

# ANALISA DESAIN STRUKTUR DAN PONDASI MENARA PEMANCAR TIPE “SELF SUPPORTING TOWER” DI KOTA PALEMBANG

Sheilla Fadila

Mahasiswa Jurusan Teknik Sipil, Universitas Sriwijaya  
Jl. Srijaya Negara Bukit Besar, Palembang, 30139, Sumatera Selatan  
Email: [sheillafadila@yahoo.com](mailto:sheillafadila@yahoo.com)

## ABSTRAK

*Perkembangan teknologi dan komunikasi di Indonesia memacu peningkatan pembangunan menara pemancar di Indonesia. Tujuan penelitian ini adalah untuk menganalisa dan mendesain struktur atas dan pondasi menara pemancar tipe “self supporting tower” di kota Palembang. Menara dirancang untuk dibangun di kota Palembang, sehingga perencanaan beban angin dan data tanah diambil dari salah satu lokasi di Palembang. Menara didesain setinggi 72 meter, dengan tipe profil baja yang digunakan yaitu Circular Hollow Section, dan Equal Angles. Beban angin dirancang untuk probabilitas 0,02 atau periode ulang 50 tahunan dengan sudut datang arah angin  $0^0$ ,  $60^0$ , dan  $90^0$ . Pondasi yang dipilih untuk menara pemancar ini adalah bored pile berdiameter 500 mm dan kedalamannya 14 meter, pile cap yang digunakan adalah pile cap dengan 2 tiang. Hasil penelitian ini menunjukkan bahwa kecepatan angin periode ulang 50 tahun di kota Palembang lebih kecil daripada yang disyaratkan oleh EIA/TIA-222-F-1996, dan perencanaan pondasi harus dikontrol terhadap gaya uplift oleh yang diakibatkan oleh menara pemancar.*

**Kata Kunci :** *Self Supporting Tower, EIA/TIA-222-F, Bored Pile, Uplift.*

## 1. PENDAHULUAN

### 1.1. Latar Belakang

Perkembangan teknologi komunikasi di Indonesia terus mengalami perkembangan yang cukup pesat. Perkembangan ini memacu peningkatan pembangunan menara pemancar yang merupakan perangkat penting dalam teknologi komunikasi dan informasi. Dengan adanya menara tersebut, memungkinkan terjadinya proses komunikasi, maupun pertukaran informasi. Perihal ini dikarenakan menara pemancar merupakan media atau alat untuk menerima dan memancarkan gelombang.

Dalam perencanaan konstruksi menara, ada beberapa faktor yang harus diperhitungkan. Faktor-faktor ini akan memengaruhi jumlah dan mutu bahan yang dipakai. Salah satu faktor yang vital untuk diperhitungkan adalah pembebanan yang terjadi pada struktur atas menara, seperti beban angin, dan juga perencanaan pondasi sesuai dengan keadaan tanah pada wilayah dimana menara ini akan dibangun.

### 1.2. Rumusan Masalah

Terjadi beberapa kasus menara pemancar yang roboh di Indonesia, terutama menara yang kualitas konstruksinya tidak dijaga. Beberapa contoh kasus adalah menara pemancar milik TV7 Jakarta, yang rubuh setelah terjadi hujan deras dan angin kencang di daerah sekitar menara, dan menara TV Pemerintah Kabupaten Bogor yang roboh dikarenakan keadaan struktur menara yang telah mengalami kelelahan. Dengan kondisi demikian, bagaimana mendesain struktur atas dan bawah menara pemancar yang aman dan efisien berdasarkan beban mati, beban hidup, dan

beban angin rencana menggunakan standar EIA/TIA-222-F-1996?

### 1.3. Maksud dan Tujuan Penulisan

Tujuan dari penulisan laporan ini adalah:

- 1) Menganalisa perhitungan struktur atas dan struktur bawah menara,
- 2) Merencanakan sambungan dan dimensi pondasi menara pemancar tipe “self supporting tower” di kota Palembang.

### 1.4. Ruang Lingkup Penulisan

Ruang lingkup penelitian pada penulisan tugas akhir ini adalah menganalisa menara pemancar tipe “self supporting tower” mengacu pada standar ANSI/TIA-222-F-1996 dan metode ASD untuk pondasi menggunakan program SAP2000 v.14, sehingga hasil *output* yang didapatkan dapat diolah untuk merencanakan jumlah baut angkur pada struktur atas menara, serta merencanakan pondasi sesuai dengan data tanah serta gaya dan momen yang terjadi pada kaki menara.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1. Struktur Baja dan Menara

Baja merupakan material yang sudah umum digunakan dalam dunia konstruksi. Tujuan utamanya adalah untuk membentuk rangka bangunan maupun untuk mengikat komponen-komponen struktur lainnya. Konstruksi baja memiliki banyak keuntungan dibandingkan dengan material struktur bangunan lainnya seperti beton, kayu, maupun material terbaru yaitu komposit. (Gary S. Berman.).

Salah satu bangunan yang menggunakan struktur baja adalah menara pemancar. Menara pemancar yang digunakan secara umum dapat digolongkan ke dalam tiga tipe, yaitu :

- 1) *Self-Supporting Tower*, adalah menara yang memiliki pola batang yang disusun dan disambung sehingga membentuk rangka yang berdiri sendiri tanpa adanya sokongan lainnya.
- 2) *Guyed Tower*, adalah jenis menara yang disokong dengan kabel-kabel yang diangkurkan pada landasan tanah, menara ini disusun atas pola batang sama halnya dengan *self-supporting tower*, akan tetapi jenis *guyed tower* memiliki dimensi batang yang lebih kecil.
- 3) *Monopole*, adalah jenis menara yang hanya terdiri dari satu batang atau satu tiang yang didirikan langsung ke dalam tanah. Dari penampang menara tipe *monopole* ini dibagi menjadi dua jenis yaitu *Circular-pole* dan *Tapered-pole*

## 2.2. Pembebanan

Dalam pembebanan menara ada 3 jenis beban yang diperhitungkan yaitu beban mati, beban hidup dan beban angin. Beban mati terdiri dari berat sendiri menara, berat antenna, berat tangga dan bordes. Beban sendiri menara adalah berat yang tergantung dari jenis profil yang digunakan dalam perencanaan struktur menara tersebut. Berat ini secara otomatis akan dihitung sendiri dalam program bantu SAP2000. Beban mati tambahan pada menara berupa tangga dan beban antenna.

