

DESAIN STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA KANTOR BPR KABUPATEN MOJOKERTO

Gode Mas¹, Ali Mokhtar²

^{2,1} Program Profesi Insinyur, Universitas Muhammadiyah Malang, Jl. Raya Tlogomas 246 Malang

Kontak Person:
Gode Mas

Jalan Raya Tlogomas No. 246, Tlogomas, Lowokwaru, Kota Malang, Jawa Timur 65144,
E-mail: demasgod@gmail.com

Abstrak

Dalam merencanakan sebuah bangunan gedung perkantoran harus memperhitungkan kekuatan dari struktur dari bangunan itu sendiri karena struktur bangunan gedung perkantoran harus bisa memikul semua beban-beban bekerja baik berat sendiri struktur, beban hidup serta berat sendiri dari komponen lainnya seperti bahan eksterior dan interior serta plumbing dan mekanikal. Letak dan posisi kantor Bank Perkreditan Rakyat Kabupaten Mojokerto terletak di tengah kota yang berada di Jalan Raden Wijaya nomor 60 Mojokerto. Gedung ini berfungsi sebagai perkantoran Bank Perkreditan Rakyat sehingga kebutuhan sarana dan prasarananya harus memenuhi terhadap tingkat kenyamanan bagi para pengunjung termasuk fasilitas parkir dan ruang tunggu yang memadai serta dilengkapi dengan lift dan tangga beton sebagai sarana penghubung dari lantai satu kelantai lainnya. Gedung ini didesain dengan mengacu pada peraturan SNI 2847-2013 tentang perencanaan beton struktural untuk bangunan gedung dan peraturan SNI 1726-2019 tentang peraturan Gempa Indonesia. Struktur gedung ini berada dalam kelas situs SD (tanah sedang) dan termasuk dalam kriteria desain seismik tipe D, dengan katagori resiko II. Dalam perencanaan gedung ini menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dimana $R=8$, $\Omega=3$, $C_d=5,5$. Analisa struktur menggunakan software SAP2000, bahan yang dipergunakan adalah mutu beton $K-300 f'c=24,9$ Mpa dan baja $f_y=400$ Mpa untuk baja tulangan diatas $\varnothing 13$ mm dan $F_c=240$ Mpa baja tulangan dibawah $\varnothing 12$ mm untuk rebar dan tulangan sengkang.

Kata Kunci: struktur, gempa statik dan dinamik

1. Pendahuluan

Indonesia merupakan daerah yang sangat rawan gempa. Hampir setiap wilayah di Indonesia berpotensi mengalami gempa. Kantor BPR merupakan sebuah aktivitas kantor bank yang menurut artinya adalah sebuah tempat atau pusat kegiatan kantor dan perusahaan yang bergerak dalam usaha simpan-meminjam uang dan juga tempat untuk menabung uang dari para Nasabah. Seiring dengan fungsinya kantor ini adalah sebagai tempat untuk melayani publik dalam hal ini adalah Nasabah, sehingga perencanaan struktur dari gedung ini haruslah direncanakan strukturnya yang kuat dan kokoh serta stabil terhadap guncangan akibat gempa, angin sehingga awet sampai dengan batas umur rencana yang dipersyaratkan serta memenuhi tujuan-tujuan yang ekonomis sehingga merujuk kepada penggunaan material produksi dalam negeri yang ber SNI serta penggunaan bahan lokal yang mudah di dapatkan selama pelaksanaannya.

Berdasarkan latar belakang di atas maka didapatkan beberapa rumusan masalah mengenai permasalahan tersebut yaitu perencanaan struktur yang bagaimana agar bangunan atau gedung dapat tetap kuat saat terjadi gempa. Sistem yang digunakan dalam melakukan perencanaan struktur bangunan yang dapat untuk tahan gempa dan juga desain yang sesuai agar bangunan dapat berdiri kokoh. Adapun tujuan dari penelitian ini adalah menyusun struktur bangunan yang tahan terhadap gempa.

Pada penelitian ini metode perbaikan dilakukan dengan cara melakukan desain ulang pada desain bangunan. Analisis dan metode desain struktur dilakukan menggunakan pedoman atas dasar peraturan yang berlaku sesuai peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung 1983, peraturan beton bertulang Indonesia, dan lainnya.

2. Metode Penelitian

Dasar metode penelitian terhadap gedung kantor ini karena gedung yang sudah ada kurang representatif sebagai kantor pelayanan publik, akibat dari kurang memadainya sehingga gedung ini dilakukan desain ulang (*redesain*) dari gedung yang sebelumnya. Analisis dan metode desain struktur

kantor BPR Mojokerto ini menggunakan pedomaan perencanaan atas dasar peraturan-peraturan yang berlaku di Indonesia antara lain: (1) Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (2) Peraturan Beton Bertulang Indonesia [1]. (3) Peraturan SNI Untuk Bangunan Gedung SNI - 2847-2013[2]. (4) Peraturan Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung SNI - 1726;2019 [3]. (5) Peraturan Menteri Perindustrian No. 80/M-IND/PER/9/2015. Daftar SNI Wajib Tahun 2019. (6) Analisa struktur menggunakan *software* SAP2000, Versi.15. Berat beban mati dan beban hidup perencanaan bangunan gedung berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983 tabel 1 adalah:

