

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI**

#### **2.1. Tinjauan Pustaka**

Melihat dari referensi yang didapatkan penulis, penelitian tentang “Desain Ulang Struktur *Drop Panel* Gedung Jogja Apartemen digantikan dengan Struktur Balok menggunakan SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012” belum pernah dilakukan sebelumnya. Perbedaan tugas akhir penulis dengan tugas akhir sebelumnya yaitu terletak pada struktur bangunan yang diteliti, tinjauan yang diteliti, penggunaan peraturan, dan standar. Dalam penulisan laporan tugas akhir ini, penulis mendapatkan informasi dari beberapa jurnal sebagai referensi yang dijelaskan dan dibandingkan dalam bentuk Tabel yang terlampir.

#### **2.2. Penelitian Terdahulu**

Prabowo dan Lase (2016) melakukan penelitian tentang “Tinjauan Nilai Faktor Modifikasi Respon ( $R$ ) dan Faktor Kuat Lebih ( $\Omega$ ) pada Struktur Gabungan Rangka Baja dan Rangka Beton Bertulang dengan Analisis Pushover” dengan tujuan merencanakan struktur gabungan rangka baja dengan rangka beton berdasarkan SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, SNI 1729:2015 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural dan SNI 1726:2012 tentang Tata Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung. Menggunakan beban gempa Respons Spektrum Dengan hasil akhir mendapat nilai faktor modifikasi respon dan faktor kuat lebih kemudian dianalisis lagi terhadap *Base shear*, *Story shear* dan *displacement* bangunan. Dari hasil analisis didapat bahwa nilai  $R$  struktur gabungan baja dengan beton menurut FEMA P-695 yaitu 6,0 sedangkan menurut ATC-19 lebih kecil dari 6 untuk model dengan jumlah lantai baja lebih dari 1 lantai. Kemudian untuk nilai  $\Omega_0$  struktur gabungan baja dan beton menurut FEMA P-695 yaitu 3,0 (sesuai dengan estimasi) sedangkan menurut ATC-19 maksimal 2,5.

Budiono dan Wicaksono (2016) melakukan penelitian tentang “Perilaku Struktur Bangunan dengan Ketidakberaturan Vertikal Tingkat Lunak Berlebihan dan Massa Terhadap Beban Gempa” dengan tujuan merencanakan struktur gedung

beton bertulang 20 lantai berdasarkan SNI 2847:2002 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan SNI 1726:2012 tentang Tata Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung. menggunakan analisis riwayat waktu non-linier terhadap ketidakberaturan struktur dan dimodelkan menggunakan perangkat lunak perhitungan numerik SAP 2000. Dari hasil analisis didapat bahwa ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak yang terjadi pada setiap lantai, ketidakberaturan pada lantai bawah memiliki nilai *safety* paling rendah jika dibandingkan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada lantai di atas. Ketidakberaturan massa pada lantai tengah maupun lantai atas struktur bangunan gedung tidak memberikan pengaruh signifikan pada respon struktur meskipun massa lantai objektif dinaikan 3 kali.

Sidi dan Ma'sum (2017) melakukan penelitian tentang "Keandalan Menara Televisi Rangka Baja Akibat Beban Gempa" dengan tujuan merencanakan struktur rangka baja menara televisi berdasarkan SNI 1729:2015 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural dan SNI 1726:2012 tentang Tata Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung. Menggunakan menggunakan analisis riwayat waktu non-linier dengan 40 rekaman beban gempa yang dimodifikasi dengan respon spektrum dan dianalisis menggunakan perangkat lunak perhitungan numerik SAP 2000. Dengan hasil akhir berupa kapasitas menara televisi tergantung dari arah bekerjanya gempa : nilai median kapasitas menara,  $X_m$ , sebesar 0,797 g, untuk data dengan beban gempa arah  $90^0$  denah, dan 1,009 g untuk data dengan beban gempa arah  $0^0$  denah, serta nilai standar deviasi lognormal terkoreksi masing-masing,  $\beta_{struktur}$ , sebesar 0,675 untuk data dengan beban gempa arah  $90^0$  denah, dan 0,695 untuk data dengan beban gempa arah  $0^0$  denah. Pengaruh variasi kekuatan baja, tidak cukupnya jumlah data, dan variasi dari kondisi perletakan telah meningkatkan variasi kapasitas tahanan menara televisi yang ditandai dengan peningkatan nilai,  $\beta_{struktur}$  sebanyak 14%.

Sukrawa. (2014) melakukan penelitian tentang "Design aspect of including infill wall in RC frame design" dengan tujuan Analisis struktur gedung tidak beraturan beton bertulang 5 lantai dengan tambahan pengaku atau brasing pada dinding dimodelkan dengan perangkat lunak perhitungan numerik ETABS dianalisis terhadap deformasi struktur, menggunakan SKBI 2.3.53. dan SNI

1726:2012 tentang Tata Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung. dengan hasil akhir model bingkai terisi lebih dari 4,8 kali lebih kaku daripada model bingkai terbuka saat beban lateral diterapkan ke arah dinding. Tegangan normal akibat gaya aksial gabungan dan momen lentur dalam kerangka MOF adalah secara signifikan lebih besar dari MIF di dinding arah.

Pudjisuryadi, dkk (2018) melakukan penelitian tentang “Performance of an Existing Reinforced Concrete Building Designed in Accordance to Older Indonesian Seismic Code: A Case Study for a hotel in Kupang, Indonesia” dengan tujuan analisis beban gempa pada gedung hotel 5 lantai struktur beton bertulang menggunakan SNI 1726:2002 tentang Tata Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung dan SNI 2847:2002 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dibandingkan dengan SNI 1726:2012 tentang Tata Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung dan SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung untuk mendapatkan rasio drift dengan analisis riwayat waktu nonlinier berupa rekaman gempa El-Centro, dianalisis menggunakan softwareSAP 2000 dengan hasil akhir Kode seismik Indonesia untuk merancang bangunan tahan gempa diperbarui secara berkala, timbul kebutuhan untuk mengevaluasi bangunan yang dirancang oleh kode usang. Dalam studi ini, struktur beton bertulang yang dirancang ber dasarkan kode seismik yang lebih tua (SNI 17260-2002) dievaluasi sesuai permintaankode terbaru (SNI 1726-2012). Dari hasil analisis, dapat disimpulkan bahwa kinerja seismik struktur masih memuaskan dibandingkan dengan batas yang diizinkan. Rasio drift maksimum Hotel X karena tingkat gempa desain elastis (0,55%) dan gempa periode kembali 2500 tahun (0,81%) belum melampaui batas dalam FEMA 356-2000 (1% dan 2%). Level kerusakan engsel plastis terburuk (status batas layan akibat kedua gempa bumi) juga belum melampaui batas dalam APMC2001 (status batas kendali kerusakan untuk tingkat gempa desain elastis dan tingkat keselamatan untuk gempa bumi periode kembali 2500 tahun).

Soelarso dan Baehaki (2017) melakukan penelitian tentang “Evaluasi Simpangan Struktur Akibat Penambahan Lantai dengan Metode Analisis Statik Dan

Dinamik Response Spectrum (Studi Kasus : Pembangunan Gedung Dekanat Fakultas Teknik UNTIRTA)” dengan tujuan Analisis struktur gedung perkantoran 6 lantai struktur beton bertulang terhadap parameter beban gempa berupa Base shear dan displacement menggunakan SNI 1726:2012 tentang Tata Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung dan SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dianalisis menggunakan perangkat lunak analisis numerik ETABS dengan hasil akhir mendapatkan perilaku struktur akibat penambahan lantai masih dalam kondisi aman sesuai yang diisyaratkan oleh standar peraturan yang digunakan yaitu mode 1, mode 2, dan mode 3 berturut-turut menghasilkan perilaku translasi arah X, translasi Y dan rotasi. Simpangan maksimum yang terjadi sebesar 298,65 mm akibat beban gempa arah X dan 249,59 mm akibat beban gempa arah Y, tidak aman karena melewati batas izin yaitu sebesar 186 mm. Nilai gaya geser dasar terjadi sebesar 1.549,45 kN pada arah X dan 1.581,06 kN pada arah Y. Nilai tersebut merupakan nilai gaya geser desain dari kedua metode analisa yang dibandingkan yaitu metode statik ekuivalen dan *response spectrum*.

Gunawan dkk (2019) melakukan penelitian tentang “Studi Pengaruh Bukaian Corewall Terhadap Kinerja Lateral Sistem Struktur yang Mengalami Beban Gempa” dengan tujuan analisis struktur gedung tidak beraturan 10 lantai struktur beton bertulang menggunakan shear wall dibandingkan tanpa shear wall terhadap parameter beban gempa dinamik respon spektrum berupa simpangan antar lantai. Menggunakan SNI 1726:2012 tentang Tata Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung dan SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dianalisis menggunakan perangkat lunak analisis numerik ETABS. Dengan hasil akhir berdasarkan dari 3 pemodelan posisi perletakan *core wall*. didapat posisi perletakan yang paling efektif dalam mereduksi pengaruh beban gempa dan efek puntir adalah pada posisi perletakan model ke 3 karena dari hasil analisis modal, struktur mengalami pergerakan secara translasi dan memenuhi syarat sesuai standar perancangan yang digunakan. dan berdasarkan hasil analisis kinerja simpangan antar lantai aman terhadap batasan simpangan ijin berdasarkan standar peraturan yang digunakan, berdasarkan analisis kinerja simpangan antar lantai gedung dengan

*core wall* akibat bukaan arah X, nilai simpangan aman dan pasa bukaan arah Y, nilai simpangan tidak aman pada lantai 7 sampai dengan lantai 11.

Sukrawa (2014) melakukan penelitian tentang “Design Aspect of Including Infill Wall in RC Frame Design” dengan tujuan Analisis struktur gedung tidak beraturan beton bertulang 5 lantai dengan tambahan pengaku atau *bracing* pada dinding dimodelkan dengan perangkat lunak perhitungan numerik SAP 2000 dianalisis terhadap deformasi struktur, menggunakan SKBI 2.3.53 tentang petunjuk perencanaan beton bertulang dan struktur dinding untuk rumah dan gedung dan SNI 1726:2012 tentang tatacara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung dan non-gedung. Beban gempa yang digunakan berupa respon spektrum pada wilayah setempat. Tujuan dari penelitian yang dilakukan yakni untuk mendapatkan perbandingan deformasi atau *difformation* struktur yang diberi pengaku dengan struktur yang tidak diberi pengaku.

Suryantini, dkk (2017) melakukan penelitian tentang “Respon Seismik Struktur Rangka Dinding Pengisi yang Dimodel dengan Elemen Shell Penuh dan Parsial” dengan tujuan analisis seismik struktur beton bertulang dimana dinding berupa pasangan bata merah dan pasangan bata ringan dibuat menjadi struktur dimodelkan sebagai shell menggunakan perangkat lunak perhitungan numerik SAP 2000. menggunakan SNI 1726:2012 tentang Tata Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung dan SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung. Beban gempa yang digunakan yakni respon spektrum wilayah bali dengan peta gempa yang dipakai 2017. Tujuan dari penelitian ini yakni untuk mendapatkan simpangan antar lantai dan perioda getar struktur yang awalnya dinding sebagai beban struktur dimodelkan sebagai bagian dari struktur itu sendiri.

Eden, dkk (2019) melakukan penelitian tentang “Reinforced Concreate (RC) Beam Design Aplication for Android Based on SNI 2847:2013 (CEMA)” dengan tujuan analisis struktur balok beton bertulang menggunakan perangkat lunak perhitungan numerik menggunakan dua metode yakni dianalisis menggunakan peraturan CEMA(SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung) dan TLBO yang dianalisis terhadap *dimension section, external forces, flexural design, torsional design*. Tinjauan menggunakan balok dengan

beberapa dimensi penampang dan panjang maksimum bentang sebesar 8m. dari penelitian ini didapatkan hasil perbandingan analisis beton bertulang terhadap 2 metode yang digunakan.

Vismanathan, dkk (2014) melakukan penelitian tentang “Investigation of Shear Stud Performance in Flat Plate Using Finite Element Analysis” dengan tujuan analisis struktur pelat beton menggunakan metode finite elemen analisis untuk mendapatkan gaya dalam pelat berupa gaya geser dan momen lentur. Dimodelkan sebanyak 8 model luasan dengan ketebalan 100mm sampai dengan 250mm dengan pembebanan yang digunakan hanya beban mati dan hidup. menggunakan peraturan ACI 318M-05 untuk menghitung kapasitas lentur dan geser pada struktur pelat.

## 2.3. Dasar Teori

### 2.3.1. Analisis Struktur Beton Bertulang Gedung

Menurut BSN (2013), syarat minimum yang digunakan untuk desain dan konstruksi komponen struktur menurut persyaratan peraturan beton struktural bangunan gedung secara umum yang diadopsi secara ilegal, dan untuk beton struktur kuat tekan betonnya tidak boleh kurang dari 17 Mpa, nilai maksimum kuat tekan tidak dibatasi kecuali bilamana dibatasi oleh ketentuan standar tertentu. Kekuatan beton yang digunakan dalam desain dan evaluasi sesuai dengan persyaratan, beton yang dirancang sedemikian rupa hingga menghasilkan kekuatan tekan rata-rata  $f'_{cr}$  seperti yang dijelaskan pada pasal 5.1.1 tentang kekuatan rata-rata perlu. Untuk kekuatan rata-rata perlu dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2.1 Kekuatan tekan rata-rata perlu (BSN,2013)

Kekuatan tekan disyaratkan (Mpa)	Kekuatan tekan rata-rata perlu (Mpa)
$f'_c > 35$	$f'_{cr} = 1,10 f'_c + 5,0$
$21 \leq f'_c \leq 35$	$f'_{cr} = f'_c + 8,3$
$f'_c \leq 21$	$f'_{cr} = f'_c + 7,0$

### 2.3.2. Tulangan Baja

Menurut BSN (2013), dijelaskan pada pasal 3.5.1 bahwa tulangan yang digunakan harus tulangan ulir, kecuali untuk tulangan spiral atau baja prategang diperkenankan tulangan polos; dan tulangan yang mengandung *stud* geser

berkepala, baja profil struktural, pipa baja, atau tabung baja dapat digunakan sesuai dengan persyaratan pada standar ini. Serat baja ulir tidak menerus dapat digunakan hanya untuk menahan geser dengan kondisi yang ditetapkan dalam pasal 11.4.6.1 poin (f) yang dijelaskan bahwa balok yang dibangun dari beton serat normal bertulang serat baja dengan  $f'_c$  tidak melebihi 40 Mpa,  $h$  tidak lebih besar dari 600 mm, dan  $V$  tidak lebih besar dari  $0,17\sqrt{f'_c}b_wd$ .

