

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR NON PORTAL BETON BERTULANG

Pada bab ini dibahas perencanaan struktur non portal beton bertulang meliputi, perencanaan pelat, perencanaan balok anak, dan perencanaan tangga.

5.1 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat meliputi pelat atap dan pelat lantai, denah pelat disajikan pada Gambar 5.1 Denah pelat atap dan Gambar 5.2 Denah pelat lantai.

5.1.1 Pembebanan Pelat

Perhitungan beban pelat sesuai ketentuan PPPURDG 1987, sebagai berikut ini.

1. Beban pelat lantai

a. Beban mati

- Pelat : $0,12 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$
- Tegel : $0,02 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,24 = 0,48 \text{ kN/m}^2$
- Spesi : $0,04 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,21 = 0,84 \text{ kN/m}^2$
- Plafond : $1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,0,18 = 0,18 \text{ kN/m}^2 +$
 $w_D = 4,40 \text{ kN/m}^2$

b. Beban hidup

- Ruang kuliah : $w_L = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{Beban rencana pelat lantai: } w_u &= 1,2 \cdot w_D + 1,6 \cdot w_L \\ &= 1,2 \cdot 4,40 + 1,6 \cdot 2,5 = 9,256 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Beban pelat atap

a. Beban mati

- Pelat : $0,12 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$
- Aspal : $0,04 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,14 = 0,56 \text{ kN/m}^2$
- Plafond : $1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,0,18 = 0,18 \text{ kN/m}^2 +$
 $w_D = 3,62 \text{ kN/m}^2$

b. Beban hidup

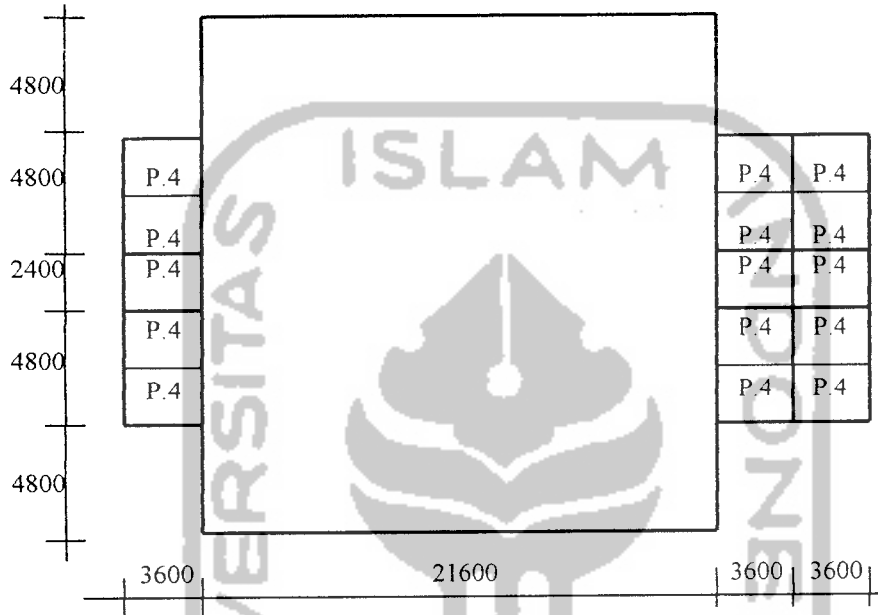
- Pekerja atap : 1 kN/m^2

- Hujan : $0,2 \text{ kN/m}^2 +$

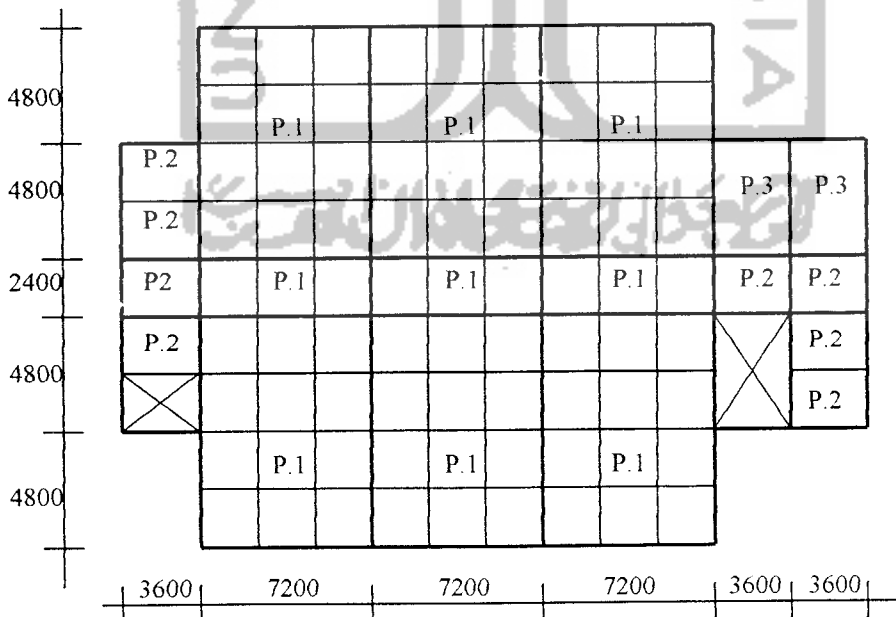
$$w_L = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Beban rencana pelat atap: $w_u = 1,2 \cdot w_D + 1,6 \cdot w_L$

$$= 1,2 \cdot 3,62 + 1,6 \cdot 1,2 = 6,264 \text{ kN/m}^2$$



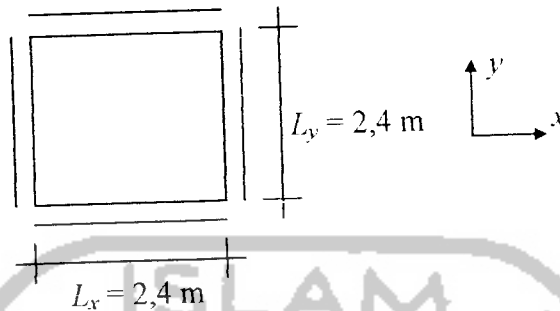
Gambar. 5.1 Denah pelat atap (skala: 1 : 280)



Gambar. 5.2 Denah pelat lantai 1-4 (Skala 1 : 280)

5.1.2 Penulangan Pelat

Sebagai contoh untuk langkah-langkah perencanaan pelat adalah perencanaan pelat lantai P1, sebagai berikut ini. (Fatkhurrohman,1998)



Gambar 5.3 Pelat lantai P1

Koefisien momen

$$L_y/L_x = 2,4/2,4 = 1 \quad \text{Pelat dua arah}$$

Untuk pelat keempat tepinya terjepit elastis, dari tabel PBI'1971, didapat:

$$c_{lx} = 36 \quad c_{ly} = 36 \quad c_{rx} = -36 \quad c_{ry} = -36$$

Bentang bersih (L_n) = L - lebar balok

$$\text{bentang bersih arah x, } L_{nx} = 2400 - 400 = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{bentang bersih arah y, } L_{ny} = 2400 - 400 = 2000 \text{ mm}$$

$$\beta = L_{ny}/L_{nx} = 2000/2000 = 1$$

$$h = \frac{L_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{2000 \left(0,8 + \frac{240}{1500} \right)}{36 + 9 \cdot 1} = 42,67 \text{ mm}$$

tebal pelat dipakai $h = 120 \text{ mm} > 42,67 \text{ mm}$

$$w_u = 9,256 \text{ kN/m}^2$$

$$M = 0,001 \cdot c \cdot w_u \cdot L_x^2$$

$$M_{lx} = 0,001 \cdot 36 \cdot 9,256 \cdot 2,4^2 = 1,919 \text{ kNm/m}$$

$$M_{rx} = -0,001 \cdot 36 \cdot 9,256 \cdot 2,4^2 = -1,919 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot 36 \cdot 9,256 \cdot 2,4^2 = 1,919 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ry} = -0,001 \cdot 36 \cdot 9,256 \cdot 2,4^2 = -1,919 \text{ kNm/m}$$

Penulangan sejajar arah x

a. Tulangan lapangan

Digunakan tulangan pokok P8

Tinggi manfaat:

$$- \text{lapangan arah - x } d' = 15 + 0,5.8 = 19 \text{ mm}$$

$$d = 120 - 19 = 101 \text{ mm}$$

$$M_u = M_{lx} = 1,919 \text{ kNm/m}$$

$$M_u/0,8 = 1,919 / 0,8 = 2,399 \text{ kNm/m}$$

$$M_u/0,8 = C_c \cdot [d - (a/2)] = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \cdot [d - (a/2)]$$

$$2,399 \cdot 10^6 = 0,85 \cdot 25 \cdot 1000 \cdot a \cdot [101 - (a/2)]$$

$$2,399 \cdot 10^6 = 2146250a - 10625a^2$$

dari persamaan diatas didapat $a = 1,12 \text{ mm}$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a = A_{s \text{ perlu}} \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot 25 \cdot 1000 \cdot 1,12 = A_{s \text{ perlu}} \cdot 240$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 99,529 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 1000 \cdot 120 = 300 \text{ mm}^2$$

$A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ min}}$, maka diambil $A_{s \text{ min}}$

$$\text{tersedia tulangan P8 } A_{\text{tulangan}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot P^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,26 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (50,26 \cdot 1000) / 300 = 167,53 \text{ mm}$$

dipakai **P8-150**

$$\text{Luas tulangan dipakai } A_{s \text{ pakai}} = (50,26 \cdot 1000) / 150 = 335,07 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pakai}} = 335,07 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 300 \text{ mm}^2 \quad \text{- aman -}$$

b. Tulangan Tumpu

Digunakan tulangan pokok P8

Tinggi manfaat:

$$- \text{lapangan arah - x } d' = 15 + 0,5.8 = 19 \text{ mm}$$

$$d = 120 - 19 = 101 \text{ mm}$$

$$M_u = M_{tx} = -1,919 \text{ kNm/m}$$

$$M_u/0,8 = 1,919 / 0,8 = 2,399 \text{ kNm/m}$$

$$M_u/0,8 = C_c \cdot [d - (a/2)] = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \cdot [d - (a/2)]$$

$$2,399 \cdot 10^6 = 0,85 \cdot 25 \cdot 1000 \cdot a \cdot [101 - (a/2)]$$

$$2,399 \cdot 10^6 = 2146250a - 10625a^2$$

dari persamaan diatas didapat $a = 1,12$ mm

$$0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a = A_{s \text{ perlu}} \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot 25 \cdot 1000 \cdot 1,12 = A_{s \text{ perlu}} \cdot 240$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 99,529 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 1000 \cdot 120 = 300 \text{ mm}^2$$

$A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ min}}$, maka diambil $A_{s \text{ min}}$

$$\text{tersedia tulangan P8 } A_{s \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot P^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,26 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (50,26 \cdot 1000) / 300 = 167,53 \text{ mm}$$

dipakai **P8-150**

$$\text{Luas tulangan dipakai } A_{s \text{ pakai}} = (50,26 \cdot 1000) / 150 = 335,07 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pakai}} = 335,07 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 300 \text{ mm}^2 \quad \text{- aman -}$$

- Penulangan susut

$$A_{s \text{ perlu}} = 0,0014 \cdot b \cdot h = 0,0014 \cdot 1000 \cdot 120 = 168 \text{ mm}^2$$

$$\text{tersedia tulangan P6 } A_{s \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot P^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 6^2 = 28,27 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (28,27 \cdot 1000) / 168 = 168,30 \text{ mm}$$

dipakai untuk tulangan susut **P6-150**

$$\text{Luas tulangan dipakai } A_{s \text{ pakai}} = (28,27 \cdot 1000) / 150 = 188,49 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pakai}} = 188,49 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} = 168 \text{ mm}^2 \quad \text{- aman -}$$

Dengan cara yang sama dapat dihitung untuk semua pelat, disajikan pada Tabel

5.1

Tabel 5.1 Penulangan Pelat Beton

Pelat beton	Arah	L (m)	Ly/Lx	le-tak	c	wu (kN/m)	Mu (kNm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)	a (mm)	Penulangan pokok pelat				Penulangan susut pelat				
												As perlu (mm ²)	As min (mm ²)	s perlu (mm)	Tul. pakai	As pakai (mm ²)	As perlu (mm ²)	s perlu (mm)	Tul. pakai	As pakai (mm ²)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]
P1	arah-x	2,4	1	lx	36	9,2560	1,9193	120	19	101	1,12	99,529	300	167,53	P8-150	335,07	-	-	-	-
	arah-y	2,4	1	ly	-36	9,2560	-1,9193	120	19	101	1,12	99,529	300	167,53	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49
					-36	9,2560	1,9193	120	27	93	1,22	108,2	300	167,53	P8-150	335,07	-	-	-	-
					-36	9,2560	-1,9193	120	19	101	1,12	99,529	300	167,53	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49
P2	arah-x	2,4	1,5	lx	56	9,2560	2,9856	120	19	101	1,75	155,31	300	167,53	P8-150	335,07	-	-	-	-
	arah-y	3,6	1,5	ly	-56	9,2560	-2,9856	120	19	101	1,75	155,31	300	167,53	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49
					37	9,2560	1,9726	120	27	93	1,26	111,23	300	167,53	P8-150	335,07	-	-	-	-
					-37	9,2560	-1,9726	120	19	101	1,16	102,31	300	167,53	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49
P3	arah-x	3,6	1,3	lx	50,9	9,2560	6,1058	120	19	101	3,62	320,61	300	156,76	P8-150	335,07	-	-	-	-
	arah-y	4,8	1,3	ly	-50,9	9,2560	-6,1058	120	19	101	3,62	320,61	300	156,76	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49
					38	9,2560	4,5584	120	27	93	2,93	259,37	300	167,53	P8-150	335,07	-	-	-	-
					-38	9,2560	-4,5584	120	19	101	2,69	238,24	300	167,53	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49
P4 (Atap)	arah-x	2,4	1,5	lx	56	6,2640	2,0205	120	19	101	1,18	104,81	300	167,53	P8-150	335,07	-	-	-	-
	arah-y	3,6	1,5	ly	-56	6,2640	-2,0205	120	19	101	1,18	104,81	300	167,53	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49
					37	6,2640	1,3350	120	27	93	0,85	75,106	300	167,53	P8-150	335,07	-	-	-	-
					-37	6,2640	-1,3350	120	19	101	0,78	69,109	300	167,53	P8-150	335,07	168	168,30	P6-150	188,49

Keterangan Tabel 5.1:

- [1] Pelat yang ditinjau lihat Gambar 5.1 dan 5.2
 [2] Arah tinjauan pelat: arah-x dan arah-y
 [3] L = bentang pelat menurut arah x dan arah y
 [4] Ly/Lx
 [5] letak tulangan: l = lapangan, t = tumpuan
 [6] c = koefisien momen tergantung kondisi tumpuan Ly/Lx (ketentuan PBI 1971, tumpuan terjepit elastis)
 [7] wu = berat merata terfaktor (P1 s/d P2: lantai, dan P4: atap)
 [8] Mu = 0,001.c.wu.Lx²
 [9] h = tebal plat
 [10] d' = pb + 1/2.P (untuk lx, tx, dan ty) [15] Sperlu = (P².π.0,25.b)/As perlu
 d' = pb + P + 1/2P (untuk ly) [16] Tulangan pokok terpakai
 dengan pb = 15 mm, P = 8 mm [17] As = [P².π.0,25.b]/spakai > As perlu
 P = 8 mm
 [18] As perlu susut = 0,0014.b.h
 [19] s perlu susut = (P².π.0,25.b)/As perlu
 P = 6 mm
 [20] Tulangan susut terpakai
 [21] As susut pakai = (P².π.0,25.b)/s pakai
 > As perlu

5.2 Perencanaan Balok Anak

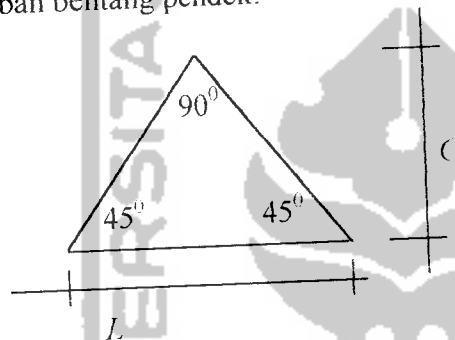
Perencanaan Balok anak meliputi pembebanan balok anak, analisis struktur balok anak, penulangan lentur dan penulangan geser balok anak. Tipe balok anak yang direncanakan disajikan dalam gambar 5.6 dan gambar 5.7.

5.2.1 Pembebanan Balok Anak

Perhitungan beban balok anak sesuai ketentuan PPPURDG 1987, beban pelat sesuai dengan perhitungan sebelumnya.

Distribusi beban pelat ke balok anak, dengan menggunakan rumus sebagai berikut

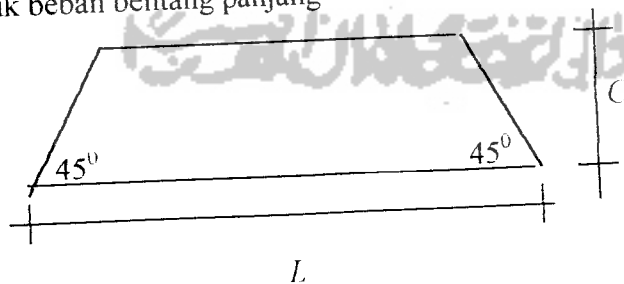
- Untuk beban bentang pendek:



Gambar 5.4 Distribusi beban merata bentang pendek

Beban merata = beban per $m^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot C$

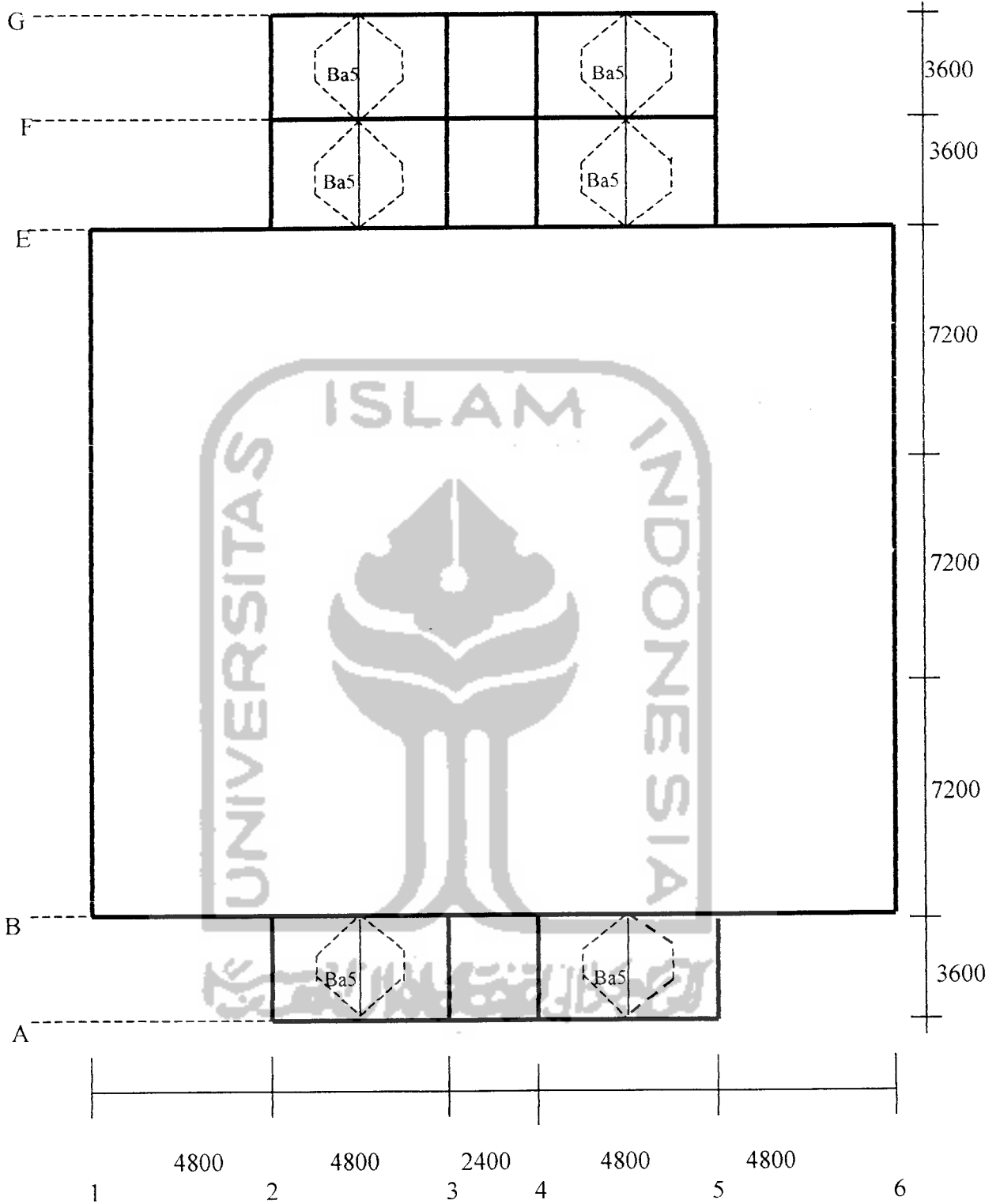
- Untuk beban bentang panjang



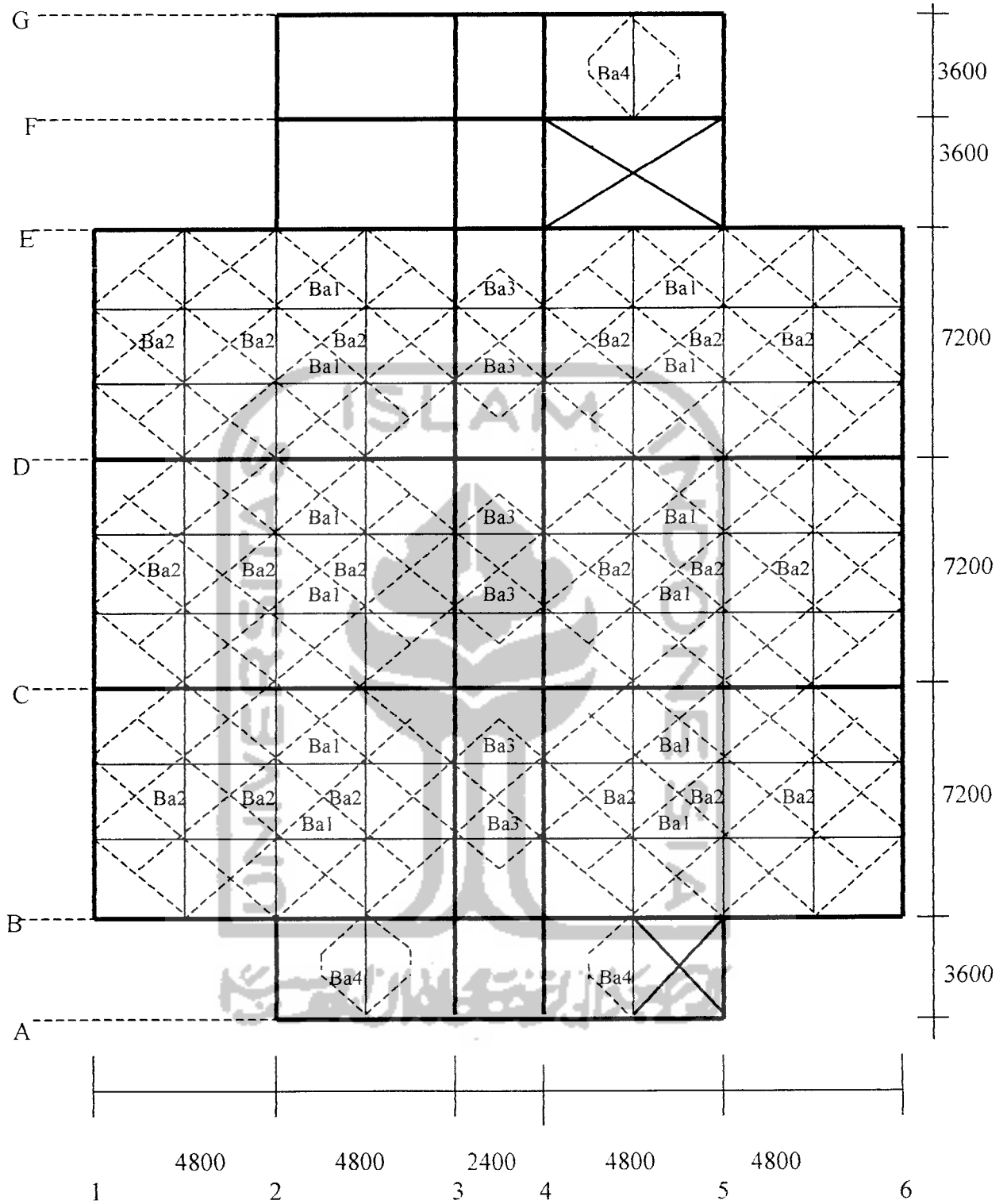
Gambar 5.5 Distribusi beban merata bentang panjang

Beban merata = beban per $m^2 \cdot (1 - (4/3 \cdot C^2/L^2)) \cdot C$

Distribusi beban pelat pada balok anak disajikan pada Gambar 5.6 dan Gambar 5.7



Gambar 5.6 Denah tipe balok anak dan distribusi beban pada balok anak atap (Skala 1 :180)



Gambar 5.7 Denah Tipe-Tipe Balok Anak dan Distribusi beban pada balok anak lantai 1-4 (Skala 1 :180)

- Distribusi pembebanan merata balok anak:

1. Balok anak lantai tipe *Ba1*, dan *Ba2*

a. Beban mati

- Pelat : $2.2/3.1,2.4,40 = 7,008 \text{ kN/m}$

- Balok anak: $0,4.0,4.24 = \underline{3,84 \text{ kN/m}}$ +

$$q_D = 10,848 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Ruang kuliah: $q_L = 2.2/3.1,2.2,5 = 4 \text{ kN/m}$

2. Balok anak lantai tipe *Ba3*

a. Beban mati

- Pelat : $2.2/3.1,2.4,40 = 7,008 \text{ kN/m}$

- Balok anak: $0,25.0,3.24 = \underline{1,8 \text{ kN/m}}$ +

$$q_D = 8,808 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Ruang kuliah: $q_L = 2.2/3.1,2.2,5 = 4 \text{ kN/m}$

3. Balok anak lantai tipe *Ba4*

a. Beban mati

- Pelat : $2.(1-(4/3.1,2^2/3,6^2)).1,2.4,40 = 8,997 \text{ kN/m}$

- Balok anak: $0,25.0,3.24 = \underline{1,8 \text{ kN/m}}$ +

$$q_D = 10,797 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Ruang kuliah: $q_L = 2.(1-(4/3.1,2^2/3,6^2)).1,2.2,5 = 5,112 \text{ kN/m}$

4. Balok anak atap tipe *Ba5*

a. Beban mati

- Pelat : $2.(1-(4/3.1,2^2/3,6^2)).1,2.3,62 = 7,402 \text{ kN/m}$

- Balok anak: $0,25.0,3.24 = \underline{1,8 \text{ kN/m}}$ +

$$q_D = 9,202 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Pekerja atap dan hujan: $q_L = 2.(1-(4/3.1,2^2/3,6^2)).1,2.1,2 = 2,454 \text{ kN/m}$

5.2.2 Analisis struktur

Analisis struktur balok anak dihitung menggunakan program aplikasi komputer SAP90, dengan pemasukan data-data sebagai berikut.

