

REDESIGN STRUKTUR GEDUNG ARSIP BAPENDA PROVINSI JAWA BARAT DENGAN STRUKTUR BAJA MENGUNAKAN SOFTWARE ETABS

Fahri Muhamad Taufik¹, Ir. Yanti Defiana S.T., M.T², Ir. Taufik Martha S.Pd., M.T.³

¹²³Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Galuh

Email: fahri.m.taufik21@gmail.com, yanti.defiana@gmail.com, taufikmartha90@gmail.com

ABSTRACT

The city of Bandung has an active fault known as the Lembang fault or Lembang fault which is located in Lembang sub-district, West Bandung Regency and stretches 29 km through Cimahi City, Bandung City, Jatinangor City to Sumedang Regency, West Java. With the earthquake phenomenon that occurred in Garut Regency, the people of Bandung City must be alert because according to the BMKG the Lembang fault could result in an earthquake measuring 6.8 - 7 magnitude which could cause serious damage. The building structure planning was analyzed using Etabs Version 20 software with the Load Resistance Factor Design (LRFD) method for load factors and resistance factors. The regulations used refer to the regulations SNI 1727-2020, SNI 1729-2020, SNI 1726-2019 and SNI 2847-2019. Based on the results of structural redesign using etabs software and manual calculations based on the output of internal forces generated by the software, the structural elements used are declared qualified and the structure of the building reviewed meets the requirements for structural behavior or structural review for earthquakes.

Keywords: BMKG, Lembang Fault, Etabs

I. PENDAHULUAN

Dalam rangka meningkatkan prasarana pada perkantoran Badan Pendapatan Daerah (BAPENDA), maka pemerintah kota Bandung akan membangun perkantoran gedung arsip. Dalam setiap pembangunan gedung-gedung tinggi dibutuhkan perencanaan yang benar-benar matang, sehingga untuk meredam ketika terjadinya gempa harus di rencanakan sesuai peraturan gempa yaitu SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung. Mengingat Kota Bandung memiliki sesar aktif yang dikenal dengan istilah Sesar Lembang atau Patahan Lembang yang terletak di kecamatan lembang Kabupaten Bandung Barat dan membentang 29 km melewati Kota Cimahi, Kota Bandung, Kota Jatinangor hingga Kabupaten Sumedang Jawa Barat. Dengan adanya fenomena gempa

yang terjadi di Kabupaten Garut pada tanggal 27 April 2024 yang berpusat di berada di laut 151 km dengan kedalaman 10 km, maka Masyarakat Kota Bandung harus waspada karna menurut BMKG Patahan Lembang bisa mengakibatkan gempa berkekuatan 6,8 – 7 magnitudo. Berdasarkan informasi dari BMKG bahwa kekuatan skala 7 – 7,9 magnitudo akan mengakibatkan kerusakan bangunan yang sangat serius, sehingga untuk mengurangi kerugian apabila terjadi gempa, perencanaan bangunan dengan jumlah 4 lantai yang memiliki tinggi bagunan 16 meter dengan mengacu pada peraturan gempa yaitu SNI 1726-2019 tentang Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

Berdasarkan permintaan owner bahwa pembangunan gedung tersebut harus dilakukan dengan waktu yang cepat, sehingga untuk memenuhi permintaan tersebut maka

struktur yang tepat digunakan adalah menggunakan material baja. Sehingga dilakukan Redesign struktur gedung material baja. Batasan masalah pada penelitian ini yaitu (1). Objek penelitian yang diteliti Redesign Struktur Gedung Arsip BAPENDA Provinsi Jawa Barat dengan struktur baja menggunakan bantuan program software Etabs. (2). Sloof digunakan dimensi 600 x 300 mm dengan tulangan Diameter 16. Tujuan dalam penelitian ini bertujuan untuk meredesign struktur gedung arsip BAPENDA provinsi jawa dengan material struktur baja menggunakan software Etabs v.20. Manfaat dari penelitian ini yaitu dapat mengembangkan wawasan tentang kelilmuan teknik sipil dalam perencanaan struktur gedung khususnya struktur yang menggunakan material baja serta dapat mengetahui perilaku struktur ketika diguncang oleh gempa dan Untuk meyakinkan bagi perusahaan atau owner dalam perencanaan struktur baja dengan jumlah 4 lantai bahwa perencanaan struktur tersebut memenuhi syarat terhadap gaya lateral ataupun gaya aksial yang terjadi.

II. METODOLOGI PENELITIAN

Penelitian ini menggunakan metode kuantitatif, Yaitu upaya seorang peneliti menemukan pengetahuan dengan memberi data berupa angka. Angka yang diperoleh digunakan untuk melakukan analisa keterangan. Dalam penelitian, data dianalisis menggunakan bantuan software Etabs V.20, dengan menganalisis struktur atas, perilaku struktur terhadap gempa, dan struktur bawah dengan menggunakan metode trial error, apabila analisis yang direncanakan tidak memenuhi syarat maka *Preliminary design* direncanakan ulang sampai memenuhi

Denah gedung tersebut dapat dilihat pada gambar sebagai berikut:

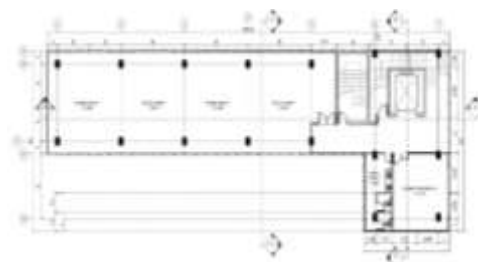


persyaratan. Teknik pengumpulan data yang diperoleh yaitu (1). Data primer, dimana data ini dikumpulkan dengan teknik wawancara. (2). Data skunder, dimana data ini diperoleh dengan teknik dokumentasi. Berdasarkan pengumpulan data yang sudah diperoleh maka analisis data yang dilakukan pada penelitian ini yaitu (1). *Preliminary design*, Pada tahap ini metode yang digunakan yaitu metode *trial-error*. (2). Pemodelan struktur, dilakukan dengan bantuan program software Etabs V.20. (3). Menganalisis beban sesuai dengan fungsi gedung, Pada tahap ini penginputan beban yang dimaksud adalah beban hidup, beban mati, beban gempa, beban angin. (4). Analisis struktur baja, menganalisis masing-masing struktur dianalisis dengan menggunakan metode *trial-error*. (5). Peninjauan struktur, Setelah analisis struktur dan analisis respons spektrum, maka selanjutnya kita meninjau perlakuan struktur terhadap gempa.

III. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1 Data Umum Gedung

Project Redesign Struktur Gedung Arsip Bapenda Provinsi Jawa Barat, Lokasi berada di Jl. Soekarno Hatta No.528, Sekejati, Kec. Buahbatu, Kota Bandung, Jawa Barat 40286. Fungsi gedung tersebut sebagai gedung Arsip dengan jumlah 4 lantai tinggi bangunan antar lantai 4 meter, tinggi gedung 16 meter, panjang bangunan 36 meter dan lebar bangunan 15 meter. Struktur yang digunakan menggunakan material baja.



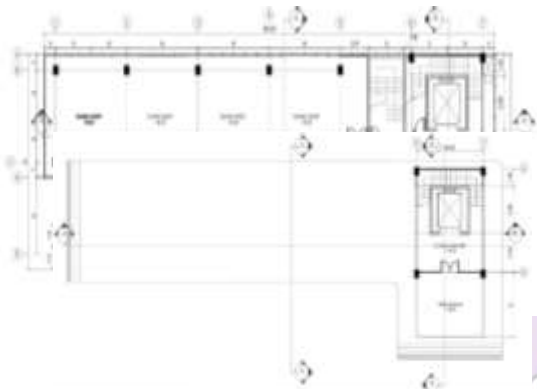
Gambar 3.1 Denah lantai 1

Gambar 3.2 Denah lantai 2

Gambar 3.3 Denah lantai 3

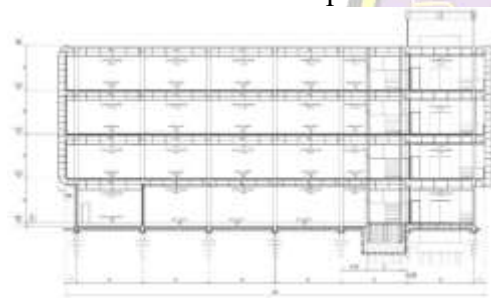
Gambar 3.4 Denah lantai 4

Gambar 3.5 Potongan memanjang



3.2 Kriteria Desain

Berdasarkan desain spektra indonesia



bahwa lokasi penelitian diperoleh nilai parameter desain spektra sebagai berikut:

Gambar 3.6 Nilai parameter pendukung desain seismik

Sehingga, mengacu kepada SNI 1726-2019 pasal 6.5 tentang kategori desain seismik apabila S_1 lebih kecil dari 0,75 kategori desain seismik diizinkan untuk ditentukan sesuai dengan tabel sebagai berikut :

Oleh karena itu struktur gedung pada lokasi tersebut termasuk kedalam type D. dengan kategori risiko II berdasarkan

fungsi sebagai Gedung perkantoran, sehingga sistem struktur yang digunakan adalah sistem rangka baja pemikul momen khusus (SRPMK).

3.3 Analisis Respon Spektrum

Menentukan skala faktor awal dengan rumus

$$\text{Skala} = \frac{g \cdot I_e}{R} = \frac{9.81 \times 1}{8} = 1.225 \text{ m/s}^2$$

Kemudian setelah di ketahui maka nilai tersebut di inputkan ke dalam etabs, kemudian menghitung parameter-parameter pendukung yaitu:

(1). Menentukan nilai respons spektral percepatan periode pendek

$$(SMS) S_{MS} = F_a \cdot S_s = 1,1 \times 1,31 = 1.49 \text{ g}$$

(2).Menentukan respons spektral percepatan periode pendek (S_{M1})

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 = 2,4 \times 0,495 = 1.185 \text{ g}$$

(3). Menentukan percepatan desain periode pendek = $S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = 0.946 \text{ g}$.

(4). Menentukan percepatan desain periode 1 detik $S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 0.790 \text{ g}$.

(5). Menentukan grafik respons spektrum $T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.167 \text{ g}$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.835 \text{ g}$$

(6). Menentukan nilai $S_a = S_{ds} = 0.946 \text{ g}$
Menentukan parameter pendukung untuk analisis respons spektrum yaitu:

$$(1). C_s = \frac{S_{DS} \cdot I_e}{R} = 0.118$$

$$(2). \text{Cek persyaratan 1} \rightarrow \frac{S_{DS} \cdot I_e}{T \cdot R} = 0.237$$

Cek persyaratan 2

$$0.01 < 0.044 \cdot S_{DS} \cdot I_e$$

0.01 < 0.041, nilai tersebut diambil nilai yang terbesar yaitu 0.041

Gambar 3.3 Denah lantai 3

Sehingga, Persyaratan 2 < Cs < Persyaratan 1

$$0.041 < 0.118 < 0.236$$

Karna Persyaratan 2 < Cs < Persyaratan 1 maka dinyatakan memenuhi syarat.