Baja tulangan ulir harus memenuhi salah satu spesifikasi ASTM yang disebutkan dalam BSN (2013) pasal 3.5.3.1 huruf a, b, c, dan d kecuali batang tulangan dengan  $f_y$  kurang dari 420 Mpa, kekuatan lelehnya harus diambil sebesar tegangan yang berhubungan dengan regangan sebesar 0,5 persen, dan untuk batang tulangan dengan  $f_y$  paling sedikit 420 Mpa, kekuatan lelehnya harus diambil sebesar tegangan yang berhubungan dengan regangan sebesar 0,35 persen. Nilai  $f_y$  dan  $f_{yt}$  yang digunakan dalam perhitungan desain tidak boleh melebihi 550 Mpa kecuali untuk baja prategang dan untuk tulangan transversal.

Tulangan polos disini digunakan sebagai tulangan geser atau sengkang atau tulangan transversal yang mana nilai  $f_y$  dan  $f_{yt}$  yang digunakan dalam desain tulangan geser tidak boleh melebihi 420 MPa, kecuali nilai tersebut tidak boleh melebihi 550 Mpa untuk tulangan kawat ulir las.

### **2.3.3. Analisis Pembebanan**

Dalam perencanaan suatu struktur gedung perlu adanya pedoman atau acuan dalam pembebanan agar konstruksi yang dihasilkan memiliki kekuatan dan ketahanan yang baik dan mampu menahan beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut. Beban-beban yang bekerja pada struktur meliputi beban statis dan beban dinamis, beban statis merupakan beban yang memiliki perubahan intensitas beban terhadap waktu berjalan lambat atau konstan, contohnya seperti beban mati, beban hidup dan beban hujan, sedangkan beban dinamik merupakan beban yang bergerak dengan variasi perubahan intensitas beban terhadap waktu yang cepat, beban dinamis ini berupa beban gempa dan beban angin.

#### **2.3.3.1. Beban Mati**

Menurut BSN (2013), beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga,

dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung, komponen arsitektural, dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Kemudian harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya dalam penentuan beban mati untuk perancangan. Jika tidak ada informasi yang jelas mengenai hal tersebut maka nilai yang digunakan yaitu nilai yang telah disetujui oleh pihak yang berwenang, dalam tugas akhir ini besaran beban mati yang digunakan dalam perancangan strukturnya masih bersumber dari peraturan lama yaitu PPPURG (1989), beban mati yang digunakan sebagai berikut :

Baja	= 7.850 kg/m <sup>3</sup>
Batu alam	= 2.600 kg/m <sup>3</sup>
Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	= 1.500 kg/m <sup>3</sup>
Batu karang (berat tumpuk)	= 700 kg/m <sup>3</sup>
Batu pecah	= 1.450 kg/m <sup>3</sup>
Besi tuang	= 7.250 kg/m <sup>3</sup>
Beton	= 2.200 kg/m <sup>3</sup>
Beton bertulang	= 2.400 kg/m <sup>3</sup>
Kayu kelas 1	= 1.000 kg/m <sup>3</sup>
Kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	= 1.650 kg/m <sup>3</sup>
Pasangan bata merah	= 1.700 kg/m <sup>3</sup>
Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	= 2.200 kg/m <sup>3</sup>
Pasangan batu cetak	= 2.200 kg/m <sup>3</sup>
Pasangan batu karang	= 1.450 kg/m <sup>3</sup>
Pasir (kering udara sampai lembab)	= 1.600 kg/m <sup>3</sup>
Pasir (jenuh air)	= 1.800 kg/m <sup>3</sup>
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	= 1.850 kg/m <sup>3</sup>
Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	= 1.700 kg/m <sup>3</sup>
Tanah, lempung dan lanau (basah)	= 2.000 kg/m <sup>3</sup>
Timah hitam (timbel)	= 11.400 kg/m <sup>3</sup>



Adukan, per cm tebal :

dari semen = 21 kg/m<sup>2</sup>

dari kapur, semen merah atau tras = 17 kg/m<sup>2</sup>

Aspal, termasuk bahan-bahan mineral

penambah, per cm tebal = 14kg/cm<sup>2</sup>

Dinding pasangan bata merah :

satu batu = 450kg/cm<sup>2</sup>

setengah batu = 250kg/m<sup>2</sup>

Dinding pasangan batako :

berlubang :

tebal dinding 20 cm (HB20) = 200kg/m<sup>2</sup>

tebal dinding 10 cm (HB10) = 120kg/m<sup>2</sup>

tanpa lubang :

tebal dinding 15 cm = 300kg/m<sup>2</sup>

tebal dinding 10 cm = 200kg/m<sup>2</sup>

Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari:

Semen asbes (eternity dan bahan lain sejenis),

dengan tebal maksimum 4mm = 11kg/m<sup>2</sup>

kaca dengan tebal 3-4 mm = 10 kg/m<sup>2</sup>

Lantai kayu sederhana dengan balok kayu,

tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 5 m

dan untuk beban hidup maksimum 200 kg/m<sup>2</sup> = 40kg/m<sup>2</sup>

Penggantung langit-langit (dari kayu),

dengan bantang maksimum 5 meter dan

jarak s.k.s. minimum 0,8 m = 7kg/m<sup>2</sup>

Penutup atap genteng dengan reng

dan usuk/kaso, per m<sup>2</sup> bidang atap = 50kg/m<sup>2</sup>

Penutup atap sirap dengan reng dan usuk/ kaso,

per m<sup>2</sup> bidang atap = 40kg/m<sup>2</sup>

Penutup atap seng gelombang (BWG 24)

tanpa gordeng = 10 kg/m<sup>2</sup>

Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan per cm tebal	= 24 kg/m <sup>2</sup>
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	= 11 kg/m <sup>2</sup>

### 2.3.3.2. Beban Hidup

Menurut BSN (2013), beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Beban hidup yang digunakan dalam perancangan struktur gedung dan struktur lain merupakan beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, namun tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam BSN (2013). Pada tugas akhir ini besaran beban hidup yang digunakan dalam perhitungan ditunjukkan pada Tabel 2.3 berikut :

Tabel 2.2 Beban hidup minimum (BSN, 2013)

Pembebanan	Beban (kN/m <sup>2</sup> )
Ruang pribadi dan koridor	1,92
Ruang publik dan koridor	4,79
Garasi/parkir	1,92
Ruang makan dan restoran	4,79
Ruang pertemuan (kursi dapat dipindahkan)	4,79
Tangga dan jalan Keluar	4,79
Atap datar, berbubung dan lengkung	0,96

### 2.3.3.3. Beban Angin

Berdasarkan BSN (2013), bangunan gedung dan struktur lain termasuk kedalam sistem penahan beban angin utama (SPBAU) dan seluruh komponen gedung harus dilaksanakan dan dirancang agar dapat menahan beban angin yang ditetapkan menurut BSN (2013) pasal 26 sampai pasal 31.

Menurut BSN (2013), beban angin merupakan semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.

Penentuan beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang – bidang yang ditinjau.

Berdasarkan BSN (2013) pasal 26 sampai dengan pasal 31, penentuan besaran beban angin ditentukan oleh parameter – parameter berikut :

a. Kecepatan angin dasar ( $V$ )

Kecepatan angin dasar merupakan kecepatan tiupan dalam tiap detik pada ketinggian 10 m (33 ft) diatas permukaan tanah yang digunakan dalam menentukan beban angin desain pada struktur gedung maupun struktur lain yang ditentukan dari instansi berwenang (BSN, 2013).

b. Wilayah angin khusus

Daerah pegunungan, ngarai, dan wilayah angin khusus harus diperikasa untuk kondisi angin yang tidak biasa. Pihak yang berwenang harus, jika perlu, menyesuaikan nilai yang diberikan untuk memperhitungkan kecepatan angin setempat yang lebih tinggi. Penyesuaian harus didasarkan pada informasi meteorologi dan perkiraan kecepatan angin dasar yang diperoleh.

c. Wilayah angin khusus

Di daerah rawan badai diluar wilayah, data iklim daerah hanya dapat digunakan sebagai pengganti dari kecepatan angin dasar yang akan diberikan bila

- 1) Prosedur analisis static nilai ekstrem teruji digunakan dalam mengurangi data.
- 2) Panjang rekaman, kesaahan pengambilan contoh, waktu rata – rata, tinggi anemometer, kualitas data, dan eksposur dataran dari anemometer telah diperhitungkan. Diperbolehkan mereduksi kecepatan angin dasar apabila diperlukan.

d. Faktor arah angin ( $K_d$ )

Berdasarkan BSN (2013) Faktor arah angin harus ditentukan dari Tabel 2.3 dibawah ini :

Tabel 2.3 Faktor arah angin (BSN, 2013)

Tipe Struktur	Faktor angin (Kd)
Bangunan Gedung :	
Komponen dan klading bangunan gedung	0,85
Sistem penahan beban angin utama	0,85
Atap Lengkung	0,85
Rangka batang menara :	
Segitiga, segi empat, persegi panjang	0,85
Penampang lainnya	0,95
Dinding pejal berdiri bebas dan papan reklame - pejal berdiri bebas dan papan reklame terkait	0,85
Cerobong asap, tangki, dan struktur yang sama :	
Segi empat	0,9
Segi enam	0,95
Bundar	0,95
Papan reklame terbuka dan kerangka kisi	0,85

e. Eksposur

Berdasarkan BSN (2013), untuk setiap angin yang diperhitungkan, eksposur lawan angin didasarkan pada kekasaran permukaan tanah yang ditentukan dari topografi alam, vegetasi, dan fasilitas dibangun.

Untuk setiap arah angin yang dipilih di mana beban angin akan ditentukan, eksposur dari bangunan gedung atau struktur harus ditentukan untuk dua sektor lawan angin yang diperluas  $45^0$  setiap sisi arah angin yang ditinjau. Eksposur dalam dua sektor ini harus ditentukan sesuai dengan pasal 26.7.2 dan pasal 26.7.3 dan eksposur yang penggunaannya akan menghasilkan beban angin tertinggi harus digunakan untuk mewakili angin dari arah tersebut.

Berdasarkan BSN (2013), kekasaran permukaan tanah dalam setiap sektor  $45^0$  harus ditentukan suatu jarak lawan angin dari situs. Kekasaran permukaan tanah dibagi menjadi 3 kategori yaitu :

- a. Kekasaran permukaan D  
Kekasaran permukaan D mencakup area datar, area yang tidak terhalang dan permukaan air. Kategori ini berisi padang garam, lumpur halus, dan es tak terputus
- b. Kekasaran permukaan C  
Kekasaran permukaan C mencakup dataran terbuka dengan penghalang tersebar yang memiliki tinggi umumnya kurang dari 9,1 m. Kategori ini mencakup daerah padang rumput dan daerah yang terbuka datar.
- c. Kekasaran permukaan B  
Kekasaran permukaan B mencakup pinggiran kota dan daerah perkotaan, daerah berhutan, atau daerah lain.

Berdasarkan BSN (2013), kategori eksposur juga dipengaruhi oleh kekasaran permukaan dan fasilitas yang dibangun. Kategori eksposur menjadi 3 kategori yaitu sebagai berikut :

1. Eksposur D  
Eksposur D diberlakukan jika kekasaran permukaan tanah, sebagai ditentukan pada kekasaran permukaan D, berlaku di arah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 20 kali tinggi bangunan atau 1.524 m dan dipilih yang terbesar dari nilai tersebut. Selain itu eksposur D juga berlaku apabila kekasaran permukaan tanah segera lawan angin dari situs C atau B, dan situs yang berada pada dalam jarak 182 m atau 20 kali tinggi bangunan dan dipilih mana yang terbesar.
2. Eksposur C  
Eksposur C berlaku untuk semua kasus dimana Eksposur D ataupun B tidak berlaku.
3. Eksposur B  
Eksposur B berlaku untuk bangunan gedung dengan tinggi atap rata – rata kurang dari atau sama dengan 9,1 m. Eksposur B berlaku apabila kekasaran permukaan B, berlaku diarah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 457 m.

a. Efek topografi

Dalam hal ini bangunan gedung yang ditinjau tidak termasuk yang dijelaskan pasal 26.8.2 apabila kondisi situs dan lokasi gedung dan struktur bangunan lain tidak memenuhi semua kondisi yang disyaratkan,  $KZT = 1,0$ .

b. Efek tiupan angin

Frekuensi alami perkiraan untuk bangunan rangka penahan momen yaitu :

$$n_a = \frac{43,5}{h^{0,5}} \dots\dots\dots (2.1)$$

dengan :

$n_a$  = Frekuensi alami perkiraan (Hz)

$h$  = Ketinggian (m)

Jika frekuensi alami perkiraan  $> 1,0$  Hz bangunan dianggap kaku. Faktor efek tiupan angin untuk bangunan kaku minimal harus senilai 0,85 atau dihitung dengan persamaan berikut :

$$G = 0,925 \left( \frac{1+1,7g Iz Q}{1+1,7g F} \right) \dots\dots\dots (2.2)$$

$$Iz = C \left( \frac{10}{Z} \right)^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (2.3)$$

Dengan :

