

BAB III LANDASAN TEORI

3.1 Sejarah Perkembangan Sistem Pracetak

Beton merupakan material konstruksi yang banyak dipakai di Indonesia, jika dibandingkan dengan material lain seperti kayu dan baja. Hal ini bisa dimaklumi, karena bahan-bahan pembentukannya mudah terdapat di Indonesia, cukup awet, mudah dibentuk dan harganya relatif terjangkau. Ada beberapa aspek yang dapat menjadi perhatian dalam sistem beton konvensional, antara lain waktu pelaksanaan yang lama dan kurang bersih, kontrol kualitas yang sulit ditingkatkan serta bahan-bahan dasar cetakan dari kayu dan triplek yang semakin lama semakin mahal dan langka (Wahyudi, dkk, 2010).

Sistem beton pracetak merupakan metode konstruksi yang mampu menjawab kebutuhan di era millennium baru ini. Pada dasarnya sistem ini melakukan pengecoran komponen di tempat khusus di permukaan tanah (fabrikasi), lalu dibawa ke lokasi (transportasi) untuk disusun menjadi suatu struktur utuh (ereksi). Keunggulan sistem ini, antara lain mutu yang terjamin, produksi cepat dan massal, pembangunan yang cepat, ramah lingkungan dan rapi dengan kualitas produk yang baik. Sistem pracetak telah banyak diaplikasikan di Indonesia, baik yang sistem dikembangkan di dalam negeri maupun yang didatangkan dari luar negeri. Biasanya sistem pracetak yang berbentuk komponen, seperti tiang pancang, balok jembatan, kolom dan plat lantai (Wahyudi, dkk, 2010).

3.1.1. Perkembangan Sistem Pracetak Di Dunia

Sistem pracetak jaman modern berkembang mula-mula di Negara Eropa. Struktur pracetak pertama kali digunakan adalah sebagai balok beton precetak untuk Casino di Biarritz, yang dibangun oleh kontraktor Coignet, Paris 1891. Pondasi beton bertulang diperkenalkan oleh sebuah perusahaan Jerman, Wayss & Freytag di Hamburg dan mulai digunakan tahun 1906. Tahun 1912 beberapa bangunan bertingkat menggunakan sistem pracetak berbentuk komponen-komponen, seperti dinding, kolom dan lantai yang diperkenalkan oleh John.E.Conzelmann. Struktur komponen pracetak beton bertulang juga

diperkenalkan di Jerman oleh Philip Holzmann AG, Dyckerhoff & Widmann G Wayss & Freytag KG, Prteussag, Loser dll (Wahyudi dkk, 2010).

Sistem pracetak tahan gempa dipelopori pengembangannya di Selandia Baru. Amerika dan Jepang yang dikenal sebagai Negara maju di dunia, ternyata baru melakukan penelitian intensif tentang sistem pracetak tahan gempa pada tahun 1991. Dengan membuat program penelitian bersama yang dinamakan PRESS (*Precast Seismic Structure System*) (Wahyudi dkk, 2010).

3.1.2. Perkembangan Sistem Pracetak Di Indonesia

Indonesia telah mengenal sistem pracetak yang berbentuk komponen, seperti tiang pancang, balok jembatan, kolom dan plat lantai sejak tahun 1970an. Sistem pracetak semakin berkembang dengan ditandai munculnya berbagai inovasi seperti Sistem *Column Slab* (1996), Sistem *L-Shape Wall* (1996), Sistem *All Load Bearing Wall* (1997), Sistem *Beam Column Slab* (1998), Sistem Jasubakim (1999), Sistem Bresphaka (1999) dan sistem *T-Cap* (2000). Di Indonesia bangunan pracetak sering digunakan untuk pembangunan Mall, Rumah Sakit, Hotel dan Rumah Susun. Permasalahan mendasar dalam perkembangan sistem pracetak di Indonesia saat ini adalah (Wahyudi dkk, 2010):

1. Sistem ini relatif baru.
2. Kurang tersosialisasikan jenisnya, produk dan kemampuan sistem pracetak yang telah ada.
3. Keandalan sambungan antar komponen untuk sistem pracetak terhadap beban gempa.
4. Belum adanya pedoman resmi mengenai tata cara analisis, perencanaan serta tingkat kendalan khusus untuk sistem pracetak yang dapat dijadikan pedoman bagi pelaku konstruksi.

3.2 Beton Pracetak

Beton pracetak merupakan teknologi konstruksi struktur beton dengan komponen-komponen penyusun yang dicetak terlebih dahulu pada suatu tempat khusus (*off site fabrication*), terkadang komponen-komponen tersebut disusun dan disatukan terlebih dahulu (*pre-assembly*), dan selanjutnya dipasang di lokasi (*installation*), dengan demikian sistem pracetak ini akan berbeda dengan

konstruksi monolit terutama pada aspek perencanaan yang tergantung atau ditentukan pula oleh metode pelaksanaan dari pabrikasi, penyatuan dan pemasangannya, serta ditentukan pula oleh teknis perilaku sistem pracetak dalam hal cara penyambungan antar komponen join (Abduh, 2007 dalam Wahyudi dkk, 2010).

Ada dua hal penting yang harus diperhatikan dalam menganalisa dan merencanakan beton semi pracetak ini, yaitu (Son dkk, 2008):

1. Perencanaan elemen-elemen pracetak
Elemen-elemen pracetak harus direncanakan terhadap kondisi-kondisi yang dialami mulai dari proses fabrikasi sampai pada saat kondisi beban layan, termasuk didalamnya pengangkutan dari cetakan, penyimpanan, transportasi, dan ereksi.
2. Perencanaan sambungan (*joint*) elemen-elemen pracetak
Sifat natural dari elemen pracetak yang digabungkan menjadi kesatuan struktur, menyebabkan struktur beton pracetak tidak dapat mencapai kondisi monolit, seperti bila beton dicor di tempat. Untuk itu perlu diperhatikan pendetailan titik kumpul atau joint pada elemen-elemen ini sehingga mencapai kondisi seperti monolit (*monolithic emulation*).

