

EVALUASI KEKUATAN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG

(Studi Kasus : Bangunan Gedung SMPN 19 Samarinda, Kalimantan Timur)

Yudi Pranoto^{1*}, Riza Setiabudi²

¹Staff Pengajar, Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Samarinda

²Staff Pengajar, Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Samarinda

*Korespondensi: yudipranoto@polnes.ac.id

ABSTRAK

Gedung SMPN 19 Samarinda dibangun pada tahun 2013 dengan masa pengerjaan 1 tahun. Gedung SMPN 19 Samarinda dibangun untuk menggantikan gedung lama yang sudah tidak layak pakai dan sering terkena banjir. Akan tetapi pada saat masa perawatan, gedung mengalami penurunan pada sisi selatan. Analisa struktur yang digunakan menggunakan aplikasi ETABS 2015, struktur beton memakai SKSNI 2847-2013. Penelitian ini diawali dengan pengumpulan data sekunder, rekapitulasi kondisi gedung, pengujian NDT (*Non Destructive Test*). Pengujian NDT terdiri dari pengujian hammer test dan dari hasil pengujian akan digunakan untuk input material struktur pada ETABS 2015. Analisa ETABS dimulai dengan pemodelan struktur sesuai dengan gambar kerja, kemudian memasukan pembebanan sesuai dengan PPIUG 1993. Dari hasil analisa ETABS 2015 didapatkan beban aksial pada pondasi yang mengalami penurunan 19330.64 Kg lebih besar daripada kapasitas daya dukung pondasi rencana 16301.80 Kg. Untuk itu dilakukan perbaikan struktur pondasi dengan menambahkan pondasi bored pile dengan kedalaman 2m yang ditempatkan disisi bangunan kemudian dibuat menyatu pada gedung utama. Pada struktur balok dan kolom yang mengalami keretakan dilakukan perbaikan dengan metode coating untuk kerusakan ringan dan metode grouting untuk kerusakan sedang.

Keywords: Struktur, Kerusakan, Perbaikan

1. PENDAHULUAN

Gedung SMPN 19 Samarinda merupakan salah satu gedung sekolah yang sudah tidak layak pakai, kebutuhan ruang sekolah sudah melebihi kapasitas, dan seringnya terjadi banjir akibat lokasi gedung tersebut dekat dengan lahan galian tambang. Gedung ini terletak pada Jl. Irigasi Palaran Kel. Sungai Siring, Kec. Samarinda Utara, akan tetapi karena lahan yang ada kurang luas untuk membangun gedung sekolah, maka SMPN 19 dipindah ke Jl. Bontang Kel. Sungai Siring, Kec. Samarinda Utara. SMPN 19 Samarinda memanfaatkan lahan tidur atau lahan bekas persawahan yang tidak sudah bisa dipakai.

Gedung SMPN 19 Samarinda yang memakai lahan bekas persawahan tentunya harus dipersiapkan secara matang terutama pada struktur bangunannya. Untuk itu sebelum dilakukan pembangunan harus dilakukan penelitian pada kondisi tanah yang akan ditempati untuk menentukan jenis pondasi yang dipakai untuk menahan beban bangunan yang ada di atasnya. Jika jenis pondasi telah ditentukan, selanjutnya merencanakan struktur utama dari bangunan agar kuat dan bisa menahan beban yang telah direncanakan.

Gedung SMPN 19 Samarinda dibangun pada tahun 2013 dan selesai pada tahun 2014 dan langsung mulai digunakan untuk aktivitas belajar mengajar. Akan tetapi pada saat selesai masa pemeliharaan, bagian selatan gedung mengalami penurunan akibat dari tanah disekitar daerah tersebut amblas. Hal ini mengakibatkan dinding dan bagian struktur utama gedung yaitu pada balok mengalami

retak yang mana, keretakan tersebut dapat mempengaruhi kekuatan dari struktur bangunan. Untuk itu, diperlukan penelitian mengenai penyebab penurunan pondasi pada bagian selatan gedung dan metode perbaikan pada pondasi tersebut agar tidak mengalami penurunan dan metode perbaikan pada struktur utama yang mengalami keretakan.

2. LANDASAN TEORI

2.1. Kategori Kerusakan Struktur

Kerusakan struktur dibagi menjadi beberapa kategori sesuai dengan tingkat kerusakannya, diantaranya sebagai berikut :

- a. Kerusakan Ringan Non-Struktur
- b. Kerusakan Ringan Struktur
- c. Kerusakan Struktur Tingkat Sedang
- d. Kerusakan Struktur Tingkat Berat
- e. Kerusakan Total

2.2. Perbaikan dan Perkuatan Struktur

Saat ini para praktisi konstruksi dihadapkan dengan makin banyaknya struktur yang membutuhkan perbaikan dan perkuatan struktur, dengan bermacam alasan seperti:

- 2.2.1.1. Perubahan fungsi struktur bangunan yang membutuhkan kapasitas menahan beban yang lebih tinggi.
- 2.2.1.2. Adanya beban yang tidak diantisipasi pada perencanaan awal.
- 2.2.1.3. Kesalahan dalam pelaksanaan (misal kesalahan pemasangan tulangan atau mutu beton yang tidak sesuai dengan perencanaan)

Banyak perkuatan yang dilakukan pada struktur yang sedang digunakan, sehingga gangguan pada saat pelaksanaan perkuatan harus minimal sekali dan dilaksanakan dalam waktu secepat mungkin, maka seringkali perkuatan yang dilakukan tidak direncanakan dengan baik dan juga tidak memperhatikan beberapa kaidah, prosedur dan kontrol pelaksanaan.

Oleh sebab itu untuk mendapatkan hasil perkuatan yang tepat guna dan mencapai sasaran yang telah ditetapkan, maka diperlukan beberapa pertimbangan dalam melakukan perkuatan dengan melalui tahapan investigasi, analisa dan evaluasi serta control pelaksanaan, dimana semua tahapan ini adalah sangat penting dan tidak ada satupun tahapan yang boleh diabaikan, dan harus dilakukan oleh pihak-pihak yang kompeten dan profesional dalam bidangnya.

2.3. Metode dan Material Perkuatan

Metode dan material yang digunakan untuk perbaikan dan perkuatan struktur harus menyesuaikan jenis kerusakan dan beban bangunan yang akan ditambahkan, adapun metode yang dipakai adalah sebagai berikut :

a. Perbaikan Keretakan Beton

Pada dasarnya perbaikan yang dilakukan bertujuan untuk menghentikan sama sekali terjadinya oksidasi pada tulangan beton sekaligus merekatkan kembali beton yang sudah terputus dengan dilakukan injeksi epoxy resin, sedemikian sehingga tidak terjadi lagi oksidasi pada baja tulangan dan beton kembali lagi pada kekuatan semula.

b. Perbaikan Spalling Beton

Karena ada beberapa kolom beton sudah mengalami spalling, maka yang harus dikerjakan adalah mengganti beton yang mengalami spalling dengan beton baru, dan beton yang baru ini harus mempunyai kuat tekan diatas beton yang lama, cepat pelaksanaannya dan waktu pengerasan yang singkat. Untuk itu harus dipergunakan beton dari jenis Micro Concrete yang sudah prepacking dari pabrik, sehingga kualitasnya dapat dipertanggung jawabkan.