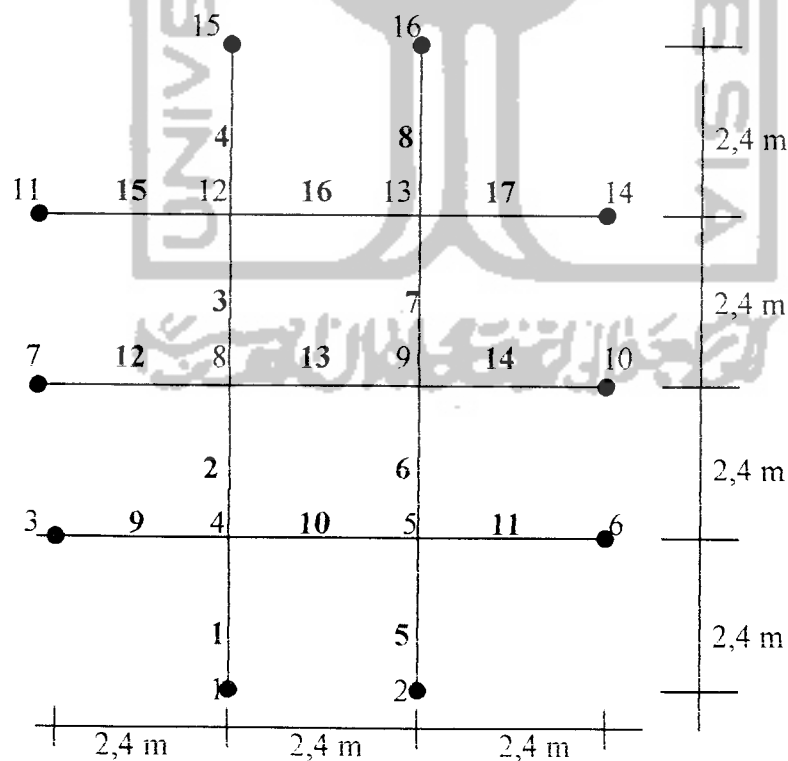
1. Nomor joint dan frame,
2. Dukungan balok dianggap jepit.
3. Ukuran penampang balok anak
4. Modulus elastisitas beton $E = 4700\sqrt{f_c'}$ dengan $f_c' = 25$ MPa.

$$\text{jadi } E = 4700\sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

5. Pembebanan balok anak meliputi beban mati, dan beban hidup.
6. Jenis pembebanan, beban merata.

Data-data input program komputer dan hasil output program disajikan dalam lampiran-lampiran. Dalam hal ini gaya-gaya dalam untuk kepentingan perancangan disajikan dalam Tabel 5.2 Momen Rencana Balok Anak, Tabel 5.3 Gaya Geser Rencana dan Reaksi Dukungan Balok Anak

Khusus untuk balok anak tipe *Ba1* dan *Ba2* dianggap sebagai balok grid, input penomoran elemen dan nodal, disajikan pada Gambar 5.8.



Gambar 5.8 Balok Grid untuk Balok Anak Tipe *Ba1* dan *Ba2*

Tabel 5.2 Momen Rencana Balok-Balok Anak (Satuan kNm)

No. Elm Balok	Letak Momen	M. mati	M. hidup	M_u	Balok
		M_D	M_L		
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
1 s/d 4	Tumpuan	-47,8700	-17,6500	-85,6840	Ba1
	Lapangan	15,3500	5,6600	27,4760	
5 s/d 8	Tumpuan	-47,8700	-17,6500	-85,6840	
	Lapangan	15,3500	5,6600	27,4760	
9 s/d 11	Tumpuan	-51,0700	-18,8300	-91,4120	Ba2
	Lapangan	23,9400	8,8300	42,8560	
12 s/d 14	Tumpuan	-78,3100	-28,8800	-140,1800	
	Lapangan	35,4200	13,0600	63,4000	
15 s/d 17	Tumpuan	-51,0700	-18,8300	-91,4120	
	Lapangan	23,9400	8,8300	42,8560	
1	Tumpuan	-4,2300	-1,9200	-8,1480	Ba3
	Lapangan	2,1100	0,9600	4,0680	
1	Tumpuan	-11,6600	-5,5200	-22,8240	Ba4
	Lapangan	5,8300	2,7600	11,4120	
1	Tumpuan	-9,9400	-1,3300	-14,0560	Ba5
	Lapangan	4,9700	2,6500	10,2040	

Keterangan **Tabel 5.2**:

[1] Nomor elemen Balok

[2] Letak momen

[3] M_D = momen akibat beban mati

[4] M_L = momen akibat beban hidup

[5] $M_u = 1,2M_D + 1,6M_L$

[6] Tipe Balok anak yang ditinjau

Tabel 5.3 Gaya Geser Rencana dan Reaksi Dukungan Balok-Balok Anak (Satuan kN)

No. Elm. Balok	V_D	V_L	V_u	Balok
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]
1 s/d 4	38,1700	14,0700	68,3160	Ba1
5 s/d 8	38,1700	14,0700	68,3160	
9 s/d 11	42,3500	15,6200	75,8120	Ba2
12 s/d 14	60,2600	22,2200	107,8640	
15 s/d 17	42,3500	15,6200	75,8120	
1	10,6000	4,8000	20,4000	Ba3
1	19,4300	9,2000	38,0360	Ba4
1	16,5600	4,4200	26,9440	Ba5

Keterangan **Tabel 5.3**:

[1] No elemen balok

[2] V_D = gaya geser akibat beban mati

[3] V_L = gaya geser akibat beban hidup

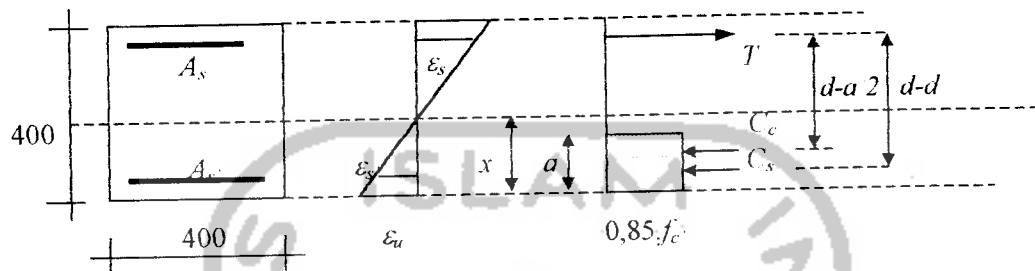
[4] $V_u = 1,2V_D + 1,6V_L$

[5] Tipe balok anak yang ditinjau

5.2.3 Penulangan Lentur Balok Anak

Sebagai contoh perhitungan penulangan lentur balok dan perhitungan momen nominal aktual balok ditinjau pada balok anak tipe Ba2 adalah sebagai berikut (Cara perhitungan menurut: Dipohusodo, 1996):

- Untuk momen negatif /tumpuan ($M_{u \text{ tump.}} = 140,1800 \text{ kNm}$)



Gambar 5.9 Analisis balok bertulangan rangkap tumpuan untuk momen negatif

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 25}{400} \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,02709$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 1,4/400 = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,02709 = 0,02032$$

$$\rho_{\min} < \rho \leq \rho_{\max} \quad \text{diambil } \rho = (0,0035 + 0,02709)/4 = 0,007146$$

$$d' = p(\text{selimut beton}) + \varnothing \text{ tul. sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \varnothing \text{ tul. lentur}$$

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 25 = 62,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 400 - 62,5 = 337,5 \text{ mm}$$

$$x = [600/(600 + f_y)] \cdot d = [600/(600 + 400)] \cdot 337,5 = 202,5 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot x = 0,85 \cdot 202,5 = 172,12 \text{ mm}$$

Luas tulangan tarik

$$A_{s1} = \rho \cdot b \cdot d = 0,007146 \cdot 400 \cdot 337,5 = 964,71 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = A_{s1} \cdot f_y = 964,71 \cdot 400 = 3855884 \text{ N}$$

$$M_{n1} = T_1 \cdot (d - a/2) = 3858884 \cdot (337,5 - 172,12/2)$$

$$= 97,03 \text{ kNm} < (M_u/0,8 = 121,28 \text{ kNm})$$

$$M_n = M_u/0,8 = 140,1800/0,8 = 175,225 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = M_n - M_{n1} = 175,225 - 121,28 = 53,95 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = C_s \cdot (d - d') \quad \text{atau} \quad M_{n2} = T_2 \cdot (d - d')$$

$$T_2 = C_s = M_{n2} / (d - d') = 53,95 \cdot 10^6 / (337,5 - 62,5) = 196181 \text{ N}$$

Periksa regangan tulangan tekan:

$$\varepsilon_s = [(x - d') / x] \cdot \varepsilon_{cu} = [(202,5 - 62,5) / 202,5] \cdot 0,003 = 0,00207$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0,002$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_y$$

dianggap baja tekan telah leleh saat beton tekan mencapai regangan hancur 0,003

$$\text{dan } f_s = f_y = 400 \text{ MPa}$$

Luas tulangan tekan:

$$A_{s'} = C_s / f_s = 196181 / 400 = 490,45 \text{ mm}^2$$

Tambahan luas tulangan tarik:

$$A_{s2} = T_2 / f_y = 196181 / 400 = 490,45 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan tarik:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 964,71 + 490,45 = 1455,16 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan:

$$\text{- tulangan tarik/atas : } 3\text{D}25 = 1472,62 \text{ mm}^2 > A_s = 1455,16 \text{ mm}^2$$

$$\text{- tulangan tekan/bawah : } 3\text{D}25 = 1472,62 \text{ mm}^2 > A_{s'} = 490,45 \text{ mm}^2$$

Periksa kapasitas penampang:

$$A_s = 1472,62 \text{ mm}^2, \quad A_{s'} = 1472,62 \text{ mm}^2$$

$$d' = 62,5 \text{ mm}, \quad d = 337,5 \text{ mm}$$

Anggap tulangan tarik dan tulangan tekan telah leleh :

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a = 0,85 \cdot 25 \cdot 400 \cdot a = 8500 \cdot a$$

$$C_s = A_{s'} \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c) = 1472,62 \cdot (400 - 0,85 \cdot 25) = 557754,825 \text{ N}$$

$$T = A_s \cdot f_y = 1472,62 \cdot 400 = 589048 \text{ N}$$

Keseimbangan gaya-gaya dalam:

$$T = C_c + C_s$$

$$589048 = 8500 \cdot a + 557754,825$$

$$a = 3,68 \text{ mm}$$

$$x = a / \beta_1 = 3,68 / 0,85 = 4,33 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = [(x - d') / x] \cdot \varepsilon_{cu} = [(4,33 - 62,5) / 4,33] \cdot 0,003 = -0,04 < (\varepsilon_y = 0,002)$$

$$\varepsilon_s = [(d - x) / x] \cdot \varepsilon_{cu} = [(337,5 - 4,33) / 4,33] \cdot 0,003 = 0,23 > (\varepsilon_y = 0,002)$$

Anggapan tidak benar, tulangan tekan belum leleh diperlukan mencari garis netral terlebih dahulu:

untuk mendapatkan nilai x digunakan persamaan sebagai berikut:

$$(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1) \cdot x^2 + (600 \cdot A_s - A_s \cdot f_y) \cdot x - 600 \cdot d' \cdot A_s = 0$$

$$(0,85 \cdot 25 \cdot 400 \cdot 0,85) \cdot x^2 + (600 \cdot 1472,62 - 1472,62 \cdot 400) \cdot x - 600 \cdot 62,5 \cdot 1472,62 = 0$$

$$7225 \cdot x^2 + 294524 \cdot x - 55223250 = 0$$

dari persamaan diatas didapat $x = 69,39$ mm

$$f_s = [(x-d')/x]600 = [(69,39-62,5)/69,39]600 = 59,56 \text{ MPa} < (f_y = 400 \text{ MPa})$$

Periksa rasio tulangan

$$\rho = A_{s1}/(b \cdot d)$$

$$= [A_s - (A_s \cdot f_s)/f_y]/(b \cdot d)$$

$$= [1472,62 - (1472,62 \cdot 59,56)/400]/(400 \cdot 337,5)$$

$$= 0,0093$$

$(\rho_{min} = 0,0035) < \rho = 0,0093 \leq (\rho_{maks} = 0,0203)$, memenuhi syarat

$$a = 0,85 \cdot x = 0,85 \cdot 69,39 = 58,98 \text{ mm}$$

Hitung momen nominal aktual negatif tumpuan.

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a = 0,85 \cdot 25 \cdot 400 \cdot 58,98 \cdot 10^{-3} = 501,3321 \text{ kN}$$

$$C_s = A_s \cdot f_s = 1472,62 \cdot 59,56 \cdot 10^{-3} = 87,7165 \text{ kN}$$

$$M_{nak} = C_c \cdot [d - (a/2)] + C_s \cdot (d - d')$$

$$= (501,3321 \cdot [337,5 - (58,98/2)] + 87,7165 \cdot (337,5 - 62,5)) \cdot 10^{-3}$$

$$= 178,5373 \text{ kNm}$$

$(\phi M_{nak \text{ tump.}} = 0,8 \cdot 178,5373 = 142,8298 \text{ kNm}) > (M_{u \text{ tump.}} = 140,1800 \text{ kNm})$ - aman -

Karena tulangan atas dan bawah sama yaitu

$$3D25 \quad A_s = 1472,62 \text{ mm}^2$$

dan bentuk balok anak persegi, $b_w = b_f = 400$ mm

dengan cara yang sama perhitungan penulangan lapangan sama dengan dengan perhitungan tulangan tumpuan dengan hasil

$$\phi M_{nak \text{ lap}} = 142,8298 \text{ kNm} \geq M_{u \text{ lap}} = 63,4000 \text{ kNm} \quad \text{- aman -}$$

Dengan cara yang sama didapat penulangan lentur untuk semua balok anak, disajikan pada Tabel 5.4 berikut ini

Tabel 5.4 Penulangan Lentur Balok Anak

Balok	Letak Tulangan	Tulangan terpakai	As (mm ²)	ρ	Analisis	Mu (kNm)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)	x (mm)	a (mm)	fs' (MPa)	Cc (kN)	Cs (kN)	Mnak (kN.m)	φMnak (kNm)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]
Ba1	Tump	Atas 3 D 25	1472,62	0,0093	M.tump. -	85,6840	400	400	62,5	337,5	69,39	58,98	59,56	501,3321	87,7165	178,5373	142,8298
		Bawah 3 D 25	1472,62														
	Lap	Atas 3 D 25	1472,62	0,0093	M.lap.	27,4760	400	400	62,5	337,5	69,39	58,98	59,56	501,3321	87,7165	178,5373	142,8298
		Bawah 3 D 25	1472,62														
Ba2	Tump	Atas 3 D 25	1472,62	0,0093	M.tump. -	140,1800	400	400	62,5	337,5	69,39	58,98	59,56	501,3321	87,7165	178,5373	142,8298
		Bawah 3 D 25	1472,62	0,0093	M.lap.	63,4000	400	400	62,5	337,5	69,39	58,98	59,56	501,3321	87,7165	178,5373	142,8298
	Lap	Atas 3 D 25	1472,62	0,0093	M.lap.	63,4000	400	400	62,5	337,5	69,39	58,98	59,56	501,3321	87,7165	178,5373	142,8298
		Bawah 3 D 25	1472,62	0,0093	M.tump. -	8,1480	250	300	57	243	41,95	35,66	-215,27	189,4271	-66,2767	30,3261	24,2609
Ba3	Tump	Atas 2 D 14	307,88	0,0078	M.tump. -	8,1480	250	300	57	243	41,95	35,66	-215,27	189,4271	-66,2767	30,3261	24,2609
		Bawah 2 D 14	307,88	0,0078	M.lap.	4,0680	250	300	57	243	41,95	35,66	-215,27	189,4271	-66,2767	30,3261	24,2609
	Lap	Atas 2 D 14	307,88	0,0078	M.lap.	4,0680	250	300	57	243	41,95	35,66	-215,27	189,4271	-66,2767	30,3261	24,2609
		Bawah 2 D 14	307,88	0,0078	M.tump. -	22,8240	250	300	57	243	49,79	42,32	-86,86	224,8402	-40,1145	42,4169	33,9335
Ba4	Tump	Atas 3 D 14	461,81	0,0093	M.tump. -	22,8240	250	300	57	243	49,79	42,32	-86,86	224,8402	-40,1145	42,4169	33,9335
		Bawah 3 D 14	461,81	0,0093	M.lap.	11,4120	250	300	57	243	49,79	42,32	-86,86	224,8402	-40,1145	42,4169	33,9335
	Lap	Atas 3 D 14	461,81	0,0093	M.lap.	11,4120	250	300	57	243	49,79	42,32	-86,86	224,8402	-40,1145	42,4169	33,9335
		Bawah 3 D 14	461,81	0,0093	M.tump. -	14,0560	250	300	57	243	49,79	42,32	-86,86	224,8402	-40,1145	42,4169	33,9335
Ba5	Tump	Atas 3 D 14	461,81	0,0093	M.tump. -	14,0560	250	300	57	243	49,79	42,32	-86,86	224,8402	-40,1145	42,4169	33,9335
		Bawah 3 D 14	461,81	0,0093	M.lap.	10,2040	250	300	57	243	49,79	42,32	-86,86	224,8402	-40,1145	42,4169	33,9335
	Lap	Atas 3 D 14	461,81	0,0093	M.lap.	10,2040	250	300	57	243	49,79	42,32	-86,86	224,8402	-40,1145	42,4169	33,9335
		Bawah 3 D 14	461,81	0,0093	M.tump. -	10,2040	250	300	57	243	49,79	42,32	-86,86	224,8402	-40,1145	42,4169	33,9335

Keterangan Tabel 5.4:

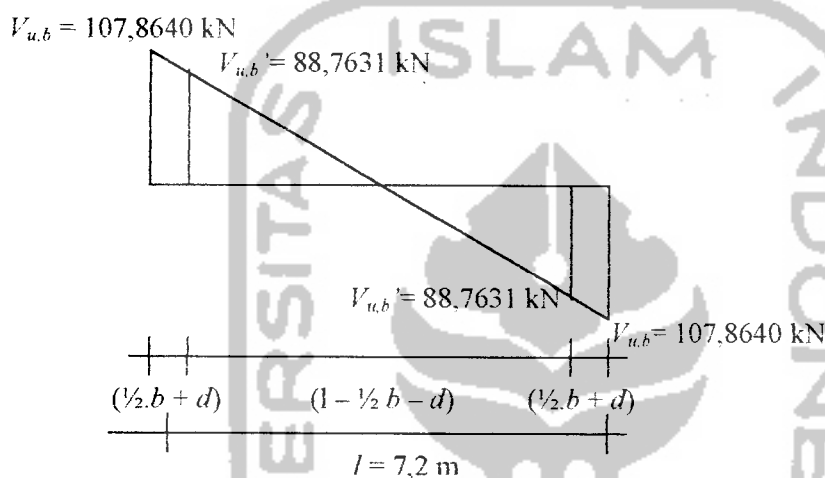
- [1] Balokanak yang ditinjau
- [2] Letak tulangan: Tumpuan & lapangar Atas & bawah
- [3] Tulangan yang dipakai
- [4] Luas tulangan
- [5] $\rho = (A_s - A_s' \cdot f_s' / f_y) / (b \cdot d)$ (rasio penulangan)
- [6] Analisis: Momen tumpuan:., negatif, dan lapangan
- [7] Mu = momen rencana balok (dari Tabel 5.1)
- [8] b = lebar balok
- [9] h = tinggi balok
- [10] d' = D/2 + 10 + 50
- [9] h = tinggi balok
- [10] d' = D/2 + 10 + 50
- [11] d' = h - d' (tinggi efektif)
- [12] x: didapat dari persamaan $(0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot 0,85) \cdot x^2 + (600 A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot x - 600 d' A_s' = 0$
- [13] a = x \cdot 0,85
- [14] fs' = [(x - d') / x] \cdot 600
- [15] Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a
- [16] Cs = As' \cdot fs'
- [17] Mnak = Cc (d - a/2) + Cs (d - d')
- [18] 0,8 \cdot Mnak ≥ Mu

5.2.4 Penulangan Geser Balok Anak

Sebagai contoh perhitungan penulangan geser balok anak ditinjau pada balok anak tipe Ba2 adalah sebagai berikut (Dipohusodo, 1996)

$$V_{u,b} = 107,8640 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{u,b}' &= [(2 \cdot V_{u,b}) \cdot (l - \frac{1}{2} \cdot b - d) / l] - V_{u,b} \text{ (lihat Gambar 5.10)} \\ &= [(2 \cdot 107,8640) \cdot (7,2 - \frac{1}{2} \cdot 0,6 - 0,3375) / 7,2] - 107,8640 \\ &= 88,7631 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5.10 Distribusi gaya geser balok anak Ba2

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 1/6 \cdot \sqrt{25.400} \cdot 337,5 \cdot 10^{-3} = 112,5000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_{u,b} / 0,6 - V_c \\ &= 88,7631 / 0,6 - 112,5000 = 35,4385 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$$

dipakai sengkang P10, mutu baja $f_y = 240 \text{ MPa}$

$$A_v = \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$S = (2 \cdot 78,54 \cdot 240 \cdot 337,5) / 35,4385 = 358,85 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = d/2 = 337,5/2 = 168,75 \text{ mm}$$

dipakai sengkang **2P – 150**

Kontrol kuat geser:

$$V_{u,b} \leq 0,6 \cdot (V_c + V_s)$$

$$88,7631 \text{ kN} \leq 0,6 \cdot (112,5000 + (2 \cdot 78,54 \cdot 240 \cdot 337,5) \cdot 150 \cdot 10^{-3})$$

$$88,7631 \text{ kN} \leq 113,2812 \text{ kN} \quad \text{- aman -}$$

Dengan cara yang sama didapat penulangan geser untuk semua balok anak, disajikan dalam Tabel.5.5

Tabel 5.5 Penulangan Geser Balok Anak

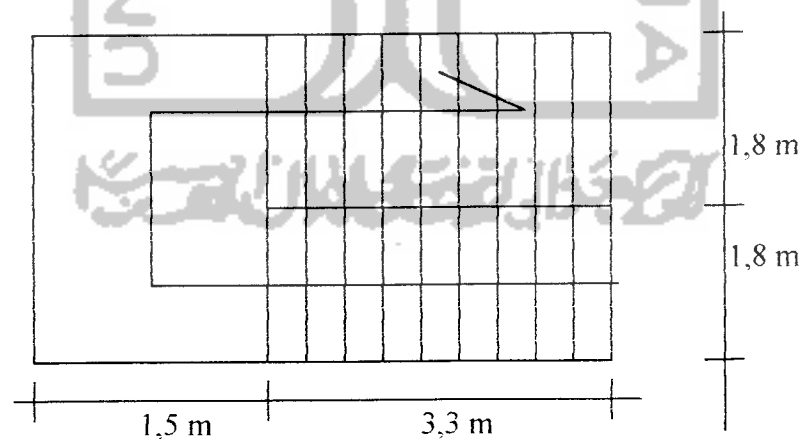
Ba- lok	$V_{u,b}$ (kN)	l (m)	$V_{u,b}'$ (kN)	d (mm)	b_w (mm)	V_c (kN)	V_s (kN)	S (mm)	S_{max} (mm)	Tul.ges terpakai	$0,6(V_c + V_s)$ (kN)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Ba1	68,3160	9,6	59,2428	338	400	112,5000	-13,7620	-924,06	168,75	2P10- 150	118,3680
Ba2	107,8640	7,2	88,7631	338	400	112,5000	35,4385	358,85	168,75	2P10- 150	113,2812
Ba3	20,4000	2,4	11,1690	243	250	50,6250	-32,0100	-286,04	121,50	2P10- 120	71,5781
Ba4	38,0360	3,6	30,7880	243	250	50,6250	0,6884	13301,1	121,50	2P10- 120	71,5781
Ba5	26,9440	3,6	21,8097	243	250	50,6250	-14,2755	-641,39	121,50	2P10- 120	71,5781

Keterangan Tabel 5.5

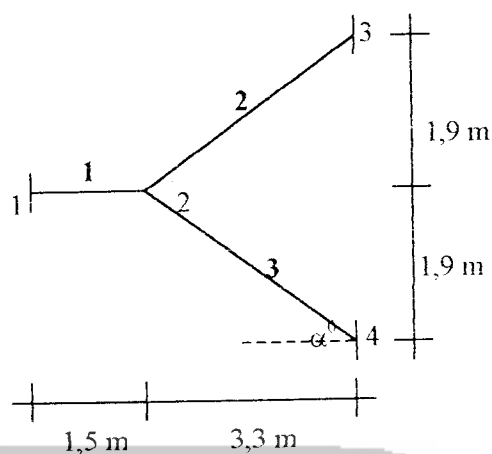
- (1) Balok anak yang ditinjau lihat Gambar 5.4
 (2) $V_{u,b}$ = gaya geser balok anak
 (3) l = bentang balok anak
 (4) $V_{u,b}'$ = gaya geser balok anak terpakai
 (5) d = tinggi efektif balok anak
 (6) b_w = lebar badan balok anak
 (7) $V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$ (gaya geser beton)
 (8) $V_s = V_{u,b}' / 0,6 - V_c$
 (9) $S = (A_s \cdot f_s \cdot d) / V_s$ (jarak sengkang perlu)
 (10) $S_{max} = d/2$ (jarak sengkang maksimum)
 (11) Tulangan geser terpakai
 (12) $0,6 \cdot (V_c + V_s) \geq V_{u,b}'$ (tulangan geser aman)

5.3 Perencanaan Tangga

Perencanaan tangga meliputi perencanaan optrede dan antrede, pembebanan tangga dan bordes, penulangan pelat tangga dan bordes, dan penulangan balok bordes. Perencanaan tangga disajikan pada Gambar 5.11 dan Gambar 5.12.



Gambar 5.11 Tangga tampak atas



Gambar 5.12 Tangga tampak samping

5.3.1 Perencanaan Optrede dan Antrede

Langkah-langkah perencanaan optrede dan antrede adalah sebagai berikut ini.

$$\operatorname{tg} \alpha^{\circ} = O/A = 1,9/3,3 = 0,58$$

$$\alpha^{\circ} = 30^{\circ}$$

$$O = A \cdot 0,58$$

$$2 \cdot O + A = 65$$

$$2 \cdot 0,58 \cdot A + A = 65$$

dari persamaan diatas didapat $A = 30,09$ cm , diambil $A = 30$ cm

$$O = 30 \cdot 0,58 = 17,27$$
 cm, diambil $O = 17$ cm

$$\text{Jumlah Opterde} = 190/17 = 11,176 = 12 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah Antrede} = 12 - 1 = 11 \text{ buah}$$

$$\text{Tinggi injakan, } O = 190/12 = 15,83 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar injakan, } A = 330/11 = 30 \text{ cm}$$

$$h_t = 140 \text{ mm}$$

$$h_b = (h_t / \cos 30^{\circ}) + \frac{1}{2} O$$

$$= (140 / \cos 30^{\circ}) + \frac{1}{2} 158,3 = 241 \text{ mm}$$

5.3.2 Pembebanan Tangga dan Bordes

Pembebanan tangga dan Bordes menurut PPPURDG 1987.

a. Beban mati (per 1 m):

$$\text{- Berat tangga: } 0,241 \cdot 1,24 = 5,784 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Tegel: } 0,03 \cdot 1,24 = 0,72 \text{ kN/m}$$

- Spesi: $0,04 \cdot 1,21 = 0,84 \text{ kN/m}$
- Sandaran: $0,08 \cdot 1,24 = \underline{2,00 \text{ kN/m}}$ +
 $w_D = 9,344 \text{ kN/m}$

b. Beban hidup (per 1 m):

- Tangga: $w_L = 3 \text{ kN/m}$

5.3.3 Analisis struktur Tangga dan Bordes

Analisis struktur tangga dan bordes menggunakan program komputer SAP90, dengan input sebagai berikut:

1. Nomor joint dan elemen sesuai gambar 5.12
2. Dukungan pada no joint. 1,3, dan 4 dianggap jepit
3. Beban tangga dan bordes terdiri dari beban mati dan beban hidup
4. Ukuran penampang plat tangga dan bordes: $b = 1000 \text{ mm}$, $h = 140 \text{ mm}$.
5. Modulus elastisitas beton $E = 4700 \cdot \sqrt{f_c} = 4700 \cdot \sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$

Data input program dan hasil program disajikan dalam lampiran-lampiran.

