

# **STUDI REVIEW DESAIN STRUKTUR GEDUNG TAHAN GEMPA PADA HOTEL EL ROYALE BANYUWANGI**

Mohamad Muzamil ,

Dosen Pembimbing :

Ir. Pujo Priyono., MT ,

Ilanka Cahya Dewi, ST.,MT.

Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik,  
Universitas Muhammadiyah Jember

Jl. Karimata 49, Jember 68121, Indonesia

## **ABSTRAK**

Pembangunan hotel-hotel berkembang dengan pesat, seperti pendirian hotel-hotel baru atau pengadaan kamar-kamar pada hotel-hotel yang ada. Pada saat ini bangunan gedung telah banyak memiliki bentuk yang bervariasi. Semakin canggihnya teknologi para desainerpun mendesain gedung dengan bentuk yang cukup unik dan menarik. Sedangkan Indonesia terletak di daerah rawan gempa. Memperhatikan kondisi eksisting dari hotel el royale Banyuwangi beberapa kaidah-kaidah struktur gedung tahan gempa terabaikan seperti tata denah kolom dan balok eksisting. Beberapa yang dapat diketahui kekakuan kolom dalam satu arah bangunan mempunyai kekakuan kolom arah kuat yang berubah, yang memungkinkan akan terjadi tidak berhimpitnya antara pusat massa dan pusat kekakuan, sehingga tidak memenuhi syarat pusat kekakuan dan pusat masa berhimpit. Juga ada kolom yang tidak menerus dari arah bawah sampai ke atas yang tidak memenuhi dari kaidah-kaidah struktur gedung tahan gempa, perlu kita ketahui bahwa struktur gedung tahan gempa kolom harus menerus dari bawah keatas dan pondasi bangunan yang menyebabkan perlunya review desain.

Penelitian ini dimulai dengan pengumpulan data berupa gambar perencanaan, data bahan seperti mutu beton dan mutu baja dll. Dari data tersebut kemudian dilanjutkan pada percobaan simulasi blok data dengan program ETABS V.15 dengan meninjau periode getar gedung setelah itu di lanjutkan Analisa perencanaan pelat, balok, kolom dan pondasi.

Dari hasil studi ini menunjukkan bahwa periode getar gedung yang di dapat mode di ETABS sebesar 1,219 detik sedangkan perhitungan periode fundamental pendekatan di dapat nilai 0,674 detik sehingga batas kekakuan gedung terlewati dan tidak layak. Setelah melakukan modifikasi menggunakan shearwall yang bertujuan untuk mendapatkan hasil periode getar yang semakin kecil, hasil periode getar mode 1 di ETABS nilai yang didapat 0,518 detik sehingga batas kekakuan gedung tidak terlewati dan layak.

**Kata Kunci** : Hotel, Kaidah-Kaidah Struktur Gedung Tahan Gempa, Review Desain, Periode Getar.

## **1. PENDAHULUAN**

### **1.1. Latar Belakang**

Pembangunan hotel-hotel berkembang dengan pesat, seperti pendirian hotel-hotel baru atau pengadaan kamar-kamar pada hotel-hotel yang ada. Pada saat ini bangunan gedung telah banyak memiliki bentuk yang bervariasi. Semakin canggihnya teknologi para desainerpun mendesain gedung dengan bentuk yang cukup unik dan menarik. Sedangkan Indonesia terletak di daerah rawan gempa.

Sebagai bahan review desain gedung hotel el royale banyuwangi, melihat dari peta gempa Indonesia, Banyuwangi terletak di wilayah zona gempa 4 masuk dalam kategori zona gempa tinggi, sehingga bangunan yang di rancang harus mengikuti kaidah-kaidah struktur gedung tahan gempa maupun arsitektur.

Memperhatikan kondisi eksisting dari hotel el royale Banyuwangi beberapa kaidah-kaidah struktur gedung tahan gempa terabaikan seperti tata denah kolom dan balok eksisting. Beberapa yang dapat diketahui kekakuan kolom dalam satu arah bangunan mempunyai kekakuan kolom arah kuat yang berubah, yang memungkinkan akan terjadi tidak berhimpitnya antara pusat massa dan pusat kekakuan, sehingga tidak memenuhi syarat pusat kekakuan dan pusat masa berhimpit. Juga ada kolom yang tidak menerus dari arah bawah sampai ke atas yang tidak memenuhi dari kaidah-kaidah struktur gedung tahan gempa, perlu kita ketahui bahwa struktur gedung tahan gempa kolom harus menerus dari bawah keatas dan pondasi bangunan gedung yang menyebabkan perlunya review desain.

### **1.2. Rumusan Masalah**

Pada penulisan skripsi ini permasalahan yang akan diketengahkan adalah

Bagaimana review desain terhadap struktur gedung tahan gempa pada Pembangunan Proyek Hotel El Royale Banyuwangi

### **1.3. Batasan Masalah**

Agar studi ini tidak meluas dan tetap dalam pembahasan yang semestinya maka kita melakukan batasan masalah sebagai berikut :

1. Studi kasus ini dilakukan pada Pembangunan Proyek Hotel El Royale Banyuwangi.
2. Menggunakan peraturan ketahanan gempa SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-1726-2002
3. Menggunakan buku pedoman Tata Cara Perhitungan Beton Untuk Bangunan Gedung SNI- 03-2847-2002.
4. Menggunakan Program Bantu ETABS Versi 15
5. Beban yang bekerja pada struktur adalah beban hidup, beban mati dan beban gempa.
6. Perhitungan yang ditinjau adalah struktur pada kolom, balok, plat dan pondasi.
7. Tidak memperhitungkan RAB (Rencana Anggaran Biaya)

### **1.4. Tujuan Penelitian**

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah

Melakukan studi review struktur gedung tahan gempa pada Pembangunan Proyek Hotel El Royale Banyuwangi.

