = \frac{tR_{24}}{t + 1} \dots\dots\dots (2.54)$$

- Untuk 19 jam ≤ t ≤ 30 jam

$$R_t = 0.707R_{24}\sqrt{t + 1} \dots\dots\dots (2.55)$$

dimana t dalam jam dan Rt, R24 (mm)

Hujan maksimum (qⁿ)

$$q_n = \frac{Rn}{3,6 \cdot t} \dots\dots\dots (2.56)$$

Dimana :

- t = Waktu konsentrasi (jam)
- Qt = Debit banjir rencana (m³/det)
- Rn = Curah hujan maksimum (mm/hari)
- q_n = Debit persatuan luas (m³/det.km²)

Adapun langkah-langkah dalam menghitung debit puncaknya adalah sebagai berikut (Loebis, 1987) :

- a. Menentukan besarnya curah hujan sehari (R_h rencana) untuk periode ulang rencana yang dipilih.
- b. Menentukan koefisien *run off* untuk daerah aliran sungai.
- c. Menghitung luas daerah pengaliran, panjang sungai dan gradien sungai untuk DAS.
- d. Menghitung nilai waktu konsentrasi.
- e. Menghitung koefisien reduksi, intensitas hujan, debit persatuan luas dan debit rencana.

2.2.10 Perhitungan Infiltrasi

Selama hujan turun, sebagian air hujan meresap ke dalam tanah dan tidak menjadi limpasan permukaan. Menurut Horton, semakin besar jumlah hujan yang meresap akan menyebabkan kawasan *unsaturated sub-surface* menjadi cepat penuh. Akibatnya besar resapan berkurang, sesuai dengan rumus :

$$f_p = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt} \dots\dots\dots (2.57)$$

Dimana :

f_0 = kapasitas infiltrasi permulaan dari hujan sebelumnya

f_c = harga ahir dari infiltrasi

f_p = kapasitas infiltrasi pada waktu t (mm)

k = konstanta ($k=1$)

t = waktu sejak hujan dimulai

(Loebis. 1987)

2.2.11 Perhitungan Volume Air Hujan

Volume air hujan yang terjadi dihitung dengan metode Unit Hidrograf *Sintetik Snyder* (Loebis. 1987)

$$tp = Ct \times (L \times Lc)^{0.3} \text{ jam} \dots\dots\dots (2.58)$$

Dimana :

L = panjang tubuh saluran (km)

Lc = jarak dari tempat pengamatan sampai suatu tempat pada saluran yang berhadapan dengan titik pusat DPS (km)

tp = waktu yang diperlukan untuk mencapai ke *peak flow* unit hidrograf (jam)

Ct = koefisien waktu 1.35 – 1.65

$$te = \frac{tp}{5.50} \dots\dots\dots (2.59)$$

jika $te > tr$ maka $t'p = tp + 0.25 (tr - te)$

sehingga didapat waktu yang diperlukan untuk mencapai debit maksimum :

$$Tp = t'p + 0.5 tr \dots\dots\dots (2.60)$$

Jika $te < tr$ maka :

$$Tp = tp + 0.5 tr \dots\dots\dots (2.61)$$

Dimana :

te = lamanya curah hujan efektif

tr = lamanya hujan efektif 1 jam dengan tinggi 1 inchi

Tp = *time rissae to peak* (jam)

Bentuk hidrograf ditentukan oleh persamaan *Alekseyev* :

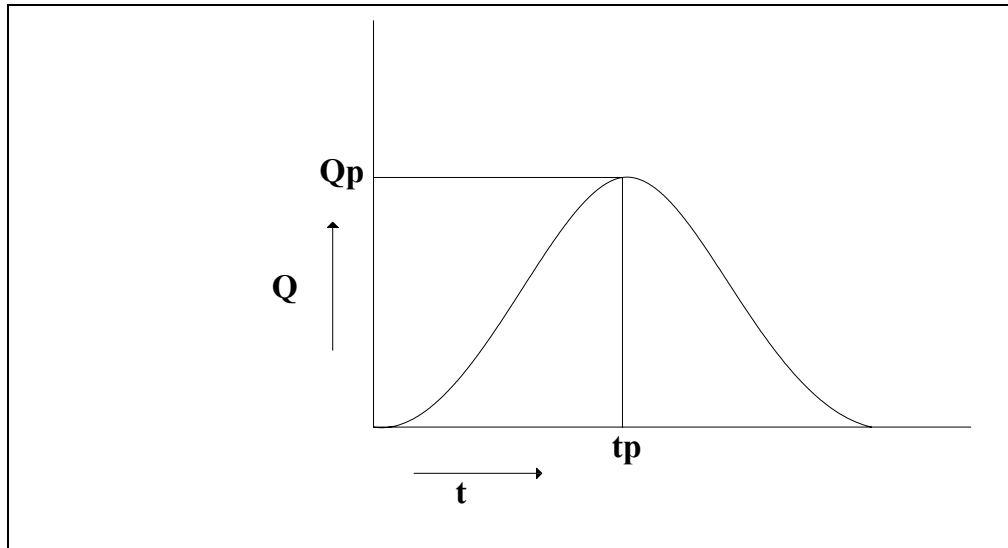
$$Y = 10^{\left(\frac{-\alpha(1-x)^2}{x}\right)} \dots\dots\dots (2.62)$$

Dimana :

$$\alpha = 1.32 \lambda^2 + 0.15 \lambda + 0.045 \dots\dots\dots (2.63)$$

$$\lambda = \frac{Qp \times Tp}{w} \dots\dots\dots (2.64)$$

$$w = 1000 \cdot h \cdot A \dots\dots\dots (2.65)$$



Dimana :

Qp = debit rencana maximum (m³/dt)

tp = *time rise to peak*

A = luas daerah pelayanan (km²)

h = *excess rainfall* dalam mm (1 inchi = 25.4 mm)

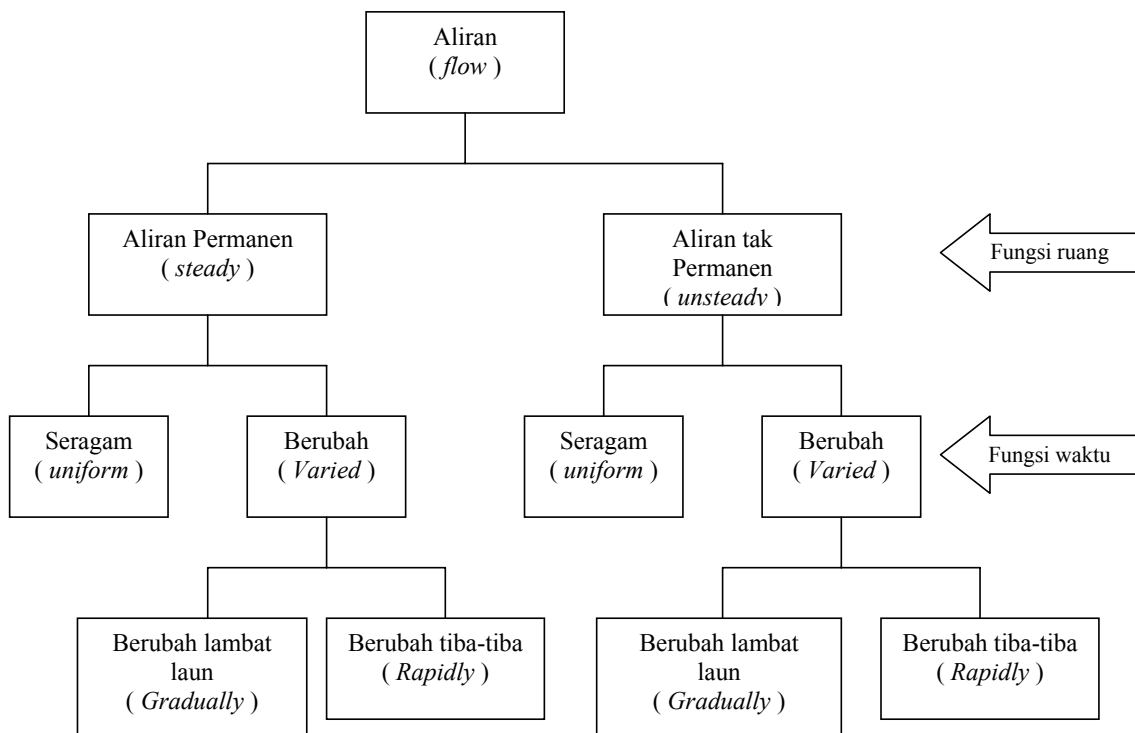
2.3 ANALISA HIDROLIKA

Hidrolika adalah ilmu yang mempelajari tentang sifat-sifat zat cair. Analisis hidrolika dimaksud untuk mengetahui kapasitas alur sungai dan saluran pada kondisi sekarang terhadap banjir rencana, yang selanjutnya digunakan untuk mendesain alur sungai dan saluran.

2.3.1 Aliran

Aliran dalam suatu saluran yang mempunyai permukaan bebas disebut aliran permukaan bebas (*free surface flow*) atau aliran saluran terbuka (*open channel flow*).

Aliran permukaan bebas dapat diklasifikasikan menjadi berbagai tipe tergantung kriteria yang digunakan. Jika berdasarkan fungsi kedalaman dan/ atau kecepatan mengikuti fungsi waktu, maka aliran dibedakan menjadi aliran permanen (*steady*) dan tidak permanen (*unsteady*). Sedangkan jika berdasarkan fungsi ruang, maka aliran dibedakan menjadi aliran seragam (*uniform*) dan tidak seragam (*non-uniform*).



Gambar 2.7 Klasifikasi aliran pada saluran terbuka

2.3.1.1 Aliran Permanen & Tidak Permanen

Jika kecepatan aliran pada suatu titik tidak berubah terhadap waktu, maka alirannya disebut aliran permanen atau tunak (*steady flow*), jika kecepataannya pada suatu lokasi tertentu berubah terhadap waktu, maka alirannya disebut aliran tidak permanen atau tidak tunak (*unsteady flow*).

2.3.1.2 Aliran Seragam & Berubah

Jika kecepatan aliran pada suatu waktu tertentu tidak berubah sepanjang saluran yang ditinjau, maka alirannya disebut aliran seragam (*uniform flow*). Namun jika kecepatan aliran pada saat tertentu berubah terhadap jarak, maka alirannya disebut aliran aliran tidak seragam atau aliran berubah (*non uniform flow or varied flow*).

Berdasarkan laju perubahan terhadap jarak, maka aliran dapat diklasifikasikan menjadi aliran berubah lambat laun (*gradually varied flow*) atau aliran berubah tiba-tiba (*rapidly varied flow*).

2.3.1.3 Aliran Laminer & Turbulen

Jika partikel zat cair yang bergerak mengikuti alur tertentu dan aliran tampak seperti serat-serat tipis yang paralel, maka aliran tersebut disebut laminer. Sebaliknya, jika partikel zat cair bergerak mengikuti alur yang tidak beraturan, baik ditinjau terhadap ruang dan waktu maka aliran tersebut disebut aliran turbulen.

Faktor yang menentukan keadaan aliran adalah pengaruh relatif antara gaya kekentalan (*viskositas*) dan gaya inersia. Jika *viskositas* yang dominan maka alirannya laminer, sedangkan jika gaya inersia yang dominan, maka alirannya turbulen.

2.3.1.4 Aliran Subkritis, Kritis & Super Kritis

Aliran dikatakan kritis apabila kecepatan aliran sama dengan kecepatan gelombang gravitasi. Jika kecepatan aliran lebih kecil daripada kecepatan kritis, maka alirannya disebut subkritis, sedangkan jika kecepatan alirannya lebih besar daripada kecepatan kritis, maka alirannya disebut superkritis.

2.4 SISTEM PENGENDALIAN BANJIR UNTUK PERKOTAAN

Cara pengendalian banjir untuk perkotaan ada beberapa macam sesuai dengan kondisi fisik daerah yang ditangani. Cara pengendalian banjir tersebut adalah :

- 1 Normalisasi aliran sungai
- 2 Pembuatan *Retarding Basin*
- 3 Pembuatan *Retarding Pond*
- 4 Pembuatan *Floodway*
- 5 Bangunan – bangunan inlet
- 6 Pompa air
- 7 Sudetan

2.4.1 Normalisasi Alur Sungai

Usaha pengendalian banjir dengan normalisasi alur sungai atau saluran drainase dimaksudkan untuk memperbesar kapasitas pengaliran saluran.

Kegiatan tersebut meliputi :

- a. Normalisasi *cross section*
- b. Perbaikan kemiringan dasar saluran
- c. Memperkecil kekasaran dinding alur saluran
- d. Melakukan rekonstruksi bangunan di sepanjang saluran yang tidak sesuai dan mengganggu pengaliran banjir.
- e. Menstabilkan alur saluran
- f. Pembuatan tanggul banjir

Faktor –faktor yang perlu diperhatikan pada cara ini adalah penggunaan penampang ganda dengan debit dominan untuk penampang bawah, perencanaan alur stabil terhadap proses erosi dan sedimentasi dasar saluran maupun erosi tebing dan elevasi muka air banjir.

2.4.2 Retarding Basin

Usaha untuk menampung air banjir dalam sebuah penampungan dan dialirkan kembali pada saat banjir surut. Penampungan ini dapat berupa sebuah cekungan pada suatu areal.

Pekerjaan retarding basin meliputi :

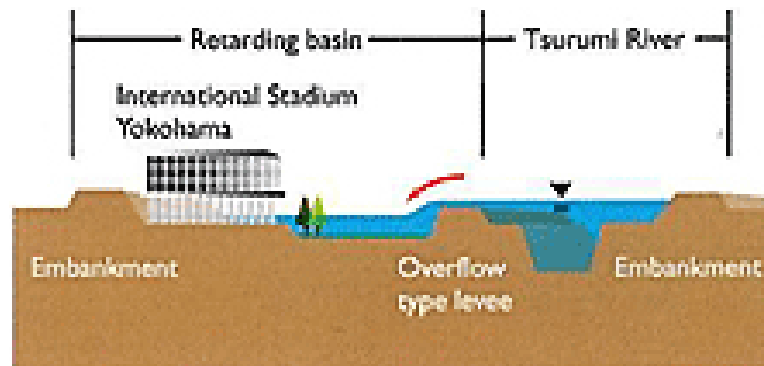
- a. Pemanfaatan dataran rendah/rawa untuk penampungan banjir sementara
- b. Bangunan pintu pengatur dan tanggul.

Pertimbangan teknis yang diperhatikan :

- a. Pola hidrograf *inflow* dan *outflow* (tingkat perlambatan waktu tiba banjir dan penurunan debit banjir puncak)
- b. Alokasi daerah cekungan untuk kolam penampungan banjir sementara
- c. Tanggul kolam penampung banjir
- d. Pintu pengatur banjir

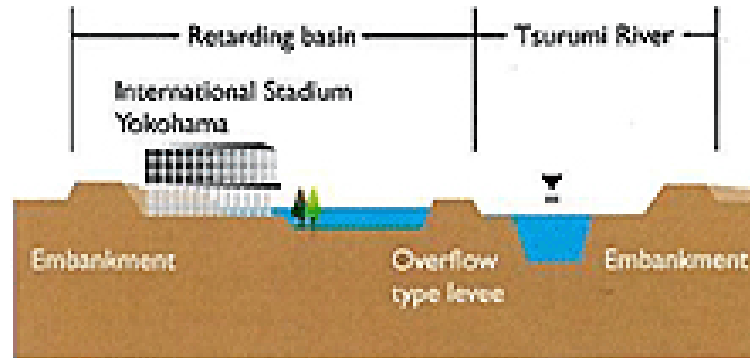
Berikut di gambarkan cara kerja *retarding basin* yang ada di Yokohama, Jepang.

- Ketika banjir datang, dan permukaan air di area sungai meluap sampai masuk ke area *retarding basin*



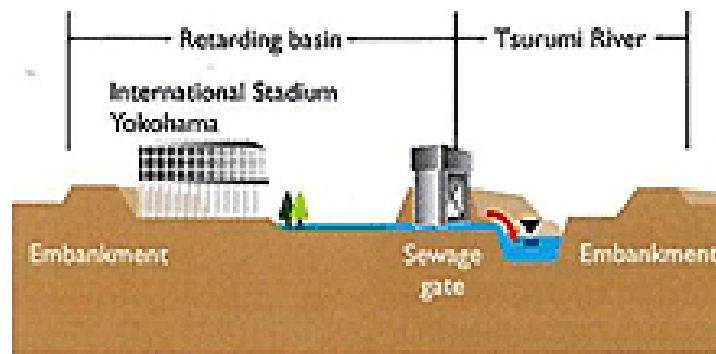
Gambar 2.8 Kondisi pada saat air sungai meluap

- 1. Dikondisikan air sungai telah meluap sepenuhnya dan di tampung di *retarding basin*.