Beban hidup yang diperhitungkan adalah beban orang yang bekerja baik yang terletak pada tangga dan bordes. Beban hidup untuk tangga menara harus mampu menahan 2 beban *250 pounds* (110 kg) (EIA/TIA).

Beban Angin, perencanaan beban angin pada menara ini diolah menjadi kecepatan angin periode ulang 50 tahunan, data angin diambil dari Kantor BMKG wilayah Palembang. Menurut EIA/TIA-222-F-1996, beban angin dihitung terhadap dua kategori; yaitu angin yang menerpa struktur dan angin yang menerpa antenna.

- 1) Beban Angin pada Struktur Menara  
Perhitungan beban angin pada menara menurut standar EIA/TIA-222-F adalah:

$$F = qz \times Gh \times (Cf \times Ae + \sum (Ca \times Aa)) \quad (1)$$

$$F \leq 2qz \times GH \times Ag \quad (2)$$

Keterangan:

F = gaya angin horizontal (tegak lurus panel) (N)

qz = tekanan kecepatan (Pa)

$$qz = 0.613 \times Kz \times V^2 \quad (3)$$

G<sub>H</sub> = gust response factor (m)

$$Gh = 0.65 + \frac{0.60}{(h/10)^{1/7}} \quad h \text{ dalam meter} \quad (4)$$

C<sub>F</sub> = koefisien gaya pada struktur, untuk menara *triangular*

$$Cf = 3,4 e^2 - 4,7 e + 3,4 \quad (5)$$

A<sub>E</sub> = luas proyeksi efektif pada satu muka (m<sup>2</sup>)

$$Ae = Df \times Af + Dr \times Ar \times Rr \quad (6)$$

A<sub>G</sub> = luas kotor dari satu panel jika penampangnya *solid*, (m<sup>2</sup>)

A<sub>F</sub> = luasan terproyeksi dari komponen bundar struktur pada panel (m<sup>2</sup>)

A<sub>A</sub> = luasan terproyeksi dari komponen linear pada panel (m<sup>2</sup>)

A<sub>R</sub> = luas terproyeksi dari komponen struktural pada satu muka dari penampang, (m<sup>2</sup>)

V = kecepatan dasar angin, (m/s)

h = tinggi total struktur, (m)

Kz = koefisien keterbukaan struktur

$$Kz = (h/10)^{2/7} \quad h \text{ dalam meter} \quad (7)$$

$$1.00 \leq Kz \leq 2.58$$

e = rasio kepadatan

R<sub>R</sub> = faktor reduksi untuk komponen struktural bundar

$$Rr = 0.51xe^2 + 0.57 \quad \text{Ket: } Rr \leq 1.0 \quad (8)$$

D<sub>F</sub>, D<sub>R</sub> = faktor arah angin komponen datar, lingkaran

C<sub>A</sub> = koefisien gaya *appurtenance* linear

- 2) Beban Angin pada Antena  
Perhitungan beban angin pada antenna parabolik menurut EIA/TIA-222-F adalah sebagai berikut:

$$Fa = Ca \times A \times Kz \times Gh \times v^2 \quad (9)$$

$$Fs = Cs \times A \times Kz \times Gh \times v^2 \quad (1)$$

0)

$$M = Cm \times A \times D \times Kz \times Gh \times v^2 \quad (1)$$

1)

Keterangan:

Fa = Gaya aksial, (lb)

Fs = Gaya samping, (lb)

M = Momen Puntir, (ft-lb)

Ca = Koefisien gaya aksial sejajar antenna

Cm = Koefisien beban angin untuk gaya momenik

Cs = Koefisien gaya aksial tegak lurus antenna

V = kecepatan angin, (mph)

A = luas terproyeksi normal dari antenna, (ft<sup>2</sup>)

D = diameter antenna, (ft)

Kz = koefisien keterbukaan struktur

$$Kz = (h/33)^{2/7} \quad \text{dalam ft}$$

$$(12)$$

## 2.3. Pondasi

Pondasi adalah suatu bagian dari konstruksi bangunan yang bertugas meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas (*upper structure/super structure*) ke dasar tanah yang cukup kuat untuk mendukungnya (Ir, Rudy Gunawan, 1991).

### 2.4.1. Kapasitas Dukung Satu Tiang

Dalam perhitungan daya dukung pondasi Tiang pancang terdapat tiga metode dan rumusan, yaitu rumus statis analitis, rumus statis empiris, dan metode tes pembebanan (*loading test*). Untuk metode

dengan rumus statis empiris berupa hasil sondir dan N-SPT, dan metode statis analitis.

#### 2.4.2. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

1) Jarak antara tiang dalam kelompok

$$S > 2,5 D \quad \text{atau} \quad S > 3,0 D$$

2) Efisiensi kelompok tiang

$$\eta = 1 - \theta \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \quad (4)$$

0)

Keterangan:

m = jumlah baris tiang

n = jumlah tiang dalam satu baris

$\theta$  = arc tan (d/s) dalam derajat

s = jarak antar tiang (as ke as)

d = diameter tiang

Daya dukung tiang individu dalam kelompok adalah :

$$Q_{all \text{ group}} = Q_{all} \times \eta \times n \quad (4)$$

1)

Keterangan:

Qg = Daya dukung kelompok tiang

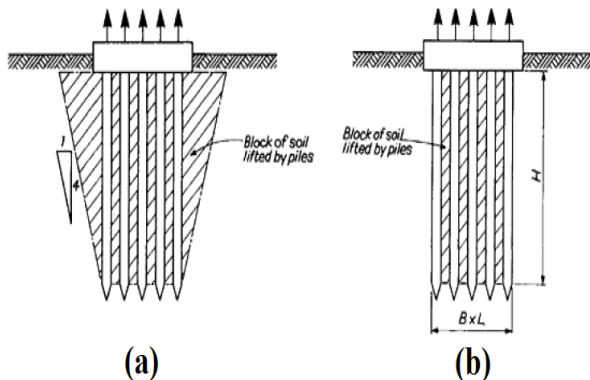
Q<sub>all</sub> = Daya dukung izin tunggal dalam kelompok

$\eta$  = Faktor efisiensi

n = Jumlah tiang dalam satu baris

#### 2.4.3. Tahanan Uplift pada Friction Piles

Tahanan gesek pada *friction piles* dapat diterapkan untuk beban *uplift*, dapat dihitung dengan cara yang sama. Namun untuk beban siklik pada tahanan gesek dipengaruhi oleh beban dan derajat degradasi dari partikel tanah dengan dinding tiang. (M.J. Tomlinson, 1977).