### **1.5. Manfaat Penelitian**

Adapun manfaat dari penulisan tugas akhir ini adalah

Diharapkan dapat memberikan manfaat dan informasi yang berbentuk ilmu maupun informasi terhadap pembaca agar dapat mendesain atau merencanakan dan menghitung kekuatan gedung sesuai kaidah-kaidah struktur gedung tahan gempa.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1. Konsep Desain Terhadap Beban Gempa

Karena desain untuk struktur bangunan tahan gempa mensyaratkan bahwa bangunan harus di desain agar mampu menahan beban gempa 500 tahunan dan gempa rencana selama umur bangunan 50 tahun. Sesuai dengan SNI gempa yang berlaku, yaitu SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012. Dengan penerapan konsep ini, pada saat gempa kuat terjadi, elemen-elemen struktur bangunan terbentuk yang di pilih di perbolehkan mengalami plastifikasi (kerusakan) sebagai sarana untuk pengantisipasi energi gempa yang di terima struktur.

## 3. METODELOGI PENELITIAN

### 3.1. Lokasi dan Waktu Pelaksanaan

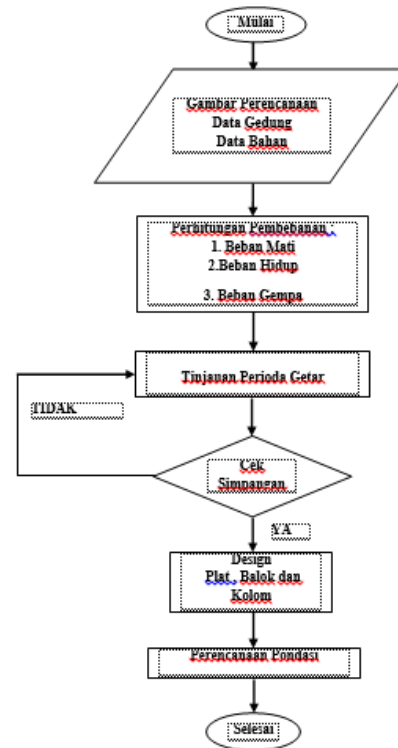
Lokasi pembangunan proyek hotel el royale berada di jalan Raya Jember Km. 7, Dadapan, Kecamatan Kabat, Kabupaten Banyuwangi, lama waktu studi perencanaan ulang ini selama tiga bulan yaitu di mulai pada maret 2018.



Gambar 3.1 Lokasi Proyek

## 3.2. Kerangka Penelitian

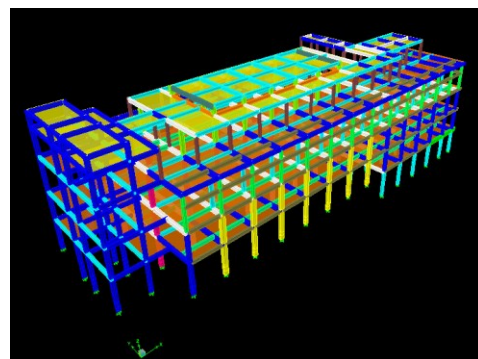
Adapun kerangka penelitian dapat dilihat melalui *flow chart* berikut :



Gambar 3.2 Kerangka Penelitian

## 4. ANALISA DAN PEMBAHASAN

### 4.1. Data Gedung



Gambar 4.1. Data gedung hotel el royale banyuwangi

Fungsi gedung : Hotel

Jumlah lantai : 4 lantai

Alamat : Jl. Raya jember KM. 7,  
 Dadapan, Kecamatan Kabat, Kabupaten  
 Banyuwangi

Panjang gedung : 56,005 m

Lebar gedung : 19,245 m

Tinggi gedung : 19,45 m

Zona gempa : 4 (Tanah Sedang )

#### 4.2. Data Bahan

a. Beton (fc')

- struktur atas (pelat, balok, kolom) :  
 20,75 MPa (K-250)

- struktur bawah

1. Pilecap : 25 MPa (K-300)

2. Stros : 33,2 MPa (K-400)

b. Baja tulangan (fy)

600 MPa untuk tulangan geser dan pelat

400 MPa untuk tulangan lentur / utama

#### 4.3. Pembagian Gaya Geser ke Masing-Masing Lantai

Nilai K =

Periode getar,  $T_a$  = 0,5 detik

Periode getar,  $T_a$  = 0,674 detik

Periode getar,  $T_a$  = 2,5 detik

K = 1

$K = 1 + (0,674 - 0,5) / (2,5 - 0,5)$

= 1,087 interpolasi

K = 2

Ditabelkan

**Tabel 4.3.** Pembagian gaya geser ke masing-masing lantai

Tingkat	$h_i$ (m)	$W_i$ (kN)	$W_i x h_i^k$ (kN-m)	$C_{vx}$	$F_x$ (kN)	Arah X (kN)	Arah Y (kN)	$V_x$ (kN)	$M_x$ (kN-m)
7	19,45	237,141	5967,828	0,023	28,530	7,132	2,377	28,530	0
6	18,85	629,243	15305,17	0,058	73,167	18,292	6,097	101,697	17,11771
5	17,85	2065,103	47340,55	0,180	226,314	56,579	18,860	328,011	118,8144
4	14,75	4524,087	84291,64	0,320	402,961	100,740	33,580	730,971	1135,648
3	10,7	4652,626	61156,35	0,232	292,361	73,090	24,363	1023,333	4096,082
2	7,3	4953,217	42968,91	0,163	205,415	51,354	17,118	1228,748	7575,413
1	3,9	1411,471	6195,069	0,024	29,616	7,404	2,468	1258,364	11753,16
	$\Sigma$	18472,888	263225,5				Didasar	1258,364	16660,77