Gambar 2.9 Kondisi pada saat air menggenangi area *retarding basin*

- 2. Pada saat kondisi permukaan air di sungai surut maka dilakukan penggelontoran kembali dari areal *retarding basin* ke sungai



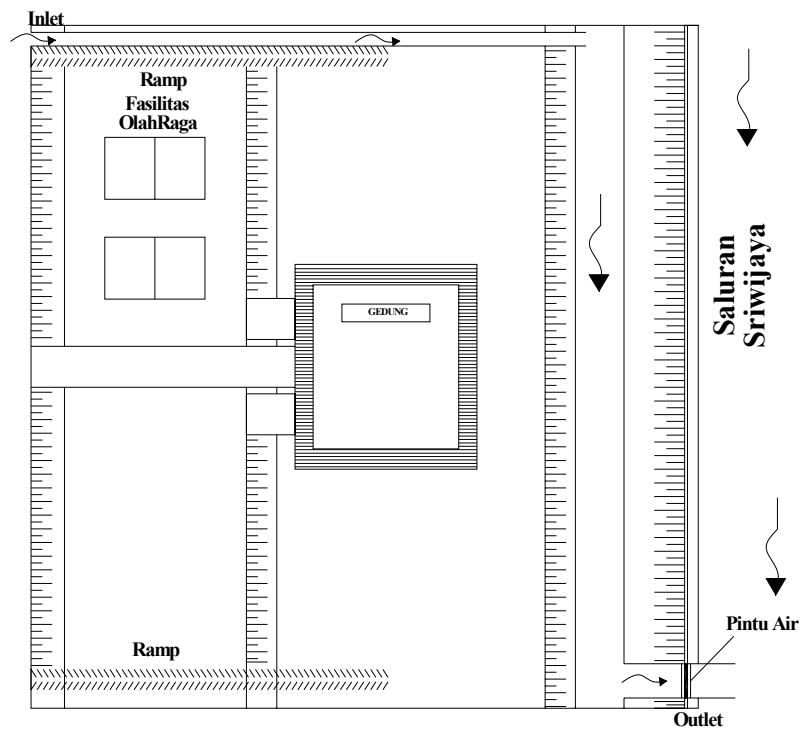
Gambar 2.10 Penggelontoran air dari area *retarding basin* ke sungai

2.4.3 *Retarding Pond*

Pengendalian banjir dengan cara ini adalah dengan membuat kolam penampungan air saluran atau saluran yang akan meluap. Berbeda dengan *retarding basin* yang memanfaatkan suatu daerah yang berbentuk cekungan, *retarding pond* dibuat dengan cara menggali suatu daerah/area dengan tujuan menampung air limpasan dan pada saat banjir surut air tersebut dapat dikeluarkan ke saluran pembuangan. Berkaitan dengan bangunan pengendali

banjir ini maka diperlukan bangunan – bangunan air lainnya sebagai pelengkap antara lain : pintu air, saluran pengambilan dan pembuangan serta lain sebagainya.

Lantai untuk bangunan ini dibuat beberapa *trap* (bantaran) dengan tujuan untuk memudahkan dalam membersihkan endapan lumpur yang masih tersisa pada saat bangunan ini selesai digunakan untuk menampung air banjir. Selain itu juga dapat digunakan untuk fasilitas – fasilitas yang bermanfaat seperti untuk olah raga, tempat parkir atau dibangun pusat perbelanjaan. Pemanfaatan ini biasa dilakukan terutama pada saat musim kemarau.



Gambar 2.11 Sketsa *Retarding Pond* di Jl.Sriwijaya

2.4.4 *Floodway*

Apabila debit banjir terlalu besar dan tidak dimungkinkan peningkatan kapasitas tampung saluran diatas kapasitas yang sudah ada, maka penambahan kapasitasnya dapat dilakukan dengan pembuatan saluran baru langsung ke laut, danau atau saluran lain. Saluran baru ini disebut saluran banjir (*floodway*). Saluran banjir adalah saluran baru yang dibuat untuk mengalirkan air secara terpisah dari saluran utamanya. Saluran banjir dapat mengalirkan sebagian atau bahkan seluruh debit banjir.

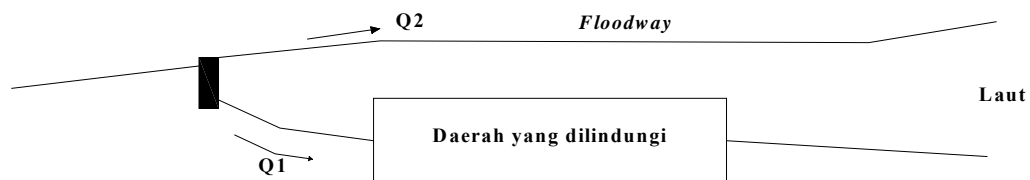
Saluran banjir ini dibuat dengan berbagai tujuan antara lain menghindarkan pekerjaan saluran pada daerah pemukiman yang padat atau untuk memperpendek salah satu ruas saluran. Biasanya saluran banjir dilengkapi dengan pintu atau bendung untuk membagi debit sesuai dengan rencana.

Perencanaan *floodway* meliputi :

- a. Pembagian jalur *floodway*
- b. Jalur *floodway*
- c. Normalisasi *floodway*
- d. Bangunan pembagi banjir

Faktor – faktor yang perlu diperhatikan dalam perencanaan suatu saluran banjir (*floodway*) adalah :

- a. Normalisasi alur lama biasanya mengalami kesulitan lahan
- b. Head alur lama tidak menguntungkan, alur jauh dan berkelok – kelok
- c. Terdapat alur alam untuk jalur *floodway*
- d. *Floodway* mempunyai head yang cukup
- e. Tidak mengganggu pemanfaatan sumber daya alam
- f. Dampak negatif sosial ekonomi.



Gambar 2.12 Sistem Pengendalian Banjir dengan *Floodway*

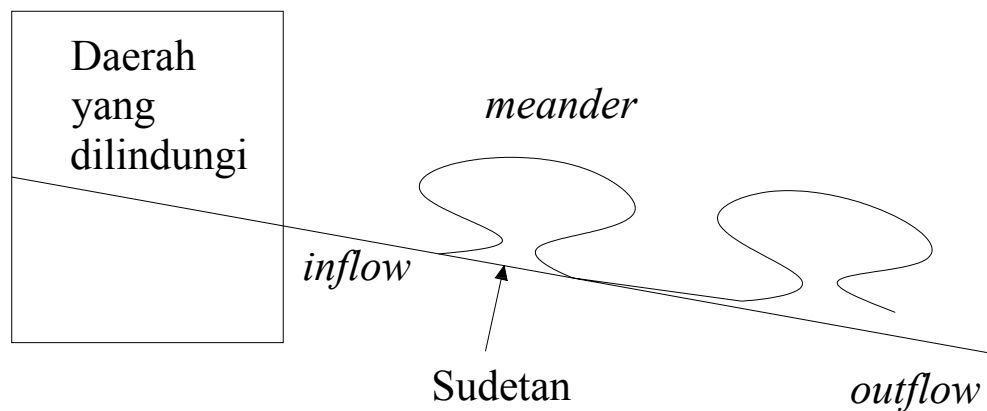
2.4.5 Sudetan

Pada ruas sungai yang belok – belokannya (*meander*) tajam atau sangat kritis, maka tanggul yang akan dibangun biasanya akan lebih panjang. Selain itu pada ruas sungai yang demikian terjadi peningkatan gerusan pada belokan luar dan menyebabkan kerusakan tebing sungai yang pada akhirnya mengancam kaki tanggul. Pada belokan bagian dalam terjadi pengendapan yang intensif pula.

Alur sungai yang panjang dan mempunyai kondisi seperti diatas menyebabkan kelancaran air banjir menjadi terganggu. Untuk mengurangi keadaan yang kurang menguntungkan tersebut perlu dipertimbangkan pembuatan alur baru, agar pada ruas tersebut alur sungai mendekati garis lurus dan lebih pendek. Sungai baru seperti itu disebut Sudetan. Sudetan ini akan menurunkan muka air di sebelah hulunya tetapi muka air di sebelah hilirnya biasanya naik sedikit.

Tujuan dilakukannya sudetan ini antara lain :

- a. Perbaiki alur sungai yang pada mulanya panjang berbelok –belok dan tidak stabil menjadi lebih pendek dan lebih lurus.
- b. Dengan adanya sudetan akan terjadi hidrograf banjir antara di bagian hulu dan hilir sudetan, sehingga akan menguntungkan daerah di bagian hulunya.



Gambar 2.13 Sudetan Pada Sungai yang Berkelok – kelok (*meander*)

2.5 PERENCANAAN *RETARDING POND*

2.5.1 Perencanaan Saluran

Perencanaan saluran yang masuk pada bangunan dan saluran pembuang didesain dengan suatu penampang yang efektif. Penampang yang ideal adalah penampang yang stabil terhadap erosi dan sedimentasi maupun pola alam yang terjadi. Sedangkan penampang yang efisien dimaksudkan untuk memperhatikan lahan yang tersedia, sehingga tidak menimbulkan permasalahan terhadap pembebasan tanah.

Untuk penampang melintang saluran didesai dengan penampang saluran tunggal berdasarkan alasan – alasan sebagai berikut :

1. Luas lahan yang tersedia terbatas
2. Debit air yang dialirkan tidak begitu besar.

Jadi ada beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan saluran ini, yaitu :

1. Bentuk dan dimensi penampang melintang saluran
2. Kemiringan penampang memanjang saluran
3. Tinggi Jagaan

Sedangkan untuk rumus – rumus pendimensian saluran adalah sebagai berikut :

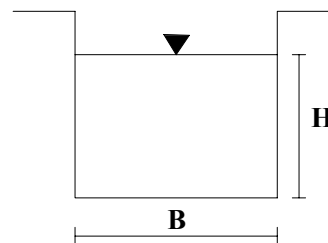
- a. Penampang saluran tunggal berbentuk segi empat (*Rectangular Channel*)

$$A = B \times H$$

$$P = B + 2H$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$V = \left(\frac{1}{n} \right) R^{2/3} I^{1/2}$$



$$Q = A.V$$

$$Q > Q$$

Dimana :

Q = debit air (m³/dtk)

V = kecepatan air (m/dtk)

A = luas penampang basah (m²)

P = keliling penampang basah (m)

I = kemiringan saluran

Q' = debit rencana (m³/dtk)

m = perbandingan kemiringan penampang

n = koefisien kekasaran manning

b. Penampang saluran tunggal berbentuk trapezium (*Trapezoidal Channel*)

$$A = (B + mH)$$

$$P = B + 2H\sqrt{1 + m^2}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$V = \left(\frac{1}{n} \right) R^{2/3} I^{1/2}$$

$$Q = A.V$$

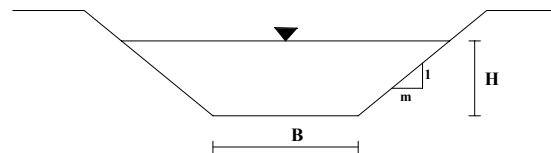
$$Q > Q$$

Dimana :

Q = debit air (m³/dtk)

V = kecepatan air (m/dtk)

A = luas penampang basah (m²)



- P = keliling penampang basah (m)
 I = kemiringan saluran
 Q' = debit rencana (m³/dtk)
 m = perbandingan kemiringan penampang
 n = koefisien kekasaran manning

2.5.2 Bangunan *Inlet*

Pada *retarding pond* ini direncanakan pengambilan air melalui pelimpah/*spillway* pada saluran Tegal Wareng. Apabila tinggi muka air saluran melebihi tinggi pelimpah, maka air akan mengalir ke *retarding pond*.

Rumus yang digunakan untuk perhitungan tinggi *spillway* ini adalah :

$$Q = \frac{2}{3} \times C_d \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2} \dots\dots\dots (2.66)$$

Dimana :

- Q = debit banjir yang masuk ke dalam *spillway* (m³/dtk)
 Cd = koefisien pengaliran
 B = lebar saluran (m)
 G = percepatan gravitasi (m/dt²)
 H = tinggi muka air di atas *spillway* (m)

2.5.3 Bangunan *Outlet*

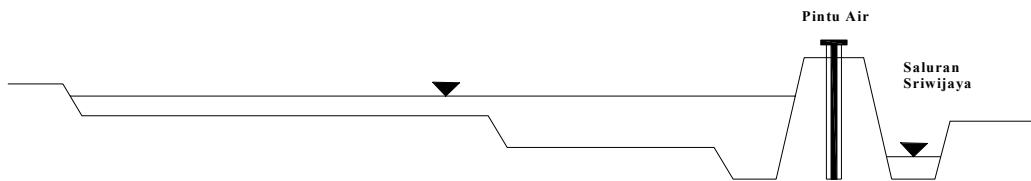
Kolam pengendali banjir ini dilengkapi dengan pintu air yang berfungsi mengatur pengeluaran air tampungan ke saluran Sriwijaya. Dimensi pintu air ditentukan berdasar pada debit maksimum yang mengalir ke dalam kolam, jangka waktu dan tinggi muka air di saluran Sriwijaya.

Penentuan dimensi pintu dapat diperhitungkan dengan cara sebagai berikut :

$$Q = C_d \times b \times a \sqrt{2gz} \dots\dots\dots (2.67)$$

Dimana :

- Q = debit sungai (m³/dtk)
- b = lebar pintu (m)
- a = tinggi bukaan pintu (m)
- g = gaya gravitasi (m²/dt)
- z = beda elevasi muka air (m) ; z = H – h
- C_d = koefisien kekasaran permukaan dinding pintu



Gambar 2.14 Pintu Air

2.5.4 Tanggul

Untuk tanggul digunakan jenis tanggul tembok. Hal ini berdasarkan pada alasan bahwa untuk daerah pemukiman yang padat dimana perolehan tanah untuk kedudukan tanggul sulit dan mahal, maka pemilihan tanggul jenis ini adalah yang paling tepat karena dimensinya lebih kecil. Untuk bahan konstruksinya dibuat dari beton dan pasangan batu kali. Untuk tinggi jagaan diambil antara 0.5 – 1.5 m dari tinggi air pada saat banjir berdasarkan perhitungan debit banjir rencana.

Dalam perencanaan kolam penampungan untuk menahan beban tanah dari samping dan juga beban dari air banjir itu sendiri.

Rumus yang dipakai untuk mencari tekanan tanah adalah :

$$K_a = \tan^2$$

$$p_{ah} = \gamma \times h \times K_a$$

$$P_a = 1/2 \times p_{ah} \times h$$

Dimana :

K_a = koefisien tekanan tanah aktif

\emptyset = sudut geser tanah

P_a = tegangan tanah aktif horizontal (ton/m²)

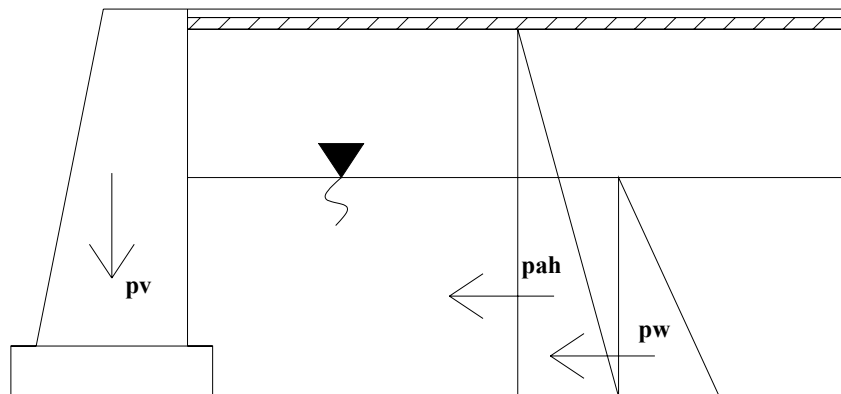
γ = berat jenis tanah (ton/m³)

h = tinggi lapisan tanah (m)

p_{ah} = tekanan tanah aktif horizontal (ton/m)

p_w = tekanan air tanah (ton/m)

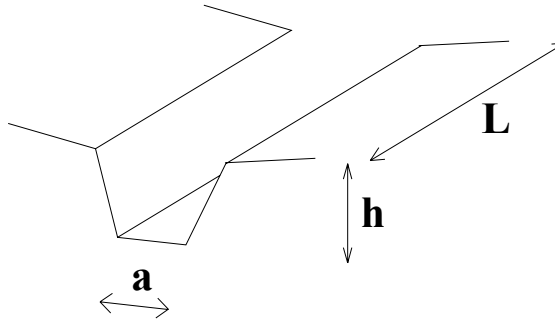
p_v = tekanan tanah vertikal akibat beban vertikal yang bekerja pada konstruksi (ton/m²)



Gambar 2.15 Tanggul

2.5.5 Kantong Lumpur

Kantong lumpur dibangun sesudah pintu pengambilan, yang berfungsi untuk mengendapkan lumpur yang masuk ke dalam saluran pengambilan.



Gambar 2.16 Kantong Lumpur

Rumus yang dipakai :

$$A = Q/W$$

Dimana :

A = luas kantong lumpur (m^3)

a = lebar kantong lumpur (m)

L = panjang kantong lumpur (m)

h = tinggi kolam lumpur (m)

Q = debit (m^3/dtk)

V = volume sedimen yang ditampung (m^3)

T = waktu pengendapan (dtk)

2.5.6 Kolam Penampungan

Perencanaan *retarding pond* ini mencakup perencanaan lantai, tanggul, saluran pembilas serta fasilitas – fasilitas lain.

Untuk perencanaan lantai dari bangunan ini didesain seperti perencanaan plat lantai pada bangunan. Plat lantai ini diletakan di atas balok. Pada perencanaan *retarding pond* ini diusahakan pula pemanfaatan daerah bantaran untuk fasilitas pusat perbelanjaan, olah raga dan tempat parkir. Hal ini mengingat bahwa daerah bantaran tersebut dimanfaatkan secara maksimal.

Letak bantaran pada posisi yang tinggi sedangkan daerah terendah difungsikan sebagai kolam pengendapan. *Retarding pond* ini dilengkapi dengan bangunan pelimpah untuk pengambilan air dan pintu pembuangan.

Perhitungan dimensi ruang kolam penampungan didasarkan pada perhitungan debit rencana yang masuk ke dalam kolam penampungan dari saluran *inflow* dan debit rencana yang akan keluar dari kolam penampungan melalui pintu pengatur air.