5.3.4 Penulangan Pelat Tangga dan Bordes

Penulangan pelat tangga dan bordes, dipilih pelat tangga yang memiliki moment yang terbesar untuk mewakili tulangan atas dan bawah, sebagai berikut:

$$M_D = 10,46 \text{ kNm/m}$$

$$M_L = 3,36 \text{ kNm/m}$$

$$M_u = 1,2 \cdot M_D + 1,6 \cdot M_L$$

$$= 1,2 \cdot 10,46 + 1,6 \cdot 3,36 = 17,93 \text{ kNm/m}$$

Digunakan tulangan pokok P12

$$h = 140 \text{ mm}$$

$$d' = 15 + \frac{1}{2} 12 = 21 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 140 - 21 = 119 \text{ mm}$$

$$M_u/0,8 = 17,93/0,8 = 22,413 \text{ kNm/m}$$

$$M_u/0,8 = C_c \cdot [d - (a/2)] = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \cdot [d - (a/2)]$$

$$22,413 \cdot 10^6 = 0,85 \cdot 25 \cdot 1000 \cdot a \cdot [119 - (a/2)]$$

$$22,413 \cdot 10^6 = 2528750a - 10625a^2$$

dari persamaan diatas didapat $a = 9,22 \text{ mm}$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a = A_s \text{ perlu} \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot 25 \cdot 1000 \cdot 9,22 = A_s \text{ perlu} \cdot 240$$

$$A_s \text{ perlu} = 816,28 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 1000 \cdot 140 = 350 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} > A_s \text{ min}$, maka diambil $A_s \text{ perlu}$

$$\text{tersedia tulangan P12} = \frac{1}{4} \pi P^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (113,04 \cdot 1000) / 816,28 = 138,48 \text{ mm}$$

dipakai **P12-100** (untuk tulangan atas dan bawah)

$$\text{Luas tulangan terpakai, } A_s \text{ pakai} = (113,04 \cdot 1000) / 100 = 1130,4 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 1130,4 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 816,28 \text{ mm}^2 \quad \text{- aman -}$$

- Tulangan bagi/susut

$$A_s \text{ perlu} = 0,0018 \cdot b \cdot h = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 140 = 252 \text{ mm}^2$$

$$\text{tersedia tulangan P8} = \frac{1}{4} \pi P^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 8^2 = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak yulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (50,24 \cdot 1000) / 252 = 199,37 \text{ mm}$$

dipakai untuk tulangan susut/bagi **P8-150** (untuk tulangan atas dan bawah)

$$\text{Luas tulangan terpakai, } A_s \text{ pakai} = (50,24 \cdot 1000) / 150 = 334,93 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 334,93 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 252 \text{ mm}^2 \quad \text{- aman -}$$

Dengan cara yang sama didapat momen rencana dan penulangan tangga dan bordes, disajikan pada Tabel 5.6

Tabel 5.6 Penulangan Pelat Tangga dan Bordes

Pelat	No. Elem	Tulangan	M _D (kNm)	M _L (kNm)	M _u (kNm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)	a (mm)	Penulangan pokok pelat				Penulangan susut pelat				
										A _s perlu (mm ²)	A _s min (mm ²)	s perlu (mm)	Tul. pakai	A _s perlu (mm ²)	A _s pakai (mm ²)	s perlu (mm)	Tul. pakai	
Bordes	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]
	1 Atas	9,3700	3,0100	16,060	140	21	119	8,22	728,06	350	155,26	P12.100	502,60	252	199,37	P8.150	334,93	
Tangga	2 Bawah	1,2800	0,4100	2,192	140	21	119	1,09	96,379	350	322,97	P12.100	502,60	252	199,37	P8.150	334,93	
	2 Atas	10,4600	3,3600	17,928	140	21	119	9,22	816,28	350	138,48	P12.100	1130,40	252	199,37	P8.150	334,93	
	3 Bawah	5,3100	1,7000	9,092	140	21	119	4,58	405,75	350	278,60	P12.100	502,60	252	199,37	P8.150	334,93	
	3 Atas	10,4600	3,3600	17,928	140	21	119	9,22	816,28	350	138,48	P12.100	1130,40	252	199,37	P8.150	334,93	
		Bawah	5,3100	1,7000	9,092	140	21	119	4,58	405,75	350	278,60	P12.100	502,60	252	199,37	P8.150	334,93

Keterangan Tabel 5.6:

- [1] Pelat yang ditinjau: Tangga dan Bordes
- [2] Nomor elemen lihat Gambar 5.6
- [3] Tulangan atas: momen negatif, Tulangan bawah: momen positif
- [4] M_D = momen akibat beban mati
- [5] M_L = momen akibat beban hidup
- [6] M_u = 1,2.M_D + 1,6.M_L
- [7] h = tebal plat
- [8] d' = p_b + 1/2.P (untuk l_x, l_y, dan t_y) dengan p_b = 15 mm, P = 12 mm
- [9] d = h - d'
- [10] a didapat dari persamaan (M_u/0,8) = 0,85.f_c' . b . a . [d - (a/2)] dengan f_c' = 25 MPa, b = 1000 mm

- [11] A_s perlu = (0,85 . f_c' . b . a) / f_y dengan f_y = 240 MPa
- [12] A_s min = 0,0025 . b . h
- [13] S perlu = (P² . π . 0,25 . b) / (A_s perlu)
- [14] Tulangan pokok terpakai
- [15] A_s = [P² . π . 0,25 . b] / s_{pakai} > A_s perlu
P = 12 mm
- [16] A_s perlu susut = 0,0014 . b . h
- [17] S_{perlu} susut = (P² . π . 0,25 . b) / (A_s perlu)
P = 8 mm
- [18] Tulangan susut terpakai
- [19] A_s susut pakai = (P² . π . 0,25 . b) / s_{pakai}
> A_s perlu

5.3.5 Penulangan Balok Bordes

Pembebanan balok bordes menurut PPPURDG, 1987.

a. Beban mati :

- Berat pelat : $0,241 \cdot 24 = 5,784 \text{ kN/m}^2$
- Tegel: $0,03 \cdot 24 = 0,72 \text{ kN/m}^2$
- Spesi: $0,04 \cdot 21 = 0,84 \text{ kN/m}^2$
- Sandaran: $0,08 \cdot 24 = \underline{2,00 \text{ kN/m}^2} +$
 $9,344 \text{ kN/m}^2$

Panjang tangga dan bordes = $1,5 + 1,9/\sin 30^\circ = 5,3 \text{ m}$

$$q_D = 9,344 \cdot 5,3 = 49,52 \text{ kN/m}$$

- berat sendiri balok bordes = $0,15 \cdot 0,7 \cdot 24 = 2,52 \text{ kN/m}$

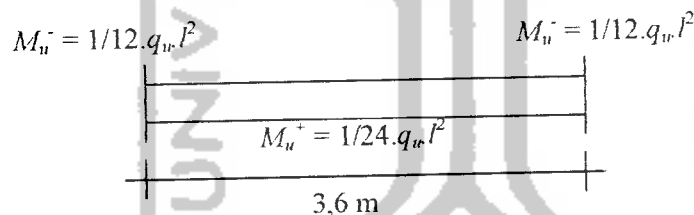
$$q_D = 49,52 + 2,52 = 52,04 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup (per 1 m):

- Tangga: $q_L = 3,5 \cdot 3 = 15,9 \text{ kN/m}$

$$q_u = 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2 \cdot 52,04 + 1,6 \cdot 15,9 = 87,89 \text{ kN/m}$$

- Analisis struktur balok bordes, balok dianggap balok dengan tumpuan jepit



Gambar 5.13 Penentuan momen pada pelat

- Penulangan lentur balok

$$M_u^- = 1/12 \cdot q_u \cdot l^2 = 1/12 \cdot 87,89 \cdot 3,62 = 94,92 \text{ kNm}$$

$$M_u^+ = 1/24 \cdot q_u \cdot l^2 = 1/24 \cdot 87,89 \cdot 3,62 = 47,46 \text{ kNm}$$

-Penulangan lentur momen tumpuan

$$\rho = [(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1) / f_y] \cdot [600 / (600 + f_y)]$$

$$= [(0,85 \cdot 25 \cdot 0,85) / 400] \cdot [600 / (600 + 400)] = 0,02709$$

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y = 1,4 / 400 = 0,0035 \quad ; \quad \rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,02709 = 0,02032$$

$$\rho_{min} < \rho \leq \rho_{maks} \quad \text{diambil} \quad \rho = (0,0035 + 0,02709) / 4 = 0,007146$$

$$d' = p(\text{selimut beton}) + \emptyset \text{ tul. sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul. lentur}$$

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 = 60 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 700 - 60 = 640 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan:

$$\text{- tulangan tarik/atas : } \mathbf{3D19} = 850,59 \text{ mm}^2$$

$$\text{- tulangan tekan/bawah : } \mathbf{3D19} = 850,59 \text{ mm}^2$$

Periksa kapasitas penampang:

$$A_s = 850,59 \text{ mm}^2, A_s' = 850,59 \text{ mm}^2, d' = 60 \text{ mm}, d = 640 \text{ mm}$$

Anggap tulangan tarik dan tulangan tekan telah leleh :

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a = 0,85 \cdot 25 \cdot 150 \cdot a = 3187,5 \cdot a$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c) = 850,59 \cdot (400 - 0,85 \cdot 25) = 322160,96 \text{ N}$$

$$T = A_s \cdot f_y = 850,59 \cdot 400 = 340236 \text{ N}$$

Keseimbangan gaya-gaya dalam:

$$T = C_c + C_s$$

$$340236 = 3187,5 \cdot a + 322160,96$$

$$a = 5,67 \text{ mm}$$

$$x = a / \beta_1 = 5,67 / 0,85 = 6,67 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = [(x - d') / x], \epsilon_{cu} = [(6,67 - 60) / 6,67] 0,003 = -0,024 < (\epsilon_s = 0,002)$$

$$\epsilon_s = [(d - x) / x], \epsilon_{cu} = [(640 - 6,67) / 6,67] 0,003 = 0,28 > (\epsilon_s = 0,002)$$

Anggapan tidak benar, tulangan tekan belum leleh diperlukan mencari garis netral terlebih dahulu, untuk mendapatkan nilai x digunakan persamaan sebagai berikut ini.

$$(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1) \cdot x^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot x - 600 \cdot d' \cdot A_s = 0$$

$$(0,85 \cdot 25 \cdot 150 \cdot 0,85) \cdot x^2 + (600 \cdot 850,59 - 850,59 \cdot 400) \cdot x - 600 \cdot 60 \cdot 850,59 = 0$$

$$2709,375 \cdot x^2 + 170118 \cdot x - 30621240 = 0$$

dari persamaan diatas didapat $x = 81,56 \text{ mm}$

$$f_s = [(x - d') / x] 600 = [(81,56 - 60) / 81,56] 600 = 140,21 \text{ MPa} < (f_y = 400 \text{ MPa})$$

Periksa rasio tulangan

$$\rho = A_{s1} / (b \cdot d) = [A_s - (A_s' \cdot f_s) / f_y] / (b \cdot d)$$

$$= [850,59 - (850,59 \cdot 140,21) / 400] / (150 \cdot 640) = 0,0058$$

$$(\rho_{min} = 0,0035) < \rho = 0,0058 \leq (\rho_{maks} = 0,0203), \text{ memenuhi syarat}$$

$$a = 0,85 \cdot x = 0,85 \cdot 81,56 = 69,33 \text{ mm}$$

Hitung momen nominal aktual negatif tumpuan.

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a = 0,85 \cdot 25 \cdot 150 \cdot 69,33 \cdot 10^{-3} = 198,87 \text{ kN}$$

$$C_s = A_s \cdot f_s = 850,59 \cdot 140,21 \cdot 10^{-3} = 107,33 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{nak} &= C_c \cdot [d - (a/2)] + C_s \cdot (d - d') \\ &= (501,33 \cdot [640 - (69,33/2)] + 107,33 \cdot (640 - 60)) \cdot 10^{-3} \\ &= 171,59 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$(\phi M_{nak \text{ tump.}} = 0,8 \cdot 171,59 = 137,27 \text{ kNm}) > (M_{u \text{ tump.}} = 94,92 \text{ kNm}) \quad \text{- aman -}$$

Karena tulangan atas dan bawah sama yaitu: 3D19 $A_s = 850,59 \text{ mm}^2$

dan bentuk balok anak persegi, $b_w = b_f = 150 \text{ mm}$

dengan cara yang sama perhitungan penulangan lapangan sama dengan dengan perhitungan tulangan tumpuan dengan hasil

$$\phi M_{nak \text{ tap}} = 137,27 \text{ kNm} \geq M_{u \text{ tap}} = 47,46 \text{ kNm} \quad \text{- aman -}$$

- Penulangan geser dan torsi

- gaya torsi yang terjadi $T_u = 2,192 \text{ kNm}$

Menurut SKSN1 1991

$$0,6 \cdot 1/20 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b^2 h = 0,6 \cdot 1/20 \cdot \sqrt{25} \cdot 150^2 \cdot 700 = 2,3625 \text{ kNm} > T_u$$

maka torsi yang terjadi boleh diabaikan

- Gaya geser pada bidang kritis ($d = 640 \text{ mm}$)

$$l_n = l - 1/2 \cdot h \text{ kolom} - 2 \cdot d = 3,6 - 1/2 \cdot 0,7 - 1/2 \cdot 0,25 - 2 \cdot 0,640 = 1,845 \text{ m}$$

$$V_u = 1/2 \cdot q_u \cdot l_n = 1/2 \cdot 87,89 \cdot 1,845 = 81,08 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{25} \cdot 150 \cdot 640 \cdot 10^{-3} = 80 \text{ kN}$$

$$V_s = V_{u,b} / 0,6 - V_c = 81,08 / 0,6 - 80 = 21,33 \text{ kN}$$

dipakai sengkang P10, mutu baja $f_y = 240 \text{ MPa}$

$$A_v = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot 3,14 \cdot 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = (2 \cdot 78,54 \cdot 240 \cdot 640) / (21,33 \cdot 10^3) = 1131,15 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = d/2 = 640/2 = 320 \text{ mm}$$

dipakai sengkang **2P – 150**

Kontrol kuat geser:

$$V_{u,b} \leq 0,6 \cdot (V_c + V_s)$$

$$81,08 \text{ kN} \leq 0,6 \cdot (80 \cdot 10^3 + (2 \cdot 78,54 \cdot 240 \cdot 640) / 150) \cdot 10^{-3}$$

$$81,08 \text{ kN} \leq 144,51 \text{ kN} \quad \text{- aman -}$$

BAB VI

ANALISIS STRUKTUR PORTAL

Analisis struktur portal dihitung menggunakan program aplikasi komputer SAP90, dengan pemasukan data-data sebagai berikut:

1. Nomor joint dan frame, disesuaikan dengan bentuk dan ukuran portal.
2. Dukungan portal dianggap jepit.
3. Ukuran penampang balok dan kolom
4. Modulus elastisitas beton $E = 4700\sqrt{f_c'}$ dengan $f_c' = 25$ MPa.
jadi $E = 4700\sqrt{25} = 23500$ MPa
5. Pembebanan portal, meliputi beban mati, beban hidup dan beban gempa.
6. Jenis pembebanan, beban merata dan beban terpusat

Data-data input program komputer disajikan dalam lampiran-lampiran. Hasil output dari perhitungan analisis struktur portal, berupa reaksi dukungan, joint displacements, dan gaya-gaya dalam untuk keperluan perhitungan desain balok dan kolom sebagai elemen portal, disajikan dalam lampiran-lampiran. Langkah-langkah pemograman SAP90 menurut (Wilson dan Habibullah, 1990).

Selanjutnya akan dibahas mengenai perhitungan pembebanan portal sebagai input dalam program aplikasi komputer SAP 90 untuk kepentingan analisis struktur portal.

6.1 Perhitungan Pembebanan Portal

Pembebanan portal meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa kiri/kanan. Besarnya beban yang dipakai sesuai dengan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987.

1. Beban yang digunakan meliputi.

a. Beban Mati

Beban mati ditetapkan seperti tercantum pada Tabel 6.1

Tabel 6.1 Beban Mati

No.	Jenis Material	Beban
1.	Beton bertulang	24 kN/m ³
2.	Tegel per	24 kN/m ³
3.	Spesi	21 kN/m ³
4.	Plafond	0,18 kN/m ²
5.	Aspal	14 kN/m ³
6.	Tembok	2,5 kN/m ²

Perhitungan pembebanan plat lantai untuk beban mati per m²:

- Plat beton = $0,12 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$
- Tegel = $0,02 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 = 0,48 \text{ kN/m}^2$
- Spesi = $0,04 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 21 = 0,84 \text{ kN/m}^2$
- Plafond = $1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,18 = 0,18 \text{ kN/m}^2 + 4,40 \text{ kN/m}^2$

Perhitungan pembebanan plat atap untuk beban mati per m²:

- Plat beton = $0,12 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$
- Aspal = $0,04 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 14 = 0,56 \text{ kN/m}^2$
- Plafond = $1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,18 = 0,18 \text{ kN/m}^2 + 3,62 \text{ kN/m}^2$

b. Beban Hidup

Beban hidup untuk ruang kuliah ditetapkan = $2,5 \text{ kN/m}^2$, dan beban hidup untuk pekerja atap ditetapkan = 1 kN/m^2 .

c. Beban Gempa

Beban gempa dihitung berdasarkan Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung.

Gaya geser total akibat gempa ditentukan berdasarkan metode statik ekuivalen menurut persamaan: (PPKGURDG 1987)

$$V = C.I.K.W_i \quad (6-1)$$

dengan:

C = koefisien gempa dasar

I = faktor keutamaan, diambil $I=1,5$

K = faktor jenis struktur, diambil $K=1$

W_i = massa bangunan

Untuk perencanaan daktilitas penuh (Kusuma dan Andriano, 1993):

$$V = C.I.K.W_i$$

Untuk perencanaan daktilitas terbatas (Kusuma dan Andriano, 1993):

$$V = 2.C.I.K.W_i$$

Distribusi beban lateral ke masing-masing tingkat dihitung dengan persamaan (PPKGURDG, 1987):

$$F_i = \frac{W_i . h_i}{\sum W_i . h_i} . V \quad (6-2)$$

dengan:

F_i = Gaya geser horisontal akibat gempa pada lantai ke- i

h_i = tinggi lantai ke- i terhadap lantai dasar

V = gaya geser horisontal total akibat gempa

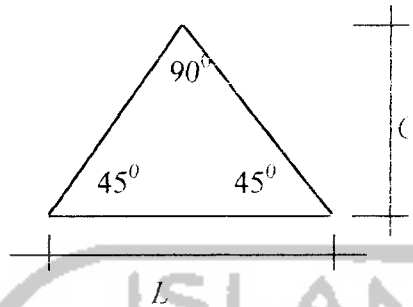
W_i = beban total tiap lantai

2. Jenis pembebanan Portal meliputi.

a. Pembebanan Merata

Pembebanan merata adalah distribusi beban plat ke balok tumpuan, dalam hal ini digunakan cara pembebanan amplop, dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

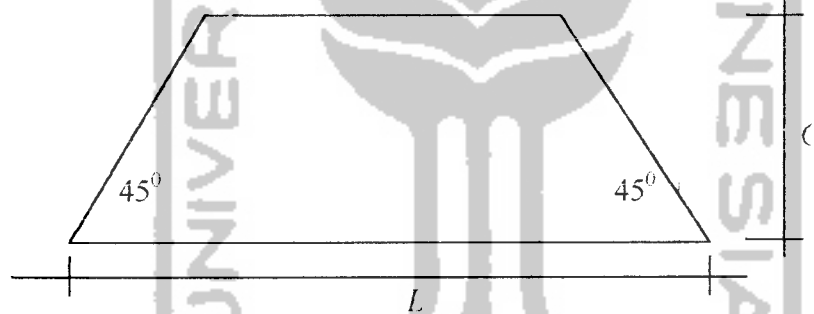
- Untuk beban bentang pendek:



Gambar 6.1 Distribusi beban merata pada bentang pendek

Beban merata = beban per $m^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot C$

- Untuk beban bentang panjang



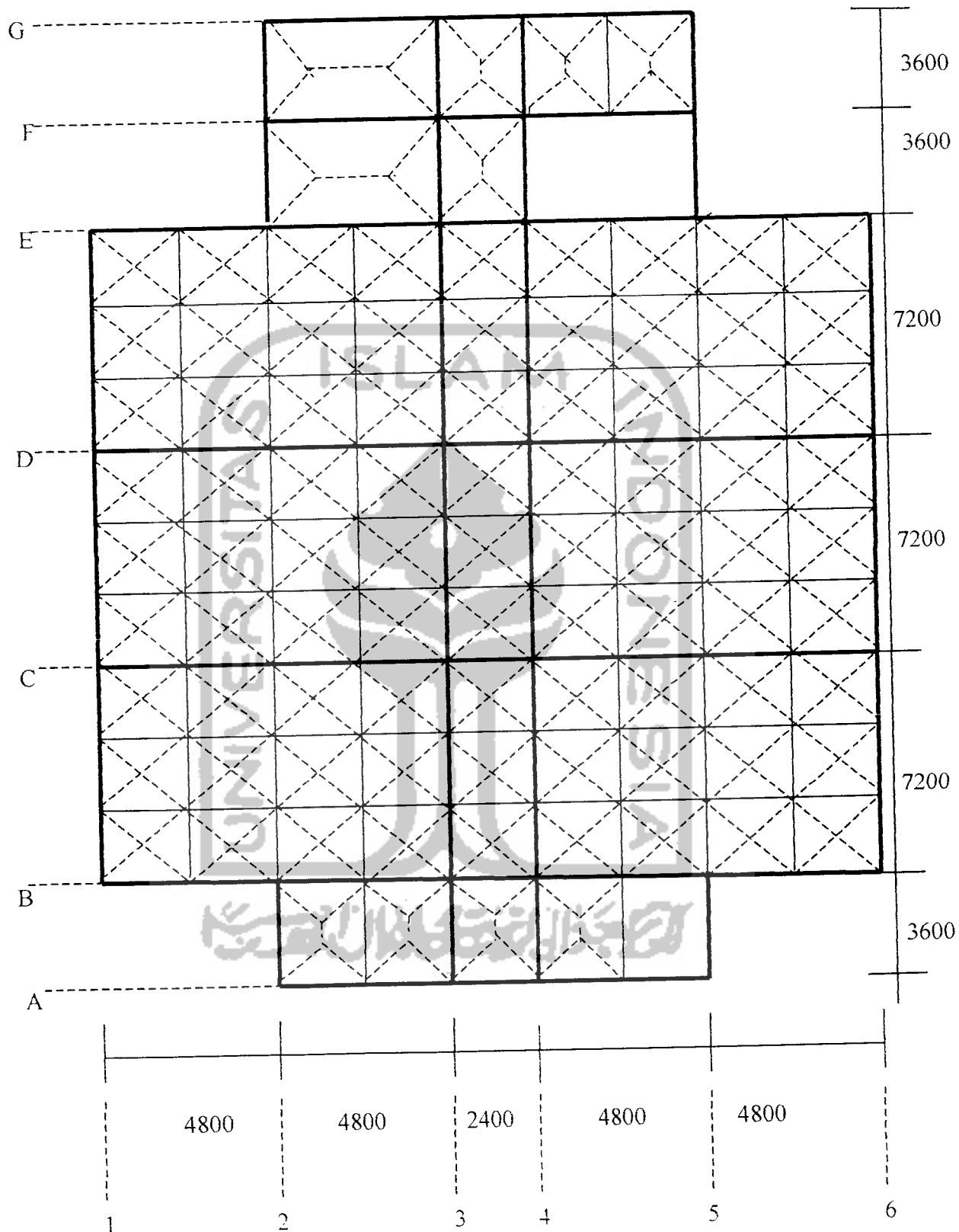
Gambar 6.2 Distribusi beban merata pada bentang panjang

Beban merata = beban per $m^2 \cdot (1 - (4/3 \cdot C^2/L^2))$

Distribusi pembebanan merata pada balok tumpuan dapat dilihat pada Gambar 6.3.

b. Pembebanan Titik

Pembebanan titik untuk beban mati dan beban hidup, berasal dari reaksi tumpuan balok anak dan reaksi tumpuan rangka baja yang telah dihitung sebelumnya pada perencanaan balok anak (Bab V) untuk beban titik akibat balok anak, dan perencanaan atap (Bab IV) untuk beban titik akibat beban rangka baja.



Gambar 6.3 Pembagian beban ampol pada balok induk dan balok anak lantai 1-4 (Skala 1 : 180)

6.1.1 Perhitungan Pembebanan PORTAL AS 1 dan AS 6

A. Beban Gravitasi Mati

a. Beban mati atap merata (elemen 64 s/d 69)

- Balok ring : $qD = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 24 = 7,2 \text{ kN/m}$

b. Beban mati atap terpusat

- $PD1'$: Rangka atap K1 = 51,876 kN (nodal 52)

- $PD2'$: Rangka atap K2 = 49,044 kN (nodal 51 dan 53)

- $PD3'$: Rangka atap K3 = 45,663 kN (nodal 50 dan 54)

- $PD4'$: Rangka atap K4 = 14,227 kN (nodal 49 dan 55)

c. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (elemen 28 s/d 63)

- Plat : $2/3 \cdot 1,2 \cdot 4,40 = 3,52 \text{ kN/m}$

- Balok : $(0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = 8,64 \text{ kN/m}$

- Tembok : $(3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = 7,75 \text{ kN/m} +$
 $qD = 19,91 \text{ kN/m}$

d. Beban mati terpusat lantai 1,2,3, dan 4 (nodal 10 s/d 47)

- PD : beban mati dari balok anak = 38,17 kN

e. Beban mati merata sloof (elemen 25 s/d 27)

- Balok sloof : $qD = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 24 = 5,76 \text{ kN/m}$

Beban mati portal as 1 dan as 6 disajikan pada Gambar 6.4

B. Beban Gravitasi Hidup

a. Beban hidup atap terpusat

- $PL1'$: Pekerja rangka atap K1 = 18 kN (nodal 52)

- $PL2'$: Pekerja rangka atap K2 = 18 kN (nodal 51 dan 53)

- $PL3'$: Pekerja rangka atap K3 = 18 kN (nodal 50 dan 54)

- $PL4'$: Pekerja rangka atap K4 = 4 kN (nodal 49 dan 55)

b. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (elemen 28 s/d 63)

- Ruang kuliah : $qL = 2/3 \cdot 1/2 \cdot 2,4 \cdot 2,5 = 2 \text{ kN/m}$

c. Beban hidup terpusat lantai 1,2,3, dan 4 (nodal 10 s/d 47)

- PL : beban hidup dari balok anak = 14,07 kN

Beban hidup portal as 1 dan as 6 disajikan pada Gambar 6.5

C. Beban gempa.

a. Berat Atap

Beban mati

- Balok ring : $0,5 \cdot 0,6 \cdot 21,6 \cdot 24 = 155,52 \text{ kN}$
- Kolom : $0,7 \cdot 0,7 \cdot 3,8 \cdot 24 \cdot 4 = 178,752 \text{ kN}$
- $PD1'$: Rangka atap K1 = $51,876 \text{ kN}$
- $PD2'$: Rangka atap K2: $2 \cdot 49,044 = 98,088 \text{ kN}$
- $PD3'$: Rangka atap K3: $2 \cdot 45,663 = 91,326 \text{ kN}$
- $PD4'$: Rangka atap K4: $2 \cdot 14,227 = 28,454 \text{ kN} + 521,072 \text{ kN}$

Beban hidup tereduksi

- $PL1'$: Pekerja rangka atap K1 = $0,5 \cdot 18 = 9,0 \text{ kN}$
- $PL2'$: Pekerja rangka atap K2 = $0,5 \cdot 2 \cdot 18 = 18 \text{ kN}$
- $PL3'$: Pekerja rangka atap K3 = $0,5 \cdot 2 \cdot 18 = 18 \text{ kN}$
- $PL4'$: Pekerja rangka atap K4 = $0,5 \cdot 2 \cdot 4 = 4,0 \text{ kN} + 49 \text{ kN}$

Berat total atap = $521,072 + 49 = 570,072 \text{ kN}$

b. Beban Lantai 1,2,3, dan 4

Beban mati

- Plat : $2/3 \cdot 1/2 \cdot 2,4 \cdot 4,40 \cdot 21,6 = 75,686 \text{ kN}$
- Balok : $(0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 \cdot 21,6 = 186,624 \text{ kN}$
- Tembok : $(3,8 - 0,7) \cdot 2,5 \cdot 21,6 = 167,4 \text{ kN}$
- Kolom : $0,7 \cdot 0,7 \cdot 3,8 \cdot 24 \cdot 4 = 44,688 \text{ kN}$
- Balok anak : $38,17,6 = 229,02 \text{ kN} + 692,258 \text{ kN}$

Beban hidup tereduksi lantai

- Ruang kuliah = $0,5 \cdot 2/3 \cdot 1/2 \cdot 2,4 \cdot 2,5 \cdot 21,6 = 21,6 \text{ kN}$
- Dari balok anak = $0,5 \cdot 14,07,6 = 42,21 \text{ kN} + 61,77 \text{ kN}$

Beban total lantai 4 = $692,258 + 61,77 = 754,028 \text{ kN}$

c. Beban total $Wt = 570,072 + 4 \cdot 754,028 = 3586,184 \text{ kN}$

d. Dengan rumus empiris diperoleh waktu getar alami (PPKGURDG,1987):

$$T = 0,06.H^{3/4} = 0,06. 20,6^{3/4} = 0,58 \text{ detik}$$

- e. Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURG,1987 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T= 0,58$ detik, diperoleh koefisien gempa dasar, $C = 0,07$.
- f. Faktor keutamaan ruang kuliah $I = 1,5$, dan faktor jenis struktur rangka beton bertulang dengan daktilitas penuh $K = 1,0$ (PPKGURDG,1987)
- g. Gaya geser horisontal total akibat gempa (PPKGURDG,1987)
 $V = C.I.K.W_T = 0,07. 1,5. 1,0.3586,184 = 376,549 \text{ kN}$
- h. Distribusi gaya geser horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dihitung dengan rumus berikut ini. (PPKGURDG,1987)

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$$

dengan: F_i = Gaya geser horisontal akibat gempa pada lantai ke-i

h_i = tinggi lantai ke-i terhadap lantai dasar

V = gaya geser horisontal total akibat gempa

W_i = beban total tiap lantai

Perhitungan distribusi gaya geser gempa disajikan pada tabel berikut ini

Tabel.6.2 Distribusi gaya geser gempa PORTAL AS 1 dan AS 6

Tingkat	h_i (m)	W_i (kN)	V (kN)	$W_i \cdot h_i$ (kN.m)	F_i (kN)
Atap	20,6	570,072	376,549	11743,483	97,783
4	16,8	754,028	376,549	12667,67	105,48
3	13	754,028	376,549	9802,364	81,621
2	9,2	754,028	376,549	6937,0576	57,762
1	5,4	754,028	376,549	4071,7512	33,904
	$\Sigma =$	3586,184		45222,326	278,77

- i. Waktu getar struktur dengan cara T Rayleigh

Dengan program SAP, dapat dihitung besarnya simpangan (deformasi lateral total) akibat beban gempa. Waktu getar struktur yang sebenarnya dapat dihitung berdasarkan besar simpangan tadi dengan rumus T Rayleigh:(PPKGURDG,1987)

$$T = 6,3 \sqrt{\left(\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i} \right)}$$

dengan: W_i = Berat lantai ke-i.