#### 4.4. Cek Simpangan

Cek simpangan arah X

**Tabel 4.4.a.** Cek simpangan arah X

Tingkat	Tinggi	Beban Kombinasi	Elevation View	Displacements Arah X	Cek Simpangan		
	Perlantai mm				mm	mm	
1	3900	0,9 D + 1 QX	1 E	0,034	<	78	O.K. !
2	3400	0,9 D + 1 QX	1 E	0,41	<	68	O.K. !
3	3400	0,9 D + 1 QX	1 E	0,88	<	68	O.K. !
4	4050	0,9 D + 1 QX	1 E	1,563	<	81	O.K. !

Cek simpangan arah Y

**Tabel 4.4.b.** Cek simpangan arah Y

Tingkat	Tinggi	Beban Kombinasi	Elevation View	Displacements Arah Y	Cek Simpangan		
	Perlantai mm				mm	mm	
2	3400	0,9 D + 1 QY	4A	0,017	<	68	O.K. !
3	3400	0,9 D + 1 QY	4A	0,05	<	68	O.K. !
4	4050	0,9 D + 1 QY	4A	0,084	<	81	O.K. !
5	3100	0,9 D + 1 QY	4A	0,147	<	62	O.K. !
6	1000	0,9 D + 1 QY	4A	0,166	<	20	O.K. !

#### 4.5. Analisa Perencanaan Balok

##### Analisa penulangan lentur balok

Momen yang di gunakan untuk analisa penulangan balok menggunakan kombinasi pembebanan yang terbesar pada analisa ETABS V 15

##### Balok B1 (250x500)

➤ Perhitungan Penulangan Balok Daerah Tumpuan

As Balok : B1 (250x500)

No. Lantai : SEMUA LANTAI

Data :

##### a. Penampang Beton

Lebar b = 25 cm

Tinggi h = 50 cm

##### b. Momen Rencana Beban Terfaktor Mud

Mud = 22098,55 kg-m  
 Diameter tulangan = 19 mm  
 Diameter sengkang = 10 mm  
 Penutup beton d' = 5 cm  
 Kekuatan tekan beton  $f_c' = 250$  kg/cm<sup>2</sup>  
 Tegangan leleh tulangan  $f_y = 4000$  kg/cm<sup>2</sup>

Ratio  $A_s'/A_s = 0,5$   
 Faktor reduksi = 0,8  
 Analisis :  
 Tinggi efektif d = 43,05 cm  
 Jarak sengkang s = 6,95 cm  
 Momen retak  $M_r = 81317$  kg-cm  
 0,81 ton-m

Tulangan minimum Amin = 0,38 cm<sup>2</sup>  
 Jarak garis netral kondisi seimbang :  
 $x_b = 26,33$  cm  
 Regangan dan tegangan tulangan tekan  $A_s'$  :

$e_{s'} = 0,0022$   
 $e_y = 0,0019$   
 $f_{s'} = 4000$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $\beta_1 = 0,85$

Tulangan maksimum :  
 $A_{max} = 44,59$  cm<sup>2</sup>  
 $M_{max} = 6309921$  kg-cm

Desain tulangan :  
 Mud = 22098,55 kg-m  
 $M_{nd} = 2762318,75$  kg-cm <  
 $M_{mak}$ , penampang memenuhi syarat.

Proses coba –coba :  
 a = 9,63 cm < 16,79 cm  
 x = 11,33 cm  
 $e_{s'} = 0,0012$   
 $e_y = 0,0019$   
 $f_{s'} = 2435$  kg/cm<sup>2</sup>

Rencana tulangan tarik  $A_s = 18,39$  cm<sup>2</sup>  
 Momen nominal rencana  $M_{nd} = 2762319$  kg-cm

Momen nominal kapasitas  $M_{nk} = 2764315$  kg-cm O.K !

Jumlah rencana tulangan (n) =  
 6 D 19 = 17,01 cm<sup>2</sup>

Jumlah tulangan tekan  $A_s' =$   
 3 D 19 = 8,51 cm<sup>2</sup>

Susunan tulangan :  
 Tulangan tarik  $A_s =$   
 6 D 19 - mm

Tulangan tekan  $A_s' =$   
 3 D 19 - mm

➤ Perhitungan Penulangan Balok Daerah lapangan

Data :

a. Penampang Beton dan Analisis  
 Lebar bw = 25 cm  
 Tinggi h = 50 cm  
 Tebal pelat t<sub>s</sub> = 12 cm  
 Diameter tulangan = 19 mm  
 Diameter sengkang = 10 mm  
 Penutup beton d' = 5 cm  
 Tinggi efektif d = 43,05 cm  
 L balok = 242,1 cm  
 Kekuatan tekan beton  $f_c' = 20,75$  MPa  
 Tegangan leleh tulangan  $f_y = 400$  MPa

b. Momen Rencana Beban Terfaktor Mud  
 Mud = 44,4005 kN/m  
 = 44400500 N/mm  
 c. Sebagai Balok T