Setelah nilai Cs diperoleh maka gaya geser dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$\text{Berat bangunan total (W)} = 32.669 \text{ kN/m}$$

$$(3). V = C_s \cdot W = 0.118 \times 32.669 = 3863.1 \text{ kN/m}$$

Stelah diperoleh gaya geser kemudian dilakukan perhitungan faktor skala yang baru dengan rumus senagai berikut:

Tinjauan arah x

$$(1). RS - X (100\%) = \frac{g \cdot I_e}{R} \cdot 1 \cdot \left(\frac{V}{V_{t-x}} \right) \\ = 1.226 \cdot 1 \cdot \left(\frac{3863.1}{1186} \right) \\ = 3.995 \text{ m/s}^2$$

Tinjauan arah y

$$(2). RS - Y (100\%) = \frac{g \cdot I_e}{R} \cdot 1 \cdot \left(\frac{V}{V_{t-y}} \right) \\ = 1.226 \cdot 1 \cdot \left(\frac{3863.1}{1341} \right) \\ = 3.53 \text{ m/s}^2$$

Kemudian faktor skala penyesuaian harus diinput kembali kedalam etabs, kemudian dilakukan pengecekan seperti pada tabel berikut:

Tabel 3.1 Pengecekan gaya geser

Beban gempa	Output	
	Gaya geser manual (V)	Gaya geser etabs (V _t)
	kN/m	kN/m
Arah x	3863.1	3859
Arah y	3863.1	3863

Karena nilai gaya geser manual sama dengan etabs, maka perhitungan analisis struktur benar.

3.4 Analisis Struktur

3.4.1 Plat

Menentukan jarak dari puncak beton ke bagian tengah dek baja dengan rumus sebagai berikut:

$$d = h - \frac{1}{2} d_d = 150 - \frac{1}{2} \times 50 = 125 \text{ mm}$$

Menentukan kedalaman beton di atas dek baja masuk dengan rumus sebagai berikut:

$$t_c = h - h_r = 150 - 50 = 100 \text{ mm}$$

Menentukan nilai modulus elastisitas beton dengan rumus sebagai berikut:

$$E_c = 0.043 \times W_c^{1.5} \sqrt{f_c} = \\ 0.043 \times 2400 \times \sqrt{25} = 25278.734$$

Untuk menghitung rasio modular dengan rumus sebagai berikut:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{25278.734} = 7.91$$

Untuk desaian awal diperkirakan menggunakan tulangan wiremesh M 10 - 100 mm, kemudi menentukan luas tulangan dengan rumus sebagai berikut:

$$A_s = \frac{1}{4} \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 10^2 = 78.5$$

Menentukan rasio tulangan dengan rumus sebagai berikut:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{78.5}{995 \times 125} = 0.0006$$

Menentukan jarak dari puncak pelat ke sumbu netral dengan rumus sebagai berikut:

$$Y_{cc} = d \sqrt{2 \rho n + (\rho n)^2 - (\rho n)} \\ = 8.855 \text{ mm}$$

$$Y_{cs} = d - Y_{cc} = 125 - 8.855 = 116.144 \text{ mm}$$

Menentukan nilai momen inersia bagain retak dengan rumus sebagai berikut:

$$I_c = \left(\frac{b}{3 \times h} \right) \times Y_{cc}^3 + A_s \times Y_{cs}^2 + I_{sf} \\ = \left(\frac{995}{3 \times 150} \right) \times 8.855^3 + \\ 78.5 \times 116.144^2 + 422063 \\ = 1,482,533.49 \text{ mm}^4$$

Menghitung Flexural strength dengan rumus sebagai berikut:

$$M_y = \frac{F_y I_c}{h - Y_{cc}} = \frac{280 \times 1,482,533.49}{150 - 116.144} = \\ 2,941,017 \text{ N/mm}$$

$$\Phi M_y = 0.85 \times 2,941,017 = \\ 2,499,864.77 \text{ N/mm}$$

Dalam perhitungan wiremesh diperlukan konversi dari tulangan konvensional dengan perhitungan sebagai berikut:

Tulangan plat konvensional desain awal menggunakan D10-100 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \left(\frac{1000}{s} \right) =$$

$$\frac{1}{4} \times 3.14 \times 10^2 \left(\frac{1000}{100} \right) = 785 \text{ mm}^2$$

Menghitung luas tulangan perlu dengan rumus sebagai berikut:

$$A_{sp} = A_s \left(\frac{F_y}{F_{yw}} \right) = 785 \left(\frac{280}{560} \right) = 393 \text{ mm}^2$$

Selanjutnya menggunakan metode trial eror sampai tulangan yang di rencanakan benar-benar aman, kemudian menghitung luas tulangan wiremesh dengan rumus sebagai berikut:

M 10 - 100

$$A_{sw} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \left(\frac{1000}{s} \right) =$$

$$\frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 \left(\frac{1000}{100} \right) = 785 \text{ mm}^2$$

Syarat:

$$A_w > A_{sp}$$

$785 > 393 \text{ mm}^2 \rightarrow$ Luas tulangan wiremesh memenuhi syarat

3.4.2 Balok

Kontrol lendutan yang terjadi agar tidak melewati batas yang diijinkan, Batas maksimum lendutan bisa menggunakan pendekatan:

$$\Delta_{maks} = \frac{L}{360} = \frac{6000}{360} = 16.67 \text{ mm}$$

Lendutan yang terjadi akibat beban merata dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$\Delta_y = \frac{5 Q_u L^4}{384 E I_x} = \frac{5 \times 87.034 \times 6000^4}{384 \times 200.000 \times 478.000.000} =$$

$$15.36 \text{ mm}$$

Karena $\Delta_y < \Delta_{maks}$ maka elemen tersebut memenuhi syarat dari kontrol lendutan.

c. Klasifikasi penampang profil

Dalam perhitungan klasifikasi penampang yang di tinjau adalah kelangsingan pada area Sayap / *Flange* dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\text{Kelangsingan penampang sayap, } \lambda = \frac{b}{t_f}$$

$$= \frac{200}{16} = 6.25$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *compact*

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200.000}{245}} = 10.857$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *non-compact*

$$\lambda_r = 1 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1 \sqrt{\frac{200.000}{245}} = 28.571$$

Karena $\lambda < \lambda_p < \lambda_r$, maka dapat disimpulkan bahwa kelangsingan pada area sayap tergolong *compact*.