F_i = gaya gempa lantai ke-i.

d_i = deformasi lateral total akibat F_i yang terjadi pada lantai ke-i, dari hasil perhitungan analisa struktur.

g = percepatan gravitasi = $9,81 \text{ m/det}^2$.

Perhitungan waktu getar bangunan disajikan pada tabel berikut ini

Tabel 6.3 Waktu getar bangunan dengan cara T Rayleigh

Tingkat	W_i (kN)	d_i (m)	d_i^2 (m ²)	F_i (kN)	$W_i \cdot d_i^2$ (kN.m ²)	$F_i \cdot d_i$ (kN.m)
Atap	570,072	0,016	0,000256	97,783	0,1459	1,5645
4	754,028	0,014	0,000196	105,48	0,1478	1,4767
3	754,028	0,011	0,000121	81,621	0,0912	0,8978
2	754,028	0,008	0,000064	57,762	0,0483	0,4621
1	754,028	0,004	0,000016	33,904	0,0121	0,1356
				$\Sigma =$	0,4453	4,5368

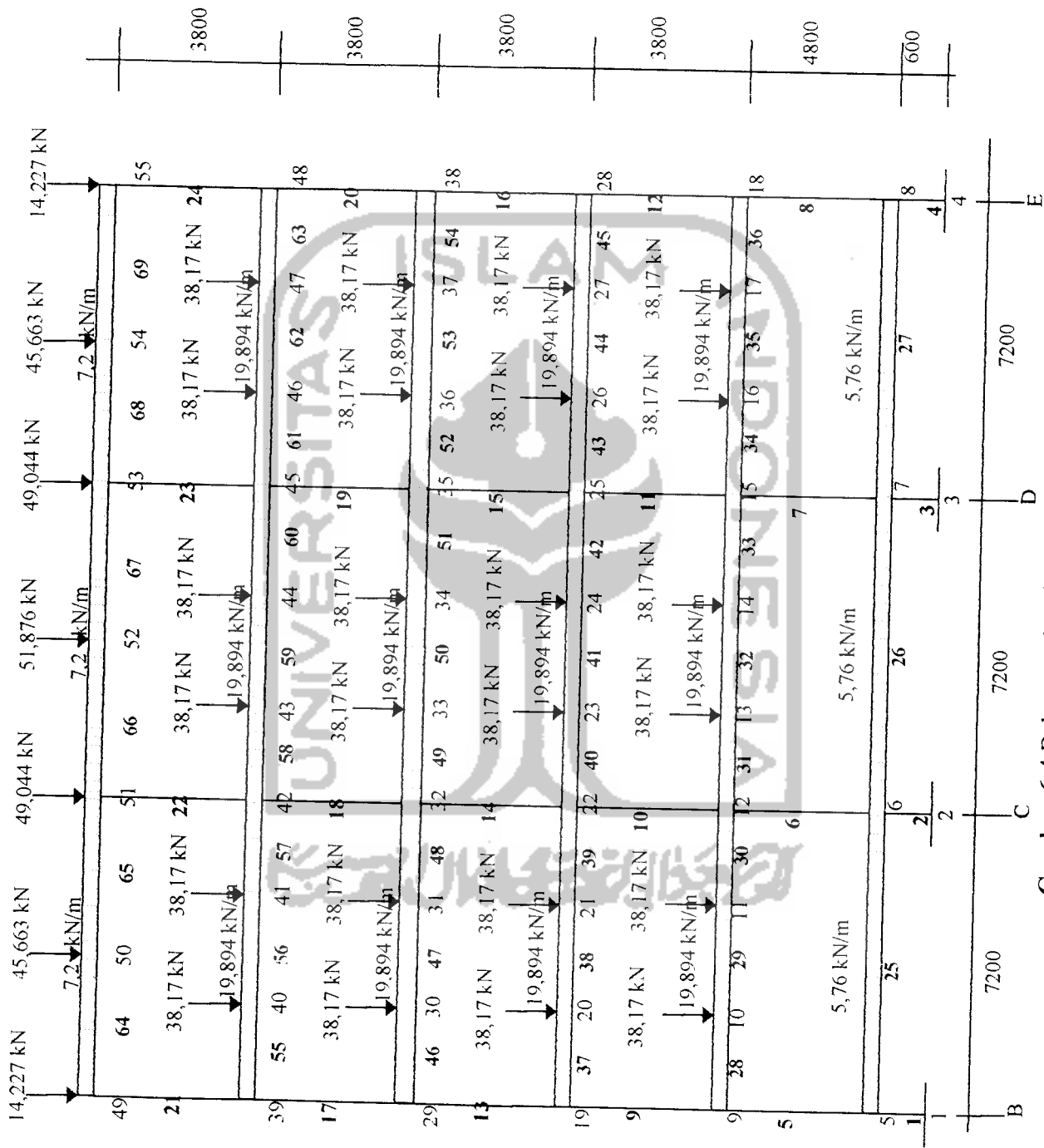
$$T = 6,3 \sqrt{(0,4453 / (9,81 \times 4,5368))}$$

$$= 0,63 \text{ detik}$$

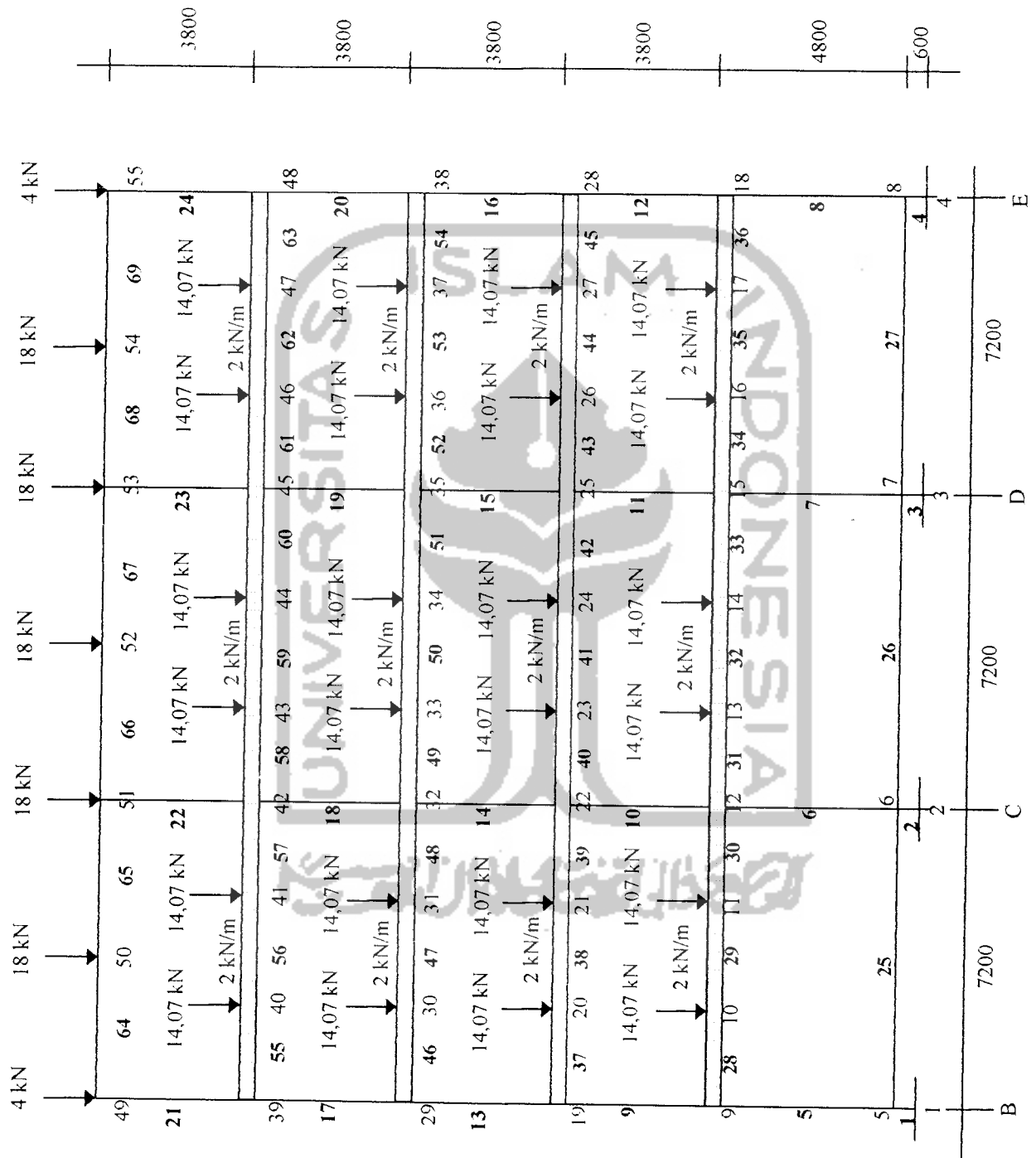
Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURG'87 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T=0,63$ detik, diperoleh $C = 0,07$.

Karena koefisien gempa dasar C untuk perhitungan periode bangunan dengan cara empiris maupun cara T Rayleigh tetap, maka distribusi akhir gaya geser dasar horisontal akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung tetap.

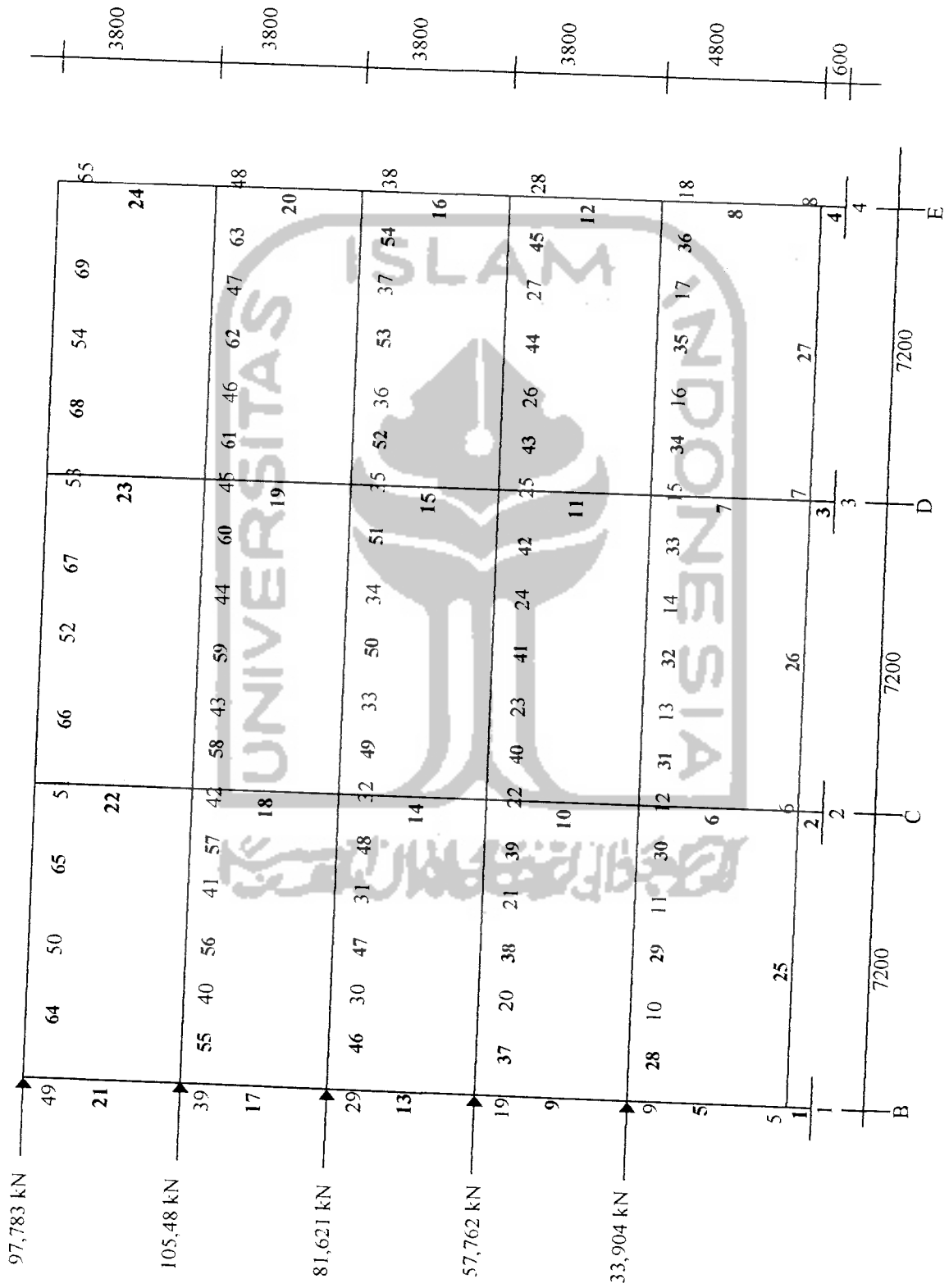
Beban gempa portal as 1 dan as 6 disajikan pada Gambar 6.6.



Gambar 6.4 Beban mati pada Portal as 1 dan as 6



Gambar 6.5 Beban hidup pada Portal as 1 dan as 6



Gambar 6.6 Beban gempa pada Portal as 1 dan as 6

6.1.2 Perhitungan Pembebanan PORTAL AS 2 dan AS 5

1. Portal AS 2 (A-B) dan AS 5 (A-B)

A. Beban Mati

- a. Beban mati merata atap (no. elemen 18)

$$\gamma = (1 - (4/3 \cdot C^2/L^2)) = (1 - (4/3 \cdot 1,2^2/3,6^2)) = 0,852 < 1$$

- Beban plat : $0,852 \cdot 1,2 \cdot 3,62 = 3,701 \text{ kN/m}$
 - Balok : $(0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 = \underline{3,36 \text{ kN/m}}$ +
- $$qD = 7,061 \text{ kN/m}$$

- b. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen 13 s/d 17)

- Plat : $0,852 \cdot 1,2 \cdot 4,40 = 4,499 \text{ kN/m}$
 - Balok : $(0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 = 3,36 \text{ kN/m}$
 - Tembok : $(3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}}$ +
- $$qD = 15,61 \text{ kN/m}$$

Beban mati portal as2 dan as 5 (A-B) disajikan pada Gambar 6.7

B. Beban Hidup

- a. Beban hidup merata atap (no. elemen 18)

- Pekerja atap : $qL = 0,852 \cdot 1,2 \cdot 1 = 1,022 \text{ kN/m}$

- b. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen 13 s/d 17)

- Ruang kuliah : $qL = 0,852 \cdot 1,2 \cdot 2,5 = 2,556 \text{ kN/m}$

Beban hidup portal as 2 dan as 5 (A-B) disajikan pada Gambar 6.8

C. Beban gempa.

- a. Berat Atap

Beban mati

- Beban plat : $0,852 \cdot 1,2 \cdot 3,62 \cdot 3,6 = 13,322 \text{ kN}$
 - Balok : $(0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 \cdot 3,6 = 12,096 \text{ kN}$
 - Kolom : $0,25 \cdot (0,5 + 0,45) \cdot 24 \cdot 3,8 = 21,66 \text{ kN}$
 - Kolom : $0,7 \cdot 0,7 \cdot 3,8 \cdot 24 = \underline{44,688 \text{ kN}}$ +
- $$91,766 \text{ kN}$$

Beban hidup tereduksi

- Pekerja atap : $0,5 \cdot 0,852 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 3,6 = 1,841 \text{ kN}$

$$\text{Berat total atap} = 91,766 + 1,841 = 93,607 \text{ kN}$$

b. Berat Lantai 1,2,3, dan 4

Beban mati

- Beban plat : $0,852.1,2.4,4. 3,6 = 16,195 \text{ kN}$
- Balok : $(0,2.0,7).24.3,6 = 12,096 \text{ kN}$
- Tembok : $(3,8-0,7).2,5.3,6 = 27,9 \text{ kN}$
- Kolom : $0,25.(0,5+0,45).24.3,8 = 21,66 \text{ kN}$
- Kolom : $0,7.0,7.24.3,8 = 44,688 \text{ kN} +$
119,666 kN

Beban hidup tereduksi

- Ruang kuliah : $0,5.0,852.1,2.2,5.3,6 = 4,601 \text{ kN}$

Berat total lantai 4 = $119,666 + 4,601 = 124,267 \text{ kN}$

c. Beban total $W_i = 93,607 + 4.124,267 = 590,675 \text{ kN}$

d. Dengan rumus empiris diperoleh waktu getar alami (PPKURDG,1987):

$$T = 0,06.H^{3/4} = 0,06. 20,6^{3/4} = 0,58 \text{ detik}$$

e. Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURDG,1987 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T=0,58$ detik, diperoleh koefisien gempa dasar, $C = 0,07$.

f. Faktor keutamaan ruang kuliah $I = 1,5$, dan faktor jenis struktur rangka beton bertulang dengan daktilitas penuh $K = 1,0$ (PPKGURDG,1987)

g. Gaya geser horisontal total akibat gempa (PPKURDG,1987)

$$V = C.I.K.W_i = 0,07. 1,5. 1,0.590,675 = 62,021 \text{ kN}$$

h. Distribusi gaya geser horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dihitung dengan rumus berikut ini. (PPKGURDG,1987)

$$F_i = \frac{W_i.h_i}{\sum W_i.h_i} . V$$

Perhitungan distribusi gaya geser gempa disajikan pada tabel berikut ini

Tabel.6.4 Distribusi gaya geser gempa PORTAL AS 2(A-B) dan AS 5(A-B)

Tingkat	h_i (m)	W_i (kN)	V (kN)	$W_i.h_i$ (kN.m)	F_i (kN)
Atap	20,6	93,607	62,021	1928,3042	16,062
4	16,8	124,267	62,021	2087,6856	17,39
3	13	124,267	62,021	1615,471	13,456
2	9,2	124,267	62,021	1143,2564	9,523
1	5,4	124,267	62,021	671,0418	5,590
	$\Sigma =$	590,675		7445,759	45,959

i. Waktu getar struktur dengan cara T Rayleigh

Dengan program SAP, dapat dihitung besarnya simpangan (deformasi lateral total) akibat beban gempa. Waktu getar struktur yang sebenarnya dapat dihitung berdasarkan besar simpangan tadi dengan rumus T Rayleigh (PPKGURDG, 1987)

$$T = 6,3 \sqrt{\left(\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i} \right)}$$

Perhitungan waktu getar bangunan disajikan pada tabel berikut ini

Tabel 6.5. Waktu getar bangunan dengan cara T Rayleigh

Tingkat	W_i (kN)	d_{ix} (m)	d_{ix}^2 (m ²)	F_{ix} (kN)	$W_i \cdot d_{ix}^2$ (kN.m ²)	$F_{ix} \cdot d_{ix}$ (kN.m)
Atap	93,607	0,0123	0,000151	16,062	0,0142	0,1976
4	124,267	0,0106	0,000112	17,39	0,0140	0,1843
3	124,267	0,0083	0,000069	13,456	0,0086	0,1117
2	124,267	0,0055	0,000030	9,523	0,0038	0,0524
1	124,267	0,0026	0,000007	5,59	0,0008	0,0145
				$\Sigma =$	0,0413	0,5605

$$T = 6,3 \sqrt{(0,0413 / (9,81 \times 0,5605))}$$

$$= 0,55 \text{ detik}$$

Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURG'87 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T=0,55$ detik, diperoleh $C = 0,07$.

Karena koefisien gempa dasar C untuk perhitungan periode bangunan dengan cara empiris maupun cara T Rayleigh tetap, maka distribusi akhir gaya geser dasar horisontal akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung tetap.

Beban gempa portal as 2 dan as 5 (A-B) disajikan pada Gambar 6.9

2. Portal AS 2 (E-G) dan AS 5 (E-G)

A. Beban Mati

a. Beban mati merata atap (no. elemen: 29 s/d 30)

$$\gamma = (1 - (4/3 \cdot (C^2/L^2))) = (1 - (4/3 \cdot (1,2^2/3,6^2))) = 0,852 < 1$$

$$\text{Beban plat} : \gamma \cdot 3,62 = 0,852 \cdot 1,2 \cdot 3,62 = 3,701 \text{ kN/m}$$

$$\text{Balok} : (0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 = 3,36 \text{ kN/m} +$$

$$q/D = 7,061 \text{ kN/m}$$

- b. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 21 s/d 28)
- Plat : $2/3 \cdot 1/2 \cdot 3,6 \cdot 4,38 = 5,256 \text{ kN/m}$
 - Balok : $(0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 = 3,36 \text{ kN/m}$
 - Tembok : $(3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}}$
 $qD = 16,366 \text{ kN/m}$
- c. Beban mati merata sloof (no. elemen: 19 s/d 20)
- Balok sloof : $qD = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 24 = 5,76 \text{ kN/m}$

Beban mati portal as 2 dan as 5 (E-G) disajikan pada Gambar 6.7

B. Beban Hidup

- a. Beban hidup merata atap (no. elemen: 29 s/d 30)
- Pekerja atap : $qL = 0,852 \cdot 1,2 \cdot 1 = 1,022 \text{ kN}$
- b. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 19 s/d 28)
- Ruang kuliah : $qL = 2/3 \cdot 1/2 \cdot 3,6 \cdot 2,5 = 3 \text{ kN/m}$

Beban hidup portal as 2 dan as 5 (E-G) disajikan pada Gambar 6.8

C. Beban gempa.

a. Beban Atap

Beban mati

- Beban plat : $0,852 \cdot 1,2 \cdot 3,62 \cdot 7,2 = 26,648 \text{ kN}$
- Balok : $(0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 \cdot 7,2 = 24,192 \text{ kN}$
- Kolom = $0,25 \cdot (0,5 + 0,45) \cdot 24 \cdot 3,8 = 21,66 \text{ kN}$
- Kolom : $0,25 \cdot 0,7 \cdot 24 \cdot 3,8 = 15,96 \text{ kN}$
- Kolom : $0,7 \cdot 0,7 \cdot 24 \cdot 3,8 = \underline{44,688 \text{ kN}}$
 $= 133,148 \text{ kN}$

Beban hidup tereduksi

- Pekerja atap : $0,5 \cdot 0,852 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 7,2 = 3,680 \text{ kN}$

Beban total atap = $133,148 + 3,680 = 136,828 \text{ kN}$

b. Beban Lantai 4

Beban mati lantai 1,2,3, dan 4

- Plat : $2/3 \cdot 1/2 \cdot 3,6 \cdot 4,38 \cdot 7,2 = 37,843 \text{ kN}$
- Balok : $(0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 \cdot 7,2 = 24,192 \text{ kN}$
- Tembok : $(3,8 - 0,7) \cdot 2,5 \cdot 7,2 = 55,8 \text{ kN}$

- Kolom : $0,25 \cdot (0,5+0,45) \cdot 24 \cdot 3,8 = 21,66 \text{ kN}$
- Kolom : $0,25 \cdot 0,7 \cdot 24 \cdot 3,8 = 15,96 \text{ kN}$
- Kolom : $0,7 \cdot 0,7 \cdot 24 \cdot 3,8 = \underline{44,688 \text{ kN}}$
 $= 200,143 \text{ kN}$

Beban hidup tereduksi lantai 1,2,3, dan 4

Ruang kuliah : $0,5 \cdot 2/3 \cdot 1/2 \cdot 3,6 \cdot 2,5 \cdot 7,2 = 10,8 \text{ kN/m}$

Beban total lantai 4 = $200,143 + 10,8 = 210,943 \text{ kN}$

- c. Beban total $W_t = 136,828 + 4 \cdot 210,943 = 980,6 \text{ kN}$
- d. Dengan rumus empiris diperoleh waktu getar alami (Gideon,1993):
 $T = 0,06 \cdot H^{3/4} = 0,06 \cdot 20,6^{3/4} = 0,58 \text{ detik}$
- e. Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURG,1987 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T = 0,58 \text{ detik}$, diperoleh koefisien gempa dasar, $C = 0,07$.
- f. Faktor keutamaan ruang kuliah $I = 1,5$, dan faktor jenis struktur rangka beton bertulang dengan daktilitas penuh $K = 1,0$ (PPKGURDG,1987)
- g. Gaya geser horisontal total akibat gempa (PPKURDG,1987)
 $V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t = 0,07 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 980,6 = 102,963 \text{ kN}$
- h. Distribusi gaya geser horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dihitung dengan rumus berikut ini. (PPKURDG,1987)

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$$

Perhitungan distribusi gaya geser gempa disajikan pada tabel berikut ini

Tabel. 6.6 Distribusi gaya geser gempa PORTAL AS 2(E-G) dan AS 5(E-G)

Tingkat	h_i (m)	W_i (kN)	V (kN)	$W_i \cdot h_i$ (kN.m)	F_i (kN)
Atap	20,6	136,828	102,963	2818,6568	23,819
4	16,8	210,943	102,963	3543,8424	29,947
3	13	210,943	102,963	2742,259	23,173
2	9,2	210,943	102,963	1940,6756	16,399
1	5,4	210,943	102,963	1139,0922	9,626
	$\Sigma =$	980,6		12184,526	79,144