Anggap garis netral flens jadi  $b = b_e$   
 $b_w + 16 t = 217$  cm  
 $\frac{1}{4} L = 60,525$  cm  
 ambil b =  $b_e$  yang terkecil  
 $b = b_e = 60,525$  cm  
 = 605,25 mm

c = 141,1764 mm  
 $R_m = 0,02385$   
 Tak ada ditabel  $R_m$

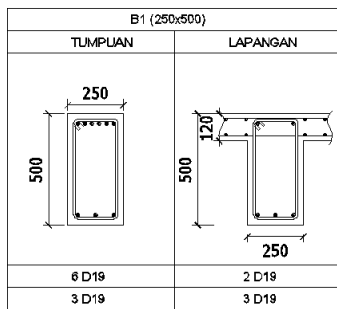
Q min = 0,0674  
 Tabel  $\delta = 0,6$   
 $R_m$  yang di pakai = 0,0674  
 cari di tabel  $R_m$

Diperoleh:  
 k = 0,038  
 j = 0,933  
 $k = kd = 16,713$  mm  
 < 141,1765 mm (Oke)

Susunan tulangan :  
 Tulangan tekan  $A_s = 345,3002$  mm<sup>2</sup>  
 = 3 D 19 - mm  
 = 850,1550 mm<sup>2</sup> > 345,3002 oke!!  
 Tulangan tarik  $A_s' = 207,1801$  mm<sup>2</sup>

$$= 2 \text{ D } 19 - \text{ mm}$$

$$= 566,7700 \text{ mm}^2 > 207,1801 \text{ oke!!}$$



**Gambar 4.5.** Penulangan balok tumpuan dan lapangan

#### 4.6. Analisa Perencanaan Kolom

Momen yang di gunakan untuk analisa penulangan kolom menggunakan kombinasi pembebanan yang terbesar pada analisa ETABS

- Perencanaan tulangan kolom Overreinforced

Data-data :

a. Penampang Beton

Lebar = 30 cm

Tinggi = 40 cm

b. Momen beban terfaktor (elemen no)= 929 (Kondisi "overreinforced")

Pud = 141375,33 kg

Mud = 29536 kg-cm

c. Penulangan 0

$\phi$  = 16 mm

nst = 24 buah

$\phi_s$  = 10 mm

selimut beton = 5 cm

$f_c'$  = 250 kg/cm<sup>2</sup>

$f_y$  = 4000 kg/cm<sup>2</sup>

faktor reduksi = 0,65

Perhitungan :

Gaya-gaya nominal yang harus dipikul penampang :

Pnd = 217501 kg

Mnd = 45440 kg-cm

Luas tulangan total :

Ast = 48,25 cm<sup>2</sup> = 4,02% Ab

Kondisi penampang mengalami tekan murni :

Po = 437765 kg

Gaya aksial maksimum yang boleh dipikul penampang kolom persegi :

Pmax = 289596 kg

(penampang kolom memenuhi)

Tinggi efektif penampang :

d = 33,2 cm

s = 6,8 cm

Luas tulangan tekan & tulangan tarik :

As = 24,13 cm<sup>2</sup>

As' = 24,13 cm<sup>2</sup>

Tinggi garis netral pada kondisi berimbang

xb = 20,31 cm

$\beta_1$  = 0,85

ab = 17,26 cm

Regangan dan tegangan baja tulangan tekan :

es' = 0,00200

ey = 0,00190

fs' = 4000 kg/cm<sup>2</sup>

Gaya-gaya nominal pada kondisi berimbang :

Cc = 110037 kg

Cs = 96510 kg

Ts = 96510 kg

Pnb = 110037 kg

Mnb = 3798940 kg-cm

Pn > Pnb : Zona kontrol tekan

Coba-coba :

x = 27,79 cm > 20,31 cm

a = 23,62 cm

Regangan dan tegangan baja tulangan :

es' = 0,00227

ey = 0,00190

fs' = 4000,00 kg/cm<sup>2</sup>

es = 0,00058

fs = 1226,448 kg/cm<sup>2</sup>

Gaya-gaya nominal penampang :

Cc = 150587 kg

Cs = 96510 kg

Ts = 29591 kg

Pnk = 217506 kg >

217501 kg O.K.!

Mnk = 2897725 kg-cm >

45440 kg-cm O.K.!

Puk = 152 ton 152,25 ton

Muk = 20 ton-m 0,30 ton-m

➤ Perencanaan tulangan kolom Underreinforced

Data-data :

a. Penampang Beton

Lebar = 30 cm

Tinggi = 40 cm

b. Momen beban terfaktor (elemen no)= 931 (Kondisi "underreinforced")

Pud = 19831 kg

Mud = 158445 kg-cm

c. Penulangan 0

$\phi$  = 16 mm

nst = 24 buah

$\phi_s$  = 10 mm

selimut beton = 5 cm

$f_c'$  = 250 kg/cm<sup>2</sup>

$f_y$  = 4000 kg/cm<sup>2</sup>

faktor reduksi = 0,65

Perhitungan :

Gaya-gaya nominal yang harus dipikul penampang :

Pnd = 30509 kg

Mnd = 243762 kg-cm

Luas tulangan total :

Ast = 48,25 cm<sup>2</sup> = 4,02% Ab

Kondisi penampang mengalami tekan murni :

Po = 437765 kg

Gaya aksial maksimum yang boleh dipikul penampang kolom persegi :