2.6 DAYA DUKUNG TANAH

Daya dukung (*bearing capacity*) adalah tekanan maksimal yang dapat dipikul oleh tanah tersebut tanpa terjadi keruntuhan. Jika beban di atas pondasi ditambah sedikit demi sedikit akan mengakibatkan penurunan dasar pondasi yang pada akhirnya terjadi kelongsoran. Besarnya beban yang mengakibatkan kelongsoran ini disebut beban longsor dan tekanan yang berkerja disebut daya dukung keseimbangan tanah (*ultimate bearing capacity*). Besarnya daya dukung batas terutama ditentukan oleh:

- Parameter kekuatan geser tanah yang terdiri dari kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ)
- Berat jenis tanah (γ)
- Kedalam pondasi dari permukaan tanah (Z)

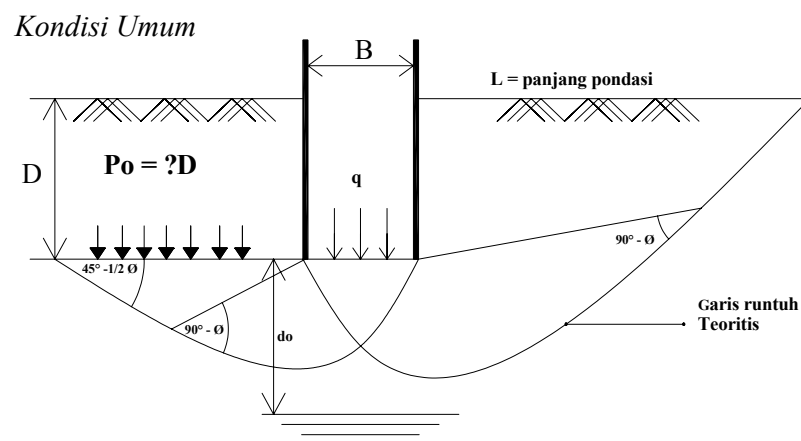
- Lebar dasar pondasi (B)

Besarnya daya dukung yang diijinkan sama dengan daya dukung batas dibagi angka keamanan, rumusnya adalah :

$$qa = \frac{q_{ult}}{FK}$$

2.6.1 Daya Dukung Tanah Pondasi Dangkal

Perhitungan daya dukung batas untuk pondasi dangkal jika dipenuhi kondisi sebagai berikut :



Gambar 2.17 Daya Dukung Tanah Pada Kondisi Umum

1. $D \leq B$
2. Tanah seragam sampai kedalaman $do \geq B$
3. Permukaan air tanah lebih rendah, sejauh $> do$ dasar pondasi
4. Beban vertikal sentris
5. Geseran dan adhesi pada sisi vertical diabaikan
6. Kondisi tanah dengan : c, γ, ϕ

a. Untuk pondasi menerus

$$q_{ult} = c.Nc + \gamma.D.Nq + \frac{B}{2} \cdot \gamma.N_{\gamma} \dots \dots \dots (2.68)$$

b. Untuk pondasi persegi

$$q_{ult} = c.Nc \left[1 + 0.3 \left(\frac{B}{L} \right) \right] + \gamma.D.Nq + 0.4 \cdot \gamma.B.N_{\gamma} \dots \dots \dots (2.69)$$

c. Untuk pondasi bulat dengan R = jari – jari pondasi

$$q_{ult} = 1.3.c.Nc + \gamma.D.Nq + 0.6 \cdot \gamma.B.N_{\gamma} \dots \dots \dots (2.70)$$

Dimana :

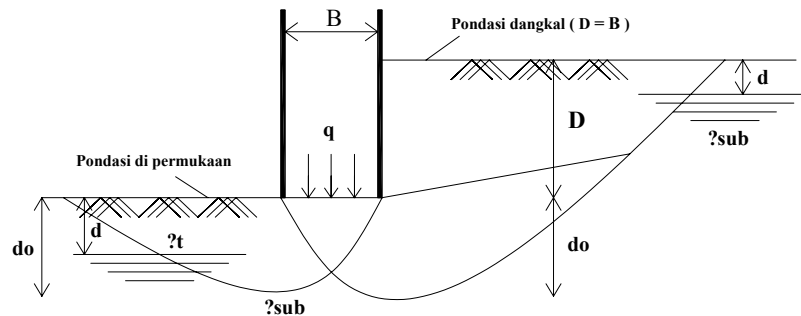
c = kohesi

γ = berat jenis tanah

Nc, Nq, N γ = faktor daya dukung Terzaghi

(dapat dilihat dari grafik daya dukung – Sunggono 1984 *Buku Teknik Sipil*)

Kondisi ada pengaruh air tanah



Gambar 2.18 Daya Dukung Tanah Pada Kondisi Ada Pengaruh Air

Kondisi yang dipenuhi :

1. Permukaan air tanah horizontal
2. Kehadiran air tanah tidak mempengaruhi tanah kohesi dengan $\phi = 0$
 - a. Untuk pondasi menerus

Jika $d \leq B$

$$q_{ult} = c.Nc + [\gamma_{sub}.D + (\gamma_T - \gamma_{sub}).d]Nq + \frac{B}{2} .\gamma_{sub}.N\gamma \dots \dots \dots (2.71)$$

Jika $D \leq d \leq (D + d_0)$

$$q_{ult} = c.Nc + \gamma_T.D.Nq + [\gamma_{sub} + F(\gamma_T - \gamma_{sub})]\frac{B}{2} .N\gamma \dots \dots \dots (2.72)$$

- b. Untuk pondasi persegi

Jika $d \leq B$

$$q_{ult} = c.Nc. \left[1 + 0.3\left(\frac{B}{L}\right) \right] + [\gamma_{sub}.D + (\gamma_T - \gamma_{sub}).d]Nq + 0,4.\gamma_{sub}.B \dots (2.73)$$

Dimana :

D = Kedalaman pondasi

B = Lebar pondasi

c = kohesi

γ = berat jenis tanah

N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung Terzaghi

(dapat dilihat dari grafik daya dukung – Sunggono .1984.*Buku Teknik Sipil*)

2.6.2 Daya Dukung Tanah Pondasi Dalam

- Untuk tiang tunggal dipakai rumus :

$$Q_{sp} = \frac{qc \times Ab}{Fb} + \frac{c + U}{fS} \dots \dots \dots (2.74)$$

- Untuk daya dukung ijin tiang pancang

$$Q_u = Q_b + Q_s \dots \dots \dots (2.75)$$

$$Q_{sp} = \frac{Q_u}{FK} \dots \dots \dots (2.76)$$

FK diambil 2.5 atau 3.0

- Untuk tiang kelompok

$$Q_{sp} = \frac{Q_{ag}}{n} \dots \dots \dots (2.77)$$

$$Q_{ag} = C_u \times N_c \times A_{bg} + C_a \times A_{sg} \dots \dots \dots (2.78)$$

(Ditjen Bina Marga, Departemen Pekerjaan Umum 1984)

2.7 KONSEP PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG PLAZA

Pemilihan jenis struktur mempunyai hubungan yang erat dengan sistem fungsional gedung. Dalam proses desain struktur perlu dicari kedekatan antara jenis struktur dengan masalah-masalah seperti arsitektural, efisiensi, *service ability*, kemudahan pelaksanaan dan juga biaya yang diperlukan. Adapun faktor yang menentukan dalam pemilihan jenis struktur sebagai berikut :

1. Aspek arsitektural

Aspek arsitektural dipertimbangkan berdasarkan kebutuhan jiwa manusia akan sesuatu yang indah. Bentuk-bentuk struktur yang direncanakan sudah semestinya mengacu pada pemenuhan kebutuhan yang dimaksud.

2. Aspek fungsional

Perencanaan struktur yang baik sangat memperhatikan fungsi daripada bangunan tersebut. Dalam kaitannya dengan penggunaan ruang, aspek fungsional sangat mempengaruhi besarnya dimensi bangunan yang direncanakan.

3. Kekuatan dan kestabilan struktur

Kekuatan dan kestabilan struktur mempunyai kaitan yang erat dengan kemampuan struktur untuk menerima beban-beban yang bekerja, baik beban vertikal maupun beban lateral, dan kestabilan struktur baik arah vertikal maupun lateral.

4. Faktor ekonomi dan kemudahan pelaksanaan

Biasanya dari suatu gedung dapat digunakan beberapa sistem struktur yang bisa digunakan, maka faktor ekonomi dan kemudahan pelaksanaan pengerjaan merupakan faktor yang mempengaruhi sistem struktur yang dipilih.

5. Faktor kemampuan struktur pada sistem layan gedung

Struktur harus mampu mendukung beban rancang secara aman tanpa kelebihan tegangan ataupun deformasi yang dalam batas yang diijinkan. Keselamatan adalah hal penting dalam perencanaan struktur gedung terutama dalam penanggulangan bahaya kebakaran, maka dilakukan usaha-usaha sebagai berikut :

- Perencanaan *outlet* yang memenuhi persyaratan
- Penggunaan material tahan api terutama untuk instalasi-instalasi penting
- Fasilitas penanggulangan api disetiap lantai
- *Warning system* terhadap api dan asap
- Pengaturan ventilasi yang memadai

6. Aspek lingkungan

Aspek lain yang ikut menentukan dalam perancangan dan pelaksanaan suatu proyek adalah aspek lingkungan. Dengan adanya

suatu proyek yang diharapkan akan memperbaiki kondisi lingkungan dan kemasyarakatan. Sebagai contoh dalam perencanaan lokasi dan denah haruslah mempertimbangkan kondisi lingkungan apakah rencana kita nantinya akan menimbulkan dampak negatif bagi lingkungan sekitar, baik secara fisik maupun kemasyarakatan, atau bahkan sebaliknya akan dapat menimbulkan dampak yang positif.

2.7.1 Spesifikasi Bahan

Spesifikasi bahan adalah material yang digunakan untuk struktur utama yang meliputi beton, baja dan tulangan. Adapun spesifikasinya adalah sebagai berikut :

1. Mutu beton ($f'c$) : 30 Mpa
2. Mutu baja ($f'y$) : Bj 37
3. Mutu tulangan (f_y) untuk tulangan sengkang : 240 Mpa
4. Mutu tulangan (f_y) untuk tulangan utama : 400 Mpa

2.7.2 Pemilihan Struktur Atas (*Upper Structure*)

Dalam perencanaan struktur atas (*Upper Structure*) gedung apartemen ini menggunakan struktur beton. Struktur ini paling banyak digunakan bila dibandingkan dengan struktur lainnya karena struktur ini lebih monolit dan mempunyai umur rencana yang cukup panjang. Struktur beton ada beberapa macam, yaitu :

- **Struktur Beton Bertulang Cor Di Tempat (*Cast in Place Reinforced Concrete Structure*)**

Struktur beton bertulang ini banyak digunakan untuk struktur bangunan tingkat menengah sampai tinggi. Struktur beton ini paling banyak digunakan dibandingkan dengan struktur lainnya.

- **Struktur Beton Pracetak (*Precast Concrete Structure*)**

Merupakan struktur beton yang dibuat dengan elemen-elemen struktural yang terbuat dari elemen pracetak. Struktur beton tersebut dapat dibuat di pabrik atau di lokasi proyek dengan disediakan area khusus untuk pembuatan beton pracetak. Umumnya digunakan pada struktur bangunan tingkat rendah sampai menengah. Kelemahan struktur ini adalah kurang monolit, sehingga ketahanannya terhadap gempa kurang baik.

- **Struktur Beton Prategang (*Prestress Concrete Structure*)**

Penggunaan sistem prategang pada elemen struktural akan berakibat kurang menguntungkan pada kemampuan berdeformasi daripada struktur dan akan mempengaruhi karakteristik respon terhadap gempa. Struktur ini digunakan pada bangunan tingkat rendah sampai tingkat menengah.

Untuk perencanaan struktur gedung plaza ini tidak menggunakan struktur beton pracetak dan beton prategang.

2.7.3 Pemilihan Struktur Bawah (*Sub Structure*)

Pemilihan jenis struktur bawah (*sub structure*) yang digunakan didasarkan kepada beberapa pertimbangan, yaitu : (Suyono, 1984)

1. Keadaan tanah pondasi
Jenis tanah, daya dukung tanah, kedalaman tanah keras, dan beberapa hal yang menyangkut keadaan tanah erat kaitannya dengan jenis pondasi yang dipilih.
2. Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya
Keadaan struktur atas sangat mempengaruhi pemilihan jenis pondasi. hal ini meliputi kondisi beban (besar beban, arah beban dan penyebaran beban) dan sifat dinamis bangunan di atasnya (statis tertentu atau tak tertentu, kekakuan dan sebagainya).
3. Batasan-batasan dilingkungan sekelilingnya
Hal ini menyangkut lokasi proyek, pekerjaan pondasi tidak boleh mengganggu atau membahayakan bangunan dan lingkungan

yang telah ada disekitarnya.

4. Waktu dan biaya pelaksanaan pekerjaan

Suatu proyek pembangunan akan sangat memperhatikan aspek waktu dan biaya pelaksanaan pekerjaan, karena hal ini sangat erat hubungannya dengan tujuan pencapaian kondisi ekonomis dalam pembangunan.

Secara umum jenis-jenis struktur bawah dibagi dua bagian, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Dalam perencanaan struktur bawah gedung plaza ini menggunakan pondasi dalam yaitu pondasi tiang pancang beton. Hal ini dikarenakan pertimbangan keadaan tanah di lokasi bangunan yang cukup dalam keberadaan tanah kerasnya.

2.8 RENCANA PEMBEBANAN

2.8.1 Beban-Beban Pada Struktur

Dalam melakukan analisis desain suatu struktur bangunan, perlu adanya gambaran yang jelas mengenai perilaku dan besar beban yang bekerja pada struktur. Hal penting yang mendasar adalah pemisahan antara beban-beban yang bersifat statis dan dinamis.

1. Beban Statis

Beban statis merupakan beban yang relatif konstan atau beban yang memiliki perubahan intensitas beban terhadap waktu berjalan lambat. Jenis-jenis beban statis menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987, adalah sebagai berikut:

1. Beban Mati (*Dead Load/ DL*)

Beban mati adalah beban yang dipikul oleh struktur sebagai akibat dari berat sendiri struktur dan akibat berat elemen-elemen struktur dan merupakan satu kesatuan.

Tabel 2.11 Beban Mati Pada Struktur

Beban Mati	Besar Beban
Beton bertulang	2400 kg / m ³
Muatan dinding batu bata	1700 kg / m ³
Dinding pasangan 1/2 Bata	250 kg / m ³
Penutup atap genteng dengan reng dan usuk	50 kg / m ²
Beban plafon + penggantung	18 kg / m ²
Beban tegel keramik/cm tebal	24 kg / m ²
Beban adukan semen/cm tebal	21 kg / m ²
Pertisi	130 kg / m ²

(Sumber : Pedoman Perencanaan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung 1987).

Tabel 2.12. Berat Sendiri Material Konstruksi dan Komponen Gedung

No	Material Konstruksi	Berat Jenis (kg/m ³)
1	Baja	7850
2	Besi tuang	7250
3	Beton	2200
4	Beton bertulang	2400
5	Kayu (nilai rata-rata berbagai jenis kayu)	1000
6	Pasangan bata merah	1700
7	Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200
8	Pasangan batu cetak	2200
9	Pasir (kering udara sampai lembab)	1600 - 1700
10	Pasir (jenuh air)	1800
11	Tanah, lempung dan lanau (kering - basah)	1700 – 2000
12	Batu alam	2600
13	Batu belah, batu bulat, batu gunung	1500
14	Batu pecah	1450

(Sumber : Pedoman Perencanaan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung 1998)

Tabel 2.13. Berat Sendiri Komponen Gedung

No	Komponen Gedung	Beban mati (kg/m ²)
1	Adukan (per cm tebal)	
	- Dari semen	21
	- Dari kapur, semen merah atau tras	17
2	Aspal (per cm tebal)	14
3	Dinding pasangan bata merah	
	- Satu batu	450
	- Setengah batu	250
4	Dinding pasangan batako	
	- Berlubang (tebal 20 cm)	200
	- Berlubang (tebal 10 cm)	120
	- Tak berlubang (tebal 15 cm)	300
	- Tak berlubang (tebal 10 cm)	200
5	Langit-langit (termasuk rusuk, tanpa penggantung)	
	- Semen asbes / eternit (tebal maks 4 mm)	11
	- Kaca (tebal 3 – 5 mm)	10
6	Lantai kayu sederhana, tanpa langit-langit	40
7	Penggantung langit – langit kayu (bentang maks 5 m)	7
8	Penutup atap genting dengan reng & usuk (per m ²)	50
9	Penutup atap sirap dengan reng & usuk (per m ²)	40
10	Penutup atap seng gelombang tanpa gording	10
11	Penutup lantai dari ubun semen / beton (per cm tebal)	24
12	Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11

(Sumber : Pedoman Perencanaan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung 1987)

2. Beban hidup (*Life Load / LL*)

Beban hidup adalah beban yang bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu yang diberikan. Beban yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan (*occupancy loads*) merupakan beban hidup. Yang termasuk ke dalam beban penggunaan adalah berat manusia, perabot, barang yang disimpan, dan sebagainya. Beban yang diakibatkan oleh salju atau air hujan, juga termasuk ke dalam beban hidup. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau, bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi kadang-kadang dapat juga berarah horisontal. Beban hidup mempunyai fluktuasi beban yang bervariasi, tergantung dan banyak faktor. Oleh karena itu, faktor beban-beban hidup lebih besar dibandingkan dengan beban mati.