Kemudian meninjau kelangsingan pada area Badan / *Webs* dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\text{Kelangsingan penampang badan, } \lambda = \frac{b}{t_w}$$

$$= \frac{200}{10} = 46.80$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *compact*

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200.000}{245}} = 107.429$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *non-compact*

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.7 \sqrt{\frac{200.000}{245}} = 162.857$$

Karena $\lambda < \lambda_p < \lambda_r$, maka dapat disimpulkan bahwa kelangsingan pada area badan tergolong *compact*.

Klasifikasi keadaan batas tergolong *Yield (Y)*

Berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal F1 Hal-46, momen nominal dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$M_n = Z_x F_y = 1,910,000.00 \times 245$$

$$= 467,950,000.00 \text{ N/mm}$$

$$= 467,950 \text{ kN/m}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times 467,950 = 421,155 \text{ kN/m}$$

Jadi persyaratan kekuatan berdasarkan *Yield (Y)* adalah:

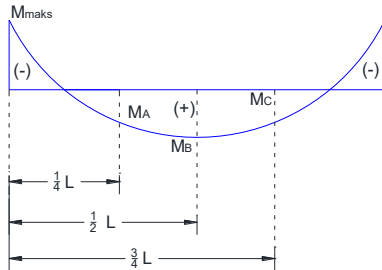
$$\Phi M_n > M_u$$

$$421,155 > 155.999 \text{ kN/m},$$

sehingga untuk keadaan batas *Yield (Y)* dinyatakan memenuhi persyaratan.

e. Klasifikasi keadaan batas tergolong *Lateral Torsional buckling (LTB)*

Untuk menghitung keadaan batas *Lateral Torsional buckling (LTB)* diperlukan perhitungan parameter-parameter pendukung diantaranya:



Gambar 3. 7 Diagram momen absolut

Nilai absolut momen titik A, $M_A = \frac{1}{4} \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 6000 = 1,500 \text{ mm}$

Nilai absolut momen titik B, $M_B = \frac{1}{2} \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 6000 = 3,000 \text{ mm}$

Nilai absolut momen titik C, $M_C = \frac{3}{4} \cdot L = \frac{3}{4} \cdot 6000 = 1,500 \text{ mm}$

Faktor modifikasi tekuk torsi-lateral untuk diagram momen

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = \frac{12,5 \times 155.999}{(2,5 \times 155.999) + (3 \times 1,500) + (4 \times 3,000) + (3 \times 1,500 - 3000)} = 0.16$$

Jarak antara titik-titik berat sayap, $h_0 = h - t_f = 500 - 16 = 484 \text{ mm}$

Radius girasi efektif untuk tekuk torsi lateral,

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_0}{2 S_x}} = \sqrt{\frac{21,400,000 \times 484}{2 \times 2,390,000}} = 46.550 \text{ mm}$$

Konstanta torsi dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$J = \frac{(2 b t_f^3) + (d' t_w^3)}{3} = \frac{(2 \times 200 \times 16^3) + (484 \times 10^3)}{3} = 707,466 \text{ mm}^4$$

Berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal F2 Hal 47 bahwa nilai $C = 1$

Batas panjang tak terbreis secara lateral untuk kondisi batas tekuk torsi-lateral inelastis dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$L_r = 1,95 \times \sqrt{\frac{E C}{S_x h_0}} + \sqrt{\left(\frac{J C}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2} = 2618 \text{ mm}^4$$

Panjang komponen struktur primer

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \times 43.29 \times \sqrt{\frac{200,000}{245}} = 2,177 \text{ mm}^4$$

Panjang antara titik-titik yang terbreis untuk mencegah peralihan lateral sayap tekan atau terbreis untuk mencegah puntir penampang melintang

$$L_b = 3,000 \text{ mm}$$

Momen elastis M_y

$$M_p = S_x F_y = 23,900,000 \times 245$$

$$= 585,550,000 \text{ N/mm}$$

$$= 5,855,500 \text{ kN/m}$$

Momen elastis M_p

$$M_p = Z_x F_y = 19,100,000 \times 245$$

$$= 467,950,000 \text{ N/mm}$$

$$= 4,679,500 \text{ kN/m}$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$= 58,122,018$$

$$\leq 467,950,000 \text{ N/mm}$$

Karena nilai $M_n < M_p$ maka nilai yang diambil sebagai momen nominal balok akibat LTB cukup gunakan nilai M_n .

$$M_n = M_p = 32,782,110 \text{ N/mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times 32,782,110$$

$$= 52,309,816 \text{ N/mm}$$

$$= 523,098 \text{ kN/m}$$

Jadi persyaratan kekuatan berdasarkan *Lateral Torsional buckling (LTB)* adalah:

$$\Phi M_n > M_u$$

$523,098 > 280.51$, sehingga untuk keadaan batas *Lateral Torsional buckling (LTB)* dinyatakan memenuhi persyaratan.

e. Perhitungan kuat geser

Untuk menghitung kuat geser dibutuhkan perhitungan parameter-parameter pendukung diantaranya:

$$A_w = (h - t_f - t_f) t_w$$

$$= (500 - 16 - 16) 10$$

$$= 4,680 \text{ mm}$$

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1}$$

$$= 0.6 \times 245 \times 4,680 \times 1$$

$$= 687,960 \text{ N/mm}$$

$$= 6879 \text{ kN/mm}$$

$$V_n > V_u = 6879 > 287.50 \text{ kN/mm}$$

Maka dapat disimpulkan bahwa penampang tersebut memenuhi persyaratan terhadap gaya geser yang terjadi.

3.4.3 Kolom

Berdasarkan data perencanaan pada pemodelan etabs digunakan penampang kolom baja sebagai berikut:

(1). Kolom K1

Kolom K1 digunakan pada kolom untuk lantai 1 dan 2, dimana kolom yang direncanakan menggunakan baja king cross dengan dimensi 500 x 200 x 10 x 16 mm.

(2). Kolom K2

Kolom K2 digunakan pada kolom untuk lantai 3 dan 4, dimana kolom yang direncanakan menggunakan baja H-Beam dengan dimensi 300 x 300 x 10 x 15 mm.