$G$  = Faktor efek tiupan angin (tanpa satuan)

$g$  = Gaya grafitasi ( $m/s^2$ )

$Iz$  = Intensitas turbolensi pada ketinggian  $z$  (meter)

$Q$  = Respon latar belakang (tanpa satuan)

Dimana respons latar belakang  $Q$  dicari dari persamaan berikut:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0,63 \left( \frac{B+h}{Lz} \right)^{0,63}}} \dots\dots\dots (2.4)$$

Dengan :

- Q = Respon latar belakang (tanpa satuan)
- B = Dimensi horizontal bangunan (meter)
- h = Tinggi atap rata – rata bangunan (meter)

$$Lz = \left(\frac{z}{10}\right)^\epsilon \dots\dots\dots(2.5)$$

Dengan :

- Lz = Skala panjang integral dari turbulensi pada ketinggian ekivalen (meter)
- l = Faktor skala panjang integral
- ε = Eksponen pangkat

Menurut BSN (2013), konstanta exposure dataran diambil dari Tabel 2.4 :

Tabel 2.4 Konstanta exposure (BSN, 2013)

Eksposur	$\alpha$	$Z_g$ (m)	$\hat{a}$	$\hat{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	c	l(m)	$\bar{\epsilon}$	Zmin (m)
B	7,0	365,76	1/7	0,84	1/4,0	0,45	0,30	97,54	1/3,0	9,14
C	9,5	274,32	1/9,5	1,00	1/6,5	0,65	0,20	152,4	1/5,0	4,57
D	11,5	213,36	1/11,5	1,07	1/9,0	0,80	0,15	198,12	1/8,0	2,13

Koefisien untuk suatu bangunan gedung ditetapkan pada Tabel 2.5 berikut :

Tabel 2.5 Koefisien tekanan internal (BSN, 2013)

Klarifikasi Ketertutupan bangunan	GC <sub>pi</sub>
Gedung terbuka	0,00
Gedung tertutup sebagian	+ 0,55
	- 0,55
Gedung tertutup	+ 0,18
	- 0,18

Untuk bangunan tertutup sebagian yang memiliki sebuah ruangan besar tanpa sekat, koefisien tekanan internal (GC<sub>pi</sub>) harus dikalikan dengan faktor reduksi, R berikut ini :

$$R = 0,5 \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{V_i}{22,800 A_{og}}}} \right) < 1,0 \dots\dots\dots (2.6)$$

Dengan :

R = Faktor reduksi (tanpa satuan)

Aog = Luas total (m<sup>2</sup>)

#### 2.3.3.4. Beban Gempa

Beban gempa ialah semua beban statik ekivalen yang bekerja pada seluruh jenis struktur bangunan yang berdiri diatas muka tanah, termasuk pada struktur gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya – gaya didalam struktur yang terjadi oleh pergerakan tanah akibat gempa itu.

Dalam keadaan statis, sebuah bangunan hanya memikul beban grafitasi yaitu beratnya sendiri dan beban hidup. Bila tanah bergetar, bangunan ini mengalami pengaruh dari getaran itu yang diteruskan keatas melalui pondasinya. Bila sangat kaku, bangunan itu sepenuhnya mengikuti gerakan dari permukaan tanah (Tular, 1984).

Namun pada kenyataannya suatu kontruksi bangunan tidak pernah sangat kaku sehingga tidak dapat sepenuhnya mengikuti pergerakan tanah. Sehingga timbul percepatan dan kecepatan yang berbeda dari tiap bagian bangunan. Dalam bukunya yang berjudul “Perencanaan Bangunan tahan Gempa”. Tular, (1984) menjelaskan ada tiga gaya yang timbul pada bangunan yang terjadi selama gempa berlangsung, yaitu :

1. Gaya Inersia, yang terjadi akibat masa mengalami percepatan.
2. Gaya Redaman, yang terjadi akibat masa mengalami kecepatan.
3. Gaya Pegas, yang terjadi akibat adanya perpindahan relatif diantara berbagai masa.



Menurut BSN (2012) analisis beban gempa dijabarkan sebagai berikut :

a. Gempa rencana

Tata cara ini menentukan pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung serta berbagai bagian bagian dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewatinya besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

b. Faktor keutamaan dan kategori risiko struktur bangunan

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung. Pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$ . Khusus untuk struktur bangunan dengan kategori risiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori risiko IV.

Tabel 2.6 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa (BSN, 2012)

Jenis Pemanfaatan	Kategori
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain :	I
Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan	
Fasilitas sementara	
Gudang penyimpanan	
Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :	II
Perumahan	
Rumah toko dan rumah kantor	
Pasar	
Gedung perkantoran	
Gedung apartemen/rumah susun	
Pusat perbelanjaan/mall	
Bangunan industri	
Fasilitas Manufaktur	
Pabrik	

Tabel 2.6 Lanjutan

<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <p>Bioskop</p> <p>Gedung pertemuan</p> <p>Stadion</p> <p>Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</p> <p>Fasilitas penitipan anak</p> <p>Penjara</p> <p>Bangunan industri</p> <p>Bangunan untuk orang jompo</p>	
<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <p>Pusat pembangkit listrik biasa</p> <p>Fasilitas penanganan air</p> <p>Fasilitas penanganan limbah</p> <p>Pusat telekomunikasi</p>	III
<p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas Manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran</p>	

Tabel 2.6 Lanjutan

<p>Gedung dan non gedung yang ditujukan sebagai fasilitas yang penting,          termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :          Bangunan-bangunan monumental          Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan          Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas          bedah dan unit gawat darurat          Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat          Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat          perlindungan darurat lainnya          Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat          Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat          Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik,          tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau meterial atau peralatan pemadam kebakaran) yang diisyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat          gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur          bangunan lain yang masuk kedalam kategori risiko IV.</p>	IV
--	----

Tabel 2.7 Faktor keutamaan gempa (BSN,2012)

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa Ie
I atau II	1
III	1,25
IV	1,5

c. Klasifikasi situs

Berdasarkan BSN (2012), pasal 5.1 memberikan penjelasan mengenai prosedur untuk klarifikasi suatu situs untuk membrikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplikasi pada bangunan. Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklarifikasikan terlebih dahulu. Profil

tanah di situs harus diklarifikasikan berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui peyelidikan tanah lapangan dan laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli dasain geoteknik bersertifikat, dengan minimal mengukur secara independen dua dari tiga parameter tanah. Penetapan kelas situs SA dan kelas situs SB tidak diperkenankan jika terdapat lebih 3 m lapisan tanah antara dasar telapak atau rakit fondasi dan permukaan batuan dasar. Hubungan nilai parameter – parameter tersebut dengan klasifikasi situs mempunyai ketentuan yang dijelaskan pada Tabel 2.8 berikut :

Tabel 2.8 Hubungan nilai parameter tanah dengan klarifikasi

Kelas Situs	Vs (m/detik)	N atau Nch	Su (kPa)
SA (Batuan Keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (Batuan)	750m - 1500	N/A	N/A
SC (Tanah Keras)	350 - 750	> 50	> 100
SD (Tanah Sedang)	175 - 350	15 - 50	50 - 100
SE (Tanah Lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :		
	1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ ,		
	2. Kadar air, $w > 40\%$ , dan		
	3. Kuat geser niralir $S_u$ , 25 kPa		
	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut :		
	Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah Lempung sangat organic dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		
	Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks Plastisitas $PI > 75$ )		
	Lapisan lempung lunak / setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < kPa$		
SF (Tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs)			

d. Bahaya (*hazard*) geology dan investigasi geoteknik

1) Ketentuan laporan investigasi geoteknik untuk kategori desain seismik C hingga F

Laporan investigasi geoteknik yang sesuai dengan pasal ini, harus dipersiapkan untuk struktur dengan kategori desain seismik C hingga F. Suatu investigasi harus dilakukan dan laporan yang meliputi evaluasi potensi bahaya geologis dan seismik seperti dibawah ini harus dimasukan :

a) Ketidakstabilan lereng

- b) Likuifaksi
- c) Penurunan total dan beda penurunan
- d) Perpindahan permukaan akibat patahan atau serakan lateral (*lateral spread*) atau aliran lateral (*lateral flow*) akibat getaran seismik.

Laporan harus berisi rekomendasi untuk desain fondasi atau langkah-langkah penanggulangan lainnya untuk mitigasi bahaya yang dijelaskan di atas.

- 2) Persyaratan tambahan laporan investigasi geoteknik untuk kategori desain seismik D hingga F
  - a) Penentuan tekanan lateral tanah seismik dinamik pada dinding besmen dan dinding penahan akibat gerak tanah gempa rencana
  - b) Potensi likuifaksi dan kehilangan kekuatan tanah yang dievaluasi terhadap percepatan tanah puncak pada situs, magnitudogempa, dan karakteristik sumber yang konsisten dengan percepatan puncak gempa maksimum yang dipertimbangkan ( $MCR_G$ ). Percepatan tanah puncak harus ditentukan dengan (1) studi spesifik-situs dengan mempertimbangkan pengaruh amplifikasi yang secara spesifik, atau (2) percepatan tanah puncak  $PGA_M$ .

$$PGA_M = F_{PGA} \cdot PGA \dots\dots\dots (2.7)$$

Keterangan :

$PGA_M$  =  $MCE_G$  percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klarifikasi situs.

$PGA$  = percepatan tanah puncak

$F_{PGA}$  = koefisien situs

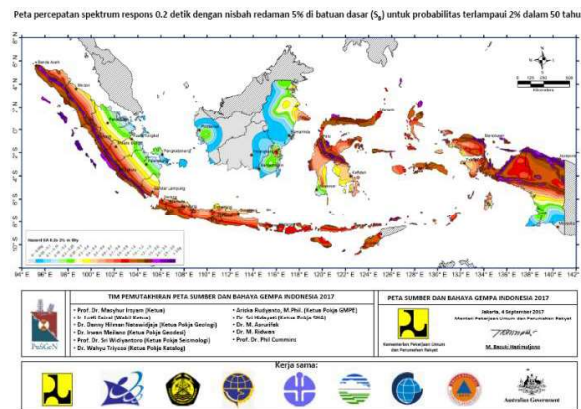
Tabel 2.9 Koefisien Situs  $F_{PGA}$  (BSN,2012)

Kelas Situs	$PGA \leq 0,1$	$PGA = 0,2$	$PGA = 0,3$	$PGA = 0,4$	$PGA \leq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,2	1,2	1,1	1	1
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9

Catatan : gunakan interpolasi linier untuk mendapatkan nilai  $PGA$  antara

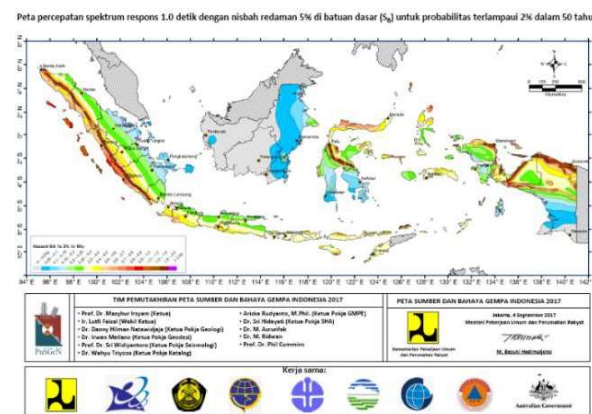
e. Penentuan nilai respon spektra

Menurut BSN (2012) pasal 6.1, parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing – masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gempa untuk periode ulang 2500 tahun. Data peta zonasi gempa digunakan adalah peta zonasi gempa terbaru.



Gambar 2.1 Nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek 0.2 detik ( $S_s$ )

*Sumber: Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat*



Gambar 2.2 Nilai percepatan batuan dasar pada periode 1 detik ( $S_1$ )

*Sumber: Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat*

Dari peta gempa 2017 didapat nilai Nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek 0.2 detik ( $S_s$ ) dan Nilai percepatan batuan dasar pada periode 1 detik ( $S_1$ ). Selain itu untuk menentukan parameter respon spektrum percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi pada periode 0,2 detik dan periode

1 detik yang bisa didapat dari hubungan parameter respon spektrum percepatan gempa dengan kelas situs.

Tabel 2.10 Koefisien situs  $F_a$

Kelas situs	Parameter respons spectral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

Tabel 2.11 Koefisien situs  $F_v$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

Catatan :

1. Untuk nilai  $S_s$  atau  $S_1$  yang tidak ada pada tabel dapat dilakukan interpolasi linier.
2. SF = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.

Menurut BSN (2012) pasal 6.2, parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan perumusan berikut :

$$S_{MS} = F_a \times S_S \dots\dots\dots (2. 8)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2. 9)$$

Menurut BSN (2012) pasal 6.3, parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \dots\dots\dots (2. 10)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \dots\dots\dots (2. 11)$$

f. Spektrum respon desain

BSN (2012) pasal 6.4 menjelaskan bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik – situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.3 dan mengikuti ketentuan dibawah ini :

- 1) Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$  , spektrum respons percepatan desain ,  $S_a$  , harus diambil dari persamaan :

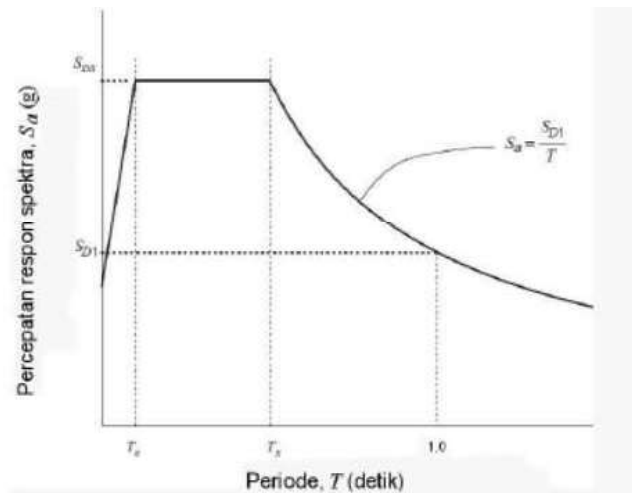
$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2. 12)$$

- 2) Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari sama dengan  $T_s$  , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$  , sama dengan  $S_{DS}$ .