Tabel 2.14. Beban Hidup Pada Lantai Bangunan

Beban Hidup Lantai Bangunan	Besar Beban
beban hidup untuk Gedung, hall	500 kg / m ²
Beban hidup untuk ruang kuliah	250 kg / m ²
Beban pada tangga dan bordes	300 kg / m ²
Beban akibat air hujan	(40 – 0.8α) kg / m ² α = sdt kemiringan atap
Beban atap yang dibebani orang	100 kg / m ²
Beban terpusat pekerja dan peralatannya	100 kg / m ²
Beban lantai dan ruang mesin	400 kg / m ²

(Sumber : Pedoman Perencanaan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung 1987)

2. Beban Dinamik

Beban dinamik adalah beban yang bekerja secara tiba-tiba pada struktur. Pada umumnya, beban ini tidak bersifat tetap (*unsteady-state*) serta mempunyai karakteristik besaran dan arah yang berubah dengan cepat. Deformasi pada struktur akibat beban dinamik ini juga akan berubah-ubah secara cepat.

a) Beban Gempa (*Earthquake Load/EQ*)

Gempa merupakan fenomena getaran yang diakibatkan oleh benturan atau gesekan lempeng tektonik (*plate tectonic*) bumi yang terjadi di daerah patahan (*fault zone*). Pada saat terjadi benturan antara lempeng-lempeng aktif tektonik bumi, akan terjadi pelepasan energi gempa yang berupa gelombang-gelombang energi yang merambat di dalam atau di permukaan bumi. Gelombang ini menyebabkan permukaan bumi dan bangunan di atasnya bergetar. Pada saat bangunan bergetar, timbul gaya-gaya pada struktur bangunan karena adanya kecenderungan massa bangunan untuk mempertahankan dirinya dan gerakan yang disebut gaya inersia. Besar gaya tersebut bergantung pada banyak faktor yaitu:

- Massa bangunan
- Pendistribusian massa bangunan
- Kekakuan struktur
- Jenis tanah
- Mekanisme redaman dan struktur
- Perilaku dan besar alami getaran itu sendiri
- Wilayah kegempaan
- Periode getar alami

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa, besarnya beban gempa yang diperhitungkan ditentukan oleh 3 hal, yaitu: oleh besarnya beban rencana, oleh tingkat daktilitas yang dimiliki struktur, dan oleh nilai faktor tahanan lebih yang terkandung di dalam struktur. Gempa Rencana adalah gempa yang peluang atau risiko terjadinya dalam periode umur rencana bangunan 50 tahun adalah 10% ($R_N = 10\%$), atau gempa yang periode ulangnya adalah 500 tahun ($T_R = 500$ tahun).

Besarnya beban Gempa Nominal yang digunakan untuk perencanaan struktur ditentukan oleh tiga hal, yaitu oleh besarnya

Gempa Rencana, oleh tingkat daktilitas yang dimiliki struktur, dan oleh nilai faktor tahanan lebih yang terkandung di dalam struktur.

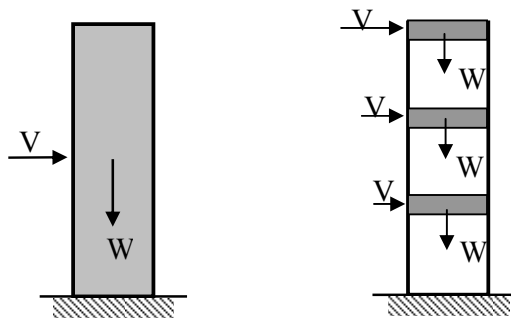
Berdasarkan pedoman gempa yang berlaku di Indonesia, yaitu *Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Rumah dan Gedung (SNI 03-1726-2002)*, besarnya beban gempa horizontal V yang bekerja pada struktur bangunan, ditentukan menurut persamaan:

$$V = \frac{C.I}{R} . W_t \dots\dots\dots (2.79)$$

Dimana

- C : Koefisien gempa, yang besarnya tergantung wilayah gempa dan waktu getar struktur . Harga C ditentukan dari Diagram Respon Spektrum, setelah terlebih dahulu dihitung waktu getar dari struktur
- I : Faktor keutamaan struktur
- R : Faktor reduksi gempa
- W_t : Kombinasi dari beban mati dan beban hidup yang direduksi

Faktor-faktor tersebut harus sudah diperhitungkan dengan tepat untuk menghasilkan perencanaan struktur gedung tahan gempa yang benar-benar baik.



Gambar 2.19. Beban Gempa Pada Struktur Bangunan

- **Faktor Keutamaan Struktur (I)**

Faktor Keutamaan adalah suatu koefisien yang diadakan untuk memperpanjang waktu ulang dari kerusakan struktur – struktur gedung yang relatif lebih utama, untuk menanamkan modal yang relatif besar pada gedung itu. Gedung tersebut diharapkan dapat berdiri jauh lebih lama dari gedung – gedung pada umumnya. Waktu ulang dari kerusakan struktur gedung akibat gempa akan diperpanjang dengan pemakaian suatu faktor keutamaan. Besarnya Faktor Keutamaan Struktur untuk beberapa jenis struktur bangunan, diperlihatkan pada **Tabel 2.15**.

Tabel 2.15. Faktor Keutamaan Struktur

Kategori gedung / bangunan	Faktor Keutamaan		
	I ₁	I ₂	I (=I ₁ *I ₂)
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran.	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan Monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

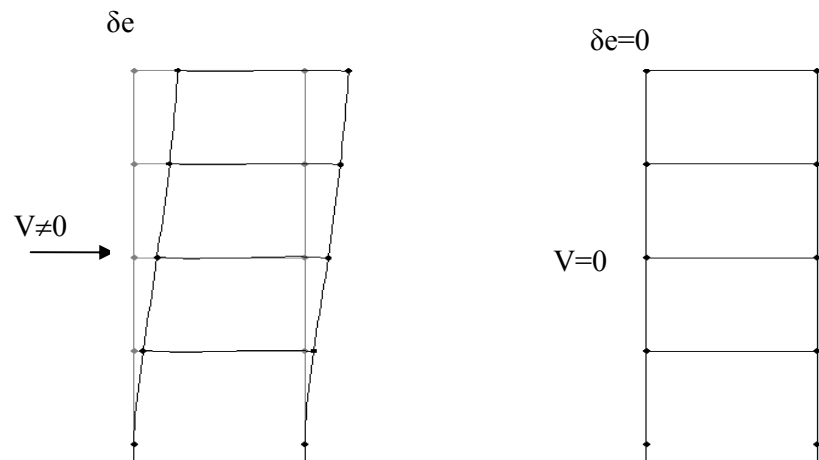
(Sumber :SNI 03 - 1726 – 2003)

- **Daktlitas Struktur**

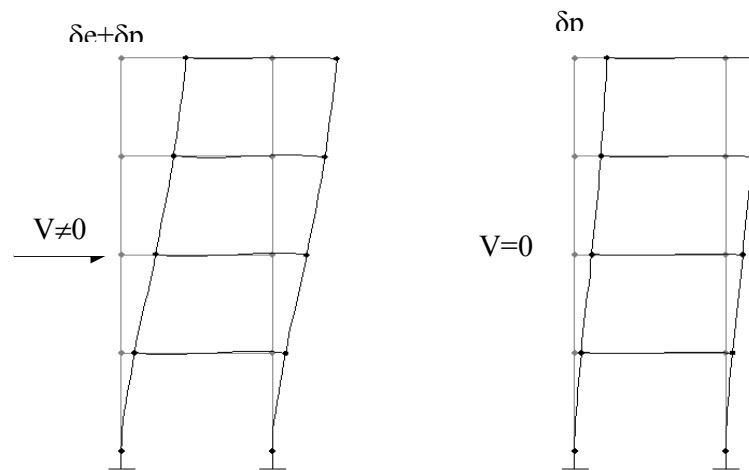
Pada struktur yang bersifat getas (*brittle*), maka jika beban yang bekerja pada struktur sedikit melampaui batas maksimum kekuatan elastisnya, maka struktur tersebut akan patah atau runtuh. Pada struktur yang daktail (*ductile*) atau liat, jika beban yang ada melampaui batas maksimum kekuatan elastisnya, maka struktur tidak akan runtuh, tetapi struktur akan mengalami deformasi plastis (inelastis). Deformasi plastis adalah deformasi yang apabila

bebannya dihilangkan, maka deformasi tersebut tidak akan hilang. Pada kondisi plastis ini struktur akan mengalami deformasi yang bersifat permanen, atau struktur tidak dapat kembali kepada bentuknya yang semula. Pada struktur yang daktail, meskipun terjadi deformasi yang permanen, tetapi struktur tidak mengalami keruntuhan.

Pada kenyataannya, jika suatu beban bekerja pada struktur, maka pada tahap awal, struktur akan berdeformasi secara elastis. Jika beban yang bekerja terus bertambah besar, maka setelah batas elastis dari bahan struktur dilampaui, struktur kemudian akan berdeformasi secara plastis (inelastis). Dengan demikian pada struktur akan terjadi deformasi elastis dan deformasi plastis, sehingga jika beban yang bekerja dihilangkan, maka hanya sebagian saja dari deformasi yang hilang (deformasi elastis = δ_e), sedangkan sebagian deformasi akan bersifat permanen (deformasi plastis = δ_p). Perilaku deformasi elastis dan plastis dari struktur diperlihatkan pada Gambar 2.20 dan Gambar 2.21



Gambar 2.20 Deformasi Elastis pada Struktur



Gambar 2.21 Deformasi Plastis (inelastis) pada Struktur

Dari uraian di atas tampak bahwa, pada struktur yang duktail, beban yang besar akibat gempa tidak akan menyebabkan keruntuhan dari struktur, lebih-lebih karena beban gempa merupakan beban dinamis yang arahnya bolak-balik. Beban gempa yang besar akan menyebabkan deformasi yang permanen dari struktur akibat rusaknya elemen-elemen dari struktur seperti balok dan kolom. Pada kondisi seperti ini, walaupun elemen-elemen struktur bangunan mengalami kerusakan, namun secara keseluruhan struktur tidak mengalami keruntuhan.

Energi gempa yang bekerja pada struktur bangunan, akan dirubah menjadi energi kinetik akibat getaran dari massa struktur, energi yang dihamburkan akibat adanya pengaruh redaman dari struktur, dan energi yang dipancarkan oleh bagian-bagian struktur yang mengalami deformasi plastis. Dengan demikian sistem struktur yang bersifat duktail dapat membatasi besarnya energi gempa yang masuk pada struktur, sehingga pengaruh gempa dapat berkurang.

Faktor daktilitas struktur (μ) adalah rasio antara simpangan maksimum (δ_m) struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan, dengan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama (δ_y), yaitu:

$$1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m$$

Jika struktur bangunan gedung berperilaku elastis penuh, maka nilai $\mu = 1,0$. Sedangkan μ_m adalah nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur bangunan. Parameter daktilitas struktur gedung diperlihatkan pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16. Parameter Daktilitas Struktur Gedung

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R
Elastis penuh	1,0	1,6
Daktil parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
5,0	8,0	
Daktil penuh	5,3	8,5

(Sumber : SNI 1726 – 2002)

*) Dimana R adalah faktor reduksi gempa.

Nilai faktor daktilitas struktur gedung μ tidak boleh diambil lebih besar dari nilai faktor daktilitas maksimum μ_m . Dalam Tabel 2.17 ditetapkan nilai μ_m berikut faktor reduksi maksimum R_m yang bersangkutan.

Tabel 2.17. Faktor daktilitas maksimum (μ_m), faktor reduksi gempa maksimum (R_m), faktor kuat lebih struktur (f_1) dari beberapa jenis sistem dan subsistem struktur bangunan gedung.

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f_1
1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing)	1. Dinding geser beton bertulang	2,7	4,5	2,8
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik	1,8	2,8	2,2
	3. Rangka bresing di mana bresingnya memikul beban gravitasi			
	a. Baja	2,8	4,4	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	1,8	2,8	2,2
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing)	1. Rangka bresing eksentris baja (RBE)	4,3	7,0	2,8
	2. Dinding geser beton bertulang	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja	3,6	5,6	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	3,6	5,6	2,2
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja	4,1	6,4	2,2
	5. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail	4,0	6,5	2,8
	6. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail penuh	3,6	6,0	2,8
7. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8	
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK)	4,0	6,5	2,8	
4. Sistem ganda (Terdiri dari : 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser	1. Dinding geser			
	a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB saja	2,6	4,2	2,8

atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi/sistem ganda)	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja			
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	2,6	4,2	2,8
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8
b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8	
5. Sistem struktur gedung kolom kantilever (Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2	2
6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Beton bertulang biasa (tidak untuk Wilayah 3, 4, 5 & 6)	3,4	5,5	2,8
7. Subsistem tunggal (Subsistem struktur bidang yang membentuk struktur gedung secara keseluruhan)	1. Rangka terbuka baja	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total)	3,3	5,5	2,8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail penuh	4,0	6,5	2,8
	5. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8

(Sumber : SNI 1726 – 2002)

- **Arah Pembebanan Gempa**

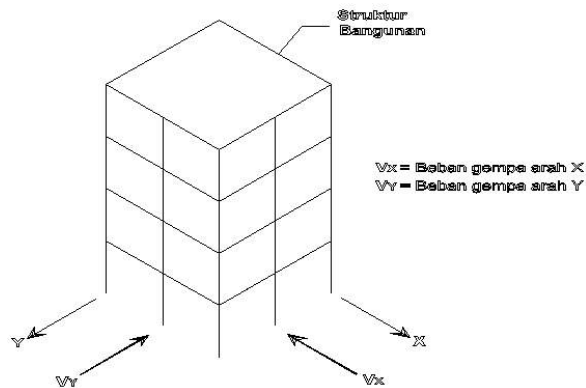
1. **Pengaruh Beban Gempa Horisontal**

Pengaruh beban gempa horisontal dapat bekerja pada masing-masing arah dari sumbu utama bangunan, atau pada kedua arah sumbu utama dari struktur bangunan secara bersamaan. Pengaruh bekerjanya beban gempa secara bersamaan pada kedua arah sumbu

utama, dapat sangat membahayakan kekuatan struktur. Oleh karena itu, agar sistem struktur tetap mampu untuk menahan beban gempa yang bekerja, maka unsur-unsur vertikal utama (kolom-kolom) dari struktur bangunan yang berfungsi untuk menahan gaya horisontal, perlu direncanakan kekuatannya terhadap pengaruh 100% dari beban gempa dalam satu arah sumbu utama bangunan, dikombinasikan dengan pengaruh 30% dari beban gempa dalam arah tegak lurus padanya. Kombinasi pembebanan yang perlu ditinjau untuk merencanakan kekuatan dari kolom-kolom struktur adalah :

Beban gravitasi $\pm 100\%$ beban gempa arah X $\pm 30\%$ beban gempa arah Y

Beban gravitasi $\pm 30\%$ beban gempa arah X $\pm 100\%$ beban gempa arah Y



Gambar 2.22. Permodelan Arah Beban Gempa pada Struktur

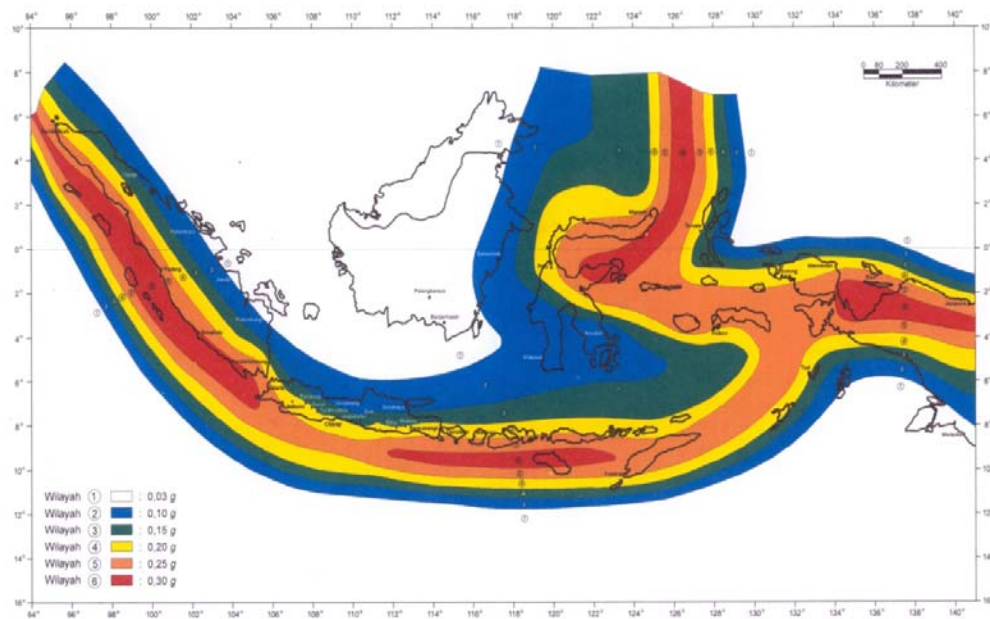
2. Pengaruh Beban Gempa Vertikal.

Gerakan tanah kearah vertikal ini ini dapat mengakibatkan pengaruh beban gempa berarah vertikal yang bekerja pada struktur bangunan. Meskipun dari beberapa pengalaman gempa menunjukkan mekanisme ini, tapi sampai saat ini respon dari struktur bangunan terhadap gerakan tersebut belum banyak diketahui. Pada umumnya,

tinjauan perencanaan struktur terhadap pengaruh beban gempa arah vertikal ini dapat diabaikan, dengan anggapan bahwa elemen-elemen dari struktur telah direncanakan berdasarkan beban gravitasi (beban mati dan beban hidup) yang arahnya vertikal ke bawah.

- **Koefisien Gempa Dasar (C)**

Salah satu faktor yang mempengaruhi besar kecilnya beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan adalah faktor wilayah gempa. Dengan demikian, besar kecilnya beban gempa, tergantung juga pada lokasi dimana struktur bangunan tersebut akan didirikan. Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 Wilayah Gempa seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.23, dimana Wilayah Gempa 1 adalah wilayah dengan kondisi kegempaan paling rendah, dan Wilayah Gempa 6 adalah wilayah dengan kegempaan paling tinggi.