3.2.1 Perbedaan Analisa Beton Pracetak dengan Beton Konvensional

Pada dasarnya mendesain konvensional ataupun pracetak merupakan beban-beban yang diperhitungkan, faktor-faktor koefisien yang digunakan untuk perencanaan juga sama, hanya mungkin yang membedakan adalah (Wahyudi dkk, 2010):

1. Desain pracetak memperhitungkan kondisi pengangkatan beton saat umur beton belum mencapai 24 jam. Apakah dengan kondisi beton yang sangat muda saat diangkat terjadi retak (*crack*) atau tidak. Di sini dibutuhkan analisa desain tersendiri, dan tentunya tidak pernah diperhitungkan kalo kita menganalisa beton secara konvensional.
2. Desain pracetak memperhitungkan metode pengangkatan, penyimpanan beton pracetak di *stock yard*, pengiriman beton pracetak, dan pemasangan beton pracetak di proyek. Kebanyakan beton pracetak dibuat di pabrik.

3. Pada desain pracetak menambahkan desain sambungan. Desain sambungan di sini, didesain lebih kuat dari yang disambung.

3.2.2 Keuntungan dan Kerugian Penggunaan Beton Pracetak

Struktur elemen pracetak memiliki beberapa keuntungan dibandingkan dengan struktur konvensional, antara lain (Wahyudi dkk, 2010):

1. Penyederhanaan pelaksanaan konstruksi.
2. Waktu pelaksanaan yang cepat.
3. Waktu pelaksanaan struktur merupakan pertimbangan utama dalam pembangunan suatu proyek karena sangat erat kaitannya dengan biaya proyek. Struktur elemen pracetak dapat dilaksanakan di pabrik bersamaan dengan pelaksanaan pondasi di lapangan.
4. Penggunaan material yang optimum serta mutu bahan yang baik.
5. Salah satu alasan mengapa struktur elemen pracetak sangat ekonomis dibandingkan dengan struktur yang dilaksanakan di tempat (*cast in-situ*) adalah penggunaan cetakan beton yang tidak banyak variasi dan biasa digunakan berulang-ulang, mutu material yang dihasilkan pada umumnya sangat baik karena dilaksanakan dengan standar-standar yang baku, pengawasan dengan sistem komputer yang teliti dan ketat.
6. Penyelesaian *finishing* mudah.
7. Variasi untuk permukaan *finishing* pada struktur elemen pracetak dapat dengan mudah dilaksanakan bersamaan dengan pembuatan elemen tersebut di pabrik, seperti: warna dan model permukaan yang dapat dibentuk sesuai dengan rancangan. Tidak dibutuhkan lahan proyek yang luas, mengurangi kebisingan, lebih bersih dan ramah lingkungan.
8. Dengan sistem elemen pracetak, selain cepat dalam segi pelaksanaan, juga tidak membutuhkan lahan proyek yang terlalu luas serta lahan proyek lebih bersih karena pelaksanaan elemen pracetaknya dapat dilakukan dipabrik.
9. Perencanaan berikut pengujian di pabrik.
10. Elemen pracetak yang dihasilkan selalu melalui pengujian laboratorium di pabrik untuk mendapatkan struktur yang memenuhi persyaratan, baik dari segi kekuatan maupun dari segi efisiensi
11. Secara garis besar mengurangi biaya karena pengurangan pemakaian alat-alat penunjang, seperti: *scaffolding* dan lain-lain.

12. Kebutuhan jumlah tenaga kerja dapat disesuaikan dengan kebutuhan produksi.

Namun demikian, selain memiliki keuntungan, struktur elemen pracetak juga memiliki beberapa keterbatasan, antara lain (Wahyudi dkk, 2010):

1. Tidak ekonomis bagi produksi tipe elemen yang jumlahnya sedikit.
2. Perlu ketelitian yang tinggi agar tidak terjadi deviasi yang besar antara elemen yang satu dengan elemen yang lain, sehingga tidak menyulitkan dalam pemasangan di lapangan.
3. Panjang dan bentuk elemen pracetak yang terbatas, sesuai dengan kapasitas alat angkat dan alat angkut.
4. Jarak maksimum transportasi yang ekonomis dengan menggunakan truk adalah antara 150 sampai 350 km, tetapi ini juga tergantung dari tipe produknya. Sedangkan untuk angkutan laut, jarak maksimum transportasi dapat sampai di atas 1000 km.
5. Hanya dapat dilaksanakan didaerah yang sudah tersedia peralatan untuk handling dan *erection*.
6. Di Indonesia yang kondisi alamnya sering timbul gempa dengan kekuatan besar, konstruksi beton pracetak cukup berbahaya terutama pada daerah sambungannya, sehingga masalah sambungan merupakan persoalan yang utama yang dihadapi pada perencanaan beton pracetak.
7. Diperlukan ruang yang cukup untuk pekerja dalam mengerjakan sambungan pada beton pracetak.
8. Memerlukan lahan yang besar untuk pabrikasi dan penimbunan (*stock yard*).