- i. Waktu getar struktur dengan cara T Rayleigh

Dengan program SAP, dapat dihitung besarnya simpangan (deformasi lateral total) akibat beban gempa. Waktu getar struktur yang sebenarnya dapat dihitung berdasarkan besar simpangan tadi dengan rumus T Rayleigh. (PPKURDG,1987)

$$T = 6,3 \sqrt{\left(\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i} \right)}$$

Perhitungan waktu getar bangunan disajikan pada tabel berikut ini

Tabel 6.7 Waktu getar bangunan dengan cara T Rayleigh

Tingkat	W_i (kN)	d_{ix} (m)	d_{ix}^2 (m ²)	F_{ix} (kN)	$W_i \cdot d_{ix}^2$ (kN.m ²)	$F_{ix} \cdot d_{ix}$ (kN.m)
Atap	136,828	0,0167	0,000279	23,819	0,0382	0,3978
4	210,943	0,0149	0,000222	29,947	0,0468	0,4462
3	210,943	0,012	0,000144	23,173	0,0304	0,2781
2	210,943	0,0082	0,000067	16,399	0,0142	0,1345
1	210,943	0,0038	0,000014	9,626	0,0030	0,0366
				$\Sigma=$	0,1326	1,2931

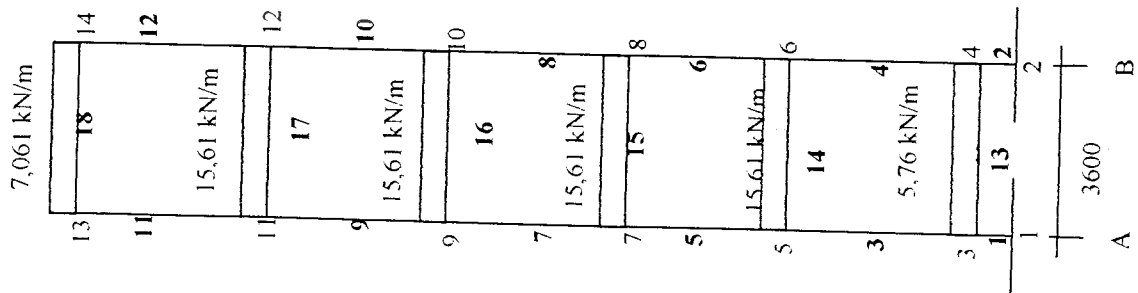
$$T = 6,3 \sqrt{(0,1326 / (9,81 \times 1,2931))}$$

$$= 0,64 \text{ detik}$$

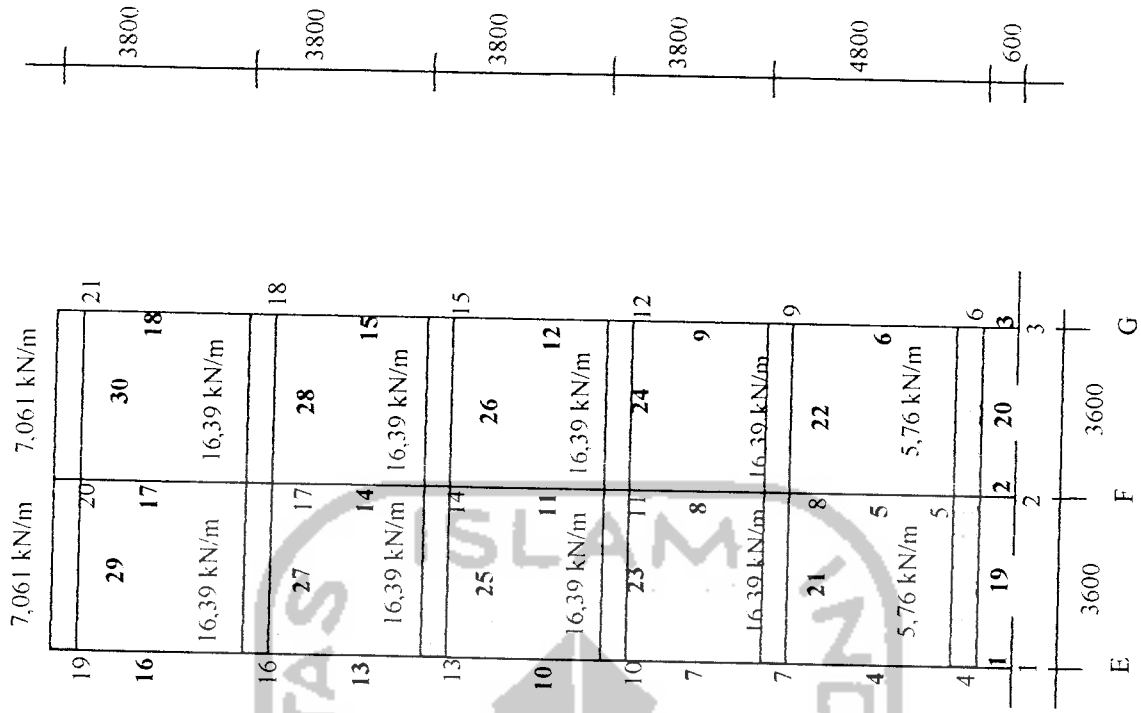
Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKURDG'87 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T=0,64$ detik, diperoleh $C = 0,07$.

Karena koefisien gempa dasar C untuk perhitungan periode bangunan dengan cara empiris maupun cara T Rayleigh tetap, maka distribusi akhir gaya geser dasar horisontal akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung tetap.

Beban gempa portal as 2 dan as 5 (E-G) disajikan pada Gambar 6.9

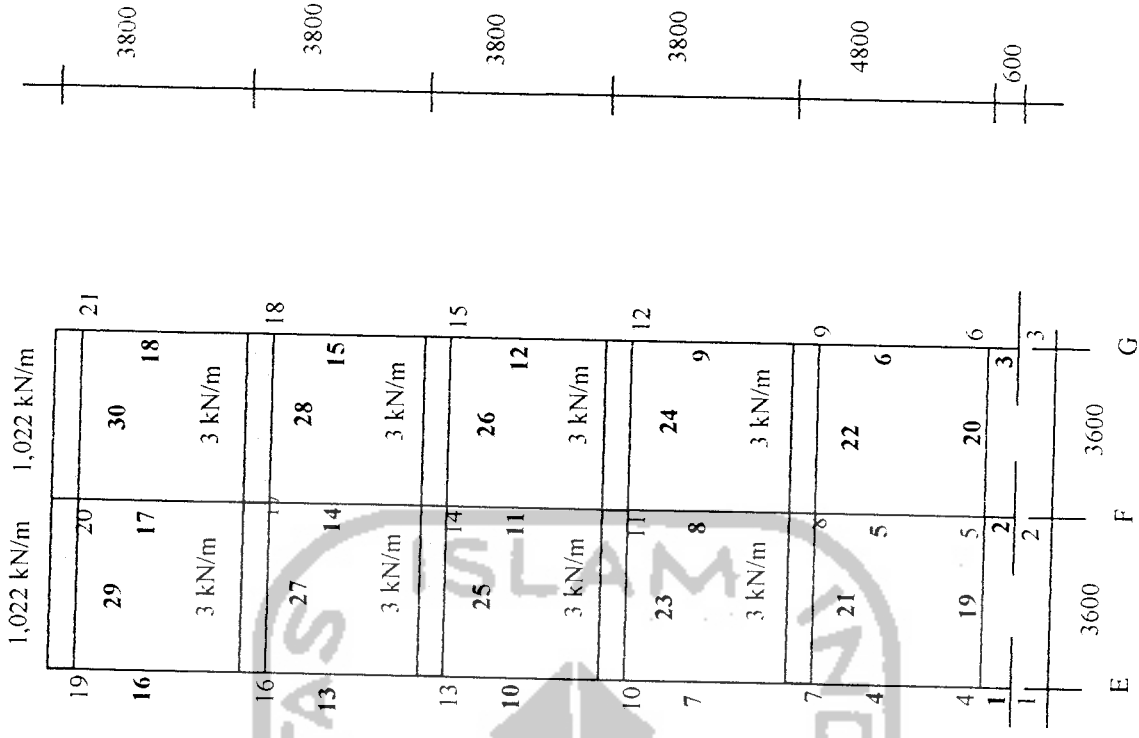
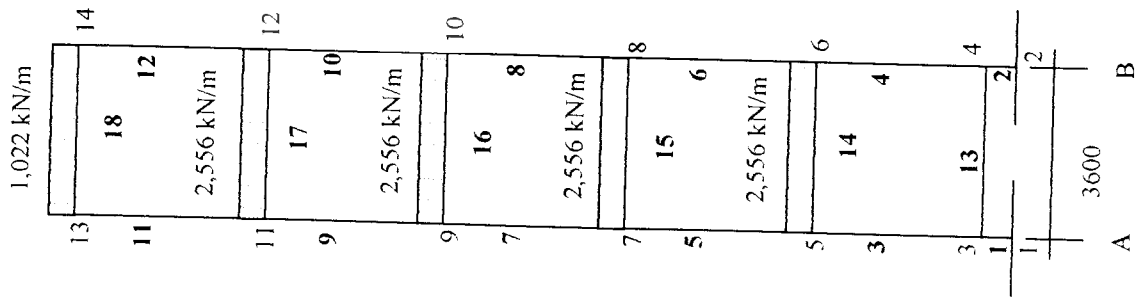


Portal as 2 (A-B) dan as 5 (A-B)



Portal as 2 (E-G) dan as 5 (E-G)

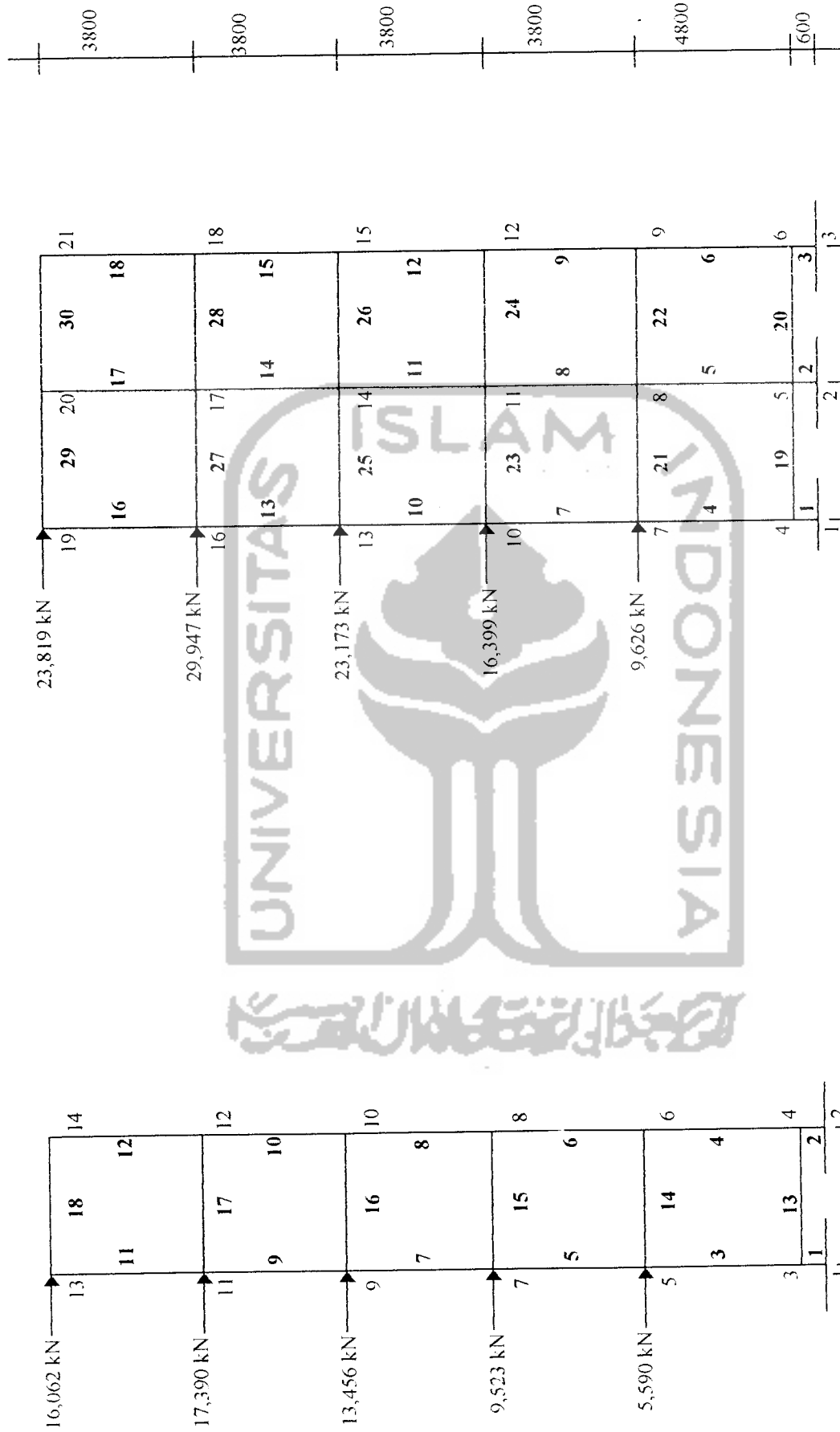
Gambar 6.7 Beban mati pada portal as 2 dan as 5



Portal as 2 (A-B) dan as 5 (A-B)

Portal as 2 (E-G) dan as 5 (E-G)

Gambar 6.8 Beban hidup pada Portal as 2 dan as 5



Portal as 2 (E-G) dan as 5 (E-G)

Portal as 2 (A-B) dan as 5 (A-B)

Gambar 6.9 Beban gempa pada Portal as 2 dan as 5

6.1.3 Perhitungan Pembebanan PORTAL as 3 dan as 4

A. Beban Mati

- a. Beban mati merata atap (no. elemen: 95 s/d 97)

$$\gamma = (1 - (4/3 \cdot (c^2/L^2))) = (1 - (4/3 \cdot 1,2^2/3,6^2)) = 0,852 < 1$$

$$\text{Beban plat} : 2 \cdot \gamma \cdot 1,2 \cdot 3,62 = 2 \cdot 0,852 \cdot 1,2 \cdot 3,62 = 7,402 \text{ kN/m}$$

$$\text{Balok} : (0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = \underline{8,64 \text{ kN/m}} +$$

$$qD = 16,042 \text{ kN/m}$$

- b. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 47,59,71,dan 83)

$$\text{Plat} : 2 \cdot 0,852 \cdot 4,38 = 8,957 \text{ kN/m}$$

$$\text{Balok} : (0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tembok} : (3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}} +$$

$$qD = 25,347 \text{ kN/m}$$

- c. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 48-56, 60-68, 72-80, dan 84-92)

$$\text{Plat} : 0,852 \cdot 1,2 \cdot 4,38 = 4,478 \text{ kN/m}$$

$$\text{Plat} : 2/3 \cdot 1/2 \cdot 3,6 \cdot 4,38 = 5,256 \text{ kN/m}$$

$$\text{Balok} : (0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tembok} : (3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}} +$$

$$qD = 26,124 \text{ kN/m}$$

- d. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 57,58,69,70,93,dan 94)

$$\text{Plat} : 2 \cdot 2/3 \cdot 1/2 \cdot 2,4 \cdot 4,38 = 7,008 \text{ kN/m}$$

$$\text{Balok} : (0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tembok} : (3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}} +$$

$$qD = 23,398 \text{ kN/m}$$

- e. Beban mati terpusat lantai 1,2,3, dan 4 (nodal: 17-24, 30-37, 43-50,dan 56-63)

$$\text{Balok anak} : PD = 38,17 + 10,61 = 48,78 \text{ kN}$$

- f. Beban mati merata sloof

$$\text{Berat sendiri sloof} : qD = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 24 = 5,76 \text{ kN/m (no. elemen: 41 s/d 46)}$$

Beban mati portal as 3 dan as 4 disajikan pada Gambar 6.10

B. Beban Hidup

- a. Beban hidup merata atap (no. elemen: 95 s/d 97)

$$\text{Pekerja atap} : qL = 2 \cdot 0,852 \cdot 1,2 \cdot 1 = 2,045 \text{ kN/m}$$

- b. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 47,59,71,dan 83)
- Ruang kuliah : $qL = 2.0,852.1,2.2,5 = 5,112 \text{ kN/m}$
- c. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 48-56, 60-68, 72-80, dan 84-92)
- Ruang kuliah : $2/3.1,8.2,5 = 3 \text{ kN/m}$
 - Ruang kuliah : $0,852.1,2.2,5 = \underline{2,556 \text{ kN/m}}$ +
 $qL = 5,556 \text{ kN/m}$
- d. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 57,58,69,70,93,dan 94)
- Ruang kuliah : $qL = 2.2/3.1/2.2,4.2,5 = 4 \text{ kN.m}$
- e. Beban hidup terpusat lantai 1,2,3, dan 4 (nodal: 17-24, 30-37, 43-50,dan 56-63)
- Balok anak : $PL = (14,07 + 4,8) = 18,87 \text{ kN}$

Beban hidup portal as 3 dan as 4 disajikan pada Gambar 6.11

C. Beban gempa.

a. Berat Atap

. Beban mati

- Beban plat : $2.0,852.1,2.3,62. 10,8 = 79,944 \text{ kN}$
- Balok : $(0,6.0,4+0,4.0,3).24.10,8 = 93,312 \text{ kN}$
- Kolom : $0,25.0,7.24.3,8.3 = 47,88 \text{ kN}$
- Kolom : $0,7.0,7.24.3,8.2 = \underline{89,376 \text{ kN}}$ +
 $310,512 \text{ kN}$

Beban hidup tereduksi

- Pekerja atap : $0,5.2.0,852.1,2.1.10,8 = 11,042 \text{ kN}$

Beban total atap = $310,512 + 11,042 = 321,554 \text{ kN}$

b. Berat Lantai 1,2,3, dan 4

Beban mati

- Plat as A-B : $2.0,852.1,2.4,38.3,6 = 32,243 \text{ kN}$
- Plat as B-E : $2.2/3.1/2.2,4.4,38.21,6 = 151,373 \text{ kN}$
- Plat as E-G : $(4,478 + 5,256).7,2 = 70,085 \text{ kN}$
- Tembok : $(3,8-0,7).2,5.32,4 = 251,1 \text{ kN}$
- Balok : $(0,6.0,4+0,4.0,3).24.32,4 = 279,936 \text{ kN}$
- Kolom : $0,25.0,7.24.3,8.3 = 47,88 \text{ kN}$
- Kolom : $0,7.0,7.24.3,8.4 = 178,752 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Balok anak} & : 48,78.6 & = 332,68 \text{ kN} + \\
 & & 1447,113 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban hidup tereduksi

$$\begin{aligned}
 - \text{ Plat as A-B} & : 0,5.2.0,852.1,2.2,5.3,6 & = 9,202 \text{ kN} \\
 - \text{ Plat as B-E} & : 0,5.2.2/3.1/2.2,4.2,5.21,6 & = 43,2 \text{ kN} \\
 - \text{ Plat as E-G} & : 0,5.(3+2,556).7,2 & = 20,002 \text{ kN} \\
 - \text{ Balok anak} & : 0,5.15,39.12 & = 80,34 \text{ kN} + \\
 & & 152,744 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Beban total lantai 4} = 1447,113 + 152,744 = 1599,857 \text{ kN}$$

- c. Beban total $W_i = 321,554 + 4.1599,857 = 6720,982 \text{ kN}$
- d. Dengan rumus empiris diperoleh waktu getar alami (PPKURDG,1987):
 $T = 0,06.H^{3/4} = 0,06.20,6^{3/4} = 0,58 \text{ detik}$
- e. Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURDG,1987 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T = 0,58 \text{ detik}$, diperoleh koefisien gempa dasar, $C = 0,07$.
- f. Faktor keutamaan ruang kuliah $I = 1,5$, dan faktor jenis struktur rangka beton bertulang dengan daktilitas penuh $K = 1,0$ (PPKGURDG,1987)
- g. Gaya geser horisontal total akibat gempa (PPKURDG,1987)
 $V = C.I.K.W_i = 0,07.1,5.1,0.6720,982 = 705,703 \text{ kN}$
- h. Distribusi gaya geser horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung, dihitung dengan rumus berikut ini. (PPKURDG,1987)

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \cdot V$$

Perhitungan distribusi gaya geser gempa disajikan pada tabel berikut ini

Tabel.6.8 Distribusi gaya geser gempa PORTAL as 3 dan as 4

Tingkat	h_i (m)	W_i (kN)	V (kN)	$W_i.h_i$ (kN.m)	F_i (kN)
Atap	20,6	321,554	705,703	6624,0124	60,195
4	16,8	1599,857	705,703	26877,598	244,25
3	13	1599,857	705,703	20798,141	189
2	9,2	1599,857	705,703	14718,684	133,75
1	5,4	1599,857	705,703	8639,2278	78,508
	$\Sigma =$	6720,982		77657,663	645,51

i. Waktu getar struktur dengan cara *T* Rayleigh

Dengan program SAP90, dapat dihitung besarnya simpangan (deformasi lateral total) akibat beban gempa. Waktu getar struktur yang sebenarnya dapat dihitung berdasarkan besar simpangan tadi dengan rumus *T* Rayleigh. (PPKURDG, 1987)

$$T = 6,3 \sqrt{\left(\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i} \right)}$$

Perhitungan waktu getar bangunan disajikan pada tabel berikut ini.

Tabel 6.9 Waktu getar bangunan dengan cara *T* Rayleigh

Tingkat	W_i (kN)	d_{ix} (m)	d_{ix}^2 (m ²)	F_{ix} (kN)	$W_i \cdot d_{ix}^2$ (kN.m ²)	$F_{ix} \cdot d_{ix}$ (kN.m)
Atap	321,554	0,0175	0,000306	60,195	0,0985	1,0534
4	1599,857	0,0143	0,000204	244,25	0,3272	3,4928
3	1599,857	0,0119	0,000142	189	0,2266	2,2491
2	1599,857	0,0085	0,000072	133,75	0,1156	1,1369
1	1599,857	0,0044	0,000019	78,509	0,0310	0,3454
				$\Sigma =$	0,7987	8,2776

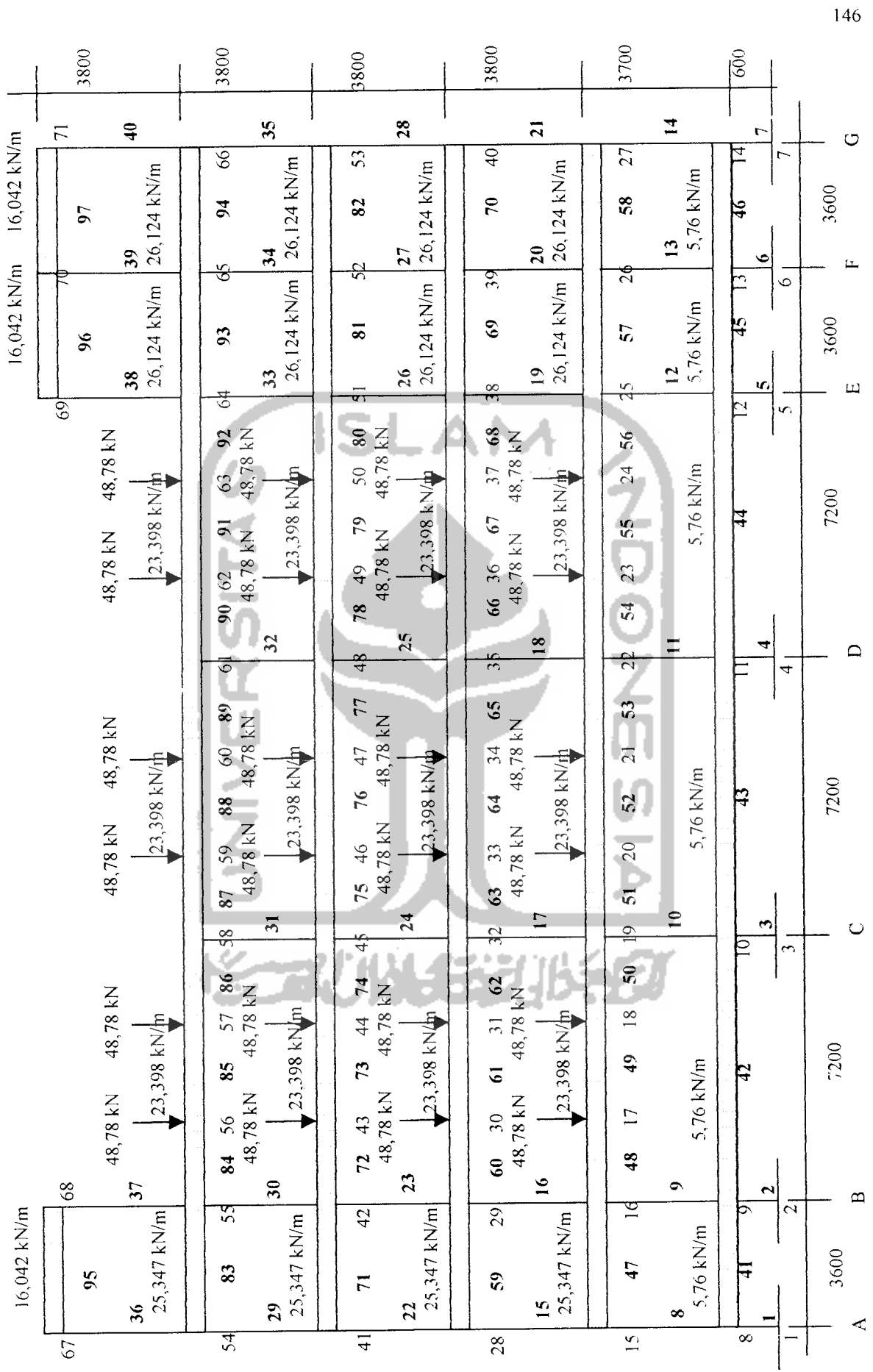
$$T = 6,3 \sqrt{(0,7987 / (9,81 \times 8,2776))}$$

$$= 0,62 \text{ detik}$$

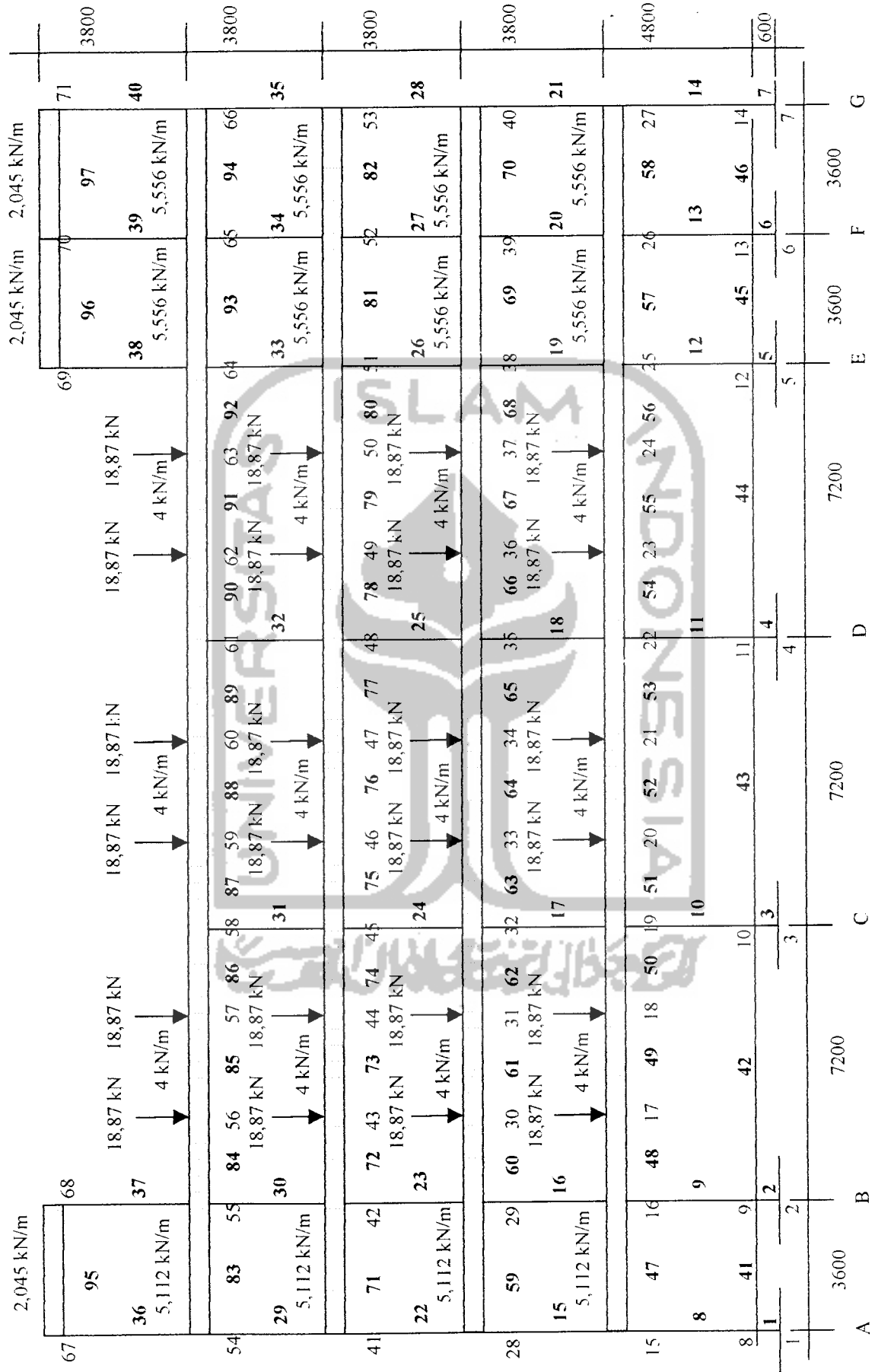
Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURDG'87 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T=0,62$ detik, diperoleh $C = 0,07$.