Tabel 1 Berat beban gedung berdasarkan PPIUG 1983

Beban Mati :		Beban Hidup :	
1. Baja	= 7850	1. Parkir	= 400 kg/m ²
kg/m ³		2. Parkir bawah lantai	= 800 kg/m ²
2. Beton bertulang	= 2400	3. Lantai kantor	= 250 kg/m ²
kg/m ³		4. Lantai sekolah	= 250 kg/m ²
3. Batu alam	= 2600	5. Ruang pertemuan	= 400 kg/m ²
kg/m ³		6. Ruang dansa	= 500 kg/m ²
4. Pasangan bata merah	= 1700	7. Lantai olahraga	= 400 kg/m ²
kg/m ³		8. Tangga dan bordes	= 300 kg/m ²
5. Beban finishing (kramik)	= 24 kg/m ²	9. Lantai atap	= 100 kg/m ²
6. Plster 2,5 cm	= 53 kg/m ²		
7. Beban ME	= 25 kg/m ²		
8. Beban plafond+pengatung	= 18 kg/m ²		
9. Beban dinding	= 250 kg/m ²		
10. Water proofing	= 5 kg/m ²		

3. Hasil dan Pembahasan

3.1 Desain Awal dan Analisa Struktur

Data-data desain awal struktur terdiri dari beban mati, beban hidup, beban gempa, beban angin, beban air dan salju. Beban mati adalah beban dari material yang digunakan pada struktur dan beban mati tersebut yang bekerja tetap sesuai dengan berat sendiri struktur. Beban hidup adalah beban yang dapat bekerja secara berpindah-pindah dan bersifat sementara pada suatu tempat tertentu. Beban gempa adalah beban yang bekerja pada suatu struktur akibat dari pergerakan suatu tanah yang disebabkan oleh adanya gempa bumi. Beban angin adalah beban yang bekerja pada struktur akibat struktur yang mem-blok aliran angin sehingga energi kinetik angin yang bekerja dapat menimbulkan beban angin. Beban air/salju adalah beban yang bekerja pada struktur atap yang diakibatkan oleh air hujan atau adanya salju.

3.2 Preliminary Desain

Mutu Bahan:

Mutu beton K = 300 → beton $f'_c = 24,9$ Mpa

Modulus elastisitas (E_s) = $4700 \times \sqrt{f'_c} = 4700 \times \sqrt{24,9} = 23453$ N/mm²

Baja U24 untuk besi tulangan $\emptyset \leq 12$

$F_y = 240$ Mpa

Baja U24 untuk besi tulangan $\emptyset \geq 13$

$F_y = 400$ Mpa

Lokasi bangunan : Kabupaten Mojokerto

Jenis tanah : Sedang

Kategori gedung : Perkantoran

Tinggi kolom tiap lantai : 3,50 meter

Ukuran bangunan : 12 m x 16 m

Beban-beban

Beban hidup (LL) plat lantai : 250 kg/m²

Beban hidup (LL) plat atap : 100 kg/m²

Beban mati Berat sendiri komponen struktur (DL) sudah dihitung secara otomatis oleh SAP2000, berdasarkan input data dan karakteristik material yang direncanakan.

Beban-belan gravitasi tersebut dapat dirangkum untuk masing-masing lantai sbb :

Lantai 1 – 3 :

Beban hidup	: 250 kg/m ² untuk lantai perkantoran
Beban mati tambahan :	
Keramik	: 24 kg/m ²
Plesteran (2,5 cm x 21)	: 53 kg/m ²
Beban M/E	: 25 kg/m ²
Beban plafond (11+7)	: <u>18 kg/m²</u>
	: 120 kg/m ²

Lantai 4 atap :

Beban hidup	: 100 kg/m ² untuk lantai atap
Beban mati tambahan :	
Plesteran (2,5 cm x 21)	: 53 kg/m ²
Beban M/E	: 25 kg/m ²
Beban plafond (11+7)	: 18 kg/m ²
Water proofing	: <u>5 kg/m²</u>
	: 101 kg/m ²

3.3 Dimensi Balok

Untuk perencanaan dimensi balok mengacu pada SNI-03-2847-2013 pasal 9.5.2.1 tabel 9.5.a. Dalam hal ini panjang bentang balok sesuai yang direncanakan adalah 4 meter.