- 3) Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$  , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$  , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (2. 13)$$





Gambar 2.3 Desain respon spektrum (BSN, 2012)

g. Prosedur respon riwayat waktu gempa

1) Prosedur respons riwayat waktu linier

a) Persyaratan analisis

Analisis respons riwayat waktu linier harus terdiri dari analisis model matematis linier suatu struktur untuk menentukan responnya melalui metoda integrasi numerik terhadap kumpulan riwayat waktu percepatan gerak tanah yang kompatibel dengan spektrum respon desain untuk situs yang bersangkutan.

b) Analisis dua dimensi

Apabila analisis dua dimensi dilakukan maka setiap gerak tanah harus terdiri dari riwayat waktu percepatan tanah horizontal yang diseleksi dari rekaman gempa aktual. Percepatan tanah yang sesuai harus diambil dari rekaman peristiwa gempa gempa yang memiliki magnitudo, jarak patahan, dan mekanisme sumber gempa yang konsisten dengan hal-hal yang mengontrol ketentukan gempa maksimum yang dipertimbangkan. Apabila jumlah rekaman gerak tanah yang sesuai tidak mencukupi maka harus digunakan rekaman gerak tanah buatan untuk menggenapi jumlah total yang dibutuhkan. Gerak-gerak tanah tersebut harus diskalakan sedemikian rupa sehingga nilai rata-rata spektrum respons dengan redaman 5 persen dari semua gerak tanah yang sesuai di situs tersebut tidak boleh kurang dari spektrum respon desain setempat untuk rentang perioda dari  $0,2T$

hingga  $1,5T$ , di mana  $T$  adalah perioda getar alami struktur dalam ragam getar fundamental untuk arah respons yang dianalisis.

c) Analisis tiga dimensi

Apabila analisis dimensi dilakukan maka gerak tanah harus terdiri dari sepasang komponen percepatan tanah horisontal yang sesuai, yang harus diseleksi dan diskalakan dari rekaman peristiwa gempa individual. Gerak tanah yang sesuai harus diseleksi dari peristiwa-peristiwa gempa yang memiliki magnitudo, jarak patahan, dan mekanisme sumber gempa yang konsisten dengan hal-hal yang mengontrol ketentuan gempa maksimum yang dipertimbangkan. Apabila jumlah pasangan rekaman gerak tanah yang sesuai tidak mencukupi maka harus digunakan pasangan gerak tanah buatan untuk menggenapi jumlah total yang dibutuhkan. Untuk setiap pasang komponen gerak tanah horisontal, suatu spektrum SRSS harus dibuat dengan mengambil nilai SRSS dari spektrum respons dengan 5 persen faktor redaman untuk komponen-komponen gerak tanah yang telah diskalakan (di mana faktor skala yang sama harus digunakan untuk setiap komponen dari suatu pasangan gerak tanah). Setiap pasang gerak-gerak tanah tersebut harus diskalakan sedemikian rupa sehingga pada rentang perioda dari  $0,2T$  hingga  $1,5T$ , nilai rata-rata spektrum SRSS dari semua pasang komponen horizontal tidak boleh kurang dari nilai ordinat terkait pada spektrum respons yang digunakan dalam desain. Untuk situs yang berada dalam jarak 5 km dari patahan aktif yang menjadi sumber bahaya gempa, setiap pasangan komponen gerak tanah harus dirotasikan ke arah normal-patahan dan arah sejajar-patahan sumber gempa dan harus diskalakan sedemikian rupa sehingga nilai rata-rata komponen normal patahan tidak kurang dari spektrum respons gempa MCER untuk rentang perioda dari  $0,2T$  hingga  $1,5T$ .

d) Parameter respons

Untuk setiap gerak tanah yang dianalisis, parameter-parameter respons individual harus dikalikan dengan besaran skalar sebagai berikut :

- i. Parameter respons gaya harus dikalikan dengan  $I_e \cdot g/R$ , di mana  $I_e$  adalah faktor keutamaan gempa,  $g$  adalah gravitasi dan  $R$  adalah koefisien modifikasi respon.
- ii. Besaran simpangan antar lantai harus dikalikan dengan  $C_d/R$  dimana  $C_d$  adalah faktor pembesaran defleksi.

Untuk setiap gerak tanah  $i$ , dimana  $i$  adalah penamaan untuk setiap gerak tanah yang dipertimbangkan, nilai maksimum gaya geser dasar dasar,  $V_i$ , gaya dalam elemen struktur,  $Q_{Ei}$ , yang diskalakan sebagaimana telah dijelaskan dalam bagian sebelumnya dan simpangan antar lantai,  $i$ , pada setiap lantai harus ditentukan. Apabila gaya geser dasar maksimum hasil analisis yang telah diskalakan,  $V_i$ , adalah kurang dari 85 persen nilai  $V$  yang ditentukan menggunakan nilai minimum  $C_s$  atau bila berada di lokasi dengan  $S_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, menggunakan nilai minimum  $C_s$ . Maka gaya-gaya elemen struktur yang diskalakan,  $Q_{Ei}$ , harus diperbesar dengan faktor skala  $V_i/V$  di mana  $V$  adalah gaya geser dasar minimum yang ditentukan dengan menggunakan nilai minimum  $C_s$ , Bila berada di lokasi dengan  $S_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, menggunakan nilai minimum  $C_s$ .

Apabila nilai gaya geser dasar maksimum hasil analisis yang telah diskalakan,  $V_i$ , adalah kurang dari 0,85  $C_s W$ , maka simpangan antar lantai harus dikalikan dengan  $0,85 C_s W/V_i$ .

Jika digunakan paling sedikit tujuh gerak tanah dalam analisis, gaya-gaya elemen struktur yang digunakan dalam kombinasi beban dan simpangan antar lantai yang digunakan dalam evaluasi simpangan antar lantai dapat diambil sebagai nilai rata-rata dari masing-masing nilai  $Q_{Ei}$  dan  $i$  yang diskalakan, yang dihasilkan dari analisis dengan menggunakan faktor skala sebagaimana yang telah ditentukan pada

bagian sebelumnya. Apabila gerak tanah yang digunakan dalam analisis kurang dari tujuh, maka gaya-gaya elemen struktur dan simpangan antar lantai harus diambil sebagai nilai maksimum dari nilai  $Q_{Ei}$  dan  $I$  hasil analisis yang telah diskalakan.

## 2) Prosedur respons riwayat waktu non linier

### a) Persyaratan analisis

Analisis respons riwayat waktu non linier harus terdiri dari analisis model matematis suatu struktur yang secara langsung memperhitungkan perilaku histeresis nonlinier elemen-elemen struktur untuk menentukan responnya melalui metoda integrasi numerik terhadap kumpulan riwayat waktu percepatan gerak tanah yang kompatibel dengan spektrum respon desain untuk situs yang ditinjau.

### b) Pemodelan

Model matematis suatu struktur harus dibangun yang mempresentasikan distribusi spasial massa struktur secara keseluruhan. Perilaku histeresis elemen-elemen struktur harus dimodelkan yang konsisten dengan data uji laboratorium yang sesuai, dengan memperhatikan seluruh pelelehan yang signifikan, degradasi kekuatan, degradasi kekakuan dan penyempitan kurva histeresis yang diindikasikan dalam data uji tersebut. Kekuatan elemen-elemen struktur harus didasarkan atas nilai yang diharapkan dengan memperhatikan kuat lebih material, penguatan regangan, dan degradasi kekuatan histeresis. Sifat linier yang konsisten diperbolehkan untuk digunakan pada elemen-elemen struktur yang berdasarkan analisis tetap berada dalam rentang respons yang linier. Struktur harus diasumsikan terjepit sempurna pada dasar atau sebagai alternatif lain, diperbolehkan untuk menggunakan asumsi yang realistis yang memperhatikan karakteristik kekakuan dan daya dukung fondasi yang konsisten dengan data tanah spesifik situs dan prinsip-prinsip mekanika teknik yang rasional.

Untuk struktur beraturan dengan sistem-sistem penahan gaya gempa yang ortogonal dan independen, model 2D yang independen diperbolehkan dalam analisis untuk merepresentasikan masing-masing sistem. Untuk struktur yang memiliki ketidakberaturan struktur horisontal Tipe 1a, 1b, 4, atau 5 atau struktur tanpa sistem ortogonal yang independen, maka model 3D dengan menggunakan minimum tiga derajat kebebasan dinamik yang terdiri dari translasi pada dua arah ortogonal pada denah dan rotasi torsional terhadap sumbu vertikal pada setiap lantai struktur harus digunakan dalam analisis. Apabila diafragma struktur tidak kaku dibandingkan dengan elemen-elemen struktur vertikal sistem penahan gaya gempa, maka model harus mengikutkan representasi fleksibilitas diafragma, dan dalam hal ini diperlukan penambahan derajat kebebasan dinamik sesuai dengan kebutuhan untuk memperhitungkan partisipasi diafragma tersebut dalam respons dinamik struktur.

c) Parameter respon

Untuk setiap gerak yang dianalisis, parameter respon individu yang terdiri dari nilai maksimum gaya-gaya elemen individu,  $Q_{Ei}$ , deformasi inelastik elemen,  $\Psi_i$ , dan simpangan antar lantai  $i$ , pada setiap lantai harus ditentukan, di mana  $i$  adalah penamaan untuk setiap gerak tanah yang dipertimbangkan.

Jadi digunakan paling sedikit 7 gerak tanah dalam analisis, nilai nilai desain untuk gaya-gaya elemen,  $Q_E$ , deformasi inelastik elemen  $\Psi$ , dan simpangan antar lantai  $\Delta$ , diperbolehkan untuk diambil sebagai nilai rata-rata dari nilai-nilai  $Q_{Ei}$ ,  $\Delta_i$ , dan  $\Psi_i$ , yang diperoleh dari analisis. Apabila jumlah gerak tanah yang digunakan dan analisis kurang dari tujuh, nilai-nilai desain untuk gaya-gaya elemen,  $Q_E$ , deformasi inelastik elemen  $\Psi$ , dan simpangan antar lantai  $\Delta$ , harus diambil sebagai nilai maksimum dari nilai-nilai  $Q_{Ei}$ ,  $\Psi_i$  dan  $\Delta_i$  yang diperoleh dari analisis.

d) Deformasi elemen

Kecukupan elemen individu dan sambungannya untuk menahan nilai deformasi desain,  $\Psi_1$ , seperti yang diprediksi oleh analisis harus dievaluasi berdasarkan data uji laboratorium untuk elemen yang serupa. Pengaruh beban gravitasi dan beban lainnya terhadap kapasitas deformasi elemen harus dipertimbangkan dalam evaluasi ini. Deformasi elemen tidak boleh melebihi dua pertiga nilai deformasi yang menyebabkan hilangnya kemampuan struktur untuk memikul beban gravitasi atau yang menyebabkan penurunan kekuatan elemen hingga kurang dari 67 persen nilai puncaknya.

e) Simpangan antar lantai

Simpangan antar lantai,  $\Delta_i$ , yang didapat dari analisis tidak boleh melebihi 125 persen batasan simpangan antar lantai.

f) Penelaahan desain

Penelaahan desain sistem penahan gaya gempa dan analisis struktural harus dilakukan oleh tim perencana profesional terdaftar yang independen, dalam disiplin ilmu yang sesuai, dan tim-tim lain yang berpengalaman dalam metoda analisis seismik serta teori dan aplikasi analisis seismik non linier termasuk perilaku struktur terhadap beban siklis yang ekstrim. Penelaahan desain harus mencakup, tetapi tidak terbatas pada hal-hal sebagai berikut :

- i. Penelaahan setiap kriteria seismik spesifik-situs yang digunakan dalam analisis termasuk pengembangan spektrum spesifik-situs dan riwayat waktu gerak tanah,
- ii. Penelaahan kriteria penerimaan yang digunakan untuk menunjukkan kecukupan elemen dan sistem struktur untuk menahan kebutuhan gaya dan deformasi yang dihitung, termasuk data laboratorium dan data lainnya yang digunakan untuk mendukung kriteria tersebut,
- iii. Penelaahan hasil desain awal termasuk pemilihan sistem struktur dan konfigurasi elemen-elemen struktur,

- iv. Penelaahan hasil desain akhir untuk seluruh sistem struktur dan analisis pendukungnya.

h. Kategori Desain Seismik

Menurut BSN (2012) pasal 6.5, struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik (KDS) yang mengikuti ketentuan sebagai berikut :

Tabel 2.12 Nilai KDS berdasarkan  $S_{DS}$  dan Kategori resiko

Nilai $S_{DS}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 < S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 < S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 < S_{DS}$	D	D

Tabel 2.13 Nilai KDS berdasarkan  $S_{DI}$  dan Kategori resiko

Nilai $S_{DI}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 < S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 < S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 < S_{DI}$	D	D

Menurut BSN (2012) faktor redudansi  $\rho$ , untuk kategori desain seismik D,E, dan F diambil sbesar 1,3 dan untuk A,B dan C diambil 1,0.

i. Kombinasi pembebanan

Menurut BSN (2012) pasal 7.4, kombinasi pembebanan harus memperhatikan pengaruh gaya gempa horizontal maupun vertical. Kombinasi pembebanan dijabarkan sebagai berikut :

$$1,4 D \dots\dots\dots(2. 14)$$

$$1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ atau } R) \dots\dots\dots(2. 15)$$

$$1,2 D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W) \dots\dots\dots(2. 16)$$

$$1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } R) \dots\dots\dots(2. 17)$$

$$1,2 D + 1,0 E + L \dots\dots\dots(2. 18)$$

$$0,9 D + 1,0 W \dots\dots\dots(2. 19)$$

$$0,9 D + 1,0 E \dots\dots\dots(2. 20)$$

Untuk kombinasi 5 dan 7 dengan beban gempa diatur oleh BSN (2012) pasal 7.4, faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, baban hidup nominal dan beban gempa nominal, yaitu sebagai berikut :

$$(1,2 + 0,2Sds) D + L \pm 0,3 \rho EX \pm 1 \rho EY \dots\dots\dots(2. 21)$$

$$(1,2 + 0,2Sds) D + L \pm 1 \rho EX \pm 0,3 \rho EY \dots\dots\dots(2. 22)$$

$$(0,9 - 0,2 Sds) D \pm 0,3 \rho EX \pm 1 \rho EY \dots\dots\dots(2. 23)$$

$$(0,9 - 0,2 Sds) D \pm 1 \rho EX \pm 0,3 \rho EY \dots\dots\dots(2. 24)$$

j. Parameter sistem penahan gaya gempa

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.2, struktur yang akan didesain harus masuk dalam salah satu dari sistem gedung berdasarkan elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismic lateral dan harus sesuai dengan batasan tinggi struktur oleh hubungan sistem sistem struktur dan kategori desain seismic. Jenis faktor yang berguna dalam menghitung beban lateral adalah faktor modifikasi respons  $R$ , faktor kuat lebih sistem  $\Omega_0$ , dan faktor pembesaran defleksi  $C_d$ .