Gambar 7 (a) Gaya *uplift* kelompok tiang pada tanah non-kohefif (b) Gaya *uplift* kelompok tiang pada tanah kohefif.

Perhitungan tahanan *uplift* diberikan dalam persamaan berikut:

$$Q_u = (2LH + 2BH) * C_u + W \quad (4)$$

2)

Keterangan:

Q<sub>u</sub> = Tahanan *uplift* ultimit kelompok tiang

L, B = Panjang dan lebar kelompok tiang

H = Kedalaman tiang dibawah *pile cap*

C<sub>u</sub> = Undrained cohesion

W = Berat total dari blok tanah tertutup.

#### 2.4.4. Reaksi Pondasi Tiang

Untuk perancangan pondasi perencanaan reaksi pondasi tiang pancang yang dilakukan rumus sebagai berikut:

1) Beban P kolom menggunakan kombinasi beban DL+LL:

$$V_1 = \frac{P_{kolom} + \text{berat pilecap}}{\text{jumlah tiang}} \pm \frac{M_y.x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x.y}{\sum y^2} \quad (43)$$

Dengan syarat:  $V < Q_{izin}$

$$V_{grup} = V_1 + V_2 + V_3 + \dots + V_n \quad (4)$$

4)

Dengan Syarat :  $V_{grup} < Q_{izin \text{ grup}}$

2) Beban P Kolom dengan menggunakan kombinasi beban darurat:

$$V_1 = \frac{P_{darurat} + \text{berat pilecap}}{\text{jumlah tiang}} \pm \frac{M_y.x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x.y}{\sum y^2} \quad (45)$$

Dengan syarat:  $V < 1,5 Q_{izin}$

$$V_{grup} = V_1 + V_2 + V_3 + \dots + V_n \quad (4)$$

6)

Dengan Syarat :  $V_{grup} < 1,5 Q_{izin \text{ grup}}$

#### 2.5.5. Pile Cap

Pada perhitungan *pile cap* yang akan di bahas adalah mengenai perhitungan pembebanan pada kolom dan perhitungan rencana tulangan *pile*. Analisa struktur pada menara akan dilakukan menggunakan program SAP2000. Dari hasil analisa akan didapatkan gaya yang bekerja pada kaki kolom yang disalurkan pada *pile cap*.

$$\text{Tegangan Geser Izin} (\tau_{izin}) = \phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \quad (47)$$

$$\text{Panjang Area Geser} (s_v) = s + (h - h_b) \quad (48)$$

$$\text{Luas Area Geser} (A_v) = 4 s_v (h - h_b) \quad (49)$$

Maka,

$$\text{Tegangan Geser} (\tau_{bpu}) = P_{max} / A_v \quad (50)$$

Syarat :  $(\tau_{bpu}) \leq \tau_{izin}$

Keterangan:

P<sub>max</sub> = Beban yang terjadi pada kaki kolom

S = Diameter tiang pancang atau diameter kolom

H = Tinggi *pile cap*

H<sub>b</sub> = Tinggi efektif *pile cap*

$S_v$  = Panjang area geser  
 $A_v$  = Luas area geser

Pada perencanaan *pile cap* di ambil momen maksimum sebagai nilai  $M_u$ .

$$d = h - (h \text{ selimutbeton} + \frac{1}{2} \phi \text{ tulangan utama})$$

1)

Momen maksimum digunakan untuk mencari k

$$Rn = \frac{Mu}{\phi.b.d^2}$$

3)

$$m = \frac{fy}{0,85 f'c}$$

4)

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right)$$

5)

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy}$$

6)

Untuk efisiensi tulangan maka :

$$\rho_{min} \times 25\%$$

7)

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{min}$$

Kemudian dicari luas tulangan dengan rumus

$$As = \rho \times b \times d$$

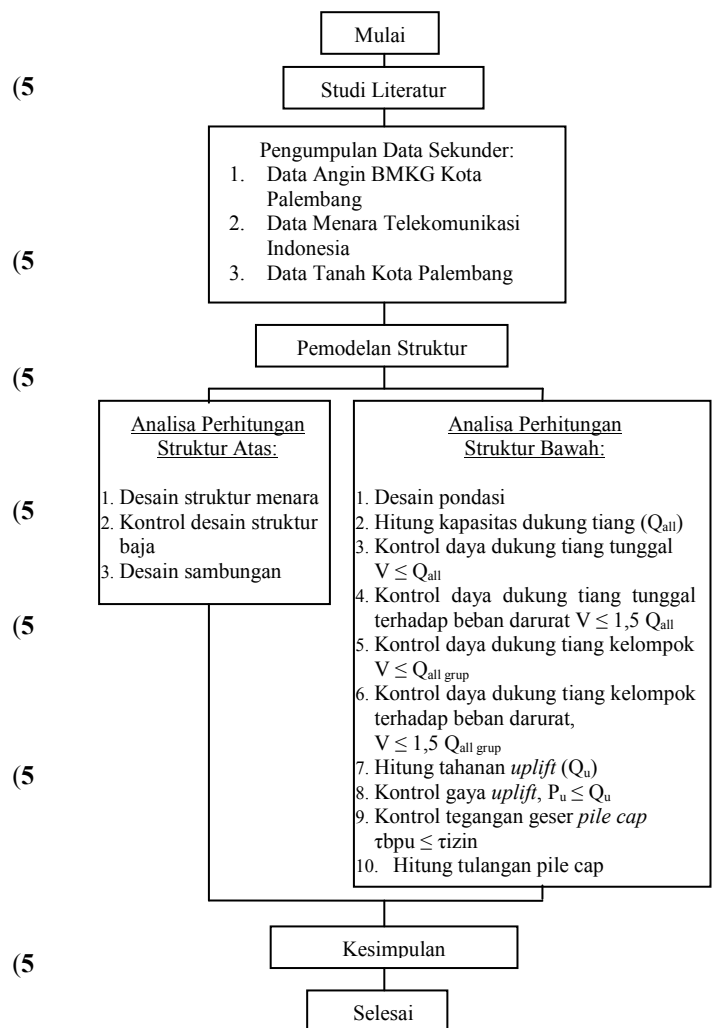
8)

$$As' = 50\% As$$

9)

### 3. METODOLOGI

Adapun langkah-langkah penelitian yang akan dilakukan dalam pengerjaan tugas akhir ini dapat dilihat pada *flowchart* berikut ini:



Gambar 13. Flowchart Penelitian

### 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1. Analisa Distribusi Frekuensi Beban Angin

Data yang digunakan untuk menghitung kecepatan angin ini adalah data yang diperoleh dari BMKG kota Palembang, yang berlokasi di Kenten, Palembang.