Pmax = 350212 kg

(penampang kolom memenuhi)

Tinggi efektif penampang :

d = 33,2 cm

s = 6,8 cm

Luas tulangan tekan & tulangan tarik :

As = 24,13 cm<sup>2</sup>

As' = 24,13 cm<sup>2</sup>

Tinggi garis netral pada kondisi berimbang

xb = 20,31 cm

b1 = 0,85

ab = 17,26 cm

Regangan dan tegangan baja tulangan tekan :

es' = 0,00200

ey = 0,00190

fs' = 4000 kg/cm<sup>2</sup>

Gaya-gaya nominal pada kondisi berimbang :

Cc = 110037 kg

Cs = 96510 kg

Ts = 96510 kg

Pnb = 110037 kg

Mnb = 3798940 kg-cm

$P_n < P_{nb}$  : Zona kontrol tarik

Coba-coba :

x = 11,70 cm < 20,31 cm

a = 9,95 cm

Regangan dan tegangan baja tulangan :

es' = 0,00126

ey = 0,00190

fs' = 2638,46 kg/cm<sup>2</sup>

es = 0,00551

fs = 4000 kg/cm<sup>2</sup>

Gaya-gaya nominal penampang :

Cc = 63399 kg

Cs = 63659 kg

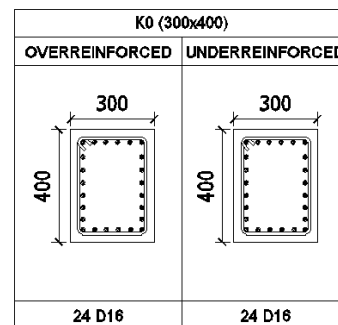
Ts = 96510 kg

Pnk = 30549 kg > 30509 kg O.K. !

Mnk = 3066965 kg-cm > 243762 kg-cm O.K.!

Puk = 21 ton 21,36 ton

Muk = 21 ton-m 1,58 ton-m



**Gambar 4.6.** Penulangan kolom Overreinforced dan Underreinforced

#### 4.7. Analisa Perencanaan Tulangan Geser Balok

Momen yang di gunakan untuk analisa penulangan geser balok menggunakan kombinasi pembebanan yang terbesar pada analisa ETABS

Perencanaan Tulangan Geser Balok B3 (250x400)

➤ Tumpuan

Vup = 128,899 kN

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$A_s = 19 \text{ mm}$$

$$A_{s'} = 10 \text{ mm}$$

$$d = 400 - 10 - 50 - (19/2) = 330,5 \text{ mm}$$

$$f_c = 20,75 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 600 \text{ Mpa}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{20,75} \cdot 250 \cdot 330,5 = 62729,13$$

N jadikan kN 62,729 kN

(128,899 > 64,627 maka tulangan geser direncanakan)

$$\frac{1}{2} V_c = 0,5 \times 62,729 = 31,36 \text{ kN}$$

$$(128,899 < 31,36 \text{ tulangan geser praktis}) \\ = \frac{2}{3} \sqrt{20,75} \cdot 250 \cdot 330,5 = 250916,5$$

N jadikan kN 250,916 kN

$$V_s = \frac{128,899}{0,75} - 62,729 = 109,137$$

kN < 250,916 kN (Oke!!)

$$A_v = 2 \cdot 0,25 \cdot 3,14 \cdot (10)^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{157 \cdot 600 \cdot 330,5}{109137} = 285 \text{ mm}$$

$$A_{v_{\text{min}}} = \frac{250 \cdot 285}{3 \cdot 600} = 40 \text{ mm}^2 < A_v$$

= 157 mm<sup>2</sup> (Oke!!)

$$S_{\text{min}} = 285 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} = 83 \text{ mm}$$

Dipakai = D10 – 100 mm

➤ Lapangan

$$V_{\text{up}} = 135.6501 \text{ kN}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$A_s = 19 \text{ mm}$$

$$A_{s'} = 10 \text{ mm}$$

$$d = 400 - 10 - 50 - (19/2) = 330,5 \text{ mm}$$

$$f_c = 20,75 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 600 \text{ Mpa}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{20,75} \cdot 250 \cdot 330,5 = 62729,13$$

N jadikan kN 62,729 kN

(135.650 > 62,729 maka tulangan geser direncanakan)

$$\frac{1}{2} V_c = 0,5 \times 62,729 = 31,36 \text{ kN}$$

(135.650 < 31,36 tulangan geser praktis)

$$V_c = \frac{2}{3} \sqrt{20,75} \cdot 250 \cdot 330,5 = 250916,5$$

N jadikan kN 250,916 kN

$$V_s = \frac{135,650}{0,75} - 62,729 = 118,137$$

kN < 250,916 kN (Oke!!)

$$A_v = 2 \cdot 0,25 \cdot 3,14 \cdot (10)^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{157 \cdot 600 \cdot 330,5}{118137,7} = 264 \text{ mm}$$

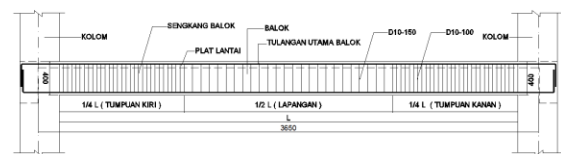
$$A_{v_{\text{min}}} = \frac{250 \cdot 264}{3 \cdot 600} = 37 \text{ mm}^2 <$$

$$A_v = 157 \text{ mm}^2 \text{ (Oke!!)}$$

$$S_{\text{min}} = 264 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} = 83 \text{ mm}$$