Tabel 2.14 Faktor  $R$ ,  $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk system penahan gaya gempa

No	Sistem penahan gaya seismic	R	$\Omega_0$	$C_d$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m)				
					Kategori desain seismic				
					B	C	D	E	F
<b>Sistem rangka pemikul momen</b>									
1	Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
3	Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	10	TI	TI
4	Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5	Beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
6	Beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
7	Beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI

Keterangan :

TB : Tidak dibatasi

TI : Tidak diijinkan



## k. Periode fundamental pendekatan

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.8.2, persyaratan untuk batas periode pendekatan yang digunakan. Periode pendekatan fundamental batas bawah ditentukan dengan persamaan:

$$T_a = C_t \times h_n^x \dots\dots\dots(2. 25)$$

dengan  $h_n$  adalah ketinggian struktur bangunan gedung dalam satuan meter, sedangkan nilai  $C_t$  dan  $x$  dapat diperoleh dari Tabel 2.15. Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan periode fundamental  $T_a$ , dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3m, yaitu :

$$T_a = 0,1 N \dots\dots\dots(2. 26)$$

Dimana :

$N$  adalah jumlah lantai

Tabel 2.15 Nilai parameter periode pendekatan  $C_t$  dan  $x$

<b>Tipe struktur</b>	<b><math>C_t</math></b>	<b><math>x</math></b>
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul beton momen	0.072	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.046	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.073	0.75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.073	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.048	0.75

Sedangkan untuk batas atas periode fundamental pendekatan adalah perkalian dari koefisien periode batas atas ( $C_u$ ) dengan periode pendekatan ( $T_a$ ).  $C_u$  dapat diperoleh dari Tabel 2.16.

Tabel 2.16 Koefisien batas atas perioda yang dihitung

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1.4
0,3	1.4
0,2	1.5
0,15	1.6
$\leq 0,1$	1.7

Periode fundamental struktur (T) yang digunakan :

Jika  $T_c > C_u \times T_a$ , gunakan  $T = C_u \times T_a$

Jika  $T_a < T_c < C_u \times T_a$ , gunakan  $T = T_c$

Jika  $T_c < T_a$ , gunakan  $T = T_a$

dengan,  $T_c$  = periode fundamental struktur yang diperoleh dari program analisis struktur.

#### 1. Gaya geser dasar seismik

Gaya geser dasar seismik adalah total dari seluruh gaya lateral akibat gempa yang diterima oleh bangunan gedung yang sedang ditinjau dan merupakan total dari gaya lateral gempa yang diterima setiap lantainya. Besarnya gaya geser dasar dapat dilihat pada persamaan berikut :

$$V = C_s \times W \quad \dots\dots\dots(2.27)$$

Dengan :

V = gaya geser dasar seismik

$C_s$  = koefisien respons seismik

W = berat gravitasi total struktur gedung efektif (massa bangunan)

Sedangkan koefisien respons seismik ( $C_s$ ) mempunyai batasan sebagai berikut:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \dots\dots\dots(2.28)$$

$$C_{s_{\max}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \dots\dots\dots(2.29)$$

$$C_{s_{\min}} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01 \quad \dots\dots\dots(2.30)$$

Sehingga diperoleh nilai sebagai berikut :

Sebagai tambahan persyaratan, untuk struktur yang berlokasi didaerah dimana  $S_1 > 0,6g$ ; maka nilai  $C_s$  yang diambil tidak boleh diperkenankan melebihi persamaan berikut :

$$C_s = 0,5 \times S_1 / (R/I) \dots\dots\dots(2.31)$$

Berat gravitasi total struktur gedung efektif atau total massa bangunan (W) dapat dimunculkan pada tabel *Group Masses and Weights* output ETABS.

m. Kontrol skala desain

Menurut BSN (2012) pasal 7.9.4 menjelaskan dalam analisis response Spektrum, hasil analisis gaya geser V yang dimodelkan setidaknya 85% dari gaya geser pada hitungan yang pertama pasal 7.9.4 hasil analisis V dari response Spektrum dinotasikan sebagai  $V_d$  dinamik sedangkan hasil analisis V dari hitungan pertama merupakan V untuk statik ekivalen dinotasikan sebagai  $V_s$  statik ekivalen, Syarat,  $V_d \geq 85\% V_s$ . Jika hasil tidak sesuai maka dilakukan modifikasi skala respon spektrum dengan perkalian dari hasil bagi antara  $85\% V_s / V_d$  dengan skala awal.

n. Distribusi gaya vertical gempa

Distribusi gaya vertical diatur dalam BSN (2012) pasal 7.8.3, distribusi gaya vertical atau  $F_x$  (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} \times V \dots\dots\dots(2.32)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_x \times h_x^k} \dots\dots\dots(2.33)$$

Keterangan :

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

$H_i, h_k$  = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)

k adalah eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

k = 1 untuk  $T < 0.5$  detik

k = 2 untuk  $T > 2.5$  detik

k = interpolasi jika  $0.5 < T < 2.5$

Sedangkan distribusi gaya horizontal diatur dalam BSN (2012) pasal 7.8.4, distribusi gaya geser disemua tingkat ( $V_x$ ) diambil dari bagian penjumlahan gaya geser yang timbul pada tiap tingkat.

o. Jumlah ragam

Menurut BSN (2012) pasal 7.9.1, analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horisontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Metode reigen vector digunakan dalam analisis ragam (mode) mengingat bangunan yang dirancang merupakan bangunan tingkat tinggi (*high rise building*) diatas 10 lantai dan analisis yang dipakai merupakan analisis nonlinier.

p. Parameter respons terkombinasi

Parameter respon ragam terkombinasi menggunakan aplikasi ETABS mempunyai dua metode yaitu metode akar kuadrat SRSS atau (*Square Root of The Sum of Squares*) dan metode kombinasi kuadrat lengkap CQC atau (*Complete Quadratic Combination*). pada pasal 7.9.3, penggunaan kedua metode tersebut didasarkan pada jarak (selisih) antar periode getar yang terjadi ada struktur. Jika struktur tersebut tidak beraturan dan jarak antar periode getar kurang berdekatan (diambil selisih kurang dari 15%) maka digunakan metode CQC, sedangkan untuk jarak antar periode berjauhan makan digunakan metode SRSS.

q. Simpangan antar lantai

Simpangan antar lantai untuk analisis statik dinamik menurut BSN (2012) pasal 7.8, 7.9, dan 7.12, penentuan simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau oleh model. Defleksi pusat massa di tingkat-x ( $\delta$ ) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta = \frac{C_d \times \delta_e}{l_e} \dots\dots\dots(2.34)$$

Keterangan:

$C_d$  = faktor amplifikasi defleksi

$\delta_e$  = defleksi pada lokasi yang disyaratkan

$l_e$  = faktor keutamaan gempa

Simpangan antara lantai ( $\Delta$ ) dibatasi agar tidak melebihi dari simpangan antar lantai ijin sebesar  $\Delta U$  yang ditentukan berdasarkan ketentuan Tabel 2.17 berikut ini.

Tabel 2.17 Simpangan antar lantai ijin

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah di desain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0.025 $h_{sx}$	0.020 $h_{sx}$	0.015 $h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0.010 $h_{sx}$	0.010 $h_{sx}$	0.010 $h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0.007 $h_{sx}$	0.007 $h_{sx}$	0.007 $h_{sx}$
Semua struktur lainnya	0.020 $h_{sx}$	0.015 $h_{sx}$	0.010 $h_{sx}$

Dengan ;  $h_{sx}$  = tinggi tingkat dibawah tingkat x

r. Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta untuk analisis statik dan dinamik diatur menurut BSN (2012) pasal 7.8 dan 7.9, pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas ( $\theta$ ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10 :

$$\theta = \frac{P_x \times \Delta \times l_e}{V_x \times H_{sx} \times C_d} \dots\dots\dots(2.35)$$

Keterangan :

- $P_x$  = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x
- $\Delta$  = Simpangan antar lantai
- $l_e$  = Faktor keutamaan gempa
- $V_x$  = Gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan 1x
- $H_{sx}$  = Tinggi tingkat di bawah tingkat x
- $C_d$  = Faktor pembesaran defleksi

Koefisien stabilitas ( $\theta$ ) harus tidak melebihi  $\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta \times cd} \leq 0.25$

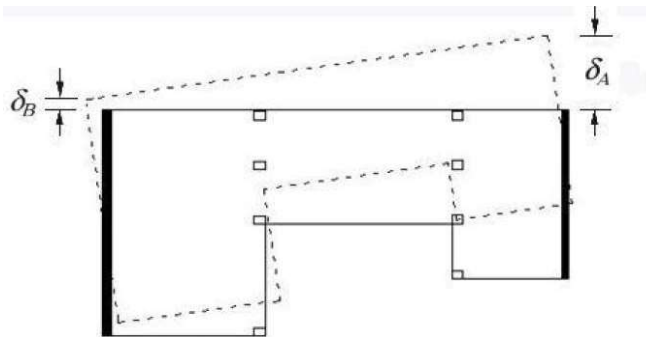
dimana  $\beta$  adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan x-1. Rasio ini diijinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0. Jika koefisien stabilitas  $\theta$  lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan  $\theta_{max}$ , faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Sebagai alternatif, diijinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya komponen struktur dengan  $1,0/(1 - \theta)$  Jika  $\theta$  lebih besar dari  $\theta_{max}$ , struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

Jika pengaruh P-delta disertakan dalam analisis otomatis, persamaan 2.36 masih harus dipenuhi, akan tetapi nilai  $\theta$  yang dihitung dari persamaan 2.35 menggunakan hasil analisis P-delta diijinkan dibagi dengan  $(1 + \theta)$  sebelum diperikasa dengan persamaan 36

s. Ketidak beraturan struktur

Menurut BSN (2012) pasal 7.8.4, eksentrisitas dan torsi digunakan untuk mengetahui ketidak beraturan struktur. Torsi terdiri dari torsi bawaan dan torsi tak terduga. Eksentrisitas dari torsi tak terduga adalah eksentrisitas tambhan 5% dari dimensi bangunan masing masing arah x dan arah y.

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C,D,E, atau F dimana tipe 1a atau 1b ketidak beraturan torsi terjadi harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan torsi dimasing masing tingkat dengan faktor pembesaran torsi ( $A_x$ ).



Gambar 2.4 Faktor pembesaran torsi ( $A_x$ )

$$\delta_{rata - rata} = \frac{\delta_A + \delta_B}{2} \dots\dots\dots(2.36)$$

$$A_x = \left[ \frac{\delta \text{ maksimum}}{1,2 \delta \text{ rata-rata}} \right]^2 \dots\dots\dots(2.37)$$

Faktor pembesaran torsi ( $A_x$ ) tidak diisyaratkan melebihi 3,0. Ketidak beraturan struktur terhadap torsi (1a dan 1b) ditentukan dengan syarat :

- |   |  |
|---|--|
| $\delta \text{ Max} < 1,2 \delta \text{ Avg}$                         | = Tidak terjadi ketidak beraturan struktur |
| $1,2 \delta \text{ Avg} < \delta \text{ Max} < 1,4\delta \text{ Avg}$ | = Terjadi ketidak beraturan torsi 1a       |
| $\delta \text{ Max} > 1,4\delta \text{ Avg}$                          | = Terjadi ketidak beraturan torsi 1b       |

#### 2.2.4. Perencanaan Struktur Pelat

Pelat beton dibuat untuk menyediakan suatu permukaan horizontal yang rata pada lantai bangunan, atap, jembatan atau jenis struktur lainnya. Pelat beton dapat ditumpu oleh dinding, balok, kolom, atau dapat juga terletak langsung diatas tanah (*slab on ground*). Pada struktur balok-pelat, umumnya balok dan pelat dicor secara bersamaan sehingga menghasilkan suatu kesatuan struktur yang monolit. Ketebalan dari pelat beton umumnya jauh lebih kecil dibandingkan dengan ukuran bentangnya (Setiawan, 2016).