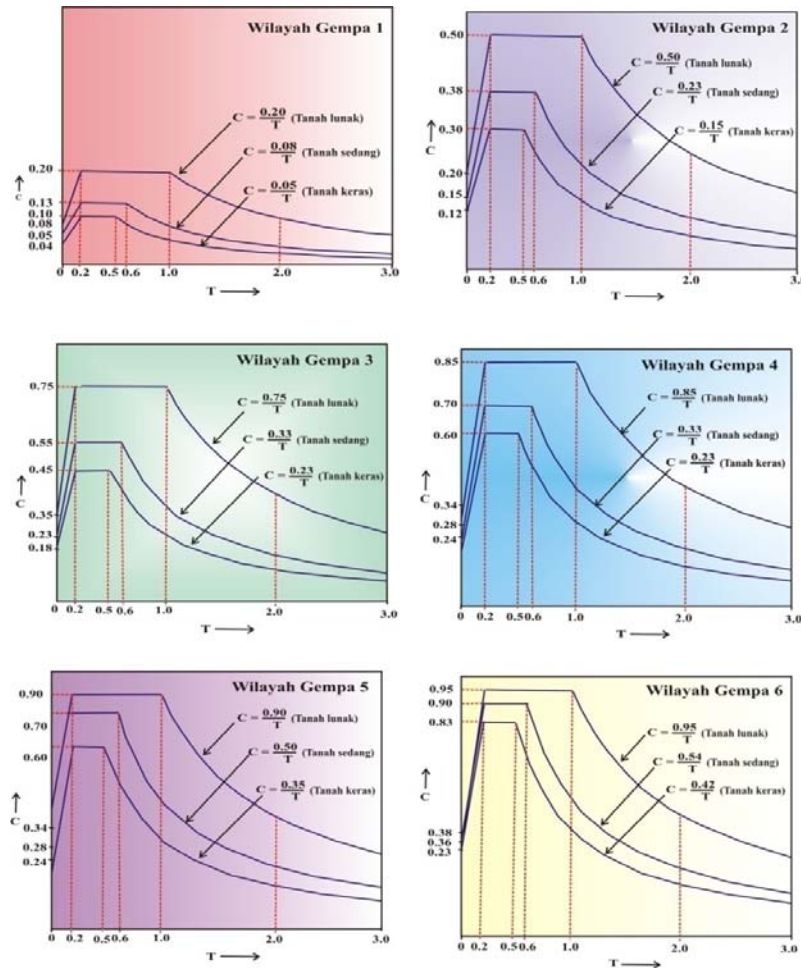
Gambar 2.23. Pembagian Daerah Gempa di Indonesia

Seperti pada Gambar 2.23. Semarang termasuk daerah gempa II. Secara umum dapat dikatakan bahwa koefisien gempa dasar C utamanya dipengaruhi oleh daerah gempa, periode getar T dan jenis tanah. Untuk menentukan pengaruh gempa rencana pada struktur gedung, yaitu berupa beban geser dasar nominal statik ekuivalen pada struktur bangunan gedung beraturan, dan gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam pertama pada struktur bangunan gedung tidak beraturan, untuk masing-masing wilayah gempa ditetapkan Spektrum Respons Gempa Rencana C-T seperti ditunjukkan dalam gambar 2.24. Dalam gambar tersebut C adalah Faktor Respons Gempa yang dinyatakan dalam percepatan gravitasi, dan T adalah waktu getar alami struktur gedung yang dinyatakan dalam detik.

Tabel 2.18. Spektrum Respons Gempa Rencana

Wilayah Gempa	Tanah Keras $T_c = 0,5$ det		Tanah Sedang $T_c = 0,6$ det.		Tanah Lunak $T_c = 1,0$ det.	
	A_m	A_r	A_m	A_r	A_m	A_r
1	0,10	0,05	0,13	0,08	0,20	0,20
2	0,30	0,15	0,38	0,23	0,50	0,50
3	0,45	0,23	0,55	0,33	0,75	0,75
4	0,60	0,30	0,70	0,42	0,85	0,85
5	0,70	0,35	0,83	0,50	0,90	0,90
6	0,83	0,42	0,90	0,54	0,95	0,95

(Sumber : SNI 1726 -2002)



Gambar 2.24. Spektrum Respon Gempa Rencana untuk Masing – Masing Wilayah Gempa

Secara umum spektrum respons adalah suatu diagram yang memberi hubungan antara percepatan respons maksimum suatu sistem satu derajat kebebasan (SDK) akibat suatu gempa masukan tertentu, sebagai fungsi dari faktor redaman dan waktu getar alami sistem SDK tersebut. Spektrum respons C-T yang ditetapkan untuk masing-masing Wilayah Gempa, adalah suatu diagram yang memberikan hubungan antara percepatan respons maksimum (Faktor Respons Gempa) C dan waktu getar alami T sistem SDK akibat gempa rencana, dimana sistem SDK tersebut dianggap memiliki rasio redaman kritis sebesar 5%.

- **Pembatasan Waktu Getar**

Untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar struktur fundamental harus dibatasi. Dalam SNI 03-1726-2002 diberikan batasan sebagai berikut :

$$T < \xi n$$

Dimana : T = waktu getar struktur fundamental

n = jumlah tingkat gedung

ξ = koefisien pembatas yang ditetapkan berdasarkan tabel 4.16

Tabel 2.19. Koefisien Pembatas Waktu Getar Struktur

Wilayah Gempa	Koefisien pembatas (ξ)
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

(Sumber : SNI 03 – 1726 – 2003)

- **Jenis Tanah**

Selanjutnya tiap-tiap daerah gempa akan mempunyai spektrum respon sendiri-sendiri, Menurut SNI Gempa 2002, ada empat jenis tanah dasar harus dibedakan dalam memilih harga C, yaitu Tanah Keras, Tanah Sedang, Tanah Lunak, dan Tanah Khusus. Definisi dari jenis Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak dapat ditentukan berdasarkan tiga kriteria, yaitu :

- *Standard penetrasi test* (N)
- Kecepatan rambat gelombang geser (Vs)
- Kekuatan geser tanah (Su)

Definisi dari jenis-jenis tanah tersebut ditentukan atas tiga (3) kriteria, yaitu V_s , N dan kekuatan geser tanah (S_u). Untuk menetapkan jenis tanah minimal tersedia 2 dari 3 kriteria, dimana kriteria yang menghasilkan jenis tanah yang lebih lunak adalah yang menentukan.

Tabel 2.20. Jenis tanah berdasarkan SNI gempa 2002

Jenis tanah	V_s (m/dt)	N	S_u (Kpa)
Keras	$V_s \geq 350$	$N \geq 50$	$S_u \geq 100$
Sedang	$175 \leq V_s < 350$	$15 \leq N < 50$	$50 \leq S_u < 100$
Lunak	$V_s < 175$	$N < 15$	$S_u < 50$
Khusus	Diperlukan evaluasi khusus ditiap lokasi		

(Sumber : SNI 03 – 2847 – 2002)

- **Periode Getar (T)**

Periode getar yang mempunyai respons struktur terhadap getaran gempa besarnya dipengaruhi oleh masa dan kekakuan struktur. Struktur yang kaku akan mempunyai periode getar yang lebih pendek dibandingkan struktur yang *flexible*.

Rumus pendekatan yang digunakan untuk menghitung waktu getar alami adalah sebagai berikut:

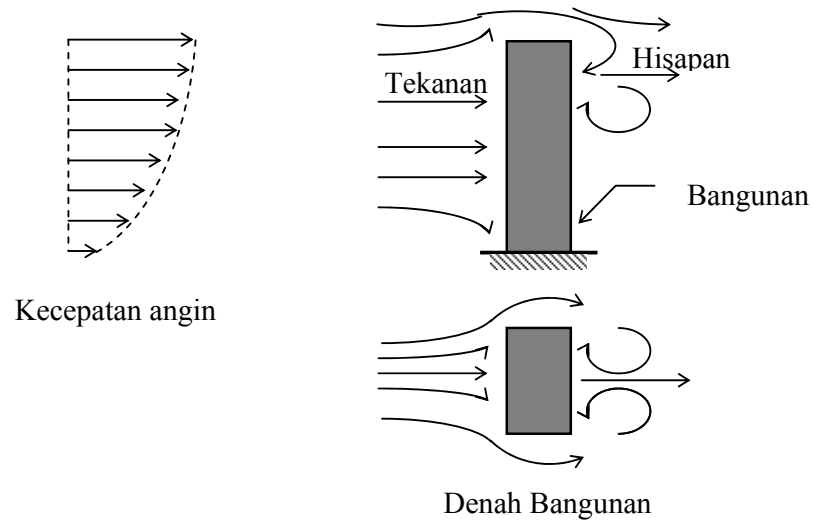
$$T_{\text{empiris}} = 0.085 H^{\frac{3}{4}} \quad \text{untuk portal baja}$$

$$T_{\text{empiris}} = 0.06 H^{\frac{3}{4}} \quad \text{untuk portal beton}$$

$$T_{\text{empiris}} = \frac{0.09H}{\sqrt{B}} \quad \text{untuk struktur lainnya}$$

Di mana: H = tinggi bangunan

B = panjang bangunan pada arah yang ditinjau



Gambar 2.25. Beban Angin Pada Struktur Bangunan

2.8.2 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan

Untuk perencanaan beton bertulang, kombinasi pembebanan ditentukan berdasarkan SKSNI T-15-1991-03 sebagai berikut

Kombinasi Pembebanan Tetap

Pada kombinasi pembebanan tetap ini, beban yang harus diperhitungkan bekerja pada struktur adalah

$$U = 1.4 D$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L$$

Kombinasi Pembebanan Sementara

Pada kombinasi pembebanan sementara ini, beban yang harus diperhitungkan bekerja pada struktur adalah :

$$U = 1.2D + 0.5L + (1/R)E_x \pm 0.3(1/R)E_y$$

$$U = 1.2D + 0.5L + 0.3(1/R)E_x \pm (1/R)E_y$$

Dimana :

U = Beban terfaktor

D = Beban mati

L = Beban hidup

Ex = Beban gempa arah X

Ey = Beban gempa arah Y

I = Faktor kekuatan struktur

R = Faktor reduksi beban gempa

2.8.3 Faktor Reduksi Kekuatan

Untuk mendapatkan kondisi paling buruk jika pada saat pelaksanaan nanti terdapat perbedaan mutu, maka digunakan Faktor reduksi kekuatan merupakan suatu bilangan yang bersifat mereduksi kekuatan bahan. Dalam SKSNI Beton 03-1726-2002 pasal 11-3 menetapkan berbagai nilai F untuk berbagai jenis besaran gaya yang didapat dan perhitungan struktur.

Tabel 2.21. Reduksi Kekuatan

Kondisi Pembebanan	Faktor Redusi
Beban lentur tanpa gaya aksial	0.80
Gaya aksial tarik, aksial tarik dengan lentur	0.80
Gaya aksial tekan, aksial tekan dengan lentur	
• Dengan tulangan Spiral	0.70
• Dengan tulangan biasa	0.65
Geser dan Torsi	0.75
Tumpuan Pada Beton	0.65

(Sumber : SNI 03 – 2847 – 2002)

2.9 PERENCANAAN STRUKTUR ATAS

Struktur atas atau *upper structure* adalah bagian dari struktur yang berfungsi menerima kombinasi pembebanan, yaitu beban mati, beban hidup, berat sendiri struktur, dan beban lainnya yang direncanakan.

Perencanaan komponen struktur beton dilakukan sedemikian rupa sehingga tidak timbul retak berlebihan pada penampang sewaktu mendukung beban kerja, dan masih mempunyai cukup keamanan serta cadangan kekuatan untuk menahan beban dan tegangan lebih lanjut tanpa mengalami runtuh. Timbulnya tegangan-tegangan lentur akibat terjadinya momen karena beban luar, dan tegangan tersebut merupakan faktor yang menentukan dalam menetapkan dimensi geometris penampang komponen struktur. Proses perencanaan selalu diawali dengan proses analisis konstruksi. Proses perencanaan dan analisis umumnya dimulai dengan memenuhi persyaratan terhadap lentur, kemudian baru segi-segi lainnya, seperti kapasitas geser, *defleksi*, retak, dan panjang penyaluran, dianalisis sehingga keseluruhannya memenuhi syarat.

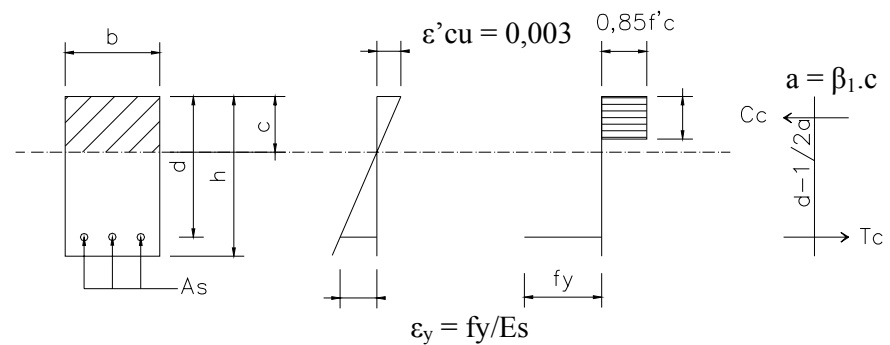
1. Perencanaan Terhadap Lentur

Metode perencanaan komponen struktur terhadap beban lentur sesuai Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI 03-1728-2002 pasal 12) digunakan asumsi sebagai berikut :

- a. Regangan pada baja dan beton berbanding lurus dengan jaraknya dari sumbu netral, kecuali untuk komponen struktur lentur tinggi dengan rasio tinggi total terhadap bentang bersih yang lebih besar dari $2/5$ untuk bentang menerus dan lebih besar dari $4/5$ untuk bentang sederhana, harus digunakan distribusi regangan non-linier.
- b. Regangan maksimum yang dapat dimanfaatkan pada serat tekan beton terluar harus diambil sama dengan 0,003.
- c. Tegangan pada tulangan yang nilainya lebih kecil daripada kuat leleh f_y harus diambil sebesar E_s dikalikan regangan baja. Untuk regangan yang nilainya lebih besar dari regangan leleh yang

berhubungan dengan f_y , tegangan pada tulangan harus diambil sama dengan f_y .

- d. Kuat tarik beton diabaikan, seluruh gaya tarik dipikul oleh tulangan baja yang tertarik.
- e. Distribusi tegangan tekan beton dapat dinyatakan sebagai persegi ekuivalen dan memenuhi ketentuan:
 - Tegangan beton sebesar $0,85f'_c$ diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak $a = \beta_1 c$ dari serat dengan regangan tekan maksimum.
 - Jarak c dari serat dengan regangan maksimum ke sumbu netral harus diukur dalam arah tegak lurus terhadap sumbu tersebut.
 - Faktor β_1 nilainya sebesar 0,85 untuk mutu beton f'_c hingga 30 MPa. Sedangkan di atas 30 MPa, β_1 harus direduksi sebesar 0,05 untuk setiap kelebihan 7 MPa di atas 30 MPa, tetapi β_1 tidak boleh diambil kurang dari 0,65.



Gambar 2.26. Penampang, diagram regangan dan tegangan dalam keadaan seimbang (*balance*)

Dari gambar didapat :

$$C_c = 0,85 f'_c a b$$

$$T_s = A_s f_y$$

Dengan keseimbangan $\Sigma H = 0$, maka : $C_c = T_s$

$$\text{Diperoleh } a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{\rho f_y d}{0,85 f'_c}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \text{persentase tulangan baja}$$

Dari keadaan balanced

$$\frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} d$$

$$\frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \frac{f_y}{E_s}} d$$

$$c = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{200000}} d \times \frac{200000}{200000}$$

$$c = \frac{600}{600 + f_y} d$$

Diperoleh,

$$\begin{aligned} a &= \beta_1 c \\ &= \beta_1 \frac{600}{600 + f_y} d \end{aligned}$$

Dengan keseimbangan $\Sigma M = 0$, maka :

$$M = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) = T_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M = 0,85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) = f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Mengetahui dimensi, kualitas bahan, dan jumlah tulangan yang terpasang, kekuatan nominal kapasitas penampang M_n dapat dicari dari kesetimbangan momen :

$$M_n = f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Pada setiap penampang dari suatu komponen struktur lentur, luas tulangan tidak boleh kurang dari:

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} b d$$

Dan tidak lebih kecil dari:

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{f_y} b d$$

Dimana:

A_s = luas tulangan utama

f_c' = tegangan nominal dari beton

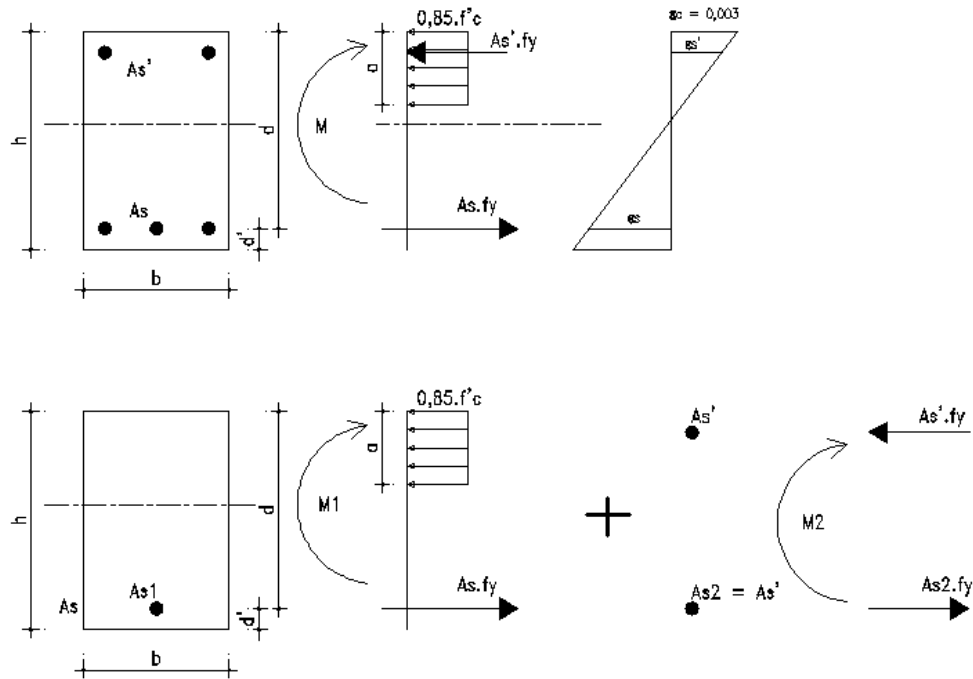
f_y = tegangan leleh dari baja

b = lebar penampang

d = tinggi efektif penampang

Adanya tulangan tekan A_s' dapat menambah kemampuan kapasitas penampang terhadap momen lentur karena A_s bisa ditambah asalkan ρ' tidak boleh melebihi dari 0,5 ρ_b (SNI 03-1728-2002 pasal 10.4.3).