Dipakai = D10 – 150 mm



**Gambar 4.7.** Detail penulangan sengkang

#### 4.8. Analisa Perencanaan Pondasi

##### Perhitungan Pondasi Tiang

Data pembebanan :

$$\text{➤ } V = 1414 \text{ kN/m}$$

$$\text{➤ } M_x = 3 \text{ kN/m}$$

$$\text{➤ } M_y = 4 \text{ kN/m}$$



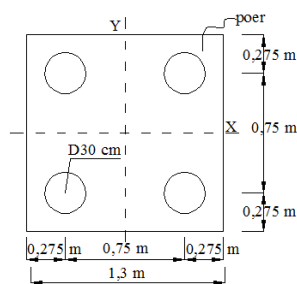
Data perencanaan pondasi stros :

- Type k-400 = Beton bertulang mutu beton  $f'_c = 33,2$  MPa
- Ukuran Tiang = D30

### Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang yang Berdiri Sendiri

Karena daya dukung tiang pancang berdasarkan kekuatan tanah menggunakan data CPT (*Cone Penetration Test*) = 681 kN/m, dan berdasarkan kekuatan bahan, yaitu  $P_1$  tiang bebas = 683 kN, maka yang diambil sebagai daya dukung tiang pancang adalah berdasarkan kekuatan tanah menggunakan data SPT (*Standart Penetration Test*) = 497 kN/m

### Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang dan Kelompok Tiang



Gambar 4.8.a. Jarak antar tiang

$$S_{\min} = 2,5 D$$

$$= 2,5 \times 0,30$$

$$= 0,750 \text{ m}$$

$$S_{\text{renc}} = 0,75 \text{ m}$$

$$m = n_y = 2 \text{ buah}$$

$$n = n_x = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Poer} = 1,3 \times 1,3 \times 0,50 = 0,845 \text{ m}^3$$

$$\text{Berat poer} = 1,3 \times 1,3 \times 0,50 \times 24 = 20 \text{ kN}$$

$$Q_u = 1,2 \times 20 = 24 \text{ kN/m}$$

### Perhitungan Beban Maksimum Tiang

$$n = 4 \text{ buah}$$

$$X_{\max} = 0,75 \text{ m}; Y_{\max} = 0,75 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = 2 \times 2 \times (0,75)^2 = 2,3 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y^2 = 2 \times 2 \times (0,75)^2 = 2,3 \text{ m}^2$$

$$\Sigma P = V + \text{berat poer} = 1414 + 24 = 1438 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = \frac{\Sigma Pu}{n} + \frac{M_x Y_{\max}}{\Sigma y^2} + \frac{M_y X_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$= \frac{1438}{4} + \frac{3(0,75)}{2,3} + \frac{4(0,75)}{2,3}$$

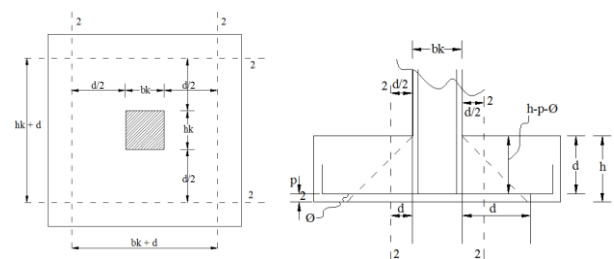
$$= 360 + 1,1 + 1,4 = 362 \text{ kN} < P_1$$

tiang dalam kelompok = 377 kN (Oke)

### Perencanaan Poer (Pile Cap)

Poer direncanakan terhadap gaya geser pons pada penampang kritis dan penulangan lentur.

### Perhitungan Geser Pons pada Poer



Gambar 4.8.b. Perencanaan Pile cap

Data perencanaan tulangan arah X :

$$\text{➤ } f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ } f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ } h = 50 \text{ cm} \text{ dijadikan } = 500 \text{ mm}$$

$$\text{➤ Dimensi kolom K0} = 400 \times 300 \text{ mm (Grid 9 di ETABS)}$$

$$\text{➤ Selimut beton, } p = 50 \text{ mm (beton yang berhubungan dengan tanah)}$$

$$\text{➤ } \varnothing \text{ tul. Rencana} = 19 \text{ mm}$$

$$P_u = (V + 1,2 \cdot \text{berat poer}) = 1414 + 24 = 1438 \text{ kN}$$

$$d \text{ efektif arah X} = h - p - 1/2 \varnothing = 500 - 50 - (19/2) = 441 \text{ mm}$$

$$b = 1300 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal diatas tulangan bawah} = (h - p - \varnothing) = 500 - 50 - 19 = 431 \text{ mm} > 300 \text{ mm (Oke)}$$

$$b_o = 2 (bk + hk + 2d)$$

$$= 2 (400 + 300 + 2 \times 441)$$

$$= 3162 \text{ mm}$$

$$\beta_c = 1,5 \text{ (kolom persegi panjang)}$$

Kuat geser pons, yang menentukan :

$$a. V_c = \left(1 + \frac{2}{1,5}\right) \cdot \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 3162 \cdot 441 = 2702919 \text{ N}$$

$$b. V_c = \frac{1}{3} \sqrt{25} \cdot 3162 \cdot 441 = 2316787 \text{ N}$$

$$c. V_c = \left(\frac{40.441}{3162} + 2\right) \frac{1}{12} \sqrt{25} \cdot 3162 \cdot 441 = 4385923 \text{ N}$$