Berikut rumus perencanaan dimensi balok :

$$h_{min} = \left(\frac{l}{16} \right) x \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$h_{min} = \left(\frac{4000}{16} \right) x \left(0,4 + \frac{400}{700} \right)$$

$h_{min} = 250$ mm, direncanakan dimensi balok ukuran 200/400 mm²

3.4 Dimensi Kolom

Untuk menentukan dimensi kolom rencana diambil kolom yang paling dasar yaitu lantai 1, sehingga ditentukan dengan cara sebagai berikut:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (1)$$

Dimana :

σ = tegangan beton

P = total beban ditanggung kolom paling bawah

A = luas penampang kolom rencana

σ diambil berdasarkan mutu beton $f'_c = 24,9/3$ sehingga nilainya adalah = 8,3 Mpa

Perkiraan total beban per m² dari berat pelat, balok, beban mati tambahan dan beban hidup pada masing-masing lantai adalah:

Beban Mati (DL) Pelat tebal 120 mm:

$$0,12 \times 2,4 = 0,288 \text{ t/m}^2$$

Kolom 400 x 400 pada keempat sisi pelat= 4m x 4m, tinggi kolom per lantai 3,5 m

$$(0,4 \times 0,4 \times 3,5 \times 2,4 \times 4)/16 = 0,336 \text{ t/m}^2$$

Balok 200 x 400 pada keempat sisi pelat= 4m x 4m, panjang total = 4 m x 4 = 16 m

$$(0,20 \times 0,40 \times 2,4 \times 16)/16 = 0,192 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Finishing} = 0,120 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Total DL} = (0,288+0,336+0,192+0,120) = 0,936 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Beban Hidup (LL)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u = 1,2DL + 1,6LL = (1,2) \times (0,936) + (1,6) \times (0,25)$$

$$= 1,53 \text{ t/m}^2 \approx 1,60 \text{ t/m}^2$$

$$P = 1,60 \text{ t/m}^2 \times 4\text{ m} \times 4\text{ m} \times 4 \text{ lantai} = 102,4 \text{ ton} \approx 1024000 \text{ N}$$

$$A = \frac{P}{\sigma}$$
$$A = \left(\frac{1024000}{8,3} \right)$$

$$= 123374 \text{ mm}^2$$

Dimensi kolom yang di pakai = $\sqrt{123374} = 352 \times 352 \text{ mm}^2$

Dicoba pakai dengan ukuran kolom $400 \times 400 \text{ mm}^2 \approx 40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$.

3.5 Dimensi Plat

Untuk perencanaan plat dengan balok yang membentang diantara tumpuan pada semua sisinya, tebal plat minimum h harus memenuhi SNI-03-2847-2013 pasal 9.5.3.2. Untuk α_{fm} yang sama atau lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan table 9.5(c) **pasal 9.5.3.2**.

Untuk α_{fm} lebih besar dari 0,2 tetapi tidak lebih kecil dari 2,0 h tidak boleh kurang dari

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

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

Untuk α_{fm} lebih besar dari 2,0 ketebalan pelat minimum h tidak boleh kurang dari

$$h = \frac{l_n \left(0,8 - \frac{f_y}{1500} \right)}{36 - 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Keterangan:

$$l_n = \text{panjang bentang bersih yang diukur muka ke muka tumpuan (mm)}$$
$$= 4000 - 200$$
$$= 3800 \text{ mm}$$

$$f_y = \text{kekuatan leleh tulangan yang disyaratkan (Mpa)}$$
$$= 400 \text{ Mpa}$$

$$\beta = \text{rasio dimensi panjang terhadap pendek, bentang bersih untuk pelat dua arah}$$
$$= 4/4 = 1$$

$\alpha_{fm} =$ nilai rata-rata dari rasio kekuatan lentur penampang balok terhadap kekuatan lentur pelat

Perencanaan pelat menggunakan metode perencanaan langsung sesuai SNI-03-2847-2013 pasal 13.6. Syarat penggunaan metode perencanaan langsung: (1) Minimum harus ada tiga bentang menerus pada masing-masing arah. Ada 3 bentang dengan panjang masing-masing 4 m pada arah X dan arah Y. (2) Panel harus berbentuk persegi, dengan rasio antara bentang yang lebih panjang terhadap yang lebih pendek pusat ke pusat tumpuan dalam panel tidak lebih besar dari $2L_x/L_y = 4/4 = 1 < 2$. (3) Beban yang diperhitungkan hanyalah beban gravitasi dan terbagi merata pada seluruh pelat. Beban hidup tidak boleh lebih dari 2 kali beban mati. Untuk perhitungan awal tebal pelat di pakai 120 mm. Beban dihitung dengan cara:

Beban mati dari berat pelat sendiri

$$DL = 2400 \times 0,12$$
$$= 288 \text{ kg/m}^2$$

Beban mati tambahan

$$DL = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$DL \text{ total} = 288 + 120$$
$$= 408 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup

$$LL = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Maka } 2DL = 2 \times 408$$

$$= 816 \text{ kg/m}^2 > LL = 250 \text{ kg/m}^2$$

Dengan demikian, metode perencanaan langsung dapat digunakan.