Setelah dilakukan perhitungan analisa distribusi frekuensi dari ketiga metode yang dipakai yaitu metode distribusi Log Normal, Gumbell, dan Log Pearson III, diambil nilai kecepatan angin yang paling maksimum.

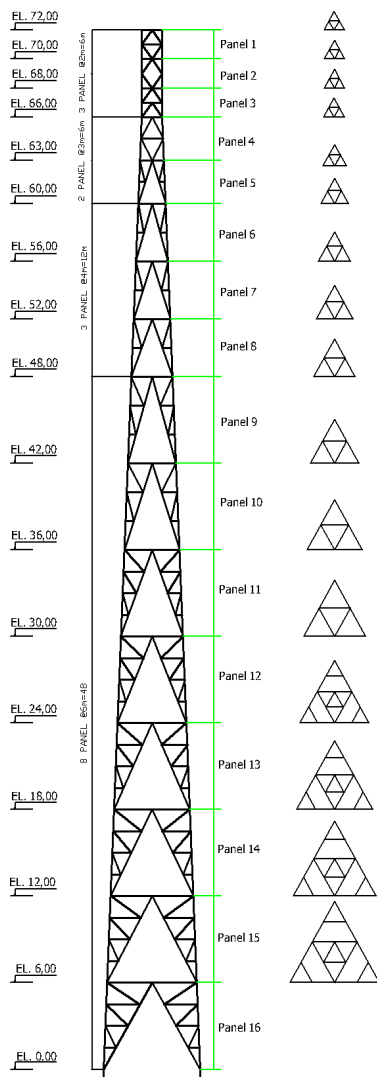
Tabel 8. Rekapitulasi distribusi analisa frekuensi

	<b>Distribusi</b>	<b>VMaks (m/s)</b>
<b>1</b>	Log Normal	16,2059
<b>2</b>	Gumbell	18,3482
<b>3</b>	Log Pearson III	15,0065

Diketahui dari tabel bahwa kecepatan angin maksimum periode ulang 50 tahunan di kota Palembang adalah 18,3482 m/s. Dikarenakan kecepatan angin maksimum tersebut kurang dari standar peraturan pembebanan menara EIA/TIA-

222-F, maka kecepatan angin yang akan digunakan adalah kecepatan minimum standar EIA/TIA sebesar 22,4 m/s atau 80,64 km/jam.

#### 4.2. Perencanaan Self-Supporting Tower 72 Meter



Gambar 14. Menara pemancar Telkomsel

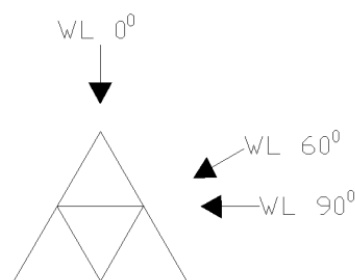
Menara pemancar yang akan dihitung adalah menara pemancar *tripole* milik Telkomsel, dengan jumlah panel sebanyak 16 dan tipe *face panel* bervariasi yaitu K2-A, XMA, dan KXM2  $f_y$  struktur adalah 249 MPa, dengan kuat tekan beton dudukan menara adalah beton K-350.

Berikut merupakan spesifikasi antenna yang akan dipakai pada menara pemancar:

Tabel 8. Rekapitulasi distribusi analisa frekuensi

Antenna	Jumlah	Dimensi (mm)	Elevasi (m)	Berat (Kg)
SA - 1	1	262 x 2580 x 116	70	55
SA - 2	1	262 x 2580 x 116	67	55
M - 3	1	2400	63	114

Dalam perencanaan struktur menara ini, dipilih 3 sudut angin yang dianggap mewakili arah datang angin terhadap muka panel yaitu sudut  $0^0$ ,  $60^0$ ,  $90^0$ .



Gambar 15. Sudut datang angin dalam perencanaan

Setelah dilakukan perhitungan beban angin pada struktur dan beban angin pada antenna menggunakan standar perencanaan EIA/TIA diperoleh gaya angin sebagai berikut:

Tabel 9. Rekapitulasi beban angin struktur F (Kg)

Panel	qz	F $0^0$	F $60^0$	F $90^0$
1	54,28	131,99	118,38	121,78
2	53,85	157,40	146,78	149,44
3	53,41	171,63	158,20	161,56
4	52,96	262,10	242,67	247,53
5	52,27	273,20	251,07	256,60
6	51,56	367,45	339,85	346,75
7	50,57	385,61	353,55	361,57
8	49,53	442,64	405,32	414,65
9	48,43	632,63	575,36	589,68
10	46,66	621,80	567,75	581,26
11	44,70	627,09	569,51	583,90
12	42,50	606,44	550,20	564,26
13	39,96	597,30	539,79	554,17
14	36,95	600,00	538,30	553,72
15	33,15	620,30	549,95	567,54
16	27,78	584,26	516,33	533,31

Tabel 10. Rekapitulasi beban angin antenna F (Kg)

Antenna	Fa $0^0$	Fa $60^0$	Fa $90^0$
SA - 1	88,89	94,48	-0,67
SA - 2	87,02	93,56	-0,67
M - 3	581,27	617,88	-4,39

Kombinasi yang dipakai dalam desain menara ini ada 4 kombinasi. kombinasi 1,2,3 merupakan kombinasi yang ditetapkan oleh EIA/TIA yaitu DL+WL, sedangkan kombinasi 4 merupakan kombinasi beban tetap, *working stress design*, yang digunakan untuk perencanaan pondasi.

- 1) Kombinasi 1: Load = DL + LL +WL  $0^0$
- 2) Kombinasi 2: Load = DL + LL +WL  $60^0$
- 3) Kombinasi 3: Load = DL + LL +WL  $90^0$
- 4) Kombinasi 4: Load = DL + LL

Analisa struktur menara pemancar akan dilakukan menggunakan program bantu SAP2000.

#### 4.3. Kontrol Desain Struktur

Kontrol desain struktur yang akan dilakukan adalah kontrol terhadap *sway*, *horizontal displacement*, *stress ratio*, kontrol batang tarik, dan kontrol batang tekan.