3.3 Standar Perencanaan

Proses perencanaan dan konstruksi suatu struktur bangunan pada umumnya diatur oleh suatu aturan tertentu, sesuai dengan lokasi struktur bangunan tersebut berada. Pada umumnya tiap negara memiliki peraturan masing-masing. Di Amerika Serikat, sebelum tahun 2000 dikenal tiga macam standar perencanaan bangunan yaitu *Uniform Building Code (UBC)*, *Standar Building Code*, dan *Basic Building Code*. Ketiga macam peraturan ini mencakup persyaratan – persyaratan dalam proses desain suatu struktur bangunan. Setelah tahun 2000, ketiga macam peraturan ini digantikan oleh *International Building Code (IBC)* yang selalu diperbarui setiap 3 tahun. Sedangkan peraturan desain

yang lebih spesifik untuk struktur beton bertulang diatur dalam *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 31811). Di Indonesia sendiri peraturan desain struktur beton diatur dalam SNI 2847:2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, yang disusun dengan mengacu pada peraturan ACI. Konsep perencanaan yang dianut oleh SNI adalah berbasis kekuatan, atau yang lebih sering dikenal sebagai metode *LRFD (Load and Resistance Factor Desain)*. Dengan menggunakan konsep ini, maka persyaratan dasar yang harus dipenuhi dalam desain adalah:

$$\begin{aligned} & \text{Kuat Rencana} \geq \text{Kuat Perlu} \\ & \phi (\text{Kuat Nominal}) \geq U \end{aligned} \quad (3.1)$$

Kuat nominal menggambarkan tingkat kekuatan elemen struktur yang dapat dihitung dengan metode–metode konservatif yang telah distandarkan dalam peraturan, sedangkan kuat perlu U, dihitung dengan mempertimbangkan faktor beban sesuai jenis beban yang bersangkutan, seperti beban mati D, beban hidup L, beban angin W, atau beban gempa E. Persamaan 3.1 berlaku secara umum untuk setiap elemen struktur yang dihitung. Secara khusus untuk elemen struktur yang memikul momen lentur, gaya geser, dan gaya aksial, maka Persamaan 3.1 dapat dituliskan secara lebih khusus sebagai berikut:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.2)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.3)$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad (3.4)$$

Dimana :

n : Kuat momen lentur, kuat geser dan kuat aksial nominal

u : Beban terfaktor dari momen lentur, gaya geser, dan gaya aksial

Untuk menghitung beban terfaktor pada sisi kanan persamaan tersebut, maka besarnya masing–masing beban dikalikan dengan faktor beban yang bersesuaian dan dikombinasikan sesuai dengan standar peraturan yang berlaku.

3.4 Perencanaan Balok *U-Shell*

Balok *U-Shell* berfungsi untuk memikul beban-beban semisal beban pelat dan berat balok itu sendiri serta beban-beban lain yang bekerja pada struktur tersebut. Keuntungan dari balok *U-Shell* adalah pada saat fabrikasi memudahkan dalam bekisting, selain itu lebih ekonomis.

3.4.1 Perencanaan Balok Anak

Berikut merupakan tahap-tahap perencanaan balok anak sebagai berikut:

1. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Anak

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Tata cara perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok dapat dilihat pada SNI 2847-2013 Pasal 21.3.2. Perumusan yang digunakan adalah:

$$\phi Mn = \phi \times As \times fy \times \left(d - \frac{1}{2}a \right) \quad (3.5)$$

Dimana:

- Mn = Momen nominal/tahanan
- ϕ = Koefisien yang ditentukan berdasarkan regangan
- As = Luasan tulangan yang digunakan
- fy = Kuat tarik baja
- d = Jarak serat terluar ke titik berat tulangan
- a = Tinggi blok tegangan persegi ekivalen

2. Perhitungan tulangan geser balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi:

$$\phi Vn \geq Vu \quad (3.6)$$

Dimana:

- Vn = kuat geser nominal penampang
 - Vu = kuat geser terfaktor pada penampang
 - ϕ = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75 (SNI 2847:2013, Pasal 9.3)
- Kuat geser nominal dari penampang merupakan sumbangan kuat geser beton (Vc) dan tulangan (Vs).

$$Vn = Vc + Vs \quad (3.7)$$

Dan untuk untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur saja(SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.1 persamaan 11-3):

$$Vc = 0,17 \alpha \sqrt{f'c} \times bw \times d \quad (3.8)$$

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada(SNI 03-2847-2002, Pasal 11.1):

$$\phi Vn \geq Vu \quad (3.9)$$

Dimana:

- Vu = Geser terfaktor pada penampang yang ditinjau
- Vn = Kuat geser nominal
- Vc = Kuat geser beton
- Vs = Kuat geser nominal tulangan geser

3.4.2 Perencanaan Balok Induk

Berikut merupakan tahap-tahap perencanaan balok anak sebagai berikut:

1. Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Tata cara perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok dapat dilihat pada SNI 2847-2013 Pasal 21.3.2. Perumusan yang digunakan adalah:

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2}a\right) \quad (3.10)$$

Dimana:

- M_n = Momen nominal/tahanan
- ϕ = Koefisien yang ditentukan berdasarkan regangan
- A_s = Luasan tulangan yang digunakan
- f_y = Kuat tarik baja
- d = Jarak serat terluar ke titik berat tulangan
- a = Tinggi blok tegangan persegi ekivalen

2. Perhitungan Tulangan Geser Balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.11)$$

Dimana:

- V_n = kuat geser nominal penampang
 - V_u = kuat geser terfaktor pada penampang
 - ϕ = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75
- Kuat geser nominal dari penampang merupakan sumbangan kuat geser beton (V_c) dan tulangan (V_s).

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.12)$$

dan untuk untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur

saja(SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.1 persamaan 11-3) :

$$V_c = 0,17 \alpha \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (3.13)$$

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada (SNI 03-2847-2013, Pasal 11.1) :

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.14)$$

Dimana:

- V_u = Geser terfaktor pada penampang yang ditinjau
- V_n = Kuat geser nominal
- V_c = Kuat geser beton
- V_s = Kuat geser nominal tulangan geser

3. Kontrol Lendutan

$$\Delta \leq \Delta_{ijin}$$

$$\frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{l}{16}$$

(3.15)