Perhitungan α_m :



Gambar 1 Bagian pelat yang diperhitungkan untuk balok T

Gambar 1. di atas menunjukkan bahwa suatu balok mencakup juga bagian pelat pada setiap sisi balok sebesar proyeksi balok yang berada diatas atau dibawah pelat sesuai SNI-03-2847-2013 **pasal 13.2.4.**

$$B_w = 200 \text{ mm}, H_w = 280 \text{ mm}, H_t = 120 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} B_e &= 2H_w + B_w \\ &= 2 \times 280 + 200 \\ &= 760 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mencari titik berat balok T terhadap tepi atas (y):

Bagian	A (mm ²)	y (mm)	A x y
Atas	760 x 120 = 91200	60	5472000
Bawah	200 x 280 = 56000	260	14560000
Total	147200		20032000

$$y = \frac{\sum Ay}{\sum A} = 136 \text{ mm}$$

Momen inersia balok

Bagian	Yi (mm)	A x yi ²	I _x
Atas	136 - 60 = 76	91200 x 76 ² = 526771200	1/12 x 760 x 120 ³ = 109440000
Bawah	400 - 136 - 140 = 124	56000 x 124 ² = 861056000	1/12 x 200 x 280 ³ = 365866667
Total		1387827200	475306667

$$\text{Momen inersia balok } I_b = \sum AY_i^2 + \sum I_x = 1\,863\,133\,867 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia pelat } I_p &= 1/12 \times H_t^3 \times L \\ &= 1/12 \times 120^3 \times 4000 \\ &= 576\,000\,000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Menurut SNI-03-2847-2013 **pasal 13.6.1.6.**

$$\alpha_m = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p}$$

Keterangan:

α_m = rata-rata rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur pelat dengan lebar yang dibatasi dalam arah lateral oleh sumbu dari panel yang bersebelahan pada tiap sisi dari balok

E_{cb} = modulus elastisitas balok beton

E_{cp} = modulus elastisitas pelat beton

I_b = momen inersia balok

I_p = momen inersia pelat

$E_{cb} = E_{cp} = 23453 \text{ N/mm}^2$

$$\alpha_m = \frac{23453 \times 1863133867}{23453 \times 576000000} = 3,23 > 2$$

Menurut SNI-03-2847-2013 **pasal 9.5.3.3.c untuk $\alpha_m > 2.0$**

$$h = \frac{\ln(0,8 - \frac{f_y}{1500})}{36 - 9\beta} \quad \text{dan tidak boleh kurang dari 90 mm.}$$

$$\beta = l_{nx} / l_{nx} = 1$$

$$\alpha_m = 3800 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$h = \frac{3800 \times (0,8 - \frac{400}{1500})}{36 - (9 \times 1)} = 75 \text{ mm}$$

Jadi, asumsi awal tebal pelat 120 mm memenuhi persyaratan.

Penentuan dimensi balok dan kolom diatas menggunakan cara pendekatan untuk diberikan sebagai input pada perhitungan SAP2000. Bila pada akhirnya nanti dimensi-dimensi tersebut berlebih atau bahkan kurang, disinilah seorang 'Engineering Judgement' diperlukan ide cemerlangnya agar tercapai suatu perencanaan gedung yang ekonomis akan tetapi tetap kuat dan aman terhadap guncangan.

Sesuai SNI-03-2847-2013 pasal 7.7 untuk beton yang tidak berhubungan langsung dengan cuaca atau beton yang tidak berhubungan langsung dengan tanah, maka syarat tebal minimum selimut beton yang digunakan adalah 20 mm.

3.6 Berat Struktur

Berat total struktur dengan dimensi yang telah di hitung sebelumnya:

Berat Beban sendiri struktur :

Plat	= 12 m x 16 m x 0,12 m x 3 lantai x 2400 kg/m ³	= 165888 kg
Plat atap	= 12 m x 16 m x 0,10 m x 1 lantai x 2400 kg/m ³	= 46080 kg
Balok	= 0,20 m x 0,40 m x 12 m x 2400 kg/m ³ x 20 bh	= 46080 kg
Balok	= 0,20 m x 0,40 m x 16 m x 2400 kg/m ³ x 16 bh	= 49152 kg
Kolom	= 0,40 m x 0,40 m x 14 m x 2400 kg/m ³ x 20 bh	= 107520 kg

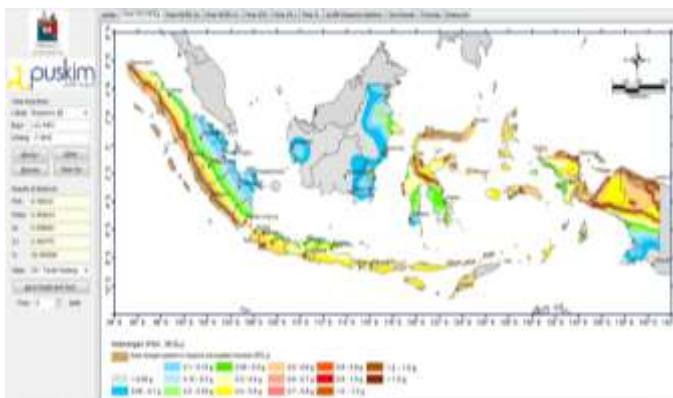
Beban mati tambahan :