c. Perbaikan Kolom Beton yang hancur dan mengalami penurunan

Terdapat beberapa kolom beton mengalami spalling yang sangat parah sehingga berakibat baja tulangan mengalami perubahan (sudah tidak lurus lagi), maka yang harus dikerjakan adalah dengan cara mengdongkrak terlebih dahulu balok yang mengalami penurunan akibat kolomnya hancur, sedemikian sehingga balok kembali keposisi semula (datar), mengganti beton yang mengalami spalling dengan beton baru, mengganti baja yang sudah terdeformasi, beton yang baru ini harus mempunyai kuat tekan diatas beton yang lama, cepat pelaksanaannya dan waktu pengerasan yang singkat. Untuk itu harus dipergunakan beton dari jenis Micro Concrete yang sudah prepacking dari pabrik, sehingga kualitasnya dapat dipertanggung jawabkan.

d. Perbaikan Dinding

Pasangan dinding yang mengalami keretakan, terlepas dari kolom/balok dan masih utuh dan tidak mengalami kemiringan, tidak perlu di demolished, akan tetapi masih dapat dipertahankan dengan dilakukan injeksi Semen yang diberi additive khusus sehingga tidak terjadi shrinkage apabila semen tersebut sudah di injeksikan.

e. Perbaikan Plat Lantai

Pada pekerjaan plat lantai untuk menghindari terjadinya getaran yang berlebihan pada plat lantai pada saat terjadinya aktifitas di atasnya maka akan dilakukan penambahan kekuatan pada permukaan plat lantai tersebut yaitu dengan pemasangan FiberCarbon (NITOWRAP FRC 300 tebal 0.167 mm).

3. METODOLOGI PENELITIAN

Secara umum metode penelitian yang dipergunakan sesuai dengan diagram alir dibawah ini (gambar 1). Adapun langkah langkah secara umum dijelaskan sebagai berikut :

3.1. Data

Data yang di yang dipergunakan dibagi menjadi dua yaitu data primer dan data sekunder. Data primer didapat dari hasil pengujian dilapangan dengan melakukan pengujian *hammer test* dan *rebar*

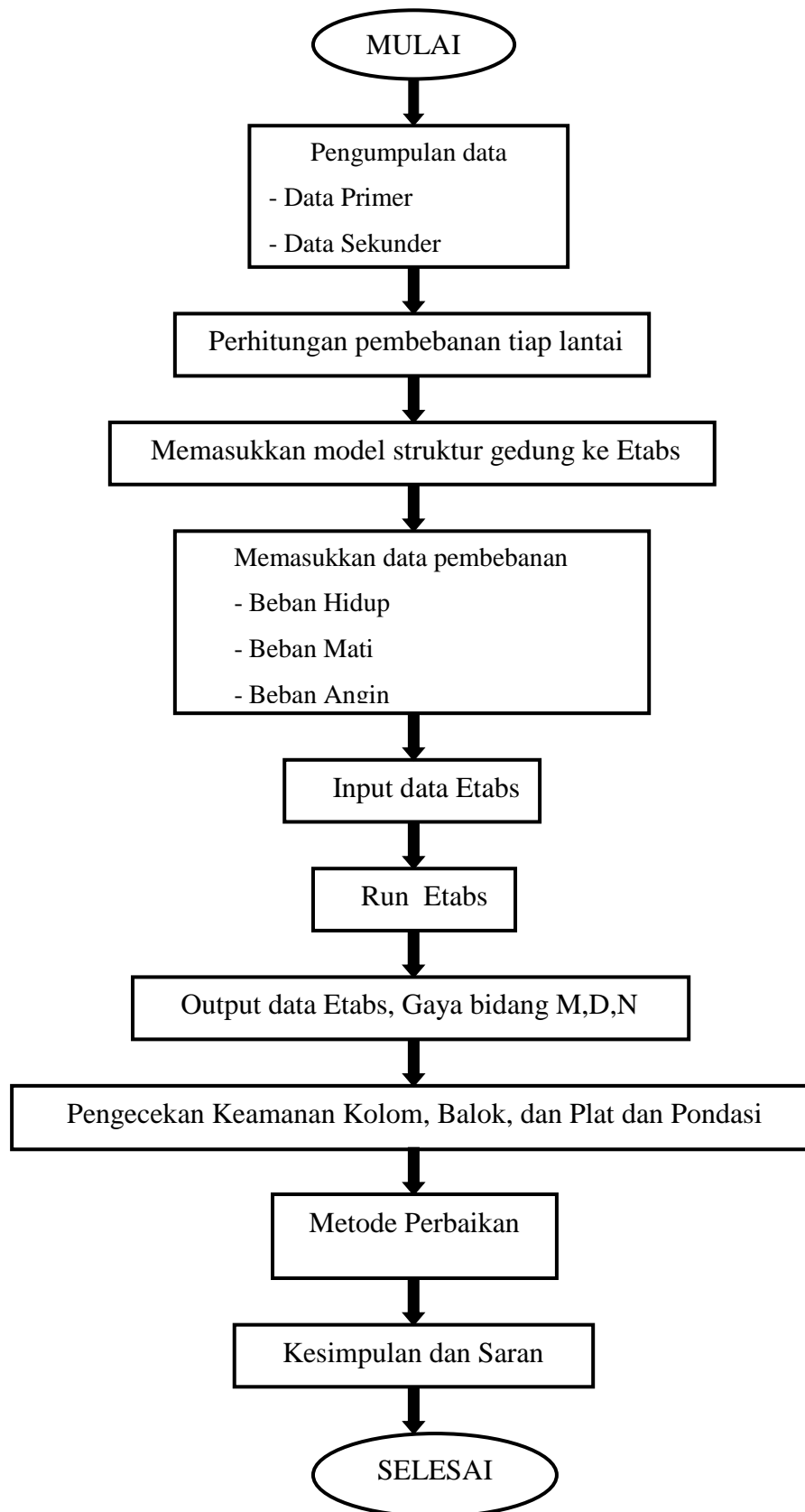
detector. Serta pengamatan secara visual untuk mengecek kerusakan bangunan. Selain itu juga dilakukan pengujian tanah (sondir). Sedangkan data sekunder berupa gambar as built drawing.

3.2. Pembebanan

Pembebanan merupakan suatu faktor penting dalam perhitungan struktur. Suatu struktur dan komponen dapat memenuhi syarat-syarat keamanan dan kelayakan pakai terhadap bermacam-macam kombinasi beban yang ada, maka harus dipertimbangkan faktor-faktor beban tersebut sesuai dengan sifat dan kebutuhan dari setiap faktor tersebut. Sehingga untuk setiap perhitungan faktor beban mempunyai persamaan tersendiri sesuai dengan Standar Nasional Indonesia (SNI). Berikut adalah macam-macam pembebanan yang akan diperhitungkan menurut Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983. Pembebanan yang diperhitungkan menggunakan beban mati, hidup, angin. Beban mati adalah semua beban yang diakibatkan oleh seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap, termasuk unsur bangunan itu sendiri maupun unsur tambahan (*finishing*, peralatan tetap, alat – alat bantu tetap fungsi bangunan). Beban hidup diambil 250 kg/m² Untuk bangunan gedung dengan fungsi sebagai tempat sekolah. Untuk beban gempa tidak diperhitungkan karena samarinda masuk ke dalam wilayah dengan pengaruh gempa yang sangat kecil. Kombinasi pembebanan mengacu pada SNI 2847 tahun 2013.