Tabel 11. Analisa struktur menara

Desain Struktur	Batas Izin	Ket.
Sway	0,0005 <sup>0</sup>	5 <sup>0</sup> OK
H. Displacement	26,29	72000/300 =240 OK
Stress Ratio	0,907	1 OK

#### Kontrol kekuatan stabilitas batang tekan terhadap tekuk

Diambil contoh perhitungan batang *leg* (frame 10) pada panel 16:

Axial forces pada *leg* = -43097,52 kgf  
 Luas CHS 190,7x6 = 34,82 cm<sup>2</sup>  
 Tumpuan = sendi-sendiri, k=1.  
 Panjang batang = 150,13 cm  
 Radius of gyration (r) = 6,53 cm

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{3,14^2 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{1 \times 150,13}{6,53}\right)^2}$$

$$F_e = 37306,17174$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{2400}{37306,17174} = 0,06433$$

Untuk  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$ , maka:

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] \times F_y$$

$$F_{cr} = [0,658^{0,06433}] \times 2400$$

$$F_{cr} = 2336,2389$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 2336,2389 \times 34,82$$

$$P_n = 81347,8385$$

$$\phi_c \times P < \frac{P_n}{\Omega_c}$$

$$0,9 \times 43097,52 < \frac{81347,8385}{1,67}$$

$$38787,768 < 48711,281 \quad (\text{AMAN})$$

#### Kontrol kekuatan stabilitas batang tarik

Diambil contoh perhitungan batang *leg* (frame 18) pada panel 16:

Axial forces pada *leg* = 29624,52 kgf  
 Luas CHS 190,7x6 = 34,82 cm<sup>2</sup>  
 Panjang batang = 150,13 cm  
 Radius of gyration (r) = 6,53 cm

Slenderness limitation:

$$\frac{L}{r} < 300$$

$$\frac{150,13}{6,53} < 300$$

$$24,399 < 300 \quad (\text{AMAN})$$

For tensile yielding in the gross section:

$$P_n = F_y \times A_g$$

$$P_n = 2400 \times 34,82$$

$$P_n = 83568$$

$$\phi_c \times P < \frac{P_n}{\Omega_c}$$

$$0,9 \times 29624,52 < \frac{83568}{1,67}$$

$$26662,068 < 50040,719 \quad (\text{AMAN})$$

For tensile rupture in the net section:

Untuk profil CHS,  $l \geq 1,3 D$ , maka  $U = 1,0$

$$A_e = A_n \times U$$

$$A_e = 34,82 \times 1,0$$

$$A_e = 34,82 \text{ cm}^2$$

$$P_n = F_u \times A_e$$

$$P_n = 3700 \times 34,82$$

$$P_n = 128834$$

$$\phi_c \times P < \frac{P_n}{\Omega_c}$$

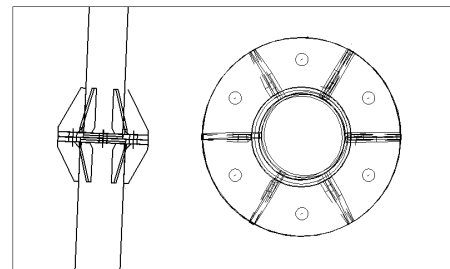
$$0,75 \times 29624,52 < \frac{128834}{2}$$

$$22218,39 < 64417 \quad (\text{AMAN})$$

#### 4.4. Desain Sambungan

##### a) Sambungan Baut dan Las

Untuk perencanaan sambungan, diberikan contoh perhitungan sambungan member *leg-leg* pada panel 16 dan panel 15. Direncanakan menggunakan baut A325 (Group A) dengan diameter ukuran baut 0,5 inch atau 1,27 cm, kuat tarik nominal baut,  $F_{nt}$ , adalah 620 MPa atau 6200 kg/cm<sup>2</sup>. (AISC, Chapter J).



Gambar 15. Detail Sambungan Leg-Leg

$$A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,27^2 = 1,266 \text{ cm}^2$$

Kuat tarik dan geser baut

$$\phi R_n = \phi \times F_n \times A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 6200 \times 1,266 = 5887,488 \text{ kg}$$

Diketahui dari hasil *output* SAP2000, diketahui nilai gaya batang maksimum pada masing masing member sambungan kaki menara berikut ini:

CHS bawah:

$$F_{76} = -42925,93 \text{ Kg}$$

$$F_{90} = 29919,63 \text{ Kg}$$

CHS atas:

$$F_{109} = -34177,19 \text{ Kg}$$

$$F_{117} = 23049,22 \text{ Kg}$$

Jumlah baut:

$$n = \frac{F_{tarik}}{\phi R_n} = \frac{29919,63}{5887,488} = 5,0819 \approx 6 \text{ baut}$$

Untuk perencanaan sambungan las digunakan las sudut dengan kuat leleh las sebesar 490 MPa. Perhitungan dilakukan dengan menghitung tahanan rencana dari profil CHS 190,7x6 berikut ini:

$$\begin{aligned}\phi T_u &= 0,9 \times F_y \times A_g = 0,90 \times 240 \times 3482 \\ &= 75,21 \text{ ton} \\ \phi T_u &= 0,75 \times F_u \times A_e = 0,75 \times 370 \times 3482 \\ &= 96,57 \text{ ton}\end{aligned}$$

Sambungan akan didesain terhadap  $\phi T_u = 75,21 \text{ ton}$ . Diketahui panjang las untuk sambungan ini adalah sepanjang keliling profil CHS.

$$\begin{aligned}F_{tarik} &= \phi R_{nw} \times L_{nw} \\ \phi R_{nw} &= \frac{F_{tarik}}{L_{nw}} = \frac{29919,63}{\pi \times 190,7} = 49,97 \text{ kg/mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi R_{nw} &= \phi \times t_c \times 0,60 \times f_{uw} \\ 49,97 &= 0,75 \times t_c \times 0,60 \times 49 \text{ kg/mm}^2 \\ t_c &= 2,266 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_c &= 0,707 a \\ a &= \frac{t_c}{0,707} = \frac{2,266}{0,707} = 3,205 \approx 4 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipilih ukuran las,  $a = 4 \text{ mm}$ , dengan tebal pelat  $t = 8 \text{ mm}$ .