Lantai 1-3	= 120 kg/m ² x 12 m x 16 m x 3 lantai	= 69120 kg
Lantai 4	= 101 kg/m ² x 12 m x 16 m	= 19392 kg
Dinding	= 250 kg/m ² x 3,10 m x 56 m x 3 bh	= 130200 kg
Total		= <u>633432 kg</u> +

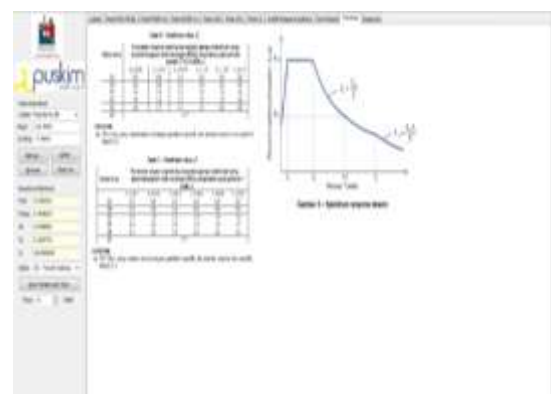
Beban hidup tambahan :

Lantai 1-3	= 250 kg/m ² x 12 m x 16 m x 3 lantai	= 144000 kg
Lantai 4	= 100 kg/m ² x 12 m x 16 m x 1 lantai	= 19200 kg
Total		= <u>163200 kg</u> +

3.7 Penentuan Parameter Percepatan Gempa



Gambar 2 Peta gempa puskim PUPR 2019-2020

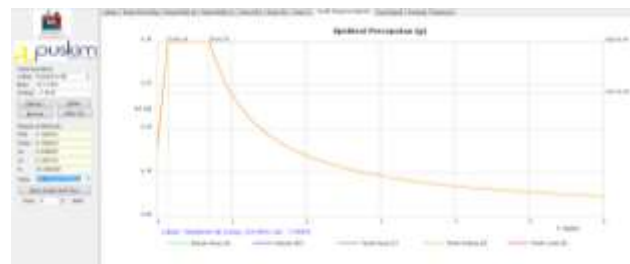


Gambar 3 Kurva Respon Spektrum

Dari grafik respon spektrum pada Gambar 2 didapatkan nilai parameter percepatan respon spektral pada periode pendek (SDS) dan periode 1 (SD1) detik sebagai berikut:

$$S_s \rightarrow 0,70g$$

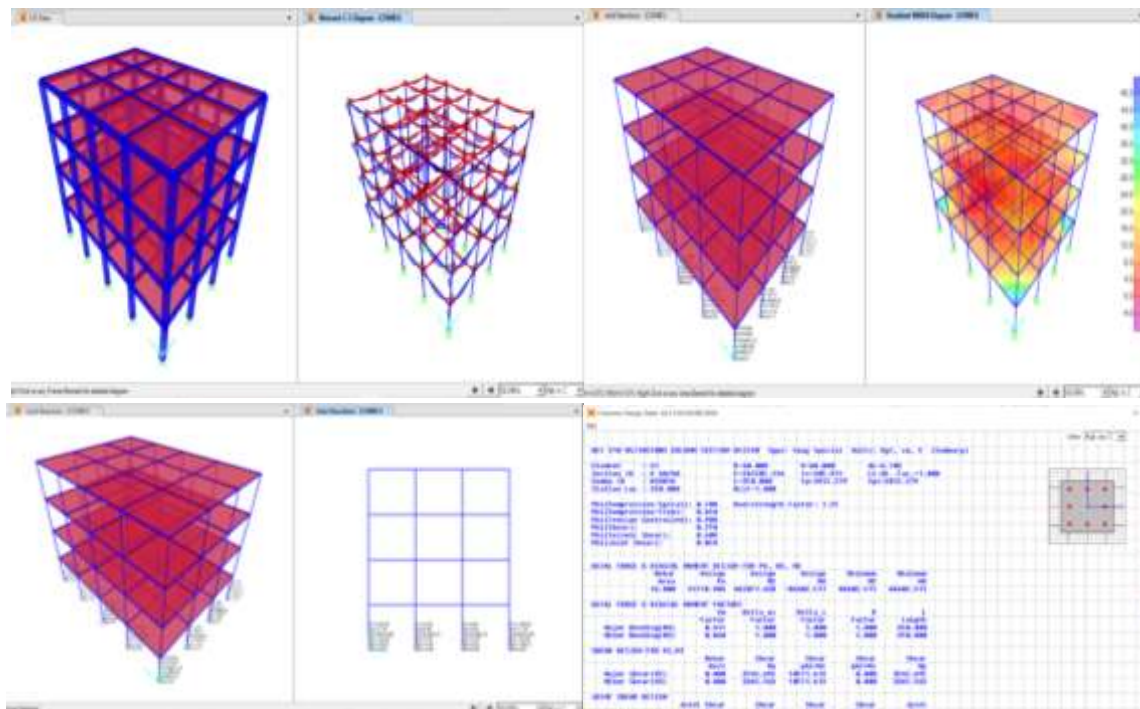
S1 → 0,49g



Gambar 4 Grafik Respon Spektrum (Tanah sedang) Mojokerto.