Pada umumnya struktur pelat beton pada bangunan gedung dapat diklarifikasikan menjadi tiga kelompok yaitu sebagai berikut :

- a. Pelat Satu Arah, jika sistem pelat hanya ditumpu di kedua sisinya, maka pelat tersebut akan melentur atau mengalami lendutan dalam arah tegak lurus dari Sisi tumpuan. Beban akan didistribusikan oleh pelat dalam satu arah saja yaitu ke arah tumpuan. Pelat jenis ini disebut juga dengan pelat satu arah. Apabila pelat tertumpu di keempat sisinya, dan rasio bentang panjang terhadap bentang pendek lebih besar atau sama dengan 2, maka hampir 95% beban akan dilimpahkan dalam arah bentang pendeky dan pelat akan menjadi sistem pelat satu arah. Sistem pelat satu arah cocok digunakan pada bentangan 3-6 meter, dengan beban hidup sebesar 295-5 kN/m<sup>2</sup>.
- b. Sistem Pelat Rusuk (*Joist Construction*), sistem pelat rusuk terdiri dari pelat beton dengan ketebalan 50 hingga 100 mm, yang ditopang oleh sejumlah rusuk dengan jarak beraturan. Rusuk mempunyai lebar minimum 100 mm dan mempunyai tinggi tidak lebih dari 3,5 kali lebar minimumnya. Rusuk biasanya bersisi miring dan disusun dalam jarak tertentu yang tidak melebihi

750 mm. Rusuk ditopang oleh balok induk utama yang langsung menumpu pada kolom. Jarak antar rusuk dapat dibentuk dengan bekisting kayu atau baja yang dapat dilepas, atau dapat juga digunakan pengisi permanen berupa lempung bakar atau ubin beton yang memiliki kuat tekan minimal sama dengan kuat tekan beton yang digunakan pada pelat rusuk. Sistem pelat rusuk cocok digunakan untuk struktur pelat dengan bentangan 6 - 9 m serta memikul beban hidup sebesar 3,5-5,5 kN/m<sup>2</sup>.

- c. Pelat 2 arah apabila struktur pelat beton ditopang di keempat sisinya, dan rasio antara bentang panjang terhadap bentang pendeknya kurang dari 2, maka pelat tersebut dikategorikan sebagai sistem pelat dua arah.

#### **2.2.4.1. Desain Pelat Satu Arah**

Pelat beton yang memiliki perbandingan panjang antara bentang panjang terhadap bentang pendek lebih atau sama dengan 2 dikategorikan sebagai pelat satu arah. Pada sistem pelat satu arah, hampir seluruh beban dilimpahkan dalam arah pendek. Desain pelat satu arah pada umumnya dapat dilakukan seperti halnya struktur balok yang dianggap memiliki lebar 1 m.

Jika pelat hanya terdiri dari satu bentangan saja, dengan anggapan tertumpu sederhana di kedua sisinya, maka momen lentur yang timbul akibat beban  $q$  yang terdistribusi merata adalah  $M = qL^2/8$ , dengan  $L$  adalah panjang bentang antara kedua tumpuan. Bila pelat yang sama tertumpu pada beberapa tumpuan, maka akan timbul momen positif dan momen negatif pada pelat yang dapat dihitung melalui prosedur analisis struktur, atau dapat juga menggunakan koefisien momen yang diberikan dalam SNI 2847:2013, pasal 8.3.3, nilai koefisien momen tersebut dapat digunakan jika:

- a. Beda panjang bentang tidak terlalu jauh, dengan batasan panjang bentang tidak boleh melebihi 20% dari bentang terpendek.
- b. Beban bekerja adalah beban merata.
- c. Beban hidup tidak melebihi 3 kali beban mati.

Bila kondisi diatas tidak dipenuhi, maka harus dilakukan analisis struktur untuk menentukan momen-momen yang timbul pada struktur pelat menerus tersebut. Nilai koefisien momen seperti diisyaratkan dalam BSN (2013) pasal 8.3.3.



BSN (2013) memberikan beberapa batasan dalam hal desain pelat satu arah sbagai berikut :

- a. Desain dilakukan dengan menggunakan asumsi lebar 1 meter
- b. Ketebalan minimum pelat satu arah yang menggunakan  $f_y = 400$  Mpa harus ditentukan dari Tabel 2.18 berikut :

Tabel 2.18 Tebal minimum pelat

Jenis komponen struktur	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Keduan ujung menerus	Kantilever
Pelat satu arah	L/20	L/24	L/28	L/10
Pelat rusuk	L/16	L/18,5	L/21	L/8

Untuk  $f_y$  selain 400 MPa, maka nilai dari Tabel 2.7 harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$ .

- c. Lendutan harus diperiksa apabila pelat memikul konstruksi yang akan mengalami kerusakan akibat lendutan yang besar, batasan lendutan ditentukan sesuai dengan Tabel 2.19 berikut :

Tabel 2.19 Batasan lendutan pelat

Jenis Struktur Pelat	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 sesaat akibat beban hidup (L)	//180
Lantai yang tidak menahan atau disatukan dengan komponen non struktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan sesaat akibat beban hidup (L)	//360
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 yang bekerja, dan lendutan sesaat akibat penambahan beban hidup)	//480
Konstruksi atap atau lantai yang disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar	lendutan sesaat akibat penambahan beban hidup)	//240

- d. Selimut beton untuk selimut beton tidak boleh kurang dari 20mm, untuk pelat yang tidak berhubungan langsung dengan cuaca dan tanah
- e. Struktur pelat satu arah, harus disediakan tulangan susut dan suhu yang memiliki arah tegak lurus terhadap tulangan lentur. Persyaratan ini diatur

dalam SNI 2847:2013 pasal 7.12, Tulangan susut dan suhu harus paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton seperti ketentuan berikut namun tidak kurang dari 0,0014 :

- 1) Pelat yang menggunakan tulangan ulir dengan mutu  $f_y$  280 atau 350 MPa = 0,0020.
  - 2) Pelat yang menggunakan tulangan ulir atau jaring kawat las dengan mutu  $f_y$  420 MPa = 0,0018.
  - 3) Pelat yang menggunakan tulangan dengan tegangan luluh melebihi 420 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35 % = 0,0018  $\times \frac{420}{f_y}$ .
- f. Kecuali untuk pelat rusuk, maka jarak antar tulangan utama pada pelat tidak boleh lebih dari 3 kali ketebalan pelat atau tidak lebih dari 450 mm.

Untuk menghitung tulangan susut dan suhu dan suhu, dapat digunakan ketebalan total dari pelat  $h$  dan jarak antar tulangan  $s$  dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 2.38 berikut :

$$S = \frac{1000 \times A_b}{A_s} \dots\dots\dots(2.38)$$

Dimana :

- S = Jarak antar tulangan  
 $A_b$  = Luas penampang tulangan  
 $A_s$  = Luas tulangan yang diperlukan

Pada sistem pelat satu arah menerus, luas tulangan lentur dihitung pada setiap lokasi penampang kritis, pada tengah bentang, serta pada lokasi sekitar tumpuan. Pemilihan diameter tulangan serta detail tulangan sangat ditentukan oleh luas tulangan yang diperlukan, persyaratan jarak, serta persyaratan panjang penyaluran. Dalam melakukan pendetailan tulangan untuk pelat, tulangan dapat dibuat berupa tulangan lurus menerus atau dapat juga dilakukan pembengkokan beberapa tulangan bawah untuk disediakan sebagai tulangan tarik pada bagian tumpuan. Namunkarena pertimbangan waktu dan biaya untuk pembengkokan tulangan lebih tinggi dibandingkan dengan

tulangan lurus menerus, maka pada saat ini lebih banyak digunakan penulangan yang menerus.

#### 2.2.4.2. Desain Pelat Dua Arah

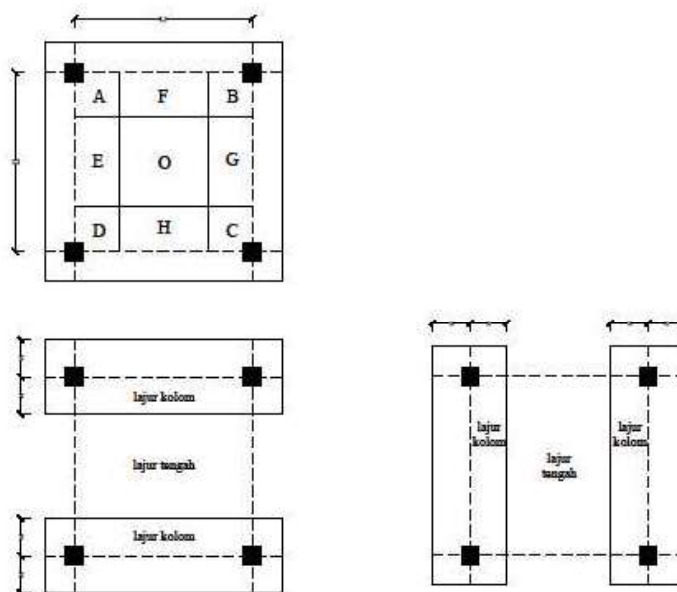
Analisis yang eksak dari suatu sistem pelat dua arah biasanya cukup kompleks karena struktur ini dapat dikategorikan sistem struktur statis tak tentu berderajat tinggi. Guna melakukan analisis terhadap sistem pelat dua arah, dapat digunakan metode numerik seperti metode elemen hingga, Namun guna keperluan praktis dalam hal desain sistem pelat dua arah, maka dalam SNI 2847:2013 Bab 13 diberikan metode penyederhanaan analisis sistem pelat dua arah. Dalam hal analisis maka boleh diasumsikan bahwa pelat adalah merupakan balok lebar dan pendek, yang bersama-sama dengan kolom di atas dan bawahnya membentuk suatu portal kaku.

Peraturan SNI memberikan dua buah metode pendekatan dalam melakukan analisis dan desain suatu sistem struktur pelat 2 arah, yaitu :

1. Metode Perencanaan Langsung (*Direct Design Method, DDM*) dirumuskan dalam BSN (2013) pasal 13.6, merupakan prosedur pendekatan untuk analisis dan desain pelat dua arah. Metode ini dibatasi untuk sistem pelat yang dibebani oleh beban terdistribusi merata, serta tertumpu oleh kolom-kolom dalam jarak yang sama atau hampir sama. Metode perencanaan langsung ini menggunakan sejumlah koefisien untuk menentukan besarnya momen rencana pada lokasi-lokasi kritis.
2. Metode Rangka Ekuivalen (*Equivalent Frame Method, EFM*), dirumuskan dalam BSN (2013) pasal 13.7, struktur Bangunan 3 dimensi dibagi-bagi menjadi beberapa rangka ekuivalen dua dimensi, pembagian tersebut dilakukan dengan cara membuat potongan sepanjang garis tengah di antara kedua kolom. Struktur rangka dianalisis secara terpisah lantai per lantai dalam arah memanjang dan melintang.

Pada Gambar 2.5 memperlihatkan bagian dalam dari suatu pelat dua arah yang ditopang oleh kolom A, B, C, dan D. Apabila pelat dibebani secara merata, maka pelat akan mengalami lendutan dalam kedua arah, dengan lendutan terbesar terjadi di tengah pelat, pada daerah O. Bagian O, E, F, G, dan

H akan mengalami momen positif, sedangkan daerah di sekitar kolom akan mengalami momen negatif maksimum.



Gambar 2.5 Lajur kolom dan lajur tengah

Pada lajur AFB, lajur ini mengalami lentur seperti halnya suatu balok menerus, yang memiliki momen negatif di A dan B, serta momen positif di F. Lajur ini menerus di kedua sisinya, dan membentuk lajur kolom. Selanjutnya perhatikan lajur EOG, pada lajur ini akan timbul momen negatif pada E dan G, serta momen positif pada O, lajur ini disebut sebagai lajur tengah. Lajur berikutnya adalah lajur DHC, yang memiliki perilaku yang sama seperti lajur AFB. Dengan demikian dalam arah horizontal, pelat tersebut dapat dibagi menjadi 3 lajur, yaitu dua buah lajur kolom (AFB dan DHG) serta satu buah lajur tengah EOG. Dengan cara yang sama, maka dalam arah vertikal dapat dibagi pula menjadi 3 lajur, yaitu dua buah lajur kolom (AED dan BGC), serta sebuah lajur tengah FOH. Lebar lajur kolom ditentukan dalam BSN (2013) pasal 13.2.1 yang menyatakan bahwa lajur kolom adalah suatu lajur rencana dengan lebar pada masing-masing Sisi sumbu kolom sebesar nilai yang terkecil antara  $0,25L1$  dan  $0,25L2$ , termasuk balok di dalamnya jika ada. Lajur yang terbentuk di antara dua buah lajur kolom, selanjutnya didefinisikan sebagai lajur tengah.

BSN (2013) menentukan ketebalan minimum pelat dua arah untuk mencegah terjadinya lendutan berlebih. Karena perhitungan lendutan dari pelat dua

arah cukup rumit, dan untuk mencegah lendutan yang besar, maka ketebalan pelat dapat ditentukan menggunakan rumus empiris sebagai berikut:

1. Untuk  $0,2 < \alpha_{fm} < 2,0$

$$h = \frac{l_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0,2)} \dots\dots\dots (2.39)$$

namun tidak kurang dari 125 mm

2. Untuk  $\alpha_{fm} > 2,0$

$$h = \frac{l_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \dots\dots\dots (2.40)$$

namun tidak kurang dari 90 mm

3. Untuk  $\alpha_{fm} < 0,2$

$h$  = ketebalan minimum pelat tanpa balok (Tabel 2.20)

dengan :

$l_n$  = panjang bentang bersih dalam arah memanjang dari konstruksi dua arah, diukur dari muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok, muka ke muka balok atau tumpuan lain pada kasus lainnya (mm)

$\beta$  = rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap arah pendek dari pelat dua arah

$\alpha_{fm}$  = nilai rata rata  $\alpha_f$  untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu pelat

$\alpha_f$  = rasio kekuatan lentur penampang balok ( $E_{cb}I_b$ ) terhadap kekuatan lentur pelat ( $E_{cs}I_s$ ), yang dibatasi secara lateral oleh garis-garis sumbu tengah dari pelat-pelat yang bersebelahan pada tiap sisi balok

$$\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} \dots\dots\dots (2.41)$$

$I_b$  = momen inersia bruto dari penampang balok terhadap sumbu berat, penampang balok mencakup pula bagian pelat pada setiap sisi balok sebesar proyeksi balok yang berada diatas atau dibawah pelat, namun tidak lebih dari empat kali tebal pelat

Tabel 2.20 Tebal minimum pelat tanpa balok dalam

$F_y$	Tanpa penebalan panel			Dengan penebalan panel		
	Panel Luar		Panel Dalam	Panel Luar		Panel Dalam
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi	
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
520	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

Tebal minimum pelat tanpa balok dalam seperti ditentukan dalam Tabel 12.4 tidak boleh kurang dari 120 mm (untuk pelat tanpa penebalan panel), atau tidak kurang dari 100 mm (untuk pelat dengan penebalan panel). Dalam BSN (2013) disyaratkan bahwa untuk panel dengan tepi yang tidak menerus, maka balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan  $\alpha$  yang tidak kurang dari 0,8. Atau sebagai alternatif, ketebalan maksimum yang dihitung dari Tabel 2.20 harus dinaikkan minimal 10%.