#### b) Sambungan Baut Angkur

Baut angkur direncanakan sebagai berikut:

Ukuran : D30 mm  
 $f^y$  baut : 2900 kg/cm<sup>2</sup>  
 $f^u$  baut : 5000 kg/cm<sup>2</sup>  
 $f^c$  : 290,5 kg/cm<sup>2</sup>

Dari hasil output SAP2000, diketahui P maksimum adalah 55736,12 kgf.

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \times f_u \text{ baut} \times (0,5 \times A_b) \\ &= 0,75 \times 5000 \times \left(0,5 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 30^2\right) \\ &= 13246,875 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n > \frac{tu}{\phi R_n} = \frac{55736,12}{13246,875} = 4,207$$

Digunakan baut angkur 6 buah, agar pembagian merata serta panjang baut angkur tidak terlalu panjang. Untuk menghitung panjang baut angkur, digunakan rumus berikut ini:

$$Tu \text{ baut angkur} = \frac{55736,12}{6} = 9289,35 \text{ kg}$$

$$\tau = \sqrt{f^c} = \sqrt{290,5} = 17,044$$

$$Tu = 0,9 \times \pi \times D \times L \times \tau$$

$$L = \frac{Tu}{0,9 \times \pi \times D \times \tau}$$

$$\begin{aligned}L &= \frac{9289,35}{0,9 \times \pi \times 3 \times 17,044} \\ L &= 64,286 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}\end{aligned}$$

Digunakan panjang baut angkur berdiameter D30 dengan panjang =  $L + 10D = 700 \text{ mm} + 10 \times 30 \text{ mm} = 1000 \text{ mm}$ .

## 4.5. DESAIN PONDASI

Dalam analisis pondasi akan digunakan metode statis empiris dan metode statis analitis untuk menghitung kapasitas daya dukung izin tunggal. Data yang digunakan adalah data Sondir (*Cone Penetration Test*), data *Boring Log* atau SPT (*Standard Penetration Test*), dan data Laboratorium milik proyek pembangunan gedung kantor Bank Mandiri Palembang.

Pondasi yang direncanakan untuk menara pemancar tipe *self-supporting tower* adalah pondasi *bored pile* berpenampang lingkaran dengan diameter tiang sebesar 500 mm, dan direncanakan memiliki kedalaman antara 14, 15, dan 16 meter.

### 4.5.1. Kapasitas Dukung Tiang

Hasil perhitungan daya dukung pondasi akan disajikan pada tabel berikut ini:

Tabel 12. Daya dukung izin pondasi (ton/tiang)

Kedalaman (meter)	Qall (sondir)	Qall (N-SPT)	Qall (statis analitis)
14	139,53	32,002	34,912
15	139,91	43,390	40,050
16	153,29	56,153	45,188

Dari hasil perhitungan diatas maka direncanakan kedalaman tiang 14 meter dengan daya dukung izin paling kecil yaitu daya dukung hasil perhitungan N-SPT sebesar 32,002 ton per tiang.

### 4.5.2. Perencanaan Jumlah Tiang

Diketahui dari hasil SAP2000, beban tetap maksimum diantara 3 kaki menara adalah 11,427 ton, beban darurat maksimum adalah 58,773 ton, dan beban tarik maksimum adalah -30,657 ton.

Direncanakan pile cap dengan dimensi 1,2 m x 1,2 m dengan tebal pile cap 0,6 m. Maka tafsiran jumlah tiang untuk masing-masing titik pondasi yaitu:

$$\begin{aligned}\text{Jumlah tiang} &= \frac{P \text{ kolom} + \text{Berat pile cap}}{Q_{\text{all tiang}}} \\ \text{Jumlah tiang} &= \frac{11,427 \text{ ton} + 2,0736 \text{ ton}}{32,002 \text{ ton}} \\ \text{Jumlah tiang} &= 0,421 \approx 1 \text{ tiang}\end{aligned}$$

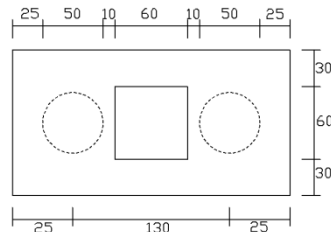
Kontrol Beban Darurat

$$\begin{aligned}Q_{\text{all darurat}} &\geq P \text{ maks} + \text{Berat pile cap} \\ 1,5 \times 32,002 &\geq 58,773 \text{ ton} + 2,0736 \text{ ton} \\ 48,003 \text{ ton} &\geq \\ 60,8466 \text{ ton} &\text{ (TIDAK AMAN)}\end{aligned}$$

Setelah pengecekan terhadap beban darurat, diketahui bahwa pondasi dengan tafsiran 1 tiang tidak aman. Maka dari itu perlu dilakukan penambahan tiang yang dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tiang} &= \frac{Q_{\text{total}}}{Q_{\text{all darurat}}} \\ \text{Jumlah tiang} &= \frac{60.8466 \text{ ton}}{48.003 \text{ ton}} \\ \text{Jumlah tiang} &= 1.268 \approx 2 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Maka digunakan *pile cap* kelompok dengan 2 tiang.



Gambar 16. Detail Pile Cap 2 Tiang

#### 4.5.3. Perhitungan Efisiensi Kelompok Tiang

Jarak antar tiang kelompok (S)  
 $2,5 d \leq S \leq 3 d = 2,5 (50 \text{ cm}) \leq S \leq 3 (50 \text{ cm})$

$$= 125 \text{ cm} \leq S \leq 150 \text{ cm}$$

Maka jarak antar tiang (S) diambil 130 cm. selanjutnya dihitung efisiensi tiang, berikut ini:

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \theta \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \\ \eta &= 1 - \theta \left[ \frac{(2-1)1 + (1-1)2}{90 \times 1 \times 2} \right] \\ \eta &= 0,883 \end{aligned}$$

#### 4.5.4. Perhitungan Reaksi Tiang

Setelah dilakukan pengecekan tegangan geser pilecap, dinyatakan bahwa pile cap dengan ketebalan 600 mm aman, sehingga dapat dilakukan perhitungan reaksi tiang terhadap beban tetap (WSD) dan beban darurat. Hasil perhitungan akan disajikan dalam tabel berikut ini.