Karena koefisien gempa dasar C untuk perhitungan periode bangunan dengan cara empiris maupun cara *T* Rayleigh tetap, maka distribusi akhir gaya geser dasar horisontal akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung tetap.

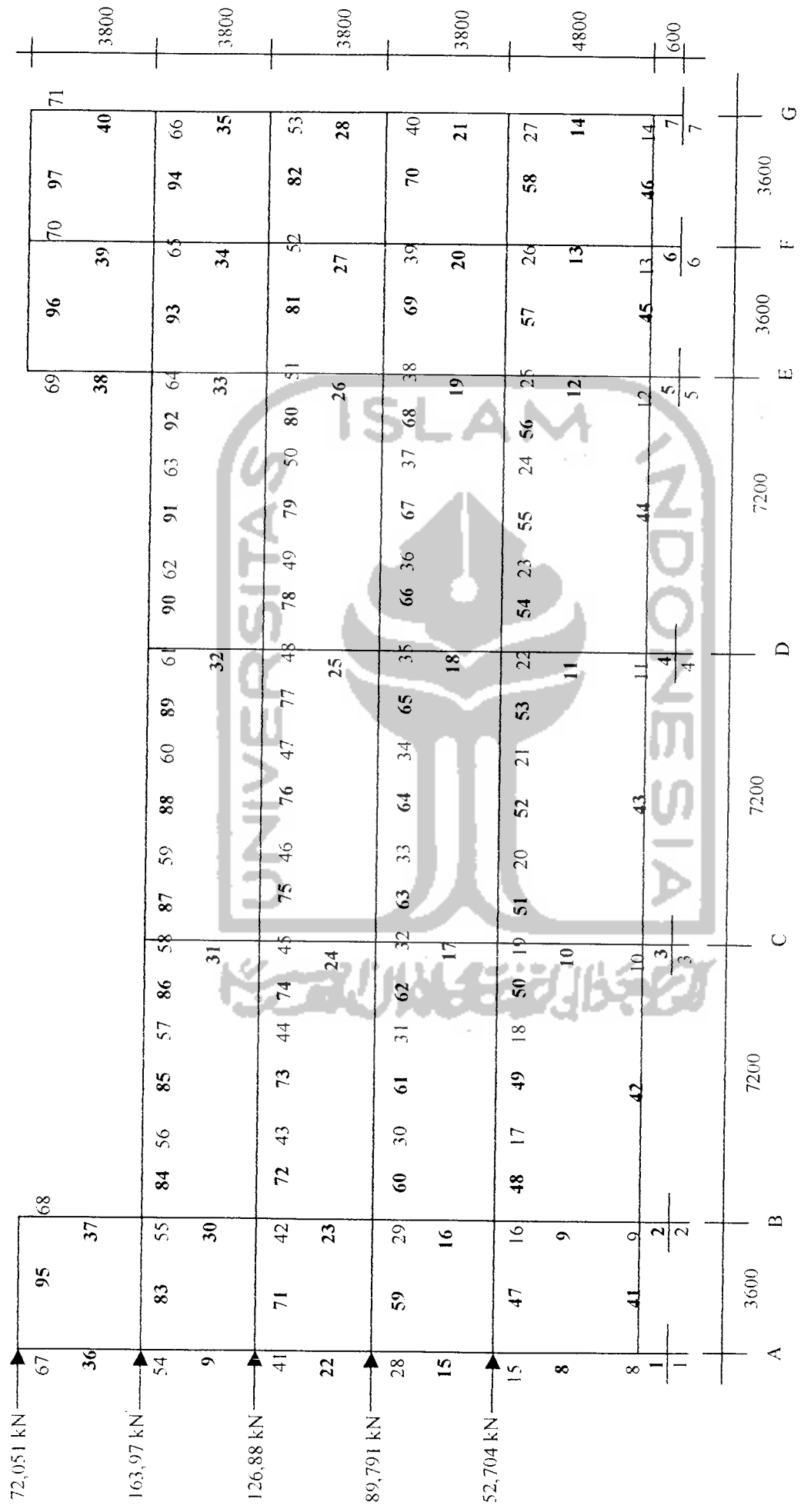
Beban gempa portal as 3 dan as 4 disajikan pada Gambar 6.12



Gambar 6.10 Beban mati pada Portal as 3 dan as 4



Gambar 6.11 Beban hidup pada Portal as 3 dan as 4



Gambar 6.12 Beban gempa pada Portal as 3 dan as 4

6.1.4 Perhitungan pembebanan PORTAL as A dan as G

A. Beban Mati

- a. Beban mati merata atap (no. elemen: 48 s/d 52)

$$\text{Beban plat} : 2/3 \cdot 1/2 \cdot 3,62 \cdot 2,4 = 2,896 \text{ kN/m}$$

$$\text{Balok} : (0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 = \underline{3,36 \text{ kN/m}} +$$

$$qD = 6,256 \text{ kN/m}$$

- b. Beban mati terpusat atap (nodal: 34 dan 37)

$$\text{- Plat beban balok anak} : 2 \cdot 0,852 \cdot 1,2 \cdot 3,62 \cdot 3,6 \cdot 0,5 = 13,324 \text{ kN}$$

$$\text{- Balok anak} : 0,3 \cdot 0,25 \cdot 24 \cdot 3,6 \cdot 0,5 = \underline{3,24 \text{ kN}} +$$

$$PD = 16,564 \text{ kN}$$

- c. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 28 s/d 47)

$$\text{- Plat} : 2/3 \cdot 1/2 \cdot 2,4 \cdot 4,38 = 3,504 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Balok} : (0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 = 3,36 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Tembok} : (3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}} +$$

$$qD = 14,614 \text{ kN/m}$$

- d. Beban mati terpusat lantai 1,2,3 dan 4 (nodal: 10 s/d 31)

$$\text{- Plat beban balok anak} : 2 \cdot 0,852 \cdot 1,2 \cdot 4,4 \cdot 3,6 \cdot 0,5 = 16,195 \text{ kN}$$

$$\text{- Balok anak} : 0,3 \cdot 0,25 \cdot 24 \cdot 3,6 \cdot 0,5 = \underline{3,24 \text{ kN}} +$$

$$PD = 19,435 \text{ kN}$$

- e. Beban mati merata sloof (no. elemen: 25 s/d 27)

$$\text{- Berat sloof} : qD = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 24 = 5,76 \text{ kN/m}$$

Beban mati portal as A dan as G disajikan pada Gambar 6.13

B. Beban Hidup

- a. Beban hidup merata atap (no. elemen: 48 s/d 52)

$$\text{- Pekerja atap} : qL = 2/3 \cdot 1,2 \cdot 1 = 0,8 \text{ kN/m}$$

- b. Beban hidup terpusat atap (nodal: 34 dan 37)

$$\text{- Beban pekerja pada balok anak} : PL = 2 \cdot 0,852 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 3,6 \cdot 0,5 = 3,681 \text{ kN}$$

- c. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 28 s/d 47)

$$\text{- Ruang kuliah} : qL = 2/3 \cdot 1/2 \cdot 2,4 \cdot 2,5 = 2 \text{ kN/m}$$

- d. Beban hidup terpusat lantai 1,2,3 dan 4 (nodal: 10 s/d 31)

$$\text{- Beban pekerja pada balok anak} : PL = 2 \cdot 0,852 \cdot 1,2 \cdot 2,5 \cdot 3,6 \cdot 0,5 = 9,207 \text{ kN}$$

Beban hidup portal as A dan as G disajikan pada Gambar 6.14

C. Beban Gempa.

a. Beban Atap

Beban mati

- Beban plat : $2/3 \cdot 1/2 \cdot 4,38 \cdot 2,4 \cdot 12 = 42,048 \text{ kN}$
- Balok : $(0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 \cdot 12 = 40,32 \text{ kN}$
- Balok anak : $2 \cdot 16,564 = 33,128 \text{ kN}$
- Kolom = $0,25 \cdot (0,5 + 0,45) \cdot 24 \cdot 3,8 \cdot 2 = 43,32 \text{ kN}$
- Kolom : $0,25 \cdot 0,7 \cdot 24 \cdot 3,8 \cdot 2 = \underline{31,92 \text{ kN}}$ +
198,08 kN

Beban hidup tereduksi

- Pekerja atap : $0,5 \cdot 2/3 \cdot 1/2 \cdot 1,2 \cdot 4 \cdot 12 = 4,8 \text{ kN}$
- Balok anak : $0,5 \cdot 2 \cdot 3,681 = \underline{3,681 \text{ kN}}$ +
8,481 kN

Beban total atap = $198,08 + 8,481 = 206,561 \text{ kN}$

b. Beban Lantai 4

Beban mati lantai 1,2,3, dan 4

- Plat : $2/3 \cdot 1/2 \cdot 4,38 \cdot 2,4 \cdot 12 = 42,048 \text{ kN}$
- Balok : $(0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 \cdot 12 = 40,32 \text{ kN}$
- Balok anak : $2 \cdot 19,435 = 38,87 \text{ kN}$
- Tembok : $(3,8 - 0,7) \cdot 2,5 \cdot 12 = 93 \text{ kN}$
- Kolom : $0,25 \cdot (0,5 + 0,45) \cdot 24 \cdot 3,8 \cdot 2 = 43,32 \text{ kN}$
- Kolom : $0,25 \cdot 0,7 \cdot 24 \cdot 3,8 \cdot 2 = \underline{31,92 \text{ kN}}$ +
296,674 kN

Beban hidup tereduksi lantai 1,2,3, dan 4

- Ruang kuliah : $0,5 \cdot 2/3 \cdot 1/2 \cdot 2,5 \cdot 2,4 \cdot 12 = 12 \text{ kN}$
- Balok anak : $0,5 \cdot 2 \cdot 9,207 = \underline{9,202 \text{ kN}}$ +
21,202 kN

Beban total lantai 4 = $296,674 + 21,202 = 317,876 \text{ kN}$

c. Beban total $W_l = 206,561 + 4 \cdot 317,876 = 1478,065 \text{ kN}$

d. Dengan rumus empiris diperoleh waktu getar alami (PPKURDG,1987):

$$T = 0,06.H^{3/4} = 0,06.20,6^{3/4} = 0,58 \text{ detik}$$

- e. Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURG,1987 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T = 0,58$ detik, diperoleh koefisien gempa dasar, $C = 0,07$.
- f. Faktor keutamaan ruang kuliah $I = 1,5$, dan faktor jenis struktur rangka beton bertulang dengan daktilitas penuh $K = 1,0$ (PPKGURDG,1987)
- g. Gaya geser horisontal total akibat gempa (PPKGURDG,1987)
 $V = C.I.K.Wt = 0,07.1,5.1,0.1478,065 = 155,197 \text{ kN}$
- h. Distribusi gaya geser horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dihitung dengan rumus berikut ini.(PPKGURDG,1987)

$$F_i = \frac{W_i.h_i}{\sum W_i.h_i} . V$$

Perhitungan distribusi gaya geser gempa disajikan pada tabel berikut ini

Tabel.6.10 Distribusi gaya geser gempa PORTAL as A dan as G

Tingkat	hi (m)	Wi (kN)	V (kN)	Wi.hi (kN.m)	Fi (kN)
Atap	20,6	206,561	155,197	4255,1566	35,951
4	16,8	317,876	155,197	5340,3168	45,12
3	13	317,876	155,197	4132,388	34,914
2	9,2	317,876	155,197	2924,4592	24,709
1	5,4	317,876	155,197	1716,5304	14,503
	$\Sigma =$	1478,065		18368,851	119,25

- i. Waktu getar struktur dengan cara T Rayleigh

Dengan program SAP, dapat dihitung besarnya simpangan (deformasi lateral total) akibat beban gempa. Waktu getar struktur yang sebenarnya dapat dihitung berdasarkan besar simpangan tadi dengan rumus T Rayleigh. (PPKURDG,1987)

$$T = 6,3 \sqrt{\left(\frac{\sum W_i . d_i^2}{g . \sum F_i . d_i} \right)}$$

Perhitungan waktu getar bangunan disajikan pada tabel berikut ini

Tabel 6.11 Waktu getar bangunan dengan cara T Rayleigh

Tingkat	W_i (kN)	dix (m)	dix^2 (m ²)	Fix (kN)	$W_i.dix^2$ (kN.m ²)	$Fix.dix$ (kN.m)
Atap	206,561	0,0124	0,000154	35,951	0,0318	0,4458
4	317,876	0,0113	0,000128	45,12	0,0406	0,5099
3	317,876	0,0093	0,000086	34,914	0,0275	0,3247
2	317,876	0,0065	0,000042	24,709	0,0134	0,1606
1	317,876	0,0032	0,000010	14,503	0,0033	0,0464
				$\Sigma =$	0,1165	1,4874

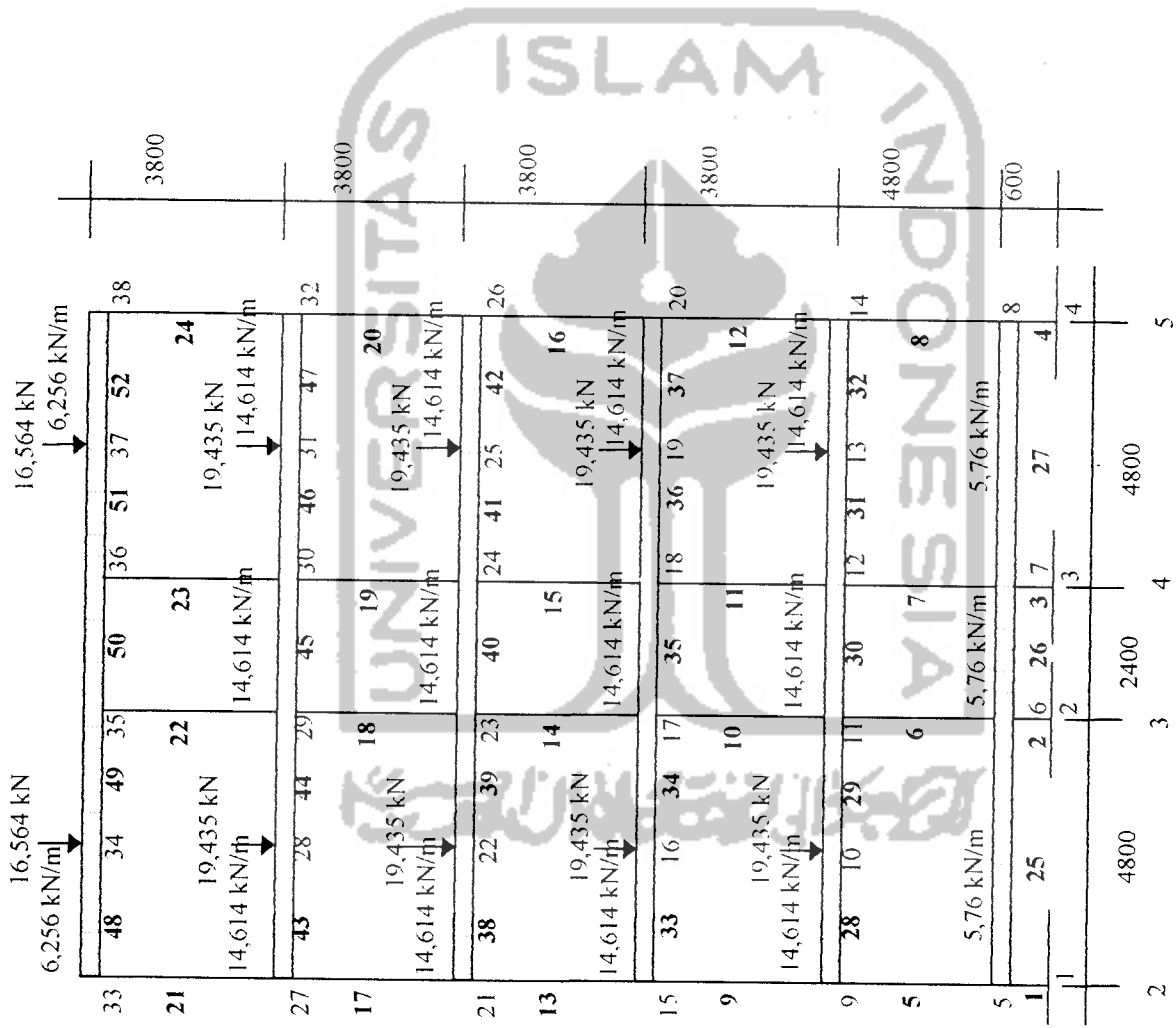
$$T = 6,3 \sqrt{(0,1165 / (9,81 \times 1,4874))}$$

$$= 0,56 \text{ detik}$$

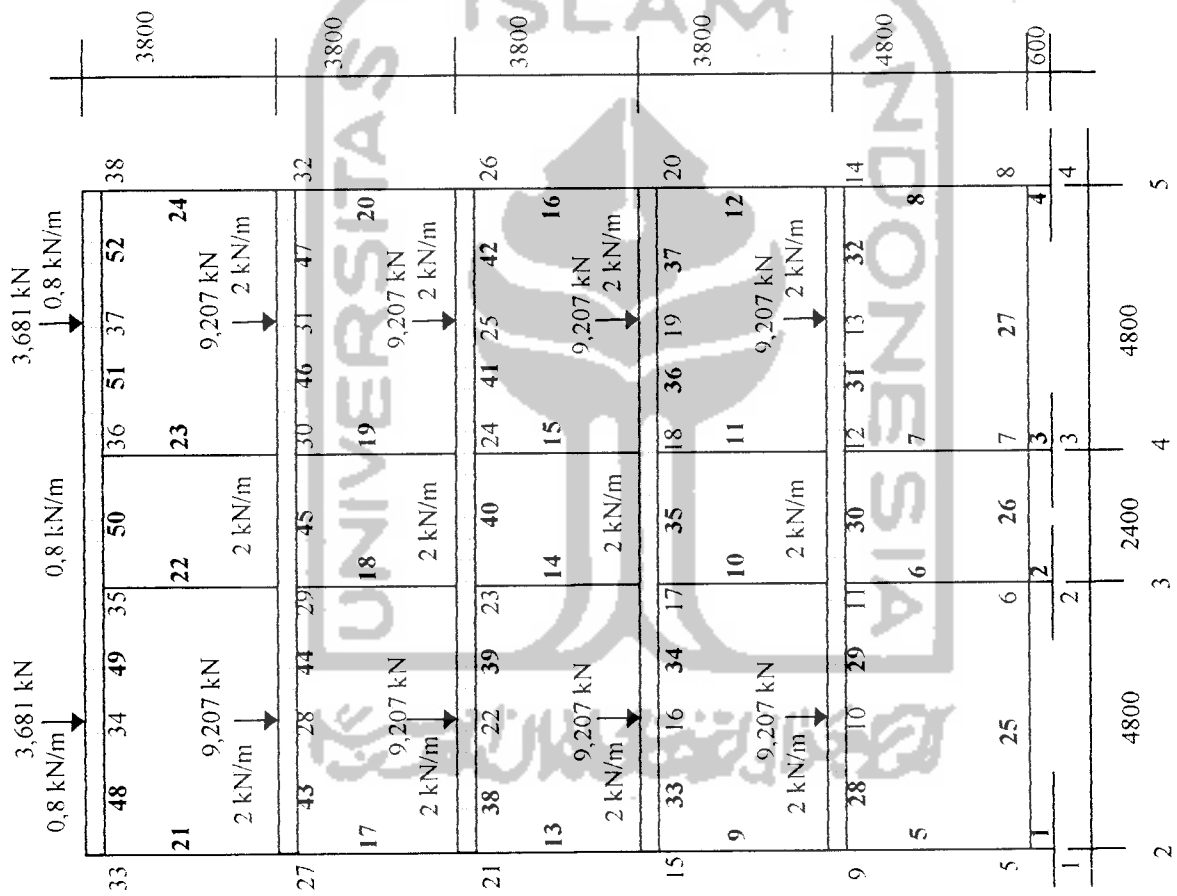
Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURDG'87 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T=0,56$ detik, diperoleh $C = 0,07$.

Karena koefisien gempa dasar C untuk perhitungan periode bangunan dengan cara empiris maupun cara T Rayleigh tetap, maka distribusi akhir gaya geser dasar horisontal akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung tetap.

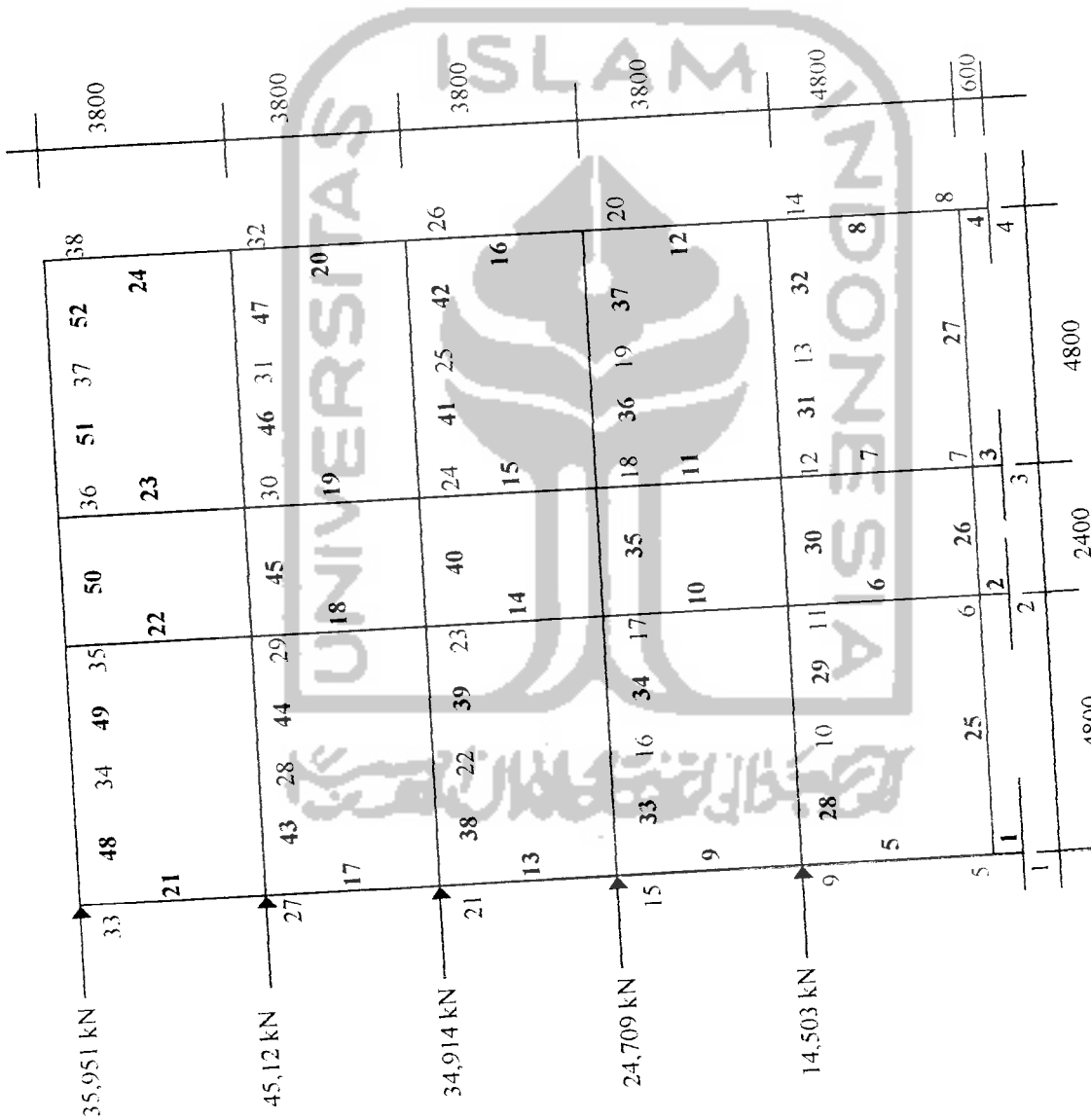
Beban gempa portal as A dan as G disajikan pada Gambar 6.15



Gambar 6.13 Beban mati pada Portal as A dan as G



Gambar 6.14. Beban hidup pada Portal as A dan as G



Gambar 6.15. Beban gempa pada Portal as A dan as G

2

6.1.5 Perhitungan Pembebanan PORTAL as B dan as E

A. Beban Mati

- a. Beban mati atap merata (no. elemen: 78-79, dan 86-87)

$$\text{- Balok ring : } qD = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 24 = 7,2 \text{ kN/m}$$

- b. Beban mati atap merata as (no. elemen: 80 s/d 85)

$$\text{- Plat: } 2/3 \cdot 1,2 \cdot 3,62 = 2,896 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Balok ring : } qD = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 24 = 7,2 \text{ kN/m} +$$

$$qD = 10,096 \text{ kN/m}$$

- c. Beban mati atap terpusat (nodal: 53 s/d 63)

$$\text{- } PD1' : \text{Rangka atap K1} = 51,876 \text{ kN (nodal: 58)}$$

$$PD2' : \text{Rangka atap K2} + \text{Balok anak} = 49,044 + 16,564 = 65,61 \text{ kN}$$

(nodal: 56, dan 59)

$$PD3' : \text{Rangka atap K3} = 45,663 \text{ kN (nodal: 54, dan 60)}$$

$$PD4' : \text{Rangka atap K4} = 14,227 \text{ kN (nodal: 53, dan 63)}$$

- d. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4

(no elemen: 42,43,51,52,60,61,69,70,49,50,58,59,67,68,76, dan 77)

$$\text{- Plat : } 2/3 \cdot 1,2 \cdot 4,4 = 3,52 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Balok : } (0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Tembok : } (3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = 7,75 \text{ kN/m} +$$

$$qD = 19,91 \text{ kN/m}$$

- e. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4

(no. elemen: 44-48, 53-57, 62-66, dan 71-75)

$$\text{- Plat : } 2 \cdot 2/3 \cdot 1,2 \cdot 4,4 = 7,04 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Balok : } (0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Tembok : } (3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = 7,75 \text{ kN/m} +$$

$$qD = 23,43 \text{ kN/m}$$

- f. Beban mati terpusat lantai 1,2,3, dan 4

$$\text{- } PD 1 : \text{balok anak} = 42,35 \text{ kN (nodal: 14,21,24,31,34,41,44, dan 51)}$$

$$\text{- } PD 2 : \text{balok anak} = 60,263 \text{ kN (nodal: 15,20,25,30,35,40,45, dan 50)}$$

$$\text{- } PD 3 : \text{balok anak} = 42,35 + 19,435 = 61,79 \text{ (nodal: 16, 19, 26, 29, 36, 39, 46, dan 49)}$$