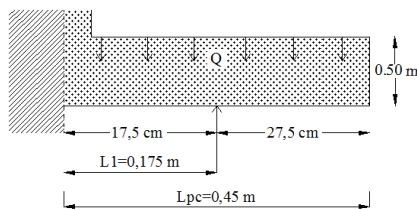
Jadi  $V_c$  diambil yang terkecil = 2316787 N

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 2316787 = 1737591 \text{ N}$$

$$= 1738 \text{ kN} > P_u = 1438 \text{ kN}$$

Oke! (ketebalan poer)

### Perhitungan Tulangan Lentur Poer pada Poer



**Gambar 4.8.c.** Beban terpusat dari tiang P dan berat sendiri poer sebagai Q arah X

$$L_1 = (0,75/2) - (0,40/2) = 0,175 \text{ m}$$

$$L_{pc} = 0,175 + 0,275 = 0,45 \text{ m}$$

Berat Poer

$$Q = 1,3 \times 1,3 \times 0,50 \times 24 = 20 \text{ kN/m}$$

$$Q_u = 1,2 \times 20 = 24 \text{ kN/m}$$

$$P_{\max} \text{ 1 tiang dalam kelompok} = 377 \text{ kN}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M &= 2P \cdot L_1 - \frac{1}{2} Q_u \cdot L_{pc}^2 \\ &= 2(377) \times 0,175 - \frac{1}{2} \times 24 \times 0,45^2 = \\ &= 132 - 2 = 129 \text{ kN-m} \\ &= 129 (10^6) \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$M_u = 1,5 \times 129 = 194 \text{ kN-m}$  (gunakan standart PBI'71, pembebanan tetap =  $M_u = 1,5 \times M$ )

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{194 (10^6)}{0,8 \times 1300 \times 441^2} = 0,96$$

$$m = \frac{f_y}{\phi f_{c'}} = \frac{400}{0,80 (25)} = 20,08$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{20,08} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20,08) 0,96}{400}}\right) = 0,00246 \end{aligned}$$

$$\text{Karena } \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\text{maka } \rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

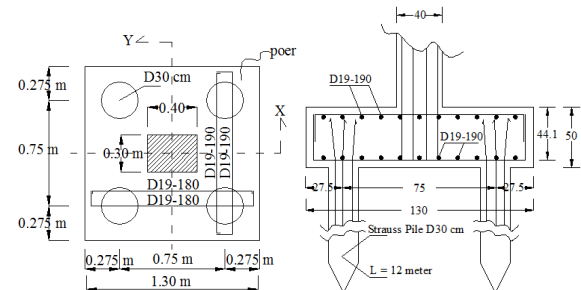
$$\text{As perlu} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0035 \cdot 1300 \cdot 441 = 2004 \text{ mm}^2$$

Jenis pilecap PC2 dipakai tulangan arah X D19 - 180

$$\text{As} = \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2\right) \times \left(\frac{1300}{180}\right) = 2047 \text{ mm}^2 >$$

2004 mm<sup>2</sup> Oke!!



**Gambar 4.8.d.** Detail poer dan potongan poer arah X

Data perencanaan tulangan arah Y :

- $f_{c'}$  = 25 MPa
- $f_y$  = 400 MPa
- $h$  = 50 cm jadikan = 500 mm
- Dimensi kolom K0 = 400 x 300 mm (Grid 9 di ETABS)
- Selimut beton,  $p$  = 50 mm (beton yang berhubungan dengan tanah)
- $\phi$  tul. Rencana = 19 mm
- $P_u = (V + 1,2 \cdot \text{berat poer}) = 1414 + 24 = 1438 \text{ kN}$
- $d$  efektif arah Y = 441 - 19 = 422 mm

$$b = 1300 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal diatas tulangan bawah} = (h-p-\varnothing) = 500 - 50 - 19 = 431 \text{ mm} > 300 \text{ mm (Oke)}$$

$$\begin{aligned} b_o &= 2(bk + hk + 2d) \\ &= 2(400 + 300 + 2 \times 422) \\ &= 3086 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\beta_c = 1,5 \text{ (kolom persegi panjang)}$$

Kuat geser pons, yang menentukan :

$$d. V_c = \left(1 + \frac{2}{1,5}\right) \cdot \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 3086 \cdot 422 = 2524171 \text{ N}$$

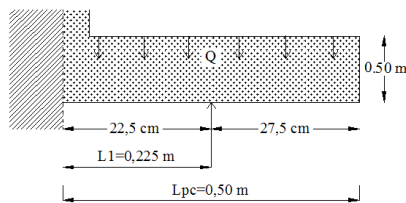
$$e. V_c = \frac{1}{3} \sqrt{25} \cdot 3086 \cdot 422 = 2163575 \text{ N}$$

$$f. V_c = \left(\frac{40 \cdot 422}{3086} + 2\right) \frac{1}{12} \sqrt{25} \cdot 3086 \cdot 422 = 4036897 \text{ N}$$

Jadi  $V_c$  diambil yang terkecil = 2163575 N

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \cdot 2163575 = 1622681 \text{ N} \\ &= 1623 \text{ kN} > P_u = 1438 \text{ kN} \\ \text{Oke! (ketebalan poer)} \end{aligned}$$