(3). Kolom K3

Kolom K3 digunakan pada kolom untuk kolom tangga, dimana kolom yang direncanakan menggunakan baja H-Beam dengan dimensi 200 x 200 x 8 x 12 mm.

Berdasarkan data perencanaan diatas bahwa untuk struktur kolom memenuhi persyaratan, sebagaimana pada gambar sebagai berikut:



Gambar 3.8 Hasil analisis struktur kolom

3.4.4 Shearwall

Untuk menentukan ketebalan *shearwall* digunakan rumus sebagai berikut:

$$h_{min} = 100 \text{ mm}$$

$$h_{min} = \frac{h_{lantai}}{25} = \frac{4000}{25} = 160 \text{ mm}$$

$$h_{min} = \frac{l_w}{25} = \frac{3000}{25} = 120 \text{ mm}$$

$$h_{pakai} = 150 \text{ mm}$$

Dalam menghitung persamaan kuat geser diperlukan perhitungan parameter-parameter pendukung diantaranya:

Menentukan panjang dinding arah x

$$L_{wx} = (l_{wx} - L_{Be}) \times 2 \text{ sisi} = (3000 - 300) \times 2 \text{ sisi} = 5400 \text{ mm}$$

Menentukan panjang dinding arah y

$$L_{wy} = (l_{wy} - L_{Be}) \times 2 \text{ sisi} = (3000 - 300) \times 2 \text{ sisi} = 5400 \text{ mm}$$

- Metode sederhana

Langkah awal dalam perhitungan ini yaitu menghitung luas penampang *shearwall* dengan rumus sebagai berikut:

$$L_{beff} = 600 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 300 \text{ mm}$$

Menghitung luas area yang tertekan dengan rumus sebagai berikut

$$A = h \cdot d = 150 \times ((3000 - 600) \times 2) + 3000 = 723,000 \text{ mm}^2$$

Untuk menghitung kuat geser beton dengan cara metode sederhana digunakan rumus sebagai berikut:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{F_c'} h d$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1,443,000$$

$$= 673.205.80 \text{ N/mm}$$

- Metode detail

Langkah awal dalam perhitungan ini yaitu menghitung luas penampang *shearwall* dengan rumus sebagai berikut:

$$A = h \cdot l_w$$

$$= 150 \times (3000 \times 2)$$

$$+ (3000 - (300 \times 2) \times 2)$$

$$= 901,800 \text{ mm}^2$$

$$\frac{P_u}{h \cdot l_w} = \frac{361,467.96}{901800} = 0,40083 \text{ N/mm}^2$$

Untuk menghitung kuat geser beton dengan cara metode detail disesuaikan dengan kondisi sebagai berikut:

Kondisi I V_c berdasarkan web shear cracking

$$V_c = \left(0,27 \lambda \sqrt{F_c'} + \frac{P_u}{4h l_w} \right) h d$$

$$= 72,373.310 \text{ N/mm}^2$$

Kondisi II V_c berdasarkan flexure shear cracking

$$V_c =$$

$$\left[0,05 \lambda \sqrt{F_c'} + \frac{l_w \left(0,1 \lambda \sqrt{F_c'} + 0,2 \cdot \frac{P_u}{h l_w} \right)}{\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right)} \right] h d$$

$$= 2,370,974,437.24 \text{ N/mm}^2$$

$$V_c = 72,373.310 \text{ N/mm}^2$$

Dalam menentukan kategori *shearwall* maka harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$V_u > 0.5\Phi V_c$$

$$= 96,624.70$$

$$> 0.5 \times 0.75 \times 72,373.310$$

$$= 96,624.70 > 27,139.99 \text{ N/mm}^2$$

→ Maka untuk persyaratan nilai $\rho_t > 0.0025$ atau 25%

Untuk menentukan tulangan *longitudinal* jarak spasi tidak boleh lebih kecil dari Jarak minimum dan tidak boleh lebih besar dari jarak maksimum, adapun detailnya sebagai berikut:

$$S_{\min} = 25 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm} \rightarrow \text{jarak spasi (Memenuhi syarat)}$$

Tulangan *transversal* dalam satuan panjang 1000 mm untuk satu sisi

$$A_{sh} = \frac{2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2\right)}{h \cdot s} > \rho_{\min}$$

$$= \frac{2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2\right)}{h \cdot s} > \rho_{\min}$$

$$= \frac{2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot 3.14 \cdot 16^2\right)}{300 \cdot 200} > 0.0025$$

$$= 0.0029 > 0.0025$$

→ Jarak tulangan *longitudinal* (Memenuhi syarat)

e. Perhitungan tulangan *transversal*

Untuk menentukan jarak spasi tidak boleh lebih kecil dari Jarak minimum dan tidak boleh lebih besar dari jarak maksimum, adapun detailnya sebagai berikut:

$$S_{\min} = 25 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm} \rightarrow \text{jarak spasi (Memenuhi syarat)}$$

Tulangan *transversal* dalam satuan panjang 1000 mm untuk satu sisi

$$A_{sh} = \frac{2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2\right)}{h \cdot s} > \rho_{\min}$$

$$= \frac{2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot 3.14 \cdot 16^2\right)}{300 \cdot 200} > 0.0025 =$$

$$0.0029 > 0.0025$$

→ Jarak tulangan *transversal* (Memenuhi syarat)

f. Kuat geser nominal

Untuk menentukan kuat geser nominal harus memenuhi persyaratan dimana $\Phi V_c > V_u$, adapun detailnya sebagai berikut:

$$V_s = \rho_t \cdot f_y \cdot h \cdot d$$

$$= 0.0029 \times 245 \times 1,443,000$$

$$= 706,290 \text{ N/mm}$$

Kuat nominal geser dari *shearwall* dinyatakan ke dalam rumus berikut:

$$V_n = V_c + V_s = 72,373.310 +$$

$$1,804.35 = 778,742 \text{ kN/m}$$

$$\Phi V_c > V_u = 0.75 \times 72,373.310 =$$

$$584,056 > 96,624.70 \text{ kN/m}$$

→ persyaratan geser (Memenuhi syarat)