Beban mati portal as B dan as E disajikan pada Gambar 6.16

B. Beban Hidup

a. Beban hidup atap terpusat

- $PL1'$: Pekerja rangka atap K1 = 18 kN (nodal: 58)

- $PL2'$: Pekerja rangka atap K2 + Balok anak = $18 + 3,681 = 21,681$ kN
(nodal: 56, dan 59)

- $PL3'$: Pekerja rangka atap K3 = 18 kN (nodal: 54, dan 60)

- $PL4'$: Pekerja rangka atap K4 = 4 kN (nodal: 53, dan 63)

b. Beban hidup atap merata (no elemen: 80 s/d 85)

- Pekerja: $qL = 2.1.2.2.4.1 = 0,8$ kN/m

c. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4

(no elemen: 42,43,51,52,60,61,69,70,49,50,58,59,67,68,76, dan 77)

- Ruang kuliah : $qL = 2/3.1.2.2.5 = 2$ kN/m

d. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4

(no. elemen: 44-48, 53-57, 62-66, dan 71-75)

- Ruang kuliah : $qL = 2.2/3.1.2.2.5 = 4$ kN/m

e. Beban hidup terpusat lantai 1,2,3, dan 4

- $PL 1$: balok anak = 15,62 kN (nodal: 14,21,24,31,34,41,44,dan 51)

- $PL 2$: balok anak = 22,221 kN (nodal: 15,20,25,30,35,40,45,dan 50)

- $PL 3$: balok anak = $15,62+9,207 = 24,827$ kN (nodal: 16 ,19 ,26 ,29 ,36 ,39 ,46 ,dan 49)

Beban hidup portal as B dan as E disajikan pada Gambar 6.17

C. Beban Gempa.

a. Berat Atap

Beban mati

- Balok ring : $0,5.0,6.21,6.24 = 115,52$ kN

- Plat as 2-5: $2/3.1/2.2,4.3,62.12 = 34,752$ kN

- Kolom : $0,7.0,7.3,8.24.4 = 178,752$ kN

- $PD1'$: Rangka atap K1 = 51,876 kN

- $PD2'$: Rangka atap K2: $2.65,61 = 138,56$ kN

- $PD3'$: Rangka atap K3: $2.45,663 = 91,326 \text{ kN}$
- $PD4'$: Rangka atap K4: $2.14,227 = \underline{28,454 \text{ kN}}$ +
591,856 kN

Beban hidup tereduksi

- $PL1'$: Pekerja rangka atap K1 = $0,5.18 = 9,0 \text{ kN}$
- $PL2'$: Pekerja rangka atap K2 = $0,5.2.21,681 = 21,681 \text{ kN}$
- $PL3'$: Pekerja rangka atap K3 = $0,5.2.18 = 18 \text{ kN}$
- $PL4'$: Pekerja rangka atap K4 = $0,5.2.4 = 4,0 \text{ kN}$
- Plat as 2-5 : $0,5.2.2/3.1/2.2,4.1.12 = \underline{9,6 \text{ kN}}$ +
61,667 kN

Berat total atap = $591,856 + 61,667 = 653,523 \text{ kN}$

b. Beban Lantai 1,2,3, dan 4

Beban mati

- Plat as 1-2 dan as 5-6: $2/3.1/2.2,4.4,38.4,8.2 = 33,638 \text{ kN}$
- Plat as 2-5: $2/3.1/2.2,4.4,38.12.2 = 84,096 \text{ kN}$
- Balok : $(0,6.0,4+0,4.0,3).24.21,6 = 186,624 \text{ kN}$
- Balok anak 2. PD 1 = $2.42,35 = 86,328 \text{ kN}$
- Balok anak 2. PD 2 = $2.60,263 = 124,696 \text{ kN}$
- Balok anak 2. PD 3 = $2.61,79 = 132,394 \text{ kN}$
- Tembok : $(3,8-0,7).2,5.21,6 = 167,4 \text{ kN}$
- Kolom : $0,7.0,7.3,8.24.4 = \underline{44,688 \text{ kN}}$ +
854,49 kN

Beban hidup tereduksi lantai

- Plat as 1-2 dan as 5-6 = $0,5.2/3.1/2.2,4.2,5.9,6 = 9,6 \text{ kN}$
- Plat as 2-5 = $0,5.2.2/3.1/2.2,4.2,5.12 = 24 \text{ kN}$
- Balok anak 2. PL 1 = $0,5.2.15,62 = 15,916 \text{ kN}$
- Balok anak 2. PL 2 = $0,5.2.22,221 = 22,99 \text{ kN}$
- Balok anak 2. PL 3 = $0,5.2.24,827 = \underline{25,118 \text{ kN}}$ +
96,09 kN

Beban total lantai 4 = $854,49 + 96,09 = 950,58 \text{ kN}$

c. Beban total $Wt = 653,523 + 4.950,58 = 4455,843 \text{ kN}$

d. Dengan rumus empiris diperoleh waktu getar alami (PPKURDG,1987):

$$T = 0,06.H^{3/4} = 0,06. 20,6^{3/4} = 0,58 \text{ detik}$$

- e. Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURDG,1987 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T= 0,58$ detik, diperoleh koefisien gempa dasar, $C = 0,07$.
- f. Faktor keutamaan ruang kuliah $I = 1,5$, dan faktor jenis struktur rangka beton bertulang dengan daktilitas penuh $K = 1,0$ (PPKGURDG,1987)
- g. Gaya geser horisontal total akibat gempa (PPKGURDG,1987)
- $$V = C.I.K.Wt = 0,07. 1,5. 1,0.4455,843 = 467,864 \text{ kN}$$
- h. Distribusi gaya geser horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dihitung dengan rumus berikut ini (PPKURDG,1987)

$$F_i = \frac{W_i.h_i}{\sum W_i.h_i} . V$$

Perhitungan distribusi gaya geser gempa disajikan pada tabel berikut ini

Tabel 6.12 Distribusi gaya geser gempa PORTAL as B dan as E

Tingkat	h_i (m)	W_i (kN)	V (kN)	$W_i.h_i$ (kN.m)	F_i (kN)
Atap	20,6	653,523	467,864	13462,574	113,15
4	16,8	950,58	467,864	15969,744	134,22
3	13	950,58	467,864	12357,54	103,86
2	9,2	950,58	467,864	8745,336	73,5
1	5,4	950,58	467,864	5133,132	43,141
	$\Sigma =$	4455,843		55668,326	354,72

- i. Waktu getar struktur dengan cara T Rayleigh

Dengan program SAP, dapat dihitung besarnya simpangan (deformasi lateral total) akibat beban gempa. Waktu getar struktur yang sebenarnya dapat dihitung berdasarkan besar simpangan tadi dengan rumus T Rayleigh:

$$T = 6,3 \sqrt{\left(\frac{\sum W_i . d_i^2}{g . \sum F_i . d_i} \right)}$$

Perhitungan waktu getar bangunan disajikan pada tabel berikut ini

Tabel 6.13 Waktu getar bangunan dengan cara *T* Rayleigh

Tingkat	W_i (kN)	dix (m)	dix^2 (m ²)	Fix (kN)	$W_i \cdot dix^2$ (kN.m ²)	$Fix \cdot dix$ (kN.m)
Atap	653,523	0,0092	0,000085	113,15	0,0553	1,0410
4	950,58	0,0083	0,000069	134,22	0,0655	1,1140
3	950,58	0,0069	0,000048	103,86	0,0453	0,7166
2	950,58	0,0049	0,000024	73,5	0,0228	0,3602
1	950,58	0,0026	0,000007	43,141	0,0064	0,1122
				$\Sigma =$	0,1953	3,3440

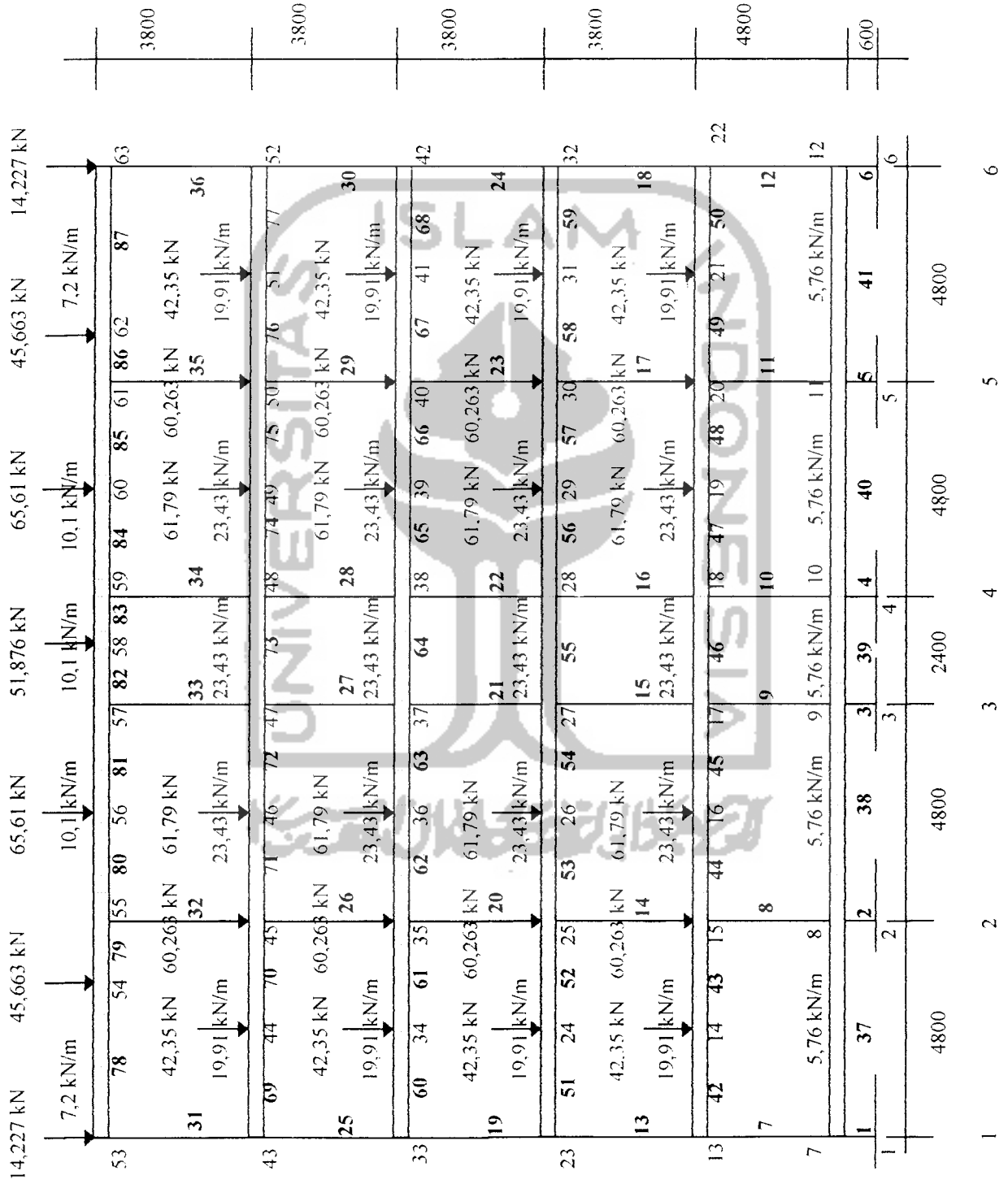
$$T = 6,3 \sqrt{(0,1953 / (9,81 \times 3,3440))}$$

$$= 0,49 \text{ detik}$$

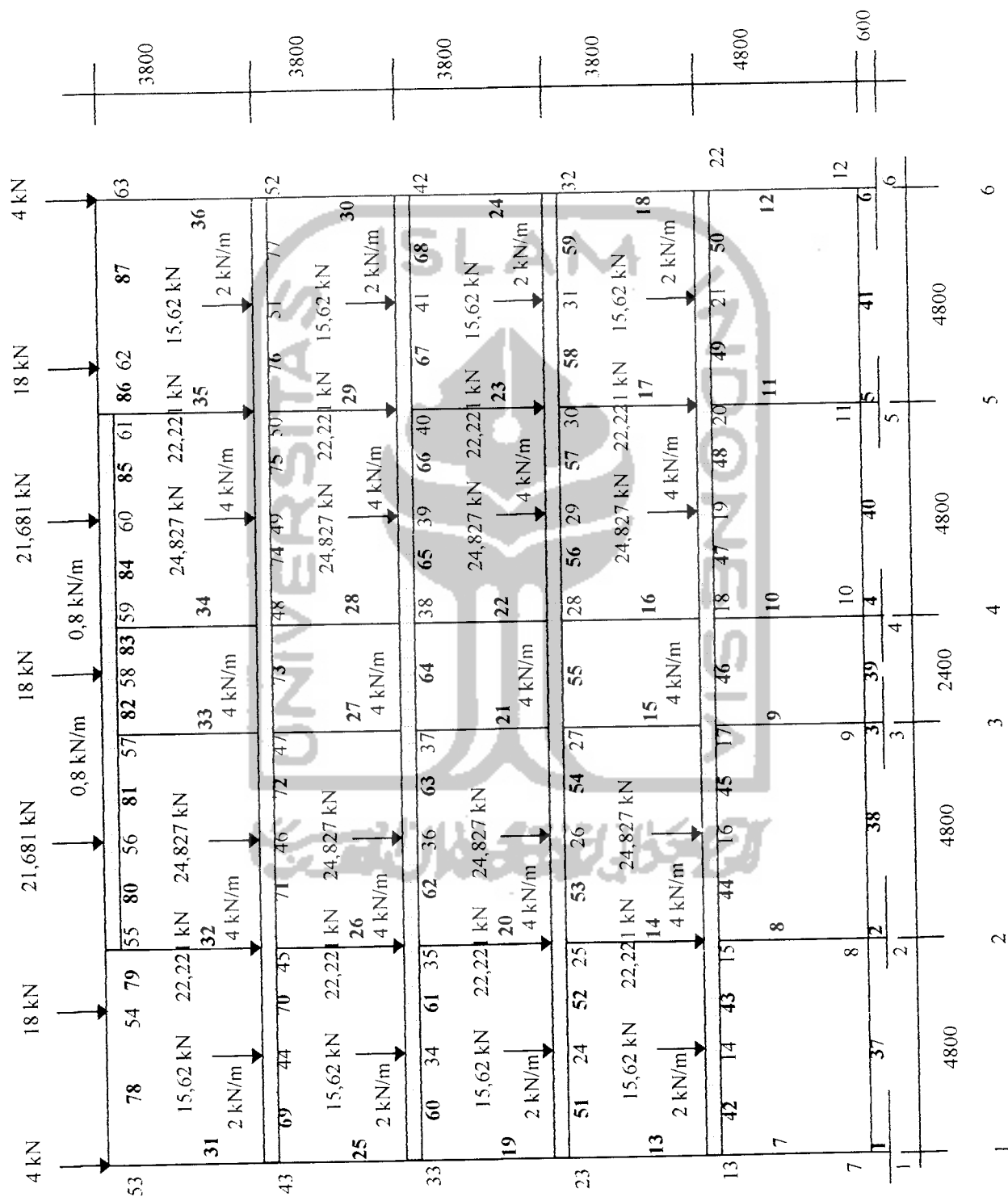
Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURDG'87 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T=0,49$ detik, diperoleh $C = 0,07$.

Karena koefisien gempa dasar C untuk perhitungan periode bangunan dengan cara empiris maupun cara *T* Rayleigh tetap, maka distribusi akhir gaya geser dasar horisontal akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung tetap.

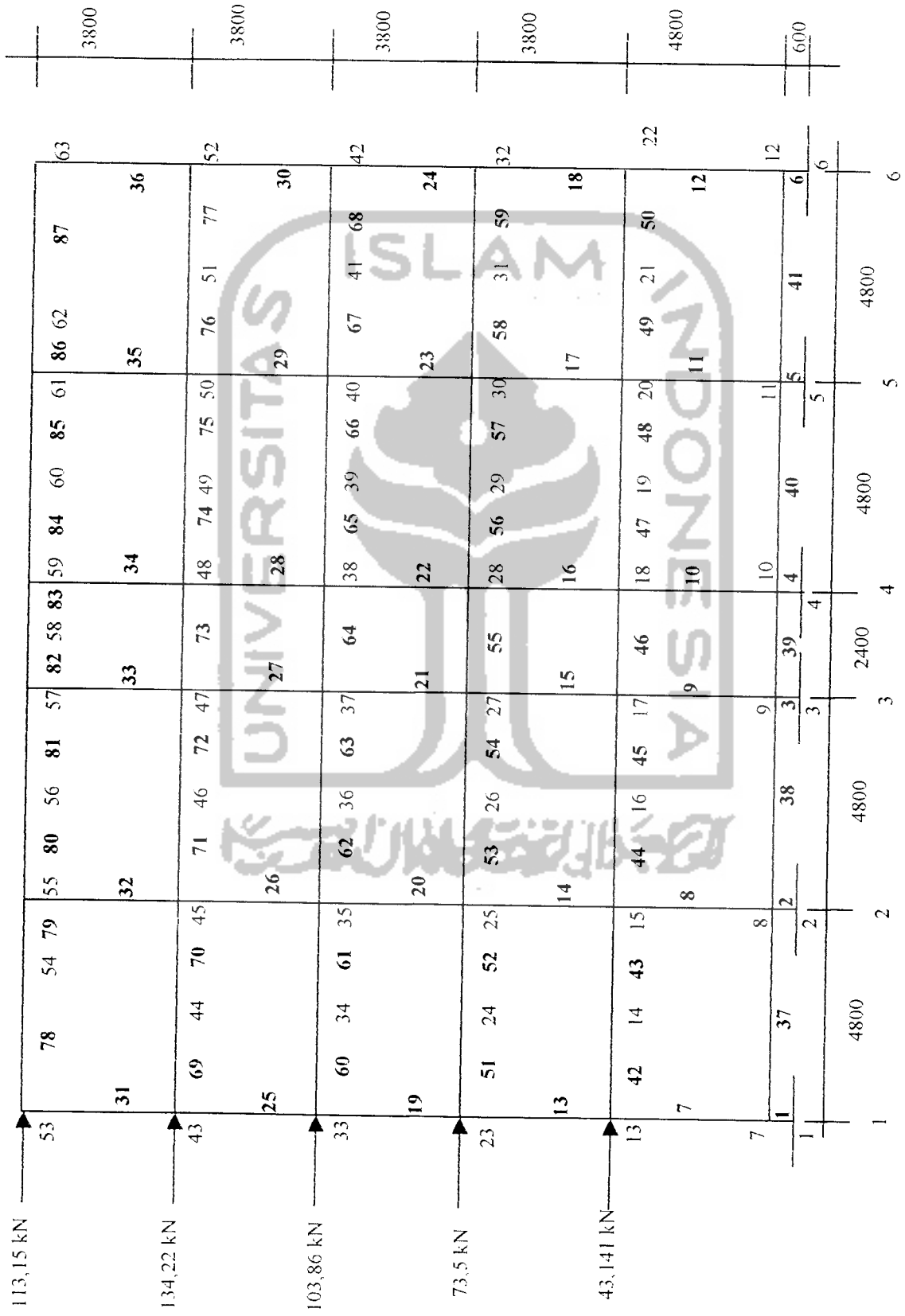
Beban gempa portal as B dan as E disajikan pada Gambar 6.18



Gambar 6.16. Beban mati pada Portal as B dan as E



Gambar 6.17. Beban hidup pada Portal as B dan as E



Gambar 6.18 Beban gempa pada Portal as B dan as E

6.1.6 Perhitungan Pembebanan PORTAL as C dan as D

A. Beban Mati

a. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 24 s/d 59)

- Plat : $2.2/3.1/2.2,4. 4,38 = 7,008 \text{ kN/m}$
- Balok : $(0,6.0,4+0,4.0,3).24 = 8,64 \text{ kN/m}$
- Tembok : $(3,8-0,7).2,5 = 7,75 \text{ kN/m} +$
 $qD = 23,398 \text{ kN/m}$

b. Beban mati terpusat lantai 1,2,3, dan 4

- PD 1: balok anak = $2.42,35 = 84,7 \text{ kN}$ (nodal: 10, 12, 15, 17, 20, 22, 25, 27, 40, 42, 45 ,dan 47)
- PD 2: balok anak = $2.60,263 = 120,53 \text{ kN}$ (nodal: 11, 16, 17, 21, 26, 31, 36, 41, dan 46)

Beban mati portal as C dan as D disajikan pada Gambar 6.19

B. Beban Hidup

a. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 24 s/d 59)

- Ruang kuliah : $qL = 2.2/3.1,2. 2,5. = 4 \text{ kN/m}$

b. Beban hidup terpusat lantai 1,2,3, dan 4

- PL 1 : balok anak = $2.15,62 = 31,24 \text{ kN}$ (nodal: 10, 12, 15, 17, 20, 22, 25, 27, 40, 42, 45 ,dan 47)
- PL 2 : balok anak = $2.22,221 = 44,442 \text{ kN}$ (nodal: 11, 16, 17, 21, 26, 31, 36, 41, dan 46)

Beban hidup portal as C dan as D disajikan pada Gambar 6.20

C. Beban gempa.

a. Beban Lantai 1,2,3, dan 4

$$W1=W2=W3=W4$$

Beban mati

- Plat : $2.2/3.1/2.2,4. 4,38 .21,6 = 151,373 \text{ kN}$
- Balok : $(0,6.0,4+0,4.0,3).24.21,6 = 186,624 \text{ kN}$
- Balok anak 4.PD 1 = $4.84,7 = 345,312 \text{ kN}$
- Balok anak 2.PD 2 = $2.120,53 = 249,392 \text{ kN}$
- Tembok : $(3,8-0,7).2,5.21,6 = 167,4 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} - \text{Kolom} : 0,7 \cdot 0,7 \cdot 3,8 \cdot 24 \cdot 4 &= 44,688 \text{ kN} + \\ &1144,769 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban hidup tereduksi lantai

$$- \text{Plat} = 0,5 \cdot 2,2 \cdot 3,1 \cdot 2,2 \cdot 4,2 \cdot 5,2 \cdot 1,6 = 43,2 \text{ kN}$$

$$- \text{Balok anak 4. PL 1} = 0,5 \cdot 4 \cdot 31,24 = 63,664 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} - \text{Balok anak 2. PL 2} &= 0,5 \cdot 2 \cdot 44,442 = 45,98 \text{ kN} + \\ &152,844 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Beban total lantai 4} = 1144,769 + 152,844 = 1297,613 \text{ kN}$$

b. $\text{Beban total } W_l = 4 \cdot 1297,613 = 5190,452 \text{ kN}$

c. Dengan rumus empiris diperoleh waktu getar alami (PPKURDG, 1987):

$$T = 0,06 \cdot H^{3/4} = 0,06 \cdot 20,6^{3/4} = 0,58 \text{ detik}$$

d. Berdasarkan grafik koefisien gempa dasar PPKGURG, 1987 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T = 0,58$ detik, diperoleh koefisien gempa dasar, $C = 0,07$.

e. Faktor keutamaan ruang kuliah $I = 1,5$, dan faktor jenis struktur rangka beton bertulang dengan daktilitas penuh $K = 1,0$ (PPKGURDG, 1987)

f. Gaya geser horisontal total akibat gempa (PPKURDG, 1987)

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_l = 0,07 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 5190,452 = 544,997 \text{ kN}$$

g. Distribusi gaya geser horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dihitung dengan rumus berikut ini (PPKGURDG, 1987)

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$$

Perhitungan distribusi gaya geser gempa disajikan pada tabel berikut ini

Tabel. 6.14 Distribusi gaya geser gempa PORTAL as C dan as D

Tingkat	h_i (m)	W_i (kN)	V (kN)	$W_i \cdot h_i$ (kN.m)	F_i (kN)
Atap	0	0	0	0	0
4	16,8	1297,613	544,997	21799,898	206,22
3	13	1297,613	544,997	16868,969	159,57
2	9,2	1297,613	544,997	11938,04	112,93
1	5,4	1297,613	544,997	7007,1102	66,283
	$\Sigma =$	5190,452		57614,017	545

i. Waktu getar struktur dengan cara T Rayleigh

Dengan program SAP, dapat dihitung besarnya simpangan (deformasi lateral total) akibat beban gempa. Waktu getar struktur yang sebenarnya dapat dihitung berdasarkan besar simpangan tadi dengan rumus T Rayleigh:

$$T = 6,3 \sqrt{\left(\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i} \right)}$$

Perhitungan waktu getar bangunan disajikan pada tabel berikut ini

Tabel 6.15 Waktu getar bangunan dengan cara T Rayleigh

Tingkat	W_i (kN)	d_i (m)	d_i^2 (m ²)	F_i (kN)	$W_i \cdot d_i^2$ (kN.m ²)	$F_i \cdot d_i$ (kN.m)
Atap	0	0	0	0	0	0
4	1297,613	0,0187	0,000350	206,22	0,4538	3,8563
3	1297,613	0,0156	0,000243	159,57	0,3158	2,4893
2	1297,613	0,0111	0,000123	112,93	0,1599	1,2535
1	1297,613	0,0057	0,000032	66,283	0,0422	0,3778
				$\Sigma =$	0,9716	7,9769