Perhitungan dipecah seperti berikut :



Gambar 2.27. Penampang, diagram regangan dan tegangan tulangan *double*

$$M = M_1 + M_2$$

$$As = As_1 + As_2$$

Dimana,

M_1 = momen yang ditahan penampang persegi tulangan single (As_1)

M_2 = momen yang ditahan tulangan tekan (As') dan tambahan tulangan tarik (As_2)

Sebagai alternatif, untuk komponen struktur yang besar dan masif, luas tulangan yang diperlukan pada setiap penampang, positif atau negatif, paling sedikit harus sepertiga lebih besar yang diperlukan berdasarkan analisis.

2. Perencanaan Terhadap Geser dan Puntir

Metode perencanaan komponen struktur terhadap geser dan puntir sesuai Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI 03-1728-2002 pasal 13).

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada:

$$V_u \leq \Phi V_n$$

Dengan V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n adalah kuat geser nominal yang dihitung dari:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

V_s = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser

Kuat geser V_c yang disumbangkan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang dapat dihitung dengan persamaan berikut ;

1. Untuk komponen struktur yang hanya dibebani oleh geser dan lentur,

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b d \dots\dots\dots (2.81)$$

2. Untuk komponen struktur yang dibebani tekan aksial,

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) b d \dots\dots\dots (2.82)$$

$$V_c \leq 0,3\sqrt{f_c'} b d \sqrt{1 + \frac{N_u}{14A_g}} \dots\dots\dots (2.83)$$

Dimana:

V_c = kuat geser beton

f_c' = tegangan nominal dari beton

N_u = beban aksial

b = lebar penampang

d = tinggi efektif penampang

A_g = luas bruto penampang

Bila pada komponen struktur beton bertulang (prategang maupun non-prategang) bekerja gaya geser terfaktor V_u yang lebih besar dari setengah kuat geser yang disumbangkan oleh beton ΦV_c , maka harus selalu dipasang tulangan geser minimum. Tulangan geser minimum dapat dihitung menggunakan persamaan :

$$A_v = \frac{75\sqrt{f_c'} b \times s}{1200 f_y} \dots\dots\dots (2.84)$$

$$A_v \geq \frac{1}{3} \frac{b \times s}{f_y} \dots\dots\dots (2.85)$$

Dimana:

A_v = luas tulangan geser

f_c' = tegangan nominal dari beton

f_y = tegangan leleh dari baja

b = lebar penampang

s = jarak antara tulangan geser

Perencanaan tulangan geser harus memperhatikan kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser dalam menahan beban. Bila digunakan tulangan geser yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur, maka perencanaan tulangan geser dapat dihitung menggunakan persamaan:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots\dots\dots (2.86)$$

$$V_s \leq \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b d \dots\dots\dots (2.87)$$

$$V_s = V_u - V_c \dots\dots\dots (2.88)$$

Dimana:

V_s = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser

A_v = luas tulangan geser

f_c' = tegangan nominal dari beton

- fy = tegangan leleh dari baja
- b = lebar penampang
- s = jarak antara tulangan geser
- d = tinggi efektif penampang

Tulangan puntir (*torsional reinforcing*) merupakan tulangan yang ikut mendukung beban akibat puntir (torsi). Pengaruh puntir dapat diabaikan bila nilai momen puntir terfaktor T_u besarnya kurang daripada besar torsi yang disumbang penampang T_c . Nilai T_c dapat dihitung melalui persamaan berikut :

- a. Untuk komponen struktur non-prategang

$$\frac{\phi\sqrt{f_c'}}{3} \left[\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right] \dots\dots\dots (2.89)$$

- b. Untuk komponen struktur non-prategang yang dibebani gaya tarik atau tekan aksial.

$$\frac{\phi\sqrt{f_c'}}{3} \left[\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right] \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g\sqrt{f_c'}}} \dots\dots\dots (2.90)$$

Dimana:

- A_{cp} = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton
- P_{cp} = keliling luar penampang beton

Dimensi penampang melintang harus memenuhi ketentuan berikut :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b*d}\right)^2 + \left(\frac{T_u * Ph}{1,7 * A_o h^2}\right)^2} \leq \phi * \left(\frac{V_c}{b*d} + \frac{2 * \sqrt{f_c'}}{3}\right) \dots\dots (2.91)$$

Tulangan yang dibutuhkan untuk menahan puntir harus ditentukan dari:

$$\phi T_n \geq T_u \dots\dots\dots (2.92)$$

- $T_n = T_c + T_s$
- $T_s = T_u - T_c$

Dengan T_u adalah momen puntir terfaktor pada penampang yang ditinjau dan T_n adalah kuat momen puntir nominal penampang. Tulangan sengkang untuk puntir harus direncanakan berdasarkan persamaan berikut:

$$T_s = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s} \cot \theta \dots\dots\dots (2.93)$$

Dimana:

T_s = kuat momen puntir nominal yang disumbangkan oleh sengkang

A_o = luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser

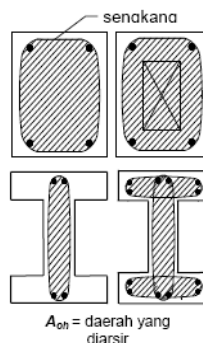
A_t = luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak

f_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi

s = jarak tulangan geser atau puntir dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal

Dengan A_o dapat diambil sebesar $0.85 A_{oh}$. Nilai θ boleh diambil sebesar:

- a) $37,5^\circ$ untuk komponen struktur prategang dengan gaya prategang efektif tidak kurang daripada 40 % kuat tarik tulangan longitudinal.
- b) 45° untuk komponen struktur non prategang atau komponen struktur prategang dengan nilai prategang yang besarnya kurang daripada yang telah disebutkan di atas.



Gambar 2.28 Defiisi A_{oh}

Tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk menahan puntir tidak boleh kurang daripada:

$$A_t = \frac{A_t}{s} p_h \left[\frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right] \cot^2 \theta \dots\dots\dots (2.94)$$

Dimana:

p_h = keliling dari garis pusat tulangan sengkang torsi terluar

f_{yv} = kuat leleh tulangan torsi untuk sengkang

f_{yt} = kuat leleh tulangan torsi longitudinal

Luas minimum tulangan puntir harus disediakan pada daerah dimana momen puntir terfaktor T_u melebihi nilai yang disyaratkan. Luas minimum tulangan sengkang tertutup dapat dihitung dengan ketentuan:

$$A_v + 2A_t = \frac{75\sqrt{f_c'} b s}{1200 f_{yv}} \dots\dots\dots (2.95)$$

$$A_v + 2A_t \geq \frac{1 b \times s}{3 f_{yv}} \dots\dots\dots (2.96)$$

Dimana:

A_v = luas tulangan sengkang akibat geser

A_t = luas tulangan sengkang akibat torsi

2.10 PERENCANAAN PLAT

Pelat beton bertulang adalah pelat datar yang ditopang oleh balok, dinding, atau kolom atau oleh tanah. Jika pelat tersebut hanya ditopang pada kedua sisi yang saling berhadapan, pelat tersebut disebut pelat satu-arah karena lentur hanya terjadi pada satu arah saja yaitu pada arah tegak lurus sisi perletakan. Jika pelat ditopang oleh balok pada keempat sisinya, pelat disebut pelat dua-arah karena lenturan terjadi pada kedua arah tersebut. Bila pelat yang ditopang pada keempat sisinya tetapi sisi yang lebih panjang memiliki panjang dua kali atau lebih daripada sisi pelat yang pendek, maka pelat tersebut akan bekerja seperti pelat satu arah dan dapat

diasumsikan sebagai sebuah balok persegi dengan perbandingan lebar dan tinggi yang besar.

Ketebalan yang diperlukan oleh sebuah pelat satu arah tertentu, tergantung pada persyaratan lentur, lendutan, dan geser. Peraturan SNI 03-1728-2002 memberikan batasan ketebalan tertentu untuk batang lentur beton dimana lendutan tidak diperhitungkan.

Tabel 2.22. Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung

Komponen struktur	Tebal minimum, <i>h</i>			
	Dua tumpuan sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan partisi atau konstruksi lain yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu arah	ℓ/20	ℓ/24	ℓ/28	ℓ/10
Balok atau pelat rusak satu arah	ℓ/16	ℓ/18,5	ℓ/21	ℓ/8
<p>CATATAN</p> <p>Panjang bentang dalam mm.</p> <p>Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal ($w_c = 2\ 400\ \text{kg/m}^3$) dan tulangan BJTD 40. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut:</p> <p>(a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis di antara $1\ 500\ \text{kg/m}^3$ sampai $2\ 000\ \text{kg/m}^3$, nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,000\ 3\ w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09, dimana w_c adalah berat jenis dalam kg/m^3.</p> <p>(b) Untuk f_y selain 400 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.</p>				

(Sumber : SNI 03-1728-2002)

Tebal minimum pelat dengan balok yang membentang antara tumpuan-tumpuan pada semua sisinya atau pelat dua arah harus memenuhi ketentuan SNI 03-1728-2002 Pasal 11.5.(3(3)) yaitu ;

$$h_{\min} \leq \frac{L_n * \left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\beta} ; \text{tidak boleh kurang dari } 90\ \text{mm}$$

dimana :

L_n = panjang sisi terpanjang

f_y = kuat leleh tulangan

β = rasio bentang bersih arah memanjang terhadap arah memendek

Ketika beton mengeras, beton akan mengalami susut. Selanjutnya, terjadi perubahan temperature yang menyebabkan beton mengalami ekspansi dan kontraksi. Ketika proses pendinginan terjadi, pengaruh susut dan pemendekan karena proses pendinginan terjadi bersamaan. Peraturan SNI 03-1728-2002 menyatakan bahwa tulangan susut dan temperatur harus disediakan pada arah tegak lurus terhadap tulangan utama untuk pelat satu-arah (untuk pelat dua-arah, tulangan ini disediakan pada kedua arah untuk lentur).

Tabel 2.23. Rasio minimum tulangan susut dan temperature untuk pelat

a) Pelat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu 300	0,002 0
b) Pelat yang menggunakan batang tulangan ulir atau jaring kawat las (polos atau ulir) mutu 400	0,001 8
c) Pelat yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 400 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35%	$0,001 8 \times 400/f_y$

(Sumber : SNI 03-1728-2002)

2.11 PERENCANAAN BALOK

Dalam proses perencanaan balok penampang persegi terlentur untuk f_y dan f_c tertentu, yang harus ditetapkan lebih lanjut adalah dimensi lebar balok, tinggi balok dan luasan penampang tulangan. Untuk tiga besaran tersebut didapatkanlah banyak sekali kemungkinan kombinasi antara ketiganya yang dapat memenuhi kebutuhan kuat momen untuk penggunaan tertentu, tapi diperlukan modifikasi-modifikasi tertentu agar diperoleh penampang yang lebih ekonomis.

Sebuah balok yang memiliki perbandingan tulangan yang seimbang adalah balok yang tulangan tariknya secara teoritis akan mulai meleleh dan beton tekannya mencapai regangan ultimat pada

tingkat beban yang persis sama. Jika balok memiliki lebih sedikit tulangan daripada yang diperlukan untuk suatu perbandingan seimbang, balok itu disebut *underreinforced*, jika jumlah tulangnya lebih banyak maka balok disebut *overreinforced*. Kondisi *overreinforced* harus dihindari sebisa mungkin karena menyebabkan keruntuhan terjadi secara tiba-tiba tanpa peringatan. Agar suatu desain balok tetap *underreinforced* maka persentase tulangan tarik yang digunakan pada balok dibatasi,

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b \dots\dots\dots (2.97)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (2.98)$$

$$\rho_{\max} = \frac{0,85 \beta f'c}{f_y} \left(\frac{450}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (2.99)$$

Besarnya Nilai β_1 adalah ;

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } f'_c \leq 30 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f'_c - 30) \text{ atau minimal } \beta_1 = 0,65 \text{ untuk } f'_c > 30$$

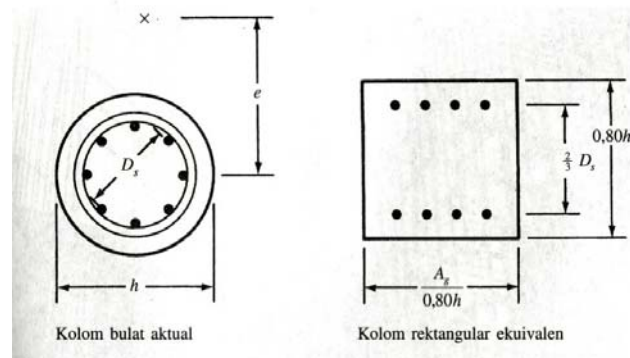
MPa

Perhitungan penulangan balok struktur beton menggunakan program SAP 2000. Prosedur desain elemen-elemen balok dari struktur dengan SAP 2000 terdiri dua tahap sebagai berikut:

- Desain tulangan pokok untuk menahan momen lentur
- Desain tulangan geser (sengkang) untuk menahan gaya geser

2.12 PERENCANAAN KOLOM

Kolom adalah suatu elemen tekan dan merupakan struktur utama dari bangunan yang berfungsi untuk memikul beban vertikal, walaupun kolom tidak harus selalu berarah vertikal. Pada umumnya kolom tidak mengalami lentur secara langsung.



Gambar 2.29. Jenis – jenis Kolom Beton Bertulang

Kolom beton secara garis besar dibagi dalam tiga kategori berikut:

- a. Blok tekan pendek atau pedestal.

Jika ketinggian dari kolom tekan tegak kurang dari tiga kali dimensi pedestal terkecil, kolom tersebut dianggap sebagai pedestal.

- b. Kolom pendek.

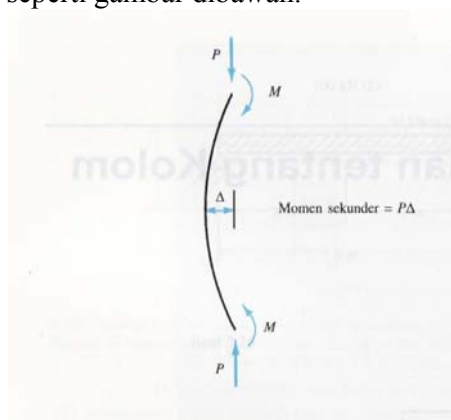
Jika kegagalan kolom diawali dengan keruntuhan material, kolom tersebut diklasifikasikan sebagai kolom pendek. Kolom pendek diasumsikan sebagai kolom kokoh dengan fleksibilitas kecil. Kekuatan kolom pendek sangat bergantung kepada luas penampang dan kekuatan material.

- c. Kolom panjang atau langsing.

Kolom diklasifikasikan sebagai kolom panjang jika kegagalannya diakibatkan oleh ketidakstabilan, bukan karena kekuatan material. Ketidakstabilan terjadi akibat adanya potensi menekuk pada kolom panjang, sehingga kapasitas kolom dalam memikul beban

menjadi lebih kecil. Pada kolom panjang, perbandingan dimensi antara arah memanjang dengan dimensi arah melintang sangat besar.

Jika suatu kolom menerima momen utama (momen yang disebabkan oleh beban kerja, rotasi titik, dan lain – lain), sumbu kolom akan berdefleksi secara lateral, akibatnya pada kolom akan bekerja momen tambahan sama dengan beban kolom dikalikan defleksi lateral. Momen ini dinamakan momen sekunder atau momen $P\Delta$, seperti yang diilustrasikan seperti gambar dibawah.



Gambar 2.30. Momen Sekunder yang Terjadi pada Kolom

Kolom dengan momen sekunder yang besar disebut kolom langsing, dan perlu untuk mendimensi penampangnya dengan penjumlahan momen primer dan momen sekunder. Kolom dapat didesain dengan menggunakan kolom pendek jika pengaruh momen sekunder tidak mengurangi kekuatan lebih dari 5%.