3.3. Analisa Struktur Gedung Menggunakan ETABS

Struktur gedung yang akan dianalisa dimasukkan keprogram aplikasi Etabs dengan mengatur grid atau koordinat bangunan arah x maupun arah y dengan memasukkan nilai ukuran grid sesuai dengan data bangunan. Setelah menghitung pembebanan pada setiap lantai selanjutnya beban – beban yang bekerja pada bangunan tersebut dimasukkan ke program aplikasi Etabs sesuai dengan jenis pembebanan dan letak beban tersebut. Data yang perlu diinputkan pada program aplikasi Etabs adalah faktor reduksi bahan dan perletakan, pada kasus ini pondasi kita asumsikan dengan perletakan jepit pada setiap elemen kolom utama atau yang ditopang oleh pondasi *footplat*. Setelah semua data bangunan gedung diinputkan lalu dilakukan running oleh system aplikasi Etabs yang berfungsi untuk menganalisis dan mengecek apakah bangunan tersebut aman atau tidak. Setelah running selesai Etabs akan mengeluarkan hasil berupa bidang momen, bidang geser, dan bidang normal yang selanjutnya akan dianalisa secara manual.



Gambar 1. Flowcart Metodologi

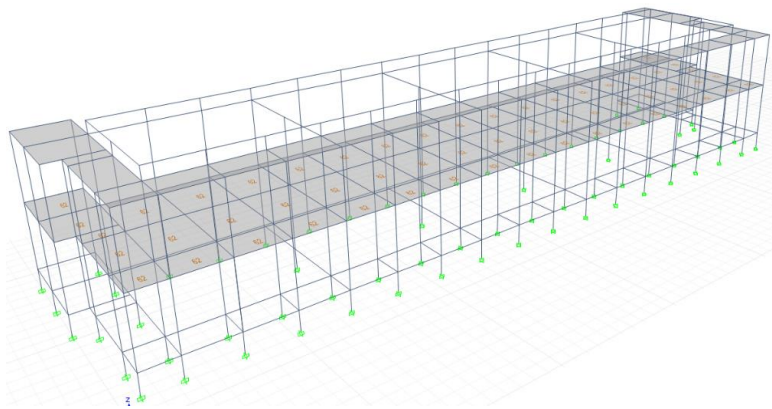
4. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Pengujian Pendahuluan

Pengujian pendahuluan yang dilakukan adalah hammer test, rebar detector dan soil investigation. Dari hasil uji pendahuluan yang dilakukan diperoleh data sebagai berikut :

1. Pengujian hammer test diperoleh kuat tekan beton rata rata sebesar 128,9 kg/cm².
2. Pengujian hammer test didapatkan jarak antar tulangan sesuai dengan gambar as built drawing.
3. Pengujian soil investigation diperoleh nilai tahanan konus Pada kedalaman 1.80m = 6.27 Kg/cm³, untuk data hasil soil test secara rinci dapat dilihat pada tabel 1.

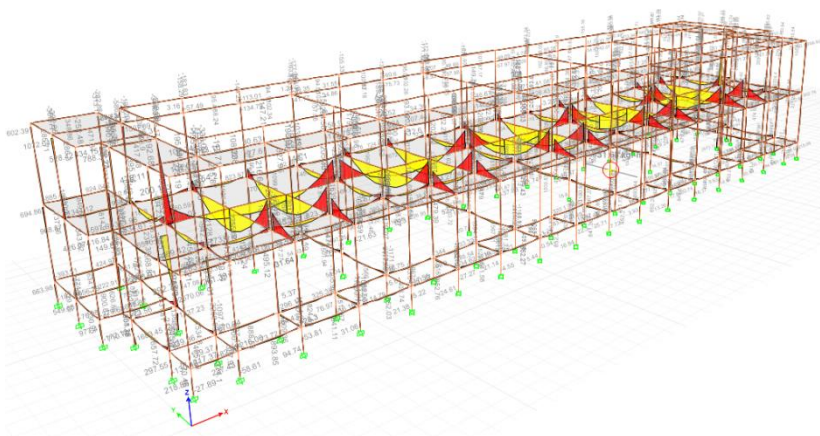
Data data tersebut di atas merupakan data eksisting yang akan dipergunakan sebagai dasar perhitungan untuk menentukan kuat atau tidaknya struktur menahan beban yang ada. Pemodelan struktur gedung tampak seperti gambar dibawah ini (gambar 2). Dimana beban yang dimasukan meliputi beban mati, hidup dan angin.



Gambar 2. Pemodelan pembebanan pada struktur gedung

4.2. Output Etabs

Dari hasil analisis struktur menggunakan etabs bisa dilihat output gaya gaya yang bekerja pada bidang M, D dan N seperti tampak pada gambar 3 di bawah ini.



Gambar 3. Output bidang M pada Etabs

4.3. Balok

$h = 25 \text{ cm}; \quad b = 50 \text{ cm}$

$f.c = 170 \text{ Kg/cm}^2; \quad d' = 45 \text{ cm}$

$f_y = 2447 \text{ Kg/cm}^2; \quad D = 1.6 \text{ cm}^2$

$n = 11$

a. Menentukan Total luas tulangan (As).

$As = \text{Luas tulangan} \times \text{jumlah tulangan}$

$= (0.25 \times 3.14 \times 1.6^2) \times 10$

$= 24.3664 \text{ cm}^2$

b. Menentukan gaya tarik baja (T).

$T = As \times f_y$

$= 24.3664 \times 2447.319$

$= 59632.35 \text{ Kg/cm}^2$

c. Menentukan tinggi balok tegangan persegi (a).

$a = \frac{As \times f_y}{0.85 \times f'c \times b}$

$= \frac{24.3664 \times 2447.319}{0.85 \times 170 \times 25}$

$= 16.51 \text{ cm}$

d. Menentukan gaya tekan beton (cc).

$Cc = T$

$= 59632.35 \text{ Kg/cm}^2$

e. Menentukan momen nominal (Mn).

$Mn = T \times (d - 0.5 \cdot a)$

$= 59632.35 \times (45 - 0.5 \times 16.51)$

$= 2191273.45 \text{ Kg/cm}^2$

f. Menentukan momen ultimate (Mu).

$Mu = 0.8 \times Mn$

$= 0.8 \times 2191273.45$

$= 1753018.76 \text{ Kg/cm}^2 > Mu (1751059 \text{ Kg/cm}^2) \dots\dots\dots(\text{aman})$

4.4. Kolom

$h = 400 \text{ mm}; \quad b = 400 \text{ cm}$

$f.c = 17 \text{ Mpa}; \quad n = 12$

$f_y = 240 \text{ Mpa}; \quad D = 16 \text{ mm}$

a. Menentukan Total luas tulangan (As).

$As = \text{Luas tulangan} \times \text{jumlah tulangan}$

$$= (0.25 \times 3.14 \times 16^2) \times 4$$

$$= 803.84 \text{ mm}^2$$

b. Menentukan gaya-gaya dalam.