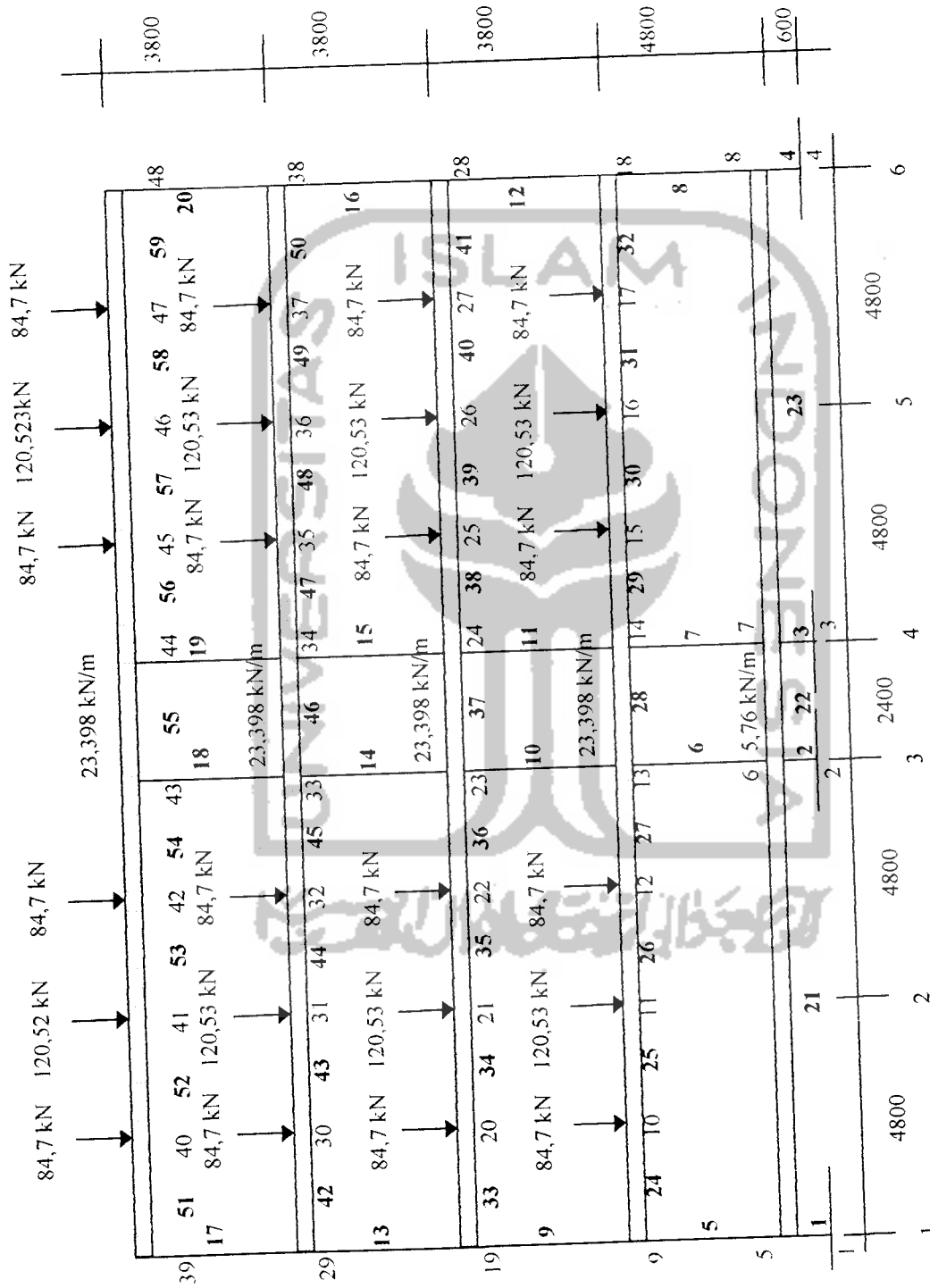
$$T = 6,3 \sqrt{(0,9716 / (9,81 \times 7,9769))}$$

$$= 0,7 \text{ detik}$$

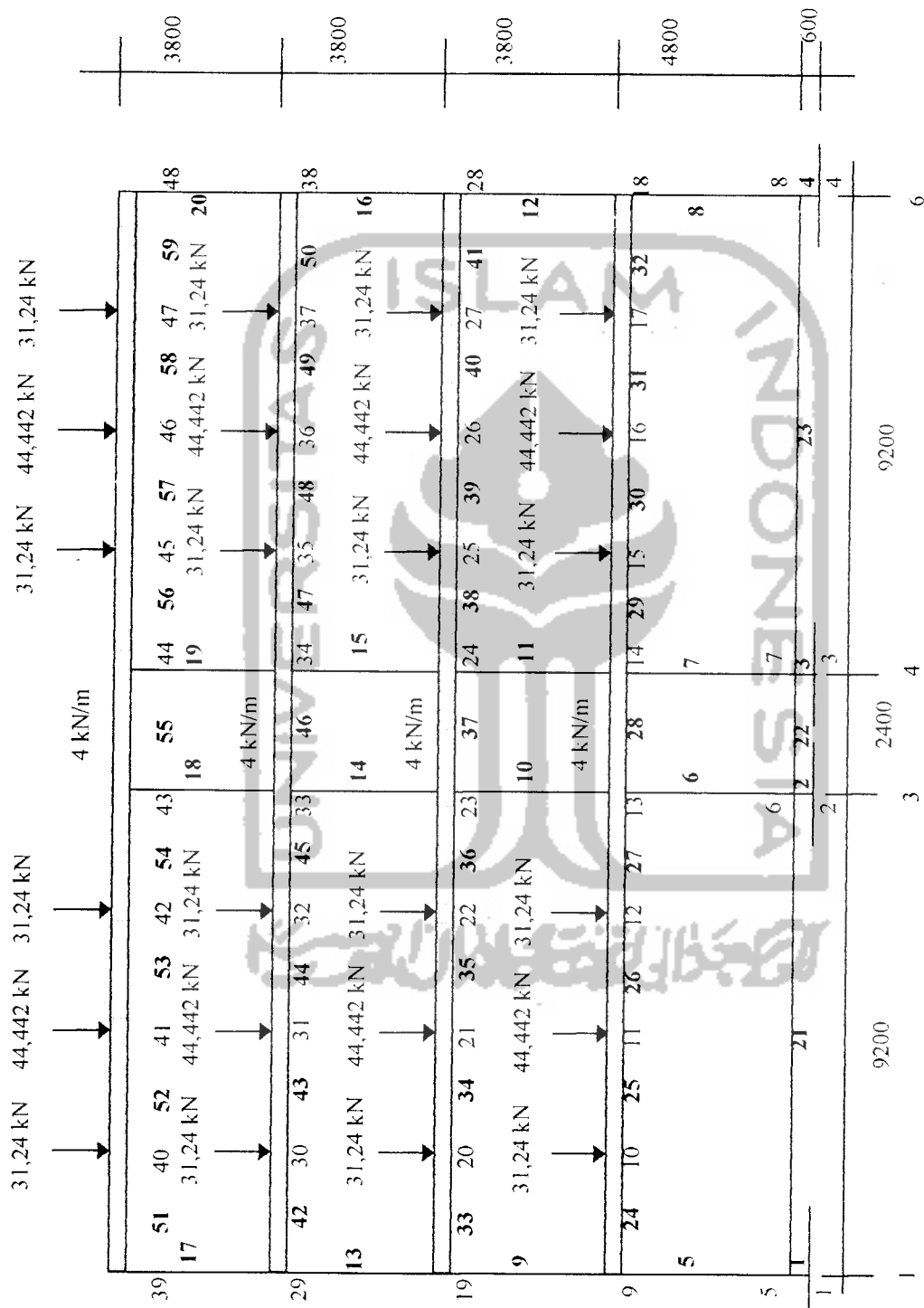
Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURDG'87 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T=0,7$ detik, diperoleh $C = 0,07$.

Karena koefisien gempa dasar C untuk perhitungan periode bangunan dengan cara empiris maupun cara T Rayleigh tetap, maka distribusi akhir gaya geser dasar horisontal akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung tetap.

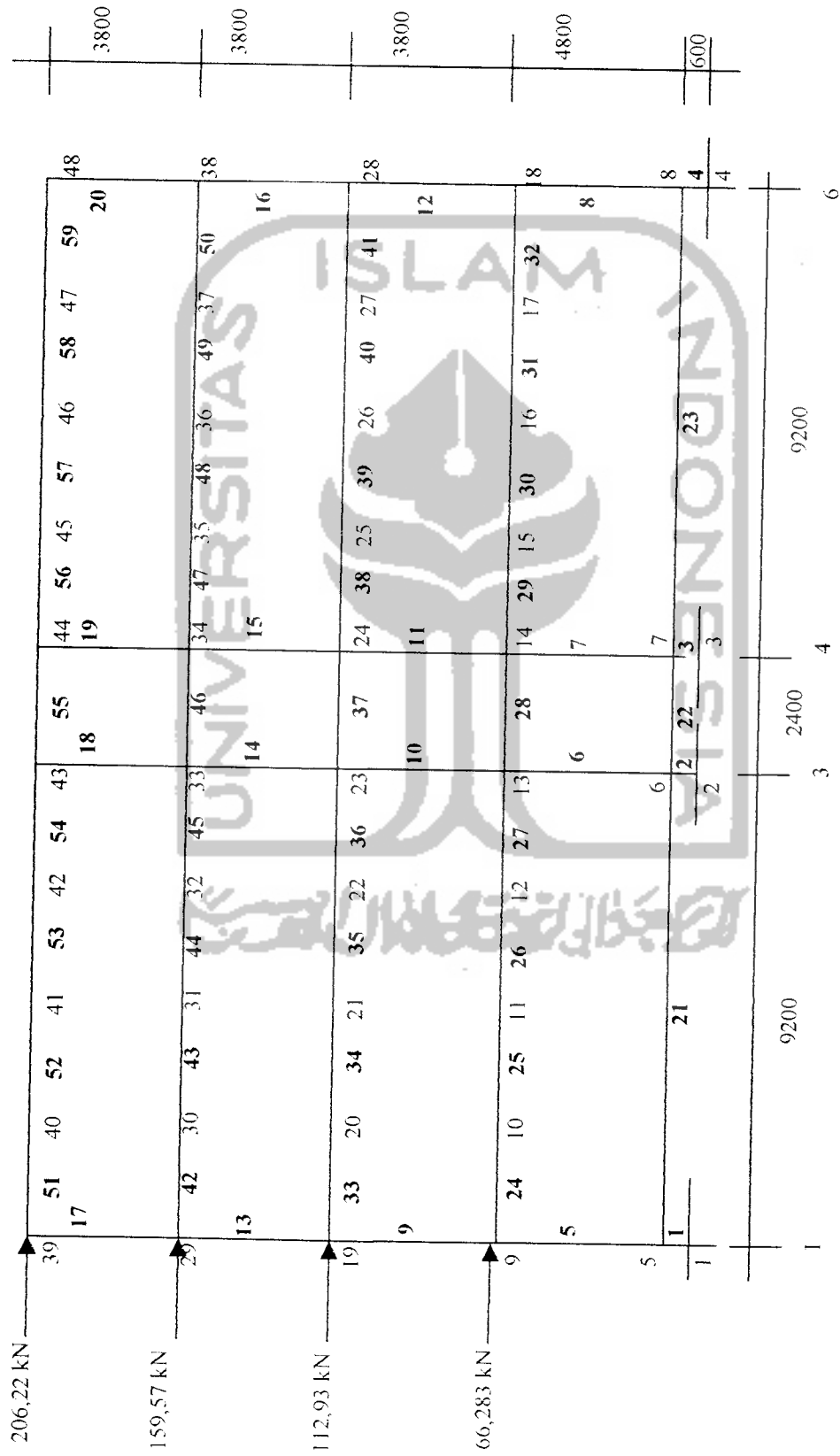
Beban gempa portal as C dan as D disajikan pada Gambar 6.21



Gambar 6.19 Beban mati pada Portal as C dan as D



Gambar 6.20 Beban hidup pada Portal as C dan as D



Gambar 6.21 Beban gempa pada Portal as C dan as D

6.1.7 Perhitungan pembebanan PORTAL as F

A. Beban Mati

- a. Beban mati merata atap (no. elemen: 44 s/d 48)
- Beban plat : $2.2/3.1,2.3,62 = 5,792 \text{ kN/m}$
 - Balok : $(0,2.0,7).24 = \underline{3,36 \text{ kN/m}}$ +
 $qD = 9,152 \text{ kN/m}$
- b. Beban mati terpusat atap (nodal: 30 dan 33)
- Balok anak : $2.16,564 = 33,128 \text{ kN}$
- c. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 28, 32, 36, dan 40)
- Plat : $2.0,813.1,8.4,4 = 12,819 \text{ kN/m}$
 - Balok : $(0,2.0,7).24 = 3,36 \text{ kN/m}$
 - Tembok : $(3,8-0,7).2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}}$ +
 $qD = 23,929 \text{ kN/m}$
- d. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 29, 33, 37, dan 41)
- Plat : $2.2/3.1/2.2,4.4,38 = 7,008 \text{ kN/m}$
 - Balok : $(0,2.0,7).24 = 3,36 \text{ kN/m}$
 - Tembok : $(3,8-0,7).2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}}$ +
 $qD = 18,118 \text{ kN/m}$
- e. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 30,31,34,35,38,39,42,dan 43)
- Plat : $2/3.1/2.2,4.4,38 = 3,504 \text{ kN/m}$
 - Balok : $(0,2.0,7).24 = 3,36 \text{ kN/m}$
 - Tembok : $(3,8-0,7).2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}}$ +
 $qD = 14,614 \text{ kN/m}$
- f. Beban mati terpusat lantai 1,2,3 dan 4 (nodal: 12, 17, 22, dan 27)
- Balok lantai : 19,435 kN
- g. Beban mati sloof (no. elemen: 25 s/d 27)
- Berat sloof: $qD = 0,4.0,6.24 = 5,76 \text{ kN/m}$
- Beban mati portal as F disajikan pada Gambar 6.22
- #### B. Beban Hidup
- a. Beban hidup merata atap (no. elemen: 44 s/d 48)
- Pekerja atap : $qL = 2.2/3.1,2.1 = 1,6 \text{ kN/m}$

- b. Beban hidup terpusat atap (nodal: 30 dan 33)
 - Balok anak : $2.3,681 = 7,362 \text{ kN}$
- c. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no.elemen: 28, 32, 36, dan 40)
 - Ruang kuliah : $qL = 2.0,813.1,8.2,5 = 7,312 \text{ kN/m}$
- d. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no.elemen: 29, 33, 37, dan 41)
 - Ruang kuliah : $qL = 2.2/3.1/2.2,4.2,5 = 4 \text{ kN/m}$
- e. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no.elemen: 30, 31, 34, 35, 38, 39, 42, dan 43)
 - Ruang kuliah : $qL = 2/3.1/2.2,4.2,5 = 2 \text{ kN/m}$
- f. Beban hidup terpusat lantai 1,2,3 dan 4 (nodal: 12, 17, 22, dan 27)
 - Balok anak : $9,207 \text{ kN}$

Beban hidup portal as F disajikan pada Gambar 6.23

C. Beban gempa

a. Beban Atap

Beban mati

- Beban plat : $2.2/3.1/2.4,38.2,4.12 = 84,096 \text{ kN}$
- Balok : $(0,2.0,7).24.12 = 40,32 \text{ kN}$
- Balok anak : $2.33,128 = 72,062 \text{ kN}$
- Kolom : $0,25.0,7.24.3,8.4 = 63,84 \text{ kN} +$
 $188,256 \text{ kN}$

Beban hidup tereduksi

Pekerja atap : $0,5.2.2/3.1/2.1.2,4.12 = 9,6 \text{ kN}$

Balok anak : $0,5.2.7,362 = 3,067 \text{ kN} +$
 $12,667 \text{ kN}$

Beban total atap = $188,256 + 12,667 = 200,923 \text{ kN}$

b. Beban Lantai 4

Beban mati lantai 1,2,3, dan 4

- Plat as (2-3): $2.0,813.1,8.4,38.4,8 = 61,533 \text{ kN}$
- Plat as (3-4): $2.2/3.1/2.4,38.2,4.2,4 = 16,819 \text{ kN}$
- Plat as (4-5): $2/3.1/2.4,38.2,4.4,8 = 16,819 \text{ kN}$
- Balok : $(0,2.0,7).24.12 = 40,32 \text{ kN}$

- Balok anak : 19,435 = 19,435 kN
- Tembok : (3,8-0,7).2,5.12 = 93 kN
- Kolom : 0,25.0,7.24.3,8.4 = 63,84kN +
312,677 kN

Beban hidup tereduksi lantai 1,2,3, dan 4

- Plat as (2-3): 0,5.2.0,813.1,8.2,5.4,8 = 17,561 kN
- Plat as (3-4): 0,5.2.2/3.1/2.2,4.2,5.2,4 = 4,8 kN
- Plat as (4-5): 0,5.2/3.1/2.2,4.2,5.4,8 = 4,8 kN
- Balok anak : 0,5.9,207 = 4,604 kN +
30,994 kN

Beban total lantai 4 = 312,677 + 30,994 = 343,671 kN

- c. Beban total $W_t = 200,923 + 4.343,671 = 1575,607$ kN
- d. Dengan rumus empiris diperoleh waktu getar alami (PPKURDG,1987):
 $T = 0,06.H^{3/4} = 0,06.20,6^{3/4} = 0,58$ detik
- e. Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURG,1987 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T = 0,58$ detik, diperoleh koefisien gempa dasar, $C = 0,07$.
- f. Faktor keutamaan ruang kuliah $I = 1,5$, dan faktor jenis struktur rangka beton bertulang dengan daktilitas penuh $K = 1,0$ (PPKGURG,1987)
- g. Gaya geser horisontal total akibat gempa (PPKURDG,1987)
 $V = C.I.K.W_t = 0,07.1,5.1,0.1575,607 = 165,439$ kN
- h. Distribusi gaya geser horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dihitung dengan rumus berikut ini. (PPKURDG,1987)

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \cdot V$$

Perhitungan distribusi gaya geser gempa disajikan pada tabel berikut ini

Tabel 6.16 Distribusi gaya geser gempa PORTAL as F

Tingkat	h_i (m)	W_i (kN)	V (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	F_i (kN)
Atap	20,6	200,923	165,439	4139,0138	35,03
4	16,8	343,671	165,439	5773,6728	49,242
3	13	343,671	165,439	4467,723	38,104
2	9,2	343,671	165,439	3161,7732	26,966
1	5,4	343,671	165,439	1855,8234	15,828
	$\Sigma =$	1575,607		19398,006	130,14

i. Waktu getar struktur dengan cara T Rayleigh

Dengan program SAP, dapat dihitung besarnya simpangan (deformasi lateral total) akibat beban gempa. Waktu getar struktur yang sebenarnya dapat dihitung berdasarkan besar simpangan tadi dengan rumus T Rayleigh. (PPKURDG,1987)

$$T = 6,3 \sqrt{\left(\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i} \right)}$$

Perhitungan waktu getar bangunan disajikan pada tabel berikut ini

Tabel 6.17 Waktu getar bangunan dengan cara T Rayleigh

Tingkat	W_i (kN)	d_i (m)	d_i^2 (m ²)	F_i (kN)	$W_i \cdot d_i^2$ (kN.m ²)	$F_i \cdot d_i$ (kN.m)
Atap	200,923	0,0144	0,000207	35,03	0,0417	0,5044
4	343,671	0,013	0,000169	49,242	0,0581	0,6401
3	343,671	0,0106	0,000112	38,104	0,0386	0,4039
2	343,671	0,0073	0,000053	26,966	0,0183	0,1969
1	343,671	0,0035	0,000012	15,828	0,0042	0,0554
				$\Sigma =$	0,1609	1,8007

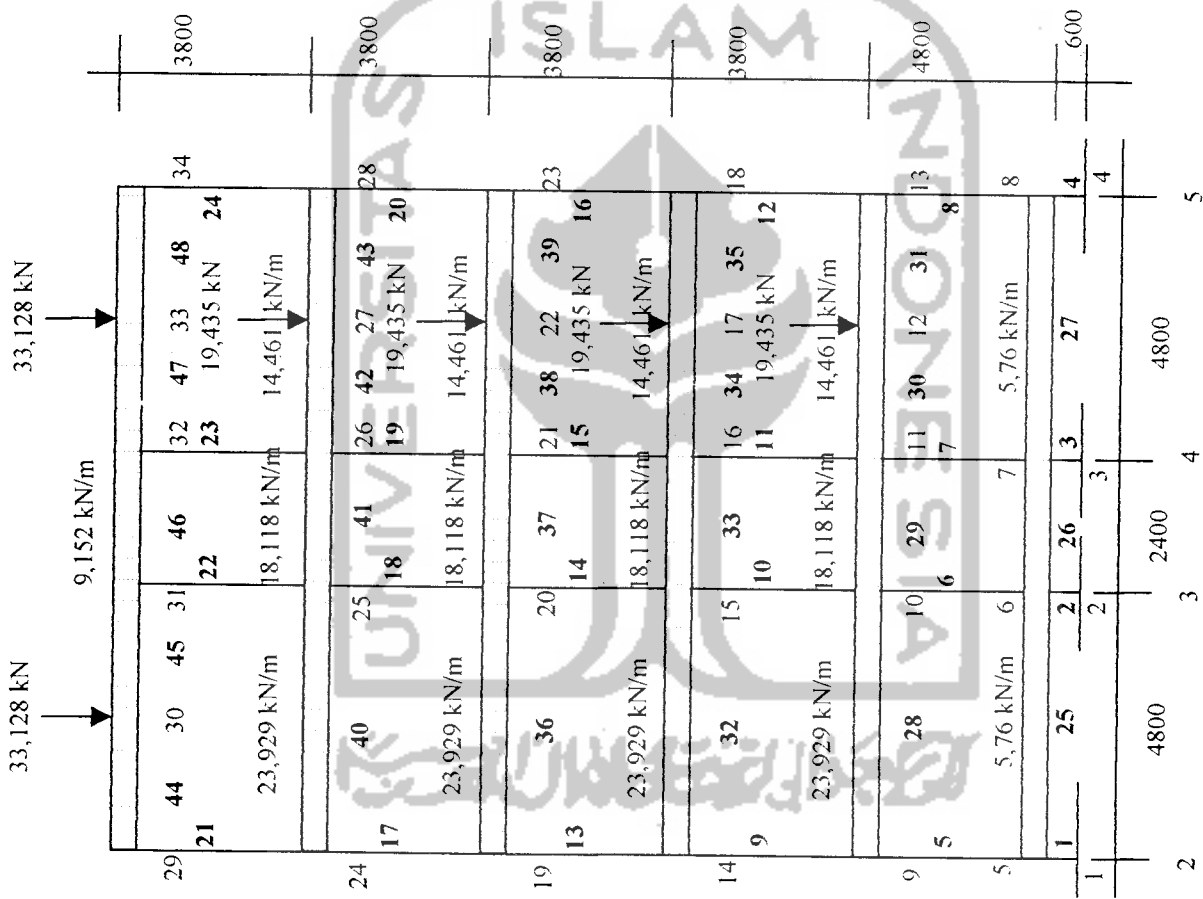
$$T = 6,3 \sqrt{(0,1609 / (9,81 \times 1,8007))}$$

$$= 0,6 \text{ detik}$$

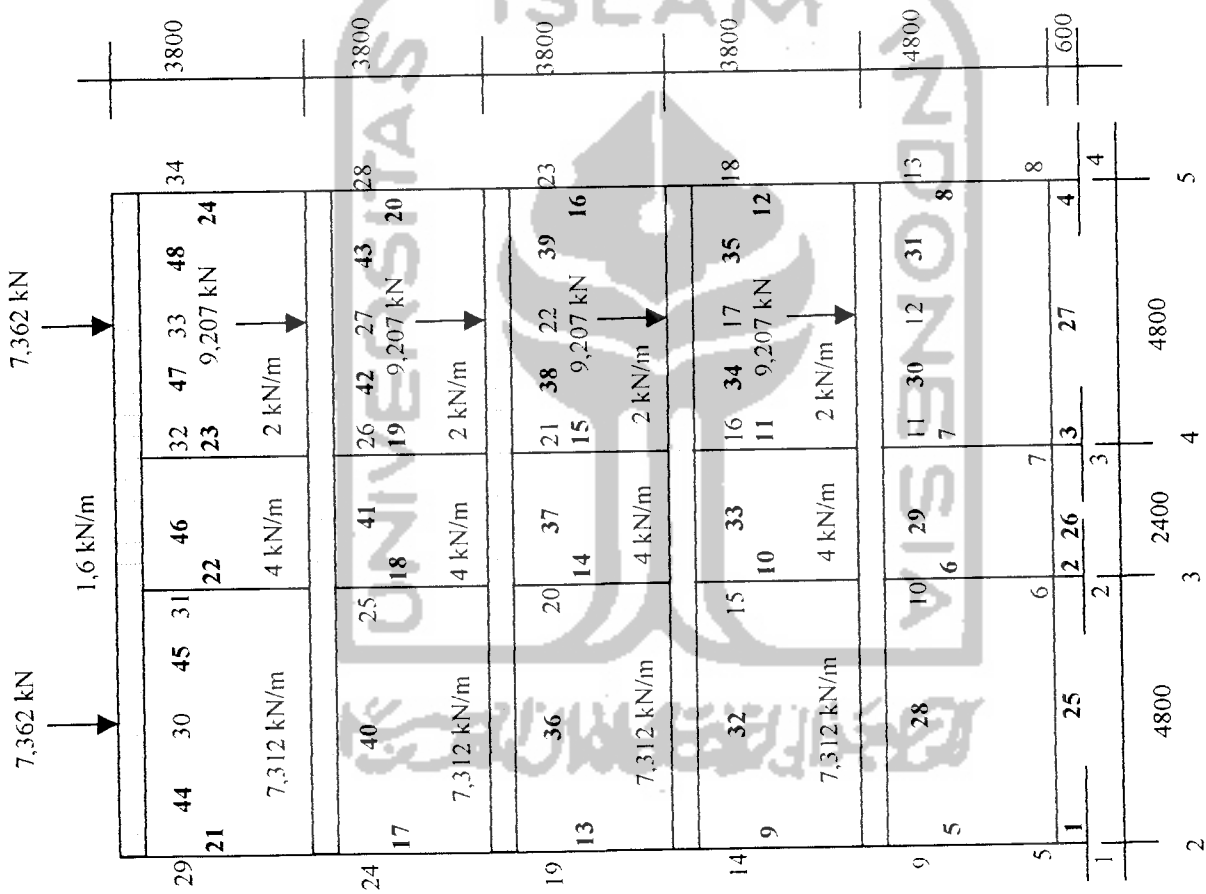
Berdasar grafik koefisien gempa dasar PPKGURDG'87 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T=0,6$ detik, diperoleh $C = 0,07$.

Karena koefisien gempa dasar C untuk perhitungan periode bangunan dengan cara empiris maupun cara T Rayleigh tetap, maka distribusi akhir gaya geser dasar horisontal akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung tetap.

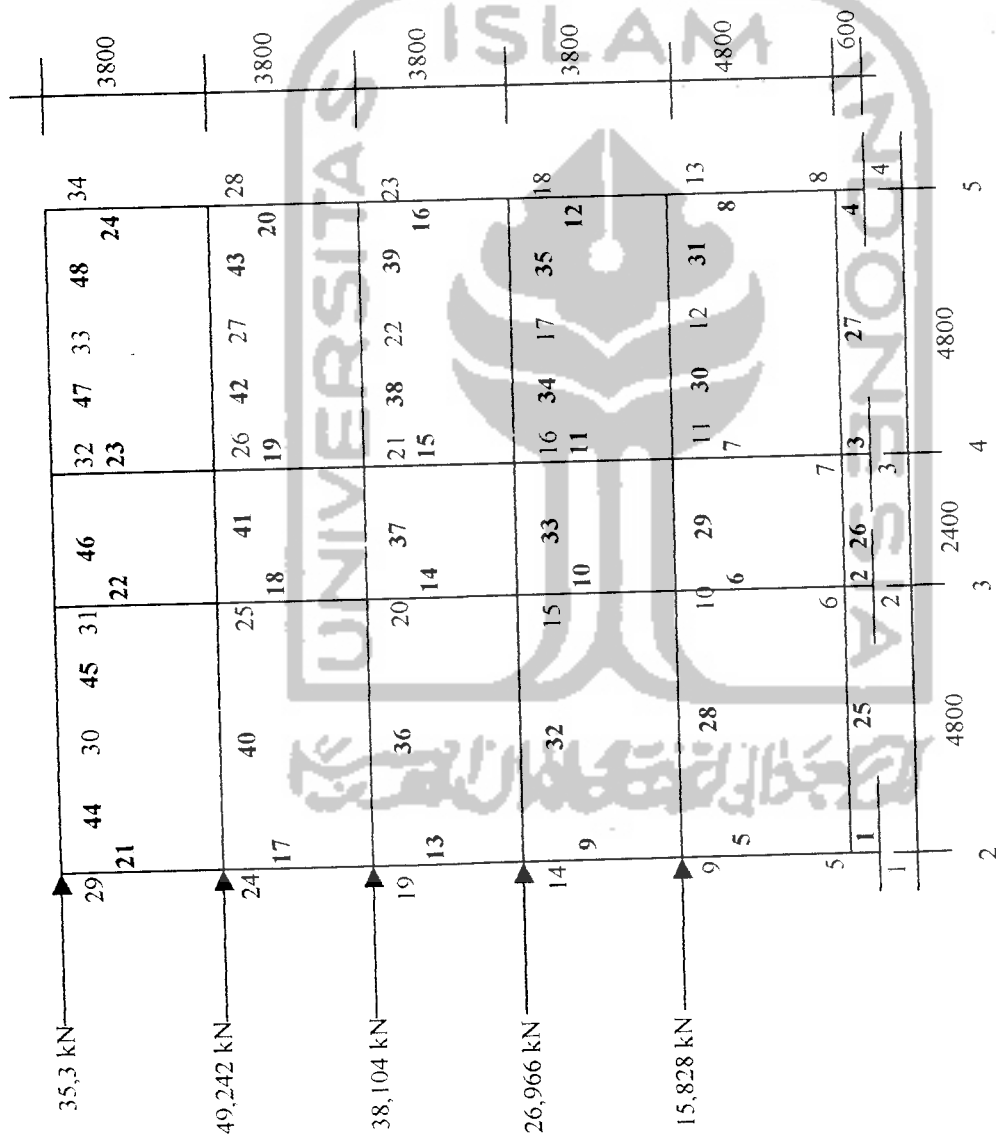
Beban gempa portal as F disajikan pada Gambar 6.24



Gambar 6.22 Beban mati pada Portal as F



Gambar 6.23 Beban hidup pada Portal as F



Gambar 6.24 Beban gempa pada Portal as F