Dimana :

q = Berat

E = Elastisitas

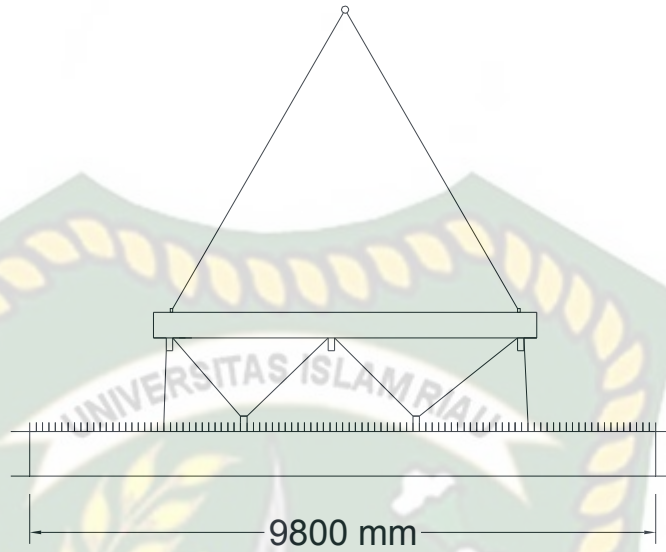
I = Inersia (mm⁴)

L = jarak suatu penampang (m)

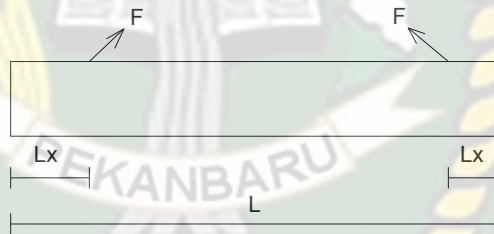
3.5 Pengangkatan Balok Pracetak

Untuk menjamin elemen pracetak tidak mengalami kerusakan/keretakan elemen pracetak harus diperhatikan dengan pada saat proses pengangkatan maupun penyimpanan. Setelah dilakukan perencanaan struktur sekunder perlu dilakukan kontrol pengangkatan, dimana dalam pelaksanaan pekerjaan beton pracetak perlu *erection* atau pengangkatan elemen pracetak dari *site* ke tempat pemasangan beton pracetak harus diperhatikan dengan teliti

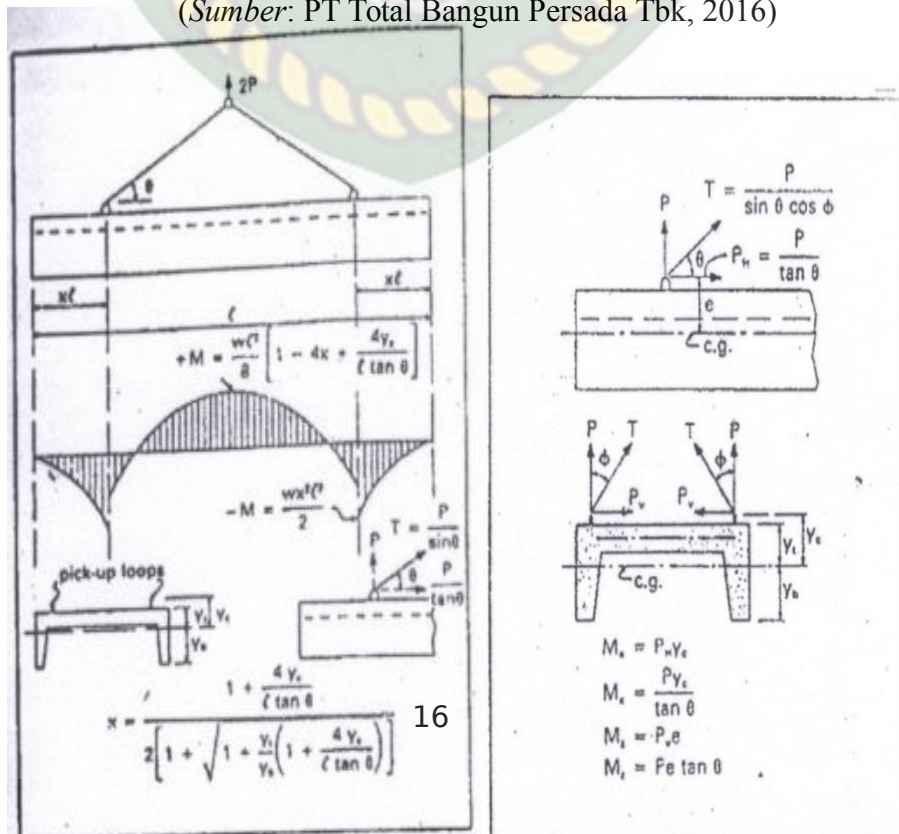
Kondisi pertama adalah saat pengangkatan balok pracetak untuk dipasang pada tumpuannya. Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok pracetak yang ditumpu oleh angkur pengangkatan yang menyebabkan terjadinya momen pada tengah bentang dan pada tumpuan. Ada dua hal yang harus ditinjau dalam kondisi ini, yaitu kekuatan angkur pengangkatan (*lifting anchor*) dan kekuatan lentur penampang beton pracetak.



Gambar 3.1 Pengangkatan Balok Pracetak (Sumber: PT Total Bangun Persada Tbk, 2016)



Gambar 3.2 Model Pembebanan Balok Pracetak Saat Pengangkatan (Sumber: PT Total Bangun Persada Tbk, 2016)



Gambar 3.3 Titik Angkat Untuk Balok Beton Pracetak

(Sumber: *Precast/Prestressed Concrete Institute 6th Edition, 2004*)

Dalam melakukan pengangkatan elemen pracetak akan mengakibatkan momen. Oleh karena itu, sebelum dilakukan pengangkatan pada elemen pracetak harus dipilih alternatif terbaik untuk pengangkatan elemen pracetak tersebut. Dengan demikian elemen pracetak tersebut terjamin dari kerusakan serta aman dalam operasional pengangkatan elemen pracetak.

3.6 Pembebanan

Dalam merencanakan suatu bangunan hal sangat penting menjadi perhatian bagi seorang perencana adalah menentukan beban-beban yang bekerja pada bangunan serta fungsi bangunan tersebut, baik beban mati dan beban hidup yang terjadi pada bangunan. Dalam SNI 1727:2013 dan PPPURG 1987 dijelaskan ketentuan-ketentuan pembebanan yang bekerja pada bangunan. Beban-beban ini seperti beban berat sendiri bangunan, beban hidup, dan beban mati tambahan.