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$= (0.25 \times 3.14 \times 16^2) \times 240$$

$$= 192922 \text{ N}$$

$$\phi C_s = \phi \times T_s$$

$$= 0.65 \times 192922$$

$$= 125399 \text{ N}$$

$$\phi C_c = \phi \times 0.7225 \times b \times c \times f'_c$$

$$= 0.65 \times 192922 \times 400 \times c \times 17$$

$$= 3193.01 \text{ c} \cdot \text{N}$$

Diketahui nilai $P_u = 781202.84 \text{ N}$ didapatkan $\phi C_c + \phi C_s - \phi T_s = P_u$; dengan $\phi C_c = \phi T_s$ didapat $\phi C_c = P_u$; $3522 \text{ c} = 781202.84$; Maka diperoleh nilai c adalah sebagai berikut :

$$c = \frac{P_u}{\phi C_c}$$

$$= \frac{781202.84}{3193.01}$$

$$= 244.66 \text{ mm}$$

Dari diagram regangan tegangan diperoleh :

$$c = 244.66 \text{ mm dan } d = 354 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \left(\frac{c-d}{c} \right) \times 0.003 > \frac{f_y}{E_s}$$

$$\epsilon_s = \left(\frac{125.34}{244.66} \right) \times 0.003 = 0.0015 > \frac{240}{23035} = 0.010$$

$$\epsilon'_s = \left(\frac{c-d'-d}{c} \right) \times 0.003 > \frac{f_y}{E_s}$$

$$\epsilon'_s = \left(\frac{95.34}{244.66} \right) \times 0.003 = 0.0012 > \frac{240}{23035} = 0.010$$

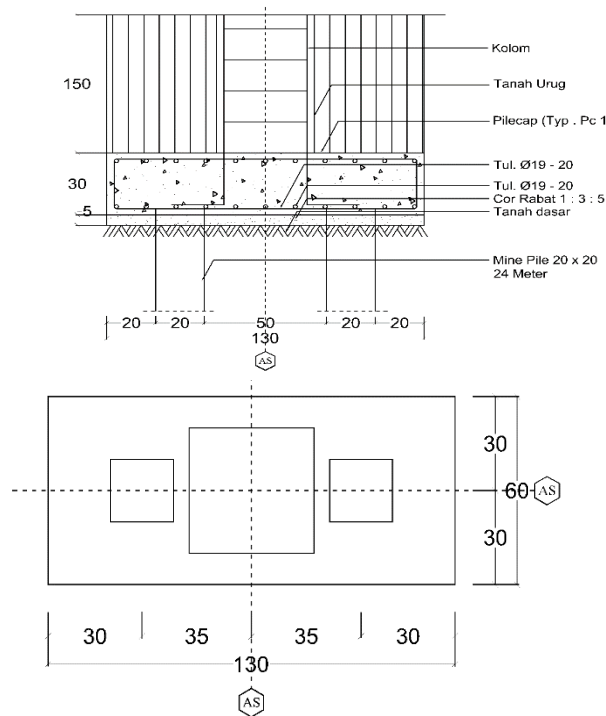
Terhadap syarat-syarat yang ditentukan ternyata memadai. Momen yang dilawan penampang ditentukan dengan $\Sigma M = 0$. Terhadap sumbu simetri penampang berlaku sebagai berikut :

$$M_u = \phi C_c (0.5 h - 0.425 c) + \phi C_s (0.5 h - d') + \phi T_s (0.5 h - d')$$

$$M_u = 781202.84 (0.5 \cdot 400 - 0.425 \cdot 244.66) + 125399 (0.5 \cdot 400 - 30) + 125399 (0.5 \cdot 400 - 30)$$

$$M_u = 117646223 \text{ N.mm} > M_u (726802.11 \text{ N.mm}) \dots\dots \text{ aman}$$

4.5. Pondasi



Gambar 4. Gambar Pondasi

Perhitungan ETABS 2015 diperoleh beban aksial terbesar berada pada titik D12 sebesar 89309.88 kg. dari data sondir diperoleh nilai tahanan konus Pada kedalaman 1.80m = 6.27 Kg/cm³. Perhitungan pondasi dangkal menggunakan metode Meyerhof 1956.

a. Kapasitas daya dukung Meyerhof 1956 :

$$q_a = q_c / 33 \times [(B + 0.3) / B]^3 \times K_d, \text{ dengan nilai } K_d = 1 + 0.33 \times D_f / B;$$

nilai K_d maksimum 1.33,

$$K_d = 1 + 0.33 \times D_f / B$$

$$K_d = 1 + 0.33 \times 1.8 / 1.3$$

$$K_d = 1.46$$

Nilai K_d yang dipakai adalah 1.33

$$q_a = q_c / 33 \times [(B + 0.3) / B]^3 \times K_d$$

$$q_a = 6.72 / 33 \times [(1.3 + 0.3) / 1.3]^3 \times 1.33$$

$$q_a = 0.383 \text{ Kg/cm}^2$$

b. Menentukan Beban Maksimum yang dapat ditahan pondasi :

$$\text{Luas Penampang Pondasi} = 130 \times 60\text{cm} = 7800\text{cm}^2$$

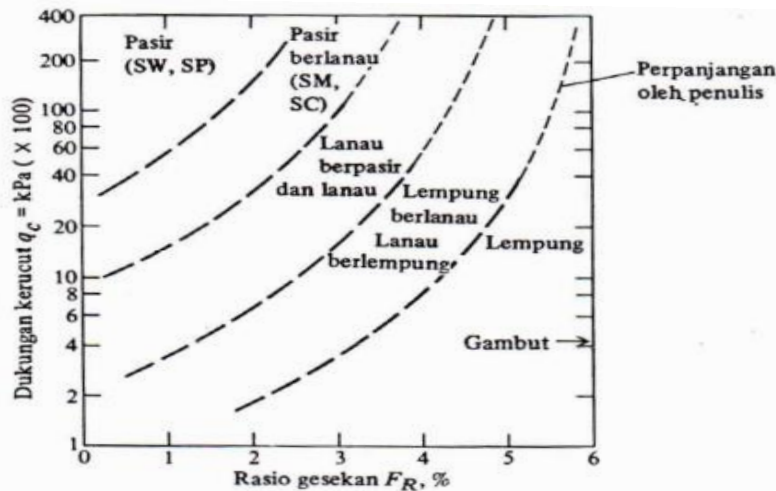
$$Q_{maks} = \text{luas penampang pondasi} \times q_a = 7800 \times 0.383 = 2987.4\text{Kg}$$

Dari perhitungan pondasi dangkal, beban yang maksimal yang dapat ditampung pondasi 2987.4 Kg, sedangkan dari analisa struktur pada ETABS 2015 diperoleh beban maksimal pada bangunan

89309.88Kg. maka dibutuhkan pondasi tiang pancang pondasi dapat menampung beban maksimal pada bangunan.

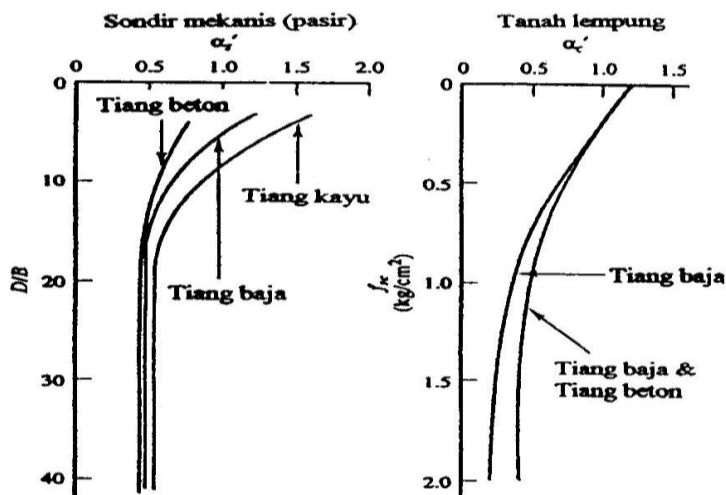
4.6. Pondasi Tiang Pancang (P4)

Pondasi tiang pancang dipakai apabila kedalaman tanah keras berada jauh didalam, Jenis tanah ditentukan berdasarkan korelasi antara tahanan konus dan fraction ratio.



Gambar 5. Grafik hubungan antara Qc dan Fr menurut Robertson dan campanella (Bowless, 1997) Dari tabel jenis tanah, didapatkan jenis tanah kedalaman 1.80 m untuk pondasi dangkal adalah jenis tanah pasir berlanau. Maka perhitungan pondasi tiang pancang menggunakan metode Metode Schmertmann & Nottingham.