Persyaratan tambahan

$$V_n < A_{cv} \lambda \times \sqrt{F_c'} + \rho_t \cdot f_y$$

$$778,742$$

$$< 1,801,800 \times 1 \times \sqrt{30} + 0.0029 \cdot 420$$

$$1,876,726.2 < 4,939,363 \text{ N/mm}$$

→ persyaratan geser nominal (Memenuhi syarat)

g. Desain elemen boundary

Untuk menentukan desain Elemen Boundary maka perlukan perhitungan parameter - parameter pendukung diantaranya:

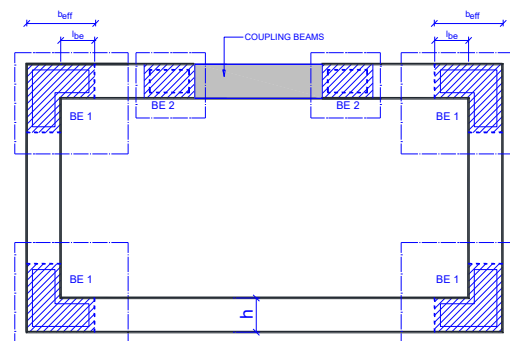
Letak sumbu garis netral diambil dari program bantu SP Column dengan nilai sebagai berikut:

$$C = 97 \text{ mm}$$

$$C > \frac{l_w}{600 \left(1 - \frac{\delta_u}{h_w}\right)} = 194 > \frac{3000}{600 \left(1.5 - \frac{29.5}{17500}\right)} =$$

$$97 > 3,33$$

→ Desain Elemen Boundary (Memenuhi syarat)



Gambar 3. 9 Letak boundary element

- Boundary element (BE-1)

Perencanaan jenis *Boundary element* ini mengacu kepada SNI 2847-2019 Pasal 18.10.5.2 Hal 405 dan Pasal 18.10.6.4 Hal 408.

Jarak terpanjang bersih antara dua badan = 1800 mm

Dalam hal ini bagian yang ditinjau terletak pada bagian dasar dengan tinggi antar lantai = 4000 mm

Gambar 3.3. Penampang shearwall

$$L_{maks} = 25\% \times (h_w - h_{lantai}) = 25\% \times (17,500 - 4000) = 3375 \text{ mm}$$

$$L_{maks} = 1800 / 2 = 900 \text{ mm}$$

$$l_{be} = c - 0.1 l_w \quad \text{atau}$$

$$l_{be} = c/2 \\ = 194 - 0.1 \times 3000 = -106 \quad = \\ 194 / 2 = 97 \text{ mm}$$

$$l_{be \text{ pakai}} = 300 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.10.6.4 © Hal-408, nilai $b_{BE} > 300 \text{ mm}$ namun tidak boleh lebih kecil dari $h_u / 16$. sesuai dengan SNI 2847-2019 Pasal 18.10.6.4 (b) Hal-408. adapun detailnya sebagai berikut:

$$\frac{h_w}{l_w} > 2,0 = \frac{17,500}{3000} > 2,0 = 5.82 > 2,0 \rightarrow \\ (\text{memenuhi syarat})$$

$$\frac{c}{l_w} > 2,0 = \frac{194}{3000} > 2,0 = 0.06 > 2,0 \rightarrow \\ (\text{tidak memenuhi syarat})$$

Dikarenakan salah satu persamaan diatas tidak memenuhi syarat maka lebar BE tidak harus lebih besar sama dengan 300 mm, namun harus lebih besar dari syarat minimal yaitu:

Nilai h_u diambil sebesar l_w

$$b_{BE} = \frac{h_u}{16} = 187.50 \text{ mm}$$

$$BE > b_{BE} = 300 > 188 \rightarrow (\text{memenuhi syarat})$$

Untuk menentukan jumlah tulangan *longitudinal* diperlukan data pendukung diantaranya:

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 600 \text{ mm}$$

$$l_{be} = 300 \text{ mm}$$

Menentukan luas penampang *boundary element* dengan rumus sebagai berikut:

$$A_g = l_{bef} \cdot h = (600 + 300) \times 300 = 270,000 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan terpakai dengan rumus sebagai berikut:

$$A_{sl} = 0.01 A_g = 0.01 A_g = 0.01 \times 270,000 = 2700 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang dipakai dengan rumus sebagai berikut:

$$n = \frac{A_{sl}}{A_{st}} = \frac{A_{s \cdot l}}{\frac{1}{4} \pi D^2} = \frac{270,000}{\frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2} = 13.43 \approx$$

14 buah

Untuk menentukan jarak tulangan *transversal* digunakan rumus sebagai berikut:

$$s = \frac{1}{4} l_{BE} = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm}$$

atau

$$s = \frac{1}{4} l_{BE} = \frac{1}{4} \times 300 = 75 \text{ mm}$$

Atau

$$s = 6 d_b = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

Sehingga untuk jarak tulangan *transversal* yang dipakai adalah 75 mm

- *Boundary element* (BE-2)

Perencanaan jenis *Boundary element* ini mengacu kepada SNI 2847-2019 Pasal 18.10.5.2 Hal 405 dan Pasal 18.10.6.4 Hal 408.