Kasus ini diasumsikan kelas situs termasuk SD (tanah sedang) dan untuk menentukan parameter ini lihat SNI-03-1726-2012 **pasal 5.1**.

Hasil analisis struktur *Software* SAP2000, lihat pemodelan struktur yang digambarkan pada gambar berikut ini



Gambar 5 Hasil gaya-gaya dalam dari SAP-2000.

Setelah *running* analisis SAP2000 selesai maka muncul hasil gaya-gaya dalam yang terdapat pada gambar diatas. Pemeriksaan terhadap berat struktur terdiri dari beban mati, beban hidup yang telah dirincikan pada halaman perhitungan berat struktur. Total berat struktur jika dihitung secara manual adalah berat beban mati DL = 633432 kg, berat beban hidup LL= 163200 kg. Dari kedua berat beban mati dan beban hidup harus kita cocokan dengan berat struktur beban mati dan beban hidup pada hasil analisis SAP2000, bila sudah sesuai dengan tabel berikut maka bangunan ini kuat dan tahan terhadap guncangan gempa seperti tabel berikut ini :

Units: As Noted		Base Reactions							
OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	GlobalMZ Kgf-m	GlobalRX m	
DL	LinStatic	8.527E-14	-7.674E-13	633432	5067456	-3800592	000000002274	0	
LL	LinStatic	1.279E-13	-3.126E-13	163200	1305600	-979200	000000000432	0	

Gambar 6 Hasil analisis struktur beban menggunakan SAP2000

Dalam hal ini jika berat beban mati dan beban hidup sudah cocok dengan berat struktur yang dihitung secara manual maka selanjutnya pemeriksaan terhadap *time period*. pada hasil analisis SAP2000 sudah sesuai dengan tabel berikut jika sesuai maka bangunan ini tahan terhadap gempa seperti tabel berikut ini :

Units: As Noted		Modal Periods And Frequencies					
OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2	
MODAL	Mode	1	0.696197	1.4364	9.025	81.451	
MODAL	Mode	2	0.686241	1.4572	9.1559	83.831	
MODAL	Mode	3	0.222374	4.4969	28.255	798.35	
MODAL	Mode	4	0.219774	4.5501	28.589	817.35	
MODAL	Mode	5	0.129174	7.7415	48.641	2366	
MODAL	Mode	6	0.12827	7.7961	48.984	2399.5	
MODAL	Mode	7	0.095247	10.499	65.967	4351.7	
MODAL	Mode	8	0.095036	10.522	66.114	4371.1	

Gambar 7 Hasil analisis menggunakan SAP2000

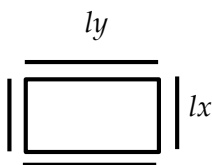
Sementara itu apabila menggunakan rumus yang sesuai dengan SNI-03-1726-2012 pasal 7.8.2.1 adalah:

$$T = C_1 \times h^x = 0,0466 \times 14^{0,9} = 0,501$$

Dari SNI-03-1726-2012 pasal 7.8.2.1 tabel 14 dan 15, maka $T_{max} = 0,501 \times 1,4 = 0,702$.

Jadi *Time Period* ragam getaran pertama $T = 0.696$ dan $T_{max} = 0,702$ hasilnya memenuhi syarat.

3.8 Desain Plat



Berat sendiri plat dan berat beban mati tambahan adalah:

$$DL = 288 + 120 = 408 \text{ kg/m}^2$$

$$LL = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u = 1,2 DL + 1,6 LL = 890 \text{ kg/m}^2$$

$$l_y/l_x = 400/400 = 1 \rightarrow \text{Mu yang didapat pada PBI 1971 adalah } x = 36$$

$$M_{tx} = 0,001 \times 890 \times 4^2 \times 36 = 513 \text{ kgm}$$

$$M_{lx} = 0,001 \times 890 \times 4^2 \times 36 = 513 \text{ kgm}$$

Dipakai tulangan $\emptyset 10$ jarak 150 mm; $A_s = 628 \text{ mm}^2$ dipasang pada tumpuan dan lapangan.

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_{c} \times b} = \frac{628 \times 240}{0,85 \times 24,9 \times 1000} = 7 \text{ mm.}$$

$\emptyset M_n = \emptyset \cdot A_s \cdot f_y (d - \frac{1}{2} \cdot a)$ tebal selimut beton = 20 mm, $d = 100 \text{ mm}$.

$\emptyset M_n = 0,80 \times 628 \times 240 \times (100 - \frac{1}{2} \times 7) = 11635,584 \text{ Nmm}$ atau $1163,6 \text{ kgm} \geq M_u = 513 \text{ kgm}$ (Ok). Jadi untuk penulangan plat lantai dipakai tulangan $\emptyset 10$ jarak 150 mm.