- a. Data Pile,
- Kedalaman (df): 1.8 m
- panjang (b) : 0.2 m
- lebar (h) : 0.2 m
- Kc : 1.5
- b. Analisa ETABS 2015
- Pu = 38313 Kg



Gambar 6. Faktor Koreksi Gesekan pada Selimut Tiang Pada Sondir Mekanis (Nottingham 1975)

c. Data Pile

Tabel 1. Data sondir pada kedalaman 1-3m

Elevasi	Cone Resistance	Frection Ratio
0.00	0.00	0.00
20	1.01	7.00
40	1.01	7.00
60	1.01	7.00
80	2.02	3.50
1.00	2.02	3.50
20	2.02	3.50
40	2.02	3.50
60	3.03	2.33
80	5.06	1.40
2.00	7.08	1.86
20	8.09	1.63
40	8.09	1.63
60	11.12	1.82
80	11.12	1.82
3.00	13.15	1.00

d. Tekanan konus rata-rata

Nilai Qc yang diambil pada kedalaman 24m adalah sebagai berikut :

$$qc1 = \Sigma 8 \cdot D$$

$$qc1 = \Sigma 1.6$$

$$qc1 = \frac{2.02 + 2.02 + 3.03 + 5.06 + 7.08}{5}$$

$$qc1 = 3.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$qc2 = \Sigma 4 \cdot D$$

$$qc2 = \Sigma 0.8$$

$$qc2 = \frac{8.09 + 8.09 + 11.12 + 11.12}{4}$$

$$qc2 = 9.61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$qc = 0.5 (qc1 + qc2) \cdot 10000$$

$$qc = 0.5 (3.84 + 9.61) \cdot 10000$$

$$qc = 67235 \text{ Kg/m}^2$$

e. Tahanan ujung satuan

Nilai w pada dapat diperoleh pada tabel

$$fb = w \cdot qc$$

$$f_b = 0.67 \cdot 67235$$

$$f_b = 45047.45 \text{ Kg/m}^2$$

f. Luas permukaan tiang (A_b)

$$A_b = b \cdot h$$

$$A_b = 0.2 \cdot 0.2$$

$$A_b = 0.04 \text{ m}^2$$

g. Luas selimut tiang (A_s)

$$A_s = b \cdot d_f \cdot 4\text{sisi}$$

$$A_s = 0.2 \cdot 2 \cdot 4$$

$$A_s = 0.8 \text{ m}^2$$

h. Tekanan gesek satuan (f_s)

$$f_s = k_c \cdot q_s$$

$$f_s = 1.5 \cdot 1.86 \cdot 10000$$

$$f_s = 12000 \text{ kg/cm}^2$$

i. Berat tiang pancang (w_p)

$$W_p = (b \cdot h \cdot d_f) \cdot 2400$$

$$W_p = (0.2 \cdot 0.2 \cdot 3.4) \cdot 930$$

$$W_p = 18.6 \text{ Kg}$$

j. Tahanan ujung tiang

$$Q_u = A_b \cdot F_b + A_s \cdot F_s - W_p$$

$$Q_u = 0.04 \cdot 45047.45 + 19.2 \cdot 12000 - 18.6$$

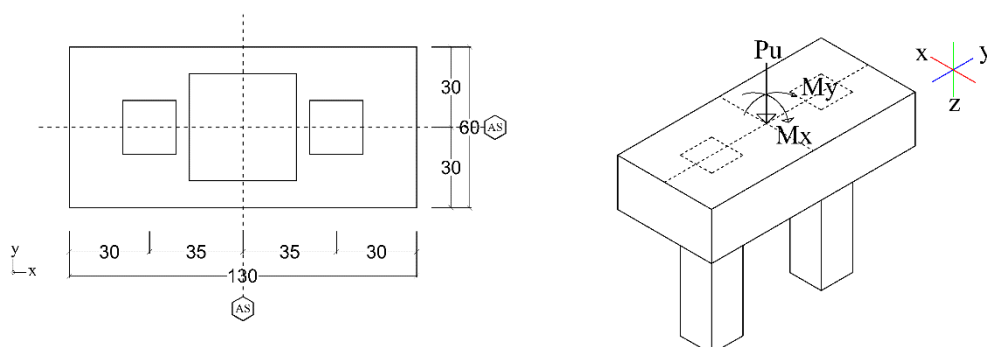
$$Q_u = 10031.87 \text{ Kg}$$

k. Syarat keamanan

Dari perhitungan diatas diketahui bahwa nilai $Q_u < P_u$. Maka pondasi P1 tidak aman. Agar pondasi aman, diperlukan pondasi kelompok tiang.

4.6.1.1. Pondasi Kelompok Tiang (P4)

Pondasi kelompok tiang dipakai pada Pondasi P4 dikarenakan pondasi tersebut tidak bisa menahan beban aksial jika hanya menggunakan 1 tiang pancang, untuk itu diperlukan pondasi kelompok tiang agar pondasi P4 dapat menahan beban aksial pada bangunan.



Gambar 7. Gambar Pondasi Dalam

$$\begin{aligned}
 m &= 2 & n &= 1 \\
 S &= 0.5 \text{ m}; & D &= 0.2 \text{ m} \\
 P &= 0.8 \text{ m}; & P_u &= 37314.70 \text{ Kg} \\
 M_x &= 157.71 \text{ Kg.m}; & M_y &= 538.61 \text{ Kg.m} \\
 n_x &= 1 & n_y &= 2 \\
 \Sigma x^2 &= 0.18 & \Sigma y^2 &= 0.245 \\
 X_{\max} &= 0.3 \text{ m}; & Y_{\max} &= 0.35 \text{ m} \\
 Q_{\text{all}} &= 10031.87
 \end{aligned}$$

a. Efisiensi Kelompok Tiang

$$E_g = \frac{2(m \cdot n - 2)S + 4 \cdot D}{P \cdot m \cdot n}$$

$$E_g = \frac{2(2 \cdot 1 - 2)0.5 + 4 \cdot 0.2}{0.8 \cdot 2 \cdot 1}$$

$$E_g = 1.625$$

b. Beban normal eksentris

$$\text{Pilecap} = \frac{P_u}{N} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2}$$

$$\text{Pilecap} = \frac{37314.70}{1} + \frac{157.71 \cdot 0.35}{1 \cdot 0.245} + \frac{538.61 \cdot 0.3}{2 \cdot 0.18}$$

$$\text{Pilecap} = 19331.49 \text{ Kg}$$

c. Kapasitas kelompok tiang

$$Q_g = Q_{\text{all}} \cdot E_g$$

$$Q_g = 10031.87 \cdot 1.63$$

$$Q_g = 16301.80 \text{ Kg}$$

Dari hasil diatas diketahui bahwa pondasi kelompok tiang untuk 2 tiang pancang tidak mampu menahan beban aksial pada bangunan. Maka dibutuhkan pondasi kelompok tiang dengan tiang pancang lebih daripada 3 tiang pancang.

Dari analisa yang telah dilakukan, penyebab bangunan amblas pada section A-C20 disebabkan oleh kegagalan pondasi tiang pancang yang tidak dapat menahan beban aksial pada bangunan gedung.