Jarak terpanjang bersih antara dua badan = 1800 mm

Dalam hal ini bagian yang ditinjau terletak pada bagian dasar dengan tinggi antar lantai = 4000 mm

$$L_{maks} = 25\% \times (h_w - h_{lantai}) = 25\% \times (17,500 - 4000) = 3375 \text{ mm}$$

$$L_{maks} = 1800 / 2 = 900.00 \text{ mm}$$

$$l_{be} = c - 0.1 l_w \quad \text{atau}$$

$$l_{be} = c/2 \\ = 194 - 0.1 \times 3000 = -106 \quad = \\ 194 / 2 = 97,5 / 2 = 48,50 \text{ mm}$$

$$l_{be \text{ pakai}} = 300 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.10.6.4 © Hal-408, nilai $b_{BE} > 300 \text{ mm}$ namun tidak boleh lebih kecil dari $h_u / 16$. sesuai dengan SNI 2847-2019 Pasal 18.10.6.4 (b) Hal-408. adapun detailnya sebagai berikut:

$$\frac{h_w}{l_w} > 2,0 = \frac{17,500}{3000} > 2,0 = 5.82 > 2,0 \rightarrow \\ (\text{memenuhi syarat})$$

$$\frac{c}{l_w} > 2,0 = \frac{48,50}{3000} > 2,0 = 0.06 > 2,0 \rightarrow \\ (\text{tidak memenuhi syarat})$$

Dikarenakan salah satu persamaan diatas tidak memenuhi syarat maka lebar BE tidak harus lebih besar sama dengan 300 mm, namun harus lebih besar dari syarat minimal yaitu:

Nilai h_u diambil sebesar l_w

$$b_{BE} = \frac{h_u}{16} = 187.50 \text{ mm}$$

$$BE > b_{BE} = 300 > 188 \rightarrow (\text{memenuhi syarat})$$

Untuk menentukan jumlah tulangan *longitudinal* diperlukan data pendukung diantaranya:

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$l_{be} = 300 \text{ mm}$$

Menentukan luas penampang *boundary element* dengan rumus sebagai berikut:

$$A_g = l_{bef} \cdot h = (300) \times 300 = 90,000 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan terpakai dengan rumus sebagai berikut:

$$A_{sl} = 0.01 A_g = 0.01 A_g = 0.01 \times 90,000 = 900 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang dipakai dengan rumus sebagai berikut:

$$n = \frac{A_{sl}}{A_{st}} = \frac{A_{sl}}{\frac{1}{4} \pi D^2} = \frac{900}{\frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2} = 4.47 \approx 6$$

buah

Untuk menentukan jarak tulangan *transversal* digunakan rumus sebagai berikut:

$$s = \frac{1}{4} l_{BE} = \frac{1}{4} \times 300 = 75 \text{ mm}$$

Atau

$$s = 6 d_b = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

Sehingga untuk jarak tulangan *transversal* yang dipakai adalah 75 mm

3.2.5 Daya dukung tanah

a. Metode Aoko & De Alencar

Nilai tahanan konus berdasarkan metode ini diambil nilai konus rata-rata pada 1.5 D dibawah dasar tiang, sehingga qc diperoleh

$$Q_{c \text{ rata}} = 100 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 10000 \text{ Kg/m}^2$$

Menghitung kapasitas daya dukung tiang dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_b = \frac{Q_{c \text{ rata-rata}}}{F_b} = \frac{10000}{1.75} =$$

$$5714.286 \text{ kN/m}$$

Menentukan luas penampang ujung tiang dengan rumus sebagai berikut:

$$A_b = \frac{\pi}{4} \times D^2 = \frac{3.14}{4} \times 0.35^2 = 0.0962 \text{ m}$$

Menghitung kapasitas ultimate tiang dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_b \times A_b = 5714.29 \times 0.0961 = 549.5 \text{ kN/m}$$

Menghitung luas kulit tahanan selimut dengan rumus berikut:

$$A_s = \pi \times D^2 \times L = 3.14 \times 0.35 \times 15 = 16.485 \text{ m}$$

Menghitung daya dukung selimut dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_s = f_s \times A_s = 219.207 \times 16.485 = 3613.642 \text{ kN/m}$$

Kapasitas ultimate tiang dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_b + Q_s = 549.5 + 3613.642 = 4163.142 \text{ kN/m}$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{4163.142}{2.5} = 1.665 \text{ kN/m}$$

b. Metode Schmertmann & Nottingham (1975)

Nilai tahanan konus berdasarkan metode ini diambil nilai konus rata-rata pada 4.D dibawah dasar tiang dan 8.D diatas dasar tiang, sehingga qc diperoleh

$$Q_{c \text{ rata-rata}} = \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2}) = \frac{1}{2} (9875 + 9233)$$

$$= 9554.1 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 9554.167 \text{ kN/m}$$

$$f_b = w \times Q_c \times A_b =$$

$$1 \times 9554.167 \times 0.0962 = 918.752 \text{ kN}$$

Nilai w adalah faktor kondisi tanah, asumsi tanah termasuk kedalam pasir terkonsolidasi normal.

Pengecekan persyarat tahanan ujung satuan dengan rumus sebagai berikut:

$$f_b < 15.000 = 918.752 < 15.000 \rightarrow$$

Memenuhi persyaratan

Menentukan daya dukung ujung dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_b = f_b \times A_b = 918.753 \times 0.0961 = 88.349 \text{ kN/m}$$

Menghitung luas selimut beton dengan rumus sebagai berikut:

$$A_s = \pi \times D \times l = 3.14 \times 0.35 \times 15 = 16.485 \text{ m}$$

Menentukan tahanan gesek satuan dengan rumus sebagai berikut:

$$f_s = k_f \times q_{f \text{ rata}} = 0.9 \times 2 = 1.8 \text{ kg/cm} \rightarrow 180.473 \text{ kN/m}$$

Menghitung daya dukung tahanan selimut tiang dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_s = f_s \times A_s = 261.42 \times 31.40 = 2975.108 \text{ kN/m}$$

Menghitung kapasitas ultimate tiang dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_b + Q_s = 88.349 + 16.485 = 3,063.46 \text{ kN/m}$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{3063.459}{2.5} = 1,225.383 \text{ kN/m}$$

c. Metode mayerhoff

Nilai tahanan konus berdasarkan metode ini diambil nilai konus diambil sesuai dengan kedalaman yang direncanakan, sehingga qc diperoleh

$$Q_c = 98.75 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 9875 \text{ kN/m}$$