3.6.1 Beban Sendiri Bangunan

Beban sendiri bangunan merupakan beban komponen-komponen struktur bangunan yang menjadi penyusun utama bangunan, beban ini berupa struktur kolom, balok, dan pelat lantai. Beban sendiri bangunan bersifat permanen tidak dapat berpindah-pindah, PPPURG 1987 telah menentukan beban sendiri bangunan.

Tabel 3.1 Beban Sendiri Bangunan

No	Beban Sendiri Bangunan	Beban (kN/m ³)
.		

1	Baja	78,5
2	Batu alam	26
3	Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	15
4	Batu karang (berat tumpuk)	7
5	Batu pecah	14,5
6	Besi tuang	72,5
7	Beton	22
8	Beton bertulang	24
9	Kayu (kelas I)	10
10	Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa	16,5
11	diayak)	17
12	Pasangan bata merah	22
13	Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	22
14	Pasangan batu cetak	14,5
15	Pasangan batu karang	16
16	Pasir (kering udara sampai lembab)	18
17	Pasir (jenuh air)	18,5
18	Pasir kerikil, koral	17
19	Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai	20
20	lembab)	114
	Tanah, lempung dan lanau (basah)	
	Timah hitam/timbel	

(Sumber :PPPURG 1987)

3.6.2 Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan merupakan beban bangunan yang berasal dari aksesoris bangunan seperti tembok, keramik, plafon, mekanikal elektronik, dan lain-lainnya.PPPURG 1987 telah menentukan beban mati tambahan.

Tabel 3.2 Beban Mati Tambahan (PPPURG 1987)

No	Beban Mati Tambahan	Beban (kN/m ³)
.		

	Adukan, per cm tebal :	0,21
1	1. Dari semen	0,17
	2. Dari kapur, semen merah atau tras	0,14
	Aspal, per cm tebal	
2	Dinding pasangan bata merah :	4,5
3	1. Satu bata	2,5
	2. Setengah bata	
	Dinding pasangan batako :	
4	1. Berlubang	
	a. Tebal dinding 20 cm (HB 20)	2
	b. Tebal dinding 10 cm (HB 10)	1,2
	2. Tanpa berlubang	
5	a. Tebal dinding 15 cm	3
	b. Tebal dinding 10 cm	2
	Langit-langit dan dinding, terdiri dari :	
6	1. Semen asben (eternit), tebal maks. 4 mm	0,11
	2. Kaca, tebal 3-5 mm	0,10
7	Lantai kayu sederhana dengan balok kayu	0,40
8	Penggantung langit-langit (kayu)	0,07
9	Penutup atap genteng	0,50
10	Penutup atap sirap	0,40
11	Penutup atap seng gelombang (BJLS-25)	0,10
	Penutup lantai dari ubin, per cm tebal	0,24

(Sumber : PPPURG 1987)

3.6.3 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang dapat berpindah tempat dari satu tempat ke tempat lainnya, beban ini seperti beban orang, beban perabotan, beban kendaraan, beban mesin dan lainnya. Sedangkan beban hidup yang bekerja pada atap berupa air hujan, SNI 1727:2013 telah menentukan beban hidup pada bangunan berdasarkan fungsi bangunan tersebut.

Tabel 3.3 Beban Hidup

Hunian Atau Penggunaan	Merata psf (KN/m ²)	Terpusat Ib (KN)
A	B	C
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2000 (8,9)
Ruang computer	100 (4,97)	2000 (8,9)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18)	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,79)	
Lobi		
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79)	
	100 (4,79)	
Panggung pertemuan	100 (4,79)	
Lantai Podium	150 (7,18)	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 KN/m ²)	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)

(Sumber : SNI 1727:2013)

Tabel 3.3 (Lanjutan)

A	B	C
Koridor		
Lantai Pertama	100 (4,79)	
Lantai lain	sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79)	

Ruang makan dan restoran	100 (4,79)	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator {pada daerah 2 in x 2in (50 mmx 50 mm)}		300 (1,33)
Kontruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan {pada area 1 in x 1 in(25 mm x 25 mm)}		200 (0,89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	100 (4,79)	
Hunian satu keluarga saja	40 (1,92)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5	
Garasi/parker	40 (1,92)	
Mobil penumpang		
Truk dan bus		
Susunan tangga, rel pengamandan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
Helipad	60 (2,78) tidak boleh direduksi	
Rumah sakit		
Ruang operasi, laboratorium	60 (2,78)	1000 (4,45)
Ruang pasien	40 (1,92)	1000 (4,45)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	1000 (4,45)

(Sumber : SNI 1727:2013)

Tabel 3.3 (Lanjutan)

	A	B	C
Hotel (lihat rumah tinggal)			
Perpustakaan			
Ruang Baca		60 (2,78)	1000 (4,45)
Ruang penyimpanan		150 (7,18)	1000 (4,45)
Koridor diatas lantai pertama		80 (3,83)	1000 (4,45)
Pabrik			2000 (8,90)
Ringan		125 (6,00)	3000
Berat		250 (11,97)	13,40
Gedung perkantoran			
Ruang arsip dan computer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan			

hunian		
Lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	2000 (8,90)
Kantor	50 (2,40)	2000 (8,90)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	2000 (8,90)
Lembaga hukum		
Blok sel	40 (1,92)	
Koridor	100 (4,790)	
Tempat rekreasi		
Tempat bowling, kolam renang dan penggunaan yang sama	75 (3,59)	
Bangsas dansa dan ruang dansa	100 (4,79)	
Stadium dan tribun/arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	60 (2,87)	
	100 (4,79)	

(Sumber : SNI 1727:2013)

Tabel 3.3 (Lanjutan)