Tabel 13. Reaksi Tiang (ton)

		Reaksi Tiang	Qall	Keterangan
WSD	V <sub>1</sub>	7,635	32,002	AMAN
	V <sub>2</sub>	7,753	32,002	AMAN
Beban Darurat	V <sub>1</sub>	34,376	48,003	AMAN
	V <sub>2</sub>	28,371	48,003	AMAN

#### 4.5.5. Perhitungan Daya Dukung Izin Kelompok Tiang

Diketahui daya dukung izin tiang tunggal yang digunakan = 32,002 ton/tiang.

$$\begin{aligned} Q_{\text{all group}} &= Q_{\text{all}} \times \eta \times n \\ Q_{\text{all group}} &= 32,002 \times 0,883 \times 2 \\ Q_{\text{all group}} &= 56,516 \text{ ton} \end{aligned}$$

Pengecekan terhadap beban WSD:

$$\begin{aligned} Q_{\text{all group}} &> P_{\text{maks}} + \text{berat pile cap} \\ 56,516 &> 11,427 + 3,9744 \\ 56,516 &> 15,4014 \quad (\text{AMAN}) \end{aligned}$$

Pengecekan terhadap beban Darurat:

$$\begin{aligned} 1,5 Q_{\text{all group}} &> P_{\text{maks}} + \text{berat pile cap} \\ 1,5 \times 56,516 &> 58,773 + 3,9744 \\ 84,773 &> 62,7474 \quad (\text{AMAN}) \end{aligned}$$

#### 4.5.6. Perhitungan Tahanan Uplift

Diketahui gaya *uplift* maksimum yang terjadi pada kaki menara adalah sebesar -30,657 ton. W tanah diambil hingga jarak 2/3 dari dasar *pile cap*.

$$\begin{aligned} Q_u &= \sum((2LH + 2BH) \times C_u) + \sum W \\ Q_u &= 86,504 + 22,270 \\ Q_u &= 108,774 \text{ ton} \end{aligned}$$

Perhitungan tahanan *uplift* izin:

$$Q_{u, \text{all}} = \frac{Q_u}{3} = \frac{108,774 \text{ ton}}{3} = 36,258 \text{ ton}$$

Cek terhadap gaya *uplift*:

$$\begin{aligned} P_u &< Q_{u, \text{all}} \\ 30,657 \text{ ton} &< 36,258 \text{ ton} \quad (\text{AMAN}) \end{aligned}$$

#### 4.5.7. Perhitungan Pile Cap

Diketahui data-data untuk *pile cap* adalah sebagai berikut :

Tinggi <i>pile cap</i> (h)	: 600 mm
P kolom	: 58,773 ton
Tinggi selimut beton ( $h_b$ )	: 5 cm
Ukuran <i>bored pile</i> (s)	: Lingkaran diameter 50 cm
Luas Permukaan <i>pile cap</i>	: 2,3 m x 1,2 m = 2,76 m <sup>2</sup>
Mutu beton pondasi $f'_c$	: 29,05 MPa
Mutu tulangan baja $f_y$	: 400 MPa

#### Kontrol tegangan geser *pile cap*

$$\tau_{\text{izin}} = \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} = 0,75 \frac{\sqrt{29,05}}{6} = 0,674 \text{ MPa}$$

#### Punching shear *pile cap* dan *bored pile*:

$$\begin{aligned} P_{\text{max}} &= 58,773 \text{ ton} = 587730 \text{ N} \\ S_v &= s + (h - h_b) \\ &= 500 + (600 - 50) = 1050 \text{ mm} \\ A_v &= 4 S_v (h - h_b) \\ &= 4 \times 1050 \times (600 - 50) = 2310000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka:

$$\begin{aligned} \tau_{\text{bpu}} &= \frac{P_{\text{max}}}{A_v} = \frac{587730 \text{ N}}{2310000 \text{ mm}^2} \\ &= 0,2355 \text{ MPa} < 0,674 \text{ MPa} \\ &= \tau_{\text{bpu}} < \tau_{\text{izin}} \quad (\text{AMAN}) \end{aligned}$$

#### Punching Shear *pile cap* dan kolom:

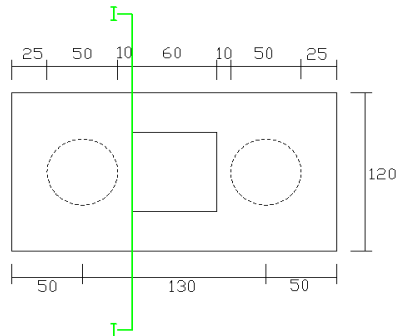
$$\begin{aligned} P_{\text{max}} &= 58,773 \text{ ton} = 587730 \text{ N} \\ S_v &= s + (h - h_b) \\ &= 500 + (600 - 50) = 1050 \text{ mm} \\ A_v &= 4 S_v (h - h_b) \\ &= 4 \times 1150 \times (600 - 50) = 2530000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka:



$$\begin{aligned}\tau_{bpu} &= \frac{P_{max}}{A_v} = \frac{587730 \text{ N}}{2530000 \text{ m}^2} \\ &= 0,2323 \text{ Mpa} < 0,674 \text{ Mpa} \\ &= \tau_{bpu} < \tau_{izin} \quad (\text{AMAN})\end{aligned}$$

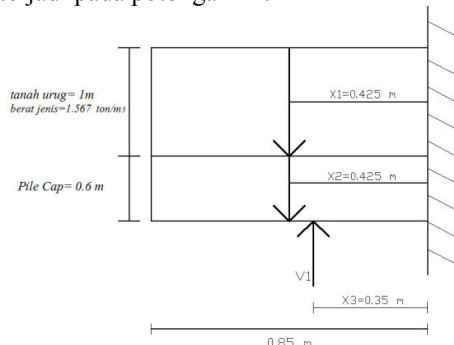
#### 4.5.8. Perhitungan Tulangan Pile Cap



Gambar 17. Tampak Atas Potongan I-I Pile Cap

##### 1) Tulangan Bawah (Utama)

Untuk menghitung tulangan bawah, perlu dihitung momen yang terjadi akibat gaya kolom, dan tiang *bored pile*. Maka dari itu diperlukan beban-beban yang terjadi pada potongan I-I.