Menentukan tahanan gesek satuan dengan rumus sebagai berikut:

$$f_s = k_c \times q_c = 0.005 \times 9875 = 47.77 \text{ kN/m}$$

Menghitung luas selimut beton dengan rumus sebagai berikut:

$$A_s = \pi \times D \times l = 3.14 \times 0.35 \times 15 = 16 \text{ m}$$

Menghitung daya dukung tahanan selimut tiang dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_s = f_s \times A_s = 47.77 \times 16 = 787.502 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ca} = 10000 \text{ kN/m}$$

Menentukan tahanan ujung dengan rumus sebagai berikut:

$$f_b = (W_1 + W_2) \times Q_{ca} = (1 + 1) \times 10000 = 22,143 \text{ kN/m}$$

Menentukan luas penampang ujung tiang dengan rumus sebagai berikut:

$$A_b = \frac{\pi}{4} \times D^2 = \frac{3.14}{4} \times 0.35^2 = 0.0962 \text{ m}$$

Menentukan daya dukung tahanan ujung dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_b = A_b \times f_b = 10000 \times 0.0961 = 2,129 \text{ kN/m}$$

Menghitung kapasitas ultimate tiang dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_b + Q_s = 2129.312 + 787.502 = 2,917 \text{ kN/m}$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{3063.459}{2.5} = 1,166.73 \text{ kN/m}$$

3.4.5 Hasil Pembahasan Struktur

Berdasarkan hasil perencanaan diperoleh perencanaan struktur dengan elemen sebagai berikut:

(1). Plat lantai menggunakan ketebalan plat sebesar 150 mm, dan plat atap menggunakan ketebalan 150 mm, dimana pada kedua plat ini dapat dinyatakan memenuhi persyaratan karena pemasangan *shear stude* yang direncanakan mampu menahan gaya geser yang terjadi.

(2). Elemen kolom lantai 1 dan 2 menggunakan Profil baja King cross Dimensi

500 x 200 x 10 x 16 dan untuk lantai 3 dan 4 digunakan profil H- Beam 300 x 300 x 10 x 15 mm. Dimensi-dimensi tersebut dinyatakan mampu menahan sebagai elemen tekan dengan terpenuhinya syarat bahwa tidak terjadi tekuk lentur, tekuk torsi, tekuk lokal. Elemen tersebut juga mampu berperan sebagai elemen lentur dengan terpenuhinya syarat bahwa tidak terjadi lateral *torsional buckling* dan *yield*.

(3). Untuk elemen balok digunakan profil IWF 500 x 200 x 10 x 16 mm, balok anak menggunakan profil IWF 400 x 200 x 9 x 13 mm, balok tangga menggunakan profil IWF 400 x 200 x 9 x 13 mm, dan balok lift menggunakan profil IWF 400 x 200 x 9 x 13 mm. Elemen-elemen balok tersebut dinyatakan mampu menahan sebagai elemen lentur dengan terpenuhinya syarat bahwa tidak terjadi lateral *torsional buckling*, *yield*, serta lendutan tidak melewati batas yang diijinkan.

(4). Untuk *shearwall* type 1 dan 2 masing-masing menggunakan ketebalan sebesar 300 mm, elemen tersebut dapat dinyatakan bahwa gaya geser atau gaya lateral yang terjadi dapat ditahan oleh elemen *shearwall* yang direncanakan sehingga dinyatakan memenuhi syarat.

(5). Untuk elemen pondasi berdasarkan perhitungan daya dukung dan beban yang diperoleh maka dapat disimpulkan bahwa pondasi memiliki 4 type yang berbeda dimana masing masing type memenuhi persyaratan karena dapat memikul beban yang terjadi pada joint yang di tinjau. Untuk pilecape memiliki 4 type yang berbeda, dimana pada semua type dapat disimpulkan memenuhi persyaratan karena elemen tersebut mampu menahan gaya geser satu arah dan gaya geser dua arah serta mampu memikul beban aksial yang ditinjau.

IV. SIMPULAN

Kesimpulan yang dapat diambil penulis terkait penelitian yang berjudul Redesign Struktur Gedung Arsip Bapenda Provinsi Jawa Barat Dengan Struktur Baja Menggunakan Software Etabs bahwa berdasarkan hasil analisis struktur gedung terhadap perilaku struktur ketika terjadi gempa dinyatakan memenuhi syarat pada

tinjauan simpangan antar lantai, ketidakberaturan struktur serta pengaruh P-delta yang terjadi. Serta elemen penampang yang direncanakan dinyatakan memenuhi syarat sesuai dengan peraturan SNI yang berlaku.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standart Nasional, 2020, SNI 1727-2020 Beban Desain Minimum dan Kriteria terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur lain, Badan Standart Nasional ,Jakarta.
- Badan Standart Nasional, 2019, SNI 1726-2019 Tata cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, Badan Standart Nasional ,Jakarta.
- Badan Standart Nasional, 2019, SNI 2847-2019 Persyaratan Beton Struktural untuk Gedung, Badan Standart Nasional, Jakarta.
- Badan Standart Nasional, 1989, SNI 03-1727-1989 Pedoman Persyaratan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung,Jakarta.
- Badan Standart Nasional, 2020, SNI 1729-2020 Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural, Badan Standart Nasional, Jakarta.
- Cipta Karya,2021, Desain Spektra Indonesia.. Direktorat Jendral Cipta Karya,<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/> [online, diakses pada tanggal 14 Mei 2024].
- Ir. Hanafiah H.Z., M.T., Zairipan Jaya S.T., M.T., Muhammad Reza M.Eng., 2021,

Perencanaan Pondasi Tiang dan *Pile cape*, Andi Offset, Makasar.

- Yudha Lesmana, 2020, Analisa dan Desain Struktur Baja Berdasarkan SNI 1729-2020, Nas Media Indonesia, Makasar.
- Yudha Lesmana, 2020, Analisa dan Desain *Shearwall* Beton Bertulang Dual System, Nas Media Indonesia, Makasar.
- Yudha Lesmana, 2020, Prosedur Analisa Beban Gempa Struktur Bangunan Gedung, Nas Media Indonesia, Makasar