4.7. Metode Perbaikan

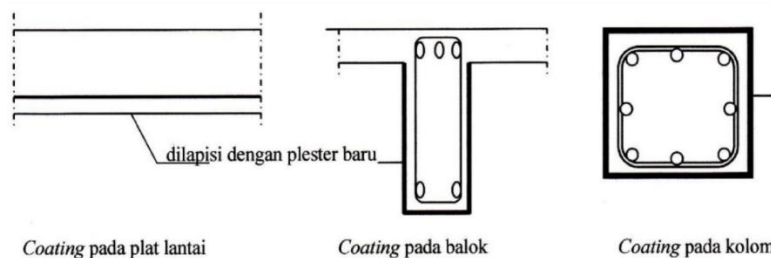
4.7.1. Perbaikan Struktur Kolom dan Balok

Setelah diketahui jenis dan penyebab kerusakan, langkah selanjutnya adalah menentukan metode perbaikan untuk masing-masing elemen struktur. Bahan yang digunakan harus sedemikian rupa sehingga hasil perbaikan yang diperoleh memiliki kekuatan sesuai dengan yang diinginkan dan

tahan lama. Secara umum persyaratan bahan untuk perbaikan adalah; dapat melekat secara baik, memiliki sifat susut kecil, memiliki koefisien muai dan modulus elastik tidak jauh dengan bahan yang diperbaiki, permeabilitas rendah, dan tahan lama. Beberapa metode perbaikan yang dapat digunakan untuk menangani gedung pasca kebakaran disesuaikan dengan tingkat kerusakan yang terjadi, yang dapat diuraikan sebagai berikut (Sudarmoko,2000):

1. Kerusakan Ringan

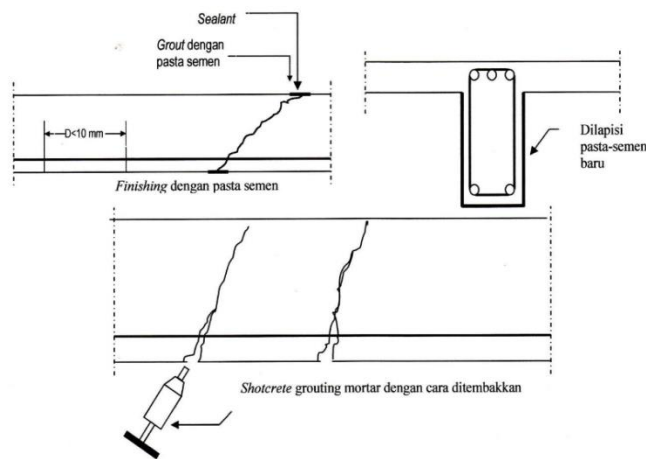
Metode perbaikan yang digunakan adalah metode Coating, yaitu dilakukan dengan cara melapisi permukaan beton dengan cara mengoleskan atau menyemprotkan bahan yang bersifat plastik dan cair. Lapisan ini digunakan untuk menyelimuti beton terhadap lingkungan yang membahayakan/merusak beton. Cara yang paling mudah dan murah adalah memberi acian dari pasta semen pada permukaan beton, namun bahan ini tidak bersifat platis



Gambar 8. Coating pada plat lantai, balok dan kolom

2. Kerusakan Sedang

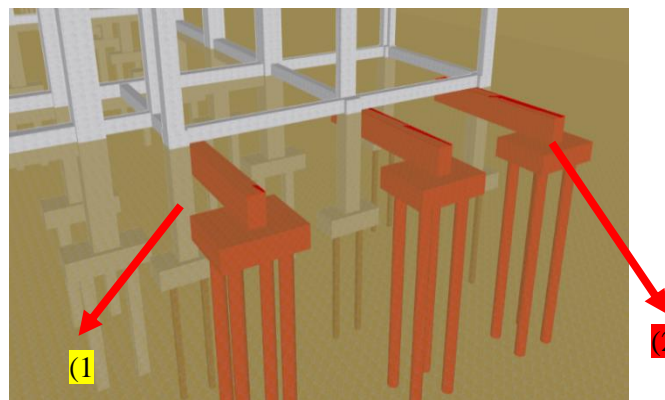
Metode perbaikan yang digunakan adalah dengan melakukan Injeksi (grout), yaitu untuk perbaikan elemen atau bagian elemen yang retak cukup dalam. Bahan injeksi biasanya dipilih dari bahan yang bersifat encer dan mudah mengeras, seperti epoxy resin sehingga mudah dimasukkan pada celah/retak dengan cara dipompa (diberi tekanan). Sebelumnya dibuat lubang-lubang dengan jarak tertentu sebagai jalan masuk bahan injeksi pada bagian yang retak tersebut. Kemudian bagian-bagian retak yang lain diberi penutup (diplester) untuk menghindari terjadinya kebocoran. Setelah itu bahan diinjeksikan dengan tekanan masuk ke dalam celah/retak sampai terlihat pada lubang-lubang lain telah terisi atau mengalir keluar. Metode ini dapat digunakan untuk mengisi retak retak yang kecil dan cukup dalam dimana tidak diinginkan adanya rongga-rongga dalam retak (lihat Gambar 9). Metode lainnya adalah Shotcrete, metode ini dilakukan dengan cara menembakkan mortar atau beton (biasanya dengan ukuran agregat kecil) pada permukaan beton yang diperbaiki. Shotcrete dapat digunakan untuk perbaikan permukaan yang vertical atau horizontal.



Gambar 9. Grouting pada plat dan balok lantai

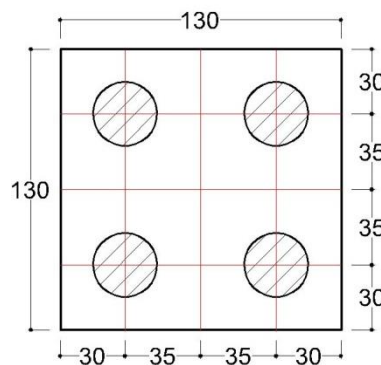
4.7.2. Perbaikan pada Pondasi

Untuk mencegah terjadinya penurunan lebih lanjut maka didesain pondasi pada samping pondasi yang mengalami penurunan seperti terlihat pada gambar 10. Dari hasil perhitungan didapat desain pondasi sebagai berikut.



Gambar 10. Sketsa Perbaikan Pondasi

Pada titik (1 kuning) pondasi yang mengalami penurunan karena tidak dapat menahan beban bangunan. Pada titik (2 merah) pondasi baru yang dibuat untuk menahan beban pada pondasi (1 kuning) agar nantinya pondasi tidak mengalami penurunan. Pondasi pada titik (2 merah) menggunakan bor pile dengan kedalaman 3.4 meter dari permukaan tanah. Berikut spesifikasi pondasi pada titik (2 merah).



Gambar 11. Rencana perkuatan pondasi

$$m = 2 \quad n = 2$$

$$S = 0.5 \text{ m}; \quad D = 0.2 \text{ m}$$

$$P = 0.8 \text{ m}; \quad P_u = 37313.4 \text{ Kg}$$

$$M_x = 157.71 \text{ Kg.m}; \quad M_y = 538.61 \text{ Kg.m}$$

$$n_x = 1 \quad n_y = 2$$

$$\Sigma x^2 = 0.18 \quad \Sigma y^2 = 0.245$$

$$X_{\max} = 0.3 \text{ m}; \quad Y_{\max} = 0.35 \text{ m}$$

$$Q_{\text{all}} = 10031.87 \text{ kc} = 1.2 \text{ (Material beton)}$$

Tekanan konus rata-rata

Nilai Q_c yang diambil pada kedalaman 3.4 m adalah sebagai berikut :

$$q_c = 150406.3 \text{ Kg/m}^2$$

Tahanan ujung satuan

$$f_b = w \cdot q_c$$

$$f_b = 100772.2 \text{ Kg/m}^2$$

Luas permukaan tiang (A_b)