### Perhitungan Tulangan Lentur Poer pada Poer



**Gambar 4.8.e.** Beban terpusat dari tiang P dan berat sendiri poer sebagai Q arah Y

$$L_1 = (0,75/2) - (0,30/2) = 0,225 \text{ m}$$

$$L_{pc} = 0,225 + 0,275 = 0,50 \text{ m}$$

Berat Poer

$$Q = 1,3 \times 1,3 \times 0,50 \times 24 = 20 \text{ kN/m}$$

$$Q_u = 1,2 \times 20 = 24 \text{ kN/m}$$

$$P_{\max} \text{ 1 tiang dalam kelompok} = 377 \text{ kN}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M &= 2P \cdot L_1 - \frac{1}{2} Q_u \cdot L_{pc}^2 \\ &= 2(377) \times 0,225 - \frac{1}{2} \times 24 \times 0,50^2 = 169 - 3 = 166 \text{ kN-m} \\ &= 166 (10^6) \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$M_u = 1,5 * 166 = 250 \text{ kN-m (gunakan standart PBI'71, pembebanan tetap} = M_u = 1,5 * M)$$

$$R_n = \frac{M_u}{\varnothing b d^2} = \frac{250 (10^6)}{0,8 \times 1300 \times 422^2} = 1,35$$

$$m = \frac{f_y}{\varnothing f_c'} = \frac{400}{0,80 (25)} = 20,08$$

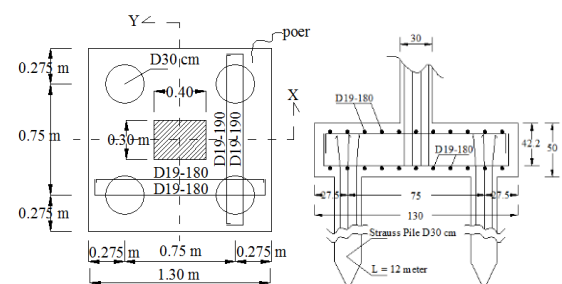
$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{20,08} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20,08) 1,35}{400}}\right) = 0,00350$$

$$\begin{aligned} \text{Karena } \rho \text{ perlu} &> \rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,00350, \text{ maka } \rho \text{ pakai} = \rho \text{ perlu} \\ &= 0,00350 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \text{ pakai} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 1300 \cdot 422 \\ &= 1918 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jenis pilecap PC2 dipakai tulangan arah Y} \\ D19 - 190 \quad \rightarrow \quad A_s = \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2\right) \times \left(\frac{1300}{190}\right) = 1939 \text{ mm}^2 > 1918 \text{ mm}^2 \text{ Oke!!} \end{aligned}$$



**Gambar 4.8.f.** Detail poer dan potongan poer arah Y

## 5. PENUTUP

### 5.1. Kesimpulan

Bedasarkan hasil dari penelitian yang telah kami buat dan juga berdasarkan analisa yang telah dilakukan, maka dapat di peroleh kesimpulan sebagai berikut :

1. Setelah di analisa periode fundamental pendekatan gedung didapat nilai sebesar  $T_a$  0,674 detik sedangkan angka yang diperoleh mode 1 di ETABS 1,219 detik sehingga batas kekauan gedung terlewati dan tidak layak. Setelah melakukan modifikasi menggunakan shearwall yang bertujuan untuk mendapatkan hasil periode getar yang semakin kecil, hasil periode getar mode 1 di ETABS nilai yang didapat 0,518 detik sehingga batas kekakuan gedung tidak terlewati dan layak.
2. Pembebanan gempa untuk mengecek simpangan pada masing-masing lantai menggunakan pembebanan gempa dinamik ekuivalen
3. Simpangan perlantai terhadap beban lateral kecil
4. Pembebanan gempa untuk mendesain menggunakan pembebanan gempa respon spectrum yaitu SPEC X dan SPEK Y

### 5.2. Saran

1. Disarankan untuk perencanaan gedung harus di perhitungkan untuk periode pendekatan sesuai dengan peraturan SNI gempa yang baru agar tidak terjadi kegagalan struktur.
2. Perlu dilakukan studi yang lebih lanjut mengenai aspek ekonomis struktur gedung dan studi yang lebih mendalam untuk menghasilkan perencanaan gedung yang lebih baik, sehingga diharapkan perencanaan dapat dilaksanakan mendekati kondisi sesungguhnya dilapangan dan hasil yang diperoleh sesuai dengan tujuan perencanaan yaitu ekonomis, kuat dan tepat waktu.

## DAFTAR PUSTAKA

- Priyono, Pujo,. 2016, "*Struktur Beton Jilid 1*". Jember: Universitas Muhammadiyah Jember.
- Priyono, Pujo,. 2017, "*Struktur Beton Jilid 2*". Jember: Universitas Muhammadiyah Jember.
- Priyono, Pujo,. 2017, "*Struktur Beton Tahan Gempa*". Jember: Universitas Muhammadiyah Jember.
- Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung. SK SNI 03-2847-2002.*
- Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. SK SNI 03-1726-2012.*
- Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung. SK SNI 03-1726-2002.*
- [http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain\\_spektra\\_indonesia\\_2011/](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/). 05 maret 2018
- Ridho, Hammi Zein,. 2017, "*Tinjauan Pengaruh Beban Gempa Terhadap Gedung Berlantai Yang Panjang (Study Kasus: pasar induk kota bondowoso)*". Jember: Universitas Muhammadiyah Jember.
- Mareta, Dana,. 2017, "*Study Penempatan Shearwall Untuk Struktur Beton Tahan Gempa Pada Gedung Pasca Sarjana Hukum Universitas Jember*". Jember: Universitas Muhammadiyah Jember.