Berdasarkan Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI Beton 2002), kuat tekan rencana (ΦP_n) dari komponen struktur tekan tidak boleh diambil lebih besar dari ketentuan berikut :

1. Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan spiral atau komponen struktural tekan komposit :

$$\phi P_n(\max) = 0,85\phi[0,85 \times f_c'(A_g - A_s) + f_y \times A_s] \dots\dots\dots (2.100)$$

2. Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan pengikat

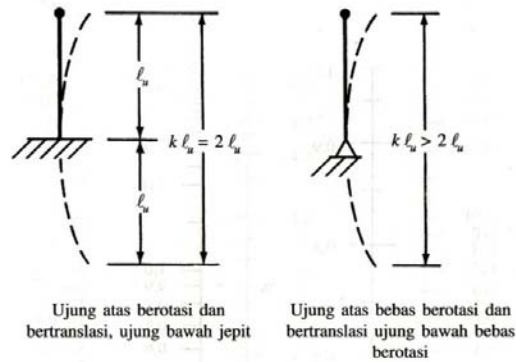
$$\phi P_n(\max) = 0,80\phi[0,85 \times f_c'(A_g - A_s) + f_y \times A_s] \dots\dots\dots (2.101)$$

Kolom panjang atau langsing merupakan salah satu elemen yang perlu diperhatikan. Proses perhitungannya didasari oleh konsep perbesaran momen. Momen dihitung dengan analisis rangka biasa dan dikalikan oleh faktor perbesaran momen yang berfungsi sebagai beban tekuk kritis pada kolom.

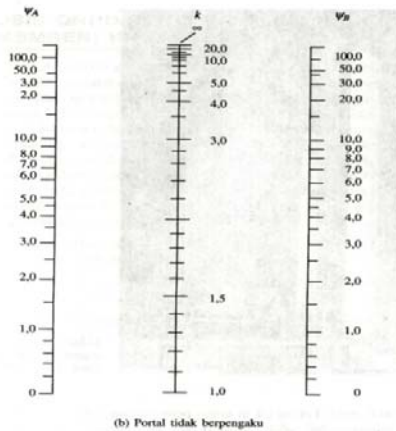
Parameter yang berpengaruh dalam perencanaan kolom beton bertulang panjang adalah :

- a. Panjang bebas (L_u) dari sebuah elemen tekan harus diambil sama dengan jarak bersih antara pelat lantai, balok, atau komponen lain yang mampu memberikan tahanan lateral dalam arah yang ditinjau. Bila terdapat kepala kolom atau perbesaran balok, maka panjang bebas harus diukur terhadap posisi terbawah dari kepala kolom atau perbesaran balok dalam bidang yang ditinjau.
- b. Panjang efektif (L_e) adalah jarak antara momen – momen nol dalam kolom. Prosedur perhitungan yang digunakan untuk menentukan panjang efektif dapat menggunakan kurva alinyemen.

Untuk menggunakan kurva alinyemen dalam kolom, faktor Ψ dihitung pada setiap ujung kolom. Faktor Ψ pada satu ujung kolom sama dengan jumlah kekakuan $[\Sigma(EI/l)]$ kolom yang bertemu pada titik tersebut, termasuk kolom yang ditinjau, dibagi dengan jumlah semua kekakuan balok yang bertemu pada titik tersebut. Satu dari dua nilai Ψ disebut Ψ_A , yang lain disebut Ψ_B . Setelah nilai ini dihitung, faktor panjang efektif k didapat dengan menempatkan mistar antara Ψ_A dan Ψ_B . Titik perpotongan antara mistar dengan nomograf tengah adalah k .



Gambar 2.31 Panjang Efektif untuk Portal Bergoyang



Gambar 2.32. Kurva Alinyemen untuk Portal Bergoyang

Selain itu, nilai k untuk portal bergoyang juga dapat dihitung melalui persamaan:

$$\text{Jika } \psi_m < 2 \quad k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m}$$

$$\text{Jika } \psi_m \geq 2 \quad k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m}$$

Dengan ψ_m merupakan rata – rata dari ψ_A dan ψ_B .

- c. Untuk pembahasan kolom ini, perlu dibedakan antara portal tidak bergoyang dan portal bergoyang. Suatu struktur dapat dianggap rangka portal bergoyang jika nilai indeks stabilitas (Q) $> 0,05$.

$$Q = \frac{\sum Pu \times \Delta o}{Vu \times Lc} \dots\dots\dots (2.102)$$

Dimana :

Pu = Beban Vertikal

Vu = Gaya geser lantai total pada tingkat yang ditinjau

Δo = Simpangan relatif antar tingkat orde pertama

Lc = Panjang efektif elemen kolom yang tertekan

- d. Untuk komponen tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan samping, pengaruh kelangsingan boleh diabaikan apabila

$$\frac{k \times Lu}{r} < 22 \dots\dots\dots (2.103)$$

- e. Jari-jari girasi (r) boleh diambil sama dengan 0,3 kali dimensi total dalam arah stabilitas yang di tinjau untuk komponen struktur tekan persegi, dan sama dengan 0,25 kali diameter untuk komponen struktur bulat. Untuk bentuk penampang lainnya, r dapat dihitung dengan rumus :

$$r = \sqrt{(I / A)} \dots\dots\dots (2.104)$$

- f. Properti yang digunakan untuk menghitung pembesaran momen yang nantinya akan dikalikan dengan momen kolom, diantaranya adalah:

- a) Modulus elastisitas ditentukan dari rumus berikut:

$$E_c = w_c^{1,5} 0,043 \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (2.105)$$

Untuk w_c antara 1500 kg/m^3 dan 2500 kg/m^3 atau $4700 \sqrt{f_c'}$ untuk beban normal.

- b) Momen inersia dengan I_g = momen inersia penampang bruto terhadap sumbu pusat dengan mengabaikan penulangan :

Tabel 2.24. Momen Inersia

Nama Elemen	Momen Inersia
Balok	0.35 I _g
Kolom	0.70 I _g
Dinding tidak retak	0.70 I _g
Dinding Retak	0.35 I _g
Pelat lantai dan lantai dasar	0.25 I _g

(Sumber : SNI 03-1728-2002)

Nilai momen inersia tersebut harus dibagi dengan (1+β_d)

β_d merupakan rasio beban aksial tetap terfaktor maksimum terhadap beban aksial terfaktor maksimum.

Dalam portal bergoyang untuk setiap kombinasi pembebanan perlu menentukan beban mana yang menyebabkan goyangan cukup berarti (kemungkinan beban lateral) dan mana yang tidak. Momen ujung terfaktor yang menyebabkan goyangan dinamakan M_{1s} dan M_{2s}, dan keduanya harus diperbesar karena pengaruh PΔ.

Momen ujung lain yang tidak menyebabkan goyang cukup berarti adalah M_{1ns} dan M_{2ns}. Momen ini ditentukan dari analisis orde pertama dan tidak perlu diperbesar. Pembesaran momen δ_sM_s dapat ditentukan dengan rumus berikut

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq M_s \dots\dots\dots (2.106)$$

Dimana:

P_u = beban vertikal dalam lantai yang ditinjau

P_c = beban tekuk Euler untuk semua kolom penahan goyangan

dalam lantai tersebut, dicari dengan rumus $P_c = \frac{\pi EI}{(kl_u)^2}$

Sehingga momen desain yang digunakan harus dihitung dengan rumus:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

Kadang – kadang titik momen maksimum dalam kolom langsing dengan beban aksial tinggi akan berada di ujung – ujungnya, sehingga momen maksimum akan terjadi pada suatu titik di antara ujung kolom dan akan melampaui momen ujung maksimum lebih dari 5%. Hal ini terjadi bila :

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}} \dots\dots\dots (2.107)$$

Untuk kasus ini, momen desain ditentukan dengan rumus berikut:

$$M_c = \delta_{ns} (M_{2ns} + \delta_s M_{2s}) \dots\dots\dots (2.108)$$

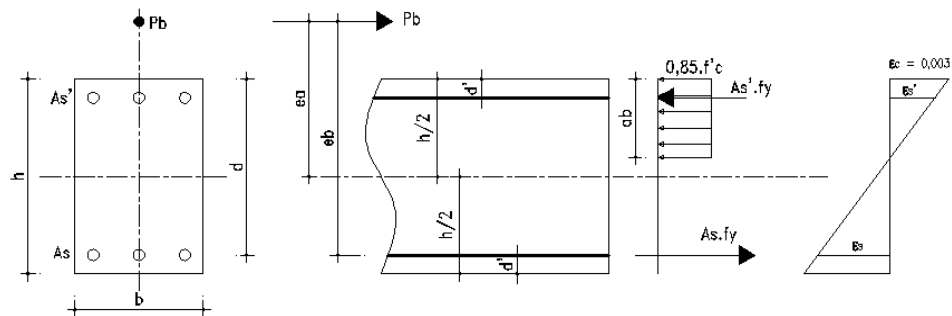
Selain itu, portal bergoyang mungkin saja menjadi tidak stabil akibat beban gravitasi, sehingga harus dilakukan kontrol terhadap ketidakstabilan beban gravitasi. Portal menjadi tidak stabil akibat gravitasi apabila $\delta_s > 2.5$, sehingga portal harus diperkaku.

Desain kolom langsing sangat rumit dibandingkan dengan kolom pendek. Akibatnya akan bijaksana untuk mempertimbangkan penggunaan dimensi minimum sehingga tidak ada kolom yang langsing. Dengan cara ini kolom langsing hampir dapat dihindari sama sekali dalam bangunan berbentuk rata–rata. Misal, jika kita memiliki portal bergoyang, dan diasumsikan $k = 1.2$, perlu dipertahankan agar l_u/h sama dengan 6 atau lebih kecil. Jadi untuk kolom dengan tinggi bersih 10 ft, perlu menggunakan h minimum sekitar $10 \text{ ft}/6 = 1.67 \text{ ft} = 20 \text{ inchi}$ dalam arah lentur untuk menghindari kolom langsing.

Penulangan dalam kolom juga merupakan salah satu faktor yang ikut membantu komponen beton dalam mendukung beban yang diterima.

Suatu penampang yang mengalami tekan axial P dengan eksentrisitas e_a adalah sama dengan suatu penampang yang mengalami gaya tekan aksial sentris P dan momen lentur $P \cdot e_a$.

Pada penampang persegi dalam keadaan balanced dan untuk tulangan simetris $A_s = A_s'$ berlaku,



Gambar 2.33. Penampang Persegi Tertekan Eksentris, Keadaan Balance

$$P_b = 0,85 f'c a_b b + T_s' + T_s \dots \dots \dots (2.109)$$

$$a_b = \beta_1 c$$

$$= \beta_1 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \frac{f_y}{E_s}} d$$

$$= \beta_1 \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{200000}} d \times \frac{200000}{200000}$$

$$= \beta_1 \frac{600}{600 + f_y} d$$

$$M_b = P_b e_b \text{ (terhadap tulangan tarik)}$$

$$e_b = M_b/P_b$$

$$M_b = (0,85 f'c a_b b) (d-d/2) + A_s' f_y (d-d')$$

$$P_b e_b = (0,85 f'c a_b b) (d-a_b/2) + A_s' f_y (d-d')$$

$$A_s = A_s' = \frac{(P_b e_b) - (0,85 f'c a_b b) \left(d - \frac{a_b}{2} \right)}{f_y (d - d')}$$

Tinjauan penampang dalam keadaan balance terhadap beban axial P terfaktor (P_n),

$$P_n e = (0,85 f'c a_b b) (d-a_b/2) + A_s' f_y (d-d') \dots\dots\dots (2.110)$$

$$A_s = A_s' = \frac{(P_n e) - (0,85 f'c a_b b) \left(d - \frac{a_b}{2} \right)}{f_y (d - d')} \dots\dots\dots (2.111)$$

Dimana $e = e_a + h/2 - d'$

$$e_a = M_n/P_n \quad e_a > e_{min} = 15 + 0,03h$$

$$P_n = P_u/\phi = P/0,8$$

$$M_n = M_u/\phi = M/0,65$$

Untuk perhitungan luas tulangan pada penampang kolom, ditinjau terlebih dahulu keadaan penampang,

- Jika eksentrisitas besar maka penampang lebih banyak yang tertarik $e > e_b$ maka $a < a_b$

digunakan rumus $A_s = A_s' = P_n \left[\frac{e - d - \frac{P}{2 * 0,85 f'c b}}{f_y (d - d')} \right] \dots\dots\dots (2.112)$

- Jika eksentrisitas kecil maka penampang lebih banyak yang tertekan

$e < e_b$ maka $a > a_b$

digunakan rumus :

$$A_s = A_s' = \frac{(P_n e) - (0,85 f'c a_b b) \left(d - \frac{a_b}{2} \right)}{f_y (d - d')} \dots\dots\dots (2.113)$$

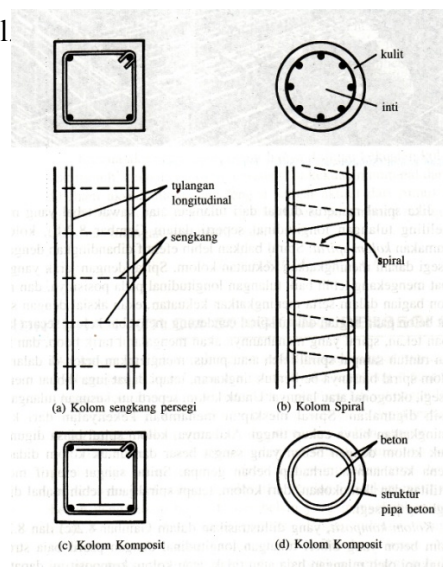
jika $A_s = A_s' =$ negatif maka digunakan keadaan tekan aksial sentris

$$P_n = 0,85 f'c A_g + A_{stot} f_y \dots\dots\dots (2.114)$$

$$A_s = A_{s'} = \frac{P_n - 0,85 f'c A_g}{f_y} \dots\dots\dots (2.115)$$

$$A_{stot} = 4 A_s \dots\dots\dots (2.116)$$

Luas tulangan utama komponen struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari 0.01 ataupun lebih dari 0.08 kali luas bruto penampang A_g . Jumlah minimum batang tulangan utama pada komponen struktur tekan adalah 4 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segiempat atau lingkaran, 3 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segitiga, dan 6 untuk batang tulangan yang dilingkupi oleh spiral.



Gambar 2.34. Jenis – jenis Sengkang Pengikat

Perhitungan penulangan kolom dan struktur beton ini menggunakan program SAP2000. Prosedur desain elemen-elemen kolom dari struktur dengan SAP 2000 terdiri dua tahap sebagai berikut:

- Desain tulangan pokok untuk menahan momen lentur
- Desain tulangan geser (sengkang) untuk menahan gaya geser

2.13 PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

Struktur bawah (pondasi) pada suatu bangunan berfungsi meneruskan atau menyalurkan beban dari struktur atas ke lapisan tanah dasar. Tegangan kontak yang terjadi antara pondasi dan tanah tidak boleh melewati tegangan yang diizinkan, serta tidak boleh mengakibatkan gerakan tanah yang dapat membahayakan struktur. Perencanaan dan perhitungan pondasi dilakukan dengan membandingkan beban-beban yang bekerja terhadap dimensi pondasi dan daya dukung tanah dasar (Teknik Pondasi 1, 2002). Jenis pondasi yang dipilih harus mempertimbangkan beberapa hal berikut :

a. Beban total yang bekerja pada struktur.

Merupakan hasil kombinasi pembebanan yang terbesar yaitu kombinasi atau superposisi antara beban mati bangunan (D), Beban hidup (L), beban angin (W) dan Beban gempa (E).

b. Kondisi tanah dasar di bawah bangunan.

Keadaan tanah dimana bangunan akan didirikan merupakan hasil analisa tanah pada kedalaman lapisan tertentu serta perhitungan daya dukung tiap lapisan tanahnya.

c. Faktor biaya

Bila berdasarkan hasil penyelidikan tanah menyimpulkan bahwa daya dukung tanah lapisan atas adalah rendah serta melihat letak kedalaman tanah keras, maka akan lebih efisien apabila menggunakan tipe pondasi tiang pancang. Dan apabila sebaliknya, maka tipe pondasi sumuran akan lebih baik digunakan.

d. Keadaan di sekitar lokasi bangunan.

Hal ini berkaitan dengan pelaksanaan pemasangan pondasi, apakah dekat dengan lokasi pemukiman penduduk ataukah tidak, sehingga pada saat pemasangan pondasi tidak menimbulkan gangguan bagi penduduk sekitar.

Beban-beban yang bekerja pada pondasi meliputi :

1. Beban terpusat yang disalurkan dari bangunan atas
2. Berat merata akibat berat sendiri pondasi
3. Beban momen, akibat deformasi struktur sebagai pengaruh dari beban lateral.

Analisa daya dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi struktur yang terletak di atasnya. Daya dukung tanah (*bearing capacity*) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban, baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya, tanpa terjadi keruntuhan geser. Daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*) adalah daya dukung terbesar dari tanah dan biasanya diberi simbol q_{ult} . Besarnya daya dukung yang diijinkan sama dengan daya dukung batas dibagi angka keamanan, rumusnya $q_a = q_{ult}/FK$.

Perancangan pondasi harus dipertimbangkan terhadap keruntuhan geser, dan penurunan yang berlebihan. Untuk terjaminnya stabilitas jangka panjang, perhatian harus diberikan pada peletakan dasar pondasi. Pondasi harus diletakkan pada kedalaman yang cukup untuk menanggulangi resiko adanya erosi permukaan, gerusan, kembang susut, dan gangguan tanah di sekitar pondasi.