$$A_b = 0.07065 \text{ m}^2$$

Tekanan gesek satuan (f_s)

$$f_s = k_c \cdot q_s$$

$$f_s = 1.2 \cdot 1 \cdot 17300$$

$$f_s = 20760 \text{ kg/cm}^2$$

Berat tiang pancang (w_p)

$$W_p = (b \cdot h \cdot d_f) \cdot 2400$$

$$W_p = 0.25 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot 2 \cdot 2400$$

$$W_p = 339.12 \text{ Kg}$$

Tahanan ujung tiang

$$Q_u = A_b \cdot F_b + A_s \cdot F_s - W_p$$

$$Q_u = 0.07065 \cdot 100772.2 + 3.2028 \cdot 20760 - 339.12$$

$$Q_u = 25041.12 \text{ Kg}$$

Efisiensi Kelompok Tiang

$$P_{\text{tiang}} = \frac{2(m \cdot n - 2) + 4D}{P \cdot m \cdot n}$$

$$E_g = 1.625$$

Beban normal eksentris

$$P_{\text{tiang}} = \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2}$$

$$P_1 \text{ Tiang} = 20255.71 \text{ Kg}$$

Kapasitas kelompok tiang

$$Q_g = Q_{all} \cdot E_g$$

$$Q_g = 25041.12 \cdot 1.63$$

$$Q_g = 40691.83 \text{ Kg}$$

Dari hasil diatas diketahui bahwa kapasitas kelompok tiang pondasi bor pile dinyatakan aman untuk menahan beban aksial pada bangunan. Setelah pondasi dinyatakan aman, maka selanjutnya menghitung desain balok kantilever untuk menahan balok sloof yang mengalami penurunan.

Tinjauan pada struktur sloof dimensi 25cm x 40cm.

$$h = 70\text{cm}; \quad b = 50 \text{ cm}$$

$$f_c = 356.9 \text{ Kg/cm}^2; \quad d' = 67.5 \text{ cm}$$

$$f_y = 4218 \text{ Kg/cm}^2; \quad D = 25 \text{ mm}$$

$$M_{tumpuan} = 7310719.48 \text{ Kg.m} \quad M_{lapangan} = 422584.8 \text{ Kg.m}$$

Tulangan tumpuan

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \phi \cdot \rho \cdot f_y \left(1 - 0.588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f_c}\right)$$

$$\frac{7310719.48}{50 \cdot 67.5^2} = 0.9 \cdot \rho \cdot 4218.2 \left(1 - 0.588 \cdot \rho \cdot \frac{4218.2}{250}\right)$$

$$\frac{7310719.48}{227812.5} = 3796.6 \cdot \rho \cdot (1 - 9.272 \cdot \rho)$$

$$32.09 = 3796.6 \cdot \rho - 36930 \rho^2$$

$$36930 \rho^2 - 3796.6 \rho + 32.09 = 0$$

$$\rho = 0.009$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0.090 \cdot 50 \cdot 67.5$$

$$A_s = 30.43 \text{ cm}^2$$

Maka, tulangan yang akan dipakai 8 Ø 25

Tulangan lapangan

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \phi \cdot \rho \cdot f_y \left(1 - 0.588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f_c}\right)$$

$$\frac{422584.8}{50 \cdot 67.5^2} = 0.9 \cdot \rho \cdot 4218.2 \left(1 - 0.588 \cdot \rho \cdot \frac{4218.2}{250}\right)$$

$$\frac{422584.8}{227812.5} = 3796.6 \cdot \rho \cdot (1 - 9.272 \cdot \rho)$$

$$1.855 = 3796.6 \cdot \rho - 36930 \rho^2$$

$$36930 \rho^2 - 3796.6 \rho + 1.86 = 0$$

$$\rho = 0.0035$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0.0035 \cdot 50 \cdot 67.5$$

$$A_s = 11.81 \text{ cm}^2$$

Maka, tulangan yang akan dipakai 6 Ø 16

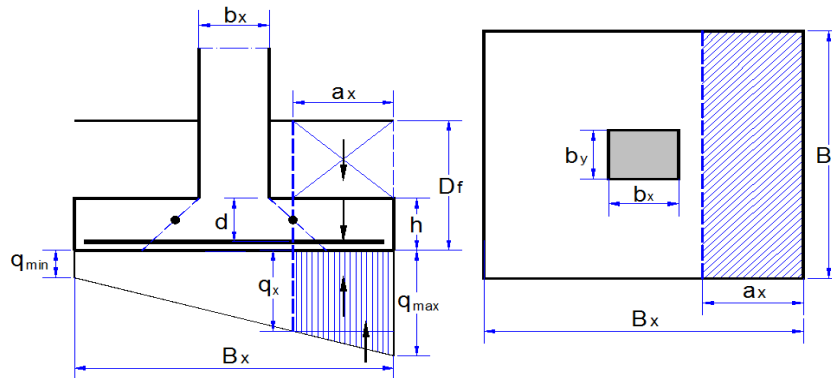
Tinjauan pada struktur foot plat dimensi 130cm x 130cm.

$$b_x = 1.30 \text{ m}; \quad B_y = 1.30 \text{ m}$$

$$b_x = 0.50 \text{ m}; \quad b_y = 0.50 \text{ m}$$

$$h = 0.70 \text{ m}; \quad \alpha_s = 30$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa}; \quad f_y = 410 \text{ MPa}$$



Gambar 12. Rencana pondasi dangkal

1. Tinjauan Geser Arah X

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (d')

$$d' = \text{selimut beton} + \varnothing_{\text{tul. utama-x}} + \varnothing_{\text{tul. utama-y}}$$

$$d' = 0.05 + 0.016 + 0.016$$

$$d' = 0.082 \text{ m}$$

Tebal efektif foot plat (d)

$$d = h - d'$$

$$d = 0.7 - 0.082$$

$$d = 0.618 \text{ m}$$

Jarak bidang kritis terhadap sisi luar foot plat, (a_x)

$$a_x = (B_x - b_x - d) / 2$$

$$a_x = (1.30 - 0.50 - 0.618) / 2$$

$$a_x = 0.091 \text{ m}$$

Tegangan geser foot plat (q_x)

Berdasarkan output gaya geser pada ETABS 2015 diperoleh gaya geser sebesar 4223 kN/m²

Gaya geser arah x (V_{ux})

$$V_{ux} = q_x \cdot a_x \cdot B_y$$

$$V_{ux} = 4223 \cdot 0.091 \cdot 1.3$$

$$V_{ux} = 499.58 \text{ kN}$$

Lebar bidang geser tinjauan untuk arah x (b)

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

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom (β_c)

$$\beta_c = b_c / b_y$$

$$\beta_c = 1.00$$

Kuat geser foot plat arah x,

$$V_c = [\alpha_s \cdot d / b_o + 2] \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d / 12 \cdot 10^3$$

$$V_c = [30 \cdot 618 / 1300 + 2] \cdot \sqrt{35} \cdot 1300 \cdot 618 / 12 \cdot 10^3$$

$$V_c = 6440.895$$

Kuat geser foot plat. (ϕV_c)

$$= \phi \cdot V_c$$

$$= 0.75 \cdot 6440.86$$

$$= 4380.671$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_u$$

$$4380.67 > 499.58 \rightarrow \text{AMAN}$$

Tinjauan geser arah Y diasumsikan sama dikarenakan foot plat arah X dan arah Y memiliki dimensi yang sama.