### 2.2.5. Perencanaan Struktur Balok

Balok adalah struktur yang menerima seluruh beban dari pelat lantai yang kemudian diteruskan ke struktur kolom dan kemudian kolom akan meneruskannya ke fondasi. Selain beban – beban aksial berupa beban grafitasi (beban mati dan hidup) balok juga menerima beban lateral berupa beban angin dan juga beban gempa walaupun tidak bersentuhan langsung namun reaksi struktur bangunan ketika menerima beban gempa juga diterima oleh struktur balok. Pada umumnya fungsi balok harus mampu menahan perikunya sendiri ketika menerima gaya – gaya yang terima balok itu sendiri yaitu lentur, geser, maupun torsi/puntir, dan juga gaya dalam aksial yang pada umumnya tidak terlalu besar.

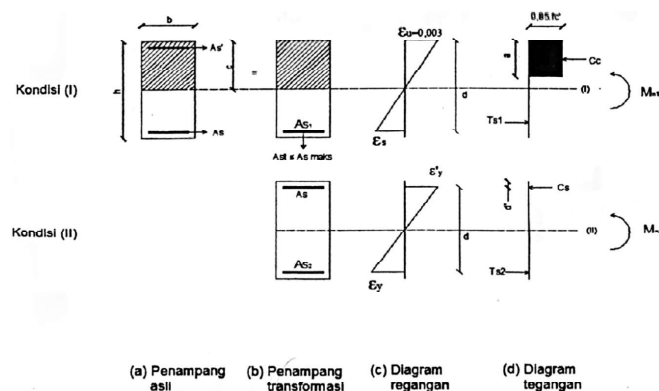
#### 2.2.5.1. Perancangan Lentur Balok

Dalam perancangan dan analisis struktur terhadap lentur balok bertujuan untuk mendapatkan dimensi serta tulangan pada balok. Dimensi balok biasanya diasumsikan sebelumnya sehingga diperlukan perhitungan tulangan. Pemberian tulangan dimaksudkan untuk memperkuat kelemahan pada beton, yaitu untuk menahan gaya tarik yang diterima balok saat terjadi lentur karena kuat tarik beton yang kecil dan tidak sebanding dengan kuat tarik tulangan baja. Komposisi antara

beton sebagai penahan gaya tekan dan tulangan baja sebagai penahan gaya tarik menghasilkan balok yang seimbang sehingga gaya – gaya eksternal mampu ditahan oleh balok. Ada tiga kemungkinan yang terjadi oleh kesetimbangan gaya – gaya internal antara beton dan tulangan baja sebagai berikut :

1. *Under reinforced design*, merupakan kondisi yang penampang balok betonnya memiliki kuat tarik dengan jumlah yang lebih sedikit dari yang dibutuhkan untuk mencapai keadaan setimbang.
2. *Balanced*, merupakan kondisi yang ideal yaitu baja tarik meleleh bersamaan dengan rusaknya beton.
3. *Over reinforced design*, merupakan kondisi jumlah tulangan berlebihan yang menjadikan beton tekan akan rusak lebih dahulu dan bersifat gatas menyebabkan beton mendadak mengelupas/meledak sehingga tidak memberikan kesempatan pengguna bangunan untuk menghindar dari kegagalan struktur tersebut.

Priyosulistyo, (2010) menjelaskan bahwa balok dapat dirancang menggunakan dua kondisi, yaitu menggunakan tulangan tunggal maupun tulangan rangkap. Saat melakukan perancangan perancangan, balok dibuat menggunakan tulangan tunggal dan bila terdapat kekurangan kemampuan untuk menahan beban yang diterima, maka balok dapat dibuat menggunakan tulangan rangkap. Penggunaan tulangan rangkap sebenarnya tidak meningkatkan kekuatan yang signifikan terhadap kemampuan balok, namun pada pelaksanaan penggunaan tulangan rangkap sangat diperlukan karena tulangan tulangan diperlukan untuk mengaitkan tulangan sengkang. Berikut persamaan – persamaan yang digunakan dalam perancangan balok tunggal maupun rangkap menurut Nawy,(1990).



Gambar 2.6 Penampang balok dan diagram tegangan – regangan tulangan rangkap

Pada kondisi (I)

$$T_s = C_c \dots\dots\dots(2.42)$$

$$A_{st} < 0,75 A_{sb} \dots\dots\dots(2.43)$$

$$A_{s1} \cdot f_y = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b_w \dots\dots\dots(2.44)$$

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b_w} \dots\dots\dots(2.45)$$

$$M_{n1} = T_s \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(2.46)$$

$$M_{n2} = A_{s1} \cdot f_y \left( d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{st} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b_w} \right) \dots\dots\dots(2.47)$$

dengan :

$T_s$  = Kuat momen torsi nominal yang disumbangkan oleh beton (Nm)

$C_c$  = Jarak dari serat tekan terluar ke garis netral (mm)

$A_{s1}$  = Luas tulangan ( $\text{mm}^2$ )

$A_{sb}$  = Luas tulangan ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = Mutu baja (Mpa)

$f_c$  = Kuat tekan beton (Mpa)

$b_w$  = lebar badan (mm)

$M_{n1}$  = Momen nominal (kNm)

$d$  = Jarak antar titik berat tulangan

$d'$  = Jarak pusat tulangan lentur kesisi beton (mm)

Pada kondisi (II)

$$\text{Selisih momen : } M_{n2} = T_{s2} \cdot (d - d') \dots\dots\dots(2.48)$$

$$M_{n2} = \frac{M_u}{\phi} - M_{n1} \dots\dots\dots(2.49)$$

$$f_{s2} = f_y \dots\dots\dots(2.50)$$

$$M_{n2} = A_{s2} \cdot f_{s2} \cdot (d - d') \dots\dots\dots(2.51)$$



$$A'_s = A_{s2} = \frac{M_{n2}}{f_{s2} (d - d')} \dots\dots\dots(2.52)$$

Sehingga diperoleh :

Tulangan tarik :  $A_s = A_{s1} + A_{s2}$

Tulangan tekan :  $A_{s'}$

BSN (2013) menjelaskan adanya persyaratan mengenai komponen struktur penahan lentur (balok) yaitu sesuai dengan persamaan 2.53 berikut :

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d \dots\dots\dots(2.53)$$

Namun, nilai  $A_{s \min}$  tidak kurang dari  $1,4 b_w d / f_y$

dengan :

$A_{s \min}$  = Luas tulangan minimal ( $\text{mm}^2$ )

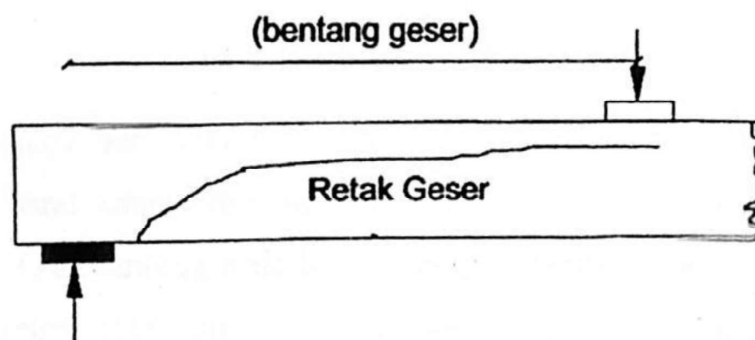
$f'_c$  = Kuat tekan beton (MPa)

$f_y$  = Kuat leleh baja yang diisyaratkan (MPa)

$b_w$  = Lebar badan balok (mm)

### 2.2.5.2. Perancangan Geser Balok

Priyosulistyo (2010) menjelaskan bahwa selain balok dapat rusak oleh beban lentur, balok juga dapat dirusak oleh beban geser. Jika kekuatan geser pada balok terlampaui maka akan terjadi pembesaran retak disalah satu ujung balok yang kemudian menjalar menuju ke arah beban luarnya. Rusak geser lentur selalu diawali dari sisi tarik balok, karena ditempat ini kemampuan balok menahan geser diperlemah oleh adanya tarik akibat lentur. Untuk tipikal kerusakan geser lentur dapat dilihat pada Gambar 2.7 berikut :



Gambar 2.7 Tipikal kerusakan geser lentur (Nawy, 1990)

Berdasarkan BSN (2013), dasar perhitungan tulangan geser balok seperti persamaan 2.54 berikut :

$$V_u \leq \phi ; \phi = 0,75 \dots \dots \dots (2.54)$$

dengan :

$V_n$  = Kuat geser nominal (kN)

$V_u$  = Gaya geser terfaktor (kN)

$\phi$  = Faktor reduksi (tanpa satuan)

sedangkan :

$$V_n = V_c + V_s \dots \dots \dots (2.55)$$

dengan :

$V_c$  = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton (kN)

$V_s$  = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser (kN)

Ketika proses desain yang dihitung yaitu jumlah tulangan geser yang diperlukan sehingga yang dicari adalah  $V_s$ , BSN (2013) menjelaskan bahwa kuat geser  $V_s$  tidak boleh melebihi kuat geser maksimum  $V_{Smaks}$ , yaitu dirumuskan pada persamaan berikut :

$$V_{Smaks} = \frac{2\sqrt{f_c'}}{3} b_w d \dots \dots \dots (2.56)$$

dengan :

$b_w$  = lebar badan (mm)

$V_{Smaks}$  = kekuatan geser sengkang (kN)

$f_c'$  = kuat tekan beton (MPa)

Menurut BSN (2013) untuk struktur non prategang yang hanya dibebani oleh geser dan lentur berlaku :

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \dots \dots \dots (2.57)$$

dengan  $\lambda = 1$  untuk penggunaan beton normal sesuai pasal 8.6.1.

Kekuatan geser sengkang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 2.47 dan 2.58 berikut :

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \dots \dots \dots (2.58)$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \dots\dots\dots(2.59)$$

$$V_r = \phi (V_s + V_c) \dots\dots\dots(2.60)$$

dengan :

$V_u$  = gaya geser ultimit (kN)

$V_r$  = kuat geser tereduksi (kN)

$A_v$  = luas tulangan geser tegak lurus dengan tulangan lentur tarik ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = kuat leleh baja (MPa)

$d$  = jarak dari serat tekan beton terluar ketitik berat tulangan (mm)

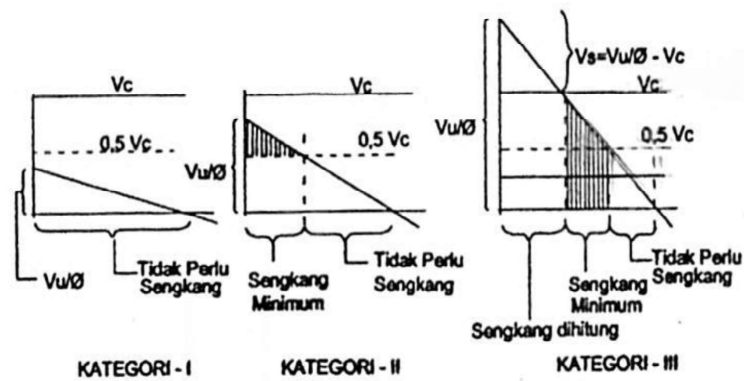
$s$  = jarak antar sengkang (mm)

Nilai  $A_v$  tergantung pada berapa banyak sengkang yang tegak lurus (kaki tulangan) dengan tulangan lentur dikalikan dengan luas tulangan ( $A_s$ ).

Priyosulistyo (2010) menyebutkan bahwa hal gaya geser yang harus dipikul oleh sengkang harus memenuhi syarat sebagai berikut :

1. Jika  $V_s > 4 V_c$ , maka yang diubah adalah dimensi balok
2. Jika  $4V_c > V_s > 2V_c$ , maka tulangan sengkang diperhitungkan dengan menggunakan persamaan 2.35 dengan jarak antar sengkang ( $s$ ) memenuhi syarat  $s < 300 \text{ mm}$ ,  $s < d/4$
3. Jika  $2V_c > V_s > V_c$ , maka tulangan sengkang diperhitungkan dengan persamaan 2.35 dan jarak antara sengkang ( $s$ ) memenuhi syarat :  $s < 600 \text{ mm}$  dan  $s < d/2$ .
4. Jika  $V_c > V_s > 0,5 V_c$ , maka luas tulangan sengkang minimum yang digunakan.
5. Jika  $V_u / \phi < 0,5 V_c$ , maka tulangan sengkang tidak diperlukan.
  - a)  $s < 600 \text{ mm}$
  - b)  $s < d/2$

Secara grafik syarat tulangan geser tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.8 berikut :



Gambar 2.8 Diagram gaya geser balok (Priyosulistyo, 2010)

**2.2.5.3. Perancangan Puntir/Torsi Pada Balok.**

Priyosulistyo, (2010) menjelaskan selain menerima beban lentur dan geser, secara bersamaan balok juga dapat dibebani oleh beban puntir. Puntir yang terjadi di balok mengakibatkan retak serong searah dengan arah puntiran, sehingga balok menjadi lebih panjang dengan ukuran tampang relatif mengecil. Arah retakan yang terjadi akibat geser puntir biasanya searah dengan arah retak akibat geser lentur, sehingga tulangan yang diperlukan untuk menahan geser puntir dapat digabungkan dengan tulangan oleh geser lentur. Untuk menahan gaya longitudinal akibat puntir diperlukan tulangan yang disebar di sekeliling tampang balok dan luasan yang diperlukan ini dapat disatukan dengan luasan penahan lentur.