2.13.1 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

1. Perhitungan Daya Dukung Vertikal Tiang Pancang

Analisis-analisis kapasitas daya dukung dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan perhitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat dikaitkan dengan sifat - sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan.

a) Berdasarkan kekuatan bahan

Menurut Peraturan Beton Indonesia (PBI), tegangan tekan beton yang diijinkan yaitu:

$$\sigma_b = 0.33 \times f'c \quad : f'c = \text{kekuatan karakteristik beton}$$

$$\sigma_b = 0.33 \times 250 = 82.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{tiang}} = \sigma_b * A_{\text{tiang}}$$

dimana: P_{tiang} = Kekuatan pikul tiang yang diijinkan

σ_b = Tegangan tekan tiang terhadap penumbukan

A_{tiang} = Luas penampang tiang pancang

b) Berdasarkan hasil sondir

Tes Sondir atau Cone Penetration Test (CPT) pada dasarnya adalah untuk memperoleh tahanan ujung (q) dan tahanan selimut (c) sepanjang tiang. Tes sondir mi biasanya dilakukan pada tanah - tanah kohesif dan tidak dianjurkan pada tanah berkerikil dan lempung keras. Berdasarkan faktor pendukungnya, daya dukung tiang pancang dapat digolongkan sebagai berikut:

• **End Bearing Pile**

Tiang pancang yang dihitung berdasarkan tahanan ujung dan memindahkan beban yang diterima ke lapisan tanah keras di bawahnya.

Persamaan yang digunakan untuk menentukan daya dukung tanah terhadap tiang adalah

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} * p}{3} \dots\dots\dots (2.117)$$

Kemampuan tiang terdapat kekuatan bahan:

$$P_{\text{tiang}} = \text{Bahan} \times A_{\text{tiang}} \dots\dots\dots (2.118)$$

dengan:

Q_{tiang} = Daya dukung keseimbangan tiang (kN)

A_{tiang} = Luas permukaan tiang (m)

P = Nilai conus hasil sondir (kN/m)

3 = Faktor keamanan

P_{tiang} = Kekuatan yang diijinkan pada tiangpancang (kg)

Bahan = Tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm)

• **Friction Pile**

Jika pemancangan tiang sampai lapisan tanah keras sulit dilaksanakan karena letaknya sangat dalam, dapat dipergunakan tiang pancang yang daya dukungnya berdasarkan perletakan antara tiang dengan tanah (cleef).

Persamaan daya dukung yang diijinkan terhadap tiang adalah:

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{O * JHP}{5} \dots\dots\dots (2.119)$$

Dimana :

Q_{tiang} = Daya dukung keseimbangan tiang (kN)

O = Keliling tiang pancang (m)

JHP = Total friction (kN/m)

5 = Faktor Keamanan

• **End Bearing And Friction Pile**

Jika perhitungan tiang pancang didasarkan terhadap tahanan ujung dan hambatan pelekat, persamaan daya dukung yang diijinkan adalah:

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} * p}{3} + \frac{O * C}{5} \dots\dots\dots (2.120)$$

Dengan :

Q_{tiang} = Daya dukung keseimbangan tiang (kN)

O = Keliling tiang pancang (m)

JHP = Total friction (kN/m)

2. Daya Dukung Ijin Tiang Group (P_{all} Group)

Dalam pelaksanaan jarang dijumpai pondasi yang hanya terdiri dan satu tiang saja, tetapi terdiri dan kelompok tiang. Teori membuktikan dalam daya dukung kelompok tiang geser tidak sama dengan daya dukung tiang secara individu dikalikan jumlah tiang dalam kelompok, melainkan akan lebih kecil karena adanya faktor efisiensi.

$$Eff = 1 - \frac{\varphi}{90} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m * n} \right]$$

dimana: m : jumlah baris
 n : jumlah tiang
 φ : $\arctan(d/s)$, dalam derajat
 d : diameter tiang
 s : jarak antar tiang

$$P_{all\ group} = Eff \times P_{all\ tiang} \text{ (daya dukung tiang tunggal)}$$

3. P_{max} Yang Terjadi Pada Tiang Akibat Pembebanan

$$P_{max} = \frac{\Sigma P_v}{n} \pm \frac{M_x * Y_{max}}{n_y \Sigma y^2} \pm \frac{M_y * X_{max}}{n_x \Sigma x^2}$$

Dimana:

P_{max} : beban max yang diterima 1 tiang pancang

ΣP_v : jumlah beban vertikal

n : banyaknya tiang pancang

M_x : momen arah X

M_y : momen arah Y

X_{max} : absis max (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang

Y_{max} : ordinat max (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang

N_x : banyak tiang dalam satu baris arah x

N_y : banyak tiang dalam satu baris arah y

Σy^2 : jumlah kuadrat jarak arah Y (absis – absis) tiang

Σx^2 : jumlah kuadrat jarak arah X (ordinat – ordinat) tiang

P_{max} di dapat dari hasil output SAP 2000, dibandingkan P_{eff}

4. Kontrol *Settlement*

Dalam kelompok tiang pancang (*pile group*) ujung atas tiang-tiang tersebut dihubungkan satu dengan yang lainnya dengan poer (*pile cap*) yang kaku untuk mempersatukan pile-pile menjadi satu-kesatuan yang kokoh. Dengan poer ini diharapkan bila kelompok tiang pancang tersebut dibebani secara merata akan terjadi penurunan yang merata pula.

Penurunan kelompok tiang pancang yang dipancang sampai lapisan tanah keras akan kecil sehingga tidak mempengaruhi bangunan di atasnya. Kecuali bila dibawah lapisan keras tersebut terdapat lapisan lempung, maka penurunan kelompok tiang pancang tersebut perlu diperhitungkan.

Pada perhitungan penurunan kelompok tiang pancang dengan tahanan ujung diperhitungkan merata pada bidang yang melalui ujung bawah tiang. Kemudian tegangan ini disebarkan merata ke lapisan tanah sebelah bawah dengan sudut penyebaran 30^0

Mekanisme penurunan pada pondasi tiang pancang dapat ditulus dalam persamaan :

$$S_r = S_i + S_c$$

Dimana :

S_r = Penurunan total pondasi tiang

S_i = Penurunan seketika pondasi tiang

S_c = Penurunan konsolidasi pondasi tiang

a) Penurunan seketika (*immediate settlement*)

Rumus yang digunakan :

$$S_i = q_n \cdot 2B \cdot \frac{1-\mu \cdot 2}{Eu} \cdot I_p \dots\dots\dots (2.121)$$

- Dimana : q_n = Besarnya tekanan netto pondasi
 B = Lebar ekivalen dari pondasi rakit
 μ = Angka poisson, tergantung dari jenis tanah
 I_p = Faktor pengaruh, tergantung dari bentuk dan kekakuan pondasi
 E_u = Sifat elastis tanah, tergantung dari jenis tanah

b) Penurunan Konsolidasi

Perhitungan dapat menggunakan rumus :

$$S_c = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \dots\dots\dots (2.122)$$

Dimana :

C_c = *compression index*

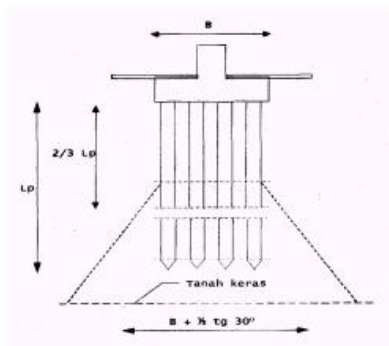
e_0 = *void ratio*

p_0 = tegangan efektif pada kedalaman yang ditinjau

ΔP = penambahan tegangan setelah ada bangunan

H = tinggi lapisan yang mengalami konsolidasi

Gambar Dibawah ini menunjukkan mekanisme penurunan pada tiang pancang.



Gambar 2.35. Penurunan pada tiang pancang

Keterangan :

L_p = kedalaman tiang pancang

B = lebar poer

5. Kontrol Gaya Horizontal

Kontrol gaya horizontal dilakukan untuk mencari gaya horizontal yang dapat didukung oleh tiang. Dalam perhitungan digunakan metode dari Brooms.

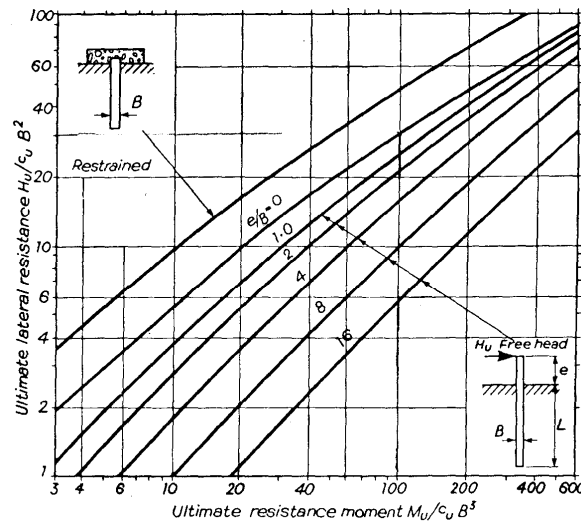


Fig. 6.29 Ultimate lateral resistance of long pile in cohesive soil related to ultimate resistance moment (after Brooms^(6,7))

Gambar 3.36. Grafik Brooms untuk tiang panjang dengan tanah kohesip

Cara menghitung gaya horizontal sementara yang diijinkan pada tiang pancang adalah sebagai berikut:

$$\frac{M_u}{C_u.d^3} = x, \text{ X dilihat pada grafik dan diplot sehingga diperoleh}$$

harga

$$\frac{H_u}{C_u.d^2} = y$$

dari persamaan diatas dapat dicari H_u dan $H_{u,jjin}$.

Untuk menghitung Momen maksimum Brooms menggunakan persamaan:

$$H_u = \frac{2.Mu}{(1,5.d + 0,5.f)} \dots\dots\dots (2.123)$$

$$\text{Dengan } f = \frac{H_u}{9.C_u.d}$$

C_u = cohesi consolidation undrained (dilihat dari tabel)

d = diameter tiang

6. Penulangan Tiang Pancang

Penulangan tiang pancang didesain berdasarkan perhitungan pada saat pengangkatan dan pada saat tiang pancang didirikan. Pada saat pengangkatan menggunakan tumpuan ganda sedangkan pada saat didirikan menggunakan tumpuan tunggal.

Keduanya dihitung dengan mengambil dasar bahwa momen positif sama dengan momen negatif, sehingga tulangan tarik pada sisi-sisi tiang pancang adalah sama. Hal ini dilakukan untuk mengantisipasi kesalahan yang mungkin terjadi dalam pelaksanaan pengangkatan tiang pancang.

Dan kedua kondisi tersebut dapat diketahui bahwa momen positif yang dihasilkan pada saat pendirian tiang pancang lebih besar dari pada saat pengangkatan (kondisi I), sehingga dalam perhitungan penulangan digunakan momen yang dihasilkan saat pendirian tiang pancang (kondisi II).

a.) Akibat Pengangkatan**Kondisi I****Gambar 2.37. Pengangkatan Tiang Pancang dengan 2 Titik**

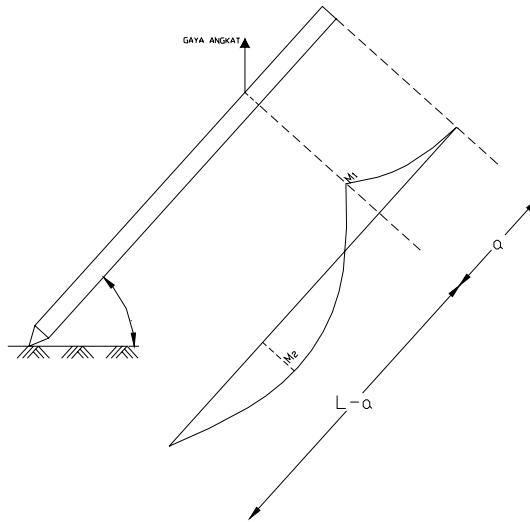
$$M_1 = \frac{1}{2} q^* a^2$$

$$M_2 = \frac{1}{8} * \left(q(l-2a)^2 - \frac{1}{2} q^* a^2 \right)$$

$$\frac{1}{2} q^* a^2 = \frac{1}{8} * \left(q(l-2a)^2 - \frac{1}{2} q^* a^2 \right)$$

$$4a^2 + 4aL - L^2 = 0$$

Kondisi II



Gambar 2.38. Pengangkatan Tiang Pancang dengan 1 Titik

$$M_1 = \frac{1}{2} * q * a$$

$$R_1 = \frac{1}{2} q(L-a) - \left(\frac{\frac{1}{2} L^2 - 2aL}{(L-a)} \right)^2 = \left(\frac{qL^2 - 2q * a * L}{2(L-a)} \right)$$

$$Mx = R_1 * x - \frac{1}{2} * q * x^2$$

$$M_{\max} \rightarrow \frac{dMx}{dx} = 0$$

$$R_1 - qx = 0$$

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} = M_2 &= R_1 \left(\frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right) - \frac{1}{2} q * \left(\frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} * \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L-a)} \end{aligned}$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} * qa^2 = \frac{1}{2} * \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L-a)}$$

$$2a^2 - 4aL + L^2 = 0$$

b) Akibat Pemancangan (Tumbukan Hammer)

Jenis yang digunakan tipe K-35 dengan berat hammer 3,5 ton, dihitung daya dukung satu tiang .

Rumus tumbukan :

$$R = W_r . H / \emptyset . (S + C)$$

Dengan :

R = Kemampuan daya dukung pile akibat tumbukan

W = Berat palu = 3,5 ton

H = Tinggi jatuh = 1,5 m

S = Final settlement rata-rata = 35 mm = 0,035 m

C = Koefesien untuk double acting sistem hammer = 0,1

2.14 PERHITUNGAN LENDUTAN MAKSIMUM

Lendutan merupakan aspek yang harus diperhitungkan pada struktur. Apabila lendutan yang terjadi pada struktur melebihi lendutan ijin, selain terjadi ketidaknyamanan pada pengguna struktur, juga dapat menimbulkan kegagalan konstruksi.

Untuk perhitungan lenturan/lendutan dari gelagar dengan perletakan jepit–jepit yang menahan beban baik merata dan beban terpusat digunakan rumus sebagai berikut:

1. Akibat beban merata

$$\delta_1 = \frac{q * L^4}{384 * E * I} \leq \delta_{ijin} \dots\dots\dots (2.124)$$

2. Akibat beban terpusat

$$\delta_2 = \frac{P * L^3}{192 * E * I} \leq \delta_{ijin} \dots\dots\dots (2.125)$$

Dimana :

- δ = besarnya lendutan yang terjadi
- δ_{ijin} = besarnya lendutan yang diijinkan = L/480
- q = beban merata
- P = beban terpusat
- L = bentang/panjang gelagar/balok yang ditinjau
- E = modulus elastisitas
- I = momen inersia

Lendutan izin maksimum pada struktur dapat dilihat dari tabel berikut.

Tabel 2.25. Lendutan Izin Maksimum

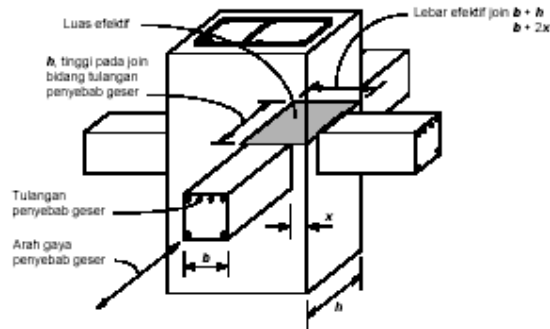
Jenis Komponen Struktur	Lendutan Yang Diperhitungkan	Batas Lendutan
Atap datar yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat Beban hidup (LL)	$\frac{l^2}{180}$
Lantai yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan	Lendutan seketika akibat Beban hidup (LL)	$\frac{l^2}{360}$

rusak oleh lendutan yang besar		
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstruktural (jumlah dari lendutan jangka panjang, akibat semua beban	$\frac{l^2}{480}$
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar.	tetap yang bekerja, dan lendutan seketika, akibat penambahan beban hidup) ^c	$\frac{l^2}{240}$
<p>^a Batasan ini tidak dimaksudkan untuk mencegah kemungkinan penggenangan air. Kemungkinan penggenangan air harus diperiksa dengan melakukan perhitungan lendutan, termasuk lendutan tambahan akibat adanya penggenangan air tersebut, dan mempertimbangkan pengaruh jangka panjang dari beban yang selalu bekerja, lawan lendut, toleransi konstruksi dan keandalan sistem drainase.</p> <p>^b Batas lendutan boleh dilampaui bila langkah pencegahan kerusakan terhadap komponen yang ditumpu atau yang disatukan telah dilakukan.</p> <p>^c Lendutan jangka panjang harus dihitung berdasarkan ketentuan</p>		

11.5(2(5)) atau 11.5(4(2)), tetapi boleh dikurangi dengan nilai lendutan yang terjadi sebelum penambahan komponen non-struktural. Besarnya nilai lendutan ini harus ditentukan berdasarkan data teknis yang dapat diterima berkenaan dengan karakteristik hubungan waktu dan lendutan dari komponen struktur yang serupa dengan komponen struktur yang ditinjau.

^d Tetapi tidak boleh lebih besar dari toleransi yang disediakan untuk komponen non-struktural. Batasan ini boleh dilampaui bila ada lawan lendut yang disediakan sedemikian hingga lendutan total dikurangi lawan lendut tidak melebihi batas lendutan yang ada.

2.15 HUBUNGAN BALOK DAN KOLOM



Gambar 2.39. Hubungan antara Balok dan Kolom

Ada beberapa ketentuan yang dipatuhi dalam merencanakan hubungan antar balok dan kolom, diantaranya:

- (1) Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka hubungan balok-kolom harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$.
- (2) Kuat hubungan balok-kolom harus direncanakan menggunakan faktor reduksi kekuatan.

- (3) Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus diteruskan hingga mencapai sisi jauh dari inti kolom terkekang dan diangkur.
- (4) Bila tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati hubungan balok-kolom, dimensi kolom dalam arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang daripada 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton berat normal. Bila digunakan beton ringan maka dimensi tersebut tidak boleh kurang daripada 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.
- (5) Tulangan transversal berbentuk sengkang tertutup harus dipasang di dalam daerah hubungan balok-kolom, kecuali bila hubungan balok-kolom tersebut dikekang oleh komponen-komponen struktur.