A	B	C
Rumah tinggal Hunian (satu keluarga dan dua keluarga) Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gedung Semua hunian rumah tinggal lainnya Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	10 (0,48) 40 (1,92) 30 (1,44) 40 (1,92)	
Ruang publik dan koridor yang melayani mereka	100 (4,79)	
Atap Atap datar, terhubung, dan lengkung Atap digunakan untuk tujuan lainnya Atap yang digunakan untuk hunian lainnya Awning dan kanopi Kontruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	20 (0,96) 100 (4,79) Sama seperti hunia lainnya 5 (0,24) tidak boleh direduksi	
Toko Eceran Lantai Pertama Lantai di atasnya Grosir disemua lantai	100 (4,79) 75 (3,59) 125 (6,00)	1000 (4,45) 1000 (4,45) 1000 (4,45)
Penghalang kendaraan	Lihat pasal 4.5	

(Sumber : SNI 1727:2013)

Tabel 3.3 (Lanjutan)

A	B	C
Ssusuran jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2,87)	
Pekarangan dan teras jalur pejalan kaki	100 79)	

(Sumber: SNI 1727:2013)

3.6.4 Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban dalam arah horizontal dari struktur yang ditimbulkan oleh adanya gerakan tanah akibat gempa bumi, baik dalam arah vertikal maupun horizontal. Pada beberapa kasus umumnya pengaruh gempa dalam arah vertikal lebih menentukan daripada pengaruh gempa arah vertikal. Adapun peraturan saat merencanakan beban gempa dapat menggunakan peraturan perencanaan berikut

- 1 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Berdasarkan SNI 1726:2012

Dalam membangun sebuah gedung perlu memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi energy yang cukup untuk menahan gerak tanah desain dalam batasan-batasan kebutuhan deformasi dan kekuatan yang diisyaratkan. Berikut merupakan penjelasan

- 2 Langkah-langkah perhitungan beban gempa berdasarkan Akibat pengaruh gempa rencana, struktur gedung secara keseluruhan masih harus berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi diambang keruntuhan. Berikut ini perbedaan gempa rencana antara SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012:

- a. Berdasarkan SNI 03-1726-2002, zonasi peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 10% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 500 tahun.
- b. Berdasarkan SNI 03-1726-2012, zonasi peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun.

- 3 Faktor Keutamaan (I_e) dan Kategori Resiko Struktur Bangunan

Pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan faktor keutamaan (I_e) menurut tabel 3.5 dan Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan

Tabel 3.4 Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

No	Kategori	Faktor Keutamaan Gempa
1	I Atau II	1,00

2	III	1,25
3	IV	1,50

(Sumber : SNI 1726:2012)

Tabel 3.5 Kategori Resiko Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung Untuk Bangunan Gempa.

No	Jenis Pemamfaatan	Kategori resiko
A	B	C
1	Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : a Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan b Fasilitas sementara c Gedung penyimpanan d Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
2	Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : a Perumahan b Rumah toko dan rumah kantor c Pasar d Gedung perkantoran e Gedung apartemen/ rumah susun f Pusat perbelanjaan/ mall g Bangunan industri h Fasilitas manufaktur i Pabrik	II

(Sumber : SNI 1726:2012)

Tabel 3.5 (Lanjutan)

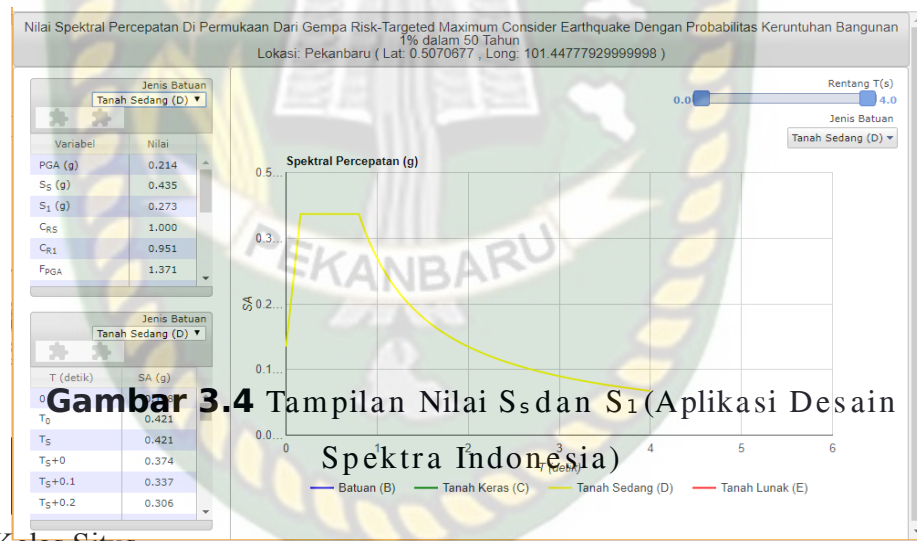
3	Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : a Bioskop b Gedung pertemuan c Stadion d Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki	III
---	---	-----

	<p>unit bedah dan unie manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat</p> <p>pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan peledak yang mengandung bahanberacun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi yang</p>	
<p>4</p>	<p>Gedung dan non gedung yang menimbulkan fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> a Bangunan-bangunan monumental b Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan c Bangunan-bangunan monumental d Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan e Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasiltas bedah dan f Fasilitas gawat darurat kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi g Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat h Fasilitas komunikasi, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk <p>Pusat tenaga listrik dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur penyalur tenaga listrik atau sturktur rumah atau struktur prndukung air atau material atau peralatan Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk</p>	<p>IV</p>

(Sumber: SNI 1726:2012)