3.9 Desain Penulangan Balok

Setelah dianalisis SAP2000 maka pada hasil output penulangan balok 20 cm x 40 cm terlihat hasil luas tulangan yang dibutuhkan oleh balok elemen 131 pada tumpuan adalah $A_s = 858 \text{ mm}^2$, dan pada lapangan adalah $A_s = 284 \text{ mm}^2$ hal ini harus dicek sesuai dengan kontrol tulangan balok SNI-03-

2847-2013 **pasal 10.5** persyaratan tulangan tarik minimum. Luas tulangan tarik A_s yang terjadi adalah tidak boleh kurang dari $A_s \min = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} bxd = A_s \min = \frac{\sqrt{24,9}}{4 \times 400} \times 20 \times 40 = 2,495 \text{ cm}^2$ dan tidak lebih kecil dari $A_s \min$:

$$A_s \min = \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} = \frac{1,4 \times 20 \times 40}{400} = 2,8 \text{ cm}^2.$$

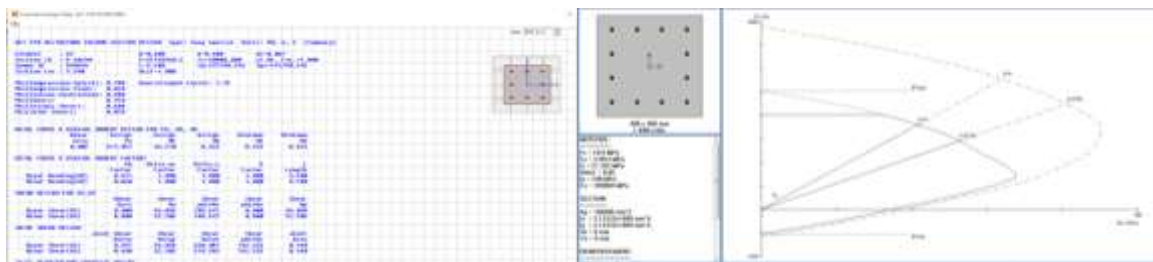
Keterangan :

- b = lebar balok
- d = tinggi efektif balok
- f_c' = kuat tekan beton
- f_y = tegangan leleh baja

Jadi untuk penulangan balok ukuran 20 cm x 40 cm pada tulangan tumpuan $5 \text{ } \varnothing 16 = 1005 \text{ mm}^2$, dan pada tulangan lapangan $3 \text{ } \varnothing 16 = 603 \text{ mm}^2$.

3.9 Desain Penulangan Kolom

Hasil analisis SAP2000 menunjukkan output desain tulangan pada kolom elemen 65 menggunakan luas tulangan yang dibutuhkan $A_s = 1600 \text{ mm}^2$. Sesuai SNI-03-2847-2013 **pasal 10.3.6** kuat maksimal tekan rencana kolom tidak boleh diambil lebih besar dari $P_n(\max) = 0,80 \cdot \varnothing [0,85 \cdot f_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y]$ dengan memasang tulangan $12 \text{ } \varnothing 16 = 2412 \text{ mm}^2$. $P_n(\max) = 0,80 \times 0,65 [0,85 \times 30 (1600 - 2412) + (2412 \times 400)] = 490928,88 \text{ N}$ atau $490,93 \text{ kN} \geq P_u = 311,057 \text{ kN}$ (Ok). Kontrol diagram *interaction* PCACOL seperti berikut ini $M_{\max} = 8.473 \text{ kNm}$ dan $P_u \max = 311.057 \text{ kN}$. Tulangan $12 \text{ } \varnothing 16$.



Gambar 8 Diagram interaksi kolom 40x40 cm

3.10 Desain Rencana Pondasi

Tanah dasar diarea penyelidikan merupakan tanah lempung kelanauan. Terdapat sisipan tanah kepasiran yang kepadatannya mampu menahan penetrasi sondir. Tanah permukaan sebagai pendukung pondasi dangkal memberikan tahanan konus rata-rata terendah $q_c = 14 \text{ kg/cm}^2$. Daya dukung pondasi dangkal dievaluasi berdasarkan Q_c ini, yang memberikan kokob geser tanah $S_u = 0.56 \text{ kg/cm}^2$. Disekitar kedalaman 3-4m didapati sisipan pasir yang merata pada ketiga posisi sondir. Sisipan ini dapat dimanfaatkan sebagai alas pondasi tiang bor pendek/strauss. Di kedalaman ini tahanan ujung yang dapat diperbitungkan sebesar 20 kg/cm^2 . Daya dukung ijin pondasi dihitung berdasarkan data nilai N-SPT dengan menggunakan metode Meyerhoff, Adapun formulanya adalah sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 40 \times N_b \times A_b + 0,5 \times N \times A_s \quad (1)$$

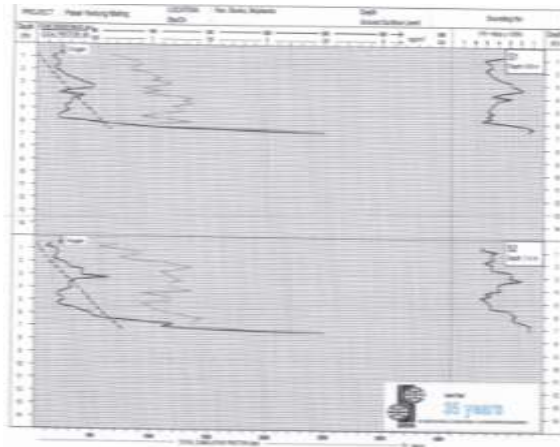
dimana:

- Q_{ult} = Daya dukung batas pondasi tiang pancang
- N_b = Nilai N-spt pada elevasi dasar tiang
- A_b = Luas penampang tiang (m^2)
- N = Nilai N-spt rata-rata
- A_s = Luas selumut tiang (m^2)

Beban-beban yang harus ditransfer kepada pondasi ini adalah gaya aksial yang berasal dari berat beban struktur di atasnya yang dianalisis dengan bantuan *software* analisis struktur. Dengan

memasukan gaya aksial terfaktor terbesar tersebut kedalam gambar diagram interaksi dengan menggunakan program struktur didapatkan kapasitas kolom maksimum ($Mpr-x$ dan $Mpr-y$). Berikut adalah formula yang digunakan untuk menghitung beban maksimum.

Untuk bangunan yang lebih berat, harus dipakai pondasi tiang pancang dibawah kolom-kolomnya. Tiang diusulkan tertanam pada kedalaman 7-8 m untuk mendapatkan daya dukung yang memadai. Dengan tiang 20x20 cm² akan diperoleh daya dukung ijin $Q_{ult} = 20$ ton pertiang, didapat dari analisis software $P_u = 65682$ kg atau 65,68 ton. $n = 65,68/20 = 4$ buah. Jadi jumlah tiang 4 buah.



Gambar 9 Diagram hasil sondir tanah

$$P_{maks} = \frac{\sum Pu}{n} + \frac{Mx.Ymax}{ny.\sum y^2} + \frac{My.Xmax}{nx.\sum x^2} \quad (2)$$

- P_u = Gaya aksial yang diterima oleh tiang
- M_x = Momen arah - x
- M_y = Momen arah - y
- n = Jumlah tiang
- x = Banyaknya tiang dalam satu kolom
- y = Banyaknya tiang dalam satu baris
- $x - y$ = Titik pusat tiang terhadap penampang

4. Kesimpulan

Hasil perencanaan struktur gedung kantor BPR dapat disimpulkan sebagai berikut: Terwujudnya bangunan gedung yang dapat mendukung beban bekerja akibat berat sendiri bangunan serta akibat beban hidup dan kuat terhadap guncangan gempa. Dimana struktur gedung ini harus didesain berdasarkan daerah zona gempa dan situs wilayah serta fungsi bangunan.

Perencanaan struktur ini didesain menggunakan sistem rangka gedung dengan menggunakan konfigurasi kerutuhan struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). dimana $R = 8$, $\Omega = 3$, $Cd = 5,5666$ supaya dirancang dengan menggunakan konsep *Strong Column Weak Beam*, pada kolom dirancang sedemikian rupa agar struktur dapat menerima respon terhadap gaya gempa dengan mengembangkan mekanisme sendi plastis pada balok-baloknya dan pada dasar kolom. Dalam perencanaan struktur harus dilakukan dengan baik dan benar, terutama dalam pemodelan struktur dan pembebanan agar menghasilkan perhitungan yang akurat dan benar. Gedung ini difungsikan sebagai perkantoran bank maka dari itu harus diperhitungkan lebih teliti dan akurat karena semua ini untuk keselamatan bagi pengguna dan keselamatan bagi publik.

Adapun saran yang dapat diberikan untuk pembaca agar dapat membuat perencanaan yang lebih baik adalah dalam merencanakan struktur gedung yang berada di wilayah yang terdapat intensitas gempa, sebaiknya menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan konsep desain kapasitas, karena dengan menggunakan metode perencanaan ini diharapkan sendi plastis dapat terbentuk dibalok, sehingga apabila terjadi gempa yang kuat struktur masih bisa berdiri kokoh dan tidak terjadi keruntuhan sehingga menyebabkan kegagalan konstruksi dan tidak ada jatuhnya korban jiwa dan kerugian

materiil. Dalam melakukan perencanaan struktur sebaiknya menggunakan peraturan dan pedoman standar yang terbaru, sehingga perhitungan struktur gedung yang digunakan sesuai dengan syarat yang berlaku dan terbaru.

Referensi

- [1] B. S. Nasional, "SNI 2847: 2019 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung," *BSN: Jakarta*, 2019.
- [2] E. K. Pangestuti, R. K. Kusumawardani, A. Priaji, and D. L. Nikmah, "Perbandingan Analisa Perhitungan Beton Struktural pada Proyek Pembangunan Gedung F Universitas Pekalongan," *Jurnal Teknik Sipil dan Perencanaan*, vol. 18, no. 2, pp. 159-164, 2016.
- [3] B. S. Nasional, "Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung," *Sni*, vol. 1726, p. 2012, 2012.