Sebelum dilakukan perhitungan lebih lanjut, terlebih dahulu perlu dilakukan pengecekan apakah pengaruh torsi terfaktor  $T_u$  lebih kecil dari kemampuan menahan torsi tereduksi  $\phi T_n$ . Bila  $T_u < \phi T_n$ , maka tidak perlu ditinjau pengaruh torsi pada balok. Kemampuan balok untuk menahan torsi pada komponen struktur non prategang sesuai Persamaan 2.61 pada pasal 11.5.1 berikut:

$$T_c = \phi \times 0,083 \lambda \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots(2.61)$$

Bila  $T_u > T_n$ , maka perlu ditinjau dan dilakukan pengecekan terhadap dimensi balok tersebut agar tetap dapat digunakan yaitu dengan melakukan pengecekan  $T_u$  terhadap Persamaan 2.62 pada pasal 11.5.2.2 sebagai berikut:

$$T_{cr} = \phi \times 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots(2.62)$$

Bila dimensi terpenuhi, perhitungan kebutuhan tulangan sengkang setiap satuan

panjang ( $A_t/s$ ) dapat dicari dari Persamaan 2.63 pada pasal 11.5.3.6. berikut:

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_{yv} \cot(\theta)}{s} \dots\dots\dots(2.63)$$

Selanjutnya, diperlukan pengecekan kuat tekan beton terhadap gaya puntir arah horizontal dengan menggunakan Persamaan 2.64 pada pasal 11.5.3. 1. (a). berikut:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot p_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f_c'}}{3}\right) \dots\dots\dots(2.64)$$

dengan  $V_c$  adalah kemampuan beton dalam menahan geser, menggunakan Persamaan pada pasal 11.2.1.1.

Selain itu diperlukan pengecekan terhadap kebutuhan tulangan longitudinal minimum terhadap pengamll puntir dengan menggunakan Persamaan 2.65 sesuai pasal 11.5.3.7. berikut:

$$A_l \geq \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}\right) \cot^2(\theta) \dots\dots\dots(2.65)$$

dengan besarnya  $A_l$  tidak diijinkan diambil kurang dari yang dihitung sesuai Persamaan 2.66 pada pasal 11.5.5.3. berikut:

$$A_{l,min} = \frac{5 A_{cp} \sqrt{f_c'}}{12 \cdot f_{yl}} - \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}\right) \dots\dots\dots(2.66)$$

dengan :

$\theta$  = Sudut antara sumbu Strat, diagonal tekan, atau bidang tekan dan kord tarik komponen struktur. Menurut pasal II .5.3.6., nilainya diantara 300 - 600, namun boleh diambil 450 untuk komponen struktur non prategang.

$T_n$  = Kekuatan momen torsi maksimal

$A_t$  = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan torsi dalam spasi  $s$ , mm

$p_h$  = keliling galis pusat tulangan torsi transversal tertutup terluar, mm

$A_{oh}$  = Luas yang dilinekupi oleh garis pusat tulangan torsi transversal tertutup terluar

$f_{yv}$  = Tegangan leleh baja tulangan sengkang

$f_{yl}$  = Tegangan leleh baja tulangan longitudinal

### 2.2.6. Perancangan Hubungan Balok Kolom ( *Joint* )

Hubungan balok dengan kolom atau sering disebut dengan *joint* merupakan salah satu hal yang penting dalam sistem rangka pemikul momen. Jika hubungan balok kolom lemah maka akan mengakibatkan kerusakan atau kegagalan struktur. Persyaratan dari BSN (2013) pasal 21.7 berlaku untuk *joint* balok-kolom rangka momen khusus yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa.

BSN (2013) menjelaskan bahwa gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal yang terletak di muka *joint* harus ditentukan dengan mengasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur sebesar  $1,25 f_y$ . BSN (2013) pasal 21.7.2.3 menjelaskan bahwa tulangan balok longitudinal menenus yang melalui hubungan balok – kolom, dimensi kolom yang sejajar terhadap tulangan balok harus melebihi nilai  $d$  dan 20 kali diameter batang tulangan balok longitudinal terbesar untuk beton. Sedangkan untuk beton ringan dimensinya harus lebih dari 26 kali diameter batang tulangan.

BSN (2013) pasal 21.7.4.1 menjelaskan bahwa untuk beton berat normal,  $V_n$  *joint* tidak boleh diambil sebagai yang lebih besar dari nilai yang ditetapkan di bawah.

Untuk *joint* yang terkekang oleh balok – balok pada tiga muka atau pada dua muka yang berlawanan

$$1,2 \sqrt{f_c' A_j} \dots\dots\dots(2.67)$$

Untuk *joint* yang terkekang oleh balok – balok pada semua empat muka

$$1,7 \sqrt{f_c' A_j} \dots\dots\dots(2.68)$$

Untuk kasus – kasus lainnya

$$1,0 \sqrt{f_c' A_j} \dots\dots\dots(2.69)$$

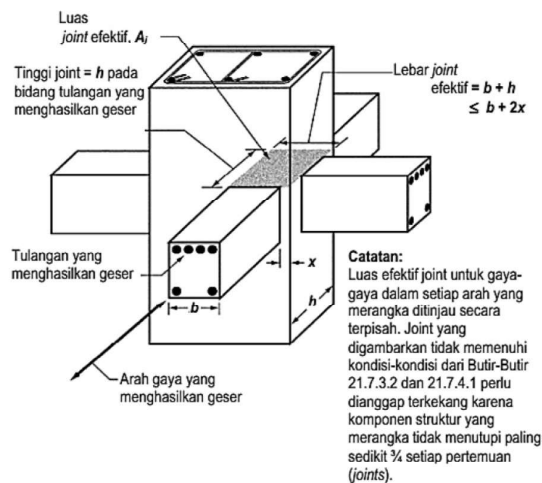
dengan :

$A_j$  = Luas penampang efektif dalam satuan *joint* ( $m^2$ )

$f_c'$  = Kuat tekan beton (MPa)

$A_j$  merupakan luas penampang efektif, sedangkan tinggi *joint* harus merupakan tinggi keseluruhan kolom,  $h$  dan lebar *joint* efektif merupakan lebar keseluruhan kolom. kecuali bila mana suatu balok merangka ke dalam suatu kolom yang lebih lebar, lebar *joint* efektif tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari :

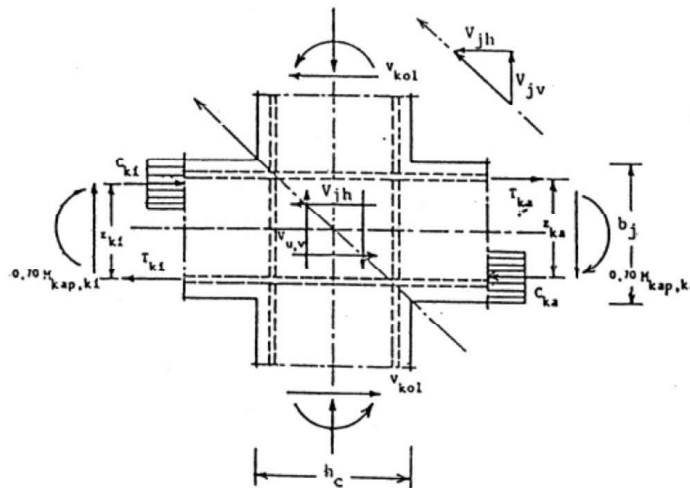
1. Dua kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom
2. Jumlah antara tinggi *joint* dengan lebar balok



Gambar 2.9 Hubungan balok – kolom (BSN, 2013)

Menurut DPU (1991) menjelaskan bahwa hubungan balok – kolom dari rangka dalam proses desain harus memenuhi beberapa persyaratan dan ketentuan sebagai berikut :

1. Gaya tulangan balok longitudinal pada sisi muka *joint* harus ditentukan dengan asumsi tegangan di dalam tulangan tarik lentur sebesar  $1,25f_y$  dan faktor reduksi kekuatan sesuai ketentuan sebelumnya, Momen lentur dan gaya geser kolom serta geser horizontal  $V_{jh}$  dan geser vertikal  $V_{jv}$  yang melewati inti *joint* harus dievaluasi dengan analisis rasional yang memperhitungkan seluruh pengaruh dari gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada *joint* yang ditinjau;



Gambar 2.10 Ilustrasi gaya – gaya yang bekerja pada *joint* yang ditinjau (DPU, 1991)

$$V_{j,h} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \dots\dots\dots(2.70)$$

dengan :

$$V_{ka} = T_{ka} = 0,70 \frac{M_{kap,ka}}{z_{ka}} \dots\dots\dots(2.71)$$

$$V_{ki} = T_{ki} = 0,70 \frac{M_{kap,ki}}{z_{ki}} \dots\dots\dots(2.72)$$

$$V_{kol} = \frac{0,70 \left( \frac{l_{ki}}{l_{ki}^*} M_{kap,ki} + \frac{l_{ka}}{l_{ka}^*} M_{kap,ka} \right)}{\frac{1}{2} (h_{k,a} + h_{k,b})} \dots\dots\dots(2.73)$$

dengan :

- $C_{ka}$  = Gaya tulangan balok kanan (kN)
- $C_{ki}$  = Gaya tulangan balok kiri (kN)
- $T_{ka}$  = Gaya tekan balok kanan (kN)
- $T_{ki}$  = Gaya tekan balok kiri (kN)
- $M_{kap,ka}$  = Momen kapasitas balok kanan (kNm)
- $M_{kap,ki}$  = Momen kapasitas balok kiri (kNm)

2. Tegangan geser harizontal nominal dalam *joint* diberikan oleh persamaan 2.63 berikut :

$$C_{ki} = \left( \frac{b_j}{h_c} \right) V_{jv} \dots\dots\dots(2.74)$$



dengan :

$b_j$  = lebar efektif *joint*

$h_c$  = tinggi total penampang

dengan nilai  $V_{jh}$  tidak melebihi ketentuan pada SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.4.1 dan lebar efektif *joint* diambil juga sesuai ketentuan pasal 21.7.4.1.

3. Mekanisme kuat geser inti *joint*, yaitu :

- a. Strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung *joint* yang memikul geser  $V_{ch}$  ;
- b. Mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horizontal dan strat diagonal beton daerah tarik *joint* yang memikul geser  $V_{sh}$  sehingga :

$$V_{jh} = V_{sh} + V_{ch} \dots\dots\dots(2.75)$$

4. Geser yang dipikul beton, yaitu nilai geser  $V_{ch}$  yang dipikul oleh beton strat harus diambil sesuai dengan nol kecuali bila tegangan tekan rata-rata minimum pada penampang bruto kolom beton diatas *joint*, termasuk tegangan prategang bila ada, melebihi  $0,1 f_c'$ , nilai  $V_{ch}$  mengikuti persamaan 2.76 berikut :

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{(N_{a,k}/A_g) - 0,1 f_c'} b_j h_c \dots\dots\dots(2.76)$$

dengan :

$V_{ch}$  = Gaya geser horizontal (kN)

$A_g$  = Luas bruto ( $\text{mm}^2$ )

$f_c'$  = Kuat tekan beton (MPa)

$b_j$  = Lebar efektif *joint* (m)

$h_c$  = Tinggi kolom (m)

5. Tulangan geser horizontal harus dapat memikul gaya geser rencana *joint* :

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch} \dots\dots\dots(2.77)$$

dengan :

$V_{sh}$  = Gaya geser horizontal sengkang (kN)

$V_{jh}$  = Gaya geser horizontal *joint* (kN)

$V_{ch}$  = Gaya geser horizontal kolom (kN)

Luas tulangan efektif dari tulangan geser horizontal yang melewati bidang kritis diagonal dan yang meletakkan di daerah lebar *joint* efektif  $b_j$  tidak boleh kurang dari :

$$A_{jh} = \frac{V_{sh}}{f_y} \dots\dots\dots(2.78)$$

dengan :

$$\begin{aligned} A_{jh} &= \text{Luas } joint \text{ (m}^2\text{)} \\ V_{sh} &= \text{Gaya geser horizontal sengkang (kN)} \\ f_y &= \text{Tegangan leleh baja (MPa)} \end{aligned}$$

Himpunan sengkang horizontal ini harus didistribusikan secara merata diantara tulangan balok lonitudinal atas dan bawah.

6. Geser *joint* vertikal, yaitu tulangan *joint* vertikal harus dapat menahan geser vertikal sebesar :

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} \dots\dots\dots(2.79)$$

dimana :

$$V_{cv} = \frac{A_{sc'}}{A_{sc}} \left( 0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g \cdot f_c'} \right) \dots\dots\dots(2.80)$$

dengan :

$$\begin{aligned} V_{cv} &= \text{Gaya geser vertikal kolom (kN)} \\ V_{sv} &= \text{Gaya geser vertikal sengkang (kN)} \\ A_{sc} &= \text{Luas tulangan longitudinal tekan (mm}^2\text{)} \\ A_{sc'} &= \text{Luas tulangan longitudinal tarik (mm}^2\text{)} \\ A_g &= \text{Luas penampang bruto (mm}^2\text{)} \\ f_c' &= \text{Kuat tekan beton (Mpa)} \end{aligned}$$

Sehingga kebutuhan tulangan geser vertikal *joint* dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai beriku berikut :

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y} \dots\dots\dots(2.81)$$

namun kebutuhan tulangan geser *joint* vertikal ini dapat digabungkan dengan kebutuhan tulangan longitudinal kolom pada *joint* tersebut sehingga bila  $A_{jv} < A_s$  total kolom, tidak diperlukan pemasangan sengkang tambahan.