4 Parameter Percepatan Gempa (Ss, S1)

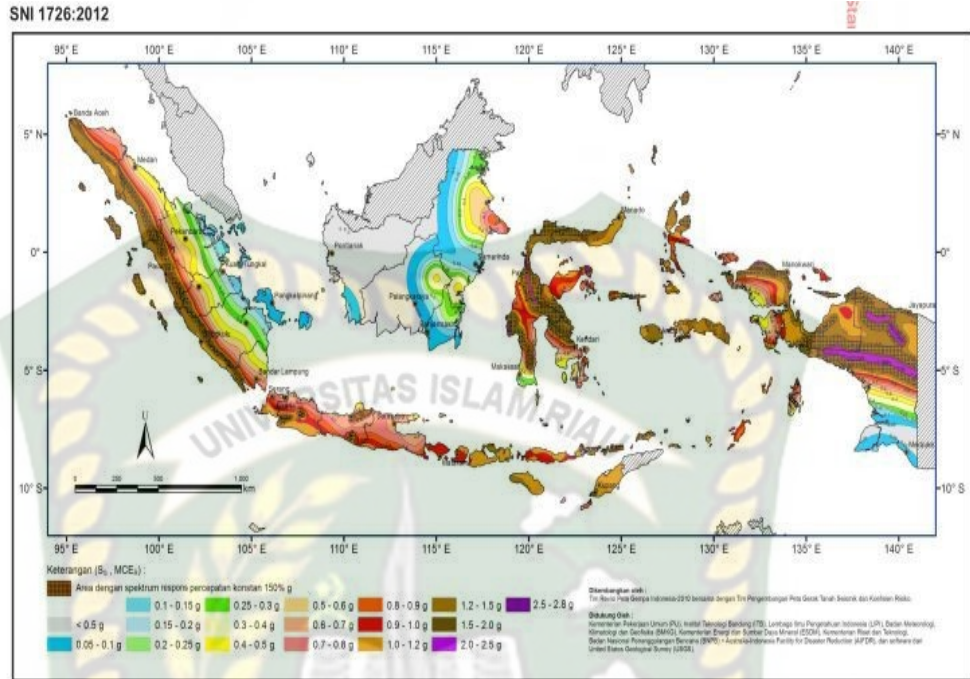
Parameter S_s (Percepatan batuan dasar pada priode pendek) dan S_1 (Percepatan batuan dasar pada priode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismic dengan kemungkinan 2 % terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 % dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan decimal terhadap percepatan gravitasi. Untuk menentukan nilai S_s (Percepatan batuan dasar pada priode pendek) dan S_1 (Percepatan batuan dasar pada priode 1 detik) dapat didownload secara otomatis pada aplikasi desain spektra Indonesia dengan masuk kesitus [Puskim.pu.go.id](http://puskim.pu.go.id) dengan alamat http://puskim.pu.go.id/aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/. Kemudian bisa diisikan menggunakan koordinat lokasi gedung atau dengan nama kota lokasi gedung maka akan terlampir seperti pada gambar 3.13.



Gambar 3.4 Tampilan Nilai S_s dan S_1 (Aplikasi Desain Spektra Indonesia)

5 Kelas Situs

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respon spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismic seperti pada gambar 3.14 dan 3.15 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun dan dinyatakan dalam bilangan decimal terhadap percepatan gravitasi. Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs SA, SB, SC, SD, SE dan SF dapat dilihat pada tabel 3.6



Gambar 3.5 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 detik



Gambar 3.6 Peta Respon Spektra Percepatan 1 detik

Tabel 3.6 Klasifikasi Situs

No	Kelas Situs	\dot{V}_s (m/detik)	\dot{N} atau \dot{N}	\dot{S}_U (Kpa)
1	SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A

2	SB (batuan)	750 sampai 150	N/A	N/A
3	SC (tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
4	SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50sampai 100
5	SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	<p>Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 meter tanah dengan karakteristik sebagai berikut :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2 Kasar air, $w \geq 40\%$ 3 Kuat geser niralir $\dot{S}_U < 25 \text{ Kpa}$ <p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah. 2 Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3 \text{ m}$) 3 Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah. 4 Lempung sangat organik 		

		<p>dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)</p> <p>5 Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $su < 50$ kPa</p>
--	--	---

(Sumber: SNI 1726-2012)

- 6 Setelah menentukan kelas situs selanjutnya menentukan koefisien situs F_a dan F_v , koefisien situs F_a merupakan faktor amplifikasi getran yang terkait percepatan pada getaran periode pendek, sedangkan koefisien situs F_v adalah faktor amplifikasi terkait percepatan pada getaran periode 1

Site Clas	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R Terpetakan Pada Perioda Pendek $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s < 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s > 1,25$
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
SF	SS^b				

(Sumber : SNI 1726:2012)

Tabel 3.8 Faktor Amplifikasi F_v Percepatan Respons Spektrum Faktor

Site Clas	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R Terpetakan Pada Perioda Pendek $T=0,2$ detik, S_s
-----------	--

	$S_s < 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s > 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
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 ^b				

(Sumber : SNI 1726:2012)

Selanjutnya nilai F_a dan F_v digunakan untuk menghitung parameter respon percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang digunakan sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.16)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (3.17)$$

Parameter percepatan spectral design berdasarkan persamaan berikut:

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.18)$$

$$S_{Ds} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.19)$$

Dimana:

S_{Ds} = Parameter percepatan response spectrum periode pendek

S_{D1} = Parameter percepatan response spectrum periode 1 detik

S_{MS} = Parameter response spectrum periode pendek

S_{M1} = Parameter response spectrum periode 1 detik

7 Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismik (KDS) dinyatakan dalam huruf A hingga F, system struktur dengan resiko gempa rendah dinyatakan dengan A sedangkan untuk system struktur dengan resiko gempa tinggi dinyatakan dengan F. system struktur dengan kategori resiko I, II dan III dengan nilai S_1 0,75 ditetapkan sebagai kategori desain seismik E dan system struktur dengan kategori resiko IV dan S_1 0,75 ditetapkan sebagai kategori desain seismik F.