Gambar 18. Potongan I-I pada pile cap

Maka besarnya beban-beban yang terjadi pada potongan I-I *pile cap* adalah,  $W_1$  = beban tanah, dan  $W_2$  = beban pile cap

$$\begin{aligned}W_1 &= \text{volume tanah diatas pile cap} \times \gamma_{tanah} \\ &= 0,85 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1,567 \text{ ton/m}^3 \\ &= 1,5983 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}W_2 &= \text{volume pile cap} \times \gamma_{beton} \\ &= 0,85 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 \\ &= 1,4688 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{I-I} &= -(W_1 \cdot X_1) - (W_2 \cdot X_2) + (V_1 \cdot X_3) \\ M_{I-I} &= 10,728 \text{ ton m}\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama = 16 mm

$$\begin{aligned}d &= h - (h \text{ selimut beton} + \frac{1}{2} \times 16 \text{ mm}) \\ &= 600 \text{ mm} - \left(50 \text{ mm} + \frac{1}{2} \times 16 \text{ mm}\right) \\ &= 542 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{10,728 \times 10^4 \text{ KNmm}}{0,8 \times 2300 \times (542)^2} \\ &= 1,983 \times 10^{-4} \text{ KN/mm}^2\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 29,05} = 16,199$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{16,199} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,199 \times (1,983 \times 10^{-4})}{400}}\right) \\ &= 6,197 \times 10^{-7}\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} \times 25\% \\ 0,004375 \times 25\% &= 0,00109\end{aligned}$$

karena  $\rho < \rho_{min}$ , maka digunakan  $\rho_{perlu} = \rho_{min}$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d = 0,00109 \times 2300 \times 542 \\ &= 1358,794 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dari tabel dapat digunakan tulangan tarik (utama) D16-100 ( $A_s = 2011 \text{ mm}^2$ )

##### 2) Tulangan Atas (Tekan)

Diambil 50% dari tulangan utama

$$A_s' = 50\% \times 1418 \text{ mm}^2 = 709 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16-200 ( $A_s' = 1005 \text{ mm}^2$ )

#### 5. KESIMPULAN

Dari hasil analisa perhitungan struktur atas dan bawah menara pemancar dilakukan, didapat kesimpulan sebagai berikut:

- Menara pemancar tidak dapat didesain sesuai dengan kecepatan angin maksimum periode ulang 50 tahunan di kota Palembang yang hanya sebesar 18,3482 m/s. Hal ini dikarenakan standar minimum kecepatan angin yang telah ditentukan oleh EIA/TIA-222-F-1996 lebih besar daripada kecepatan angin periode ulang 50 tahunan tersebut, yaitu kecepatan angin minimum sebesar 22,4 m/s.
- Beban angin direncanakan dengan 3 sudut angin, yaitu sudut datang angin  $0^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $90^\circ$ . Hal ini dilakukan karena beban angin sangat tergantung pada sudut datang angin, Hal ini dibuktikan dengan lebih besarnya gaya reaksi perletakan untuk sudut angin  $60^\circ$ , yaitu sudut angin yang tegak lurus panel.
- Setelah analisa menggunakan SAP2000 v.14. dilakukan kontrol terhadap goyangan (*sway*), *horizontal displacement*, stabilitas batang tekan terhadap tekuk, dan stabilitas batang tarik.
- Sambungan baut struktur digunakan baut A325 diameter 0,5 inch,  $f_{nt}$  620 MPa, dan sambungan las,  $f_u$  las 490 MPa dengan ukuran 4mm. Jumlah baut angkur yang digunakan untuk masing-masing kaki menara dalam perancangan menara ini adalah sebanyak 9 buah dengan panjang 1000 mm.

- e. Pondasi yang digunakan pada menara adalah pondasi *bored pile* dengan diameter 500 mm, dengan kedalaman 14 meter.
  - f. Perhitungan pondasi harus dikontrol terhadap beban darurat. Pada menara pemancar terdapat gaya *uplift*, sehingga pondasi juga harus didesain untuk menahan gaya *uplift* menara.
  - g. *Pile cap* yang digunakan adalah *pile cap* kelompok jumlah 2 tiang dengan jarak antar tiang sebesar 130 cm. Dimensi *pile cap* adalah 2300 mm x 1200 mm dengan tebal 600 mm, dengan tulangan utama = D16-100 dan tulangan tekan = D16-200.
- Ellingwood, Bruce R. 1999. Wind Load Statistic For Probability-Based Structural Design. Journal Of Structural Engineering.,
- Ghosh, S.K.. 2006. The Evolution Of Wind Provisions In U.S. Standards And Codes. Building Safety Journal.
- Simiu, E, Dkk. 2001. Extreme Wind Load Estimates Based On The Gumbell Distribution Of Dynamic Pressure: An Assesment. Elsevier – Structural Safety.

#### UCAPAN TERIMA KASIH

Ucapan terimakasih diberikan kepada BMKG kota Palembang, PT. Telkomsel, dan pihak proyek pembangunan Bank Mandiri wilayah Palembang.

#### DAFTAR PUSTAKA

- Berman, Gary S. 2012. *Structural Steel Design and Construction*. North America: Greyhawk.
- Das, Braja M. 1983. *Principles of Foundation Engineering: Seventh Edition*. United States of America: Cengage Learning.
- Gunawan, Rudy. 2003. *Tabel Profil Konstruksi Baja*. Penerbit Kanisius, Yogyakarta.
- Oentoeng. 1999. Konstruksi Baja. Yogyakarta: ANDI.
- Salmon, Charles G. 1996. *Steel Structures: Design and Behaviour Emphasizing Load and Resistance Factor Design Fourth Edition*. Harper Collins College Publishers, New York.
- Sosrodarsono, Suyono Sn, dan Kazuto Nakazawa. 1984. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta: Penerbit Pradnya Paramita.
- Tomlinson, M.J. 1994. *Pile Design and Construction Practice: Fourth Edition*. London: Chapman & Hall.
- Triatmodjo, Bambang. 2008. *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Penerbit Beta Offset.
- Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. 1987. Yayasan Badan Penerbit PU.
- Specification for Structural Steel Buildings*. 2010. American Institute of Steel Construction.
- TIA STANDARD: Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas*. 1996. EIA/TIA.
- Pitasari, Rayi Intan. 2011. Perencanaan Struktur Tower SST Telekomunikasi (75 m, 150 m, 225 m, 300 m) dengan Beban Angin Rencana Periode Ulang 20 Tahunan BMKG Surabaya. Jurnal ITS.
- Sumargo, Dkk. 2008. Analisa Respon Struktur Menara Pemancar Tipe “Monopole” 120m Akibat Beban Angin Rencana Dengan Periode Ulang 10 Tahunan di Stasiun Badan Meteorologi Dan Geofisika Semarang. Dinamika Teknik Sipil.
- Effendi, Mahmud Kori, dan Triono Subagio. 2006. Pengaruh Beban Angin Terhadap Struktur Roof Top Tower Telepon Seluler. Jurnal Teknik Sipil Vol.III,.