2. Tinjauan Lentur Arah X

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (d')

$$d' = \text{selimut beton} + \emptyset_{\text{tul. utama-x}} + \emptyset_{\text{tul. utama-y}}$$

$$d' = 0.05 + 0.016 + 0.016$$

$$d' = 0.082 \text{ m}$$

Momen yang terjadi pada plat fondasi. (M_{ux})

Berdasarkan output momen arah-X pada ETABS 2015 diperoleh momen arah-X sebesar 1221 kN.m

Lebar bidang geser tinjauan untuk arah x (b)

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

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (d')

$$d' = \text{selimut beton} + \emptyset_{\text{tul. utama-x}} + \emptyset_{\text{tul. utama-y}}$$

$$d' = 0.05 + 0.016 + 0.016$$

$$d' = 0.082 \text{ m}$$

Faktor reduksi tegangan beton (ρ_b)

$$\rho_b = \beta_1 \cdot (f'_c / f_y) \cdot 600 / (600 + f_y)$$

$$\rho_b = 1 \cdot (35 / 410) \cdot 600 / (600 + 410)$$

$$\rho_b = 0.0431$$

Faktor reduksi kekuatan lentur (R_{max})

$$R_{max} = 0,7 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot [1 - \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y / (0.85 \cdot f'_c)]$$

$$R_{\max} = 0,7 \cdot 0,0431 \cdot 410 \cdot [1 - \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot 0,0431 \cdot 410 / (0,85 \cdot 35)]$$

$$R_{\max} = 10,302$$

$$M_n = M_{ux} / \phi$$

$$M_n = 1221 / 0,9$$

$$M_n = 1356,667 \text{ kN.m}$$

$$R_n = M_n \cdot 10^6 / (b \cdot d^2)$$

$$R_n = 1356,67 \cdot 10^6 / (1300 \cdot 618^2)$$

$$R_n = 2,73$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$R_n < R_{\max}$$

$$2,73 < 10,302$$

Rasio Tulangan yang diperlukan (ρ)

$$\rho = 0,85 \cdot f_c' / f_y \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot R_n / (0,85 \cdot 35)}]$$

$$\rho = 0,85 \cdot 35 / 410 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 2,73 / (0,85 \cdot 35)}]$$

$$\rho = 0,0070$$

Luasan tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0070 \cdot 1300 \cdot 618$$

$$A_s = 5625,73$$

Jarak tulangan minimum yang diperlukan.

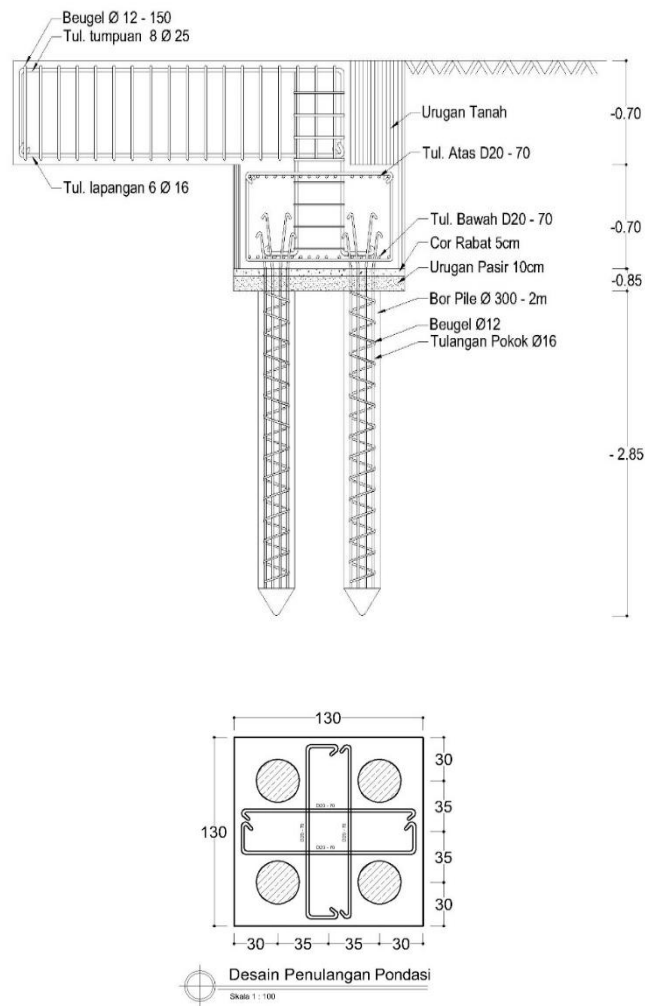
Tulangan yang digunakan $\emptyset 20$, maka jarak yang dipakai adalah sebagai berikut:

$$s = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / A_s$$

$$s = \pi / 4 \cdot 20^2 \cdot 1300 / 5625,73$$

$$s = 73$$

Dari hasil perhitungan tulangan foot plat, maka digunakan tulangan $\emptyset 20 - 70 \text{ mm}$. Tinjauan tulangan arah Y diasumsikan sama dikarenakan foot plat arah X dan arah Y memiliki dimensi yang sama.



Gambar 13. Desain perkuatan pondasi

4.7.3. Evaluasi Hasil Perbaikan

Metode perbaikan yang dilakukan telah diaplikasikan di lapangan dan terbukti bahwa metode yang disarankan mampu mengatasi permasalahan yang ada. Hal ini terlihat dari pantauan peneliti setelah satu tahun berjalan diantaranya adalah gedung tidak lagi mengalami keretakan, penurunan pondasi juga tidak terjadi lagi. Selain itu juga berdasarkan keterangan guru juga lebih nyaman dan tenang dalam melaksanakan kegiatan belajar mengajar. Berikut adalah data survei di lapangan setelah satu tahun perbaikan berjalan :

Tabel 2. Rekapitulasi data kondisi struktur SMP N 19 Samarinda
Tanggal 31 maret 2018

Kondisi	Balok	Kolom	Plat	Dinding
Rusak Parah	0 %	0 %	0 %	0 %
Rusak Sedang	0 %	0 %	0 %	0 %
Rusak Ringan	0 %	0 %	0 %	2,3 %
Baik	100 %	100 %	100 %	98,7 %

5. KESIMPULAN

Dari hasil penelitian didapatkan beberapa kesimpulan, antara lain :

1. Dari hasil penelitian diketahui bahwa penyebab terjadinya penurunan pondasi pada titik B20 akibat daya dukung tanah pada pondasi tiang pancang lebih kecil daripada beban aksial pada bangunan.
2. Metode yang dipakai untuk memperbaiki pondasi yaitu dengan menambah pondasi tiang bore pile pada sisi kanan pondasi, yang dihubungkan dengan balok sloof agar nantinya pondasi tidak mengalami penurunan lanjutan.
3. Dari hasil penelitian, diketahui ada beberapa bagian yang mengalami keretakan pada sambungan antara kolom dan balok sloof. Akan tetapi keretakan tersebut tidak mempengaruhi kekuatan struktur.

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional., (2013). *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Gedung Berdasarkan SNI 03-2847-2013*.

Departemen Pekerjaan Umum, "Tata Cara Perhitungan Struktur Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. (1983). *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah bangunan.

Internet : Google maps. SMPN 19 Samarinda Kaltim.

<https://www.google.co.id/maps/place/SMPN19+Samarinda+Kaltim/@-0.6092908,117.092579,6788a,20y,40.48t/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x2df680e7c3f18681:0x9402aa0e057a70d!8m2!3d-0.5614615!4d117.104745>

Kusuma, Gideon. (1993). *Dasar-dasar perencanaan beton bertulang*. Jakarta: Erlangga

Nasution, Amrinsyah (2009). *Analisis dan Desain Struktur Beton Bertulang*. Bandung: ITB.