Tabel 3.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

No	Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
		I atau II atau III	IV
1	$S_{DS} < 0,167$	A	A
2	$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
3	$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
4	$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber : SNI 1726:2012)

Tabel 3.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 detik

No	Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
		I atau II atau III	IV
1	$S_{D1} < 0,067$	A	A
2	$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
3	$0,133 \leq S_{D1} < 0,2$	C	D
4	$0,2 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber : SNI 1726:2012)

- 8 Spektrum Respon Desain
- Spectrum respon desain dapat dibentuk setelah nilai dari D_{DS} dan S_{D1} dihitung, kurva respon desain dikembangkan dengan mengaju pada ketentuan berikut:
- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan;

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$
 (3.20)
 - Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS} .
 - Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{SD_1}{T}$$

(3.21)

Keterangan:

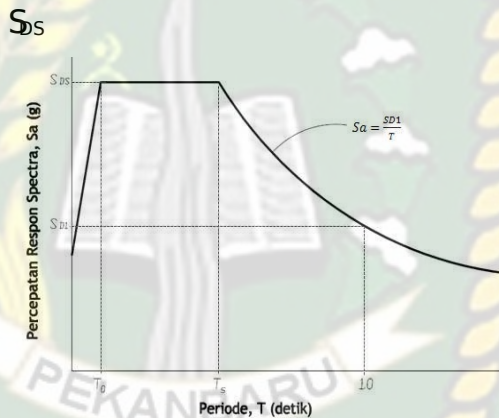
S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek;

S_{D1} = adalah parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik;

T = Priode getar fundamental struktur

$T_0 = 0,2 S_{D1}/S_{DS}$

$T_s = S_{D1}/S_{DS}$



Gambar
Respons

3.7 Spektrum Desain

- 9 Faktor Reduksi
 Sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk menggunakan, untuk menahan gaya gempa masing-masing arah kedua sumbu orthogonal struktur, bila sistem yang berbeda digunakan masing-masing nilai R , C_d dan Ω_o harus dikenakan pada setiap sistem yang ada dalam Tabel 3.13 berikut.

Tabel 3.11 Faktor R , C_d Dan Ω_o Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi i	Faktor kuatlebi h	Faktor pembesaran defleksi,	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m) ^c				
	respons,	sistem,	Cdb	Kategori desain seismik				
	Ra	Ω_o		B	C	Dd	Ed	Fe

Sistem rangka pemikul momen								
Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	10 <i>h</i> , <i>i</i>	TI ^b	TI ^c
Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI ^b	TI ^b	TI ^c
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	30	3½	10	10	10	10	10

(Sumber : SNI 1726:2012)

10 Periode Fundamental

Waktu getar alami yang diisyaratkan dalam SNI 1726:2012 tidak boleh melebihi koefisien batas atas pada periode waktu getar alami yang ditinjau (C_u)

Tabel 3.12 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral 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

(Sumber : SNI 1726:2012)

Tabel 3.13 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_r	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 % gaya gempa yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa.		
Rangka baja pemikul momen	$0,072$ 4^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	$0,046$ 6^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	$0,073$ 1^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	$0,073$ 1^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	$0,048$ 8^a	0,75

(Sumber : SNI 1726:2012)

Periode waktu getar alami fundamental dihitung dengan rumus pendekatan sebagai berikut:

$$T_{a \text{ minimum}} = C_r h_n^x$$

(3.22)

Dimana:

$T_{a \text{ minimum}}$ = nilai batas bawah perioda fundamental

pendekatan

h_n = ketinggian struktur dalam meter

C_r = ditentukan dari tabel 3.13

x = ditentukandari tabel 3.13

11 Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik (v), dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \times W \quad (3.23)$$

Keterangan:

C_s = koefisien response seismik

W = berat seismik efektif

Koefisien respons seismik (C_s) harus ditentukan sesuai dengan persamaan 3.24.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.24)$$

(3.24)

Dimana:

S_{DS} = parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan 3.24 tidak perlu melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.25)$$

(3.25)

C_s tidak boleh kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.26)$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.27)$$

Keterangan:

S_{D1} = parameter percepatan spectrum respons desain pada perioda sebesar 1 detik

T = perioda fundamental struktur

S_1 = parameter percepatan spectrum respons maksimum yang ditetapkan

3.7 Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal sama dengan SNI sebelumnya. Akan tetapi, pada kombinasi yang terdapat beban gempa di persamaannya harus didesain berdasarkan pengaruh beban seismik yang telah di tentukan.

Tabel 3.14 Kombinasi pembebanan untuk $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 1$

No.	Kombinasi	Koefisien	Koefisien	Koefisien	Koefisien
1	Kombinasi 1	1,4 DL	0 LL	0 EX	0 EY
2	Kombinasi 2	1,2 DL	1,6 LL	0 EX	0 EY
3	Kombinasi 3	1,46 DL	1 LL	0,39 EX	1,3 EY
4	Kombinasi 4	0,94 DL	1 LL	-0,39 EX	-1,3 EY
5	Kombinasi 5	1,06 DL	1 LL	0,39 EX	-1,3 EY
6	Kombinasi 6	1,34 DL	1 LL	-0,39 EX	1,3 EY
7	Kombinasi 7	1,46 DL	1 LL	1,3 EX	0,39 EX
8	Kombinasi 8	0,94 DL	1 LL	-1,3 EX	-0,39 EX
9	Kombinasi 9	1,34 DL	1 LL	1,3 EX	-0,39 EX
9	Kombinasi 10	1,06 DL	1 LL	-1,3 EX	0,39 EX

10					
11	Kombinasi 11	0,64 DL	0 LL	0,39 EX	1,3 EY
12	Kombinasi 12	1,16 DL	0 LL	-0,39 EX	-1,3 EY
13	Kombinasi 13	1,04 DL	0 LL	0,39 EX	-1,3 EY
14	Kombinasi 14	0,76 DL	0 LL	-0,39 EX	1,3 EY
15	Kombinasi 15	0,64 DL	0 LL	1,3 EX	0,39 EX
16	Kombinasi 16	1,16 DL	0 LL	-1,3 EX	-0,39 EX
17	Kombinasi 17	0,76 DL	0 LL	1,3 EX	-0,39 EX
18	Kombinasi 18	1,04 DL	0 LL	-1,3 EX	0,39 EX

(Sumber : SNI 1726:2012)

